



Università degli Studi di Padova

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

Propagazione lungo la valle del Piave dell'onda di sommersione generata dal disastro del Vajont

Candidato:

Matteo Orzes

Matricola 1020008

Relatore:

Ch. mo Prof. Ing. Luigi D'Alpaos

Correlatore:

Dott. Ing. Luana Stefanon

Indice

Introduzione	1
1 Il Grande Vajont	3
1.1 Premessa	3
1.2 La costruzione di impianti idroelettrici nel bacino del Piave	4
1.3 Lo sfruttamento ad uso irdoelettrico del torrente Vajont	4
1.4 Il Grande Vajont	6
1.5 La galleria di Bypass	8
1.6 Perizie geologiche	8
1.7 Cenni sul Modello Idraulico	10
1.8 Avvenimenti salienti	12
1.9 La catastrofe del 9 ottobre 1963	13
1.10 Dopo la catastrofe	14
2 Indagini	17
2.1 Introduzione	17
2.2 Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti	17
2.3 Cartografie	18
2.4 Cenni di Aerofotogrammetria e Aerofoto	18
2.5 Commissioni d'inchiesta e relativi studi	19
2.5.1 Giornale di Geologia	19
2.5.2 Studio dell'onda di piena seguita alla frana del Vajont	21
2.5.3 Commissione d'inchiesta E.N.E.L.	23
2.6 Atti Giudiziari	24
2.7 Testimonianze	24
2.8 Bacino d'invaso	29
2.9 Magistrato alle Acque	29
2.10 Studi recenti	32

2.10.1	Modello 2D	32
2.10.2	Modello 3D SPH	33
3	Modello di propagazione delle piene	37
3.1	Il modello bidimensionale	38
3.1.1	Equazioni bidimensionali del moto	38
3.1.2	Transizione asciutto-bagnato: la media di fase	39
3.2	Gli elementi monodimensionali	42
3.2.1	Elementi monodimensionali “canale”	42
3.2.2	Elementi monodimensionali “speciali”	45
3.3	Condizioni al contorno	48
4	Modellazione e risultati	51
4.1	Reticolo di partenza	51
4.2	Modifiche al reticolo	52
4.2.1	Rifinitura e modifiche delle maglie	52
4.2.2	Quotatura del reticolo	52
4.2.3	Scabrezze del fondo	55
4.3	Simulazioni	56
4.3.1	Prima simulazione	58
4.3.2	Seconda simulazione	61
4.4	Confronto tra Idrogrammi	64
4.4.1	Idrogrammi della prima simulazione e di Petti	64
4.4.2	Idrogrammi della prima e della seconda simulazione	64
	Conclusioni	67
A	Appendice A	69
A.1	Elenco e descrizione dei punti rilevati	69
	Appendice B: Rilievi e onda propagata da Provagna	73
B.1	Planimetria generale	73
B.2	Zona attorno a Fortogna	75
B.3	Zona tra Soverzene e Ponte nelle Alpi	77
B.4	Zona di Belluno	79
	Appendice C: Rilievi e onda SPH propagata dal Vajont	81
C.1	Planimetria generale	81

<i>INDICE</i>	iii
C.2 Zona attorno a Longarone	83
C.3 Zona attorno a Fortogna	85
C.4 Zona tra Soverzene e Ponte nelle Alpi	87
C.5 Zona di Belluno	89
Appendice D: Rilievi sul bacino d'invaso	91
Bibliografia essenziale	93

Introduzione

L'argomento affrontato nella tesi consiste nel confronto tra i valori rilevati e ottenuti tramite un modello matematico riguardanti l'onda di piena a valle della diga del Vajont dopo l'evento del 9 ottobre 1963.

Questo lavoro ha suscitato fin da subito il mio interesse: in primo luogo, mi ha permesso di utilizzare quanto appreso nei corsi dell'ultimo anno di Ingegneria Idraulica, applicando ad un caso pratico quanto studiato e potendolo confrontare con dati di campo. Inoltre mi ha consentito di approfondire le mie conoscenze su quella vicenda, cosa sempre interessante specialmente per chi come me è originario di quelle zone.

Il lavoro si articola in quattro capitoli. Il primo ripercorre brevemente la cronologia degli eventi che hanno portato al disastro. Il secondo capitolo è dedicato alle misure personalmente rilevate e al confronto con quelle già presenti in letteratura; inoltre riporta la ricostruzione del massimo livello raggiunto dall'onda di piena. Il terzo capitolo descrive il modello di calcolo utilizzato e le sue approssimazioni. Infine nel quarto capitolo si esaminano alcuni dettagli sulla modellazione del bacino e si espongono i risultati ottenuti con il modello.

Capitolo 1

Il Grande Vajont

1.1 Premessa

Come è noto, l'Italia nei primi anni del XX secolo iniziò a muovere i primi passi verso l'industrializzazione, processo in cui arrivò tardi rispetto alle altre nazioni europee. Uno dei motivi di arretratezza fu l'assenza di materie prime. Dal 1882, anno in cui THOMAS ALVA EDISON inaugurò la prima centrale, iniziò lo sviluppo di una nuova tecnologia: l'energia elettrica. Questa consentì di portare la forza motrice per macchine o qualsivoglia lavorazione proprio nel luogo dove serve, non vincolando più la costruzione di attività produttive alla fonte di potenza motrice.

L'Italia fu la prima nazione europea a disporre di una centrale elettrica grazie al lavoro portato a termine da GIUSEPPE COLOMBO¹, che attraverso un accordo con l'inventore americano sopra citato, riuscì ad inaugurarla a Milano nel giugno 1883.

In quei primi anni la corrente veniva prodotta principalmente in due modi, attraverso le centrali a carbone e quelle idroelettri-



Figura 1.1: Nella foto in cui si nota subito il duomo di Milano spicca anche la canna fumaria della prima centrale elettrica in Europa sita in Via Radegonda

¹Giuseppe Colombo è stato un ingegnere, docente universitario, imprenditore e politico italiano

che. Per questo l'Italia fino al secondo dopo guerra cercò di sfruttare al massimo l'unica delle due energie che possiede, quella idroelettrica. In questo contesto si cercò sin da subito di regolare le portate dei corsi d'acqua, per consentire di produrre la maggior energia possibile nei periodi e negli orari in cui veniva richiesta dal mercato.

1.2 La costruzione di impianti idroelettrici nel bacino del Piave

La Piave, o il Piave come si scrive dopo la fine della prima guerra mondiale, già da tempi antichi veniva utilizzato a scopo industriale. Le prime derivazioni, di modesta quantità, servivano per alimentare piccoli molini, battiferri o ancora per piccoli impianti per la lavorazione del legname.

Questo fiume, nei primi anni del '900 era a carattere quasi torrentizio, alternando piene importanti a lunghi periodi di magra e risultando dunque privo di costanti possibilità di funzionamento. Per questo motivo lo sfruttamento ad uso idroelettrico partì in ritardo rispetto ad altri fiumi. Diverse società si divisero inizialmente la parte più alta del bacino del Piave. Tutte queste vennero inglobate dalla S.A.D.E. (Società Adriatica di Elettricità), che era uno dei principali produttori di energia elettrica. Tra i diversi impianti realizzarono quelli di Fadalto, Nove, San Floriano, che attingevano dal lago di Santa Croce. Quest'ultimo, grazie alla costruzione di un argine, incrementò il suo volume invasabile e veniva anche alimentato da un canale artificiale, derivando la portata nei pressi dalla centrale di Soverzene, così da avere maggiori volumi disponibili. Già nel 1924 venne attivato il collegamento che porta l'energia prodotta dagli impianti del Piave verso Ferrara e Trieste. In questi anni partirono le costruzioni dei primi invasi artificiali, che andranno a formare il sistema Piave-Boite-Maè-Vajont. La costruzione degli invasi cambierà in modo sostanziale i deflussi sul Piave.

1.3 Lo sfruttamento ad uso idroelettrico del torrente Vajont

In questo contesto di industrializzazione e di sfruttamento delle fonti di energia disponibili, già nel 1900 venne richiesta l'autorizzazione al genio civile di Udine per la costruzione di uno sbarramento di circa 6 metri sul torrente Vajont, con una derivazione che non ecceda i 700 litri al secondo, per alimentare un'attività di

1.3. LO SFRUTTAMENTO AD USO IRDOELETTICO DEL TORRENTE VAJONT⁵



Figura 1.2: *Centrale di Fadalto costruita tra il 1911 e il 1913, in una foto degli anni 30, Bondesan, 2000*

segheria. Questo fu solo il primo utilizzo a fine industriale, negli anni si sviluppano diversi progetti per il suo sfruttamento.

Nel 1925 CARLO SEMENZA² chiese al geologo svizzero JAKOB HUG una relazione preliminare per la costruzione di una diga nella valle, la quale risultò piuttosto vaga e parla di una diga alta più di 100 metri. Seguì al sopralluogo un'altra lettera in cui Hug scrisse che, dopo aver visto quanto accaduto per la diga di Wägital, costruita su sponde calcaree, credeva possibile la costruzione di una diga di notevole altezza nella roccia del Vajont. Si interrompe a questo punto la corrispondenza con l'elvetico e iniziano le consulenze da parte del professor GIORGIO DAL PIAZ³.

La prima relazione del 1928 analizzò la possibilità di costruire lo sbarramento in due luoghi, il primo vicino al ponte di Casso, il secondo a valle del ponte del Colomber. Venne preferito il secondo al primo, scrivendo che le condizioni delle sponde, seppur all'apparenza non ottimali, erano molto simili alle pendici degli altri sbarramenti costruiti nei bacini veneti.

²Carlo Semenza, ingegnere e progettista di numerose opere idrauliche e di molte dighe

³Giorgio dal Piaz, professore di geologia dell'Università di Padova

Nel 1940 arrivò una prima richiesta al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per la costruzione di una diga alta 202 metri. A causa dell'imminente entrata in guerra dell'Italia non fu possibile continuare l'opera che a seguito di diverse vicissitudini non venne ripresa prima della fine del conflitto bellico.

Un altro capitolo fondamentale si vive quando nel '48 Semenza chiese un parere a Dal Piaz sull'eventuale innalzamento della diga ad una quota compresa tra i 675 e 730 metri sul medio mare. La risposta fu favorevole, non negando che una diga di tali dimensioni sia notevole, ma non sollevò alcun problema rilevante. L'unica nota stonata fu l'ipotesi di possibili smottamenti sul fianco sinistro nei pressi di Pian della Pineda, ma con effetti tutto sommato trascurabili. Quest'ultima e definitiva soluzione, nota come Grande Vajont ed esposta dettagliatamente nel paragrafo successivo, aveva le seguenti caratteristiche⁴:

- Quota di coronamento (piano stradale): 725,50 *m s.l.m.*
- Quota del ciglio sfiorante (massimo invaso): 722,50 *m s.l.m.*
- Quota di massimo svaso: 625 *m s.l.m.*
- Quota alla base: 463,90 *m s.l.m.*
- Altezza dal coronamento: 261,60 *m*
- Spessore massimo alla base: 22 *m*
- Spessore minimo al coronamento: 3 *m*
- Lunghezza al coronamento: 190 *m*
- Volume di calcestruzzo impiegato: 360.000 *m*³
- Capacità massima del serbatoio: 168,7 *milioni di m*³
- Capacità utile del serbatoio: 150 *milioni di m*³
- Lunghezza del serbatoio: 5,2 *km*

1.4 Il Grande Vajont

Un volume d'invaso di 150 milioni di *m*³ era nettamente sovrabbondante per regolare le sole portate del torrente Vajont. Dunque, perché è stato sviluppato

⁴Dati reperibili su La storia idraulica del "Grande Vajont"(Rivis, 2012)

questo progetto? Il motivo è piuttosto ingegnoso, utilizzarlo come accumulo per tutto il sistema Piave-Boite-Maè-Vajont-Val Gallina. Così facendo si poteva avere un serbatoio di notevole capacità, che poteva attingere dai bacini del Piave, dalla diga di Pieve di Cadore, dal Maè, dall'invaso di Pontesei, che, a sua volta, poteva avvalersi delle acque del Boite provenienti dalla diga di Vodo di Cadore.

In questo sistema il serbatoio della Val Gallina serviva come vasca di carico giornaliero per la centrale di Soverzene. Si può vedere in figura 1.3 come fosse strutturato il sistema. Altro grande attore del progetto era il canale che dalla centrale portava al lago di Santa Croce incrementando la produzione delle centrali in cascata dal Fadalto.

In quegli anni, inoltre, il governo concedeva un indennizzo a fondo perduto per la realizzazione di opere per lo sfruttamento idroelettrico. L'incentivo era economico, garantiva un contributo statale, che copriva parte del costo di costruzione dello sbarramento (se solo a scopo idroelettrico), o per una quota maggiore se si fosse usato l'invaso anche a scopo irriguo. Così fu progettato il Grande Vajont.



Figura 1.3: Mosaico della centrale Achille Gaggia di Soverzene che schematizza il sistema Piave, Boite, Maè, Vajont, Val Gallina

Nel 1957 iniziarono i lavori di scavo per le fondazioni in un primo momento

senza concessione; a seguito di segnalazione da parte del Genio Civile di Belluno di un'attività non ancora approvata, la SADE chiese l'autorizzazione provvisoria di urgenza e indifferibilità. Il Consiglio Superiore dei LL.PP. accettò la domanda visto che l'opera serviva anche ad assorbire manodopera locale.

Il 4 novembre 1960 si verificò il primo fenomeno franoso: 700.000 m^3 di pendice montuosa andarono a finire nel lago, il cui livello di invaso era in quel momento piuttosto basso. Non ci furono danni, ma si formò la caratteristica fessura a forma di M come si può vedere in figura 1.5. L'avvenimento fece prendere provvedimenti. Il primo fu la costruzione di una galleria di Bypass della frana. Il secondo fu l'approfondimento dei possibili effetti idraulici di un eventuale importante fenomeno di frana.

1.5 La galleria di Bypass

Nell'ipotesi che, franando, una cospicua massa di terreno potesse interrompere la continuità del lago, come ipotizzato da diversi tecnici interrogati, venne previsto un tunnel di sorpasso frana. Questo venne costruito nel periodo tra l'inizio del 1961 e l'autunno dello stesso anno.

La galleria di bypass avrebbe avuto la funzione di collegamento tra le 2 parti di serbatoio qualora fossero state divise dal corpo dislocato dalla prevista frana. Durante la costruzione il lago venne tenuto molto basso e in questo periodo il movimento dei capisaldi praticamente si arrestò.

1.6 Perizie geologiche

Diversi specialisti vennero chiamati per studiare il possibile evento franoso: prima del già citato evento del novembre '60 si ebbero due studi.

La prima perizia porta la firma del già noto Dal Piaz, nella quale sostenne che il Pian della Pineda fosse un ammasso di detriti che avrebbe potuto dare origine a smottamenti, ma di entità contenuta. Venne individuata anche un'altra fonte di problemi in Pian della Pozza, dove la presenza di una dolina, con assi di scorrimento paralleli a quelli di valle, avrebbe potuto originare dei movimenti ma a fasce singole, che non avrebbero creato grossi pericoli.

Un secondo lavoro, quello più catastrofico, venne presentato da SEMENZA E GIU-

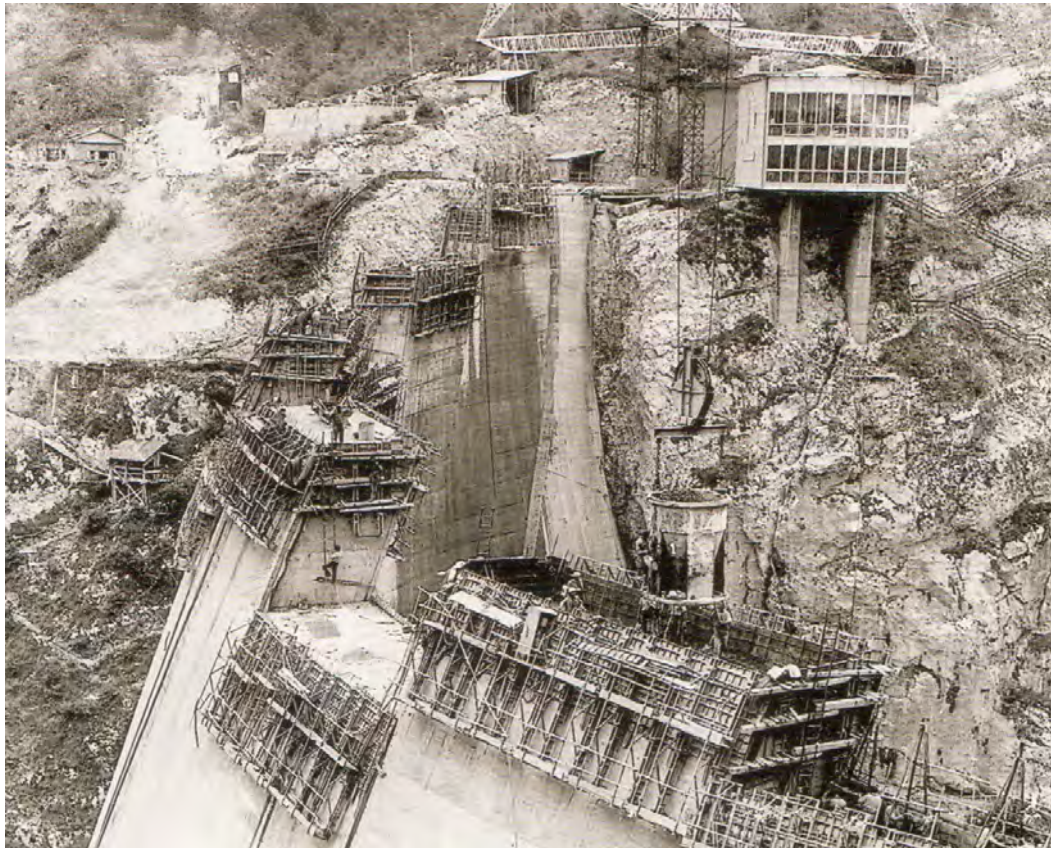


Figura 1.4: Costruzione della diga nella sua fase finale, sono visibili le casseforme con la benna, e in altro la cabina comandi.



Figura 1.5: Vista sulla pendice sinistra del monte Toc in cui è evidenziata in rosso la M apparsa dopo la frana del '60 e che in seguito rappresenterà il limite della superficie di stacco della frana.

DICI⁵ i quali sottolinearono come Pian della Pineda fosse formato da uno strato di spessore tra i 130 e 150m, che, se appoggiato su un fondo inclinato anche debolmente, a seguito di invasi e svassi del bacino avrebbe potuto esser movimentato in

⁵Edoardo Semenza, professore di geologia, il primo a scoprire la frana, Franco Giudici, suo assistente

modo difficilmente valutabile. A seguito della frana le ipotesi più gravose paventate assunsero sempre più credibilità, al punto che vennero commissionati nuovi studi, sia geologici che idraulici.

Il geomeccanico austriaco LEOPOLD MULLER⁶ divise il lato sinistro in due parti, di diversa natura, una prima occidentale, soggetta a fenomeno "viscoso" o di creep, la quale secondo sua ipotesi si sarebbe mossa a velocità costante, ed una seconda nella parte orientale che era invece poggiata su una superficie di scivolamento molto inclinata.

Il professor PIETRO CALOI⁷, a differenza di quanto affermato in una relazione del '59 in cui disse che il materiale che andava a formare il versante sinistro era di eccezionali caratteristiche meccaniche, a seguito di approfondimenti cambiò la versione e affermò che la roccia era di scarsa qualità probabilmente degradata a seguito degli invasi e degli svassi. Definì inoltre la massa nell'ordine dei 200 milioni di metri cubi e con uno spessore variabile tra i 200 e 250 metri.

Altro scienziato interrogato fu FRANCESCO PENTA⁸, il quale formulò due ipotesi di frana: una prima affermava la presenza di uno strato di materiale scadente compreso tra i 10 e i 20 metri che copriva tutta la zona in cui si era formata la fessura a M, l'altra, più preoccupante, diceva che la stessa zona era soggetta ad un possibile distacco improvviso della massa di terreno. Per avere un miglior controllo del problema venne estesa la rete di capisaldi con cui fu monitorata la velocità di spostamento dell'ammasso franoso.

Da non trascurare nella vicenda, è la morte improvvisa di Carlo Semenza il 30 ottobre 1961.

1.7 Cenni sul Modello Idraulico

Una delle misure prese per valutare le possibili conseguenze di una frana nel lago artificiale fu costruire un modello in scala. Il compito venne assegnato all'Istituto di Idraulica dell'Università di Padova, nello specifico al professor AUGUSTO GHETTI⁹.

Venne scelto di costruire il bacino al Centro Modelli Idraulici di Nove di Vittorio Veneto. Questo modello doveva riprodurre fenomeni che poi dovevano essere ripor-

⁶Leopold Muller, ingegnere, geomeccanico, professore al politecnico di Karlsruhe

⁷Pietro Caloi, professore, esperto di geosismica, direttore dell'Istituto Nazionale di Geofisica

⁸Francesco Penta, ingegnere, docente di geologia applicata, membro della commissione di collaudo della diga

⁹Augusto Ghetti, Ingegnere e Professore di Idraulica presso l'Università di Padova

tati alla scala del prototipo (reale dominio che si vuole studiare). Per fare questo il criterio fondamentale (Datei, 2005):

“Il criterio che guida la riproduzione su modello di un certo fenomeno impone che tra modello e originale debbano essere in similitudine le forze che regolano i fenomeni (simili) nelle due scale. Questa definisce, fissata la scala geometrica, le scale delle grandezze idrauliche e la scala dei tempi.”

Questo è anche noto come criterio di Froude, il quale permise di definire i diversi rapporti di scala delle grandezze in gioco, nello specifico i tempi, le lunghezze e di conseguenza, le velocità.



Figura 1.6: Vista da monte del modello di Nove, si può notare la ghiaia in sinistra del bacino con cui si simulava la frana, nello specifico si nota come fosse studiato ancora con il piano inclinato.

Noto ciò, restavano da determinare le caratteristiche della frana. I parametri più importanti da stimare erano: il tempo di caduta, il volume dislocato e il relativo piano di scorrimento. Per gli ultimi due vennero usati i valori più probabili forniti dai numerosi studi geologici, ma non i più cautelativi (i volumi e la tipologia di

stacco della frana prospettata da Semenza vennero scartati perché ritenuti fin troppo catastrofici per potersi realizzare); si usarono dunque i valori di Muller mentre per le superfici di scorrimento ci si riferì a quelle di Semenza.

Non è chiaro, invece, come siano stati decisi i tempi di caduta della frana: l'unico evento di riferimento era la frana di Fagarè, nel serbatoio di Pontesei, per la quale i tempi erano compresi tra i 2 e gli 8 minuti, ma senza alcun valore certo. Durante la sperimentazione si spinsero fino a tempi di caduta equivalenti a 60 secondi nella realtà.

Per quante attenzioni si potessero prestare per riprodurre in scala tutte le forze agenti, ce ne sono alcune per cui non sono possibili precisi rapporti in scala, come avviene per l'interazione tra aria e acqua, le quali hanno effetti maggiori nella realtà che sul modello; in questo caso l'onda misurata nel modello sarà più elevata di quella ottenuta in realtà, quindi a favore di sicurezza.

