

Figura 5.19. Planimetria delle sezioni del modello idraulico del Mignone

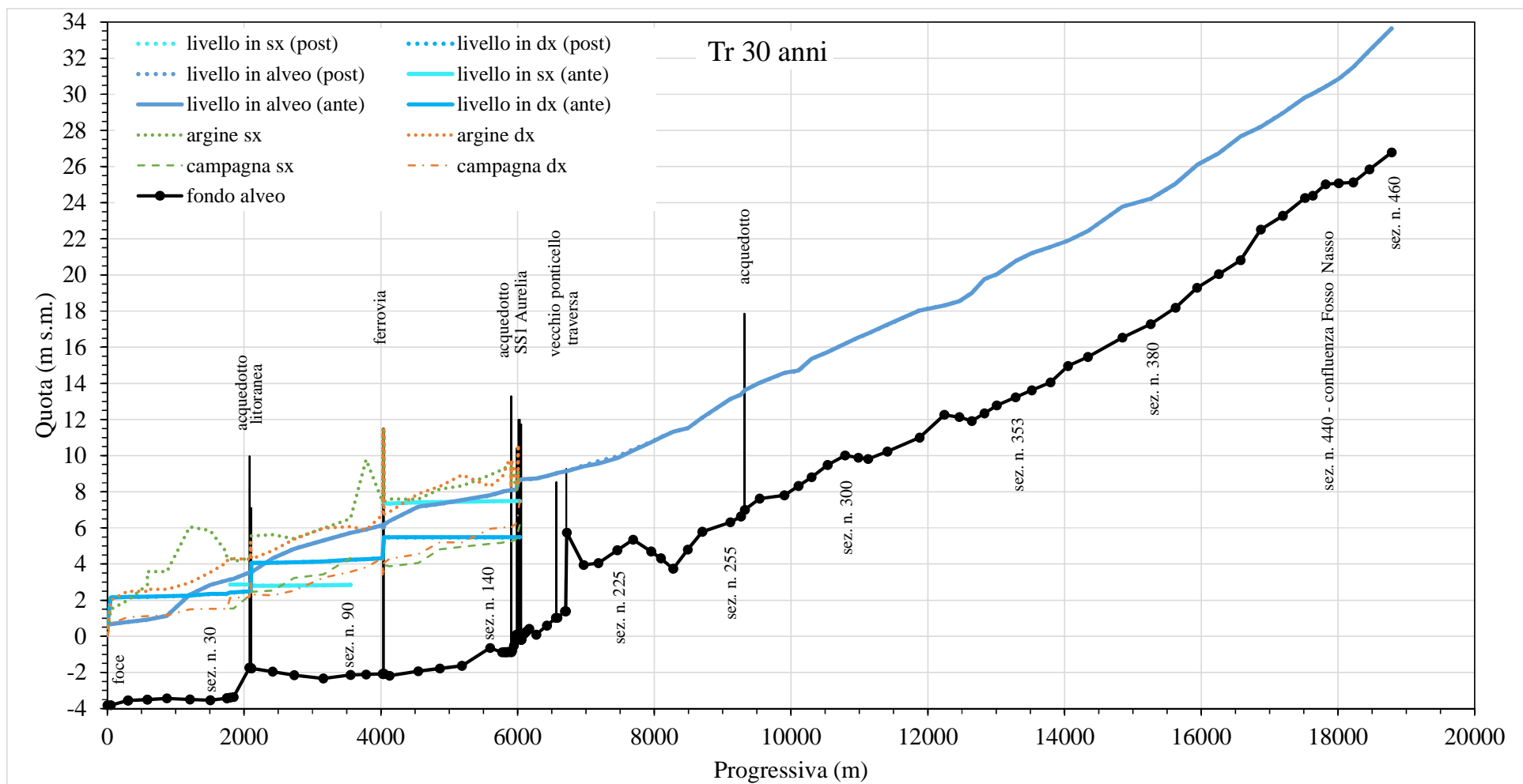


Figura 5.20. Confronto tra i profili idrici *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 30 anni*

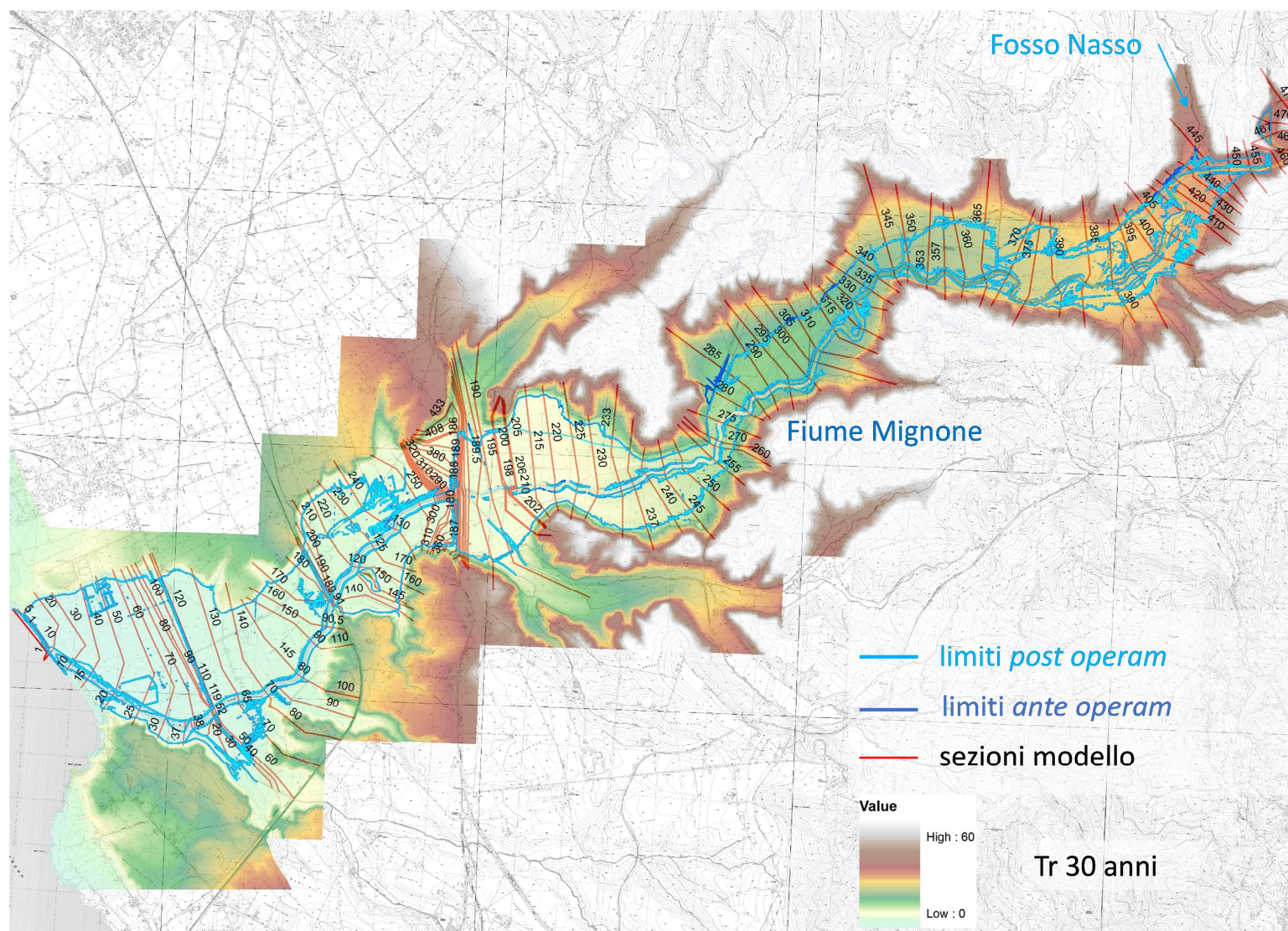


Figura 5.21. Confronto tra i limiti delle aree inondabili *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 30 anni*

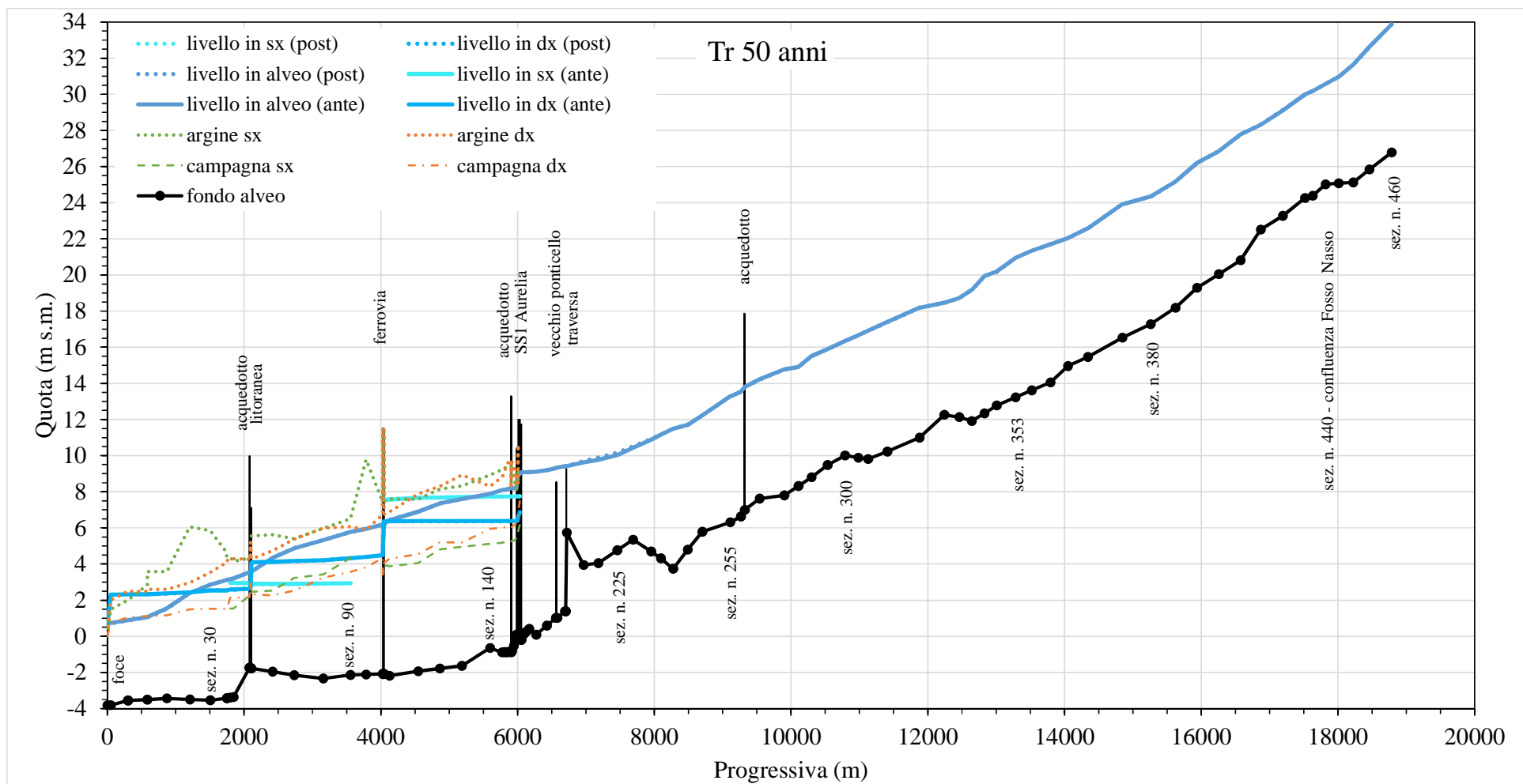


Figura 5.22. Confronto tra i profili idrici *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 50 anni*

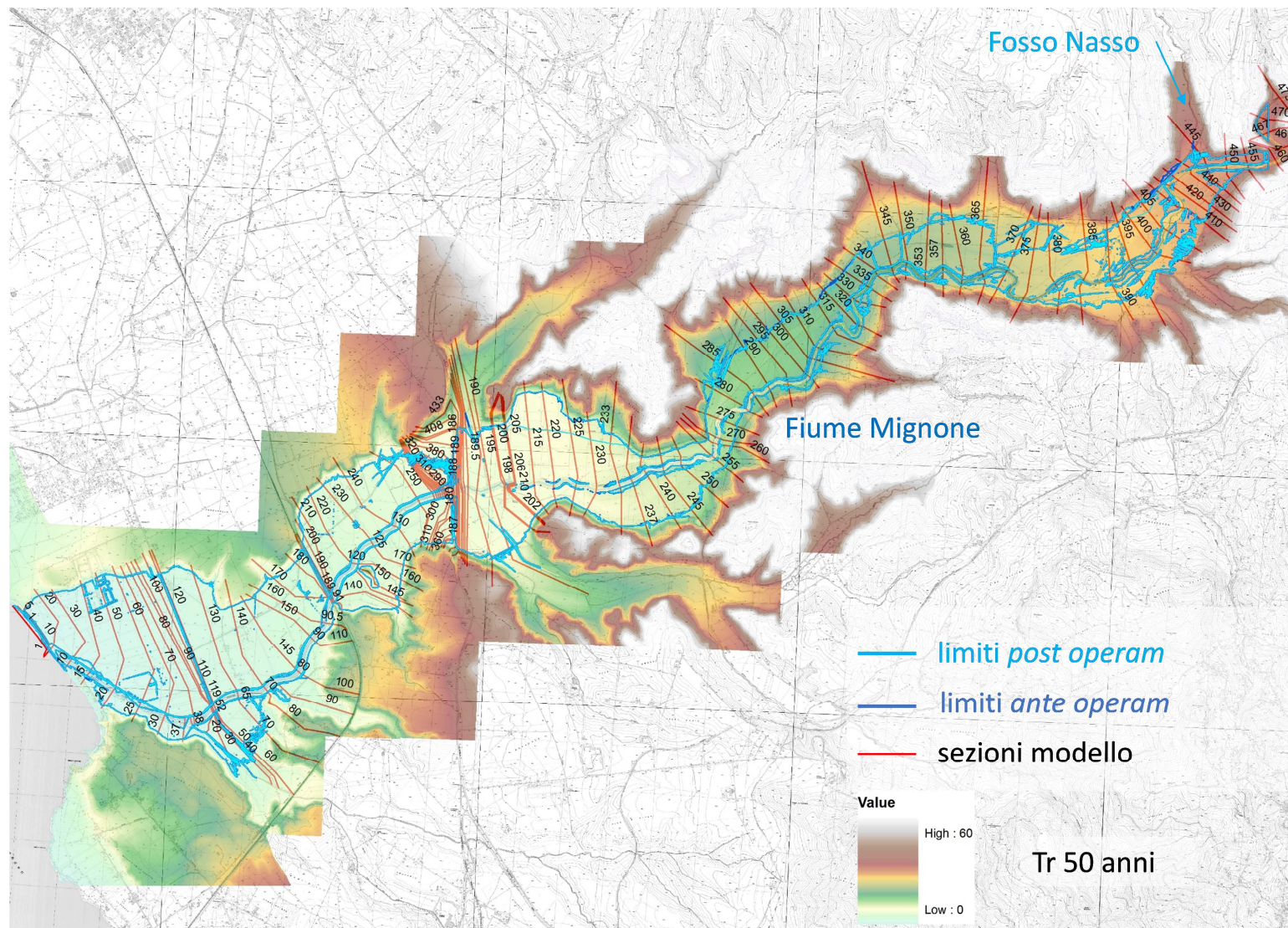


Figura 5.23. Confronto tra i limiti delle aree inondabili *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 50 anni*

