



COMMISSARIO STRAORDINARIO DELEGATO
PER LA REALIZZAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE
DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO NELLA REGIONE
AUTONOMA DELLA SARDEGNA
DECRETO LEGGE 24 GIUGNO 2014, N. 91, ART. 10



REGIONE AUTONOMA DE SARDIGNA
REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

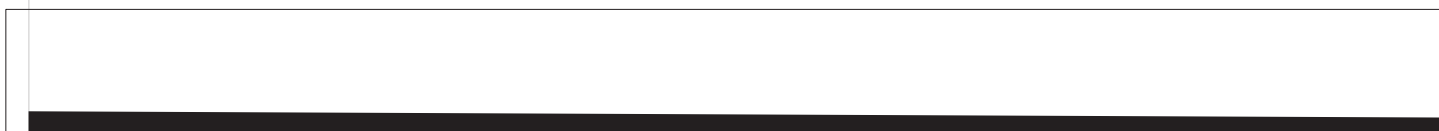
FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione

OPERE E INFRASTRUTTURE
DELLA SARDEGNA



MIGLIORAMENTO DELLA FUNZIONALITA' STATICA E IDRAULICA DEL PONTE DI "OLOE"



| | | |
|----|--|--|
| fa | | |
|----|--|--|

IL RESPONSABILE UNICO
DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Davide Deidda

INDICE

| | |
|------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1. INTRODUZIONE | 4 |
| 2. SISTEMA NORMATIVO DI RIFERIMENTO..... | 6 |
| 2.1 Pianificazione di settore..... | 6 |
| 2.1.1 Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) | 6 |
| 2.1.2 Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF)..... | 9 |
| 2.1.3 Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) | 10 |
| 2.1.4 La variante PAI del Comuni di Oliena | 12 |
| 3. SINTESI DELL'ANALISI IDROLOGICA | 13 |
| 4. ANALISI IDRAULICA MONODIMENSIONALE | 14 |
| 4.1 Inquadramento del tratto di studio | 14 |
| 4.2 Modello di calcolo e approccio metodologico..... | 14 |
| 4.3 Costruzione del modello numerico | 16 |
| 4.3.1 Schematizzazione geometrica | 16 |
| 4.3.2 Attraversamenti e strutture..... | 17 |
| 4.3.3 Assegnazione dei coefficienti di scabrezza..... | 17 |
| 4.4 Condizioni al contorno | 19 |
| 4.5 Scenari di simulazione..... | 19 |
| 4.6 Analisi dei risultati..... | 20 |
| 4.6.1 Configurazione "Stato di fatto"..... | 20 |
| 4.6.2 Configurazione "Progetto" | 23 |
| 5. ANALISI IDRAULICA BIDIMENSIONALE..... | 26 |
| 5.1 Allestimento del modello idrodinamico..... | 26 |
| 5.1.1 Definizione del tratto di corso d'acqua simulato | 26 |
| 5.1.3 Condizioni al contorno | 29 |
| 5.1.4 Definizione della scabrezza..... | 30 |
| 5.2 Simulazioni idrodinamiche | 31 |
| 5.2.1 Analisi degli scenari simulati | 31 |
| 5.3 Conclusioni analisi modellistica bidimensionale..... | 44 |
| 6. FENOMENI DI SCALZAMENTO..... | 45 |
| 6.1 Abbassamento generalizzato dell'alveo..... | 45 |
| 6.2 Erosione per contrazione della sezione di deflusso | 46 |
| 6.3 Scalzamento locale per effetto delle spalle..... | 46 |
| 6.4 Azioni di Trascinamento | 47 |
| 6.4.1 Calcolo delle condizioni critiche di moto incipiente..... | 48 |
| 6.4.2 Verifica delle difese..... | 49 |
| 7. CONCLUSIONI: MIGLIORAMENTO DEL PONTE ESISTENTE | 51 |

ALLEGATI

ALLEGATO I – Descrizione del codice di calcolo

ALLEGATO II – Risultati delle simulazioni idrodinamiche monodimensionali

INDICE DELLE FIGURE

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1 – Inquadramento territoriale su foto satellitare..... | 4 |
| Figura 2 – Vista aerea della zona di intervento | 5 |
| Figura 3 – PAI - Estratto cartografico delle aree di pericolosità idraulica (fonte: Geoportale Regione Autonoma Sardegna)..... | 8 |
| Figura 4 – PSFF – Sub Bacino 5 – Posada-Cedrino – Elaborato: 5_15_CE_2_1_3-AtlanteFasce. | 10 |
| Figura 5 – Estratto cartografico delle mappe di pericolosità idraulica del PGRA. | 11 |
| Figura 6 – Comune di Oliena – Pericolosità idraulica – Variante EST (Tavola 7d). | 12 |
| Figura 7 – Estratto del modello digitale del terreno a passo 1 metro, lungo il tratto del fiume Cedrino..... | 14 |
| Figura 8 – Rappresentazione planimetrica del tratto di modello del fiume Cedrino a monte della diga Pedra E' Othoni, su ortofoto Google satellite. | 15 |
| Figura 9 – Valori dell'indice di scabrezza di Strickler ($m^{1/3}/s$)..... | 18 |
| Figura 10 – Esempio di suddivisione in tratti di sezione trasversale caratterizzati da scabrezza omogenea. | 18 |
| Figura 11 – Configurazione SDF: profili di piena TR=200 per le 3 differenti condizioni al contorno di valle. | 20 |
| Figura 12 – Configurazione SDF: livelli di piena nella sezione a monte del ponte..... | 21 |
| Figura 13 – Stato di fatto: distribuzione delle velocità alla sezione del ponte, per evento TR=200, pari a circa 8 m/s.. | 22 |
| Figura 14 – Configurazione Progetto: profili di piena per le differenti condizioni al contorno di valle..... | 23 |
| Figura 15 – Configurazione Progetto: livelli di piena nella sezione a monte del ponte..... | 24 |
| Figura 16 – Estensione dell'area di implementazione del modello bidimensionale..... | 26 |
| Figura 17 – Estratto della discretizzazione della maglia di calcolo..... | 27 |
| Figura 18 – Vista planimetrica del rilievo celerimetrico del ponte di Oloè..... | 28 |
| Figura 19 – Inquadramento rilievo ANAS gennaio 2019..... | 28 |
| Figura 20 – Idrogramma di piena – evento "Cleopatra" novembre 2013..... | 29 |
| Figura 21 – Idrogramma di piena - evento TR 200 anni..... | 29 |
| Figura 22 – Valori di scabrezza (fonte: "Open channel hydraulics", Ven te Chow)..... | 30 |
| Figura 23 – Tracce di piena ponte di Oloè – evento novembre 2013 (fonte: relazione idraulica prof. Bizzarri). | 31 |
| Figura 24 – Inviluppo dei massimi livelli idrici raggiunti in corrispondenza della spalla sinistra e destra del ponte (evento novembre 2013). | 33 |
| Figura 25 – Inviluppo delle velocità massime raggiunte in corrispondenza del ponte di Oloè (evento novembre 2013). | 34 |
| Figura 26 – Angolo di incidenza della corrente con le pile..... | 35 |
| Figura 27 – Direzione della corrente in prossimità dei rilevati di approccio al ponte..... | 35 |
| Figura 28 – Andamento delle velocità massime nella sezione di imbocco al ponte (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto. | 36 |
| Figura 29 – Andamento delle velocità massime nella sezione di sbocco al ponte in corrispondenza della soglia (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto. | 37 |
| Figura 30 – Livello idrico in adiacenza alle pile del ponte nel caso di deflusso libero da ostruzioni (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto..... | 38 |
| Figura 31 – Livelli idrici nella sezione di imbocco al ponte (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto..... | 39 |
| Figura 32 – Livelli idrici a valle del ponte e dei rilevati di approccio (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto. | 40 |
| Figura 33 – Livelli idrici a monte del ponte e dei rilevati di approccio (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di progetto. | 42 |
| Figura 34 – Andamento delle velocità massime nella sezione a monte e in asse dell'attraversamento (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di progetto. | 43 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 35 – Andamento delle velocità massime nella sezione in asse dell'attraversamento (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto e di progetto | 44 |
| Figura 36 – Componenti dello scalzamento nella sezione di un ponte generico. | 45 |
| Figura 37 – Schema del fenomeno di scalzamento in corrispondenza di una spalla. | 46 |
| Figura 38 – Risultati del calcolo dello scalzamento delle spalle (codice di calcolo Hec-Ras)..... | 47 |
| Figura 39 – Protezione con massi cementati del fondo alla nuova campata. | 50 |
| Figura 40 – Difesa spondale dei rilevati di approccio alla nuova campata. | 50 |

1. INTRODUZIONE

Il presente documento contiene le analisi svolte per lo studio di compatibilità idraulica relativo all'intervento "Miglioramento della funzionalità statica e idraulica del ponte di Oloè", proposto da Opere e Infrastrutture della Sardegna S.r.l., società in house della Regione Autonoma della Sardegna.

Il ponte di Oloè è localizzato nella provincia di Nuoro, termine municipale di Oliena, al km 7+000 della SP 46, in corrispondenza dell'attraversamento del fiume Cedrino.

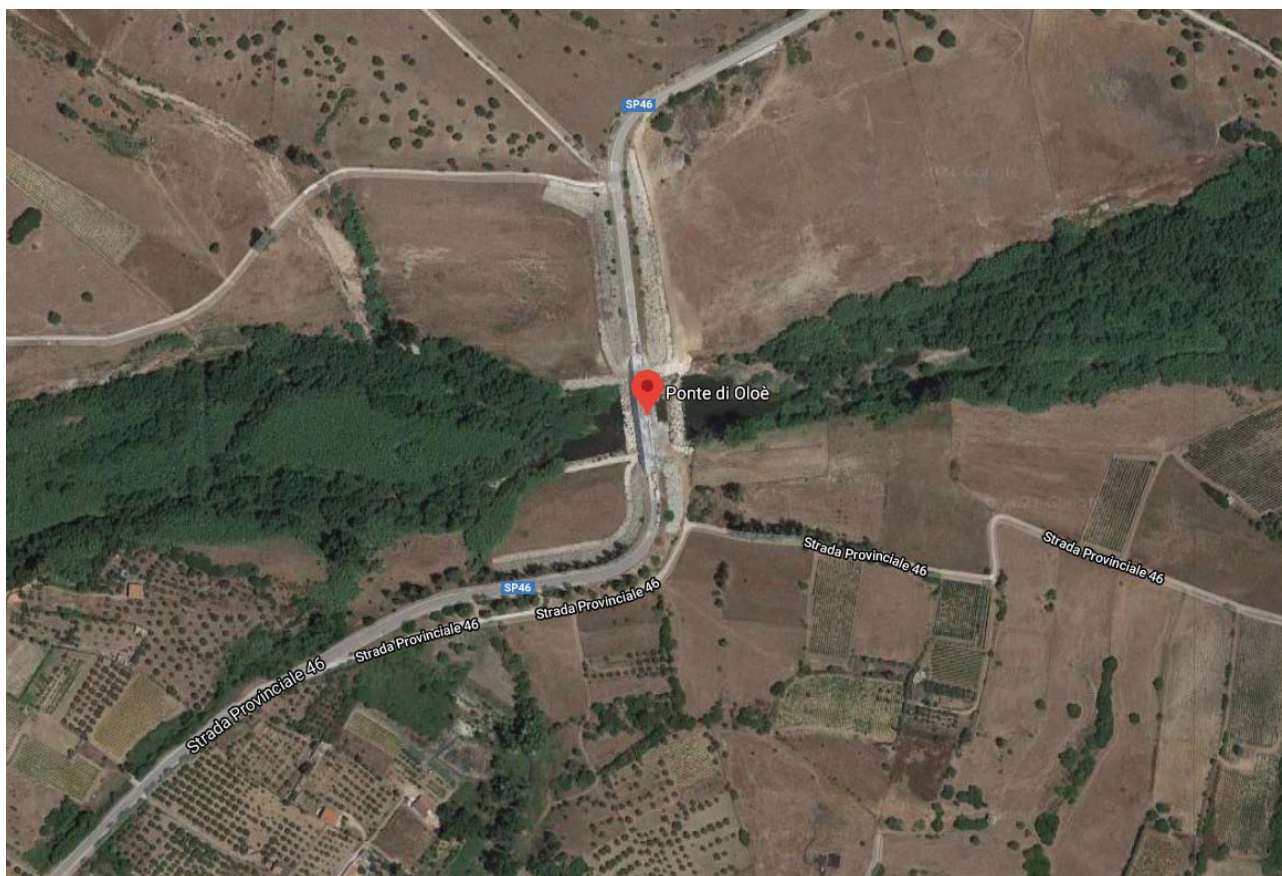


Figura 1 – Inquadramento territoriale su foto satellitare.

L'attraversamento esistente, oggetto di intervento, è costituito da un ponte a tre campate (2 pile) e dai due rilevati di approccio alle spalle, quello di sinistra esteso circa 120 m, quello destro circa 50 m.

Nell'areale di Oloè gli allagamenti sono conseguenti o rispetto ai deflussi fluviali del Cedrino (azioni idrodinamiche) oppure rispetto all'innalzamento del lago (azioni idrostatiche).

A riguardo si ricorda che la quota di estradosso minima del ponte è pari 122.50 m s.m., mentre la minima di intradosso alle pile è pari a 119.50 m s.m. e alle spalle 120.98 m s.m.

Le condizioni di invaso del lago di Pedra 'E Othoni vedono una quota di massima regolazione pari a 103.0 m s.m. (abbattibile a 100.0 m s.m.), e una quota di massimo invaso pari a 127.5 m s.m.: la strada esistente è pertanto potenzialmente soggetta al sormonto a causa dell'innalzamento del Lago per eventi di ritorno certamente superiori a TR200 anni.

Durante l'evento alluvionale Cleopatra del 18.11.2013 (evento statisticamente associato ad un tempo di ritorno pari a TR50/TR100 anni dagli studi idrologici pregressi acquisiti e consolidati) la massima quota raggiunta dal

lago (Fonte ENAS 2013) è stata di circa 112.83 m s.m.: il livello raggiunto ha lambito il piede delle pile del ponte.

L'intervento progettuale, che prevede una migliore trasparenza dell'attraversamento mediante l'inserimento, in rilevato sinistro, di una nuova campata golenale, è finalizzato a ridurre le azioni idrodinamiche del fiume durante le piene più gravose, andando a ridurre l'effetto di rigurgito, migliorare il franco idraulico sul ponte esistente e soprattutto diminuire le velocità agenti contro l'infrastruttura: l'inserimento della nuova campata in area golenale non modifica i flussi ordinari del Cedrino (che rimangono all'interno dell'alveo naturale), né le aree di allagamento per eventi intensi, né l'intervento modifica l'attuale assetto di sponde e alveo naturale.

La realizzazione della nuova campata NON peggiora il quadro di deflusso del fiume né a monte né a valle dell'infrastruttura, essendo tutto il fondovalle (anche la golenale sinistra) già ora interamente interessato sia dagli allagamenti fluviali che dall'innalzamento lacuale.



Figura 2 – Vista aerea della zona di intervento

2. SISTEMA NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Appare opportuno premettere quali sono gli estremi normativi applicati alle verifiche condotte:

- R.D. n°523 del 1904 e ss.mm.ii.;
- D.M. 11.03.1988 e Circolare 9.1.1996 n.218/24/3 del Ministero LL.PP.;
- DM 16.01.1996 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 06/06/2001 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia";
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617. C.S.LL.PP.;
- NTC2018 Norme Tecniche per le Costruzioni (e circolare 2019);
- N.T.A. e Linee Guida del Piano Stralcio per l'Assetto Idrologico;
- Direttive per la manutenzione degli alvei e la gestione dei sedimenti approvate dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino regionale della Sardegna con Delibera n. 22 del 1° Agosto 2012;
- Piano Stralcio Fasce Fluviali (approvato con delibera n. 2 del 17.12.2015);
- Piano di Gestione del Rischio di alluvioni (approvato con delibera C.I. n. 2 del 15/03/2016);
- Le linee guida per la predisposizione delle misure di protezione civile.
- La direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna (art. 22 Norme PAI).
- Piani Urbanistici Comunali o strumenti urbanistici comunali vigenti;
- Certificato di valutazione della sicurezza globale del tratto di strada provinciale SP46, da progr. 3+000 a 13+000 – Ponte di Oloè sul fiume Cedrino;
- Piano di Protezione Civile di Oliena.

A seguire un dettaglio più specifico inerente ai Piani idraulici di settore, ulteriormente accompagnato nel dettaglio dalle tavole grafiche allegate.

2.1 Pianificazione di settore

2.1.1 Piano di Assetto Idrogeologico (PAI)

Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino unico regionale PAI, è redatto ai sensi della legge n. 183/1989 e del decreto-legge n. 180/1998, con le relative fonti normative di conversione, modifica e integrazione. Il PAI è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo, alla prevenzione del rischio idrogeologico, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato. Il PAI ha valore di piano territoriale di settore e prevale sui piani e programmi di settore di livello regionale. Il PAI è stato approvato con Decreto del Presidente della Regione Sardegna n.67 del 10.07.2006 con tutti i suoi elaborati descrittivi e cartografici.

Il PAI ha definito pericolosità idraulica e rischio non a livello estensivo sul reticolo principale e secondario ma solo in tronchi potenzialmente critici ai fini dello smaltimento della portata di piena, individuati secondo le metodologie descritte nelle Linee Guida allegate alla Relazione generale di piano.

Le criticità sono state suddivise su 4 classi di pericolosità idraulica corrispondenti a tempi di ritorno crescenti, come descritto nella Tabella 1 seguente.

Tabella 1 – PAI - Classi di pericolosità idraulica (Hi).

| Pericolosità | | Frequenza (1/T) | Periodo di ritorno (T anni) |
|--------------|------------|--------------------|--------------------------------|
| Hi 1 | Bassa | 0,002 | 500 |
| Hi 2 | Moderata | 0,005 | 200 |
| Hi 3 | Alta | 0,010 | 100 |
| Hi 4 | Molto alta | 0,020 | 50 |

In corrispondenza di tali tratti critici sono quindi stati definiti gli elementi a rischio (E) di essere colpiti da eventi calamitosi; tali elementi sono stati suddivisi in coerenza con la normativa vigente, secondo le seguenti classi:

Tabella 2 – PAI - Classi degli elementi a rischio (E).

| Classi | Elementi | Peso |
|-----------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| E1 | Aree escluse dalle definizioni E2, E3 ed E4. Zona boschiva. Zone di protezione ambientale con vincolo estensivo (p.e. vincolo Galasso). Zone falesie costiere con possibilità di frequentazione. | 0,25 |
| E2 | Zona agricola generica. Infrastrutture puntuali per le telecomunicazioni. Zone di protezione ambientale con vincolo specifico ma non puntuale (p.e. parchi, riserve...). | 0,50 |
| E3 | Infrastrutture pubbliche (altre infrastrutture viarie e fondo artificiale, ferrovie, oleodotti, elettrodotti, acquedotti, bacini artificiali). Zone per impianti tecnologici e discariche di R.S.U. ed assimilabili, zone di cava e zone minerarie attive e non, discariche minerarie di residui di trattamento, zona discarica per inerti. Beni naturali protetti e non, beni archeologici. Zona agricola irrigua o ad alta produttività, colture strategiche e colture protette. Specchi d'acqua con aree d'acquacoltura intensiva ed estensiva. Zona di protezione ambientale puntuale (monumenti naturali e assimilabili). | 0,75 |
| E4 | Centri urbani ed aree urbanizzate con continuità; nuclei rurali minori di particolare pregio; zone di completamento; zone di espansione; grandi insediamenti industriali e commerciali; servizi pubblici prevalentemente con fabbricati di rilevante interesse sociale; aree con limitata presenza di persone; aree extraurbane poco abitate; edifici sparsi; nuclei urbani non densamente popolati; aree sedi di significative attività produttive (insediamenti artigianali, industriali, commerciali minori); Zona discarica rifiuti speciali o tossico nocivi. Zona impianti industriali ad elevato rischio potenziale. Aree di intensa frequentazione turistica. Beni architettonici, storici e artistici. Infrastrutture pubbliche strategiche (strade statali). Porti vari, aeroporti, stazioni. | 1 |

In questo modo, posta cautelativamente la Vulnerabilità pari a 1, è stato possibile definire le diverse classi di rischio secondo l'usuale formula:

$$R_i = H_i \cdot E \cdot V$$

Le classi di rischio adottate nel PAI, conformi alla normativa in materia, sono descritte in Tabella 3.

Tabella 3 – Classi di rischio idraulico (Ri).

| Rischio idraulico | | | Descrizione degli effetti |
|-------------------|-----------|---------|---------------------------------------------------------------|
| Classi | Intensità | Valore | |
| Ri 1 | Moderato | ≤ 0,002 | Danni sociali, economici e al patrimonio ambientale marginali |

| Rischio idraulico | | | Descrizione degli effetti |
|-------------------|---------------|--------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Classi | Intensità | Valore | |
| Ri 2 | Medio | $\leq 0,005$ | Sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche |
| Ri 3 | Elevato | $\leq 0,01$ | Sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale |
| Ri 4 | Molto elevato | $\leq 0,02$ | Sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione delle attività socioeconomiche |

In ambito PAI, gli interventi progettuali sono ricompresi nel **Sub-Bacino 5 – Posada-Cedrino**.

Come si può osservare dalla seguente Figura 3, le perimetrazioni lungo il tronco fluviale del fiume Cedrino, aggiornate al 31.01.2018, individuano ampie aree a pericolosità molto alta (Hi 4) che si estendono sia in destra che in sinistra idraulica rispetto l'impalcato esistente del ponte di Oloè.

La cartografia tematica presente negli elaborati è stata estratta dal Geoportale della Regione Sardegna ("Pericolo idraulico rev. 41").