Vennero svolte una ventina di prove, le prime cinque utilizzando un piano di scorrimento inclinato di 30° e 45° , approccio subito abbandonato perché non garantiva il corretto effetto di scala. Infatti la gravità nel modello agiva in modo diverso che nella realtà: per questo motivo vennero utilizzati dei trattori per muovere il materiale rappresentante il corpo frana, così da simulare i tempi di caduta in modo congruente con il criterio di Froude. Come ammasso franoso venne utilizzata della ghiaia piuttosto che della "roccia compatta" come detto da alcuni (a posteriori), ma di fatto la differenza era insignificante, in quanto la permeabilità in un tempo così basso è di fatto nulla. Nella relazione consegnata nel luglio del 1962 venne data come livello di sicurezza da non superare 700 m s.l.m. la quale avrebbe dovuto sviluppare un'onda di altezza massima di 30 m, con una portata che al colmo avrebbe sfiorato sulla diga poco più di $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

1.8 Avvenimenti salienti

Ricapitolando gli avvenimenti di questa imponente opera, si può dire che nel 1957 iniziò la costruzione. Nell'agosto del '59 Edoardo Semenza espose al padre che secondo le sue analisi il versante in sinistra orografica era costituito da un'antica paleofrana. Nel settembre del 1960 avvenne il primo preoccupante fenomeno: franarono 700.000 m^3 , come conseguenza di ciò, si formò un'onda alta circa due metri che si franse sulla diga senza procurare danni né a cose né a persone.

Si intensificano gli studi. Nonostante tutto numerose furono le richieste da parte della SADE per poter alzare il livello d'invaso. L'ultima richiesta fu nel marzo del

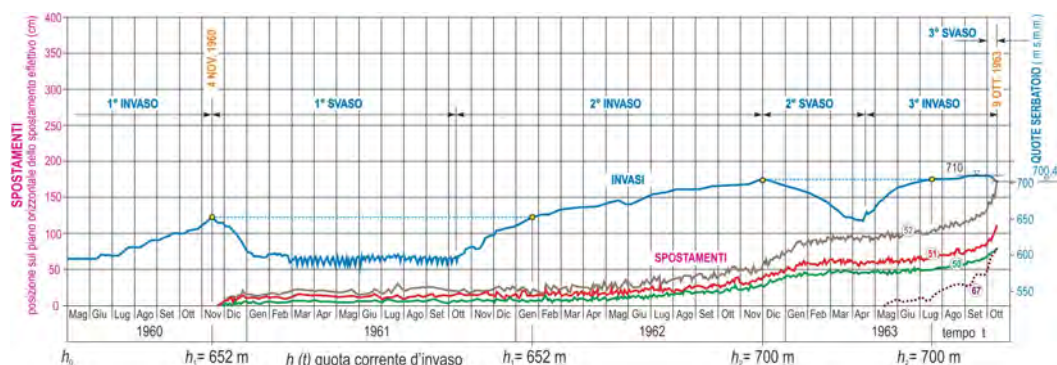


Figura 1.7: Grafico che mostra l'andamento nel tempo del movimento dei capisaldi 50,51,52,67 e del livello d'invaso nella diga. È immediato notare che ad ogni svaso corrisponde un brusco aumento degli spostamenti.

'63 nella quale venne richiesta l'autorizzazione per l'invaso a quota 715, oltre il limite posto nella relazione sul modello idraulico, autorizzazione che pervenne nell'aprile seguente. Si raggiunse la massima quota negli ultimi giorni di settembre. Altro avvenimento di rilievo, fu la nazionalizzazione dell'energia elettrica, la SADE venne inglobata nell'ENEL, ma nulla cambiò nell'organigramma societario. Non è vero nemmeno che il collaudo della diga avrebbe dato luogo ad un maggior indennizzo, infatti questo, come confermato dalla sentenza di appello, venne calcolato sulla media dei valori azionari degli anni precedenti: dunque il collaudo del serbatoio sarebbe stato ininfluenza.

1.9 La catastrofe del 9 ottobre 1963

Raggiunta la quota di 710 si iniziò lo svaso del serbatoio, scendendo di un metro al giorno; come è noto, lo svaso rapido è una delle sollecitazioni più critiche per un argine. Situazione anche peggiore si profila per un versante di frana, come era quello del monte Toc. Lo svaso nelle ultime ore del nono giorno di ottobre fu anche incrementato. I movimenti dei capisaldi erano divenuti ormai enormi, per alcuni punti dell'ordine del metro al giorno, come si può vedere in figura 1.7. La frana era sempre più imminente, ma quando sarebbe accaduta non era né noto né prevedibile. Alle ore 22:39 del 9 ottobre si staccò la frana. L'eccezionale tempo di caduta è stato stimato essere compreso tra 20 e 25 secondi, ovvero un tempo incredibilmente basso. L'ammasso entrò nel lago con elevatissima velocità, provocando un'onda alta al colmo più di 200 metri, la quale distrusse diversi insediamenti nel bacino d'invaso, provocando centinaia di morti, tra gli abitati di Longarone, Erto e Casso, nonché i



Figura 1.8: Vista dall'alto nei giorni seguenti la frana, si può notare facilmente la vasta area di rocce denudate dall'onda e dal lago che si formò allo sbocco nel Piave.

tecnici presenti in posto e gli operai che per diversi motivi alloggiavano ancora nel villaggio costruito nei pressi della diga.

Una parte della gigantesca onda scavalcò la diga, finendo nella stretta gola del Vajont sfociando alla confluenza nel Piave, con un enorme potere distruttivo, tale da distruggere gran parte di Longarone, che sorgeva proprio di fronte alla forra. L'onda proseguì a nord colpendo Castellavazzo e abitati limitrofi, un'altra parte andò a sud secondo il corso naturale del Piave, dove continuò a seminare morte e distruzioni per diversi chilometri. I morti accertati furono 1910.

1.10 Dopo la catastrofe

Nel post disastro vennero istituite diverse commissioni di indagine: una parlamentare, una del ministero, oltre alle indagini giudiziarie condotte in un primo momento a Belluno. Nello specifico, senza voler entrare nel merito della tragedia umana, è mia intenzione trattare esclusivamente gli studi e le conclusioni contenute nelle diverse documentazioni e approfondire quelle di interesse per il mio scopo. Questi argomenti verranno presentati nel prossimo capitolo.

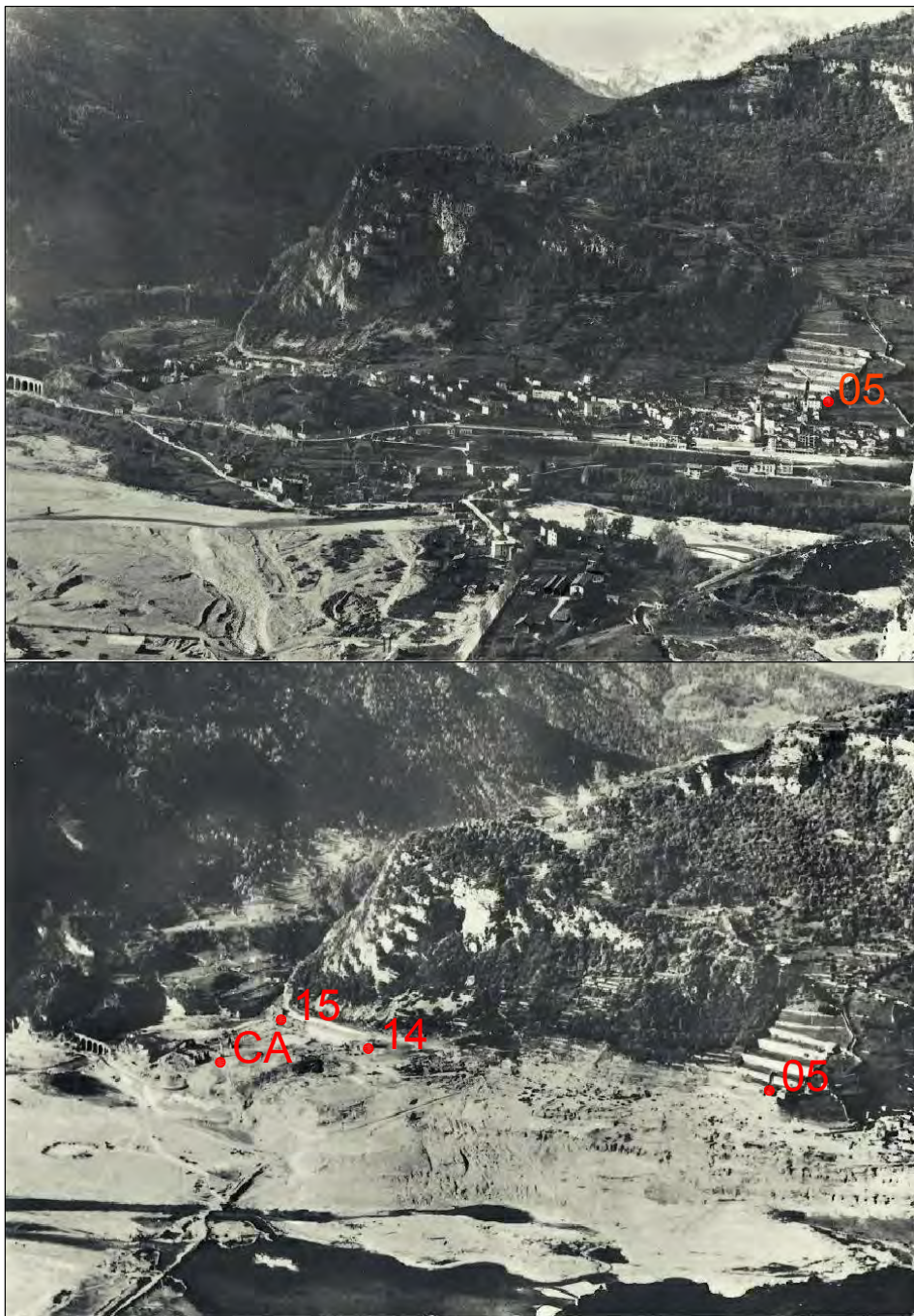


Figura 1.9: Vista su Longarone prima e dopo la catastrofe, si nota lo scenario apocalittico. Con CA viene indicato il campanile di pirago, gli altri riferimenti a punti sono riportati in appendice A, B e C

Capitolo 2

Indagini

2.1 Introduzione

Questo capitolo tratta tutte le indagini svolte per questo studio. Le informazioni sono state reperite in letteratura, in documenti storici e attraverso testimonianze dirette di sopravvissuti.

2.2 Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti

La prima ricerca è stata effettuata presso l'Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti. Qui il professore, ingegnere, nonché sperimentatore del noto modello di Nove, Augusto Ghetti ha depositato il cosiddetto Fondo Ghetti. Si tratta di una notevole raccolta di documenti riguardanti la vicenda del Vajont. Si annoverano molti studi, perizie, corrispondenze ed in particolare gli atti del processo dell'Aquila.

Qui la mia attenzione è stata attirata da un paio di carte tecniche in scala 1:5.000, redatte dall'I.R.T.A. (Istituto di Rilevamenti Terrestri ed Aerofotogrammetrici) di Milano, il quale il 13 ottobre 1963 condusse un rilievo aerofotogrammetrico.

Erano qui presenti due carte: una relativa al bacino d'invaso della diga e una seconda a valle dello sbarramento. La seconda rilevò la zona compresa tra Olan-treghe, frazione a nord di Castellavazzo, mentre a sud si spinse fino a Cadola, sede comunale di Ponte Nelle Alpi.

Con questi dati è stato possibile risalire all'archivio della Blom CGR S.p.A. di Parma, la quale ha acquisito l'archivio dell'I.R.T.A., ora fallita. Queste foto sono una testimonianza assolutamente fondamentale per determinare nel modo più continuo possibile la massima estensione planimetrica dell'onda di piena e di conseguenza, risalire alla quota di quei punti. Furono scattate 4 strisciate di foto. La

prima rappresenta il bacino da Ponte Nelle Alpi fino a Castellavazzo, composta di 15 fotogrammi. La seconda strisciata è composta da 10 foto, che vanno da Longarone fino alla coda del lago, oltre l'abitato di Erto, in direzione est. La terza, composta da otto foto, inizia ancora da Longarone e si conclude sempre ad est di Erto. L'ultima serie, composta da 10 foto, è ancora una volta relativa al percorso tra Longarone e la coda del lago.

2.3 Cartografie

Le cartografie utilizzate sono state diverse. Innanzitutto è stata utilizzata la già citata carta I.R.T.A. che, essendo redatta in scala 1:5.000 non si prestava nel miglior modo possibile a trattare il problema. Il suo livello di dettaglio, inteso come numero di rappresentazioni che permettono di riconoscere facilmente il territorio (ossia edifici, strade, ferrovie e quant'altro), non era sufficiente. Per questo motivo sono state utilizzate anche le carte storiche dell'I.G.M. (Istituto Geografico Militare), che purtroppo non andavano oltre la scala 1:25.000. Nello specifico, per la zona tra Castellavazzo e Ponte nelle Alpi sono state utilizzate le carte del 1966 foglio 23 I N.O. e I S.O., mentre per la parte tra Ponte nelle Alpi e Belluno è stata utilizzata la carta del 1962 23 II N.O..

Tutte le carte sono state richieste presso l'archivio C.I.R.C.E. dell'Istituto Universitario di Architettura di Venezia. Queste mappe sono state usate come base di partenza allo scopo di avere più riferimenti possibili per la ricostruzione del livello massimo raggiunto dall'onda attraverso testimonianze dirette.

2.4 Cenni di Aerofotogrammetria e Aerofoto

Per studiare il problema è stato possibile acquisire le aerofoto scattate, con le quali è stata restituita la mappa di cui in precedenza.

Per ottenere un risultato rigoroso, o meglio con precisione topografica, si è fatto riferimento a testi specifici, nei quali viene descritto come ricostruire una rappresentazione ortogonale e non prospettica da foto o aerofoto. Nel fare questo fin da subito sono sorti diversi problemi. Il testo più utile è stato il SOLAINI INGHILLERI ¹, nel quale l'autore spiega i metodi analitici e meccanici per la restituzione di rilievi aerofotogrammetrici. Questi metodi sono stati esclusi, per due motivi fondamentali: il primo è che il processo è molto laborioso, il secondo è che tutto sommato, per il livel-

¹Topografia, II edizione, 1979, Levorotto e Bella

lo di dettaglio che richiede la mia analisi, è sufficiente la semplice georeferenziazione. Con semplice intendo dire che ho sovrapposto le carte storiche alla Carta Tecnica Regionale per avere dei riferimenti certi, ossia la griglia del sistema di riferimento utilizzato, nello specifico U.T.M. (proiezione Trasversale Universale di Mercatore) nel sistema di riferimento ED50. In un secondo momento ho minimizzato gli scarti tra l'immagine raster della vecchia I.G.M. e la C.T.R. (Carta Tecnica Regionale). Per l'elaborazione di questo risultato ho utilizzato il software Raster Design di Autodesk. Analoga operazione è stata fatta per le aerofoto, con l'unica differenza che queste avevano un minor numero di punti di riferimento (non era possibile usare il reticolo citato in precedenza); per questo sono stati correlati alcuni punti di cui sono visibili riferimenti locali come edifici, incroci stradali, spalle di ponti e cavalcavia, ecc. Dalla seconda foto in poi sono stati correlati i punti vicini al bordo tra una foto e la successiva così da ottenere un miglior risultato con un maggior numero di punti. Per la carta in scala 1:25.000 erano disponibili tutti gli incroci della griglia che individua le coordinate piane rispetto al fuso 33 secondo il sistema di riferimento ED50, mentre per le due carte tecniche 23 I NO e 23 I SO, sono stati usati rispettivamente 35 e 63 punti. Questi non sono costanti in quanto è stata inserita per maggior leggerezza solo la parte di interesse per lo studio. Per quanto riguarda la carta redatta da I.R.T.A. sono stati utilizzati ben 169 punti relativi a tutti gli incroci ancora leggibili indicati.

2.5 Commissioni d'inchiesta e relativi studi

A seguito della frana sono nate diverse commissioni d'inchiesta. Sono stato in grado di reperire copia della relazione della commissione parlamentare e la relazione dell'ENEL-SADE (documentazione disponibile su Lucidi, 2007). Queste relazioni citavano spesso il Giornale di Geologia ², in cui compaiono 3 articoli riguardanti il tema Vajont.

2.5.1 Giornale di Geologia

Riguardo alla trattazione del problema geologico, viene data notizia in SELLI E TREVISAN³ dei valori idraulici raggiunti. Con riferimento all'onda che ha trascinata lo sbarramento artificiale e le sue sponde si trova scritto:

- Allo sbocco nel Piave l'onda si presentò con un'altezza di circa 100 metri

²Giornale di Geologia vol.32, seconda serie, volume primo, La frana del Vajont

³Selli and Trevisan, 1964



Figura 2.1: Aerofoto della zona di Longarone, da destra si vede la valle incisa dal corso del Vajont, al centro la devastazione provocata dall'enorme massa d'acqua.

- il Piave a Ponte nelle Alpi transita con una portata stimata attorno ai 4 – 5000 m^3/s con un'altezza di 12 metri circa
- a Belluno con portate di poco inferiori a Ponte nelle Alpi
- a Segusino altezza massima di 4,89 metri e deflusso complessivo circa $23 \cdot 10^6 m^3$
- a Nervesa il deflusso complessivo è stato di $22 \cdot 10^6 m^3$

I tempi di passaggio riportati sono sempre gli stessi e sono quelli determinati dalle rotture dei tralicci prima all'uscita della forra e poi quelli nei pressi della centrale di Soverzene. Si può dire che l'onda impiegò 4' a percorrere il tratto compreso tra la diga e lo sbocco sul Piave (circa 1.400 metri), mentre impiegò 21' dallo sbocco alla

centrale di Soverzene (circa 7.500 metri). Una parte dei risultati idraulici esposti qui citano lo studio di Merla e Viparelli che si riassumerà in seguito.

Altro articolo rilevante in questa rivista è quello di CARLONI E MAZZANTI (“Rilevamento geologico della frana del Vaiont”), i quali hanno delimitato su una carta dell’epoca il massimo livello raggiunto nella valle del Piave (come si può vedere in figura 2.2) e anche nel lago artificiale. Con riferimento al bacino di Erto e Casso il massimo allagamento corrisponde esattamente con quello disegnato dall’I.R.T.A..

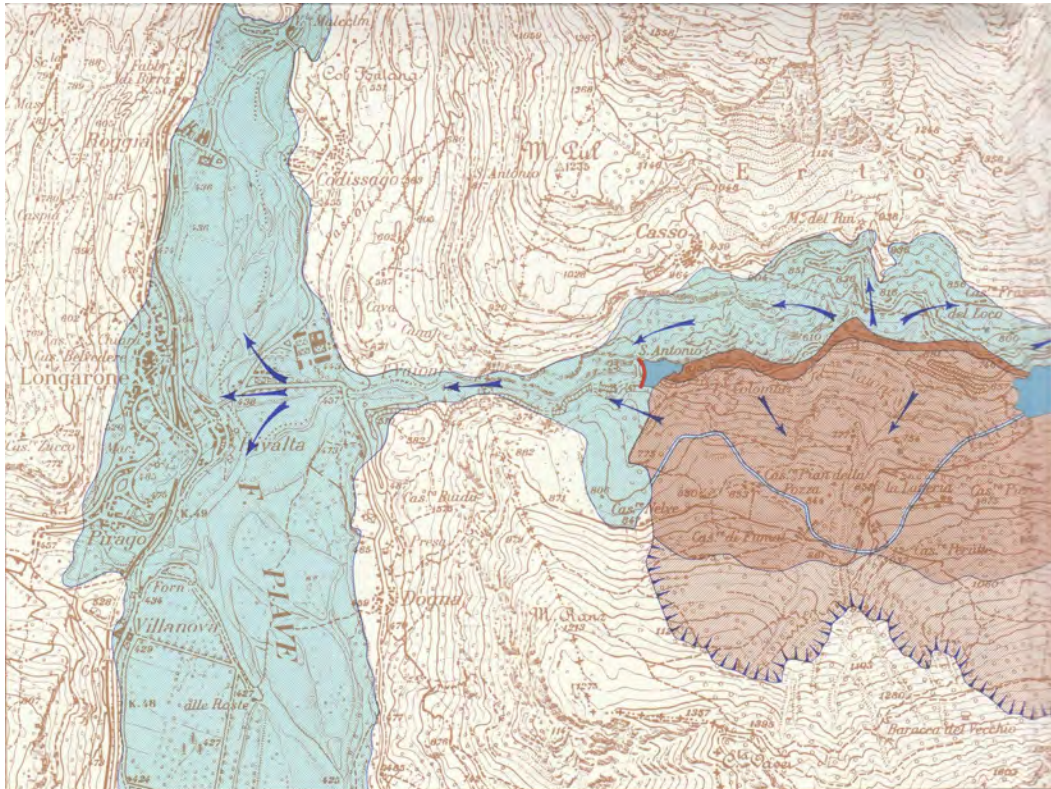


Figura 2.2: Mappa degli allagamenti riportata da Carloni e Mazzanti nel loro articolo Carloni and Mazzanti, 1964.

2.5.2 Studio dell’onda di piena seguita alla frana del Vajont

Lo studio pubblicato da Merla and Viparelli (1964) si propone di trattare la parte idraulica dell’evento. In questa relazione si trovano alcuni valori già trovati in Selli e Trevisan (che vengono quindi omessi), fornendo un’analisi più approfondita. Per quanto riguarda il lago artificiale, lo studio indica una risalita dell’onda fino a 900-930 metri, spruzzi e franamenti di rocce anche a 950 metri di fronte alla frana (pendice su cui sorge Casso), un’altezza di 850 metri a sud nella zona franata, nonché a 850 metri nelle parti più arretrate. Tutti i valori si intendono sul livello del mare.

A oriente, in seguito alla formazione dello sbarramento creato dal corpo di frana, si ebbero una serie di oscillazioni di difficile determinazione, ossia onde di dilavamento con perimetro irregolare. Si dice inoltre che:

- la frana abbia dislocato $48 \cdot 10^6 m^3$ di acqua di cui $41 \cdot 10^6 m^3$ sollevati dal fronte di frana e $7 \cdot 10^6 m^3$ spostati dal sovrizzo statico (dovuto al volume di frana immerso);
- il lago di Erto abbia incrementato di $20 \cdot 10^6 m^3$ il suo invaso, di cui $12 \cdot 10^6 m^3$ prodotti dal fronte di frana e $7 \cdot 10^6 m^3$ dalla frana sommersa;
- $3 \cdot 10^6 m^3$ si poterono assegnare al lago di Massalezza.

Quindi sottraendo ai 48 milioni che furono dislocati, i 20 di cui aumentò il lago residuo e i 3 del lago di Massalezza, il volume scaricato a valle risultò $25 \cdot 10^6 m^3$, valore che ben si accordava con quanto stimato dal Magistrato alle Acque.

Vi è anche presente un'approssimazione delle portate sfiorate. Nei primi 4' durante i quali l'acqua tracimò la diga vennero invasi nella gola del Vajont circa $12,5 \cdot 10^6 m^3$, con una portata media di sfioro di $5 \cdot 10^4 m^3/s$. Utilizzando un altro approccio si stimarono, invece, $8 \cdot 10^4 m^3/s$, ottenuti moltiplicando la velocità media di 6 m/s del fronte d'onda per le superfici delle sezioni determinate dal rilievo dell'E.N.E.L.. Questo risultato concorda bene con i $10^5 m^3/s$ stimati sempre in questo studio, utilizzando il bilancio tra l'energia relativa trasmessa dall'impatto tra l'acqua e il fondo della gola e l'energia delle onde sismiche registrate dalle diverse stazioni sismografiche.

