

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.p.A.

DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI BOLOGNA

PROGETTAZIONE:



VIA INGENNERIA S.R.L.  
Via Flaminia Vecchia, 999  
00189 Roma (RM) Italia  
Tel.: +39 06 3327441 - Fax: +39 06 33219798  
Email: via@via.it



Innovazioni territoriali e ricerche ambientali

INTERA S.R.L.  
Viale Castrense, 8  
00139 Roma (RM) Italia  
Tel.: +39 06 70613211 - Fax: +39 0670399382  
Email: segreteria@interasrl.it

A.A.SOGGETTO TECNICO: S.O. INGEGNERIA - DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE BOLOGNA

**PROGETTO DEFINITIVO**

Linea di Cintura di Bologna  
Ponte sul fiume Reno al Km 8+383  
Messa in sicurezza con risagomatura, impermeabilizzazione e risanamento

PAUR

SCALA

-

STUDIO IDRAULICO E ANALISI DEL TRASPORTO SOLIDO

Foglio

1

di

1

PROGETTO/ANNO

SOTTOPR.

LIVELLO

NOME DOC.

PROGR.OP.

FASE FUNZ.  
NO SISTEMA

NUMERAZ.

1 8 2 4 1 7

I 0 1

P D

T G - -

1 5

0 9

E 0 0 1

Revis.	Descrizione	Progettista	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima emissione	M. DI Girolamo	06/07/2021	C. Minoli	06/07/2021	M. Uccellatori	06/07/2021	E. Lolli	06/07/2021
-	-	-		-		-		-	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

POSIZIONE  
ARCHIVIO

LINEA

L 1 0 1

SEDE TECN.

T R 4 2 3 7

NOME DOC.

T G - -

NUMERAZ.

Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data



RFI

Linea di cintura di Bologna

Ponte sul fiume Reno al km 8+383

STUDIO IDRAULICO E ANALISI DEL TRASPORTO SOLIDO

a cura di

	DIR. TECNICO ING. MATTEO DI GIROLAMO
 Modellistica e Monitoraggio Idrologico s.r.l. Via Ariberto n° 1, 20123 Milano P.IVA n° 04198500961 <a href="mailto:info@mmidro.it">info@mmidro.it</a> , <a href="http://www.mmidro.it">www.mmidro.it</a> cent. +39.02.58113831	DIR. TECNICO ING. <b>STEFANIA MEUCCI</b>  Collaboratori ING DANIELE GASPARATO ING. MATTEO QUADRIO Coord Scientifico Prof. M. Mancini

## INDICE

<b>1</b>	<b>CONSIDERAZIONE DI SINTESI .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>IL BACINO IDROGRAFICO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>ANALISI IDROLOGICA.....</b>	<b>4</b>
3.1	PORTATE AL COLMO DI PIENA.....	4
3.2	LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA.....	5
3.3	IDROGRAMMI DI PIENA.....	7
3.4	CURVA DI DURATA DELLE PORTATE.....	7
<b>4</b>	<b>ANALISI MORFOLOGICA .....</b>	<b>8</b>
4.1	EVOLUZIONE STORICA DELL'ALVEO INCISO .....	8
<b>5</b>	<b>MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE.....</b>	<b>15</b>
5.1	DESCRIZIONE SOFTWARE DI MODELLAZIONE.....	25
5.1.1	<i>Costruzione della geometria alla base del dominio di calcolo del modello idraulico bidimensionale.....</i>	<i>25</i>
5.1.2	<i>Definizione del dominio 2D .....</i>	<i>26</i>
5.1.3	<i>Realizzazione della griglia di calcolo.....</i>	<i>26</i>
5.1.4	<i>Definizione delle scabrezze.....</i>	<i>27</i>
5.1.5	<i>Pile del ponte.....</i>	<i>28</i>
5.1.6	<i>Condizioni al contorno.....</i>	<i>29</i>
5.1.7	<i>Rilevato arginale.....</i>	<i>29</i>
5.1.8	<i>Aggiornamento DTM con rilievo topografico.....</i>	<i>30</i>
5.1.9	<i>Soglia di progetto.....</i>	<i>30</i>
<b>6</b>	<b>ANALISI IDRAULICA BIDIMENSIONALE E IMPATTO SULLA DINAMICA DEL FONDO.....</b>	<b>32</b>
6.1	PORTATA CON TEMPO DI RITORNO 3 ANNI.....	33
6.2	PORTATA CON TEMPO DI RITORNO 25 ANNI .....	35
6.3	PORTATA CON TEMPO DI RITORNO 200 ANNI .....	37
<b>7</b>	<b>ANALISI DI TRASPORTO SOLIDO NELL'ALVEO INCISO.....</b>	<b>15</b>
7.1	CARATTERIZZAZIONE GRANULOMETRICA DELL'ALVEO ATTIVO .....	15
7.2	PORTATE DI INIZIO DEL MOTO E IDROGRAMMI SOLIDI .....	16
7.3	EROSIONE LOCALIZZATA DELLA PILA DEL PONTE.....	18
7.4	PENDENZA DI EQUILIBRIO DELL'ALVEO NATURALE.....	20
7.5	ALTERNATIVE DI PROGETTO.....	21
<b>8</b>	<b>EFFETTI DELLA SOGLIA SUI PROFILI DI PIENA .....</b>	<b>40</b>
8.1	PORTATE DI MODELLAZIONE .....	40
8.2	DETTAGLI ANALISI ANTE OPERAM .....	40
8.3	RISULTATI ANALISI ANTE OPERAM .....	42
8.3.1	<i>Profili di moto permanente per tempo di ritorno 25 anni.....</i>	<i>42</i>
8.3.2	<i>Profili di moto permanente per tempo di ritorno 100 anni.....</i>	<i>43</i>
8.3.3	<i>Profili di moto permanente per tempo di ritorno 200 anni.....</i>	<i>44</i>
8.4	DETTAGLI ANALISI POST OPERAM E A LUNGO TERMINE.....	45
8.5	RISULTATI ANALISI POST OPERAM E A LUNGO TERMINE.....	46
8.5.1	<i>Profili di moto permanente per tempo di ritorno 25 anni.....</i>	<i>47</i>
8.5.2	<i>Profili di moto permanente per tempo di ritorno 100 anni.....</i>	<i>48</i>
8.5.3	<i>Profili di moto permanente per tempo di ritorno 200.....</i>	<i>50</i>
<b>9</b>	<b>EFFETTO DELLA VEGETAZIONE SUI PROFILI DI MOTO PERMANENTE.....</b>	<b>53</b>

# 1 CONSIDERAZIONE DI SINTESI

Il lavoro analizza i processi di erosione delle pile del ponte ad archi della Linea di Cintura sul fiume Reno alla progressiva 8+383 della linea Bologna - Verona, tra i comuni di Bologna e Calderara di Reno (BO) e degli effetti del relativo intervento di messa in sicurezza in progetto.

Il Ponte di Cintura attraversa il fiume Reno con un impalcato con 18 luci ad arco per una lunghezza totale di circa 400 m interessando sia l'alveo inciso che la piana di golenale. L'alveo inciso risulta privo di vegetazione e convoglia la maggior parte delle portate fino a quelle di piena con  $Q_{T=3 \text{ anni}}=636 \text{ m}^3/\text{s}$  mentre il rimanente piano golenale risulta occupato da una fitta vegetazione che ne occupa la sezione riducendo il passaggio delle portate frequenti e consolidandone di fatto il fondo. La fitta vegetazione presente, che non sembra presentare alcuna manutenzione, si sviluppa all'interno del Sito Interesse Comunitario (SIC) della rete Natura 2000.

Proprio a causa di questa forte differenziazione tra la copertura vegetazionale della golenale e l'alveo inciso si osserva un differente comportamento idraulico e morfologico. Infatti l'alveo inciso per la sua geometria e granulometria presenta fenomeni di trasporto solido anche con portate frequenti con processi di erosione del fondo alveo mentre al contrario nella piana golenale la presenza della fitta vegetazione ostacola il passaggio della corrente e induce fenomeni di sovralluvionamento.

Tale comportamento enfatizza il processo erosivo delle pile (n.10, n.11, n.12, n.13 numerate dalla sponda sinistra) nell'alveo inciso mettendo in luce un evidente erosione delle stesse rispetto a quelle presenti nel piano golenale.

Lo studio supporta poi la geometria della soglia progettata a protezione dei processi erosivi delle pile individuando la geometria della gaveta e le quote di estradosso della soglia stessa. La prima attraverso un'analisi sulla portata solida nell'alveo inciso e sulla minimizzazione degli effetti di sovralluvionamento dell'alveo inciso a monte; la seconda attraverso un'analisi della divagazione storica dell'alveo inciso e un'analisi idraulica bidimensionale degli sforzi al fondo per portate di piena ad assegnata frequenza.

L'analisi storica e l'analisi idraulica bidimensionale, in presenza della fitta vegetazione golenale, conferma una stabilità dell'alveo inciso rispetto alla sua divagazione trasversale e pertanto consiglia una sezione della soglia con una gaveta centrale di circa 100 m di larghezza, corrispondente all'alveo inciso, rispetto alla quota dell'estradosso in golenale.

La quota di estradosso della soglia è quella di 26.27 m s.l.m. (configurazione C), che seppur garantendo la protezione delle pile ha un minor impatto sul profilo di fondo dell'alveo inciso a monte.

La presenza della soglia di protezione delle pile è stata poi valutata rispetto al peggioramento indotto sul rischio idraulico di esondazione nel tratto di Reno a monte del Ponte di Cintura. L'analisi idraulica per portata duecentennale evidenzia un effetto minimo, dell'ordine dei centimetri, delle varie geometrie di soglia sui franchi idraulici al ponte di Cintura e su quello della Tangenziale.

L'effetto minimale della soglia sui profili di piena è dovuto al fatto che la stessa occupa un'area trascurabile sull'area idraulica della intera sezione, infatti essa interagisce con la corrente solo per la larghezza che interessa l'alveo inciso e per nulla per quella che interessa il piano golenale dove la soglia risulta totalmente interrata.

Un'osservazione viene fatta in merito allo stato odierno della vegetazione (2021) rispetto a quella assunta dall'Autorità di Bacino nel 2002. L'aumento di scabrezza riduce la quota franca sotto il ponte di Cintura e della Tangenziale, ma i valori dei franchi sono sempre superiori al metro. Va segnalato che in questo caso però i franchi arginali sono inferiori al metro.

Va infine segnalato che proprio la presenza dello sviluppo di una vegetazione incontrollata richiederebbe un piano di manutenzione selettiva della stessa vegetazione secondo le proprietà elastiche e di relativa resistenza idraulica indotta dalle diverse specie vegetali presenti. Ciò non solo per un controllo della scabrezza idraulica, ma anche per evitare sradicamenti di piante durante le piene con rischio di incremento del carico di flottante a valle.

## 2 IL BACINO IDROGRAFICO

Il bacino montano del solo Reno, alla sezione del Ponte di Cintura a Bologna si estende per circa 1086 km<sup>2</sup>, in direzione sud sud-ovest, nord nord-est, con una quota massima di 1926 m. s.l.m. e minima di 25.20 m alla soglia della chiusa di Casalecchio.

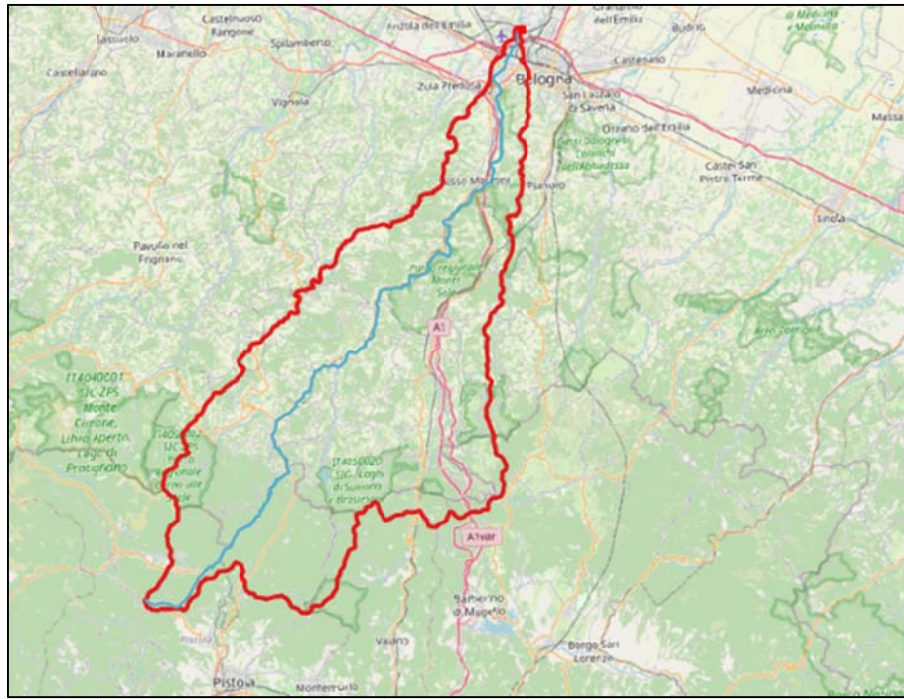


Figura 1 Bacino idrografico del fiume Reno alla sezione del Ponte di Cintura

I Parametri morfologici del bacino idrografico sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1 Parametri morfologici del bacino idrografico al Ponte di Cintura.

Superficie (km <sup>2</sup> )	Lunghezza Asta Principale (km)	Quota media (m slm)	Quota sezione di chiusura (m slm)
1086	93.3	600	25.20

## 3 ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica riporta la stima delle portate al colmo di piena per assegnata frequenza e i relativi idrogrammi nonché la curva di durata delle portate edita dal servizio Idrologico di ARPAEMILIA

### 3.1 PORTATE AL COLMO DI PIENA

La determinazione dei valori di portata per i tempi di ritorno di 3, 25 e 200 anni è stata condotta utilizzando il metodo VAPI per il territorio di competenza dei Compartimenti del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) di Bologna, di Pisa e di Roma.

In tale ambito territoriale è stata individuata un'unica SZO ed il fattore di crescita KT è stato calcolato attraverso la seguente formula:

$$K_T = 0.32977 + 0.61107 \cdot \ln(T)$$

Il valore dei fattori di crescita per i diversi tempi di ritorno è riportato in Tabella 2.

Tabella 2 Fattori di crescita al variare del tempo di ritorno

T (anni)	2	3	5	10	20	25	30	40	50	100	200
K <sub>T</sub>	0.86	1.00	1.35	1.74	2.14	2.27	2.41	2.55	2.68	3.10	3.51

Non essendo a disposizione di informazioni idrogeologiche tali da identificare l'impermeabilità del bacino è stata adottata un'espressione in cui si utilizza l'area del bacino per il calcolo della piena indicie  $m(Q)$ .

$$m(Q) = 0.21 \cdot 10^{-3} \cdot S^{1.086} \cdot m(hg)^{2.4157} \cdot DH^{-0.4694}$$

Dove:  $S$  = area del bacino, in  $\text{km}^2$ ;  $m(hg)$  = media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione giornaliera, in mm, valutata nel baricentro del bacino e  $DH$  = quota media del bacino riferita alla sezione di chiusura, in m;

Con i dati a disposizione si è ricavato un valore di portata indice pari a:  $635.78 \text{ m}^3/\text{s}$ . Da cui sono state ricavate le portate con differenti tempi di ritorno riportate in Tabella 3.

Tabella 3 Valori di portata per diversi tempi di ritorno con metodo VAPI.

T (anni)	2	<b>3</b>	5	10	20	<b>25</b>	30	40	50	100	<b>200</b>
$Q_T$	547	<b>636</b>	858	1106	1361	<b>1443</b>	1531	1621	1704	1971	<b>2232</b>

L'Autorità di Bacino del fiume Po ha fornito le portate di piena, per il tratto in oggetto, con riferimento ad eventi con tempi di ritorno  $T = 25$  e  $100$  anni.

Confrontando tali portate con quelle calcolate si nota che non ci sono differenze elevate, motivo per cui si ritiene corretto l'utilizzo delle portate valutate attraverso la metodologia VAPI.

Tabella 4 Confronto portate ottenute con metodo VAPI e portate dell'autorità di bacino.

T (anni)	25	100
Portate AdbPo	1469	1970
Metodologia VAPI	1443	1971

### 3.2 LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Il calcolo del volume di pioggia netta che costituisce il volume dell'idrogramma di piena è calcolato con metodo indiretto ricorrendo alle linee segnalatrici valutate anch'esse attraverso la metodologia proposta dall'AdB per il fiume Reno.

L'altezza di pioggia in un qualsiasi punto interno alla regione e per assegnata probabilità e durata di pioggia si ottiene quindi dal prodotto dei due termini: valore medio dell'altezza massima, valutabili dalle carte per assegnata durata di pioggia e fattore di crescita, valutabile dalle curve di crescita regionali per assegnata durata e tempo di ritorno  $T$ .

I valori medi delle massime altezze per le differenti durate sono:

Tabella 5 Valori medi delle massime altezze di pioggia per diverse durate di precipitazione.

durata (ore)	1	3	6	12	24
media massimi (mm)	21.7	28	35	45	57.5

A causa dell'elevata variabilità spaziale del fenomeno meteorico, il volume affluito complessivamente per un bacino idrografico risulta tuttavia minore di quello che si otterrebbe distribuendo uniformemente sull'area del bacino stesso l'altezza di precipitazione caduta nel centro di scroscio. Questa circostanza indica la necessità di ragguagliare all'area di interesse il valore dell'altezza di pioggia calcolato nel centro di scroscio per un assegnato periodo di ritorno. La LSPP stimata viene dunque ragguagliata all'area del bacino con la metodologia proposta dall'ente stesso e di seguito riportata:



Formula proposta da Moiselto-Papiri ricalibrata

$$ARF(A, d) = 1 - \exp \left\{ c_1 A^{c_2} d^{c_3 - \exp(c_4 A^{c_5})} \right\}$$

$$c1 = -9.16366213$$

$$c2 = -0.36478036$$

$$c3 = 1.20489531$$

$$c4 = -0.00309531$$

$$c5 = 0.57995146$$

Questa formulazione ricalibrata sui dati del Reno fornisce buoni andamenti sui valori sperimentali, e rappresenta la migliore stima esaminata. Tende ad una lieve sovrastima del fattore di riduzione, per le aree più estese e per durate superiori a 18 ore.

I parametri delle LSPP risultano, per i tempi di ritorno considerati, sono riportati in Tabella 6:

Tabella 6 Parametri LSPP per i tempi di ritorno considerati.

	T = 3 anni	T = 25 anni	T = 200anni
a	11.82	19.806	28.210
n	0.4881	0.4582	0.4350

Dalla linea segnalatrice è possibile ricavare l'altezza di pioggia attraverso la formula:

$$P = a \cdot d_c^n$$

La durata critica  $d_c$  è considerata pari al tempo di corrivazione  $t_c$  calcolato in questo caso con la formula di Giandotti e risulta pari a 14.2 ore.

Giandotti	$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{\bar{h} - h_s}}$	$t_c$ : Tempo di corrivazione in ore $A$ : area del bacino in km <sup>2</sup> $L$ : lunghezza asta principale in km $\bar{h}$ : quota media del bacino $h_s$ : quota della sezione di chiusura
-----------	---	--

Il valore di pioggia netta è calcolato attraverso la metodologia del Curve Number e risulta:

$$P_{netta} = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{(P + 0.8 \cdot S)}$$

Dove:

$$S = \frac{25400}{CN(III)} - 254$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0.43 + 0.0057 \cdot CN(II)}$$

Il parametro CN (II) è stato ricavato attraverso un'analisi in ambiente GIS dell'uso del suolo e stimato pari a 80.

Infine il volume di pioggia netta è calcolato moltiplicando il valore dell'area drenata  $S=1086 \text{ km}^2$  come:

$$V = S \cdot P_{netta}$$

### 3.3 IDROGRAMMI DI PIENA

La stima degli idrogrammi di piena è definita con la procedura USGS che assume l'idrogramma di piena di forma triangolare con altezza pari alla portata al colmo ad assegnata frequenza,  $Q_T$  [m<sup>3</sup>/s] con tempo di base  $t_b$  pari a:

$$t_b = \frac{2 \cdot V_T}{Q_T}$$

Dove:  $V_T$  rappresenta il volume di pioggia netta sul bacino, in m<sup>3</sup>;  $Q_T$  = portata massima, in m<sup>3</sup>/s.

Il tempo di base per gli idrogrammi con tempo di ritorno 3, 25 e 200 anni risulta essere intorno alle 19-20 ore per i tempi di ritorno individuati.

Gli idrogrammi di piena per assegnata portata al colmo sono riportati in Figura 2.

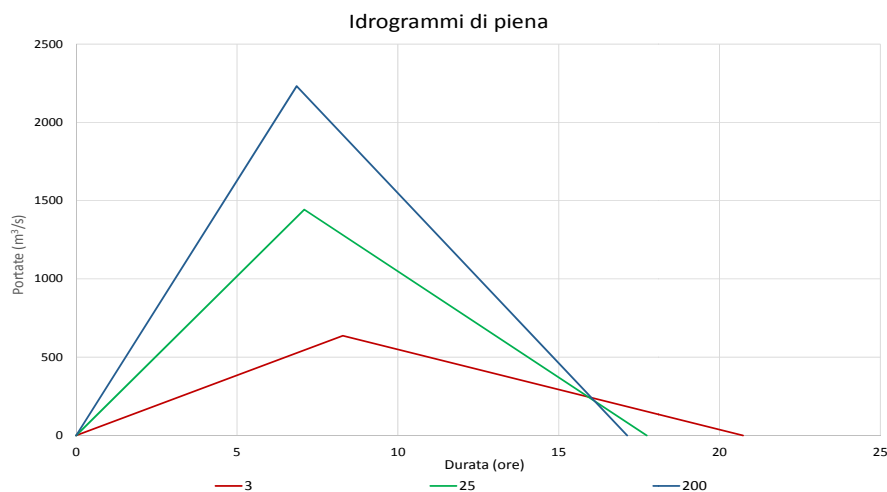


Figura 2 Idrogrammi di piena con tempo di ritorno 3, 25 e 200 anni

### 3.4 CURVA DI DURATA DELLE PORTATE

La curva di durata delle portate è stata ricavata dagli annali idrologici del 2019 di Arpa Emilia alla sezione di Casalecchio sezione assai prossima a quella del Ponte di Cintura che non comporta incrementi significativi dell'area di drenaggio e pertanto si assume di potere traslare la curva alla sezione di interesse.

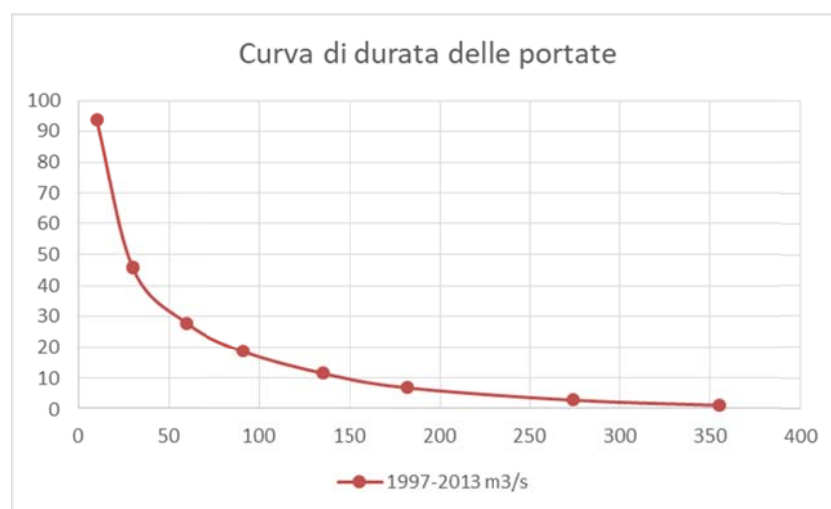


Figura 3 Curva di durata delle portate medie a Casalecchio Chiusa.



## 4 ANALISI MORFOLOGICA STORICA

Il Ponte ferroviario in esame è localizzato nell'ambito di un tratto di pianura del Fiume Reno, successivo alla Chiusa di Casalecchio (chiusura bacino montano), in un contesto dove la forte antropizzazione del territorio ha ristretto il corso d'acqua all'interno di argini.

Il Fiume Reno si è quindi evoluto con una notevole variabilità delle forme di alveo con andamento meandriforme in relazione a successioni storiche di fenomeni idrologici e erosivi-spondali, deposizionali.

Tali fenomeni idro-morfodinamici hanno inoltre interagito con la diffusa vegetazione di tipo arbustivo ed arboreo, che nel tempo ha colonizzato le sponde e le isole mobili in alveo ("berlete"), determinando condizioni locali di accumulo di sedimento e di formazione di barre ed isole fluviali.

Pertanto le caratteristiche morfologiche dell'asta in esame sono estremamente variabili risentendo delle diverse vicende idrauliche che, nel tempo, hanno contemplato grandi lavori di riassetto idraulico tesi al recupero ed alla bonifica dei territori vallivi della bassa pianura bolognese, ferrarese e ravennate che si sono succeduti sia dal XVII secolo.

L'attuale conformazione morfologica del Fiume Reno è il risultato di un lavoro di sistemazione idraulica e di bonifica della vastissima area paludosa delle valli emiliane e romagnole, che si è sviluppato nei secoli, attraverso discussioni e contese fra le città di Bologna e Ferrara che hanno coinvolto i principali idraulici italiani.

