



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Geoscienze

TESI DI LAUREA MAGISTRALE  
IN  
GEOLOGIA E GEOLOGIA TECNICA

**SULLA MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA  
SUL BASSO CORSO DEL FIUME PIAVE: ANALISI DEGLI  
EFFETTI DELLE CASSE DI LAMINAZIONE ALLE GRAVE  
DI PAPADOPOLI**

ON THE HYDRAULIC HAZARD MITIGATION OF THE LOWER COURSE  
OF THE PIAVE RIVER: ANALYSIS OF THE EFFECTS OF RETENTION  
BASINS AT GRAVE DI PAPADOPOLI

Padova, 28 novembre 2013

Relatore: Dr. Andrea D'Alpaos

Dr. Luana Stefanon

Dr. Nicola Surian

Candidato: Carli Marco

ANNO ACCADEMICO 2012/2013



## **Sommario**

Nella presente tesi vengono analizzati gli effetti prodotti dalla costruzione di casse di laminazione alle Grave di Papadopoli, sulla mitigazione della pericolosità idraulica nel basso corso del fiume Piave. In particolare è stata analizzata l'efficacia di tale intervento sulla laminazione della piena più che centenaria, quale potrebbe essere la piena verificatasi nel novembre 1966, mediante l'ausilio di un modello matematico agli elementi finiti a fondo fisso ed un programma di interfaccia grafica per la visualizzazione dei risultati ottenuti.

Sono state, inoltre, analizzate le problematiche legate agli aspetti idrogeologici e di evoluzione geomorfologica del corso d'acqua, sia nella condizione attuale sia nella condizione conseguente alla eventuale realizzazione dell'opera.

## ***Abstract***

In this thesis we analyze the effects of the construction of retention basins, at the Grave of Papadopoli site, on the hydraulic hazard mitigation in the lower course of the Piave River. In particular, we analyzed the effectiveness of such an intervention on the lamination of a more than a century overflow, as might have been the flood occurred in November 1966. The analysis was carried out by using a full-fledged finite element model of the complete shallow water equations, under the assumption of an inerodible bed, and a software providing a graphical interface for the visualization of the results.

Issues related to aspects concerning the hydrological and geomorphological evolution of the river were also analyzed, based on the current configuration of the system and in the case of the proposed interventions.



# Indice

1. Introduzione.....	pg. 7
2. Inquadramento generale del fiume Piave.....	pg. 13
2.1. Inquadramento generale del corso del F. Piave.....	pg. 13
2.2. Inquadramento geologico del bacino e trasporto solido.....	pg. 14
2.3. Caratteri morfologici dell'alveo.....	pg. 19
2.3.1. L'asta principale.....	pg. 19
2.3.2. La rete fluviale montana.....	pg. 21
2.3.3. La rete fluviale di pianura.....	pg. 23
3. Pericolosità idraulica nel bacino del fiume Piave.....	pg. 27
3.1. Profilo storico dei principali eventi di piena.....	pg. 28
3.1.1. Ricorsività delle esondazioni nel medio e basso.....	
corso del Piave.....	pg. 34
3.1.2. La piena del 1966.....	pg. 36
3.2. Mitigazione della pericolosità idraulica nel bacino del	
Fiume Piave.....	pg. 41
4. Analisi critica dell'area di progetto da un punto di vista	
Geomorfologico e Idrogeologico.....	pg. 65
4.1. Inquadramento tettonico dell'alta pianura trevigiana.....	pg. 66
4.2. Evoluzione geomorfologica del basso corso del fiume Piave ..	pg. 67
4.3. Inquadramento idrogeologico dell'alta Pianura trevigiana.....	pg. 75
4.3.1. Analisi idrogeologica alle Grave di Papadopoli.....	pg. 78
5. Modello di propagazione delle piene.....	pg. 82
5.1. Il modello bidimensionale.....	pg. 82
5.1.1. Equazioni bidimensionali del moto.....	pg. 82
5.2. Transizione asciutto-bagnato: la media di fase.....	pg. 84

5.3. Gli elementi monodimensionali.....	pg. 88
5.3.1. Elementi monodimensionali “canale”.....	pg. 88
5.3.2. Elementi monodimensionali “speciali”.....	pg. 91
5.3.3. Condizioni al contorno.....	pg. 95
6. Schematizzazione del dominio di calcolo.....	pg. 97
6.1. Incidenze.....	pg. 98
6.1.1. Files principali.....	pg. 99
6.2. Fasi della costruzione del modello.....	pg. 100
7. Risultati delle simulazioni: Analisi dello stato di fatto.....	pg. 115
7.1. Taratura del modello.....	pg. 115
7.2. Propagazione della piena del novembre 1966.....	pg. 119
8. Risultati delle simulazioni: Analisi dei benefici attesi dalle casse di espansione.....	pg. 133
8.1. Analisi degli effetti prodotti dalle prime due casse in sinistra idrografica.....	pg. 133
8.2. Analisi degli effetti prodotti dalla terza cassa in destra idrografica.....	pg. 152
9. Conclusioni.....	pg. 169
A. Opere di mitigazione della pericolosità idraulica.....	pg. 171
Bibliografia.....	pg. 177

# **1. Introduzione**

Le passate e recenti alluvioni che hanno colpito la Regione Veneto hanno rivelato un allarmante stato di debolezza idraulica diffusa in tutto il territorio, insieme alla necessità di realizzare adeguate opere di mitigazione della pericolosità idraulica.

La piena che ha mostrato le carenze del basso corso del fiume Piave è stata quella del 1966; il suo passaggio ha comportato molte rotte arginali e diversi sormonti allagando circa 20 ettari di pianura (Piano Stralcio per la Sicurezza Idraulica del medio e basso corso del Piave, 2010; Croce D., 1973). La “Commissione internazionale per lo studio delle piene di tutta Italia” ha stabilito che l'evento del 1966 debba essere preso in considerazione per il calcolo e la verifica di tutti gli interventi per l'adeguamento del fiume. I danni causati dal fiume Bacchiglione nel 2010 hanno risollevato le problematiche relative alla pericolosità idraulica nella regione Veneto, poiché un evento pluviometrico di entità non confrontabile con quello che ha caratterizzato l'evento alluvionale del novembre 1966 ha causato ingenti danni al territorio. Per evitare che tale situazione si possa ripetere per il fiume Piave, si dovrà intervenire nei prossimi anni per adeguare l'alveo e costruire degli invasi atti a mitigare tale pericolosità.

Questo lavoro di tesi è rivolto all'analisi degli effetti prodotti da alcuni interventi di progetto sulla mitigazione della pericolosità idraulica nel basso corso del fiume Piave. In particolare, viene confrontata la propagazione dell'onda di piena del 1966 nella configurazione attuale del corso d'acqua con quella che si avrebbe nell'ipotesi di costruire casse di laminazione in località Grave di Papadopoli. Questo elaborato rappresenta un ulteriore contributo agli studi ancora in corso presso l'Università di Padova su questa tematica.

La metodologia impiegata per la verifica del funzionamento idraulico delle opere citate deriva dalla modellazione matematica idrodinamica. Questa è utile per simulare gli scenari di propagazione delle onde di piena nel dominio bidimensionale, in concomitanza di possibili esondazioni dei corsi d'acqua. Lo schema operativo seguito sistematicamente da parte dei vari Enti di gestione, a

partire dalla previsione meteorologica (con preassegnato tempo di ritorno), prevede la generazione degli idrogrammi di piena mediante modelli idrologici e l'analisi della loro propagazione a valle con l'ausilio di modelli idrodinamici, al fine di mettere in luce eventuali insufficienze del sistema idraulico.

Il modello idrodinamico utilizzato nel corso di questa tesi è quello unidimensionale agli elementi finiti, messo a punto negli anni '90 dai ricercatori del Dipartimento IMAGE (ora ICEA) dell'Università di Padova ed ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici (D'Alpaos e Defina 1993, D'Alpaos, Defina e Matticchio 1994, Defina 2000; D'Alpaos e Defina, 2007). Tale codice di calcolo, che ha trovato numerose applicazioni significative recenti al servizio di diversi Enti, rappresenta un potente strumento di indagine a supporto degli studi, a carattere ingegneristico, del regime idrodinamico dei corsi d'acqua. Il modello è basato su di uno schema numerico che risolve le equazioni differenziali che governano il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera su bassi fondali, formulate in modo da poter essere applicate anche ad aree parzialmente asciutte, o che possono essere allagate o prosciugate durante l'evoluzione del fenomeno indagato.

Gli argomenti principali trattati dalla presente tesi riguardano l'analisi del comportamento idrodinamico, in regime di piena, del basso corso del fiume Piave e la verifica dell'efficacia degli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica proposti dall'ing. Susin (Casse di espansione in golena per la laminazione delle massime piene del Piave, 1984) come alternativa al serbatoio antipiena di Falzè di Piave, a sua volta proposto dalla Commissione Interministeriale De Marchi, a seguito dell'evento alluvionale del 4-5 Novembre 1966. A tale scopo sono state effettuate simulazioni atte a riprodurre la dinamica degli eventi alluvionali del Novembre 1966, volte ad indagare le debolezze presenti nello stato di fatto del sistema fluviale e i benefici attesi dalla realizzazione delle casce di laminazione.

Prima della fase di simulazione, buona parte del lavoro è stata dedicata alla costruzione del reticolo di calcolo a mezzo del software grafico "Incidenze" per la



visualizzazione dei dati e dei risultati del modello matematico uni-bidimensionale ad elementi finiti.

La presente tesi è strutturata come segue:

- Nel Capitolo 2 viene fornito l'inquadramento territoriale del dominio di studio, che appartiene al bacino idrografico del fiume Piave. Sono descritte le diverse caratteristiche geologiche dell'intero bacino del fiume, grazie alle quali è stato possibile suddividere il corso d'acqua in singoli tronchi e individuare il tipo di valli presenti nel bacino montano. È presente, inoltre, l'inquadramento geologico del bacino di pianura del corso d'acqua.
- Nel Capitolo 3 viene affrontato il tema della pericolosità idraulica nel bacino del fiume Piave, con riferimento ai principali eventi di piena che hanno interessato il corso d'acqua negli ultimi due secoli e soffermandosi in particolar modo sulla piena del novembre 1966.  
Vengono poi esposti i possibili interventi di mitigazione della pericolosità idraulica nel bacino del Piave in riferimento alle casse in località Grave di Ciano, al serbatoio di Falzè, alle casse di espansione alle Grave di Papadopoli;
- Nel capitolo 4 si analizzano le criticità dell'area di studio facendo un inquadramento tettonico a scala regionale e locale, propedeutico anche alla descrizione dell'evoluzione geomorfologica che ha interessato il fiume Piave lungo il tratto da Belluno a Ponte di Piave. Inoltre, vengono espone delle considerazioni idrogeologiche sui cambiamenti che la falda dell'alta pianura trevigiana ha subito negli ultimi decenni, confrontando le carte delle isofreatiche realizzate in passato e più recentemente.
- Nel Capitolo 5 viene descritto il modello idrodinamico uni-bidimensionale agli elementi finiti, utilizzato in fase di simulazione, fornendo qualche cenno sulla teoria alla base del suo funzionamento e presentando le sue caratteristiche principali. Il modello matematico è in grado di interpretare sia elementi 1D, atti ad esempio a simulare il comportamento di argini e canali, che 2D, funzionali a rappresentare gli effetti provocati sul deflusso da maglie pila, fabbricato, vegetazione. L'accoppiamento 1D-2D

costituisce un punto di forza di questo modello, in quanto permette non solo di riprodurre la propagazione dell'onda di piena, ma anche di simulare verosimilmente altri fenomeni, quali la formazione ed evoluzione di rotte arginali, grazie all'utilizzo di elementi monodimensionali, riducendo sensibilmente i tempi di calcolo.

- Nel Capitolo 6 vengono elencate le principali fasi di lavoro necessarie per creare il reticolo di calcolo, dalla raccolta dei dati utili e dal disegno, fino all'assegnazione dei coefficienti di scabrezza di Gauckler Strickler  $K_s$  ed all'inserimento di alcuni elementi 1D particolari detti tronchi speciali. Il capitolo si apre con una breve descrizione dell'altro importante strumento, impiegato in questa tesi proprio per la costruzione del reticolo di calcolo, denominato "Incidenze".
- Nel Capitolo 7 si illustrano i risultati ottenuti dalle simulazioni, dopo aver spiegato le modalità con le quali queste ultime sono state condotte. Sostanzialmente, in seguito alla definizione delle condizioni al contorno e di una serie di parametri iniziali richiesti dalla simulazione (durata della simulazione, passo temporale di calcolo, porosità, ecc.), si è proceduto con la messa in regime del sistema, a moto permanente, ed infine si è avviata la simulazione vera e propria, a moto vario. Questo è uno dei due capitoli dedicati all'analisi dei risultati, relativo alle simulazioni sullo stato di fatto, con l'obiettivo di mettere in luce le principali criticità del sistema idraulico.
- Nel Capitolo 8 si esaminano gli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica proposti, in termini di riduzione del colmo di piena, sulla base delle simulazioni della propagazione dell'onda di piena del 1966, preliminarmente ricostruita.
- Infine nel Capitolo 9 sono riportate le conclusioni più importanti alla luce di quanto emerso dalle simulazioni eseguite, insieme a proposte su eventuali sviluppi del lavoro.





## **2. Inquadramento generale del fiume Piave**

### **2.1. Inquadramento generale del corso del F. Piave**

Il bacino del fiume Piave ha una superficie complessiva di circa 4500 km<sup>2</sup> e la sua asta principale ha una lunghezza di 220 km. Le sorgenti del Piave sono poste alle pendici del monte Peralba (2639 m) ad una quota di 2037 m s.l.m. I terreni facenti parte del bacino del Piave possono essere ripartiti in gruppi, che, con andamento da nord-est a sud-ovest, si succedono regolarmente da monte a valle. La zona più settentrionale, comprendente le regioni dolomitiche del Cadore, dell'Agordino e di Primiero, è delimitata a nord e a nord-ovest dallo spartiacque con il bacino dell'Adige, e a sud da una linea che, grosso modo, decorre da Longarone alle Alpi Feltrine culminanti nel M. Pavione. Nella parte orientale, i monti Chiadenins e Chiadin fanno da spartiacque con il bacino del Tagliamento. Verso occidente il bacino è delimitato dalle displuviali del monte Scheibenkofel che lo separa dal bacino secondario del Cordevole della Val Visdende e più a Ovest dal bacino del Brenta (*Figura 1*).

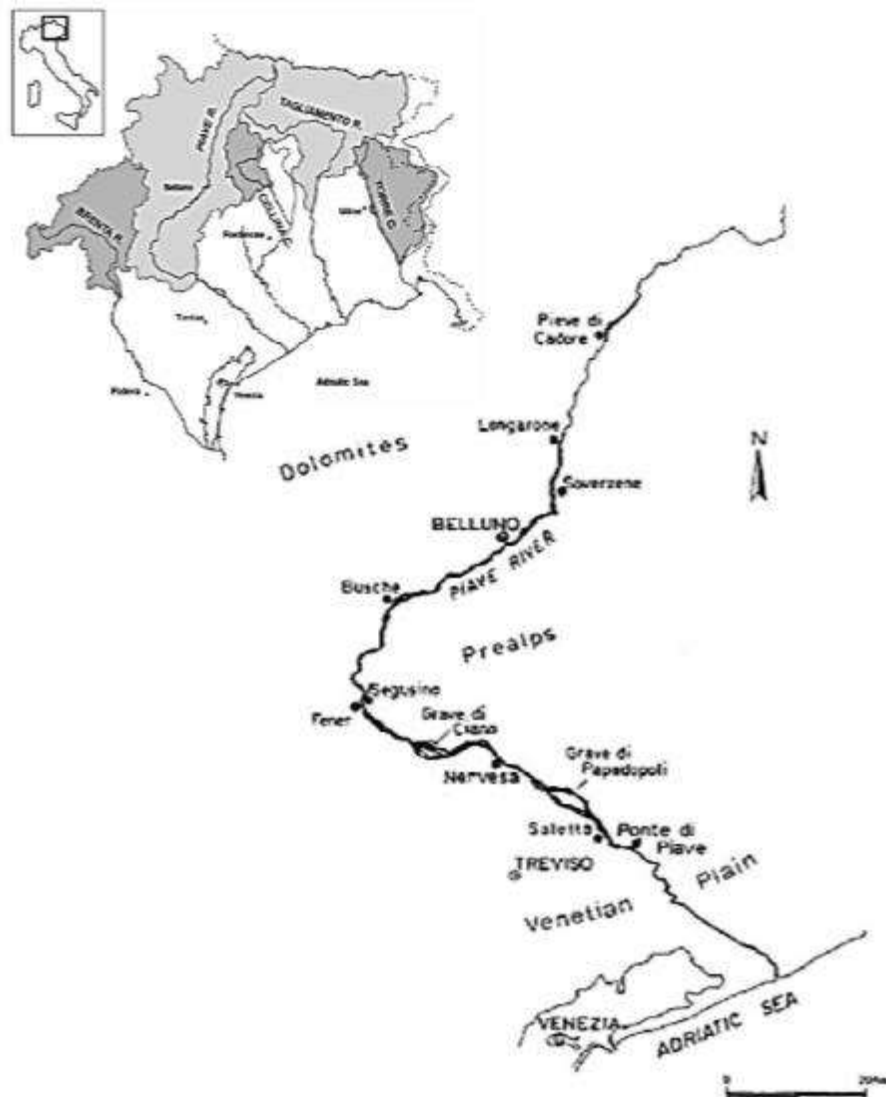


Figura 1. Inquadramento geografico del fiume Piave (SURIAN, 1999, 2009, modificata).

## 2.2. Inquadramento geologico del bacino e trasporto solido

Le formazioni geologiche maggiormente esposte nel bacino del fiume Piave sono le coperture di materiali sciolti nelle loro differenti strutture di deposizione tra cui: detriti di falda, depositi glaciali, depositi alluvionali, accumuli di frana, coltri di degradazione di substrati rocciosi. I materiali che compongono queste coperture sono sciolti, incoerenti o dotati di coesione molto scarsa, con granulometrie molto

variabili, dai blocchi ai ciottoli, alle ghiaie, alle sabbie e ai terreni fini limoso-argillosi (Dal Cin, 1967).

Le formazioni rocciose più diffuse nel bacino del fiume Piave sono calcari e dolomie, tuttavia affiorano numerosi e differenti tipi di rocce, tra cui (Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta e Bacchiglione, 1995-1998):

- rocce scistose filladiche all'estremità orientale del bacino e nell'Agordino;
- arenarie, marne e argilliti a monte di Pieve di Cadore, nel bacino del Biois e nel Vallone Bellunese;
- potentissime serie di calcari e dolomie, nella regione dolomitica e nei massicci calcarei prealpini.

Nella figura sottostante si nota come le rocce maggiormente diffuse nel bacino del Piave siano i calcari e le dolomie (Figura 2).

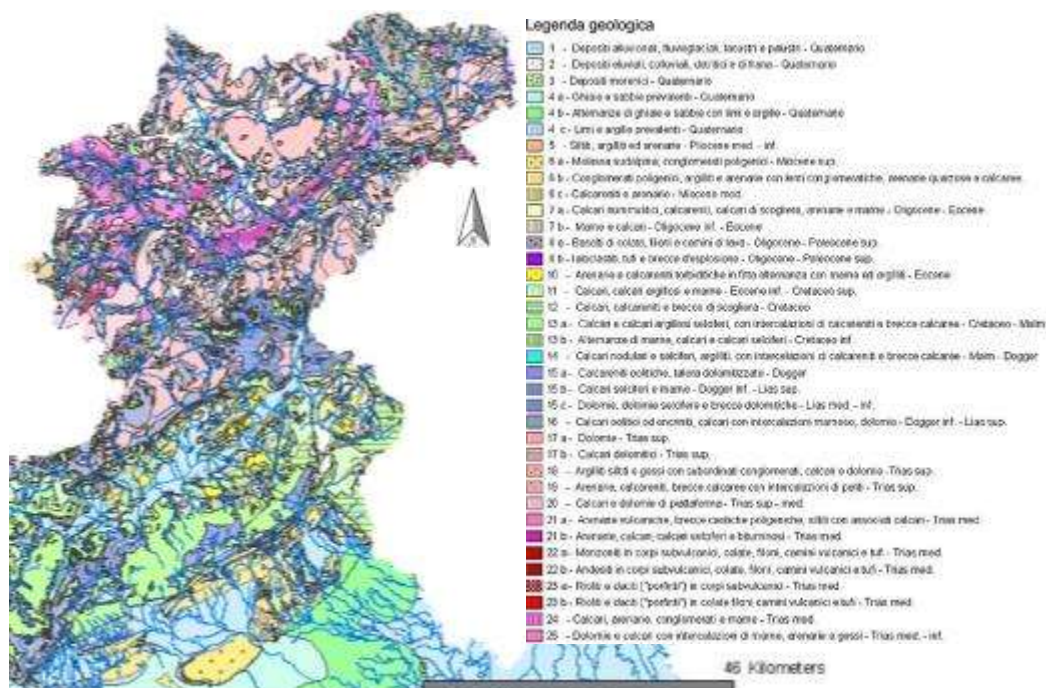


Figura 2. Stralcio della Carta Litostratigrafica del Veneto. Zona Montana. Regione Veneto.

La lunga azione di degradazione svolta sugli ammassi rocciosi ad opera di numerosi agenti che hanno svolto incisive azioni di disgregazione ed erosione,

assieme al susseguirsi dell'opera delle grandi glaciazioni, ha accumulato sui fondi valle e sulla parte inferiore dei versanti imponenti accumuli di materiali sciolti: potenti materassi alluvionali su cui sono attualmente incisi lunghi tratti degli alvei, apparati morenici stadiali e frontali che sbarrano le valli, spesse coltri detritiche che ammantano il piede dei versanti, grandi accumuli di frana che hanno sbarrato il fondovalle (Alleghe, Fadalto, ecc.).

Questi imponenti accumuli di materiali sciolti presenti sul fondovalle e sui bassi versanti costituiscono una straordinaria ed estesissima fonte potenziale per il trasporto solido fluviale.

Attualmente i versanti, soprattutto nella fascia inferiore dei fianchi vallivi, sono interessati da frequenti processi di frana, che contribuiscono direttamente o indirettamente a fornire materiale idoneo all'attività di trasporto dei corsi d'acqua.

L'attuale fonte principale di materiali suscettibili ad essere erosi e trasportati a valle dal Piave e dai principali affluenti sono costituite dai depositi alluvionali di fondovalle di antica o recente deposizione. Le situazioni di tratti in erosione attiva sono molto localizzate e dipendenti da fatti puntuali e particolari. Mentre sono estesamente diffuse situazioni di depositi alluvionali di fondovalle stabilizzati da anni e ricoperti da vegetazione arbustiva e arborea.

Non è superfluo ricordare a questo punto che la disponibilità di materiale facilmente erodibile e disponibile al trasporto solido costituisce una condizione necessaria al fenomeno, ma non sufficiente, essendo i fattori idraulici determinanti e necessari.

L'importanza dei fattori idraulici è particolarmente rilevante nel bacino del Piave, dove una serie di interventi idraulici imposti dall'uomo su vari punti dei fondovalle condiziona in modo determinante i processi sia di erosione che di deposizione dei materiali di trasporto solido. In occasione di piene eccezionali, durante le quali gli effetti dei fattori idraulici vengono esasperati, erosioni e trasporto solido possono assumere dimensioni imponenti, disponendo di situazioni geologiche ampiamente favorevoli (Autorità di Bacino del Fiume Piave, 2010).



La litologia della zona di pianura, in particolare dell'alta pianura trevigiana è fortemente legata all'evoluzione tardo pleistocenica e olocenica del fiume Piave. Esso ha infatti ripetutamente cambiato percorso a valle del suo sbocco montano interessando aree molto ampie, fino a coprire centinaia di km<sup>2</sup>. Si è così formato un sistema sedimentario, esteso fino alla costa, che in pianta presenta una morfologia a ventaglio, mentre nelle tre dimensioni possiede una forma simile a un settore di cono appiattito; tale sistema, un tempo genericamente descritto come conoide (ad es. Comel et al., 1982; Castiglioni, 1999; Castiglioni & Pellegrini, 2001), ora è definito megafan alluvionale (Fontana et al., 2004; 2008; Mozzi, 2005; Fontana, 2006). In particolare il megafan appartenente al Piave può essere suddiviso in due sottounità: il megafan di Montebelluna e quello di Nervesa, il cui apice è compreso nell'area in studio. La separazione tra i vari bacini deposizionali si fonda su dati geomorfologici, stratigrafici, pedologici e mineralogici (Bondesan & Meneghel, 2004; Fontana et al, 2004; ARPAV, 2005; Mozzi, 2005; Fontana, 2006). Nell'insieme, questi corpi sedimentari presentano quindi una evidente continuità spaziale dallo sbocco vallivo fino alle zone costiere e mostrano forme complessivamente "a ventaglio". Nell'insieme, pur esistendo alcune diversità nelle dimensioni e nella storia evolutiva, i megafan e i maggiori conoidi alluvionali della pianura veneto-friulana possono essere definiti compositi o polifasici, in quanto costituiti da più lobi deposizionali. Questi sistemi deposizionali vengono detti anche telescopici poiché formati da più lobi minori che s'innestano uno nell'altro assumendo dimensioni minori e con apice situato più a valle, passando da quelli più antichi a quelli più recenti (Comel, 1956; 1958).

Passando ora alla descrizione dei materiali presenti allo sbocco in pianura, più precisamente a valle di Nervesa, è presente un materasso alluvionale. Tale materasso è costituito in prevalenza da depositi grossolani, ghiaiosi e molto permeabili. I ciottoli dello scheletro sono ben arrotondati, spesso mostrano una debole isoorientazione che può simulare una pseudostratificazione. Localmente, a rilevante profondità, sono presenti letti cementati che vanno a costituire i conglomerati.

Esaminando l'alveo fluviale, sempre in riferimento all'alta pianura tra Nervesa e le Grave di Papadopoli, esso è costituito da ghiaie e sabbie con ciottoli depositate dal fiume Piave in epoca recente e sono ancora oggetto di rimaneggiamento da parte dei flussi idrici, perlomeno in occasione delle piene più significative. Si tratta quindi di sedimenti sciolti con bassa densità e pseudostratificazione quasi indistinta. I sedimenti, spesso imbibiti completamente di acqua a volte drenano le piene del fiume grazie all'alta permeabilità.

Abbandonata l'alta pianura e scendendo verso Sud i depositi di ghiaie e sabbie grossolane lasciano spazio a sedimento sempre più fine costituito da sabbie, limo e argille fino ad arrivare alla foce. La progressiva differenziazione delle strutture sedimentarie da monte a valle, determina conseguentemente caratteri idrogeologici differenti. Si passa infatti da un sistema acquifero indifferenziato di tipo freatico a monte, ad un sistema multifalde a valle, in stretta connessione l'uno con l'altro (Risorse idriche e bilancio idrologico, 2010). Di seguito si riporta una carta geologica della zona di pianura raffigurante la diversa costituzione del territorio (Figura 3).

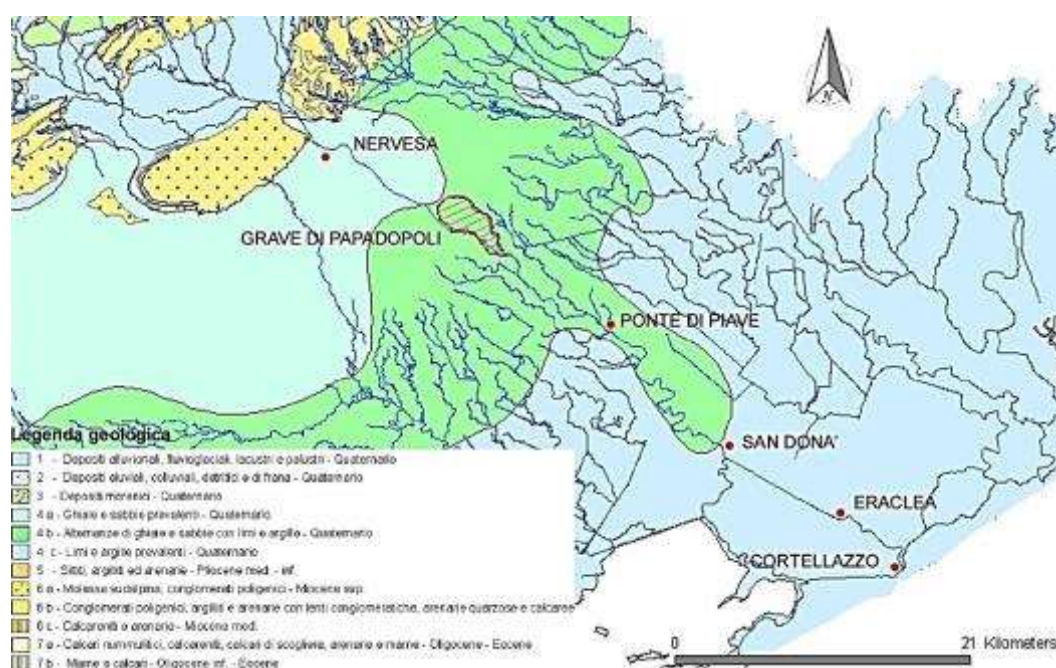


Figura 3. Stralcio della Carta Litostratigrafica del Veneto. Zona di pianura. Regione Veneto (modificata).

Come si può notare dal ritaglio della Carta Litostratigrafica del Veneto, l'alta pianura che va dallo sbocco del fiume Piave in pianura, cioè da Nervesa della Battaglia fino a circa l'inizio delle Grave di Papadopoli è caratterizzata da ghiaie e sabbie. Scendendo verso valle fino ad arrivare circa a San Donà di Piave troviamo delle alternanze di ghiaie e sabbie con limi e argille che vanno a costituire la fascia della media pianura e infine, il tratto terminale è caratterizzato da limi e argille in prevalenza, tipico sedimento della bassa pianura.

### **2.3. Caratteri morfologici dell'alveo**

Con riguardo alla caratterizzazione morfologica della rete idrica del bacino, è utile distinguere tra l'asta principale del Piave, le reti fluviali di montagna e di pianura.

#### **2.3.1. L'asta principale**

Il Piave si può suddividere in tre tronchi, cioè il torrente, il fiume torrentizio ed il fiume propriamente detto. Nel tronco superiore del Cadore e di Belluno esso è un vero e proprio torrente, con alveo relativamente stretto, racchiuso tra alti monti e discende rapidissimo. A valle di Longarone, pur non cambiando la morfologia dei due versanti, l'alveo si espande ed è generalmente di grande ampiezza con una morfologia a canali intrecciati, responsabili di un notevole deflusso di subalveo. La pendenza del letto raggiunge tra Longarone e Fener delle punte del 5 ‰ (Figura 4, tronco superiore).

Il Piave subisce una brusca deviazione a Ponte nelle Alpi: tuttavia il tronco a monte trova la sua continuazione morfologica e geologica nella stessa direzione generale NS dalla parte settentrionale del solco dei laghi Lapisini. Questo antico letto fluvioglaciale fu interrotto dalla antica frana di Fadalto. In seguito a tale interruzione le acque, affluenti alla parte settentrionale del solco, da Ponte nelle Alpi fino alla Sella di Fadalto, hanno invertito la direzione del loro corso a mezzo del lago di S. Croce e del suo emissario Rai.

Il tronco intermedio del Piave con caratteristiche di fiume torrentizio, va grosso modo da Fener a Zenson, conservando delle pendenze rilevanti: da Fener a Ponte Priula circa 3.5‰, a Bocca Callalta 1.8‰, e di qua fino a Zenson di Piave circa

1.2‰. Anche in questo tratto intermedio scorre con forte velocità su un vasto letto di ciottoli e ghiaie, suddiviso in rami che spesso mutano il loro corso. La larghezza dell'alveo non è mai superiore a 1000 m (*Figura 4, tronco intermedio*).

Infine poco a monte di Zenson scompaiono le ghiaie ed il carattere torrentizio, ed il Piave assume la natura propria del fiume di pianura (tronco di pianura): scorre cioè entro un alveo largo in media circa 100 m, con sponde in materiali coesivi, elevate sopra il segno di guardia e sulle quali stanno, più o meno in ritiro, le arginature di contenimento delle piene. In quest'ultimo tronco le pendenze divengono assai miti, tanto che in prossimità della foce scendono anche al di sotto di 0.1‰ (*Figura 4, tronco di pianura*).

Il profilo longitudinale del fondo è costituito da una curva concava verso l'alto che termina verso la foce con una linea quasi orizzontale. In funzione delle pendenze stanno le velocità del corso d'acqua, le quali, mentre sono dell'ordine di più m/s nei tronchi montani, diminuiscono gradatamente verso la foce fino a ridursi, in condizioni di magra ordinaria a 0.2-0.3 m/s. A tale diminuzione contribuisce anche il flusso di marea, la cui influenza si fa sentire fino a Zenson a circa 30 km dalla foce.



Figura 4. Asta principale del Piave divisa in tre tronchi.

Tronco superiore: sorgente Monte Peralba – Fener; Tronco intermedio: Fener – Zenson di Piave; Tronco di pianura: Zenson di Piave – foce (Cortellazzo).

### 2.3.2. La rete fluviale montana

Il fiume Piave presenta un bacino prevalentemente montano. Si considera che il bacino montano si chiuda a Nervesa della Battaglia con una superficie di circa 3900 km<sup>2</sup> (Figura 5). La lunghezza complessiva dell'asta fluviale principale nel tratto montuoso è di circa 156 km. Poiché nel bacino montano l'altitudine media è elevata, molte aree risentono dell'apporto nivale durante la stagione fredda; il regime idrometrico è caratterizzato da piene autunnali, in corrispondenza della stagione piovosa e di piene e morbide primaverili in relazione alle piogge ma

anche alla fusione delle nevi. Nel seguito sono richiamati i principali affluenti in destra e in sinistra del fiume Piave.

I maggiori tributari di destra del Piave sono:

- Torrente Ansiei: scende dal monte Cristallo con direzione N-S, piega verso E attorno al gruppo delle Marmarole e confluisce nel Piave presso Lozzo di Cadore. Nel basso corso presso Auronzo si trova il lago artificiale di S. Caterina.
- Torrente Boite: presenta un orientamento NO-SE e confluisce nel Piave presso Perarolo di Cadore.
- Torrente Maè: scorre da NO a SE nella valle di Zoldo e confluisce nel Piave presso Longarone.
- Torrente Cordevole: è il più importante affluente di destra e nasce tra il Gruppo del Sella ed il massiccio della Marmolada; scorre da N a S fino a confluire nel Piave presso S. Giustina. Lungo il suo corso vi sono i laghi di Alleghe e quello artificiale del Ghirlo poco a valle della confluenza del Torrente Biois.
- Torrente Caorame: scorre da N a S e confluisce nel Piave presso Feltre. Nell'alto corso del torrente è stato realizzato il lago artificiale della Stua.

I maggiori tributari di sinistra del Piave sono:

- Torrente Vajont: compie la maggior parte del suo percorso nel Friuli-Venezia Giulia.
- Torrente Gallina: scorre da E verso O e confluisce nel Piave presso Soverzene. Lungo il suo corso è stato costruito il lago artificiale di Gallina.
- Torrente Rai: è orientato da SE a NO e confluisce nel Piave presso Ponte nelle Alpi. Nel tratto centrale del corso d'acqua si trova il lago artificiale di S. Croce.



Figura 5. Bacino montano del fiume Piave (Bondesan et al., 2000. Modificata).

### 2.3.3. La rete fluviale di pianura

Come si è detto in precedenza il bacino del Piave ha uno sviluppo prevalentemente montano; in questa parte del bacino le caratteristiche idrologiche sono direttamente correlate alle caratteristiche del bacino imbrifero. Nel tratto di pianura invece sono preponderanti i fenomeni propagatori. Si considera come

tratto di pianura il corso del fiume Piave da Nervesa della Battaglia (78 m s.l.m.) alla foce (Figura 6).

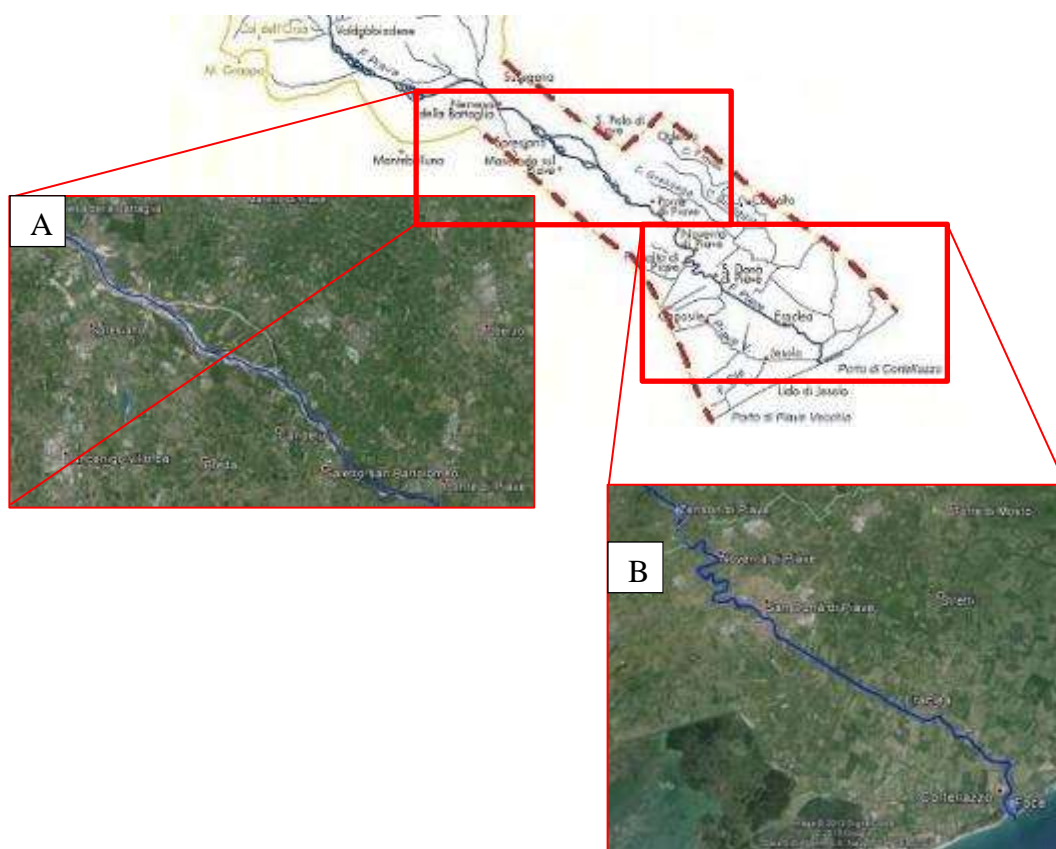


Figura 6. Bacino del tratto di pianura del fiume Piave (Bondesan et al., 2000. Modificata).

Il tratto di pianura ha una lunghezza complessiva di circa 64 km. Nella prima parte, fino a Ponte di Piave, il fiume presenta una morfologia a canali intrecciati, ed è costituito prevalentemente da ghiaie (Figura 7 A). Nella parte terminale del



percorso di pianura, approssimativamente da Zenson, il Piave assume la caratteristica morfologia del fiume di pianura, sinuosa, meandriforme ed in parte rettificata, con alveo sabbioso racchiuso entro elevate arginature costruite allo scopo di difendere i territori circostanti dalle esondazioni (*Figura 7 B*). Il Piave ha una larghezza d'alveo di circa 300 m tra Nervesa e Ponte di Piave (260 m negli anni 1990-1991; Surian, 1999) che si riduce a 80 m per l'alveo di magra e a 120 m, come distanza tra le arginature di contenimento, all'altezza di Zenson di Piave, che si trova a soli 10 km a valle di Ponte di Piave.



*Figura 7. Tratti del fiume Piave nel bacino in pianura. A, tratto da Nervesa della Battaglia a Ponte di Piave, alveo a canali intrecciati ("braided"); B, tratto da Zenson di Piave alla foce, alveo sabbioso arginato.*

La portata media, basata su molti anni di osservazione, era di circa 130 m<sup>3</sup>/s all'inizio del secolo, con portate per la magra dell'ordine di 40-50 m<sup>3</sup>/s alla sezione di chiusura del bacino montano (Nervesa della Battaglia). Attualmente per

lunghi periodi nella stagione estiva si stenta a mantenere artificialmente una portata a Nervesa dell'ordine dei  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  (Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta e Bacchiglione, 1997). L'andamento planimetrico è caratterizzato da una notevole tortuosità che si interrompe solo per alcuni chilometri a valle di Musile di Piave, in corrispondenza del Taglio Nuovo di Piave, che è stato realizzato attraverso una serie di interventi operati dalla Repubblica di Venezia, allo scopo di evitare l'interrimento del porto di Venezia e del bacino Nord della laguna. La profondità media del Piave nel tratto tra Zenson di Piave ed Eraclea è di circa 5 m. La morfologia del fondo è piuttosto accidentata con frequenti e repentini abbassamenti del fondale (fino a profondità superiori ai 10 m) non solo nella parte esterna dei meandri, ma anche nel tratto rettilineo. Tale variabilità è dovuta non solo a processi erosivi legati alla dinamica del corso d'acqua, ma anche presumibilmente a causa dell'estrazione di inerti in alveo (avvenuta specialmente nel passato).

Il fiume Piave è in comunicazione con il Sile attraverso due canali di collegamento: il primo è il vecchio alveo situato fra le località di Intestadura (San Donà di Piave) e la frazione Caposile (Musile di Piave); il secondo è il canale Cavetta che unisce i due fiumi fra Jesolo Paese e la località di Cortellazzo presso la foce del Piave. Sul secondo collegamento, il canale Cavetta, presso la foce del Piave esiste una conca di navigazione che impedisce alle acque del fiume di raggiungere il Canale. La foce è esposta al rigurgito provocato dall'anomalo aumento del livello di marea che si instaura quando vigono alte pressioni sul basso Adriatico e basse pressioni sul golfo di Venezia per effetto di una sessa. Poiché le condizioni di alta marea eccezionale possono coincidere con il colmo delle piene in quanto generate dalla stessa perturbazione, le condizioni di deflusso possono risultare gravemente pregiudicate. Il Piave risulta arginato e pensile rispetto al piano campagna da Musile di Piave alla foce.

### **3. Pericolosità idraulica nel bacino del fiume Piave**

#### ***Premessa***

Le piene del Piave hanno formato oggetto di studio in diversi ambiti, tra cui la redazione del Piano di bacino. Non mancano peraltro numerosi approfondimenti svolti in tempi precedenti, finalizzati a ricostruire la piena catastrofica del Piave del novembre 1966, svolti dall'ing. Susin, nonché dall'ing. Armellin e dal prof. A. Ghetti con gli ingegneri L. Berti e E. Scardellato.

Nei paragrafi che seguono vengono esposti i principali risultati cui sono giunti questi autori assieme ad alcune considerazioni conclusive sull'argomento, basate anche sui risultati di uno specifico studio idrologico sviluppato nel quadro delle attività propedeutiche alla redazione del piano di bacino.

Per la determinazione della portata media dei corsi d'acqua appartenenti al bacino del Piave conviene riferirsi alle serie storiche ex SADE-Servizio Idrografico, dato che la maggior parte di esse è costituita da serie storiche sufficientemente estese. I dati sono stati raccolti nel periodo antecedente la realizzazione degli impianti idroelettrici dell'Alto Piave, per cui essi si riferiscono effettivamente ai deflussi naturali-virtuali dei corsi d'acqua, relativi cioè a sezioni che, al tempo delle misure, non erano by-passate da opere di derivazione della portata. È opportuno ricordare che gli stessi dati sono stati impiegati (1971) da M. Tonini e U. Pulselli nell'ambito degli studi pubblicati su "L'Energia Elettrica" aventi per oggetto la valutazione della portata media naturale del Piave e dei suoi principali affluenti.

Detti studi hanno rappresentato di fatto la sola fonte disponibile per la caratterizzazione idrologica del reticolo idrografico nelle sezioni sprovviste di misure di portata: attraverso la valutazione della portata specifica, sono stati determinati i contributi specifici medi e i conseguenti coefficienti di deflusso negli 89 sottobacini in cui è stato suddiviso il bacino principale del Piave.

La seguente tabella illustra sinteticamente le stazioni di misura che hanno costituito la base di appoggio delle predette indagini (*Tabella 1*).

Stazione di misura	Superficie (Kmq)	Pioggia (mm)	Portate (m <sup>3</sup> /s)	Coefficiente di deflusso
Piave a p.te Cordevole	63	1391	2,36	0,85
Sivella a Cima Canale	67	1197	2,03	0,80
Piave a Presenaio	142	1270	4,6	0,81
Piave a P.te della Lasta	357	1248	11,2	0,79
Ansiei ad Auronzo	205	1208	7,5	0,96
Boite a Podestagno	82	1135	2,50	0,85
Boite a Vodo	323	1146	10,4	0,89
Maè a Pez	135	1172	4,3	0,86
Piave a Soverzene	1690	1273	51,1	0,75
Cordevole a Digonera	97	1064	2,82	0,86
Pettorina a Malga Ciapela	28	1150	1,05	1,03
Cordevole a Caprile	221	1098	6,4	0,84
Mis a Ponte S. Antonio	107	1556	4,7	0,90
Caorame a Pont	97	1528	4,5	0,96
Sonna a Chiusa d'Anzù	133	1651	4,1	0,59
Piave a Segusino	3470	1322	119,0	0,80

Tabella 1. Stazioni di misura e dati relativi ad esse.

### 3.1. Profilo storico dei principali eventi di piena

Di seguito si presentano, in sequenza cronologica, le maggiori piene che hanno interessato il tratto pedemontano e di pianura del Fiume Piave. Per avere un riscontro sugli eventi che hanno caratterizzato il Piave, viene considerata una finestra temporale di circa due secoli, di conseguenza si riportano solamente gli eventi a partire dal 1800, anche se numerose sono le registrazioni fatte nel corso degli anni di cui la prima risale all'anno 820. Per la cronologia completa degli eventi di piena, si rimanda alla letteratura.

#### SECOLO XIX.

Tra il 1851 ed i 1877 il Piave entra in piena a Zenson per ben 38 volte; tali "escrescenze" sono sempre inaspettate e di breve durata.

**14 ottobre 1823** - La piena interessò tutto il tronco principale del F. Piave montano e di pianura ed il bacino del Torrente Boite. Lungo il corso del Boite è documentato un importante fenomeno di alluvionamento torrentizio (probabile colata detritica) che portò alla distruzione del paese di Perarolo. Nel tronco

inferiore del Piave, e precisamente all'idrometro di Zenson, l'acqua raggiunse la quota di 9,20 m ossia si elevò di 4,50 m sopra la "guardia" di vigilanza. Si verificarono due rotte arginali in località S. Andrea di Barbana, in Comune di S. Biagio di Callalta, e in località Musetta in Comune di Musile. Non sono state reperite notizie circa i danni provocati dalle acque di inondazione.

**9 dicembre 1825** - La piena interessò tutto il tronco principale del F. Piave da Susegana a Zenson. Lungo il corso medio si ebbero danni alle opere idrauliche e a quelle di presidio. Lungo il corso inferiore si verificarono dodici rotte, tutte per sormonto, di cui le più importanti furono: in destra, due presso S. Andrea di Barbarana, con estensione di 30 e 60 m, una presso Zenson, per 30 m, in sinistra, due presso Cimadolmo per 12 e 13 metri, due presso Roncadelle, in Comune di Ormelle, per 62 e 93 m, due presso Salgareda per 30 e 45 m, una a Volta Sabbionese, a monte di Noventa, per 60 m, una a valle di Noventa per 200 m ed una alla Musetta in Comune di San Donà di Piave per 200 m. Le campagne e le vie di comunicazione riportarono danni "gravissimi". La piena del 9 dicembre 1825 risultò più elevata rispetto alla precedente, specialmente nei tronchi superiori dove fu raggiunto il colmo con una quota idrometrica di 9,50 metri sopra zero all'idrometro di Zenson, e di 2,92 m sopra zero alla Priula. La piena durò quattro giorni.

**2 novembre 1851**- La piena interessò specialmente il tronco inferiore del fiume Piave. Nel bacino montano, oltre che nel tronco principale del Piave sono documentate le piene dell'Ansiei, del Cordevole, il danneggiamento di ponti ad Auronzo, a Longarone, a Belluno, di Bribano a Sedico, ad Agordo. Si verificarono anche alcune frane come quella di Selva di Cadore, staccatesi dalle pendici del monte Col Marce, e di Majer di Dont a Forno di Zoldo in cui rimasero vittime rispettivamente 17 e 6 persone. In pianura lo stato di piena si prolungò per più di cinque giorni e si verificarono 7 rotte arginali per tracimazione: una a Lampol, in Comune di Noventa, una a Fossalta, una tra Fossalta e Croce, due a Montiron, in Comune di Salgareda, ed una in Comune di Jesolo, (allora Cava Zuccherina), una presso Fornera ed una sopra Grisolera. Dalle rotte le acque si espansero nelle campagne, sia in destra che in sinistra Piave, trasportando e depositando molta

sabbia che rese sterili i terreni. Gli allagamenti durarono approssimativamente da 7 a 8 giorni. Nonostante le rotte, a Zenson, la quota di colmo fu di 10,06 m. Nel tronco inferiore la velocità di crescita fu particolarmente alta con un incremento idrometrico di 1,36 m nelle cinque ore precedenti il colmo.

**16 settembre 1882** - La piena che interessò l'intero bacino del F. Piave nel settembre del 1882, fu causata da un evento meteorologico a vasta scala, che diede luogo, come la definisce IL GAZZETTINO del 12 settembre, ad "*una sventura poco meno che globale*" che colpì oltre che gran parte dell'alta Italia dal Ticino al Tagliamento, l'Austria, la Germania, parte del Belgio, i Paesi Bassi ed, oltre oceano, gli Stati Uniti.

Tale piena, che il Vollo (1942), definì "*il triste caposaldo delle funeste vicende idrauliche nei fiumi veneti*" si manifestò probabilmente in tutti gli affluenti del Piave; notizie sicure si hanno circa le piene del Padola, del Liera, del Boite e dei suoi affluenti: Secco e Valbona, del Maè, del Cordevole e dei suoi affluenti: Fiorentina, Biois, Tegosa, Gazzaro, Mis, del Aldeghe, del Grande e del Verses e del Rai. I danni furono concentrati, per lo più, sulla rete viaria per crolli di ponti e franamenti di strade. Più rilevanti furono nel Comelico (10 vittime) e nell'Alpago per frane e a Cencenighe (parecchi morti) per il verificarsi di allagamenti.

Nella sola Noventa 1500 persone rimasero senza tetto. In alcuni punti l'acqua invase il territorio con un'altezza di 5 metri trasportando rilevanti quantità di sabbia e ghiaia che si depositarono formando spessi strati.

Le piogge cominciarono ai primi di settembre ed alla metà del mese si manifestarono le più elevate altezze idrometriche, che culminarono durante il pomeriggio e la sera del 16 settembre, dopo di che, si ebbe la decrescita interrotta da varie riprese.

"La piena durò sette giorni impiegando solamente sedici ore per raggiungere il colmo e centoquarantasette ore per discendere al segno di guardia".

E' a questa piena che si deve il taglio del meandro di Musile.

**28 ottobre 1882** - Ad un mese di distanza, e mentre erano ancora in corso i lavori di ripristino delle rotte e di ripristino delle opere danneggiate, si verificò un secondo nubifragio che diede luogo ad una seconda piena molto più rapida nella

crescita di quella di settembre e della durata di due soli giorni. Crollarono i ponti sul Piave a Belluno e quello di Maè presso Longarone, delle travate in ferro del ponte sul Cordevole presso i Castelli, quello di Fener e alcune campate di quello di Vidor. Nel corso di questa seconda piena si riaprirono le rotte già intercluse della Gaiola, in destra, e di Sabbionera, in sinistra, e se ne produssero altre due, una nella località Campolongo in Comune di Fossalta in destra, dell'ampiezza di metri 135 e l'altra in sinistra alla località La Favorita (Noventa) della lunghezza di metri 100. Durante le due piene le arginature furono sormontate per 30 km per cui molti territori furono allagati.

**16 ottobre 1885** - La piena fu provocata dal verificarsi contemporaneo di abbondanti piogge, neve e vento Scirocco nei giorni 14, 15 e 18. Coinvolse il tronco principale del Piave sicuramente da Perarolo in giù, il torrente Vajont, il Maè, il Cordevole ed i suoi affluenti Pettorina e Fiorentina, che causarono allagamenti nel Comune di Rocca Pietore e il deposito ad Alleghe di quantità tali di ghiaia da seppellirla. In pianura provocò danni a Salgareda dove le acque straripate depositarono uno strato di 30 centimetri di limo e a Musile dove si manifestò una rotta per sifonamento nell'argine interno e 2 nell'argine esterno per sormonto. In conseguenza di ciò venne allagata una vasta area di campagna, con un'altezza d'acqua di 4 m; 10 le vittime. A Zenson il colmo raggiunse la quota idrometrica di 10,12 m sul livello del mare.

**16 ottobre 1889** - La piena si manifestò sia nel bacino montano che nel tronco di pianura del fiume Piave. Nel bacino montano furono in piena i fiumi del Comelico, il Boite, il Maè, il Cordevole ed i suoi affluenti: Pettorina, Fiorentina, Biois, con Liera e Tegosa ed il Sonna. I danni, in genere si concentrarono sulle vie di comunicazione.

**Primavera 1897** - Causa l'incanalamento improvviso delle acque di una morbida di Piave lungo depressioni aderenti all'argine sinistro di Fronte Jacur, questo argine ebbe seria minaccia di corrosione per una ragguardevole estensione di circa 5 km dal Muro Campana fino, quasi, all'abitato di San Michele.

## SECOLO XX

Nella prima metà del presente secolo il Piave è stato soggetto a nove elevate piene verificatesi negli anni 1903, 1905, 1906, 1907, 1914, 1926 (maggio e ottobre) e 1928.

**29-30 ottobre 1903** - La piena si verificò lungo tutto il tronco principale del F. Piave. In montagna il Cordevole esondò a Cencenighe ed interruppe la strada per Agordo per l'asporto di 2 ponti; a Caviola e a Piè di Falcade il Biois ed il Tegosa ruppero gli argini, a Taibon frane interruppero la viabilità. I massimi livelli idrometrici vennero raggiunti nel tronco inferiore tra Boccacallalta e il mare, per il persistere dell'alta marea che impedì il deflusso in mare delle acque fluviali. La quota del colmo di piena, all'idrometro di Zenson, raggiunse il valore di 11,58 m sullo zero idrometrico, quota superata solo da quella relativa al novembre del 1966. Tracimazioni avvennero sia in destra che in sinistra idrografica, in corrispondenza (in destra) dell'abitato di Zenson. In sinistra, analoghi fenomeni avvennero a S. Donà e a Grisolera. L'invasione delle acque di tracimazione avvenne con lame d'acqua limacciosa di 15-20 cm di spessore. Le lunghezze dei tratti d'argine sormontati ammontarono complessivamente, in destra e sinistra, a 3570 m e 150 m. Alle tracimazioni si associarono numerosi "fontanazzi"; minacce di rotta arginale si ebbero a Zenson e a Ponte di Piave e a valle di S. Donà.