La portata media negli ultimi 7 minuti del fenomeno si calcolò in $3 \cdot 10^4 m^3/s$, che fu quindi non molto inferiore a quella dei primi 4 minuti. Al colmo raggiunse valori non inferiori a $10^6 m^3/s$. Si diceva che questi risultati fossero approssimati, in mancanza di un termine di paragone, ma forniscono tuttavia un'idea della grandiosità del fenomeno. Alla confluenza con il Piave, le stime parlarono di un tirante compreso tra gli 80 e i 100 metri.

Lo studio, infine, dà un'idea delle quote raggiunte nei paesi limitrofi: l'acqua risparmiò le case dal municipio di Longarone a Pirago site al di sopra di quota 495; nella parte più a nord di Longarone l'onda si arrestò a quota 475 e colpì Villanova fino a 440. L'onda distrusse una cartiera posta in destra dell'uscita, proseguì ancora a nord fino a colpire alcune case di Castellavazzo e di Codissago fino a quota 455 e fu ancora tanto violenta da distruggere il ponte sul Piave che porta a Codissago. Gli autori, inoltre, affermarono che la forma della valle deprese l'onda in modo da risparmiare Dogna e Provagna in cui i livelli non superarono quota 430. La

corrente rallentò la velocità, mantenne caratteri di eccezionalità, segnando livelli mai registrati prima. Giunta a Soverzene alle 23:04 mise fuori uso la centrale, tracimò e poi distrusse una parte del rilevato che taglia il corso del fiume e raggiunge la statale.

A Ponte nelle Alpi, distrusse la passerella che fungeva da stazione idrografica: qui il livello stimato superò i 12 metri, mentre il massimo valore precedentemente registrato era di 3,5 metri. A Belluno il colmo si verificò verso mezzanotte, alle 2:30 raggiunse Busche a 42 Km da Longarone. Proseguendo verso valle passò alla stazione di Segusino dopo 57 Km dove si era molto appiattita, raggiunse il colmo di 4,89 metri verso le 5 della mattina, valore di picco praticamente uguale alla massima piena verificatasi in passato. Altro valore fu registrato a Nervesa della Battaglia in cui transitò alle 8:30 con un colmo di 2,33 metri, minore del valore di 3,01 metri verificatosi nel 1928. I volumi defluiti in queste ultime due stazioni furono rispettivamente di 23 e 22 milioni di metri cubi, valori che ben si accordavano con la stima di 25 milioni sfiorati dalla diga.

2.5.3 Commissione d'inchiesta E.N.E.L.

L'E.N.E.L. ha nominato una commissione d'inchiesta per accertare le responsabilità del disastro, spingendosi ad analizzare i fenomeni idraulici in un paio di paragrafi. Nello specifico si analizzano i dati estrapolati dal rilievo aerofotogrammetrico, da cui si intuisce che è stato commissionato dall' ENEL. In questo caso, lo studio afferma che le quote raggiunte sul lago sono di 930 m s.l.m. nel tratto antistante la frana, verso monte la linea di inviluppo si abbassa rapidamente a est della frana e oscilla tra i 725 e 790 circa, con sopraelevazioni comprese dunque tra 25 e 90 metri rispetto alla quota iniziale nel lago. Per quanto riguarda il livello nella sponda di sinistra, quella che ha originato la frana, non è ben visibile la linea di demarcazione che divide le pendici raggiunte dall'acqua e quelle non raggiunte, problema che si ha per tutta la lunghezza della frattura.

Questa relazione tratta anche del volume d'acqua espulso dal serbatoio, pari a circa $54 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ (mancando rilievi della parte bassa), a cui vanno sommati i precedenti scoscendimenti per circa $1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$; il lago residuo di Erto si sollevò di 12,5 metri, incrementando il proprio volume di $22 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Stimando l'invaso nel laghetto contro diga e quello del Massalezza in circa 10^6 m^3 , si conclude che il volume espulso si aggira intorno ai $30 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

2.6 Atti Giudiziari

Altri dati sono quelli riportati da Reberschak [2013] in cui si cita la requisitoria del pubblico ministero e la sentenza di appello. I dati di interesse per questo studio sono:

- Allo sbocco sul Piave si presentò un tirante d'acqua di 70 metri
- A Ponte nelle Alpi e Belluno portate valutabili in $4\text{-}5.000\text{ m}^3/s$ con tiranti di 12 metri
- L'onda dal ciglio della diga allo sbocco sul Piave impiegò 4' circa, per percorrere 1.600 metri
- L'onda dallo sbocco sul Piave al ponte di Soverzene impiegò 17', per percorrere 7.500 metri
- Cadaveri, detriti e piante raggiunsero Termine di Cadore, che dista circa 4 km dallo sbocco del Vajont (controcorrente)
- Circa 25 milioni di metri cubi tracimarono la diga

I valori riportati sono gli stessi del precedente ad eccezione del valore di tirante alla confluenza con il Piave e del volume sfiorato.

2.7 Testimonianze

In possesso di tutta la documentazione di cui in precedenza ho svolto delle interviste, in cui ho chiesto alle persone del posto dove fosse giunto il massimo livello nella valle del Piave a seguito della frana. Questa parte non è stata delle più semplici, in particolar modo nel materializzare sulla carta le parole degli intervistati. In totale i punti materializzati sono stati circa una settantina, facenti spesso riferimento: agli edifici che erano stati devastati, a costruzioni rimaste stranamente intatte (in rari casi), a immobili già ricostruiti nella cartina in esame e, per quanto possibile, l'indicazione approssimativa del massimo livello raggiunto. Nel fare questo ho anche scoperto alcune informazioni fondamentali per la prosecuzione.

Tra i diversi punti individuati nel corso di queste indagini, alcuni si possono vedere in figura 1.9, alcuni altri invece sono in figura 2.3. L'elenco completo, corredato di planimetrie dettagliate è presente in appendice. Si può vedere nella figura 2.4(a), come, in una zona periferica di Faè, una sequoia di grandi dimensioni sia



Figura 2.3: Vista del municipio di Longarone 06, con gli edifici limitrofi crollati.

stata profondamente scorticata dall'onda fino ad un'altezza di 4,5 metri (indicata con il numero 25 nella figura riassuntiva con i punti raccolti). Significativo è il fatto che nella successiva piena del novembre '66 non solo la stessa non sia stata lambita dall'alluvione, ma nemmeno il terreno limitrofo fu avvicinato dall'acqua. Tra le più importanti informazioni ricevute vi è quella relativa al ponte-diga di Soverzene, dove si sono verificati l'apertura di una breccia nel rilevato stradale, lo sradicamento dai perni delle paratoie a settore installate e il massimo livello raggiunto in prossimità della centrale. In questa serie di danneggiamenti è stato messo fuori servizio il canale che dalla centrale di Soverzene porta al lago di Santa Croce. Altro importante dato ricavato è relativo ai tempi registrati durante l'evento; riportati un po' ovunque ci sono sempre gli stessi 4' per uscire dalla gola e 17' dall'uscita a Soverzene, tempi che però sono afflitti da un certo errore, poichè rilevati dai tecnici dell'E.N.E.L. in modo alquanto grezzo: al suono dell'allarme, segnavano l'ora guardando un orologio analogico privo di lancetta dei secondi e cercavano in seguito la causa dell'allarme. L'incertezza che dunque ne scaturiva era di più o meno un minuto per ogni lettura dell'ora, intesa come variazione sia in eccesso che in difetto, quantità rilevante



(a) Sequoia in destra orografica del Piave in cui si nota il profondo scortecciamento (fino a 4,5 metri), causato dal passaggio dell'onda..



(b) Fabbricato in zona Murazzi, con danni importanti ad un'ala, mentre l'altra con scuri aperti e vetri integri.

Figura 2.4: Alcune foto dopo la catastrofe

specialmente per brevi tempi.

Come già introdotto in precedenza ora viene valutata la grandezza della breccia sul rilevato del ponte-diga di Soverzene dedotto dalle aerofoto. A prima vista, l'immagine 2.5 sembrerebbe essere un esempio di materiale depositato in apporto e non in asporto, ma se si osservano meglio le stradine che si intravedono, si capisce come possa solo essere una rottura nell'argine e non di certo il contrario. Fu dunque asportato il rilevato per una lunghezza maggiore di 400 metri. Il dislivello asportato e quello residuo si può stimare unicamente dall mappa IRTA, a cui si può assegnare al livello più basso una quota di circa 390 metri, mentre la superficie stradale si aggirava attorno ai 394 metri. In assenza di dati più precisi si può stimare l'asportazione in circa 4 metri costanti su tutto il rilevato asportato.

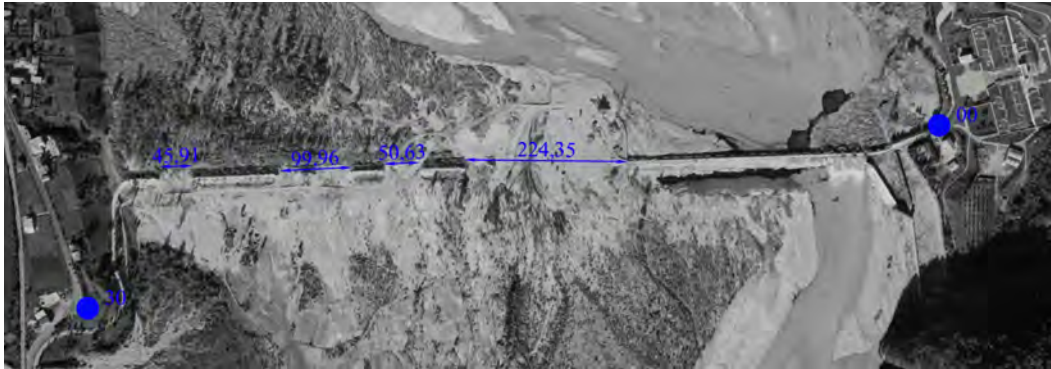


Figura 2.5: Frammento di aerofotografia relativa al ponte-diga di Soverzene, si vede la stradina che costeggia il rilevato a sud-ovest, lo sorpassa verso il centro, a questo punto corre a Nord e poi sale sul ponte per poter raggiungere Soverzene. In alto a destra c'è il piazzale della centrale con i tralicci.

Sono inoltre presenti alcune foto del Piave a Cadola, in cui si vede la sommersione subita da 2 edifici, casa Follin e il vecchio molino sul Rai, in figura 2.6. Altro dato interessante è il ponte sulla ferrovia a Cadola il quale non è stato danneggiato dall'evento del Vajont ma ha subito dei danni ad opera della piena del '66. In questa zona, l'onda ha risalito controcorrente il corso del torrente Rai fino a raggiungere la zona di Paludi. Appena più a valle, sul Ponte di Ponte nelle Alpi (figura 2.7), si può notare la passerella idrografica che era lì presente e che è stata sradicata dall'acqua. Una testimonianza ha evidenziato come in questa sezione si fosse formato uno sbarramento di detriti, piante, che trattenute dalla passerella non riuscivano a passare, finché non ha ceduto la struttura metallica sbloccando lo sbarramento.

Continuando lungo il corso del Piave, si giunge a Borgo Piave zona individuata dalla figura 2.8, in appendice B.4 e C.5, in cui si nota la sede vecchia delle Segherie



(a) Foto del molino sul Rai, colpito dall'onda di piena.



(b) Foto della casa della famiglia Follin, sorgeva sulla sponda del Rai dove ora sorge uno dei piloni dell'autostrada A27.

Figura 2.6: Alcune foto dopo la catastrofe nei pressi di Cadola, vicino alla confluenza del Rai nel Piave.



Figura 2.7: Immagine del Ponte di Ponte nelle Alpi prima del 9 ottobre 1963, in cui è presente la passerella per misurazioni idrografiche.

Bellunesi. Quest'attività non ha subito danni alle strutture o alle macchine ma ha perso le scorte di legname, quelle che per l'appunto si possono vedere in questa foto, che sono state portate via dalla piena ed alcune si sono incastrate sotto il Ponte

della Vittoria.



Figura 2.8: Immagine delle segherie bellunesi prima del disastro, sono identificate nella planimetria nell'allegato XXXX in appendice

2.8 Bacino d'invaso

Sul bacino d'invaso della diga è stato fatto un rilievo, i cui risultati sono riportati nell'appendice D, mentre la lista con le descrizioni dei punti rilevati si trova nell'appendice A. Nel disegno sono presenti i punti ottenuti da testimonianze dirette e le delimitazioni del massimo livello raggiunto dall'acqua, sia secondo la carta IRTA che sulla cartina in allegato al Giornale di Geologia già citato in precedenza; queste ultime due testimonianze praticamente coincidono, con le differenze che, ai miei occhi, sono attribuibili principalmente alle deformazioni subite nel tempo dalla carta (stato di conservazione, ecc) e in secondo luogo alla digitalizzazione del supporto.

2.9 Magistrato alle Acque

Sono state reperite alcune documentazioni prodotte per conto del MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI che riportavano il massimo livello raggiunto, anche se solo nei pressi di Longarone. Erano anche presenti dei disegni, con la rappresentazione delle diverse onde propagatesi all'uscita della gola, divise in tre onde principali, ognuna con le proprie successive diramazioni. Una prima onda, nota come onda A, si è abbattuta sull'abitato di Longarone prima di colpire Pirago, una seconda, onda B, ha colpito Rivalta prima di riversarsi con l'onda A lungo il bacino del Piave. Una

terza onda C dopo aver colpito la parte settentrionale del capoluogo comunale si è diretta verso nord impattando con Codissago. Viene riportata in figura 2.9 la planimetria descritta. Sono state analizzate da questo ente anche le diramazioni dell'onda A come si può vedere in figura 2.10.

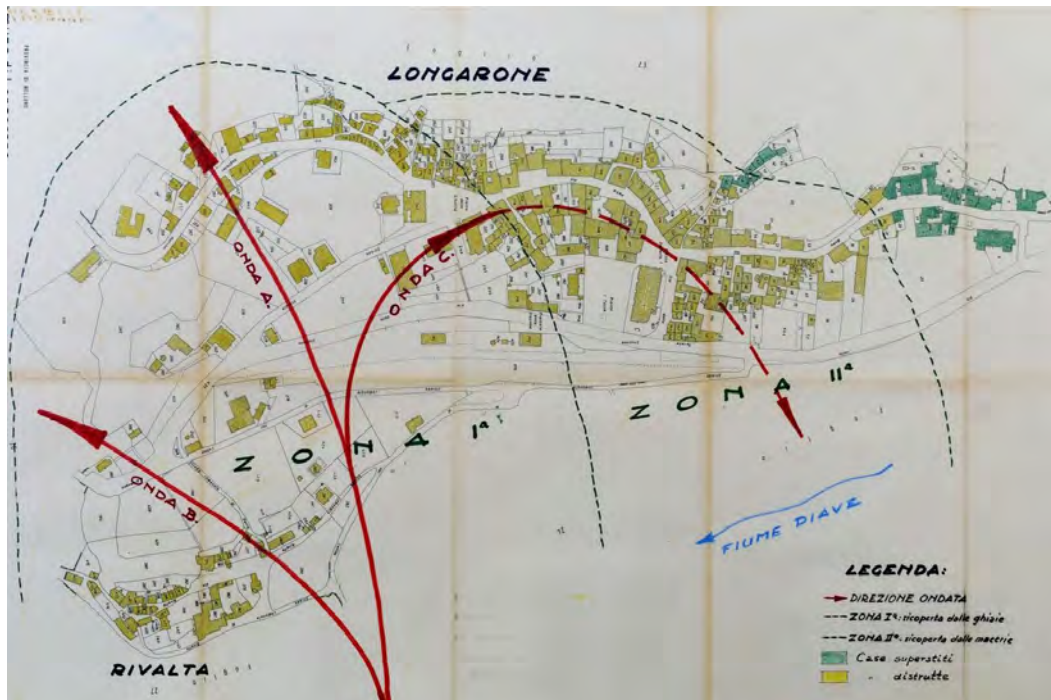


Figura 2.9: Elaborato redatto dall'ufficio del Magistrato all'Acque con la propagazione delle diverse onde

In un secondo momento, presso l'archivio di stato di Belluno è stata trovata una copia di "FIUME PIAVE Relazione sull'entità dell'onda di piena dovuta alla frana nel bacino del Vajont il 9 ottobre 1963 e sulle precipitazioni meteoriche nel periodo precedente" a firma di Livio Dorigo. La relazione si articola in due parti, la prima in cui si elencano i principali dati ricavati dalle stazioni di misura o ricostruiti ove distrutte, una seconda parte che tratta delle precipitazioni nelle zone intorno a Longarone.

Dorigo inizia descrivendo la passerella ancorata alle spalle del Ponte in località Rione Santa Caterina, presentando la foto in figura 2.7, prosegue quindi ipotizzando un probabile rigurgito che in quella sezione il Piave aveva formato con i materiali trasportati che lì formarono uno sbarramento (come già segnalato da testimonianze). Questo sbarramento secondo quanto è scritto causò un duplice picco delle portate registrato a Segusino, distanziato di circa 15', conseguente al cedimento della passerella e dello sbarramento. Il livello che qui viene ricostruito è di circa 12 metri, con



Figura 2.10: Elaborato redatto dall'ufficio del Magistrato all'Acque con la propagazione delle diverse onde abbattutesi su Pirago

una portata ottenuta con “calcolo sommario” che si aggira sui $4-5000m^3/s$.

A Belluno, nei pressi del Ponte della Vittoria era presente una seconda stazione idrografica anch'essa portata via dalla piena. Il livello ricostruito in questo punto era di circa 9 metri, a testimonianza del quale è presente una foto (figura 2.11). Per quanto riguarda la portata, si dice che, con molta approssimazione sia di poco inferiore a quella di Ponte Nelle Alpi. L'onda passa di qua all'incirca a mezzanotte. Nella stazione di Segusino non vengono arrecati danni agli impianti e si ha una ricostruzione continua dell'onda, i cui valori sono i medesimi già riportati nel paragrafo su Selli e Trevisan; la stessa cosa si può dire per la stazione di Nervesa delle Battaglia.

La parte relativa alla pluviometria, si può riassumere nel paragrafetto seguente:

“Da quanto sopra citato (n.d.r. nella relazione integrale) si può ritenere che le precipitazioni registrate nei tre giorni dal 3 al 5 ottobre, prima del verificarsi della frana, si devono considerare di modesta entità poichè il loro valore è stato superato per centinaia di volte durante il periodo di



Figura 2.11: Foto scattata da monte verso ponte della Vittoria a Belluno, allegato alla relazione del Magistrato alle Acque, in cui la freccia nera indica la massima quota idrometrica di circa 9 metri.

osservazione considerato.”

2.10 Studi recenti

2.10.1 Modello 2D

Nel loro studio [Bosa and Petti, 2013] presentano una simulazione con modello bidimensionale ai volumi finiti della propagazione a valle dello sbarramento dell’onda sfiorata dalla diga. Il suddetto si rifà ad un ulteriore studio precedente degli stessi autori con cui vengono determinati gli idrogrammi di sfioro dalla diga verso la gola. In questo lavoro in primo luogo vengono studiate le curve nelle figure 2.12 e 2.14 in cui prima determinano la portata sfiorata sul corpo della diga, poi quelli in sinistra e in destra. Come ulteriore parametro di riferimento viene utilizzato il loro idrogramma in diverse sezioni riportato in figura 2.13.

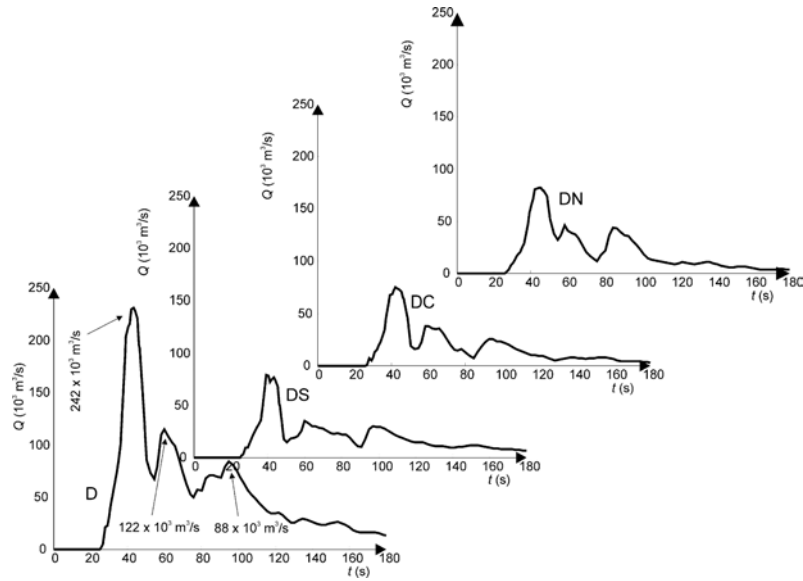


Figura 2.12: Idrogramma relativo alle portate sfiorate dalla diga, il totale e il parziale suddiviso in 3 parti

2.10.2 Modello 3D SPH

Questo modello, utilizzando il metodo Smoothed Particle Hydrodynamics (S.P.H.), ottenuto all'Università di Parma [Vacondio et al., 2013], presenta quindi un impostazione tridimensionale, in cui viene utilizzato un sistema di riferimento di tipo lagrangiano. Anche qui viene presentato un'idrogramma con le portate sfiorate dalla diga, visibile in figura 2.15.