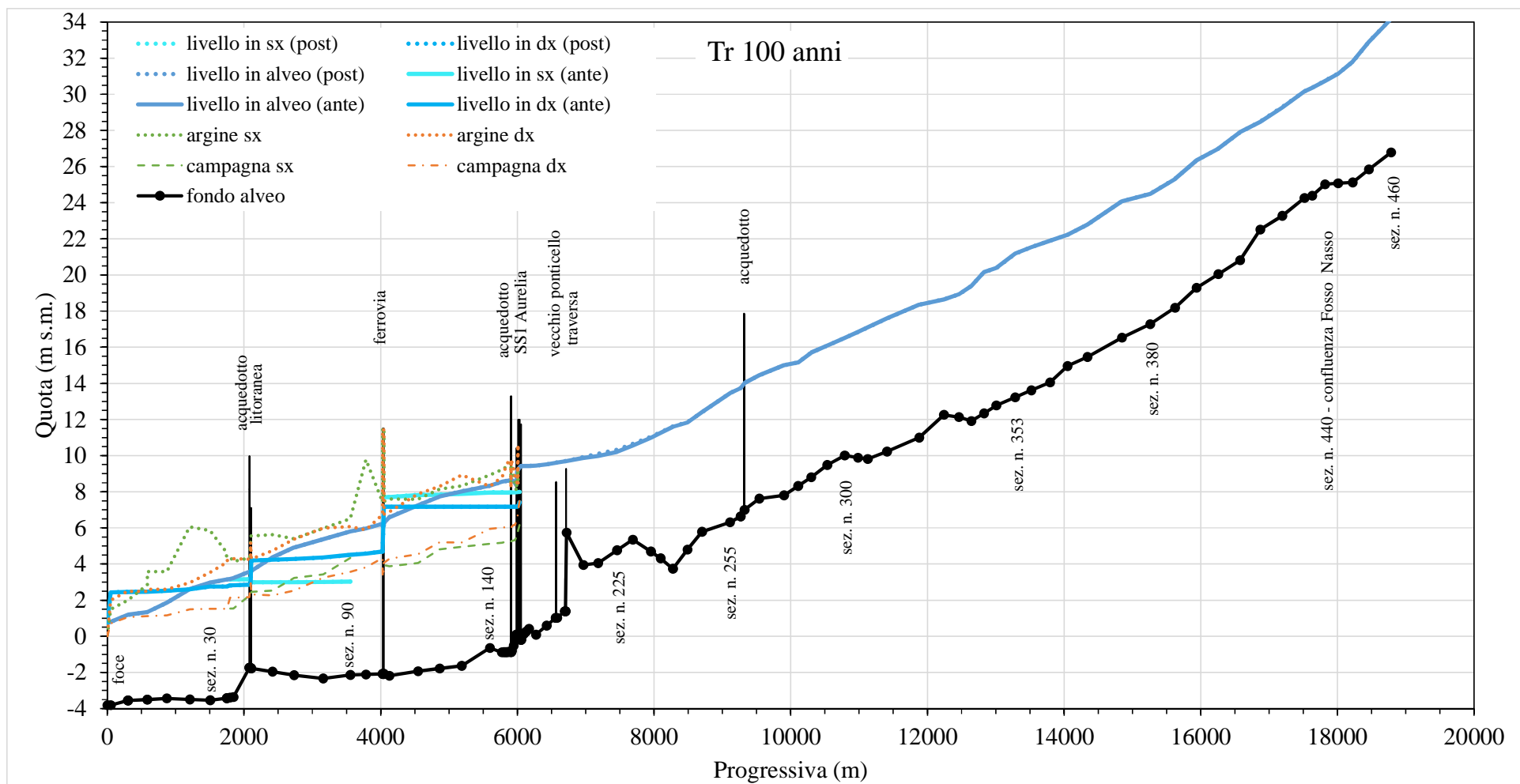


Figura 5.24. Confronto tra i profili idrici *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 100 anni*

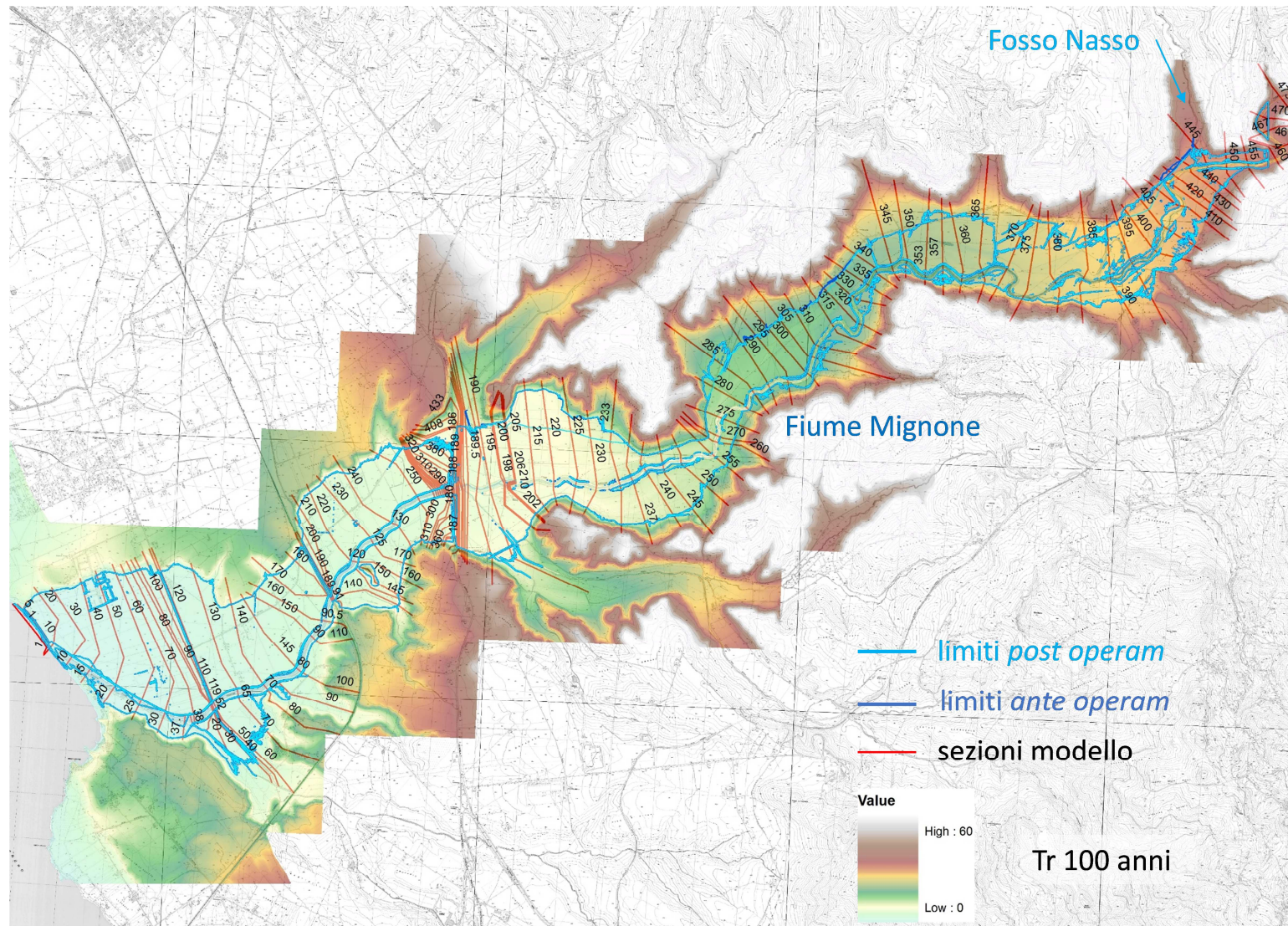


Figura 5.25. Confronto tra i limiti delle aree inondabili *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 100 anni*

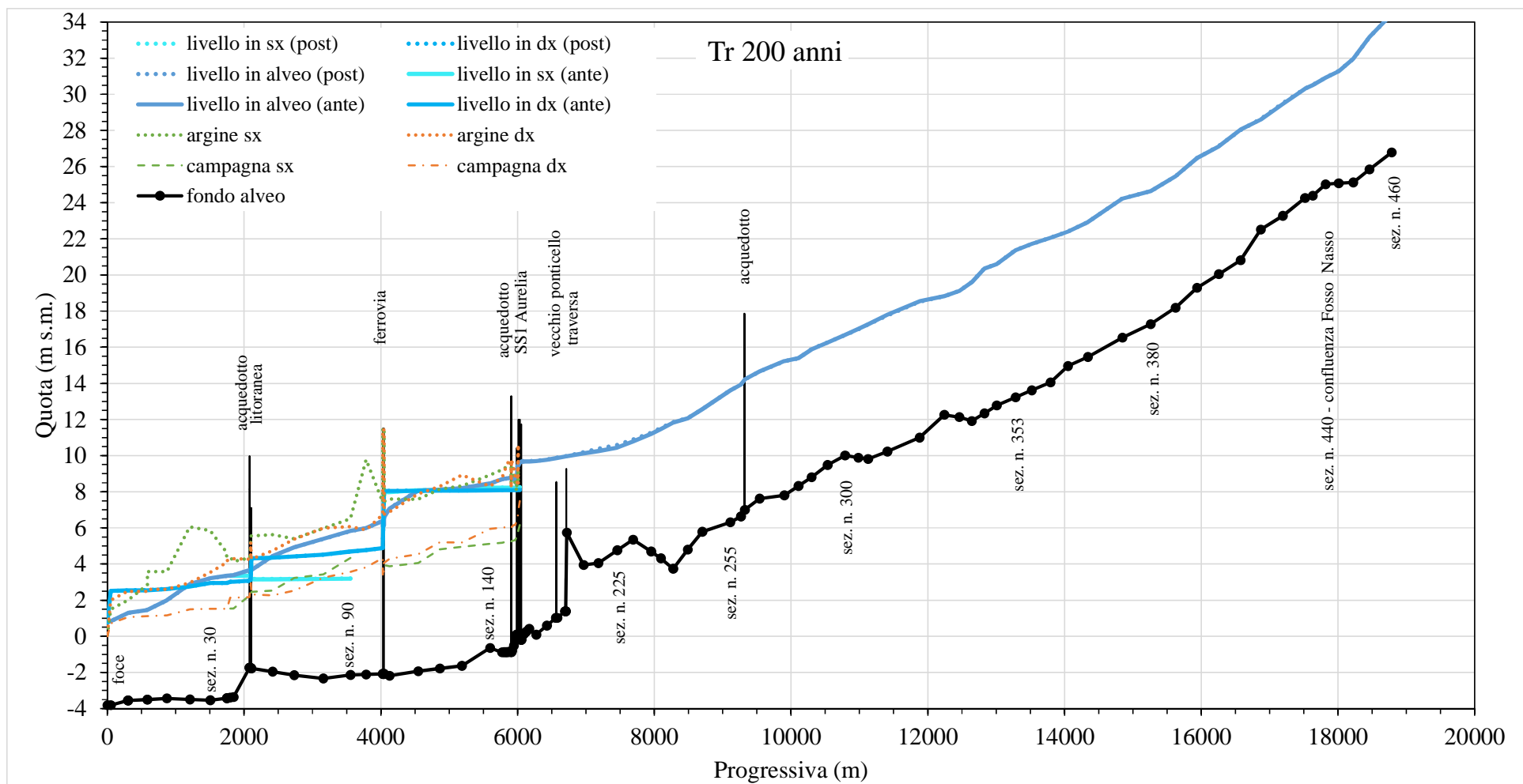


Figura 5.26. Confronto tra i profili idrici *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 200 anni*

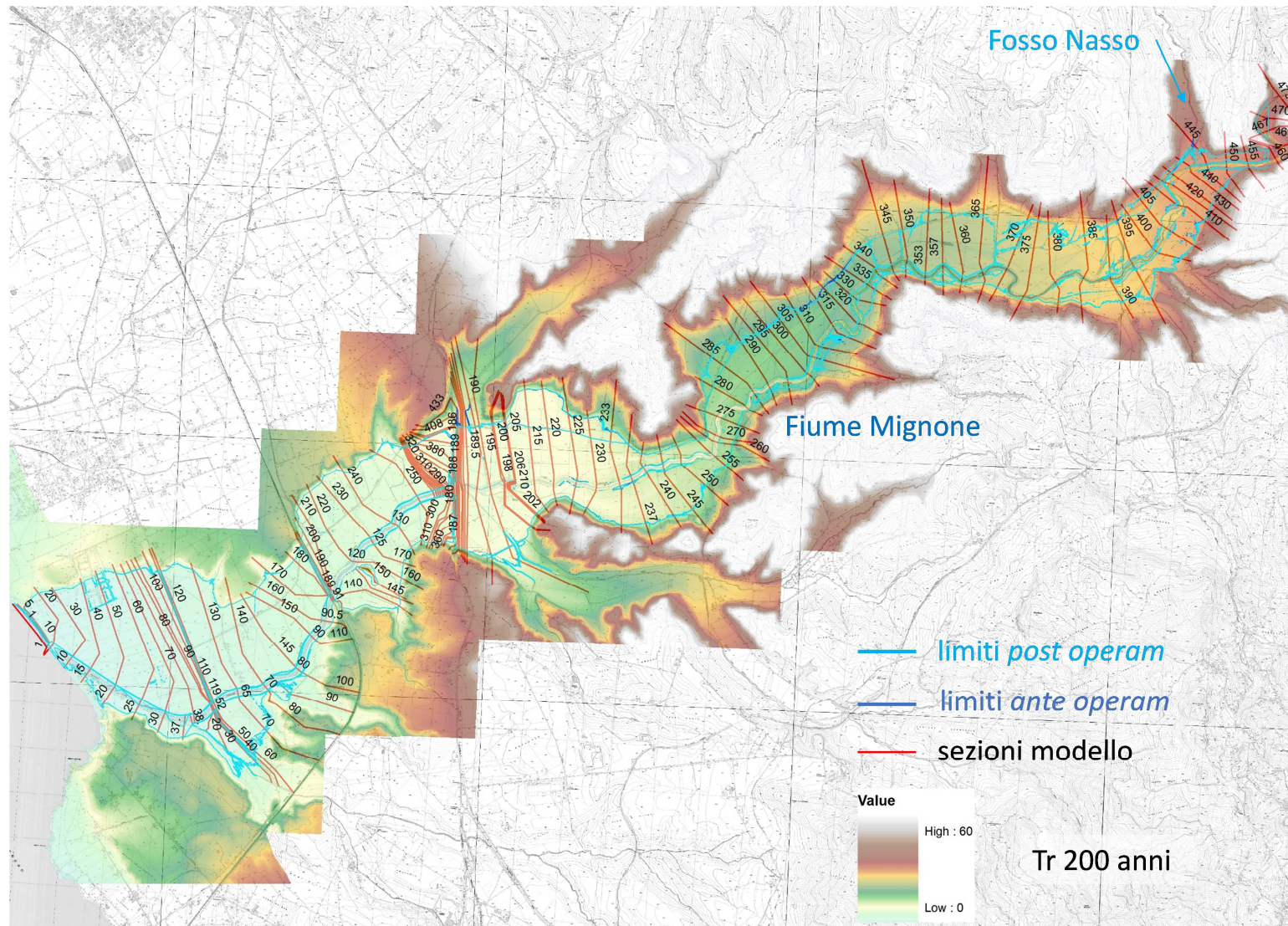


Figura 5.27. Confronto tra i limiti delle aree inondabili *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 200 anni*