**16 maggio 1926** - La piena interessò tutta l'asta fluviale del Piave. In montagna il Cordevole in piena, nel Comune di Rocca Pietore, causò danni alla rete stradale; una grossa frana interessò il versante sinistro del torrente Zunaia in comune di Alleghe. In pianura il Piave allagò i terreni coltivati in località Saletto a Breda di Piave. Le precipitazioni più intense dal 14 al 17, con un'ulteriore intensificazione tra il 15 ed il 16. La piena fu tenuta in alveo e nessun danno di rilievo ebbe da lamentarsi ai manufatti o alle opere idrauliche. Il colmo venne registrato a Nervesa il giorno 16 con 2,84 m. La piena fu di breve durata, circa due giorni. Tale diversità di comportamento rispetto alle piene precedenti, è da ricercarsi, secondo Vollo (1942), nel fatto che, mantenendosi la piena entro l'alveo, ha potuto esaurirsi in modo naturale; al contrario, durante le piene precedenti, le



acque fuoriuscite dalle rotte arginali sostenevano il deflusso di esaurimento ritornando in alveo mano a mano che scendevano i livelli idrometrici.

**6-13 novembre 1951** – In pianura la piena ha manifestazione maggiore nei comuni di Alano di Piave, di Cison Val Marino e Cimadolmo, dove in località Stabiuzzo, è asportata parte dell'area golenale. In località Le Grave sono allagati circa 50 ettari di terreno e 30 edifici e a Maserada sul Piave dove, in località Candelù, si hanno danni alle difese idriche a Zenson dove avviene una rotta arginale.

**24 ottobre 1953** – La piena coinvolge il Piave pedemontano e di pianura causando danni alle difese idriche. A causa della stessa piena sono allagati il territorio comunale di Maserada, è danneggiata la difesa a tenaglia a Breda di Piave, sono allagati 25 ettari di terreno coltivato ed alcuni edifici, presso Ponte di Piave sono allagati 50 ettari di terreno, e tra Salgareda Fagarè (S. Biagio di Callalta) 200 ettari e allagamenti anche a Zenson.

**Settembre 1965** – Alluvione nel Comune di Canale d'Agordo che causa danni per centinaia di milioni. *“Nel territorio di Livinallongo l'alluvione 2, 3 e 4 settembre lasciò l'abitato di Arabba in condizioni così precarie che al nubifragio del '66 rimase ben poco da distruggere”*(Del Din Dell'Armi M., 1986).

**3/6 novembre 1966** - Il nubifragio che causò l'evento alluvionale del novembre 1966 fu contraddistinto da una diffusa e contemporanea distribuzione delle piogge che si verificarono con continuità e con persistenza dalle ore 6 del 3 novembre per circa 40 ore; l'intensità di pioggia, inoltre, aumentò nel tempo. La situazione fu aggravata dal verificarsi contemporaneo dell'alta marea che ostacolò il deflusso delle acque fluviali, oltre ad allagare con la propria acqua vasti tratti della pianura costiera. In tale occasione, in quasi tutti i corsi d'acqua, furono superati i massimi livelli idrometrici precedenti. Sul Piave, all'idrometro di Segusino, il colmo fu raggiunto alle ore 18 del 4 novembre 1966 con incremento medio orario di 0,20 m e altezza massima di 6,48 m superiore di 1,20 m alla massima registrata in corrispondenza della piena del 3 settembre 1965.

**12 giugno 1975** - Piena dovuta a precipitazioni di elevata intensità in tutto il Veneto orientale, particolarmente colpita la valle del Cordevole, dove si

manifestano erosioni e alluvionamenti. In pianura allagamento delle zone golenali a S. Biagio di Callalta e a S. Donà con minaccia per alcune abitazioni.

**11-12 ottobre 1987** - Piena, dovuta a nubifragio abbattutosi sul territorio trevigiano, allaga le golene nel Comune di Zenson, anche gli affluenti di sinistra del Piave si gonfiano dando luogo a straripamenti a Susegana ed in altri Comuni tali dissesti sono accompagnati da numerose frane nella zona collinare.

### **3.1.1. Ricorsività delle esondazioni nel medio e basso corso del Piave**

L'analisi sulla ricorsività spazio-temporale delle esondazioni nel medio e basso corso del Piave rappresenta un presupposto fondamentale per l'individuazione degli interventi più idonei alla salvaguardia delle popolazioni rivierasche. L'individuazione di eventi di inondazione nei territori dei comuni adiacenti al fiume si è avvalsa della consultazione delle seguenti fonti:

- la ricostruzione storica degli eventi alluvionali;
- le notizie provenienti dalla banca dati Regione Veneto;
- la lettura della carta delle rotte e territori inondati del tratto Cimadolmo –Musile prodotta sulla base delle fotografie aeree in data 30 novembre 1966.

Lo schema a tabella (*Tabella 2*) delle pagine seguenti evidenzia in grassetto località e date di eventi di inondazione subiti quando l'assetto planimetrico delle opere di regimazione e difesa idraulica era simile a quello attuale. Il simbolo (§) evidenzia le rotte a cui è lecito pensare sia seguito un evento di inondazione.

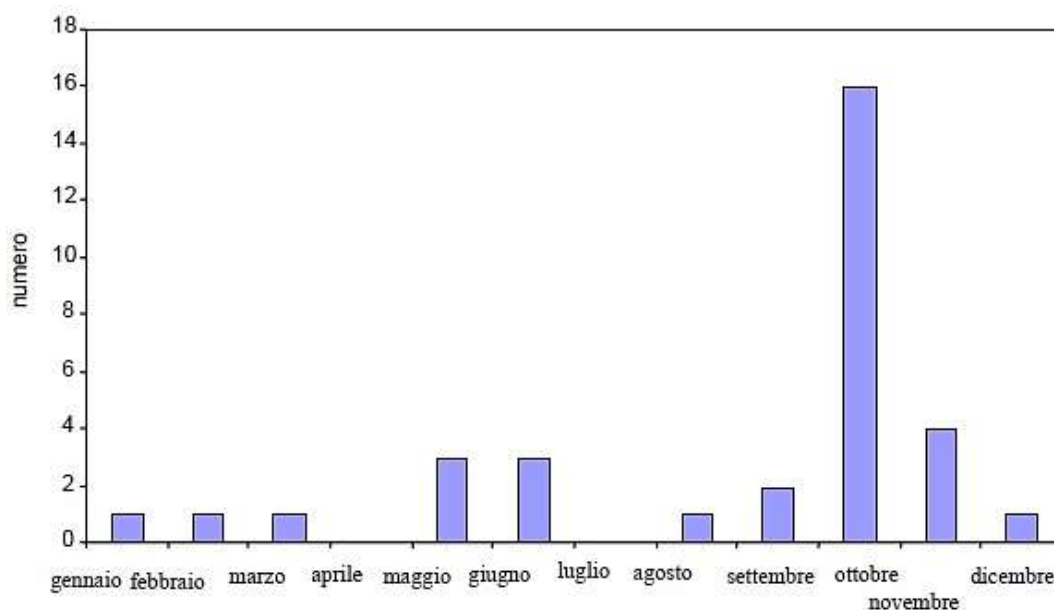
La lettera "A" sta per Autunno.

COMUNI IN DESTRA PIAVE Località	DATA	COMUNI IN SINISTRA PIAVE Località	DATA
FEDERIGOSA			
Le Ciole	1966/11	Golese a sud di Treviso	1956/11
CROCIETTA DEL MONTELLO			
Rivette	1953/10	MORIAGO DELLA BATTAGLIA	1950/12
Tarifario comunale	1966/11	Isola dei morti	1956/11
NERVELSA			
Primi Gregori	1828/10	SEINAGLIA DELLA BATTAGLIA	1956/11
Terr. comunale	1828/10	Casa Brati (a sud)	
Campagnole	1966/11		
SPRESIANO			
Terr. comunale	1823/09	SUSEGANA	1823/09
Tra Corazzin e Palazzon tra (S)	1966/11	Grave	1926/10
MADRADA SUL PIAVE			
Candoli	1856/00	SANTA LUCIA DI PIAVE	1882/09
Casa Prodano	1926/11		
Candoli	1920/11		
Masera	1933/11		
Masera	1936/09		
Terr. Comunale	1963/09		
Candoli	1966/11		
EREDA DI PIAVE			
Salento (S)	1823/09	MURENO DI PIAVE	1882/09
Salento (S)	1925/0		
Caponi e Salento	1933/10		
Bite Casari	1966/11		
San Bartolomeo	1966/11		
SAN BIAGIO DI CALLATA			
S. Andrea di Barbara (S)	1823/10	CIMADOMO	1825/09
S. Andrea di Barbara (S)	1825/12	Cimadomo (S)	1825/12
Torbole Comunale	1882	Subiucce (S)	1882/09
Fagari	1933/10	Terr. comunale	1882/09
Terr. Comunale	1963/09	Orto	1926/11
S. Andrea di Barbara (S)	1966/11	Scalozza (S)	1951/11
	1966/11		
Fagari e (S)			
Cassa di Grave			
San Michele (bressel)			
1951/11			
1953/10			
1925/09			
1966/11			
MONASTICA			
Terr. Comunale	1966/11	CRIVELLE	1882/09
		Loc. Roncaste	1925/09
		Terr. comunale	1966/11
ZENSON			
AORZI (S)	1825/12	PONTE DI PIAVE	1856/10
A Ponte e a valle del Fagnolo	1851/11	A monte dell'AORZI (S)	1852/09
Terr. comunale	1852/09	Territo comunale	1855/10
Terr. comunale	1923/10	Abate	1851/11
Terr. comunale	1953/10	Prisso P. di P.	1933
Terr. comunale	1963/09	Territo comunale	1963/09
Terr. comunale	1966/11	Casa Balzo, Borgo Fontana	1966/11
		Borgo Lavonzo	
		Borgo Roma	
		Fontane	
FOGGALTA DI PIAVE			
Terr. Com. (S)	1851/11	SALGAREDA	1825/12
Terr. Comunale (S)	1966/11	Morone (S)	1851/11
		Territo comunale	1882/09
		Salgareda	1855/10
		Territo comunale	1951/11
		Salgareda	1953/10
		Terr. comunale (Puffo)	1966/11
MUGLE			
Mugle (S)	1851/11	NOVENTA	1825/12
Fronte Morolo (S)	1823/10	A valle di Noventa (S)	1825/12
Fronte Morolo	1823/10	Lampis (S)	1851/11
Fronte Morolo	1855/10	Terr. comunale	1882/09
Loc. Grotto	1933/10	Salcionera (S)	1852/09
Terr. Comunale (S)	1966/11	Romanzi (S)	1852/09
		La Favorita (S)	1852/10
		Salcionera (S)	1952/10
		Terr. Comunale	1966/11
SAN DONA'			
Musetta (S)	1823/10	ERACLEA	1851/11
Musetta (S)	1825/12	Graciera (S)	1882/09
Aig. M. (S)	1825/10	Terr. comunale	1966/11
Terr. comunale (S)	1852/09		
Musatura (S)	1852/10		
Grotto Museta	1853/10		
Grotto Gofino	1853/10		
Ticadula (S)	1933/10		
Terr. Comunale	1966/11		
MOLO			
Terr. Comunale (S)	1966/11		
JESOLO			
Loc. Canal (S)	1852/09		
Loc. Canal Camo (S)	1852/09		
Loc. Gaggola	1853/10		

Tabella 2. Località e date di eventi di inondazione.

Con riguardo agli eventi registrati negli ultimi due secoli, e cioè a partire dal 1800, riportati nel censimento e di cui sia nota la data, è utile valutare la ricorsività stagionale degli eventi di piena; si constata allora che su 33 casi censiti ben 16, pari cioè a praticamente il 50% si sono verificati nel mese di ottobre e 4 nel mese di novembre; questa distribuzione degli eventi su scala mensile rispecchia ovviamente la caratterizzazione climatica del bacino del Piave; quest'ultima, peraltro, non costituisce, com'è noto, un elemento invariante, dal momento che per giudizio diffuso nel mondo scientifico, è in atto negli ultimi anni un fenomeno di “tropicalizzazione” che determina, a parità di precipitazione totale annua, un incremento degli episodi di precipitazione intensa non solo nei tradizionali periodi tardo primaverili o autunnali ma anche durante la stagione estiva.

Il grafico di seguito riportato (Figura 8) illustra la distribuzione mensile degli eventi, evidenziando il caratteristico picco autunnale.



*Figura 8. Distribuzione mensile degli eventi di piena sul bacino del Piave negli ultimi due secoli.*

### **3.1.2. La piena del 1966**

Come si è già accennato, la piena del novembre 1966 ha formato oggetto di approfonditi studi da parte di molti studiosi. La ricostruzione di tale evento è stata ritenuta di fondamentale importanza per l'individuazione e il dimensionamento delle opere di difesa idraulica dei territori attraversati dal Piave. E infatti, tali progettazioni sono state basate nella sostanza sui valori della portata di colmo e del volume dell'onda di piena verificatosi in quell'occasione.

La ricostruzione dell'evento è resa particolarmente difficile dalla scarsità di misure idrometriche realmente attendibili, mentre maggiori informazioni risultano disponibili per quanto riguarda la caratterizzazione degli afflussi.

Di seguito viene riportata la carta delle precipitazioni totali sul Triveneto relativa all'evento del 1966 (*Figura 9*).

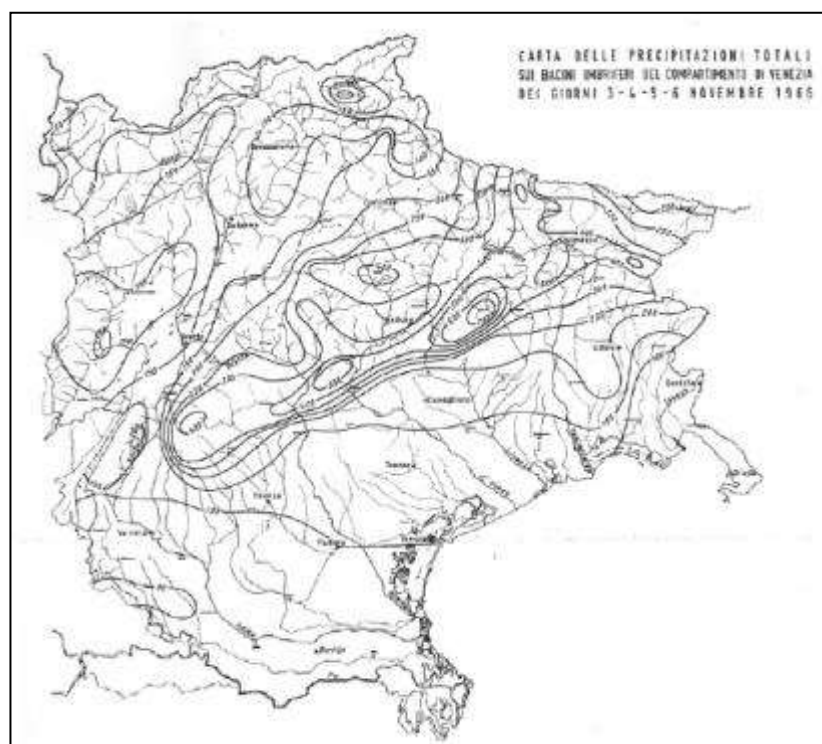


Figura 9. Carta delle precipitazioni totali sul Triveneto in occasione dell'evento alluvionale del 3-6 novembre 1966 (Fonte: ENEL -La piena dei fiumi della regione veneta del novembre 1966).

Le precipitazioni furono notevolmente disuniformi sia riguardo l'intensità, caratterizzata da minimi di 160 mm di precipitazione e da massimi di 1550 mm, sia riguardo i tempi di ritorno, che passano da minimi di 10 anni a massimi superiori ai 100 anni.

Con riguardo al bacino del Piave, sono individuabili tre zone di precipitazione caratteristica:

- a) la fascia collinare antistante la catena alpina a bassa precipitazione: stazioni pluviometriche di Cison di Valmarino e Valdobbiadene le cui precipitazioni nel 1966 sono state comprese fra 170 e 190 mm;
- b) la fascia della catena prealpina lungo la linea Monte Grappa-Col Visentin e Cansiglio di massima precipitazione: stazioni pluviometriche di Seren del Grappa, S. Antonio di Tortal e Santa Croce al Lago le cui precipitazioni sono state comprese fra 380 e 550 mm;

c) il fondovalle della conca bellunese a precipitazione attenuata rispetto alle precedenti: stazioni pluviometriche di Belluno e Soverzene con precipitazioni comprese tra 200 e 250 mm;

d) la fascia delle Dolomiti meridionali e centrali a precipitazione nuovamente accentuata: stazioni pluviometriche di Pedavena, La Guarda, Longarone, Agordo, Forno di Zoldo, Perarolo, Sappada con precipitazioni comprese tra 250 e 450 mm;

e) la fascia delle Dolomiti settentrionali, oltre la linea delle creste della Marmolada, Civetta, Pelmo, Antelao e Marmarole a precipitazione nuovamente attenuata: stazioni pluviometriche di Caprile, Passo Falzarego, San Vito, Cortina, Auronzo, S. Stefano e Dosoleto, le cui precipitazioni sono state comprese tra 160 e 220 mm;

Circa la metà dei pluviografi registrarono precipitazioni con tempo di ritorno di 500 anni o superiore, e la loro distribuzione riguarda indifferentemente le cinque fasce climatiche ad eccezione della fascia meridionale a).

Un carattere di omogeneità si verificò invece nella progressione delle precipitazioni nel tempo, con forma dei pluviogrammi, simile per tutte le stazioni, caratterizzata da una crescita graduale dell'intensità dall'inizio sino quasi al termine della precipitazione, sia per le precipitazioni di elevata intensità che per quelle di bassa intensità ed indipendentemente dalla rarità della medesima. Si sono discostate da questo comportamento solo le stazioni di Auronzo e di S. Stefano, con precipitazioni di intensità pressoché costante nel tempo. La circostanza di questa particolare forma critica degli ietogrammi ha naturalmente comportato deflussi al colmo particolarmente rilevanti, i massimi possibili a parità di pioggia. La forma a crescita continua dell'intensità (forma triangolare) degli afflussi comporta valori di deflusso al colmo superiori mediamente del 20% a quelli che usualmente corrispondono alle precipitazioni a forma più usuale per il bacino.

Queste precipitazioni straordinarie nel bacino montano del fiume Piave, generarono un'onda di piena di entità imponente. Nella parte montana i torrenti s'ingrossarono a tal punto da invadere paesi interi, trasportando a valle delle enormi quantità di materiale. In pianura, dopo il contributo di tutti gli affluenti,

l'onda raggiunse la portata massima a Nervesa della Battaglia; a valle della traversa tutte le modifiche all'idrogramma di piena furono dovute a effetti di laminazione da parte delle aree golenali e soprattutto alle esondazioni. I primi sormonti si verificarono a cavallo del ponte della A27, seguiti da inevitabili rotte dei rilevati arginali in destra. Anche nella zona delle Grave avvennero alcune rotte, sempre in destra, ma di piccola entità. A cavallo di Ponte di Piave si formarono rotte e sormonti in sinistra in seguito al rigurgito della corrente causato dal restringimento dell'alveo. In destra a Candelù e più a valle di Ponte di Piave si ebbero altre rotte. A valle di Zenson, grazie alle ingenti fuoriuscite di portata a monte non si verificarono sormonti di entità rilevante (Figura 10).

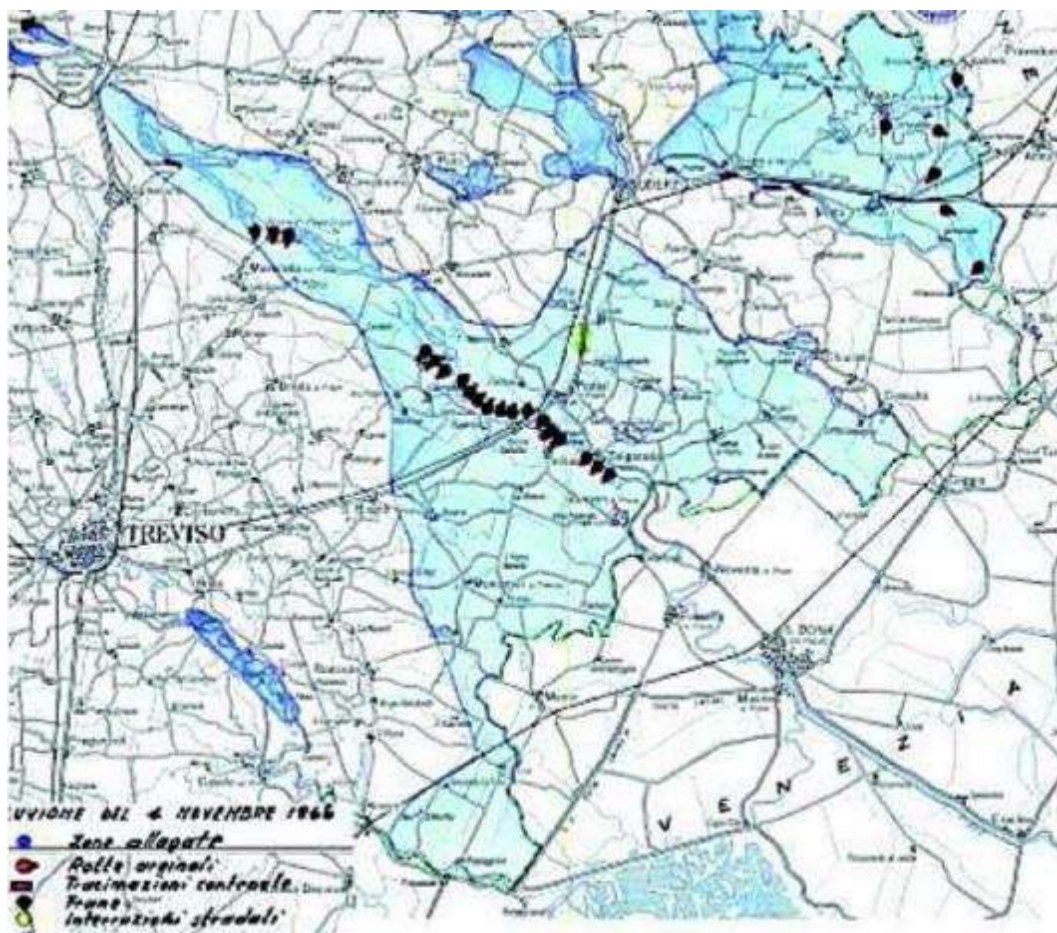


Figura 10. Mappa degli allagamenti avventi nel 1966 nella Provincia di Treviso (Genio Civile).

In concomitanza con l'onda di piena che scendeva dalle montagne, ci fu anche una straordinaria mareggiata di Scirocco che portò la marea a raggiungere un livello pari a 1,94 m s.m.m. di Punta della Salute. L'effetto combinato di questi due eventi non ordinari causò danni vicino alla foce, con conseguenti allagamenti ed erosione dei litorali.

La pianura che si allagò per effetto delle esondazioni, trovandosi a un livello inferiore a quello del mare fu soggetta a prosciugamento meccanico e quindi non ci fu deflusso naturale. Per questo motivo ci vollero quasi due mesi per prosciugare tutta la pianura mediante l'utilizzo di pompe di emergenza. Dal giorno successivo a questa piena si è tentato di ricostruire i vari idrogrammi delle portate in corrispondenza delle sezioni più importanti e di individuare le rotte e le loro dimensioni. Il primo studio compiuto dal Magistrato alle Acque ha individuato per la sezione di Segusino una portata massima di 3400 m<sup>3</sup>/s facendo riferimento però a una errata scala delle portate. Nel 1970 il professor Ghetti, per conto della Provincia di Treviso, condusse uno studio nel quale individuava una portata massima di 4480 m<sup>3</sup>/s per la sezione di Fener e una portata di 4825 m<sup>3</sup>/s per la sezione di Nervesa della Battaglia: questi sono i dati più attendibili in nostro possesso per descrivere qual è stata l'entità di questa piena. Sempre in questa ricerca il Professor Ghetti individua i punti dove avvennero le rotte e i sormonti arginali. Secondo questo studio, a valle di San Donà una portata di 3000-3300 m<sup>3</sup>/s può transitare senza causare danni (*Figura 11*). Per questo motivo Ghetti propose di costruire degli invasi a monte, con una capacità tale per cui la portata al colmo, a valle degli invasi, non superasse la capacità massima dell'alveo.



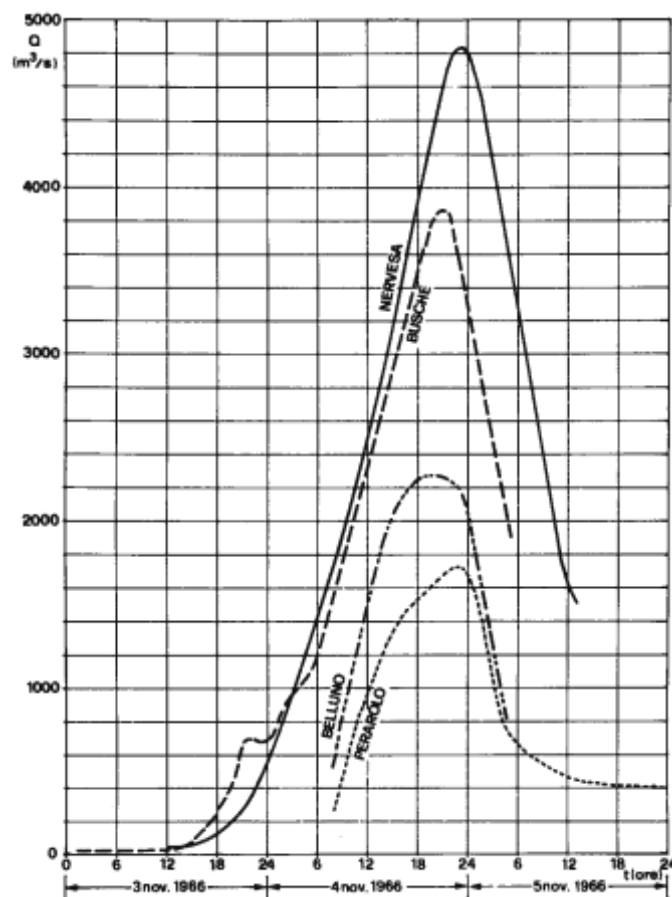


Figura 11. Ricostruzione dell'onda di piena del novembre 1966 tra Perarolo e Nervesa ad opera del Prof. Augusto Ghetti.

Secondo le stime una piena di queste dimensioni ha un tempo di ritorno poco più che centenario, pertanto con il passare degli anni la probabilità che si ripeta è sempre maggiore.

### **3.2. Mitigazione della pericolosità idraulica nel bacino del fiume Piave**

A seguito dell'evento alluvionale del novembre 1966, per iniziativa di varie amministrazioni, numerosi sono stati gli studi intrapresi sulla possibilità di risolvere o quantomeno mitigare la condizione di elevato rischio idraulico a cui attualmente soggiace il fiume Piave, soprattutto nella tratta di pianura. Il Ministero dei Lavori Pubblici, nell'ambito della nota Commissione De Marchi,

esaminò la problematica regionale relativa all'insieme delle possibili localizzazioni ("Commissione Interministeriale per lo studio della sistemazione idraulica e della difesa del suolo").

Nel 1984 il Ministero Agricoltura e Foreste considerò la fattibilità di un serbatoio ad uso plurimo (irriguo e di piena) in località Falzè, sviluppando un'idea già prospettata dalla Commissione De Marchi ("Progetto di massima del serbatoio di Falzè sul fiume Piave" – Armellin, Zorzi – Ministero Agricoltura e Foreste, Direzione Generale della Bonifica).

La Regione del Veneto, nello stesso anno, esaminava la fattibilità di realizzazione di casse di espansione nelle Grave di Papadopoli e nelle Grave di Ciano combinate alla possibilità di recuperare parte degli invasi nell'ambito delle necessità estrattive di inerti, secondo criteri già adottati per gli affluenti emiliani del Po ("Casse di espansione in golena per la laminazione delle massime piene del Piave: studio di fattibilità" – Susin – Regione Veneto, Dipartimento Lavori Pubblici).

Lo studio di fattibilità di casse di espansione nelle grandi espansioni golenali di Papadopoli e di Ciano fu svolto nel contesto di valutazioni complementari dirette a verificare l'ottimizzazione tra le casse di espansione e la ricalibratura dell'alveo tra Zenson e il mare, in relazione alle varie capacità di portata e con corrispondenti diversi valori di volumi e di altezze degli argini di contenimento delle casse ("Ricalibratura del fiume Piave ai fini della sicurezza idraulica: studio di fattibilità" – L. Zollet – Regione Veneto, Dipartimento Lavori Pubblici).

Nel 1985 una commissione di esperti (proff. Esu, Gerelli e Marchi), su incarico dell'amministrazione regionale, eseguì una valutazione comparata delle proposte di intervento sopra-citate, con riguardo non solo agli aspetti di natura tecnica, ma anche in base a criteri di natura economica.

### **La Commissione De Marchi**

Nell'elaborazione di un piano di intervento per la difesa delle piene, la Commissione De Marchi (1974) stabiliva di riferirsi all'evento del novembre 1966, e ciò in relazione al criterio di massima, stabilito dalla citata Commissione

Interministeriale, di basarsi su tale evento ove esso risultasse, per un dato bacino, il più rilevante tra quelli conosciuti.

La Commissione De Marchi, dopo un accurato lavoro di indagine, perveniva alle seguenti conclusioni:

- per la parte più alta del bacino, i possibili provvedimenti di intervento si riducono alle sistemazioni idrogeologiche con consolidamenti delle pendici, all'imbrigliamento dei terreni ed alle difese di sponda;
- la protezione della parte più a valle del bacino può essere realizzata sia riducendo convenientemente la portata di piena che affluisce al basso corso del fiume, conservandone l'attuale sezione con qualche opera di sistemazione; sia eventualmente lasciando invariata la portata massima di piena che vi perviene, ma provvedendo ad un sufficiente ampliamento dell'alveo.

Per quanto riguarda la riduzione della portata di piena, si presuppone la creazione o comunque la utilizzazione di invasi che operino una laminazione dell'onda di piena. A questo fine potranno essere presi in considerazione i seguenti provvedimenti:

- a) utilizzazione dei serbatoi idroelettrici esistenti, praticandovi uno svaso preventivo autunnale o consentendone un invaso regolato al di sopra del livello di massimo invaso, con conveniente aumento degli organi di scarico;
- b) creazione di nuovi serbatoi per mezzo di sbarramenti nell'alveo ad uso esclusivo di moderazione delle piene, od eventualmente ad uso multiplo (cioè anche idroelettrico, o irriguo);
- c) regolazione delle ampie superfici di espansione golenale esistenti nel letto medio del fiume, per la loro migliore utilizzazione ad invaso dei colmi di piena”.

### **La Commissione Esu-Gerelli-Marchi**

La Commissione Esu-Gerelli focalizzava la propria attenzione su tre ipotesi di intervento per la riduzione del rischio idraulico sul fiume Piave, sviluppate a

livello di studio di fattibilità e sempre ad iniziativa dell'amministrazione regionale:

- la costruzione di uno sbarramento a Falzè in modo da creare un serbatoio di laminazione delle piene di capacità pari a poco più di 60 milioni di m<sup>3</sup>;
- la costruzione di alcune casse di espansione a lato del corso canalizzato del Piave nella zona delle golene tra il Ponte della Priula e il ponte di Salettuol, in modo da ottenere una capacità di circa 45 milioni di m<sup>3</sup>;
- la ricalibratura dell'alveo da Ponte di Piave al mare con diversi gradi di intervento per adeguarne la capacità di deflusso con sicurezza a 3100, 3300, 3500, 3700 ed infine 4600 m<sup>3</sup>/s.

L'esame tecnico degli interventi citati portava la commissione a trarre le conclusioni che seguono.

“La ricalibratura del tronco terminale da Ponte di Piave al mare è necessaria per assicurare un franco di sicurezza lungo tutto l'alveo ma, data la rapida crescita dei costi, è conveniente che l'operazione sia limitata all'adeguamento della portata di 3100 m<sup>3</sup>/s. Posto tale vincolo, le soluzioni possibili sono:

- a) lo sbarramento a Falzè con diga munita di aperture fisse e di due luci regolabili;
- b) le casse di espansione ricavate nelle grave di Papadopoli.“

Tra le due opzioni indicate, la Commissione esprimeva la propria approvazione per la soluzione delle casse di espansione, adducendo motivazioni di ordine tecnico-descrittivo dei singoli interventi.

### **Le attività di studio dell'Autorità di Bacino**

Numerose sono le indagini svolte dall'Autorità di bacino in merito ai problemi idraulici del fiume Piave.

Un primo studio (1995), articolato in due distinti segmenti, ha avuto come scopo quello di individuare le situazioni di maggior criticità idraulica che attualmente insistono sul bacino del medio Piave. Nella prima fase sono stati ricostruiti, mediante modellazione afflussi-deflussi secondo lo schema Nash, gli eventi di piena che corrispondono a diversi tempi di ritorno e a diverse durate di precipitazione. Un successivo schema di calcolo ha simulato la propagazione

dell'onda di piena nel tratto terminale, a valle di Nervesa, individuando, dal confronto tra quote idrometriche e quote arginali, quelle tratte che sono sottoposte al rischio di esondazione e il tempo di ritorno corrispondente. Il secondo segmento di studio (1997) ha esteso il proprio ambito di indagine al bacino montano, seppur limitando l'esame all'asta principale, ha ricostruito alcuni degli eventi di piena più significativi accaduti negli ultimi anni, ivi compreso l'evento del 1966 ipotizzando altresì l'utilizzo dei numerosi serbatoi idroelettrici disseminati sul bacino montano ai fini della laminazione delle piene ("Studio di fattibilità per la realizzazione di casse di espansione per le piene del fiume Piave in corrispondenza delle Grave di Ciano").

In tempi più recenti l'Autorità di bacino ha inteso sviluppare specifici studi di fattibilità rivolti a verificare l'efficacia di eventuali azioni strutturali, in forma singola o associata, sulla riduzione della pericolosità idraulica del fiume Piave.

Quale coronamento e sintesi dell'attività conoscitiva condotta sul tema della sicurezza idraulica del fiume Piave, l'Autorità di Bacino ha affidato (1999) al prof. Maione, e all'ing. Susin, già estensori di precedenti indagini sul Piave, uno studio preliminare del progetto di piano per la sicurezza idraulica del medio e basso corso del Piave; tale studio, partendo dalla documentazione esistente e sulla base di nuove simulazioni modellistiche, impostate su rilievi del fiume più recenti, ha confermato nella sostanza le situazioni di rischio idraulico in cui versa attualmente il fiume ed ha prospettato una serie di scenari che, combinando opportunamente diverse ipotesi di intervento variamente allocate, consentono di conseguire condizioni di sicurezza almeno per l'evento centenario.

Oltre alle indagini precedentemente citate, l'Autorità di bacino ha sviluppato ulteriori ricerche che hanno come oggetto problematiche e aspetti strettamente connessi al tema del rischio idraulico: tra questi quello compiuto dai proff. D'Alpaos e Dal Prà, avente per oggetto l'identificazione dei vincoli e degli aspetti critici sia idraulici che naturalistici riguardanti le escavazioni potenziali nell'alveo del Piave.

L'ambito di studio di tale lavoro è costituito dall'asta del Piave, dalle sorgenti fino a Ponte di Piave, e dalle aste dei suoi principali affluenti: Boite, Maè e Cordevole.

Lo studio è stato finalizzato alla evidenziazione di quei tratti di corso d'acqua che, per motivi idraulici, geomorfologici, ambientali e paesaggistici, sono da considerare "a priori" esclusi dalle attività di estrazione, e, per contro, all'individuazione dei tratti d'alveo dove l'escavazione dei materiali alluvionali è necessaria per motivi di sicurezza idraulica, oppure è possibile perché l'asportazione non determina effetti negativi apprezzabili.

Lo studio è stato realizzato in più fasi successive.

La fase iniziale è consistita nell'analisi critica della documentazione esistente, fornita dal Magistrato alle Acque di Venezia ed in particolare dai Nuclei Operativi di Belluno e Treviso, dalla Regione del Veneto attraverso gli Uffici del Genio Civile di Belluno e Treviso e inoltre dal Dipartimento Foreste, dalle Associazioni e Consorzi dei cavaatori.

Sono stati valutati gli aspetti "geologici" inerenti la disponibilità di materiale potenzialmente erodibile e i fattori idraulici che consentono le azioni di erosione, trasporto e deposizione dei materiali stessi.

Sono state individuate varie unità fisiografiche sulla base di limiti imposti sia da fattori artificiali (opere idrauliche), sia da fattori naturali (frana di Alleghe sul Cordevole).

In una seconda fase, attraverso l'analisi della documentazione aerofotogrammetrica e fotografica e con numerosi e ripetuti sopralluoghi mirati sono state individuate le principali aree sovralluvionate, aree cioè caratterizzate da depositi alluvionali stabilizzati da molto tempo su strutture morfologiche consolidate e rimboschite e le zone in cui la situazione in atto può essere considerata pericolosa ai fini della sicurezza idraulica di opere o strutture presenti sul territorio.

Altri studi collaterali alla problematica del rischio idraulico:

- Zollet Ingegneria S.p.A. – GETAS PETROGEO s.r.l. - Studio dei dissesti idrogeologici, dei fenomeni erosivi e del trasporto solido lungo le aste dei corsi d'acqua del bacino idrografico - I<sup>a</sup> (1995) e II<sup>a</sup> fase (1998);
- Dott. Geol. Marina Curtarello - Costituzione di una banca dati riguardante i dati idrometrici e degli effetti prodotti da eventi di piena straordinari negli ultimi due

secoli nel bacino del Piave ed allo studio applicativo, tramite fotointerpretazione, finalizzato alla definizione morfologica delle fasce di pertinenza fluviale lungo il medesimo fiume (1998);

- Dott. Geol. Nicola Surian - Studio applicativo finalizzato alla definizione morfologica delle fasce di pertinenza fluviale lungo il fiume Piave, da Perarolo a Falzè, e lungo l'affluente Cordevole tra Mas e Santa Giustina (1999);

- C.N.R. – G.N.D.C.I. - Studio dei fenomeni franosi e dei processi torrentizi che implicano motivi di rischio per centri abitati nei bacini dei fiumi Piave, Brenta-Bacchiglione-Agno-Guà e Livenza (2000).

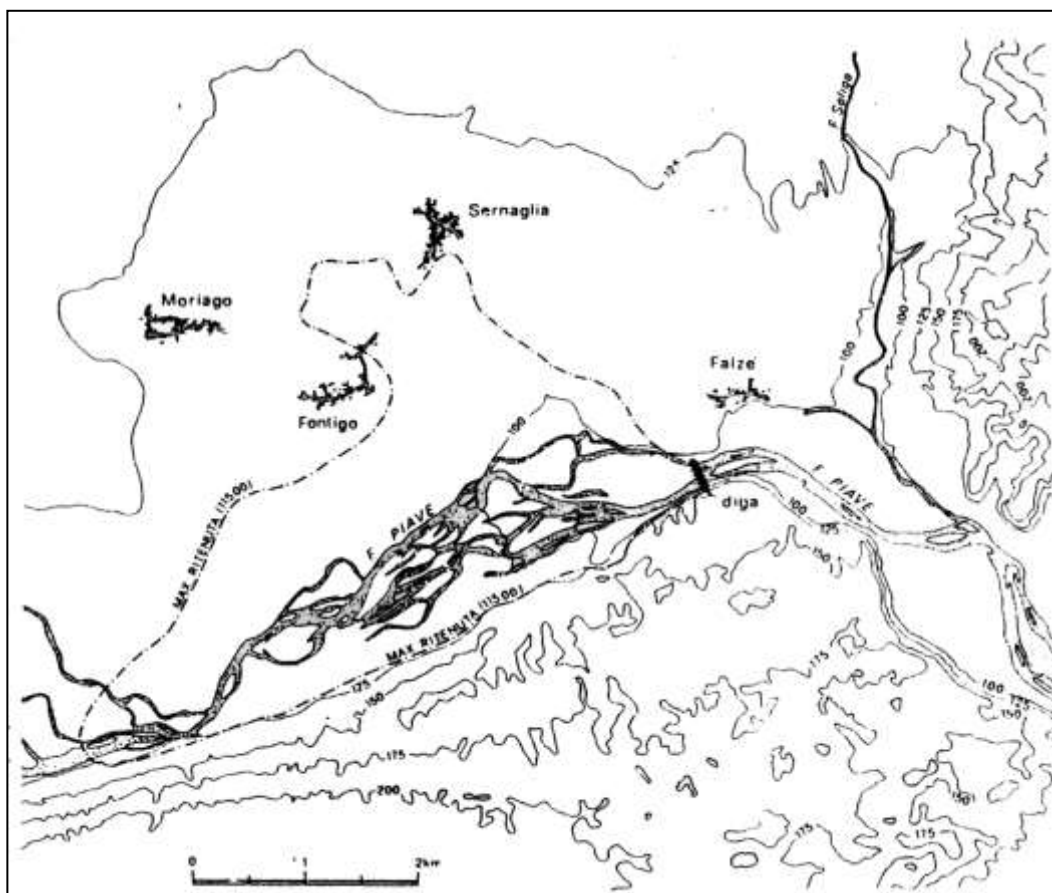
### **Descrizione degli interventi proponibili**

Le proposte di intervento che sono state prospettate negli anni, a partire dal 1966, sono pertanto riconducibili fondamentalmente a tre:

- La costruzione di una diga di sbarramento a Falzè atta alla laminazione delle piene;
- La realizzazione di alcune casse di espansione in fregio all'alveo volte anch'esse alla laminazione delle piene;
- La ricalibratura del corso d'acqua nel suo tratto finale per renderlo idoneo a consentire il deflusso delle portate in uscita dal serbatoio di Falzè o dalle casse di espansione.

### **La diga di Falzè**

Lo studio dello sbarramento del Piave per la formazione di un serbatoio a Falzè risale al 1967 (*Figura 12*), praticamente all'indomani dell'evento alluvionale del novembre 1966. La scelta venne originariamente suggerita dall'idea di un uso promiscuo, riservando due parti di uguale capacità, per un totale di 90 milioni di m<sup>3</sup>, all'uso irriguo e a quello di laminazione dell'onda di piena.



*Figura 12. Serbatoio di Falzè. Corografia dell'invaso e curva dei volumi.*

La Commissione De Marchi, nell'ambito delle valutazioni condotte per il bacino del Piave, sposava in modo convinto la tesi di realizzare un nuovo invaso sul corso principale ritenendo che nella scelta tra i diversi possibili provvedimenti di difesa dalle piene, la costruzione di uno o più serbatoi ad uso esclusivo di piena costituisce l'intervento più adeguato ed efficace. Tra le diverse ipotesi considerate (in località Ponte nelle Alpi, Belluno, Peron, Cesa, Quero e Falzè), quella che risultava presentare le condizioni geologiche più favorevoli era proprio la stretta di Falzè; dato l'elevato carsismo cui risultava assoggettata soprattutto la sponda destra, la Commissione sconsigliava un uso plurimo dell'invaso, cioè destinato sia alla laminazione della piena sia a scopo irriguo.

Considerate le incertezze di natura geologica del bacino, che lasciava prevedere gravi problemi di tenuta idraulica, un successivo progetto di massima, nel 1980,



abbandonava la destinazione promiscua, e prospettava di conseguenza un invaso di minore capacità da destinare integralmente alla laminazione delle piene.

Molto sinteticamente, l'opera consiste in una diga in calcestruzzo localizzata nella stretta di Falzè e dotata al fondo di una serie di nove luci di 40 m<sup>2</sup>, di cui sette libere e due esterne ad apertura controllata mediante paratoie piane. Essa chiude un'ampia varice a monte limitata sulla destra dal versante del Montello e sulla sinistra, per buona parte, da un terrazzo naturale. La diga ha una lunghezza di 430 m al ciglio di coronamento e un'altezza massima di ritenuta di 27-28 m.

Limitando la quota di massima ritenuta a 112 m s.m., al fine di ridurre l'ampiezza della zona allagata ed il rischio sui centri abitati di Fontigo e Sernaglia, il volume di invaso massimo risulta di circa 61 milioni di m<sup>3</sup>.

I calcoli idraulici eseguiti dal progettista con accurata simulazione dei deflussi della piena del 1966 mostrano la possibilità di ridurre il colmo a valle a circa 3700 m<sup>3</sup>/s con tutti gli scarichi liberi e a 3300 m<sup>3</sup>/s regolando l'apertura delle due luci munite di paratoia e mantenendo il livello massimo alla quota sfioro di 112 m s.m..

In definitiva, considerando l'effetto di laminazione naturale nel tratto tra Nervesa e Ponte di Piave, l'utilizzo del serbatoio artificiale di Falzè, secondo le ipotesi progettuali del 1980, avrebbe garantito il contenimento di una piena del Piave paragonabile a quella del '66 entro il massimo di 3100 m<sup>3</sup>/s a Ponte di Piave.

Se l'invaso di Falzè presenta, sotto il profilo meramente idraulico, una indubbia efficacia, la fattibilità dell'opera ha tuttavia trovato uno scoglio nelle problematiche tutt'altro che trascurabili di natura geotecnica. A tal riguardo la Commissione Esu-Gerelli-Marchi così si pronunciava:

- la natura e le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione della diga consentono di prevedere, date anche le modeste dimensioni dell'opera, che la stabilità sarà garantita con ampi margini;
- la tenuta idraulica presenta notevoli incognite, in ragione dell'eventualità che il sottosuolo, e particolarmente la sponda destra, presentino cavità di tipo carsico;

- la possibilità che le perdite d'invaso influiscano sul regime delle sorgenti, pur essendo molto bassa non può essere esclusa a priori, considerata la complessità della circolazione d'acqua nelle rocce carsificate.

In definitiva, il tipo di opere previste e la complessità geotecnica del sottosuolo portano la Commissione ad affermare che la creazione dell'invaso di Falzè presenta ancora notevoli incertezze ed incognite. In particolare non può considerarsi risolto il problema della tenuta del serbatoio e della sezione di sbarramento. Nel 1990 è stata proposta, da parte dello stesso redattore del progetto di massima del 1980, ing. E. Armellin, una variante per l'uso promiscuo del serbatoio di Falzè della quale sarebbe risultata la fattibilità in base alle risultanze di indagini suppletive sulla geologia delle zone interessate dall'invaso, indagini che avrebbero ridimensionato il problema delle perdite idriche per carsismo.

### **Realizzazione di casse di espansione golenali**

Fu la Commissione De Marchi a considerare per prima la possibilità di una "utilizzazione regolata" delle espansioni golenali del fiume Piave.

La Commissione esaminò le zone più favorevoli per l'intervento e per esse giunse alle valutazioni, sinteticamente riportate nella successiva tabella (Tabella 3).

Siti	Effetto di laminazione sull'evento del 1966 ( m <sup>3</sup> /s)
S. Giustina	200-250
Grave di Ciano	400
Grave di Papadopoli	900

*Tabella 3. Interventi di mitigazione nelle varie località con relativa portata.*

Negli anni '80, a seguito delle perplessità emerse circa la realizzazione della diga di Falzè, a proposito dei quali si è già detto, decideva comunque di riconsiderare la fattibilità di casse di espansione nelle aree golenali con recupero di invaso anche attraverso l'attività estrattiva. In tale indagine, esaminato il complesso delle aree golenali tra Soverzene e Ponte di Piave, venivano essenzialmente individuate tre zone utili:

- in corrispondenza delle Grave di Ciano;

- nelle Grave prospicienti l'abitato di Spresiano tra Ponte della Priula ed il ponte autostradale A27 Venezia-Belluno;
- nelle Grave di Papadopoli.

Da tale studio emergeva che le zone più adatte a tale scopo sono quelle poste rispettivamente in località Grave di Papadopoli ed in località Grave di Ciano.

Il sito delle Grave di Papadopoli è stato poi scelto per lo sviluppo dello studio di fattibilità eseguito nel 1984 dall'ing. Susin il quale vi prevedeva la realizzazione di due casse di laminazione aventi un volume complessivo di 45 milioni di m<sup>3</sup>, ottenute per mezzo di arginature in terra lunghe complessivamente 13 km circa, con arginature alte 9 m sul piano golenale. Per ottenere il volume di invaso necessario, lo studio di fattibilità ipotizzava lo scavo del fondo delle vasche per una profondità media di 3 m e la sistemazione in serie delle due casse, collegate idraulicamente da una luce a stramazzo.

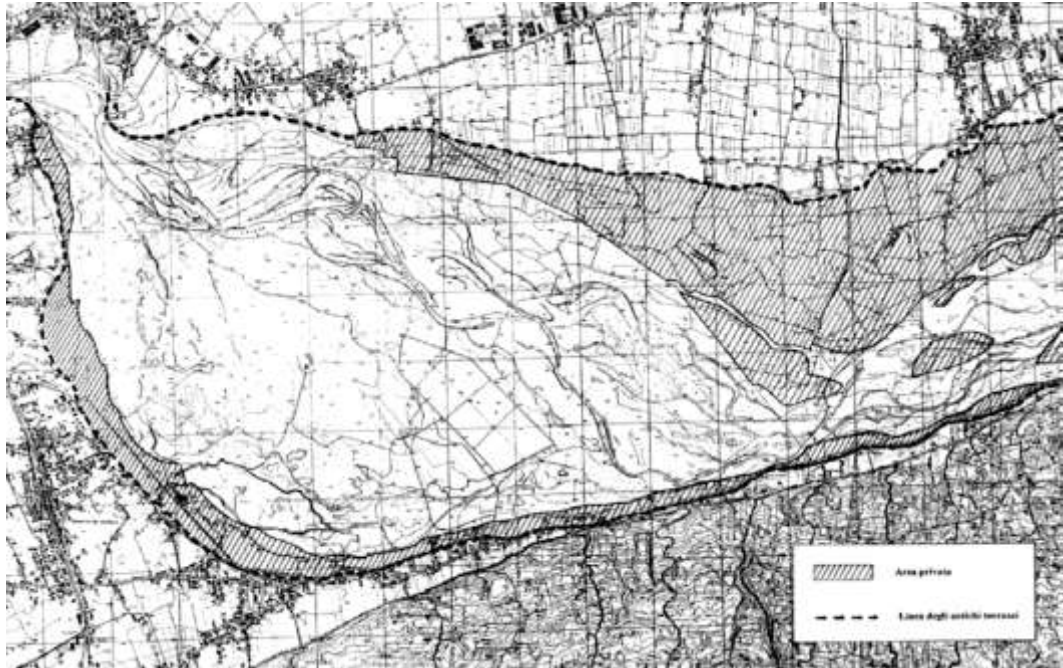
L'Autorità di bacino, dato il carattere puramente esplorativo delle indagini precedentemente richiamate, ha, in tempi più recenti, promosso l'esecuzione di due ulteriori studi di fattibilità: il primo relativo alla zona delle Grave di Ciano; il secondo relativo alle Grave tra Ponte della Priula ed il ponte autostradale.

### **Casse in corrispondenza delle Grave di Ciano**

Il territorio delle Grave di Ciano si estende, all'interno dell'area golenale del Piave, dall'abitato di Vidor sino a valle dell'Isola dei Morti, per una superficie complessiva di circa 13 km<sup>2</sup> ed una lunghezza di circa 10 km. La massima larghezza dell'alveo corrisponde alla zona che si trova davanti all'abitato di Ciano ed è dell'ordine di 3 km.

Da Ciano l'alveo gradualmente si restringe fino a raggiungere, all'altezza di Fontigo, una larghezza pari alla metà della precedente e cioè di circa 1500 m.

La ripartizione tra aree del demanio fluviale e aree di proprietà privata è riportata in *(Figura 13)*.



*Figura 13. Ripartizione tra aree demaniali e private delle Grave di Ciano*

Si osserva come vi sia una corrispondenza diretta tra aree coltivate e insediamenti e aree di proprietà privata, e anche come tali aree corrispondano alle zone meno frequentemente sommergibili dalle piene. Lungo la sponda destra le aree di proprietà privata sono in relazione alla quota dei terrazzamenti e dove questi emergono più marcatamente sono presenti vecchi opifici collegati alla disponibilità d'acqua ed anche alcuni, sia pur limitati, insediamenti abitativi. Nei territori in sinistra le aree di proprietà privata corrispondono invece alle zone che via via nel tempo si sono affrancate dalle piene per il progredire dell'incisione dell'alveo attivo lungo la sponda destra. I terreni più prossimi all'alveo e quindi ancora sommergibili e che un tempo erano presumibilmente coltivati, risultano ora abbandonati alla vegetazione spontanea.

In parte può trattarsi di terreni non propriamente privati, ma in concessione, e riacquisibili al demanio fluviale.

All'interno della predetta area, lo studio di fattibilità ha individuato due possibili schemi funzionali: il primo schema si basa sull'ipotesi di ubicare quattro casse in fianco all'esistente canale attivo, interessando l'intera zona delle grave posta tra la vecchia riva ed il canale attivo in questione; il secondo schema, alternativo al

primo, si è basato sull'ipotesi di ripristinare il vecchio alveo attivo ubicando tre casse dalla parte opposta rispetto alla soluzione precedente, interessando cioè la zona delle grave posta sulla sinistra sino a raggiungere i limiti dei terrazzamenti di fronte agli abitati di Bosco e Riva Alta.

Per entrambe le soluzioni lo studio di fattibilità ha previsto la realizzazione di una banca protettiva di 50 m a protezione degli argini; per la seconda soluzione lo studio ha previsto una fascia protettiva di 50 m anche verso la sponda destra. La larghezza effettiva interessata dall'alveo attivo risulta pertanto nella prima soluzione di 550 m e nella seconda di 600 m.

Le superfici destinabili alle casse con l'assunzione delle suddette larghezze sono di 6,1 km<sup>2</sup> per la prima soluzione e 6,8 km<sup>2</sup> per la seconda soluzione. Con riguardo alle altezze arginali, sono state assunte di 6, 7 e 8 m, da sottendere invasi adeguati senza presentare particolari problemi di tenuta idraulica, di movimentazione di materiale e di impatto ambientale. Le effettive altezze d'acqua invasabili sono sensibilmente minori: per l'evento centenario il franco è dell'ordine di 2,5 m con conseguenti altezze d'acqua sul piano golenale di 3,5; 4,5 e 5,5 m.

Il criterio per individuare il numero delle casse di espansione si è basato sull'ipotesi che, in rapporto alla pendenza media del fondo delle golene, le altezze degli argini di contenimento determinino un livello di ritenuta che raggiunga grossomodo il piede dell'argine della rispettiva cassa posta a monte. In definitiva la prima soluzione ipotizzata prevede la realizzazione di quattro casse di espansione. Per la seconda soluzione il numero delle casse si riduce a tre, in quanto la lunghezza complessiva dell'area occupata è minore.