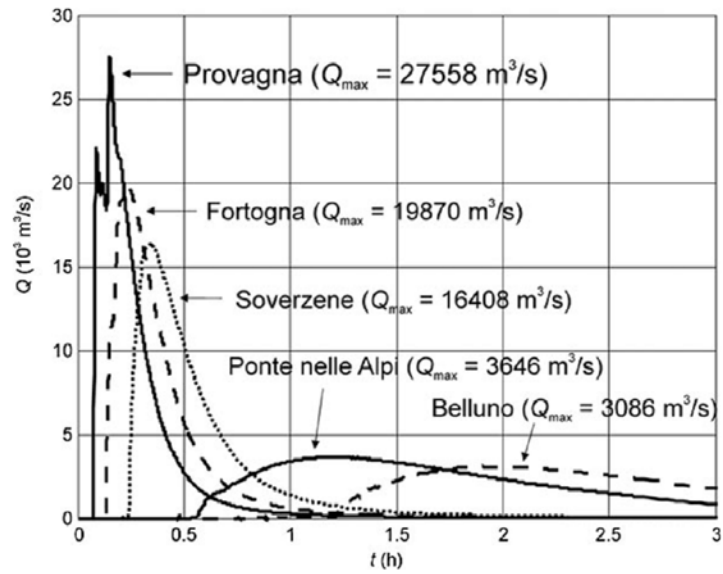


Figura 2.13: Idrogramma relativo alle portate transitate a valle di Longarone secondo Bosa and Petti, 2013

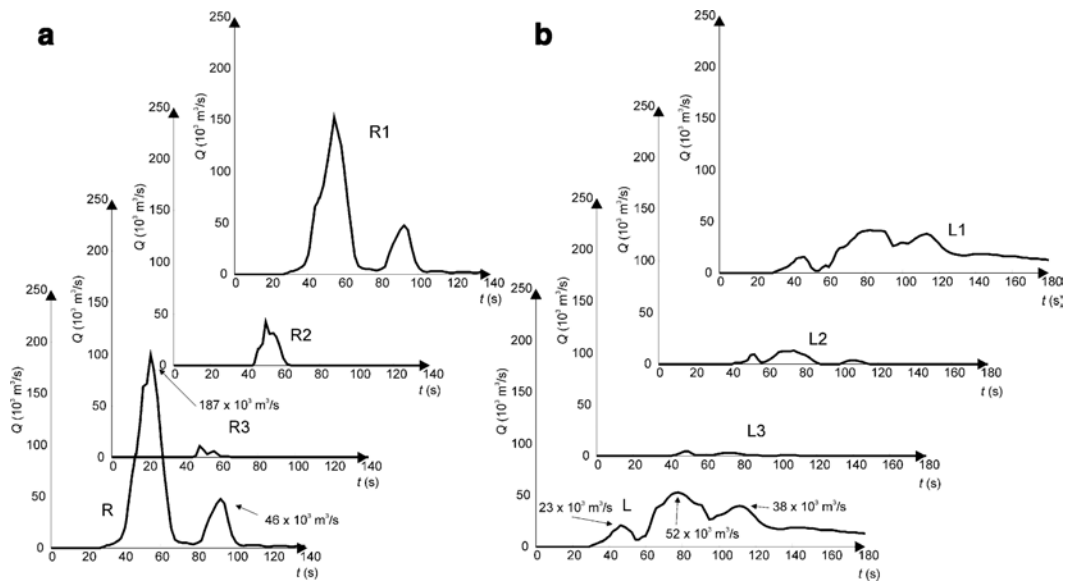


Figura 2.14: Idrogramma relativo alle portate tracimate dai versanti del bacino d'invaso, L individua la sinistra, R la destra

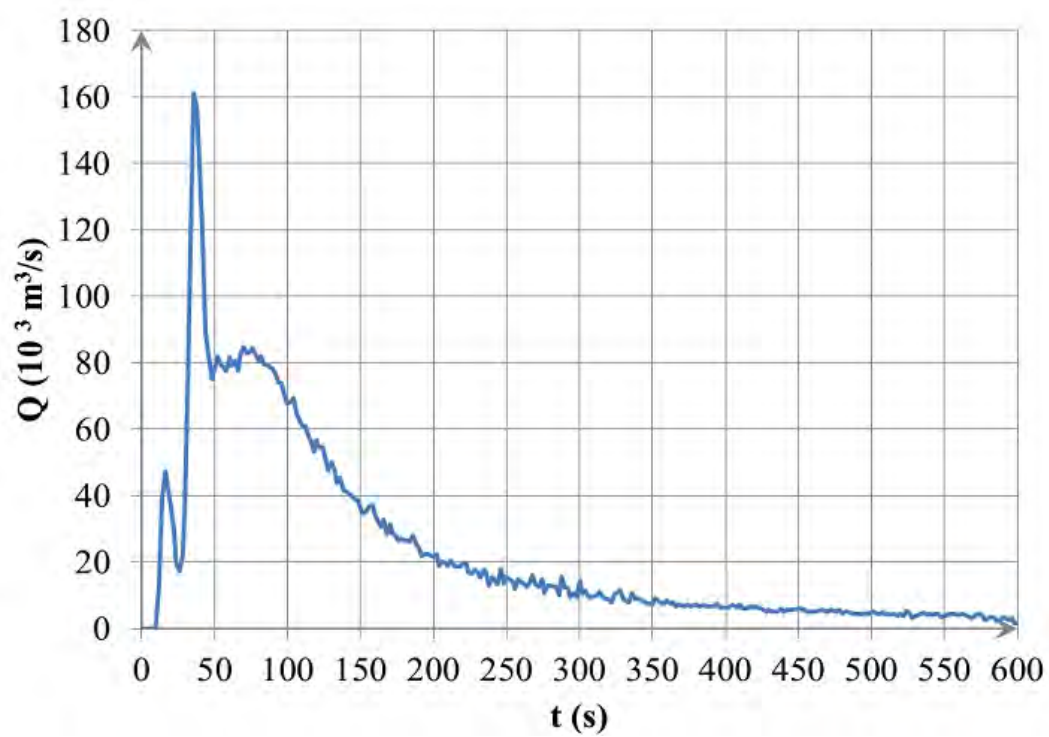


Figura 2.15: Idrogramma relativo alle portate tracimate dalla diga ottenuto con metodo SPH

Capitolo 3

Modello di propagazione delle piene

La propagazione di un'onda di piena in un alveo come quello del fiume Piave, caratterizzato da tratti con dimensioni trasversali molto ampie, nei quali non è prevedibile a priori la direzione del flusso, può essere affrontata con sufficiente attendibilità utilizzando schemi di calcolo di tipo bidimensionale a fondo fisso. Su tali schemi ci si può basare anche per descrivere la propagazione sul territorio adiacente di eventuali onde di sommersione generate da sormonti o cedimenti arginali, purchè le equazioni del moto siano opportunamente adattate e la modellazione delle aree destinate ad essere sommerse sia condotta tenendo conto degli effetti non trascurabili che le diverse strutture presenti sul terreno esercitano sulla propagazione dei fronti di allagamento.

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

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

3.1 Il modello bidimensionale

3.1.1 Equazioni bidimensionali del moto

Il modello matematico, ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici (D'Alpaos and Defina, 1993, D'Alpaos et al., 1994, D'Alpaos and Defina, 1995, Defina, 2000, D'Alpaos and Martini, 2003, D'Alpaos et al., 2003, D'Alpaos and Defina, 2007) e che ha trovato in questi anni altrettanto numerose applicazioni, si basa sulla soluzione delle equazioni di De Saint Venant, che, come noto, descrivono il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera nelle ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni, di velocità uniformemente distribuite lungo la verticale e di fondo inerodibile. Tali equazioni sono risolte adottando uno schema numerico agli elementi finiti su di una griglia triangolare, che viene utilizzata per schematizzare l'area oggetto dello studio.

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

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

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

nelle quali h indica la quota della superficie libera, x e y sono le ascisse spaziali orizzontali correnti, g è l'accelerazione di gravità, ρ è la densità del fluido, t è il tempo, \vec{q} è la velocità integrata sulla verticale con componenti q_x e q_y secondo le due direzioni orizzontali, R_{ij} sono gli sforzi turbolenti (o di Reynolds) nel piano orizzontale in cui i e j indicano le direzioni x o y , $\tau_b = (\tau_{bx}, \tau_{by})$ è lo sforzo tangenziale al fondo espresso dall'equazione (3.2) e $\tau_w = (\tau_{wx}, \tau_{wy})$ è lo sforzo prodotto dall'azione del vento sulla superficie libera espresso dall'equazione (3.3).

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

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

Nelle equazioni (3.2) e (3.3) sono indicati con k_S il coefficiente di scabrezza secondo Strickler, con U_{wind} la velocità del vento e con c_d il coefficiente di resistenza, espresso nel modello mediante la relazione semiempirica:

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

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

I termini η , Y e H che compaiono nelle equazioni (3.1)-(3.2), indicano, rispettivamente, nel tempo generico e per ciascun elemento, la frazione locale di dominio allagato, il volume d'acqua per unità di superficie e una profondità d'acqua equivalente, introdotta per descrivere l'effetto dei termini dissipativi quando il tirante si riduce e diventa confrontabile con le dimensioni delle irregolarità del terreno.

3.1.2 Transizione asciutto-bagnato: la media di fase

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

Il contributo più innovativo fornito dal Dipartimento IMAGE nella risoluzione delle equazioni descritte al Paragrafo 3.1.1 consiste nell'introduzione di due parametri, η e H , mediante i quali vengono modificate rispettivamente le equazioni di continuità e del moto. Entrambi i parametri sono dipendenti da una grandezza caratteristica a_r , avente dimensioni di una lunghezza, che è direttamente legata all'altezza e alla distribuzione delle irregolarità presenti sulla superficie dei singoli elementi con cui è schematizzato il campo di moto.

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

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

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

L'idea che sta alla base dell'approccio proposto consente di tradurre concettualmente il transitorio asciutto-bagnato, facendo in modo che la capacità di invaso del singolo elemento (vale a dire la possibile estensione della superficie libera al variare della quota sul singolo elemento in rapporto alla superficie totale dell'elemento stesso) vari con continuità da un valore pressoché nullo, quando la quota idrometrica dell'elemento è inferiore alla quota minima delle irregolarità del terreno, al valore che compete all'intera estensione dell'elemento, quando la quota idrometrica è maggiore o uguale alla quota massima del terreno. Come indice dell'ampiezza delle irregolarità si introduce un parametro denominato a_r , pari alla differenza tra la quota della più alta asperità e la quota media \bar{h}_f , assunta come quota dell'elemento stesso (Figura 3.1).

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

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

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

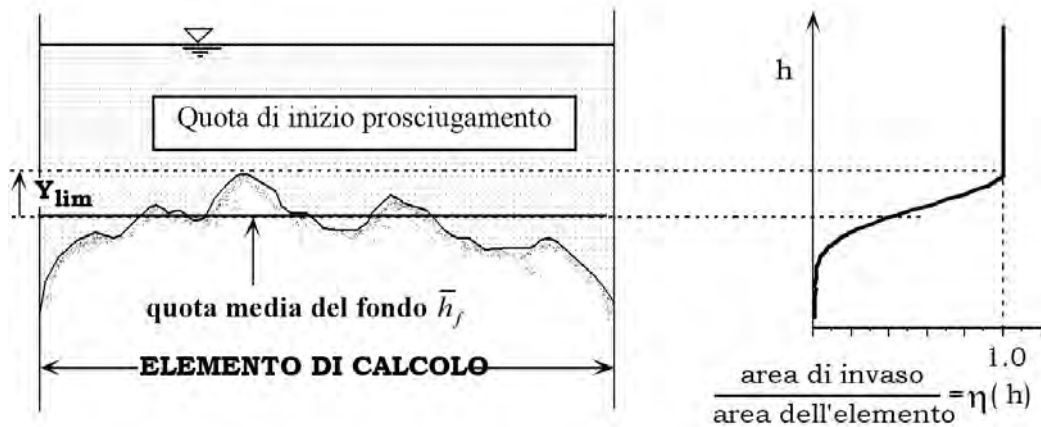


Figura 3.1: Percentuale di area bagnata η in funzione della quota della superficie libera.

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

con il seguente significato:

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

essendo A l'area dell'elemento di calcolo.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Alla luce di quanto esposto, i termini η , Y e H che compaiono nelle equazioni (3.1)-(3.2) sono esprimibili come (Defina, 2000):

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

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

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

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

3.2 Gli elementi monodimensionali

3.2.1 Elementi monodimensionali “canale”

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

La schematizzazione con elementi bidimensionali della rete idrografica minore presenterebbe non poche difficoltà, poiché da una parte essa porterebbe all'utilizzo di elementi di dimensioni così piccole da rendere assai onerosa la fase di costruzione del reticolo, dall'altra potrebbe generare l'insorgere di problemi di stabilità ed accuratezza della soluzione numerica, a meno di non adottare passi di integrazione temporale particolarmente ridotti. Per questa ragione il modello consente l'impiego accoppiato di elementi bidimensionali ed unidimensionali, utilizzando questi ultimi per descrivere il funzionamento dei canali della rete minore che drena porzioni di

territorio soggette a prosciugamento o per simulare piccole incisioni profonde in un dominio sostanzialmente bidimensionale come la rete minore di canali di una laguna a marea.

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

In queste ipotesi una schematizzazione verosimile del campo di moto è quella illustrata nello schema A) di Figura 3.2, ove per semplicità, si è supposta per il canale una sezione rettangolare. Una schematizzazione alternativa a questa e di più semplice implementazione è quella illustrata nello schema B) della stessa Figura 3.2, nella quale il canale è egualmente considerato, conglobandone però la parte superiore negli adiacenti elementi bidimensionali, che sono estesi fino al suo asse, ed introducendo, per tenere conto della parte inferiore, un elemento unidimensionale destinato a funzionare come un “canale in pressione” a sezione liquida costante nel caso in cui le superfici laterali siano inondate.

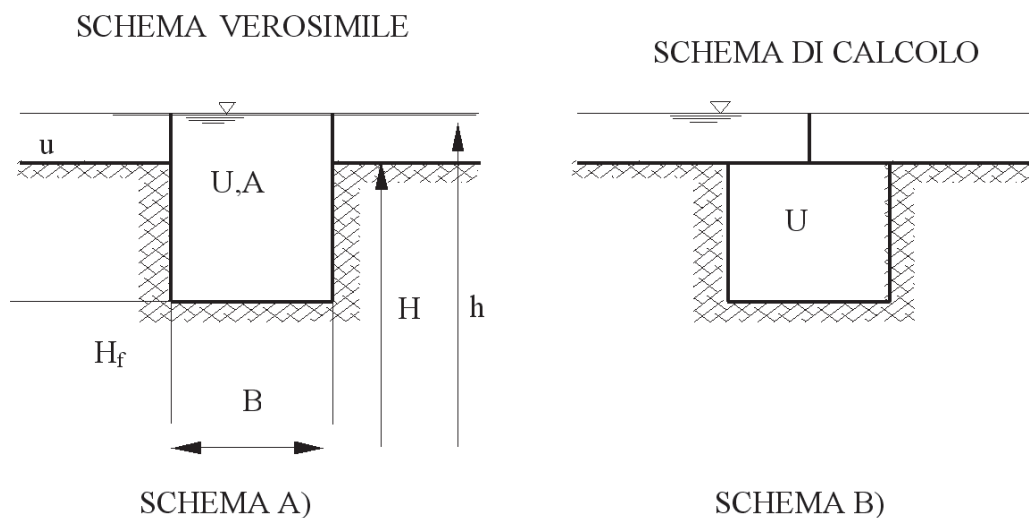


Figura 3.2: *Schema di calcolo dell'elemento monodimensionale “canale”.*

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

Le equazioni del modello, in questo caso, si semplificano ulteriormente: si assume innanzitutto che l'inerzia convettiva sia trascurabile (scompaiono nelle equazioni

di partenza i termini di accelerazione convettiva) e si considerano solo sezioni trasversali compatte per le quali sia possibile assumere velocità praticamente uniforme sulla sezione. Sotto queste ipotesi l'equazione del moto e l'equazione di continuità diventano:

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

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

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

Il modello si fonda sulla coesistenza di elementi bidimensionali ed unidimensionali che, in alcune zone, possono entrare in sovrapposizione; per tale motivo, nello scrivere il bilancio di massa per ciascun nodo è necessario considerare che parte della portata che fluisce lungo gli elementi unidimensionali è già stata considerata nel calcolo degli elementi bidimensionali (Figura 3.2).

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

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

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

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

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

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

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

Se invece η_L e η_R sono prossimi ad uno, viene di fatto inibito l'effetto di invaso, che resta confinato alla parte bidimensionale sovrastante. In questo caso dovrebbe

comparire nell'equazione di continuità un termine addizionale che descrive il flusso che dal canale entra (o esce) nella parte bidimensionale sovrastante. Analogamente lo stesso flusso dovrebbe essere sottratto agli elementi bidimensionali adiacenti. Con riferimento alla soluzione numerica, che prevede di fatto bilanci di massa nodali, questi contributi, uguali ed opposti, si elidono. Per questo motivo non vengono qui esplicitamente considerati.

3.2.2 Elementi monodimensionali “speciali”

Per il territorio adiacente alla rete idrografica principale non meno importante dei canali minori è il ruolo che assumono, nella propagazione, i rilevati (stradali, ferroviari o di altra natura), gli argini e le strutture di regolazione di diverso tipo presenti sul territorio stesso. Nella fase iniziale dell'allagamento gli argini e i rilevati fungono, infatti, da barriere di contenimento, ritardando l'espansione delle acque sul terreno circostante. Una volta sormontati, essi funzionano, invece, come delle vere e proprie soglie e, non infrequentemente, possono cedere, creando delle brecce attraverso le quali le acque possono più facilmente e in quantità rilevante lasciare gli alvei principali per alimentare ulteriormente l'onda di sommersione.

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

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

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

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

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

Tronchi speciali soglia

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

In particolare, ogni tronco speciale connette tra loro due nodi del reticolo bidimensionale (Figura 3.3) e la portata che sfiora al di sopra del tronco è determinata dalle quote idrometriche dei nodi situati a monte e a valle del tronco stesso. Questi elementi speciali possono, pertanto, congiungere o disgiungere le due parti del dominio, a seconda che al di sopra della soglia si instaurino condizioni di flusso nullo, libero o rigurgitato (Figura 3.4).

Il tronco speciale soglia è caratterizzato alle sue estremità da due nodi, n_1 e n_2 . Nell'ipotesi in cui l'efflusso avvenga dal nodo n_1 verso il nodo n_2 , per continuità la portata uscente dal nodo n_1 deve essere uguale alla portata entrante nel nodo n_2 ($Q_1 = -Q_2$).

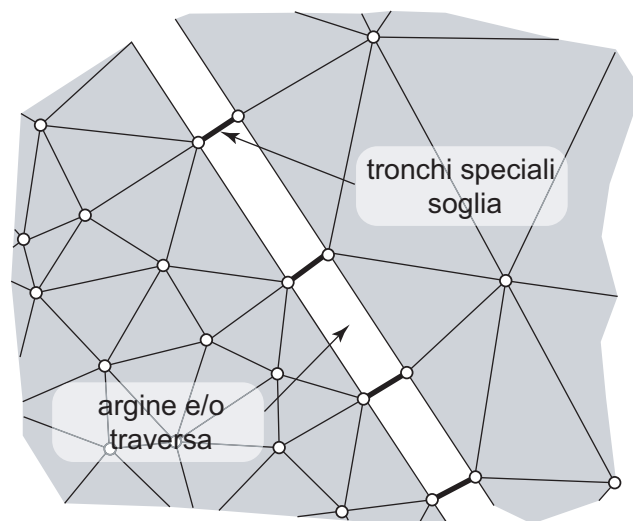


Figura 3.3: Schema di inserimento dei tronchi speciali soglia.

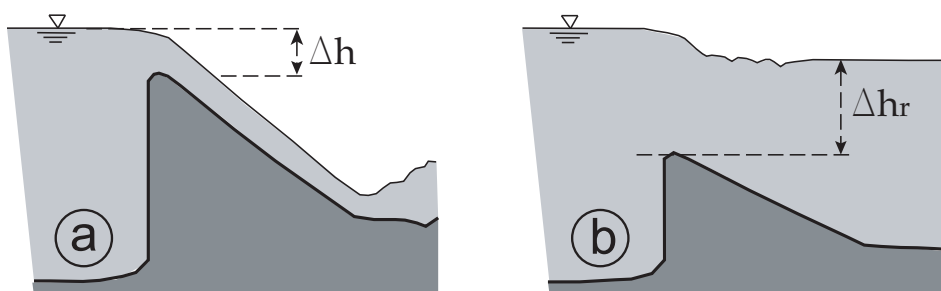


Figura 3.4: Efflusso al di sopra di una soglia: (a) libero e (b) rigurgitato.

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

L'efflusso al di sopra della soglia può essere libero oppure rigurgitato (Figura 3.4). Affinchè l'efflusso sia libero il livello liquido a valle deve essere inferiore alla quota di sfioro del tronco speciale incrementata di $2/3$ del valore del carico idraulico istantaneo. Nel caso contrario l'efflusso risulta rigurgitato.

Nel caso di efflusso libero (Figura 3.4a), la portata specifica sfiorata è espressa dalla relazione:

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

mentre nel caso di efflusso rigurgitato (Figura 3.4b) la portata specifica si può

esprimere come:

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

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

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

Maglie Fabbricato

Le maglie fabbricato possono essere impiegate quando le dimensioni caratteristiche dei singoli elementi sono grandi rispetto alle dimensioni di singoli fabbricati facenti parte di un gruppo. In altre parole, queste maglie speciali possono essere utilizzate quando la discretizzazione spaziale del dominio non può spingersi fino alla descrizione, ancorché semplificata, dei fabbricati presenti sul territorio. Gli aspetti da considerare sono due. Il primo riguarda l'equazione di continuità e in particolare il fatto che la presenza di edifici riduce l'area destinata all'invaso, il secondo riguarda la stima della resistenza offerta, nel complesso, dagli edifici. A questo proposito è da sottolineare che la struttura delle equazioni del modello è formulata in modo da considerare naturalmente, attraverso il parametro η , sia gli effetti di riduzione di superficie di invasore sia quelli indotti sulla dinamica. A valle di questa breve descrizione delle proprietà di questa tipologia di maglia, viene scelto di non utilizzarle, la sofisticazione introdotta con queste maglie non è detto che offra risultati migliori.

3.3 Condizioni al contorno

Affinché la soluzione del problema di Cauchy sia unica, è necessario fornire le condizioni iniziali e le condizioni al contorno. Un problema idrodinamico relativo alla propagazione di onde di piena in regime di moto lento richiede l'imposizione a monte di un idrogramma delle portate e a valle l'andamento dei livelli o di una scala delle portate. Nelle simulazioni della propagazione delle onde di piena, la procedura da seguire è quella di fornire una condizione iniziale possibilmente equilibrata, quale può essere, ad esempio, quella rappresentata dal moto stazionario determinato da un valore relativamente piccolo di portata fluente nelle diverse sezioni di ingresso e

da un prefissato livello o scala delle portate nella sezione di valle. Tale condizione di moto permanente viene raggiunta imponendo delle condizioni al contorno costanti nel tempo.

La procedura di portare a moto permanente un corso d'acqua su fondo completamente asciutto rappresenta la fase più delicata dal punto di vista numerico: essendo il dominio inizialmente asciutto è necessario adottare un passo di integrazione temporale Δt molto più piccolo di quello che sarà poi utilizzato nella simulazione della propagazione dell'onda di piena.

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

Capitolo 4

Modellazione e risultati

4.1 Reticolo di partenza

Come base di partenza ho preso il reticolo di calcolo sviluppato dal dipartimento DICEA, ex IMAGE per il bacino del Piave. Questa griglia computazionale rappresenta la zona compresa tra Lozzo di Cadore e Nervesa della Battaglia. La suddivisione è in elementi triangolari di diverse dimensioni in funzione del livello di precisione richiesto nella zona fluviale, in genere si avrà una rappresentazione molto più dettagliata per l'alveo rispetto ad una pendice montuosa. Si possono notare alcune differenze, talvolta significative, tra la situazione qui rappresentata e quella necessaria al mio studio: in mezzo secolo diversi interventi si sono succeduti e hanno sensibilmente modificato il territorio.

Nel caso oggetto del mio studio il dominio presenta dimensioni ridotte rispetto alla maglia fornita, alcune zone andavano infittite e talvolta è stato necessario sistemare il reticolo (a titolo di esempio si può citare il caso del tracciato dell'autostrada, all'epoca non esistente). Queste differenze sono apprezzabili, in modo semplice, confrontando l'ortofoto del 2007 (nel seguito solo ortofoto) con le aerofoto del '63, mosaico realizzato come nel precedente 2.4 (denominate in seguito solo aerofoto). Altro esempio può esser quello degli argini nei pressi di Borgo Piave: nel '63 non erano ancora realizzati, mentre sono presenti negli atti più recenti. In questo caso non è stato possibile ricostruire la situazione antecedente, per l'impossibilità di trovare la specifica documentazione.

4.2 Modifiche al reticolo

4.2.1 Rifinitura e modifiche delle maglie

Come prima cosa viene tagliata la griglia, verso nord al primo ponte dopo Castellavazzo, in direzione Perarolo, a sud al ponte di San Felice a Trichiana; il reticolo è comprensivo del bacino del torrente Rai tra il lago di Santa Croce e la confluenza nel Piave (zona allagata dall'evento). Ottenuto questo risultato viene ridimensionato opportunamente il mosaico di ortofoto per eliminarne la parte superflua.