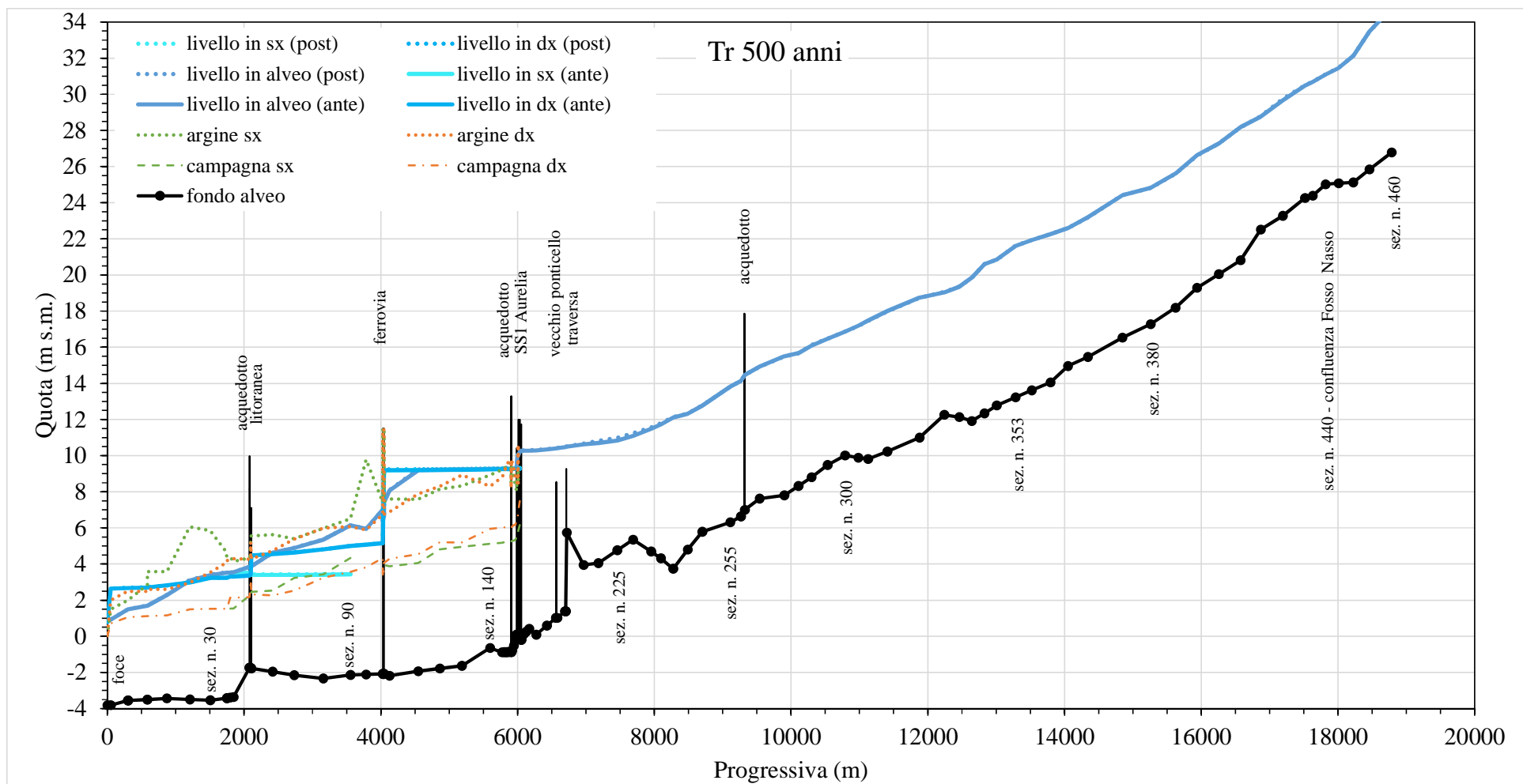


Figura 5.28. Confronto tra i profili idrici *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 500 anni*

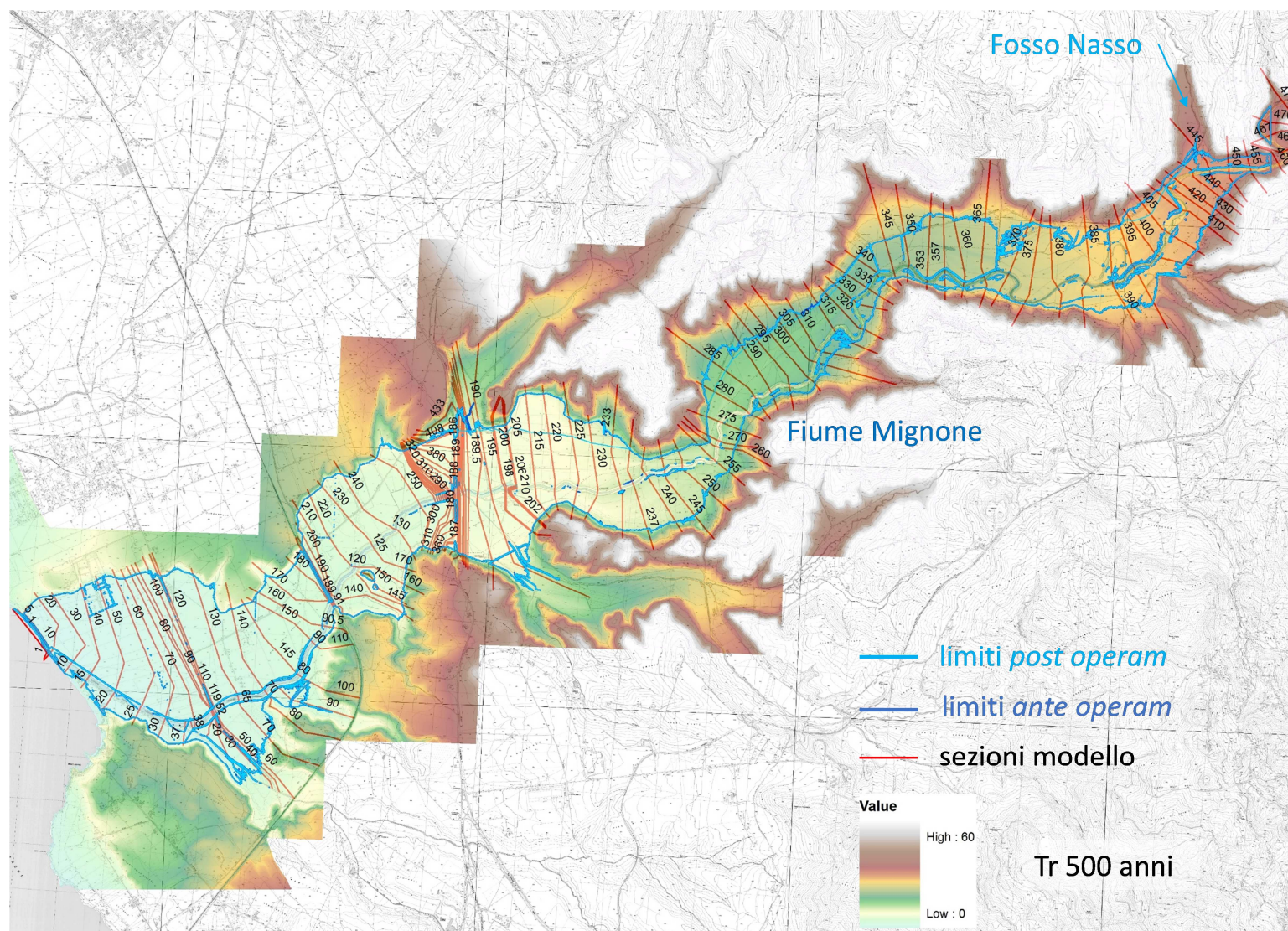


Figura 5.29. Confronto tra i limiti delle aree inondabili *post* e *ante operam* (Variante n. 4). *Tr 500 anni*

Come si evince dalle tabelle dell'Appendice 4 e dalle precedenti figure, per tutti i tempi di ritorno considerati le interferenze idrauliche del nuovo tracciato viario in progetto (*Variante n. 4*) con le piene del Mignone sono evidentemente trascurabili. Infatti:

- nel tratto dalla confluenza del Fosso Nasso alla sezione n. 255, ubicata circa 3 km a monte della SS1, le massime variazioni di tirante idrico e di velocità sono estremamente contenute, rispettivamente entro qualche centimetro (dai 7 cm per *Tr 500 anni* ai 2 cm per *Tr 30 anni*) ed entro qualche decina di centimetri al secondo (dai 0,25 m/s per *Tr 500 anni* ai 0,12 m/s per *Tr 30 anni*). I limiti delle aree inondabili nella condizione *post operam* subiscono localmente delle lievi diminuzioni dovute a modesti incrementi di velocità localizzata che comportano a loro volta lievi decrementi del tirante idrico (figure precedenti e dettaglio delle figure nell'Appendice 4);
- nel tratto dalla sezione n. 255 alla SS1 (sezione n. 170) le massime variazioni di tirante idrico e di velocità sono di poco superiori al tratto precedente. Rispetto alla condizione *ante operam* risultano superiori di pochi centimetri i tiranti (dai 15 cm per *Tr 500 anni* ai 13 cm per *Tr 30 anni*) e di qualche decina di centimetri al secondo le velocità (dai 0,39 m/s per *Tr 500 anni* ai 0,21 m/s per *Tr 30 anni*). I limiti delle aree inondabili nella condizione *post operam* subiscono in questo tratto degli incrementi planimetricamente appena percettibili dovuti ai modesti incrementi di tirante idrico. Tali incrementi, infatti, comportano un ampliamento planimetrico di appena qualche metro nei limiti delle aree inondabili *post operam* rispetto a quelli *ante operam* (figure precedenti e dettaglio delle figure nell'Appendice 4);
- nel tratto dalla SS1 alla foce, le massime variazioni di tirante idrico e di velocità sono irrilevanti, sia nell'alveo, sia nelle aree inondabili retrostanti le arginature: i tiranti variano da -1 cm per *Tr 500 anni* a -2 cm per *Tr 30 anni* e le velocità variano da 0,01 m/s per *Tr 500 anni* a 0,04 m/s per *Tr 30 anni*. I limiti delle aree inondabili nella condizione *post operam* sono praticamente identici a quelli nella condizione *ante operam* (figure precedenti e dettaglio delle figure nell'Appendice 4).

Alla fine della valle non arginata del Mignone, immediatamente a monte della SS1 l'incremento di portata nella condizione *post operam* è del tutto trascurabile, variando dai circa 15 m³/s per i tempi di ritorno maggiori ai circa 5 m³/s per quelli minori, con incrementi dei livelli idrici irrilevanti o nulli, variabili rispettivamente tra 2 e 0 cm. Ciò conferma il fatto che, nonostante la cautelativa schematizzazione dell'opera operata nella geometria del modello idraulico, la sottrazione di aree inondabili con

l'inserimento della infrastruttura viaria nel modello non modifica in pratica la capacità di laminazione della valle, essendo, appunto, le aree sottratte del tutto marginali.

Si consideri inoltre, come già specificato nel paragrafo 2.1, che quando l'opera verrà realizzata la presenza dei tombini idraulici, dei ponticelli e dei tratti in viadotto consentirà l'allagamento delle aree retrostanti l'opera stessa e questo diminuirà ancor di più la già irrilevante interferenza idraulica mostrata dal modello con la cautelativa schematizzazione realizzata.

Nella condizione *post operam*, infine, le massime velocità attese della corrente idrica in corrispondenza dell'opera in progetto risultano variabili tra $1,62 \text{ m/s}$ per *Tr 500 anni* e $1,43 \text{ m/s}$ per *Tr 30 anni*, come si evince dalle tabelle dell'Appendice 4 nel tratto in destra idraulica a monte della SS1. Considerando che l'opera in progetto è ubicata sul bordo destro della valle ad una distanza sempre maggiore di circa 200 m dall'alveo fluviale, ad esclusione di un breve tratto in viadotto tra le sezioni n. 440 e n. 420, tali modeste velocità, che il modello determina come velocità medie in tutta l'area inondabile in destra idraulica, saranno in corrispondenza dell'opera stessa considerevolmente minori.

Nei confronti delle piene del Mignone, quindi, non si ritiene che si debbano prevedere particolari accorgimenti nella difesa idraulica del corpo del rilevato stradale in progetto, risultando sufficienti le usuali difese in materassi metallici.

Anche nel tratto in cui l'opera si avvicina all'alveo fluviale fino a circa 30 m , ubicato dalla confluenza del Fosso Nasso a circa 350 m più a valle e che è attraversato dall'opera stessa in viadotto, considerate le modeste velocità attese mostrate dal modello nella destra idraulica di questo tratto (variabili da $1,3$ a $1,0 \text{ m/s}$ come riportato nelle tabelle dell'Appendice 4, dalla sezione n. 440 alla sezione n. 420) non si prevedono particolari criticità nei confronti delle pile del viadotto stesso, che potranno assumere anche forme non idrodinamiche.

PAI dell'Autorità dei Bacini Regionali del Lazio

1 PAI vigente

Sul Fiume Mignone è attualmente vigente il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità dei Bacini Regionale del Lazio (ABR Lazio). La perimetrazione delle aree inondabili del Fiume Mignone è stata eseguita in base ad una sovrapposizione di studi e segnalazioni che si sono evoluti nel tempo. In particolare gli studi di base sul Mignone sono stati:

- uno studio realizzato dalla Società Hydrodata S.p.A. nel 1998,
- uno studio realizzato dal Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria Civile (DSIC) dell'Università degli Studi "Roma Tre" nel 2003.

1.1 Studio Hydrodata del 1998

Lo studio Hydrodata fu realizzato eseguendo un'analisi idrologica del bacino del Fiume Mignone, tramite un modello afflussi-deflussi basato su una trattazione analoga all'impostazione classica del metodo dell'invaso o di Nash, per determinare le onde di piena per gli assegnati tempi di ritorno di *30*, *200* e *500 anni*, accoppiato con un modello idraulico monodimensionale di moto vario, per eseguire il trasferimento delle onde di piena lungo la valle del Mignone esaminata.

Il tratto esaminato nello studio va dalla confluenza del Fosso Nasso alla foce, per complessivi circa *17 km* di asta fluviale, suddiviso in due subtratti rispettivamente a monte e a valle della SS1.

Nella tabella 6.1 si riportano le portate al colmo in ingresso e in uscita del tratto studiato, determinate da Hydrodata con il modello idrologico e con il modello idraulico.

Tabella 6.1 – Portate al colmo in ingresso e in uscita del tratto modellato (Hydrodata '98)

Corso d'acqua	Sezione di riferimento	Tr-30	Tr-200	Tr-500
Mignone	Mod. Idraulico	581	831	952
	Mod. Idrologico	402	638	762
	Sez. 020005			
	Mod. Idraulico	584	909	980
	Mod. Idrologico	472	821	1008
	Sez. 020000			

Per realizzare il modello idraulico fu svolta una campagna di rilievi con la rilevazione di 18 sezioni trasversali dell'alveo del fiume. Nel modello idraulico furono implementate 24 sezioni di calcolo, duplicando quelle rilevate in corrispondenza delle infrastrutture lineali di attraversamento (ponte della SS1, ecc.).

La perimetrazione delle aree inondabili fu eseguita tramite un'interpretazione geomorfologica del territorio, basata sui livelli idrici determinati nelle sezioni di calcolo del modello idraulico. Nella figura 6.1 si riportano i limiti delle aree inondabili per i tempi di ritorno esaminati nello studio Hydrodata.

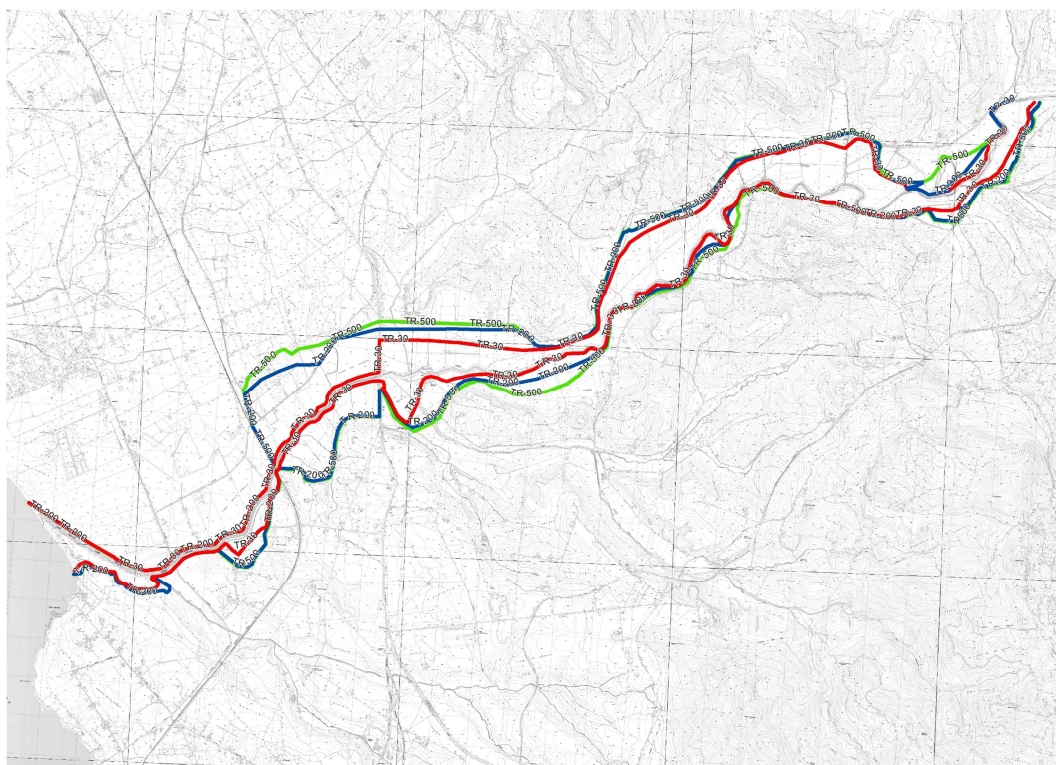


Figura 6.1. Aree inondabili Hydrodata 1998

1.2 Studio DSIC 2003

Lo studio del DSIC fu realizzato eseguendo la regionalizzazione dei coefficienti di deflusso dei bacini regionali del Lazio. Tale regionalizzazione fu basata su un modello afflussi-deflussi di tipo cinematico in cui le piogge furono ricavate dalla regionalizzazione delle piogge dell'Italia centrale, realizzata nel 1998 sempre dal DSIC nell'ambito del Progetto nazionale VAPI. Nella tabella 6.2 si riportano, per i bacini del Fiume Mignone, le portate al colmo calcolate all'epoca con il modello di regionalizzazione per i tempi di ritorno esaminati.