Nella prima soluzione l'area destinabile alle casse si estende dall'abitato di Crocetta fino alla confluenza dei due rami del canale dell'alveo, per una lunghezza di circa 4,5 km; nella seconda soluzione l'area destinabile alle casse si estende per una minore lunghezza, di circa 3,5 km.

Per entrambe è previsto un funzionamento a cascata, con alimentazione a partire dalla cassa di monte e restituzione modulata a valle.

Per assicurare un adeguato volume di invaso non si può prescindere dall'escavazione del fondo delle golene all'interno dell'area delimitata dagli argini; a tal riguardo lo studio di fattibilità considera sia i fenomeni di filtrazione nelle zone prossime agli argini, e cioè in fianco all'alveo attivo, sia la giacitura della falda freatica. Relativamente ai fenomeni di filtrazione, posto che il canale dell'alveo sia inciso nelle golene nella misura di 2-3 m, lo studio di fattibilità ritiene ammissibile una fascia di rispetto di 150-200 m entro la quale limitare le escavazioni a 1-2 m di profondità. Per la parte rimanente, con riferimento all'ipotesi che la giacitura della falda freatica si collochi ad una profondità dal piano golenale compresa tra 5 e 15 m, la profondità di scavo massima viene in via orientativa fissata a 4 m.

Sulla base dei predetti vincoli, ipotizzando una profondità di scavo uguale per tutto il territorio delimitato dalle casse, con fondo semplicemente traslato rispetto al piano golenale attuale, il volume invasabile viene a dipendere dalle altezze arginali e dalla profondità di scavo, come evidenziano le successive tabelle (Tabella 4 e Tabella 5).

	Senza scavo	Scavo di 0,5 m	Scavo di 1.0 m	Scavo di 2.0 m	Scavo di 3.0 m	Scavo di 4.0 m
Argine di 6 m	9.7	12.7	15.6	20.8	27.1	33.1
Argine di 7 m	14.5	17.8	20.7	26.9	33.2	39.5
Argine di 8 m	20.7	23.9	27.0	33.2	39.6	45.9

Tabella 4. Soluzione con alveo attivo attuale e casse in destra. Volumi massimi di invaso [milioni di m<sup>3</sup>].

*Soluzione con alveo attivo ripristinato e casse in sinistra – Volumi massimi d'invaso (milioni di mc)*

	Senza scavo	Scavo di 0,5 m	Scavo di 1.0 m	Scavo di 2.0 m	Scavo di 3.0 m	Scavo di 4.0 m
Argine di 6 m	12.0	15.3	18.5	25.1	32.0	38.8
Argine di 7 m	17.1	20.8	23.9	32.0	38.8	45.7
Argine di 8 m	23.9	28.0	32.0	38.8	45.7	52.5

Tabella 5. Soluzione con alveo attivo ripristinato e casse in sinistra. Volumi massimi di invaso [milioni di m<sup>3</sup>].

La verifica degli effetti di laminazione delle casse di espansione nelle Grave di Ciano, secondo le ipotesi dimensionali sopra descritte, ha assunto quale ipotesi di

progetto la piena centenaria critica (durata di precipitazione di 24 ore) e si è limitata a prendere in considerazione lo schema della prima soluzione. Le prove hanno riguardato gli effetti degli invasi per le altezze arginali di 6, 7 e 8 m, per la profondità di scavo di 3 m. L'efficacia della laminazione, per un valore di portata al colmo dell'ordine di 3950 m<sup>3</sup>/s è di 650, 750 e 850 m<sup>3</sup>/s rispettivamente per altezze arginali di 6, 7 e 8 m. I volumi impegnati risultano nei tre casi di 26, 34 e 39 milioni di m<sup>3</sup>.

Ipotizzando l'utilizzo in funzione di antipiena degli esistenti serbatoi idroelettrici di Pieve di Cadore e S. Croce, la portata al colmo in arrivo da monte è naturalmente minore, dell'ordine di 3500 m<sup>3</sup>/s. In tal caso la riduzione del valore di picco sarebbe più modesta, dell'ordine di 500, 650 e 750 m<sup>3</sup>/s, per altezze arginali rispettivamente di 6, 7 e 8 m, con un conseguente minor impegno di volume, che per le tre ipotesi dimensionali citate assumono il valore di 22, 32 e 40 milioni di m<sup>3</sup> (Tabella 6).

Altezze arginali	Piena centenaria senza effetto serbatoi (3950 m <sup>3</sup> /s)			Piena centenaria con effetto serbatoi (3500 m <sup>3</sup> /s)		
	Volumi impegnati (milioni m <sup>3</sup> )	Riduzione colmo all'uscita delle casse (m <sup>3</sup> /s)	Riduzione colmo a Zenson (m <sup>3</sup> /s)	Volumi impegnati (milioni m <sup>3</sup> )	Riduzione colmo all'uscita delle casse (m <sup>3</sup> /s)	Riduzione colmo a Zenson (m <sup>3</sup> /s)
6 metri	23,3	-650	-222	23,3 ML mc	-500	-548
7 metri	33,9	-750	-323	33,9 ML mc	-650	-655
8 metri	38,5	-850	-439	38,5 ML mc	-750	-704

Tabella 6. Rapporto fra altezze e vari parametri in riferimento ad una piena centenaria, senza e con l'effetto dei serbatoi.

### **Le casse di espansione prospicienti all'abitato di Spresiano.**

La tratta fluviale compresa tra Nervesa ed il ponte autostradale A27 corrisponde all'apice della grande conoide effluente dal varco di Nervesa tra le ultime formazioni prealpine del Montello e dei colli di Conegliano. Nella conoide, delimitata a est dal torrente Monticano e ad ovest dal torrente Giavera, sono state individuate varie divagazioni del Piave, con tracciati che sono stati riconosciuti sia sul terreno che dalla ricostruzione dei deflussi sotterranei.

L'attuale sede dell'alveo del Piave, resa permanente dall'intervento dell'uomo, consegue alle progressive delimitazioni e difese a protezione del territorio trevigiano, realizzate soprattutto durante il periodo della Repubblica Veneta. La porzione di conoide occupata dal fiume è interamente chiusa da argini. Su questa tratta, all'interno dell'area di competenza fluviale, uno studio di fattibilità promosso dall'Autorità di bacino ha inteso verificare la possibilità di realizzare delle casse di espansione; in tal senso lo studio ha individuato due possibili schemi funzionali da associare alle ipotetiche casse di espansione: il primo si basa sull'ipotesi di ubicare le casse in fianco all'attuale canale attivo; il secondo schema ipotizza di collocarle in fianco al precedente canale, attivo fino agli anni '80. Assunte altezze arginali di 6, 7 e 8 m, nel caso della soluzione con canale in destra alle casse risulta possibile la realizzazione di tre casse (3 km<sup>2</sup>), nel caso della soluzione con canale in sinistra risulta possibile la realizzazione di due casse (2,4 km<sup>2</sup>). Per entrambe le soluzioni è previsto un sistema di alimentazione della cassa di monte per mezzo di una traversa limitatrice funzionante in modo automatico idonea a riversare l'eccesso di portata nella cassa che a sua volta, in un sistema a cascata, alimenta le casse successive.

Per aumentare il volume di invaso, lo studio di fattibilità ipotizza l'esecuzione di escavazioni all'interno dell'area delimitata dalle casse. L'incremento di invaso dipende naturalmente dalla profondità di scavo e dall'altezza delle difese arginali, come riportato nelle seguenti tabelle (*Tabella 7 e Tabella 8*) in relazione ai due schemi funzionali considerati.

	Senza scavo	Scavo di 0,5 m	Scavo di 1.0 m	Scavo di 2.0 m	Scavo di 3.0 m	Scavo 4.0 m
Argine di 6 m	5.22	6.85	8.49	11.78	15.03	18.30
Argine di 7 m	8.30	9.93	11.57	14.84	18.11	21.38
Argine di 8 m	11.57	13.20	14.83	18.11	21.38	24.65

*Tabella 7. Casse di Spresiano, soluzione con alveo in destra.*

	Senza scavo	Scavo di 1.0 m	Scavo di 2.0 m	Scavo di 3.0 m	Scavo 4.0 m
Argine di 7 m	6.05	8.40	10.75	13.10	15.45
Argine di 8 m	8.40	10.75	13.10	15.45	17.80

*Tabella 8. Casse di Spresiano, soluzione con alveo in sinistra*



Ai fini dell'analisi di efficacia è stata presa in considerazione quella a tre casse con alveo in destra, per altezze arginali di 7 m e profondità di scavo di 3 m, con volume di invaso di 18 milioni di m<sup>3</sup>. Per una verifica degli effetti di laminazione si è fatto riferimento alla piena centenaria con durata della precipitazione di 24 ore, nell'ipotesi di onda in arrivo alle casse di Spresiano con gli effetti degli invasi di Pieve di Cadore, S. Croce e delle casse di Ciano.

### **Casse in località Grave di Papadopoli**

Un'analisi comparativa eseguita dall'ing. Susin su incarico della Regione del Veneto, circa la possibilità di ricavare a lato del corso del fiume Piave dei bacini ove far espandere le piene per attenuarne i colmi, evidenziava come la regione più adatta allo scopo fosse l'area golenale in località Grave di Papadopoli.

Gli elementi di natura tecnico-economica portati a sostegno dell'ipotesi progettuale predetta furono molto sinteticamente i seguenti:

- la possibilità di sottendere l'intero bacino montano;
- la possibilità di contenere le casse entro la linea degli argini esistenti tra loro distanti qualche chilometro;
- la demanialità di buona parte del suolo da occupare;
- contenuta altezza delle opere;
- possibilità di coordinamento fra opere di sistemazione del corso d'acqua e di laminazione.

Lo studio di fattibilità prevedeva l'occupazione di una larga fascia golenale in sinistra del Piave tra il ponte dell'autostrada Venezia-Vittorio Veneto a monte ed il ponte di Salettuol a valle ed eventualmente dell'area golenale in destra Piave tra il ponte della Priula a monte ed il predetto ponte autostradale a valle.

Le opere sarebbero consistite nella realizzazione di due casse di laminazione e un canale laterale, per un volume di invaso complessivo di 45 milioni di m<sup>3</sup>, ottenuto per mezzo di un sistema di argini in terra lungo complessivamente 13 km e con un'altezza massima sul piano golenale di 9 m.

Per ottenere il volume di invaso necessario veniva previsto lo scavo del fondo delle vasche per una profondità media di 3 m e la conseguente realizzazione, a vasche completamente invase di un'altezza dell'acqua di 9,5 m, con un franco di 2,5 m rispetto alla sommità degli argini ed un volume di materiale riportato per gli argini di 2,6 milioni di m<sup>3</sup>. Poiché si prevede di realizzare gli argini con lo stesso materiale proveniente dagli scavi, dopo opportuni dispositivi ed accorgimenti per la tenuta, il volume di terreno complessivamente riservato all'attività si riduce a 21,4 milioni di m<sup>3</sup>.

Per il canale del Piave posto a fianco delle casse è prevista, in prima approssimazione, una larghezza di 300 m, più due banche larghe 50 m ciascuna. La larghezza complessiva di minima occupazione è quindi di 400 m. A valle del manufatto di diversione (traversa limitatrice) si renderanno necessarie più traverse stabilizzatrici e difese per il controllo del canale.

Per quanto riguarda il limite della profondità di scavo, oltre alla presenza della falda, si dovranno considerare anche le interferenze tra quote d'acqua nel fiume ed il fondo della cassa per evitare infiltrazioni e per problemi di stabilità in genere.

Lo studio della regimazione, anche per un maggior confronto con l'invaso di Falzè, è basato sulla piena del novembre 1966. La laminazione riguarda il funzionamento di n. 2 casse per un volume complessivo di circa 45 milioni di m<sup>3</sup> con un dispositivo di regimazione di seguito riportato (Figura 14).

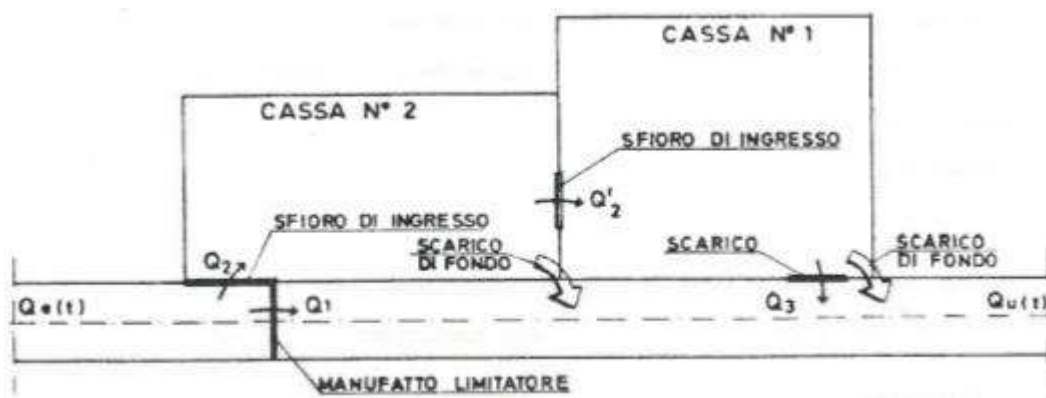


Figura 14. Schematizzazione del funzionamento delle casse di espansione alle Grave di Papadopoli.

L'alimentazione delle casse è prevista mediante un manufatto limitatore delle portate, trasversale al canale, con funzionamento a stramazzo-battente e corrispondente sfioro laterale a monte per l'immissione alla cassa n. 2. La cassa n. 1 è a sua volta alimentata da uno stramazzo di comunicazione tra le casse n. 1 e n. 2.

L'indagine circa l'azione di laminazione esercitata dalle predette casse sulla piena del 1966 ( $4850 \text{ m}^3/\text{s}$ ) evidenziava una riduzione del colmo di piena, valutato al ponte di Salettuol, a circa  $3500\text{-}3600 \text{ m}^3/\text{s}$ , ancora superiore quindi alla massima capacità dell'alveo nel tratto terminale.

Al fine di ottenere l'attenuazione della piena del novembre 1966 al valore di  $3100 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo studio di fattibilità individuava pertanto la necessità di un'ulteriore cassa, a monte delle precedenti, del volume di 20 milioni di  $\text{m}^3$ , in modo da totalizzare un volume d'invaso di 65 milioni di  $\text{m}^3$ .

La Commissione Esu-Gerelli-Marchi, incaricata successivamente dalla Regione del Veneto di valutare comparativamente le varie proposte di sistemazione idraulica del fiume Piave, ritenne che l'ipotesi delle casse di espansione in località Grave di Papadopoli fosse certamente preferibile all'invaso di Falzè, per le ragioni che si riassumono qui di seguito:

- minori rischi idraulici: “la maggiore sicurezza della soluzione casse di laminazione deriva sia dal meccanismo di funzionamento delle casse stesse che, situate a lato del corso d'acqua, non intervengono direttamente sul deflusso nell'alveo principale, sia soprattutto dal fatto che tale soluzione fa affidamento ad arginature di modesta altezza e comporta carichi altrettanto modesti sulla campagna circostante”;
- impatto ambientale più favorevole: “i terreni previsti per la formazione delle casse, al contrario di quelli sommergibili per effetto dell'invaso provocato dalla diga di Falzè, rientrano tutti in aree già destinate alla sommersione e, in parte, prive di vegetazione”;
- minor costo complessivo: “la maggior economicità della soluzione casse deriva dall'esigenza di asportare materiali che sono largamente richiesti

commercialmente in qualità di inerti e, per contro, dalla impossibilità di utilizzare il serbatoio di Falzè per uso promiscuo. Si deve aggiungere che l'intervento basato sulla costruzione delle casse di espansione permette anche uno sviluppo progressivo delle opere, con una rateazione della spesa e una progressiva riduzione del rischio di esondazioni".

L'Autorità di bacino ha realizzato una verifica speditiva sulla potenziale efficacia delle Grave di Papadopoli di laminare naturalmente le piene. La verifica è stata condotta utilizzando il modello bi-dimensionale predisposto per lo studio delle fasce di pertinenza, dimostrando come un invaso efficace nella varice di Papadopoli può essere ottenuto solo attraverso la realizzazione di un apposito manufatto limitatore, che per dimensioni e caratteristiche si configura a tutti gli effetti come una traversa.

A tal fine l'indagine ha ipotizzato la realizzazione di uno sbarramento in corrispondenza dell'abitato di Candelù dotato di una opportuna luce atta a consentire il passaggio di una portata compatibile con la capacità dell'alveo di valle, fissata in  $3100 \text{ m}^3/\text{s}$ , ipotizzando due diverse tipologie: una luce a stramazzo ed una serie di luci funzionanti a battente. Assumendo quale piena di progetto l'idrogramma ricostruito da Ghetti-Berti-Scardellato per l'evento del 1966 ( $4850 \text{ m}^3/\text{s}$  a Nervesa), lo studio, avvalendosi di un modello bidimensionale agli elementi finiti, ha reso le seguenti indicazioni:

- al fine di conseguire le prescritte condizioni di portata a valle dell'opera (valutata in corrispondenza del ponte autostradale dell'abitato di Roncadelle) sarebbe necessario realizzare una luce a fessura di 16 m o, alternativamente, una luce a battente di parametro dell'ordine di  $175 \text{ m}^2$ ;
- nelle predette condizioni si creerebbe, a monte dell'opera di sbarramento un invaso con quota del pelo libero di 37 m s.m., e la conseguente sommersione di gran parte dell'area delle Grave di Papadopoli;
- per contenere il volume d'invaso sarebbe necessario procedere alla realizzazione di una struttura trasversale di altezza approssimativamente valutabile, rispetto alla quota più depressa, di 20-22 m ed ad un imponente innalzamento delle quote degli argini di contenimento.

### La ricalibratura del tratto terminale

Uscito in pianura, il fiume Piave presenta ampie varici ghiaiose (Grave di Ciano, Grave di Papadopoli) dove l'alveo raggiunge la massima larghezza di 4 km circa, per restringersi poi, dopo Ponte di Piave, entro argini che ne accompagnano il corso sino al mare. L'alveo ha andamento tortuoso tra Zenson di Piave e San Donà e approssimativamente rettilineo da San Donà alla foce (Figura 15).

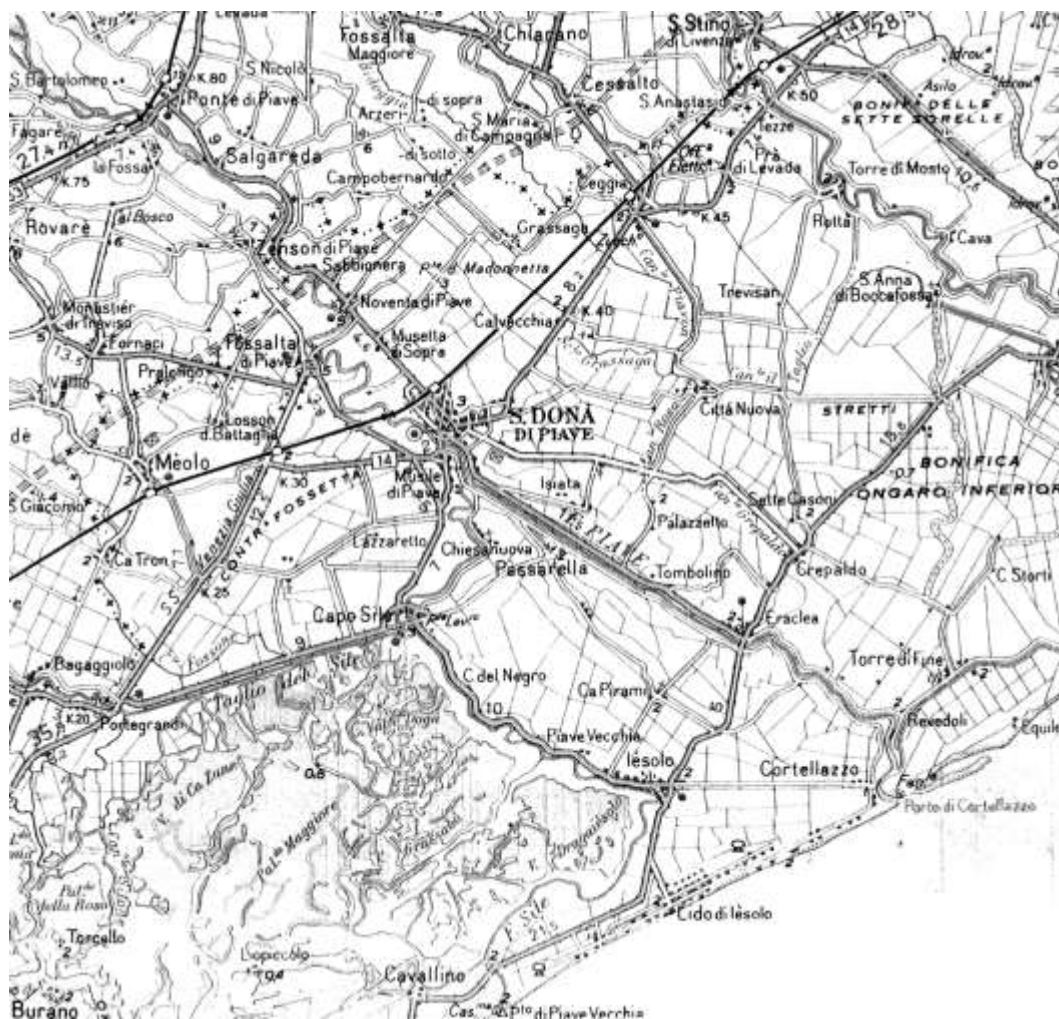


Figura 15. Il fiume Piave a valle di Ponte di Piave

La constatazione della brusca riduzione di sezione utile cui è assoggettato il fiume nel tratto terminale aveva spinto già la Commissione De Marchi a valutare l'ipotesi di una sistemazione idraulica del basso corso del Piave.

Nell'ipotesi di totale assenza di azioni di laminazione più a monte, l'intervento si sarebbe potuto concretizzare nella rettifica del tratto tortuoso dell'alveo da Zenson a San Donà e nella sagomatura dell'intero corso rettificato da Zenson al Porto di Cortellazzo. La possibilità di una trattenuta dei colmi di piena nei serbatoi montani o nelle casse di espansione poteva prefigurare, a detta della commissione, una sostanziale capacità dell'alveo a contenere i livelli idrometrici, pur con qualche miglioramento consistente in:

- rafforzamenti, rialzi e ringrossi di alcuni tratti d'argine;
- la costruzione di scogliere in roccia ed altre opere di protezione di sponda;
- piccole rettifiche e allargamenti della foce al Porto di Cortellazzo.

In anni più recenti l'ipotesi di ricalibratura del tratto terminale è stata oggetto di nuovi studi, soprattutto alla luce delle nuove proposte in ordine agli invasi di laminazione da realizzare nel medio corso, di cui si è già detto.

Uno studio di fattibilità di questo intervento è stato redatto nel 1984: esso prevedeva il risezionamento dell'alveo del Piave da Ponte di Piave fino alla foce per adeguarlo alle portate di piena uscenti dagli invasi di laminazione. Nello studio vennero assunti come dati progettuali le portate di 3100, 3300, 3500, 3700 e 4600 m<sup>3</sup>/s.

L'Autorità di bacino ha ritenuto di valutare, a livello di fattibilità, l'esecuzione di interventi di ricalibratura del basso corso, nella consapevolezza che la verifica delle possibilità di aumento della capacità di portata del Piave nella tratta terminale rappresenta l'elemento essenziale su cui basare il dimensionamento degli invasi di laminazione ipotizzati a monte.

Usualmente si ritiene che i provvedimenti relativi all'aumento della capacità di portata riguardino solo il tronco finale canalizzato tra S. Donà e il mare, per una lunghezza di circa 19 km; in realtà l'eventuale ricalibratura dovrebbe interessare tutta la tratta valliva a valle di Zenson, per una lunghezza complessiva di circa 35 km. La significatività del tronco canalizzato tra S. Donà ed il mare risiede nei limiti di tipo urbanistico che vengono qui imposti e che di fatto condizionano anche la ricalibratura e dunque la capacità di portata a monte.

Vi sono poi ulteriori limiti e problematiche di varia natura da considerare oltre agli aspetti di natura urbanistica; essi riguardano:

- la conservatività dell'alveo (stato di equilibrio tra apporto e capacità di trasporto dei sedimenti);
- la conservatività dell'apparato di foce e dei litorali adiacenti ed i connessi aspetti relativi alla risalita del cuneo salino;
- i fenomeni relativi all'erosione della barra di foce negli stati di piena.

La conservatività dell'alveo, e cioè lo stato di equilibrio tra apporto dei sedimenti e capacità di trasporto dei medesimi, appare come la condizione più difficile da soddisfare, essendosi dimostrata una tendenza all'interrimento dell'alveo nel tratto tra Eraclea e la foce. Ne consegue che non può essere prevista alcuna ricalibratura con aumento di sezione senza un proporzionato esercizio di dragaggio.

Nell'ambito di uno specifico studio promosso dall'Autorità di bacino sono state considerate a livello di fattibilità alcuni interventi di "rimodellamento" del tratto terminale del fiume Piave, per conseguire un sensibile incremento della capacità di portata.

Tre sono le possibili soluzioni emerse:

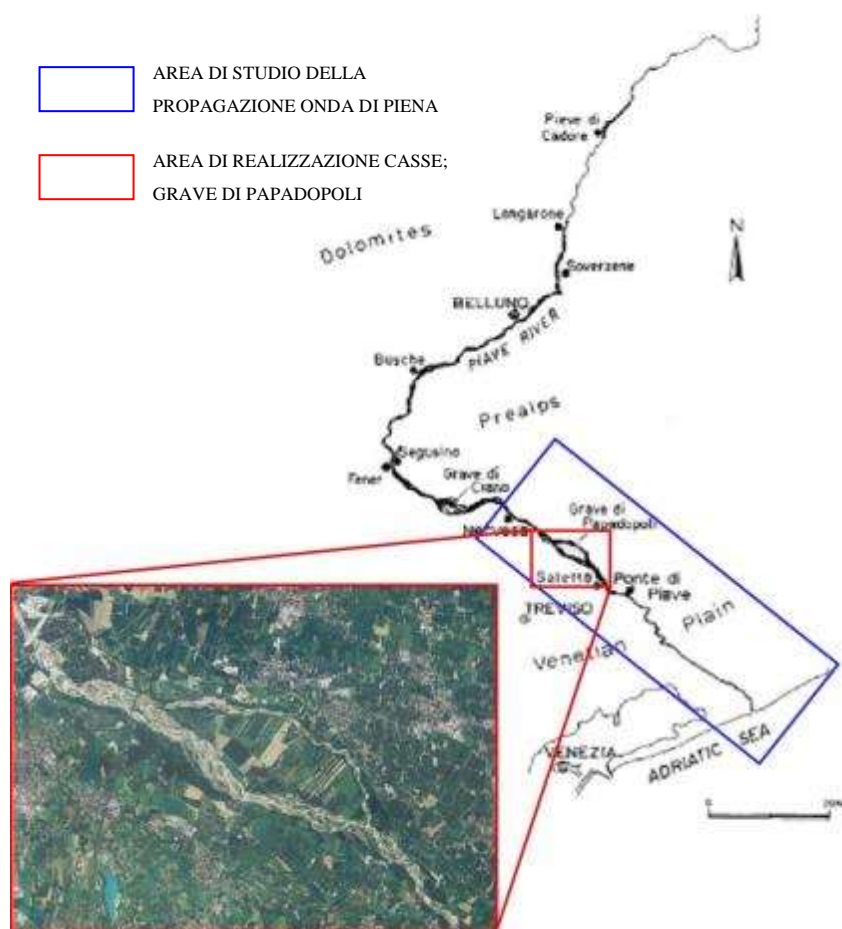
- la prima prevede un incremento della capacità di portata mediante pareggiamento degli argini e omogeneizzazione delle sezioni ed il successivo progressivo allargamento dell'alveo nel tratto tra S. Donà ed il mare;
- la seconda prevede l'incremento della capacità di portata con il solo progressivo sovrizzo degli argini nel tratto tra S. Donà ed il mare;
- la terza prevede l'incremento della capacità di portata mediante intervento di ricalibratura con allargamento dell'alveo e combinato sovrizzo arginale; in particolare è stata verificata la capacità di portata ottenibile con un allargamento dell'alveo tra S. Donà ed il mare che preveda ributti arginali solo a valle di Eraclea e sovrizzi arginali compatibili con le restrittive condizioni urbanistiche. Si sono successivamente valutati i benefici di una ricalibratura dell'alveo anche a monte di S. Donà, fino all'abitato di Zenson, dove ha inizio propriamente l'alveo di pianura.

Considerati gli interventi proposti, al fine di ottenere la riduzione della piena, recenti studi condotti dai ricercatori dell'Università di Padova hanno dimostrato che l'alveo del fiume Piave nella configurazione attuale può far transitare a valle una portata massima di 3000 m<sup>3</sup>/s senza dare luogo ad esondazioni, anziché 3100 m<sup>3</sup>/s individuata dalla Commissione De Marchi.



#### 4. **Analisi critica dell'area di progetto da un punto di vista geomorfologico e idrogeologico**

La propagazione dell'onda di piena viene studiata in questo elaborato a partire da Nervesa della Battaglia fino ad arrivare alla foce. La realizzazione delle casse di espansione per la mitigazione della pericolosità idraulica è prevista invece in località Grave di Papadopoli (*Figura 16*). In particolare, in questo capitolo, verranno descritte le caratteristiche geologiche dell'area in esame, in modo tale da poter comprendere al meglio che impatto potrebbe causare la realizzazione di queste opere, soprattutto a livello geomorfologico e idrogeologico.



*Figura 16. Area di studio e particolare delle Grave di Papadopoli.*

#### 4.1. Inquadramento tettonico dell'alta pianura trevigiana

A scala regionale, l'area in esame appartiene strutturalmente al fronte Prealpino delle Alpi Meridionali, all'interno del quale rappresenta il fronte Plio-Quaternario della catena Sudalpina Orientale (Figura 17). Nel dominio tettonico considerato, le rocce presenti sono interessate da alcune strutture attive, sia di tipo areale che lineare, che coinvolgono fondamentalmente il basamento prequaternario, per cui nella zona di pianura risultano sepolte al di sotto del materasso alluvionale (faglie cieche).

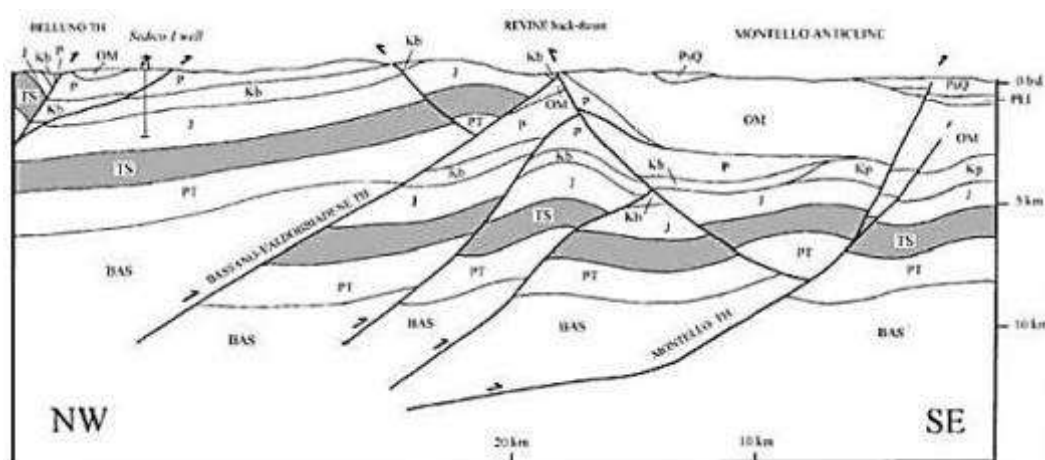


Figura 17. Sezione geologica attraverso il margine meridionale delle Alpi Meridionali orientali nell'area del Montello (da Fantoni et al., 2001). Legenda: PsQ: Pliocene sup.-Quaternario; PLI: Oligo-Miocene; P: Paleocene; Kb: Cretaceo (bacino); Kp: Cretaceo (piattaforma); J: Giurassico; TS: Trias superiore; PT: Permo-Trias; BAS: Basamento magnetico.

In termini areali, la zona di pianura nei dintorni del colle del Montello è caratterizzata da una fase di sollevamento relativo, successiva ad una di abbassamento (vedi AA. VV. "Modello sismotettonico dell'Italia Nord Orientale", C.N.R., Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Rendiconto N° 1, Trieste, 1987).

In grande, il movimento in atto è caratterizzato (Figura 18) dall'accavallamento del fronte sudalpino sull'avampaese padano-adriatico, in pratica da un forte

movimento di compressione tra quanto a S dei primi rilievi e l'area che li comprende.

Risultato dei movimenti sopra descritti in atto è la sismicità del Veneto Orientale e dell'area della zona del Montello.

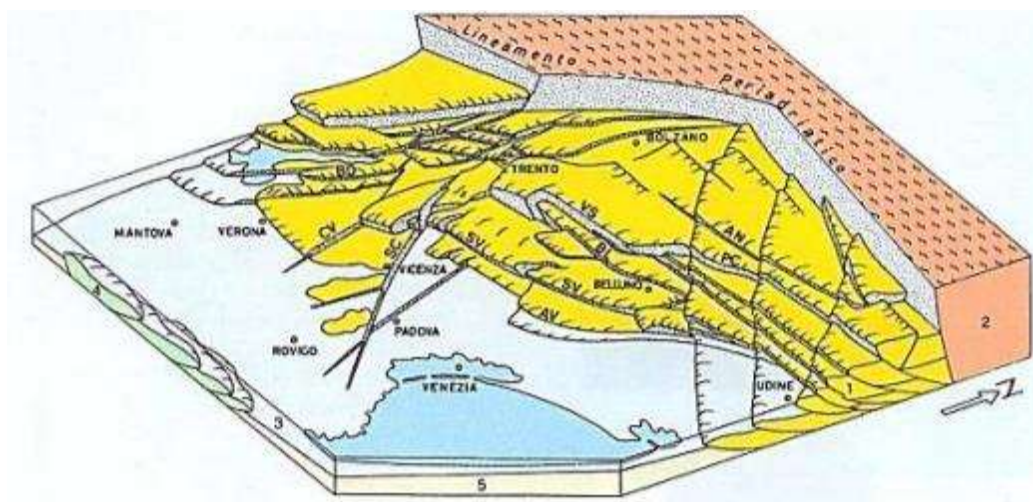


Figura 18. Visione tridimensionale delle principali deformazioni Alpine: AN, Linea dell'Antelao; AV, Linea di Aviano; BD, Faglia del M. Baldo; BL, Linea di Belluno; CV, Faglia Schio di Castelfero; FP, Fronte delle Catena Appenninica; PC, Linea di Pieve di Cadore; SC, Faglia Schio-Vicenza; SV, Sovrascorrimento Schio-Valdobbiadene ("Flessura pedemontana").

#### **4.2. Evoluzione geomorfologica del basso corso del fiume Piave**

L'evoluzione del Piave durante il secolo scorso è stata analizzata sulla base degli studi condotti da *Surian et al.*, (2009) e *Surian (1999)*, nei quali gli autori si sono avvalsi di dati idrologici disponibili e reperendo informazioni storiche sulla morfologia dell'alveo, assieme a mappe e fotografie aeree (Castiglioni e Pellegrini, 1981; Bravard e Bethemont, 1989; Hooke e Redmond, 1989; Castaldini e Piacente, 1995). Inoltre, sono disponibili le registrazioni degli interventi antropici nel sistema fluviale.

La valutazione dell'evoluzione geomorfologica del basso corso del fiume Piave riguarda in modo particolare il tratto di fiume che va da Longarone a Ponte di Piave (Figura 19).

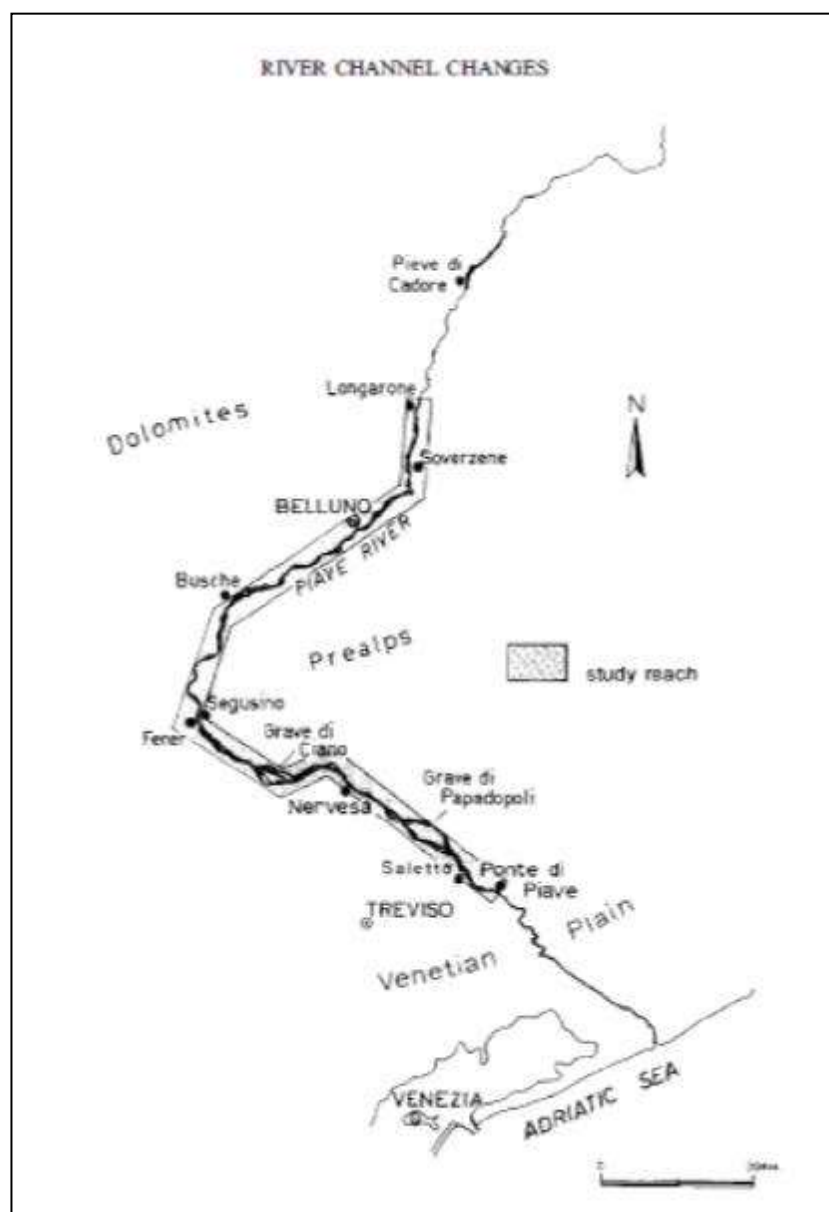


Figura 19. Inquadramento geografico del fiume Piave e aree di studio (Surian, 1999, modificata).

In numerosi casi di studio, gli interventi antropici hanno fortemente alterato la naturale dinamica dei fiumi, specialmente negli ultimi decenni. La costruzione di

dighe e bacini per generare energia idroelettrica, la regimazione dei flussi e le cave di ghiaia hanno costituito le principali forme di intervento nei sistemi fluviali e sono la causa di sostanziali cambiamenti del regime dei deflussi e del trasporto solido. In particolare, il flusso naturale del fiume è stato modificato durante gli ultimi 70 anni e maggiormente negli ultimi 40. Tra il 1930 e gli inizi degli anni '60, infatti, molte dighe furono costruite nel bacino del Piave e dei suoi affluenti (Tabella 9).

River	Dam	Drainage area upstream from dam (km <sup>2</sup> )	Year of dam closure
Tesa Creek – Rai River	S. Croce	136	1929
Piave River	Soverzene	1690	1929
Ansel Creek	S. Caterina	255	1931
Piave River	Comelico	362	1931
Cordevole Creek	Ghirlo	419	1939
Piave River	Pieve di Cadore	818	1949
Boite Creek	Valle di Cadore	380	1950
Gallina Creek	Val Gallina	14	1951
Caorane Creek	La Stua	28	1954
Maè Creek	Pontesei	151	1955
Boite Creek	Vodo	323	1958
Vajont Creek	Vajont	62	1958
Piave River	Busche	3174	1960
Mis Creek	Mis	108	1964

Tabella 9. Dighe costruite sul fiume Piave e nei suoi affluenti. Notare che nell'elenco sono inclusi due sbarramenti fluviali (Soverzene e busche) (dati provenienti da SADE, 1960; ENEL, 1991, 1993).

Oltre alla riduzione del tasso di sedimentazione dovuto all'intrappolamento del sedimento ad opera delle dighe, viene considerato anche un altro fenomeno molto importante: le cave di ghiaia. L'intensa attività di escavazione di sedimento è iniziata a partire dagli anni '60 e ha interessato sia il fiume Piave che i suoi affluenti. In generale, non sono disponibili i volumi effettivamente estratti dagli alvei, ma alcuni dati esistono riguardo particolari anni e periodi. Ufficialmente, 170'000 m<sup>3</sup> di sedimenti furono scavati a monte di Fener e del suo principale affluente (Cordevole) nel 1973, ma questo valore sembra essere sottostimato (Susin, 1975).

Nel 1993 e 1995 i volumi scavati nel fiume Piave a monte di Fener e nei suoi affluenti erano rispettivamente di 303'000 m<sup>3</sup> e 348'000 m<sup>3</sup>. Altro dato importante è quello relativo al tratto di alveo tra Fener e Nervesa, che registra un volume di

339'000 m<sup>3</sup> di sedimenti rimossi a partire dal 1990 fino al 1996 (D'Alpaos e Dal Prà, 1996).

Altri effetti diretti sulla morfologia sono causati dalle opere di difesa del corso d'acqua, che in sostanza sono delle strutture costruite per molteplici varietà di scopi. Nel tratto tra Longarone e Nervesa, come prima protezione, sono state costruite delle strutture dopo le piene del 1926 e 1928 (Vollo, 1942). Queste strutture sono state progettate creando una fascia di 300 m di larghezza all'interno della quale il fiume era libero di spostarsi lateralmente (Vollo, 1942). Da allora sono stati costruite molte difese di sponda e argini, costringendo il fiume a mantenere un alveo stretto e poco meandriforme, riducendo così l'erosione e dando l'opportunità di coltivare larghe aree abbandonate dal fiume.

Nel 1973 la lunghezza totale delle arginature tra Soverzene e Fener era di 19 km (Susin, 1975).

Il risultato di queste opere di difesa spondale è che attualmente il fiume può ancora muoversi lateralmente, anche se la larghezza disponibile è minore rispetto ad alcuni decenni fa. Solo per brevi tratti, per esempio in prossimità degli abitati di Longarone e Belluno, il fiume è canalizzato in un unico corso d'acqua, mantenuto "fisso" da strutture continue. Nella parte inferiore dell'area considerata, tra Nervesa e Ponte di Piave, il fiume è diventato progressivamente più canalizzato attraverso la costruzione di argini necessari per prevenire le inondazioni della pianura densamente popolata più a valle. Tuttavia, queste opere mantengono ancora una larghezza significativa dell'alveo (diverse centinaia di metri o più).

La configurazione morfologica del fiume Piave in località Grave di Ciano è illustrata nelle figure che seguono (*Figura 20*).

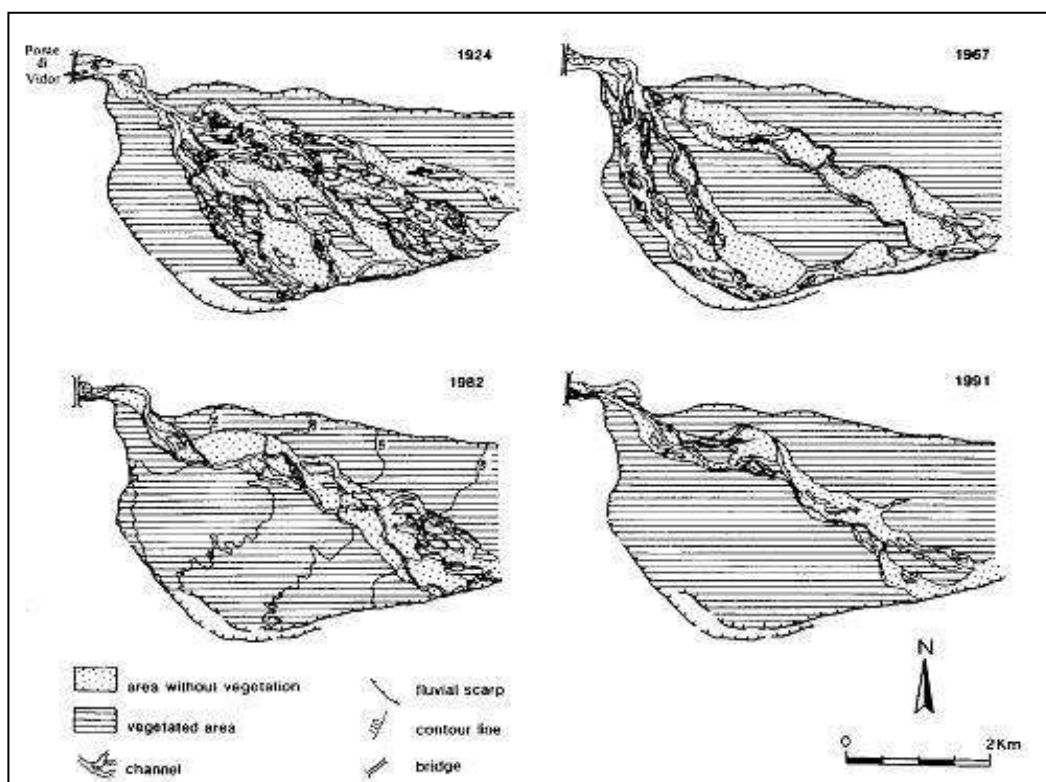


Figura 20. Disegno in pianta sui cambiamenti dell'alveo del fiume Piave in località Grave di Ciano dal 1924 al 1991 (Surian, 1999).

La figura soprastante rappresenta il fiume in corrispondenza delle Grave di Ciano in un arco temporale che comprende gli ultimi 70 anni. Il fiume è contenuto da terrazzi che vanno dai 6 ai 15 m di altezza, i quali delimitano una pianura (fascia di potenziale divagazione) che va dai 2 ai 3 km di larghezza. Nel 1924 il fiume occupava una notevole porzione di area tra i due terrazzi e l'alveo era caratterizzato dalla presenza di numerosi canali (elevato grado d'intrecciamento). Nel 1967 una larga isola vegetata si era formata nella porzione intermedia del letto del fiume, dividendo il flusso delle acque in due rami principali. Recenti immagini (1982 e 1991) mostrano che il ramo destro del corso d'acqua è stato abbandonato e il fiume, essendo molto più stretto rispetto al passato, scorre solo nel ramo sinistro.

Il secondo esempio riguarda il tratto più a valle (Figura 21). Qui, il fiume ha inciso leggermente la pianura alluvionale e sono state costruite opere di difesa (pennelli) allo scopo di mitigare e controllare l'erosione laterale.

Più a valle il fiume cambia la sua forma e passa da tipo braided a meandriforme diventando molto più stretto.

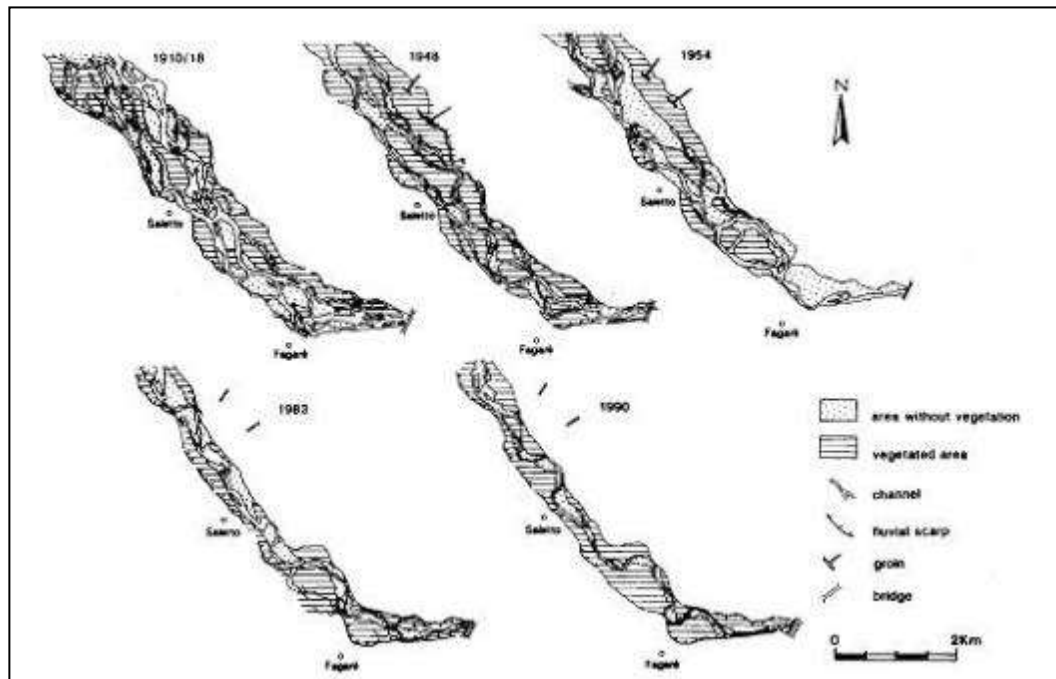


Figura 21. Disegno in pianta sui cambiamenti del fiume Piave in località Saletto di Breda durante il periodo che va dal 1910/18 fino al 1990 (Surian, 1999).

Alle Grave di Ciano, la sequenza di immagini mostra che si sono verificati importanti cambiamenti dell'alveo nel corso degli ultimi 80 anni. La tendenza generale per l'alveo è quella di ridursi e diventare meno intrecciato, ma un cambiamento può essere rilevato specialmente nelle ultime due date (1983 e 1990). In modo particolare nel tratto a valle di Saletto, dove il fiume tende a formare un unico canale sinuoso. Questa configurazione può essere definita come "wandering", cioè rappresenta una configurazione intermedia o di transizione tra braided e meandriforme (Chiesa, 1983; Ferguson e Werritty, 1983; Billi, 1988; Alabyan e Chalov, 1998).

Un altro aspetto importante dal punto di vista della geomorfologia fluviale è la larghezza di canale. Essa è un parametro caratteristico poiché varia in risposta del regime di flusso delle acque e può cambiare in tempi relativamente rapidi, specialmente in un letto costituito da ghiaie e da sponde facilmente erodibili. La



larghezza del fiume Piave è generalmente libera di adattarsi al regime dei flussi eccetto quando essi sono controllati da topografia e geologia.

All'inizio del XX secolo la larghezza media dell'alveo ha subito una riduzione del 78% rispetto al suo valore iniziale, ed ha continuato a diminuire, anche se più lentamente, fino al 1960, dove troviamo una riduzione del 74% del valore iniziale. Tuttavia, la rapida riduzione si è verificata negli ultimi 30 anni, con conseguenti larghezze che sono diventate pari a solo il 48% e 35% del valore iniziale, rispettivamente nel 1980/1983 e nel 1990/1991 (*Tabella 10*).

Reach	Reach length (km)	Number of transects	Channel width (m)				
			1894-1910	1910-1927	1954-1967	1980-1983	1990-1991
Longarone-Soverzene	8.8	8	635	455 (72%)	420 (66%)	320 (50%)	245 (39%)
Soverzene-Busche	34.8	31	555	445 (80%)	365 (66%)	275 (50%)	195 (35%)
Busche-Fener	19.0	20	465	380 (82%)	330 (71%)	215 (46%)	195 (42%)
Fener-Nervesa	24.7	16	-	775	635 (82%)	355 (46%)	235 (30%)
Nervesa-Ponte di Piave	22.5	19	840	-	695 (83%)	385 (46%)	260 (31%)
Longarone-Ponte di Piave	109.8	94	625	515 (78%)	490 (74%)	310 (48%)	225 (35%)

*Tabella 10. Larghezza del fiume Piave tra Longarone e Ponte di Piave e in 5 sub-aree di studio, in 5 diversi periodi di tempo. I valori in parentesi indicano la percentuale riferita alla larghezza iniziale del canale in date differenti (1894-1910, per il tratto Fener-Nervesa, 1910-1927).*

Tuttavia, anche se l'andamento della larghezza del fiume è sempre andato diminuendo fino a circa la fine degli anni novanta, solo dagli inizi del nuovo secolo si sono potuti notare dei cambiamenti in positivo. In pratica, l'alveo del fiume Piave ha mostrato un'inversione dei processi a partire dai primi anni duemila fino ai giorni nostri aumentando la propria larghezza (*Figura 22*).

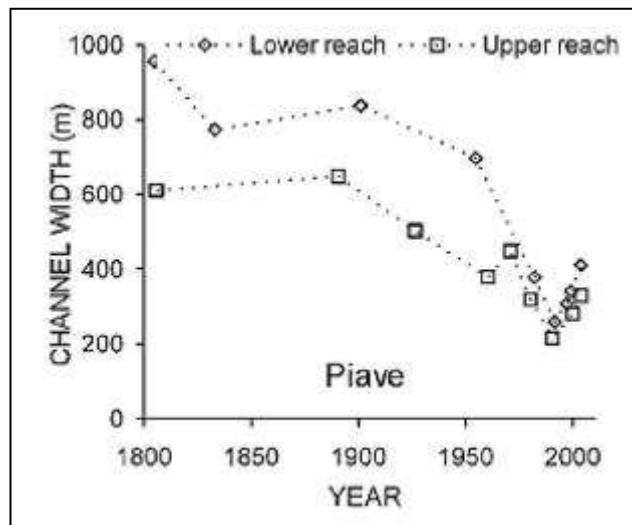


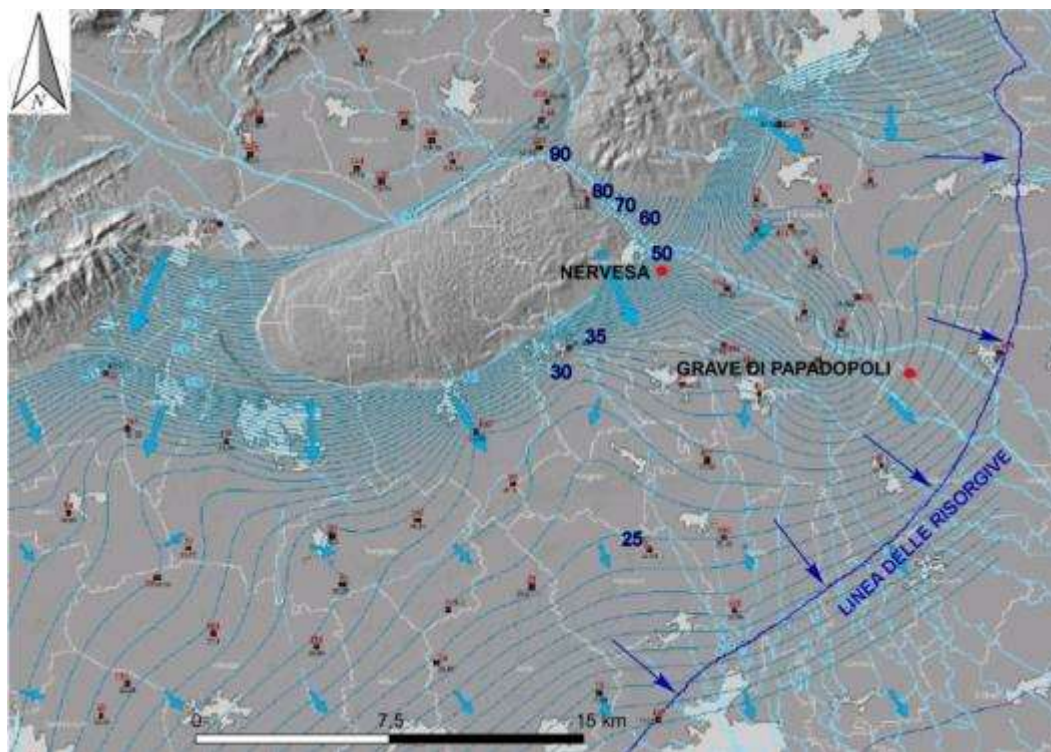
Figura 22. Evoluzione della larghezza del fiume Piave negli ultimi 200 anni.  
 Upper reach: Ponte nelle Alpi-Busche; Lower reach; Nervesa-Ponte di Piave  
 (da Surian et al., 2009).