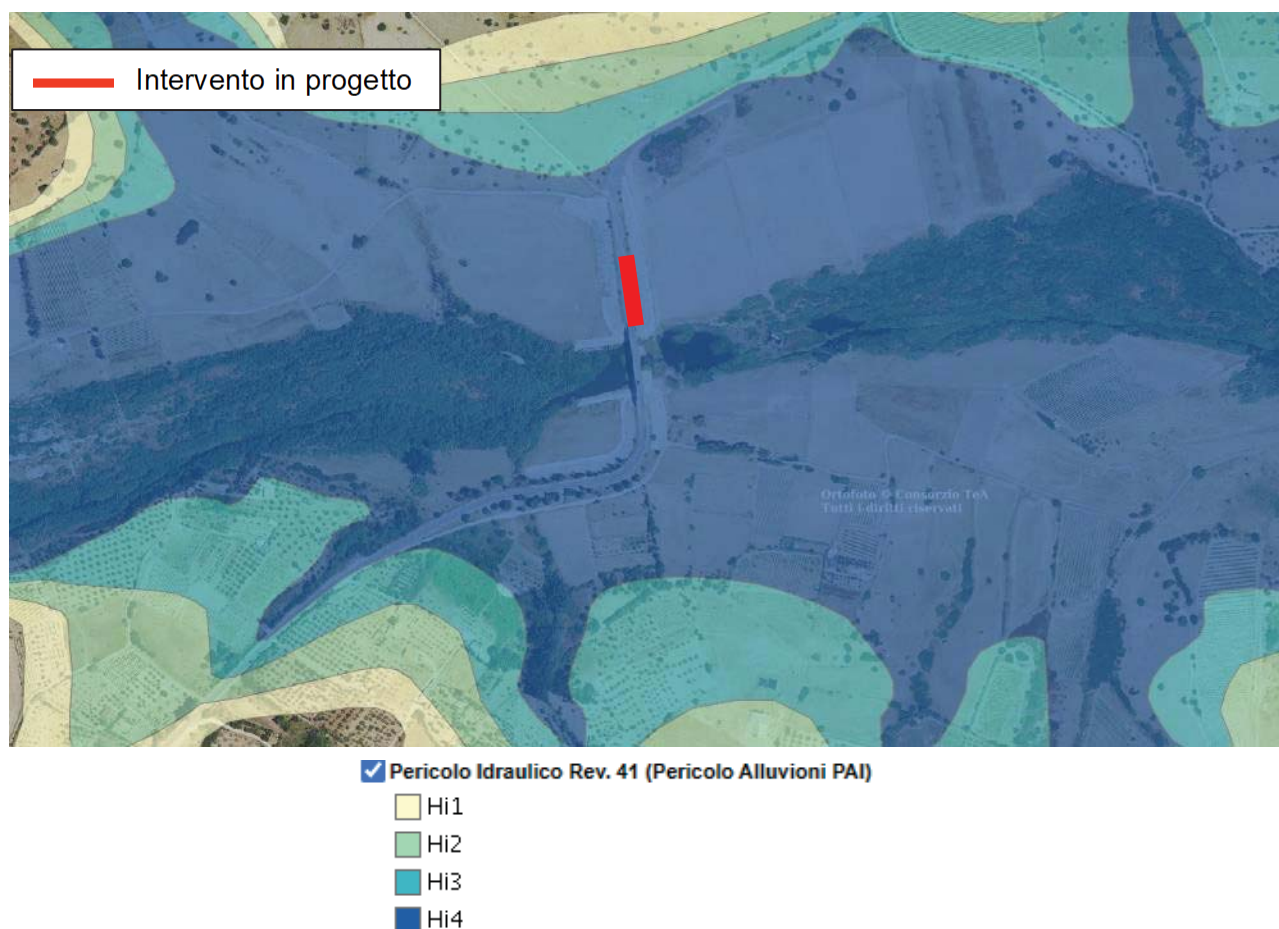


Figura 3 – PAI - Estratto cartografico delle aree di pericolosità idraulica (fonte: Geoportale Regione Autonoma Sardegna).

2.1.2 Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF)

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali è redatto ai sensi dell'art. 17, comma 6, della legge n. 183 del 19 maggio 1989, quale Piano Stralcio del Piano di Bacino Regionale relativo ai settori funzionali individuati dall'art. 17, comma 3 della L. 18 maggio 1989, n. 183.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, adottato in via definitiva nel 2015, ha valore di Piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo, mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso riguardanti le fasce fluviali.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali costituisce un approfondimento ed una integrazione necessaria al Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.).

L'approccio metodologico all'attività di delimitazione delle Fasce Fluviali ha seguito le indicazioni delle Linee Guida per la Redazione del PSFF; il differente livello di approfondimento del quadro conoscitivo definito per i corsi d'acqua principali, dove sono state condotte analisi geomorfologiche, idrologiche e idrauliche di dettaglio, rispetto a quello gli affluenti secondari (dove non sono state condotte verifiche idrauliche delle modalità di deflusso in corso di piena) ha suggerito due differenti criteri di tracciamento delle fasce fluviali.

Sui corsi d'acqua principali sono state individuate cinque fasce:

- **fascia A_2** o fascia di deflusso della piena con tempo di ritorno 2 anni, tracciata in base a criteri geomorfologici ed idraulici, individua l'alveo a sponde piene, definito solitamente da nette scarpate che limitano l'ambito fluviale;
- **fascia A_50** o fascia di deflusso della piena con tempo di ritorno 50 anni, individuata in base all'analisi idraulica eseguita, rappresenta le aree interessate da inondazione al verificarsi dell'evento citato; il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici;
- **fascia B_100** o fascia di deflusso della piena con tempo di ritorno 100 anni, individuata in base all'analisi idraulica eseguita, rappresenta le aree interessate da inondazione al verificarsi dell'evento citato; il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici;
- **fascia B_200** o fascia di deflusso della piena con tempo di ritorno 200 anni, tracciata in base a criteri geomorfologici ed idraulici, si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena indicata; La delimitazione sulla base dei livelli idrici è stata integrata con le aree sede di potenziale riattivazione di forme fluviali relitte non fossili, cioè ancora correlate alla dinamica fluviale che le ha generate;
- **fascia C** o area di inondazione per piena catastrofica, tracciata in base a criteri geomorfologici ed idraulici, rappresenta l'involuppo esterno della fascia C geomorfologica (involuppo delle forme fluviali legate alla propagazione delle piene sulla piana alluvionale integrate con la rappresentazione altimetrica del territorio e gli effetti delle opere idrauliche e delle infrastrutture interferenti) e dell'area inondabile per l'evento con tempo di ritorno 500 anni (limite delle aree in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici di piena).

Nella seguente Figura 4 si riporta lo stralcio cartografico del piano relativo all'area d'intervento.

La perimetrazione presente negli elaborati è stata acquisita dal sito Geoportale della Regione Sardegna (PSFF 2015).

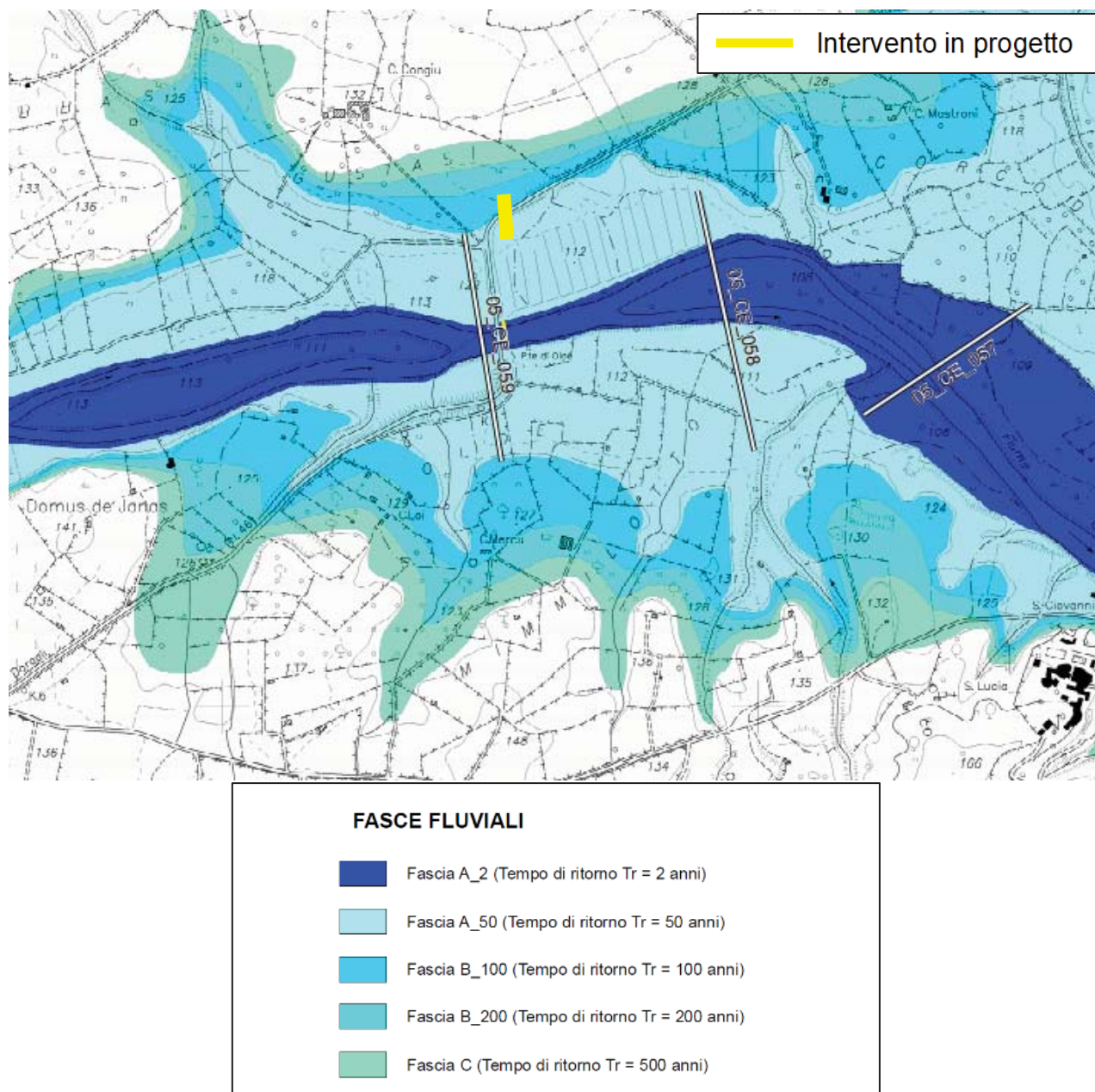


Figura 4 – PSFF – Sub Bacino 5 – Posada-Cedrino – Elaborato: 5_15_CE_2_1_3-AtlanteFasce.

2.1.3 Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA)

Il Piano di gestione del rischio di alluvioni (PGRA) è previsto dalla direttiva comunitaria 2007/60/CE (cd. 'Direttiva Alluvioni') e mira a costruire un quadro omogeneo a livello distrettuale per la valutazione e la gestione dei rischi da fenomeni alluvionali, al fine di ridurre le conseguenze negative nei confronti della salute umana, dell'ambiente, del patrimonio culturale e delle attività economiche.

L'elaborazione dei PGRA è temporalmente organizzata secondo cicli di attuazione della durata di 6 anni: il primo ciclo di attuazione si è concluso nel 2016 quando sono stati approvati i PGRA relativi al periodo 2015-2021. Attualmente sono in corso le attività che porteranno, nel dicembre 2021, all'approvazione dei PGRA relativi al secondo ciclo di attuazione.

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni della Sardegna individua principalmente le misure gestionali e organizzative e gli interventi strutturali da realizzare nel breve termine, finalizzati a ridurre le conseguenze

negative derivanti dalle alluvioni sulla salute umana, il territorio, i beni, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche e sociali.

Vengono considerati dal PGRA sia interventi strutturali (realizzazione di opere di mitigazione del rischio) sia misure non strutturali, e sono individuate le sinergie interrelazionali con le politiche di pianificazione del territorio, al fine di ridurre quanto più possibile gli effetti negativi cagionati dal verificarsi dell'evento alluvionale.

In particolare, Il PGRA si colloca nell'ampio quadro di pianificazione regionale già esistente in materia di pericolosità idrogeologica ed è orientato al coordinamento delle politiche relative agli usi idrici e territoriali, che possono avere importanti conseguenze sui rischi di alluvioni e sulla gestione dei medesimi.

Coerentemente a quanto richiesto dalla Direttiva Alluvioni, dal D.Lgs. 49/2010, dagli indirizzi operativi predisposti dal MATTM, le mappe di pericolosità da alluvione devono essere redatte secondo tre scenari rispettivamente di bassa, media ed elevata probabilità di accadimento.

Pertanto, nel PGRA, le quattro classi di pericolosità definite dagli strumenti di pianificazione adottati dalla Regione Sardegna (PAI, PSFF, studi ex Art. 8 comma 2 delle NA del PAI), nonché i perimetri delle aree interessate dall'evento alluvionale del 18.11.2013 denominato "Cleopatra", sono state accorpate secondo le tre classi di seguito riportate:

- **P3**, ovvero aree a pericolosità elevata, con elevata probabilità di accadimento ($Tr \leq 50$);
- **P2**, ovvero aree a pericolosità media, con media probabilità di accadimento ($100 \leq Tr \leq 200$);
- **P1**, ovvero aree a pericolosità bassa, con bassa probabilità di accadimento ($200 < Tr \leq 500$).

Nella seguente Figura 5 si riporta un estratto delle perimetrazioni delle "Mappe della pericolosità da alluvione", prima versione approvata il 15.03.2016, acquisite dal Geoportale della Regione Sardegna.

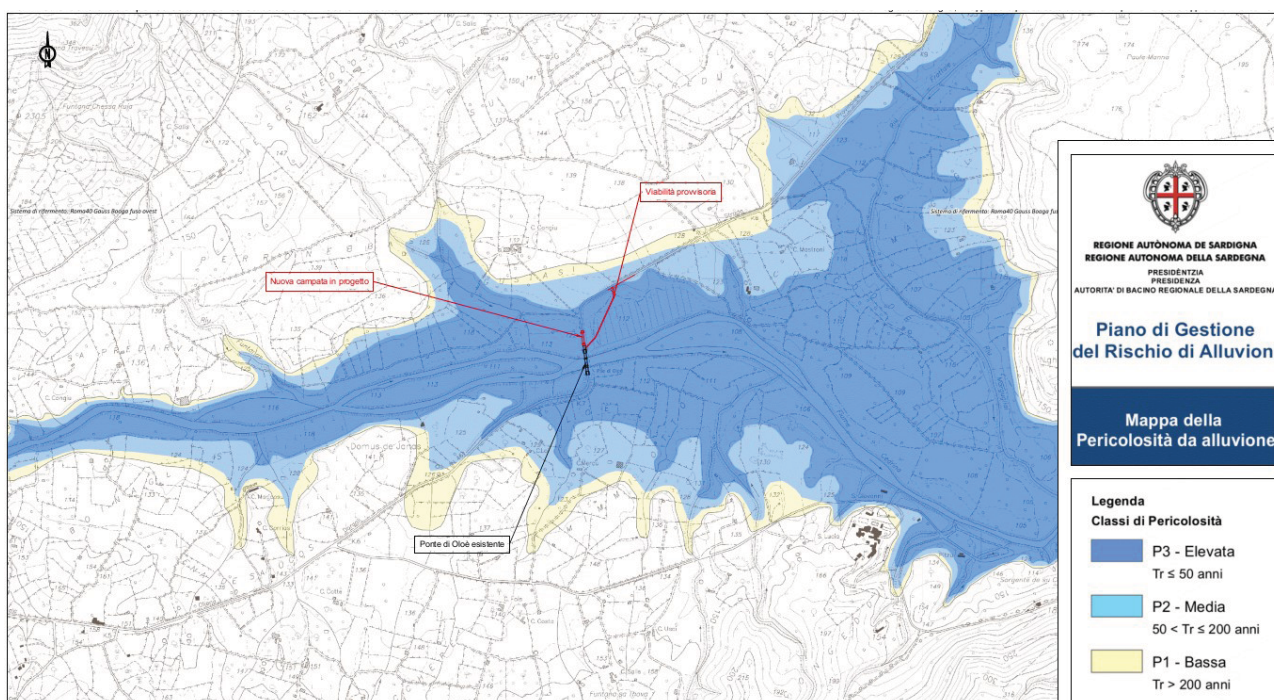


Figura 5 – Estratto cartografico delle mappe di pericolosità idraulica del PGRA.

2.1.4 La variante PAI del Comuni di Oliena

La variante al PAI approvata dall'amministrazione comunale di Oliena, ai sensi degli artt. 4, 8 e 26 delle Norme di Attuazione del PAI, con la finalità di aggiornamento della pianificazione di settore per quanto riguarda l'assetto idraulico e geomorfologico di tutto il territorio comunale.

Le Norme di Attuazione prevedono infatti che *"indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrate dal PAI, in sede di adozione di nuovi strumenti urbanistici anche di livello attuativo e di varianti generali agli strumenti urbanistici vigenti i Comuni assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica e geologica e geotecnica, riferiti a tutto il territorio comunale o alle sole aree interessate dagli atti proposti all'adozione"*.

Gli studi, svolti a scala di maggior dettaglio su tutto il territorio comunale, non possono tuttavia modificare in deperimetrazione né le fasce PSFF né quelle determinate negli scenari di intervento del PGRA. Possono costituire solamente una modifica alle perimetrazioni PAI esistenti, oltre ovviamente a individuare nuove perimetrazioni.

Nella Figura 6 seguente si riporta l'estratto cartografico della pericolosità idraulica aggiornata in seguito alle procedure di variante del comune di Oliena.

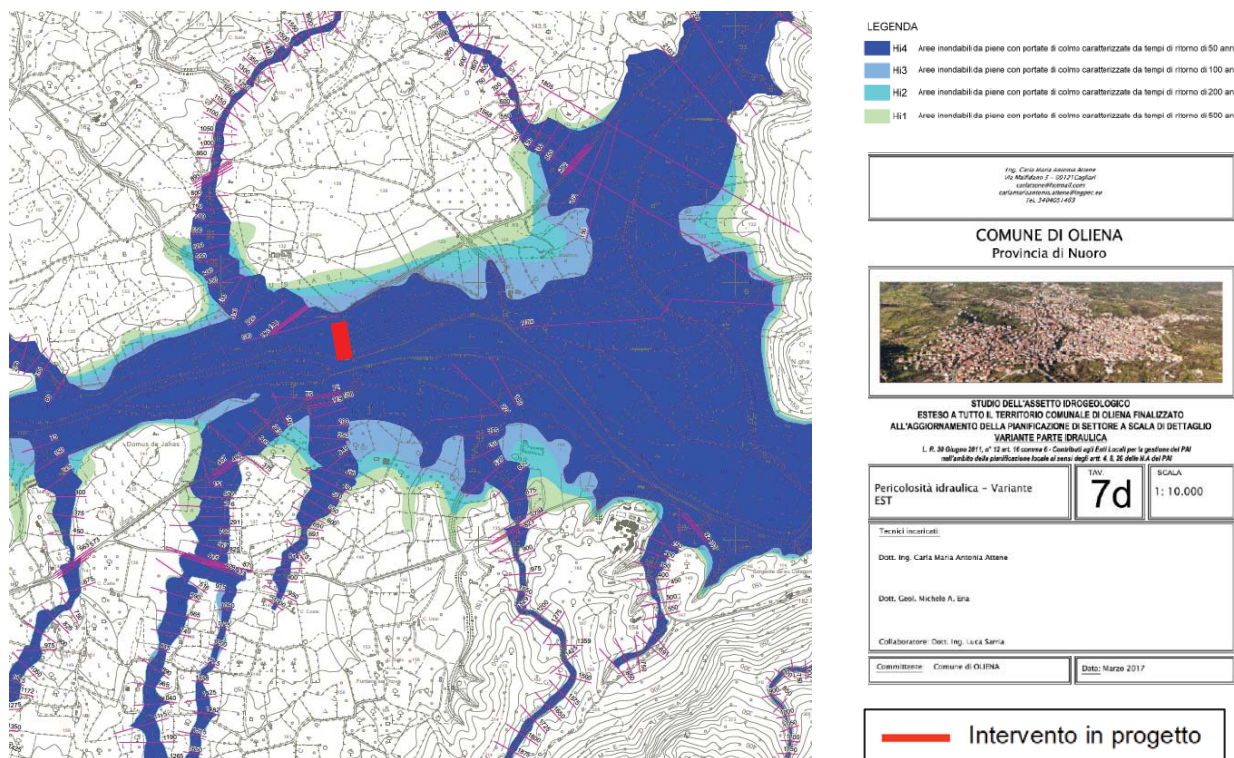


Figura 6 – Comune di Oliena – Pericolosità idraulica – Variante EST (Tavola 7d).

3. SINTESI DELL'ANALISI IDROLOGICA

La metodologia, l'analisi e i conseguenti risultati sono dettagliati nell'elaborato dedicato "Relazione Idrologica", di cui per semplicità espositiva di seguito si riassumono le conclusioni.

Il Ponte di Oloè sulla SP 46 si pone a N-E dell'abitato di Oliena, circa 10 km a monte dello sbarramento di Pedra 'e Othoni sul lago del Cedrino.

Le verifiche idrauliche saranno condotte applicando i valori di portata al colmo definiti per la sezione di chiusura (pari a $Q_{TR200}=2090 \text{ m}^3/\text{s}$ per la portata duecentennale), riassunti nella tabella a seguire.

Tabella 4 – Sintesi dei valori di portata determinati per la sezione di chiusura progettuale.

| BACINO | Area (km ²) | QTR=50 (m ³ /s) | QTR=100 (m ³ /s) | QTR=200 (m ³ /s) | QTR=500 (m ³ /s) |
|--------------------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Cedrino al ponte di Oloè | 341,9 | 1460 | 1770 | 2090 | 2500 |

Le condizioni di invaso del lago di Pedra 'e Othoni vedono una quota di massima regolazione pari a 103.0 m s.m. (anche se abbattibile a 100.0 m s.m.), e una quota di massimo invaso pari a 127.5 m s.m.

E' importante tenere a riferimento anche il massimo livello idrometrico del lago raggiunto durante l'alluvione Cleopatra del 2013, pari a 112.83 m s.m.

4. ANALISI IDRAULICA MONODIMENSIONALE

Le attività di analisi idraulica sono volte alla definizione dei profili di corrente relativi ai diversi tempi di ritorno per i quali sono state determinate le portate di piena nell'ambito delle attività di analisi idrologica. Attraverso tali profili è possibile sia individuare il tempo di ritorno della piena che determina esondazione, sia i parametri idrodinamici che caratterizzano i deflussi in esame.

4.1 Inquadramento del tratto di studio

Tenuto conto della presenza del lago e delle condizioni morfometriche del fondovalle, si procede nell'assumere come oggetto della analisi idraulica il tratto di fiume esteso tra circa 4,5 km a monte del ponte di Oloè, a Nord-Est dell'abitato di Oliena, fino alla diga di Pedra E'Othoni, circa 10 km più a valle, che forma il lago Cedrino (invaso artificiale gestito dal consorzio di bonifica della Sardegna centrale).

4.2 Modello di calcolo e approccio metodologico

L'analisi idraulica è stata condotta utilizzando il modello numerico HEC-RAS ver. 6.0 che consente il calcolo dell'andamento dei profili di corrente in moto permanente gradualmente variato od in moto vario in alvei naturali o canali artificiali includendo anche la valutazione degli effetti sulla corrente dovuti all'interazione con ponti, tombinature, briglie, stramazzi, aree golenali ecc. in condizioni 1D e 2D.

Nella presente analisi, il codice di calcolo HEC-RAS è stato utilizzato in condizioni di moto permanente in riferimento ai valori di portata al colmo di piena per assegnati periodi di ritorno definiti nell'ambito dell'analisi idrologica.

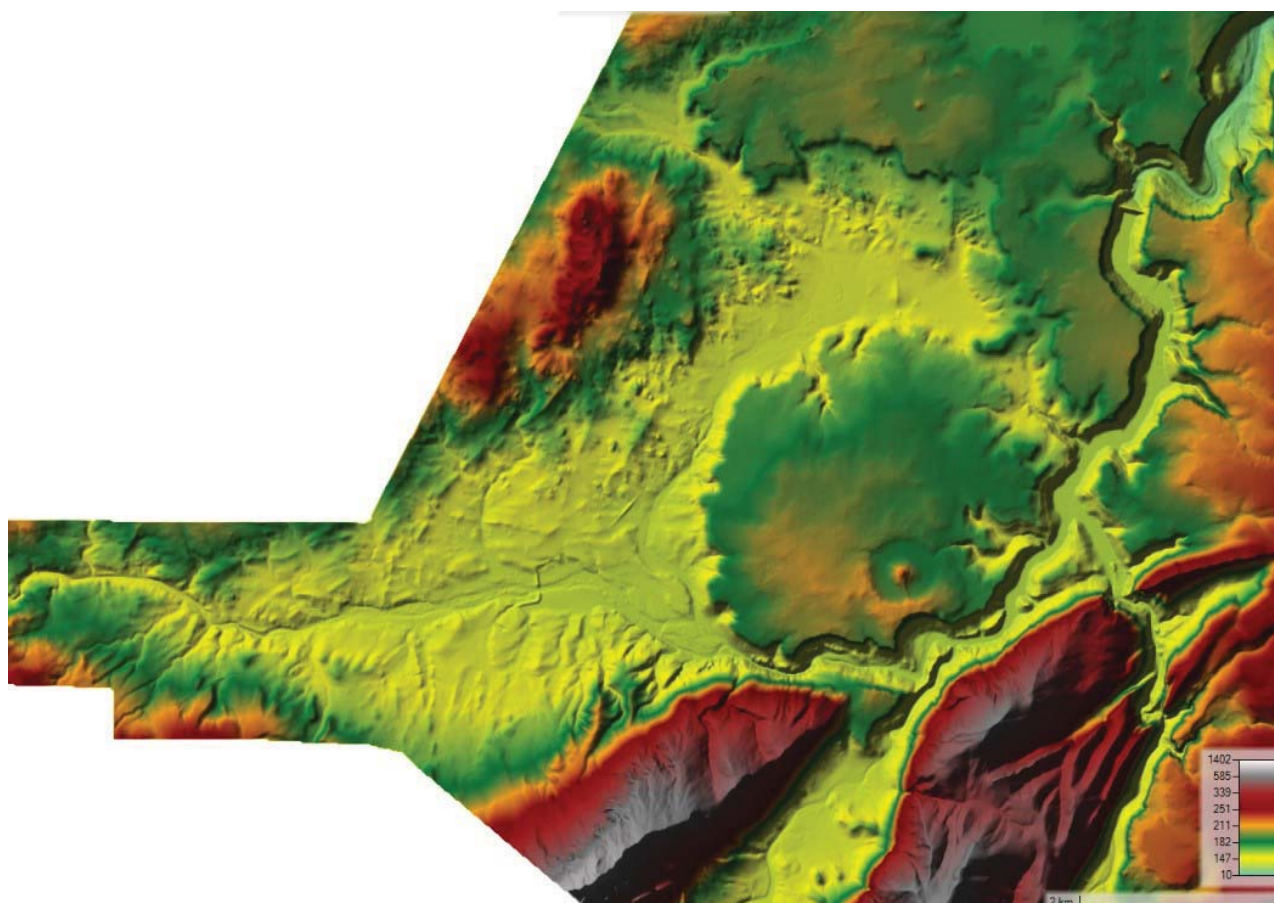


Figura 7 – Estratto del modello digitale del terreno a passo 1 metro, lungo il tratto del fiume Cedrino.

Complessivamente sono state condotte simulazioni relative a quattro tempi di ritorno: 50, 100, 200 e 500 anni. Le geometrie del tratto, in termini di sezioni trasversali e caratteristiche delle strutture, sono state definite principalmente sulla base del modello digitale del terreno (luglio 2013) con risoluzione a terra 1 metro derivante da scansione LiDAR su piattaforma aerea acquisito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare e integrate con i risultati di successivi rilievi celerimetrici del 2019.

Il DTM passo 1 m deriva da volo LiDAR realizzato, tra il 2008 e il 2009, dal rilievo MATTM per le fasce fluviali di I e II ordine (sceondo IGM) della Sardegna. Il dato DTM è stato riproiettato dalla RAS, da coordinate geografiche a coordinate piane, sono stati mosaicati sulla base delle sezioni alla scala 1:10.000 della Carta Tecnica Regionale (CTR). Ha un'accuratezza altimetrica pari a ± 15 cm e planimetrica pari a ± 30 cm. Nella seguente FIGURA è riportato un estratto del modello digitale di elevazione per l'area in questione.

I valori di scabrezza sono stati invece calcolati utilizzando una metodologia di dettaglio in modo da differenziare le caratteristiche delle singole porzioni di ogni sezione trasversale, sulla base dei risultati delle attività di caratterizzazione granulometrica e di rilievo della vegetazione effettuate nel PSFF e qui riproposte e confermate.

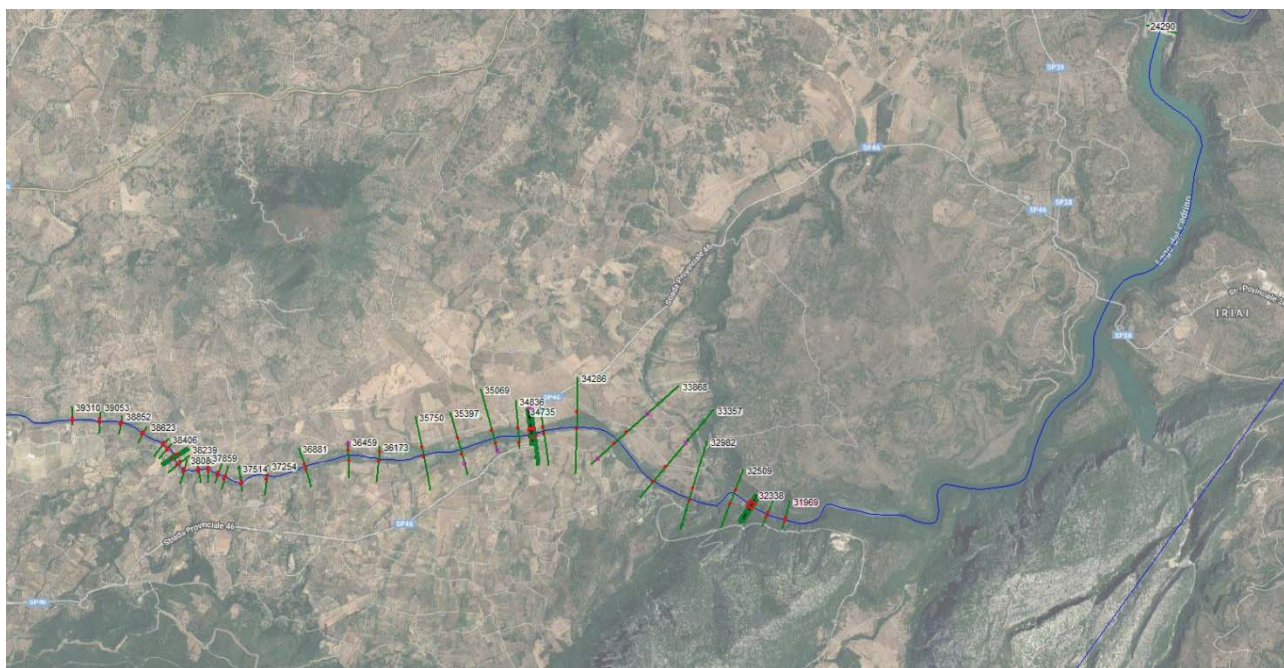


Figura 8 – Rappresentazione planimetrica del tratto di modello del fiume Cedrino a monte della diga Pedra E' Othoni, su ortofoto Google satellite.

4.3 Costruzione del modello numerico

4.3.1 Schematizzazione geometrica

Il tratto di fiume Cedrino oggetto di analisi è stato schematizzato attraverso 45 sezioni trasversali, per una lunghezza complessiva dell'asta di circa 15 km. A valle è stata aggiunta la sezione identificata con il numero "24290", posta allo sbarramento del lago del Cedrino, dove avviene la regolazione dei livelli d'invaso, alla quale sono state imposte le condizioni al contorno di valle per gli scenari analizzati.

La localizzazione delle sezioni di calcolo è riportata nell'estratto cartografico in Figura 8 ed in forma numerica, con numerazione da monte verso valle, in Tabella 5.

I valori dei coefficienti di contrazione ed espansione richiesti dal modello numerico sono stati assunti rispettivamente pari a 0,1 e 0,3, come suggerito dal manuale tecnico in presenza di variazioni graduali.

Tabella 5 – Elenco delle sezioni di calcolo e relativa progressiva da valle. Sono indicati il codice della sezione di calcolo e la relativa progressiva lungo l'asse dell'alveo.

| ID Sezione Idraulica | Progressiva [m] | ID Sezione Idraulica | Progressiva [m] |
|----------------------|-----------------|----------------------|-----------------|
| 39310 | 0 | 35069 | 4242 |
| 39053 | 257.4 | 34836 | 4474,2 |
| 38852 | 458.3 | 34735 | 4575,1 |
| 38623 | 687.4 | 34723 | 4587,1 |
| 38406 | 904.4 | 34708 | 4602,9 |
| 38346 | 964.7 | 34700 | 4610,9 |
| 38257 | 1053.9 | 34696 | 4614,9 |
| 38248 | 1062.4 | 34689 | 4621,4 |
| 38239 | 1071.6 | 34676 | 4634,8 |
| 38229 | 1081.1 | 34598 | 4713,1 |
| 38168 | 1142.2 | 34286 | 5024,5 |
| 38086 | 1224.4 | 33868 | 5442,9 |
| 37952 | 1358.8 | 33357 | 5953,6 |
| 37859 | 1451.6 | 32982 | 6328,5 |
| 37749 | 1561.1 | 32509 | 6801,5 |
| 37677 | 1633.7 | 32338 | 6972,5 |
| 37514 | 1796.2 | 32325 | 6986,1 |
| 37254 | 2056.6 | 32299 | 7012 |
| 36881 | 2429.5 | 32289 | 7021,3 |
| 36459 | 2851.3 | 32141 | 7170,1 |
| 36173 | 3137.8 | 31969 | 7341,3 |
| 35750 | 3560.4 | 24290 | 15026,2 |
| 35397 | 3913.5 | | |

4.3.2 Attraversamenti e strutture

Nel tratto oggetto di studio sono presenti due strutture trasversali: il ponte oggetto di analisi e una briglia poco a monte della confluenza con il Rio de sa Oche. La struttura *Bridge* è stata schematizzata utilizzando 4 sezioni trasversali, due a monte e due a valle dell'impalcato; la distanza tra le sezioni è stata definita in modo da rappresentare correttamente la larghezza della struttura e il restringimento geometrico indotto dalla stessa.

Per il calcolo del profilo di corrente in corrispondenza delle strutture, tra le diverse opzioni offerte dal codice di calcolo, sono state selezionate le equazioni di bilancio dell'energia ed il metodo dei momenti, tra le quali il programma seleziona in automatico la formulazione caratterizzata dalla maggiore dissipazione energetica, per il deflusso al di sotto dell'impalcato (*low flow*); viene invece assunta la schematizzazione con deflusso in pressione e stramazzo al di sopra dell'impalcato (*pressure and weir*) per le situazioni con livello della corrente tale da interessare l'intradosso del ponte (*high flow*). Le condizioni limite per il deflusso in pressione sono definite dal programma in base al livello di corrente a monte.

Analogamente, ricorrendo a 4 sezioni trasversali, è stata schematizzata la briglia, definendo la geometria della soglia come da rilievo e tarando il coefficiente di stramazzo.

Nel modello di calcolo sono stati inseriti i vincoli di *levee*, in corrispondenza delle arginature ed *ineffective flow area* non permanenti laddove vi sono elementi di discontinuità significativi caratterizzati da una lunghezza longitudinale compatibile con l'interasse tra le sezioni di calcolo.

Le strutture trasversali presenti nel tratto oggetto di studio sono elencate a seguire nella Tabella 6.

Tabella 6 – Elenco delle strutture trasversali presenti nel tratto di studio.

| Descrizione | ID Sezione Idraulica | Progressiva [m] |
|-------------------|----------------------|-----------------|
| Ponte Oloè – SP46 | 34715.5 | 4595 |
| Briglia | 32300 | 6999 |

4.3.3 Assegnazione dei coefficienti di scabrezza

La determinazione dei parametri di scabrezza da associare alle sezioni di calcolo presenta non poche criticità data la significativa influenza di tali valori sui livelli di corrente e la contestuale assenza di una regola di calcolo univoca. Non potendo sopperire a tale mancanza facendo ricorso ad adeguati dati di calibrazione sufficientemente affidabili per la taratura del modello, la scelta dei parametri di scabrezza è stata condotta sulla base di un criterio per quanto possibile deterministico nella caratterizzazione della singola sezione o porzione di territorio. In generale, la scabrezza caratteristica di un tratto di corso d'acqua è data dalla somma di molteplici fattori tra loro indipendenti, quali:

- la morfologia e lo sviluppo planimetrico dell'alveo;
- il materiale costituente il fondo ed i piani golenali;
- l'irregolarità delle sezioni trasversali;
- la presenza di ostruzioni;
- la presenza di vegetazione.

A questi elementi si aggiunge poi, con peso spesso superiore rispetto agli altri fattori, ed in particolare durante gli eventi intensi quali quelli oggetto della presente analisi, l'effetto del materiale trasportato dalla corrente.

Ognuno dei fattori sopra elencati è in grado di esercitare, in particolari condizioni, un effetto elevato sulle condizioni di deflusso della corrente.

In base alle considerazioni sopra esposte, per il tratto studiato è stato assunto un valore del coefficiente di Strickler pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, uniforme lungo il contorno bagnato dell'alveo attivo di magra, classificando di fatto il

corso d'acqua come torrente naturale con presenza di vegetazione e sedimenti di media pezzatura. Per quanto riguarda le aree golenali in destra e in sinistra all'alveo, è stato attribuito un valore compreso tra 13 e 15 m^{1/3}/s. Si riporta in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** la tabella dei valori dell'indice di scabrezza di Strickler per i corsi d'acqua, secondo il riferimento "Handbook of Applied Hydrology" - Ven Te Chow, da cui si evince la conferma dei parametri di scabrezza utilizzati nel modello.

2. Excavated or Dredged Channels

a. Earth, Straight, and Uniform:

| | | | |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|
| 1. Clean, recently completed | 0.016 | 0.018 | 0.020 |
| 2. Clean, after weathering | 0.018 | 0.022 | 0.025 |
| 3. Gravel, uniform section, clean | 0.022 | 0.025 | 0.030 |
| 4. With short grass, few weeds | 0.022 | 0.027 | 0.033 |

b. Earth Winding and Sluggish:

| | | | |
|---------------------------------------------------|-------|-------|-------|
| 1. No vegetation | 0.023 | 0.025 | 0.030 |
| 2. Grass, some weeds | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| 3. Dense weeds or aquatic plants in deep channels | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 4. Earth bottom and rubble sides | 0.028 | 0.030 | 0.035 |
| 5. Stony bottom and weedy banks | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| 6. Cobble bottom and clean sides | 0.030 | 0.040 | 0.050 |

c. Dragline-Excavated or Dredged:

| | | | |
|-------------------------|-------|-------|-------|
| 1. No vegetation | 0.025 | 0.028 | 0.033 |
| 2. Light brush on banks | 0.035 | 0.050 | 0.060 |

d. Rock Cuts:

| | | | |
|-------------------------|-------|-------|-------|
| 1. Smooth and uniform | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| 2. Jagged and irregular | 0.035 | 0.040 | 0.050 |

e. Channels not Maintained, Weeds and Brush Uncut:

| | | | |
|-----------------------------------------|-------|-------|-------|
| 1. Dense weeds, high as flow depth | 0.050 | 0.080 | 0.120 |
| 2. Clean bottom, brush on sides | 0.040 | 0.050 | 0.080 |
| 3. Same as above, highest stage of flow | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| 4. Dense brush, high stage | 0.080 | 0.100 | 0.140 |

3. Main Channels

| | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|
| a. Clean, straight, full stage, no rifts or deep pools | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| b. Same as above, but more stones and weeds | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| c. Clean, winding, some pools and shoals | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| d. Same as above, but some weeds and stones | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| e. Same as above, lower stages, more ineffective | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| f. Same as (d) with more stones | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| g. Sluggish reaches, weedy, deep pools | 0.050 | 0.070 | 0.080 |
| h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stand of timber and underbrush | 0.075 | 0.100 | 0.150 |

4. Mountain Streams, No Vegetation in Channel, Banks usually Steep, Trees and Brush along Banks Submerged at High Stages

| | | | |
|-----------------------------------------------|-------|-------|-------|
| a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| b. Bottom: cobbles with large boulders | 0.040 | 0.050 | 0.070 |

Source:

(1) ASCE, (1982), Gravity Sanitary Sewer Design and Construction, ASCE Manual of Practice No. 60, New York, NY.

(2) Chow, V.T., (1959), Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New York, NY.

Figura 9 – Valori dell'indice di scabrezza di Strickler (m^{1/3}/s)..

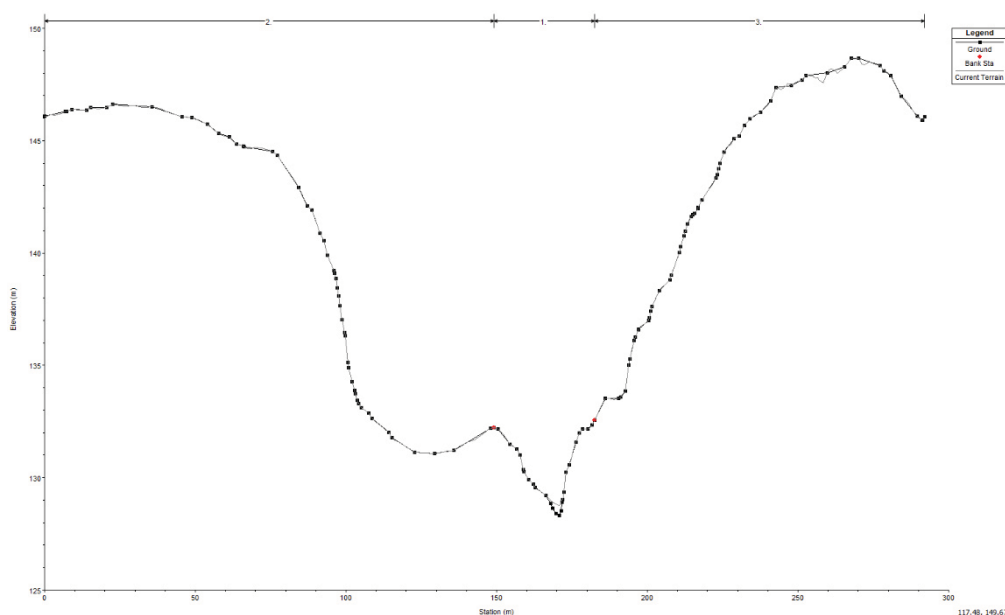


Figura 10 – Esempio di suddivisione in tratti di sezione trasversale caratterizzati da scabrezza omogenea.

4.4 Condizioni al contorno

Il regime dei deflussi lungo il fiume Cedrino è condizionato da valle dall'invaso del lago omonimo, a seconda della quota raggiunta dal livello idrico.

La condizione al contorno di valle è pertanto posta in corrispondenza del manufatto della diga Pedra E' Othoni (sezione 24290) imponendo il livello di invaso nel lago del Cedrino, a seconda degli scenari pari a 103 m s.l.m. come massima regolazione, pari a 127,5 m s.l.m. come massimo invaso o ancora 112,83 m s.l.m. come massimo livello raggiunto in occasione dell'evento Cleopatra nel novembre 2013.

Come condizione al contorno di monte sono state assunte le portate definite nell'analisi idrologica per la sezione di chiusura al ponte di Oloè (Tabella 4). La condizione al contorno di monte è stata imposta alla sezione 39310 in termini di livello in condizioni di moto uniforme, determinato automaticamente dal programma in base ai valori di portata assegnati, pendenza e scabrezza del tratto di fiume. La sezione iniziale del modello è ubicata circa 4,5 km a monte del ponte (dislivello altimetrico di oltre 20 m), risultando in questo modo del tutto ininfluyente ai risultati delle analisi.

4.5 Scenari di simulazione

Le simulazioni in moto stazionario, condotte con il modello descritto, hanno lo scopo di analizzare il comportamento idraulico in piena del fiume Cedrino, nel tratto d'interesse in corrispondenza del ponte di Oloè sulla SP46.

In particolare, per la redazione del presente studio di compatibilità idraulica, le simulazioni sono state condotte per valutare le esondazioni e l'interazione con l'attraversamento, da attendersi in caso di deflusso di piene significative.

Le verifiche idrauliche svolte con il modello monodimensionale hanno riguardato due differenti configurazioni geometriche:

1. **Configurazione "Stato di fatto"** - Al fine di valutare le criticità idrauliche che attualmente si riscontrano nel tratto d'interesse e soprattutto quelle riguardanti l'interazione della corrente con il ponte esistente;
2. **Configurazione "Progetto"** - Questo scenario consiste essenzialmente nella realizzazione di una nuova campata di luce libera pari a 40 metri, da realizzare nell'attuale rilevato d'approccio sul lato Dorgali, lasciando invariato l'impalcato già esistente.

Per entrambe le configurazioni geometriche sono state svolte le analisi idrauliche variando la condizione al contorno di valle rappresentativa del livello idrico nel lago del Cedrino, secondo i 3 scenari di:

1. Massima regolazione – Livello idrico = 103,0 m s.l.m.;
2. Massimo invaso – Livello idrico = 127,50 m s.l.m.
3. Massima quota raggiunta in occasione dell'evento "Cleopatra", novembre 2013 – Livello idrico = 112,83 m s.l.m.

4.6 Analisi dei risultati

Di seguito si descrive sinteticamente quanto evidenziato dalle simulazioni condotte sulle due configurazioni, per diversi tempi di ritorno dell'onda di piena. Per il dettaglio dei risultati delle simulazioni si rimanda all'Allegato II, dove sono riportati in forma tabellare, di profili e di sezioni per ogni tempo di ritorno e configurazione analizzata.

4.6.1 Configurazione "Stato di fatto"

Allo stato attuale, la quota di intradosso in chiave alla campata centrale del ponte è posizionata a 121,37 m s.m. In corrispondenza delle pile la quota minima d'intradosso, invece, è pari a 119,63 m s.m., mentre alle spalle è di 120,96 m s.m.

Analizzando gli scenari di stato di fatto in funzione delle differenti condizioni al contorno imposte, risulta che il ponte è potenzialmente soggetto a sormonto rispetto la quota di massimo invaso del lago per un tirante di circa 5 m. Questa condizione, tuttavia è associabile a un evento con tempo di ritorno certamente superiore a TR=200 anni.

Negli altri due scenari, con livello d'invaso a 103,0 m s.m. (massima regolazione) e 112,83 m s.m. (massimo livello evento "Cleopatra"), i profili di piena a monte del ponte risultano identici per tutti i tempi di ritorno analizzati. Questa condizione evidenzia come la struttura del ponte determini una disconnessione idraulica del deflusso, generando un forte effetto di rigurgito a monte della stessa (Figura 11 seguente).