In questo studio il DSC realizzò la verifica delle arginature del Mignone nei confronti dei livelli idrici relativi alle nuove portate di piena determinate, realizzando un apposito rilievo di sezioni d'alveo del fiume, nel tratto a partire dalla SS1 e fino alla foce. In questo tratto i livelli idrici, relativi ai tempi di ritorno esaminati, furono determinati tramite un modello idraulico di moto permanente, di cui nella figura 6.2 si mostrano i profili idraulici, con le portate calcolate col modello di regionalizzazione dei coefficienti di deflusso (tabella 6.2, bacino MIG-300).

Tabella 6.2 - Mignone: portate calcolate con il modello di regionalizzazione (DSIC 2003)

Nome bacino	Codice Sottozona	A _s (km ²)	T (anni)	i(τ _b , T) (mm/h)	Φ _{reg} (T)	Q(T) (m ³ /s)
Mignone (fino alla confl. con il F.so Verginese) MIG - 100	A10	7,48	30	13,5	0,6006	367,8
	A9	4,80	50	14,9	0,6143	414,4
	B41	1,41	100	16,7	0,6328	480,1
	B42	163,62	200	18,6	0,6513	548,7
			500	21,0	0,6758	644,0
Mignone (Rota - F.so Verginese incluso) MIG - 150	A10	7,48	30	12,6	0,5957	427,0
	A9	4,80	50	13,9	0,6093	480,3
	B41	1,41	100	15,6	0,6277	555,2
	B42	210,18	200	17,3	0,6460	633,6
			500	19,5	0,6703	742,4
Mignone (fino alla confl. con il F.so Capocaccia) MIG - 200	A4	4,03	30	10,2	0,5903	552,6
	A10	7,48	50	11,3	0,6039	627,9
	A9	46,47	100	12,8	0,6222	734,2
	B41	14,85	200	14,3	0,6406	845,4
	B42	294,83	500	16,3	0,6649	1000,0
Mignone (fino alla foce) MIG - 300	A4	70,53	30	8,7	0,5790	626,2
	A10	7,48	50	9,8	0,5927	726,0
	A9	95,67	100	11,4	0,6113	866,9
	B41	14,85	200	12,9	0,6299	1014,7
	B42	307,90	500	15,0	0,6545	1220,7

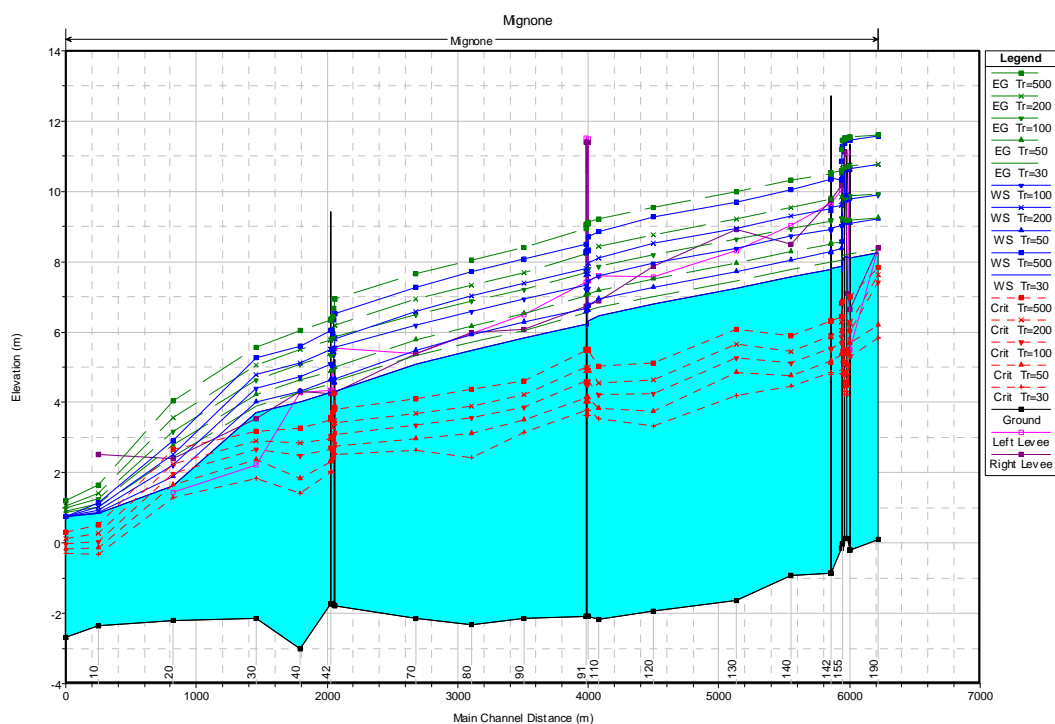


Figura 6.2. Profili idraulici per i tempi di ritorno di 30, 50, 100, 200 e 500 anni (ABR Lazio)

1.3 Fasce fluviali del PAI vigente

In base allo studio del DSIC e a successive segnalazioni di allagamenti nel frattempo pervenute all'ABR Lazio, l'Autorità di Bacino ha realizzato la carta delle fasce fluviali del Fiume Mignone oggi vigente, dalla confluenza del Fosso Nasso alla foce, mostrata nella figura 6.3.

Nel tratto tra la SS1 e la foce l'ABR Lazio perimetrò le aree inondabili con i livelli idrici ottenuti dal modello idraulico DSIC sulla base della CTR a scala 1:10.000 allora disponibile.

Nel tratto tra la confluenza del Fosso Nasso e la SS1 l'ABR Lazio perimetrò nuovamente le aree inondabili del fiume con i livelli idrici determinati nello studio Hydrodata (considerato che le portate del modello idraulico del modello Hydrodata erano molto simili a quelle fornite dal modello regionale DSIC per il bacino MIG-200) e per i soli tempi di ritorno esaminati nello studio Hydrodata, sempre sulla base della CTR a scala 1:10.000 allora disponibile.

Nella carta delle fasce fluviali (figura 6.3) la Fascia A corrisponde all'area di pertinenza fluviale per piene con tempi di ritorno inferiori o uguali a 30 anni, le fasce B1 e B2 corrispondono alle aree di pertinenza fluviale per piene con tempi di ritorni inferiori o uguali a 200 anni (la B1, laddove è presente la B2, nei limiti dei 150 m dall'alveo fluviale) e la fascia C corrisponde all'area di

pertinenza fluviale per piene con tempi di ritorno inferiori o uguali a 500 anni.

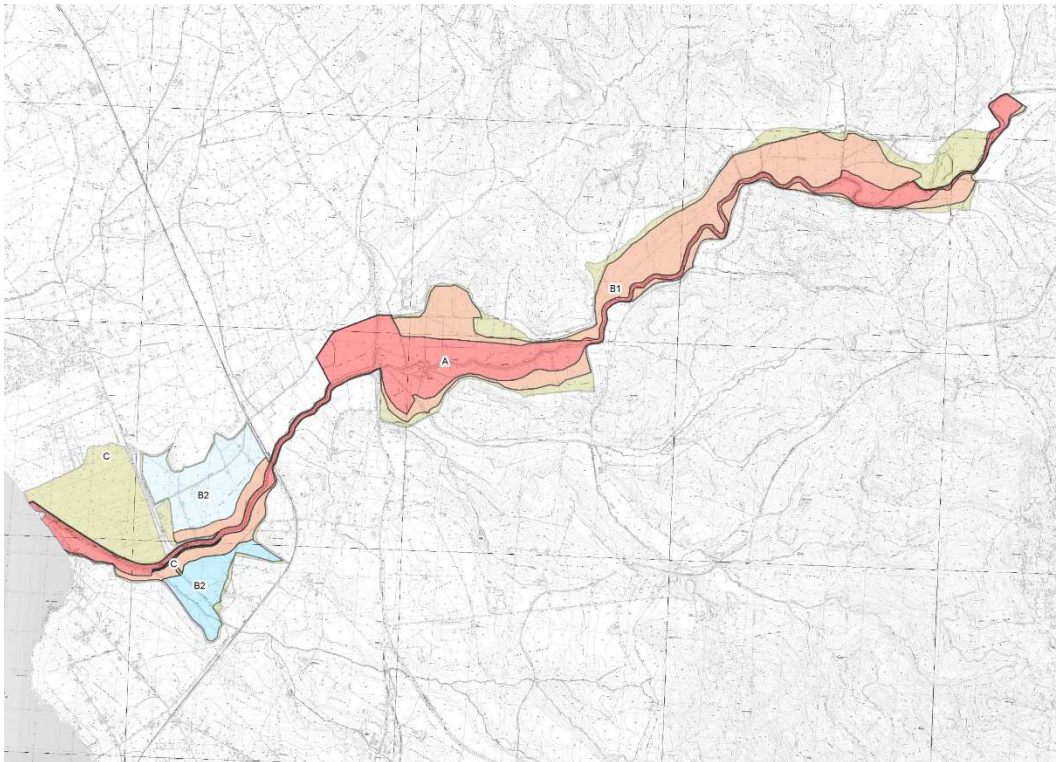


Figura 6.3. Fasce fluviali del PAI vigente (ABR Lazio)

2 Confronto PAI vigente - presente studio

Nel presente paragrafo si mostrano i confronti tra le perimetrazioni delle fasce PAI e le perimetrazioni delle aree inondabili realizzate nella configurazione di argini tracimabili ed erodibili (**afus**), che, come mostrato nel capitolo precedente, è stata scelta come configurazione di riferimento per le valutazioni delle interferenze idrauliche dell'opera in progetto.

Nella tabella 6.3 si riportano le portate di progetto utilizzate nel modello idraulico e calcolate nello studio idrologico descritto nella *Relazione Idrologica*.

Dal confronto tra le tabelle 6.1 e 6.2, relative rispettivamente alla perimetrazione delle fasce PAI a monte e a valle della SS1, con la tabella 6.3, relativa alla perimetrazione delle aree inondabili del presente studio, si evince che le portate di progetto utilizzate nel presente studio, sono sensibilmente maggiori di quelle adottate nel vigente PAI dell'Autorità dei Bacini Regionali del Lazio.

Tabella 6.3 – Portate di progetto del presente studio

<i>Portate del Fiume Mignone (m³/s)</i>						
<i>Bacino</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Tempo di ritorno (anni)</i>				
		<i>30</i>	<i>50</i>	<i>100</i>	<i>200</i>	<i>500</i>
MIG - 100	a monte della confluenza del Fosso Verginese	408	458	527	597	691
MIG - 150	a Rota	540	604	693	783	907
MIG - 180	a monte della confluenza del Fosso Nasso	713	800	923	1049	1219
MIG - 200	a monte della confluenza del Fosso Capocaccia	761	862	1004	1149	1344
MIG - 250	alla SS1 Aurelia	896	1028	1220	1417	1682
MIG - 300	alla foce	940	1086	1296	1514	1806

I citati incrementi di portata derivano da una differente metodologia utilizzata nel presente studio per la determinazione delle portate di progetto (descritta nella *Relazione Idrologica*), basata su informazioni pluviometriche, idrometriche e misure di portata non disponibili all'epoca degli studi Hydrodata e DSIC. Si consideri, infatti, che all'epoca non erano disponibili, né le registrazioni idrometriche e le misure di portata alla stazione idrometrografica del Mignone alla SS1, né la quota dello zero idrometrico della stazione idrometrografica del Mignone a Rota, né gli eventi pluviometrici più intensi occorsi durante gli anni 2004 e 2005. Si consideri, inoltre, che analoghe simulazioni idrologiche e idrauliche realizzate recentemente dagli scriventi sul limitrofo bacino del Fiume Marta hanno condotto a risultati analoghi a quelli ottenuti nel presente studio, con il conseguente aggiornamento del PAI da parte dell'Autorità dei Bacini Regionali del Lazio.

Per quanto riguarda le portate si riscontrano le seguenti differenze tra il PAI vigente e il presente studio:

- nel tratto tra la confluenza del Fosso Nasso e la SS1 le perimetrazioni delle fasce furono eseguite (tabella 6.1) con portate di circa 600 m³/s per il tempo di ritorno di 30 anni, variabili tra circa 800 e 900 m³/s per il tempo di ritorno di 200 anni e tra circa 900 e 1000 m³/s per il tempo di ritorno di 500 anni. Nel presente studio, invece, nello stesso tratto e nei rispettivi tempi di ritorno (tabella 6.3) si sono adottate portate di progetto variabili tra circa 700 e 900 m³/s per il tempo di ritorno di 30 anni, tra circa 1000 e 1400 m³/s per il tempo di ritorno di 200 anni e tra circa 1200 e 1700 m³/s per il tempo di ritorno di 500 anni;
- nel tratto tra la SS1 e la foce le perimetrazioni delle fasce furono eseguite (tabella 6.2) con portate di circa 600 m³/s per il tempo di ritorno di 30 anni, circa 1000 m³/s per il tempo di ritorno di 200 anni e circa 1200 m³/s per il tempo di ritorno di 500 anni. Nel presente studio, invece, nello stesso tratto e nei rispettivi tempi di ritorno (tabella 6.3) si sono adottate portate di progetto variabili tra circa 900 e 950 m³/s per il tempo di

ritorno di *30 anni*, tra circa *1400* e *1500 m³/s* per il tempo di ritorno di *200 anni* e tra circa *1700* e *1800 m³/s* per il tempo di ritorno di *500 anni*.

Le citate differenze tra le portate per assegnati tempi di ritorno hanno comportato, ovviamente, nuove e diverse perimetrazioni delle aree inondabili del Mignone nel presente studio. Tali differenze, mostrate per i tre tempi di ritorno comparabili nelle figure dalla 6.4 alla 6.6, sono poi esaltate dalla differente base utilizzata nel presente studio per le perimetrazioni. Nella definizione delle fasce fluviali, infatti, fu utilizzata come base la CTR, a scala 1:10.000, mentre nel presente studio si è utilizzato il disponibile DEM a *1 m* realizzato dal Ministero dell'Ambiente. Si consideri che il dettaglio ottenibile con quest'ultima base, in cui è nota la quota media del terreno ogni *m²*, non è assolutamente paragonabile con l'informazione ricavabile dall'allora disponibile cartografia tecnica regionale, in cui nelle zone pianeggianti era disponibile un punto quotato ogni ettaro circa e un numero molto limitato di curve di livello; base peraltro allora disponibile nel solo formato raster.

2.1 Interferenze dell'opera in progetto secondo il PAI

Come si evince dalle figure dalla 6.4 alla 6.5, in cui è riportato con colorazione rossa anche il tracciato viario della *Variante adottata n. 4* (capitolo 5), secondo l'attuale PAI l'opera in progetto interesserebbe esclusivamente la fascia B1 (*Tr 200 anni*) nel tratto pianeggiante nella destra idraulica del Mignone immediatamente a monte dell'attraversamento della SS1, essendo del tutto marginali gli altri punti di contatto con la fascia, ubicati più a monte. Come mostrato precedentemente, in tale tratto significativo d'interferenza la portata del PAI è pari a circa *900 m³/s* (tabella 6.1), coincidente circa alla portata con il tempo di ritorno di *30 anni* nel presente studio (tabella 6.3).