A questo punto si è reso necessario discretizzare in modo migliore il reticolo nelle zone interessate dalla parte più violenta del fenomeno. Nei pressi di Longarone viene lasciata intatta la maglia del corso del Piave che già era piuttosto fitta. Vengono individuate tre sottosezioni principali come in figura 4.1: una ad est, che va dallo sbocco sul Piave fino al coronamento della diga, schematizzata con maglia ogni 50 metri (zona 1). Verso ovest ne vengono ricavate due: la zona più settentrionale rappresenta la parte di Longarone e si estende verso nord fino a Castellavazzo e a sud fino a Villanova, sempre con maglia a 50 metri (zona 2). Viene schematizzato in modo più dettagliato anche l'alveo del Maè (sempre in zona 2) per valutare un'eventuale risalita dell'onda anche se il fenomeno realmente sviluppatosi non è rappresentabile, in quanto il modello è a fondo fisso, mentre quella sezione è stata alterata dall'onda e dai detriti sospesi e poi depositati. La terza fascia viene ricavata più a sud, partendo dal limite meridionale della parte appena descritta ed estesa fino a Fortogna, con maglia ogni 75 metri (zona 3).

Vengono inoltre aggiunte altre zone, per rappresentare i corsi: del Desedan (in zona 4), del Rio Gallina e di un paio di aree che nelle foto aeree dell'IRTA sono ghiaiose mentre nella maglia iniziale non erano presenti. Inoltre è stato ricostruito un reticolo un po' più esteso e dettagliato per le sponde del Piave tra Dogna e Provagna.

Come ultima operazione vengono aggiunti i tronchi speciali per rappresentare il rilevato ferroviario in località Cadola, sia per la parte sottobattente, in cui passa la strada provinciale, sia per quanto riguarda un eventuale sfioro sopra il rilevato (in base alle informazioni raccolte entrambe le zone sono state allagate).

4.2.2 Quotatura del reticolo

Una volta creata la griglia di calcolo è necessario assegnarle il livello altimetrico più appropriato. Questo ovviamente è una schematizzazione della realtà, le maglie nel modello sono viste come delle terrazze triangolari orizzontali, poste ad

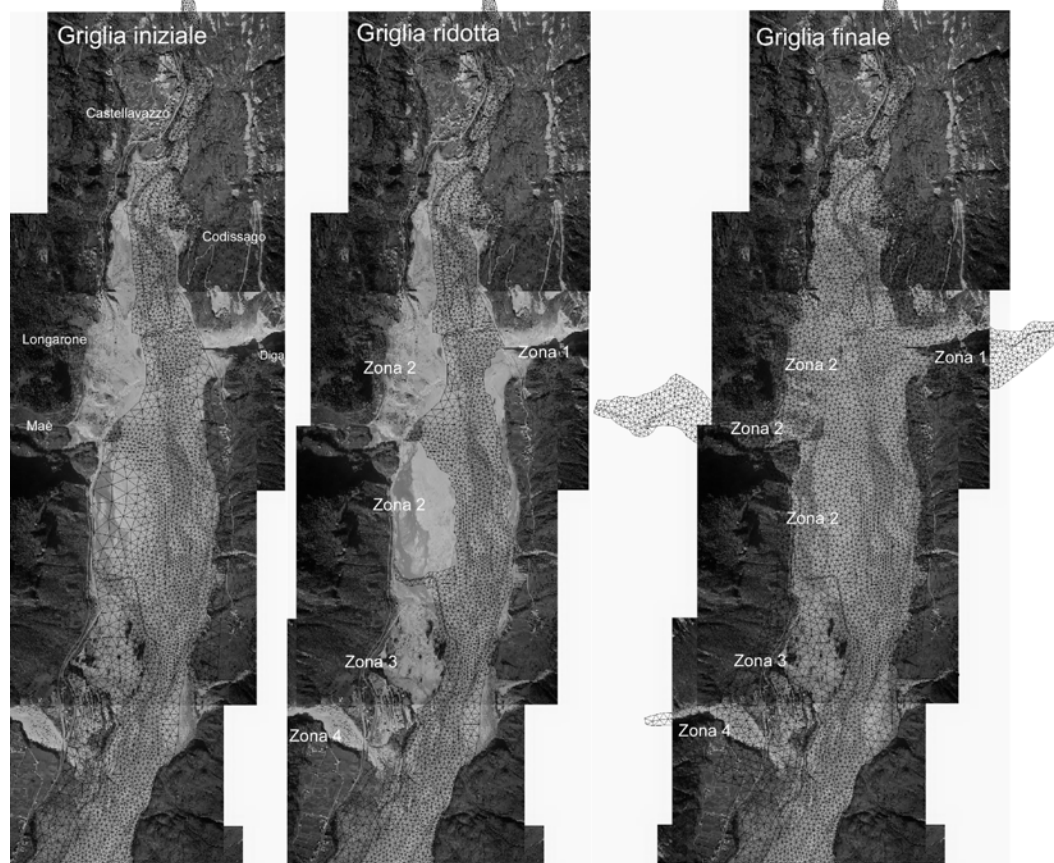


Figura 4.1: I tre passaggi della costruzione della maglia di calcolo, quello esistente sulla sinistra, quella parziale in cui sono stati eliminati gli elementi più grossolani, e infine sulla destra quelli finali.

una quota opportuna (in genere la media), i valori così assegnati rappresentano un'approssimazione. Per attribuirli sono in generale disponibili diverse fonti:

- Sezioni ottenute mediante rilievo topografico
- Quote ottenute tramite rilievo aereo laser altimetrico, LIDAR (Laser Imaging Detection and Ranging)
- Modello regionale digitale del terreno (si ha un punto ogni 5 metri)
- Carte tecniche regionali digitali

Basandomi sul reticolo esistente, ho iniziato a quotare le maglie, partendo dai riferimenti più sicuri, ovvero le sezioni topografiche commissionate dall'Autorità di Bacino. Questi sono i valori più precisi ma sono disponibili solo in alcune zone. Nella zona interessata dal rilievo, sono due le sezioni da considerare, ossia quella relativa a Codissago e quella in zona industriale a Longarone. La prima nel riferimento

sinistro orografico è al limite del rilievo topografico e non dà ulteriori informazioni; verso destra invece, fornisce quote per qualche centinaio di metri, nella zona gole-nale opposta a Codissago. Per la zona industriale di Longarone, verso est il profilo si interrompe quasi subito sulle pendici tra Dogna e Provagna, mentre invece verso ovest si può sfruttare bene il profilo per quotare la maglia.



Figura 4.2: *In rosso il confine esterno della maglia di calcolo, in blu le due sezioni prese in considerazione.*

Vengono quindi sovrapposti i valori laser altimetrici, rilevati sempre per conto dell'Autorità di Bacino; questi valori vanno depurati da eventuali ostacoli a quota maggiore di quella del terreno, come alberi, vegetazione in generale, coperture di edifici e quant'altro. Quest'operazione viene estesa a tutte le zone in cui sono disponibili i dati rilevati con laser. Non sono disponibili per le aree troppo distanti dal corso del Piave, come i corsi degli affluenti minori.

In queste zone viene utilizzato il D.E.M. (modello di elevazione digitale) del Veneto. È stato usato per i bacini del Maè, Desedan e della Val Gallina, aree nelle quali non sono stati riscontrati particolari problemi. Diversamente per la gola del Vajont si poteva cadere in errori anche importanti nella modellazione del territorio. Come si può vedere in figura 4.3, i livelli altimetrici sono totalmente inaffidabili. Come è noto la quota di coronamento della diga è di 722,5 metri, mentre, secondo il DEM del Veneto, le altezze a valle risultano spesso maggiori alla quota del fondo della diga; viene quindi usata la carta tecnica della regione Friuli Venezia Giulia,

poiché, essendo una zona di confine, la carta del Veneto termina prima.

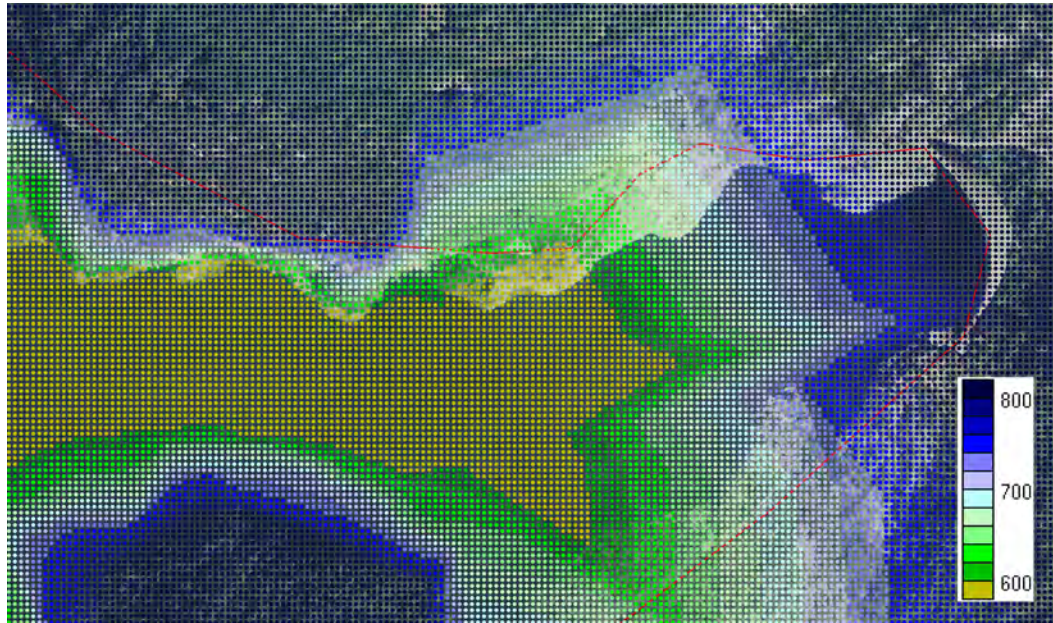


Figura 4.3: Immagine con le quote ottenute dal modello di elevazione digitale del Veneto

A questo punto avviene la parte più noiosa ma fondamentale per la buona riuscita della simulazione, ossia l'eliminazione, per quanto possibile, delle maglie quotate a dente di sega. Questo fenomeno si verifica sulle pareti più inclinate del reticolo, laddove le quote dei triangolini si alternano come riportato in figura 4.4, ossia presentano un livello altimetrico sensibilmente diverso che origina sia errori di interpretazione, sia possibili perturbazioni numeriche.

4.2.3 Scabrezze del fondo

Per quanto riguarda i coefficienti di scabrezza vengono usati quelli della maglia esistente e localmente modificata con opportune considerazioni. Nei pressi di Longarone vengono assunte tutte le maglie con valore di $10 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$, anche per la parte apparentemente ghiaiosa nelle aerofoto, che verosimilmente ospitava edifici; questo per cercare di rappresentare la resistenza al moto offerta da tutti gli ostacoli che l'onda ha distrutto lungo il suo percorso. Stessa cosa viene assunta immediatamente a valle, mantenendo per le zone propriamente ghiaiose, ossia non interessate da costruzioni, una scabrezza di $15 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. Sono stati modificati i coefficienti di alcune aree boschive in modo da rappresentare il corso dell'epoca, anche se l'alveo di magra non sarà probabilmente coerente vista la natura del Piave, con il suo fondo soggetto a importanti variazioni ad ogni evento di piena. Per il corso vero e proprio

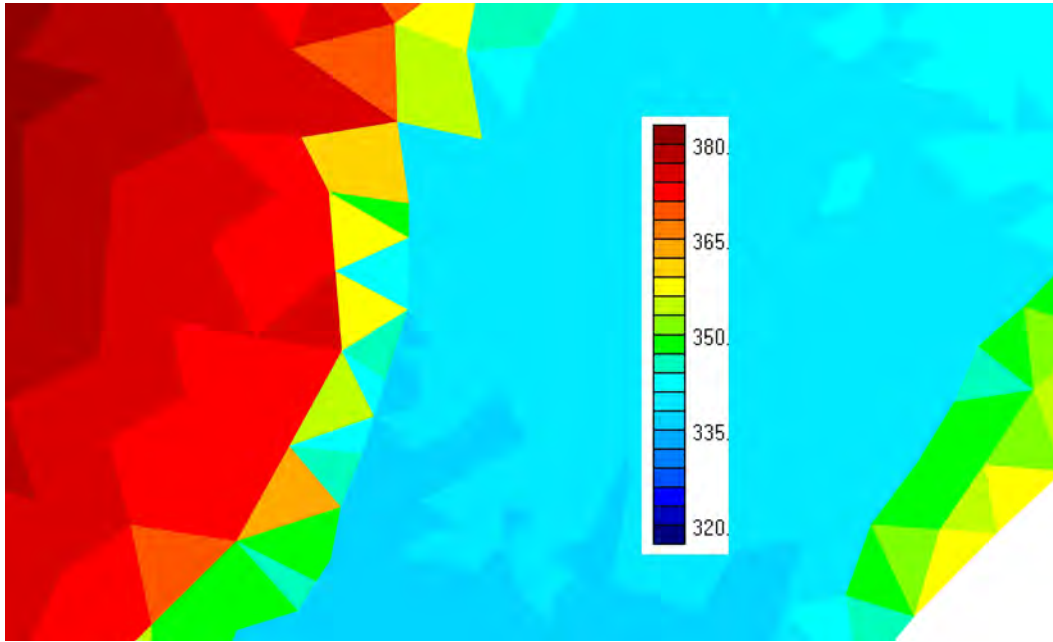


Figura 4.4: *Tipico esempio di quotatura a dente di sega.*

viene assunto un coefficiente pari a $25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. La valutazione vale fino a Ponte nelle Alpi, luogo in cui terminano le aerofoto del '63. Da questo punto in poi viene adottata la maglia esistente, che ha le scabrezze congruenti con le ortofoto recenti (come si può vedere in figura 4.5).

4.3 Simulazioni

Viene simulato l'evento con due diversi idrogrammi:

- il primo idrogramma secondo Bosa and Petti [2013], chiamata prima simulazione;
- l'altro, secondo Vacondio et al. [2013], nota come seconda simulazione;

Per prima cosa viene introdotta la condizione di moto permanente (in entrambi i casi), con lo scopo di evitare possibili e probabili perturbazioni nel modello specialmente negli istanti iniziali.

Per arrivare ai risultati finali vengono eseguiti diversi tentativi di simulazione: inizialmente si considerano sia i termini di Reynolds sia quelli convettivi, ottenendo però risposte afflitte da perturbazioni numeriche che pregiudicano il risultato; inoltre il solutore non riesce a terminare la simulazione, in quanto il numero di iterazioni

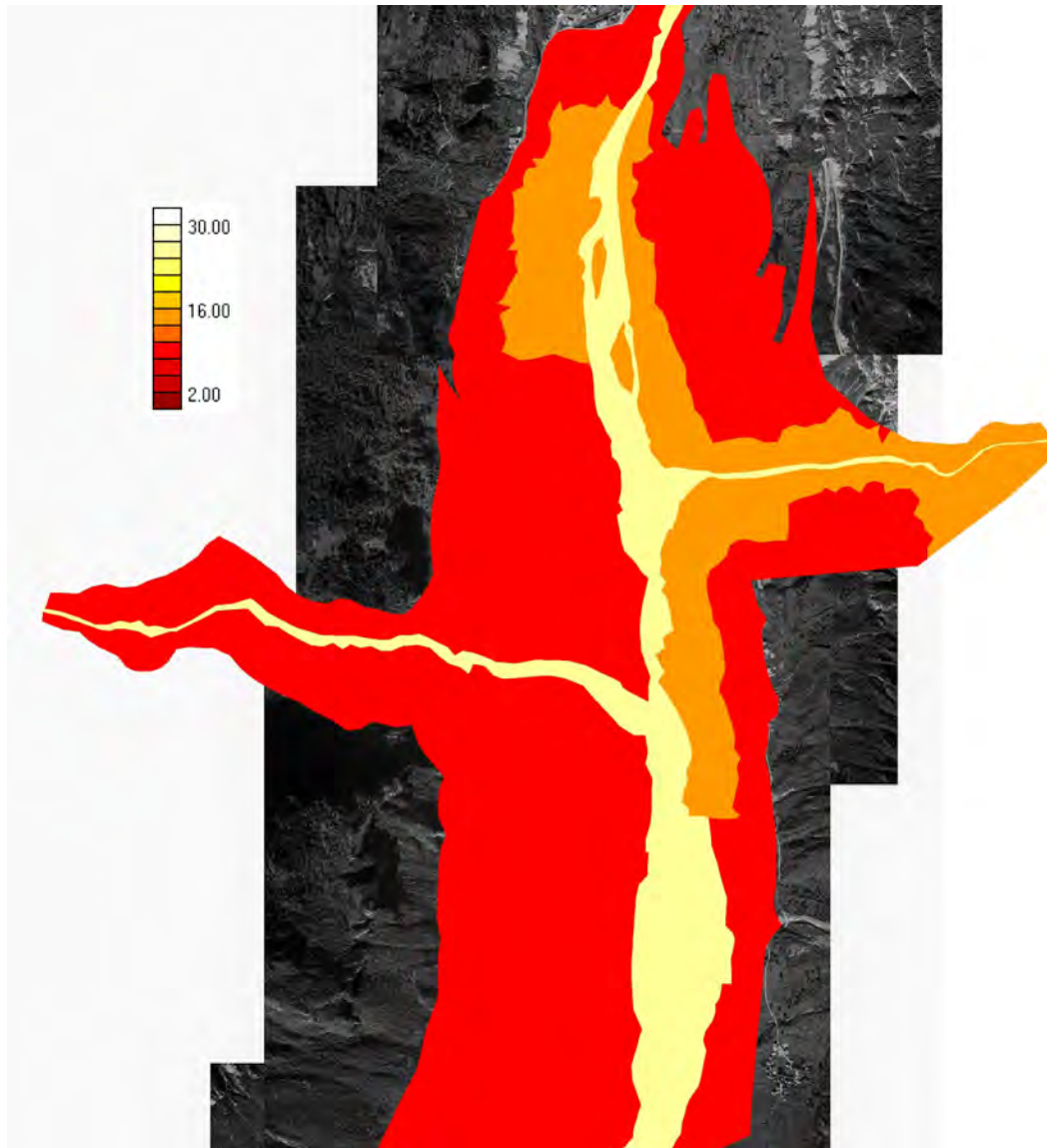


Figura 4.5: Immagine con le scabrezze del fondo nella zona di Longarone.

eseguite diventa maggiore del limite massimo consentito. Si rende necessario disattivare entrambi i termini, anche se, in un evento come quello studiato, non sono trascurabili.

Sono due le simulazioni conclusive ottenute, una per idrogramma in ingresso: la prima genera risultati più attendibili, mentre la seconda localmente presenta le problematiche generate dai fenomeni numerici appena introdotti, ulteriormente inficiate dai fenomeni localizzati in uscita dalla gola che non sono rappresentabili da questo modello.

4.3.1 Prima simulazione

La prima simulazione parte da Provagna, il reticolo viene tagliato a quell'altezza e vi viene posta la condizione al contorno sulla portata in ingresso. Con questa analisi è possibile confrontare solamente i valori a valle di questa sezione. Per quanto riguarda gli idrogrammi, visibili in figura 4.6, si notano diversi picchi, con portate:

- a Fortogna di $19.470 \text{ m}^3/\text{s}$
- a Soverzene di $12.770 \text{ m}^3/\text{s}$
- a Ponte nelle Alpi di $5.640 \text{ m}^3/\text{s}$
- a Belluno di $4.360 \text{ m}^3/\text{s}$.

Questi primi due valori sono confrontabili solo con quelli forniti dallo studio a cui si rifà la curva di portata (Fortogna e Soverzene), trattati in seguito, mentre per le ultime due sezioni si possono comparare anche con i valori rilevati e presentati nel secondo capitolo, con i quali ben si accordano.

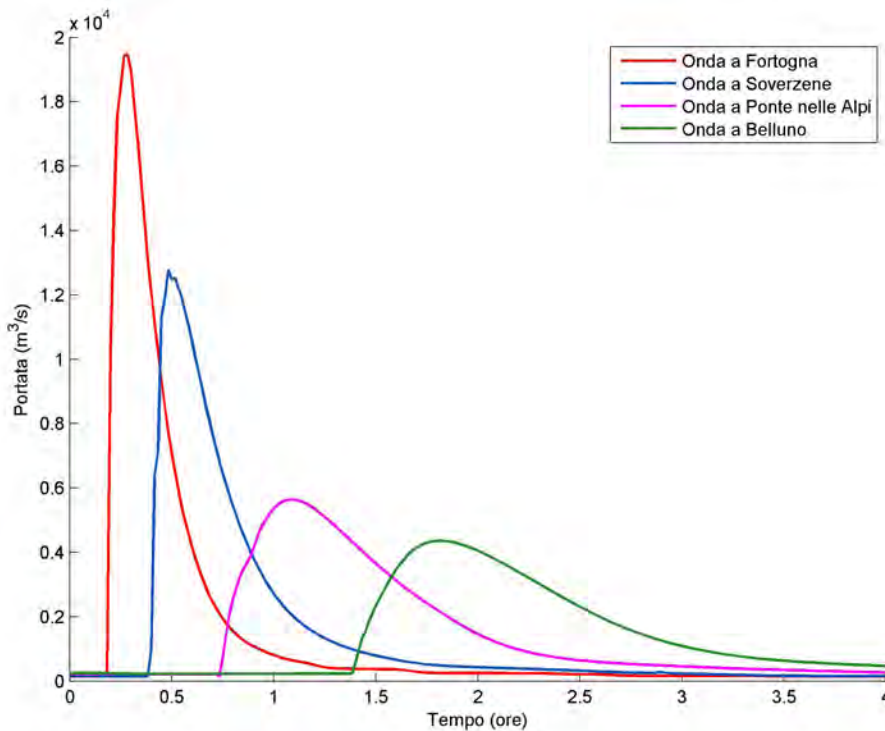
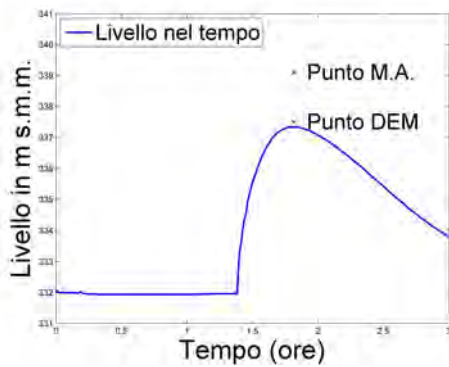
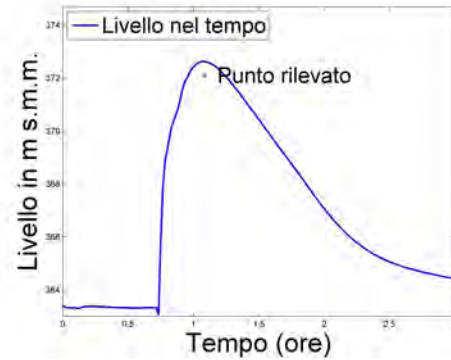


Figura 4.6: *Idrogramma con le portate a valle di Provagna*

Altra possibilità di confronto è offerta dai punti rilevati; alcuni di questi non compaiono in questa simulazione essendo al di fuori dalla maglia di calcolo (ossia



(a) Nei pressi del ponte della Vittoria.