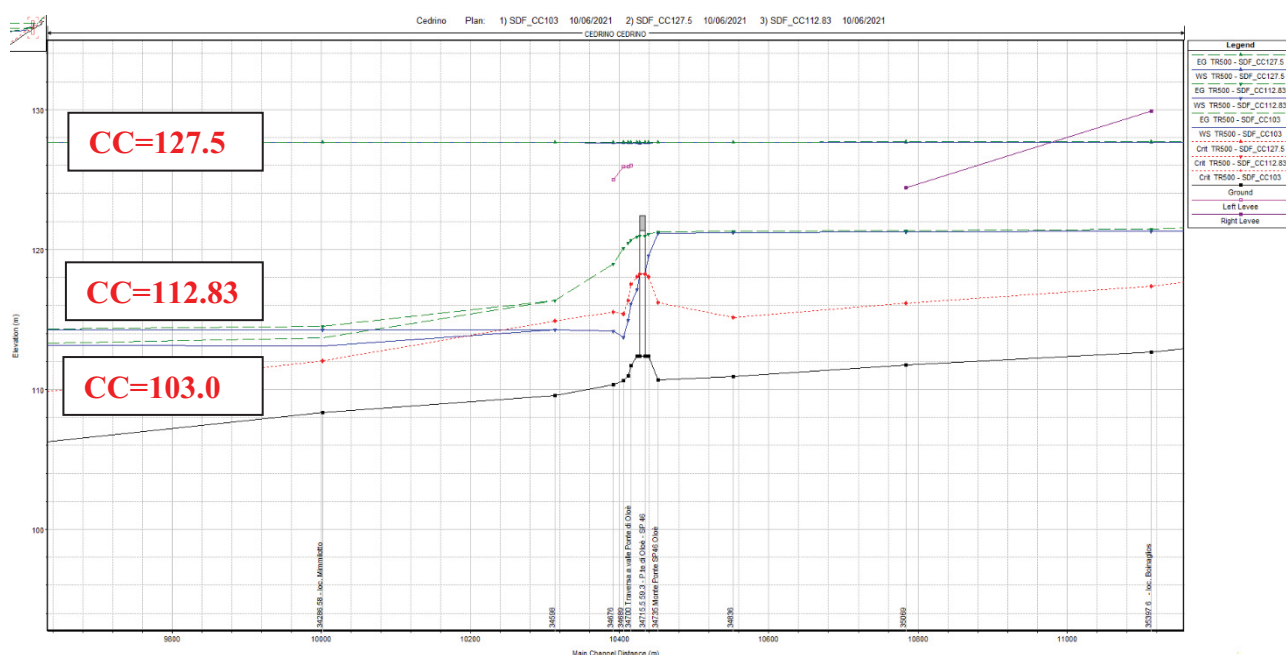


Figura 11 – Configurazione SDF: profili di piena TR=200 per le 3 differenti condizioni al contorno di valle.

In questi ultimi due scenari, la massima quota idrica raggiunta, valutata in un tratto sufficientemente a monte dell'impalcato per considerare l'effetto di rigurgito, risulta pari a circa 120,22 m s.m. per la portata con tempo di ritorno duecentennale e pari a 119,45 per la piena centennale.

Il livello raggiunto risulta essere superiore di 59 cm alla quota di intradosso minimo per la piena TR=200

A partire dalla piena centennale, si registra un seppur minimo franco idraulico, pari a 0,18 m, che aumenta a 0,98 m per la piena TR=50, che determina un livello a monte di 118,65 m s.m.

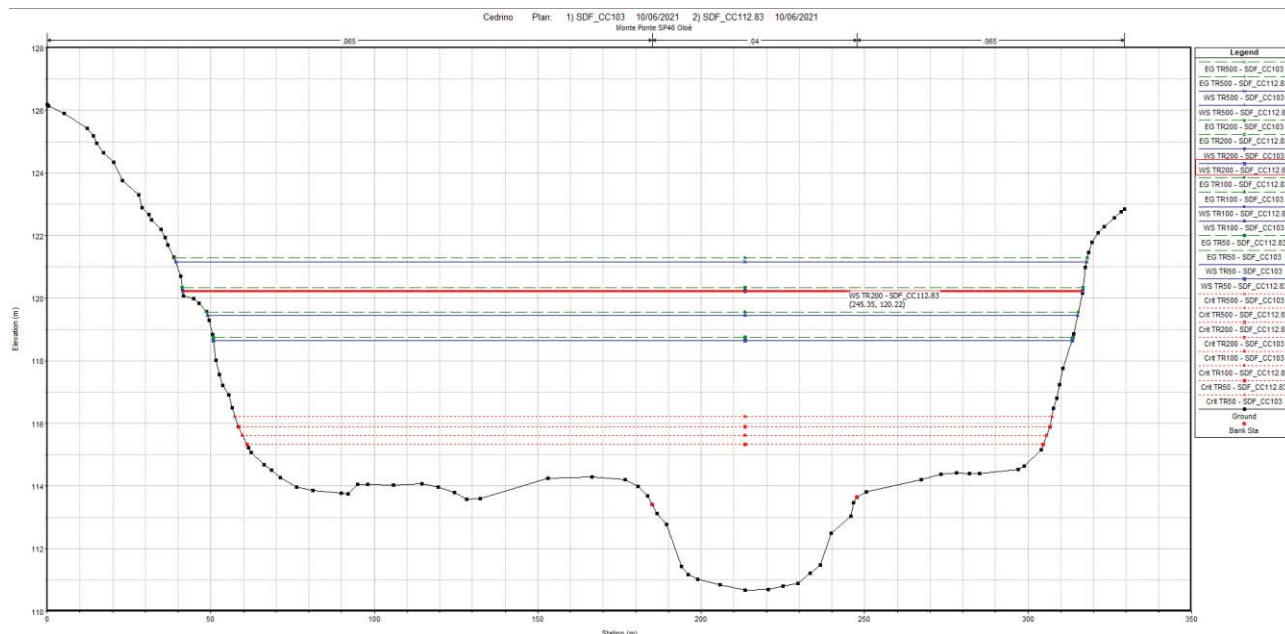


Figura 12 – Configurazione SDF: livelli di piena nella sezione a monte del ponte.

La presenza del ponte esistente, con una luce di circa 67 metri rispetto ai 250 m della naturale sezione di deflusso, si inserisce nel fondovalle come un'importante strozzatura che determina, oltre all'indicato innalzamento dei livelli a monte, un marcato incremento delle velocità della corrente sotto e in adiacenza al ponte. I profili di piena mostrano al ponte un passaggio attraverso lo stato critico, con velocità massime che raggiungono valori teorici superiori a 8 m/s per la piena duecentennale.

Valori così elevati di velocità rappresentano una enorme criticità, in quanto generano valori di tensioni tangenziali estremamente gravosi per le opere presenti, quali fondazioni pile, fondazioni spalle, rilevati, difese.

Valori così elevati di velocità lasciano intendere un campo di moto idraulico sul piano golenale certamente significativo e di richiamo verso l'unica apertura presente nel fondovalle: le velocità di deflusso golenali hanno certamente importanti componenti vettoriali **NON** parallele all'alevo, che il modello di calcolo monodimensionale non analizza. In tale ottica si evidenzia fin da subito l'opportunità di approfondire l'analisi mediante un approccio bidimensionale che meglio tende a rappresentare il caso in esame.

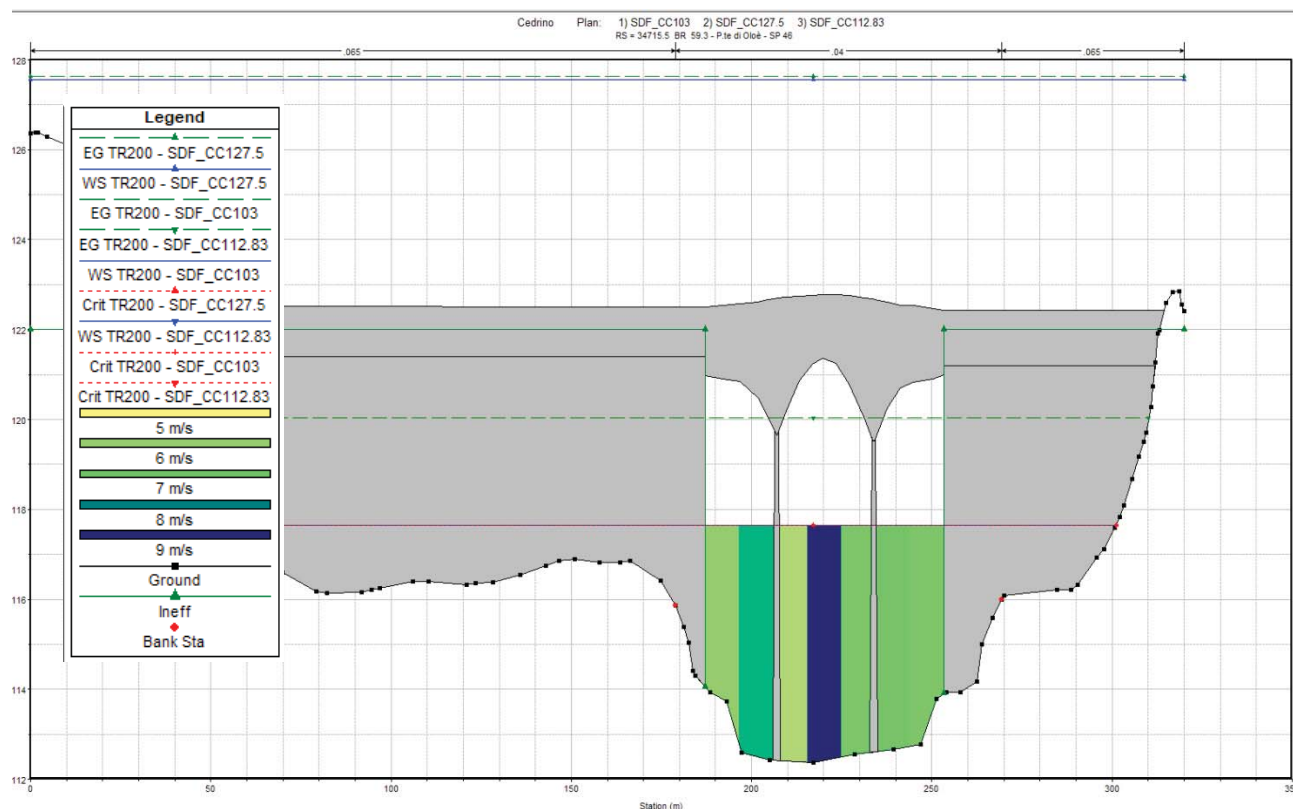


Figura 13 – Stato di fatto: distribuzione delle velocità alla sezione del ponte, per evento TR=200, pari a circa 8 m/s..

Tabella 7 – Sintesi dei risultati delle modellazioni per la configurazione “Stato di fatto”.

| CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO | | | | | | |
|-------------------------------|----------------|-----------------------------------|--------|--------|--------|--------------|
| TR | Livello idrico | Quota minima intradosso esistente | | Franco | | Velocità MAX |
| | | Pila | Spalla | Pila | Spalla | |
| anni | m s.m. | m s.m. | m s.m. | m | m | m/s |
| 50 | 118,65 | 119,63 | 120,96 | 0,98 | 2,31 | 7 |
| 100 | 119,45 | 119,63 | 120,96 | 0,18 | 1,51 | 7 |
| 200 | 120,22 | 119,63 | 120,96 | -0,59 | 0,74 | 8 |
| 500 | 121,15 | 119,63 | 120,96 | -1,52 | -0,19 | 8 |

4.6.2 Configurazione "Progetto"

Al fine di migliorare le problematiche riscontrate nell'attuale condizione (ridotti franchi idraulici fluviali, velocità elevate, ingenti azioni erosive) la configurazione progettuale prevede l'inserimento di un nuovo ponte sul rilevato lato Dorgali. La soluzione prevede una lunghezza della trave principale pari a 42,0 m (asse appoggi tra le due spalle) in modo da rispettare (anche se non strettamente cogente) la distanza netta tra i fili delle spalle dei 40 m indicati al paragrafo 5.1.2.3 della Normativa D.M. 17/01/2018.

In questo modo si è mirato a diminuire l'effetto barriera indotto dai rilevati presenti, promuovendo una migliore trasparenza del rilevato sinistro.

Per la nuova campata sinistra, la quota di intradosso è posizionata a 120,50 m s.m., mentre per la struttura esistente del ponte di Oloè, non intervenendo sulla geometria, le quote minime di intradosso rimangono invariate rispetto la configurazione precedente (121, 37 m s.m in chiave alla campata centrale, 119,63 m s.m.intradosso minimo alle pile, 120,96 m s.m. intradosso minimo alle spalle).

In questa nuova configurazione, negli scenari con la condizione al contorno di valle di massima regolazione (livello d'invaso a 103,0 m s.m.) e di massimi livelli registrati nell'evento "Cleopatra" (112,83 m s.m.), si ha, come per lo stato di fatto, la coincidenza dei profili di piena a monte del ponte per ogni tempo di ritorno.

Come indica la Figura 14 seguente, l'ampliamento della sezione di deflusso è certamente migliorativo, ma non tale da risolvere i rilevanti effetti di rigurgito.

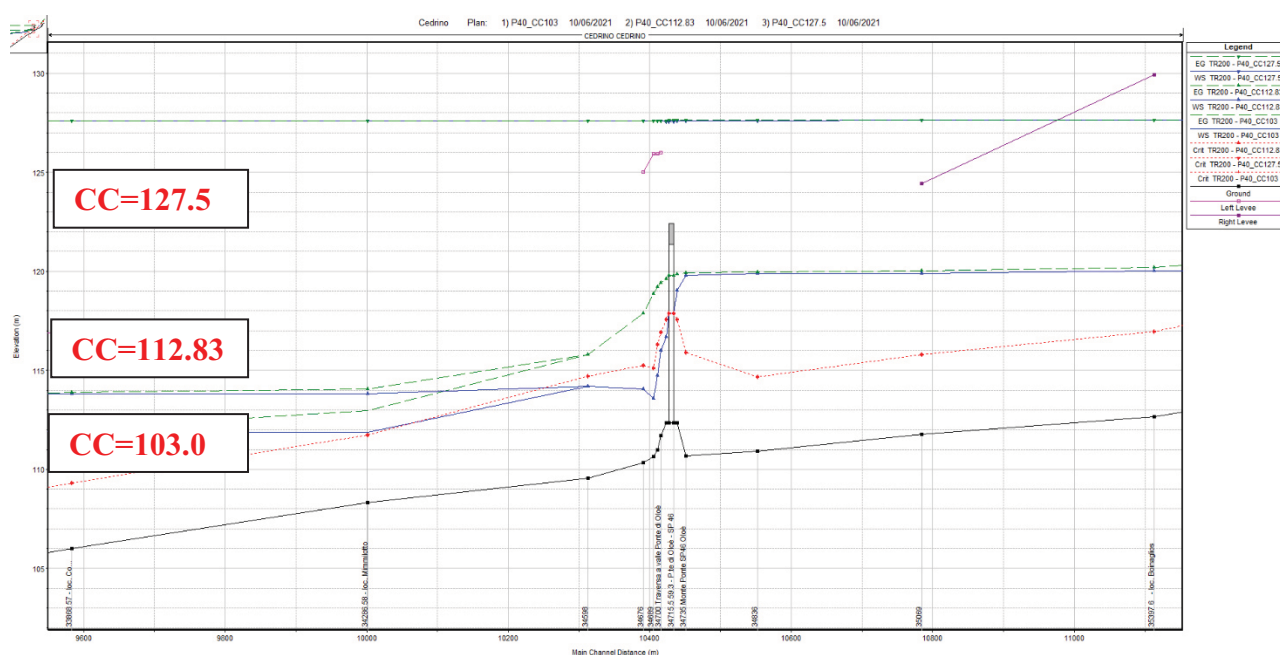


Figura 14 – Configurazione Progetto: profili di piena per le differenti condizioni al contorno di valle.

Per quanto riguarda i livelli idrici, valutati nella sezione 34735 a monte del ponte, si ha per la portata TR=200 un livello pari a 119,79 m s.m., di 118,55 m s.m. per la TR=50 e di 119,20 m s.m. per la TR=100, con abbassamenti compresi tra 0,4 e 0,1 m rispetto alle condizioni attuali di stato di fatto.

In queste condizioni il livello raggiunto risulta ancora superiore di 0,16 m alla quota di intradosso minimo alle pile di 59 per la piena duecentennale. Invece, per la piena TR=100 si determina un franco di 0,43 m, e per la TR=50 di 1,08 m.

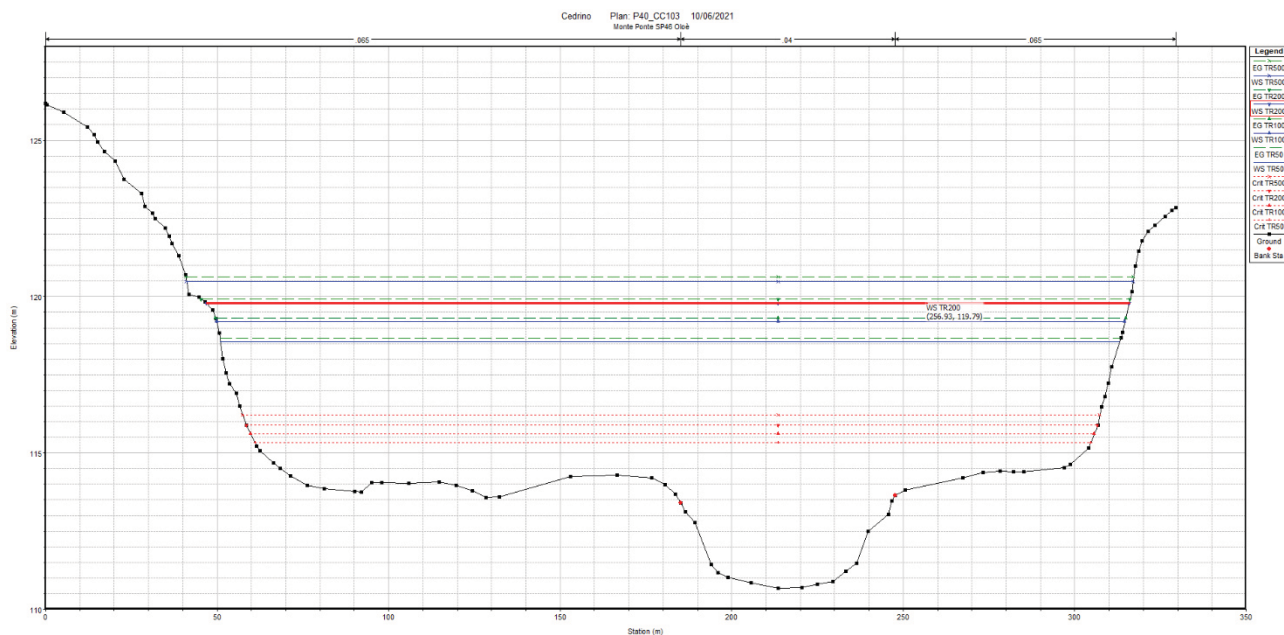
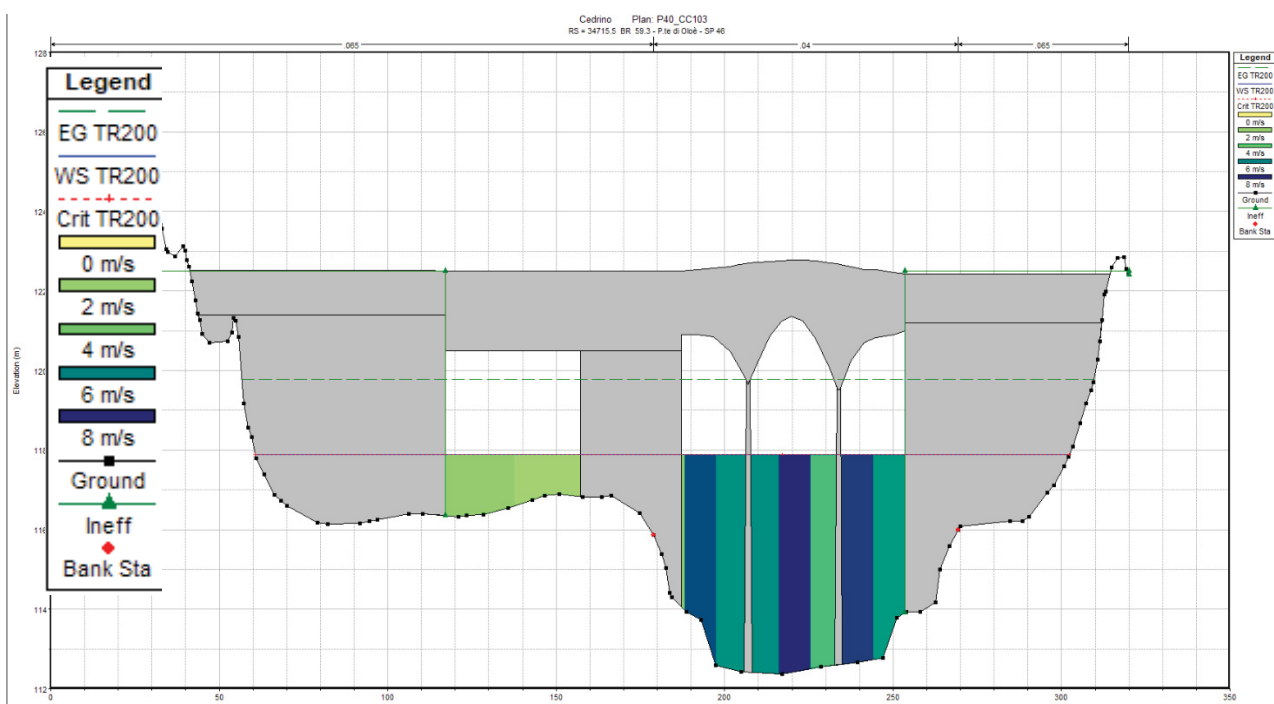


Figura 15 – Configurazione Progetto: livelli di piena nella sezione a monte del ponte.

I profili di piena evidenziano ancora un passaggio in corrente veloce in corrispondenza della struttura, con velocità massime dell'ordine di 8 m/s per la piena duecentennale.



Ovviamente, con una condizione al contorno di valle rappresentativa dei livelli di massimo invaso, il ponte risulta ancora in condizione di potenziale sormonto.

Tabella 8 – Sintesi dei risultati delle modellazioni per la configurazione "Progetto".

| CONFIGURAZIONE PROGETTO | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------|-------------------------|--------|---------------|--------|--------|---------------|--------------|
| TR | Livello idrico | Quota minima intradosso | | | Franco | | | Velocità MAX |
| | | Pila | Spalla | Nuova Campata | Pila | Spalla | Nuova Campata | |
| anni | m s.m. | m s.m. | m s.m. | m s.m. | m | m | m | m/s |
| 50 | 118,55 | 119,63 | 120,96 | 119,91 | 1,08 | 2,41 | 1,36 | 7 |
| 100 | 119,20 | 119,63 | 120,96 | 119,91 | 0,43 | 1,76 | 0,71 | 7 |
| 200 | 119,79 | 119,63 | 120,96 | 119,91 | -0,16 | 1,17 | 0,12 | 8 |
| 500 | 120,49 | 119,63 | 120,96 | 119,91 | -0,86 | 0,47 | -0,58 | 8 |

In termini di livelli, il beneficio dell'intervento è riportato nella tabella a seguire.

Tabella 9 – Confronto profili ANTE - POST operam.

| CONFIGURAZIONE PROGETTO - STATO DI FATTO | | | |
|------------------------------------------|----------------|----------------|----------------|
| TR | POST | ANTE | DELTA |
| | Livello idrico | Livello idrico | Livello idrico |
| anni | m s.m. | m s.m. | m |
| 50 | 118.55 | 118.65 | -0.10 |
| 100 | 119.2 | 119.45 | -0.25 |
| 200 | 119.79 | 120.22 | -0.43 |
| 500 | 120.49 | 121.15 | -0.66 |

Ovviamente tanto meno è interessato dai deflussi il piano golenale, tanto minore è il beneficio dell'intervento: è naturale che in caso di piene ordinarie contenute all'interno delle sponde, il deflusso non raggiunge la gola e i profili di piena rimangono invariati. L'intervento quindi NON modifica i deflussi ordinari né di magra né di piene ordinarie.

Si evidenzia come il modello di calcolo monodimensionale, nonostante l'evidente beneficio in termini di livelli, non adduca concreti miglioramenti anche in termini di velocità: per approfondire tale aspetto si è optato per una analisi idraulica più sofisticata, che sarà descritta nel capitolo seguente.