Sono ancor più valide, quindi, le considerazioni svolte nel capitolo 5 in merito alle interferenze idrauliche dell'opera dedotte dal confronto tra le simulazioni idrauliche svolte nelle condizioni *post* e *ante operam*. In particolare in tale capitolo si è dimostrato che l'opera in progetto:

- al paragrafo 1.4:
 - è in sicurezza idraulica (franco idraulico maggiore di *1 m*) nei confronti di una piena cinquecentennale, anche nell'ipotesi di un futuro adeguamento degli argini del fiume e dell'attraversamento della SS1 alle piene di progetto del presente studio;

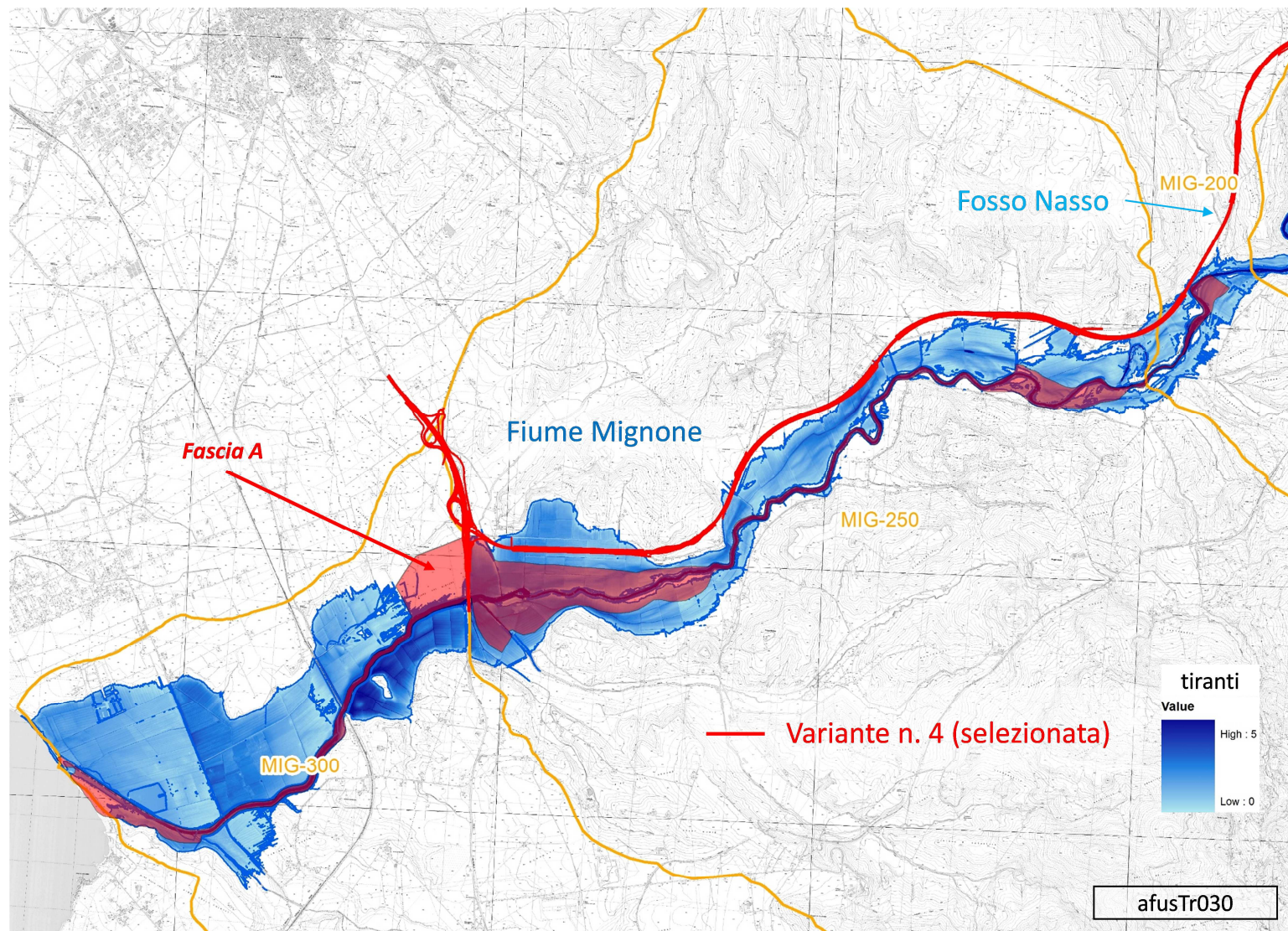


Figura 6.4. Confronto tra la Fascia A del PAI vigente e le aree inondabili nella configurazione **afusTr030** (Variante n. 4)

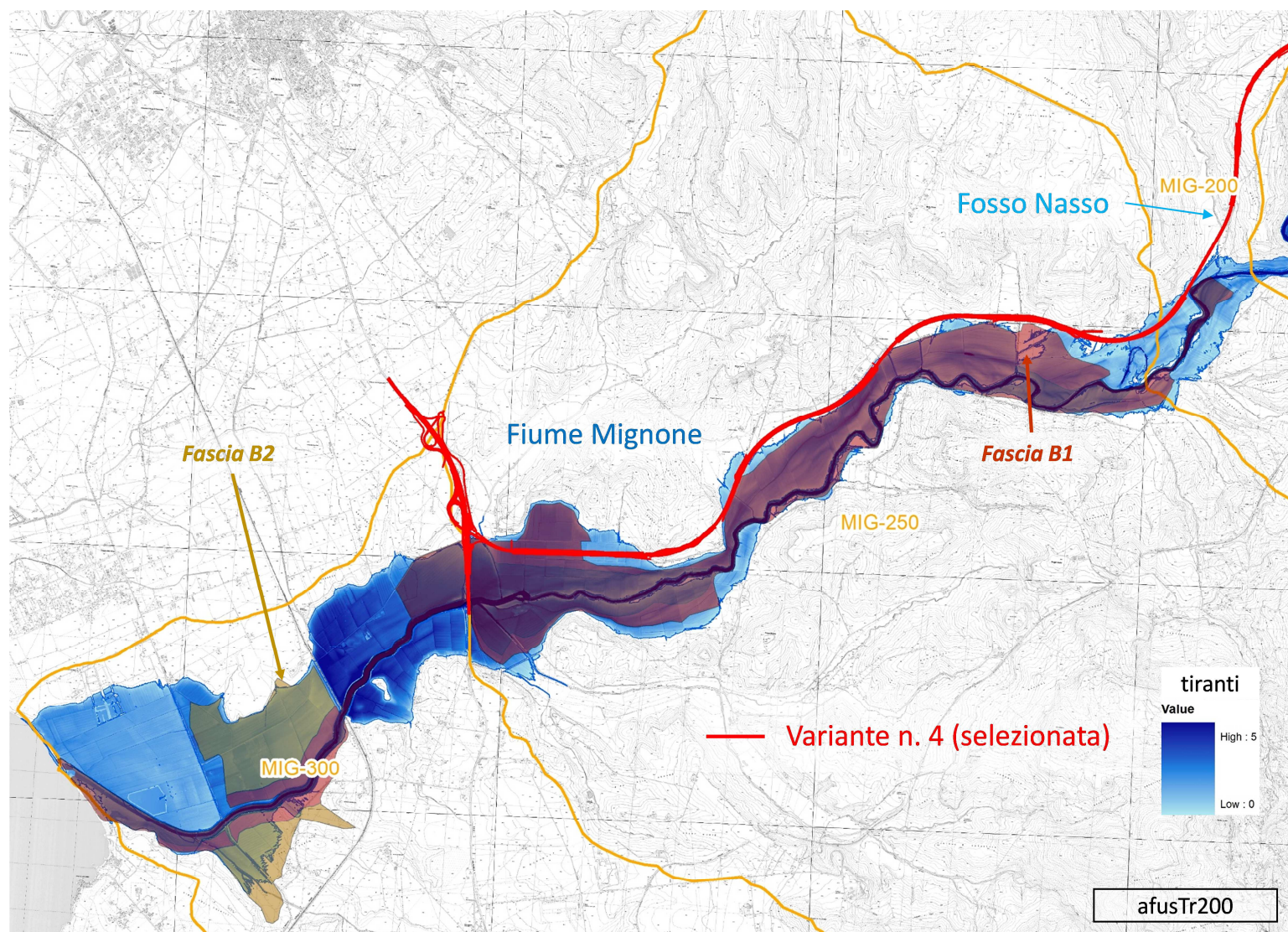


Figura 6.5. Confronto tra le Fasce B1 e B2 del PAI vigente e le aree inondabili nella configurazione **afusTr200** (Variante n. 4)

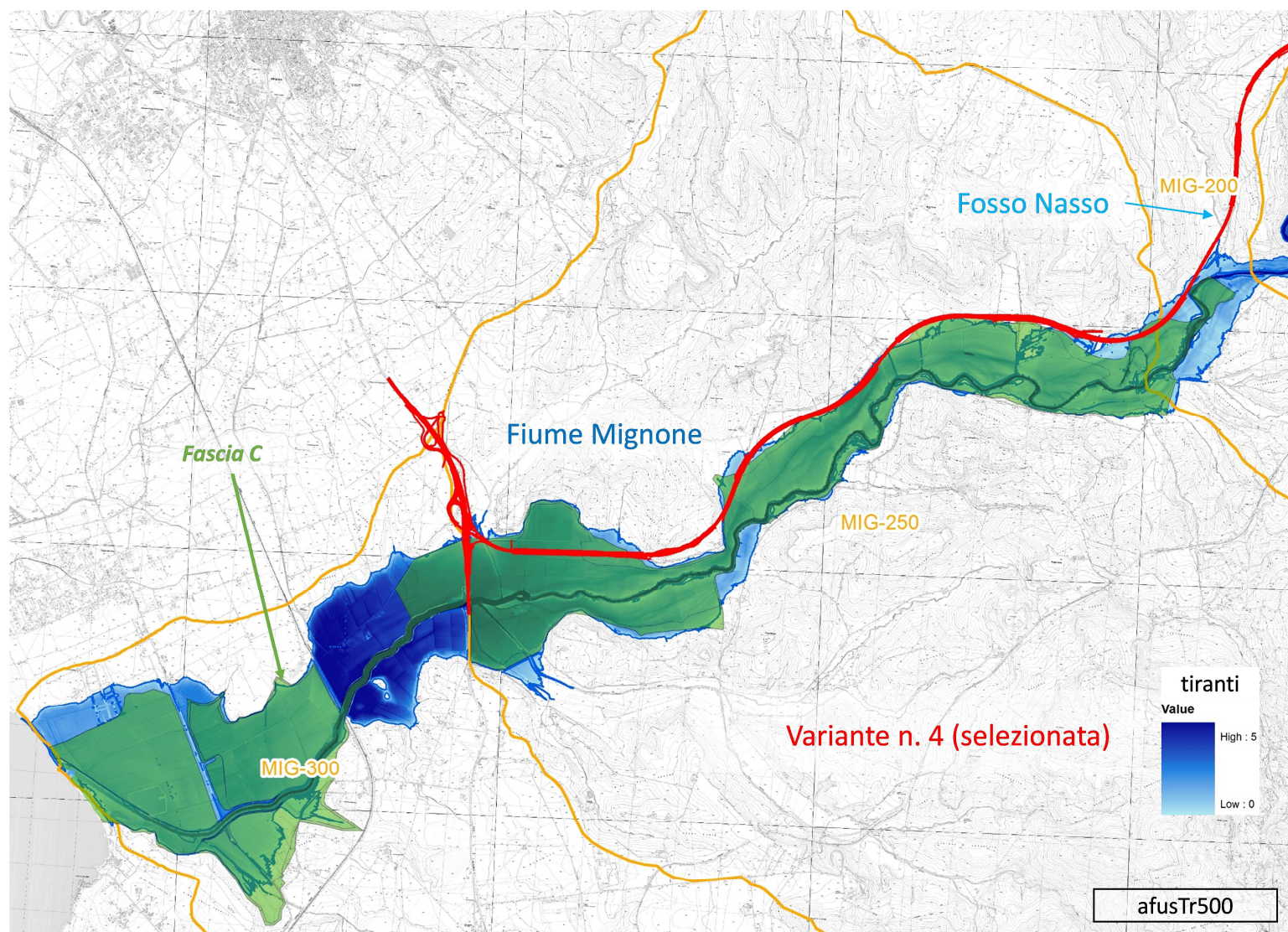


Figura 6.6. Confronto tra la Fascia C del PAI vigente e le aree inondabili nella configurazione **afusTr500** (Variante n. 4)

- al paragrafo 2.2:
 - non altera il regime delle piene del Fiume Mignone a monte e a valle della sua realizzazione, anche con una piena con tempo di ritorno cinquecentennale, cui corrisponde nel presente studio una portata maggiore di ben $500 \text{ m}^3/\text{s}$ di quella della relativa piena adottata nel vigente PAI,
 - non determina variazioni significative dei limiti delle aree inondabili anche con la certamente cautelativa schematizzazione in cui si sono sottratte nelle simulazioni idrauliche le aree, pur allagabili, retrostanti l'opera. Per la piena cinquecentennale le variazioni planimetriche di tali limiti, nella condizione *post operam*, raggiungono al massimo pochi metri nel tratto a monte della SS1, in zone peraltro di campagne coltivate e non urbanizzate, mentre nel tratto a valle della SS1 non si apprezzano variazioni.

Si può conseguentemente affermare che l'opera in progetto:

- non induce alcun cambiamento nelle condizioni di rischio idraulico a monte, a valle e in corrispondenza della sua realizzazione,
- non preclude la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio in quanto nei confronti delle piene del fiume è ubicata ad una distanza tale dalla sponda da non precludere la realizzazione di una futura difesa arginale, ed è realizzata a quote di sicurezza anche nei confronti dei prevedibili innalzamenti di livello idrico a monte della SS1 nel caso di un futuro adeguamento dell'attraversamento viario e delle difese arginali a valle di esso.

capitolo settimo

Erosioni d'alveo

1 Descrizione dei modelli

1.1 Obiettivi

La modellazione idraulica svolta ai fini della valutazione delle aree d'inondazione è stata effettuata in condizioni di fondo fisso, ipotizzando quindi la non erodibilità dell'alveo. Tuttavia, in conseguenza di piene con elevati tempi di ritorno è da ritenersi probabile la modifica di alcuni tratti del fondo alveo, delle aree golenali ed extra-golenali, in seguito a fenomeni di erosione o deposizione di materiale solido trasportato dalla corrente. Questo fenomeno ha un effetto relativo sulla determinazione dei livelli con i modelli a fondo fisso, perché dell'effetto dell'erosione è tenuto in conto con la determinazione dei parametri di resistenza al moto, ma ha una notevole importanza sulla stabilità degli alvei e soprattutto delle opere di difesa.

La valutazione del trasporto solido nelle correnti di moto vario è generalmente soggetta a forti incertezze, dovute principalmente al carattere empirico delle formule di trasporto solido, la maggiore parte delle quali è stata ricavata mediante esperienze di laboratorio, con ipotesi alquanto restrittive sulla tipologia del materiale e le condizioni di deflusso. Inoltre, non esiste ad oggi una teoria scientificamente basata e affidabile del trasporto solido in condizioni di moto vario. Di conseguenza, qualsiasi analisi del fondo mobile, svolta mediante le metodologie usualmente impiegate nella pratica applicativa, non potrà che fornire risultati di natura più qualitativa che quantitativa. Tuttavia, l'analisi del trasporto solido e delle conseguenti variazioni del fondo può costituire uno strumento conoscitivo di estremo interesse nella pianificazione del territorio, ed evidenziare ad esempio aree a potenziale erosione o deposizione. La valutazione di tali aree, congiuntamente all'analisi delle infrastrutture presenti nel territorio (arginature, attraversamenti o altro), può indicare possibili zone critiche esposte a fenomeni di erosione, anche intensi.

Nel presente capitolo sono state valutate le aree di potenziale erosione o deposizione nella valle del fiume Mignone per differenti tempi di ritorno della piena.

1.2 Bilancio dei sedimenti

Si procede di seguito a una descrizione sommaria delle ipotesi adottate per la formulazione matematica del trasporto solido negli alvei fluviali, anche allo scopo di evidenziare, sia le capacità predittive dello schema modellistico, sia le sue limitazioni.

Lo studio del trasporto solido prevede il calcolo delle grandezze Q_s e z_f , rispettivamente portata solida transitante nella generica sezione e quota del fondo. La soluzione del problema necessita quindi di due equazioni, riferite rispettivamente al bilancio di massa e della quantità di moto.