(b) Nei pressi del ponte di Ponte nelle Alpi.

Figura 4.7: Grafici con la variazione nel tempo del livello idrico

a nord di Provagna). I primi due considerati sono quelli ricavati sul Ponte della Vittoria a Belluno e sul ponte a Ponte nelle Alpi. Come si può vedere in figura 4.7(a), il rilievo a Belluno ha due punti di riferimento: il livello più alto, noto come Punto M.A., è stato preso dalla relazione del Magistrato alle Acque (considerata al paragrafo 2.9), supponendo che l'attuale quota del fondo coincida con lo zero di quella relazione; non vi è infatti nessuna indicazione nel documento appena citato. Il più basso, noto come punto DEM, è invece stato ottenuto dal confronto della figura 2.11 con l'altimetria del modello digitale del terreno della regione Veneto (si può notare come la quota di 339 metri ricavata per il primo punto sia molto vicina al ciglio stradale, cosa smentita dalla figura appena citata). Questo secondo punto sembra adattarsi molto meglio del primo, anche se rimane una certa soglia di incertezza sulla attendibilità delle quote scelte come riferimento. Per Ponte nelle Alpi invece, figura 4.7(b), si può vedere che si adatta molto meglio, pur avendo utilizzato lo stesso metodo adottato per il punto M.A..

Altro punto di interesse è il livello rilevato in prossimità della centrale di Soverzene, in cui a differenza dei precedenti, è stato utilizzato il rilievo laser altimetrico dell'Autorità di Bacino, per ottenere la quota di riferimento. Questo metodo però non è troppo preciso in quanto, in un raggio di pochi metri, sono presenti molti punti con quote sensibilmente diverse; il rilievo di questi punti compiuto sul campo, riprodotto su una carta in scala 1:5.000, implica che uno scostamento di un solo millimetro sulla carta, determini una variazione di cinque metri nella realtà. Per questo motivo viene scelto di assegnare al punto rilevato, non necessariamente la quota laser più vicina, ma la quota più probabile nel suo intorno.

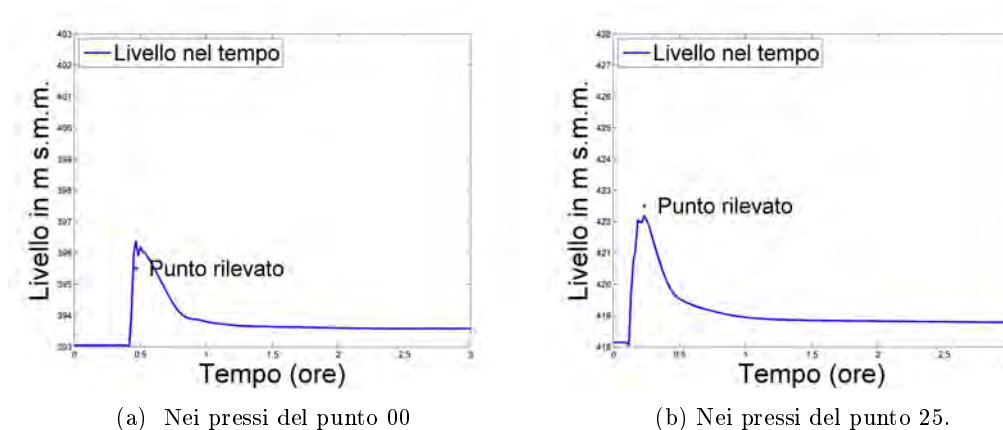


Figura 4.8: Grafici con la variazione nel tempo del livello idrico

Con questa scelta relativamente arbitraria vengono quotati i punti seguenti, rappresentati nelle planimetrie riportate in appendice: il primo, identificato con 00, , fornisce un discreto risultato, considerando l'incertezza del rilievo (figura 4.8(a)).

Il punto di riferimento 25, ossia la sequoia già vista in 2.4, non sarebbe un punto affidabile in questa simulazione, essendo in prossimità dell'applicazione delle condizioni al contorno (in queste zone la soluzione non è in genere attendibile); tuttavia sembra dare un risultato non troppo differente da quanto auspicabile (4.8(b)).

Ultimo riferimento possibile per questa simulazione è il punto 02, piazzale antistante alla falegnameria in località Paiane, visibile in figura 4.9: si può osservare la buona affinità del livello calcolato con quello rilevato, considerate le incertezze della quota rilevata. Come si può notare bene in quest'ultimo grafico, ma in misura minore anche nei precedenti, poco prima dell'arrivo dell'onda il livello registra una brusca diminuzione. Questo fenomeno è presumibilmente attribuibile al modello, non idoneo a rappresentare fenomeni impulsivi ed è un comportamento che si riscontra frequentemente nei risultati relativi alla prossima simulazione. Le considerazioni altimetriche fatte sono supportate dall'allegato B, in cui vengono riportati i diversi risultati ottenuti con la ricerca sul campo, in letteratura e in quelli simulati con questo modello. Si può dunque vedere che in generale si ha un'ottima aderenza tra il massimo allagamento del modello e quello ricostruito con le aerofoto, ad eccezione della zona del cono di deiezione del Rio Gallina dove (allegato B.1) la massima piena ricostruita considera una maggior estensione; tuttavia a priori non era possibile sapere dove la zona ghiaiosa fosse riconducibile al disastro e dove al corso proprio del torrente.

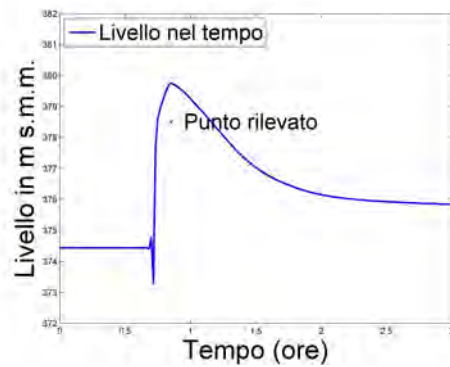


Figura 4.9: Grafico con la variazione nel tempo del livello idrico nei pressi del punto 02

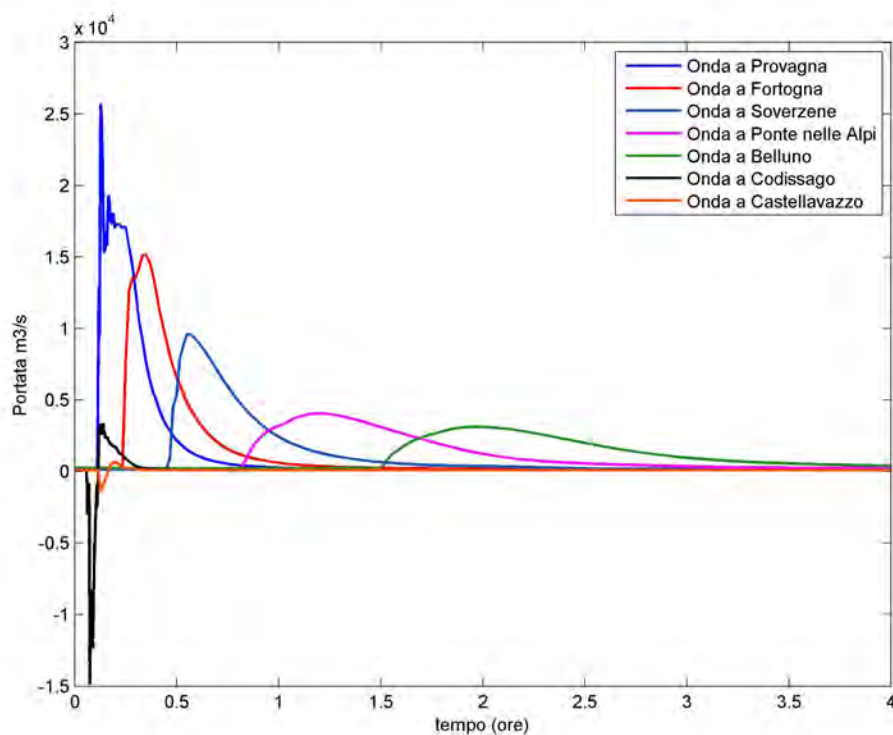
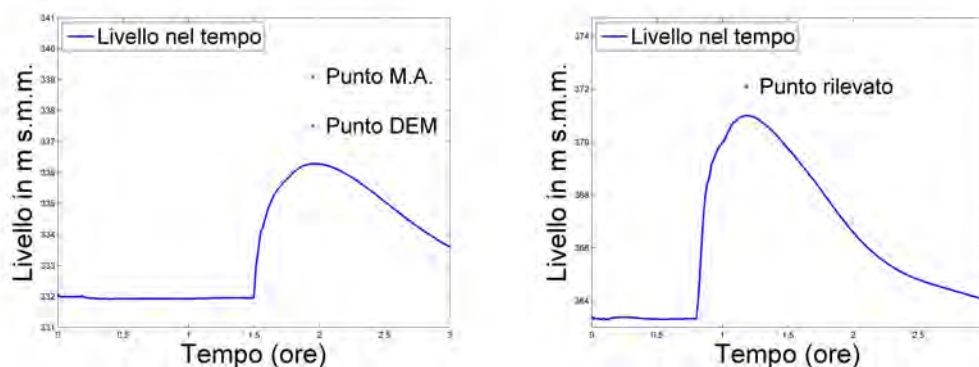


Figura 4.10: Idrogramma con le portate a valle della diga ottenute con il modello SPH.

4.3.2 Seconda simulazione

Questa simulazione, ottenuta mediante l'imposizione alla base della diga del Va-jont dell'onda vista al 2.10.2, viene testata anch'essa senza termini di Reynolds e convettivi per le questioni già esposte nei paragrafi precedenti. In questa simulazione è compresa la zona limitrofa a Longarone, che risultava invece esclusa nella precedente. L'estensione del dominio comporterebbe l'inserimento di altri punti di



(a) Nei pressi del ponte della Vittoria.

(b) Nei pressi del ponte di Ponte nelle Alpi.

Figura 4.11: Grafici con la variazione nel tempo del livello idrico

confronto; tuttavia intorno al capoluogo comunale si manifestano i maggiori limiti del modello bidimensionale, ulteriormente aggravati dalla contingenza di trascurare i termini convettivi e di Reynolds. Le fluttuazioni che si generano ne inficiano l'attendibilità e vengono quindi omessi dal confronto tra rilievo e simulazione.

Osservando l'idrogramma con le portate fornite dalla simulazione (figura 4.10) si nota la presenza di tre sezioni aggiuntive rispetto al grafico precedente (figura 4.6). A Castellavazzo si nota il piccolo picco negativo (che denota un flusso controcorrente), seguito dall'inversione e dalla tendenza a raggiungere la portata permanente. Più importanti sono i picchi ottenuti nella sezione di Codissago, dove se ne registra uno negativo di $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$, con un brusco capovolgimento subito dopo. Per quanto riguarda le portate nelle sezioni successive, si notano, come atteso, picchi via via decrescenti a Ponte nelle Alpi e Belluno rispettivamente di $4.063 \text{ m}^3/\text{s}$ e $3.125 \text{ m}^3/\text{s}$, valori minori del precedente risultato, dato il minor volume dell'onda in ingresso.

Si ripetono i confronti sui punti già oggetto del precedente paragrafo; come si può vedere in figura 4.11 il livello si discosta di circa un metro sia per la parte (a) relativa al ponte della Vittoria, che per la parte (b), relativa al ponte di Ponte nelle Alpi.

Proseguendo verso nord, si possono confrontare anche i punti in figura 4.12, cioè il livello nei pressi della centrale di Soverzene (a) e la sequoia rappresentata nella figura (b), entrambi con un buon accostamento al valore rilevato. Ancora, si può vedere, in figura 4.13, che il livello nella falegnameria approssima bene quello misurato.

Come introdotto in precedenza, nulla si può dire per i punti nella parte attorno a Longarone, dove, nonostante sia stato ridotto il passo di calcolo da $0,01 \text{ secondi}$ fino

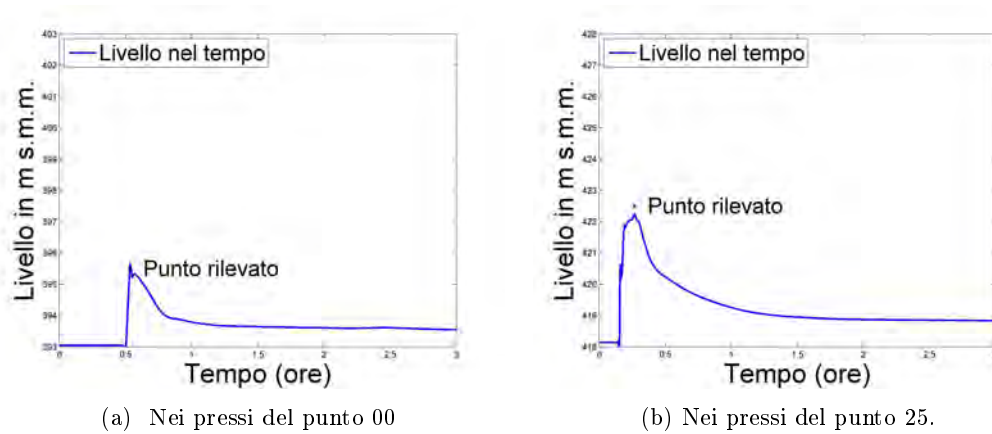


Figura 4.12: Grafici con la variazione nel tempo del livello idrico

a $3 \cdot 10^{-5}$ secondi, i fenomeni di instabilità numerica già esposti rendono inattendibile il risultato.

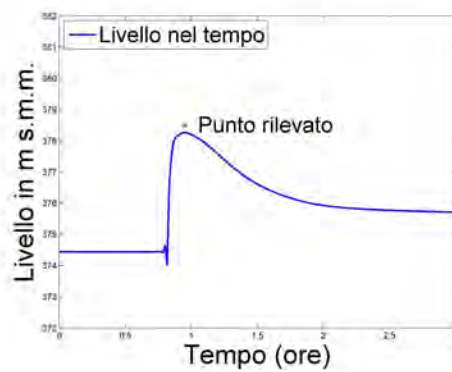


Figura 4.13: Grafici con la variazione nel tempo del livello idrico nei pressi del punto 02

Successivamente al confronto altimetrico si è proceduto con l'analisi delle planimetrie elaborate; in questo modo si è potuto osservare come, ad eccezione di alcune zone, il modello si presti bene per rappresentare il massimo allagamento ad opera della piena. Le zone da escludere sono:

- la zona di fronte alla gola del torrente Vajont, dove si sono sviluppati tutti quei fenomeni non rappresentabili con il presente modello;
- la zona riguardante il cono di deiezione della Val Gallina, per cui valgono le considerazioni già fatte per la prima simulazione;
- la zona piuttosto circoscritta dell'estremo ovest del rilevato del ponte diga di Soverzene, dove la quota del terreno potrebbe essersi alzata a causa del

deposito di sedimenti nei 50 anni trascorsi.

4.4 Confronto tra Idrogrammi

4.4.1 Idrogrammi della prima simulazione e di Petti

Un'ulteriore osservazione deriva dal confronto tra i diversi idrogrammi proposti. Ai risultati riportati in figura 4.14 con linea continua, ricavati attraverso la simulazione, si affiancano quelli ottenuti da Petti in figura 2.13 e rappresentati con tratteggio. Le curve riferite alla medesima sezione si presentano con un ritardo via via maggiore fino alla sezione di Soverzene. Quelle ottenute con la prima simulazione sono sensibilmente più lente, comportamento spiegabile semplicemente osservando i valori assegnati alla scabrezza del fondo: quelli assunti nello studio di Petti vanno dai $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per la zona rocciosa ai $22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le zone con fitta vegetazione, risultando molto superiori rispetto a quelli applicati per questo studio. Valori così alti non sono in genere riscontrabili nei corsi naturali e rappresentano l'unico parametro modificabile nel modello per variare i tempi di percorrenza. Altri parametri che influenzano la velocità sono: le interazioni tra fluido e materiale in sospensione (notevole in questo caso), gli effetti dei termini convettivi e di Reynolds ed altri ancora. Per tutte queste indeterminazioni viene scelto di lasciare i coefficienti esposti al 4.2.3, coefficienti di comprovata affidabilità per il Piave.

L'ultima osservazione riguarda le due curve a valle di Soverzene. I picchi ottenuti da Petti sono sensibilmente smorzati oltre che più lenti, tanto da esser sorpassati dall'altra curva. Una spiegazione possibile è che non sia stato modellato adeguatamente lo sbarramento di Soverzene; è probabile che, nel modello di Petti, si sia realizzato un vaso temporaneo in prossimità del ponte-diga, provocato dalla mancata rimozione del rilevato e delle paratoie in seguito al primo impatto dell'onda; l'vaso avrebbe quindi ridotto il colmo di piena con un comportamento simile a quello di una cassa di laminazione.

4.4.2 Idrogrammi della prima e della seconda simulazione

Vengono infine commentati i risultati ottenuti con le due simulazioni oggetto di questo studio (figura 4.15): la prima è raffigurata con linee tratteggiate, la seconda con linee continue. È immediato notare come le due curve abbiano picchi e volumi sensibilmente diversi, che risultano maggiori nella prima simulazione. Questo era prevedibile visti i volumi in ingresso: l'idrogramma che ha generato la prima simulazione infatti aveva un volume maggiore del secondo.

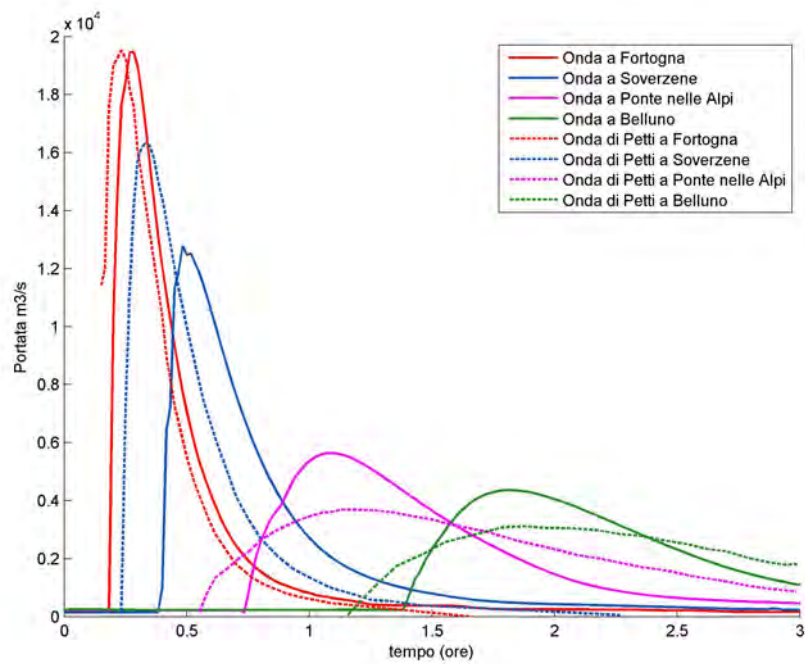


Figura 4.14: Confronto tra la curva di figura 2.13 e 4.10.

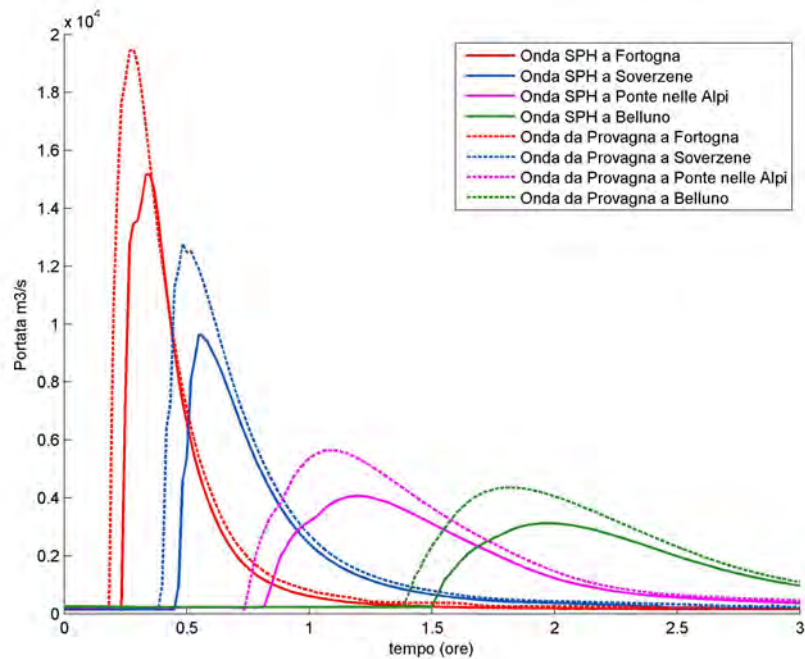


Figura 4.15: Confronto tra la curva di figura 4.6 e 4.10.

Un'ulteriore grandezza analizzata è la velocità di propagazione, le linee tratteggiate sono ampiamente in anticipo rispetto a quelle continue. La differenza sorge per la diversa sezione in cui viene applicato l'idrogramma di ingresso: nella prima simulazione viene imposto a Provagna, mentre nella seconda, considerando anche i territori più a nord, l'onda giunge fino a Provagna muovendosi sul suolo con i coefficienti imposti nel modello (ossia i coefficienti usualmente utilizzati dal DICEA per lo studio del bacino del Piave), mentre il modello con la portata imposta a Provagna utilizza i coefficienti molto lisci assegnati al modello di Petti. In secondo luogo invece si può notare l'incremento del ritardo tra le due simulazioni in ogni successiva sezione, aumento tuttavia non molto significativo.

Conclusioni

Il lavoro presentato nei precedenti capitoli trae spunto da un evento ormai distante cinquant'anni. Questo lasso temporale ha comportato diversi problemi nel reperire i dati necessari allo studio.

Per quanto riguarda la ricostruzione della massima estensione della piena, le informazioni sono state tutto sommato di buona qualità e reperite in quantità sufficiente. Maggiori incertezze e difficoltà invece si sono riscontrate nella ricostruzione dell'onda che ha trascinata la diga, dove sono stati presi in considerazione due modelli con evidenti limiti. Senza scendere troppo nel dettaglio, il modello di Petti ha una rappresentazione solamente bidimensionale, mentre il modello di Parma trascura l'interazione tra aria e acqua, oltre alle ovvie comuni difficoltà nel ricostruire le superfici di scorrimento, i tempi e tutte le innumerevoli variabili intervenute nella catastrofica frana. Altro importante fattore di incertezza è la determinazione delle quote: quelle dell'epoca erano disponibili solo in pochi e insufficienti punti per rappresentare bene il territorio (una quota ogni duecento metri nel migliore dei casi); per questo sono state impiegate quelle laser altimetriche risalenti agli anni duemila (in cui sono presenti numerosissimi punti nel raggio di pochi metri), che essendo più recenti, presentano delle discordanze. Ulteriore causa di possibili imprecisioni è il modello stesso, bidimensionale ed a fondo fisso. Il primo fattore rende imprecisa la soluzione nei punti immediatamente a valle della diga, il secondo trascura tutti gli effetti di erosione e deposito che in questo caso sono di rilievo assoluto, come per altro sarebbero i termini di Reynolds e convettivi che sono stati trascurati a causa dell'instabilità numerica da loro generata. Questi effetti sono maggiori nella zona in uscita della gola dove i fenomeni non rappresentabili erano più importanti.