Anche il letto si è fortemente abbassato negli ultimi due secoli, sia a causa della costruzione di opere che trattengono il sedimento, sia a causa dell'escavazione di ghiaia. L'analisi storica indica che la morfologia dell'alveo del fiume Piave si è adattata ai cambiamenti del tasso di sedimentazione in tempi relativamente rapidi, in condizione di portata normale, piuttosto che in condizioni estreme di grandi inondazioni.

La prospettiva fornita da studi fatti (Surian, 1999) è di fondamentale importanza sia per la comprensione delle dinamiche del canale al giorno d'oggi, sia per prevederne una evoluzione futura. Infatti, questo sistema fluviale mostra un breve tempo di reazione, ma un tempo di rilassamento assai più lungo. Questo è evidente perché ha mostrato una risposta al cambiamento quasi istantanea in seguito agli interventi antropici avvenuti intorno agli anni '50. Attualmente si sta ancora adattando al flusso imposto all'epoca e dopo vari decenni non ha ancora raggiunto un nuovo stato di equilibrio.

### **4.3. Inquadramento idrogeologico della pianura trevigiana**

Nel sottosuolo della zona di pianura, a S dei rilievi collinari, all'interno del materasso alluvionale ghiaioso è presente un acquifero a superficie libera. Come si può notare nella figura sottostante (*Figura 23*), l'andamento delle curve isofreatiche è da ritenersi orientativo, in quanto vi sono notevoli oscillazioni della falda, maggiori verso l'asse disperdente del Piave, anche di una ventina di metri.



*Figura 23. Isofreatica dell'alta pianura del Piave, Ottobre 2004. Fonte ARPAV – Osservatorio Acque Interne e Dipartimento Provinciale di Treviso.*

In pratica, il livello freatico rispecchia l'andamento del regime del fiume: ad ogni sua fase di piena o magra corrisponde un'identica fase nella falda. A tal proposito si riporta la carta idrogeologica durante l'evento siccitoso del 2003 (*Figura 24*).

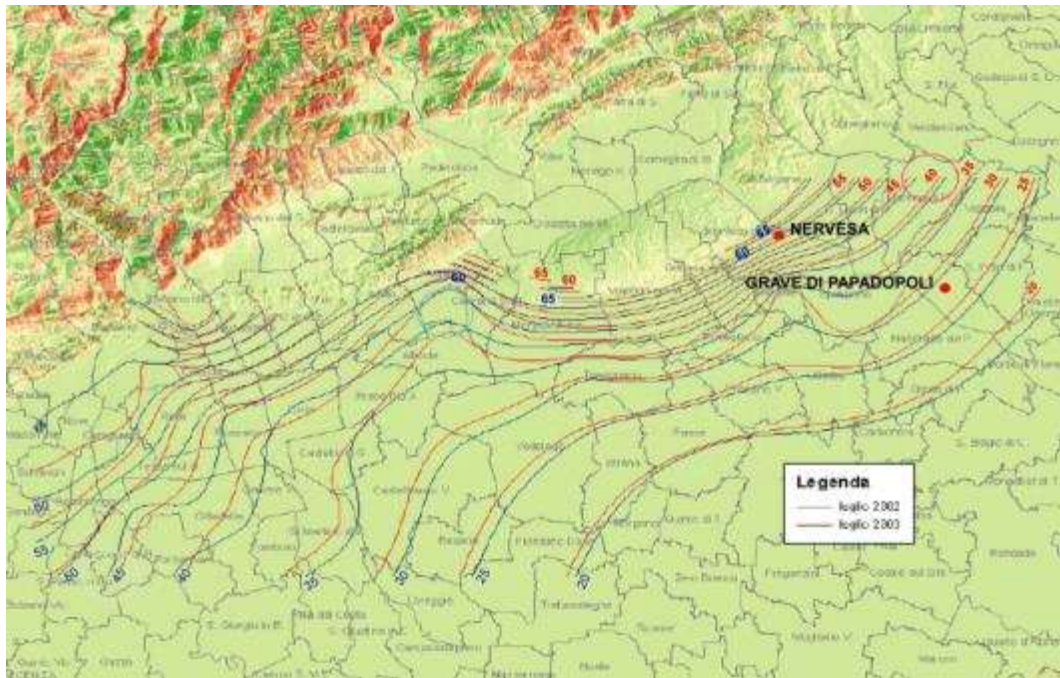


Figura 24. Evento siccitoso dell'estate 2003. Fonte ARPAV – Osservatorio Acque Interne e Dipartimento Provinciale di Treviso.

Le curve isofreatiche sono utilizzate per diverse valutazioni sulle caratteristiche del moto idrico in falda e in particolare per l'individuazione delle sue direzioni di deflusso. In generale, si può notare come l'acquifero sia alimentato dalle dispersioni del Piave fino ad arrivare all'altezza delle Grave di Papadopoli, dove è presente un'inversione di tendenza.

La soggiacenza della falda, intesa come la differenza tra la quota del piano campagna e la superficie della falda, è minima (0÷2 m) solo lungo il greto del fiume Piave nei pressi della stretta di Nervesa. Aree con soggiacenza tra 2 e 5 m si trovano ancora lungo il greto del Piave e nella zona alluvionale di Crevada (a Est rispetto a Nervesa). Le zone con profondità della falda tra 5 e 10 m si rinvengono in tutta la fascia pedecollinare.

Dal momento che le caratteristiche idrogeologiche sono strettamente legate alla situazione litologica e morfologica, come per le altre carte tematiche, anche per questa, nel territorio studiato, si riconoscono situazioni differenti schematizzabili come di seguito riportato:

### **Zona collinare**

La fascia dei rilievi collinari è caratterizzata da una circolazione idrica prevalentemente superficiale; la circolazione profonda, che sicuramente è presente entro l'ammasso roccioso come testimoniano le numerose sorgenti rilevate, avviene principalmente attraverso le fratture, in maniera più estesa all'interno della frazione conglomeratica, in maniera assai più esigua o nulla entro le lenti marnose argillose.

### **La pianura**

Osservando la carta idrogeologica (*Figura 23*), si può notare come le acque di dispersione ed infiltrazione individuino un grosso asse di drenaggio in direzione SE.

La profondità del pelo libero della falda superficiale aumenta gradualmente verso SE; in buona parte della fascia di pianura si colloca a profondità maggiore dei 10 m. In quote assolute il livello freatico si colloca tra i 35 ed i 60-70 m s.l.m.. In questa fascia l'acquifero ha grossa produttività, grazie alla natura incoerente e grossolana dei sedimenti serbatoio.

Per quanto riguarda i gradienti essi assumono valori massimi, attorno allo 0,7-0,8% nella fascia più vicina al fiume Piave mentre si attenuano rapidamente, fino a valori del 0,15% andando verso oriente. L'alimentazione della falda, oltre all'infiltrazione diretta dalla superficie topografica ed alle dispersioni in alveo dei corsi d'acqua costituenti la rete idrografica principale (in primis il Piave), avviene anche grazie all'irrigazione per scorrimento, alle perdite dai canali di irrigazione non impermeabilizzati.

Osservazioni e misure effettuate sul livello piezometrico indicano piene tardo estive e magre concentrate nel periodo tardo autunno-inverno. Il regime è abbastanza variabile ed è da ritenersi connesso in maniera diretta con le piene e le morbide del fiume Piave.

Il livello della falda freatica è connesso con l'entità degli afflussi e dei deflussi, che possono variare nel medio e lungo periodo.

#### **4.3.1. Analisi idrogeologica alle Grave di Papadopoli**

Un primo studio idrogeologico dell'area presa in considerazione è stato fatto confrontando le carte delle isofreatiche realizzate in passato fino all'anno 1984 con quelle più recenti del 2002 o 2004, valutando l'oscillazione della falda negli anni.

In un secondo momento è stata osservata l'interazione falda-fiume, cioè i profili longitudinali del thalweg e della falda, con particolare riferimento alla soggiacenza della falda e della sua emersione.

La sovrapposizione delle carte idrogeologiche ha portato ai seguenti risultati (Figura 25).

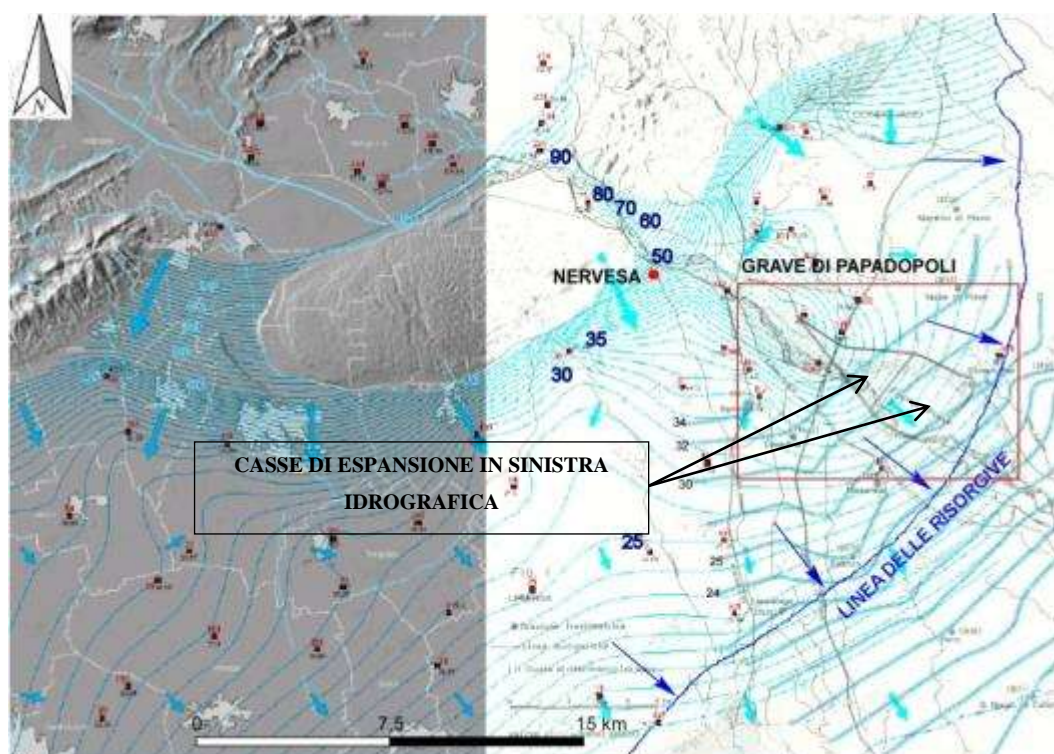
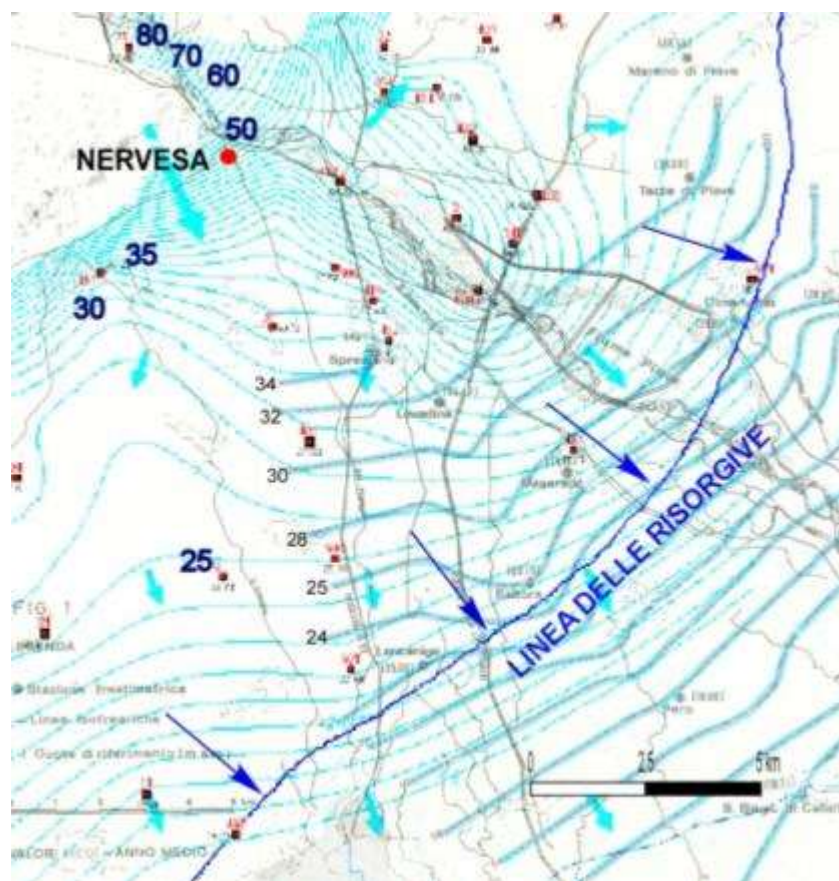


Figura 25. Sovrapposizione carte idrogeologiche. Le quote in blu corrispondono alle isofreatiche dell'alta pianura del Piave, Ottobre 2004. Fonte ARPAV – Osservatorio Acque Interne e Dipartimento Provinciale di Treviso; Le quote in nero corrispondono alle isofreatiche dei valori medi anno medio in allegato al progetto dell'Ing. Susin (1984).

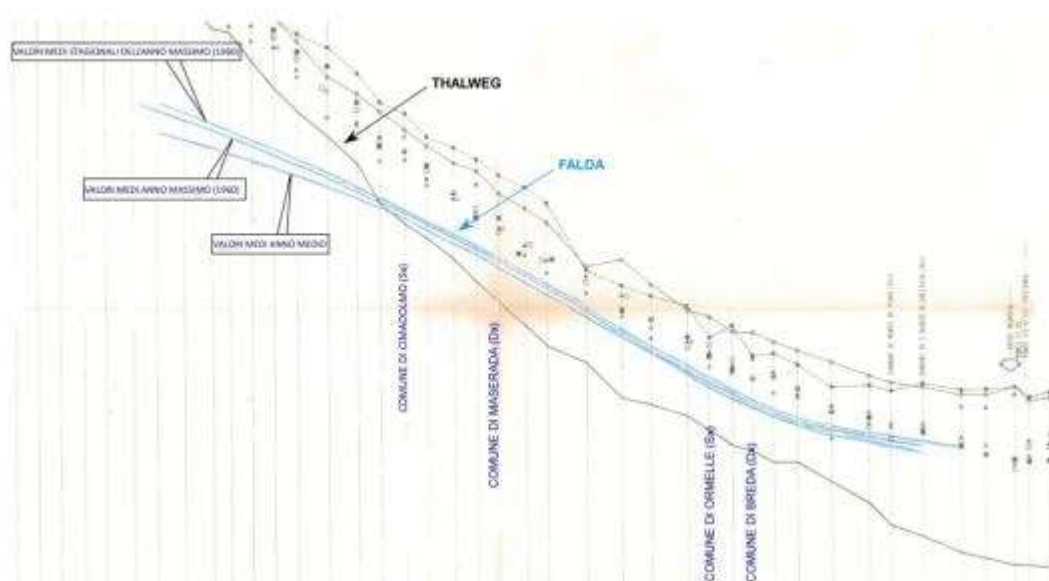
In maggior dettaglio, guardando la *Figura 26* si può notare come l'andamento delle isofreatiche relative al valore medio fino all'anno 1984 e delle isofreatiche dell'anno 2004 sia cambiato nel corso del tempo. Fino all'anno 1984 le quote della falda erano superiori a quelle registrate nel 2004 e tale differenza si accentua andando verso monte. Ad esempio, prendendo come riferimento la isofreatica a quota 29 m s.m. del 2004 si nota come questa incontra la isofreatica a quota 34 m s.m. della carta in allegato al progetto, evidenziando una differenza di 5 m. Andando verso valle invece la differenza si assottiglia, come evidente dalla isofreatica a quota 25 m s.m. del 2004 che interseca l'isofreatica 26 m s.m. del progetto mostrando una differenza di 1m.



*Figura 26. Particolare della sovrapposizione isofreatiche in località Grave di Papadopoli.*

Per quanto riguarda l'interazione falda-fiume, dal confronto dei profili longitudinali in allegato al progetto (*Figura 27*) si nota come il thalweg del fiume Piave interagisca con la falda. L'emersione della falda si nota infatti in prossimità del comune di Cimadolmo, che è il comune situato in sinistra idrografica nelle immediate vicinanze alle casse di espansione con quota del thalweg di 25,6 m s.m. e quota falda, guardando la figura sopra riportata, di 28 m s.m.. Infatti, in questa località è presente la linea delle risorgive.

Nel 2004 invece, la linea delle risorgive sembra essersi spostata più a Sud. Dal profilo sottostante sembra che l'emersione della falda sia a Nord del Comune, contrariamente a quanto si può notare in *Figura 26* dove l'emersione è presente più a Sud. Si può osservare, inoltre, che la distanza tra l'affioramento della falda e l'argine della cassa è di poco inferiore a 500 m.



*Figura 27. Profili longitudinali del basso corso del fiume Piave. Allegato del progetto dell'Ing. Susin (1984, modificato).*

Da quanto emerso possiamo dire, in conclusione, che rispetto al passato la falda ha subito una evoluzione e si è abbassata nell'ordine di qualche metro. Tale abbassamento è maggiore a monte e diminuisce verso valle. Lo spostamento della linea delle risorgive più a Sud è in pieno accordo con la migrazione a monte della falda freatica e si presume che questa migrazione eviti l'interazione con l'argine



di valle della cassa. Tuttavia, la valutazione è stata fatta in un contesto a casse vuote, sicuramente in caso di invaso d'acqua all'interno delle casse la falda subirebbe un incremento di livello rispetto alle condizioni iniziali dovuto ad uno scambio idrico invaso-falda. Si può considerare, inoltre, che la realizzazione dell'opera potrebbe interrompere l'alimentazione della falda in sinistra idrografica, senza invaso, costringendo le isofreatiche a spostarsi ulteriormente a Nord. Questo potrebbe causare il mancato rifornimento idrico ai comuni posti nelle vicinanze come avvenne negli anni '80-'90 quando il ramo sinistro del corso d'acqua nelle Grave di Papadopoli si disattivò. Le considerazioni fatte sono a carattere preliminare e sono basate sulla sola osservazione delle carte idrogeologiche a disposizione e non su dati sperimentali svolti in questo elaborato.

## **5. 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, purché le equazioni del moto siano opportunamente adattate e la modellazione delle aree destinate ad essere sommerse sia condotta tenendo conto degli effetti non trascurabili che le diverse strutture presenti sul terreno esercitano sulla propagazione dei fronti di allagamento.

Ciò premesso, nell'allestimento del modello propagatorio del 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.

### **5.1. Il modello bidimensionale**

#### **5.1.2. Equazioni bidimensionali del moto**

Il modello matematico, ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici (D'Alpaos e Defina, 1993; D'Alpaos et al., 1994; D'Alpaos e Defina, 1995; Defina, 2000; D'Alpaos e Martini, 2003; D'Alpaos et al., 2003; D'Alpaos e Defina, 2007) e che ha trovato in questi anni altrettante numerose applicazioni, si basa sulla soluzione delle equazioni di De Saint Venant, che, come noto, descrivono il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera nelle ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni, di velocità uniformemente distribuite lungo la verticale e di fondo 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:

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q_x^2}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q_x q_y}{Y} \right) - \left( \frac{\partial R_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{\tau_{wx}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q_x q_y}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q_y^2}{Y} \right) - \left( \frac{\partial R_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial R_{yy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{\tau_{wy}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \quad (1.1)$$

nelle quali h indica la quota della superficie libera, x e y sono le ascisse spaziali orizzontali correnti, g è l'accelerazione di gravità, ρ è la densità del fluido, t è il tempo, q è la velocità integrata sulla verticale con componenti q<sub>x</sub> e q<sub>y</sub> secondo le due direzioni orizzontali, R<sub>ij</sub> sono gli sforzi turbolenti (o di Reynolds) nel piano orizzontale in cui i e j indicano le direzioni x o y, T<sub>b</sub> = (T<sub>bx</sub>; T<sub>by</sub>) è lo sforzo tangenziale al fondo espresso dall'equazione (1.2) e T<sub>w</sub> = (T<sub>wx</sub>; T<sub>wy</sub>) è lo sforzo prodotto dall'azione del vento sulla superficie libera espresso dall'equazione (1.3).

$$\frac{\tau_b}{\rho} = gY \left( \frac{|\mathbf{q}|}{k_S^2 H^{10/3}} \right) \mathbf{q} \quad (1.2)$$

$$\tau_w = \rho_a c_d U_{wind}^2 \quad (1.3)$$

Nelle equazioni (1.2) e (1.3) sono indicati con k<sub>S</sub> il coefficiente di scabrezza secondo Strickler, con U<sub>wind</sub> la velocità del vento e con c<sub>d</sub> il coefficiente di resistenza, espresso nel modello mediante la relazione semiempirica:

$$c_d = c_{d0} (1 - e^{-\varepsilon_w U_{wind}}) \quad (1.4)$$

in cui c<sub>d0</sub> e ε<sub>w</sub> sono costanti scelte opportunamente.

I termini η, Y e H che compaiono nelle equazioni (1.1)-(1.2), 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.

## **5.2. 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 in precedenza consiste nell'introduzione di due parametri,  $\eta$  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. 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

verifichino 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  $h_f$  assunta come quota dell'elemento stesso (*Figura 28*).

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

$$\varphi(\mathbf{x}) = \begin{cases} 1 & z > h_f \\ 0 & z \leq h_f \end{cases} \quad (1.5)$$

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

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

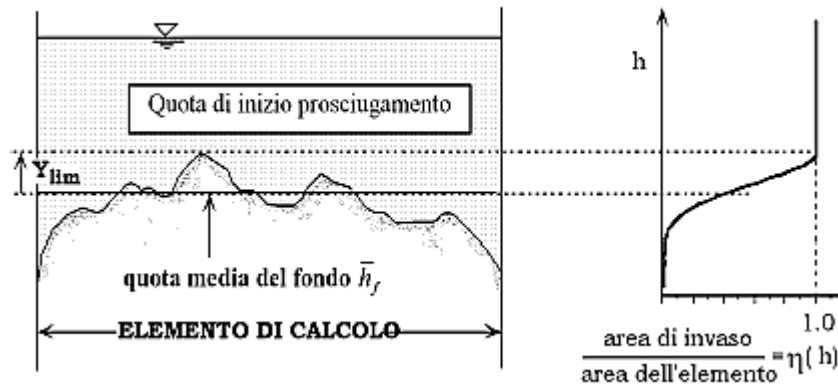


Figura 28. Percentuale di area bagnata in funzione della quota della superficie libera.

$$F(x, t) = \frac{1}{A} \int_A \varphi(x) f(x, t) dA \quad (1.6)$$

essendo A l'area dell'elemento di calcolo.

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

$$\vartheta(x) = \langle \varphi(x) \rangle \quad (1.7)$$

$$\eta = \vartheta(x, y, h) \quad (1.8)$$

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

$$\vartheta(x) = P(h_f \leq z) \quad (1.9)$$

In questo modo  $\delta\vartheta(x) = \delta z$  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:

$$a_r = 2\sigma_b \quad (1.10)$$

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  $\eta$ ,  $Y$  e  $H$  che compaiono nelle equazioni (1.1)-(1.2) sono esprimibili come (Defina, 2000):

$$\eta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{2D}{a_r} \right) \right] \quad (1.11)$$

$$Y = \int_{-\infty}^h \eta dz = a_r \left( \eta \frac{D}{a_r} + \frac{1}{4\sqrt{\pi}} e^{-4(D/a_r)^2} \right) \quad (1.12)$$

$$H \cong Y + 0.27 \sqrt{Y a_r} e^{-2Y/a_r} \quad (1.13)$$

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.

### **5.3. Gli elementi monodimensionali**

#### **5.3.1. 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 e 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 29*, 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 nella quale il canale è egualmente considerato, conglobandone perfino la parte superiore negli adiacenti elementi bidimensionali, che sono estesi fino al suo asse, e 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.



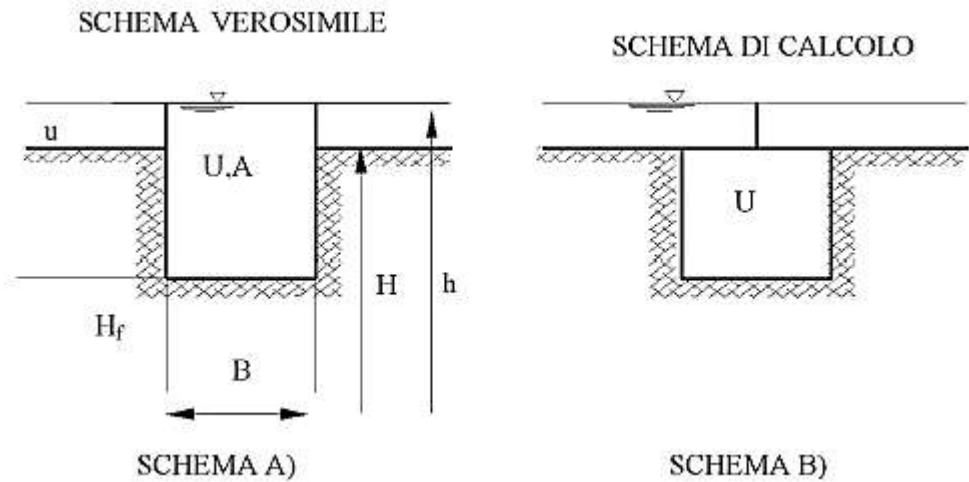


Figura 29. Schema di calcolo dell'elemento monodimensionale "canale".

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:

$$\frac{\partial h}{\partial s} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q|Q|}{k_s^2 R_H^{4/3} A^2} = 0 \quad (1.14)$$

$$\eta(h) \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \quad (1.15)$$

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 unisce lungo gli elementi unidimensionali è già stata considerata nel calcolo degli elementi bidimensionali (*Figura 29*).

In particolare la frazione di portata  $\Delta Q$  coinvolta può essere espressa dalla seguente relazione:

$$\Delta Q = B [Y_L (v_L \cdot s) + Y_R (v_R \cdot s)] / 2 \quad (1.16)$$

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:

$$\left(1 - \frac{\eta_L + \eta_R}{2}\right) B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_a}{\partial s} = 0 \quad (1.17)$$

in cui  $\eta$  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  $\eta_L$  e  $\eta_R$  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.

### **5.3.2. 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 breccie attraverso le quali le acque possono più facilmente e in quantità rilevante lasciare gli alvei principali per alimentare ulteriormente l'onda di sommersione.

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

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

permettono di simulare il funzionamento di paratoie, che possono operare automaticamente comandate dai livelli o dalla direzione del flusso (porte vinciane). Sempre mediante questi elementi speciali è possibile, infine, simulare il funzionamento degli impianti idrovori presenti all'interno del dominio di calcolo. 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 mono dimensionali il funzionamento di un argine e/o di una traversa.

In particolare, ogni tronco speciale connette tra loro due nodi del reticolo bidimensionale (*Figura 30*) 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 31*).

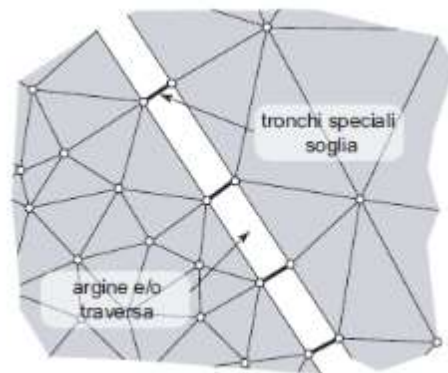


Figura 30. Schema di inserimento dei tronchi speciali soglia.

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

Supponendo di trascurare i carichi cinetici, l'energia specifica a monte e a valle della soglia può essere determinata considerando solamente il carico gravitazionale  $h$ .

In questo caso la portata che sfiora al di sopra della soglia dipende solamente dal coefficiente di portata  $C_q$  della soglia stessa e dalla larghezza  $B$  dello sfioro.

L'efflusso al di sopra della soglia può essere libero oppure rigurgitato (Figura 31). Affinché l'efflusso sia libero il livello liquido a valle deve essere inferiore alla

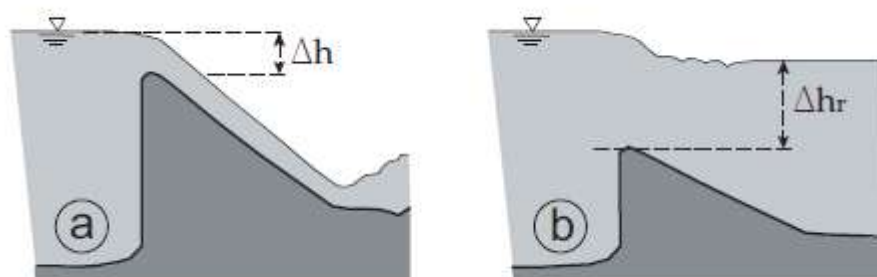


Figura 31. Efflusso al di sopra di una soglia: (a) libero e (b) rigurgitato.

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 31a*), la portata specifica sfiorata è espressa dalla relazione:

$$q_L = C_{qL} B \sqrt{2g} \Delta h^{3/2} \quad (1.18)$$

mentre nel caso di efflusso rigurgitato (*Figura 31b*) la portata specifica si può esprimere come:

$$q_R = C_{qR} B \sqrt{2g} \Delta h \left[ \max(\Delta h_R, 0) + \frac{2}{3} \Delta h \right] \quad (1.19)$$

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.

Altro elemento importante sono le idrovore. Un impianto idrovoro altro non è che una stazione di sollevamento il cui scopo è quello di riprendere le acque raccolte in bacini la cui quota media è sensibilmente inferiore alla quota idrometrica del corpo idrico ricettore ed introdurvele. Il modello, in particolare, prevede la possibilità di inserire nel dominio di calcolo appositi "tronchi speciali idrovora", che permettono di descrivere in maniera estremamente verosimile il funzionamento di questi dispositivi.

In particolare, l'elemento speciale idrovora collega due nodi del dominio, appartenenti indifferentemente alla parte bidimensionale o a quella unidimensionale del reticolo di calcolo. Il tronco è quindi caratterizzato da un nodo di monte  $n_1$  e da un nodo di valle  $n_2$  e il sollevamento avviene dal nodo  $n_1$

verso il nodo  $n_2$ . Ad ogni tronco speciale idrovora corrispondono un numero di pompe equivalente a quello dell'impianto di sollevamento che si vuole simulare e, ad ogni pompa, sono associati la portata sollevabile  $Q_p$ , la sua quota di attacco  $h_a$  e la sua quota di stacco  $h_s$ . In pratica, il funzionamento della pompa è simulato sottraendo la portata  $Q_p$  al nodo di monte  $n_1$ , la quale viene poi fornita al nodo di valle  $n_2$ . Tali dati costituiranno delle condizioni al contorno interne, direttamente legate ai livelli idrometrici dei nodi collegati tramite l'idrovora, la quale entrerà in funzione automaticamente non appena la soluzione, ad un dato istante, produrrà, per il nodo di monte collegato all'idrovora, un livello superiore a quello di attacco della prima pompa.

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

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

È prevista, anche, la possibilità di introdurre o di emungere semplicemente della portata da un nodo non recapitandola ad alcun altro nodo della griglia, circostanza che si verifica quando un'idrovora scarica direttamente le sue portate all'esterno del dominio di calcolo in un corpo idrico. È sufficiente, a tal fine, attribuire al nodo di valle un numero convenzionale superiore al numero di nodi della mesh.

### **5.3.3. Condizioni al contorno**

In un modello idrodinamico è necessario fornire le condizioni iniziali e le condizioni al contorno. Un problema relativo alla propagazione di onde di piena in regime di moto lento richiede l'imposizione a monte di un idrogramma delle portate e a valle dell'andamento dei livelli o di una scala delle portate. Nelle simulazioni della propagazione delle onde di piena, la procedura di taratura del modello e simulazioni dello stato di fatto seguite è quella di fornire una

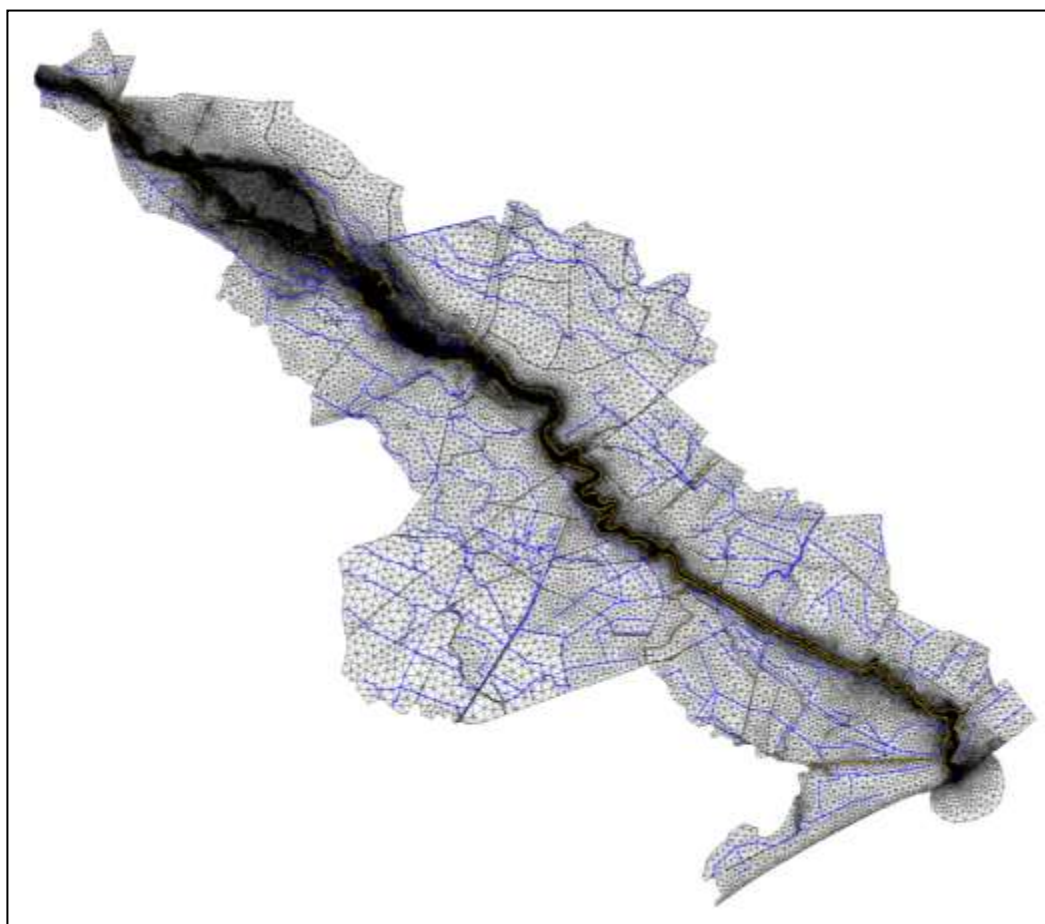
condizione iniziale possibilmente equilibrata, quale può essere, ad esempio, quella rappresentata dal moto stazionario determinato da un valore relativamente piccolo di portata fluente nelle diverse sezioni di ingresso e da un prefissato livello o scala delle portate nella sezione di valle. Tale condizione 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  $\Delta t$  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 il fondo si è "bagnato", incrementare progressivamente la portata fino al valore desiderato, lasciando che il sistema si porti a regime.



## 6. Schematizzazione del dominio di calcolo

Parte consistente del lavoro di questa tesi è costituita dalla costruzione delle casse di espansione in golena sulle Grave di Papadopoli, come da progetto del Dott. Ing. Susin (1984), e dal loro inserimento nella mesh di calcolo preesistente (*Figura 32*). Le casse di espansione di cui trattasi sono di due tipi differenti: le prime due realizzate sono in serie con sfioro in entrata (IN) a monte della traversa limitatrice, sfioro di comunicazione tra le due casse con quote al fondo diverse e sfioro in uscita (OUT) di troppo pieno con sversamento in canale; la terza cassa invece non è in serie ma singola, caratterizzata da uno sfioro IN (a monte) e uno sfioro OUT (a valle) separati.



*Figura 32. Mesh da Nervesa della Battaglia alla foce (Cortellazzo). Realizzata da dipartimento IMAGE.*

La mole di lavoro richiesta in questa fase è data dall'interpretazione del progetto di massima e dal collocamento delle casse di espansione nella posizione corretta, cioè seguendo precedenti arginature e massicciate stradali, cercando nei limiti del possibile di preservarne l'andamento. Inoltre, tale costruzione necessita la canalizzazione di una parte del fiume adiacente alle casse per favorire il defluire delle acque all'interno degli invasi, comportando una modificazione geomorfologica importante.

Per la costruzione del modello ci si è serviti del programma di interfaccia grafica "Incidenze", basandosi sui dati territoriali della Regione Veneto (CTR supportate da ortofoto), sul disegno in pianta delle casse del progetto di massima dell'Ing. Susin e sulle sezioni trasversali della parte canalizzata, tenendo conto delle relative pendenze e dei volumi di invaso. In tal modo la topografia del dominio assume la configurazione finale di una griglia non strutturata di elementi triangolari 2D combinati con elementi 1D, utili per simulare efficacemente il comportamento della rete di bonifica, ed allo stesso tempo ridurre sensibilmente i tempi di calcolo e l'onere computazionale.

La lunghezza totale dell'asta oggetto di studio risulta approssimativamente pari a 53 km, la parte relativa alle casse di espansione invece è di circa 13 km. Queste aree sono caratterizzate da una notevole complessità sia dal punto di vista del regime idrologico, sia per quanto concerne la presenza di numerose utilizzazioni, in grado di modificarne sensibilmente il regime, soprattutto in condizioni di magra.

### **6.1. Incidenze**

Uno dei principali strumenti utilizzati per la modellazione del Piave è dato dal programma di interfaccia grafica pre-e post-processing "Incidenze", sviluppato sostanzialmente allo scopo di visualizzare ed eventualmente elaborare i dati ed i risultati del modello matematico uni-bidimensionale ad elementi finiti. Il nome "Incidenze" deriva dalle connessioni nodali che costituiscono il reticolo di calcolo.

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

In particolare, in un primo momento si possono inserire, eliminare o modificare le componenti del reticolo, ossia i nodi, che devono essere inseriti in senso antiorario, gli elementi bidimensionali (maglie), la cui grandezza è proporzionale al passo temporale di calcolo, gli elementi unidimensionali (canali), i tronchi speciali (soglie, condotte, paratoie, idrovore). Inoltre le funzionalità del programma offrono la possibilità di visualizzare le diverse tipologie di condizioni al contorno per le simulazioni, elementi grafici di base georeferenziati, quali dati vettoriali derivati da files in formato .dxf o .shp, immagini raster, punti 3D in formato ascii, costruire automaticamente la triangolazione ad elementi finiti a partire da punti sparsi o da poligoni georeferenziati ed infine calcolare le quote da attribuire alle celle triangolari sulla base di procedure di interpolazione a partire da punti sparsi o da poligoni georeferenziati. In un secondo momento, quando si vanno a rappresentare graficamente i files di output risultanti dalle elaborazioni del modello bidimensionale, è possibile visualizzare in forma di mappe a colori i valori nodali o di maglia dei parametri calcolati con il modello (livello, tirante, velocità, sforzo al fondo, energia, numero di Froude, franchi arginali), in forma di vettori la velocità e la direzione della corrente, analizzare la simulazione modificando l'istante di visualizzazione passo-passo o secondo una sequenza animata, visualizzare i risultati in forma di diagramma, sia come andamento temporale dei parametri, sia come profili longitudinali.

### **6.1.1. Files principali**

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

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

### **File dei contorni (.CNT)**

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

### **File della geometria (.GEO)**

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

### **File della simulazione (.SIM)**

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

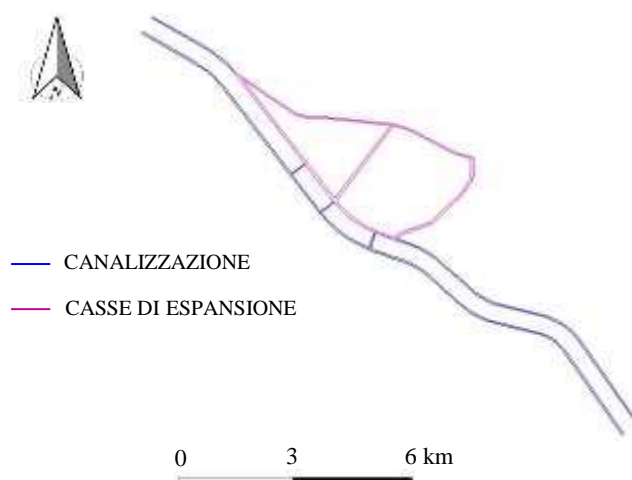
## **6.2. Fasi della costruzione del modello**

### **1) Disegno dei contorni in Autocad**

La costruzione del nostro modello parte dalla definizione dei poligoni che rappresentano i contorni in Autocad. Come prima operazione è stato caricato il progetto di massima dell'Ing. Susin, in particolare il disegno in pianta delle casse di espansione golenali, in formato raster e georeferenziato. Sono stati creati dei

layer principali che descrivono i contorni degli invasi necessari alla laminazione, della parte canalizzata e delle etichette, quest'ultime verranno spiegate in seguito. Questa prima operazione è servita ad alleggerire i file .dxf, rendendo più veloce il lavoro successivo di disegno dei contorni. Essi sono rappresentati da una polilinea chiusa per il confine del dominio e sono stati creati seguendo i contorni delle casse del progetto e della parte canalizzata. Attenzione particolare è stata rivolta a far combaciare perfettamente il contorno esterno degli invasi con elementi preesistenti quali argini e strade costruite su argini. Il delineamento della parte canalizzata è avvenuto semplicemente ricalcando quello del progetto, fatta eccezione per la parte in appoggio alle casse dove è stato sfruttato il contorno delle casse stesso.

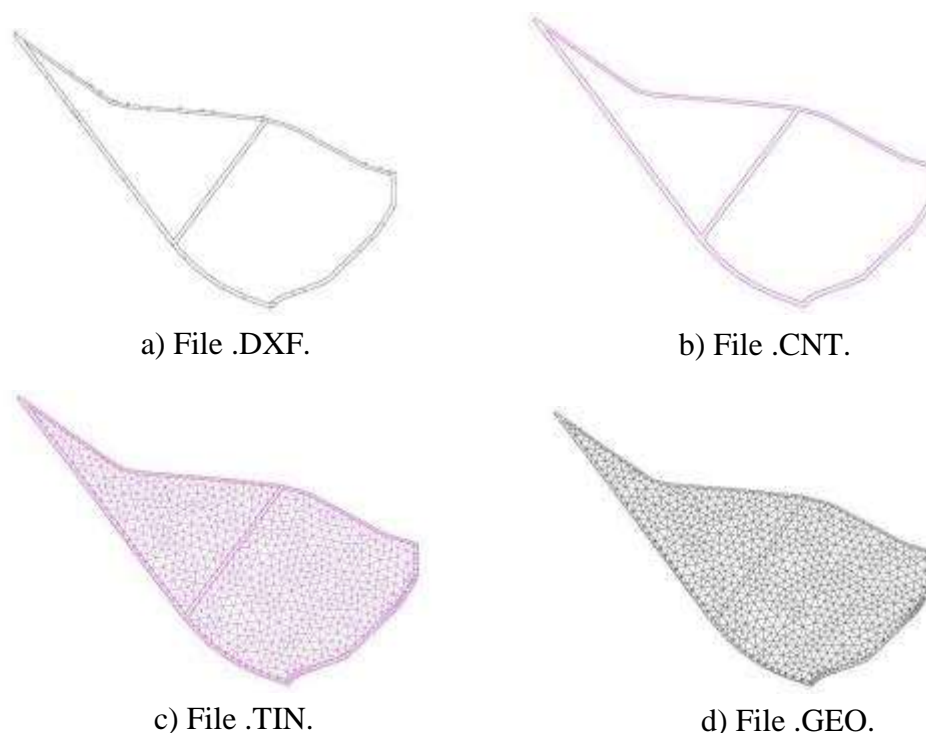
Un ultimo accorgimento necessario per agevolare la futura triangolazione è rappresentato dalle etichette date alla polilinea, che indicano il passo della mesh, in sostanza il lato del triangolo costituente la maglia. Per il contorno esterno delle casse è stata data un'etichetta che approssima il più possibile il lato della maglia preesistente, visto che il contorno è costruito coincidente alla mesh precedente, laddove siano presenti argini. Laddove, invece, non siano presenti sono state prese in considerazione le misure dei lati più vicini al nuovo contorno. Per il contorno interno invece è stata utilizzata un'etichetta di 130, corrispondente a 130 m di lato della maglia. Il file .dxf che si ottiene alla fine di questa prima fase è riportato di seguito (*Figura 33*).



*Figura 33. File .dxf creato in Autocad.*

## 2) Importazione del .DXF in “Incidenze” e conversione in .GEO

Successivamente si procede con l’importazione del .dxf in “Incidenze”, ove poi, in sequenza, si trasforma nel file dei contorni (.cnt), della triangolazione (.tin) e della geometria (.geo), come mostrato dalla sequenza di seguito riportata (*Figura 34*). In questa parte viene presa in considerazione solo la costruzione della casse di espansione golenali in serie. La parte della canalizzazione e la terza cassa verranno spiegate in seguito.



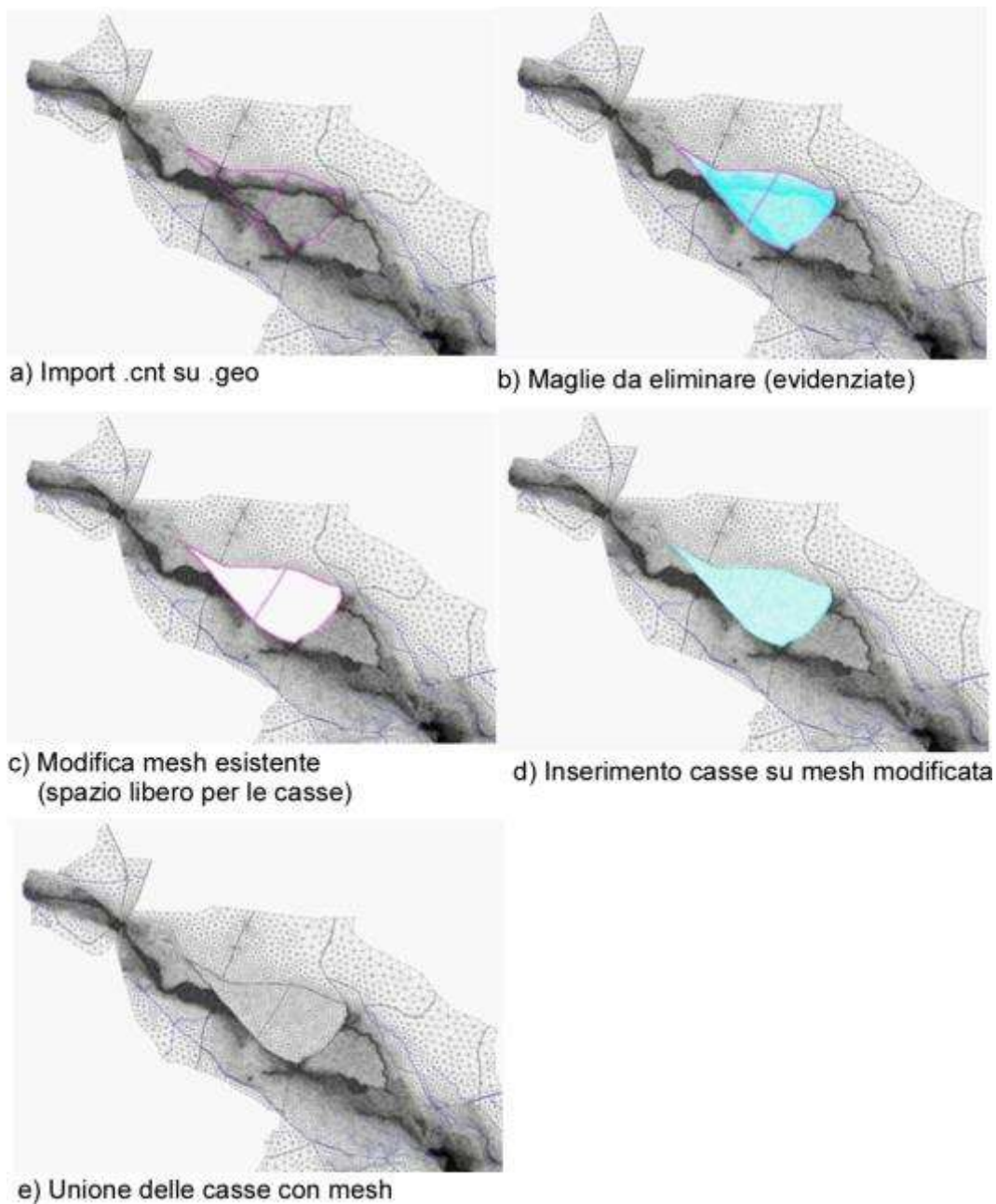
*Figura 34. Fasi di creazione del reticolo di calcolo delle casse di espansione.*

Parte consistente della creazione del modello avviene proprio in quest’ultima fase, durante la quale si assegnano le varie grandezze ed eventualmente si inseriscono gli elementi speciali. Il primo parametro da attribuire alle maglie è la macroscabrezza “ $a_r$ ”, indicante sostanzialmente le asperità del fondo. Nel nostro caso è stato fissato un valore pari a 0,1, valido per le maglie all’interno delle casse. Per la parte canalizzata invece si è mantenuto il valore di 0,3.

### **3) Inserimento delle casse di espansione**

Nel paragrafo precedente è stato spiegato come creare un file .geo partendo da un file .dxf. Nel seguito verrà descritto come sono state inserite le casse di espansione nella mesh di calcolo preesistente.

Il primo passo è stato quello di importare in Incidenze il file .dxf, trasformarlo in .cnt e in seguito importare il file .geo della mesh esistente. Attraverso gli strumenti del programma “Incidenze” sono stati eliminati tutti gli elementi della mesh iniziale interni alle casse (maglie, canali e tronchi speciali). Questo procedimento ha permesso poi di inserire il file .geo precedentemente salvato delle casse nella nuova mesh modificata. Infine i due file .geo esistenti sono stati uniti (*Figura 35*).



*Figura 35. Procedimento per l'inserimento delle casse di espansione nella mesh esistente.*



#### 4) Assegnazione delle scabrezze

L'altro importante parametro, sulla base del quale verrà tarato il modello, è il coefficiente di scabrezza di Gauckler Strickler ( $K_s$ ). La sua importanza deriva dal forte peso che esso esercita nelle formule empiriche per la stima della portata nei canali, per i quali il moto può tranquillamente considerarsi turbolento. Tuttavia vi è sempre molta incertezza circa il giusto valore da attribuire. Il valore di scabrezza assegnato alle casse è di  $25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  e rappresenta un materiale assunto come omogeneo dal punto di vista della scabrezza in quanto le casse si considerano appena scavate. Di seguito è rappresentata la mappa a scala di colori delle scabrezze assegnate al modello (Figura 36).

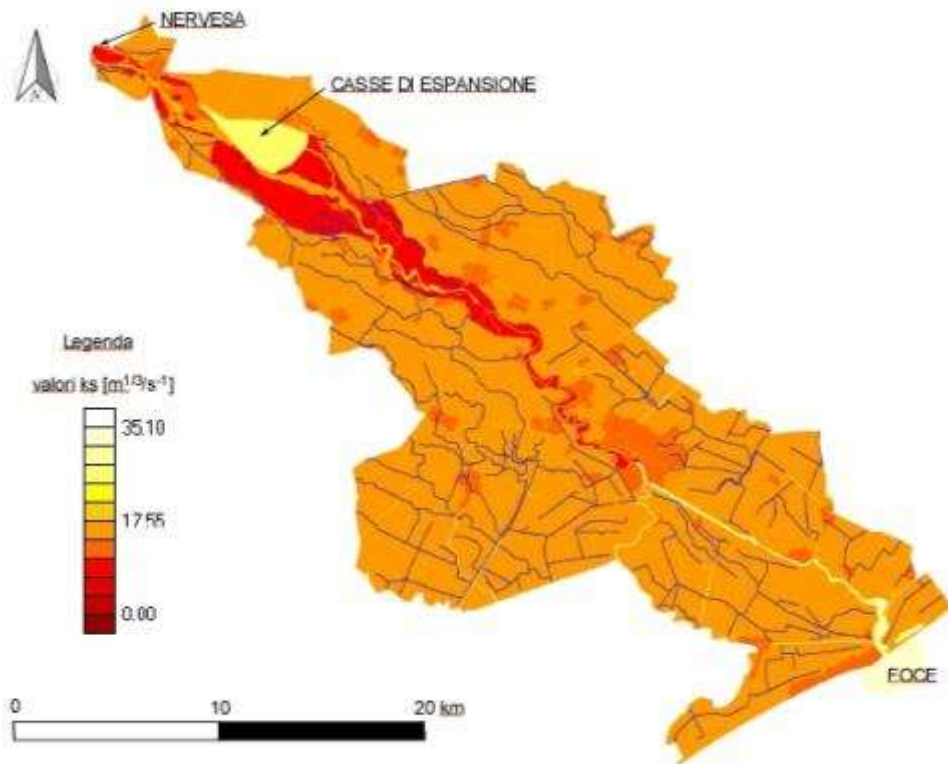


Figura 36. Mappa a colori dei valori delle scabrezze al fondo.