Nell'ipotesi di corrente lineare unidimensionale, l'equazione del bilancio di massa dei sedimenti prende il nome di equazione di Exner e si ottiene considerando come volume di controllo un tronco infinitesimo di corrente dx largo b e imponendo che la variazione nel tempo della sua massa di materiale solido sia pari alla differenza tra la portata solida entrante e quella uscente. Applicando il bilancio della massa dei sedimenti si ottiene:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} = -(1-p) \frac{\partial z_f}{\partial t} b$$

dove p (compreso tra 0 ed 1) è la porosità del materiale d'alveo, cioè la frazione del volume dei sedimenti riempita dall'acqua; Q_s è la portata solida, z_f è la quota del fondo rispetto ad un piano di riferimento. L'equazione di Exner è di facile interpretazione fisica:

quando $\frac{\partial Q_s}{\partial x} > 0$ la portata solida aumenta, l'alveo è in erosione e $\frac{\partial z_f}{\partial t} < 0$,

quando $\frac{\partial Q_s}{\partial x} < 0$ la portata solida diminuisce, l'alveo è in deposito e $\frac{\partial z_f}{\partial t} > 0$.

La formulazione in moto vario per l'equazione dinamica dei sedimenti non esiste, e l'approccio generalmente adottato è quello di impiegare le formule del trasporto solido in condizioni stazionarie. La formulazione matematica è del tutto simile a quella del modello cinematico per la propagazione delle piene.

Esistono in letteratura numerosissime formule che legano la portata solida a grandezze idrauliche quali la pendenza dell'alveo, la portata liquida, le

dimensioni del materiale solido trasportato e altre (Graf, 1971), considerando il trasporto del materiale, sia sul fondo, sia in sospensione, per materiali, sia coesivi, sia granulari. La maggior parte delle formule impiega il concetto di *tensione tangenziale critica*, secondo la nota curva di Shields, in base alla quale il movimento del materiale solido inizia a partire da un valore di soglia minimo della tensione tangenziale. Tale approccio presenta tuttavia alcune limitazioni considerato che è principalmente riferito a materiali omogenei e che la definizione pratica delle condizioni d'incipiente movimento dell'alveo di un corso d'acqua è tutt'altro che banale, dato che i grani più esposti avranno tendenza a essere asportati tanto più facilmente, quanto maggiore è il loro grado di esposizione. Alcuni grani allora possono essere asportati anche per valori dello sforzo al fondo sensibilmente inferiore a quello previsto dalla teoria di Shields. Tali considerazioni hanno messo in dubbio in tempi recenti l'affidabilità della teoria di Shields nelle applicazioni d'interesse fluviale (Datei et al., 2004). Ciononostante l'approccio di Shields è ancora quello maggiormente utilizzato nelle applicazioni. Si fa presente che la portata solida stimata per mezzo di diverse formule può variare molto, anche di ordini di grandezza. È quindi opportuno ribadire che l'analisi esposta in questo capitolo non potrà che essere di carattere prevalentemente qualitativo piuttosto che quantitativo, come già accennato nell'introduzione.

La complessità dei fenomeni fisici coinvolti nel trasporto di sedimenti ne ha indirizzato lo studio verso la definizione di relazioni basate sull'indagine sperimentale condotta su modelli fisici di laboratorio o sull'analisi di dati raccolti in alvei artificiali o naturali. L'applicazione di una formula di trasporto solido a un corpo idrico caratterizzato da una granulometria dell'alveo differente o da un regime di portata differente da quello per cui è stata determinata comporta quindi un'estrapolazione che implica un aumento dell'incertezza sugli scenari predetti dal modello. La relazione di riferimento individuata nello studio del fiume Mignone è quella di Laursen-Copeland, indicata nel seguito con la sigla L-C; tale relazione è stata infatti definita sulla base di misure sperimentali condotte anche su materiali fini ed è quella più congruente con la granulometria limo-argillosa rilevata per il Mignone.

All'interno del presente studio è stata condotta un'approfondita analisi di sensitività investigando diversi scenari; questi sono ottenuti sia impiegando granulometrie diverse da quelle rilevate sia utilizzando differenti formule per il trasporto solido. Lo scopo dell'analisi condotta è di rafforzare i risultati ottenuti alla luce dell'incertezza generale che caratterizza i modelli di trasporto solido.

Nel presente studio la Formula di Laursen-Copeland è stata quindi affiancata dalle relazioni di Engelund-Hansen e di Yang, indicate nel seguito

con le sigle E-H e Y. Tutte le relazioni utilizzate considerano sia il trasporto di fondo, sia quello in sospensione movimentato dal fondo alveo (*bed material load*), poiché entrambi rivestono un ruolo fondamentale nel determinare i cambiamenti della morfologia dell'alveo. Di seguito è riportata una descrizione sintetica delle differenti relazioni utilizzate mentre le formule analitiche sono riportate nell'Appendice 5.

La formula del trasporto di Laursen-Copeland, sviluppata inizialmente da Laursen nel 1968 per alvei sabbiosi monogranulari, è stata in seguito generalizzata da Copeland nel 1989 al fine di poter investigare alvei con granulometrie gradate. Tale formulazione utilizza il concetto di tensione tangenziale critica di Shields. La relazione di Laursen-Copeland è identificata come la relazione di riferimento in questo studio. La caratteristica distintiva di questa formula, infatti, è quella di avere un range di applicazione particolarmente esteso nel campo delle granulometrie sottili ed è quindi tra le differenti relazioni proposte in letteratura e implementate nel codice di calcolo utilizzato quella più adeguata alla modellazione dell'alveo del Mignone caratterizzato da una granulometria limo-argillosa.

La formula del trasporto di Engelund-Hansen ottenuta nel 1967 è utilizzata in questo studio poiché non impiega la definizione di tensione critica di Shields per la movimentazione dei materiali. Il campo di definizione della formula è quello degli alvei costituiti prevalentemente da sabbie fini. Altre caratteristiche della formula di E-H sono la sua particolare semplicità e la parsimonia. La formula di Engelund-Hansen, inoltre, fornisce generalmente una sovrastima della portata solida (Ariffin et al., 2002) ed è quindi da preferire alle altre formulazioni nel caso si voglia effettuare una stima cautelativa (quindi per eccesso) delle erosioni in alveo.

La formula di Yang (1984) utilizza al pari della formula L-C il concetto di tensione tangenziale critica. La formula di Yang è stata derivata per alvei prevalentemente sabbiosi sulla base di una grande quantità di dati sperimentali.

La risoluzione dell'equazione di continuità e del trasporto solido è svolta mediante il codice HEC-RAS che supporta le equazioni sopra elencate.

Per quanto riguarda i parametri relativi alla formula di trasporto solido, quali la curva granulometrica del materiale, ci si è basati sui risultati dei sondaggi geognostici svolti e riportati nella *Relazione Geologica*. I risultati delle analisi granulometriche condotti su campioni ottenuti in punti prossimi all'alveo fluviale indicano un materiale limo-argilloso con una significativa frazione fine, per il quale si è adottata la curva granulometrica illustrata nella figura 7.1.

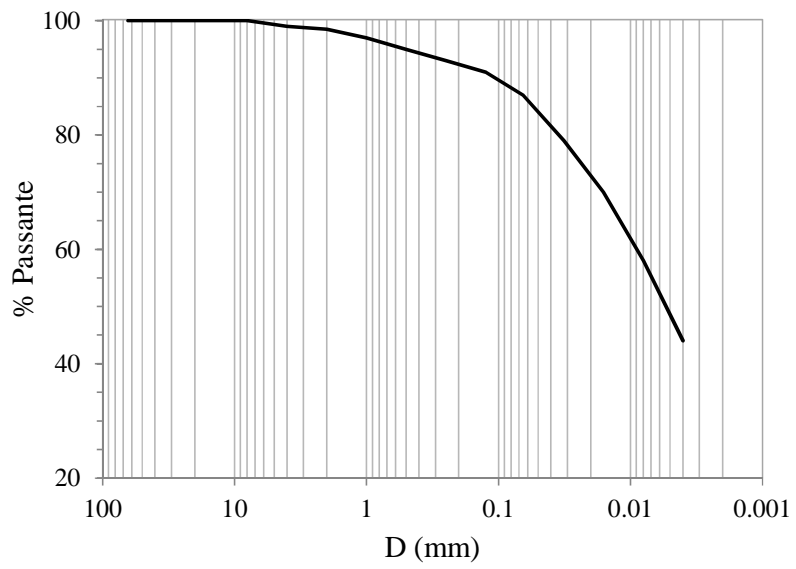


Figura 7.1. Curva granulometrica dei sedimenti

2 Fenomeni erosivi

La modellazione idraulica a fondo mobile consente di studiare le dinamiche evolutive dell'alveo conseguenti a piene significative (con i tempi di ritorno esaminati di 30, 50, 100, 200 e 500 anni) e di individuare le zone a particolare rischio di erosione. La simulazione del trasporto solido potrà quindi verificare che eventuali rivestimenti di sponda in occasione di una piena molto forte non finirebbero per essere scalzati al piede. In questa eventualità si potrà fornire una valutazione dell'ordine di grandezza dello scavo ai fini del dimensionamento di un eventuale un rafforzamento del piede della difesa.

Il tratto d'interesse è quello terminale del corso d'acqua, compreso tra la sezione n. 450, a monte della confluenza del Fosso Nasso, e la foce nel mare. La zona modellata è estesa per circa 18 km e include punti particolarmente sensibili, come una traversa, una serie di ponti in prossimità dell'attraversamento della S.S.1 Aurelia, il ponte ferroviario della linea Roma-Pisa, e il ponte della strada litoranea S.P. 45, oltre il tratto terminale del fiume dove l'alveo ordinario, arginato, curva bruscamente a Nord-Ovest. Le configurazioni finali sono calcolate impiegando le tre formule di trasporto solido illustrate nel punto 1.2.

Nelle successive figure dalla 7.2 alla 7.6 sono evidenziati in nero l'alveo rilevato e con differenti colori gli alvei risultanti al termine del passaggio della piena di progetto stimati con le differenti formule citate. In particolare sono indicati in rosso l'alveo risultante dall'applicazione della formula di Laursen-Copeland (L-C), in azzurro l'alveo risultante dall'applicazione della formula di Engelund-Hansen (E-H) e in verde l'alveo risultante dall'applicazione della formula di Yang (Y). Nelle figure sono evidenziate, inoltre, mediante linee verticali tratteggiate, le sezioni relative alle opere più importanti sopra elencate e le sezioni più esposte ai fenomeni erosivi. Nei riquadri sono evidenziate le dinamiche evolutive più significative che si innescano per i tempi di ritorno crescenti.

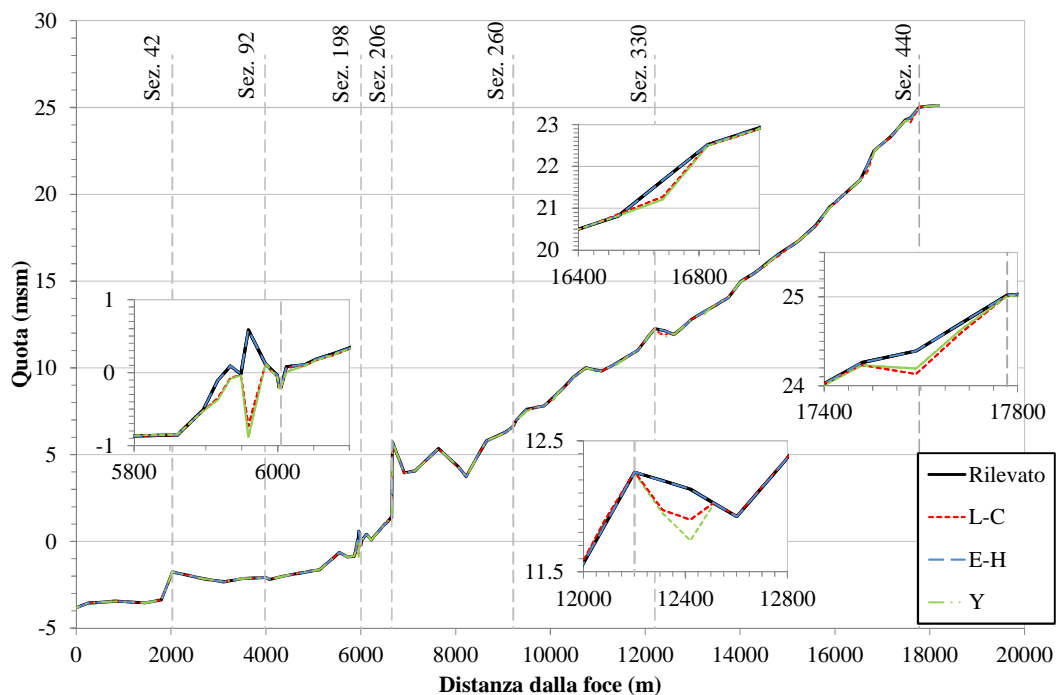


Figura 7.2. Andamento del talweg del Mignone tra la sezione 5 (foce) e la sezione 450, all'inizio (alveo rilevato) e al termine del passaggio dell'onda di piena (Tr 30 anni)

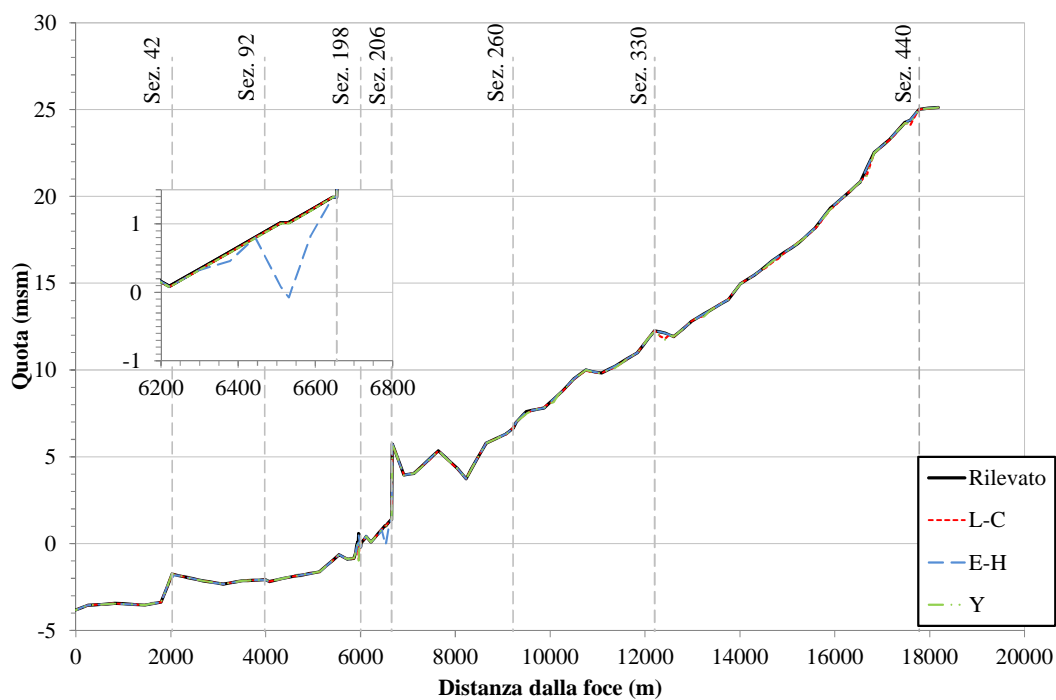


Figura 7.3. Andamento del talweg del Mignone tra la sezione 5 (foce) e la sezione 450, all'inizio (alveo rilevato) e al termine del passaggio dell'onda di piena (Tr 50 anni)