Alla luce di tutte queste problematiche molto difficili da migliorare e delle le indeterminazioni di molti effetti localizzati non rappresentabili con questo modello, ci si può ritenere soddisfatti del risultato ottenuto che sembra ben rappresentare il fenomeno reale, soprattutto dove queste approssimazioni sono meno importanti.

Appendice A

Appendice A

A.1 Elenco e descrizione dei punti rilevati

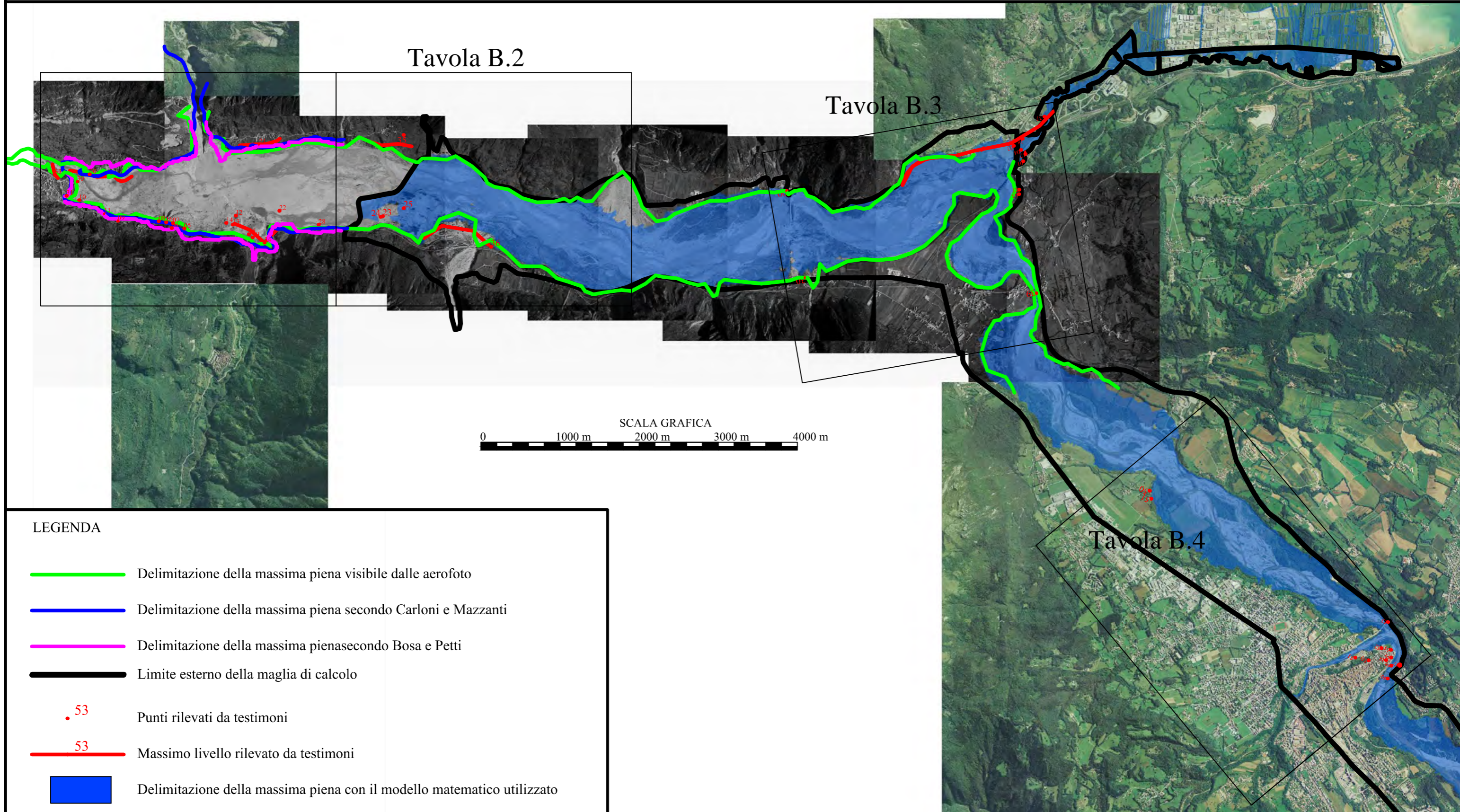
Qui di seguito viene riportato l'elenco di punti e linee rilevati e la relativa descrizione, le piante sono negli allegati seguenti, la parte in bianco e nero è riferita alle aerofoto, mentre quella a colori riportata per tutte le parti le precedenti non sono state fatte è relativa alle ortofoto.

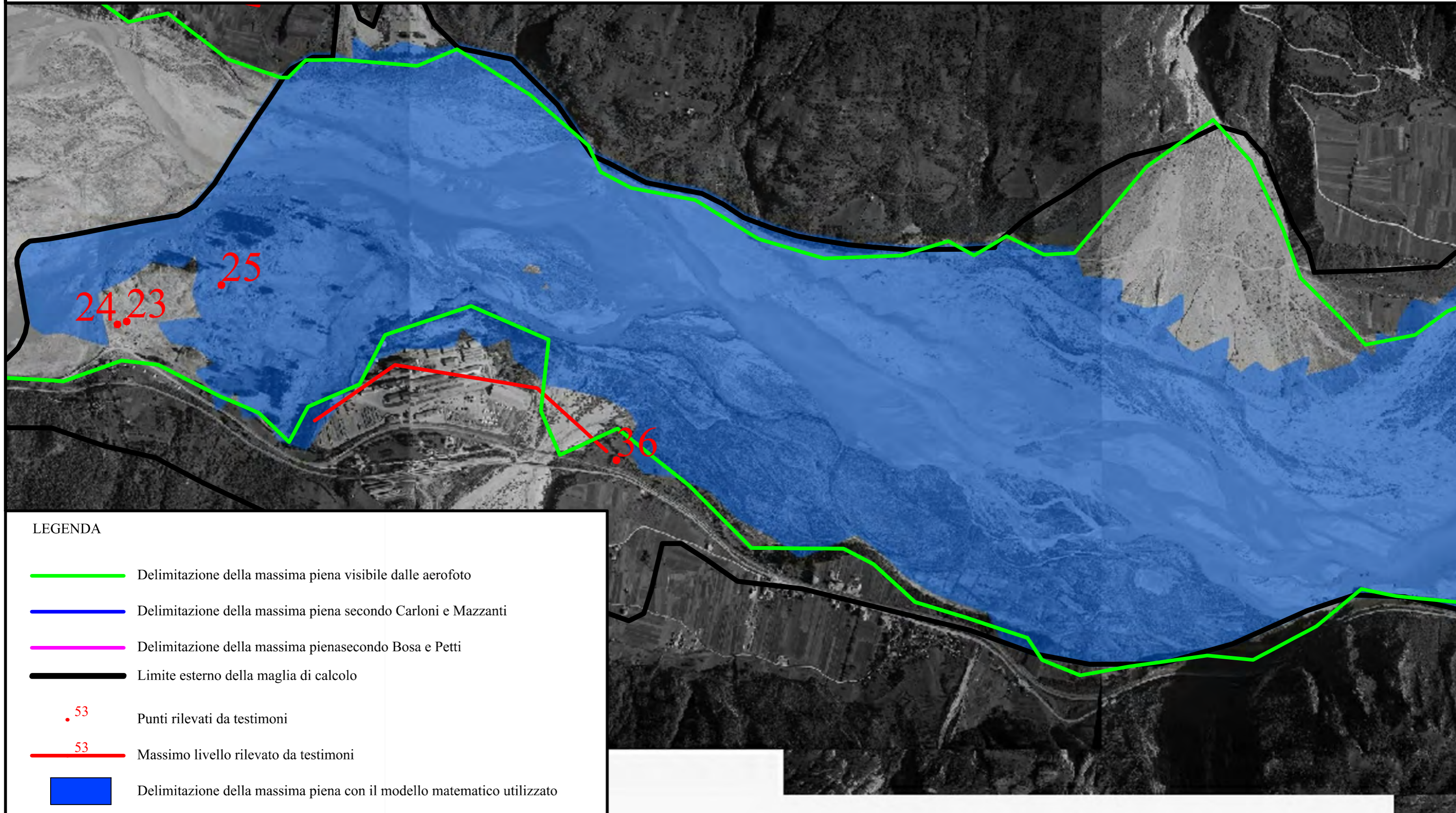
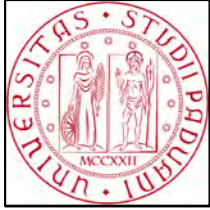
- 00 Livello raggiunto nei pressi della centrale di Soverzene
- 01 Edificio lambito ma non allagato
- 02 Raggiunta la Falegnameria Reveane
- 03 Piena rimasta nel letto del Piave
- 04 Casa allagata e quasi coperta (acqua fino alla località Paliach)
- 05 Raggiunti i Murazzi fino a 510 m s.l.m.
- 06 Municipio di Longarone come su foto 2.3
- 07 Edificio allagato ma senza demolizioni o morti
- 08 Ferrovia rimossa dall'onda
- 09 Massima estensione raggiunta
- 10 Massimo livello raggiunto circa a quota 465 m s.l.m.
- 11 Casera Lambita come da immagine
- 12 Edificio salvato per quota

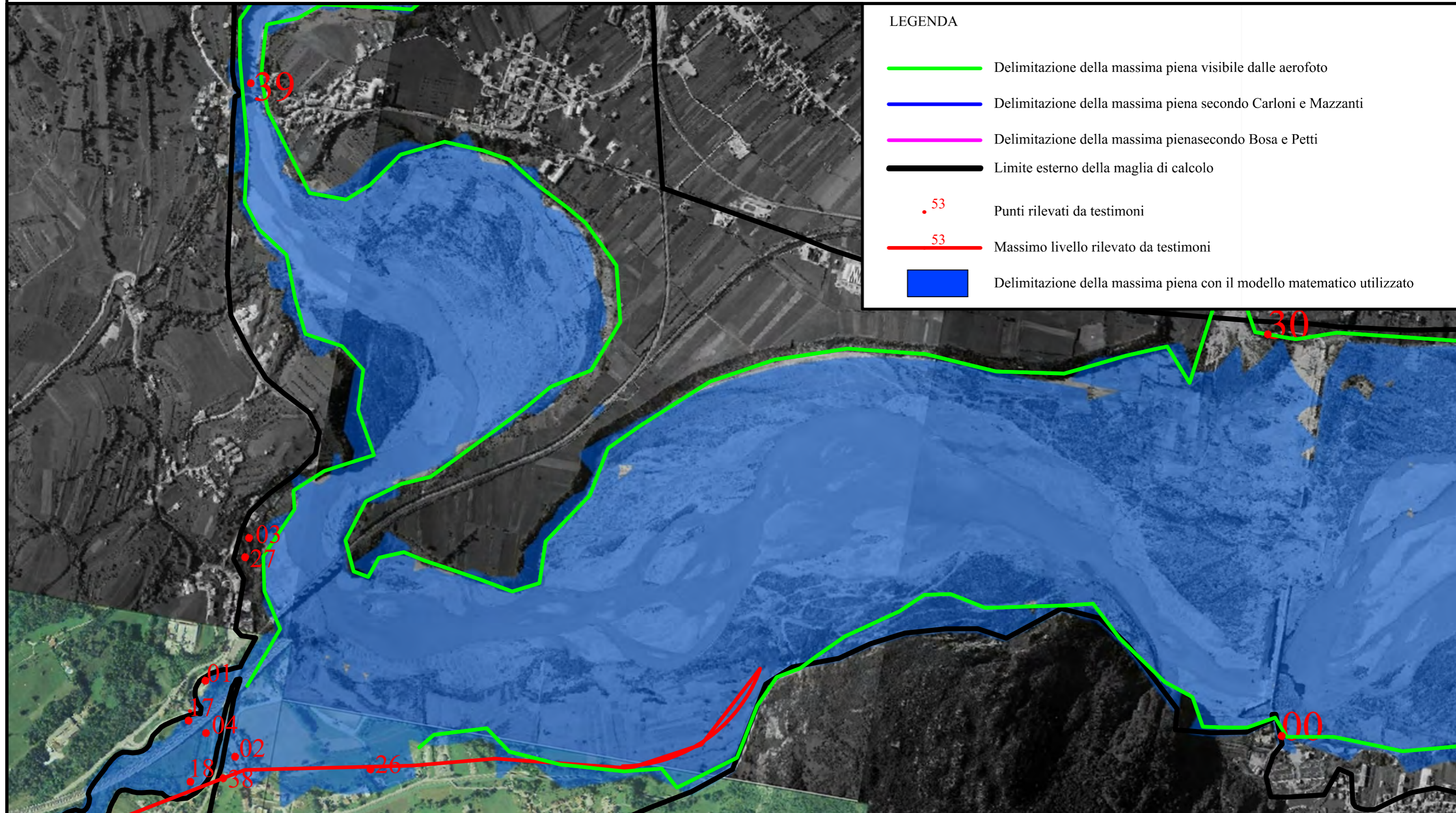
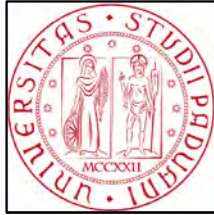
- 13 Edificio salvato dal colle
- 14 Edificio salvato dal colle
- 15 Edificio tagliato a metà come da immagine (figura 2.4(b))
- 16 Scuola rimasta “Salva”
- 17 Casa Follin Allagata come 2.6(b)
- 18 Vecchio Molino sul torrente Rai allagato 2.6(a)
- 19 Area sicuramente allagata da controllare sulla mappa digitale assente
- 20 Delimitazione massima estensione piena
- 21 Massima piena corrispondente al naturale alveo del Piave
- 22 Edificio demolito vicino alla Fornace
- 23 Edificio distrutto
- 24 Chiesetta distrutta
- 25 Sequoia scortecciata per 4,5 metri (figura 2.4(a))
- 26 Delimitazione massima estensione piena
- 27 omissis
- 28 Edificio non demolito ma compromesso andato demolito in seguito perchè pericolante
- 29 Edificio non demolito ma compromesso andato demolito in seguito perchè pericolante
- 30 Villa Malcom andata demolita
- 31 Punto sicuramente allagato
- 32 Delimitazione massima estensione piena
- 33 Delimitazione massima estensione piena
- 34 Delimitazione massima estensione piena, si formò un montagna di detriti
- 35 Delimitazione massima estensione piena

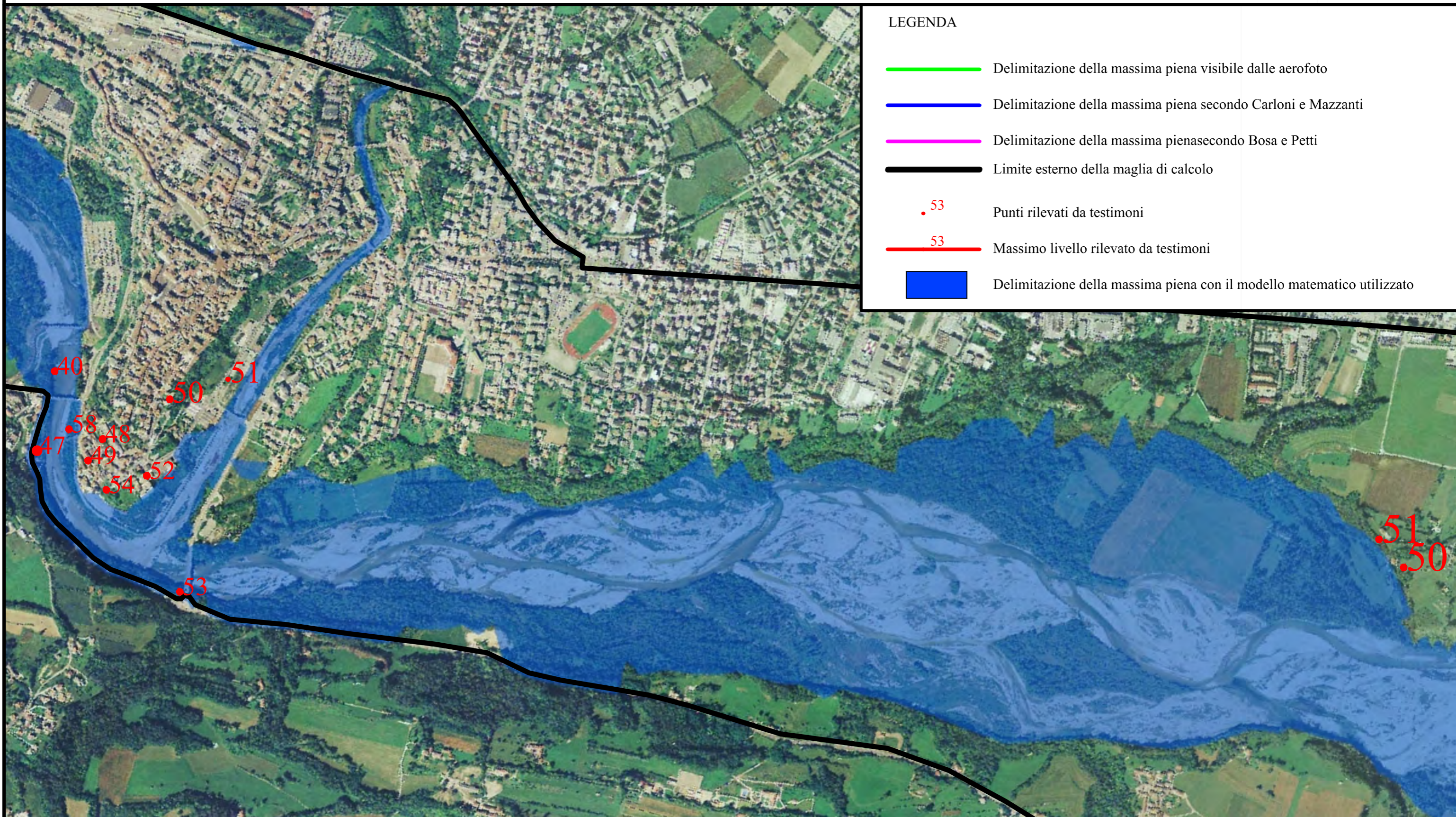
- 36 Delimitazione massima estensione piena
- 37 Raggiunta la zona di Paludi/La Secca fuori dalla carta disponibile
- 38 Delimitazione massima estensione piena
- 39 Punto in cui il massimo livello rimase a circa 3 metri dal piano stradale del ponte
- 40 Venne quasi raggiunto il livello stradale del ponte della Vittoria
- 41 Località Pezzoneghe raggiunta la tramoggia dello stabilimento De Pra
- 42 Edificio in parte demolito
- 43 Punto di massima risalita a Codissago
- 44 Punto di massima penetrazione nell'abitato di Codissago
- 45 Limite raggiunto a Nord dall'onda
- 46 Non sono state raggiunte Dogna e Provagna
- 47 Edifici crollati
- 48 Massima estensione dell'onda
- 49 Chiesa Allagata
- 50 Strada non allagata
- 51 Punto non raggiunto dall'acqua
- 50 bis Via dei fabbri allagata
- 51 bis Allagato
- 52 Limite massimo raggiunto
- 53 Strada raggiunta dall'acqua
- 54 Segheria raggiunta dall'acqua
- 55 Punto raggiunto dall'acqua
- 56 Casa allagata a tre metri dall'attuale pilone autostradale
- 57 Mucca portata a Monte dall'onda

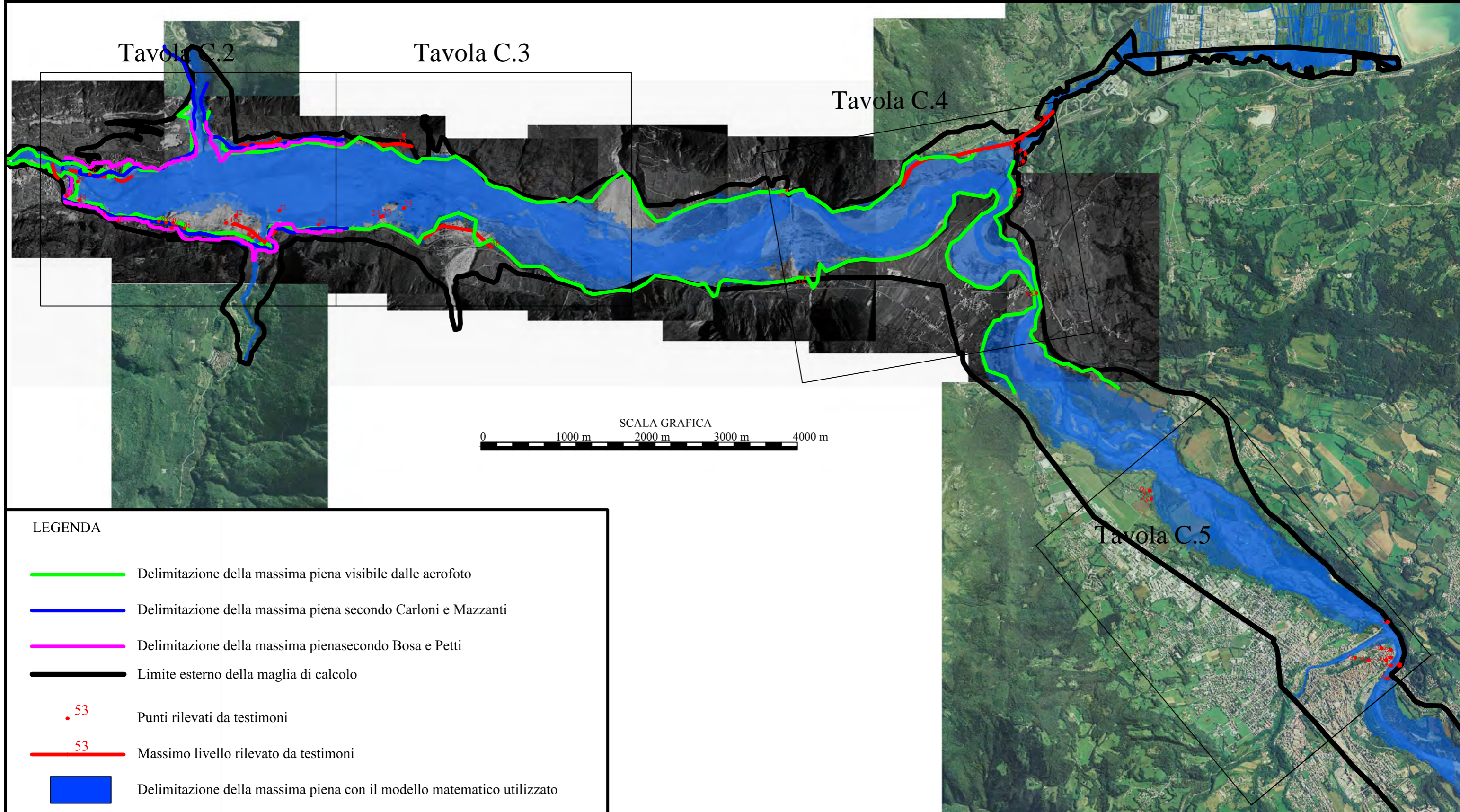
- 58 Omissis
- 59 1 metro dal massimo invaso
- 60 Therenton ponte spazzato via dall'acqua
- 61 Raggiunto punto vicino alla chiesetta Madonna della salute
- 62 Livello massimo superiore di 80-100m loc. Cèva
- 63 Livello raggiunto dalla parte opposta alla diga
- 64 Ponte val di Tuora distrutto
- 65 Penisola Pineda pre evento
- 66 Costone che ha evitato danni maggiori, a Erto danni lievi grazie a questa protezione, si verifica uno strano fenomeno di pioggi a di acque detriti, sassi, ecc
- 67 Edifici con lievi danni
- 68 Punto raggiunto dall'onda
- 69 Parete Moliese ha "riflesso" l'onda evitando danni maggiori a Casso, nella parte in cui la parete non è in contropendenza si sono verificati dei danni
- 70 Località Therenton onda fuori dalla carta