Durante l'Alto Medioevo il Reno era un affluente del Po, per alcuni periodi congiuntamente col Panaro. Successivamente, a seguito del susseguirsi di disastrose piene che causarono più volte l'impaludamento delle campagne ferraresi, nel XVIII secolo furono eseguiti lavori che portarono a una modifica fondamentale dell'assetto idraulico, con il disalveamento del fiume nell'ultimo tratto (quello tra il Bolognese e il Ferrarese) ed immesso in un canale artificiale costruito ex novo, denominato Cavo Benedettino, sfociando nel mare Adriatico.

Infine agli inizi dell'Ottocento il Reno fu collegato con Po Grande (Cavo Napoleonico) con un canale lungo 18 km.

Il tratto di Fiume qui considerato è caratterizzato da un andamento tortuoso ed ampie estensioni golenali, aventi una funzione modulatrice delle portate di piena, alternate a localizzate strettoie arginali;

### 4.1 EVOLUZIONE STORICA DELL'ALVEO INCISO

L'evoluzione storica del tratto di Fiume Reno in esame è ben documentato dall'analisi della Cartografia Storica della *Regione Emilia Romagna*, che presenta una documentazione cartografica sino al Secolo XVIII.

Una prima documentazione fa riferimento a documenti cartografici del 1762 e del 1853, in cui il Fiume Reno attraversa una zona pianeggiante priva di urbanizzazioni significative, con piccoli centri agricoli con toponimi riferiti sovente ad edifici religiosi e cappelle, in un territorio chiaramente agricolo ed attraversato da canali.

In tale contesto il Fiume Reno assume un andamento meandriforme con numerose barre e isole fluviali. Il confronto delle due cartografie mostra numerose variazioni del letto del fiume, conseguenza delle numerose fasi esondative, erosive e deposizionali che si sono sviluppate nel corso di quasi un secolo (Figura 4, Figura 5).

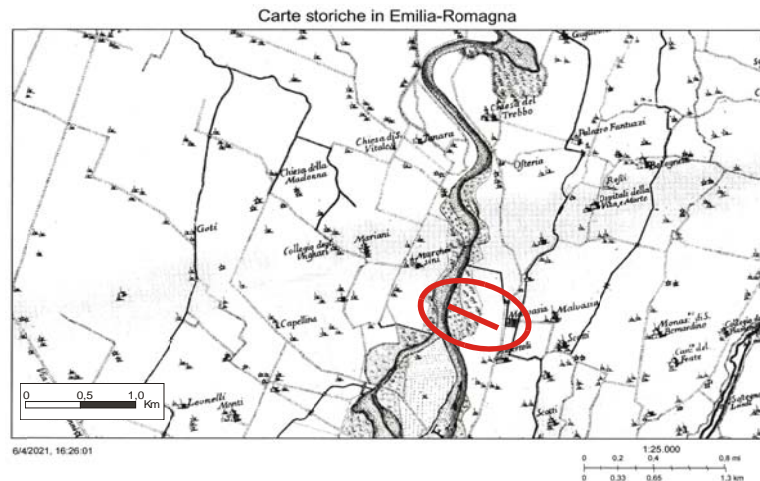


Figura 4 Carta storica del 1762 (Cartografia storica Regione Emilia Romagna)



Figura 5 Carta storica del 1853 (Cartografia storica Regione Emilia Romagna)

La suddetta situazione morfodinamica si riscontra sostanzialmente anche nella cartografia del 1911, in un contesto territoriale relativamente più organizzato con strade e centri abitati di maggiori dimensioni; in tale cartografia emerge graficamente la presenza di argini probabilmente eseguiti localmente fra la fine del XIX secolo ed i primi anni del XX secolo (Figura 6).

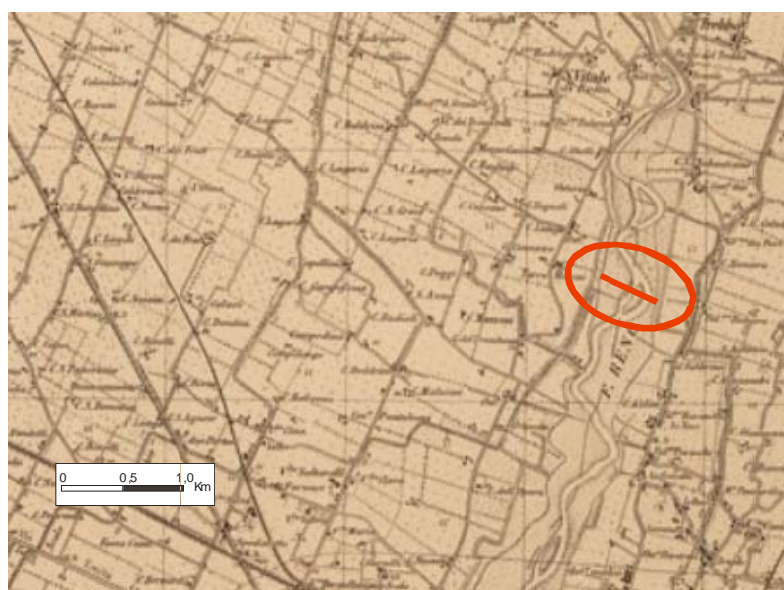


Figura 6 Carta storica del 1911 (Cartografia storica Regione Emilia Romagna)

La Figura 7 mostra una foto aerea del 1934 dell'area in cui sarà realizzato il ponte in esame, in cui si individua la presenza di varie isole fluviali sabbioso-ghiaiose non colonizzate da vegetazione e pertanto facilmente modificabili da ulteriori fasi alluvionali ed esondative.

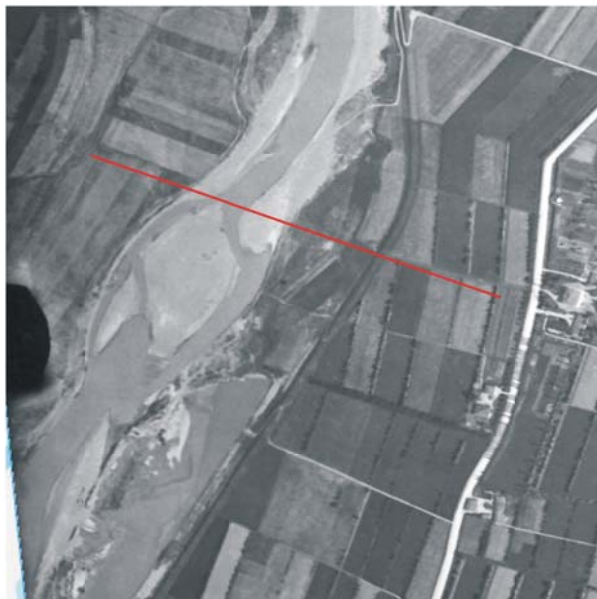


Figura 7 Vista aerea anno 1931

La cartografia del 1933 conferma tale situazione morfologica del Fiume Reno in corrispondenza del tratto in esame, ma presenta a sud-est un tratto ferroviario già realizzato (Figura 8).



Figura 8 Tavoleta 1:25000 – 1933 (Cartografia storica Regione Emilia Romagna)

La prima documentazione del ponte in esame è riscontrabile in una foto aerea del 1943 che presenta localmente una morfologia fluviale localmente meandriforme con locali isole fluviali; tale andamento risulta variato rispetto a quella del 1933 e del 1931 (Figura 9).



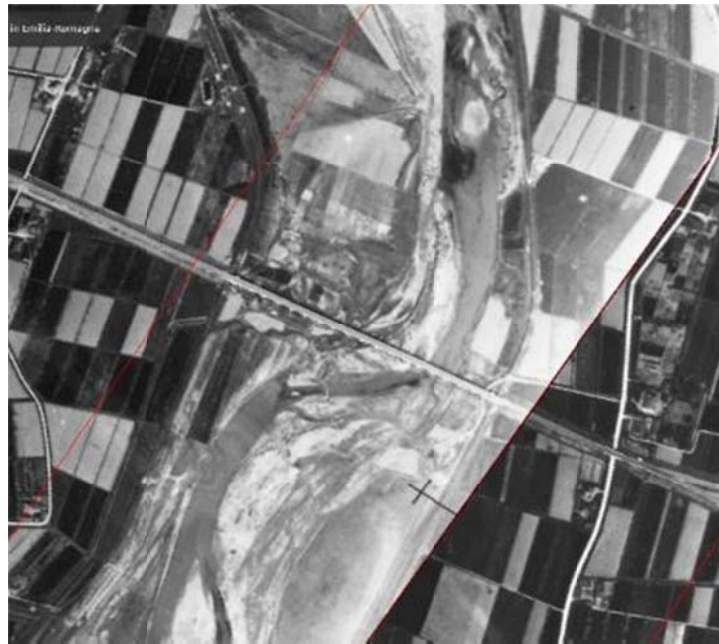


Figura 9 Vista aerea anno 1943

La Figura 10 mostra la situazione locale nella cartografia al 1989, che presenta una decisa urbanizzazione del territorio ed in cui il Fiume Reno si sviluppa con un andamento relativamente più lineare e con meandri meno accentuati che si sviluppano in un'area fluviale di pertinenza abbastanza regolare.

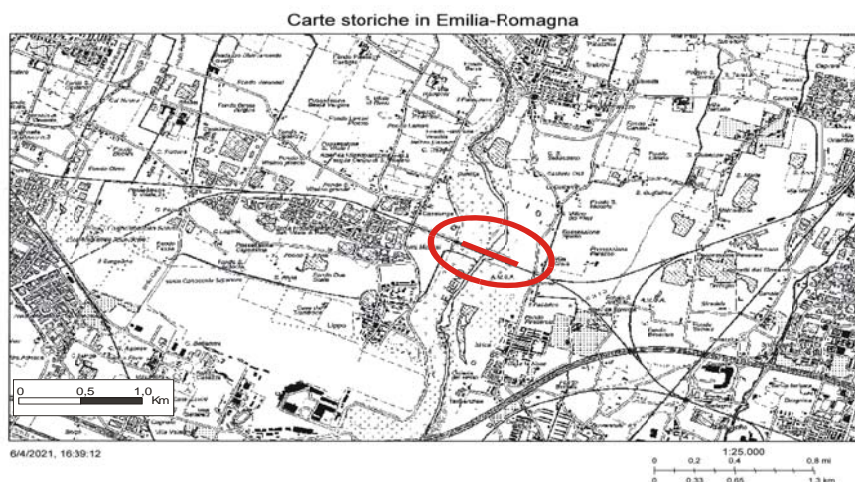


Figura 10 Tavoletta 1:25000 – 1989 (Cartografia storica Regione Emilia Romagna)

La Figura 11 mostra la situazione morfologica locale attuale, da cartografia CTR del 2015.



Figura 11 CTR 1:10000 (2015)

La Figura 12 mostra uno stralcio ingrandito della figura precedente.



Figura 12 CTR 1:10000 – ingrandimento (2015)

La Figura 13 mostra due immagini da Google Earth del 2007 e del 2018 in cui si evidenzia la presenza di una diffusa copertura vegetazionale arborea ed arbustiva nell'area di pertinenza fluviale.

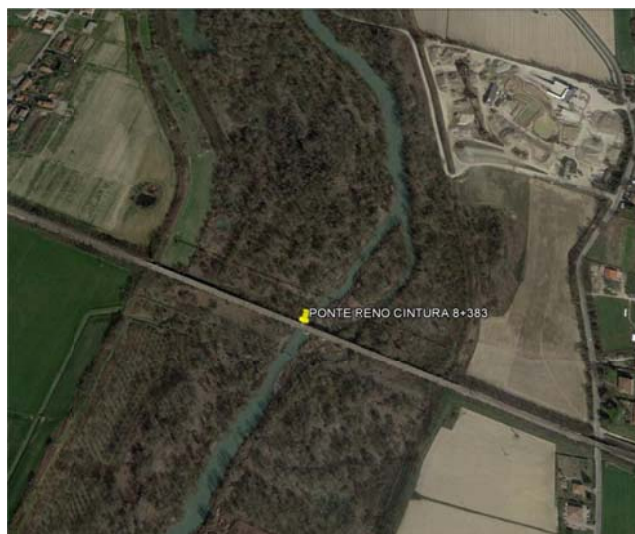


Figura 13 Vista aerea anno 2007 (sinistra), Vista aerea anno 2018 (destra)

Riassumendo, dall'analisi delle cartografie storiche, emerge che nei secoli XVIII e XIX, nel tratto considerato il corso del Fiume Reno è caratterizzato da un andamento decisamente meandriforme che si sono evolute nel tempo in funzione delle varie fasi morfodinamiche in un'area di pertinenza larga fino a 500-800 metri (Figura 14).



Figura 14 Sviluppo morfologico degli alvei nel XVII e XIX secolo (sinistra) e nel XX secolo (destra)

Invece nel XX secolo il corso del Fiume Reno è caratterizzato da un andamento relativamente più lineare e con un alveo che si evoluto in un'area di pertinenza di minore ampiezza ed intorno a larga fino a 300-500 metri( Figura 14). In Figura 15 l'evoluzione storica sovrapposta all'odierna situazione.



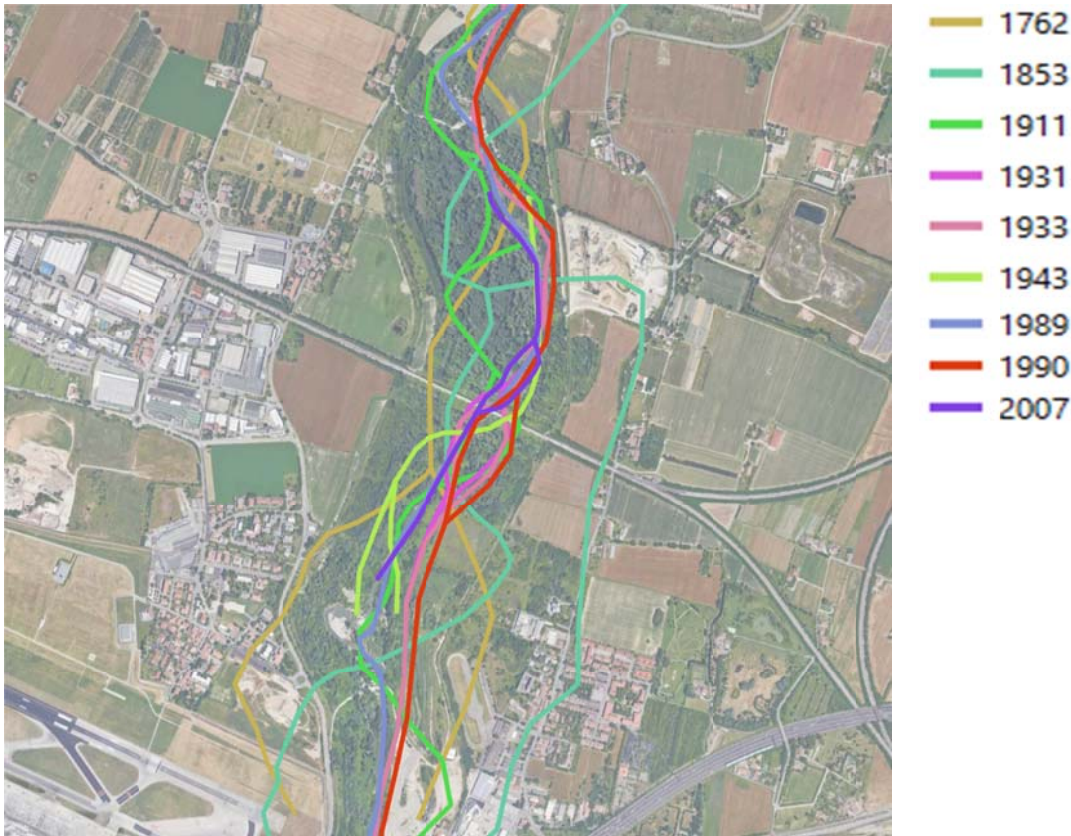


Figura 15 Sviluppo morfologico dell'alveo inciso nel XVII XIX e XX secolo.

Si riporta di seguito uno schema concettuale per sintetizzare le evoluzioni morfologiche locali dell'alveo, sulla base delle immagini aeree e satellitari disponibili, in termini di variazione locale dei filoni della corrente di magra (Tabella 7).

Tabella 7 Schema concettuale di sintesi delle evoluzioni morfologiche locali dell'alveo con riferimento alle pile del manufatto.

Sponda SX																		Sponda DX
Milano - Verona																		Bologna
Numerazione Pile RFI (da Dx a Sx)	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
<b>Numerazione idraulica (da Sx a Dx)</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>17</b>	
Immagine anno 1931	S	S	S	S	S	S	S	S	A-AA	A	A	A	A	AA	A-S	S	S	
Immagine anno 1943	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	AA-S	AA	A-AA	S	S	
Immagine anno 2007	S	S	S	S	S	S	S	S	S	AA	A-AA	A-AA	A-S	S	S	S	S	
Immagine anno 2018	S	S	S	S	S	S	S	S	A-S	AA	A-AA	A-AA	A-AA	S	S	S	S	

Pila su sponda	S
Pila in alveo	A
Pila in alveo attivo	AA
Pila tra alveo e sponda	A-S
Pila tra alveo attivo e sponda	AA-S
Pila tra alveo ed alveo attivo	A-AA
Pila in alveo attivo con flusso di magra	

## 5 ANALISI DI TRASPORTO SOLIDO NELL'ALVEO INCISO

### 5.1 CARATTERIZZAZIONE GRANULOMETRICA DELL'ALVEO ATTIVO

La caratterizzazione granulometrica del materiale presente in sito è stata condotta tramite il prelievo di tre campioni caratteristici di punti diversi dell'alveo in prossimità del ponte ferroviario la cui posizione è riportata in Figura 18.

I campioni denominati C2 e C3 sono stati prelevati nell'alveo attivo in condizioni di magra mentre il campione C1 è stato prelevato nella parte iniziale della ramificazione dell'alveo poco a valle del ponte. L'alveo inciso è composto principalmente da ghiaie e sabbie con la presenza di ciottoli di medie dimensioni. Il campione C1, posto al di fuori dell'alveo inciso è composto interamente da sabbie.

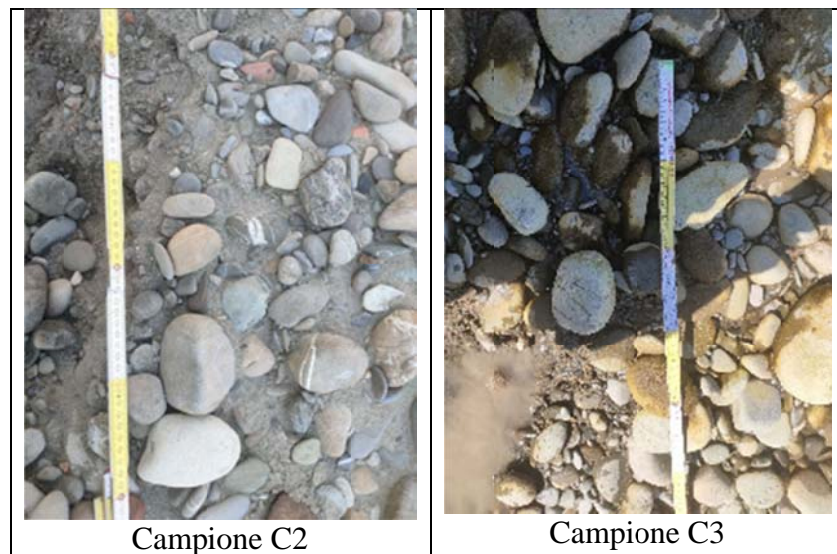


Figura 16: campioni C2 e C3

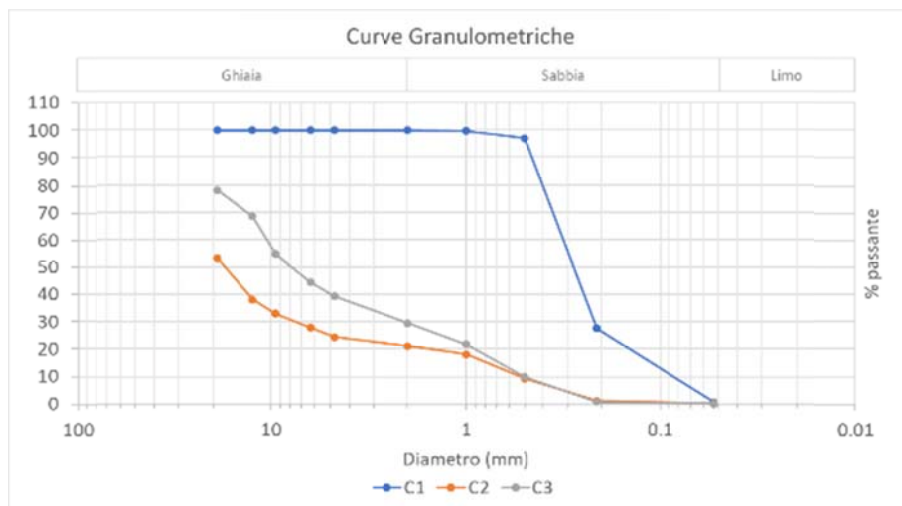


Figura 17 Curve granulometriche dei campioni prelevati.



Figura 18 Punti di prelievo dei campioni su ortofoto.



Figura 19 Alveo inciso e sponda destra a monte del ponte di Cintura, la prima pila a sinistra è la numero 10 oggetto di erosione nell'alveo inciso.

## 5.2 PORTATE DI INIZIO DEL MOTO E IDROGRAMMI SOLIDI

Avendo caratterizzato il materiale d'alveo si procede ad individuare per quali valori di portata liquida si ha l'inizio del trasporto di materiale da parte della corrente. Il trasporto di fondo è infatti un processo a soglia, che si sviluppa una volta che il valore di sforzo tangenziale al fondo supera il rispettivo valore di moto incipiente. L'individuazione di questo valore di soglia viene solitamente effettuato ricorrendo all'abaco di Shields e viene utilizzato in diverse formule empiriche per la quantificazione della portata solida di fondo. Alcune di queste formulazioni assumono un valore di soglia differente da quello ottenuto dall'abaco di Shields o utilizzano un valore di soglia sulla portata specifica per unità di larghezza, come per la formula di Schoklitsch.

Si è provveduto quindi ad individuare, per ognuna delle formule utilizzate, il valore di portata liquida di moto incipiente.

I valori di portata liquida così ottenuti vengono confrontati con la curva di durata delle portate (Figura 20), è così possibile verificare la frequenza con cui queste portate vengono raggiunte,



indicando se il tratto di corso d'acqua indagato è normalmente in grado di trasportare materiale o se il raggiungimento delle condizioni necessarie al trasporto avviene solo per eventi eccezionali. In questo caso il confronto tra la curva di durata delle portate degli anni dal 1997 al 2019 registrate nella stazione di Casalecchio, a monte del ponte di Cintura, con le soglie di moto incipiente delle diverse formule utilizzate mostra una mobilitazione del materiale che avviene solamente per portate intorno ai  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ , presenti per meno di 10 giorni l'anno, il valore soglia di inizio del moto risulta superato solamente per eventi di piena o di morbida.

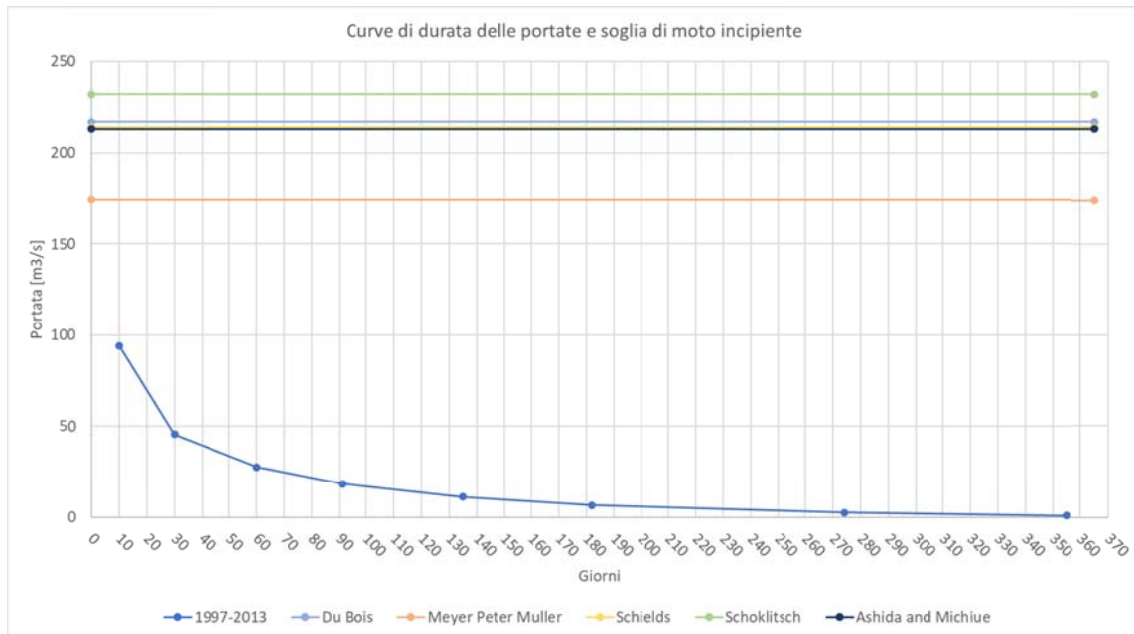


Figura 20 Portate di inizio movimentazione del materiale di fondo e curve di durata delle portate.