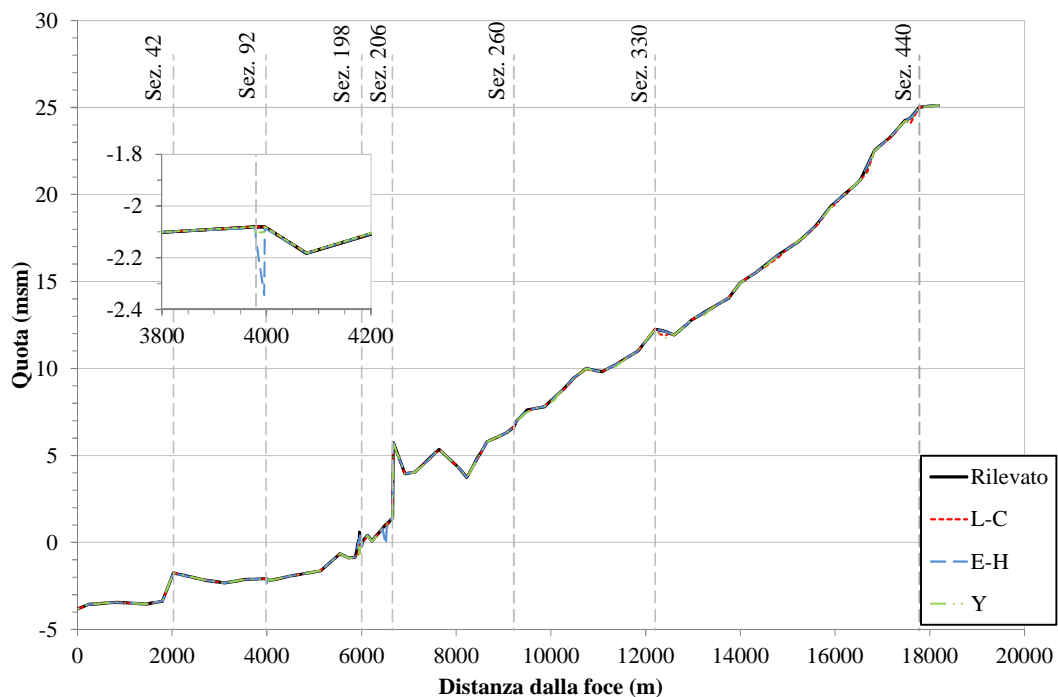


Figura 7.4. Andamento del talweg del Mignone tra la sezione 5 (foce) e la sezione 450, all'inizio (alveo rilevato) e al termine del passaggio dell'onda di piena (Tr 100 anni)

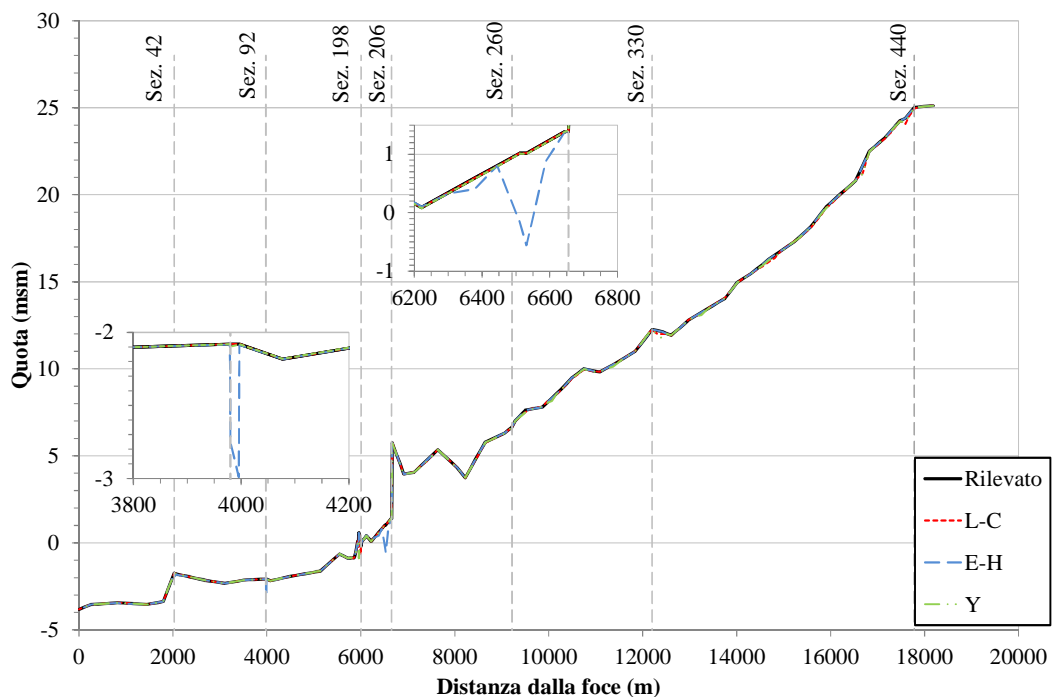


Figura 7.5. Andamento del talweg del Mignone tra la sezione 5 (foce) e la sezione 450, all'inizio (alveo rilevato) e al termine del passaggio dell'onda di piena (Tr 200 anni)

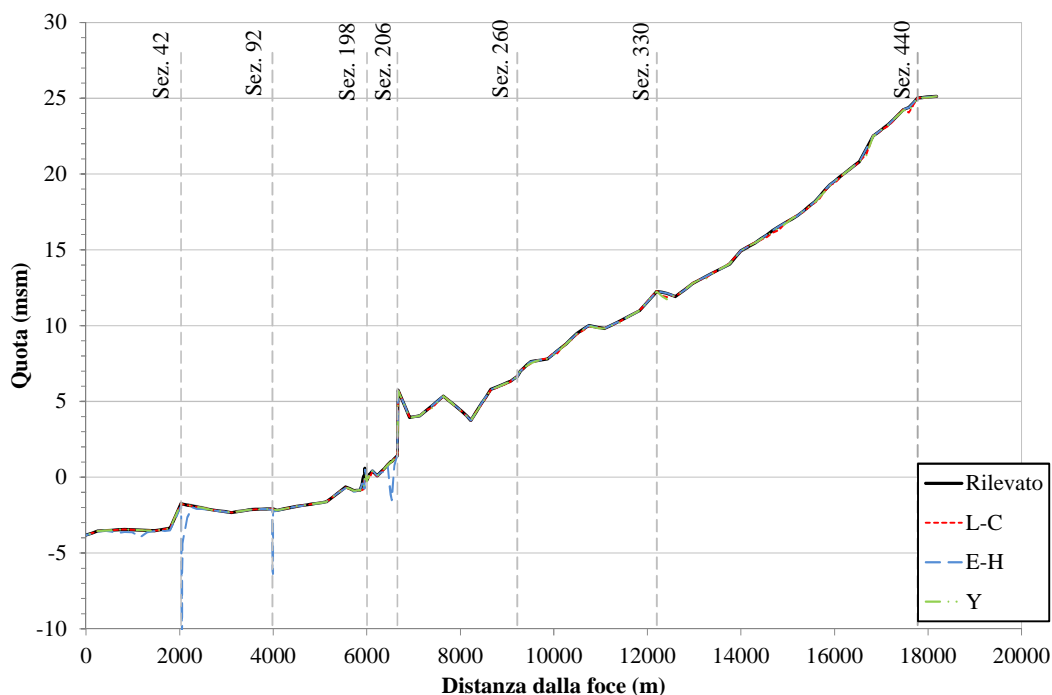


Figura 7.6. Andamento del talweg del Mignone tra la sezione 5 (foce) e la sezione 450, all'inizio (alveo rilevato) e al termine del passaggio dell'onda di piena (Tr 500 anni)

L'analisi delle dinamiche evolutive dell'alveo predette mediante la relazione di Laursen-Copeland suggerisce come il Mignone sia caratterizzato da un alveo generalmente stabile; fenomeni erosivi di lieve entità (erosione inferiore al metro) possono innescarsi anche per tempi di ritorno brevi in prossimità della sez. n. 350 e in prossimità della serie di ponti della SS1 Aurelia. L'analisi degli scenari simulati con la relazione di Yang conferma i risultati ottenuti dalla precedente relazione. La formula più cautelativa, quella di Engelund-Hansen segnala la presenza di ulteriori possibili zone erosive attivabili per differenti tempi di ritorno in prossimità degli attraversamenti principali e delle altre opere in alveo.

In ultima analisi si può concludere che l'alveo del Mignone è generalmente stabile, sebbene fenomeni erosivi di moderata entità possono essere innescati anche da piene caratterizzate dal minimo tempo di ritorno investigato. Nel caso di piene di particolare intensità, caratterizzate da un elevato tempo di ritorno, i fenomeni erosivi possono invece divenire più significativi, soprattutto in prossimità delle opere di attraversamento e nel tratto di foce.

Un primo punto critico per il rischio di erosione anche per tempi di ritorno bassi (fino a 30 anni) è costituito dal tratto compreso tra le sezioni n. 335 e n. 330 a una distanza di circa 12,4 km dalla foce. Un secondo punto sensibile al rischio di erosione è costituito dai sistemi di ponti della S.S.1

Aurelia e Aurelia vecchia in cui possono osservarsi fenomeni di erosione dell'ordine delle decine di centimetri e fino al metro.

Per piene caratterizzate da un tempo di ritorno pari a *50 anni* si innesca l'erosione del tratto di alveo a valle della traversa ubicata a monte della SS1 (sez. 206) con scavi stimati dell'ordine di *1 m*.

Fenomeni erosivi di debole entità, conseguenti all'accelerazione indotta dal restringimento della sezione e stimati dell'ordine delle decine di centimetri si attivano in prossimità dell'attraversamento ferroviario della linea Roma-Pisa (sez. 95), con piene con tempo di ritorno di *100 anni*.

Piene con tempo di ritorno di *200 anni* non innescano nuovi fenomeni erosivi significativi, ma comportano un aumento delle zone interessate dai fenomeni erosivi e delle altezze di scavo nei punti già evidenziati precedentemente, in particolare in prossimità dell'attraversamento ferroviario le altezze di scavo diventano dell'ordine del metro.

Piene di notevole entità caratterizzate dal massimo tempo di ritorno investigato (*500 anni*) potrebbero comportare l'erosione del tratto di foce Mignone compreso tra la sezione n. 5 e la sezione n. 55, per un totale di circa *2 km*, esteso dal mare fino al ponte della S.P. 45 litoranea. In questo caso le altezze di scavo sono tuttavia limitate e stimate dell'ordine delle decine di cm. Negli attraversamenti (SS1, ferrovia e litoranea), invece, le erosioni si incrementano raggiungendo altezze di scavo superiori al metro.

La figura 7.7 riassume i risultati delle simulazioni evidenziando i punti di possibile evoluzione dell'alveo per differenti tempi di ritorno, in cui possono innescarsi fenomeni erosivi rilevanti descritti precedentemente.

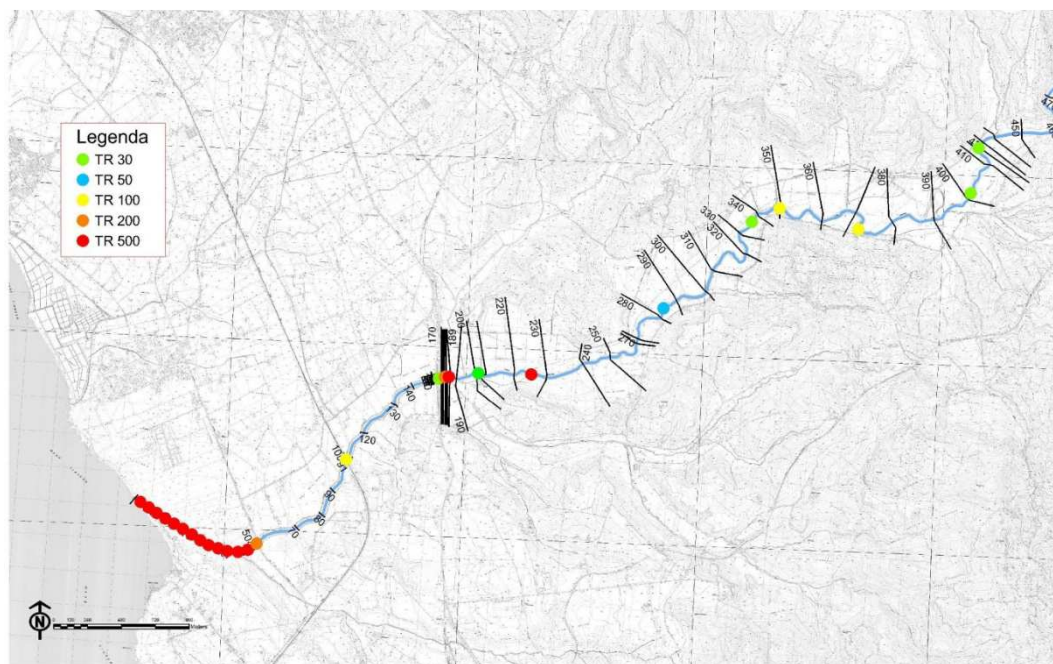


Figura 7.7. Zone di potenziale erosione, in funzione dei tempi di ritorno considerati

I risultati illustrati nelle figure precedenti mostrano una sostanziale coerenza tra gli scavi predetti impiegando le tre diverse formule di trasporto solido, considerata anche la notevole incertezza associata alla previsione del trasporto, come discusso in precedenza.

Le modellazioni condotte per i diversi scenari impiegati sembrano fornire i medesimi ordini di grandezza per degli scavi operati dalla corrente, in conseguenza delle diverse onde di progetto. L'analisi di sensitività condotta sul modello ha confermato i risultati esposti evidenziando tuttavia un grande sensibilità dei volumi di scavo alla granulometria del materiale di alveo.

Considerando che gli scavi evidenziati dal modello riguardano esclusivamente l'alveo fluviale, non sembrano ipotizzabili erosioni significative nelle aree in campagna dove è prevista la realizzazione dell'opera in progetto, che, come già evidenziato nel capitolo 5, è ubicata per quasi tutta la sua estensione in destra idraulica ad una distanza superiore a circa 200 m dall'alveo.

Nel breve tratto ubicato dalla confluenza del Fosso Nasso (sez. n. 440) e fino a circa 350 m a valle (sezione n. 420), invece, dove il tracciato stradale in viadotto si avvicina fino a circa 30 m dall'alveo fluviale, il modello segnala la possibilità di erosioni in alveo già per piene con tempo di ritorno di 30 anni (figura 7.7). Sopralluoghi sulla brusca curva del fiume ubicata presso la sezione n. 420, infatti, hanno evidenziato che tali fenomeni erosivi sono effettivamente in atto, come mostrato nella figura 7.8. Conseguentemente in tale tratto si prevede di realizzare delle difese spondali in gabbioni metallici.



Figura 7.8. Zone in erosione in corrispondenza della sezione n. 420

Appendici

Appendice 1. Codice Hec-Ras (moto permanente 1D)

1 Introduzione

Il codice di calcolo adottato è il ben noto HEC-RAS¹, versione 4.0 - marzo 2008, messo a punto dal Corpo degli Ingegneri Americano.

Il codice HEC-RAS è un modello progettato per il calcolo idraulico in simulazione monodimensionale di una rete di canali naturali e/o artificiali. Le principali potenzialità di HEC-RAS riguardano:

- il calcolo di profili di corrente gradualmente variata in condizioni stazionarie (*steady flow water surface profiles*), per corrente lenta, veloce o mista (lenta e veloce);
- la simulazione di flussi di piena in condizioni non stazionarie per regimi in corrente lenta;
- la quantificazione dei processi di erosione e trasporto di sedimenti in alveo, con previsione dei fenomeni di escavazione e deposizione entro intervalli temporali ridotti.

In quanto segue, per brevità, si riferisce solo sulle procedure di calcolo principali adottate nel codice HEC-RAS in condizioni di moto stazionario, rinviando per maggiori ragguagli sulle basi teoriche e sulla costruzione dei processi di simulazione, ai relativi manuali.

2 Il modello matematico

Il calcolo del profilo di corrente in condizioni di moto permanente fra due sezioni successive è effettuato da HEC-RAS mediante la soluzione dell'equazione dell'energia, attraverso un processo iterativo denominato *standard step method*. Indicate con 1 e 2 rispettivamente le sezioni di monte e di valle, l'equazione dell'energia è scritta nella seguente forma:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} + h_e \quad (\text{A1.1})$$

con:

Y_i tiranti idrici,

¹ HEC-RAS, *Hydrologic Engineering - Center River Analysis System*, US Army Corps of Engineers

Z_i quote fondo,

V_i velocità medie (portata totale / area di flusso totale);

α_i coefficienti di ragguglio delle altezze cinetiche;

g è accelerazione di gravità;

h_e perdita di carico totale nel tratto;

Le perdite di carico fra due sezioni successive, h_e , sono comprensive delle perdite continue dovute all'attrito e di quelle dovute all'espansione e contrazione della vena e sono così rappresentabili:

$$h_e = L \cdot \overline{S_f} + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} \right| \quad (\text{A1.2})$$

con

L lunghezza del tratto mediata sulle portate;

$\overline{S_f}$ cadente della linea dei carichi totali;

C coefficiente di espansione/contrazione.