#### 5) Quotatura

La quotatura del modello consiste nell'attribuire un valore di altezza del fondo ( $h_f$ ) ad ogni maglia del reticolo creato. Si tratta di una fase operativa meno automatica

delle altre finora viste, in quanto richiede sempre una sistemazione finale, da eseguirsi manualmente, a causa delle inevitabili discontinuità che possono emergere tra gli elementi bidimensionali.

Le fonti utili per la quotatura sono fondamentalmente i rilievi topografici ad alta risoluzione Lidar, le batimetrie del fondo alveo (dati Multibeam), le sezioni del fiume, e le quote riportate nelle CTR. Tuttavia, nel nostro caso, ci siamo avvalsi dei dati reperiti nel progetto, sia per quanto riguarda le casse di espansione sia per la parte canalizzata rispettando le pendenze e i volumi assegnati.

Nella seguente tabella si riportano i dati relativi alle casse di espansione in serie (Tabella 11).

La cassa 1 è situata a valle, la cassa 2 a monte (Figura 37).

	CASSA 1	CASSA 2
SUPERFICIE [m <sup>2</sup> ]	5,23x10 <sup>6</sup>	3,02x10 <sup>6</sup>
QUOTE FONDO (h <sub>f</sub> ) [m s.m.m.]	35	40
TIRANTE [m]	5,75	5
QUOTA SFIORO in INGRESSO[m s.m.m.]		45,70
VOLUME [m <sup>3</sup> ]	30,072x10 <sup>6</sup>	15,000x10 <sup>6</sup>
VOLUME TOTALE [m <sup>3</sup> ]	<b>45,172x10<sup>6</sup></b>	

Tabella 11. Dati relativi alle casse di espansione.

Il volume totale di invaso si avvicina molto a quello previsto dal progetto di massima in quanto prevedeva una capienza della casse pari a 45x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>.

Alcune variazioni ai dati sopra riportati sono inevitabili in fase di simulazione, per cui si rimanda ai capitoli relativi all'analisi dei risultati.

Si ricorda, inoltre, che un'accurata quotatura è fondamentale per poi, in fase di taratura, ottenere livelli idrometrici attendibili o quanto meno confrontabili con quelli misurati.

La figura sottostante rappresenta i valori delle quote del fondo rispetto al livello medio mare (Figura 37).

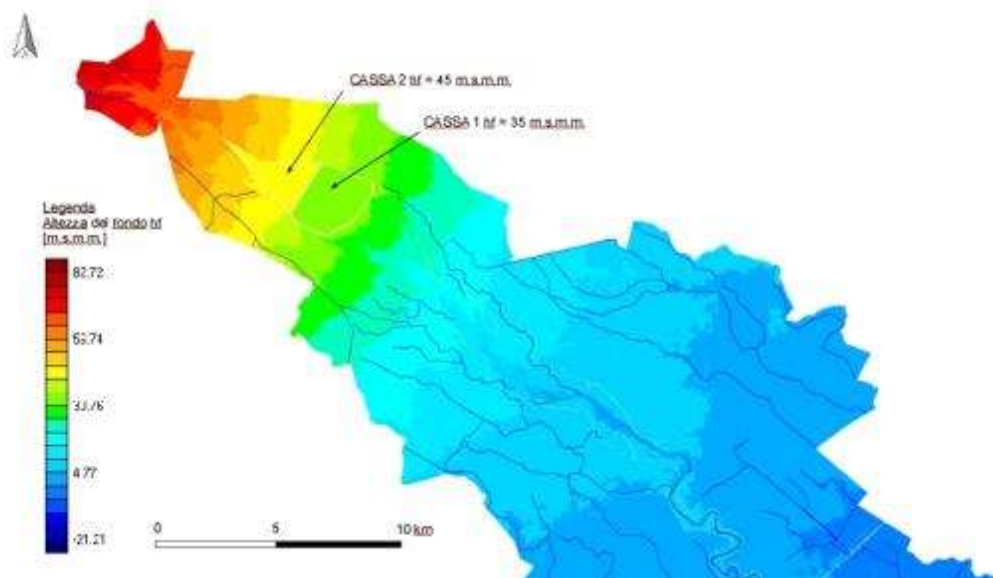


Figura 37. Quote del fondo  $h_f$  rispetto al livello medio mare.

### 5) Inserimento dei tronchi speciali

La fase seguente della creazione del modello consiste nell'inserire i cosiddetti tronchi speciali. In particolare, nel nostro caso, sono stati utilizzati quelli tipo soglia/argine, per simulare la presenza di argini sormontabili, e per rappresentare fedelmente il comportamento idraulico delle soglie presenti nel progetto. Per l'inserimento dei tronchi argine si è proceduto manualmente ad inserire per ogni tronco le quote di sfioro precedentemente calcolate ed il coefficiente di deflusso  $C_q$ , assunto pari a 0,49.

### 6) Inserimento della parte canalizzata

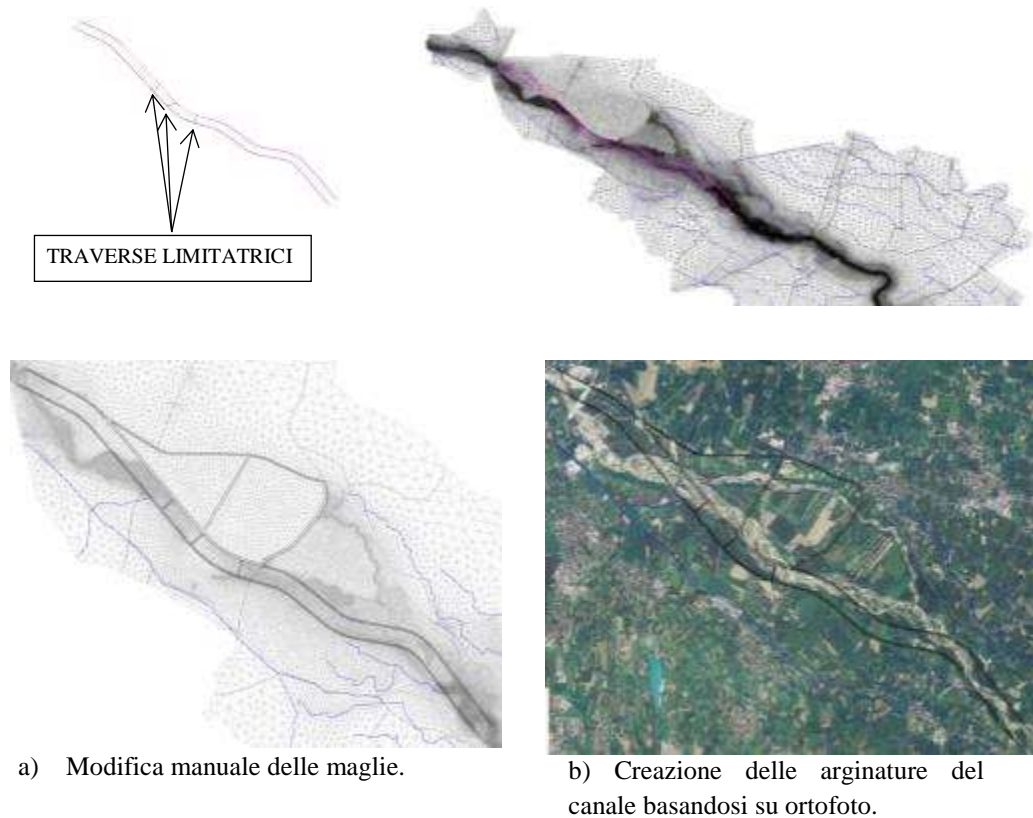
Un altro passaggio fondamentale per completare il modello è stato l'inserimento della parte canalizzata come da progetto, utile a convogliare le acque provenienti da monte in un'unica sezione del fiume. Questa parte canalizzata è stata creata consentendo alle acque in regime normale di defluire in una sezione rettangolare scavata.

La parte canalizzata in regime di piena serve invece al controllo del flusso delle acque, in modo tale che dopo una certa portata inizino a sfiorare e di conseguenza a riempire le casse.

Il procedimento per creare la parte canalizzata si basa, come per le casse, nell'eseguire un contorno in Autocad e di importarlo in Incidenze in .dxf. A questo punto si è proceduto allineando manualmente le maglie della mesh esistente con i contorni del canale fino a creare la canalizzazione direttamente nel .geo.

Dopodiché, come già visto per le casse, è stata eseguita la quotatura e assegnato il  $K_s$ . Per la quotatura sono state rispettate le pendenze del canale salvo per il primo tratto che va da Nervesa fino alla prima traversa limitatrice che è all'incirca del 4%. I manufatti limitatori hanno un dislivello al fondo del canale pari a 2,00 m ad eccezione per il manufatto più a valle dove il dislivello risulta essere di 2,50 m. Secondo il progetto redatto dall'ing. Susin, lungo il tratto canalizzato la pendenza è costante e pari a 2,8‰.

Di seguito viene riportata la sequenza di creazione della parte canalizzata e l'intero progetto fino a qui realizzato inserito nelle ortofoto (*Figura 38*).



*Figura 38. Sequenza di creazione della parte canalizzata e progetto inserito nel contesto geografico.*

Nelle figure seguenti sono mostrati le quote del fondo “ $h_f$ ” e la distribuzione delle scabrezze “ $K_s$ ” per la parte canalizzata e le casse (Figura 39 e Figura 40).

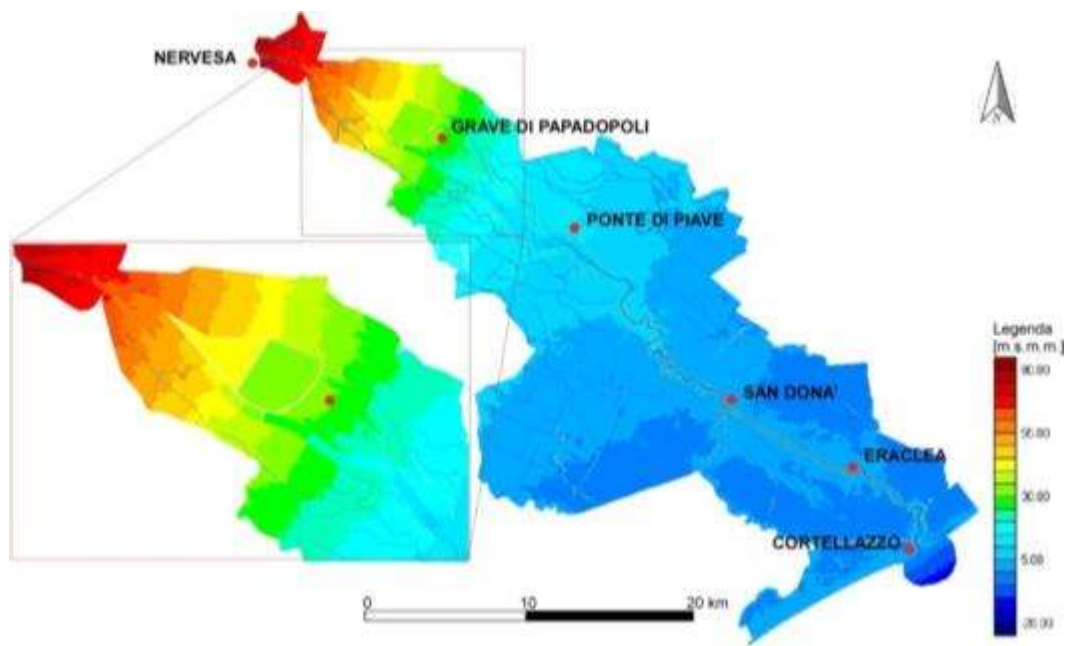


Figura 39. Quote del fondo “ $h_f$ ” del dominio di calcolo.

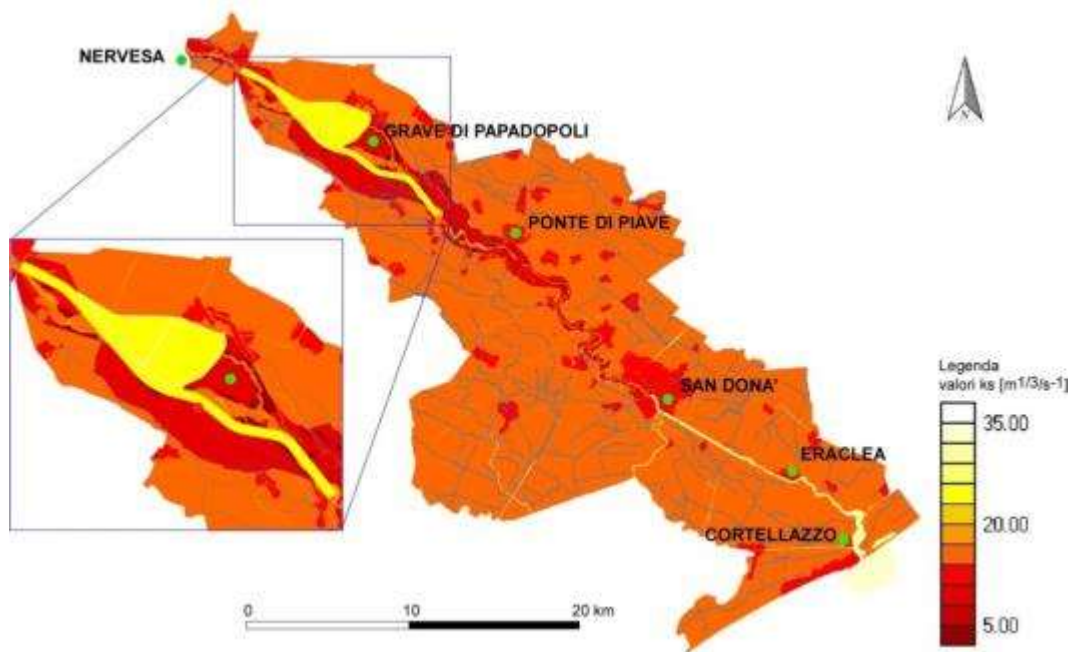


Figura 40. Valori “ $K_s$ ” del dominio di calcolo.

Il risultato finale è un reticolo di calcolo composto da 86730 nodi, 164956 maglie, 123 maglie speciali, 2672 canali e infine 3442 tronchi speciali, mentre la mesh

originale era composta da 90443 nodi, 172713 maglie, 172 maglie speciali, 2674 canali e 3493 tronchi speciali.

In seguito ai risultati delle simulazioni, come si vedrà in dettaglio nei capitoli 7 e 8, si è deciso di inserire una ulteriore cassa in prossimità delle altre due menzionate. La scelta è basata sulla volontà di ottenere una più efficace laminazione della piena, seguendo le specifiche di progetto che ha sfruttato nel migliore dei modi lo spazio disponibile in golena. È stata così introdotta nel dominio di calcolo la terza cassa di espansione leggermente a monte rispetto alle precedenti e nelle medesime modalità previste dal programma Incidenze. Praticamente in questa occasione è stato messo in opera l'intervento di mitigazione al completo. Da progetto la terza cassa dovrebbe invasare  $20 \times 10^6 \text{ m}^3$ , per un totale di  $60 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Tuttavia non si è riusciti a rispettare tale invaso a causa del mantenimento di una certa coerenza con le casse precedentemente inserite. A tal proposito è stato previsto un tirante al suo interno di 5,5 m (altrimenti il tirante avrebbe potuto essere maggiore).

Il risultato è una capacità di invaso di circa  $18 \times 10^6 \text{ m}^3$  per un totale complessivo di  $63 \times 10^6 \text{ m}^3$ , risultato che si è ritenuto essere valido in quanto, una differenza in difetto di  $2 \times 10^6 \text{ m}^3$  non influisce in modo apprezzabile. Di seguito si riportano i particolari del dominio di calcolo raffigurante il progetto delle casse di laminazione al completo (*Figura 41*).

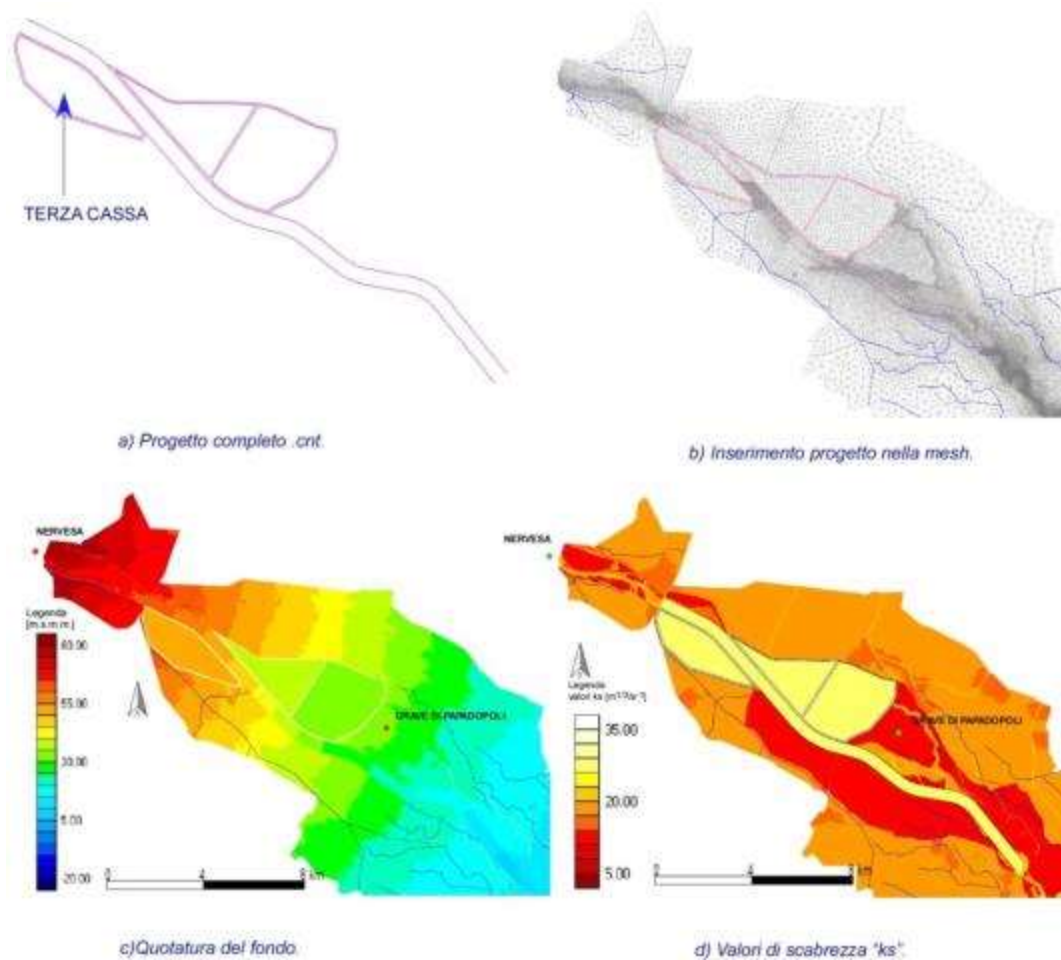
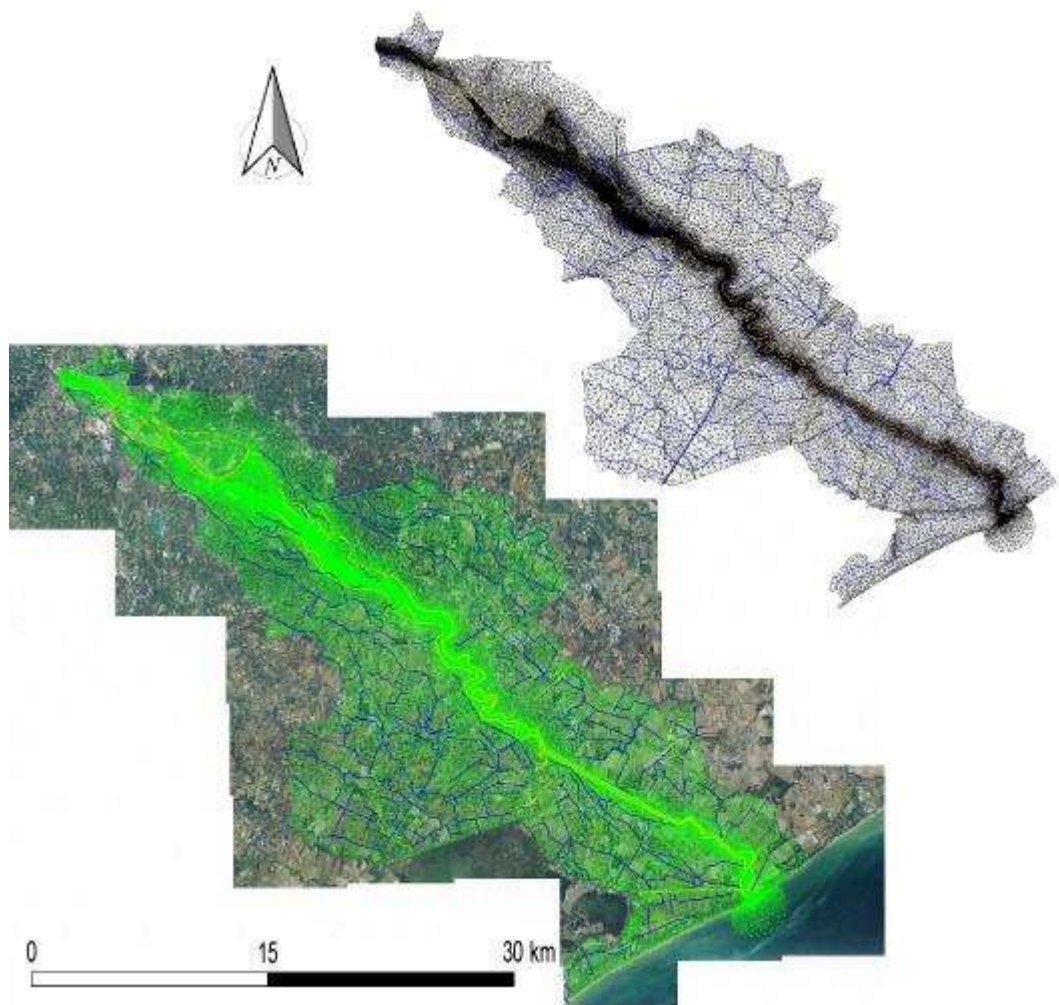


Figura 41. Progetto delle casse di espansione al completo.

La nuova mesh raffigurante il progetto al completo è ora costituita da 84127 nodi, 160000 maglie, 2672 canali e 3462 tronchi speciali (Figura 42); a differenza dalla precedente costituita da 86730 nodi, 164956 maglie, 123 maglie speciali, 2672 canali e infine 3442 tronchi speciali.





*Figura 42. Dominio di calcolo completo delle tre casse e parte canalizzata.*

### **7) Controlli finali**

Infine, per la correttezza del funzionamento delle simulazioni, viene effettuato un rapido controllo sul file .geo, possibile grazie ad alcune funzioni del programma Incidenze. Queste funzioni permettono di individuare e correggere eventuali errori nella costruzione del reticolo di calcolo, in particolare i difetti sui quali si può agire sono:

- Nodi isolati;
- Nodi doppi;
- Maglie invertite;
- Maglie area nulla;
- Canali/tronchi di lunghezza nulla;

- Canali/tronchi sovrapposti;
- Canali/tronchi sconnessi;
- $h_f$  laterale canali;
- Tronchi bassi.

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

## **7. Risultati delle simulazioni: Analisi dello stato di fatto**

### **7.1. Taratura del modello**

Prima di analizzare i risultati ottenuti dal modello è necessario fare una introduzione sulla taratura del modello stesso, in quanto di fondamentale importanza per avere dei risultati attendibili e sempre più prossimi alla situazione reale.

Per verificare la modellazione matematica del corso vallivo del fiume Piave realizzata dal dipartimento IMAGE (ora ICEA) dell'Università di Padova è stato condotto un confronto tra i risultati ottenuti con il modello e i dati rilevati tra Nervesa e la foce con riferimento all'evento di piena del novembre 2002.

Le simulazioni sono state eseguite assumendo come condizione al contorno nei nodi di monte del reticolo di calcolo l'idrogramma di piena alla traversa di Nervesa (*Figura 43*). Tale idrogramma è stato ottenuto facendo propagare tra Macchietto e Nervesa gli idrogrammi di piena in ingresso al Piave da parte dei suoi affluenti, ricavati dall'applicazione del modello idrologico al bacino del fiume (Dipartimento IMAGE, 2008). A valle, invece, la condizione al contorno imposta al modello è costituita dalla marea registrata in mare davanti alla foce del Piave durante l'evento del novembre 2002. Pur non esistendo stazioni mareografiche in prossimità della foce, è possibile desumere l'oscillazione dei livelli in quest'area considerando la marea registrata dai mareografi gestiti dall'ICPSM (Istituto Centro Previsioni e Segnalazione Maree del Comune di Venezia) e, in particolare, da quelli installati alla diga sud della bocca di Lido e a Caorle. Essendo la foce del Piave situata circa a metà strada tra queste due stazioni, l'andamento della marea alla foce del fiume può essere ritenuto quello corrispondente alla media dei due segnali registrati (*Figura 44*).

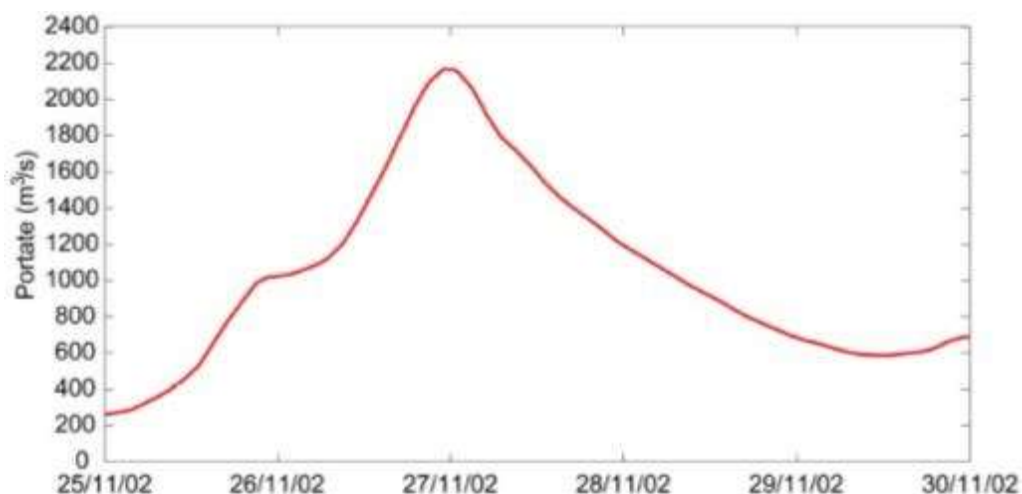


Figura 43. Idrogramma di piena posto come condizione al contorno delle portate sui nodi di monte del reticolo di calcolo (Nervesa).

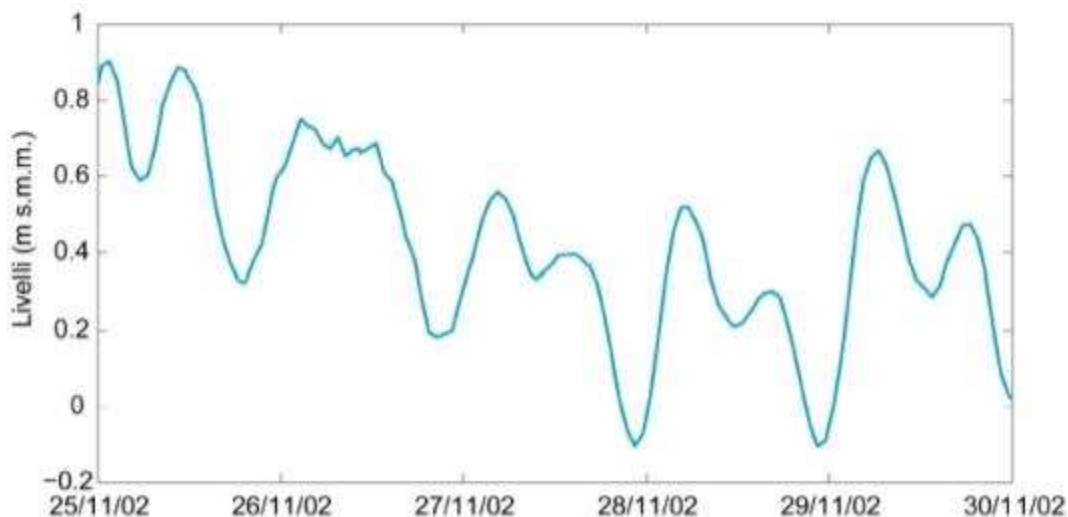


Figura 44. Oscillazione dei livelli di marea misurati nei giorni del 25-30 novembre 2002 e posti come condizione al contorno dei livelli sui nodi di valle del reticolo di calcolo.

I livelli calcolati con il modello in prossimità degli abitati di Ponte di Piave (Figura 45), San Donà (Figura 46) ed Eraclea (Figura 47) sono posti a confronto con i livelli registrati dai tre idrometri gestiti da Arpav durante l'evento del novembre 2002. Per quanto riguarda San Donà, è stata messa a confronto anche la portata calcolata con quella misurata durante l'evento (Figura 48).

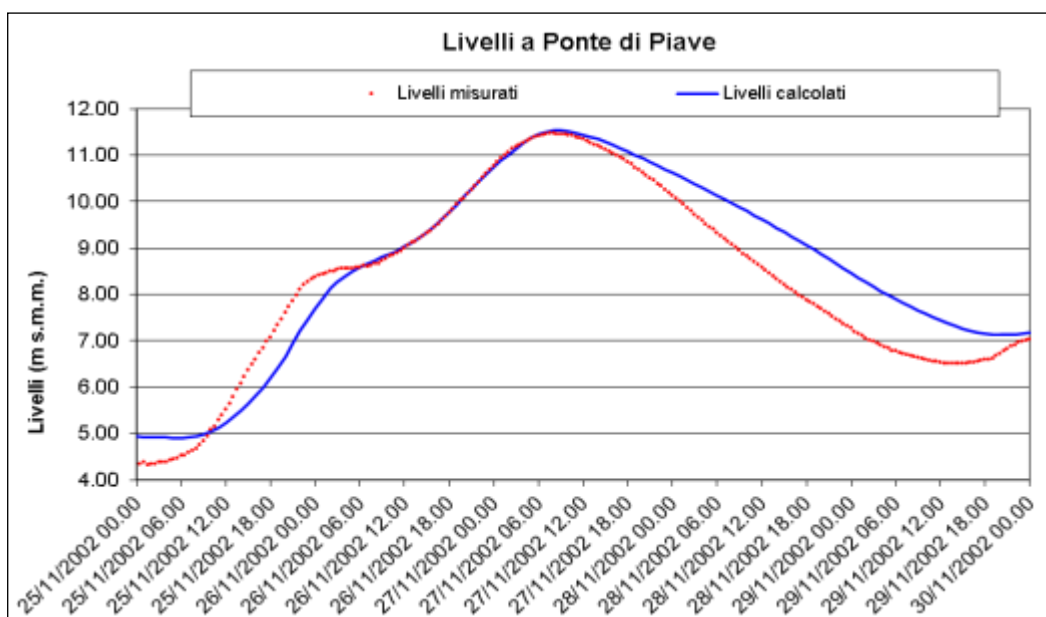


Figura 45. Confronto tra i livelli misurati durante la piena del novembre 2002 e i livelli calcolati con il modello a Ponte di Piave.

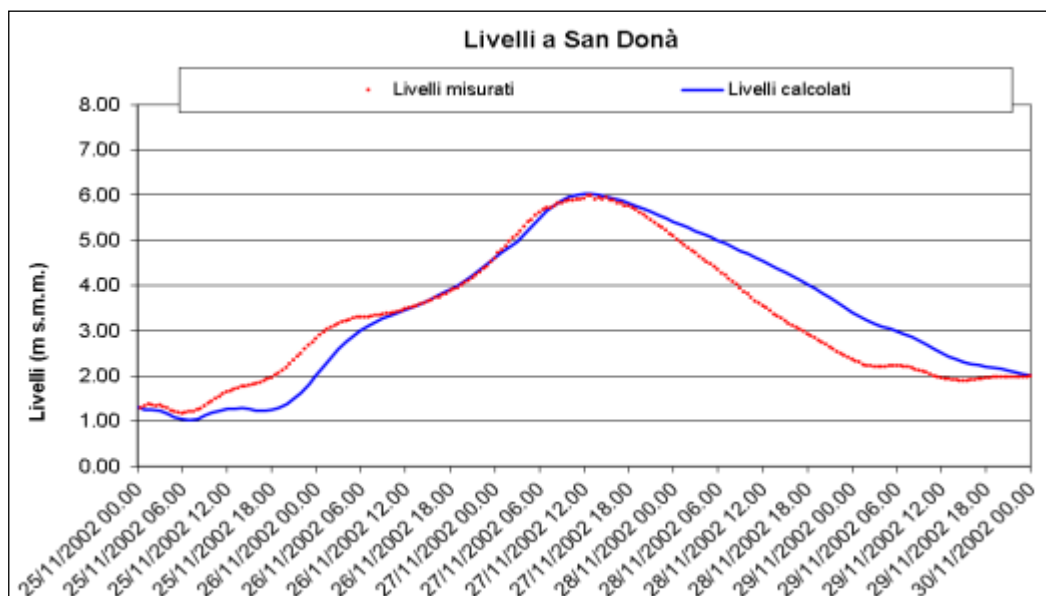


Figura 46. Confronto tra i livelli misurati durante la piena del novembre 2002 e i livelli calcolati con il modello a San Donà.

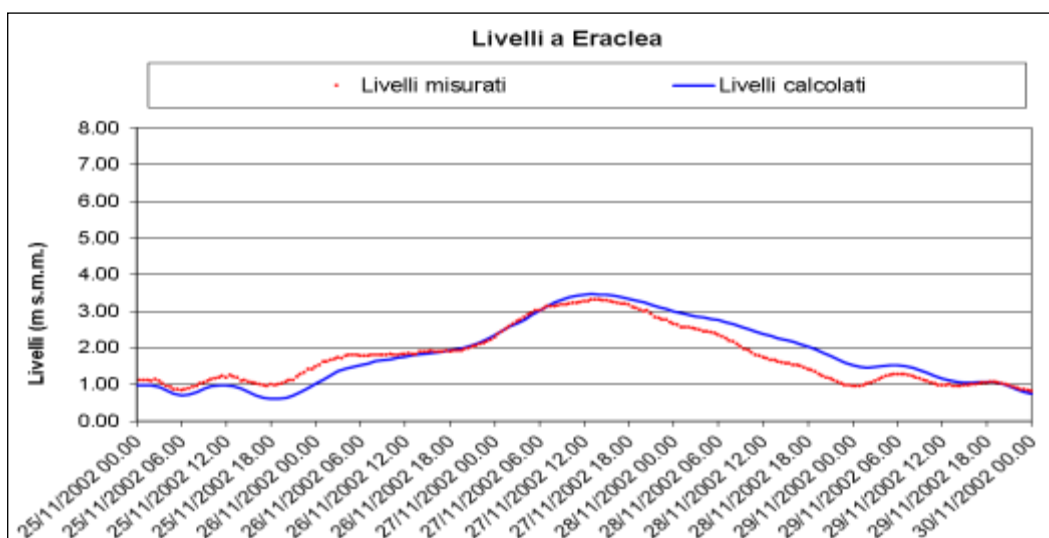


Figura 47. Confronto tra i livelli misurati durante la piena del novembre 2002 e i livelli calcolati con il modello a Eraclea.

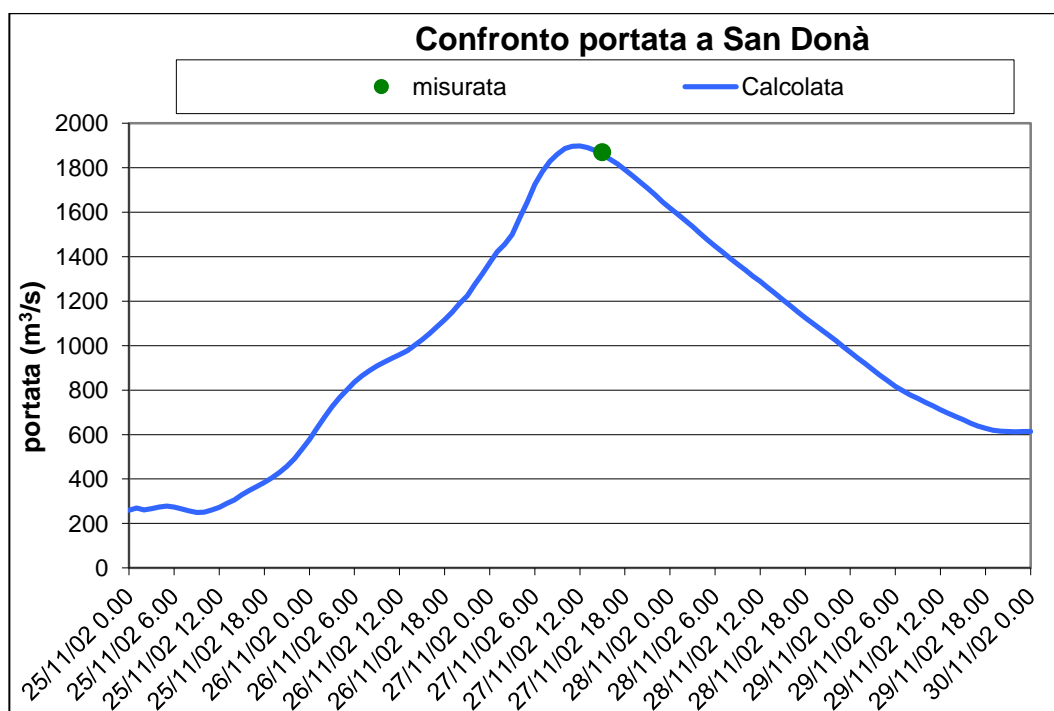


Figura 48. Confronto tra la portata misurata durante la piena del novembre 2002 e la portata calcolata con il modello a San Donà.

Dai grafici di taratura è evidente come i livelli massimi al colmo calcolati con il modello siano da ritenersi validi in quanto rispecchiano i valori misurati nelle tre

stazioni. Anche il valore di portata calcolato a San Donà di Piave è molto simile al valore misurato nella medesima stazione nel corso dell'evento.

## **7.2. Propagazione della piena del Novembre 1966**

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, lo schema di calcolo costruito prevede l'assegnazione di un andamento dei livelli nel tempo per tutti i punti a mare e l'assegnazione della portata alla sezione in ingresso del corso d'acqua.

Per la piena del 1966 il Prof. Augusto Ghetti ha ricostruito gli idrogrammi di portata lungo alcune sezioni significative del fiume (*Figura 49*). In questo studio si è imposto come condizione al contorno di monte l'idrogramma ricostruito dal prof. A. Ghetti alla traversa di Nervesa della Battaglia. Come condizione al contorno di valle è stato imposto l'andamento dei livelli registrati dal mareografo di Punta della Salute nei giorni a cavallo del 5 novembre 1966.

La marea misurata dal mareografo di Punta della Salute illustrata nella *Figura 50* presenta un picco il 4 novembre alle 23.00 di 1.92 m. Il livello medio del mare ha una quota di 0,22 m e quindi il mare ha raggiunto un livello massimo di 1,7 m s m.m.. Nelle seguenti simulazioni non si cerca di simulare fedelmente la piena del 1966, perché questo richiederebbe la ricostruzione della posizione e dell'entità delle brecce che si aprirono negli argini, i quali, nelle simulazioni che seguono, sono invece considerati infinitamente resistenti ma sormontabili.

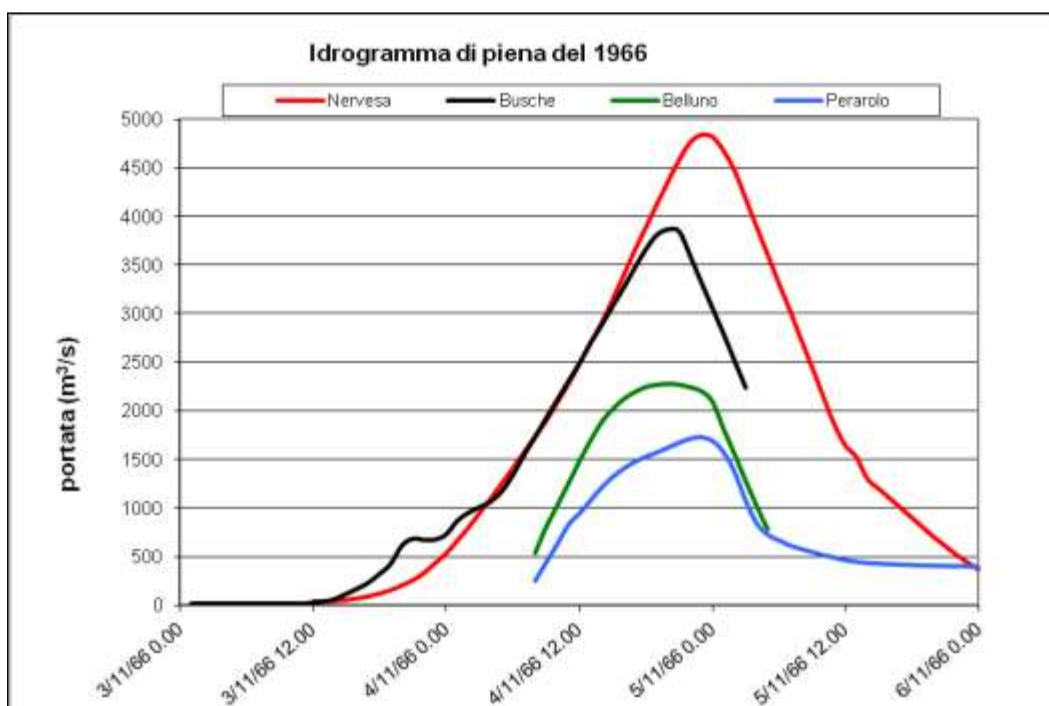


Figura 49. Idrogrammi di piena dell'evento del novembre 1966 ricostruiti dal Prof. A. Ghetti in alcune sezioni caratteristiche del fiume Piave.

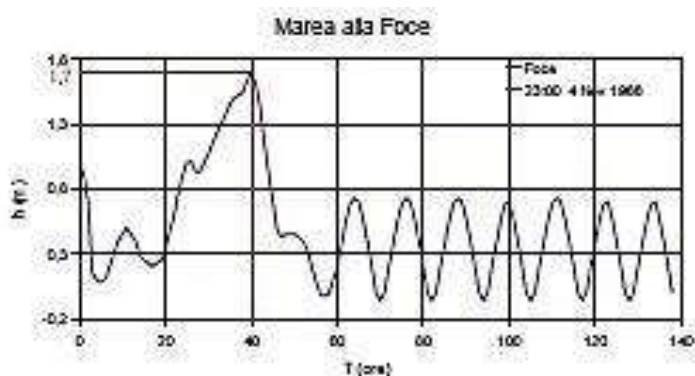


Figura 50. Marea registrata al mareografo di Punta della Salute durante l'evento del novembre 1966.

Prima di procedere con la simulazione a moto vario, si è dovuto predisporre il modello con una preliminare simulazione a moto permanente. Operativamente si tratta di assegnare, come condizioni al contorno di monte, portate con andamento temporale tendente asintoticamente da 0 al valore di regime, coincidente con quello iniziale nell'idrogramma a moto vario. Questa prima simulazione, la cui



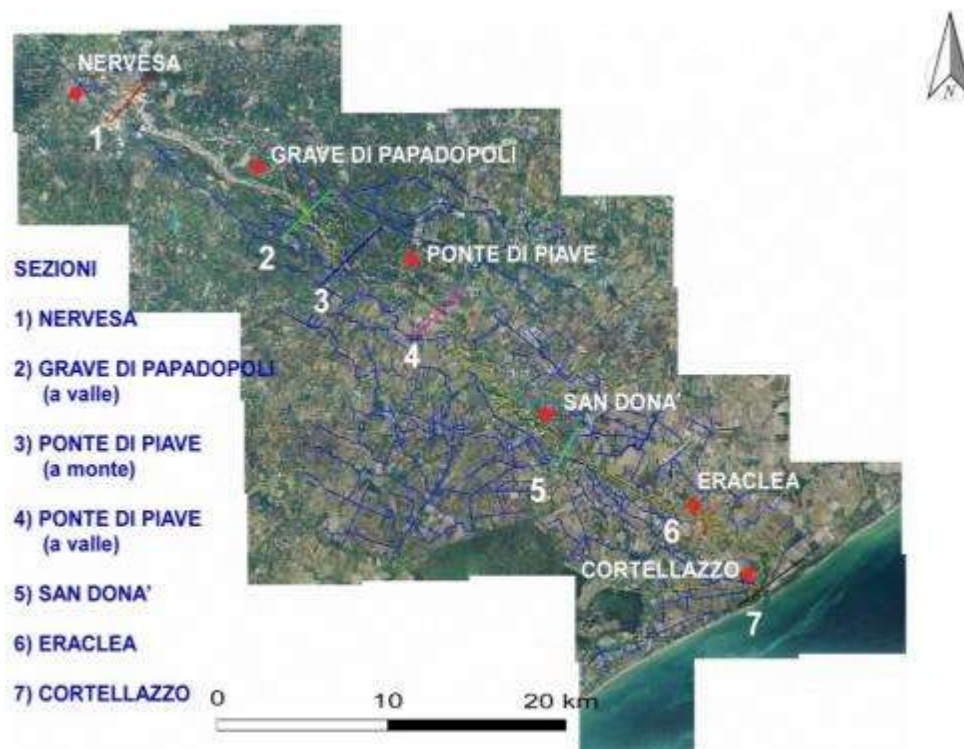
durata dipende dalla velocità di propagazione dell'onda di piena nell'alveo, non è da considerarsi come rappresentante il reale comportamento a moto permanente del corso d'acqua, ma costituisce solamente un'operazione di messa a regime, propedeutica per quella a moto vario.

L'analisi della propagazione dell'onda di piena è stata eseguita considerando alcune sezioni significative del corso d'acqua per il calcolo degli idrogrammi di portata. Le sezioni quindi, per quanto riguarda lo stato di fatto sono state eseguite nelle seguenti località:

- Nervesa della Battaglia;
- A valle delle Grave di Papadopoli;
- Ponte di Piave (a monte dell'esonazione);
- Ponte di Piave (a valle dell'esonazione);
- S. Donà di Piave;
- Eraclea;
- Cortellazzo (foce).

La sezione a Nervesa della Battaglia rappresenta la portata entrante nel dominio di calcolo; la sezione a valle delle grave di Papadopoli è stata scelta per verificare la portata uscente e il beneficio delle casse di espansione; le sezioni a monte e a valle di Ponte di Piave invece servono per stimare le conseguenze dell'esonazione, come si vedrà in seguito; le rimanenti sezioni aiuteranno a capire l'andamento della piena fino alla foce.

Di seguito si riporta la rappresentazione delle sezioni (*Figura 51*).



*Figura 51. Sezioni per il calcolo delle portate.*

A questo punto si procede per l'analisi dello "stato di fatto" della piena del 1966. Segue quindi il grafico relativo alle portate calcolate nelle diverse sezioni (*Figura 52*)

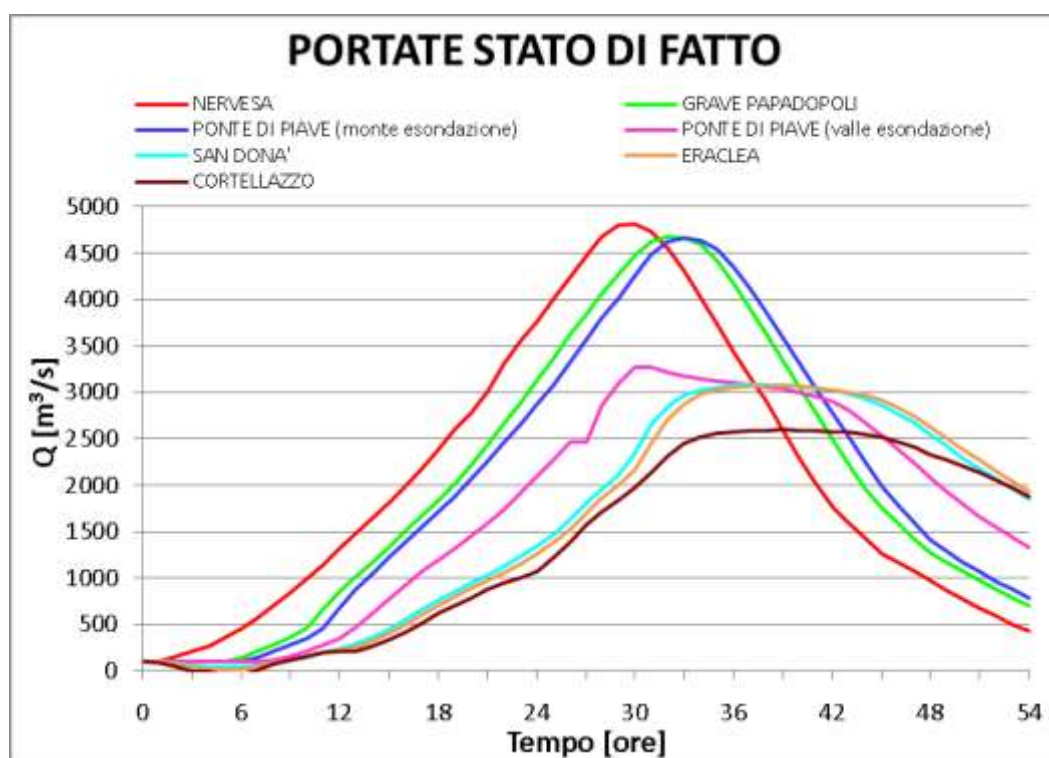


Figura 52. Grafico delle portate dello stato di fatto nelle diverse sezioni.

Come si può notare dal grafico soprastante, la portata a Nervesa della Battaglia mostra un picco alla trentesima ora corrispondente ad un valore di portata circa di  $4850 \text{ m}^3/\text{s}$ .

L'andamento dei valori di portata a valle delle grave di Papadopoli sono pressoché fedeli a quelli di Nervesa, evidenziando un picco in corrispondenza della trentaduesima ora con un valore di  $4676 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Le sezioni a Ponte di Piave, rispettivamente a monte e a valle della medesima località, sono basate sull'osservazione delle variazioni dei valori di portata prima e dopo il sormonto arginale, visto che il sormonto è avvenuto proprio a Ponte di Piave in corrispondenza della trentesima ora, come si vedrà successivamente.

Si può notare dalle curve di portata come i valori siano molto differenti. Nella sezione a monte di Ponte di Piave, cioè prima dell'esondazione, il valore di portata massimo è di  $4669 \text{ m}^3/\text{s}$  alla trentatreesima ora. Come si vede, l'andamento della curva di portata è pressoché simile a quelle descritte in precedenza. Differente è invece la portata a valle di Ponte di Piave, cioè dopo il

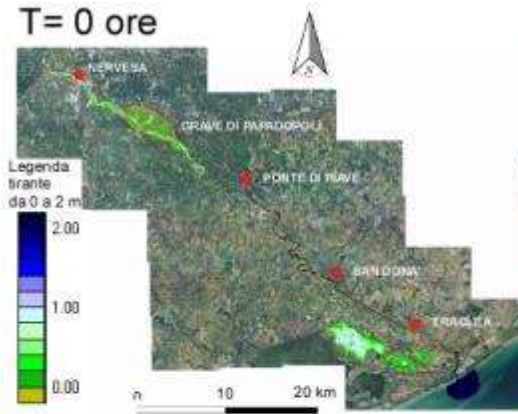
sormonto arginale, dove abbiamo dei valori massimi di portata pari a  $3276 \text{ m}^3/\text{s}$  sempre in corrispondenza della trentesima ora. Questo rispecchia precisamente quanto avvenuto durante la piena e riprodotto fedelmente nel modello di propagazione. Inoltre, si nota come l'andamento della curva sia differente dalle precedenti, che in questo caso non evidenzia un vero e proprio picco con uno scarico rapido delle acque, bensì uno scarico più lento e graduato.

Nelle tre sezioni rimanenti, cioè San Donà, Eraclea e Cortellazzo si nota come l'andamento delle curve di portata siano molto simili fra di loro e come siano simili anche alla curva a valle di Ponte di Piave evidenziando valori di  $3094 \text{ m}^3/\text{s}$  alla trentasettesima ora,  $3070 \text{ m}^3/\text{s}$  alla trentottesima ora e  $2593 \text{ m}^3/\text{s}$  alla trentanovesima ora rispettivamente nelle sezioni di San Donà, Eraclea e Cortellazzo. Questo, ovviamente, è dato dal fatto che il sormonto arginale ha condizionato tutti i valori di portata nel percorso del fiume a sud dell'esondazione.

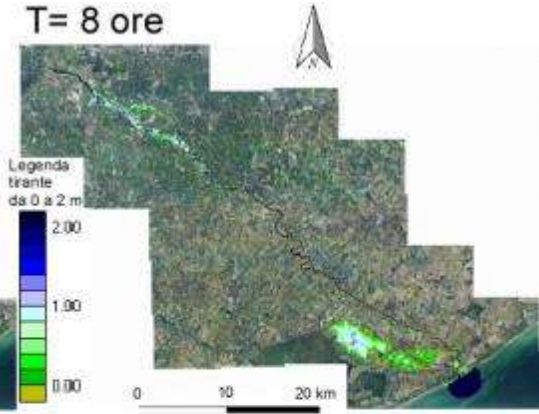
### **Mappa degli allagamenti**

Secondo il modello matematico predisposto, nell'ipotesi di considerare gli argini sormontabili ma infinitamente resistenti, gli effetti della propagazione dell'onda di piena del novembre 1966 sulla configurazione attuale del fiume è rappresentata dalla seguente successione di immagini (*Figura 53*), considerate in diversi istanti della simulazione.

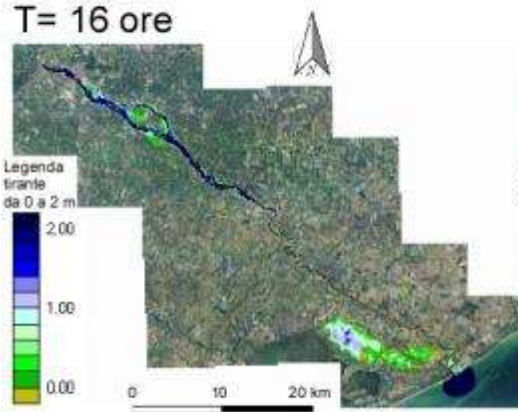
T= 0 ore



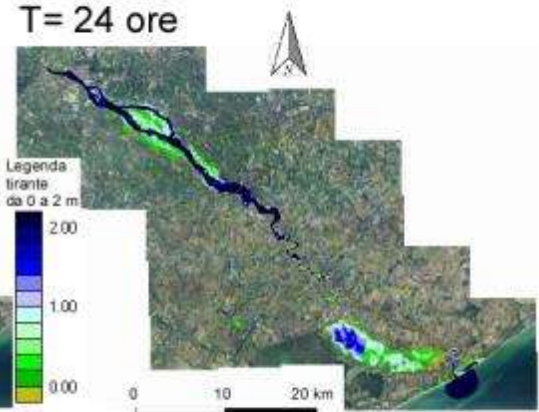
T= 8 ore



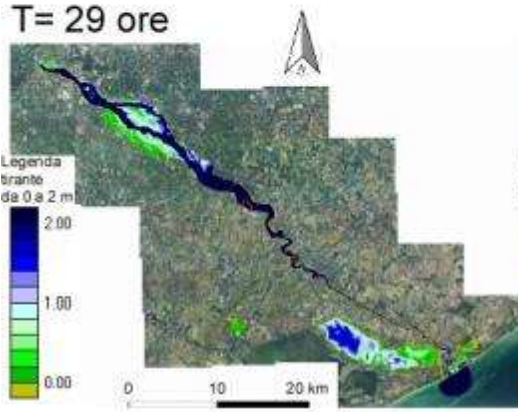
T= 16 ore



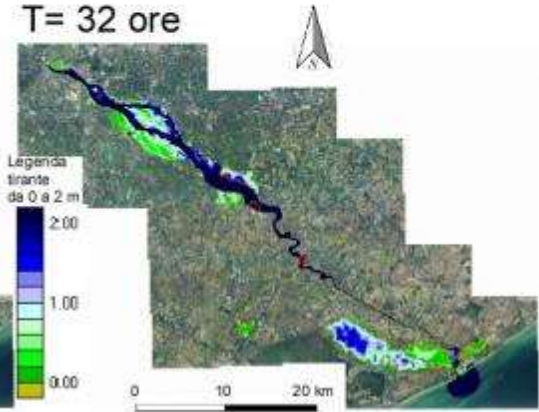
T= 24 ore



T= 29 ore



T= 32 ore



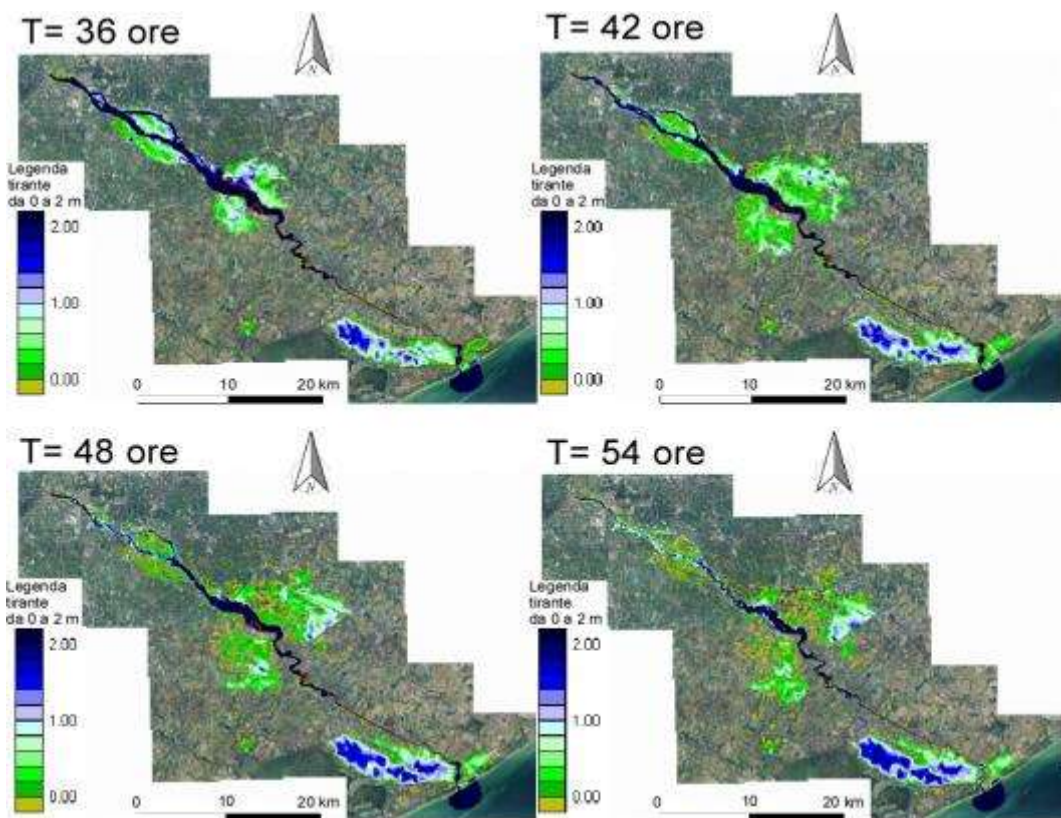


Figura 53. Ricostruzione dell'evento alluvionale del novembre 1966.

In generale la dinamica degli allagamenti presentata nella simulazione non si discosta troppo da quella realmente avvenuta. Gli scenari proposti dal modello vedono allagarsi soprattutto le aree in località Ponte di Piave. Tuttavia sono da tener presenti altri allagamenti avvenuti in prossimità di San Donà, precisamente a monte dove possiamo notare un sormonto seppur contenuto. L'altro sormonto è avvenuto a valle della medesima località nel tratto rettilineo tra San Donà ed Eraclea.

Infatti, osservando la figura sottostante (Figura 54) si nota come alcuni tronchi speciali siano evidenziati, segnale questo di tracimazione.

### INVILUPPO TIRANTI MASSIMI DA T= 0 A T= 54 ore

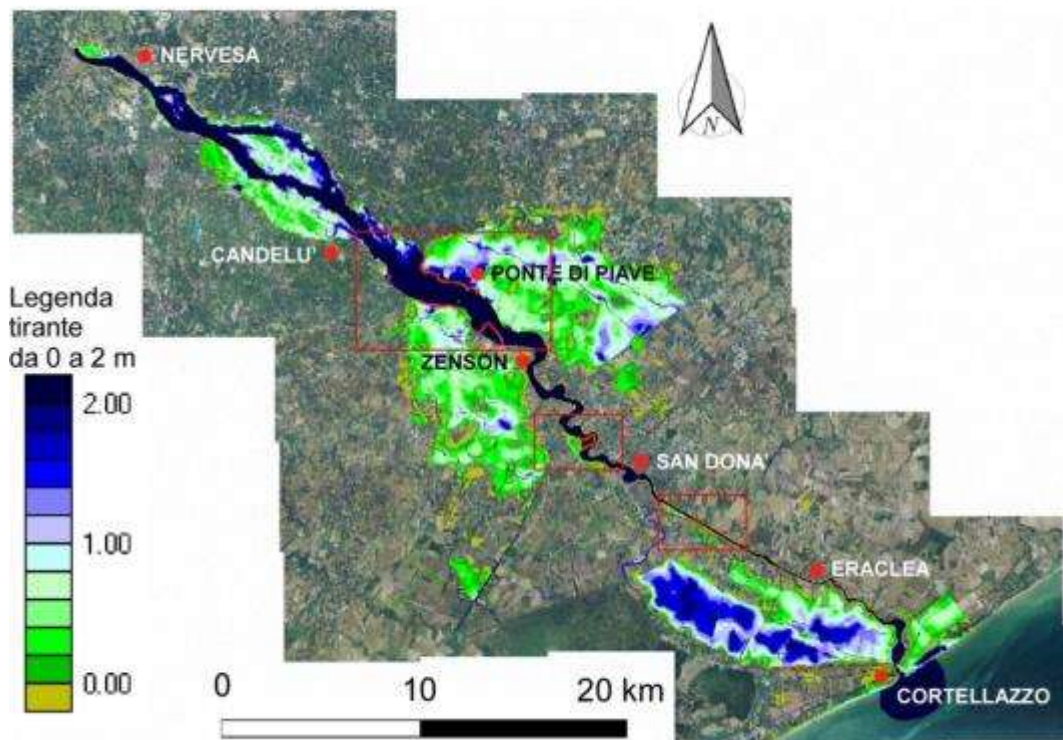
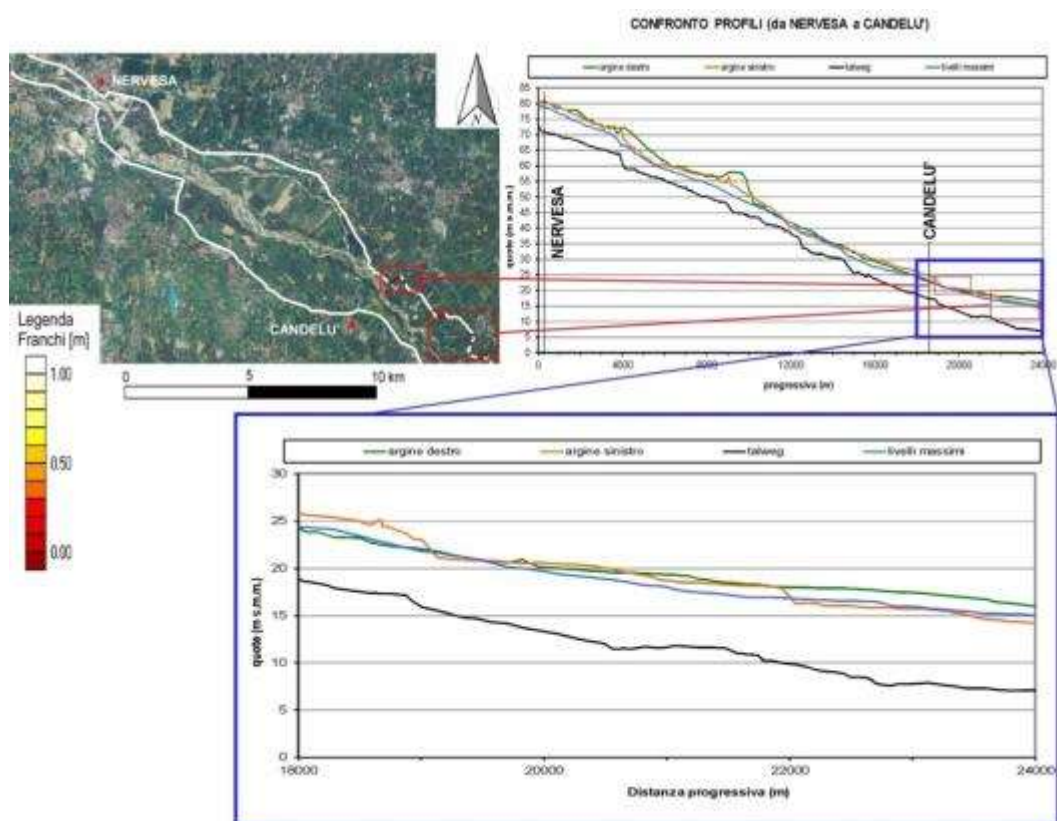


Figura 54. Mappa con involuppo tiranti massimi da 0 a 2 m nell'arco temporale di 54 ore. Notare i tronchi speciali sormontati in prossimità delle località allagate.

### Mappa dei franchi arginali

Il franco rappresenta uno dei piú importanti parametri per controllare la sicurezza idraulica. Definito come la distanza tra il livello del pelo libero, una volta raggiunta la massima piena, e la sommitá arginale, esso si puó considerare come una sorta di riserva di sicurezza. Le normative impongono per gli argini il rispetto di un franco  $f \geq 1/1,5$  m e della distanza minima tra il talweg e la quota di sotto-trave di un ponte  $h_{\min} = 6/7$  m. Grazie ad una specifica funzione offerta da "Incidenze" è possibile rappresentare l'andamento dei franchi arginali in modo chiaro e semplice. In pratica il programma, sulla base delle tracce che seguono l'andamento dei coronamenti arginali in esame, ovvero una volta caricati i .cnt degli argini, ed in funzione dei livelli massimi di piena, é in grado di evidenziare le eventuali insufficienze arginali (Di Lisa, 2013). Tale rappresentazione viene proposta nelle figure sottostanti ove sono stati riportati gli assi degli argini e

l'andamento della condizione dei franchi arginali, i quali se inferiori ad un metro assumono una tonalità cromatica rossa. Le mappe dei franchi arginali evidenziano come i punti più depressi degli argini del fiume Piave ed a rischio tracimazione siano concentrati nel tratto vicino a Ponte di Piave ed interessino in egual maniera ambedue gli argini dove si nota una riduzione notevole del franco arginale (*Figura 56*). Altre zone a rischio sono presenti nel tratto rettilineo tra San Donà ed Eraclea dove sono presenti dei sormonti anche se limitati (*Figura 57*). In corrispondenza di Candelù, sull'argine sinistro, la riduzione del franco è locale e non provoca particolari situazioni allarmanti (*Figura 55*).



*Figura 55. Franchi arginali da Nervesa a Candelù. In basso un dettaglio dei profili.*



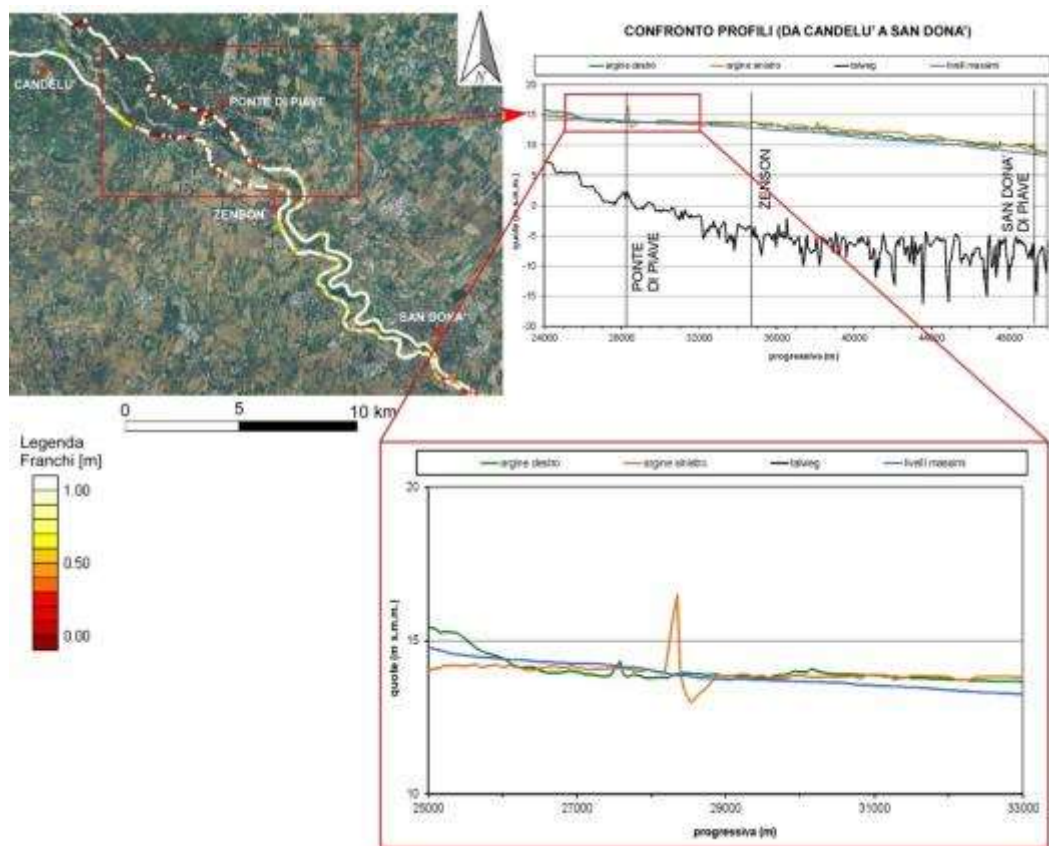


Figura 56. Franchi arginali da Ponte di Piave a San Donà. In basso un particolare raffigurante il sormonto.

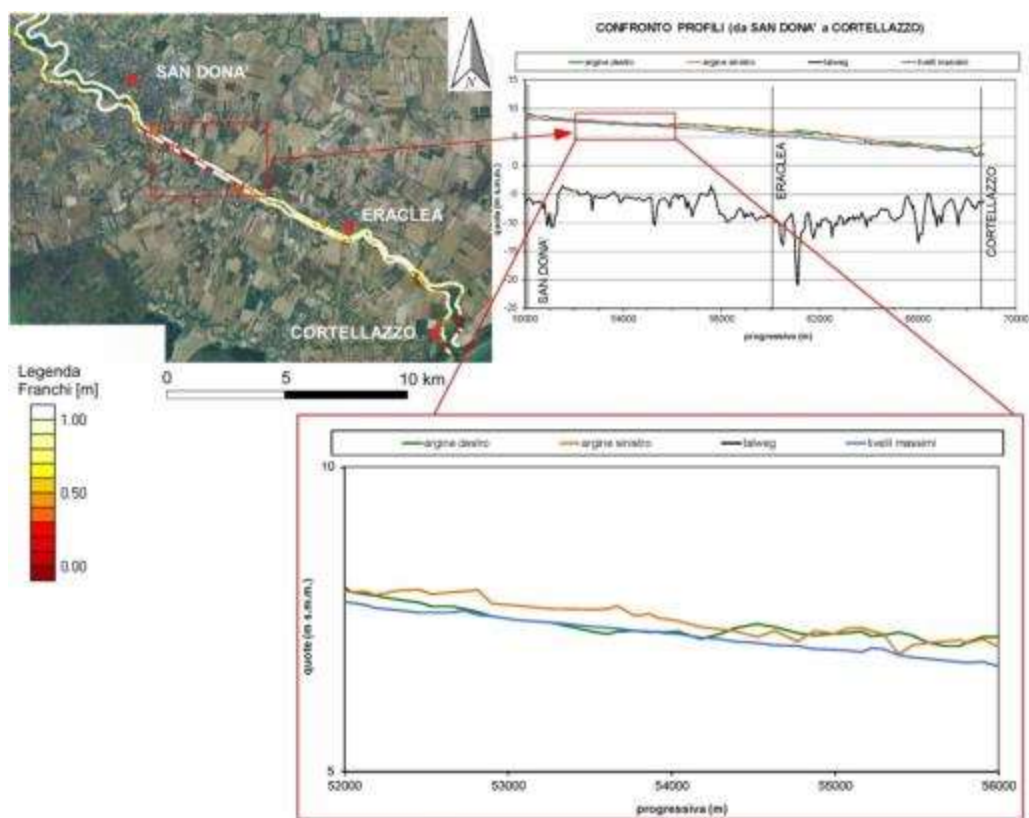


Figura 57. Franchi arginali da San Donà a Cortellazzo. Particolare con i profili e zone di sormonto.

In definitiva, stando a quanto emerso dall'analisi di questa simulazione, possiamo concludere che il fiume Piave si presenta inappropriato contro piene più che centenarie come quella del 1966, e richieda interventi di messa in sicurezza.

Al completamento della rappresentazione si riporta la mappa completa (Figura 58) e il confronto dei profili (Figura 59) dei franchi arginali da Nervesa della Battaglia a Cortellazzo con evidenziate le località presenti e le zone critiche.

## FRANCHI ARGINALI DA NERVESA ALLA FOCE

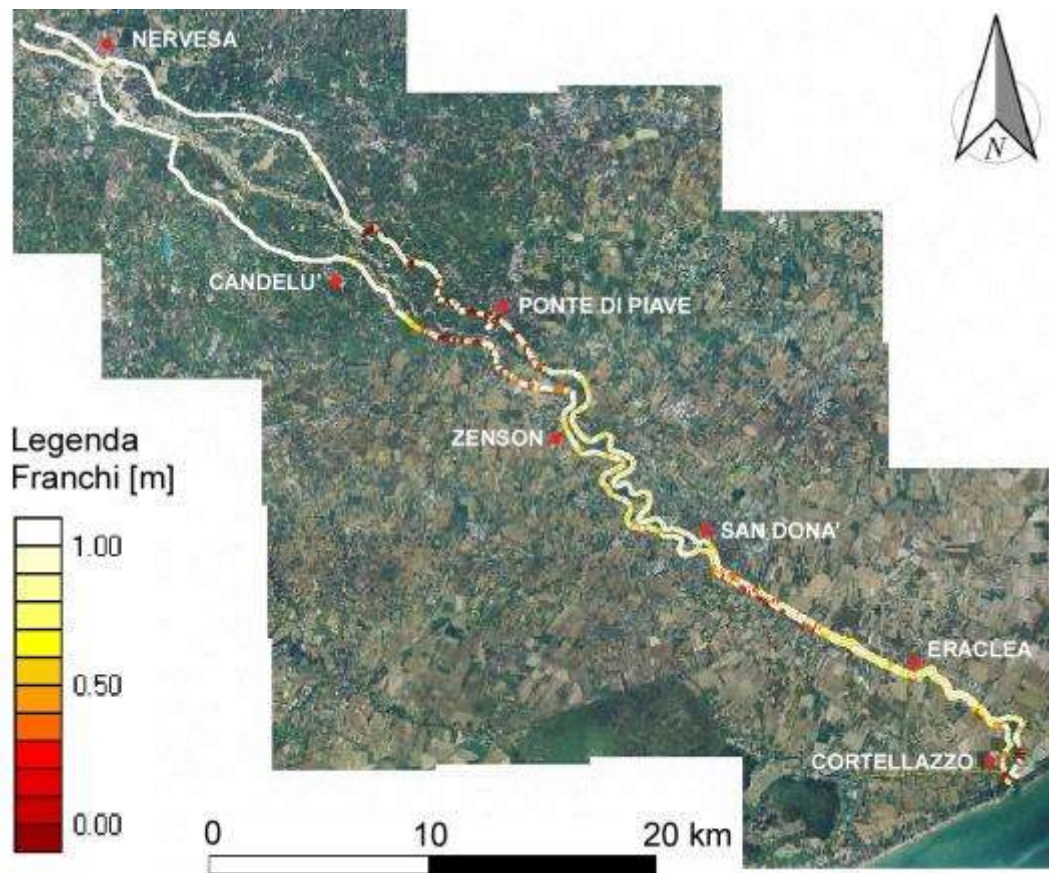


Figura 58. Dominio di calcolo completo da Nervesa a Cortellazzo con franchi arginali.

### CONFRONTO PROFILI DA NERVESA ALLA FOCE

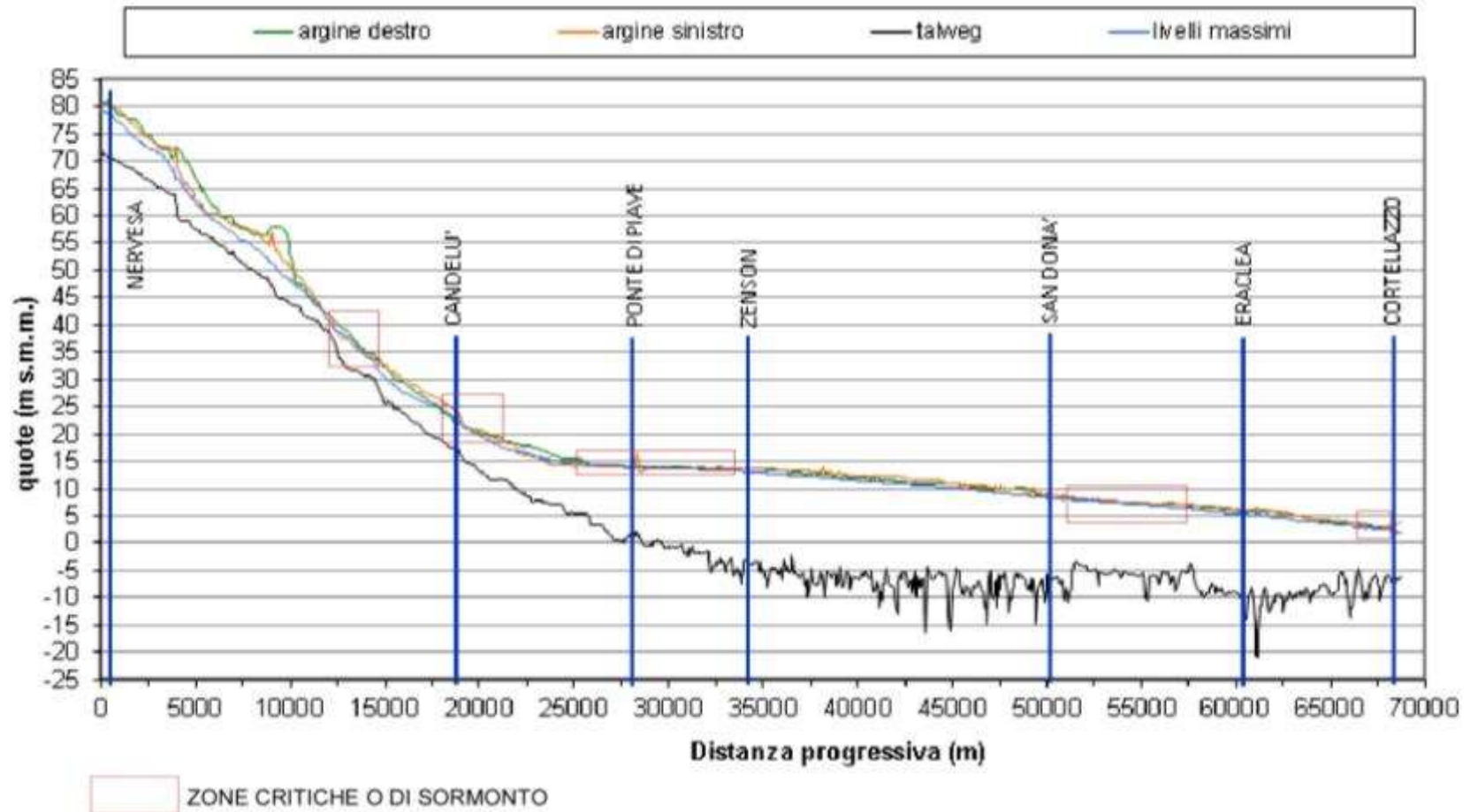


Figura 59. Confronto dei profili arginali dello stato di fatto da Nervesa alla foce con le zone critiche.

## **8. Risultati delle simulazioni: Analisi dei benefici attesi dalle casse**

### **8.1. Analisi degli effetti prodotti dalle prime due casse in sinistra idrografica**

Dopo la simulazione dello stato di fatto sono state inserite le casse di espansione come spiegato nei capitoli precedenti. Non essendo presenti nel progetto dell'ing. Susin informazioni riguardo le quote da assegnare agli sfioratori di regolazione della portata in entrata e in uscita dalle casse, per determinare la quota di sfioro di primo tentativo dello sfioratore in entrata alla prima cassa si è proceduto come segue. Dal momento che le due casse collocate in sinistra idrografica sono state progettate per invasare 45 milioni di m<sup>3</sup>, nell'ipotesi (difficilmente realizzabile mediante degli sfioratori laterali) di eseguire una laminazione a portata costante si è calcolata la "portata di soglia" alla quale corrisponde un volume invasato pari a quello di progetto (*Figura 60 e Figura 61*). Il raggiungimento della portata di soglia avviene in un istante di tempo  $ts$ , in corrispondenza del quale si verifica un determinato livello della superficie libera in corrispondenza dello sfioratore. Il livello così calcolato è stato assegnato come quota di sfioro di primo tentativo allo sfioratore in entrata (IN). Queste analisi preliminari sono state eseguite sui risultati di una simulazione a casse chiuse (senza invaso d'acqua).

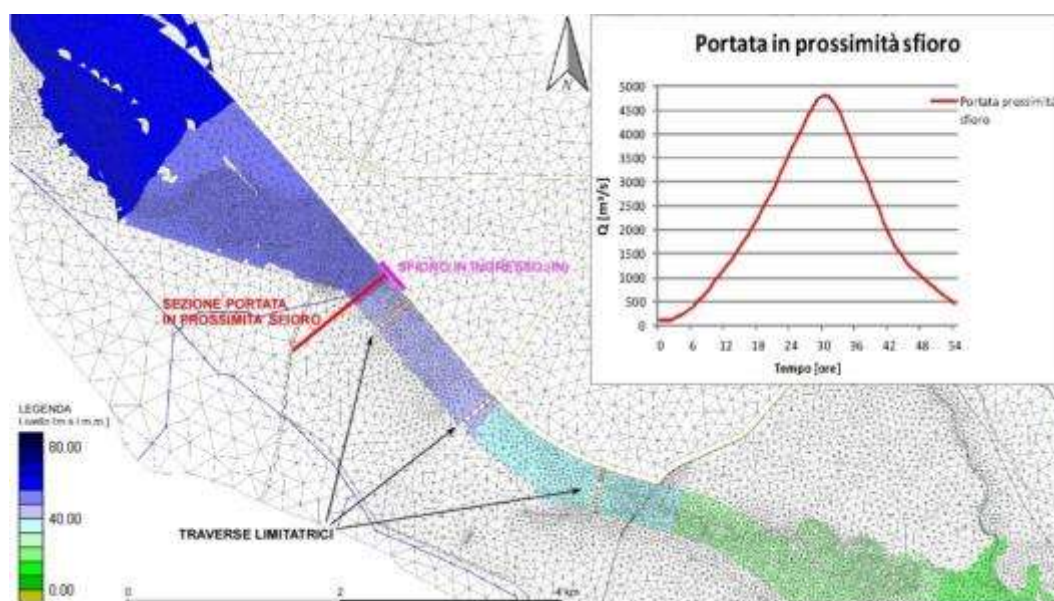


Figura 60. Sezione di portata in prossimità dello sfioro in ingresso con casse chiuse.

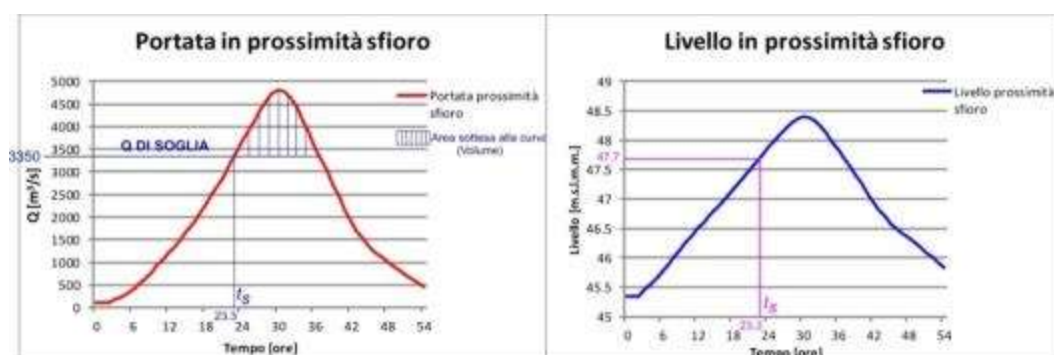
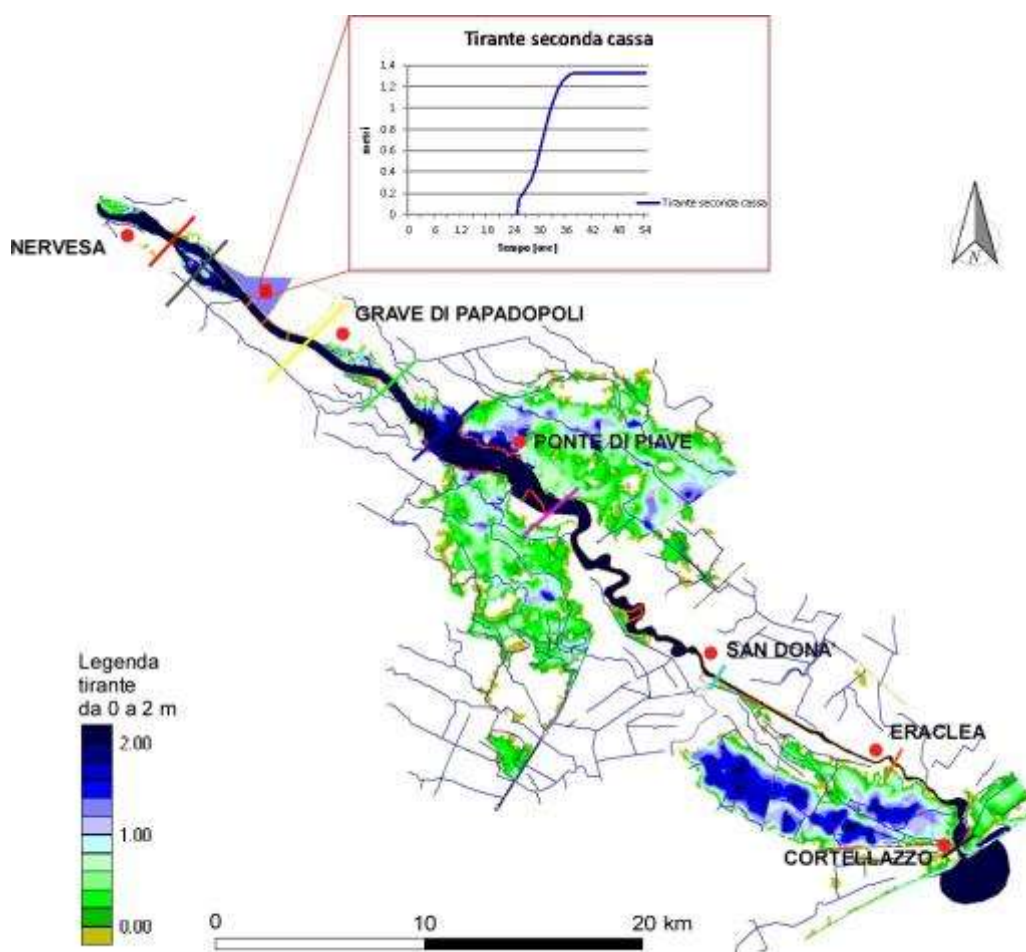


Figura 61. A sinistra, calcolo dell'area sottesa alla curva dell'idrogramma con  $Q$  di soglia e  $t_s$ ; A destra, valore di  $t_s$  e relativo livello.

Come si può notare dalle figure sopra riportate, calcolando una  $Q$  di soglia pari a  $3350 \text{ m}^3/\text{s}$  il volume, cioè l'area sottesa dalla curva, è uguale a  $43,6 \times 10^6 \text{ m}^3$ . A questo valore corrisponde un tempo di 23,3 ore e un livello di 47,70 m s.m.

Una prima simulazione è stata fatta con quota sfioro in entrata (IN) pari a 47,50 m s.m. e larghezza di tutti gli sfiori pari a 300 m, come previsto dal progetto (sfioro IN, sfioro di comunicazione cassa 2-cassa 1 e sfioro OUT). È opportuno richiamare che i calcoli eseguiti sono preliminari e, come si vedrà nel corso della spiegazione, non saranno definitivi.

I risultati della simulazione sono mostrati in *Figura 62*, che illustra l'involuppo dei tiranti massimi calcolati su tutta la durata della simulazione.



*Figura 62. Mappa dei tiranti massimi con le diverse sezioni di portata. In dettaglio si nota il tirante all'interno della seconda cassa.*

Osservando i risultati, è evidente che l'effetto di laminazione delle casse non è efficace in quanto la cassa 1 non è riempita, mentre la cassa 2 è solo parzialmente invasata con un tirante inferiore a 1,40 m.

È stato chiaro a questo punto che, per invasare le casse, la quota di sfioro in ingresso doveva essere abbassata.

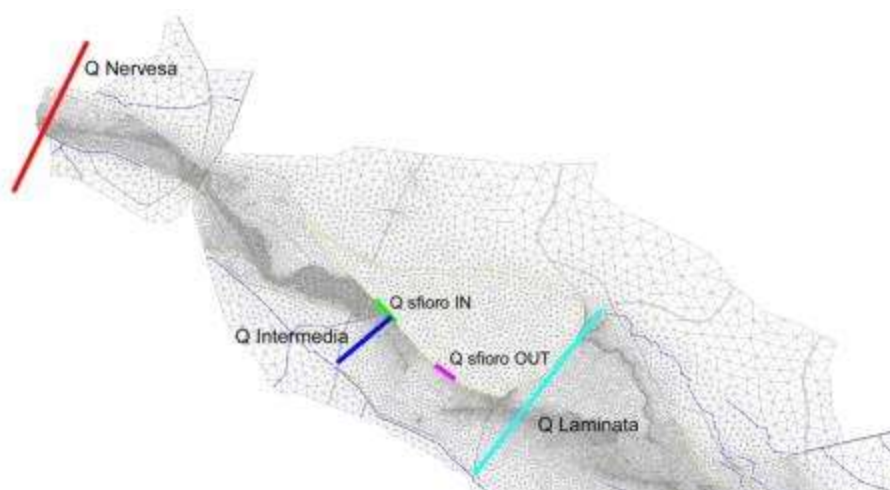
Abbassando la quota dello sfioro in entrata si è visto che il risultato migliorava. Si ricorda che la larghezza dei dispositivi di sfioro, se non diversamente specificato, è sempre di 300 m per tutti gli sfioratori.

La procedura più ragionata per ottimizzare il funzionamento delle casse di laminazione consiste nell'abbassare la quota di una quantità ragionevole in dipendenza ai risultati delle simulazioni e vedere come variano di conseguenza gli idrogrammi di portata a valle delle casse e la dinamica di riempimento delle casse. Visto lo scarso riempimento di entrambe le casse per la prima simulazione con quota di 47,50 m s.m. si è deciso di abbassare ulteriormente la quota sfioro IN direttamente di un metro e mezzo (46,00 m s.m.). Per motivi di più facile comprensione d'ora in avanti la seconda cassa sarà denominata anche cassa in ingresso, cassa in entrata o cassa di monte.

Tornando alla simulazione il risultato è migliorato notevolmente. La cassa di monte si è riempita completamente e la comunicazione tra le due casse poste in cascata è avvenuta. Purtroppo però la prima cassa non risulta completamente invasata con un tirante al suo interno di circa 3,80 m.

È di scarso interesse a questo punto commentare i risultati degli idrogrammi e gli effetti di laminazione finché le casse non risultano completamente riempite.

Le sezioni eseguite per il calcolo degli idrogrammi di portata sono di seguito raffigurate (*Figura 63*). Lo studio degli effetti di laminazione delle casse in sinistra idrografica, d'ora in avanti, prenderà sempre in considerazione tali sezioni, evitando così di riportare per ogni simulazione l'immagine e dando modo di commentare i soli idrogrammi.



*Figura 63. Sezioni realizzate per lo studio del funzionamento delle casse di espansione in sinistra idrografica.*



A questo punto si è proceduto per tentativi cercando di invasare all'interno delle casse un volume pari a  $45 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Questo procedimento si è reso necessario per la volontà di verificare i risultati derivanti dalla massima capacità di riempimento senza avere sversamento da parte dello sfioratore OUT. È emerso che, imponendo una quota allo sfioratore IN di 45,80 m s.m. lo sfioratore in uscita effettivamente non è entrato in funzione. I risultati evidenziano un colmo di piena a valle delle casse pari a  $4130 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ovviamente non essendoci re-immissione in alveo di una parte dell'acqua invasata nelle casse, non è presente il secondo picco e le casse risultano completamente riempite a fine simulazione (Figura 64). L'esondazione a Ponte di Piave è iniziata alla 30esima ora, quindi prima che si completasse il riempimento della cassa di valle.

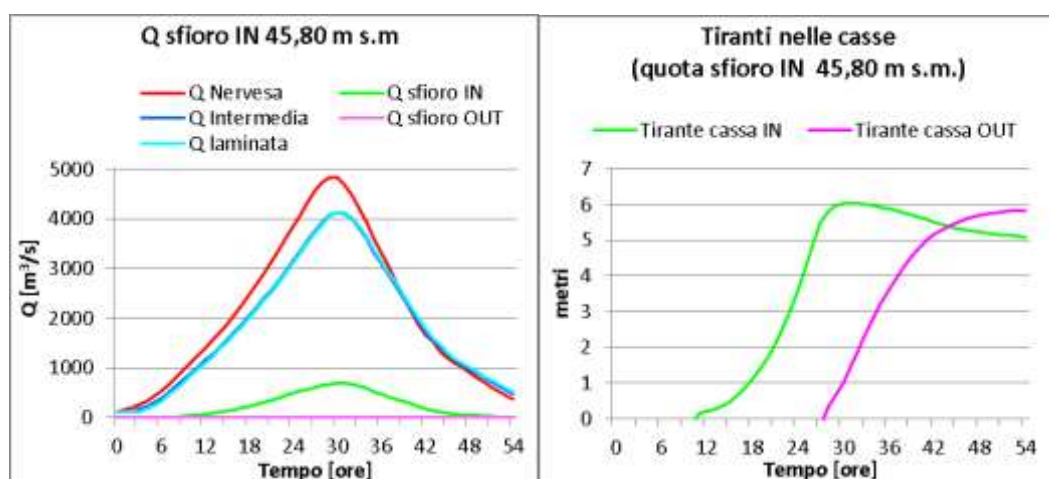


Figura 64. Valori riferiti alla quota sfioro IN 45,80 m s.m.. A sinistra, diagramma delle portate; A destra, tiranti all'interno delle casse.

A questo punto si è deciso di abbassare la quota dello sfioro IN a 45,0 m s.m. Il risultato si è rivelato di un certo interesse poiché le casse si sono riempite completamente e lo sfioro OUT della prima cassa è entrato in funzione.

Dall'idrogramma delle portate (Figura 65) nelle diverse sezioni si nota come si sia verificato un abbattimento del colmo di piena, il quale, per la nuova simulazione, risulta pari a  $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le casse risultano totalmente riempite e lo

sfioratore di troppo pieno OUT entra in funzione alla 35esima ora riversando in alveo una portata di circa 500 m<sup>3</sup>/s.

L'esondazione a Ponte di Piave è iniziata alla 30esima ora, la medesima dello stato di fatto (vedere CAP. 7) e quindi prima che la cassa di valle si riempisse completamente.

Tuttavia, anche se lo sfioratore OUT entra in funzione, il funzionamento ottimale di una cassa si ottiene quando i due colmi (il primo in corrispondenza al colmo dell'onda, il secondo quando è massimo il riflusso attraverso lo sfioratore di troppo pieno) risultano uguali (vedasi Appendice, casse di espansione).

Pertanto il funzionamento delle casse in questo caso non è ottimizzato.

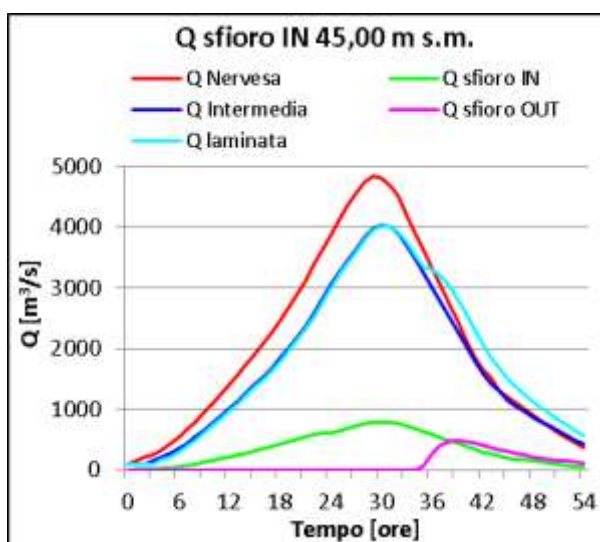
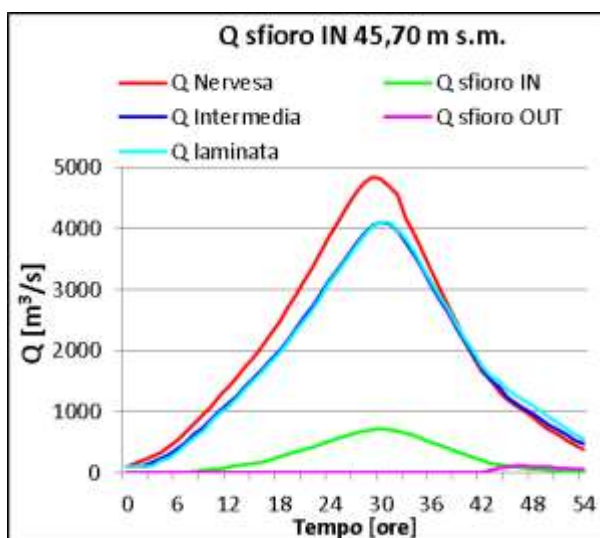


Figura 65. Idrogramma delle portate per lo studio del funzionamento delle casse di espansione in sinistra idrografica con quota sfioro IN di 45,00 m s.m..

A questo punto si è deciso di considerare una quota di sfioro di 45,70 m s.m. e di analizzare la variazione della dinamica di riempimento delle casse al variare della lunghezza degli sfioratori. La quota di sfioro di 45,70 m s.m. è stata scelta come base di partenza in quanto rappresenta la minima quota ammissibile nell'ipotesi di voler allungare gli sfioratori. Se scegliessimo, infatti, una quota più bassa (ad es. 45,00 m s.m.) aumentando la lunghezza dello sfioratore in ingresso, il ciglio dello

sfioratore assumerebbe una quota più bassa della quota della superficie libera nel canale.

Nell'ipotesi di considerare una quota di sfioro pari a 45,70 m s.m. e lunghezza di tutti gli sfioratori pari a 300m, l'idrogramma delle portate che ne risulta (*Figura 66*) mostra come le due casse si siano completamente riempite facendo entrare in funzione solo parzialmente lo sfioro in uscita nella parte finale dell'onda di piena. La portata al colmo raggiunge un valore attorno ai 4100 m<sup>3</sup>/s, valore molto simile alla simulazione con quota sfioro pari a 45,80 m s.m.. Si desume dall'entrata in funzione dello sfioratore di troppo pieno che le casse sono completamente riempite alla 43esima ora e l'esonazione a Ponte di Piave è avvenuta alla 30esima.



*Figura 66. Idrogramma delle portate per lo studio del funzionamento delle casse di espansione in sinistra idrografica con quota sfioro IN di 45,70 m s.m..*

Volendo a questo punto anticipare il riempimento delle casse prima che avvenga l'esonazione a Ponte di Piave (30esima ora) e non potendo più abbassare ulteriormente la quota dello sfioro IN, si è deciso di allargare gli sfioratori.

Partendo da questa quota di riferimento si è deciso di eseguire tre simulazioni variando la lunghezza dello sfioro IN ponendola pari a 400 m, 350 m e, in base ai risultati ottenuti, 380 m (*Figura 67*). Un ulteriore cambiamento significativo è

stato eseguito con riferimento allo sfioratore di comunicazione tra le due casse. La decisione deriva dall'osservazione della dinamica di riempimento delle casse, che ha portato a ritenere opportuno di accelerare i tempi di riempimento della cassa più a valle (cassa OUT). Per fare ciò è stato necessario aumentare la lunghezza dello sfioratore a stramazzo di comunicazione tra la cassa di monte e la cassa di valle ed assumerla pari alla totale lunghezza dell'argine divisorio.

I risultati delle simulazioni sono di seguito riportati (*Figura 67*).

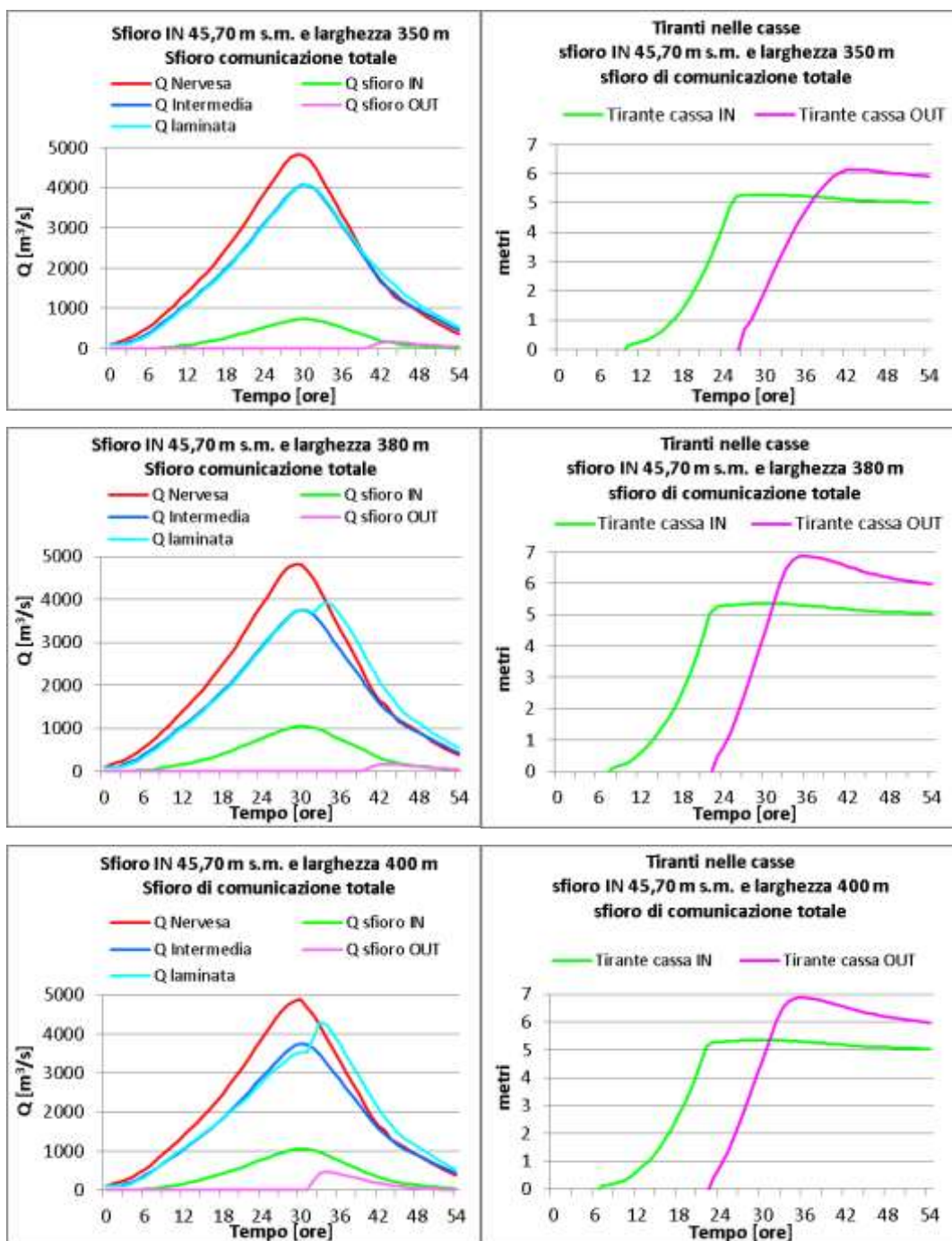


Figura 67. Valori riferiti alla larghezza sfiori di 400, 350 e 380 m.. A sinistra, diagrammi delle portate; A destra, tiranti all'interno delle casse.

Dagli idrogrammi di portata si evince come l'effetto migliore di laminazione si verifichi adottando una quota sfioro di 45,70 m s.m. e una larghezza di 380 m. Le altre configurazioni sono da ritenersi, invece, meno efficaci. Per quanto riguarda

lo sfioro di comunicazione tra le casse si vede come le curve dei tiranti della cassa OUT siano di modesta pendenza, indice questo di invaso rapido.

Il grafico con sfioro da 400 m, mostra come il primo picco sia molto inferiore al secondo con valori di circa 3500 m<sup>3</sup>/s e 4300 m<sup>3</sup>/s rispettivamente. Come già detto, questo rappresenta un funzionamento non ottimizzato delle casse di espansione, come ulteriormente è dimostrato dall'idrogramma stesso che evidenzia un rapido aumento della portata che fluisce a valle dopo la 32esima ora. Tale rapido e consistente aumento della portata è legato al fatto che le casse si invasano rapidamente, esaurendo in tempi brevi la loro capacità e riversando nuovamente le acque nel corso d'acqua.

Come si evince dalla *Figura 67*, inoltre, il grafico relativo allo sfioro da 350 m non ha evidenziato miglioramenti rispetto alla configurazione con sfioro da 300 m.

La configurazione con sfioro da 380 m è da ritenersi la più efficace tra quelle considerate. La laminazione è avvenuta in modo soddisfacente abbattendo il colmo di portata ad un valore di poco inferiore a 3800 m<sup>3</sup>/s, corrispondente al primo picco, e a un valore di poco più di 3900 m<sup>3</sup>/s, corrispondente al secondo picco. Nel caso di un funzionamento ottimale della cassa i valori dei picchi dovrebbero essere molto vicini, come si verifica appunto nel caso di uno sfioratore in ingresso largo 380 m. Inoltre, le casse risultano completamente riempite alla 32esima ora mentre il sormonto a Ponte di Piave avviene alla 31esima ora.

Si è notato nel corso delle simulazioni che larghezze notevoli degli sfiori in ingresso (ad es. 600 m) portano ad invasare in anticipo l'acqua nelle casse, abbattendo in modo più efficace il primo picco dell'idrogramma, ma aumentando di molto il secondo picco, con effetti che risultano essere peggiori a valle, in quanto la portata che vi transita è superiore rispetto ai casi sopra descritti.

Prendendo in considerazione la simulazione con quota sfioro 45,70 m s.m. e larghezza di 380 m, si analizzano nel seguito di questo elaborato gli effetti della laminazione nella parte restante del dominio di calcolo. Come già visto per lo stato di fatto, gli idrogrammi di portata verranno studiati nelle medesime sezioni

aggiungendo però altre due sezioni in corrispondenza degli sfiori IN e OUT (Figura 68).

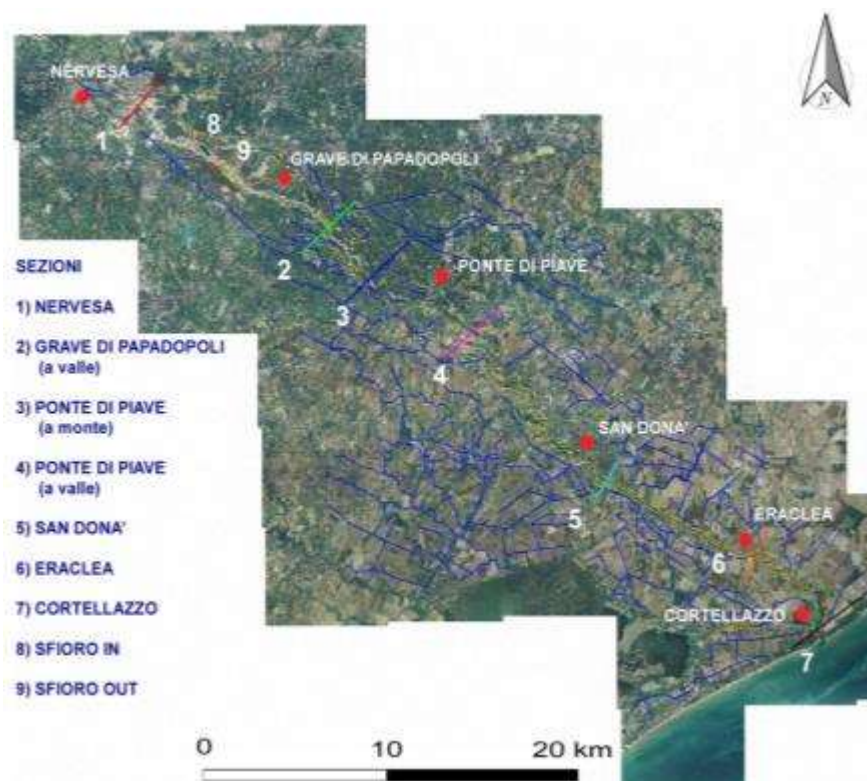


Figura 68. Sezioni per il calcolo delle portate con aggiunte le sezioni degli sfiori IN e OUT.

Dalle sezioni eseguite l'andamento degli idrogrammi è riportato nella figura sottostante (Figura 69).

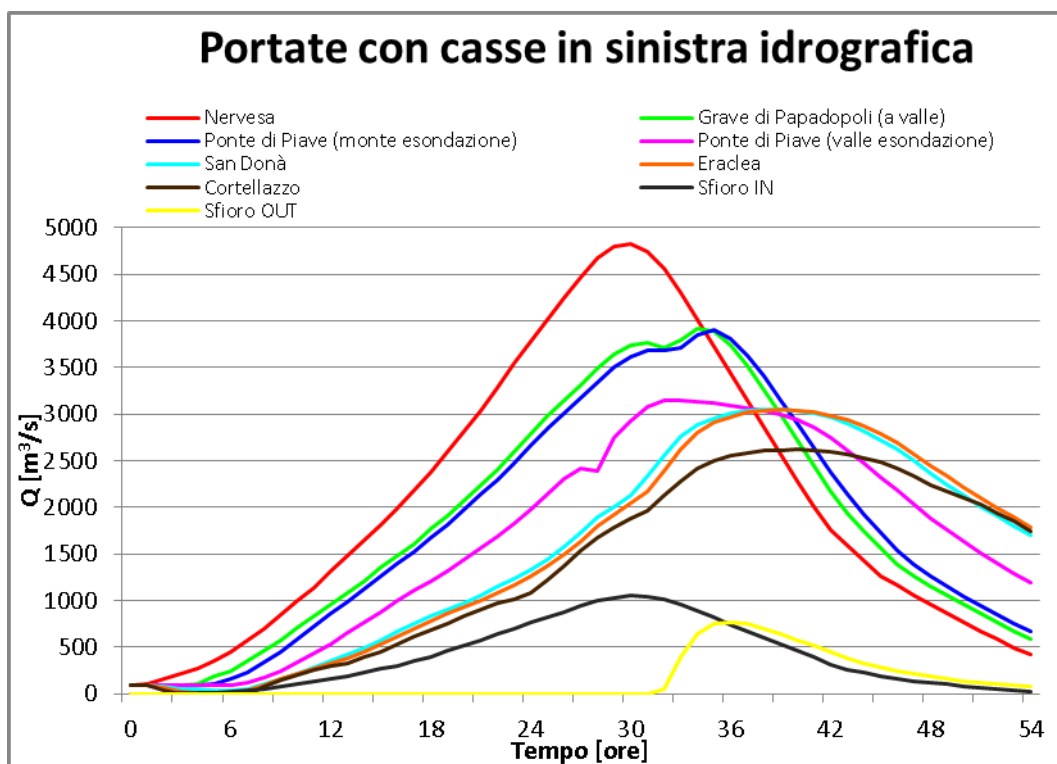


Figura 69. Idrogramma delle portate da Nervesa della Battaglia alla foce con aggiunte le portate agli sfiori IN e OUT.

La portata a Nervesa della Battaglia, come per lo stato di fatto ha un valore di circa  $4850 \text{ m}^3/\text{s}$ .

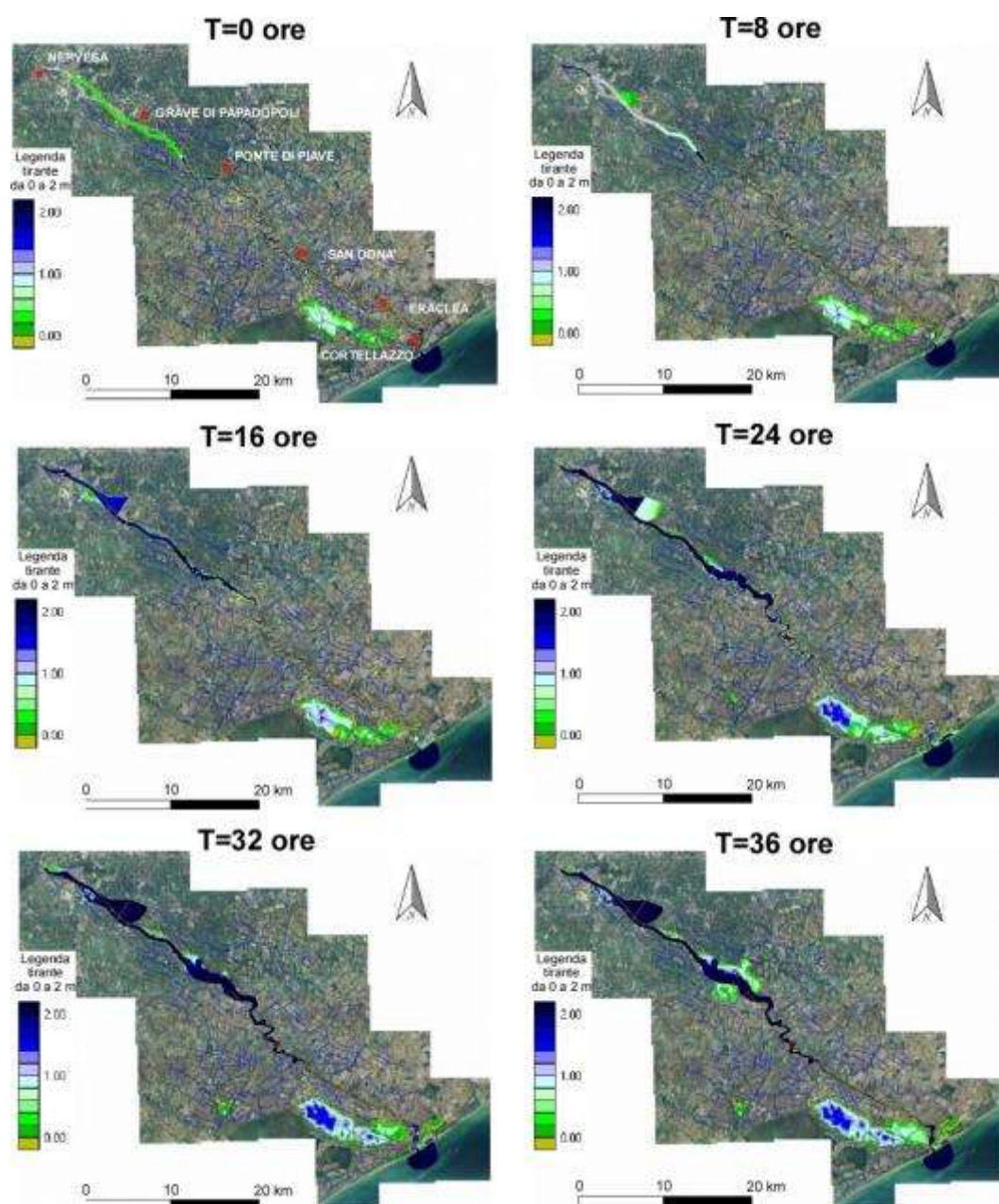
L'andamento dei valori di portata a valle delle grave di Papadopoli, come visto, ha subito una riduzione al colmo di circa  $1050 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La sezione a monte di Ponte di Piave rispecchia l'andamento della curva che si presenta a valle delle Grave. A valle dell'esondazione invece si nota come il picco sia diminuito rispetto allo stato di fatto. Possiamo dire quindi, in prima approssimazione, che il sormonto è in ogni caso avvenuto, come si evince dalla brusca diminuzione della portata transitante nelle sezioni successive, ma l'entità dell'esondazione è sicuramente più limitata (come si vedrà in seguito). Il picco di portata in questa sezione ha valore  $3150 \text{ m}^3/\text{s}$  a differenza dei  $3250 \text{ m}^3/\text{s}$  dello stato di fatto. Nelle tre sezioni rimanenti, cioè San Donà, Eraclea e Cortellazzo si nota come l'andamento delle curve di portata siano molto simili fra di loro e come si attenuino lentamente.



## Mappa degli allagamenti

La propagazione dell'onda di piena del novembre 1966 sulla configurazione con le casse di espansione in sinistra idrografica è esposta dalla seguente successione di immagini nei diversi istanti di tempo (*Figura 70*).



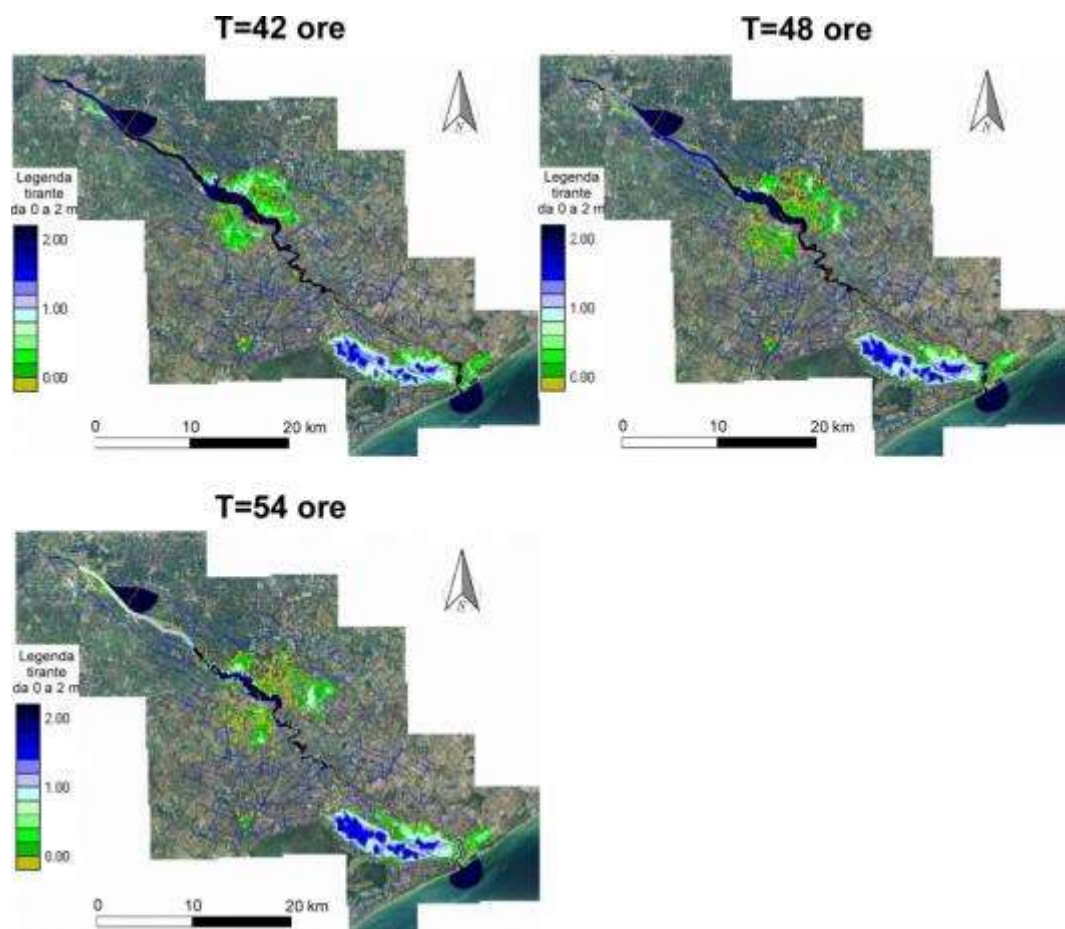


Figura 70. Evoluzione della piena del 1966 con inserimento delle casse di espansione in sinistra idrografica.

Da una prima analisi si nota come l'estensione dell'esonazione e i tiranti siano inferiori rispetto allo stato di fatto. L'evoluzione mostra in particolare che il sormonto a Ponte di Piave avviene alla 32esima ora come accennato in precedenza e confermato visti i risultati della simulazione. Inoltre, si può notare come l'esonazione nel tratto rettilineo a valle di San Donà sia assente.

Un ulteriore confronto è stato realizzato grazie alla sovrapposizione delle mappe raffiguranti l'involuppo dei tiranti massimi nelle 54 ore di simulazione tra lo stato di fatto e la propagazione dell'onda di piena con le casse in sinistra idrografica.

Di seguito si riporta la mappa dei tiranti massimi del dominio di calcolo (Figura 71) e di conseguenza il confronto con lo stato di fatto mostrando i tiranti (Figura 72) e i contorni dell'esonazione (Figura 73).

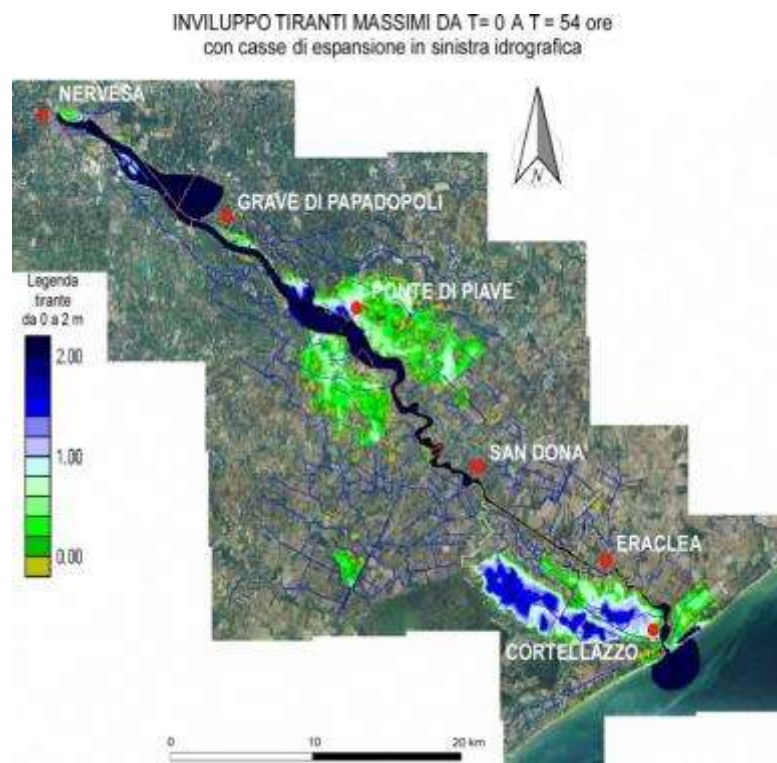


Figura 71. Inviluppo tiranti massimi da 0 a 2 m nell'arco temporale delle 54 ore con casse di espansione in sinistra idrografica.

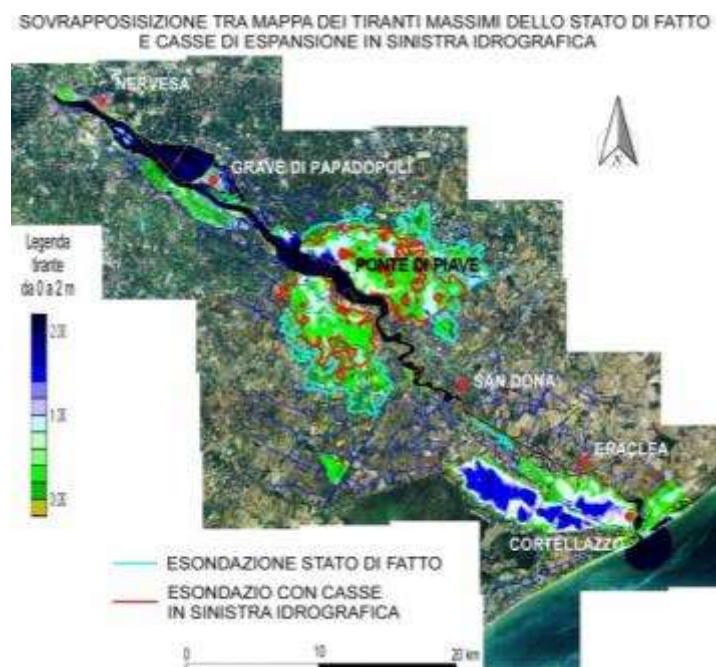
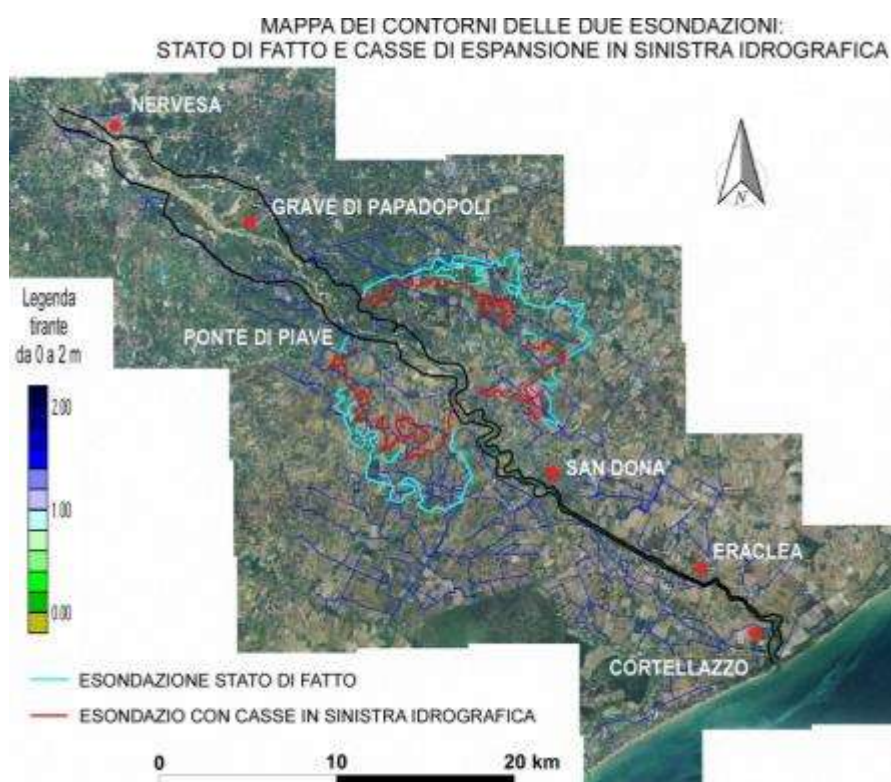


Figura 72. Confronto dell'estensione dell'esondazione tra lo stato di fatto e la simulazione con casse di espansione.



*Figura 73. Disegno dei contorni dell'estensione dell'esondatazione tra lo stato di fatto e la simulazione con casse di espansione.*

Dai confronti delle mappe si può notare come l'estensione degli allagamenti sia inferiore nel caso della simulazione con le due casse di espansione. Inoltre, sembra che anche i tiranti siano inferiori con valori all'incirca di mezzo metro, contrariamente allo stato di fatto i cui valori si aggirano attorno al metro in parecchi punti.

### **Mappa dei franchi arginali**

Come già noto la mappa dei franchi serve ad evidenziare eventuali zone di debolezza arginale e/o di sormonto. Ora vediamo come l'effetto delle casse di laminazione ha agito sui franchi arginali (*Figura 74*) e sui profili longitudinali (*Figura 75*) riportando di seguito le rispettive immagini.

## FRANCHI ARGINALI DA NERVESA A CORTELLAZZO

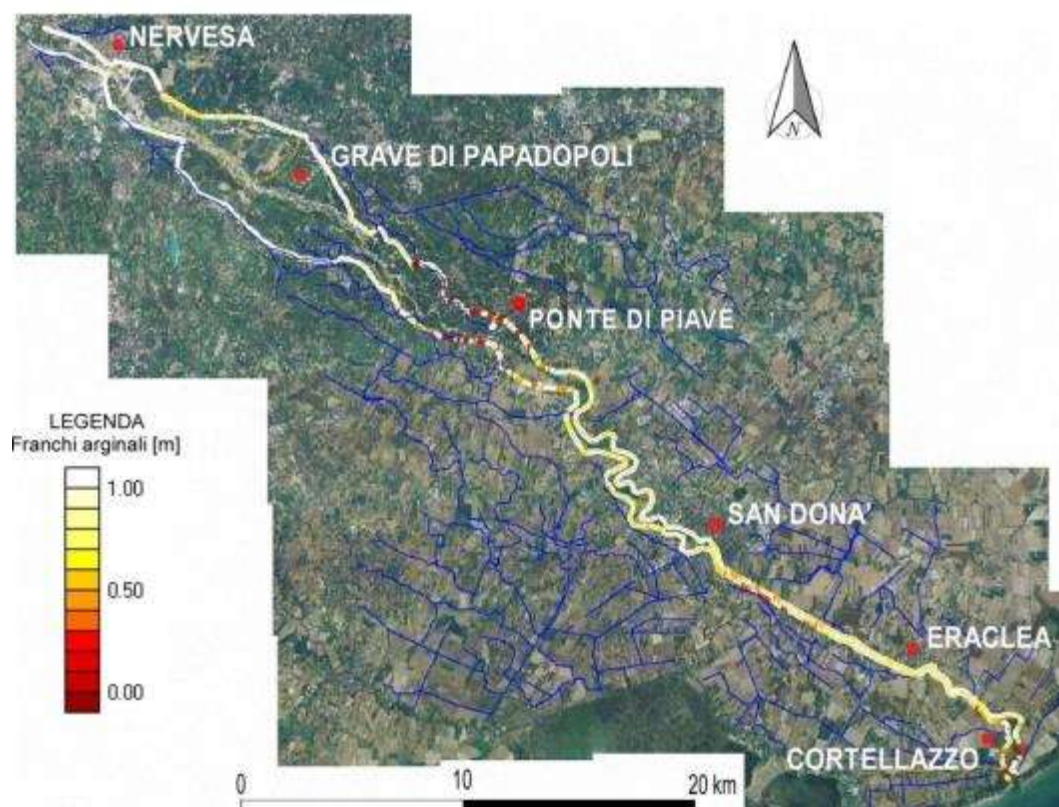


Figura 74. Mappa dei franchi arginali da Nervesa a Cortellazzo con le due casse in sinistra idrografica.

La mappa dei franchi ha messo in evidenza le debolezze a Ponte di Piave, mentre nel tratto rettilineo a valle di San Donà la situazione migliora come già visto dalla simulazione e dall'involuppo dei tiranti. Un'ulteriore conferma è data dall'analisi dei franchi arginali dove si è osservato un incremento dei franchi e di conseguenza si è evitato il sormonto. In completamento all'analisi si riporta il grafico dei profili longitudinali (Figura 75) dove è evidente che il sormonto avviene solamente a Ponte di Piave e non in altre località. È presente soltanto una zona critica a valle di San Donà, cioè dove il franco si riduce, ma il livello dell'acqua all'interno del canale non supera il livello degli argini.

Concludendo l'analisi dell'inserimento di due casse di espansione in sinistra idrografica, si può affermare che: (i) l'ottimizzazione del funzionamento delle casse è avvenuta con quota sfioro in ingresso pari a 45,70 m s.m. e larghezza di

380 m; (ii) con questa impostazione l'effetto di laminazione possibile ottenuto dall'inserimento delle due casse in sinistra idrografica è il massimo possibile per queste opere di laminazione visti i valori di abbattimento del colmo si piena; (iii) la ridotta portata transitante a valle ha avuto effetti positivi in merito alla riduzione dell'estensione dell'esondazione e ha evitato il sormonto arginale nel tratto rettilineo da San Donà ad Eraclea. Ciò premesso, la debolezza arginale del basso corso del fiume Piave è stata nuovamente confermata, in particolare in prossimità di Ponte di Piave. Necessitano quindi ulteriori opere di difesa contro eventi di questa entità.

**CONFRONTO PROFILI da Candelù a Cortellazzo  
inserimento casse espansione in sinistra idrografica**

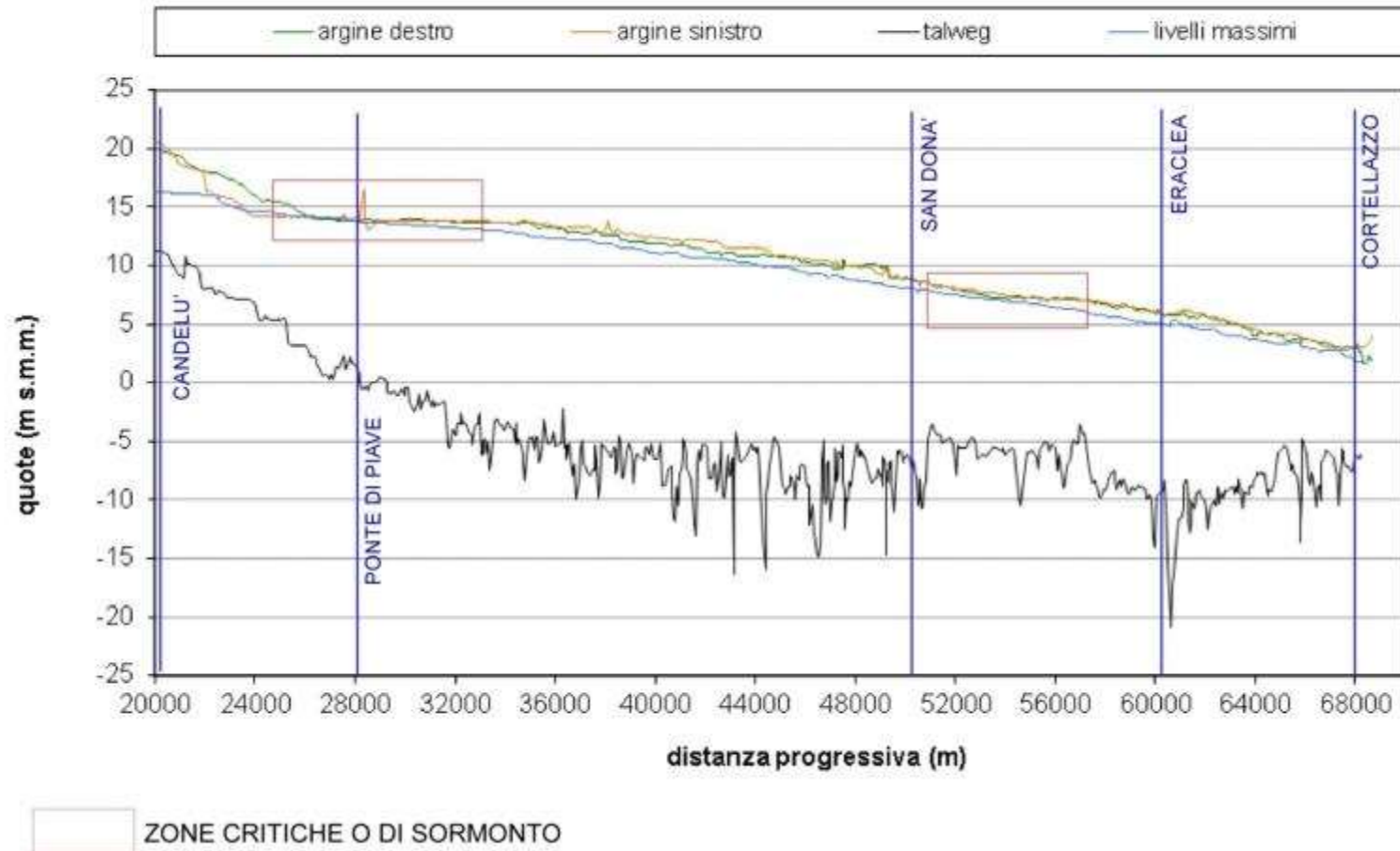


Figura 75. Confronto profili da Candelù a Cortellazzo con evidenziate le zone critiche.

## 8.2. Analisi degli effetti prodotti dalla terza cassa in destra idrografica

Il progetto dell'Ing Susin prevedeva l'inserimento di una eventuale terza cassa di espansione in destra idrografica in aggiunta alle altre due situate leggermente più a valle.

Si è deciso di prendere in considerazione anche quest'ultima in completamento al progetto e in verifica ai benefici che essa potrebbe portare. Non essendo indicate nel progetto le caratteristiche di questa cassa, ad eccezione dell'area occupata dall'opera, per analogia con le altre due casse si è deciso di invasare circa 18 milioni di m<sup>3</sup> nella terza cassa.

Una volta inserita la terza cassa nella mesh di calcolo, per impostare la quota sfioro in ingresso si è proceduto come visto per le casse in sinistra idrografica. Quindi una prima simulazione è stata fatta a casse chiuse e dall'idrogramma si è individuata la "portata di soglia" alla quale corrispondeva un volume di circa  $18 \times 10^6 \text{ m}^3$ , da cui è stata poi dedotta la rispettiva quota dello sfioro s m.m.. Tralasciando la spiegazione dei calcoli dei volumi, che è la medesima per le casse in sinistra idrografica, la prima quota di partenza è stata impostata ad un valore di 63,50 m s.m.. Il risultato atteso è il parziale riempimento della cassa, infatti, al suo interno è presente un tirante di 4,65 m anziché di 5,50 m (Figura 76).

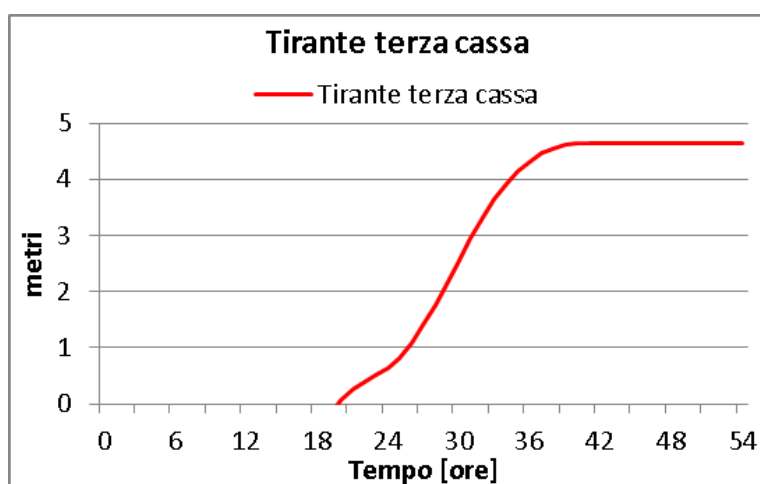


Figura 76. Tirante nella terza cassa con quota sfioro 63,50 m s.m..



Visti i risultati la quota sfioro in ingresso andava abbassata. In un primo momento si è cercata di individuare la quota di sfioro in ingresso alla terza cassa tale da sfruttare la capacità di invaso massima senza che lo sfioro di troppo pieno entrasse in funzione.

Volendo quindi raggiungere la massima capacità di invaso senza sfioro OUT, dopo ripetuti tentativi è stata assegnata quota di sfioro 63,40 m s.m. e larghezza 300 m (come previsto da progetto) che hanno dato i risultati sperati (Figura 78).

Gli effetti delle tre casse di espansione saranno illustrati con riferimento agli idrogrammi di portata nelle sezioni raffigurate di seguito (Figura 77), le quali coincidono con le sezioni analizzate per lo studio con due casse a cui sono state aggiunte le sezioni tra la cassa 3 e la cassa 2 e le sezioni relative agli sfiori della terza cassa (IN e OUT).

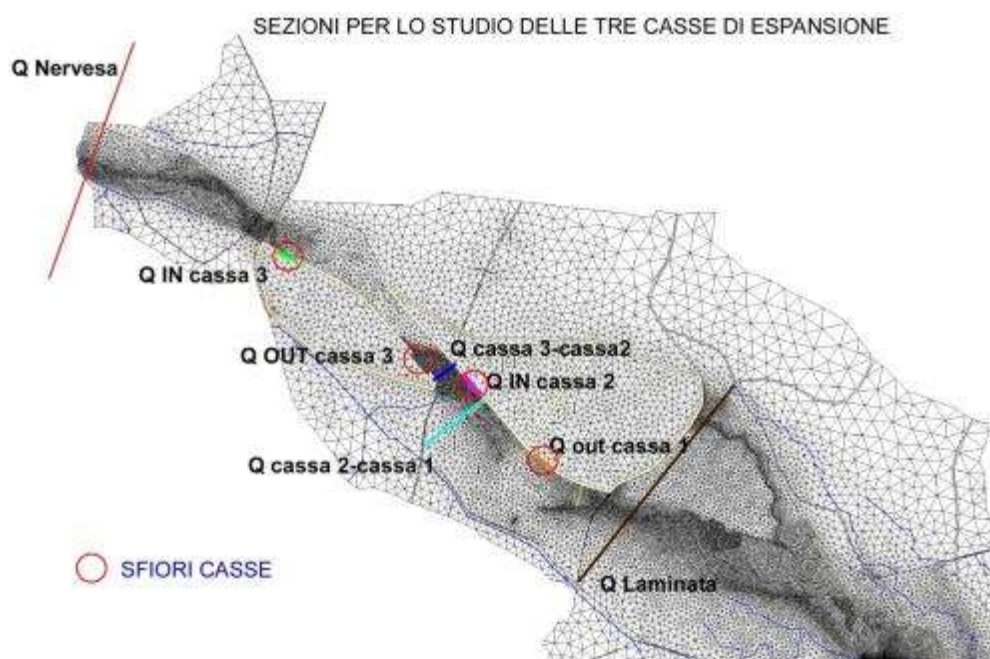


Figura 77. Sezioni realizzate per lo studio del funzionamento delle casse di espansione.

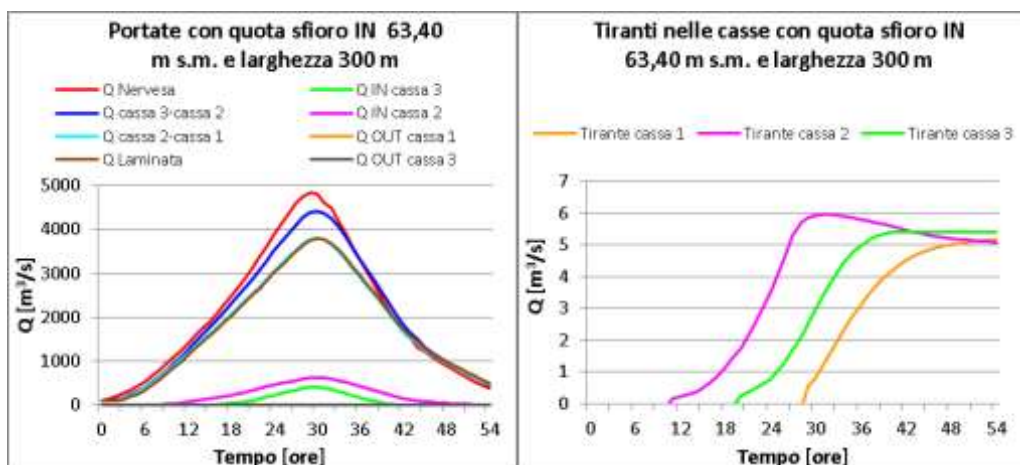


Figura 78. Valori riferiti a quota sfioro della terza cassa pari 63,40 m s.m. e larghezza 300 m. A sinistra, idrogramma delle portate; A destra, tiranti nelle tre casse.

Si nota dai grafici (Figura 78) come la terza cassa abbia abbassato il picco di portata ad un valore di 4440 m<sup>3</sup>/s anziché 4850 m<sup>3</sup>/s presente a Nervesa, laminando 410 m<sup>3</sup>/s. Quest'ultima come si può vedere dal grafico dei tiranti risulta completamente invasata e raggiunge un tirante costante senza sfiorare. Tuttavia le altre due casse in sinistra hanno subito delle variazioni nei volumi di invaso comportando il parziale riempimento della prima cassa con un tirante poco più di 5 m.

Per quanto riguarda la larghezza degli sfiori delle casse in sinistra idrografica, si è deciso di mantenere la configurazione di progetto, almeno per le prime simulazioni, ed hanno quindi tutti larghezza 300 m.

Impostata la quota dello sfioro della terza cassa in modo corretto è stato necessario ottimizzare il funzionamento delle altre due casse rimanenti. Capito il metodo da utilizzarsi, cioè “aggiustando” gli sfiori fino al completamento dell'invaso senza sfioro di troppo pieno in funzione, si è proceduto per tentativi ragionati fino al raggiungimento dell'obiettivo. È emerso che, come evidente dalla figura sottostante (Figura 79), le casse sono completamente invasate.

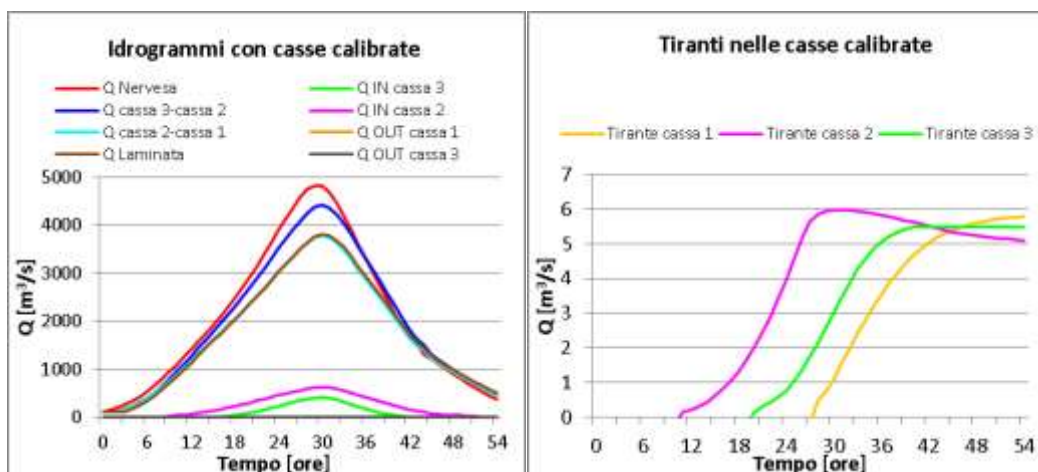


Figura 79. Grafici delle casse calibrate. A sinistra, idrogramma delle portate; A destra, tiranti.

Il raggiungimento di questo risultato è stato possibile mantenendo la quota sfioro IN della terza cassa a 63,40 m s.m. e larghezza 300 m, mentre per la cassa 2 la quota sfioro IN risulta essere di 45,70 m s.m. e larghezza 300 m. In sostanza, rifacendoci alla configurazione del dominio di calcolo con due casse, è stato necessario abbassare la quota sfioro della seconda cassa di una decina di centimetri (da 45,80 a 45,70 m s.m.).

Come conseguenza dell'inserimento della terza cassa, quindi, il colmo di piena è pari a circa 4400 m<sup>3</sup>/s a valle della terza cassa e di poco meno di 3800 m<sup>3</sup>/s a valle delle altre due. Questo ha comportato l'esondazione a Ponte di Piave alla 30esima. I tiranti all'interno delle casse erano di 1 metro per la prima cassa e di 3 metri per la terza. Di fatto se ne deduce che l'invaso è avvenuto troppo lentamente non ritardando il sormonto più a valle.

Un metodo già messo in atto in precedenza (configurazione a due casse) per accelerare i tempi di invaso è quello di maggiorare le luci di sfioro. È stato quindi allungato lo sfioratore di comunicazione tra la cassa 1 e la cassa 2 pari alla totale larghezza dello sfioro (come adottato per le due casse), una quota di 45,70 m s.m. e una lunghezza di 400 m per lo sfioro in ingresso alla cassa 2. Lo sfioro in ingresso della terza cassa avrà una lunghezza di 300 m. Mantenendo questa configurazione per le casse poste in sinistra idrografica, sono state condotte una serie di simulazioni variando la quota di sfioro in ingresso alla terza cassa. In

particolare, sono state considerate quote di sfioro di 63,40, 63,20 e 63,00 m s.m. (Figura 80).

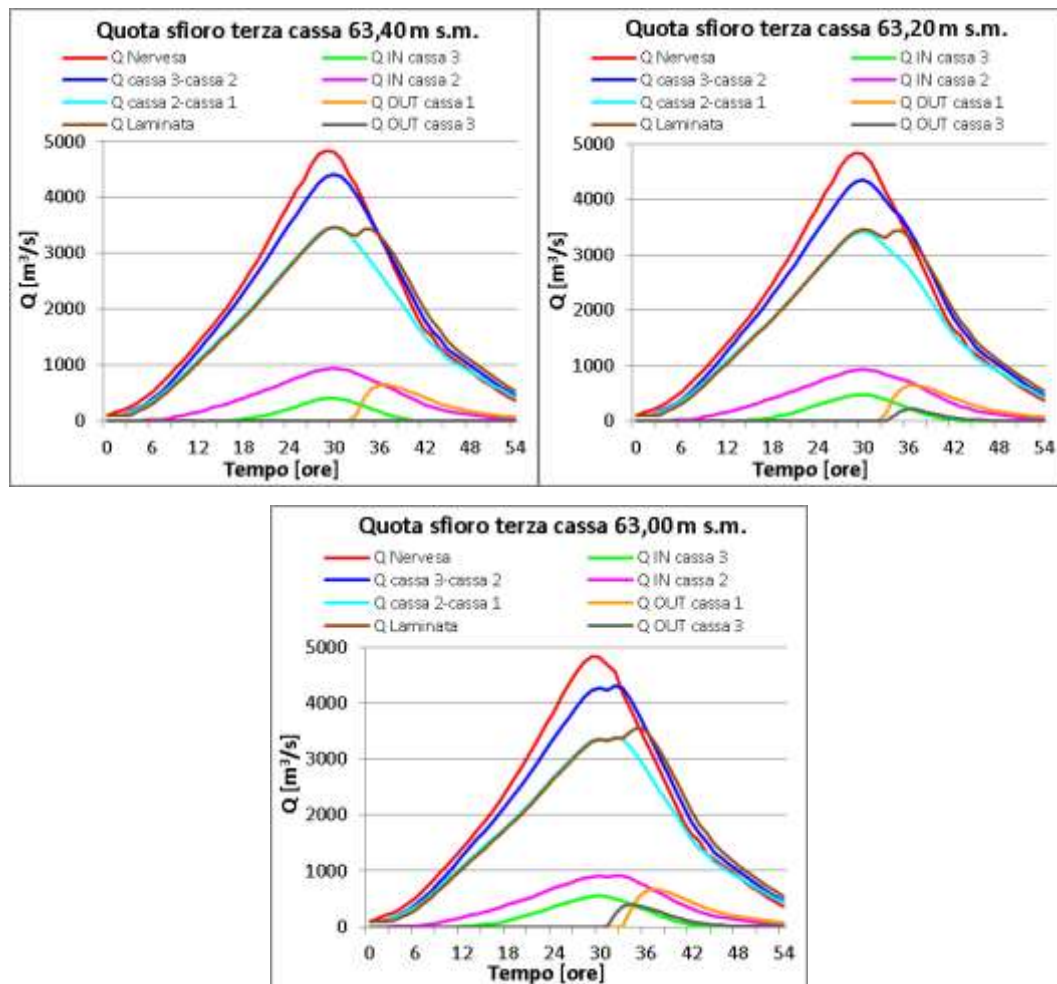


Figura 80. Idrogrammi delle portate con quota sfioro di 63,40, 63,20 e 63,00 m s.m..

Dall'idrogramma di portata relativo allo sfioratore posto a 63,40 m s.m. si evince che, come visto in precedenza, non abbiamo sfioro in uscita dalla terza cassa, ma solo una riduzione del picco a circa  $4400 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le altre due casse entrano in funzione correttamente, dando origine a valori di portata al colmo a valle delle casse pari a  $3450 \text{ m}^3/\text{s}$  per entrambi i picchi. L'erosione a Ponte di Piave ha avuto luogo in modo apprezzabile tra la 32esima e la 33esima ora.

Nel caso, invece, si ipotizzi uno sfioratore posto a quota 63,20 m s.m, si evidenzia innanzitutto che lo sfioro OUT della terza cassa è entrato in funzione

anche se in modo quasi irrisorio ( $220 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Il picco di piena a valle della terza cassa è di  $4350 \text{ m}^3/\text{s}$ , ovvero  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  in meno rispetto al caso precedente. La portata complessiva risulta laminata da parte delle due casse rimanenti per i valori di  $3400 \text{ m}^3/\text{s}$  per il primo picco e  $3450 \text{ m}^3/\text{s}$  per il secondo. Di fatto la portata che transita a valle è uguale alla precedente e rispecchia la medesima ora di sormonto a valle (tra la 32esima e la 33esima ora).

L'ultimo grafico con quota  $63,00 \text{ m s.m.}$  mostra come lo sfioro OUT della terza cassa sia entrato in funzione in modo più importante, reimmettendo in alveo una portata di  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ . Questo ha provocato la formazione dei due picchi caratteristici di laminazione a valle della terza cassa pari a  $4250 \text{ m}^3/\text{s}$  e  $4300 \text{ m}^3/\text{s}$ , rispettivamente per il primo e secondo picco.

Per quanto riguarda la laminazione della portata complessiva, contrariamente a quanto visto finora, i due picchi caratteristici dell'idrogramma di portata a valle di tutte e tre le casse non hanno lo stesso valore. Esso ha valori all'incirca di  $3300 \text{ m}^3/\text{s}$ , mentre il secondo picco assume un valore più alto pari a  $3550 \text{ m}^3/\text{s}$ . L'esondazione a Ponte di Piave è avvenuta intorno alla 33esima-34esima ora, dovuto probabilmente all'anticipo dell'invaso nella terza cassa.

Per meglio capire l'estensione dell'esondazione e come questa varia in base alla portata transitante a valle è stato eseguito l'involuppo dei tiranti massimi nei tre casi visti (quota sfioro a  $63,40$ ,  $63,20$  e  $63,00 \text{ m s.m.}$ ), quindi con portata al colmo a valle delle casse di  $3450 \text{ m}^3/\text{s}$  nei primi due casi e  $3550 \text{ m}^3/\text{s}$  nell'ultimo. Le mappe degli involuppi sono state poi sovrapposte ed è stato possibile a questo punto disegnare i contorni di estensione di ogni singola esondazione. Il risultato è mostrato nella seguente immagine (*Figura 81*).

SOVRAPPOSIZIONE MAPPE DEI TIRANTI MASSIMI  
CON QUOTA SFIORO 63,40 m s.m., QUOTA 63,20 m s.m. e QUOTA 63,00 m s.m.

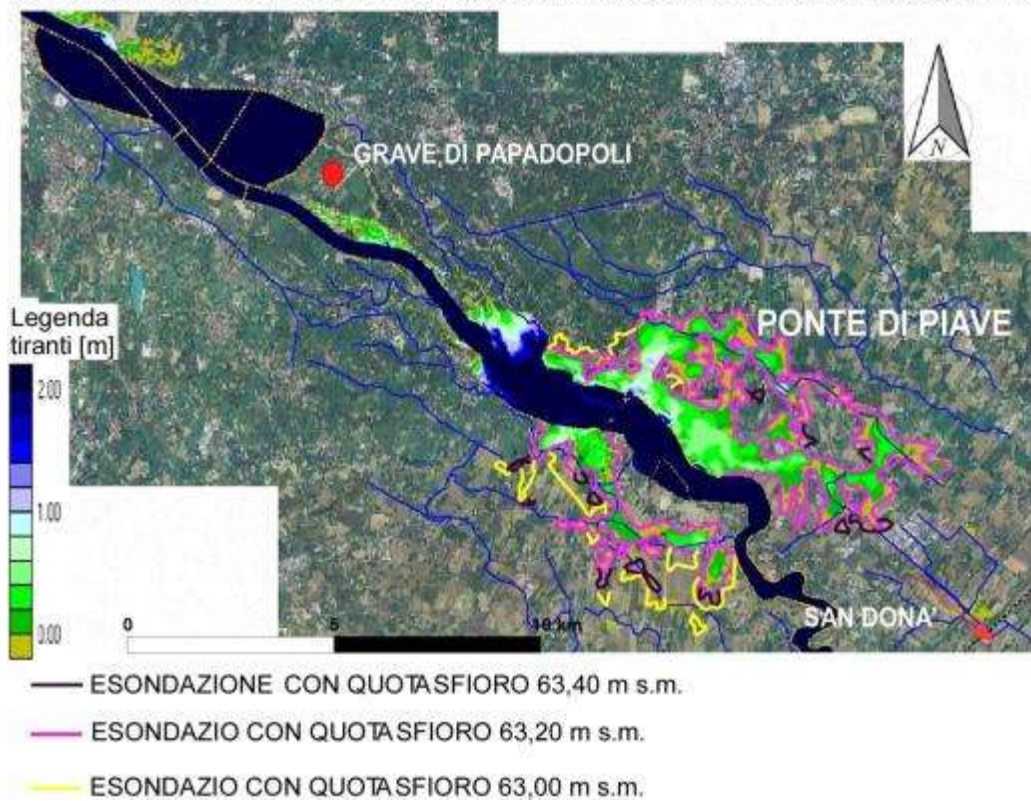


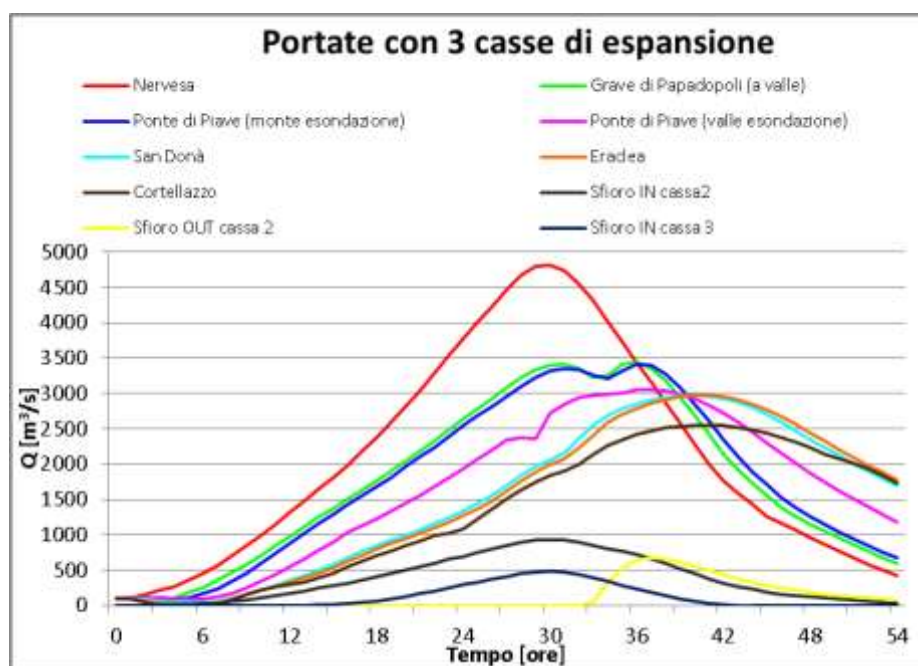
Figura 81. Mappe dei tiranti sovrapposte e disegno dei contorni di estensione esondazione con quota sfioro della terza cassa pari a 63,40, 63,20 e 63,00 m s.m.

Si nota come l'estensione dell'esondazione minore si abbia impostando come quota di sfioro in ingresso della terza cassa un valore di 63,20 m s.m. Pur tuttavia, l'estensione non varia in modo considerevole con quota di 63,40 m s.m.. L'estensione varia invece in maniera apprezzabile nel caso di quota dello sfioro posta a 63,00 m s.m.. Si nota infatti che l'esondazione è più ampia, anche se di poco, dato i 100 m<sup>3</sup>/s in più transitanti a valle, pur ritardando di un'ora il sormonto arginale, dovuto all'anticipo dell'invaso nella terza cassa.

Da quanto visto se ne deduce che la portata transitante a valle è nella migliore delle ipotesi dell'ordine dei 3450 m<sup>3</sup>/s. Per quanto riguarda l'ottimizzazione del funzionamento delle casse possiamo affermare che nei primi due casi (quote sfioro a 63.40 e 63.20 m s.m.) le casse realizzate in sinistra idrografica svolgono

la loro mansione in modo ottimale, come si evince dall'uguaglianza nel valore dei due picchi. Per la terza cassa invece, la laminazione non è avvenuta come sperato ma ha portato in ogni caso un beneficio in collaborazione con gli altri due invasi. L'ultimo caso visto (quota sfioro a 63,00 m s.m.) ha mostrato il corretto funzionamento della terza cassa a scapito però delle altre due, nelle quali non è stato possibile ottenere due picchi di pari entità, e l'abbattimento complessivo del colmo di piena risulta inferiore rispetto ai primi due casi.

Considerando la simulazione corrispondente ad una quota sfioro in ingresso della terza cassa di 63,20 m s.m., si è quindi proceduto ad esaminare in dettaglio come la piena del 1966 si propaga lungo l'intero tratto studiato aggiungendo anche la terza cassa di espansione in destra idrografica. Per fare ciò è stato necessario, come già visto in precedenza, calcolare le portate in diverse sezioni che saranno le medesime di quelle viste per lo studio a due casse di espansione (per cui si rimanda al CAP. 8.1), con l'aggiunta però di un'ulteriore sezione per il calcolo della portata in ingresso nella terza cassa (vedi studio terza cassa di espansione). Il risultato è dato dal seguente idrogramma (*Figura 82*).



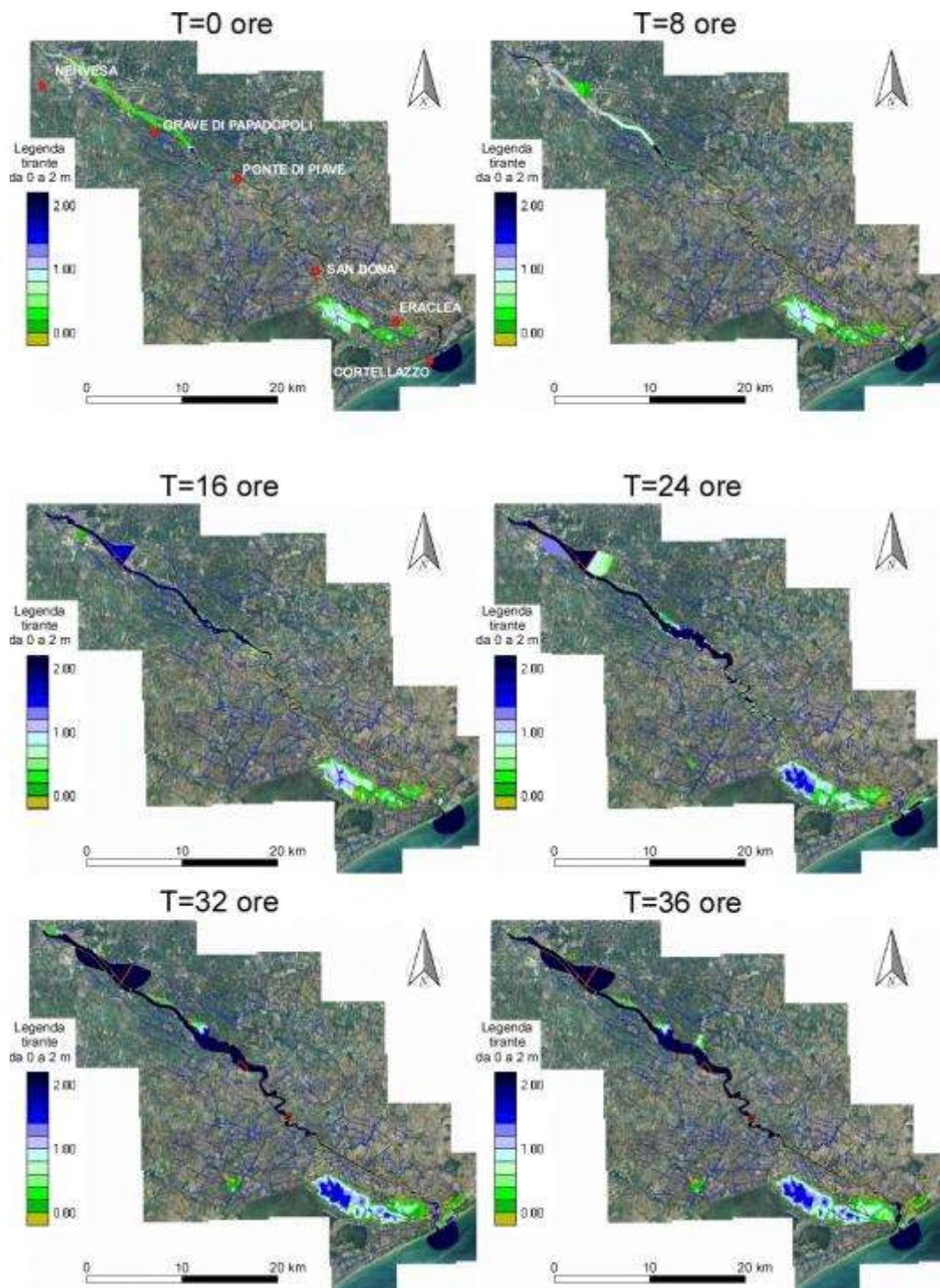
*Figura 82. Portate nel dominio nelle diverse sezioni studiate.*

L'andamento dei valori di portata ha subito un notevole cambiamento in seguito all'inserimento della terza cassa. Di fatto, la combinazione delle tre casse opportunamente dimensionate ha permesso di ridurre la portata in transito a valle delle Grave di Papadopoli a valori di  $3450 \text{ m}^3/\text{s}$ , abbattendo così il picco di  $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ . La sezione a monte di Ponte di Piave rispecchia l'andamento della curva che si verifica a valle delle Grave in quanto non sono presenti in questo tratto sormonti che potrebbero influenzare i valori di portata. A valle dell'esondazione si nota come il picco sia diminuito ulteriormente rispetto allo stato di fatto e alla configurazione con due casse in sinistra idrografica assumendo valori di  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Giunti a questo punto, tale valore conferma i valori già ricordati di massima portata che può transitare nel basso corso del fiume Piave senza che ci sia esondazione. Nelle tre sezioni rimanenti, cioè San Donà, Eraclea e Cortellazzo si nota come l'andamento delle curve di portata siano molto simili fra di loro e come si attenuino lentamente.

### **Mappa degli allagamenti**

Ora verrà mostrata come si propagherà l'onda di piena del novembre 1966 con le tre casse di espansione. La sequenza è esposta dalla seguente successione di immagini nei diversi istanti di tempo (*Figura 83*).





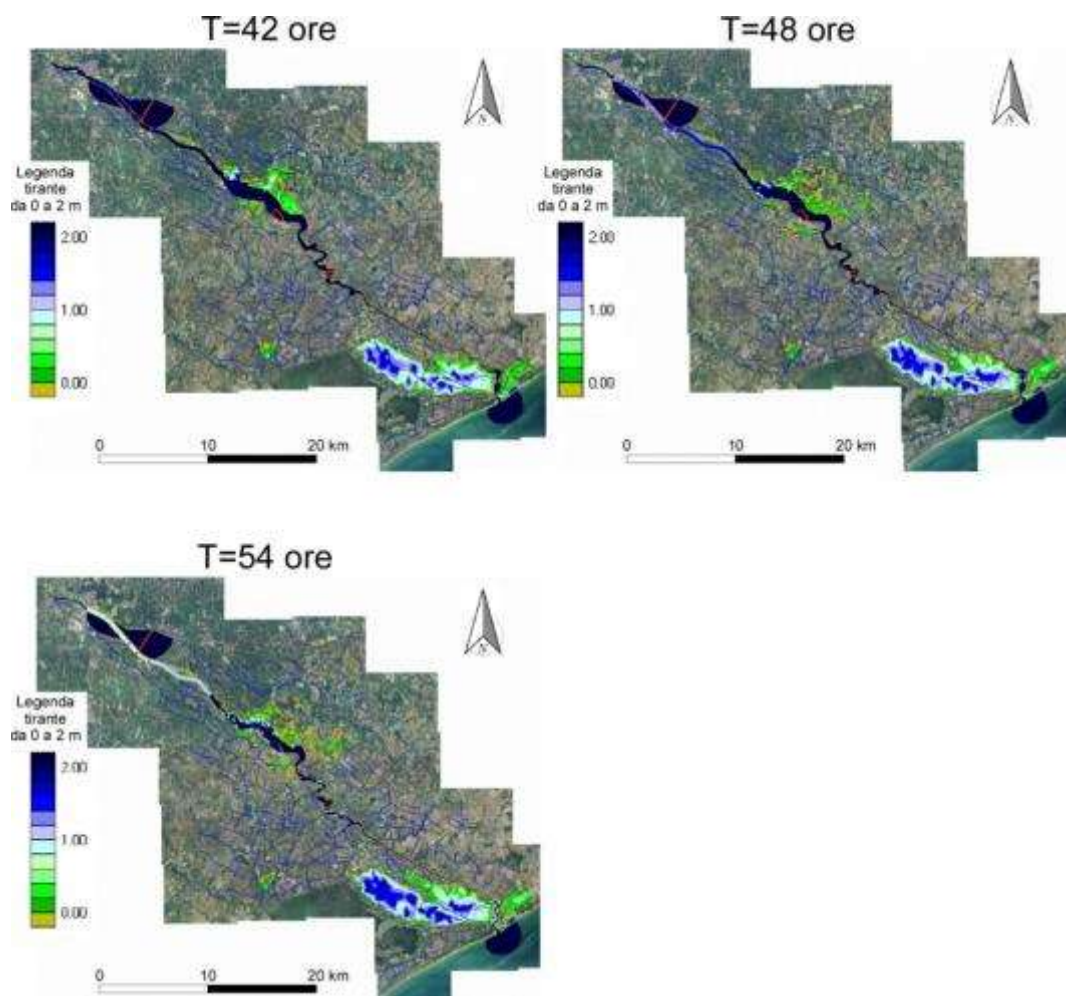
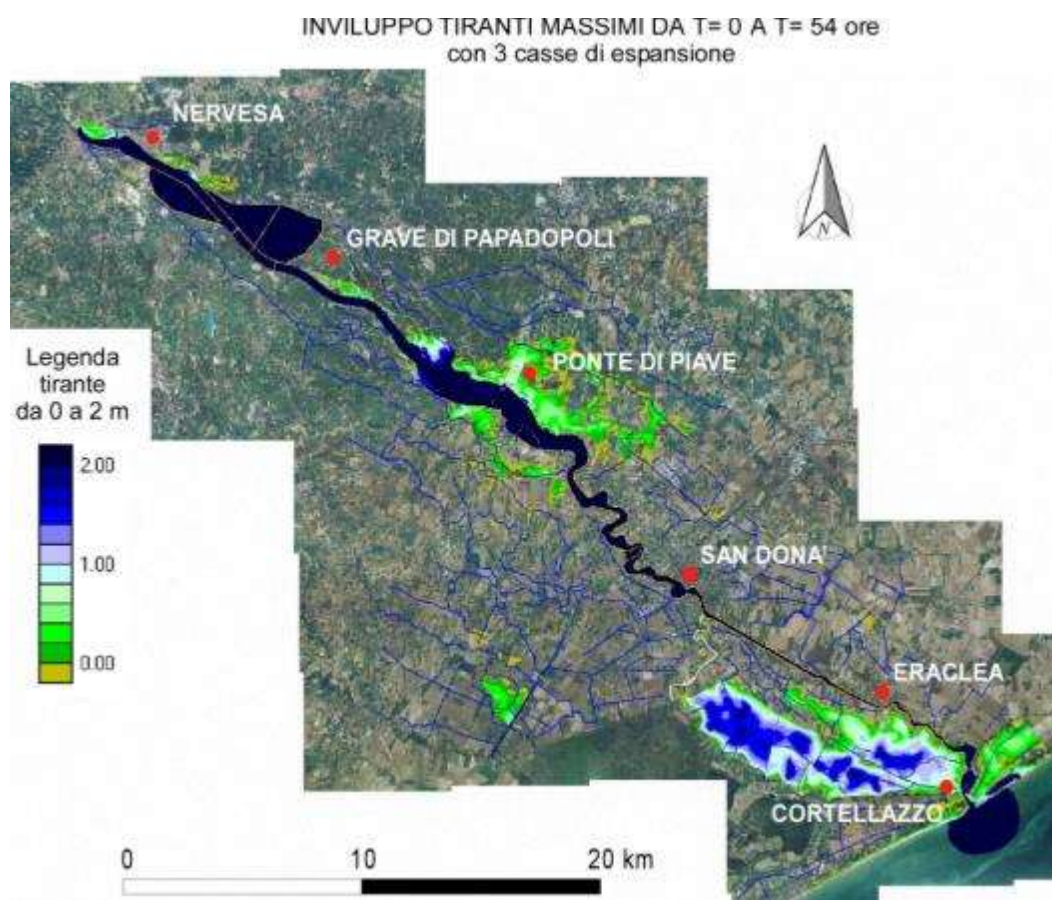


Figura 83. Evoluzione della piena del 1966 con inserimento delle tre casse di espansione.

I risultati riguardanti l'evoluzione della piena del 1966 con la configurazione a tre casse di espansione hanno evidenziato come l'entità dell'esonazione sia inferiore rispetto allo stato di fatto ed anche rispetto alla presenza delle sole due casse in sinistra idrografica. Anche lo spessore della lama d'acqua è diminuito, come si può notare dall'involuppo dei tiranti massimi nella figura che segue (Figura 84), presentando valori di un cinquantina di centimetri ed arrivando al metro solo in prossimità dell'argine dove è avvenuto il sormonto, che si presenta a Ponte di Piave alla 32esima-33esima ora. La velocità di sormonto delle acque è molto più modesta rispetto ai precedenti casi visti (stato di fatto e con due casse), di conseguenza si nota in modo apprezzabile il sormonto dopo la 33esima ora. Altri sormonti sono a maggior ragione assenti visti i miglioramenti già presenti con

l'inserimento delle due casse in sinistra. Anche in questa simulazione, per avere un ulteriore confronto, sono state sovrapposte le mappe dei tiranti massimi nelle 54 ore di simulazione dei tre casi visti.

Di seguito si riporta la mappa dei tiranti massimi del dominio di calcolo (*Figura 71*) e di conseguenza il confronto con lo stato di fatto, con la configurazione a due casse e con l'aggiunta della terza cassa mostrando i tiranti (*Figura 85*) e i contorni dell'esondazione (*Figura 86*).



*Figura 84. Inviluppo dei tiranti massimi nelle 54 ore con 3 casse di espansione.*

SOVRAPPOSIZIONE MAPPE DEI TIRANTI MASSIMI:  
STATO DI FATTO, 2 CASSE DI ESPANSIONE E 3 CASSE DI ESPANSIONE

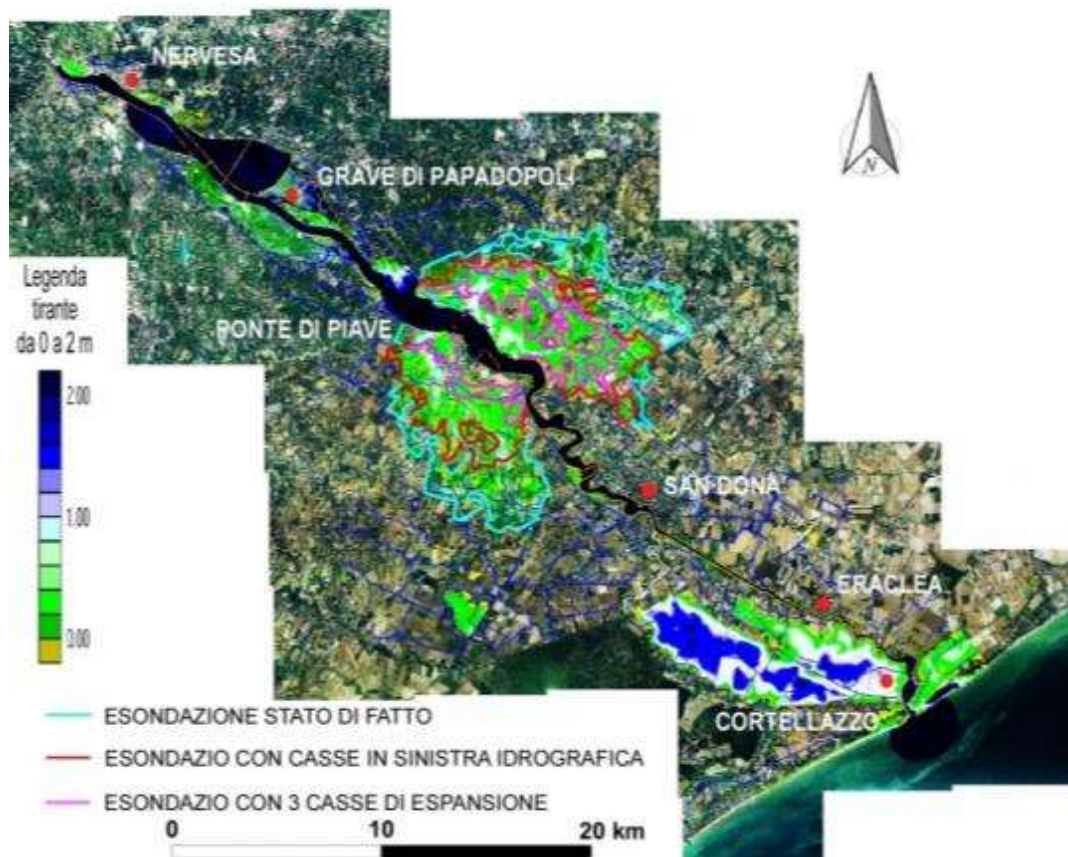


Figura 85. Sovrapposizione e disegno dei contorni di estensione delle esondazioni di: Stato di fatto; casse in sinistra idrografica; terza cassa.

MAPPA DEI CONTORNI DELLE TRE ESONDAZIONI:  
STATO DI FATTO, 2 CASSE DI ESPANSIONE E 3 CASSE DI ESPANSIONE

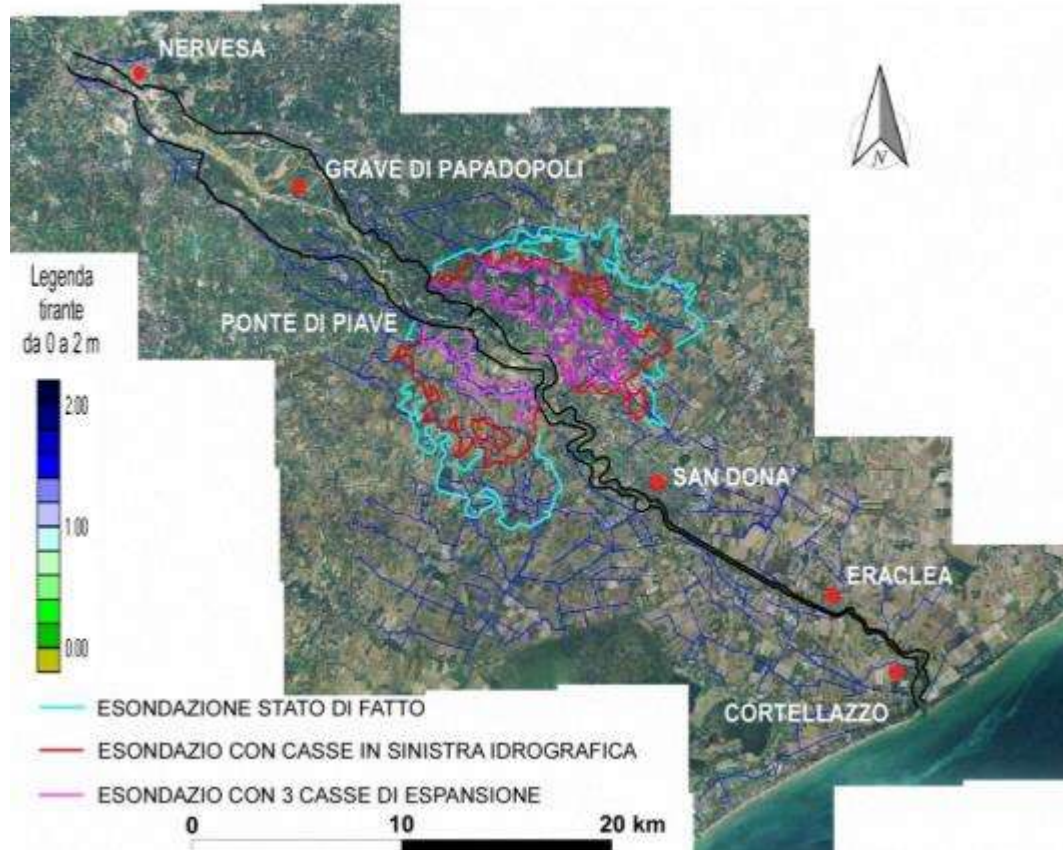


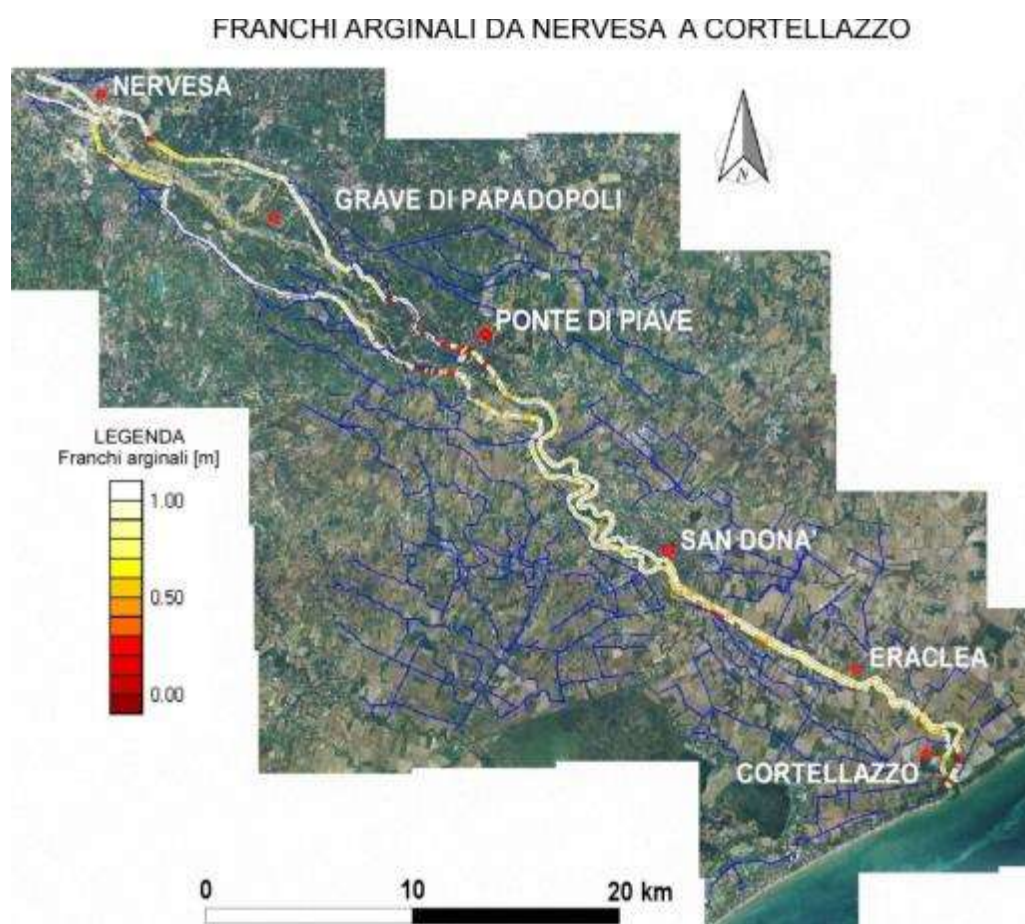
Figura 86. Contorni di estensione delle tre esondazioni: Stato di fatto; con due casse di espansione in sinistra idrografica e 3 casse di espansione.

Dai vari confronti delle mappe è evidente come l'estensione degli allagamenti vada diminuendo con l'inserimento delle casse di espansione. La larghezza massima raggiunta dagli allagamenti per lo stato di fatto si aggira attorno ai 15 km, mentre con le tre casse inserite è poco più di 5 km.

Nonostante l'inserimento di tre casse di espansione, per un volume totale di invaso pari a  $63 \times 10^6 \text{ m}^3$ , il sormonto a Ponte di Piave è presente in ogni caso anche se limitato a poche decine di centimetri di spessore della lama d'acqua e contenuto nella sua estensione. Possiamo affermare, inoltre, che l'abbattimento del colmo di piena al valore di  $3450 \text{ m}^3/\text{s}$  non è sufficiente ad evitare l'esondazione.

## Franchi arginali

Come già noto la mappa dei franchi serve ad evidenziare eventuali zone di debolezza arginale e/o di sormonto. Ora vediamo come l'effetto delle casse di laminazione ha agito sui franchi arginali (*Figura 87*).



*Figura 87. Mappa dei franchi arginali da Nervesa a Cortellazzo con l'inserimento della terza cassa in destra idrografica.*

La mappa dei franchi ha nuovamente messo in luce le debolezze già presenti a Ponte di Piave, mentre nei tratti del corso d'acqua rimanenti la situazione si può definire non allarmante, in particolare a valle di San Donà dove il miglioramento del franco è stato già notato nel precedente caso di studio.

Concludendo l'analisi dell'inserimento della terza cassa di espansione si può affermare che: l'effetto di laminazione ottenuto è il massimo possibile visti i

valori del colmo di piena ( $3450 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Questa portata transitante a valle ha dato dei miglioramenti riguardo la riduzione dell'estensione dell'esondazione anche rispetto alla configurazione a due casse in sinistra idrografica.

Nonostante ciò, il basso corso del fiume Piave non è adeguato a tali portate ed è stata nuovamente confermata, in prossimità di Ponte di Piave, l'insufficienza arginale.

È doveroso a questo punto fare un confronto anche tra gli idrogrammi di portata nelle tre configurazioni viste finora. Questo è utile ad avere un'immagine più definita dei benefici ottenuti dalla realizzazione delle opere di mitigazione della pericolosità idraulica considerate.

Come si può notare dalla figura sottostante (*Figura 88*), il colmo di portata si riduce progressivamente nelle sezioni a valle delle Grave di Papadopoli e a monte di Ponte di Piave con l'aggiunta di queste opere. Nelle sezioni a valle dell'esondazione, in particolare a San Donà ed Eraclea, si registrano valori di portata di  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  e questo conferma ulteriormente l'ipotesi che sia proprio questa la massima portata che può transitare nel basso corso del fiume Piave nel tratto a valle delle Grave di Papadopoli.

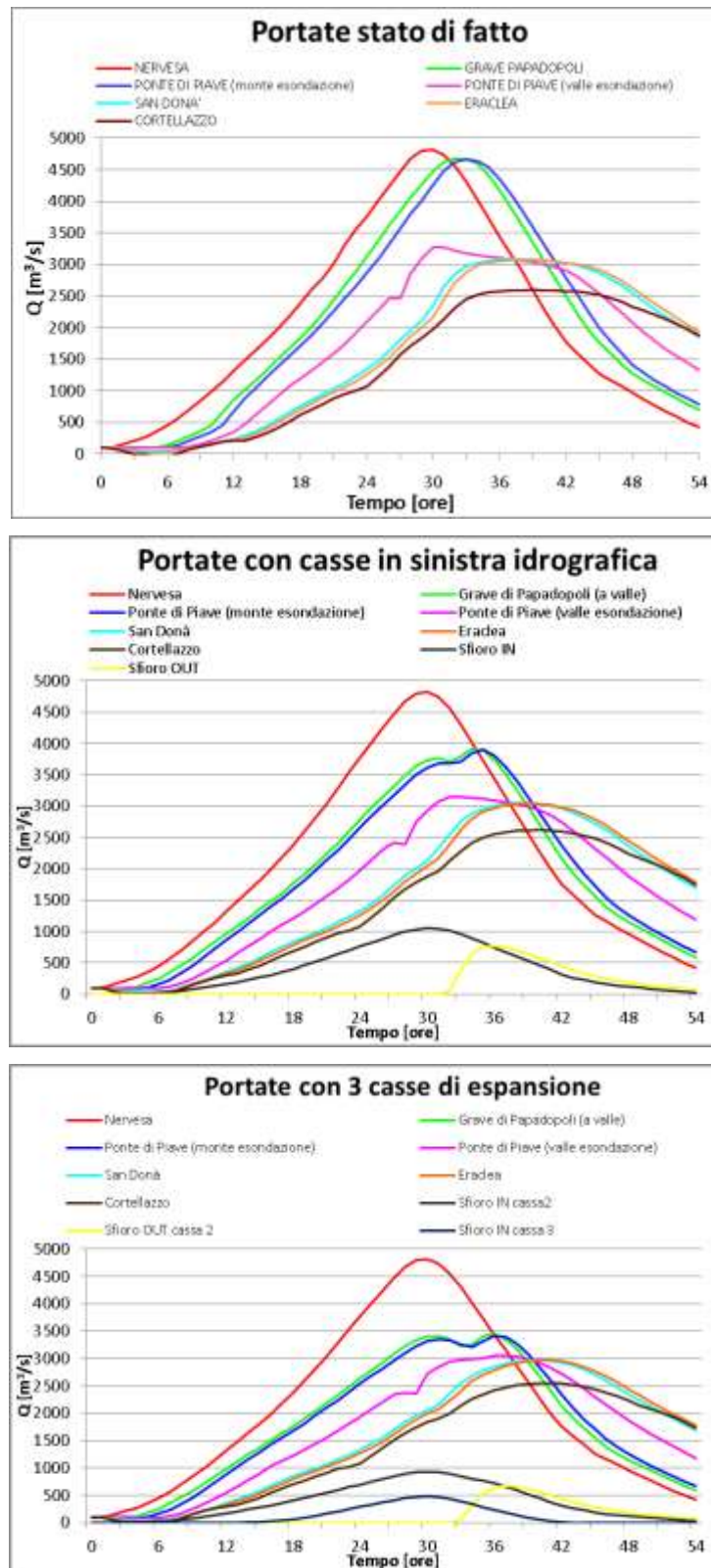


Figura 88. Idrogrammi di portata dello stato di fatto, delle due casse in sinistra e della terza cassa.



## **9. Conclusioni**

In conclusione a questo elaborato di tesi possiamo affermare che il fiume Piave presenta delle zone di debolezza arginale di notevole importanza. In particolare, analizzando la propagazione della piena del novembre 1966 nella configurazione attuale del fiume, nell'ipotesi di considerare gli argini infinitamente resistenti ma sormontabili, si evidenziano insufficienze arginali in località Ponte di Piave e nel tratto rettilineo a valle di San Donà, tali da provocare allagamenti di notevole estensione.

L'inserimento delle casse di espansione in sinistra idrografica, come da progetto di massima dell'ing. Susin del 1984, prevedeva gli sfiori con larghezza pari a 300 m e quota da definirsi. Dopo varie simulazioni, necessarie a cercare di ottimizzare il funzionamento delle casse di espansione, si è giunti alla soluzione impostando una quota dello sfioratore in ingresso alla cassa di monte pari a 45,70 m s.m. e larghezza di 380 m. Inoltre, lo sfioro di comunicazione tra le due casse è stato ipotizzato coincidente con tutta la lunghezza dell'argine divisorio, contrariamente a quanto riportato in progetto. Questa configurazione ha permesso il massimo effetto di laminazione possibile facendo transitare a valle una portata di 3750 m<sup>3</sup>/s e abbattendo così il colmo di piena di oltre 1000 m<sup>3</sup>/s. La ridotta portata transitante a valle ha avuto effetti positivi in merito alla riduzione dell'estensione dell'esondazione e si è evitato il sormonto arginale nel tratto terminale del corso d'acqua, da San Donà ad Eraclea. Anticipando il riempimento nelle casse fino a raggiungere la massima capacità di invaso prima dell'esondazione a Ponte di Piave, si è visto come il risultato peggiorava in quanto lo sfioro in uscita della cassa entrava in funzione in coda all'idrogramma, quando ancora non era in fase di esaurimento avanzato ma prossima al picco di piena.

L'inserimento della terza cassa di espansione ha portato ulteriori giovamenti, in quanto ha ridotto il colmo di piena a valori di 3450 m<sup>3</sup>/s con sfiori di larghezza 300 m e quota dello sfioratore in ingresso pari a 63,20 m s.m. Si è cercato anche in questo caso di anticipare l'invaso nella terza cassa modificando la quota dello

sfiore in ingresso che ha dato risultati insoddisfacenti. La terza cassa ha assunto così un funzionamento ottimizzato mostrando i due picchi di portata caratteristici, a scapito però delle altre due casse, producendo un valore al colmo della portata transitante a valle delle tre casse pari a  $3550 \text{ m}^3/\text{s}$ , ovvero  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  in più del precedente. Si può affermare, quindi, che l'effetto di laminazione ottenuto è il massimo possibile con la configurazione dello sfioro a 63,20 m s.m. visti i valori di abbattimento del colmo di piena. Questa portata transitante a valle ha dato ulteriori miglioramenti riguardo la riduzione dell'estensione dell'esondazione.

Le casse di espansione esaminate in questa tesi hanno mostrato di riuscire ad invasare una parte delle portate come da specifiche di progetto dell'Ing. Susin, laminando la piena solo parzialmente.

Da un punto di vista idrogeologico e geomorfologico l'occlusione del ramo di sinistra dovuto alla realizzazione delle casse di espansione, sempre nella medesima località, molto probabilmente porterebbe degli squilibri dovuti alla mancata alimentazione della falda sotterranea nella fascia di pianura in sinistra idrografica. Inoltre, il mancato scorrimento delle acque causerebbe il possibile interrimento della porzione di alveo restante.

Stando a quanto emerso, possiamo affermare che il fiume Piave è attualmente in condizioni inadeguate per il deflusso di piene più che centenarie come quella del novembre 1966, e richiede interventi di mitigazione della pericolosità idraulica.

Una possibile soluzione potrebbe essere di ridurre la portata con opere di laminazione della piena a monte di Nervesa, in modo tale da registrare un abbattimento del colmo di piena già nei tratti pedemontani. La mutua collaborazione di queste opere di mitigazione idraulica potrebbe ridurre la portata transitante a valle ad un valore inferiore ai  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ , valore che, come già indicato in studi precedenti e come ulteriormente verificato dalle presenti simulazioni, garantirebbe il deflusso delle acque nel tratto vallivo senza sormonti arginali.

# **Appendice**

## ***Opere di mitigazione della pericolosità Idraulica***

Le principali strategie di difesa dalle piene nei territori di pianura sono essenzialmente di due tipologie. La prima tipologia è finalizzata all'aumento della capacità dell'alveo mediante tecniche di rialzo arginale, ricalibratura e rettifica fluviale. La seconda invece, prende in considerazione la diminuzione della portata transitante a valle attraverso processi di laminazione delle piene.

### **Casse di espansione**

Le casse di espansione sono caratterizzate dalla capacità di controllo delle piene realizzate essenzialmente con un'opera di sbarramento, ma circoscritte nel tratto medio o basso del bacino e collocate a cavallo o a lato del corso fluviale. Esse, opportunamente arginate e ottimizzate, si prestano all'invaso temporaneo di volumi d'acqua anche rilevanti in rapporto al volume di piena. Essendo l'altezza a disposizione di pochi metri, la superficie da riservare all'invaso dev'essere assai estesa. Pertanto i requisiti che deve possedere il sito ove far sorgere queste opere prevedono che l'area non ospiti insediamenti importanti, che il valore dei terreni sia basso per contenere i costi d'esproprio quando essi non siano già di pertinenza fluviale, che non sia soggetta ad allagamenti, ed infine che sia pianeggiante. Mentre nel caso di terreni in pendenza, si consiglia di frazionare il volume fra più casse collegate fra loro in serie.

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

1. casse di valle;
2. casse di espansione.

- 1) **Casse di valle:** si collocano a cavallo del corso d'acqua e rappresentano la soluzione più semplice in quanto sono attrezzate solamente con un manufatto d'uscita. L'opera di sbocco è realizzata con una traversa nella sezione di chiusura dotata di sfioratore a stramazzo.
  
- 2) **Casse di espansione:** sono invasi posti lateralmente al corso d'acqua, disponibili in genere nel tratto medio-vallivo dello stesso, che possono raccogliere e trattenere una parte del volume dell'onda di piena che proviene da monte, lasciando transitare a valle onde di piena con colmi ridotti in condizioni di maggior sicurezza. L'alimentazione alla cassa può avvenire tramite uno sfioratore longitudinale costruito in sponda del corso d'acqua, nel caso di fiumi di notevole larghezza, oppure, nel caso di piccoli corsi d'acqua, di larghezza modesta, mediante una struttura di derivazione costituita da un'eventuale traversa, provvista di opportuna bocca limitatrice di portata e sfioratore, per favorire la derivazione di una frazione della portata nella cassa, tramite un opportuno sfioratore (IN). In quest'ultimo caso, la cassa sarà altresì provvista di uno sfioratore di troppo pieno (OUT) che restituisce a valle della traversa l'eccesso di portata derivata, quando la quota del pelo libero nella cassa supera un certo valore (*Figura 89*).

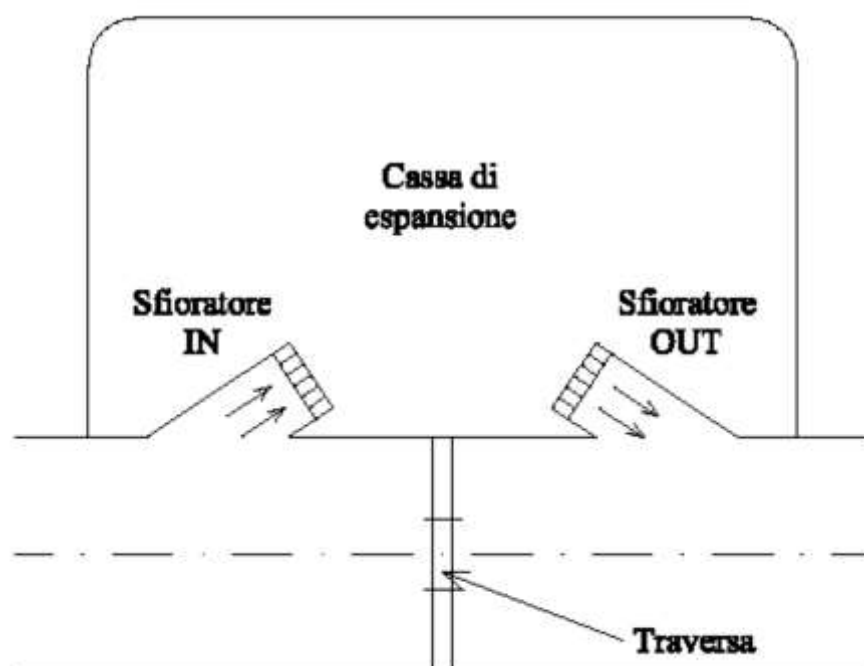


Figura 89. Esempio di casse di espansione con sfioratore in entrata (IN) e sfioratore in uscita (OUT).

L'area di realizzazione delle casse di espansione deve essere alquanto pianeggiante per contenere l'altezza massima degli argini di conterminazione della cassa. Altrimenti occorre suddividere l'area con argini secondari realizzando più casse poste in serie e collegate fra loro con opportuni sfioratori di efflusso (Figura 90).

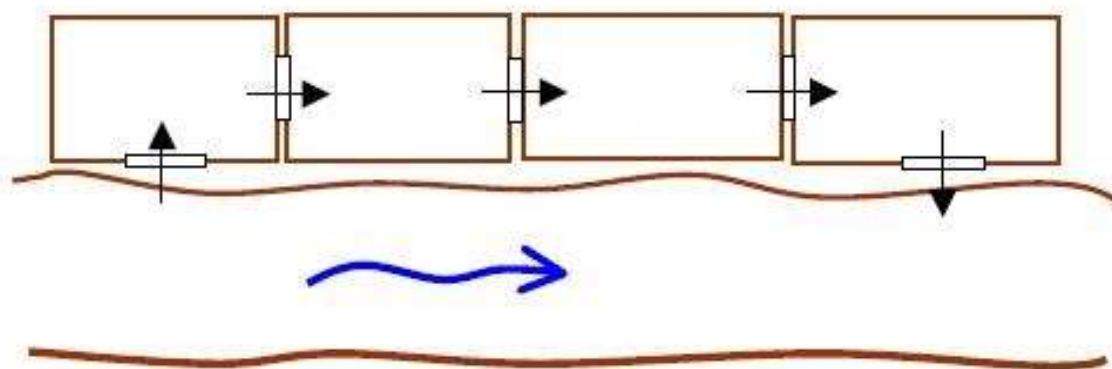


Figura 90. Esempio di casse di espansione in serie.

In questo caso la prima cassa, avente terreni a quota maggiore, sarà dotata di uno sfioratore di INPUT, mentre l'ultima con i terreni a quota più bassa, di uno sfioratore di OUTPUT, attraverso il quale viene restituito al corso d'acqua l'eccesso di portata derivata.

La laminazione delle onde di piena nelle casse di espansione avviene attraverso sfioratori distinti di input e output dalla cassa.

La portata comincia a sfiorare nella cassa quando ( $t = t_1$ ) la quota del pelo libero a monte della traversa ( $h_t$ ) supera quella del petto dello sfioratore di INPUT ( $h_p$ ). All'aumentare della portata ( $Q_m$ ) che arriva da monte, aumenta il carico sullo sfioratore e quindi aumenta la portata sfiorata, la quale raggiunge un valore massimo in corrispondenza al colmo dell'onda di piena ( $t = t_c$ ). Successivamente l'onda  $Q_m$  diminuisce, il carico  $h_t - h_{pIN}$  sullo sfioratore diminuisce e la portata  $Q_{sFIN}$  che entra nella cassa diminuisce. Al tempo  $t = t_2$ , la quota dell'acqua nella cassa raggiunge quella  $h_{pOUT}$  del petto dello sfioratore di troppo pieno (OUTPUT) e quindi la supera ( $h_c > h_{pOUT}$ ), perciò escono dalla cassa e vengono restituite al fiume, a valle della traversa, portate sempre maggiori fino ad uguagliare ( $t = t_3$ ) e superare di poco quelle che continuano ad entrare nella cassa. Per  $t > t_3$  la portata che arriva da monte transita a valle praticamente indisturbata.

Nei due diagrammi seguenti è mostrato l'effetto sulla laminazione di una diversa lunghezza dello sfioratore di INPUT, essendo tutte le altre grandezze uguali nei due casi. Con la lunghezza  $L_{sf IN} = 20$  m (2° caso) sfiorano nella cassa portate minori rispetto al primo caso, quindi la quota dell'acqua nella cassa raggiunge quella del petto dello sfioratore di output  $h_{pOUT}$  ad un tempo  $t_2$  maggiore, rispetto al  $t_2$  del primo caso, quando l'onda è in fase di esaurimento avanzato (*Figura 91*).

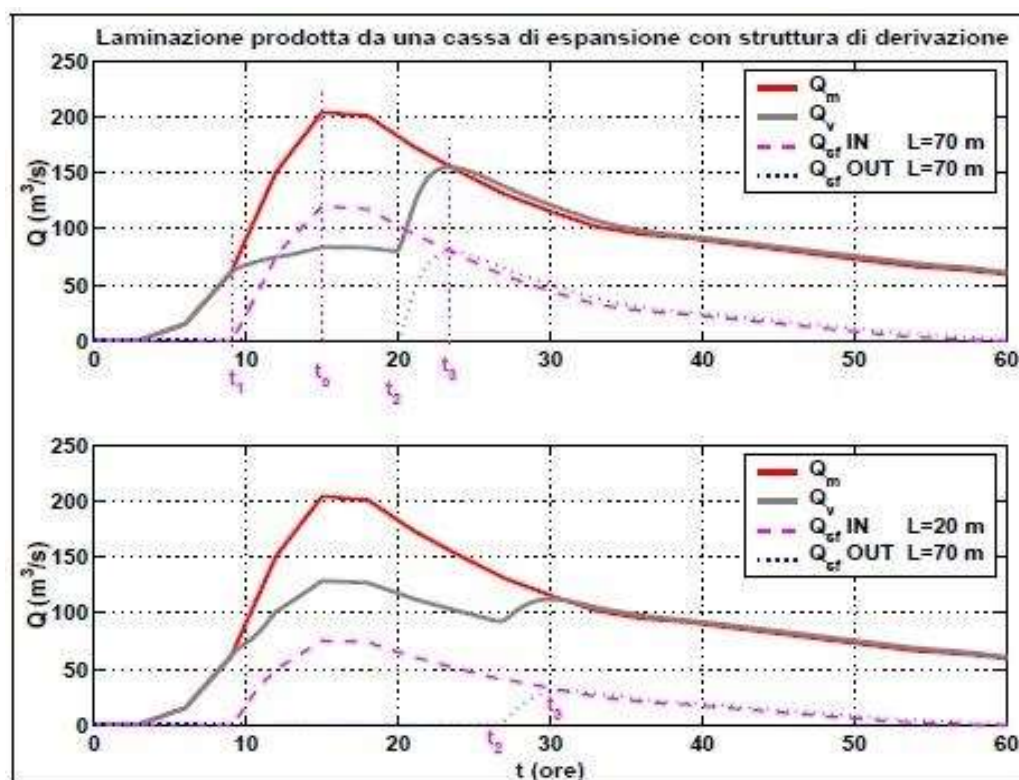


Figura 91. Esempio di laminazione delle piene per invaso. Sopra, lunghezza sfioratore  $IN = 70$  m; Sotto, lunghezza sfioratore  $IN = 20$  m.

Pertanto, la laminazione ottimale si ottiene quando i due colmi (il primo, in corrispondenza al colmo dell'onda  $Q_m$ , e il secondo, quando è massimo il riflusso attraverso lo sfioratore di troppo pieno) risultano uguali.

La progettazione di una cassa d'espansione deve coinvolgere esperti per la valutazione dell'impatto sull'ambiente limitrofo al corso d'acqua ed, in particolare, sull'ecosistema esistente. In generale tali opere consentono di creare ambienti umidi favorevoli allo sviluppo della vegetazione e di vari biotipi, nonché il recupero di aree deturpate da cave di estrazione. Perciò la loro realizzazione, condotta con i metodi d'ingegneria naturalistica, è accolta con favore.

Uno dei problemi che si possono verificare con quest'ultimo tipo di casse è la sedimentazione, specialmente nella prima cassa, a causa del notevole contenuto di materiale fine in sospensione, mettendo a repentaglio il rapporto che la corrente fluviale trattiene con la falda. Ciò comporta la necessità di interventi ordinari di manutenzione.

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

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



## **Bibliografia**

AA. VV. "Modello sismotettonico dell'Italia Nord Orientale", C.N.R., Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Rendiconto N° 1, Trieste, 1987. Agr. Sperim. Gorizia, 7, 5-93.

*Alabyan, A. M. and Chalov, R. S. (1998), Types of river channel patterns and their 'Modelling of channel deformations (basics)', in Kondrat'ev, N. E. (Ed.), Volume 23, Issue 5, pages 467–474.*

AUTORITA' DI BACINO DEI FIUMI ISONZO, TAGLIAMENTO, LIVENZA, PIAVE, BRENTA-BACCHIGLIONE (2010). Bacino del Fiume Piave. Piano Stralcio per la Sicurezza Idraulica del Medio e Basso Corso, pp. 15-62.

AUTORITA' DI BACINO DEI FIUMI ISONZO, TAGLIAMENTO, LIVENZA, PIAVE, BRENTA-BACCHIGLIONE (1997). *Studi finalizzati alla redazione del piano di bacino del fiume Piave – Studio comparativo sia ai fini idraulici che ambientali delle opere risolutive per la sicurezza idraulica del fiume Piave*, U. Maione.

Barbini, M. (2011). Modellazione matematica del corso vallivo del fiume Piave. Università degli studi di Padova. Facoltà di Ingegneria. Dipartimento IMAGE. Elaborato di Tesi.

Billi, Paolo. "Morfologie fluviali." *Giorn. Geol., ser 3.50* (1988): 1-2.

Bondesan, A., and M. Meneghel. "Geomorfologia della provincia di Venezia." *Esedra, Padova* (2004).

Bravard, J-P. and Bethemont, J.(1989), Cartography of rivers in France, in *Historical change of large alluvial rivers: Western Europe* (Wiley, Chichester), 95-111.

C.N.R. – G.N.D.C.I. - Studio dei fenomeni franosi e dei processi torrentizi che implicano motivi di rischio per centri abitati nei bacini dei fiumi Piave, Brenta-Bacchiglione-Agno-Guà e Livenza (2000).

Cambruzzi, T., Conchetto E., Fabbri P., Zangheri P., Marcolongo E., Rosignoli A. (2010). Risorse Idriche e Bilancio Geologico, nell'ambito territoriale ottimale "Laguna di Venezia".

Castaldini, D. and Piacente, S. (1995). Channel changes on the Po River, Mantova Province, Northern Italy. In: Hickin, E. J., eds., *River Geomorphology*, Chichester: Wiley, pp. 193-207.

Castiglioni, G.B.(1999)-Geomorphology of the Po Plain. *Supplemento Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria*, III (3), 7-20.

Castiglioni, G. B., and G. B. Pellegrini. "Geomorfologia dell'alveo del Brenta nella pianura tra Bassano e Padova." *Il territorio della Brenta, Cleup, Padova*(1981): 12-25.

Castiglioni, G. B., and G. B. Pellegrini. "Illustrative Notes of the Geomorphological Map of the Po plain." *Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria* 7 (2001): 207.

Comel, A., 1956 - *Monografia sui terreni della pianura friulana, III. Genesi della pianura occidentale costruita dal Meduna, dal Cellina e dai corsi d'acqua minori*. N. Ann. Ist. Chim.

Comel, A., 1958 - *I terreni della zona inferiore della bassa pianura friulana*. In: *Nuovi Studi della Staz. Chim. - Agraria Sperim. di Udine*. Pubblic. N° 18., Udine, 81 pp.

Comel, A., P. Nassimbeni, and P. Nazzi. "Carta pedologica della pianura friulana e del connesso anfiteatro morenico del Tagliamento." *Pubbl. a cura di Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia, Centro Reg. Sperimentazione Agraria, Direzione Reg. pianificazione e bilancio* (1982): 59.

Croce, D., Nodari P., Pellegrini G.B., Tessari F. (1973) *Effetti dell'alluvione del novembre 1966 sulle sedi abitative delle tre Venezie*, Atti del XXI Congresso Geografico Italiano V II, T I. "Le Calamità naturali nelle Alpi", Novara, Istituto Geografico De Agostini, pp. 291-301.

D'Alpaos, L. & Defina, A., Mathematical modeling of tidal hydrodynamics in shallow lagoons: A review of open issues and applications to the Venice lagoon, *Computers & Geosciences*, 33: 476-496, doi:10.1016/j.cageo.2006.07.009, 2007.

D'Alpaos, L. & Martini, P. The influence of inlet configuration on sediment loss in the Venice Lagoon. *Symposium in: "Flooding and Environmental Challenges for Venice and its lagoon: State of Knowledge"*. Churchill College, Cambridge University, 14-17 September 2003, Cambridge University Press. 2003.

D'Alpaos, L., and A. Dal Prà (1996). "Studio per la definizione dei vincoli e degli aspetti critici sia idraulici che naturalistici, riguardanti le escavazioni potenziali dell'alveo del Fiume Piave"

D'Alpaos, Luigi e Andrea Defina, cur. (1993). Venice Lagoon hydrodynamics simulation by coupling 2D and 1D finite element models. Atti di convegno. VIII International Conference on Finite Elements in Fluids-New trends e applications. Barcellona, pp. 917-926.

D'Alpaos, Luigi, Andrea Defina e Bruno Matticchio, cur. (1994). A new set of equations for very shallow water and partially dry areas suitable to 2D numerical models. Atti di convegno. Proceedings of the Specialty Conference on "Modelling of Flood Propagation Over Initially Dry Areas". Milano: Molinaro, P. e Natale, L., pp. 72-81.

Dal Cin, R. (1967). *Le ghiaie del Piave. Morfometria, granulometria, disposizione e natura dei ciottoli*. Mem. Museo Trid. Sc. Nat., XVI, III, 121-293.

Dal Prà, A. (con la collaborazione di D'Alpaos, L.) (1976). *Ricerche idrogeologiche per il previsto serbatoio di Falzè sul Fiume Piave*. Ministero dell'Agricoltura e delle Foreste, C.N.I.A., 29 pp.

D'Alpaos, Luigi, and Andrea Defina. "Modellazione matematica del comportamento idrodinamico delle zone di barena solcate da una rete di canali minori." *Istituto Veneto di SS. LL. AA., Rapporti e studi* 12 (1995): 353-372.

Defina, A. "Alcune considerazioni sulla modellazione matematica di correnti bidimensionali caratterizzate da piccoli tiranti." *Atti del XXVII Convegno di Idraulica e costruzioni Idrauliche, Genova* 1 (2000): 255-262.

Defina, Andrea (2000). «Two-dimensional shallow flow equations for partially dry areas». In: *Water Resources Research* 36, pp. 3251–3264.

Del Din Dall'Armi, M. (1986) *Dissesti idrogeologici ed eventi calamitosi nell'Agordino dal 1000 al 1966*. Ist. Bellunese di Ricerche Sociali e Culturali, serie "Storia" – n. 12, Belluno.

Di Lisa, N. (2013). *Modellazione matematica della propagazione delle piene del fiume Astico e verifica degli interventi proposti*. Università degli studi di Padova. Facoltà di ingegneria. Dipartimento IMAGE. Elaborato di Tesi.

Dott. Geol. Marina Curtarello - *Costituzione di una banca dati riguardante i dati idrometrici e degli effetti prodotti da eventi di piena straordinari negli ultimi due secoli nel bacino del Piave ed allo studio applicativo, tramite fotointerpretazione, finalizzato alla definizione morfologica delle fasce di pertinenza fluviale lungo il medesimo fiume* (1998).

*Elementi di Idrogeologia*. Dispense. Dipartimento Geoscienze.

*Elementi di morfodinamica fluviale*. Dispense. IMAGE.

Ferguson, R.I., Werritty, A., 1983. Bar development and channel change in the gravely River Feshie, Scotland. In: Collinson, J.D., Lewin, J. (Eds), *Modern and Ancient Fluvial System*, Vol. 6. Special Publication International Association of Sedimentologists, Blackwells, Oxford, pp. 181-193.

Fontana, A., Mozzi P., Bondesan A.,(2004) – L'evoluzione Geomorfologica della pianura veneto-friulana. In: Bondesan A. e Meneghel M. (a cura di) (2004), pp.113-130.

Fontana, A., 2006 - *L'evoluzione geomorfologica della bassa pianura friulana e le sue relazioni con le dinamiche insediative antiche*. Monografie del Museo Friulano di Storia Naturale, 47, Udine, 288 pp., con allegata Carta Geomorfologica della bassa pianura friulana, scala 1:50.000.

Fontana, A., Mozzi P. & Bondesan A., 2008 - *Alluvial megafans in the Venetian-Friulian Plain (North-eastern Italy): evidence of aggrading and erosive phases during Late Pleistocene and Holocene*. *Quaternary International*, 189, 71-90.

Ghetti, A., (1977). *Risultati dei recenti studi sulla moderazione delle piene del Livenza e del Piave*, Comitato di Iniziativa degli Enti Rivieristici del Piave e Livenza per la Difesa Fluviale, San Donà.

Hooke, J. M., and C. E. Redmond (1989), Use of cartographic sources for analysing river channel change with examples from Britain, in *Historical Change of Large Alluvial Rivers: Western Europe*, edited by G. E. Petts, pp. 79-93, John Wiley, Chichester, U. K.

Mozzi, P. (2005) – Alluvial plain formation during the late Quaternary between the southern Alpine margin and the lagoon of Venice (northern Italy). *Suppl. Geogr. Fis. Quat.*, 7:

*Notizie Statistiche intorno ai Fiumi, Canali, Laguna e Porti delle Provincie comprese nel Governo di Venezia*, Milano, Dall'Imperiale Regia Stamperia, (1832).

PAT (2011). Piano di Assetto del Territoriale. Comune di Susegana. Relazione Geologica, pp. 27-40.

Surian, N. (1999), "Channel changes due to riverregulation: the case of the Piave River, Italy", *Earth Surface Processes and Landforms*, 24, pp. 1135-1151.

Surian, N., Ziliani, L., Comiti, F., Lenzi, M.A., Mao, L., (2009b). Channel adjustments and alteration of sediment fluxes in gravel-bed rivers of northeastern Italy: potentials and limitations for channel recovery. *River Research and Applications* 25, 551–567

Susin, G. M. "Fiume Piave tronco Soverzene-Fener." *Aspetti fluviali principali. Studio per la difesa del suolo della Provincia di Belluno. Provincia di Belluno*(1975): 59-68.

Susin, G. M. (1984). Casse di espansione in golena per la laminazione delle massime piene del Piave. Progetto di massima.

VOLLO L. (1942) *Le piene dei fiumi veneti e i provvedimenti di difesa. Il Piave.*

Zollet Ingegneria S.p.A. – GETAS PETROGEO s.r.l. - Studio dei dissesti idrogeologici, dei fenomeni erosivi e del trasporto solido lungo le aste dei corsi d'acqua del bacino idrografico - I<sup>a</sup> (1995) e II<sup>a</sup> fase (1998).

## CARTE

ARPAV, (2003). Evento siccitoso dell'estate 2003. Osservatorio Acque Interne e Dipartimento Provinciale di Treviso.

ARPAV, (2004). Isofreatica dell'alta pianura del Piave, Osservatorio Acque Interne e Dipartimento Provinciale di Treviso.

Bondesan et al., (2000). Carta del Bacino del Fiume Piave.

Carta Litostratigrafica del Veneto, Regione Veneto.

Mappa degli allagamenti avventi nel 1966 nella Provincia di Treviso (Genio Civile).









## ***Ringraziamenti***

Un sincero ringraziamento al Prof. Andrea D'Alpaos per la possibilità di intraprendere questo lavoro di tesi.

Ringrazio inoltre l'Ing. Luana Stefanon per la grande disponibilità offerta durante la stesura dell'elaborato ed il Prof. Nicola Surian per il contributo nella parte geologica e geomorfologica.

Un ringraziamento anche alla mia famiglia che mi ha sostenuto.

*20/11/2013*

*M. C.*