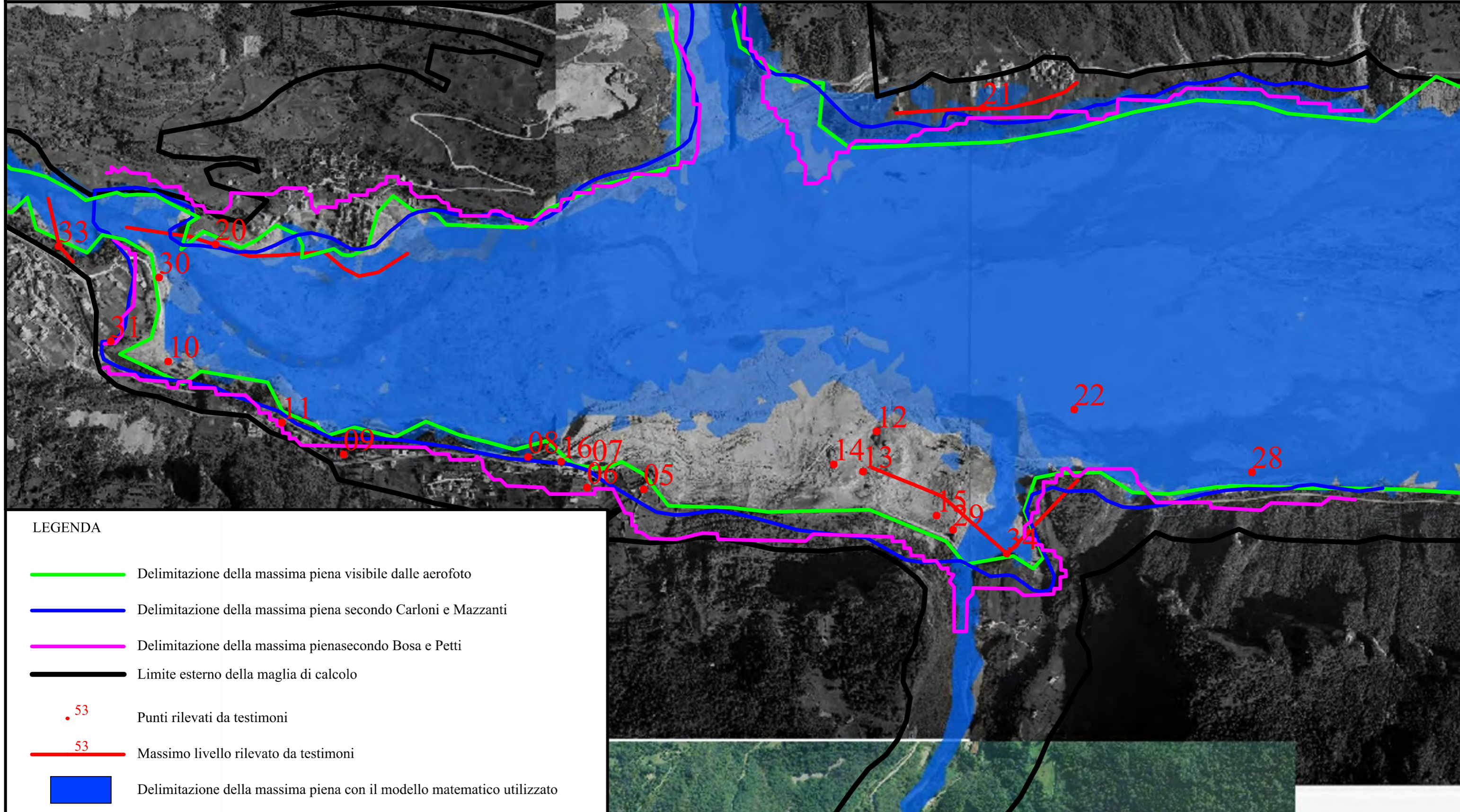
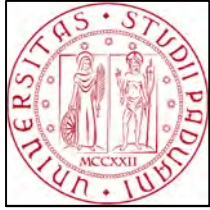


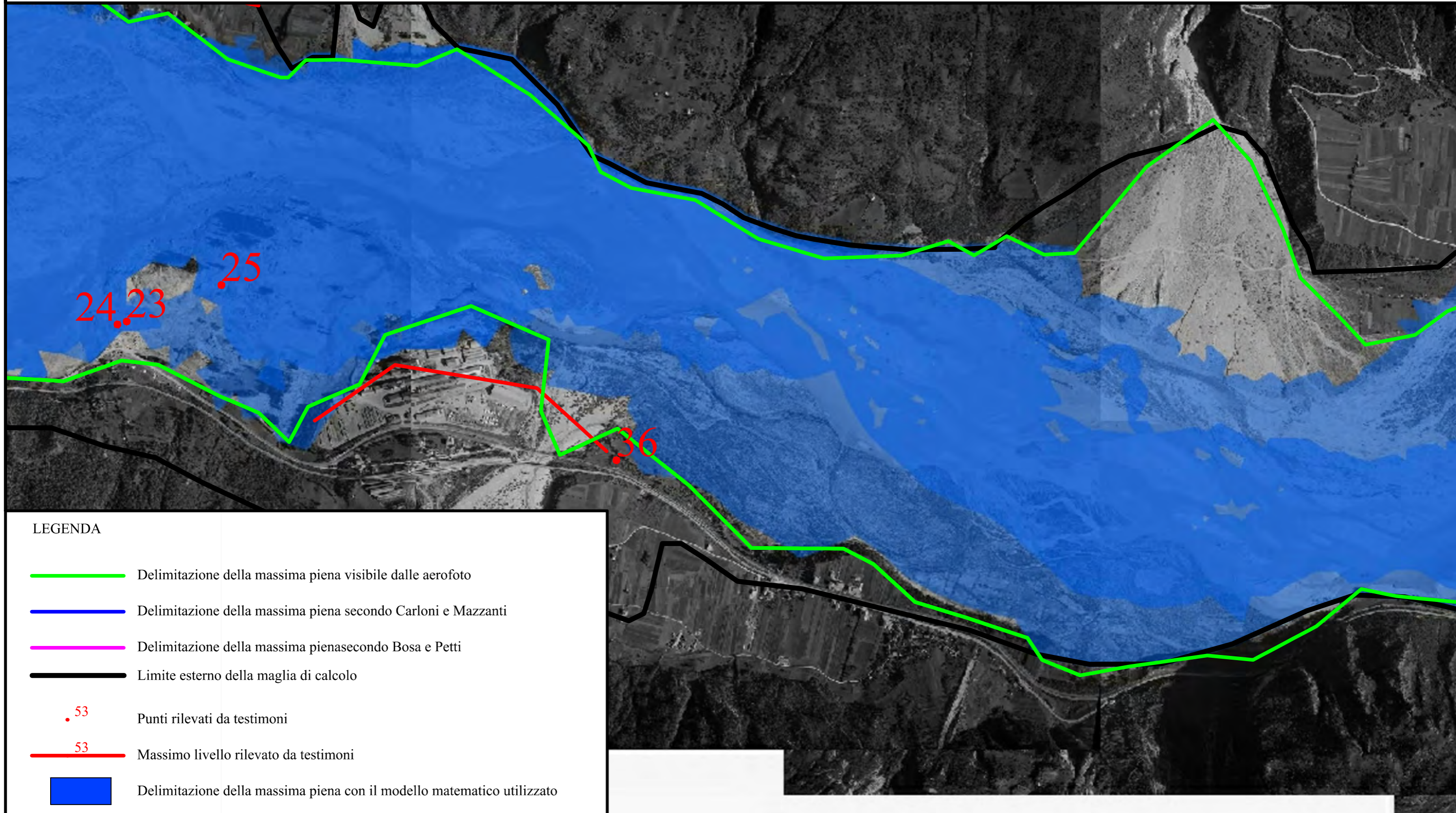
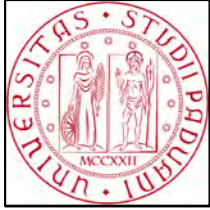


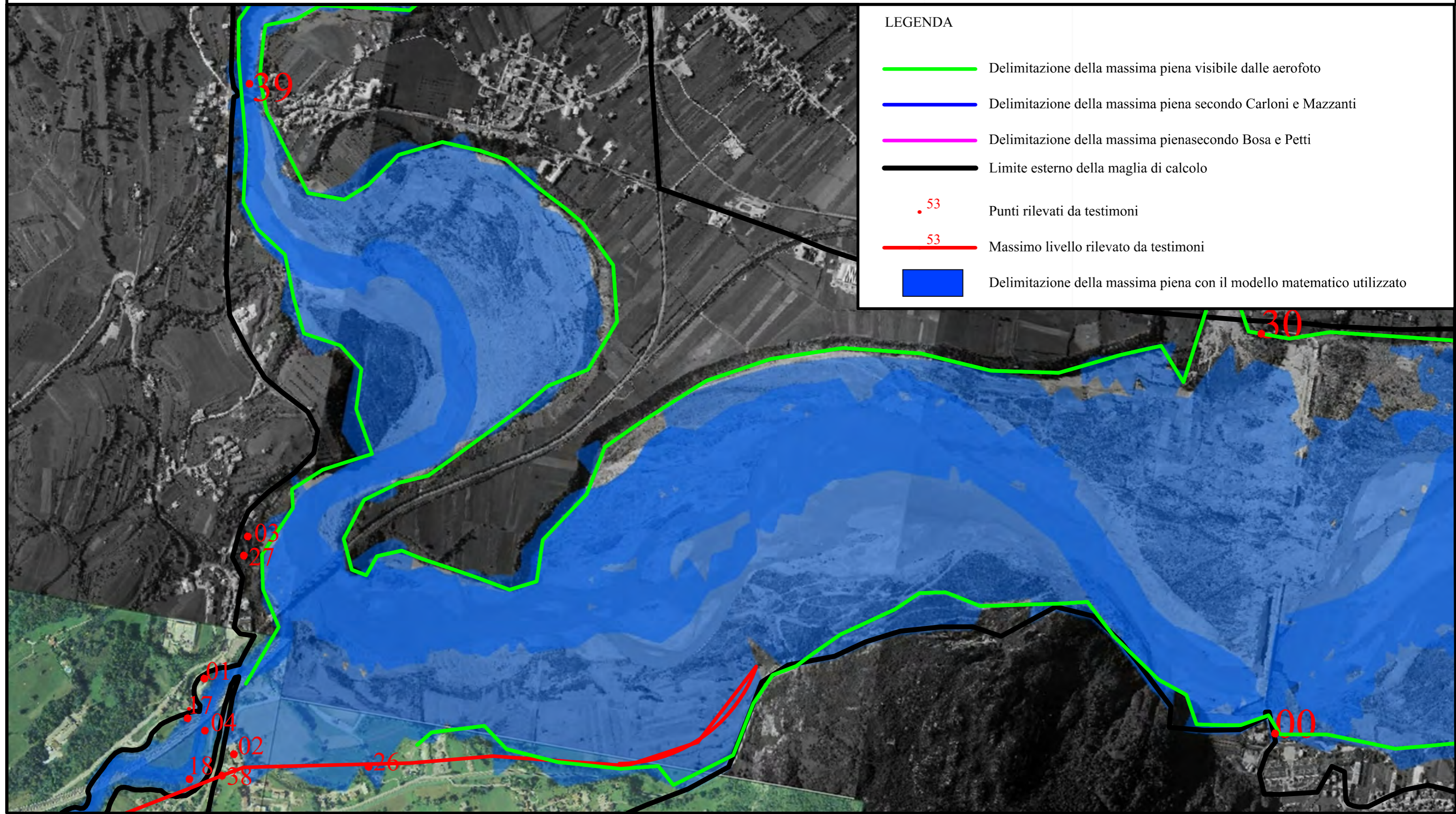













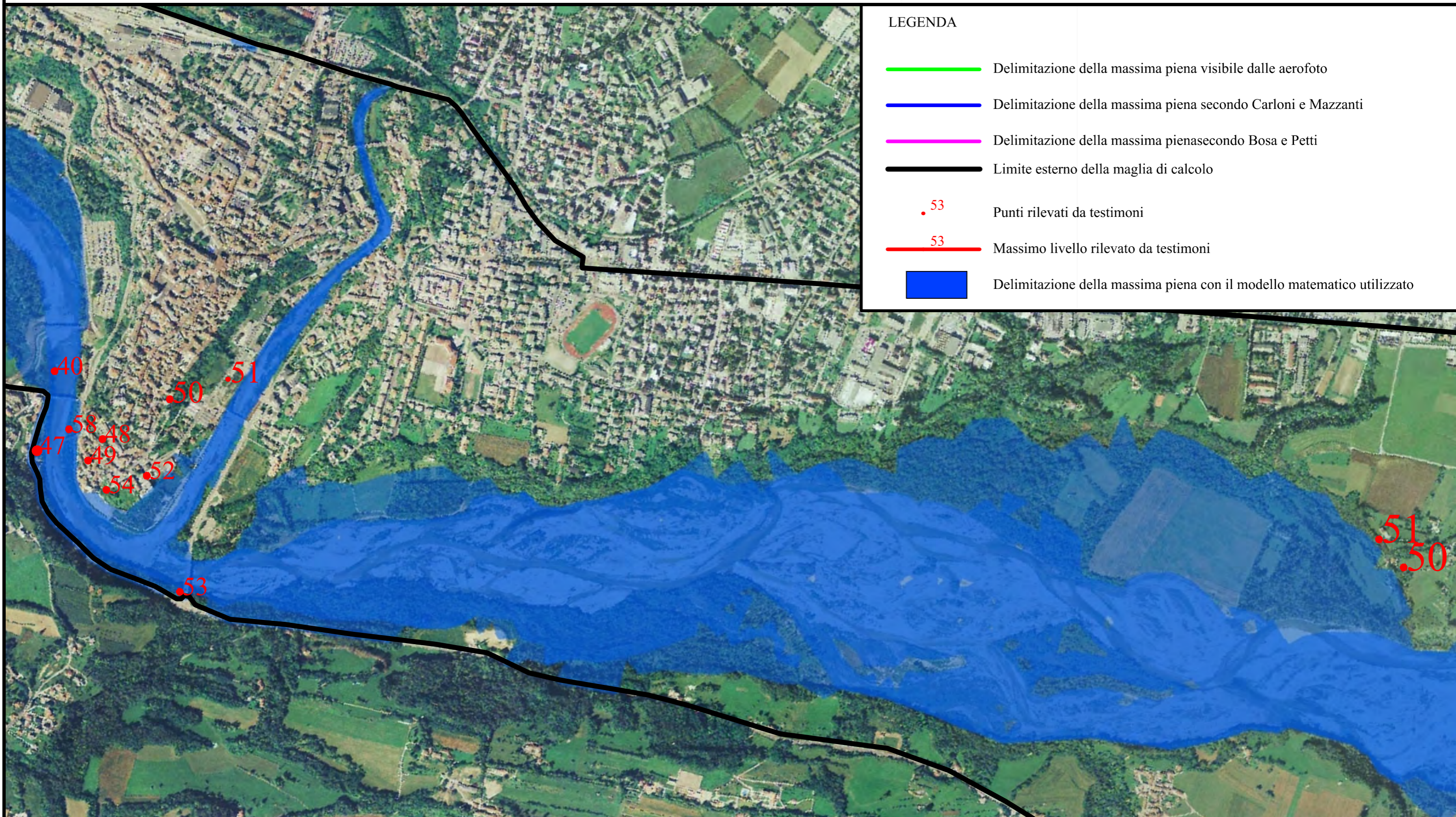






LEGENDA

-  Delimitazione della massima piena visibile dalle aerofoto
-  Delimitazione della massima piena secondo Carloni e Mazzanti
-  Delimitazione della massima piena secondo Bosa e Petti
-  Limite esterno della maglia di calcolo
-  53 Punti rilevati da testimoni
-  53 Massimo livello rilevato da testimoni
-  Delimitazione della massima piena con il modello matematico utilizzato





Università degli Studi di Padova

Dipartimento I.C.E.A.

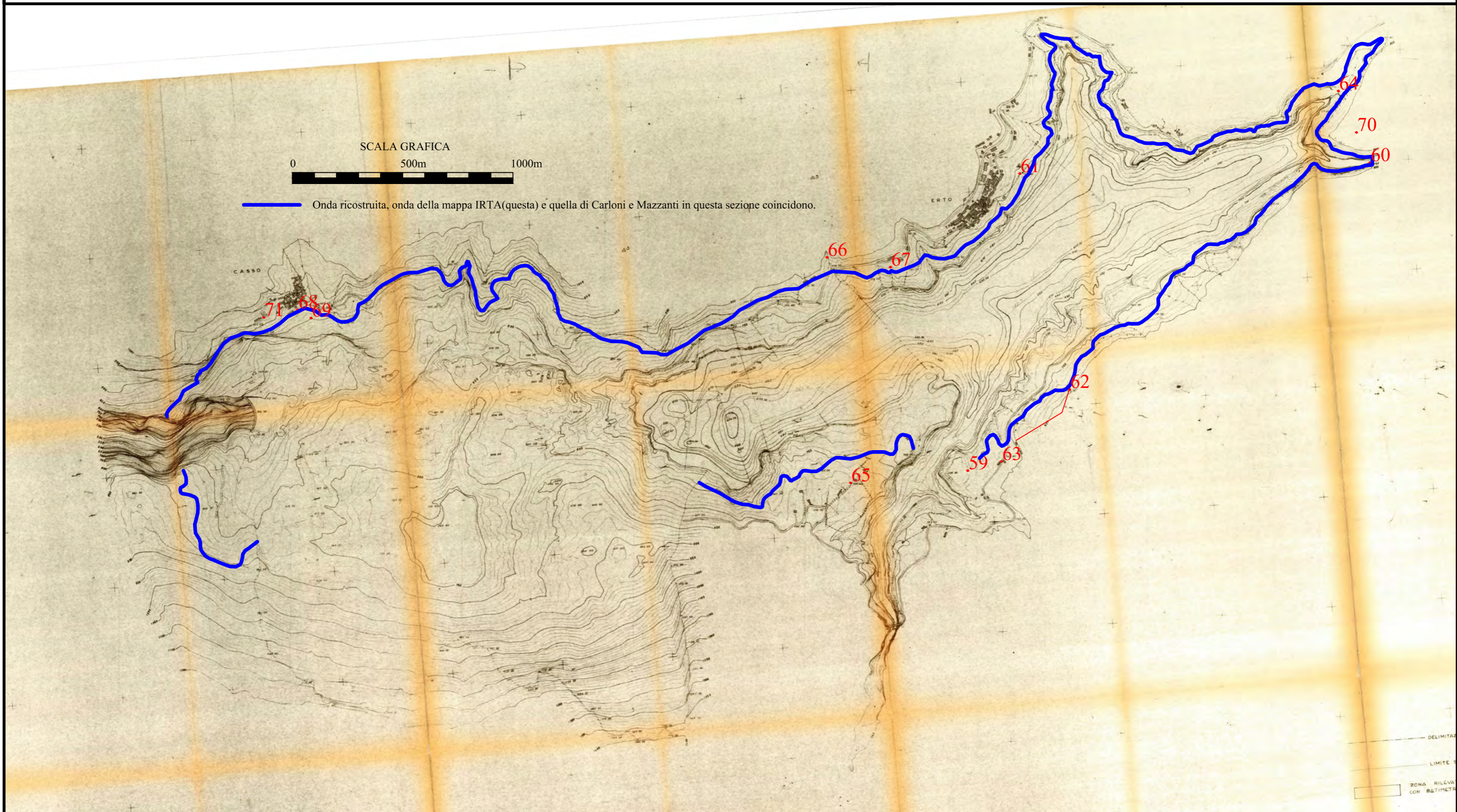
TESI DI LAUREA

Propagazione lungo la valle del Piave dell'onda di sommersione generata dal disastro del Vajont

ALLEGATO: B.4

FUORI SCALA

Rilievi e onda propagata da Provagna:
Rilievi sul bacino d'invaso
Zona di Belluno



Bibliografia

- M. Bondesan, A. Caniato G. Vallerani F. Zanetti. *Il Piave*. Cierre Edizioni, Verona, 2000.
- S. Bosa and M. Petti. A numerical model of the wave that overtopped the vajont dam in 1963. *Water Resour Manage*, 27(1):1763–1779, 2013.
- G.C. Carloni and R. Mazzanti. Rilevamento geologico della frana del vaiont. *Giornale di Geologia*, 32(1):105–122, 1964.
- L. D’Alpaos and A. Defina. Venice lagoon hydrodynamics simulation by coupling 2D and 1D finite element models. In *Proceedings of the 8th Conference on Finite Elements in Fluids. New Trends and Applications*, pages 917–926, Barcelona, 20-24 Semptember 1993.
- L. D’Alpaos and A. Defina. Modellazione matematica del comportamento idrodinamico delle zone di barena solcate da una rete di canali minori. In *Istituto Veneto di SS.LL.AA. - Rapporti e Studi*, volume XII. Istituto Veneto di SS.LL.AA., 1995.
- L. D’Alpaos and A. Defina. Mathematical modeling of tidal hydrodynamics in shallow lagoons: A review of open issues and applications to the Venice lagoon. *Computers and Geosciences*, 33(4):476–496, 2007.
- L. D’Alpaos and P. Martini. The influence of inlet configuration on sediment loss in the Venice Lagoon. In Cambridge University Press, editor, *Symposium on Flooding and Environmental Challenges for Venice and its lagoon: State of Knowledge*, Churchill College, Cambridge University, 14-17 September 2003.
- L. D’Alpaos, A. Defina, and B. Matticchio. A 2D finite element modelling of flooding due to a river bank collapse. In ASCE, editor, *Proceedings of Modelling of Flood Propagation Over Initially Dry Areas*, Milano, 1994.

- L. D'Alpaos, P. Martini, L. Carniello, and C. Avanzi. Two dimensional modelling of flood flows and suspended sediment transport: the case of Brenta River. In *EGS-AGU-EUG Joint Assembly 2003*, Nizza, April 2003.
- C. Datei. *Vajont La storia idraulica*. Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2005.
- A. Defina. Two dimensional shallow flow equations for partially dry areas. *Water Resource Research*, 36(11):3251–3264, 2000.
- A. Lucidi. *Commissione parlamentare d'inchiesta sul disastro del Vajont. Inventario e documenti. Con CD-ROM*. Rubettino Editore, Soveria Mannelli, 2007.
- G. Merla and M. Viparelli. Studio dell'onda di piena seguita alla frana del vajont. Allegato alla relazione della Commissione d'inchiesta sulla sciagura del Vajont , dicembre 1964.
- M. Reberschak. *Il Grande Vajont*. Cierre Edizioni, Verona, 2013.
- L. Ravis. *La storia idraulica del Grande Vajont*. Momenti Aics Editore, Belluno, 2012.
- R. Selli and M. Trevisan. Caratteri ed interpretazioni della frana del vajont. *Giornale di Geologia*, 32(1):8–65, 1964.
- R. Vacondio, S. PAGANI, P. MIGNOSA, and R. GENEVOIS. 3d sph numerical simulation of the wave generated by the vajont rockslide. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, 1(16):445–455, 2013.