Ricorrendo alle formule per il calcolo della portata solida di fondo è inoltre stato possibile ricavare, a partire dagli idrogrammi triangolari ricostruiti durante l'analisi idrologica, il corrispondente idrogramma solido.

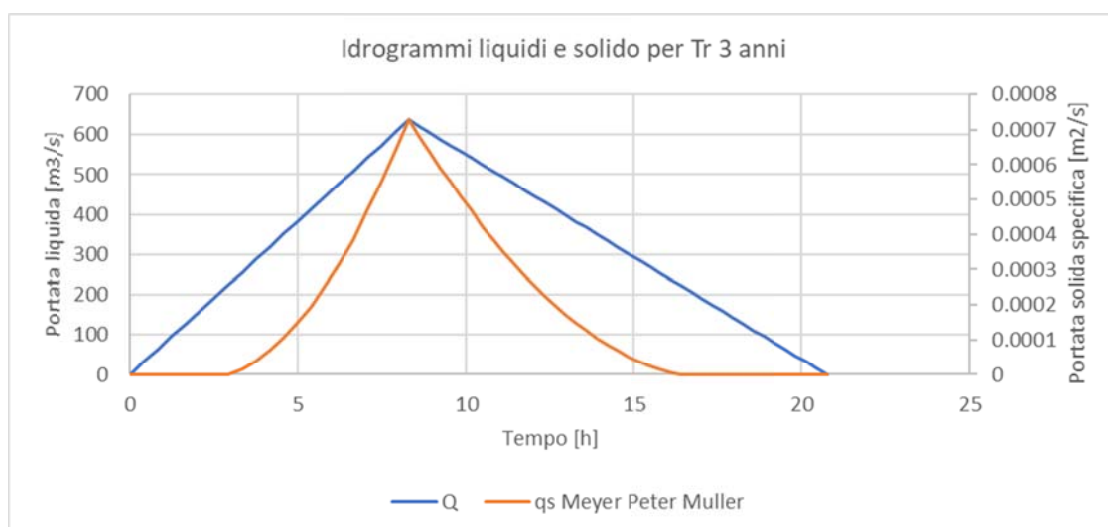


Figura 21 Esempio di idrogramma liquido e corrispondente idrogramma solido per portata con tempo di ritorno 3 anni.

### 5.3 EROSIONE LOCALIZZATA DELLA PILA DEL PONTE

La presenza di strutture in alveo, come ad esempio pile o spalle di un ponte, introduce un restringimento della sezione utile al deflusso. Dal punto di vista dell'evoluzione morfologica dell'alveo tale restringimento è causa di fenomeni erosivi a scala di sezione, portando all'abbassamento generalizzato dell'alveo nella zona interessata, e a scala di manufatto quali lo scavo localizzato in corrispondenza delle pile, in questo caso si parla di erosione idrodinamica.

Il fenomeno di erosione localizzata in corrispondenza delle pile è caratterizzato dal progressivo sviluppo di uno scavo a partire dalla zona laterale della pila andando poi a coinvolgere la zona antistante e a valle della pila, si sviluppa così il cosiddetto vortice a ferro di cavallo.

Per la quantificazione della profondità dello scavo localizzato si ricorre all'uso di formule empiriche che correlano quest'ultima con le caratteristiche della corrente, della sezione fluviale e della pila.

Nel caso in esame si è proceduto ad analizzare lo scavo localizzato in corrispondenza della pila numero 10 del ponte di cintura che attualmente risulta interessata da fenomeni erosivi che hanno portato alla parziale scopertura della fondazione.

Le formule utilizzate per il calcolo della profondità di scavo sono:

- Breuser Raudkivi

$$\frac{d_s}{s} = f_1 \left( \frac{V_0}{V_c} \right) \left[ 2 \tanh \left( \frac{y_0}{s} \right) \right] f_2(forma) f_3 \left( \alpha, \frac{l}{s} \right)$$

Dove  $d_s$  è la profondità di scavo rispetto al fondo indisturbato,  $s$  è la larghezza della pila di lunghezza  $l$ ,  $V_0$  è la velocità della corrente nella sezione indisturbata,  $V_c$  è la velocità critica di trascinamento del materiale di fondo,  $y_0$  è l'altezza idrica nella sezione indisturbata,  $\alpha$  è l'angolo che la corrente indisturbata forma con la pila.

- CSU

$$d_s = 2K_p K_\theta K_f K_c \left( \frac{s}{y_m} \right)^{0.65} y_m Fr_p^{0.43}$$

Dove  $K_p, K_f, K_\theta, K_c$  sono fattori correttivi che tengono conto, rispettivamente, della geometria delle pile, della forma del fondo alveo, dell'angolo di incidenza della corrente e dell'eventuale corazzamento,  $y_m$  è la profondità del flusso immediatamente a monte della pila,  $Fr_p$  è il numero di Froude in corrispondenza della pila.

- Froelich

$$d_s = 0.32 \phi s'^{0.62} y_m^{0.47} Fr_p^{0.22} d_{50}^{-0.09} + s$$

Dove  $\phi$  è un parametro che tiene conto della forma della pila,  $s'$  è la proiezione della larghezza della pila in direzione della corrente mentre  $d_{50}$  è il diametro medio del sedimento che compone il fondo.

I risultati ottenuti dalle diverse formule, per le portate più elevate ricadono in un range di variazione di quattro metri con la formula dei Bresuer Raudkivi che fornisce i risultati più elevati seguita dalla formula di Froelich e CSU. Per bassi valori di portata, contenuti nella curva di durata delle portate, la formula di Froelich restituisce valori elevati in quanto il valore minimo dello scavo è pari alla larghezza della pila. Per Breuser Raudkivi invece è funzione del rapporto tra velocità della corrente indisturbata e velocità critica, lo scavo localizzato inizia in questo caso intorno alla portata con durata 30 giorni della curva di durata delle portate.

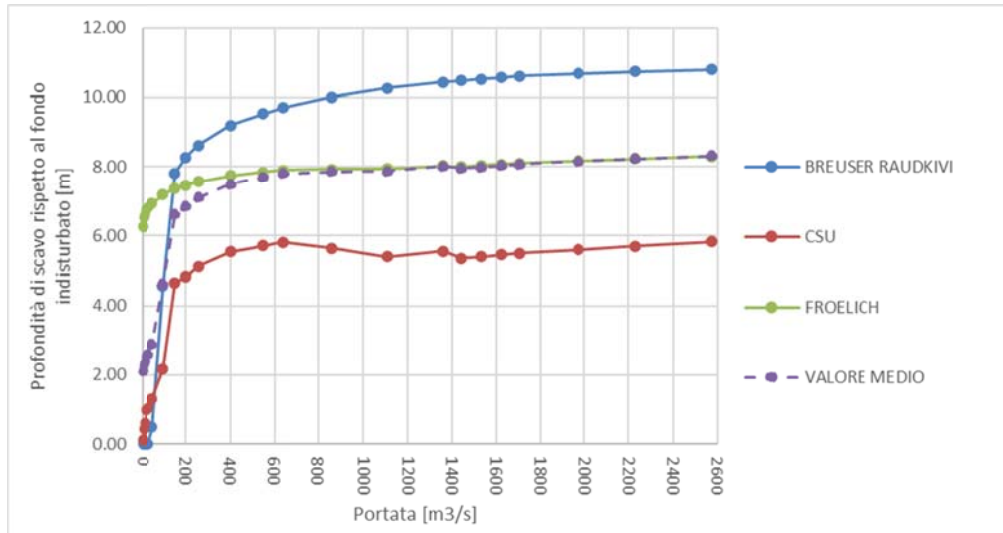


Figura 22 Valori di scavo localizzato della pila 10 in base alla portata transitante.

Al fine di valutare il massimo valore di scavo che può verificarsi e calcolare conseguentemente la copertura residua della fondazione si è scelto di prendere come valore rappresentativo la media dei risultati delle tre formulazioni utilizzate. Il massimo valore di scavo è ottenuto per la portata con tempo di ritorno 500 anni. La quota di riferimento scelta per calcolare la copertura residua della fondazione è la quota media dell'alveo inciso, nella parte compresa tra le pile 9 e 11.

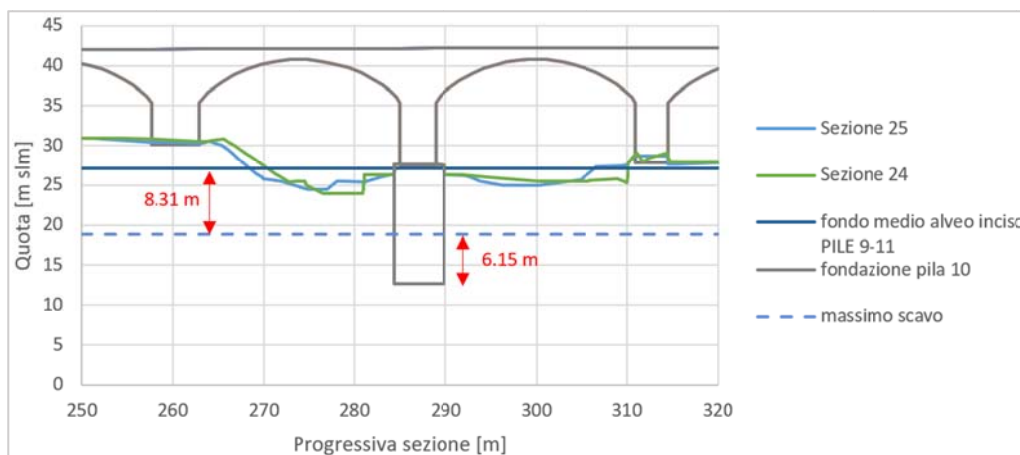


Figura 23 Schema della pila 10 del ponte di Cintura con quote di massimo scavo localizzato.

Tabella 8 Massimo scavo e copertura residua della fondazione per la portata con tempo di ritorno 500 anni.

$d_s$ max	Profondità fondazione	Copertura residua fondazione
m	m slm	m
8.31	12.63	6.15

In aggiunta a questa analisi in Tabella 9 sono riportati le quote di fondo alveo ottenute dai vari rilievi storici in corrispondenza del ponte di Cintura. Tali valori mostrano un progressivo approfondimento dell'alveo più accentuato nel periodo 1951-1970 con un tasso di erosione che tende apparentemente a ridursi con il passare degli anni.



Tabella 9 Evoluzione della quota del fondo alveo in corrispondenza del ponte di Cintura

anno	quota fondo	tasso di erosione
--	m slm	m/anno
1951	29	--
1970	26.7	0.121
1995	24.93	0.071
2004	24.98	-0.006
2019	23.9	0.072

L'erosione della pila numero 10 è quindi il frutto di un'erosione generalizzata dell'alveo inciso e di una possibile erosione localizzata media pari a circa 8 metri. Motivo per il quale si consiglia la messa in sicurezza con gli interventi in progetto.

#### 5.4 PENDENZA DI EQUILIBRIO DELL'ALVEO NATURALE

La pendenza di equilibrio dell'alveo di un corso d'acqua è il valore di pendenza del fondo per il quale sono raggiunte le condizioni di moto incipiente del sedimento che lo compone.

La pendenza di equilibrio è uno dei parametri di progetto nella realizzazione di opere di stabilizzazione del fondo alveo con l'uso di briglie o soglie per limitare processi erosivi.

Per l'individuazione della pendenza di equilibrio è necessario conoscere la composizione granulometrica del letto del corso d'acqua e la sua pendenza allo stato di fatto, nonché la portata liquida per la quale si vogliono raggiungere le condizioni di moto incipiente. Questo valore di portata viene solitamente indicato come portata formativa e viene sovente identificata come il valore di portata con tempo di ritorno pari a 2-3 anni.

Per il calcolo della pendenza di equilibrio dell'alveo vengono assunte condizioni di moto uniforme risolvendo per tentativi il seguente sistema di equazioni:

$$\tau_c = \gamma R i_c$$

$$Q = A k_s R^{\frac{2}{3}} i_c^{\frac{1}{2}}$$

Dove  $\tau_c$  è il valore dello sforzo tangenziale al fondo per il quale vengono raggiunte le condizioni di moto incipiente,  $R$  ed  $A$  sono rispettivamente raggio idraulico e area della sezione,  $i_c$  è il valore della pendenza di equilibrio,  $k_s$  è il coefficiente di scabrezza della sezione secondo Strickler e  $Q$  è la portata di progetto.

Il valore di sforzo tangenziale al fondo in condizioni di moto incipiente viene ricavato utilizzando l'abaco di Shields, invertendo la relazione:

$$\theta_c = \frac{\tau_c}{g(\rho_s - \rho)d} \cong 0.056$$

Dove con  $\theta_c$  viene indicato il parametro di Shields che in condizioni di moto turbolento assume il valore pari a 0.056,  $\rho_s$  e  $\rho$  sono rispettivamente le densità dei grani del sedimento e dell'acqua mentre  $d$  è il diametro del grano.

Il posizionamento della soglia in corrispondenza del ponte ferroviario, sollevata rispetto all'alveo attuale, porterà nel lungo periodo ad un innalzamento della quota del fondo alveo a causa del deposito di materiale a monte della stessa. L'alveo tenderà ad assumere a monte della soglia una pendenza inferiore a quella originaria e vicina alla pendenza di equilibrio  $i_c$ . La conoscenza di quest'ultima, congiuntamente alla quota della soglia, permette quindi di tracciare l'andamento altimetrico del fondo alveo nella configurazione finale. Inoltre è possibile stimare i volumi depositati a monte della soglia come differenza tra le configurazioni ante operam e post operam a lungo termine e il conseguente tempo di riempimento di tale zona in funzione della portata solida.

La pendenza di equilibrio è stata calcolata in questo caso per valori di portata con tempo di ritorno  $T=3$  anni,  $636 \text{ m}^3/\text{s}$ , prendendo come riferimento la granulometria del campione C3 dell'alveo inciso.

Il fiume Reno, nel tratto oggetto di studio, presenta una sezione composta dove la portata con tempo di ritorno 3 anni transita iniziando ad interessare anche le aree golenali. In tal caso si riscontra, nella definizione tradizionale del raggio idraulico, un andamento non monotono di questa variabile con l'aumentare del livello. Di conseguenza si assiste proprio in prossimità del livello idrico per il quale inizia ad allagarsi la golenale ad una diminuzione dello sforzo tangenziale sulla sezione. Questo potrebbe portare ad una sottostima della capacità di trasporto della corrente e di conseguenza ad un valore di pendenza di equilibrio più elevato, risultando comunque più a favore di sicurezza nei confronti della possibile interferenza con manufatti presenti a monte.

Si è inoltre calcolato il valore di pendenza di equilibrio sfruttando la definizione del raggio idraulico per il solo alveo inciso, che risulta sempre crescente con il livello idrico, per ottenere un valore di pendenza per il solo alveo inciso.

Allo stato di fatto l'andamento altimetrico dell'alveo inciso del corso d'acqua nella zona indagata è piuttosto irregolare con varie zone in contropendenza, la pendenza media del tratto esaminato si attesta intorno al 0.13% (Figura 25)

I valori di pendenza di equilibrio ottenuti per le due diverse definizioni del raggio idraulico, con la medesima portata con tempo di ritorno  $T=3$  anni, sono prossimi tra loro come si osserva in Tabella 10 e di un ordine di grandezza inferiore alla pendenza media dell'alveo attuale.

Tabella 10 Valori di pendenza di equilibrio ottenuti per i due diametri caratteristici considerati.

<b>d50</b>	<b>Pendenza di equilibrio <math>i_c (\tau_{xs})</math></b>	<b>Pendenza di equilibrio <math>i_c (\tau_{ch})</math></b>
mm	m/m	m/m
7.8	3.57E-04	1.08E-04

## 5.5 ALTERNATIVE DI PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di una soglia a protezione dei fenomeni erosivi in atto nell'alveo inciso e potenziali in golenale estesa a tutta la sezione interessata dalle pile. La parte centrale della soglia in progetto prevede una gaveta con estradosso a quota fissata oggetto nel seguito di una specifica analisi per una larghezza di 101.31 m, pari alle 4 arcate del ponte comprese tra le pile 9-13 (numerazione da sponda sinistra) dove è presente l'alveo inciso. La quota dell'estradosso della soglia in golenale è 28.65 m s.l.m. (Figura 24) e si mantiene costante fino alle spalle del ponte.

L'attuale configurazione della golenale fortemente boscata fa sì che la soglia in questa parte della sezione idraulica rimane sottoposta alla quota dell'attuale piano di scorrimento che è intorno a 31 m s.l.m.

La definizione della quota di estradosso della soglia, misurata in asse al ponte, nella zona compresa tra le pile 9 e 13 è stata analizzata per diverse configurazioni in modo da valutarne l'effetto sul profilo altimetrico del fondo alveo. La soglia nella direzione longitudinale è lunga 15 m e presenta una pendenza del 2% risultando a monte in una quota di estradosso di 0.15 m superiore e 0.15 m inferiore della quota di estradosso in asse al ponte rispettivamente nelle sezioni a monte e a valle del ponte.

Le configurazioni esaminate sono elencate in Tabella 11.

Tabella 11 Alternative di progetto della soglia in corrispondenza del ponte.

<b>Configurazione</b>	<b>Quota estradosso soglia (asse ponte)</b>	<b>Scopertura dado di fondazione (pila 10)</b>	<b>Altezza dal fondo alveo</b>
	m s.l.m.	m	m
a	28.15	-0.52	4.21
b	27.63	0	3.69
c	26.27	1.36	2.33

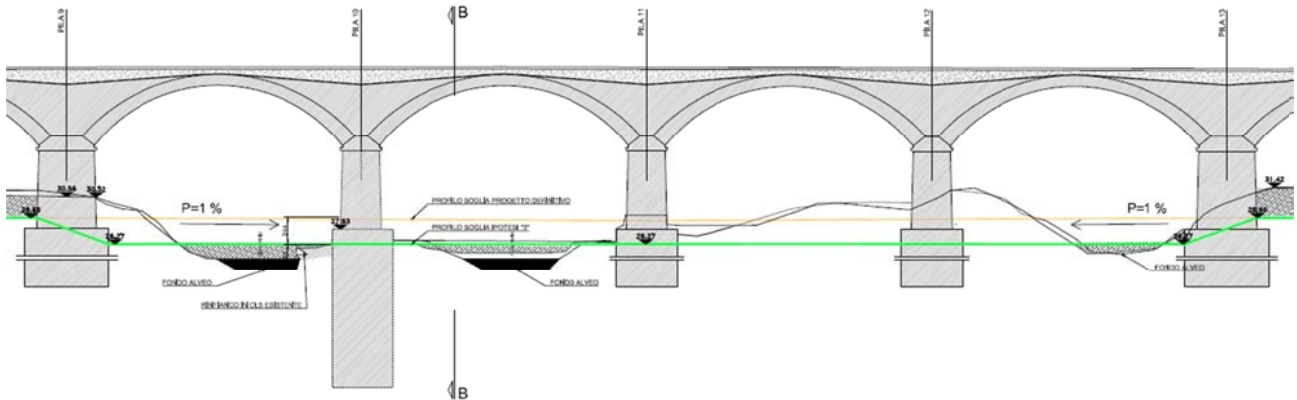


Figura 24 Sezione del Ponte di Cintura con gaveta della soglia in progetto.

L'estensione della zona di deposito attesa a monte della soglia è stata individuata per ognuna delle configurazioni in modo tale da verificare la possibile interferenza a lungo termine con la sezione di monte in corrispondenza del ponte della tangenziale.

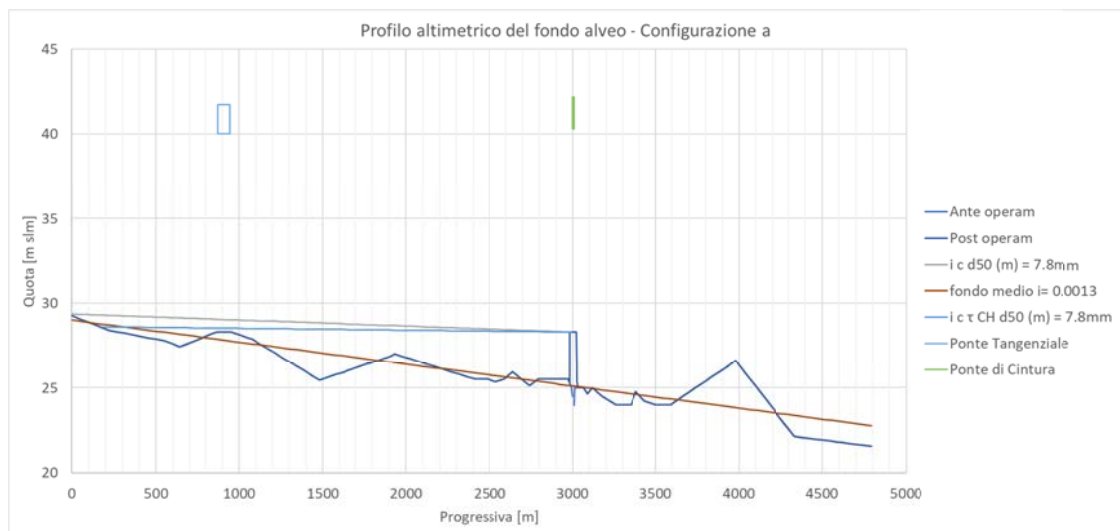


Figura 25 Profilo altimetrico del fondo alveo a lungo termine - Configurazione a.

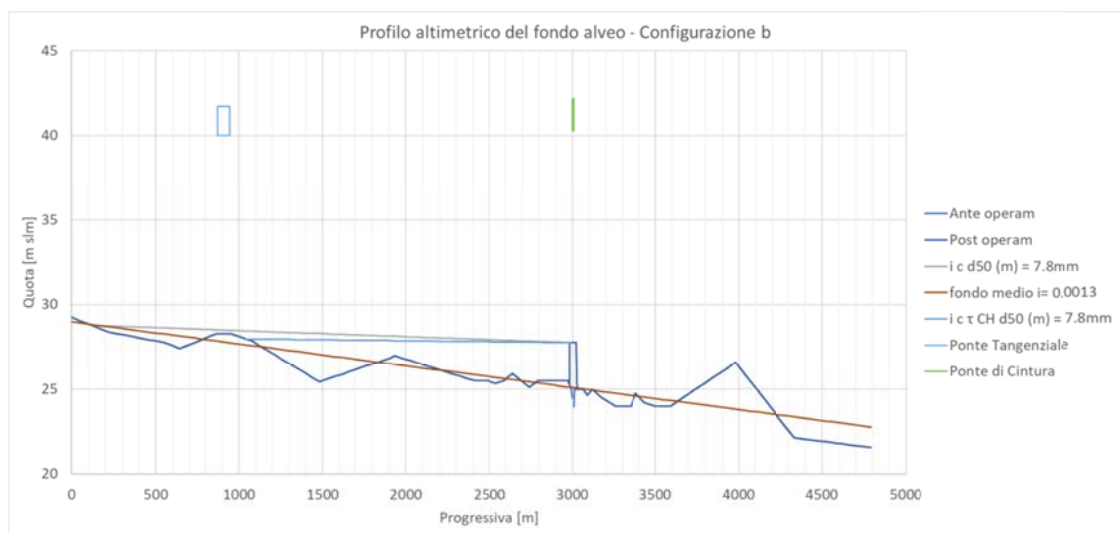


Figura 26 Profilo altimetrico del fondo alveo a lungo termine - Configurazione b.

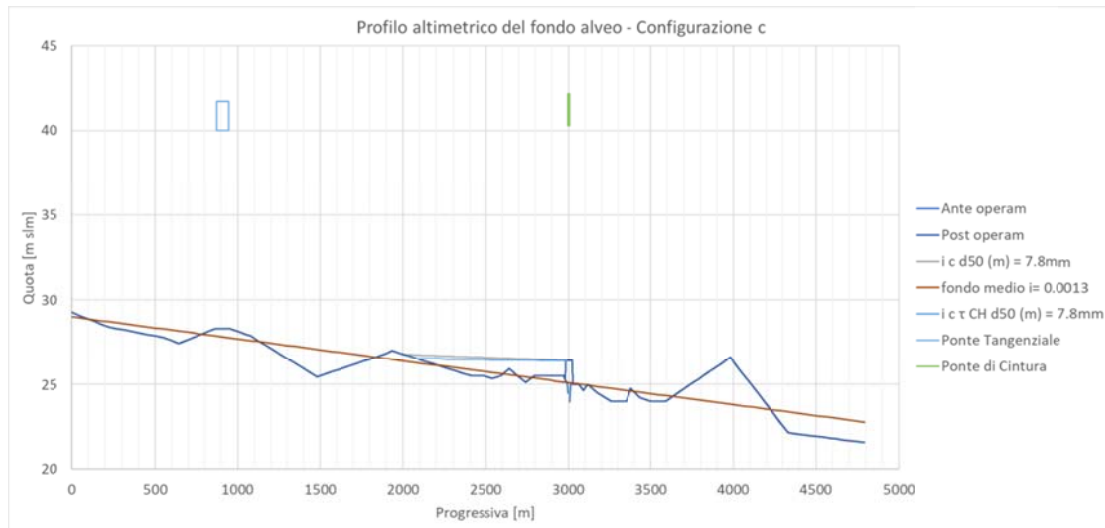


Figura 27 Profilo altimetrico del fondo alveo a lungo termine - Configurazione c.

Per la configurazione a, in cui l'estradosso della soglia in progetto è posto a quota 28.15 m s.l.m., 53 cm sopra la quota del dado di fondazione della pila 10 (27.63m s.l.m), la zona di deposito si estende fino ad interessare la sezione del ponte della tangenziale a monte per entrambi i valori di pendenza di equilibrio ottenuti utilizzando la formulazione dello sforzo tangenziale ottenuto sull'intera sezione o considerando solamente l'alveo inciso (Figura 25).

Per la configurazione b invece l'influenza della soglia sul profilo di fondo alveo propaga in direzione di monte superando la sezione del ponte della tangenziale solo per il valore di pendenza di equilibrio ottenuto con lo sforzo tangenziale calcolato sull'intera sezione mentre la zona di deposito termina poco a valle del ponte nel caso l'alveo si stabilizzi sul valore di pendenza di equilibrio ottenuto con lo sforzo tangenziale del solo alveo inciso (Figura 26).

Nella configurazione c la zona di deposito a monte della soglia è molto più contenuta rispetto alle configurazioni precedenti andando ad interessare una zona di circa 1000 m a monte del ponte di Cintura (Figura 27).

Per ognuna di queste configurazioni sono stati calcolati i volumi di materiale di deposito a monte della soglia per metro di larghezza dell'alveo come differenza tra profilo altimetrico del fondo alveo allo stato di fatto e profilo con pendenza di equilibrio.

Tabella 12 Volumi di deposito attesi a monte della soglia.

Configurazione	Volume deposito ( $\tau_{xs}$ ) m <sup>3</sup> /m	Volume deposito ( $\tau_{ch}$ ) m <sup>3</sup> /m
a	5925	4868
b	4399	3401
c	817	708

Il tempo necessario al corso d'acqua per assumere la configurazione di lungo termine prevista può essere stimato approssimativamente ipotizzando che la presenza della soglia intercetti totalmente il trasporto di fondo attraverso la sezione. La componente in sospensione del trasporto solido verosimilmente non risentirà della presenza della soglia e non è stata quindi inclusa nell'analisi.

Il volume di materiale depositato viene ottenuto attraverso l'idrogramma solido, ricostruito a partire dall'idrogramma liquido per eventi con tempo di ritorno variabile da 2 anni fino a 200 anni.

Per ognuno di questi idrogrammi il volume di solido trasportato viene calcolato e viene costruito il grafico probabilità – volume solido il cui integrale corrisponde al valore atteso del volume solido.

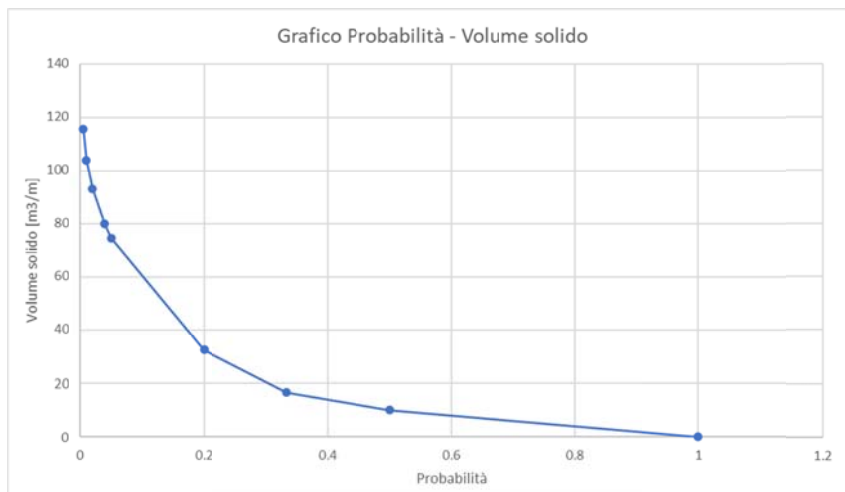


Figura 28 Grafico probabilità - volume solido.

Il volume del deposito, calcolato precedentemente, viene diviso per il valore atteso del volume solido annuale trasportato dal corso d'acqua per ottenere una stima del tempo necessario per il raggiungimento della configurazione di lungo termine.

Tabella 13 Tempo di riempimento atteso per la zona a monte della soglia.

tempi di riempimento [y]		
Configurazione	$\tau_{xs}$	$\tau_{ch}$
a	129.79	106.64
b	96.35	74.50
c	17.89	15.51

I tempi di riempimento relativi a tutte le configurazioni testate sono riportati in Tabella 13 dove è possibile notare che la soluzione c risulta raggiungere la configurazione finale circa 16 - 18 anni dopo la realizzazione dell'opera. Per le configurazioni a e b invece è richiesto un tempo di gran lunga maggiore per il raggiungimento della pendenza di equilibrio nel tratto a monte della soglia a causa del cospicuo aumento dei volumi di deposito.

L'analisi evidenzia che la soluzione di progetto più opportuna sia la configurazione c in virtù del minor impatto sul profilo di fondo dell'alveo inciso garantendo comunque la protezione delle pile del ponte.

## 6 MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE

L'analisi di moto bidimensionale permette nel caso specifico di individuare le velocità, i tiranti e gli sforzi al fondo indotti della corrente idrica per diversi idrogrammi e quindi la stabilità o meno del materiale di fondo sia dell'alveo inciso che della golenia. Gli idrogrammi di piena analizzati sono quelli con Tempo di ritorno,  $T = 3, 25$  e  $200$  anni stimati con il metodo regionale VAPI.

### 6.1 DESCRIZIONE SOFTWARE DI MODELLAZIONE

La modellazione è stata eseguita in moto vario utilizzando il software ICM Infoworks. Esso è un applicativo software per la verifica e la progettazione di sistemi idraulici complessi costituiti da reti idrauliche e corsi d'acqua di tipo naturale. Il software consente di costruire e risolvere, in regime di moto vario, modelli idraulici di tipo monodimensionale (1D) che consentono di valutare la propagazione dell'onda di piena in alveo, modelli idraulici di tipo puramente bidimensionale (2D) per lo studio della propagazione dell'esonazione in aree su cui è definita una griglia di elementi triangolari sulla base topografica costituita, generalmente, da un modello digitale del terreno (DTM) e modelli idraulici combinati (1D – 2D) con la modellazione ibrida monodimensionale nel canale e bidimensionale nelle aree inondabili. Nel caso in esame è stato costruito un modello puramente bidimensionale al fine di calcolare gli sforzi tangenziali al fondo nel dominio di interesse.

Sarà dunque necessario definire un dominio di calcolo il quale è realizzato attraverso la costruzione di una griglia a maglia variabile con elementi triangolari/poligonali e dalla sovrapposizione del modello digitale del terreno col modello delle superfici sul quale sono riportati i "layer" del ponte Cintura e delle scabrezze.

Gli elementi della griglia di calcolo sono più piccoli e quindi più densi là dove maggiori sono i gradienti topografici e quindi più elevati i gradienti energetici, come per esempio nella descrizione di aree interessate da rilevati stradali e ferroviari o centri urbani, e più grandi e quindi meno densi dove minori sono i gradienti topografici come nel caso di grandi aree coperte da terreni agricoli.

#### 6.1.1 Costruzione della geometria alla base del dominio di calcolo del modello idraulico bidimensionale

Il modello delle quote (DTM) utilizzato come base per la geometria del modello idraulico bidimensionale che rappresenta il territorio comunale è stato realizzato utilizzando il LIDAR 1m x 1m messo a disposizione dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare previa richiesta.

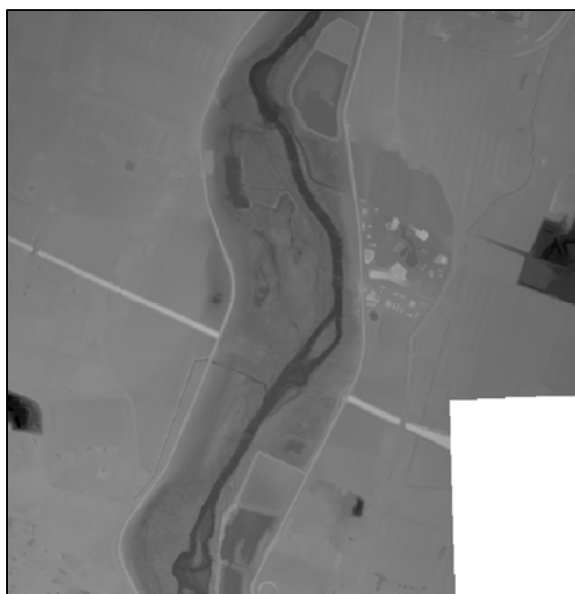


Figura 29 LIDAR utilizzato nella modellazione bidimensionale



### 6.1.2 Definizione del dominio 2D

Il dominio 2D modellato, osservabile in figura seguente, è stato scelto in modo tale da includere l'intero alveo del fiume Reno ed esteso a valle in modo tale da garantire che la condizione al contorno imposte sui bordi del dominio di calcolo non influiscono sui risultati numerici nella zona d'interesse.



Figura 30 LIDAR utilizzato nella modellazione bidimensionale. In rosso evidenziato il dominio di calcolo del modello bidimensionale.

### 6.1.3 Realizzazione della griglia di calcolo

Le caratteristiche del dominio di calcolo sono rappresentate nel modello idraulico tramite una mesh, ovvero una rappresentazione semplificata del territorio ad elementi finiti. La mesh di calcolo deve possedere una risoluzione spaziale adeguata a rappresentare l'andamento plano-altimetrico del territorio. Nel modello 2D sviluppato sono state quindi definite due differenti mesh zone:

1. Nel dominio di calcolo le dimensioni massime degli elementi non superano gli  $8 \text{ m}^2$  e le minime non sono inferiori ad un'area di  $2 \text{ m}^2$ ;
2. Le aree in prossimità del ponte Cintura sono state discretizzate con una mesh più fitta in modo da cogliere maggiormente i dettagli. In tale mesh la dimensione minima dell'elemento è  $1 \text{ m}^2$  e la massima è  $4 \text{ m}^2$ .



Figura 31 A sinistra dominio e zone a mesh più fitta. A destra porzione di dominio con zone a differente mesh in verde più rada, in blu più fitta

#### 6.1.4 Definizione delle scabrezze

Le caratteristiche di scabrezza sono state definite in modo tale da riprodurre globalmente i livelli di piena riportati nella Relazione generale del piano stralcio per l'assetto idrogeologico dell'Autorità di Bacino del fiume Reno. I valori di scabrezza inseriti sono:

- Alveo inciso:  $n=0.07 \text{ s/m}^{1/3}$
- Golena:  $n=0.125 \text{ s/m}^{1/3}$

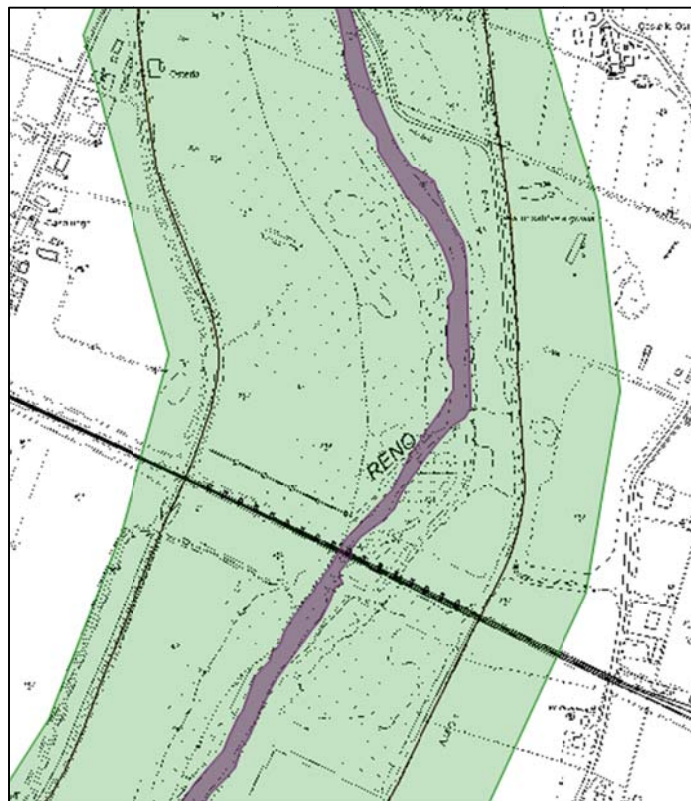


Figura 32 Mappa aree a differente scabrezza implementate nel modello bidimensionale, in verde l'area golenale mentre in violetto l'area corrispondente all'alveo inciso.

### 6.1.5 Pile del ponte

All'interno del dominio di calcolo sono state inserite le tracce delle pile del ponte, le quali sono state implementate nel modello inserendo dei poligoni (*Porous Polygon*) con porosità nulla e altezza infinita impedendo così all'acqua di attraversarli.

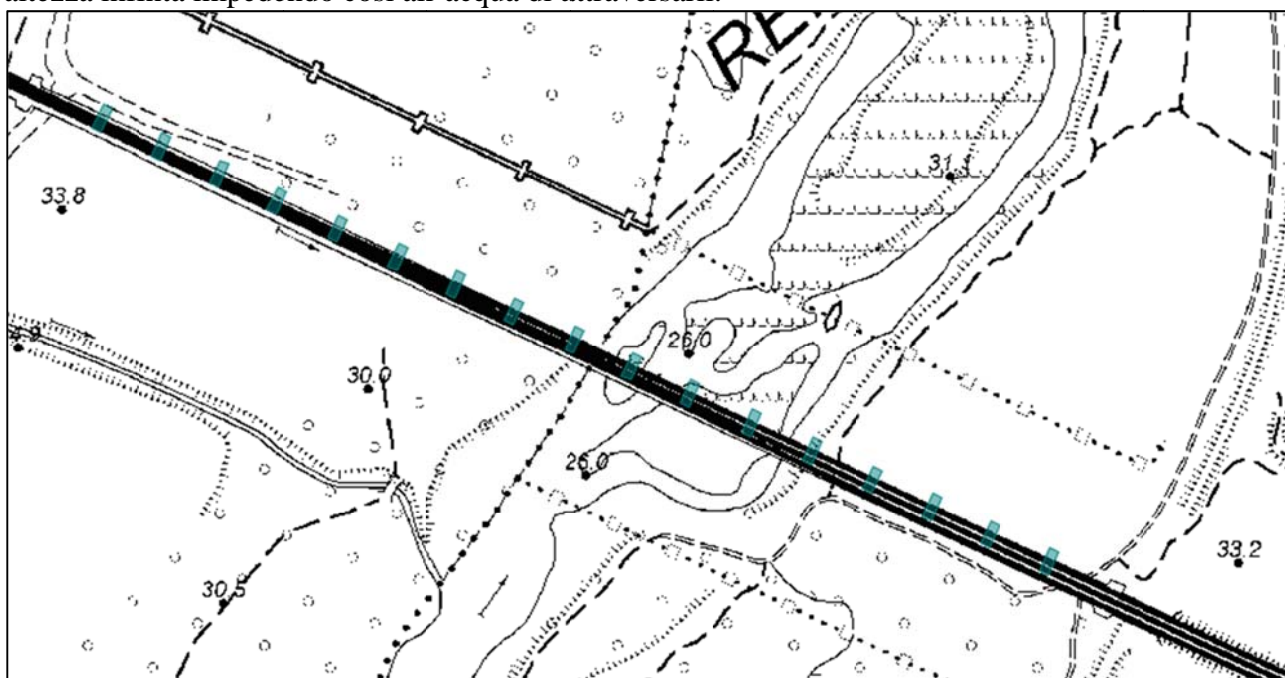


Figura 33 In azzurro le pile del ponte Cintura implementate nel software Infoworks ICM.



### 6.1.6 Condizioni al contorno

Sui bordi del dominio di calcolo è stata imposta una condizione al contorno *normal condition*, ovvero di moto uniforme.

	ID	Boundary points	Area (ha)	Maximum triangle area (m2)	Minimum element area (m2)
►	2005A	Normal condition	115.782	8.000	2.000
✱					

Figura 34 Implementazione nel modello bidimensionale della condizione al contorno sul dominio di calcolo

### 6.1.7 Rilevato arginale

Gli argini del Reno stati inseriti nel modello come *2D Base Linear Structure* (tipo struttura: *wall*; Tipo soglia: *irregular*), in modo da poterli descrivere planimetricamente ed altimetricamente in modo dettagliato. Le quote sono state dedotte dal LIDAR. Si è scelto di inserire questo elemento al fine di definire il profilo altimetrico esatto che, in particolare nelle zone in cui viene fatta una mesh più rada, potrebbe non essere sufficientemente preciso.

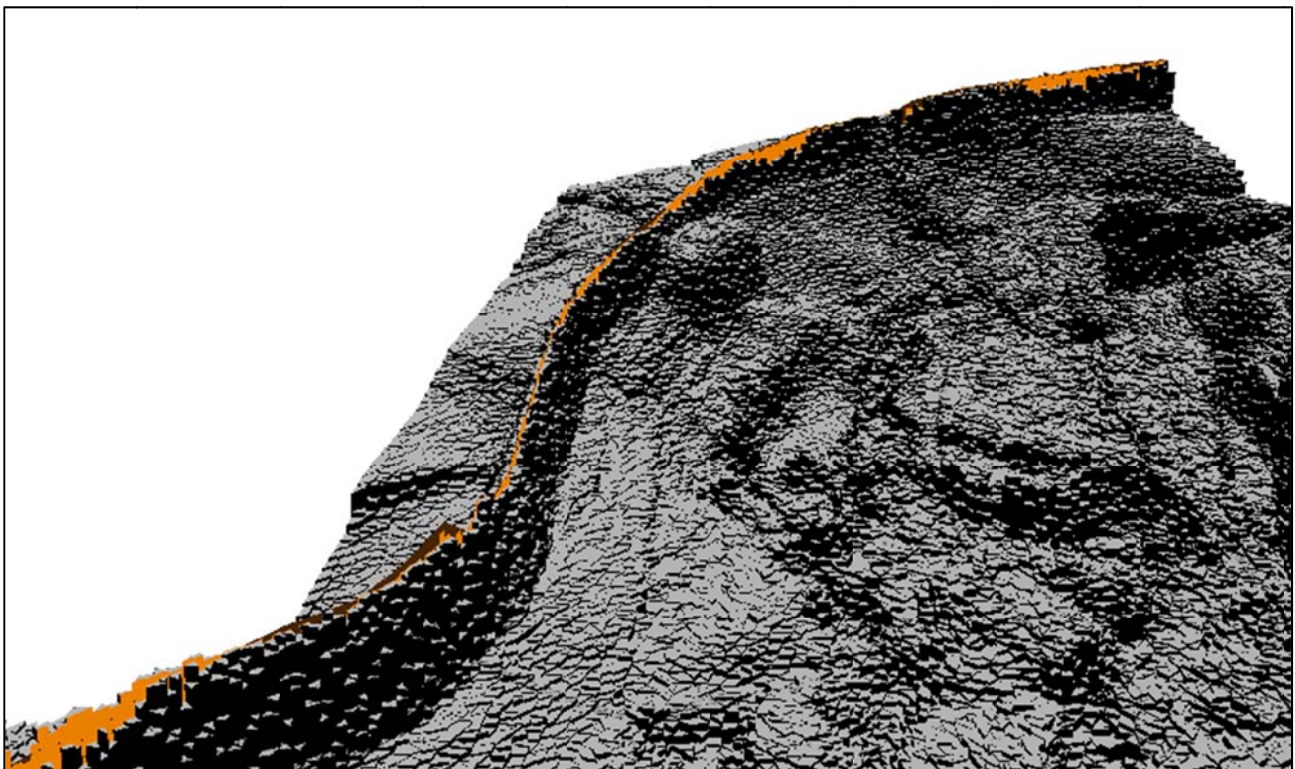


Figura 35 Argine sinistro in arancio 2D base linear structure.

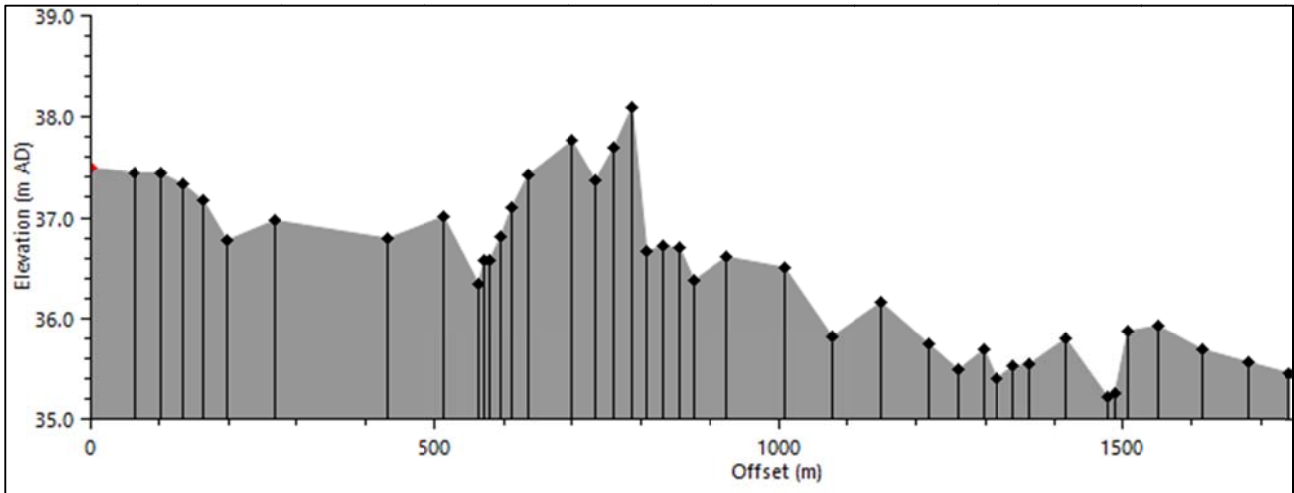


Figura 36 Base linear structure implementata per rappresentare l'argine sinistro nel software Infoworks ICM.

### 6.1.8 Aggiornamento DTM con rilievo topografico

Come già anticipato, nel corso della progettazione in oggetto è stato condotto un rilievo delle sezioni 24 e 25 rispettivamente a valle e a monte del ponte Cintura. Al fine di processare questo aggiornamento, il metodo ritenuto più adatto è stato quello di inserire delle *mesh level zone* andando così a correggere la mesh originaria con le quote x, y e z dei punti disponibili dal rilievo condotto. Si è aggiornato il LIDAR nella zona dell'alveo inciso lasciando invece invariate le quote sulle golene le quali non presentavano differenze apprezzabili.

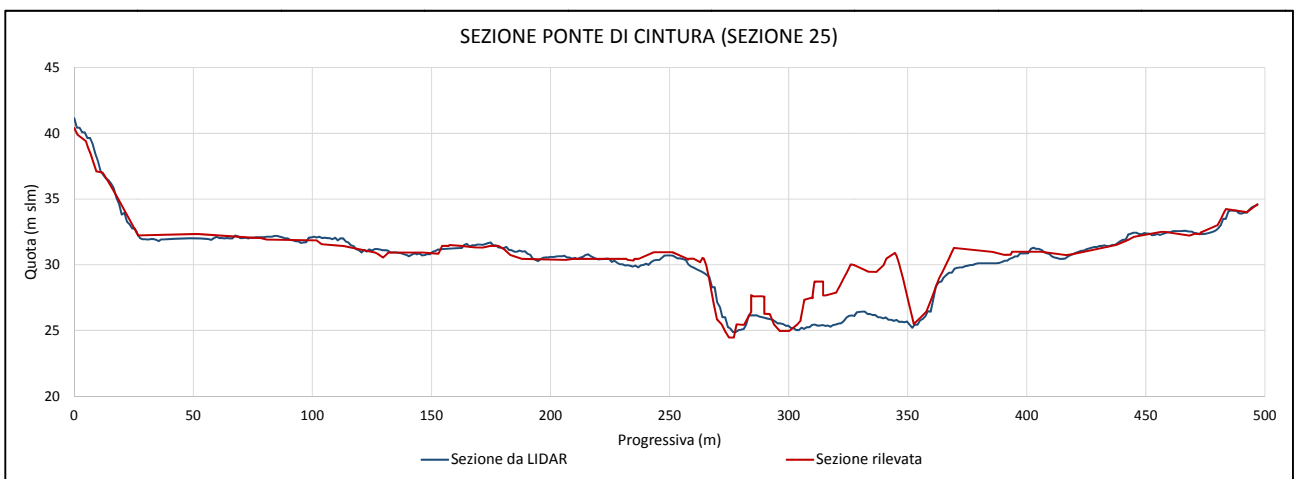


Figura 37 Confronto sezione LIDAR con rilevata.

### 6.1.9 Soglia di progetto

Il progetto prevede la realizzazione di una soglia a protezione dei fenomeni erosivi estesa a tutta la sezione del ponte. La soglia, nella configurazione C, ha estradosso con quota di 26.27 m slm lungo tutta la gaveta. Tale quota è pari a quella del blocco di consolidamento in calcestruzzo oggi presente, mentre in virtù della pendenza nella direzione longitudinale al corso d'acqua la quota di estradosso di monte è posta a 26.42 m slm e quella di valle a 26.12 m slm.

Sulle golene la quota della soglia, fissata alla 28.65 m slm, si mantiene costante fino alle spalle. La soglia in questa parte rimarrà presumibilmente soffolta e quindi non comporta modifiche alla sezione, verrà infatti ricoperta subito dopo la realizzazione ripristinando la configurazione geometrica attuale.

La soglia progettata è stata inserita nel modello idraulico utilizzando l'elemento 2D *Base Linear Structure* (tipo struttura: *wall*; Tipo soglia: *irregular*), in modo da poterli descrivere planimetricamente ed altimetricamente in modo dettagliato.

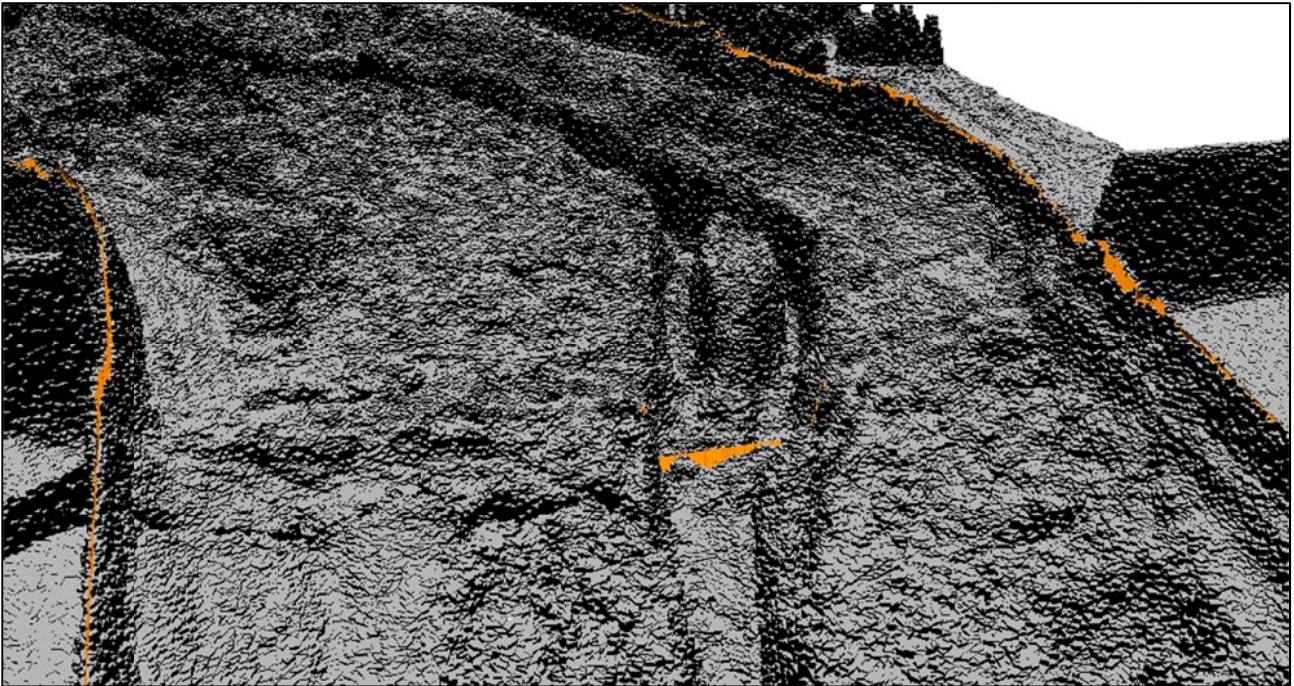


Figura 38 In arancio la soglia in progetto sotto il ponte Cintura inserita nel software Infoworks.



## 7 ANALISI IDRAULICA BIDIMENSIONALE E IMPATTO SULLA DINAMICA DEL FONDO

La modellazione idraulica bidimensionale è stata utilizzata per valutare la possibile evoluzione dell'alveo in condizioni attuali (ante operam) e post operam, verificando se e come l'introduzione della soglia possa modificare l'assetto morfologico.

L'osservazione in loco evidenzia una tendenza evolutiva diversa addirittura opposta tra l'alveo inciso e la golena. Tale differenza viene determinata dalla elevata presenza di vegetazione che ricopre la golena e che induce una significativa scabrezza idraulica e allo stesso tempo una elevata capacità stabilizzante rispetto alla azione erosiva della corrente.

Per l'analisi delle condizioni di inizio del movimento del materiale dell'alveo inciso e della golena è stata utilizzata un'analisi idraulica bidimensionale in base alla quale è possibile calcolare per assegnati idrogrammi livelli, velocità della corrente e relativi sforzi di erosione al fondo.

La distribuzione dello sforzo tangenziale al fondo all'interno del dominio del modello è stata quindi ricostruita a partire dagli output del modello per portate con tempo di ritorno  $T = 3$  anni, ossia la portata considerata formativa,  $T = 25$  anni e  $T = 200$  anni portate di progetto.

La distribuzione spaziale delle velocità e dei relativi sforzi al fondo ed il confronto di questi ultimi con il relativo valore di moto incipiente permette di individuare in quali zone vengono raggiunte le condizioni necessarie al trasporto e quindi soggette a potenziale erosione.

Una prima analisi è stata condotta ipotizzando che lo sforzo di moto incipiente sia dovuto al solo peso delle particelle solide presenti (cfr curve granulometriche) che caratterizzano l'alveo inciso e le aree golenali. L'alveo inciso è caratterizzato da un diametro  $d_{50} = 7.8$  mm mentre la parte golenale è caratterizzata da un materiale assai più fine con  $d_{50}$  assunto pari a 0.7 mm.

La presenza di una fitta vegetazione arborea ed arbustiva nelle aree golenali riduce sostanzialmente il valore dello sforzo tangenziale al fondo, parte del quale viene assorbito dai fusti delle piante. Ciò va a favorire la deposizione dei sedimenti e riduce la capacità di trasporto di fondo agendo quindi in maniera stabilizzante nei confronti di fenomeni erosivi nelle zone in cui è presente. Tale azione stabilizzante è però difficile da quantificare con certezza in quanto dipendente da molti parametri quali la tipologia, la flessibilità, disposizione e densità della vegetazione.

In base a tali considerazioni è stata quindi condotta una seconda analisi che considera indirettamente l'effetto stabilizzante del materiale di fondo sia per effetto della coesione indotta dalle radici sia per effetto dell'azione di ricoprimento che la vegetazione di sottobosco esercita sul materiale di fondo della golena.

L'effetto stabilizzante della vegetazione è stato valutato procedendo a ritroso, ossia individuando l'aliquota dello sforzo tangenziale agente che la vegetazione dovrebbe assorbire affinché non vengano raggiunte le condizioni di moto incipiente nelle aree golenali.

Esprimendo il valore dello sforzo tangenziale al fondo  $\tau$  come:

$$\tau = \tau_{cg} + \tau_{veg}$$

Per tentativi si va ad incrementare il valore di  $\tau_{veg}$  in modo tale che  $\tau_{cg}$ , valore di moto incipiente che è fissato e dipendente dalla granulometria, non venga raggiunto nelle aree golenali. Si ottiene così una sommaria stima dell'ordine di grandezza che lo sforzo esercitato dalla vegetazione dovrebbe assorbire per mantenere le condizioni di stabilità del materiale golenale.

Di seguito si riportano i risultati delle due analisi, in termini di sforzo al fondo, per ciascuna portata di riferimento.

## 7.1 PORTATA CON TEMPO DI RITORNO 3 ANNI

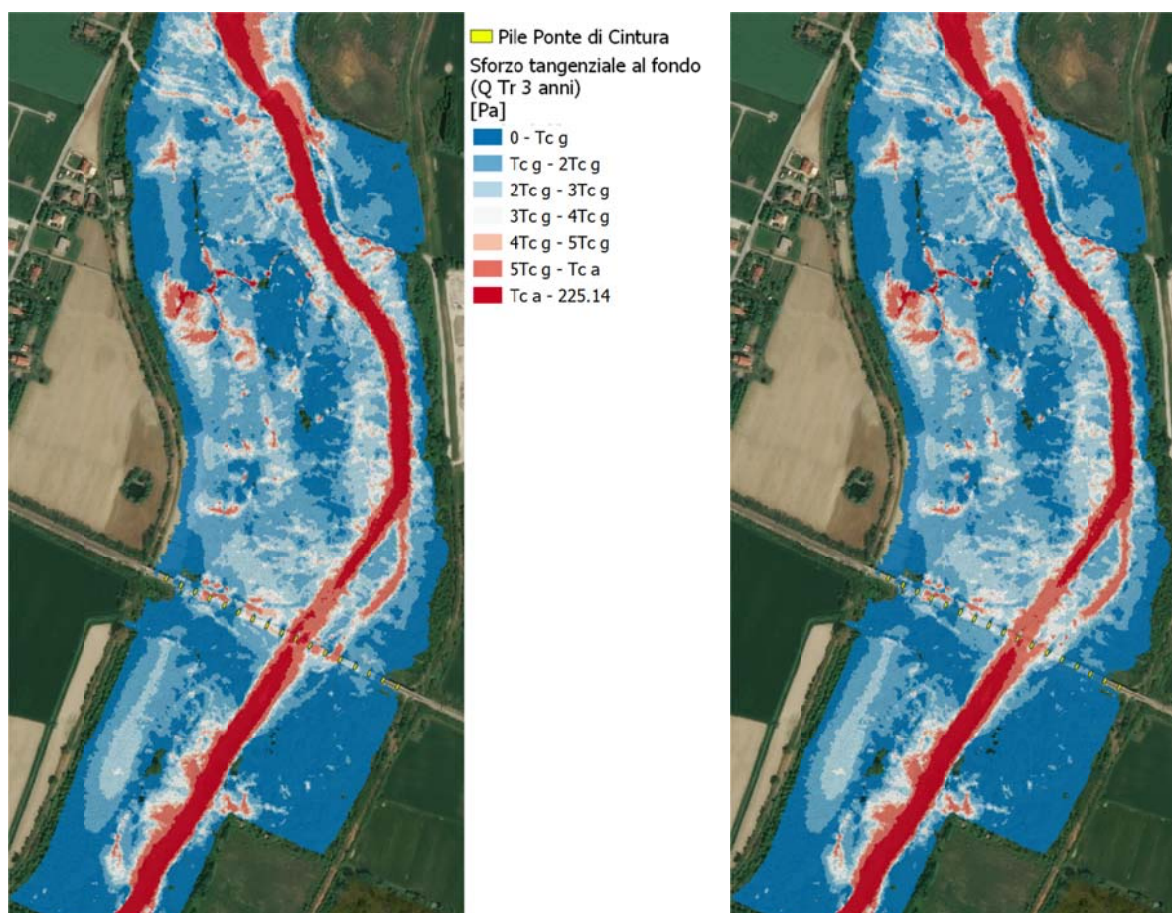


Figura 39 Mappe degli sforzi tangenziali al fondo per lo stato di fatto (sinistra) e stato di progetto (destra), portata con  $T = 3$  anni.

Dalla mappa degli sforzi al fondo nelle due configurazioni ante operam e post operam per la portata con tempo di ritorno  $T=3$  anni si delinea chiaramente la zona di alveo attivo, in rosso, dove vengono superate le condizioni di moto incipiente per il materiale d'alveo  $\tau_{ca}$  pari a  $7.07 Pa$ . Allo stato di fatto si evidenziano anche due zone con le stesse caratteristiche intorno alla pila numero 10, soggetta ad erosione. Nella zona immediatamente a monte e per un breve tratto a valle del ponte si ha una diminuzione dello sforzo tangenziale, al di sotto del valore critico per il materiale d'alveo, indicando quindi la presenza di una zona di deposito in corrispondenza dell'isola tuttora presente.

Nelle aree golenali la classificazione dello sforzo tangenziale segue delle classi con valori multipli del valore di sforzo tangenziale critico per la parte fine della granulometria dell'alveo. Questa scelta è stata giustificata dal fatto che la zona golenale, a differenza dell'alveo inciso, è impostata in materiale fine, quindi più facilmente mobilizzabile dall'azione della corrente. In queste aree inoltre l'effetto stabilizzante nei confronti del trasporto solido dato dalla vegetazione presente non può essere quantificato con certezza. Si è provveduto quindi a classificare gli sforzi in queste zone per multipli del valore di sforzo tangenziale critico  $\tau_{cg}$  pari a  $0.616 Pa$  al fine di avere una semplice valutazione dell'entità del superamento di questo valore soglia.

Nella configurazione ante operam (Figura 39, sinistra) a monte del ponte ferroviario il valore dello sforzo tangenziale nell'area golenale in destra idrografica non raggiunge il valore di moto incipiente, risultando quindi stabile anche in assenza di vegetazione. Nella golenale sinistra si osserva una zona in corrispondenza della sponda sinistra dell'alveo inciso in cui il valore di sforzo supera ampiamente il valore di moto incipiente per il materiale di golenale. È presente un'altra zona, isolata da quest'ultima, in cui il valore di sforzo tangenziale di moto incipiente viene raggiunto, assumendo

valori compresi tra 1 e 3 volte il valore critico. Entrambe queste zone ad oggi risultano densamente vegetate.

Nella zona circostante il ponte di Cintura, nelle aree golenali appena a monte del ponte, lo sforzo tangenziale si mantiene al di sotto del valore critico, per poi aumentare progressivamente spostandosi in direzione di valle evidenziando due aree con valori elevati appena a valle delle pile del ponte.

Nel tratto a valle del ponte lo sforzo tangenziale si attesta su valori compresi tra 2 e 3 volte il valore di moto incipiente, con una zona centrale stabile contrassegnata in blu scuro. Si notano inoltre alcuni punti sparsi con valori elevati di sforzo tangenziale, in corrispondenza di discontinuità del terreno, ma senza soluzione di continuità.

Allo stato di progetto (Figura 39, destra) la stessa analisi mostra per l'alveo inciso in corrispondenza del ponte una redistribuzione degli sforzi al fondo in corrispondenza della gaveta della soglia. Si assiste ad una riduzione dello sforzo tangenziale nella zona dell'alveo inciso a valle del ponte, con valori inferiori al moto incipiente, mentre per la zona in sponda sinistra dell'alveo inciso appena a valle del ponte e la zona in cui è presente l'isola si registra un aumento generalizzato dello sforzo tangenziale i cui effetti si estendono fino a circa metà della stessa. A valle dell'isola la situazione risulta invariata rispetto alla configurazione ante operam.

Per quanto riguarda le aree golenali a monte del ponte si assiste ad un lieve innalzamento dei valori di sforzo tangenziale nella golenale destra mentre la situazione rimane pressoché invariata in sinistra idrografica.

A valle del ponte nell'area golenale si verifica un aumento degli sforzi tangenziali nella zona appena a valle dell'opera, effetto che diviene trascurabile a valle dell'isola. Per meglio visualizzare gli effetti causati dall'introduzione della soglia sulla distribuzione dello sforzo tangenziale al fondo in Figura 40 viene riportata una mappa delle zone in cui si assiste ad una diminuzione (aree in azzurro) o ad un aumento della capacità di trasporto della corrente (aree in rosso).

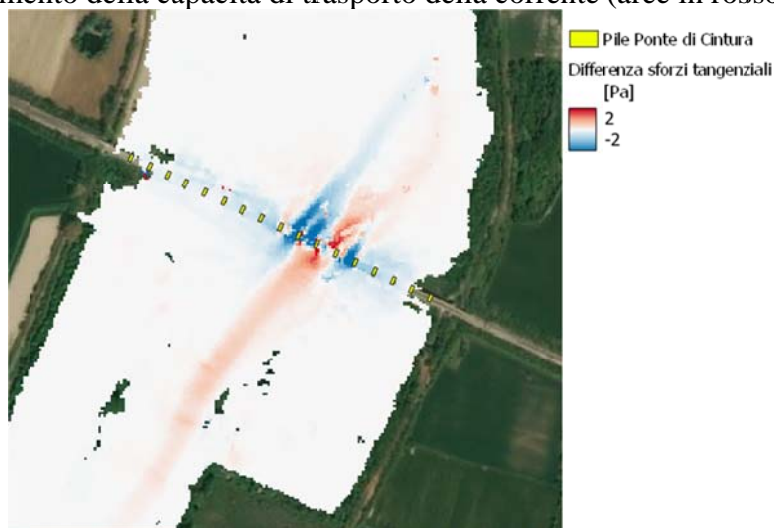


Figura 40 Differenza della distribuzione degli sforzi tangenziali nelle configurazioni post operam e ante operam, portata con T = 3 anni.

Si nota che l'introduzione della soglia determina un abbassamento del valore di sforzo tangenziale nell'alveo di magra a valle del ponte, dovuta alla redistribuzione della portata dell'alveo inciso sull'intera ampiezza della gaveta. Per contro nella zona in cui tuttora è presente l'isola fluviale e il canale secondario che la circonda si assiste ad un aumento dello sforzo tangenziale che avviene anche in corrispondenza della sponda destra dell'alveo inciso a monte del ponte. Nelle campate non interessate dalla presenza della soglia perché reinterrata si ha una lieve diminuzione dello sforzo tangenziale rispetto alla configurazione attuale.



Per quanto riguarda la seconda analisi che valuta l'effetto stabilizzante della vegetazione rispetto all'innescio di fenomeni erosivi, per la portata con tempo di ritorno  $T=3$  anni, risulta in due mappe riportate in Figura 41 per lo stato attuale e lo stato di progetto. Lo sforzo assorbito dalla vegetazione è stato fissato pari a  $\tau_{veg} = 1.85 Pa$ , pari a tre volte il valore di moto incipiente per il materiale golenale, e sufficiente a impedire la mobilitazione del materiale nelle aree golenali.

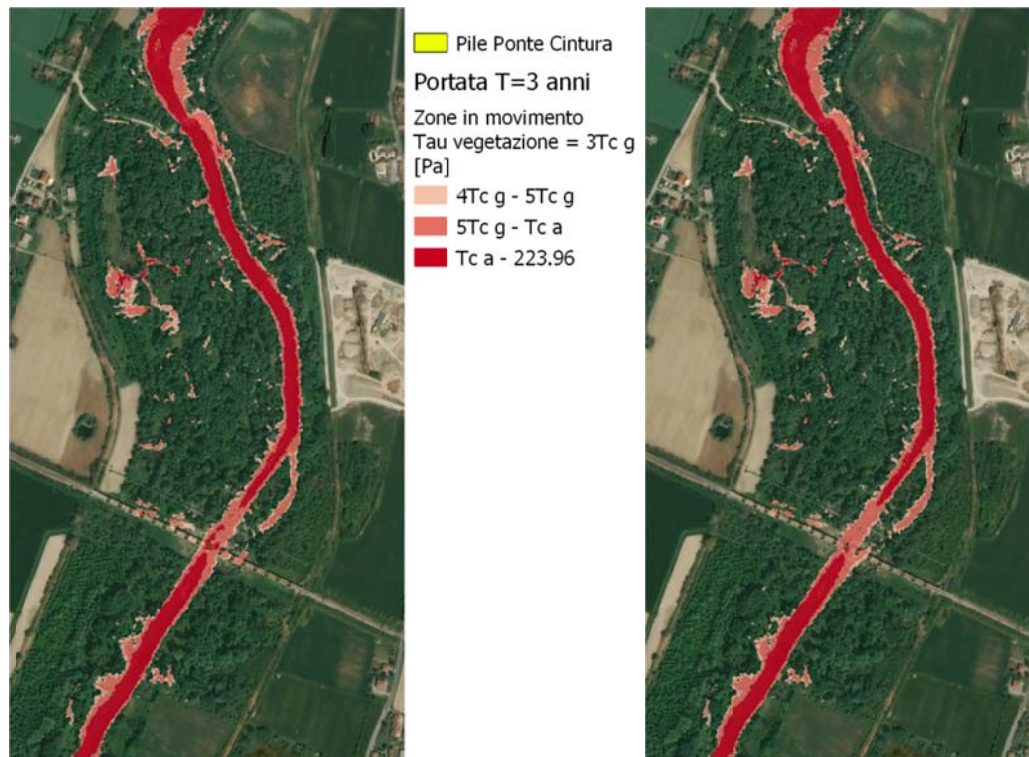


Figura 41 Zone con trasporto solido in presenza di vegetazione con sforzo  $\tau_{veg} = 1.85 Pa$  – portata  $T=3$  anni.

Stato attuale a sinistra e stato di progetto a destra.

## 7.2 PORTATA CON TEMPO DI RITORNO 25 ANNI

Le simulazioni effettuate utilizzando la portata con tempo di ritorno 25 anni,  $1470 m^3/s$ , mostrano risultati analoghi a quelli ottenuti dalle simulazioni con portata con tempo di ritorno triennale. L'aumento della portata transitante determina un aumento generalizzato del valore di sforzo tangenziale al fondo sull'intero dominio che raggiunge nelle aree golenali valori anche 4-5 volte il valore di moto incipiente per il materiale fine (Figura 42). Per quanto concerne l'influenza della costruzione della soglia sulla distribuzione degli sforzi la situazione è analoga a quella riscontrata precedentemente e visibile in Figura 43.

Per quanto concerne lo sforzo potenzialmente esercitato dalla vegetazione le condizioni di stabilità della golenia vengono mantenute ponendo un valore di sforzo  $\tau_{veg} = 3.08 Pa$ , pari a cinque volte il valore di moto incipiente per il materiale golenale. Le zone ancora soggette a trasporto sono riportate in Figura 44 per le configurazioni attuale e post operam.

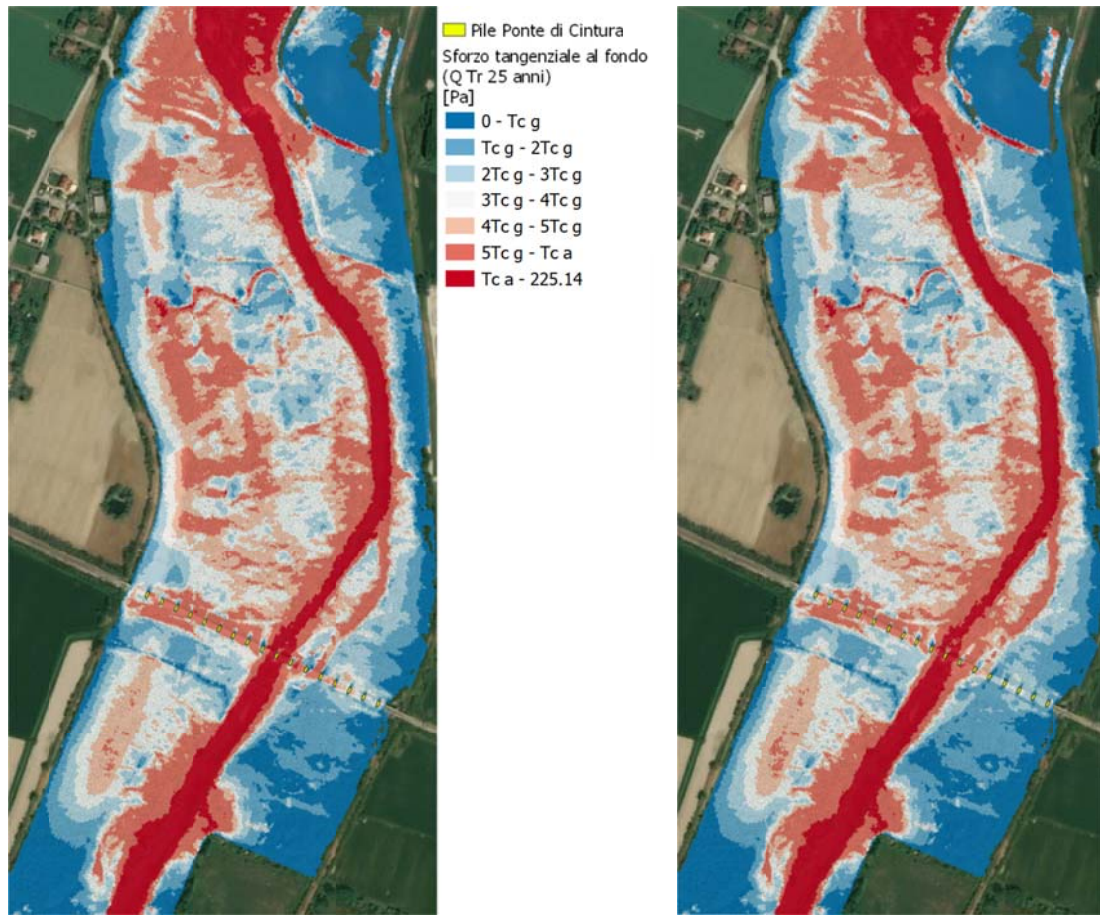


Figura 42 Mappe degli sforzi tangenziali al fondo per lo stato di fatto (sinistra) e stato di progetto (destra), portata con  $T = 25$  anni.

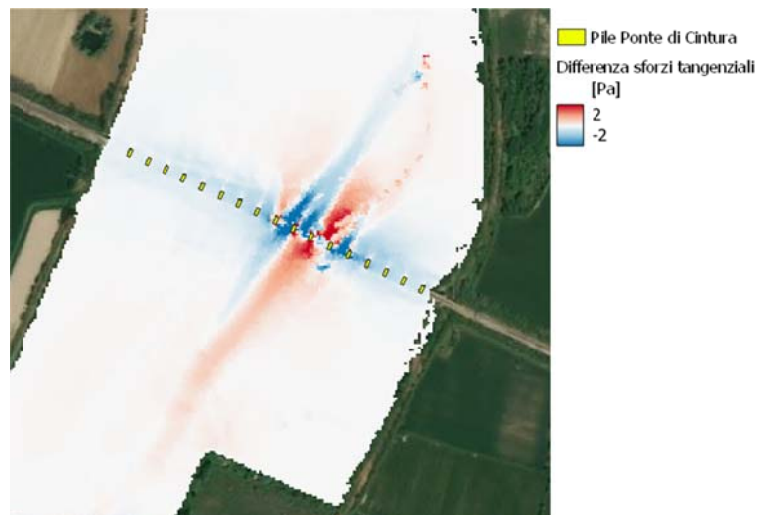


Figura 43 Differenza della distribuzione degli sforzi tangenziali nelle configurazioni post operam e ante operam, portata con  $T = 25$  anni.



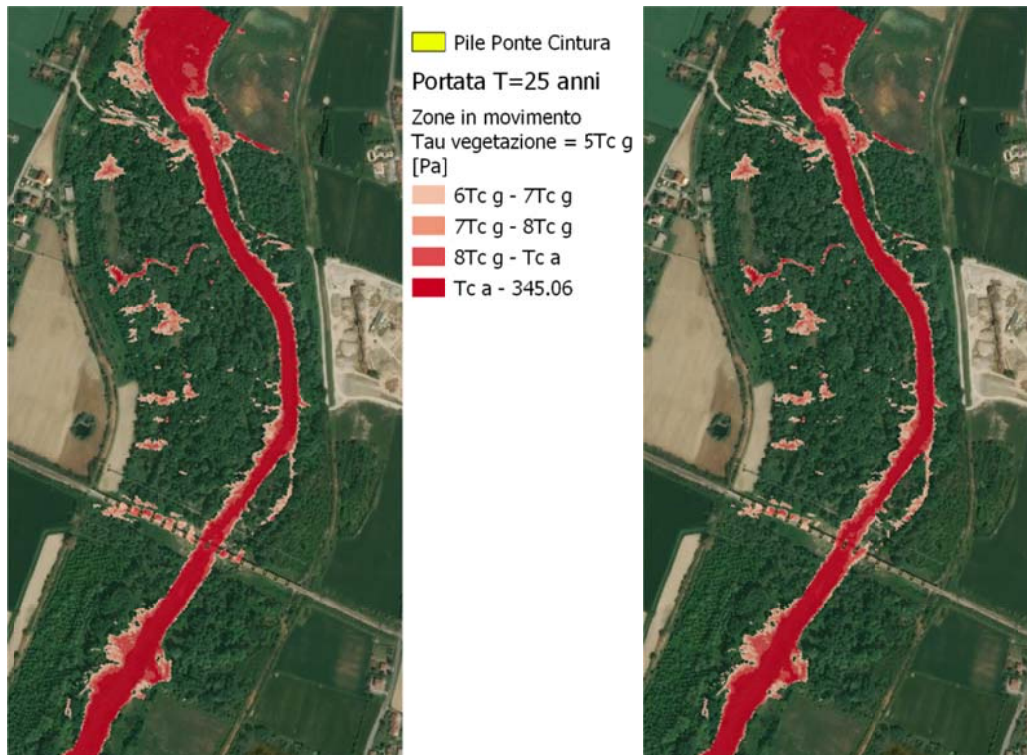


Figura 44 Zone con trasporto solido in presenza di vegetazione con sforzo  $\tau_{veg} = 3.08 \text{ Pa}$  – portata  $T=25$  anni. Stato attuale a sinistra e stato di progetto a destra.

### 7.3 PORTATA CON TEMPO DI RITORNO 200 ANNI

Per le simulazioni con portata con tempo di ritorno duecentennale ( $2232 \text{ m}^3/\text{s}$ ) si nota un ulteriore aumento, sempre generalizzato su tutto il dominio, dello sforzo tangenziale con valori che superano il valore di moto incipiente del materiale d'alveo in maniera definita all'interno dell'alveo inciso. Nelle aree golenali si assiste al raggiungimento di sforzi tangenziali al fondo dell'ordine di 5-6 volte il valore di mobilitazione del materiale fine costituente la golenia.

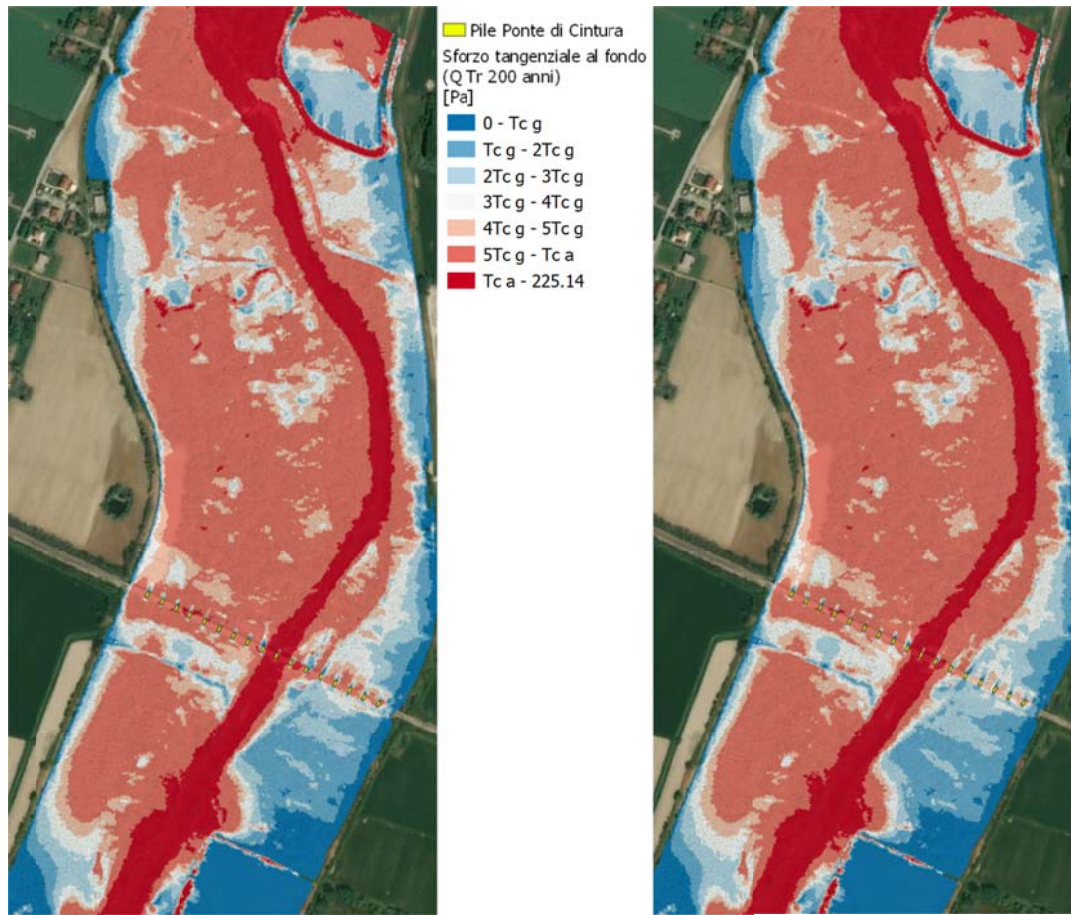


Figura 45 Mappe degli sforzi tangenziali al fondo per lo stato di fatto (sinistra) e stato di progetto (destra), portata con  $T = 200$  anni.

La differenza nella distribuzione degli sforzi tra le configurazioni ante operam e post operam, riportata in Figura 46, risulta analoga a quella ottenuta nelle simulazioni precedenti con la redistribuzione del flusso ottenuta dalla regolarizzazione dell'alveo e dalla rimozione del deposito in corrispondenza delle pile 11 e 12.

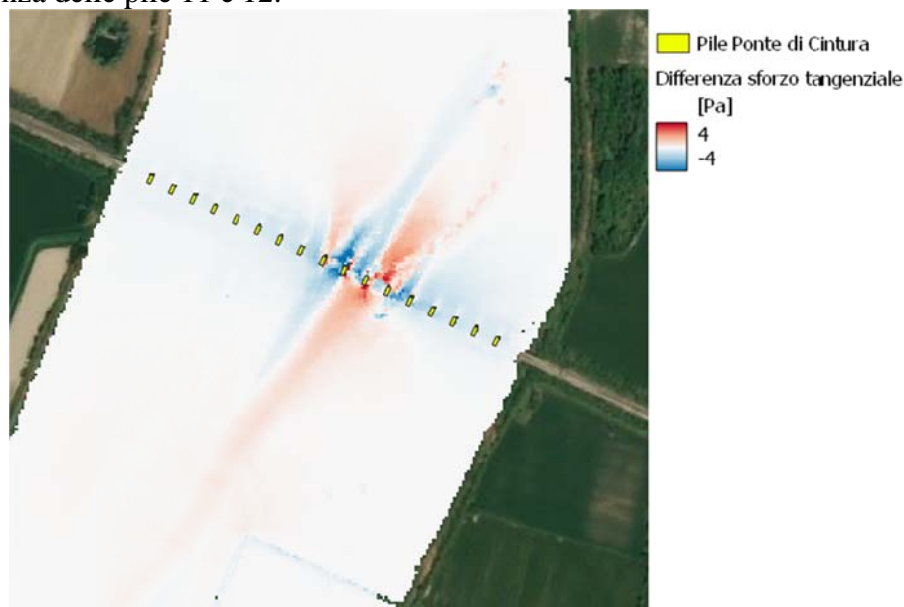


Figura 46 Differenza della distribuzione degli sforzi tangenziali nelle configurazioni post operam e ante operam, portata con  $T = 200$  anni.

Per quanto concerne lo sforzo potenzialmente esercitato dalla vegetazione le condizioni di stabilità della golenia vengono mantenute ponendo un valore di sforzo  $\tau_{veg} = 4.31 \text{ Pa}$ , pari a sette volte il valore di moto incipiente per il materiale golenale. Le zone ancora soggette a trasporto sono riportate in Figura 47Figura 44 per le configurazioni attuale e post operam.

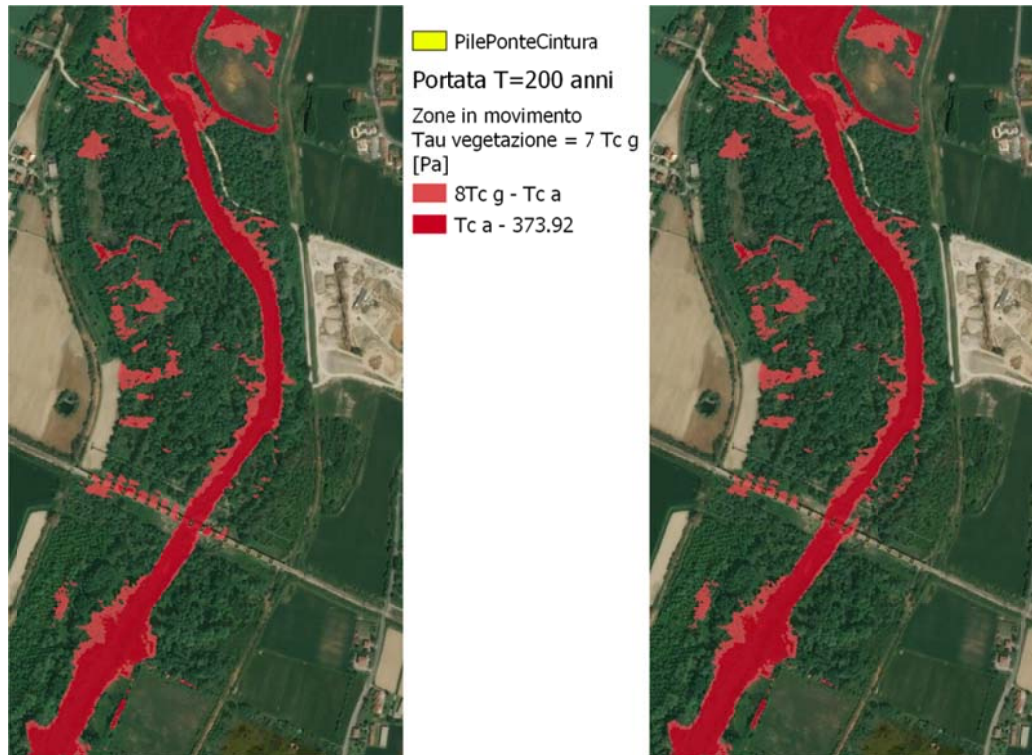


Figura 47 Zone con trasporto solido in presenza di vegetazione con sforzo  $\tau_{veg} = 4.31 \text{ Pa}$  – portata  $T=200$  anni. Stato attuale a sinistra e stato di progetto a destra.

## 8 EFFETTI DELLA SOGLIA SUI PROFILI DI PIENA

Le modifiche all'andamento altimetrico dell'alveo inciso introdotte dal posizionamento della soglia discusse in precedenza potrebbero causare, specialmente a lungo termine, un peggioramento delle condizioni di efficienza idraulica del tratto di fiume interessato dall'intervento a causa dell'innalzamento e della contemporanea diminuzione di pendenza dell'alveo rispetto alla configurazione iniziale. Gli effetti dell'intervento sui profili di piena sono stati valutati in condizioni di moto permanente con l'uso del software di calcolo HEC RAS.

### 8.1 PORTATE DI MODELLAZIONE

La portata di piena di riferimento da assumere per le simulazioni idrauliche è quella con un tempo di ritorno  $T=200$  anni.

Per la taratura del modello idraulico si è proceduto alla simulazione con le portate fornite dall'Autorità di Bacino per tempo di ritorno pari a 25 e 100 anni. In tal modo, considerando i livelli idrici forniti, è stato possibile definire i coefficienti di scabrezza di Manning e le condizioni al contorno di valle. Di seguito le portate utilizzate:

$$Q(T=25 \text{ anni}) = 1470 \text{ mc/s}; Q(T=100 \text{ anni}) = 1970 \text{ mc/s}; Q(T=200 \text{ anni}) = 2232 \text{ mc/s}$$

### 8.2 ANALISI SITUAZIONE ATTUALE

Il modello precedentemente realizzato durante la fase di progettazione, realizzato intorno al ponte di Cintura, è stato esteso sia in direzione di monte che di valle sfruttando le sezioni rilevate dall'autorità di bacino del fiume Po (ex Reno).

Il nuovo modello idraulico comprende il tratto di fiume di lunghezza 1783 m a valle del ponte ferroviario e 2997 m a monte dello stesso, includendo quindi anche l'attraversamento della tangenziale su fiume Reno che avviene a 2062 metri a monte del ponte di Cintura.



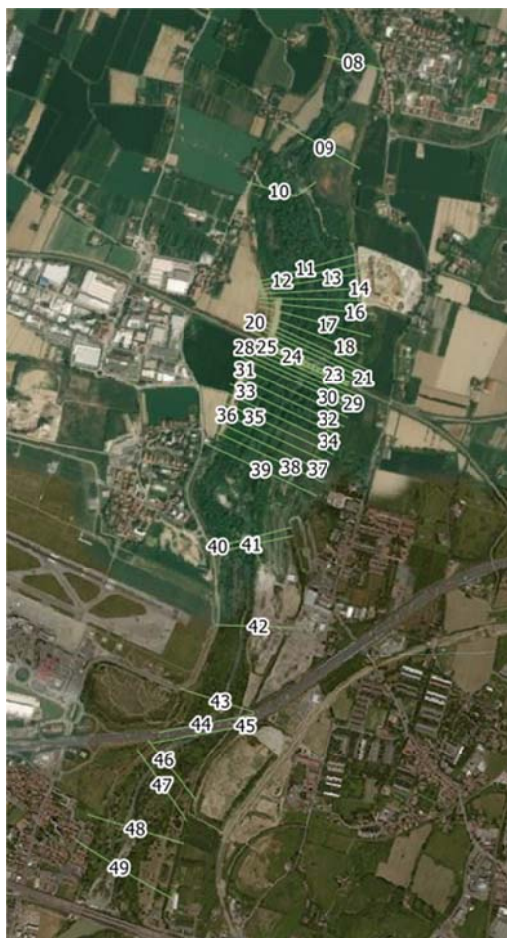


Figura 48 Sezioni utilizzate nel nuovo modello HEC RAS

I valori del coefficiente di scabrezza di Manning ottenuti tramite la calibrazione del modello sui dati dell'Autorità di Bacino sono pari a  $0.044 \text{ s/m}^{1/3}$  per l'alveo inciso e  $0.055 \text{ s/m}^{1/3}$  per le aree golenali. Per il modello di calcolo è stata inserita la *Normal depth* =  $0.00035 \text{ m/m}$  ovvero l'altezza del pelo libero relativa al moto uniforme come condizione al contorno di valle.



## 8.3 RISULTATI ANALISI ANTE OPERAM

### 8.3.1 Profili di moto permanente per tempo di ritorno 25 anni

Tabella 14 Profili di moto permanente ricostruiti con HEC RAS – Ante Operam– Portata T = 25 anni

Sezione	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
49	29.27	36.82	33.78	37.01	2.05	869.34	240.73	0.28
48	28.39	36.64	34.41	36.81	2.19	1001.26	343.55	0.28
47	27.78	36.31	34.14	36.49	2.24	934.34	257.19	0.29
46	27.43	36.14	33.74	36.39	2.44	788.35	210.39	0.31
45	28.3	35.71	33.67	36.07	3.37	652.9	200.73	0.41
44.5 BR U	28.3	35.71	33.59	36.05	3.26	652.99	163.55	0.3
44.5 BR D	28.3	35.56	33.59	35.92	3.38	627.56	160.92	0.32
44	28.3	35.5	33.66	35.9	3.54	618.83	197.23	0.44
43	27.87	35.52	32.76	35.68	1.95	904.36	212.93	0.26
42	25.45	34.63	33.06	35.2	3.82	523.28	157.69	0.45
41	26.84	34.24	31.14	34.35	2.03	1143.76	340.59	0.27
40	27	34.23	31	34.31	1.94	1183.03	340.59	0.23
39	25.5	34.03	30.24	34.08	1.28	1748.48	426.7	0.15
38	25.5	33.95	31.34	34.05	1.88	1314.14	417.03	0.23
37	25.34	33.85	32.18	34.01	2.31	1134.65	427.74	0.28
36	25.5	33.72	31.98	33.94	2.61	973.32	440.41	0.33
35	25.94	33.28	32.67	33.81	3.91	611.91	315.14	0.53
34	25.5	33.27	31.89	33.63	3.19	795.33	415.27	0.41
33	25.13	33.37	31.02	33.5	2.04	1204.87	444.49	0.27
32	25.5	33.24	32.3	33.44	2.54	998.64	445.67	0.35
31	25.5	33.21	31.81	33.36	2.19	1125.57	450	0.29
30	25.5	33.2	30.48	33.31	1.81	1288.4	456.74	0.23
29	25.5	33.2	30.76	33.29	1.67	1381	456.47	0.22
28	25.5	33.2	30.47	33.28	1.57	1497.29	457.95	0.2
27	25.5	33.18	28.85	33.26	1.43	1429.38	465.83	0.18
26	25	33.17	28.84	33.26	1.46	1447.65	461.43	0.18
25	24.46	33.08	30.33	33.25	2.06	1052.08	456.09	0.28
24.5 BR U	24.46	33.09	30.33	33.24	1.96	1019.54	387.34	0.18
24.5 BR D	23.96	33.07	30.16	33.23	2.05	1016.3	384.53	0.19
24	23.96	33.06	30.16	33.23	2.07	1050.7	454.9	0.27
23	25	33.11	28.76	33.2	1.53	1368.79	463.97	0.19
22	25	33.11	28.82	33.19	1.46	1479.56	472.63	0.18
21	25	33.11	28.94	33.18	1.33	1611.41	478.71	0.17
20	24.64	33.11	30.4	33.17	1.34	1584.99	483.18	0.18
19	25	33.09	30.83	33.16	1.44	1467.16	480.81	0.2
18	24.5	33.07	30.9	33.13	1.42	1468.54	470.48	0.2
17	24	33.03	30.31	33.1	1.52	1552.15	457.14	0.19
16	24	32.97	31.07	33.07	1.92	1317.5	432.3	0.24
15	24.77	32.97	30.72	33.05	1.72	1394.36	429.29	0.22
14	24.22	32.95	30.73	33.03	1.74	1458.66	447.41	0.21
13	24	32.94	30.14	33.01	1.54	1627.39	460.05	0.18
12	24	32.92	30.28	33	1.71	1498.94	468.16	0.21
11	24	32.9	29.85	32.98	1.7	1534.04	478.54	0.2
10	26.6	32.76	29.26	32.81	1.32	1541.4	339.82	0.17
9	22.13	32.6	29.1	32.69	1.78	1457.01	393.74	0.19
8	21.55	32.41	28.02	32.52	1.83	1229.94	243.81	0.19

### 8.3.2 Profili di moto permanente per tempo di ritorno 100 anni

Tabella 15 Profili di moto permanente ricostruiti con HEC RAS – Ante Operam– Portata T = 100 anni

Sezione	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
49	29.27	37.7	34.46	37.92	2.24	1085.87	249.17	0.28
48	28.39	37.55	34.9	37.72	2.25	1326.17	369.57	0.27
47	27.78	37.24	34.59	37.44	2.41	1186.05	286.61	0.29
46	27.43	37.06	34.44	37.34	2.65	986.85	222.27	0.32
45	28.3	36.57	34.17	37.01	3.84	803.95	232.62	0.44
44.5 BR U	28.3	36.59	34.2	36.98	3.6	807.1	190.65	0.31
44.5 BR D	28.3	36.42	34.19	36.85	3.72	775.91	186.25	0.32
44	28.3	36.34	34.17	36.82	4.02	760.02	225.21	0.47
43	27.87	36.38	33.25	36.58	2.19	1107.71	252.34	0.27
42	25.45	35.31	33.75	36.05	4.45	644.83	196.36	0.5
41	26.84	34.98	32.05	35.11	2.19	1403.02	353.44	0.28
40	27	34.98	31.82	35.08	2.06	1442.54	353.44	0.24
39	25.5	34.78	30.77	34.84	1.44	2072.29	438.74	0.16
38	25.5	34.7	31.83	34.81	2	1635.45	433.93	0.23
37	25.34	34.62	32.67	34.77	2.35	1468.99	441.14	0.27
36	25.5	34.53	32.87	34.72	2.55	1331.55	447.66	0.31
35	25.94	34.28	33.28	34.63	3.42	1013.58	449.2	0.43
34	25.5	34.28	32.74	34.52	2.87	1232.84	455.28	0.34
33	25.13	34.33	31.33	34.44	1.96	1640.06	461.39	0.24
32	25.5	34.25	32.65	34.4	2.27	1463.86	469.47	0.29
31	25.5	34.23	32.27	34.35	2.03	1598.37	473.15	0.25
30	25.5	34.22	31.47	34.32	1.76	1763.79	476.83	0.21
29	25.5	34.22	31.34	34.3	1.66	1855.54	482.11	0.2
28	25.5	34.21	31.34	34.29	1.58	1971.49	477.53	0.18
27	25.5	34.2	29.48	34.28	1.47	1911.54	485.94	0.17
26	25	34.19	29.48	34.27	1.5	1922.35	473.73	0.17
25	24.46	34.13	31.68	34.26	1.94	1493.51	468.1	0.24
24.5 BR U	24.46	34.14	31.63	34.26	1.86	1426.4	396.4	0.16
24.5 BR D	23.96	34.11	31.48	34.25	1.98	1422.72	400.31	0.17
24	23.96	34.12	31.42	34.25	1.96	1493.51	473.89	0.24
23	25	34.15	29.43	34.24	1.55	1854.21	478.84	0.18
22	25	34.15	29.54	34.22	1.47	1973.35	479.24	0.17
21	25	34.15	29.6	34.21	1.36	2118.52	491.62	0.16
20	24.64	34.15	30.9	34.2	1.34	2092.1	491.48	0.16
19	25	34.13	31.24	34.2	1.41	1978.12	494.12	0.18
18	24.5	34.12	31.28	34.18	1.39	1971.29	487.6	0.18
17	24	34.09	30.95	34.16	1.51	2041.69	468.76	0.17
16	24	34.05	31.46	34.13	1.82	1790.89	442.83	0.21
15	24.77	34.04	30.94	34.12	1.66	1869.14	450.48	0.19
14	24.22	34.03	31.24	34.1	1.68	1944.57	451.27	0.19
13	24	34.03	30.36	34.09	1.52	2127.71	464.09	0.16
12	24	34.01	30.94	34.08	1.64	2012.23	474.1	0.18
11	24	34	30.88	34.07	1.63	2061.3	483.7	0.18
10	26.6	33.87	29.57	33.93	1.4	1920.6	343.55	0.17
9	22.13	33.74	29.77	33.83	1.77	1910.44	398.12	0.18
8	21.55	33.55	28.98	33.67	1.97	1509.6	248.01	0.19

### 8.3.3 Profili di moto permanente per tempo di ritorno 200 anni

Tabella 16 Profili di moto permanente ricostruiti con HEC RAS – Ante Operam– Portata T = 200 anni

Sezione	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
49	29.27	38.09	34.90	38.33	2.35	1185.32	262.61	0.29
48	28.39	37.95	35.14	38.13	2.32	1478.49	387.40	0.27
47	27.78	37.65	34.79	37.86	2.53	1310.85	324.65	0.30
46	27.43	37.46	34.68	37.76	2.77	1077.49	234.53	0.32
45	28.30	36.94	34.60	37.42	4.05	875.59	244.93	0.46
44.5 BR U	28.30	36.96	34.49	37.39	3.77	879.57	198.20	0.31
44.5 BR D	28.30	36.79	34.49	37.25	3.91	845.68	195.13	0.33
44	28.30	36.69	34.69	37.22	4.24	826.58	235.34	0.49
43	27.87	36.75	33.48	36.97	2.30	1201.52	260.20	0.28
42	25.45	35.62	34.08	36.41	4.66	707.60	208.18	0.51
41	26.84	35.38	32.23	35.51	2.22	1542.40	354.92	0.27
40	27.00	35.37	31.98	35.48	2.08	1582.09	354.92	0.23
39	25.50	35.19	30.96	35.26	1.49	2252.97	445.16	0.17
38	25.50	35.11	31.99	35.22	2.02	1815.73	439.57	0.23
37	25.34	35.04	32.86	35.19	2.34	1656.82	446.33	0.26
36	25.50	34.97	33.16	35.14	2.49	1528.64	452.29	0.29
35	25.94	34.79	33.54	35.07	3.17	1242.99	453.73	0.38
34	25.50	34.78	32.96	34.99	2.72	1463.83	462.45	0.31
33	25.13	34.82	32.24	34.92	1.92	1866.25	465.16	0.23
32	25.50	34.76	32.80	34.88	2.17	1701.68	472.19	0.26
31	25.50	34.74	32.43	34.85	1.97	1839.25	476.44	0.23
30	25.50	34.73	31.70	34.82	1.74	2006.44	479.97	0.20
29	25.50	34.72	31.50	34.80	1.64	2100.77	484.50	0.19
28	25.50	34.72	31.48	34.79	1.57	2214.82	482.16	0.18
27	25.50	34.70	29.81	34.78	1.47	2158.99	487.72	0.17
26	25.00	34.70	29.80	34.78	1.51	2163.94	477.71	0.17
25	24.46	34.65	31.95	34.77	1.91	1717.24	476.16	0.23
24.5 BR U	24.46	34.65	31.88	34.77	1.82	1632.18	400.49	0.15
24.5 BR D	23.96	34.63	31.79	34.76	1.96	1629.34	400.67	0.16
24	23.96	34.64	31.80	34.76	1.91	1719.70	477.71	0.22
23	25.00	34.66	29.77	34.75	1.56	2102.00	485.68	0.17
22	25.00	34.66	29.89	34.74	1.48	2220.78	489.67	0.17
21	25.00	34.66	30.46	34.72	1.37	2371.10	493.45	0.15
20	24.64	34.66	31.09	34.72	1.34	2345.05	494.39	0.16
19	25.00	34.65	31.39	34.71	1.40	2233.04	495.78	0.17
18	24.50	34.63	31.44	34.69	1.38	2224.21	491.02	0.17
17	24.00	34.61	31.17	34.68	1.51	2285.18	469.68	0.17
16	24.00	34.57	31.74	34.65	1.79	2023.51	444.50	0.20
15	24.77	34.57	31.32	34.64	1.65	2105.61	451.57	0.19
14	24.22	34.56	31.39	34.63	1.66	2182.58	455.38	0.18
13	24.00	34.55	30.93	34.61	1.52	2372.28	465.51	0.16
12	24.00	34.54	31.21	34.60	1.62	2263.37	475.74	0.18
11	24.00	34.53	31.21	34.59	1.61	2318.35	486.05	0.17
10	26.60	34.40	29.73	34.47	1.44	2104.63	345.34	0.17
9	22.13	34.29	30.39	34.37	1.77	2128.23	400.08	0.17
8	21.55	34.09	29.46	34.22	2.03	1644.53	250.01	0.19

Dalle verifiche eseguite nel tratto di studio emerge che un evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni risulta ampiamente contenuto all'interno dell'alveo.

In particolare considerata la portata con tempo di ritorno di 200 anni come portata di progetto, si riscontra il rispetto del franco minimo tra la quota idrometrica relativa alla piena e la quota di intradosso del ponte ferroviario e del ponte della tangenziale, che deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore ad 1.0 m per almeno 2/3 della luce nel caso del ponte ferroviario in quanto ponte ad archi (§3.3.1 della direttiva "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce «A» e «B» - Norme di Attuazione PAF", AdBPo).

Tabella 17 Franco idraulico al ponte di Cintura per Q T = 200 anni.

liv. idr. 200 (m)	h chiave arcate esterno (m)	h chiave arcate centro ponte (m)	franco esterno (m)	franco centro (m)
34.7	40.3	40.7	5.60	6.00

Tabella 18 Franco idraulico al ponte della tangenziale per Q T = 200 anni.

liv. idr. 200 (m)	h intradosso esterno (m)	h intradosso centro ponte (m)	franco esterno (m)	franco centro (m)
37.19	39.64	40.12	2.45	2.93

#### 8.4 DETTAGLI ANALISI POST OPERAM E A LUNGO TERMINE

Per lo stato Post Operam è stato analizzato il medesimo tratto di alveo, come nello stato Ante Operam. Si ricordano le modifiche alle sezioni in corrispondenza del ponte di Cintura, sia a monte che a valle, per modellare la rampa di accompagnamento alla soglia e lo scivolo a valle di quest'ultima.

Le modifiche effettuate sono le seguenti:

1. Inserimento di sezioni **n. 26.6** e **n. 26.4** tra le sezioni n.27 e n.26. Tali sezioni descrivono l'andamento della rampa di accompagnamento alla soglia di nuova costruzione. Il coefficiente di scabrezza adottato per la rampa in massi lapidei di grandi dimensioni è di  $0.05 \text{ s/m}^{-1/3}$ ;
2. Modifica delle sezioni **n. 26, 25, 24, 23**. Queste sezioni descrivono la soglia in C.A. fondata su pali di nuova costruzione. In queste sezioni è stato alzato e regolarizzato il fondo. Inoltre è stato modificato il coefficiente di scabrezza pari a  $0.02 \text{ s/m}^{-1/3}$  (per calcestruzzo);
3. Inserimento della sezione **n. 22.5** tra le sezioni n.23 e n.22, che descrive la fine dello scivolo in massi ciclopici. Anche per questo tratto è stato utilizzato un coefficiente di scabrezza di  $0.05 \text{ s/m}^{-1/3}$ ;
4. Inserimento della sezione **n. 21.7** seguente la sezione n.22, che descrive la fine del rivestimento in RIPRAP in massi ciclopici. Tale tratto risulta in piano e riaccordato con l'attuale fondo alveo. Anche per questo tratto è stato utilizzato un coefficiente di scabrezza di  $0.05 \text{ s/m}^{-1/3}$ ;

In base alle alternative di progetto della soglia, con diverse quote di estradosso, le sezioni dalla **26.4** alla **23** sono state traslate verticalmente fino al raggiungimento della quota desiderata. Le sezioni **26.6**, che rappresenta l'inizio della rampa di accompagnamento, **22.5** e **21.7** che rappresentano rispettivamente la fine dello scivolo in massi ciclopici e la fine del rivestimento in RIPRAP a valle sono rimaste inalterate.

Con questa geometria sono state eseguite le simulazioni idrauliche nelle condizioni post operam a breve termine.

Per la ricostruzione dei profili di piena nella configurazione a lungo termine, ossia con la zona a monte della soglia occupata dal materiale depositato, le sezioni di monte sono state modificate utilizzando il tool *Cross section fixed sediment elevation*. La zona a monte della soglia viene quindi “riempita” da un volume di sedimenti procedendo verso monte con pendenza di equilibrio fino all’intersezione con l’alveo originale. Il profilo altimetrico del fondo alveo e una vista tridimensionale della zona d’alveo inciso occupata dal deposito sono riportate in Figura 49 e Figura 50 rispettivamente.

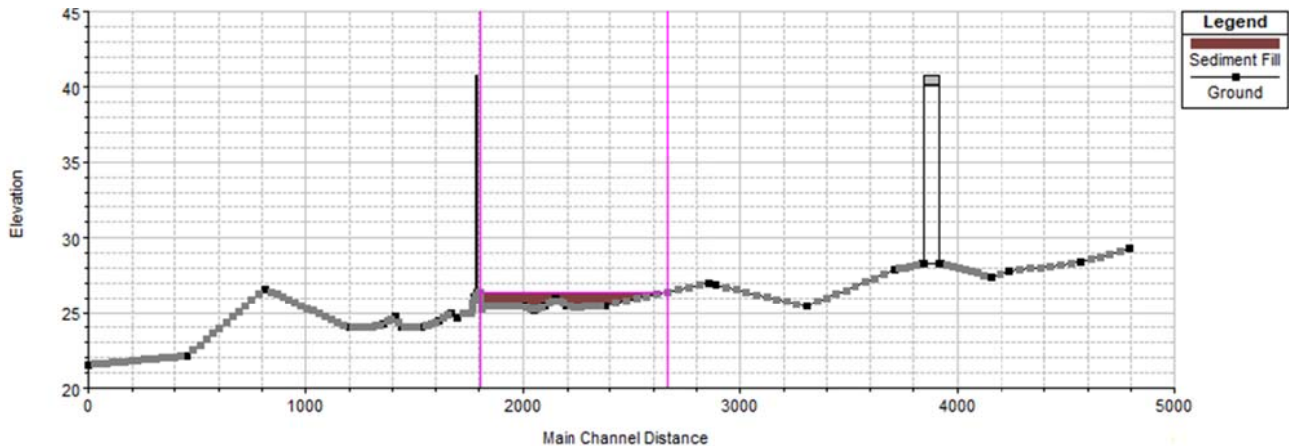


Figura 49 Profilo longitudinale del corso d'acqua nella configurazione c a lungo termine nel modello HEC RAS

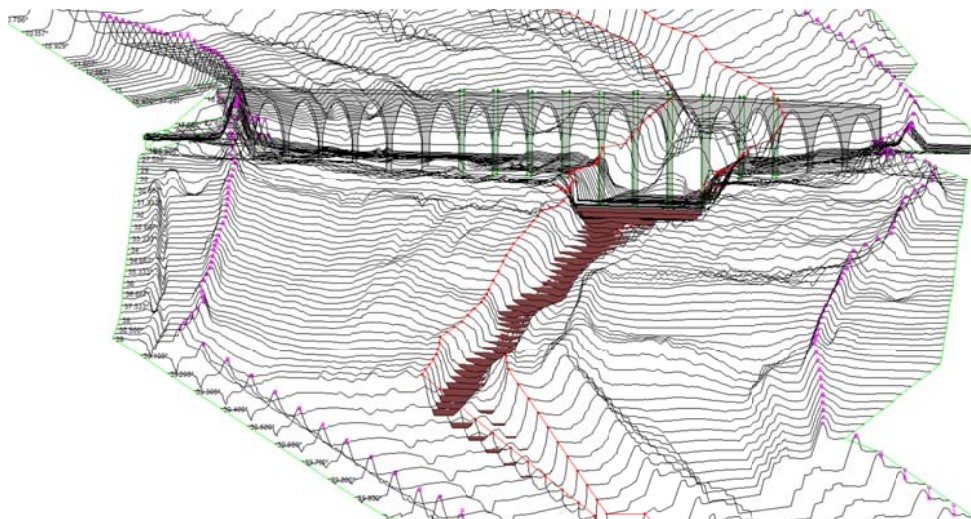


Figura 50 Vista tridimensionale del tratto di alveo occupato dal deposito a monte della soglia nel modello HEC RAS.

## 8.5 RISULTATI ANALISI POST OPERAM E A LUNGO TERMINE

Nel presente paragrafo vengono illustrati i risultati delle simulazioni eseguite in configurazione post operam a breve termine e a lungo termine, ossia dopo il raggiungimento da parte dell’alveo della pendenza di equilibrio. Verranno quindi confrontati i valori di franco idraulico del ponte di Cintura e del ponte della tangenziale per la portata con tempo di ritorno duecentennale per le diverse alternative di progetto.

Nei paragrafi seguenti verranno riportati i profili di moto permanente, ottenuti con il software HEC RAS, per le diverse alternative di progetto testate. Per le tabelle descrittive corrispondenti si rimanda all’**Error! Reference source not found.**



### 8.5.1 Profili di moto permanente per tempo di ritorno 25 anni

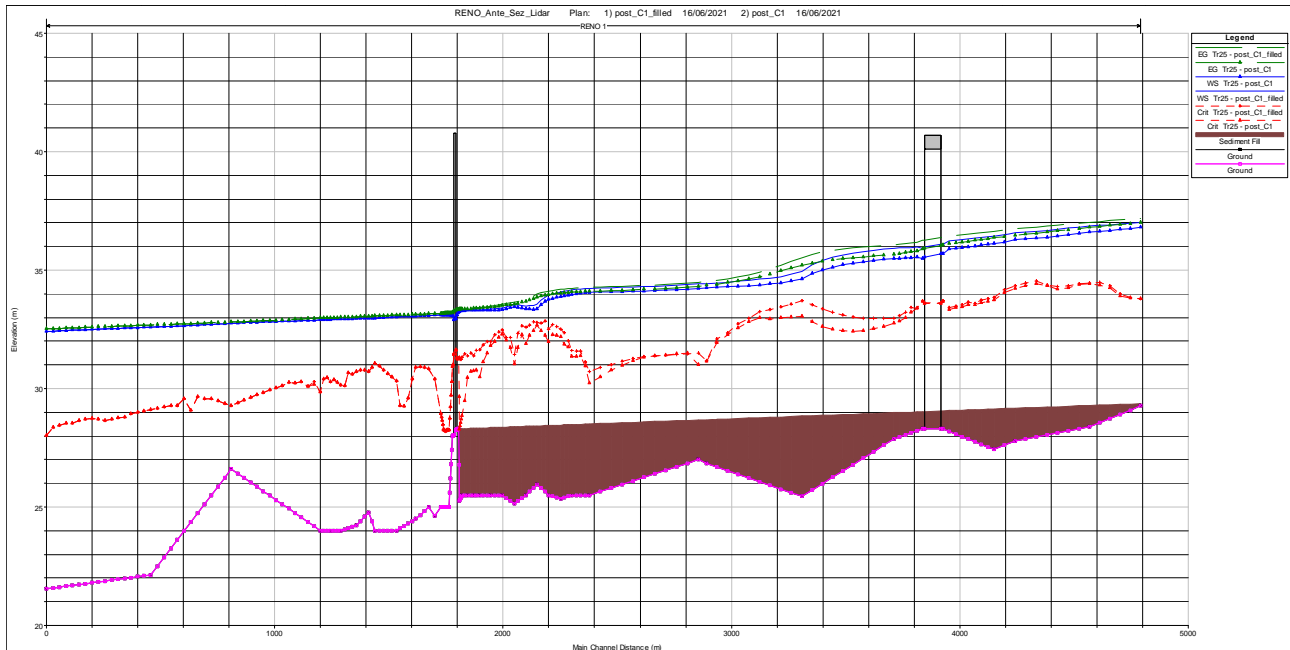


Figura 51 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione a -  $Q T = 25$  anni.

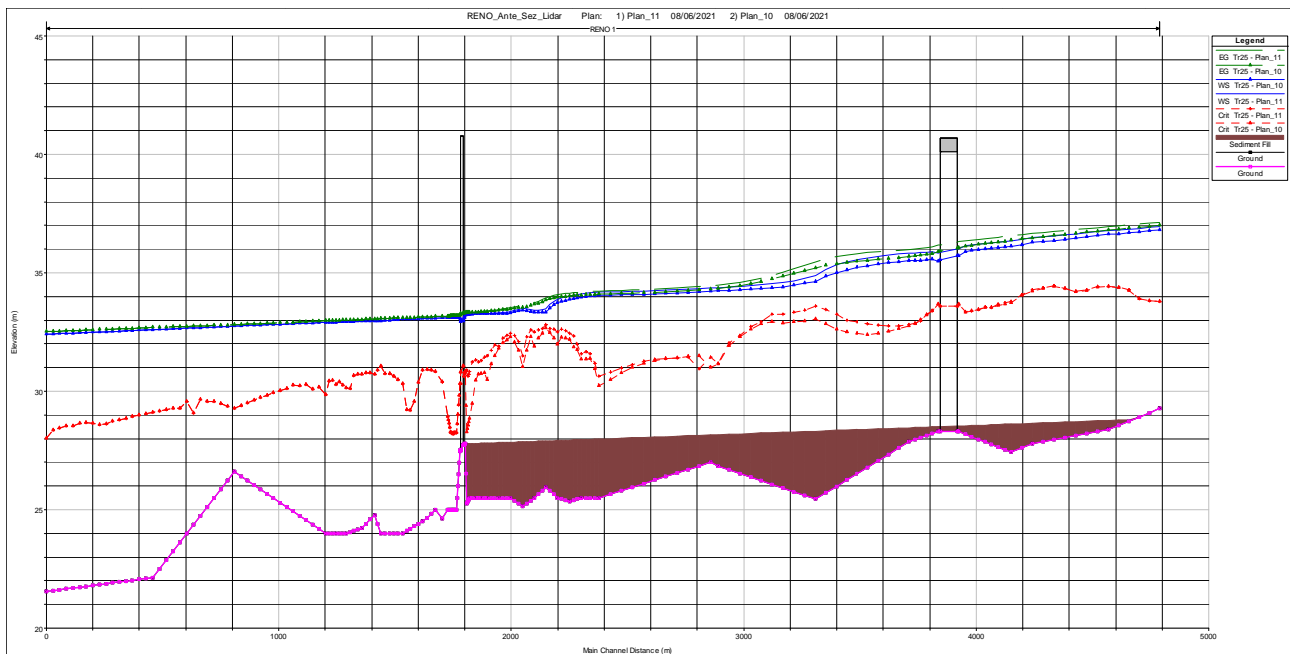


Figura 52 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione b -  $Q T = 25$  anni.

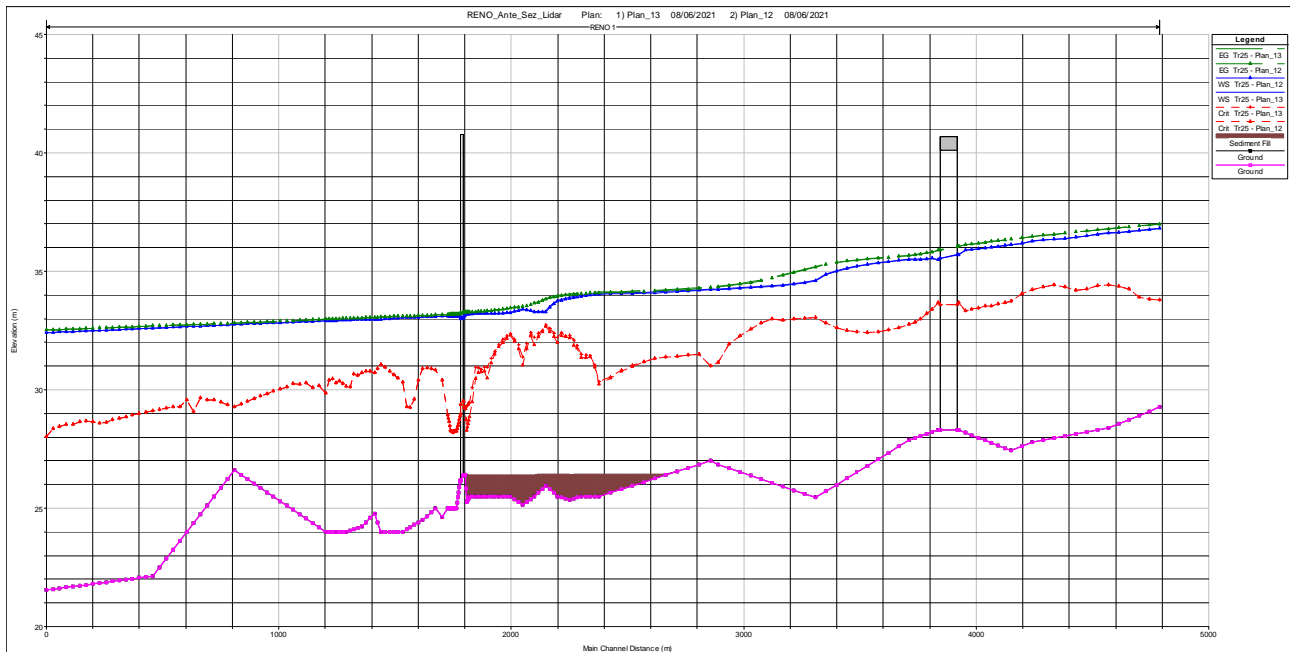


Figura 53 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione c -  $Q T = 25$  anni.

## 8.5.2 Profili di moto permanente per tempo di ritorno 100 anni

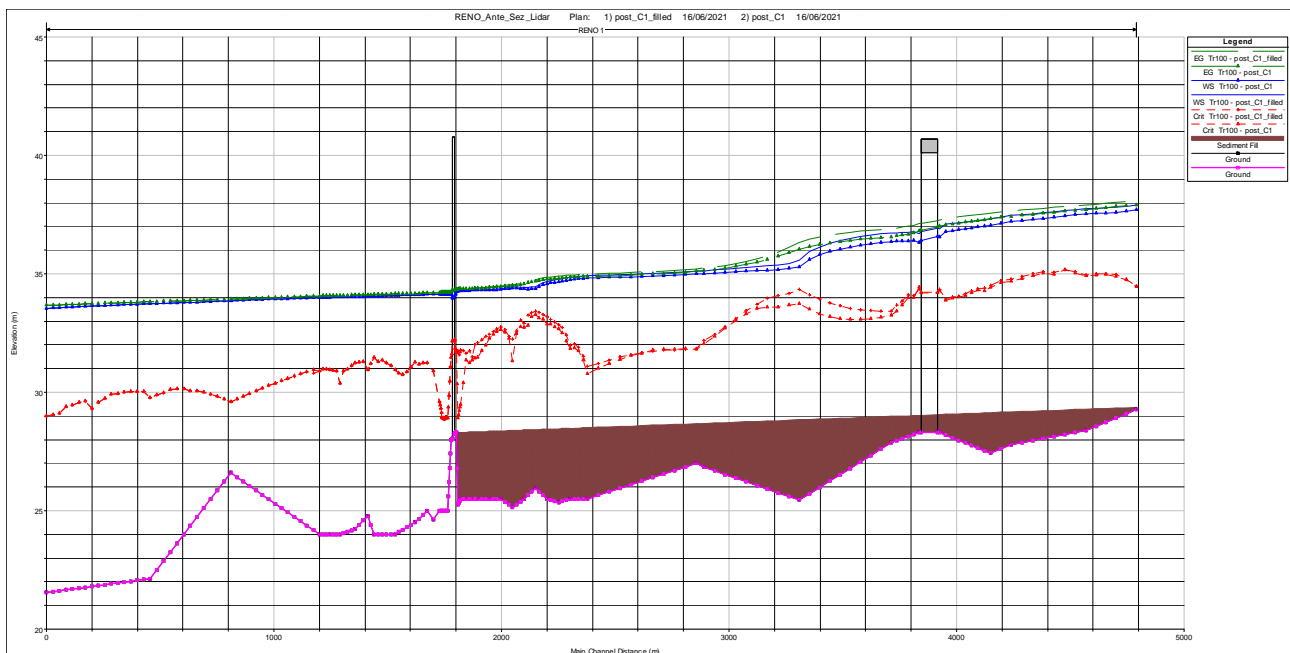


Figura 54 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione a -  $Q T = 100$  anni.

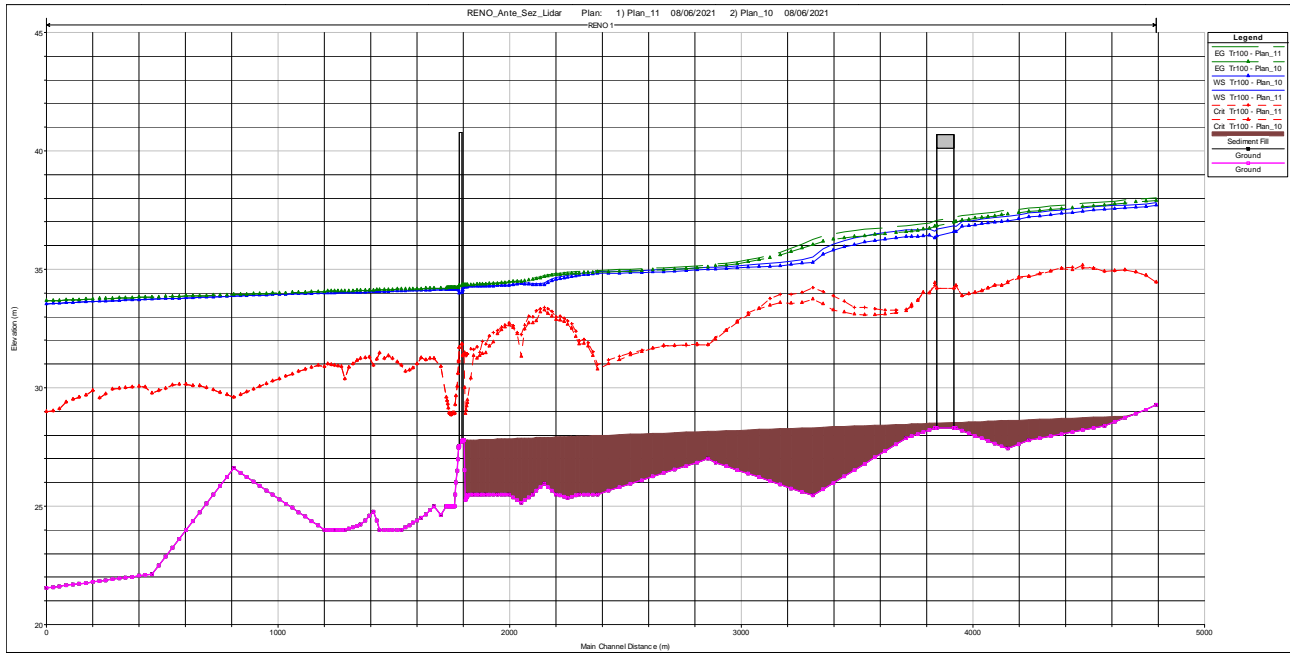


Figura 55 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione b -  $Q T = 100$  anni.

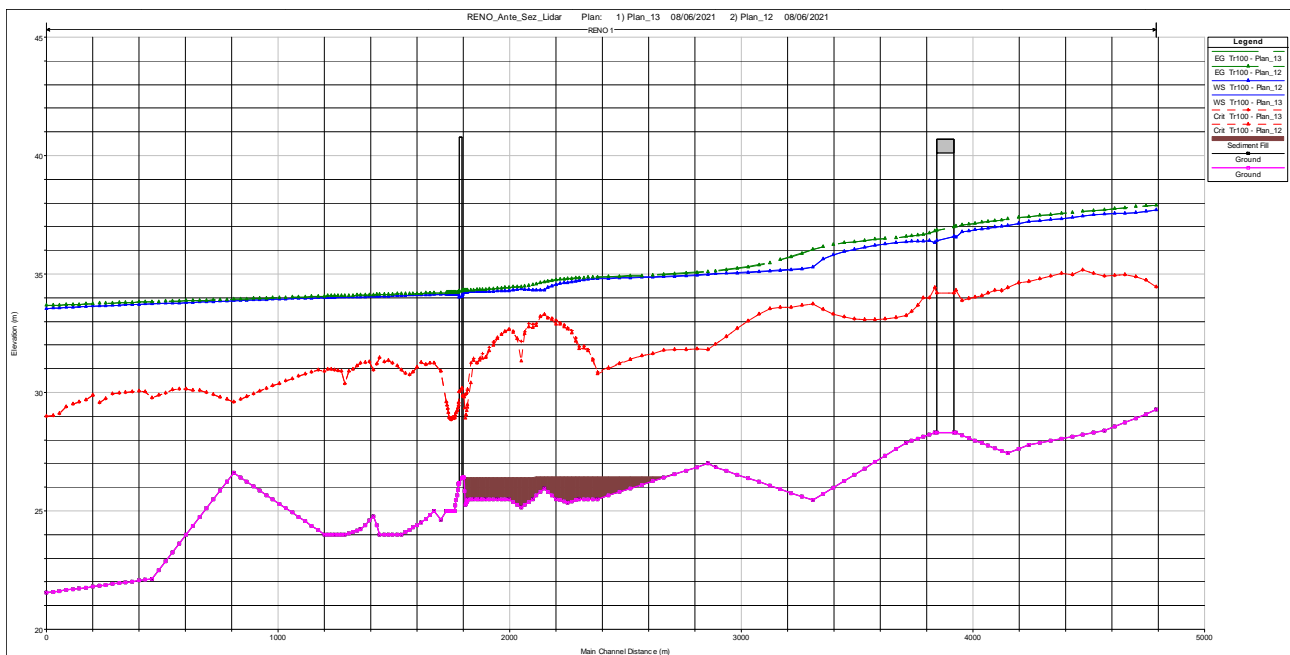


Figura 56 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione c -  $Q T = 100$  anni.

### 8.5.3 Profili di moto permanente per tempo di ritorno 200

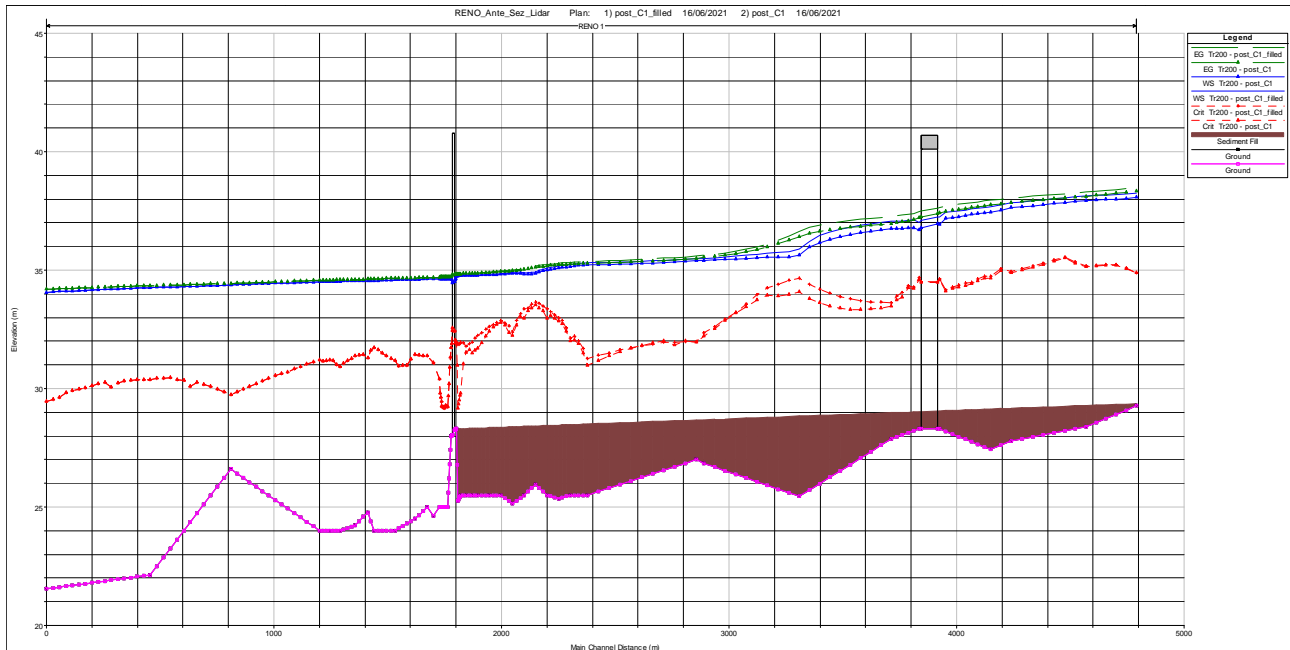


Figura 57 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione a -  $Q T = 200$  anni.

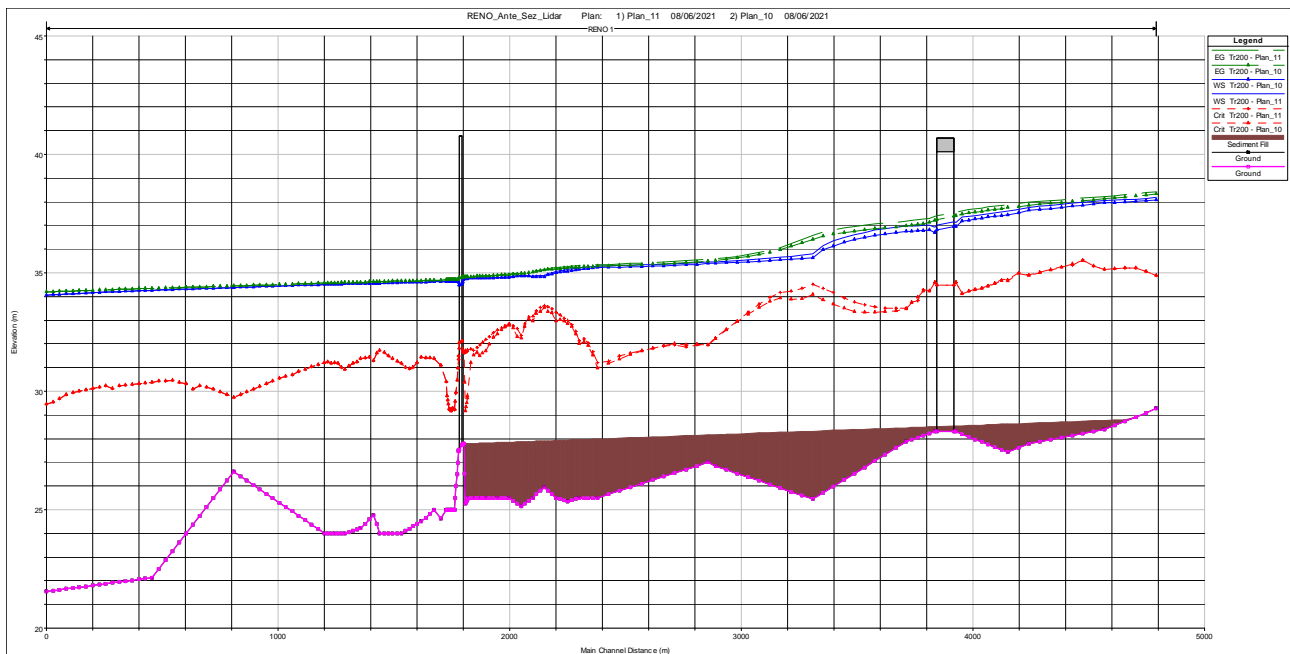


Figura 58 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione b -  $Q T = 200$  anni.



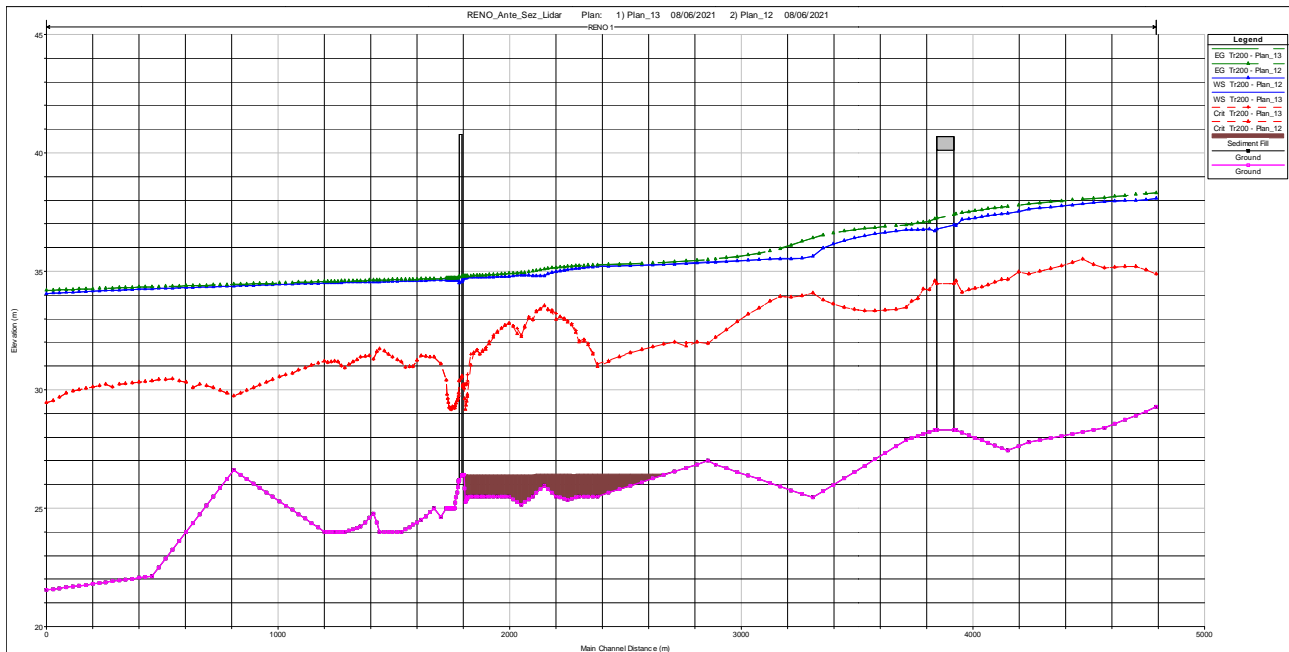


Figura 59 Confronto profili di moto permanente post operam e a lungo termine - Configurazione c -  $Q T = 200$  anni.

Le verifiche idrauliche hanno mostrato che un evento con tempo di ritorno di 200 anni è contenuto nell'alveo senza che si manifestino fenomeni di tracimazione per nessuna delle alternative di progetto esaminate.

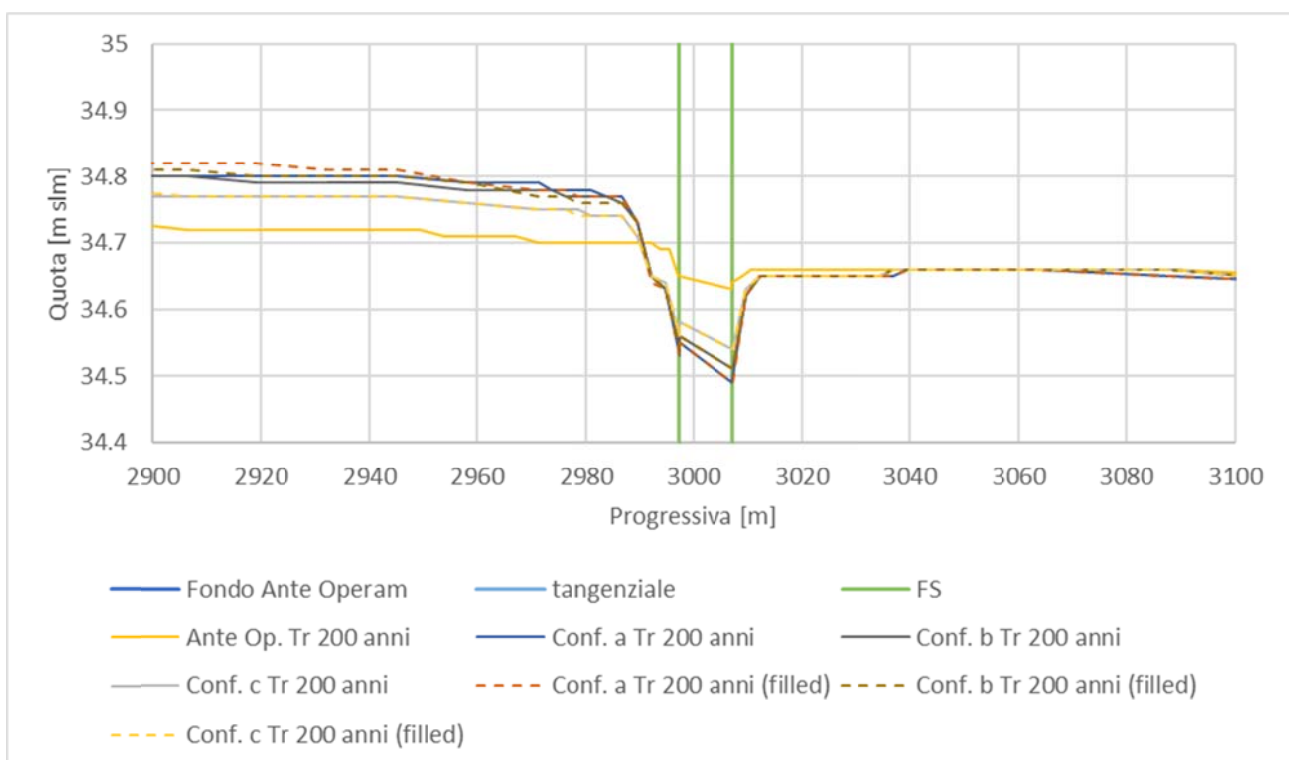


Figura 60 Profili di moto permanente con portata  $T = 200$  anni - ingrandimento in corrispondenza del ponte di Cintura

Come riportato in Figura 60, l'analisi monodimensionale sembrerebbe suggerire un aumento del franco in corrispondenza del ponte di Cintura a seguito dell'introduzione della soglia. Tuttavia, per rimanere in favore di sicurezza, il valore del franco è stato calcolato utilizzando la quota del pelo libero al di sopra della soglia e non in corrispondenza del ponte (Tabella 19). Il valore del franco

risulta comunque ben superiore al franco minimo di un metro per tutte le configurazioni testate, mostrando variazioni minime o nulle tra le simulazioni post operam a breve e lungo termine (Tabella 20).

Tabella 19 Franco idraulico al ponte di Cintura per Q Tr 200 anni – post operam.

Alternativa	liv. idr. 200 (m)	h chiave arcate esterno (m)	h chiave arcate centro ponte (m)	franco esterno (m)	franco centro (m)
Ante operam	34.7	40.3	40.7	5.60	6.00
a	34.78	40.3	40.7	5.52	5.92
b	34.77	40.3	40.7	5.53	5.93
c	34.74	40.3	40.7	5.56	5.96

Tabella 20 Franco idraulico al ponte di Cintura per Q Tr 200 anni – lungo termine.

Alternativa	liv. idr. 200 (m)	h chiave arcate esterno (m)	h chiave arcate centro ponte (m)	franco esterno (m)	franco centro (m)
Ante operam	34.67	40.3	40.7	5.60	6.00
a	34.77	40.3	40.7	5.53	5.93
b	34.76	40.3	40.7	5.54	5.94
c	34.74	40.3	40.7	5.56	5.96

Gli effetti dell'introduzione della soglia sul profilo di piena determinano un innalzamento del livello idrico in direzione di monte che diviene trascurabile, nella situazione post operam a breve termine, prima del raggiungimento della sezione di attraversamento della tangenziale. Il franco in corrispondenza del ponte della tangenziale, riportato in Tabella 21, rimane sostanzialmente invariato rispetto allo stato di fatto.

Tabella 21 Franco idraulico al ponte della tangenziale per Q Tr 200 anni – post operam.

Alternativa	liv. idr. 200 (m)	h intradosso esterno (m)	h intradosso centro ponte (m)	franco esterno (m)	franco centro (m)
Ante operam	37.19	39.64	40.12	2.45	2.93
a	37.21	39.64	40.12	2.43	2.91
b	37.20	39.64	40.12	2.44	2.92
c	37.20	39.64	40.12	2.44	2.92

Tabella 22 Franco idraulico al ponte della tangenziale per Q Tr 200 anni – lungo termine.

Alternativa	liv. idr. 200 (m)	h intradosso esterno (m)	h intradosso centro ponte (m)	franco esterno (m)	franco centro (m)
Ante operam	37.19	39.64	40.12	2.45	2.93
a	37.47	39.64	40.12	2.17	2.65
b	37.38	39.64	40.12	2.26	2.74
c	37.21	39.64	40.12	2.43	2.91

Nella simulazione con il profilo altimetrico del fondo alveo atteso nel lungo periodo l'innalzamento del livello idrico a monte della soglia diviene più marcato e va ad interessare la sezione del ponte della tangenziale. I valori del franco in corrispondenza del ponte della tangenziale sono riportati per le varie alternative testate in Tabella 22. In questo caso le alternative di progetto a e b determinano una riduzione del franco di 28 e 19 cm rispettivamente. L'alternativa c invece, meno intrusiva come modifica del fondo alveo, mostra una diminuzione del franco di 2 cm in corrispondenza del ponte della tangenziale.

In tutti i casi esaminati il valore del franco in corrispondenza del ponte ferroviario e del ponte della tangenziale rimane superiore al valore minimo di 1 metro. (§3.3.1 della direttiva "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce «A» e «B» - Norme di Attuazione PAF", AdBPo).

## 9 EFFETTO DELLA VEGETAZIONE SUI PROFILI DI MOTO PERMANENTE

L'attuale stato vegetativo (2021) presente nelle aree golenali del fiume nel tratto oggetto di studio suggerisce di considerare coefficienti di scabrezza di Manning più elevati nelle aree golenali.

Il valore di scabrezza dell'alveo inciso pari a  $n=0,044 \text{ s/m}^{1/3}$  viene mantenuto inalterato mentre per le aree golenali circostanti si assume un coefficiente di scabrezza di Manning pari a  $0,1 \text{ s/m}^{1/3}$  in virtù della fitta vegetazione presente (Figura 61).

Questo valore relativo alla stima della scabrezza dovuta all'odierno sviluppo della vegetazione risulta superiore a quello individuato dalla calibrazione del modello idraulico sui profili di piena con tempi di ritorno  $T = 25$  anni e  $T = 100$  anni, riportati nella Relazione generale del piano stralcio per l'assetto idrogeologico dell'Autorità di Bacino del fiume Reno datata 6 dicembre 2002.



Figura 61 Stato vegetazione nella zona a monte (sinistra) e in corrispondenza del ponte ferroviario, visto da monte (destra).

Al fine di valutare l'impatto che la crescita della vegetazione comporta sui profili di moto permanente nelle condizioni odierne il modello idraulico, nella configurazione geometrica attuale, è stato rivisto portando il coefficiente di scabrezza delle aree golenali da  $0,055 \text{ s/m}^{1/3}$  a  $0,1 \text{ s/m}^{1/3}$  mantenendo come condizione al contorno di valle moto uniforme con il livello definito dall'autorità di bacino.

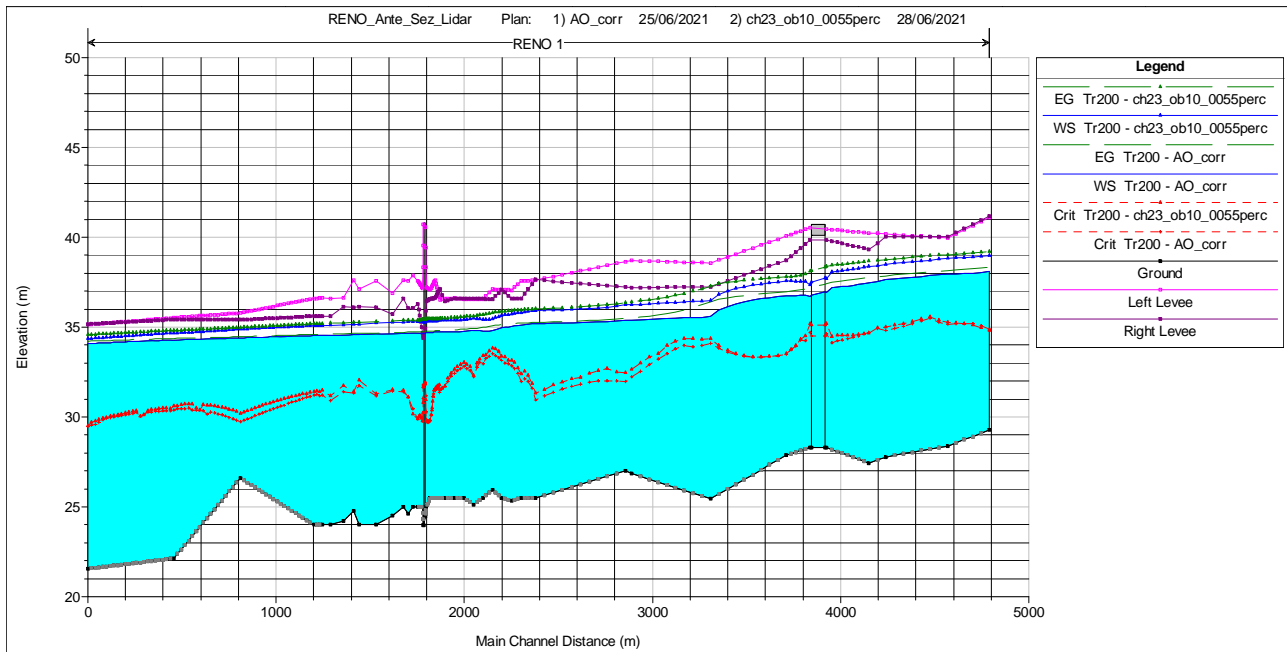


Figura 62 Profili di moto permanente con scabrezza da AdbPo (2002) e scabrezza aumentata (2021).

Con questo nuovo set di valori di scabrezza si assiste ad un incremento della quota del pelo libero pari a 0.64 m in corrispondenza del ponte ferroviario e 0.88 m al ponte della tangenziale.

Il valore del franco idraulico per la portata con tempo di ritorno  $T = 200$  anni per i ponti presenti nel tratto esaminato risulta ancora superiore al metro e mantenuto per più di  $2/3$  della larghezza della luce per il ponte ferroviario. (§3.3.1 della direttiva “*Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all’interno delle fasce «A» e «B» - Norme di Attuazione PAI*”, AdBPo con delibera n° 2/1999).

Il franco idraulico di un metro tuttavia non è più rispettato in alcuni tratti arginali, in particolare in destra idraulica.

Si consiglia quindi l’adozione di un piano di controllo della vegetazione. Infatti proprio la presenza dello sviluppo di una vegetazione incontrollata nella golenia che oggi si osserva, richiederebbe un piano di manutenzione selettiva della stessa vegetazione secondo le proprietà elastiche e di relativa resistenza idraulica indotta dalle diverse specie vegetali presenti. Ciò non solo per un controllo della scabrezza idraulica e della relativa pericolosità di esondazione, ma anche per evitare sradicamenti di piante durante le piene con rischio di incremento del carico di flottante a valle.