Il codice HEC-RAS suddivide l'area interessata al moto in tre zone principali perpetuando la convenzione introdotta con HEC-2: zona inondabile in sinistra (*left overbank, lob*), alveo ordinario (*channel, ch*), zona inondabile in destra (*right overbank, rob*). Per tener conto dell'andamento curvilineo dell'asse, la distanza di calcolo tra due sezioni viene ponderata rispetto alla frazione di portata che fluisce rispettivamente nella zona inondabile in sinistra (*lob*), nel canale ordinario (*ch*) e nella zona inondabile in destra (*rob*). La lunghezza mediata del tratto L è calcolata quindi nel seguente modo:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \overline{Q}_{lob} + L_{ch} \cdot \overline{Q}_{ch} + L_{rob} \cdot \overline{Q}_{rob}}{\overline{Q}_{lob} + \overline{Q}_{ch} + \overline{Q}_{rob}} \quad (\text{A1.3})$$

con:

L_i lunghezze del tratto relative rispettivamente alla zona inondabile in sinistra ($i = lob$), al canale principale ($i = ch$) e alla zona inondabile in destra ($i = rob$);

\overline{Q}_i portate medie attraverso la sezione rispettivamente nella zona inondabile in sinistra, nel canale principale e nella zona inondabile in destra.

La determinazione della *conveyance* della sezione e delle altezze cinetiche raggugliate richiede di norma una maggiore suddivisione del flusso in porzioni di sezione all'interno delle quali la velocità possa ritenersi uniformemente distribuita. Nelle zone inondabili, l'approccio usato da HEC-

RAS (o meglio l'approccio di *default*, ma il programma ne contempla anche altri di carattere opzionale) consiste nell'assumere come base della suddivisione linee verticali, in corrispondenza dei punti di discontinuità nel valore della scabrezza n . La valutazione della *conveyance* per ogni elemento viene quindi effettuata con la formula di Manning scritta per unità di misura del sistema internazionale:

$$Q = K \cdot S_f^{1/2}, K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \quad (\text{A1.4})$$

con:

- K conveyance (m^3/s)
- n coefficiente di scabrezza di Manning ($m^{-1/3}s$)
- A area di flusso (m^2)
- R raggio idraulico (m)

tutti riferiti alla singola porzione di flusso. Le *conveyance* parziali di ogni zona inondabile vengono quindi sommate per ottenere infine i due valori di *conveyance* relativi rispettivamente alla zona inondabile in destra e in sinistra. Di norma, il canale principale è invece trattato come un unico elemento dotato di un solo valore di *conveyance*. Il valore finale unico di K per l'intera sezione è ottenuto come somma dei tre contributi parziali (*lob*, *ch*, *rob*).

Per ciò che concerne invece il coefficiente di ragguglio α , poiché HEC-RAS consente la simulazione di soli profili di corrente 1-D, ad ogni sezione resterà associata una sola superficie libera e di conseguenza una sola altezza cinetica. Pertanto, per un dato valore del tirante idrico nella sezione, l'altezza cinetica viene calcolata come un valor medio pesato alla portata fra quelli associati alle tre sottosezioni: zona inondabile sinistra, canale, zona inondabile destra. In pratica l'altezza cinetica è calcolata mediante la seguente relazione generale:

$$\alpha \cdot \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot \left(\frac{V_i^2}{2g} \right)}{Q_{tot}} \quad (\text{A1.5})$$

da cui α risulta:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot V_i^2}{Q \cdot \bar{V}^2} \quad (\text{A1.5'})$$

Il programma considera, riguardo alle perdite di carico concentrate, una contrazione ogni volta che l'altezza cinetica della sezione di monte risulta maggiore di quella della sezione più a valle, viceversa per l'espansione.

La modalità attraverso cui il programma calcola per ogni sezione il valore incognito dell'altezza della superficie libera, a partire da dati geometrici e di portata assegnati in input, è costituita da una soluzione iterativa delle equazioni dell'energia e delle perdite di carico. La procedura di calcolo consiste, più in dettaglio, nei seguenti passi:

- 1 scelta di un valore di primo tentativo per la quota della superficie libera (WS_1 , *water surface*) in corrispondenza della sezione di monte, per correnti lente, o di valle, per correnti veloci;
- 2 calcolo, a partire dal valore assunto al passo 1, dei corrispondenti valori di *conveyance* totale e di altezza cinetica;
- 3 stima di \bar{S}_f e soluzione dell'equazione delle perdite di carico per il calcolo delle perdite di carico totali h_e ;
- 4 soluzione, a partire dai valori ottenuti al passo 2 e 3, dell'equazione dell'energia per il calcolo della superficie libera WS_2 ;
- 5 confronto fra il valore di WS_2 calcolato ed il valore assunto al passo 1 e reiterazione dei passi 1-5 fino al raggiungimento della convergenza, definita per default da una differenza fra i due valori inferiore a $0,003\text{ m}$ (o qualsiasi altra tolleranza definibile dall'utente).

La scelta del valore dell'altezza della superficie libera di partenza viene effettuata con metodi che variano fra la prima e le successive iterazioni: per il primo tentativo si adotta un valore ottenuto dalla proiezione dell'altezza calcolata alla sezione precedente; alla seconda iterazione il valore di primo tentativo viene incrementato del 70% dell'errore ($WS_{calcolata} - WS_{assunta}$) relativo al primo step; infine il terzo tentativo e seguenti sono basati sul metodo "secante", che proietta il valore della differenza fra quota calcolata e quota assunta ai due tentativi precedenti, secondo la relazione:

$$WS_i = WS_{i-2} - Err_{i-2} \cdot \frac{Err_{ass}}{Err_{dif}} \quad (A1.6)$$

dove:

- WS_i è il valore di WS assunto al passo i -esimo
- WS_{i-1} è il valore di WS assunto nella $(i-1)$ -esima iterazione
- WS_{i-2} è il valore di WS assunto nella $(i-2)$ -esima iterazione

e gli errori sono:

$$Err_{i-2} = (WS_{calcolato, i-2} - WS_{i-2}), \text{ relativo alle due iterazioni precedenti,}$$

$$Err_{ass} = WS_{i-2} - WS_{i-1};$$

$$Err_{dif} = WS_{i-1} - WS_{calcolato, i-1} + Err_{i-2}$$

La variazione di WS fra un tentativo e il successivo è vincolata a un massimo di $\pm 50\%$ del valore assunto allo step precedente. Il numero massimo delle

iterazioni risulta comunque limitato (per default pari a 20) e nel corso di esse il programma tiene traccia del valore di WS che produce il minimo errore fra valore assunto e valore calcolato, indicato come “superficie libera di minimo errore”. Qualora il massimo delle iterazioni venga eguagliato prima del raggiunto bilanciamento, il programma calcola l’altezza critica e verifica se l’errore associato alla superficie libera di minimo errore è inferiore ad una prefissata tolleranza. Se questo accade e se tale superficie è ben posta rispetto all’altezza critica calcolata (ovvero è maggiore dell’altezza critica per corrente lenta e minore per corrente veloce), allora il programma assume proprio tale valore come risposta finale del processo iterativo, altrimenti adotta l’altezza critica, producendo in entrambi i casi una nota informativa. L’incapacità di bilanciare l’equazione dell’energia entro il dato numero di iterazioni è generalmente da imputarsi ad un inadeguato numero di sezioni. L’altezza critica viene assunta anche ogniqualevolta la superficie libera calcolata risulta “mal posta” rispetto ad essa, ovvero quando risulta al di sotto dell’altezza critica per correnti lente e al di sopra per correnti veloci. HEC-RAS calcola l’altezza critica mediante un processo iterativo in cui viene assunto un valore di WS cui corrisponde il valore minimo del carico totale H .

I metodi impiegati per sviluppare tale processo sono due: il metodo “parabolico” ed il metodo “secante”. Il primo risulta più veloce a livello computazionale, ma in grado di localizzare un solo punto di minimo. Dal momento che per la maggior parte delle sezioni esiste un solo minimo del carico totale, il metodo parabolico rappresenta il metodo di default di HEC-RAS, riservandosi il programma la facoltà di passare al metodo secante qualora il primo non converga.

Il passaggio attraverso l’altezza critica rende tuttavia inapplicabile l’equazione dell’energia, la quale si basa sull’ipotesi di condizioni di flusso gradualmente variato.

Tutti i fenomeni che producono una transizione corrente lenta - corrente veloce e viceversa, quali variazioni di pendenza, costrizioni associate alla presenza di un ponte, confluenze, ecc., sono quindi affrontati da HEC-RAS col ricorso all’equazione dei momenti.

La forma generale dell’equazione dei momenti applicata alla porzione di flusso compresa fra due sezioni 1 e 2 è la seguente:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (A1.7)$$

dove:

$P_{1,2}$ = spinta idrostatica in corrispondenza delle sezioni 1 e 2

W_x = componente della forza peso nella direzione di moto

F_f = forza resistente dovuta all’attrito

- Q = portata
 ρ = densità dell'acqua
 ΔV_x = variazione di velocità fra le sezioni 1 e 2 nella direzione di moto

Esplicitando i vari termini si ottiene la forma funzionale dell'equazione dei momenti utilizzata dal programma:

$$\frac{\beta_2 \cdot Q_2^2}{g \cdot A_2} + A_2 \cdot \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot \bar{S}_f = \frac{\beta_1 \cdot Q_1^2}{g \cdot A_1} + A_1 \cdot \bar{Y}_1 \quad (\text{A1.8})$$

con

- $A_{1,2}$ = area bagnata relativa alle sezioni 1 e 2;
 L = distanza fra le sezioni 1 e 2 misurata lungo la direzione x ;
 $\square_{1,2}$ = coefficiente di ragguglio che tiene conto delle variazioni nella distribuzione della velocità in canali irregolari (permette di modellare il problema in termini dei valori medi di V);
 S_0 = pendenza del canale;
 \bar{S}_f = cadente della linea dei carichi totali;

L'equazione precedente si specifica poi ulteriormente per l'analisi di particolari condizioni idrauliche quali confluenze, ponti, ecc.

Un'ultima considerazione deve essere rivolta alle procedure disponibili in HEC-RAS per la modellazione idraulica dei ponti. HEC-RAS dispone di un'ampia serie di routine per l'analisi del flusso attraverso ponti. Senza entrare nel dettaglio e rimandando per maggiori raggugli ai manuali tecnici, si richiamano brevemente i principali metodi a disposizione. HEC-RAS è in grado di modellare situazioni di flusso così definite:

- *low flow*: si verifica quando il flusso che attraversa il ponte avviene come in un canale aperto, con la superficie libera al di sotto del punto più alto dell'intradosso del ponte. I metodi di calcolo utilizzabili sono: equazione dell'energia, equazione dei momenti, metodo di Yarnell e metodo WSPRO.
- *weir flow*: si innesca quando la superficie libera raggiunge la quota di estradosso del ponte. Vengono applicate nel calcolo le classiche equazioni delle luci a stramazzo;
- *pressure flow*: si verifica quando la superficie libera supera la quota di intradosso del ponte. HEC-RAS assume nel calcolo l'equazione più appropriata tra quelle disponibili per descrivere il flusso attraverso la luce del ponte.
- *high flow*: si verifica quando il ponte risulta fortemente sommerso; il programma in questo caso applica automaticamente l'equazione dell'energia.

3 Calcolo della cadente media

Le perdite di carico continue vengono valutate come prodotto tra il valore medio della pendenza della linea dei carichi totali tra due sezioni contigue, \bar{S}_f , e l'interasse, L , tra le due sezioni. In corrispondenza di una sezione, la cadente \bar{S}_f , detta anche pendenza d'attrito, viene valutata con l'equazione di Manning, tarata in condizioni di moto uniforme:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (\text{A1.9})$$

Il programma HEC-RAS implementa quattro modalità distinte per valutare la pendenza d'attrito media \bar{S}_f :

- media della *conveyance* valutate nelle sezioni 1, 2, con $S_f = \bar{S}_f$

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (\text{A1.10})$$

- media aritmetica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f,1} + S_{f,2}}{2} \quad (\text{A1.11})$$

- media geometrica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f,1} \cdot S_{f,2}} \quad (\text{A1.12})$$

- media armonica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \frac{2S_{f,1} \cdot S_{f,2}}{S_{f,1} + S_{f,2}} \quad (\text{A1.13})$$

Il programma utilizza per default la prima delle quattro opzioni proposte, a meno di indicazioni diverse specificate nel file input. Il programma offre una quinta opzione che consente la selezione automatica della formula più idonea tra quelle illustrate in funzione del regime della corrente come indicato nella tabella B.1.

Tabella A1.1. Criteri di scelta dell'equazione per la pendenza d'attrito media.

Tipo di profilo	S_f corrente > S_f precedente?	Equazione impiegata
Corrente lenta	Si	Media aritmetica
Corrente lenta	No	Media armonica
Corrente veloce	Si	Media aritmetica
Corrente veloce	No	Media geometrica

Appendice 2. Codice Hec-Ras (moto vario 1D)

1 Introduzione

Il codice di calcolo *HEC-RAS*², versione 4.1.0 – gennaio 2010, è stato sviluppato dal Corpo degli Ingegneri dell'Esercito Americano. Il codice *HEC-RAS* è un modello progettato per il calcolo idraulico in simulazione monodimensionale di una rete di canali naturali e/o artificiali. Le principali potenzialità di *HEC-RAS* riguardano:

- il calcolo di profili di corrente gradualmente variata in condizioni stazionarie (steady flow water surface profiles), per corrente lenta, veloce o mista (lenta e veloce);
- la simulazione di flussi di piena in condizioni non stazionarie per regimi in corrente lenta;
- la quantificazione dei processi di erosione e trasporto di sedimenti in alveo, con previsione dei fenomeni di escavazione e deposizione entro intervalli temporali ridotti.

In quanto segue si riferisce sulle procedure di calcolo principali adottate nel codice *HEC-RAS* in condizioni di moto vario, rinviando per maggiori ragguagli sulle basi teoriche e sulla costruzione dei processi di simulazione, ai relativi manuali.

2 Modello matematico

Tale modello è stato costruito a partire dalle equazioni differenziali del moto e della continuità della massa. Per la derivazione delle equazioni del moto vario si adottano le seguenti ipotesi:

- la distribuzione della pressione è di tipo idrostatico (ipotesi valida se le linee di flusso non presentano curvatura accentuata);
- la pendenza di fondo alveo è piccola, cosicché la sezione trasversale normale alla corrente si confonde con la sezione verticale;
- l'alveo è prismatico, le variazioni nella sezione trasversale e nella pendenza di fondo possono essere prese in considerazione approssimando il corso d'acqua con una serie di tratti prismatici;

² *HEC-RAS, Hydrologic Engineering - Center River Analysis System*, US Army Corps of Engineers

- le perdite di carico in moto vario possono essere espresse tramite una delle classiche formule adottate per il moto uniforme (si utilizza l'equazione di Manning); con questa ipotesi si assume che in regime di moto vario ad una data velocità V della corrente si abbiano le stesse perdite di carico che si avrebbero in moto uniforme con la stessa velocità;
- la velocità e le accelerazioni lungo la verticale sono trascurabili rispetto alle analoghe grandezze in direzione del moto;
- le variazioni della densità del fluido sono trascurabili.

Adottando le ipotesi sopra elencate e considerando uno schema di moto monodimensionale, si ottengono le classiche equazioni di De Saint-Venant nella seguente forma:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (\text{A2.1})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (\text{A2.2})$$

dove q_l è il flusso laterale per unità di lunghezza, A_T è l'area bagnata, S_f è la pendenza piezometrica e $\partial z / \partial x$ è la pendenza del fondo. S_f viene espresso tramite la formula di Manning:

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{2.208R^{4/3}A^2} \quad (\text{A2.3})$$

dove n è il coefficiente di scabrezza di Manning e R è il raggio idraulico.

Lo schema monodimensionale è applicabile nel caso di corsi d'acqua con un alveo a sezione semplice, privo cioè di zone inondabili laterali. Tale schema viene applicato anche al caso di alvei a sezione composta, considerando le zone inondabili al di fuori del canale come un'unica area di accumulo o d'espansione. Essa scambia acqua con il canale ed il flusso in tali aree è considerato come se si muovesse in un canale separato. Per i due flussi separati vengono scritte le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto e, per semplificare il problema, si ipotizza che la superficie dell'acqua sia definita da un'unica superficie orizzontale in ogni sezione normale alla direzione del flusso, in maniera tale che lo scambio di quantità di moto tra il canale e le aree laterali sia trascurabile e la portata sia distribuita secondo l'intera sezione.

La suddivisione della portata defluente tra l'alveo centrale (*channel*) e l'area costituita dalle zone inondabili (*floodplain*) viene effettuata attribuendo al primo una frazione della portata complessiva del canale Q_c determinata come segue: