



D.M. 49/2018_INTERVENTO DI ADEGUAMENTO
STATICO E SISMICO DEL PONTE SUL FIUME MONTONE
POSTO AL KM 4+693 DELLA S.P. 5 RONCALCECI
CUP J63D18000180001

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Presidente: Sig. Michele De Pascale	Consigliere delegato Strade - Trasporti - Pianificazione Territoriale: Arch. Nicola Pasi
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Resp. del Servizio.: Ing. Chiara Bentini

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO : Ing. Chiara Bentini

Documento firmato digitalmente

PROGETTISTA : Ing. Tobia Zordan

Documento firmato digitalmente



COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE : Geom. Lorenza Battistini

Firmato

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
A	PRIMA EMISSIONE	Righetto	Andreella	Andreella	20/12/2019

TITOLO ELABORATO:

PONTE SUL FIUME MONTONE
RELAZIONE IDRAULICA

Elaborato num:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file:
07	A	20/12/2019	-	-

Sommario

1	Introduzione	3
2	Metodologia di lavoro	4
3	Descrizione dei luoghi e dei dati disponibili	4
4	Descrizione del ponte oggetto di istanza	6
5	Verifica idraulica	7
6	Verifica dello scalzamento delle pile	8
7	CONCLUSIONI	12

1 Introduzione

La presente relazione di compatibilità idraulica fa parte del progetto “*Intervento di adeguamento statico e sismico del ponte sul fiume Montone posto al km 4+693 della S.P. 5 Roncalceci*”, commissionato dalla Provincia di Ravenna - settore Lavori Pubblici.

Essa viene redatta recependo le indicazioni ottenute dall’ Agenzia Regionale per la Sicurezza Territoriale e la Protezione Civile - Servizio Area Romagna (ex STB Servizi Tecnici di Bacino) ed in conformità alle norme tecniche delle costruzioni del 2018 (NTC 2018).

2 Metodologia di lavoro

Ai fini di verificare la compatibilità idraulica dell'opera ci si è riferiti ai risultati del modello idraulico monodimensionale a moto permanente HEC Ras fornito dall'ex STB.

Il modello identifica il massimo livello di piena con Tr200 anni ottenuti considerando le portate di piena, validate dall'Autorità di Bacino, nella sezione di deflusso corrispondente al ponte di progetto. Si è quindi operato un confronto tra la batimetria della sezione fluviale rilevata nel corso degli anni al fine di valutare l'attuale livello di subsidenza del fondo e quindi un eventuale variazione dei livelli idrici calcolati dal modello preso a riferimento.

3 Descrizione dei luoghi e dei dati disponibili

Il ponte oggetto di intervento è situato sul fiume Montone al km 4+693 della S.P. 5 Roncalceci in Comune di Ravenna.

Il fiume Montone in questo tratto presenta una sede regimata da argini e una sezione superiore di 70m, inferiore di circa 10m e sponde con inclinazione $\frac{1}{2}$.

Il ponte esistente presenta una luce di circa 65 m sommando le due campate laterali e quella centrale e altezza dell'estradosso, rispetto alla quota media del fondo, pari a 12 m circa.



Figura 3-1: Ponte Montone. Inquadramento su orto foto (BING 2018)



Figura 3-2: Ponte Montone. Inquadramento fotografico – Sponda Lato Ragone ponte visto da monte



Figura 3-3: Ponte Montone. Sezione del ponte esistente – Sponda Lato Ragone ponte visto da valle

4 Descrizione del ponte oggetto di istanza

Come descritto negli elaborati progettuali, il ponte oggetto di istanza prevede una geometria dell'impalcato sostanzialmente invariata, la quota dell'intradosso rimarrà la stessa.

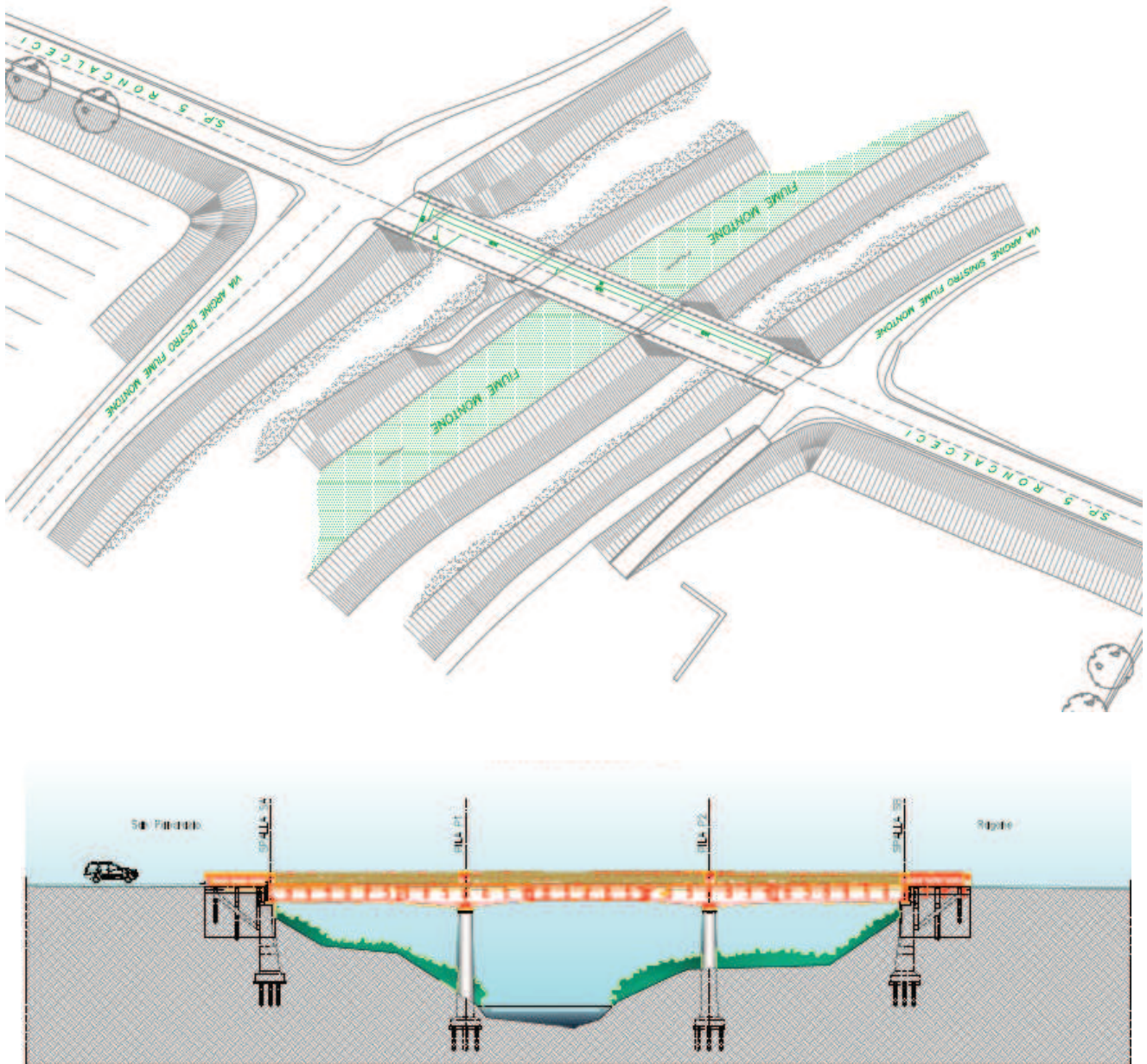


Figura 4-1: Planimetria e prospetto del ponte di progetto (in rosso l'impalcato di progetto ed in giallo quello esistente da demolire)

5 Verifica idraulica

Il modello HEC Ras stabilisce un livello idrico per la piena due centennale pari a 14.48m slm Il franco idraulico viene calcolato pari a 0.88m rispetto all'intradosso di 15.36m slm.

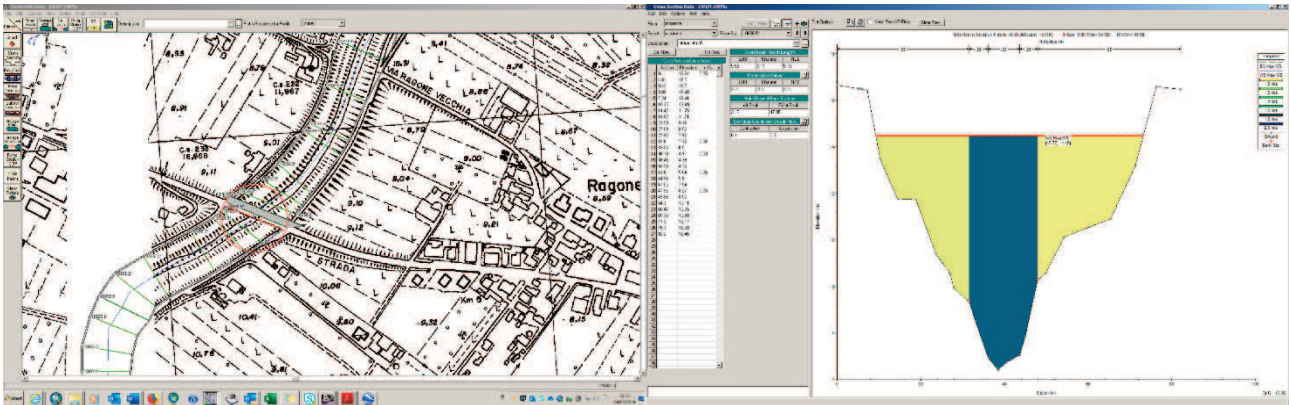


Figura 5-1: Ponte Montone. Sezione del modello Hec Ras fornito dall'ex STB

Si riporta di seguito il confronto tra le sezioni dell'exSTB anno 2001 e della Provincia di Ravenna anno 2006.

Come si evince si è verificato un abbassamento del fondo alveo in corrispondenza della campata centrale del ponte di circa 80cm.

L'abbassamento della quota presso la pila in destra idraulica osservato dal confronto tra le due sezioni non si ritiene significativo ai fini di valutazioni sullo scalzamento delle pile che viene indagato con l'applicazione delle formule sperimentali al successivo Capitolo.

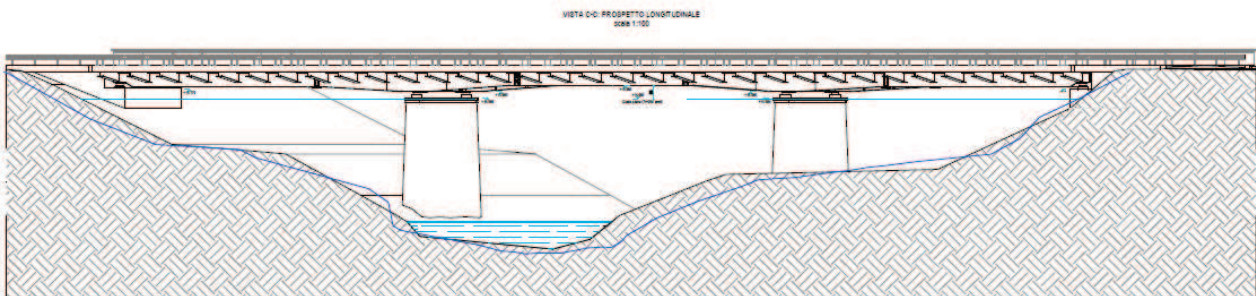


Figura 5-2: Confronto tra batimetria del 2001 (linea blu) e del 2006

6 Verifica dello scalzamento delle pile

Sulla base delle risultanze idrauliche della modellazione monodimensionale HecRas si è provveduto a definire e quantificare i processi di scalzamento in occasione dell'evento di piena due centennale delle strutture di fondazione esistenti e che nel corso degli interventi di progetto non saranno modificate. Si è posto in particolare l'attenzione all'effetto di erosione transitoria localizzata che si verifica durante gli eventi di piena in corrispondenza delle pile.

La buca di erosione si approfondisce con l'aumentare della velocità della corrente contro le pile e viene ricolmata al diminuire della stessa.

L'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è influenzata dalla forma delle stesse e dalla loro inclinazione rispetto alla direzione della corrente, oltre che ovviamente alle caratteristiche dell'alveo e del flusso in corrispondenza delle pile stesse.

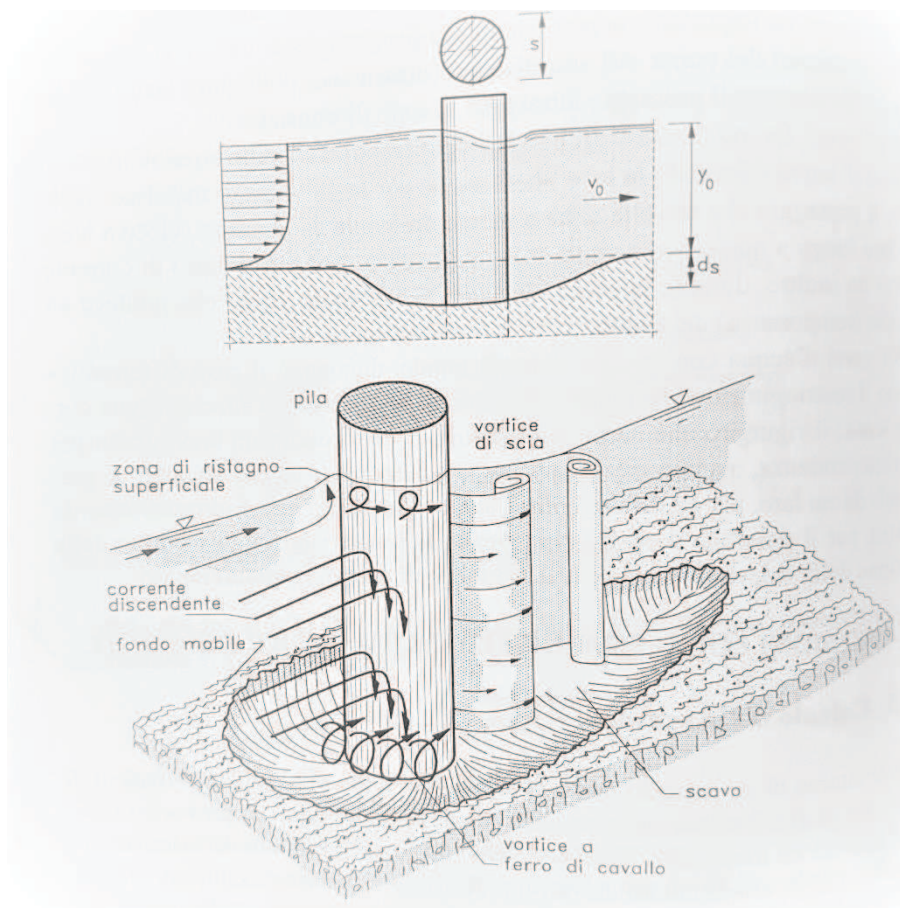


Figura 6-1: Esempio di erosione provocata da una pila

Nella verifica dell'entità dello scalzamento sono stati considerati:

- i valori di velocità ed il livello idrico ottenuto dalla modellazione idraulica monodimensionale, associati ad un tempo di ritorno di 200 anni presso la sezione di San Pancrazio – Ponte Montone;
- la geometria delle pile di sezione ellittica pari a 1.8 m fronte corrente per 8.6 m di lunghezza;

- l'interasse tra le pile pari a 22 m;
- l'inclinazione α tra la direzione di flusso della corrente e la direzione longitudinale delle pile

Le valutazioni riportate di seguito sono state condotte ipotizzando che il materiale di fondo abbia le seguenti caratteristiche:

- peso specifico $\gamma_s = 2400 \text{ kg/m}^3$
- dimensione del materiale $d_{50} = 5 \text{ mm}$

Si è quindi applicata la formula di Breusers (1977)

$$d_s/s = f_1(V_0/V_c) * [2 \tanh(y_0/s)] * f_2(\text{forma}) * f_3(\alpha, L/b)$$

dove:

d_s = profondità dello scavo a partire dal fondo del terreno indisturbato

s = larghezza della pila di lunghezza l

v_0 = velocità media della corrente indisturbata

v_c = velocità critica di trascinamento intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale del fondo di assegnato diametro d , si può ottenere la velocità critica dalla seguente

$$V_c = 0.85 * [(2 * g * d_{50} * (\gamma_s - \gamma) / \gamma)]^{0.5}$$

dove γ_s è il peso specifico del materiale di fondo e γ è il peso specifico dell'acqua pari a 9.81 N/m^3

d = diametro medio del materiale (d_{50})

α = angolo che la corrente indisturbata forma con la pila

y_0 = profondità della corrente indisturbata

Le funzioni f_1 , f_2 e f_3 hanno le seguenti determinazioni:

f_1 coefficiente che tiene conto delle caratteristiche del materiale in rapporto a quelle della corrente pari a

$$f_1 = 0 \quad \text{per } (V_0/V_c) < 0.5$$

$$f_1 = 2 * V_0/V_c - 1 \quad \text{per } 0.5 < (V_0/V_c) < 1$$

$$f_1 = 1 \quad \text{per } (V_0/V_c) > 1$$

f_2 coefficiente di forma pari a

$$f_2 = 1.0 \quad \text{per pile circolari o con fronti arrotondate}$$

$$f_2 = 0.75 \quad \text{per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente}$$

$$f_2 = 1.3 \quad \text{per pile rettangolari}$$

f_3 è funzione della forma (L/s) e dell'inclinazione della pila (α) ed è ricavabile dal grafico seguente

Il campo delle velocità in prossimità della pila, con i suoi valori superiori a v_0 proprio della corrente indisturbata, condiziona l'eventuale processo di scavo. La condizione che debba essere $v_0 < 0.5 * v_c$ perché sia con $f_1 = 0$, $d_s = 0$, introduce un grado di sicurezza di 2 rispetto alla velocità critica v_c .

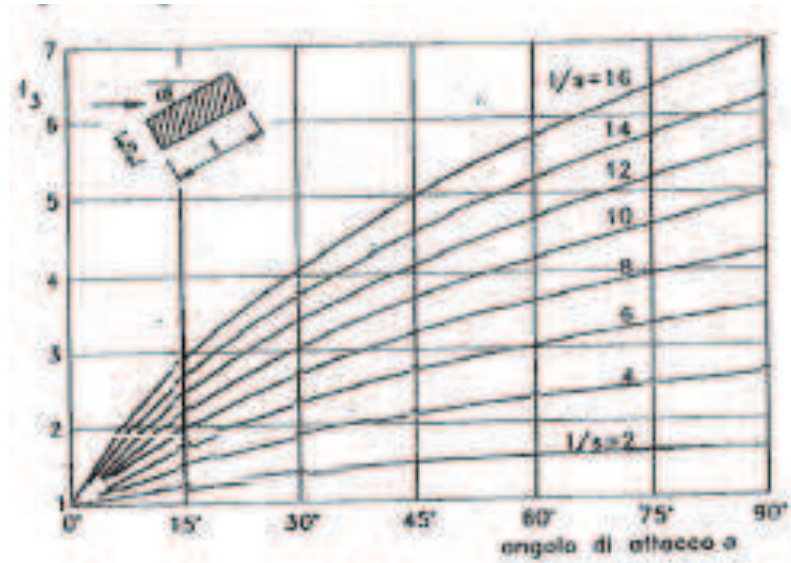


Figura 6-2: Andamento della funzione f_3 al variare di α e L/s

Nel caso in esame la velocità critica di trascinamento, calcolata con l'equazione precedente

$V_c = 0.85 \cdot (19.62 \cdot 0.005 \cdot 1.6)^{0.5} = 0.4 \text{ m/s}$ minore delle velocità che si realizzano nella sezione d'attraversamento, si ha quindi $f_1 = 1$

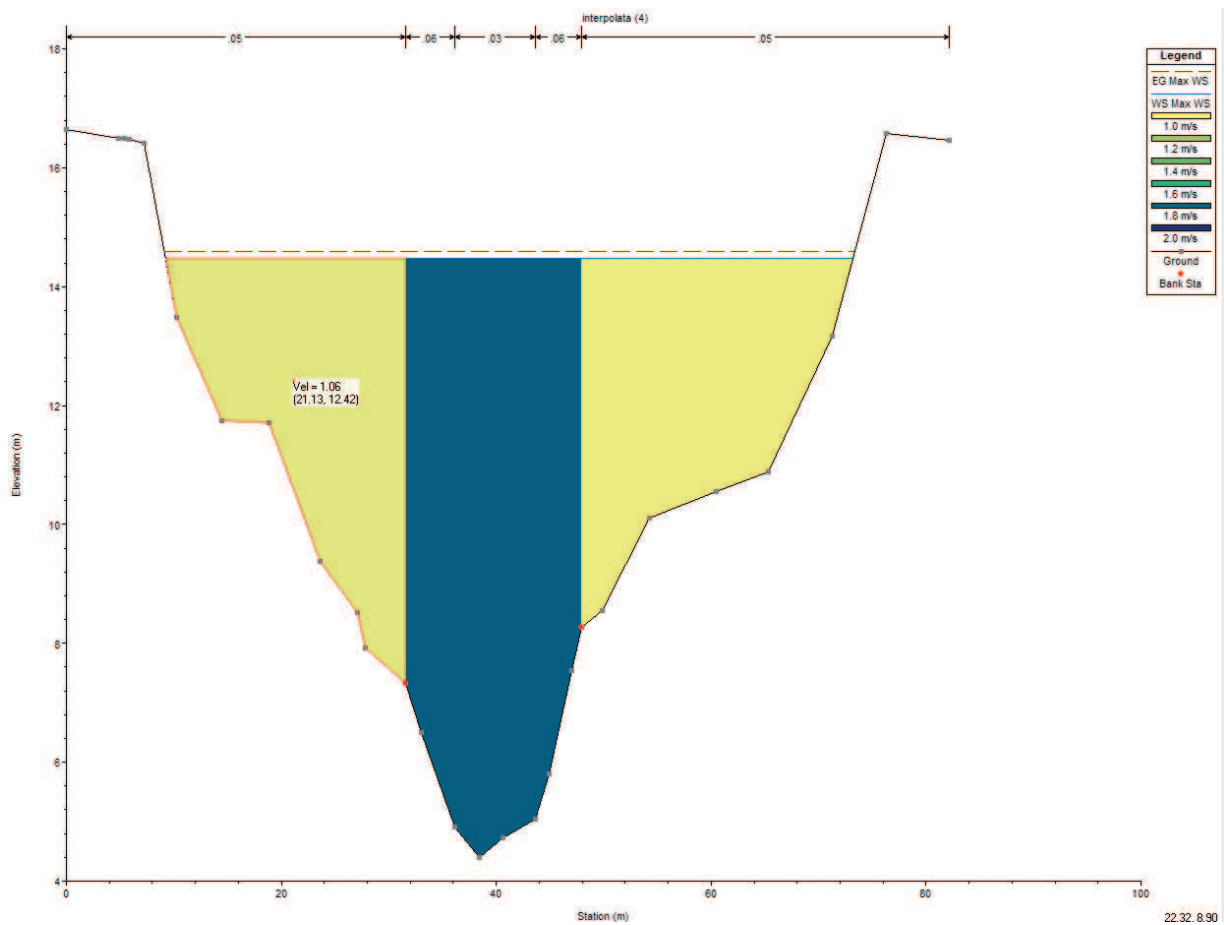


Figura 6-3: Andamento delle velocità in alveo.

Trattandosi inoltre di una pila con rostri arrotondati e disposta parallelamente alla corrente, si hanno

$$f_2 = 1 \text{ e}$$

$$f_3 = 1$$

Si avrà pertanto

$$D_s/1.8 = 1 * [2 \tanh(6/1.8)] * 1 * 1 = 3.42 \text{ m per la pila in destra idraulica e}$$

$$D_s/1.8 = 1 * [2 \tanh(5.8/1.8)] * 1 * 1 = 3.4 \text{ m per la pila in sinistra idraulica.}$$

7 CONCLUSIONI

Come descritto nei precedenti capitoli, l'attraversamento in progetto risulta essere compatibile con lo smaltimento della portata due centenaria nel tratto esaminato.

La portata di progetto (TR 200 anni) transita con un franco idraulico pari a 0.88 m con velocità di circa 1.8 m/s.

Data la ridotta pendenza dell'alveo e la tendenza alla subsidenza del talweg, tale livello appare compatibile con il regime di trasporto liquido e solido che potrebbe interessare l'alveo in occasione degli eventi estremi.

Rispetto allo stato di fatto la situazione di progetto non comporta una riduzione del franco idraulico. Lo scavo preso le pile calcolato con la formulazione sperimentale indica uno scavo di circa 3,4 m tale da non potere escludere una possibile interazione con la fondazione delle pile.