5. ANALISI IDRAULICA BIDIMENSIONALE

Per un dettagliato approfondimento delle azioni idrodinamiche in prossimità dell'attraversamento oggetto di studio è stato implementato un modello numerico bidimensionale, utilizzando anche in questo caso il codice di calcolo HEC-RAS nella versione 6.0.

Gli scenari studiati mediante il modello numerico bidimensionale sono:

- Configurazione di stato di fatto – Evento di piena del novembre 2013 sul fiume Cedrino (scenario utilizzato per la taratura del modello numerico);
- Configurazione di stato di fatto – Evento di progetto con tempo di ritorno di 200 anni;
- Configurazione di progetto – Evento di progetto con tempo di ritorno di 200 anni.

5.1 Allestimento del modello idrodinamico

5.1.1 Definizione del tratto di corso d'acqua simulato

Il modello bidimensionale è stato implementato per un tratto di fiume adeguatamente esteso a monte e a valle dell'area in prossimità del ponte di Oloè per consentire la corretta applicazione delle condizioni al contorno e, quindi, la rappresentazione affidabile dei fenomeni idrodinamici.

La schematizzazione bidimensionale comprende un tratto di fiume di circa 5 km, di cui 3 km si estendono a monte dell'attraversamento ed i restanti 2 km a valle.

L'ampiezza della griglia di calcolo è stata estesa in modo da poter schematizzare al meglio le dinamiche di deflusso delle piene più gravose nella zona di interesse.



Figura 16 – Estensione dell'area di implementazione del modello bidimensionale.

5.1.2 Costruzione della griglia di calcolo

Il numero totale delle celle di calcolo adottate nel dominio 2D è di 79338. La schematizzazione 2D è stata implementata mediante l'utilizzo di maglie di calcolo del tipo flexible mesh, configurazione adatta a discretizzare in maniera dettagliata le varie geometrie del tratto bidimensionale di interesse. La dimensione della maglia maggiore è costituita da celle 20X20 m; con l'inserimento di breakline di dettaglio, il dominio di

calcolo è passato da celle 10x10 m a celle di dettaglio aventi limite 0,2 m per lato: il dettaglio puntuale è stato ricreato nei punti più delicati, quali sponde, rilevati, soglia, pile e spalle.



Figura 17 – Estratto della discretizzazione della maglia di calcolo.

Il modello numerico è stato ricostruito utilizzando i dati topografici del modello digitale del terreno (luglio 2013) con risoluzione a terra 1 metro derivante da scansione LiDAR su piattaforma aerea acquisito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare nell'ambito del Piano Straordinario di Telerilevamento Ambientale. Il rilievo ha interessato le aste fluviali di I e II ordine (ordine gerarchico riportato nel catalogo dei fiumi IGM).

Inoltre, è stato utilizzato ad integrazione del DTM il rilievo celerimetrico di dettaglio effettuato da ANAS nel 2014 ed i successivi rilievi integrativi del 2019. In particolare, tali rilievi sono serviti per perfezionare le quote dell'alveo in prossimità dell'opera come la soglia di valle ed i rilevati di approccio.



Figura 18 – Vista planimetrica del rilievo celerimetrico del ponte di Oloè.

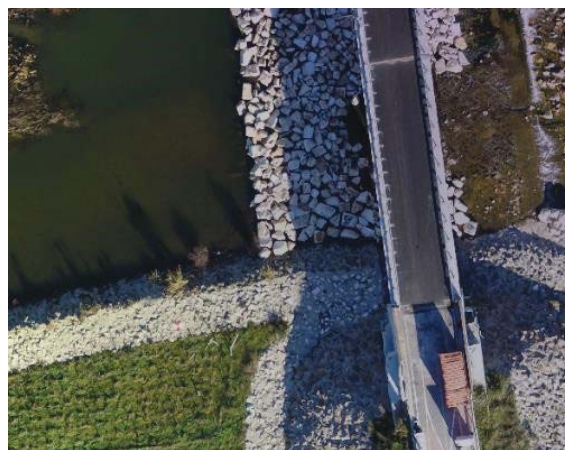
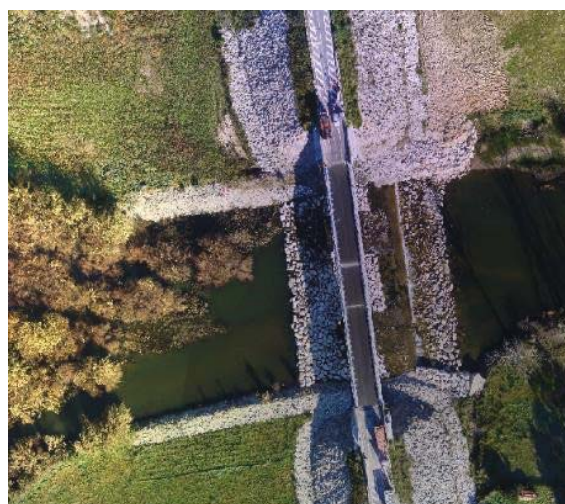
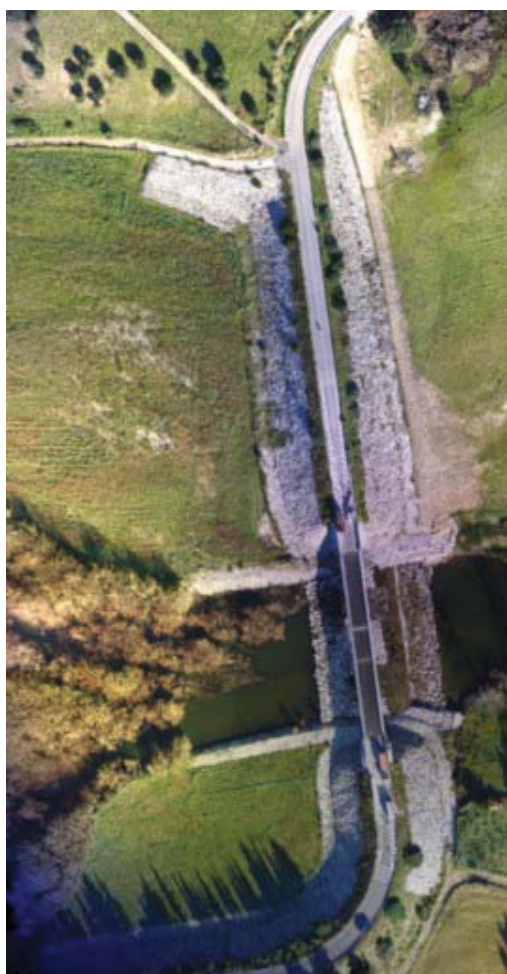


Figura 19 – Inquadramento rilievo ANAS gennaio 2019.

5.1.3 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno assegnate al modello bidimensionale per l'esecuzione delle simulazioni idrodinamiche sono le seguenti:

- condizione al contorno di monte: idrogramma di portata specifico per l'evento da simulare (evento 2013 ed evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni, si rimanda alla relazione idrologica per le specifiche di tali dati di input);

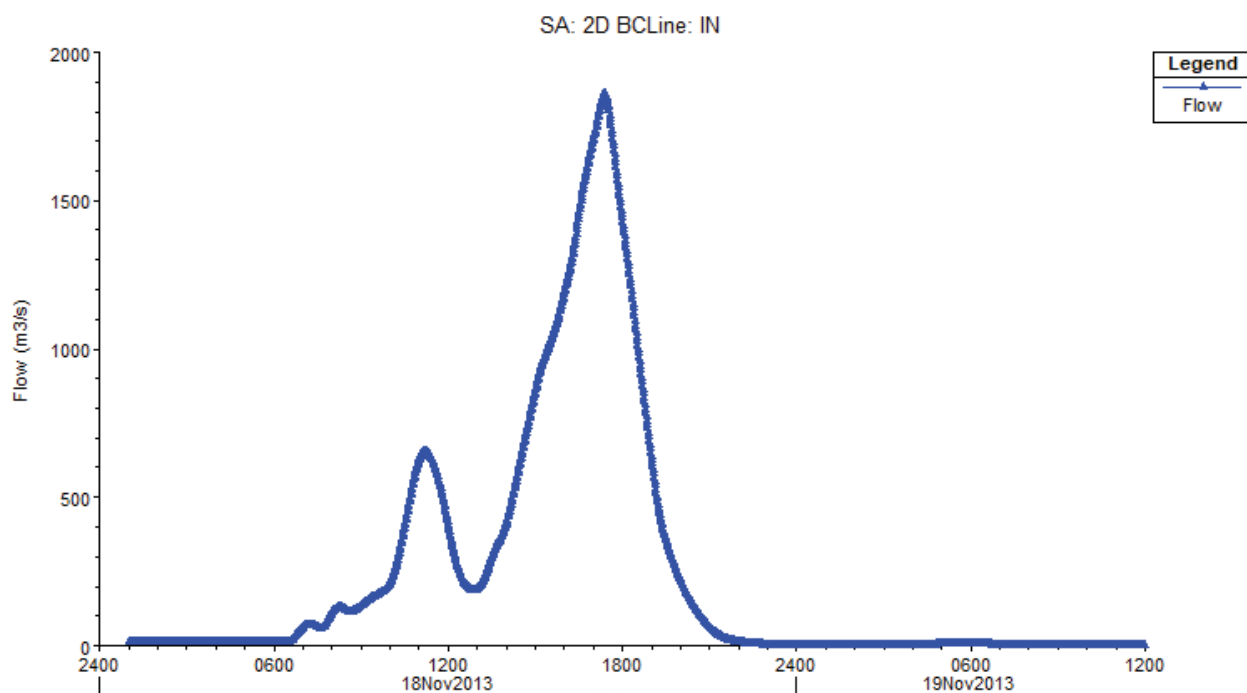


Figura 20 – Idrogramma di piena – evento “Cleopatra” novembre 2013.

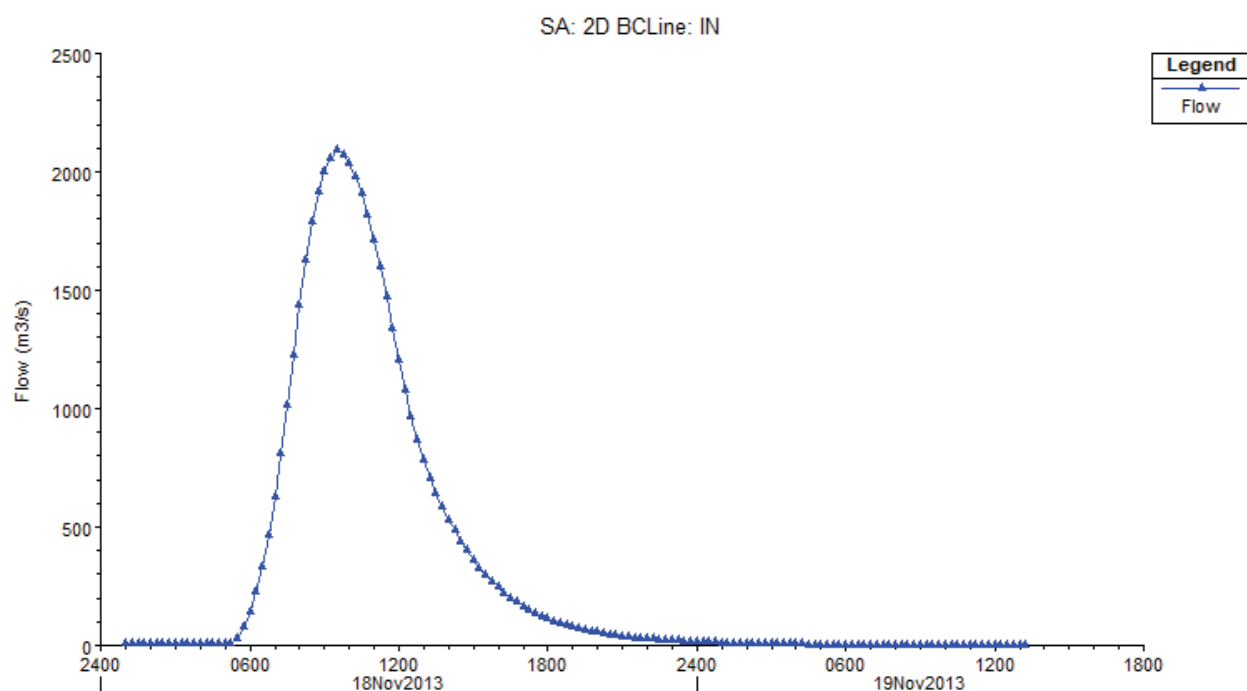


Figura 21 – Idrogramma di piena - evento TR 200 anni.

- condizione al contorno di valle: imposizione del livello del lago del Cedrino: massima regolazione a 103 m s.l.m.

5.1.4 Definizione della scabrezza

La scabrezza rappresenta, all'interno delle equazioni del moto, il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo quelle per attrito sul fondo di scorrimento e sulle sponde dell'alveo attivo. Tale parametro è difficilmente valutabile con precisione ed è abitualmente utilizzato per tarare il modello. Nel caso in esame la valutazione dei coefficienti di scabrezza di primo tentativo inseriti nel modello sono stati basati su dati di letteratura, sull'esperienza acquisita e sulle indicazioni rilevate durante i sopralluoghi lungo il tratto oggetto di studio. Successivamente sono stati ulteriormente affinati e tarati durante le simulazioni eseguite per la riproduzione dell'evento di piena del novembre 2013.

Indicativamente il valore del coefficiente di Strickler è variabile tra 15 e 20 $m^{1/3}/s$; nella classificazione V.T. Chow il corso d'acqua è riconducibile alla tipologia "torrente montano con fondo alveo in ciottoli e massi".

| tipo di superficie | Minimo | Normale | Massimo |
|---------------------------------------------------------|--------|---------|---------|
| ALVEI DI PIANURA | | | |
| non vegetati, rettilinei, corrente regolare | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| come sopra ma con pietre e alghe | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| non vegetati, tortuosi con molenti e rapide | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| come sopra ma con pietre e alghe | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| come sopra, in magra | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| non vegetati, tortuosi, pietre, molenti e rapide | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| molto irregolari e alghe molto fitte | 0.075 | 0.100 | 0.150 |
| ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI) | | | |
| sul fondo: ghiaia, ciottoli e massi radi | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| sul fondo: ciottoli e grandi massi | 0.040 | 0.050 | 0.070 |
| GOLENE E PIANE INONDABILI | | | |
| prato senza cespugli, erba bassa | 0.025 | 0.030 | 0.035 |
| prato senza cespugli, erba alta | 0.030 | 0.035 | 0.050 |
| campi incolti | 0.020 | 0.030 | 0.040 |
| coltivazioni a filari | 0.025 | 0.035 | 0.045 |
| colture di cereali in pieno sviluppo | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| aree con cespugli sparsi e erba alta | 0.035 | 0.050 | 0.070 |
| aree con cespugli bassi e alberi, in inverno | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| aree con cespugli bassi e alberi, in estate | 0.040 | 0.060 | 0.080 |
| cespugli fitti, in inverno | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| cespugli fitti, in estate | 0.070 | 0.100 | 0.160 |

Figura 22 – Valori di scabrezza (fonte: "Open channel hydraulics", Ven te Chow).

5.2 Simulazioni idrodinamiche

Al fine di garantire al meglio l'analisi di compatibilità idraulica del ponte di Oloè sono state condotte in moto vario secondo lo schema di calcolo 2D le seguenti simulazioni:

- modellazione di taratura: simulazione dell'evento novembre 2013;
- modellazione della piena duecentennale nelle seguenti configurazioni:
 1. stato di fatto con livello del lago del Cedrino pari a 103 m s.l.m. (livello di massima regolazione;
 2. stato di progetto livello del lago del Cedrino pari a 103 m s.l.m. (livello di massima regolazione.

Preme evidenziare che nella restituzione grafica dei risultati modellestici non si vede l'impalcato, che peraltro negli scenari svolti non viene lambito e quindi nemmeno sormontato.

5.2.1 Analisi degli scenari simulati

Configurazione di taratura – Evento novembre 2013

La simulazione idrodinamica della piena verificatasi nel novembre 2013 è stata utilizzata per tarare il modello, modificando i valori di scabrezza in modo da ottenere risultati coerenti con i livelli registrati.

Fondamentale per l'analisi dell'estensione degli allagamenti (benchmarking delle tracce di piena) è stato l'utilizzo delle foto ed ortofoto post alluvione oltre che le misurazioni effettuate da Enas alla diga per quanto concerne i livelli del lago (livello massimo raggiunto nel lago pari a 112,83 m s.l.m., condizione imposta come condizione al contorno di valle del modello idraulico).



Figura 23 – Tracce di piena ponte di Oloè – evento novembre 2013 (fonte: relazione idraulica prof. Bizzarri).

Un ulteriore dato di stima proviene dall'attività peritale del professor Bizzarri; l'attività dichiara il massimo livello raggiunto dal fiume Cedrino nella zona immediatamente a monte al ponte di Oloè pari a circa 118 m s.l.m. in spalla destra, circa 119 m s.l.m. lungo il rilevato sinistro.

Nello stesso studio si indica in 1850 m³/s la portata stimabile d'evento al ponte.

Nelle immagini a seguire sono riportati i risultati delle verifiche condotte, in termini di livelli, tiranti e velocità.

I livelli calcolati confermano i valori previsti dagli studi pregressi e dai rilievi in campo post evento (tracce di piena). Dall'analisi del campo di moto si osserva che le velocità in approccio al ponte raggiungono valori di circa 5 m/s per poi aumentare fino a circa 7 m/s a qualche metro prima del richiamo della soglia di valle (*Figura 25*).

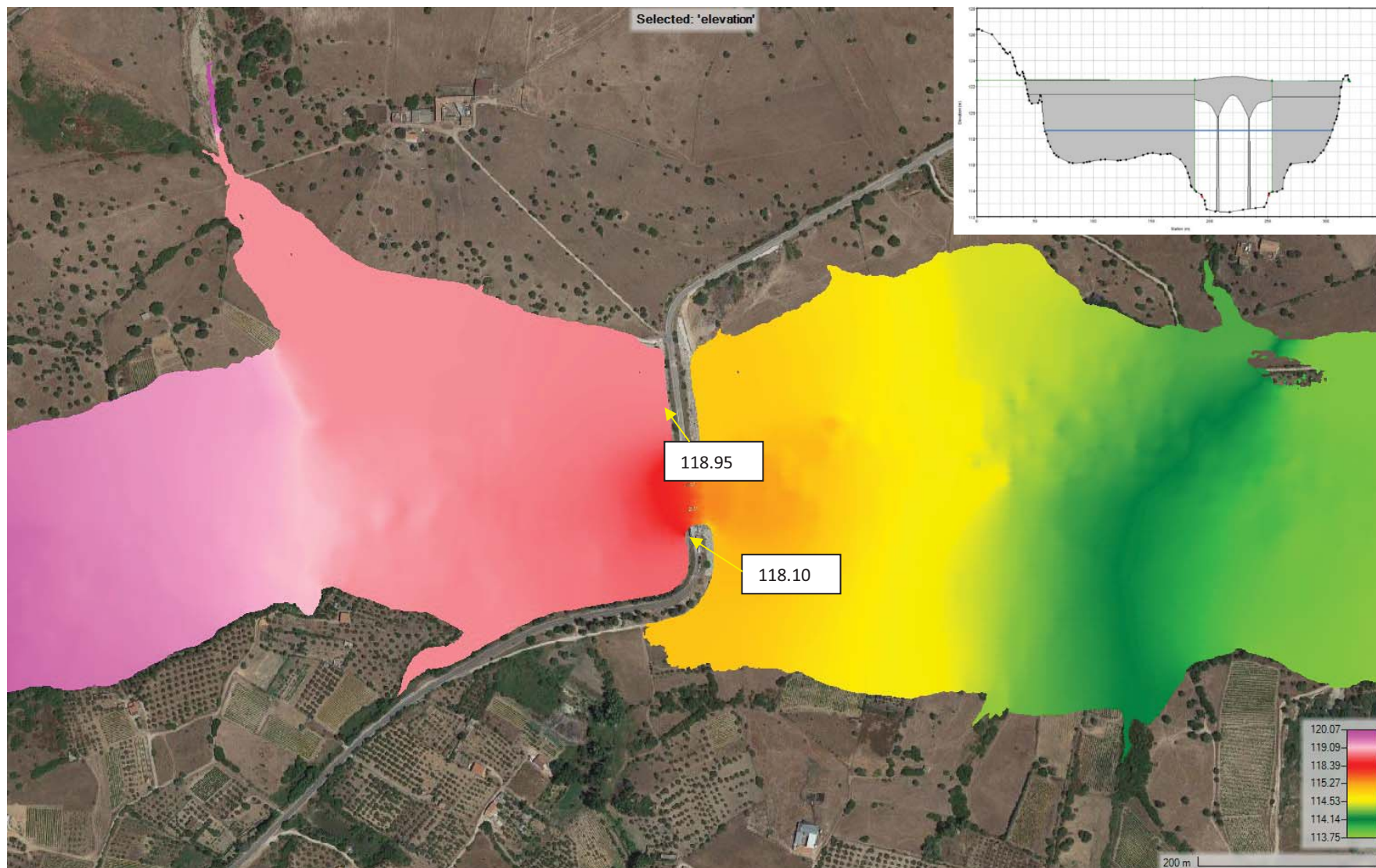


Figura 24 – Involuppo dei massimi livelli idrici raggiunti in corrispondenza della spalla sinistra e destra del ponte (evento novembre 2013).

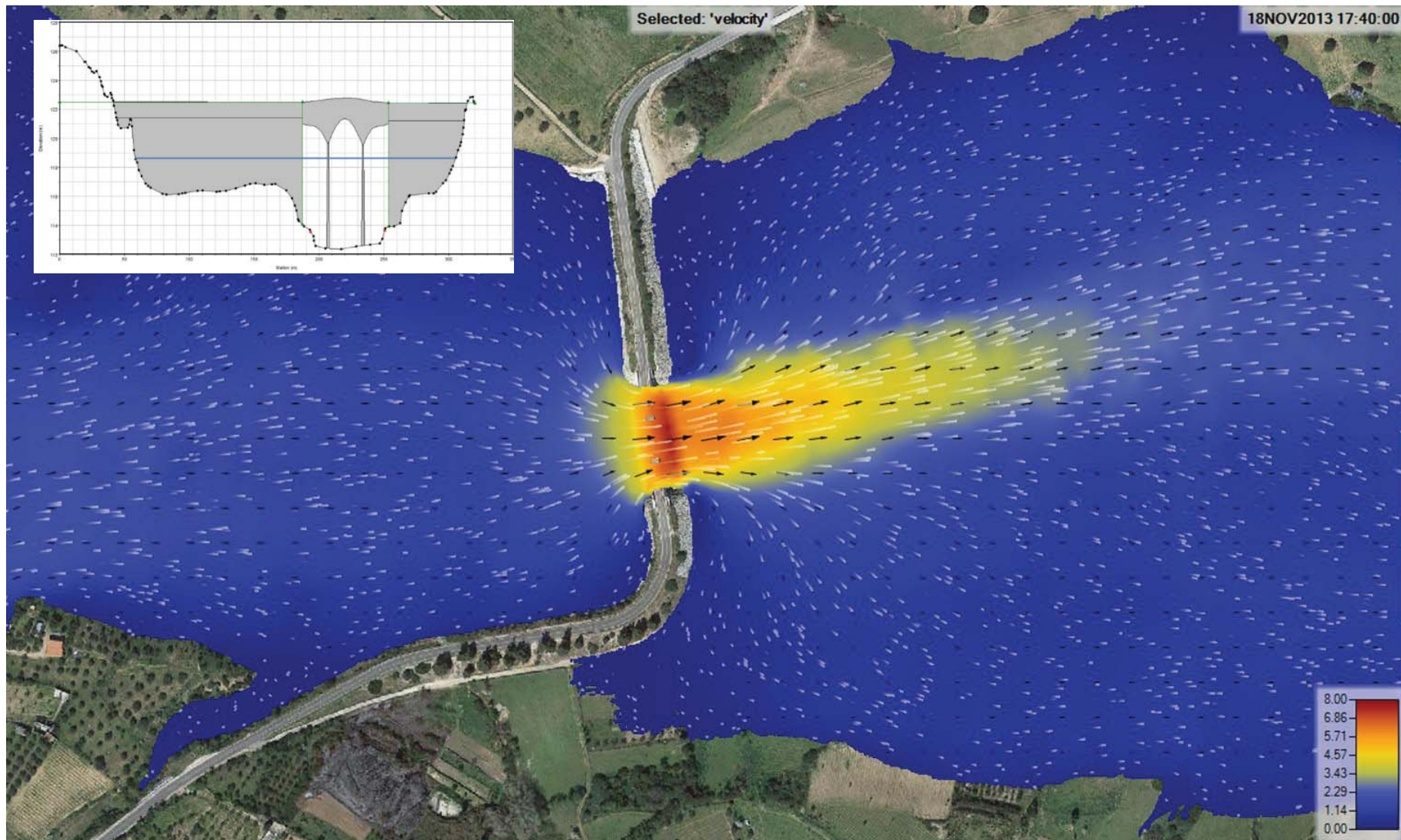


Figura 25 – Involuppo delle velocità massime raggiunte in corrispondenza del ponte di Oloè (evento novembre 2013).

Configurazione di stato di fatto - Evento TR 200 anni e livello lago alla quota di massima regolazione 103,0 m s.m.

Lo scenario definisce il livello di riferimento per la verifica di compatibilità del ponte nella configurazione di stato di fatto.

Gli elementi principali che caratterizzano il comportamento in piena del ponte per la piena duecentennale con un livello del lago a 103 m s.l.m. sono sintetizzabili nei punti di seguito esposti.

- Le velocità massime puntuali raggiunte in prossimità del ponte sono prossime ai 5 m/s nella sezione di imbocco al ponte, poi per effetto del richiamo dettato dal salto in corrispondenza della soglia, la corrente acquisisce una maggiore velocità raggiungendo valori massimi di circa 8 m/s. In corrispondenza dei rilevati di approccio alle spalle del ponte si notano delle velocità molto ridotte prossime a 0 m/s nelle zone più distanti all'alveo, poi man mano che ci si avvicina alla spalla per l'effetto di richiamo della corrente le velocità aumentano fino a raggiungere i valori massimi sopra esposti. Un ulteriore aspetto che si nota grazie alla modellazione bidimensionale è il dettaglio dei vettori che indicano la direzione del moto, peculiare, in corrispondenza dell'interazione con le pile il vettore direzionale della corrente crea un angolo di incidenza di circa 5°.

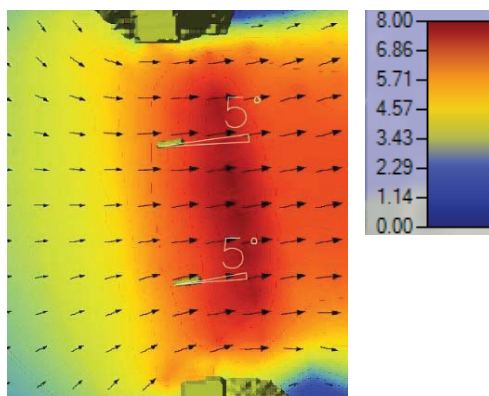


Figura 26 – Angolo di incidenza della corrente con le pile.

Mentre in corrispondenza dei rilevati di approccio al ponte si nota come il vettore velocità non è perpendicolare all'opera interferente ma bensì è direzionato parallelamente ad essa.

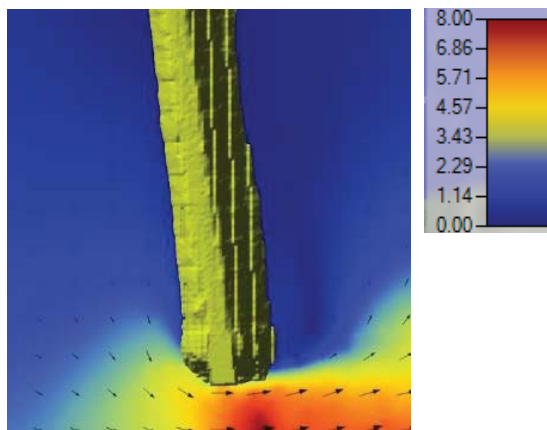


Figura 27 – Direzione della corrente in prossimità dei rilevati di approccio al ponte.

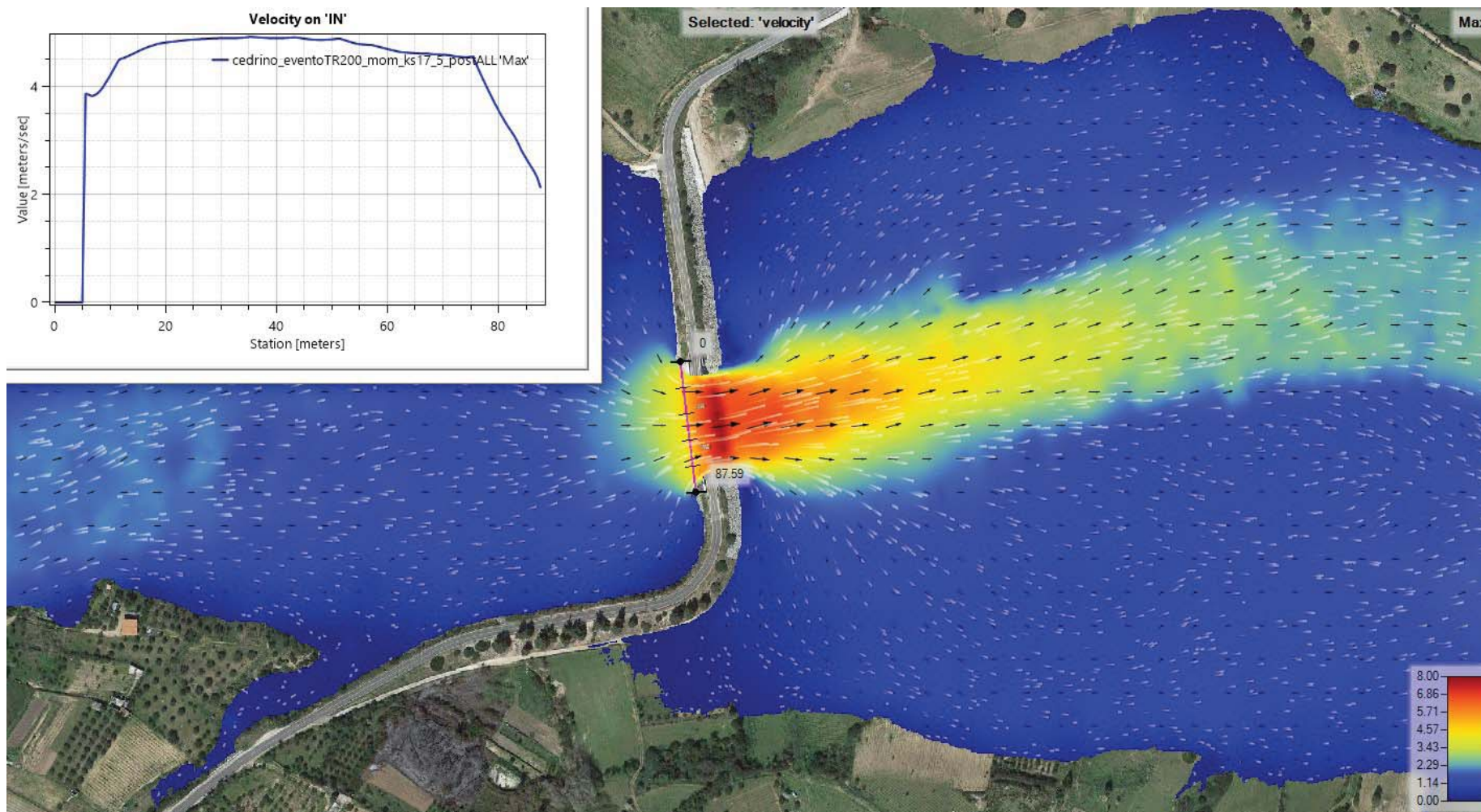
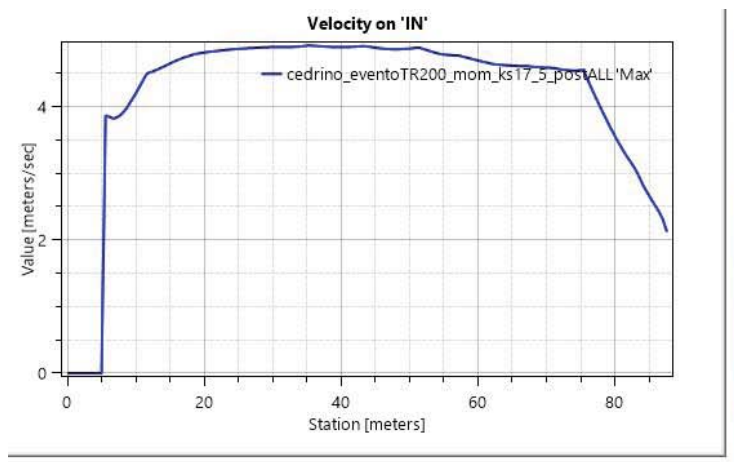


Figura 28 – Andamento delle velocità massime nella sezione di imbocco al ponte (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto.

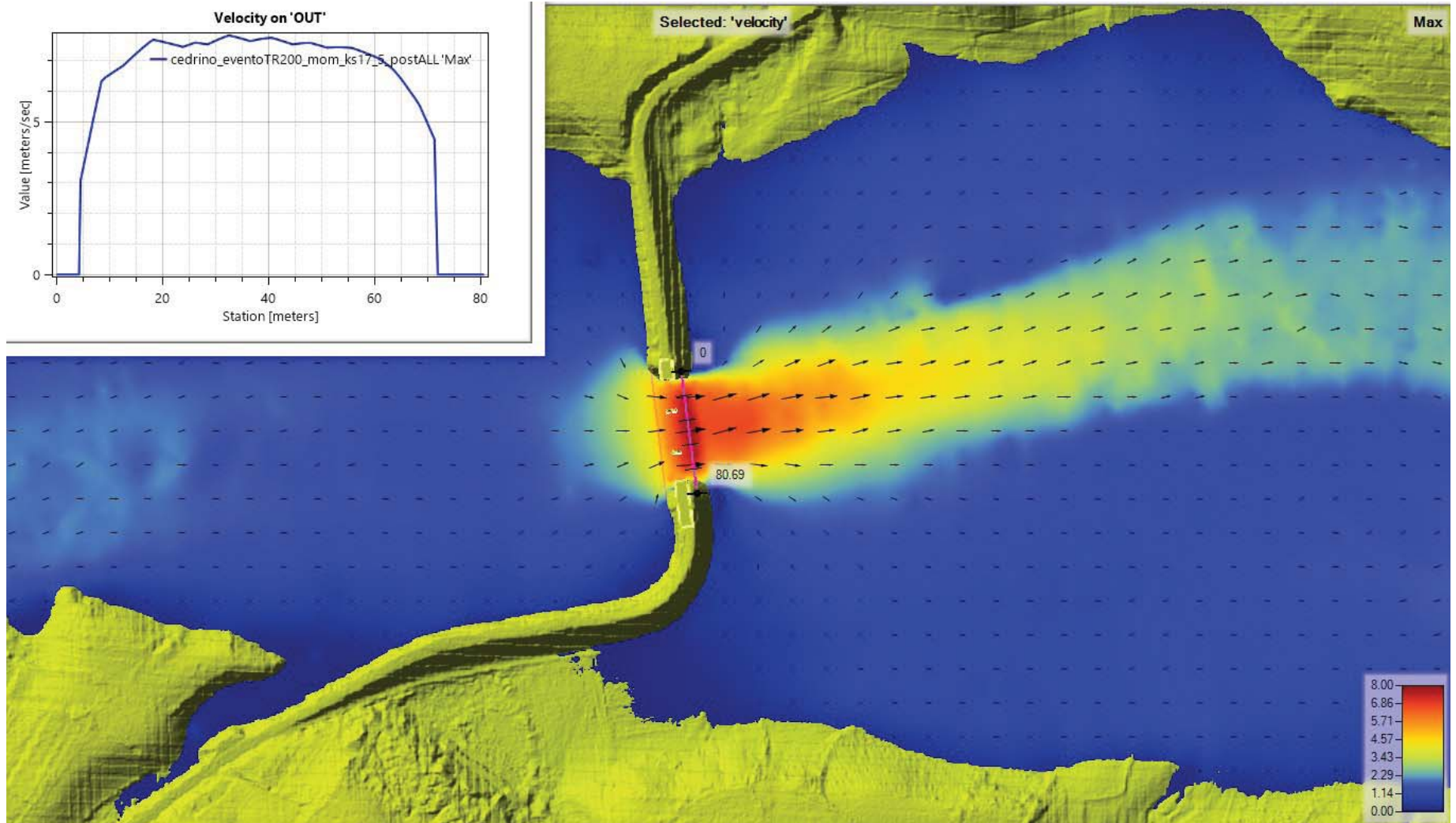


Figura 29 – Andamento delle velocità massime nella sezione di sbocco al ponte in corrispondenza della soglia (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto.

- A differenza di un modello monodimensionale, il 2D fornisce l'effettiva variazione di gradiente di livello in ciascun punto della superficie idrica. Dall'immagine sotto riportata si osserva infatti come nella zona centrale del ponte il livello idrico si abbassa per l'effetto di richiamo della corrente accelerata dal salto di fondo generato dalla soglia di valle e dalla pendenza dell'alveo in imbocco a lago. Effettivamente come si osserva anche in Figura 30, in prossimità delle pile il livello scende ad una quota di circa 118,30 m s.l.m. per l'effetto di richiamo della corrente dovuto all'aumento della pendenza dell'alveo e quindi delle velocità. Per l'analisi di compatibilità si ritiene che il livello di riferimento per il calcolo del franco idraulico rispetto alle quote dell'impalcato sia invece di 119,2 m s.l.m., livello riscontrabile nella sezione di imbocco al ponte (Figura 31).

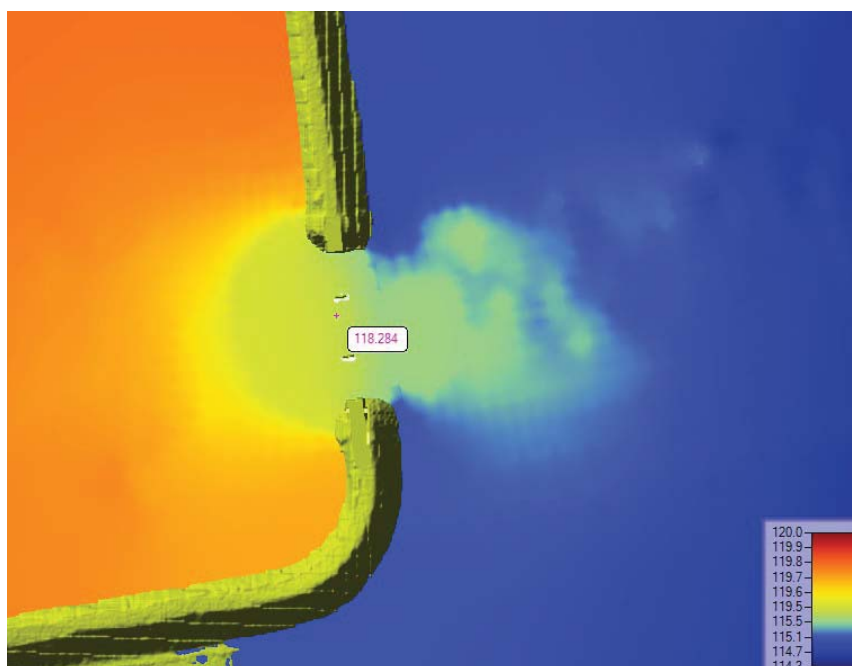


Figura 30 – Livello idrico in adiacenza alle pile del ponte nel caso di deflusso libero da ostruzioni (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto.

Analizzando invece il profilo idrico nella sezione a monte dei rilevati, si osserva come in destra il profilo risulti leggermente più basso che in sinistra.

In uscita dal ponte, appena prima della soglia il livello idrico si abbassa di circa 2,5 m raggiungendo livelli prossimi ai 116,7 m s.l.m., mentre in prossimità dei rilevati di approccio al ponte, lato valle, i livelli si abbassano maggiormente raggiungendo valori di circa 115 m s.l.m. (Figura 32). Analizzando nuovamente la Figura 32 si osservano oltre ai livelli a valle dei rilevati anche l'innalzamento dei livelli nella zona centrale dell'alveo a causa dell'effetto del risalto idraulico che si genera dopo il salto generato dalla soglia.

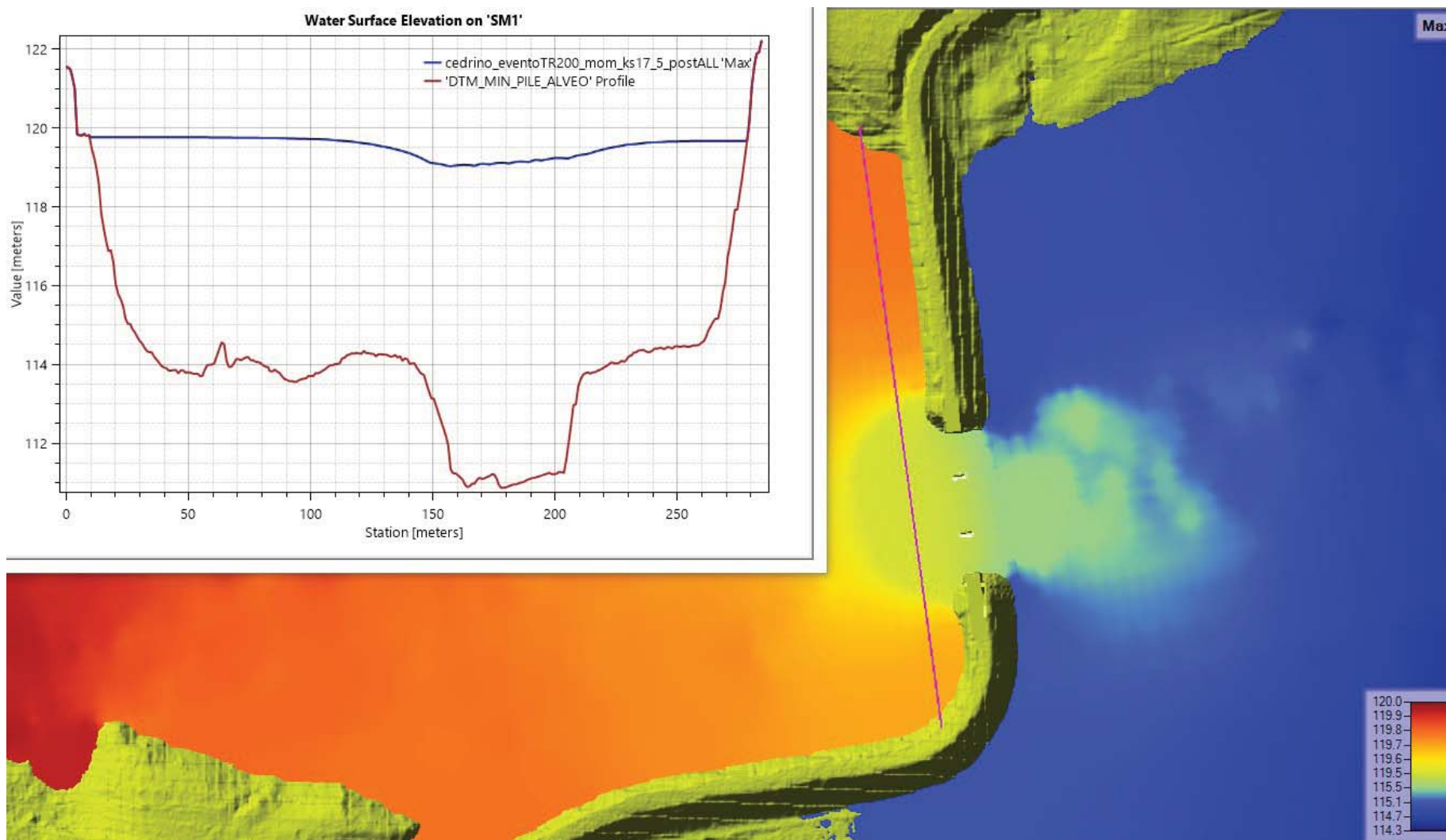
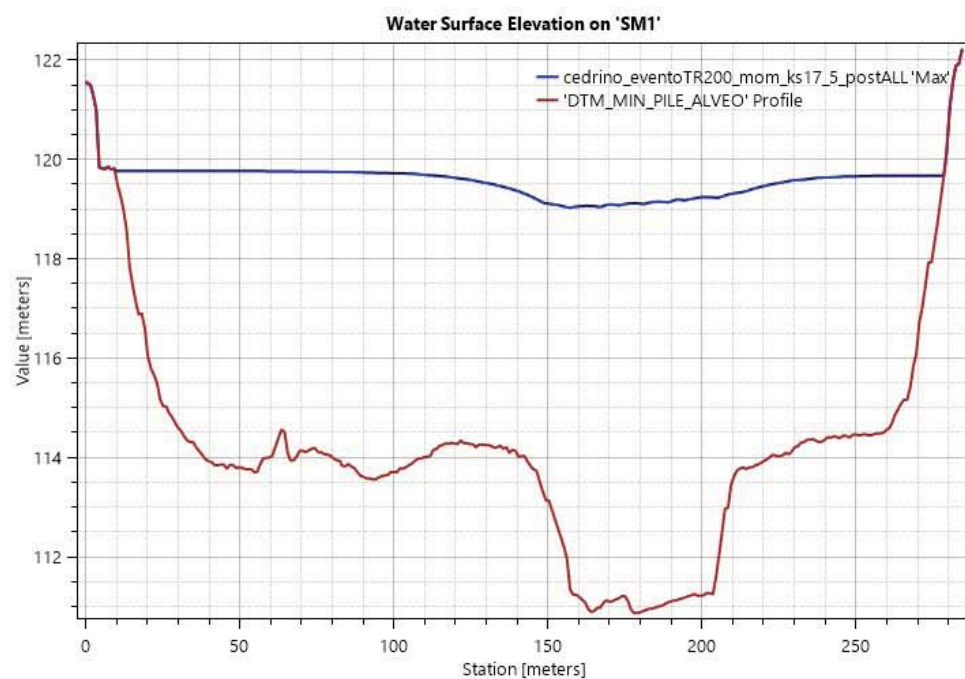


Figura 31 – Livelli idrici nella sezione di imbocco al ponte (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto.

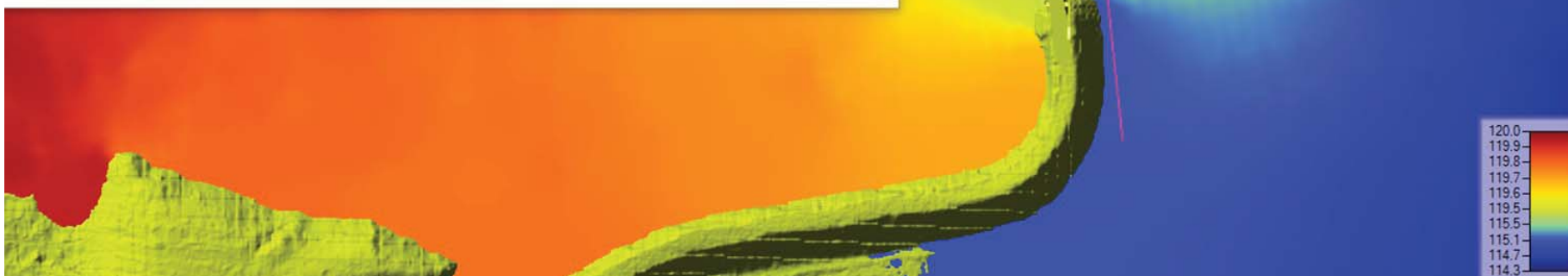
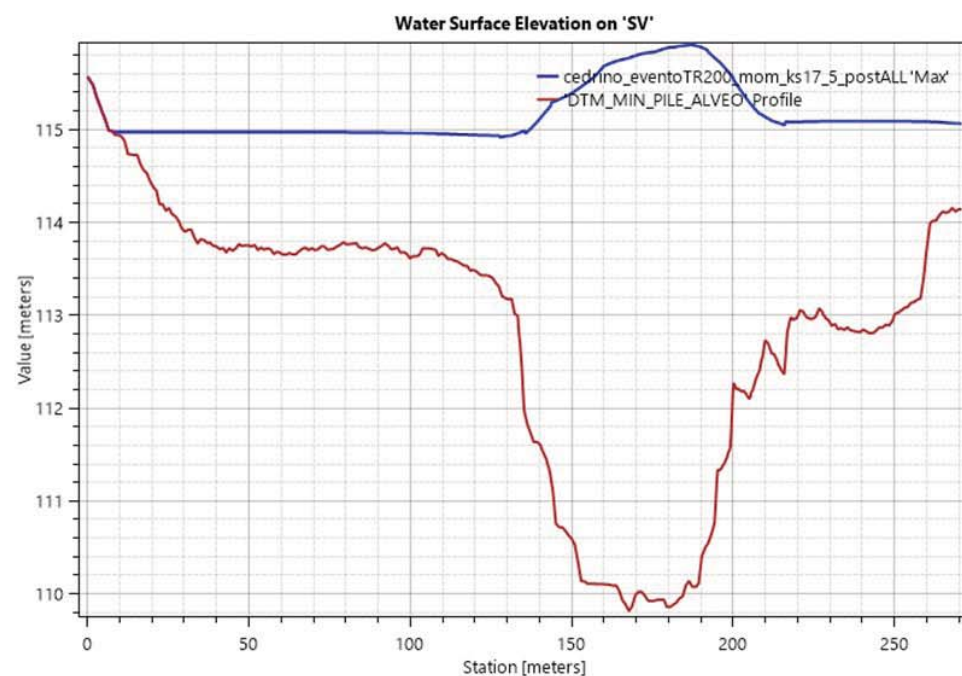


Figura 32 – Livelli idrici a valle del ponte e dei rilevati di approccio (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto.

Configurazione di progetto - Evento TR 200 anni e livello lago alla quota di massima regolazione 103,0 m s.m.

Partendo dallo scenario geometrico di stato di fatto, a parità di parametri, è stata inserita nel modello 2D una campata da 40m all'interno del rilevato sinistro, posta ad una distanza di circa 30 m dalla spalla sinistra del ponte esistente.

Con tale scenario geometrico si ottiene un livello di piena in prossimità del ponte esistente pari a 118 m s.m. mentre in prossimità della nuova campata si registra un valore superiore di circa 10 cm, quindi 118.10 m s.m. Quindi in tale configurazione si ottiene un abbassamento del profilo idrico che nella sezione di imbocco all'attraversamento si riduce di circa 1,2 m.

Rispetto alle velocità, l'apertura della nuova campata di 40 m permette di distribuire il campo di moto in due distinte sezioni riducendo i valori massimi delle velocità. Nello specifico in prossimità del ponte esistente si registrano velocità massime intorno a 5,5 m/s mentre nella nuova campata si registrano velocità prossime ai 4,5 m/s.

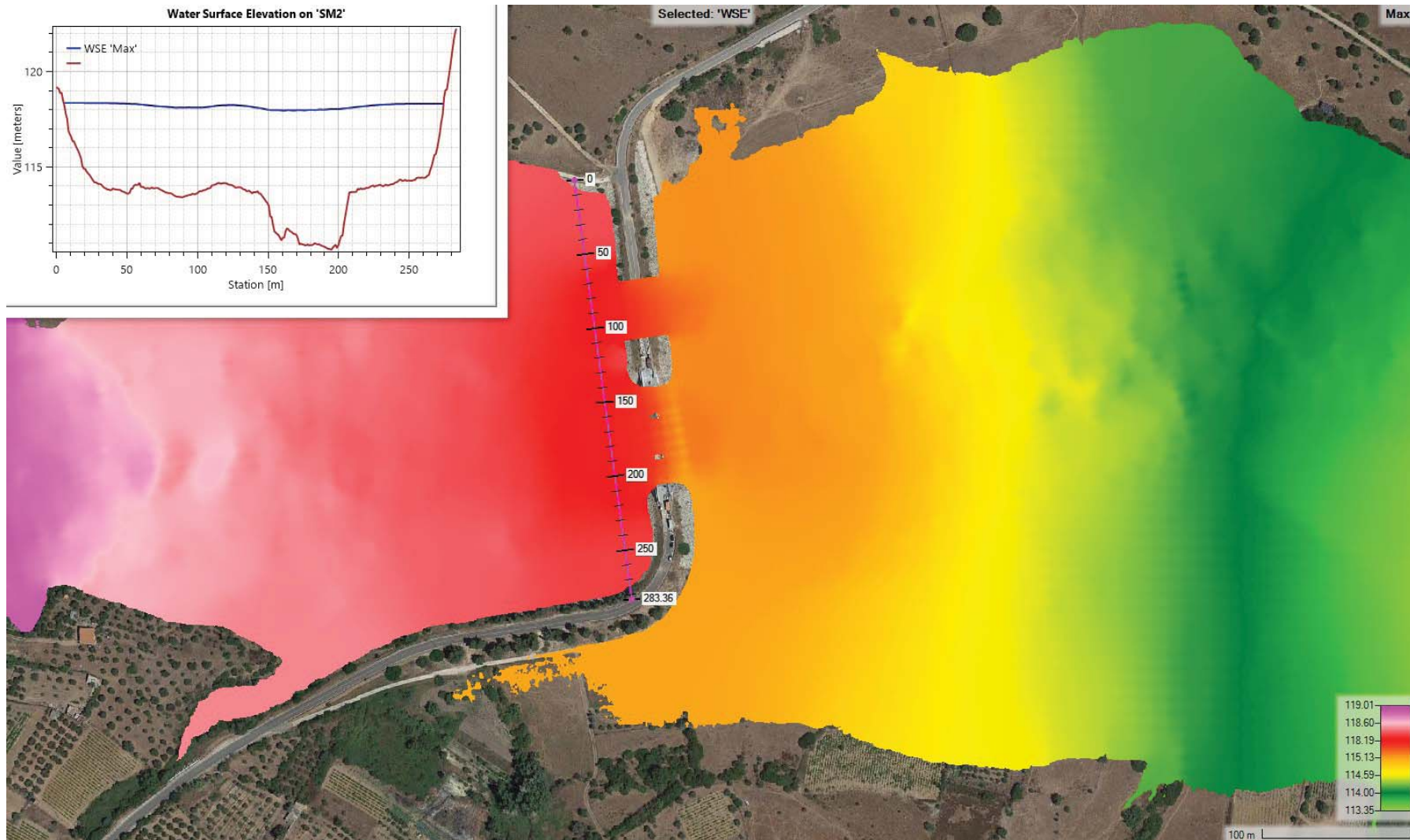
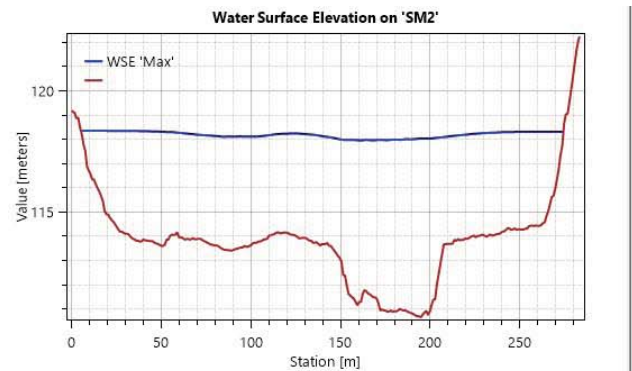


Figura 33 – Livelli idrici a monte del ponte e dei rilevati di approccio (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di progetto.

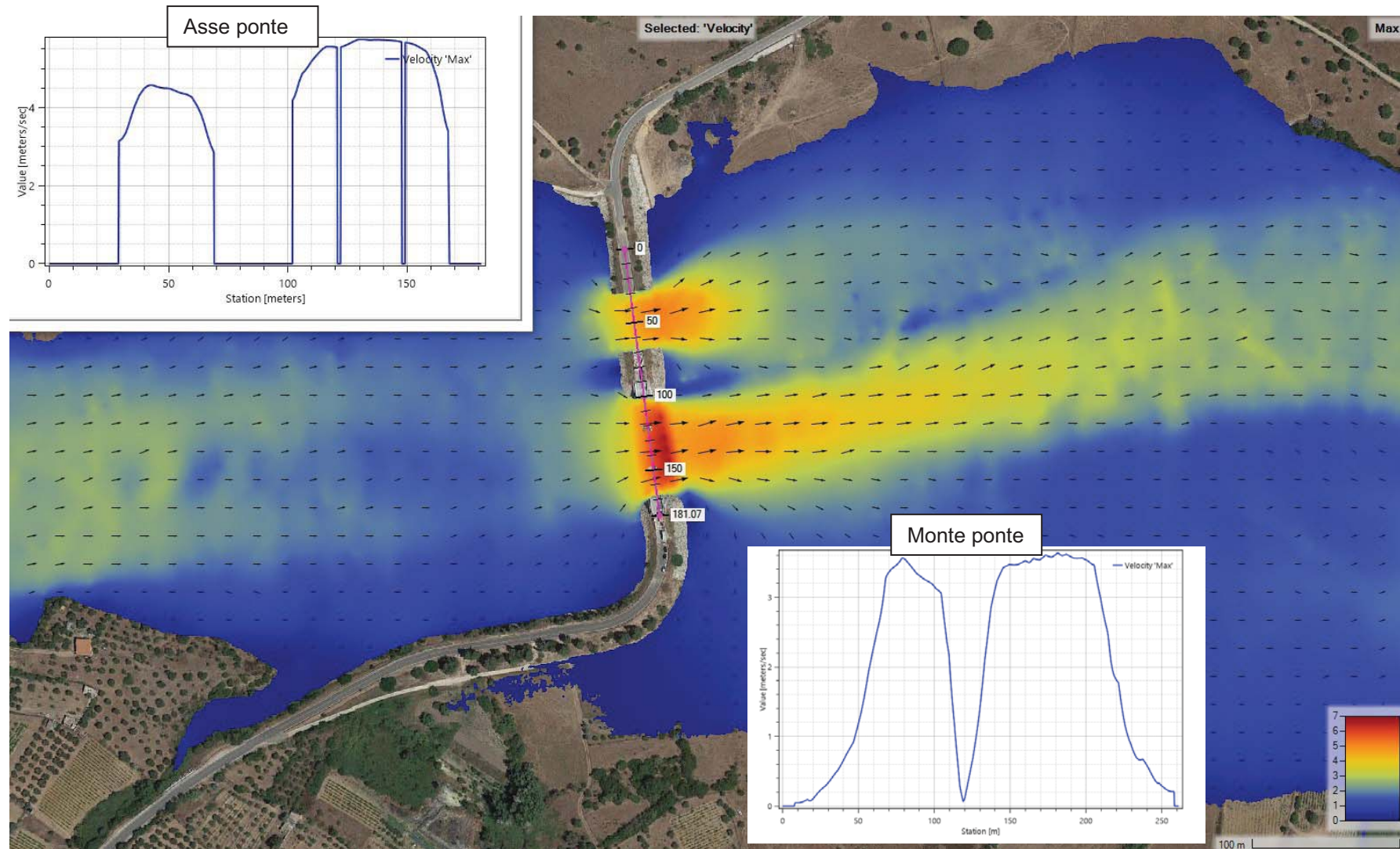


Figura 34 – Andamento delle velocità massime nella sezione a monte e in asse dell'attraversamento (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di progetto.

5.3 Conclusioni analisi modellistica bidimensionale

Dagli approfondimenti idraulici con modellazione numerica bidimensionale e quindi adottando la migliore rappresentazione del fenomeno idrodinamico golenale, sono stati ottenuti i seguenti principali parametri di verifica del ponte:

Tabella 10 – Risultati del modello numerico bidimensionale

| | T200 da modello idraulico 2D | | | | | | | | |
|-----|------------------------------|-----------------------------------|--------|----------------------------|--------|--------|---------------|---------------------|---------------|
| | Livello | Quota minima intradosso esistente | | Quota minima nuova campata | Franco | | | Velocità MAX | |
| | | Pila | Spalla | | Pila | Spalla | Nuova campata | Impalcato esistente | Nuova campata |
| | | m s.m. | m s.m. | | m | m | m | m/s | m/s |
| SDF | 119.2 | 119.63 | 120.96 | - | 0.43 | 1.76 | - | 6.5 | - |
| P40 | 118.00* | 119.63 | 120.96 | 119.91 | 1.63 | 2.96 | 1.81 | 5.5 | 4.5 |

*118.0m s.m. è riferito al ponte esistente, mentre per la nuova campata il valore di riferimento è 118.10 m s.m.

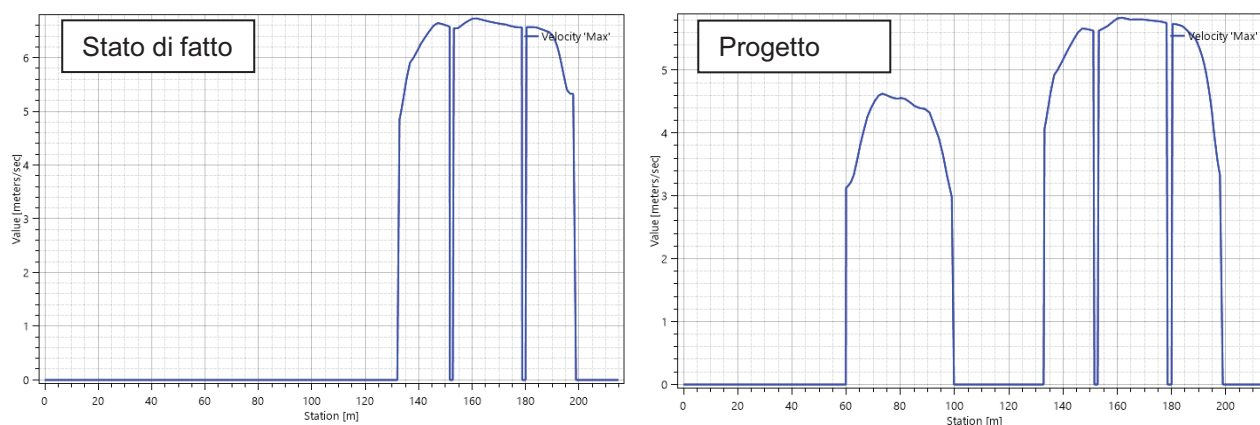


Figura 35 – Andamento delle velocità massime nella sezione in asse dell'attraversamento (evento TR 200 anni con livello del lago pari a 103 m s.l.m.) – configurazione di stato di fatto e di progetto

L'approfondimento modellistico conduce a stimare, in termini di livello, un beneficio dell'intervento pari a circa 1.20 m. In termini di velocità il beneficio al ponte è di oltre 1 m/s, con una ridistribuzione significativa del campo di moto nell'area golenale.

6. FENOMENI DI SCALZAMENTO

I fenomeni di scalzamento sulle fondazioni dei ponti sono la conseguenza dell'azione erosiva della corrente, che scava e trasporta a valle il materiale che costituisce il fondo dell'alveo.

La dimensione del fenomeno dipende dalla capacità erosiva della corrente, della resistenza all'erosione del materiale d'alveo e dal bilancio del trasporto solido entrante e uscente nella sezione del ponte.

Lo scalzamento totale relativo ai due attraversamenti in progetto è sostanzialmente riconducibile alla combinazione delle seguenti due componenti (Figura 36):

- abbassamento generalizzato dell'alveo;
- scalzamento da contrazione della sezione trasversale;
- scalzamento locale per effetto della pila e/o della spalla.

Le componenti devono essere sommate per ottenere il valore complessivo sulle fondazioni della struttura; questo equivale ad assumere che ciascuna componente si manifesti in modo indipendente rispetto alle altre e costituisce un criterio in qualche misura cautelativo.

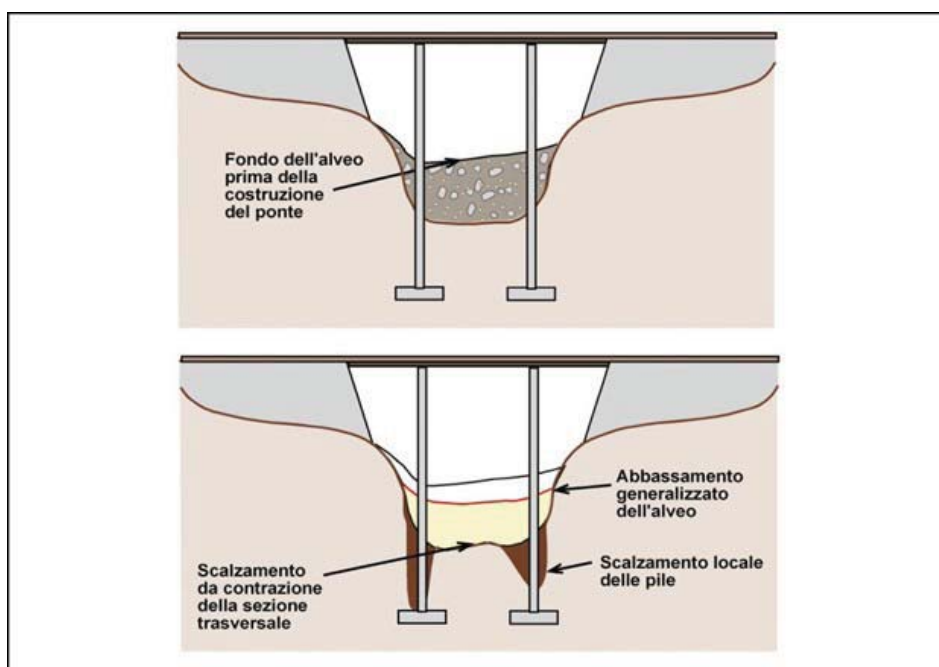


Figura 36 – Componenti dello scalzamento nella sezione di un ponte generico.

In questo studio, i fenomeni di scalzamento sono stati valutati in riferimento ai soli interventi di progetto sulla nuova campata di luce 40 metri.

6.1 Abbassamento generalizzato dell'alveo

L'abbassamento generalizzato è un fenomeno di lungo termine dovuto all'evoluzione naturale dell'alveo o indotto da interventi antropici sullo stesso. Tale fenomeno, assieme al fenomeno inverso di interrimento del fondo alveo, è caratterizzabile analiticamente solo dal confronto storico multi-temporale di rilievi topografici eseguiti lungo il corso d'acqua all'altezza delle stesse sezioni trasversali, oppure è caratterizzabile mediante analisi geomorfologica e ricognizione dedicata.

Nel caso in esame, essendo la nuova campata posta esternamente all'alveo di magra (che defluisce al di sotto dell'impalcato esistente), ed essendo prevista la realizzazione di una protezione del fondo con massi cementati, è possibile ritenere nulla questa componente di scalzamento.

6.2 Erosione per contrazione della sezione di deflusso

Il fenomeno si manifesta quando il ponte provoca una riduzione della larghezza della sezione trasversale dell'alveo di piena; ciò comporta un aumento della velocità media e dell'azione erosiva della corrente. Si ha quindi localmente un aumento del trasporto del materiale dal fondo che provoca un abbassamento del medesimo e un aumento dell'area della sezione fino al conseguimento di una condizione di equilibrio del bilancio del trasporto solido del tronco.

Il fenomeno è tipicamente ciclico, con il fondo alveo che si abbassa in fase crescente della piena e che si rialza parzialmente in fase decrescente. I fattori principali sono:

- Il restringimento dell'alveo attivo del corso d'acqua ad opera delle spalle del ponte;
- Il restringimento dell'alveo per effetto delle pile;
- Riduzione della porzione golenale dell'alveo di piena a causa dei rilevati di approccio al ponte.

L'intervento prevede, aumentando la luce libera, un ampliamento rispetto la sezione attuale di deflusso: Pertanto, è possibile trascurare nell'analisi anche questa componente di scalzamento.

6.3 Scalzamento locale per effetto delle spalle

Lo scalzamento al piede delle spalle è normalmente causato dalla turbolenza e dai vortici che si generano per effetto del convogliamento del deflusso golenale all'interno delle campate del ponte, in relazione all'azione di indirizzamento della corrente esercitata dai rilevati di approccio che si collegano alle spalle.

Il massimo valore dello scalzamento di solito si verifica sul lato di monte della spalla ed è funzione del grado di contrazione, della profondità di corrente e della quota della portata complessiva che defluisce sul piano golenale.

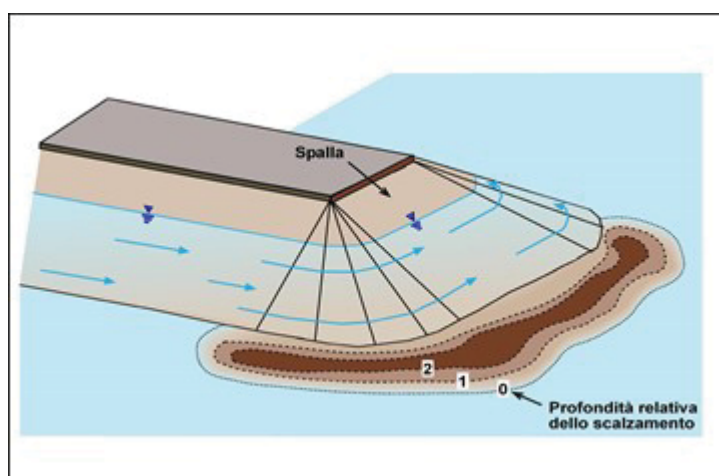


Figura 37 – Schema del fenomeno di scalzamento in corrispondenza di una spalla.

La maggiore esposizione allo scalzamento riguarda le spalle posizionate in prossimità delle sponde incise dell'alveo; in molti casi, particolarmente con piani golenali molto ampi che sono sede di deflussi consistenti, sono state osservate profondità di scalzamento dell'ordine di grandezza di 3/4 volte la profondità di corrente sul piano golenale.

L'ostruzione al deflusso provocata dalla spalla e dai rilevati dà origine a un vortice orizzontale, che parte del lato di monte e corre lungo la fondazione, e a un vortice verticale sul lato di valle della spalla.

Nel caso in esame questo effetto di scalzamento è stato valutato come per quello sulle pile, mediante l'applicativo "Bridge Scour" del codice di calcolo HEC-RAS. In riferimento ai parametri idraulici è stato considerato il massimo tirante di 1,8 m, determinato come differenza tra il livello idrico alla nuova campata, pari a 118,10 m s.l.m. (determinato con la modellazione bidimensionale) e tra l'altezza media del fondo alveo, mediamente pari a 116,3 m s.l.m. Come caratterizzazione granulometrica del materiale, invece, sono stati definiti i valori del D50 e del D95, rispettivamente 0,8 mm e 100 mm.

I valori teorici di scalzamento così ottenuti si attestano pari a circa 6 metri per la spalla sinistra in lato Dorgali e di circa 8 metri per la spalla destra (Figura 38).

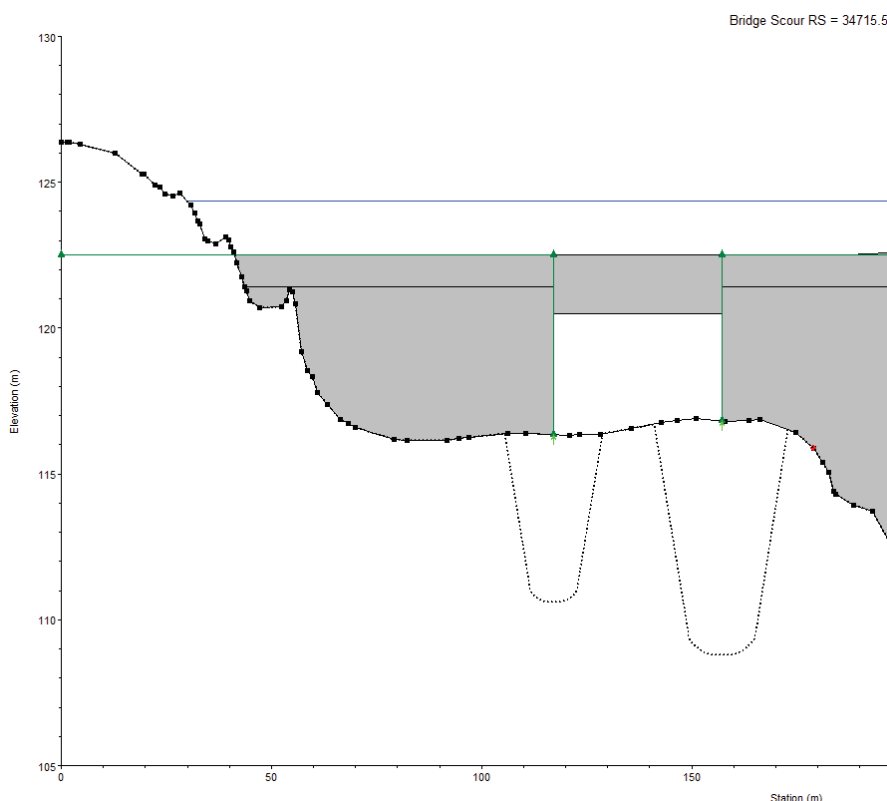


Figura 38 – Risultati del calcolo dello scalzamento delle spalle (codice di calcolo Hec-Ras).

È evidente che tali risultati esprimono un ordine di grandezza puramente teorico, e devono essere contestualizzati anche in ragione delle previste opere di protezione del fondo con massi cementati.

6.4 Azioni di Trascinamento

L'analisi della stabilità del materiale utilizzato per il rivestimento di rilevato e dell'nuove spalle della campata è svolta secondo la procedura seguente:

- definizione dei parametri idraulici di interesse;
- caratterizzazione del materiale del rivestimento, di fondo e di sponda, e verifica della sua stabilità nella situazione attuale.

6.4.1 Calcolo delle condizioni critiche di moto incipiente

Differenti formule di calcolo sono disponibili in letteratura per la valutazione della stabilità di materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente.

Questi procedimenti si basano sulla determinazione dei valori critici (in generale desunti da dati sperimentali) delle velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato) e sul confronto con i valori reali di tali grandezze.

Le formule che si basano sul concetto di velocità critica, sebbene molto usate in passato, presentano evidenti limiti di applicabilità: infatti, non essendo generalmente disponibili informazioni sulla distribuzione delle velocità nelle sezioni d'alveo, si utilizza nei calcoli il valore della velocità media per il confronto con il valore di velocità critica, che porta ad una sovrastima della velocità allo strato limite, specialmente per alvei che hanno elevata scabrezza e che quindi non presentano uno strato limite laminare.

Per questo motivo appare preferibile l'utilizzo di formule basate sul confronto delle tensioni di trascinamento. Tale criterio si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalla corrente sul materiale solido in alveo, secondo la formula:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i \quad (\text{kg/m}^2)$$

dove γ (kg/m^3) è il peso specifico dell'acqua, R (m) è il raggio idraulico della sezione e i (m/m) la pendenza di fondo.

La condizione di stabilità del materiale risulta quando:

$$\tau_{cr} > \tau_0$$

La seguente analisi di stabilità è riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936 - la cui formula base è stata ricavata da esperimenti su letti a granulometria uniforme di forte scabrezza), attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \phi(Re^*)$$

con:

τ_{cr} = tensione tangenziale critica (kg/m^2);

γ_s = peso specifico materiale d'alveo (kg/m^3);

γ = peso specifico dell'acqua (kg/m^3);

d = diametro del granulo (m);

ϕ = parametro adimensionale, dipendente dalle caratteristiche dei granuli e del letto fluviale e dal numero di Reynolds (Re^*) relativo alla velocità di attrito ($u^* = \tau_{cr}/\rho$).

Per la traduzione della condizione di equilibrio suddetta in termini applicativi sono state proposte varie formulazioni, derivanti da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo alla preventiva definizione della tipologia dei substrati naturali o artificiali e del comportamento idraulico dell'alveo.

In particolare, alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

- $\phi = 0,047$ nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido;
- $\phi = 0,058 - 0,060$ nella espressione originale di Shields per $Re^* > 400$;
- $\phi = 0,116$ nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle.

Per le verifiche di stabilità dei massi costituenti la protezione del fondo verrà fatto riferimento, nel caso specifico, all'espressione di Shields nella formulazione originale.

Per le verifiche di stabilità dei paramenti inclinati, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza (α) della sponda rispetto all'orizzontale.

Viene normalmente utilizzata la seguente espressione (E. Lane, 1953, con $\tau_{cr}(0)$ = tensione critica sul fondo e ϕ = angolo d'attrito interno del materiale):

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \left[\cos \alpha \sqrt{1 - \frac{tg^2 \alpha}{tg^2 \phi}} \right]$$

Dal confronto fra le tensioni tangenziali esercitate dalla corrente sul fondo e la corrispondente tensione tangenziale critica legata alla pezzatura del materiale utilizzato per il rivestimento, è possibile verificarne la stabilità in alveo valutando l'adeguatezza delle dimensioni dei massi impiegati attraverso il diametro medio di calcolo D_{50} .

6.4.2 Verifica delle difese

La tensione tangenziale τ_0 agente sul fondo e al piede delle difese è stata calcolata con riferimento all'espressione dello sforzo tangenziale assumendo:

$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$ peso specifico dell'acqua;

R = raggio idraulico nella sezione di verifica;

i = pendenza di fondo media del tratto.

Per il peso specifico dei massi è stato considerato un valore minimo pari a 2400 kg/m^3 ; inoltre, si assume un angolo di attrito del materiale pari a 55° (valido nel caso specifico in cui l'elevata pezzatura dei massi determina un effetto rilevante di mutuo incastro).

Il dimensionamento dei massi è stato svolto, applicando la formulazione di Shields & Kalinske nella espressione precedentemente descritta, ad un masso di diametro medio **$D_{50} = 0,5 \text{ m}$ e peso di 250-350 kg**.

In corrispondenza della nuova campata di progetto, i calcoli effettuati col codice HEC-RAS indicano un valore di tensione tangenziale esercitata del flusso pari a circa 283 N/m^2 , da rapportare al valore di tensione critica individuato pari a 796 N/m^2 per i massi di protezione al fondo alveo e 582 N/m^2 per quelli delle difese di sponda dei rilevati.

Tabella 11 – Verifica della stabilità delle difese

| Difesa | Inclinazione sponda α ($^\circ$) | Pendenza alveo i (%) | D_{50} (m) | Tensione tangenziale esercitata dal flusso τ_0 (N/m^2) | Tensione critica τ_{cr} (N/m^2) | Coefficiente di sicurezza | Verifica di stabilità $\tau_{cr}/\tau_0 > 1,5$ |
|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|------------------------|--------------|------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|---------------------------|------------------------------------------------|
| Difesa fondo alveo nuova campata (colore rosso in fig) | 22 | 0,5 | 0,5 | 283 | 796 | 1,5 | 2,8 |
| Difese di sponda dei rilevati – lato monte (colore verde in fig.) | 34 | 0,5 | 0,5 | 283 | 582 | 1,5 | 2,7 |

Nei calcoli effettuati non si è tenuto conto volutamente dell'effettiva stabilità dei blocchi determinata dalla cementificazione degli stessi, ma bensì si è tenuto conto del solo mutuo incastro.



Figura 39 – Protezione con massi cementati del fondo alla nuova campata.



Figura 40 – Difesa spondale dei rilevati di approccio alla nuova campata.

7. Conclusioni: miglioramento del ponte esistente

Dalle analisi idrauliche condotte, appare evidente come la progettazione di una nuova opera di attraversamento che risponda appieno alle disposizioni delle NTC 2018 richiederebbe la demolizione e delocalizzazione del ponte: la verifica rispetto al massimo invaso del lago NON è infatti risolvibile.

La soluzione progettuale proposta col presente progetto, che nel complesso prevede l'inserimento di una nuova campata di circa 40 metri nel rilevato sinistro, mostra i suoi massimi benefici all'aumentare del tempo di ritorno. Per tempo di ritorno TR200 le verifiche idrauliche effettuate con modello 2D descrivono un franco superiore a 1.5 m sia rispetto all'impalcato esistente, sia rispetto alla nuova campata.

La verifica di compatibilità dimostra in particolare che l'intervento sottoposto all'approvazione è progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente e di non precludere la possibilità futura di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio.

Sulla base di questo studio, riferendoci alla "Direttiva per lo svolgimento delle Verifiche di Sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché delle altre opere interferenti" il Ponte di Oloè rientrerebbe nella casistica di cui al punto 5, ovvero opere le cui verifiche di sicurezza non siano positive.

La Direttiva, nelle more della realizzazione degli interventi di cui sopra, consente gli enti proprietari, gestori o concessionari, di concerto con i comuni territorialmente competenti e con la DG regionale della Protezione Civile, l'individuazione delle condizioni di esercizio transitorio dell'opera, il tempo di ritorno critico e le misure di prevenzione atte a gestire le situazioni di rischio in relazione alle attività di cui alla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 27 febbraio 2004 "Indirizzi operativi per la gestione organizzativa e funzionale del sistema di allertamento nazionale e regionale per il rischio idrogeologico ed idraulico ai fini di protezione civile".

Nel caso del Ponte di Oloè, le condizioni di esercizio transitorio sono già in atto: esiste un sistema di monitoraggio idrometrico e un sistema di barriere stradali che controlla da un lato i livelli di piena e dall'altro il transito veicolare lungo la strada provinciale (vedasi *Piano di Protezione Civile di Oliena e Certificato di valutazione della sicurezza globale del tratto di strada provinciale SP46, da progr. 3+000 a 13+000 – Ponte di Oloè sul fiume Cedrino*). Esiste già per l'attraversamento di Oloè un protocollo che quindi individua:

1. le condizioni di vigilanza, attenzione, allertamento ed emergenza correlate alla tipologia degli eventi idrologici e idrogeologici che possono comportare condizioni di rischio sull'infrastruttura;
2. le eventuali attrezzature di misura necessarie per l'identificazione delle condizioni di cui alla linea precedente e la conseguente attuazione delle misure di emergenza;
3. le operazioni periodiche di sorveglianza e ispezione da compiere per garantire la sicurezza del funzionamento dell'infrastruttura;
4. le segnalazioni al pubblico delle condizioni di rischio presenti, eventualmente opportune per la riduzione dell'esposizione al rischio.

Alla luce di quanto su richiamato e in riferimento al successivo punto 6 della suddetta Direttiva in merito al ponte si evidenzia che:

1. si tratta di un'opera realizzata in osservanza delle norme vigenti all'epoca della costruzione;
2. i lavori, di cui al progetto, prevedono un sensibile miglioramento della sezione idraulica, non peggiorando quindi le originarie condizioni di deflusso;
3. la struttura di collegamento non è, almeno in prima analisi, delocalizzabile, e consente ai residenti l'indispensabile collegamento tra Oliena e la zona costiera;
4. le lavorazioni previste interesseranno la golenia, non l'ambito demaniale né l'alveo di magra o le sponde;

5. è già presente una segnaletica stradale indicante il rischio alluvioni, un sistema di monitoraggio idropluviometrico di gestione e un sistema di chiusura stradale che rientra all'interno del Protocollo di Protezione Civile del Gestore, del Comune di Oliena e degli Enti vari portatori di interesse;
6. rispetto alle attuali condizioni di esercizio provvisorio, l'intervento renderebbe compatibile l'attraversamento rispetto agli eventi fluviali sino a TR200 anni, pertanto il sistema di monitoraggio potrebbe essere ritariato su nuove condizioni di protezione civile, meno restrittive rispetto alle attuali che prevedono la chiusura al transito al raggiungimento degli allagamenti golenali;
7. la struttura stradale risulta potenzialmente soggetta al sormonto a causa dell'innalzamento del Lago per eventi di ritorno lacuali certamente superiori a TR200 anni.

L'Ingegnere Idraulico
Ing. Roberto Malcotti

Il Geologo
Geol. XXXX

ALLEGATI

ALLEGATI

Indice

- 1** ALLEGATO I - DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS
- 2** ALLEGATO II - RISULTATI SIMULAZIONI IDRODINAMICHE MONODIMENSIONALI
 - 2.1 CONFIGURAZIONE DI STATO DI FATTO
 - 2.1.1. Evento TR 50 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 103,0 m s.l.m.
 - 2.1.2. Evento TR 100 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 103,0 m s.l.m.
 - 2.1.3. Evento TR 200 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 103,0 m s.l.m.
 - 2.1.4. Evento TR 200 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 127,5 m s.l.m.
 - 2.1.5. Evento TR 200 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 112,83 m s.l.m.
 - 2.1.6. Evento TR 500 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 103,0 m s.l.m.
 - 2.1 CONFIGURAZIONE DI PROGETTO
 - 2.1.1. Evento TR 50 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 103,0 m s.l.m.
 - 2.1.2. Evento TR 100 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 103,0 m s.l.m.
 - 2.1.3. Evento TR 200 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 103,0 m s.l.m.
 - 2.1.4. Evento TR 200 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 127,5 m s.l.m.
 - 2.1.5. Evento TR 200 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 112,83 m s.l.m.
 - 2.1.6. Evento TR 500 anni Condizione al contorno di valle – Livello invaso 103,0 m s.l.m.

1 ALLEGATO I -
DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS

1. DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Il modello di simulazione implementato da HEC-RAS (River Analysis System) presso l'Hydrologic Engineering Center dell'United States Army Corps of Engineers, consente il calcolo dei profili idraulici di moto permanente gradualmente vario in reti di canali naturali o artificiali.

Con tale modello possono essere simulate condizioni di moto subcritico, supercritico e misto e possono essere valutati gli effetti di immissioni o emissioni laterali di portata, opere in alveo, ostacoli al flusso e costruzioni presenti lungo le sponde.

Come noto, le equazioni utilizzate per valutare le perdite di carico e quindi il profilo di rigurgito di una corrente variano a seconda del tipo di corrente. Per correnti che si mantengono o sempre lente o sempre veloci in un determinato tratto, si è utilizzata l'equazione della conservazione dell'energia totale.

1.1 CONSERVAZIONE DELL'ENERGIA TOTALE

Isolando un tratto di corrente e indicando con 1 e 2 le sezioni a monte e a valle del tratto, si è definita l'equazione dell'energia, in riferimento alla Figura 1, nel modo seguente:

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

dove

h_e , perdite di energia;

V_i , velocità media nella sezione, pari al rapporto tra portata totale ed area totale;

α_i , coefficienti legati alla distribuzione della velocità nella sezione

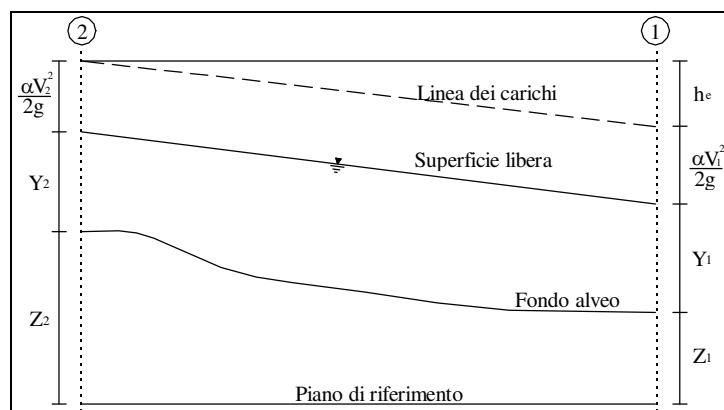


Figura 1 Schema di calcolo

La perdita di carico h_e presente tra due sezioni è causata prevalentemente dalla perdita per attrito o per le variazioni di velocità intrinseche nelle zone di espansione o contrazione della corrente. Indicando con J la cadente piezometrica e con C un coefficiente che tiene conto del fenomeno dell'espansione o contrazione, le perdite di pressione sono state pertanto calcolate nel modo seguente:

$$h_e = LJ + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

Il coefficiente C di espansione o contrazione è stato valutato, in funzione del tipo di transizione che si determina, in accordo alla seguente tabella.

Tabella 1 - Coefficiente di contrazione o espansione

| C | Contrazione | Espansione |
|----------------------------|-------------|------------|
| Nessuna transizione | 0,0 | 0,0 |
| Transizione graduale | 0,1 | 0,3 |
| Sezione tipica di un ponte | 0,3 | 0,5 |
| Rapida transizione | 0,6 | 0,8 |

La presenza di una espansione o di una contrazione è valutata confrontando la velocità a monte e a valle della sezione considerata. In particolare, se la velocità a monte risulta maggiore della velocità a valle, nella sezione si attesta un'espansione del canale; viceversa una contrazione.

La cadente piezometrica J e il coefficiente di ragguaglio dell'energia cinetica adimensionale α_i , che compaiono nelle equazioni (1) e (2), vengono espresse in funzione delle caratteristiche idrodinamiche della corrente nel seguente modo.

La pendenza d'attrito J viene calcolata come rapporto tra la portata media Q ed il coefficiente medio di resistenza K .

$$J = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \text{ con } K = \frac{1.486}{n} A R^{2/3} \quad (3)$$

dove

n , coefficiente di scabrezza di Manning;

A , area della sezione;

R , raggio idraulico.

Per portare adeguatamente in conto la frequente circostanza di sezione caratterizzata da zone a differente scabrezza (tipica in particolare degli alvei a banchina e savanella), i valori della conveyance per ciascuna area golenale sono ottenuti come somma dei rispettivi valori parziali (Figura 2). Il canale principale è invece trattato come un unico elemento dotato di un solo valore

di conveyance. Il valore finale ragguagliato di K per l'intera sezione è ottenuto come somma dei tre contributi parziali (sinistra, canale, destra).

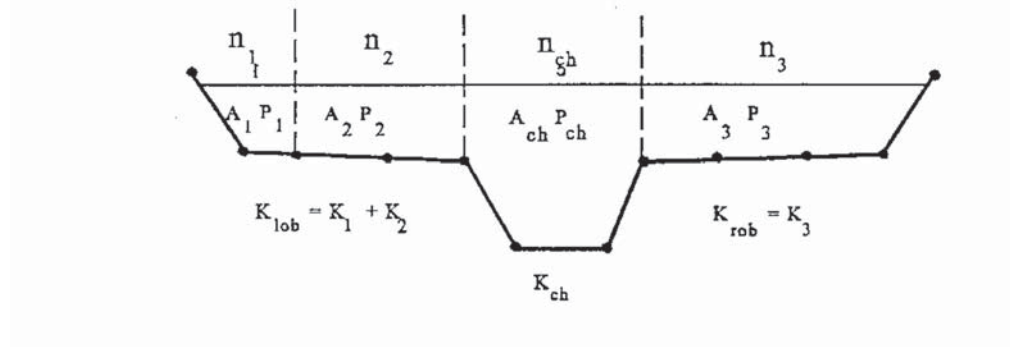


Figura 2 Procedura di calcolo della conveyance

Per ciò che concerne invece il coefficiente di ragguaglio α , poiché coerentemente con la citata ipotesi di corrente monodimensionale, ad ogni sezione resterà associata una sola superficie libera e di conseguenza una sola altezza cinetica. In particolare, per un dato valore del tirante idrico nella sezione, l'altezza cinetica viene calcolata come valor medio pesato alla portata fra quelli associati alle tre sottosezioni: golena sinistra, canale, golena destra. Una semplice schematizzazione del modello, nel caso di assenza di golena sinistra è riportato in Figura 3. In pratica l'altezza cinetica è calcolata mediante la relazione:

$$\alpha \cdot \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot \left(\frac{V_i^2}{2g} \right)}{Q_{\text{tot}}} \quad (4)$$

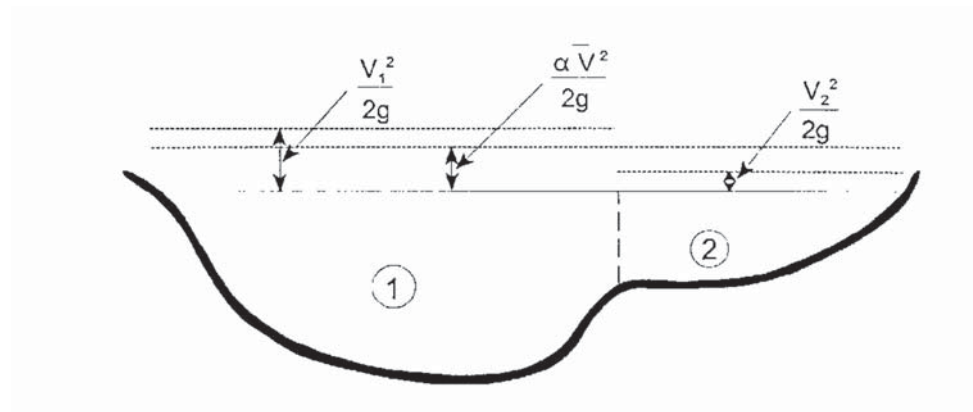


Figura 3 Suddivisione in sottozone con eguale velocità della corrente

Dalla precedente relazione pertanto il coefficiente di ragguglio risulta quindi:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot v_i^2}{Q \cdot V^2} \quad (5)$$

L'incognita della (1) è la quota idrometrica (Y+Z), che il programma di calcolo determina con il metodo della secante applicato all'equazione del bilancio energetico.

La procedura risulta iterativa e si svolge attraverso i seguenti passi:

- Si assume una quota idrica $(Y+Z)^{1_{ass.2}}$ di primo tentativo per la sezione incognita, di monte nel caso di moto lento o di valle per corrente rapida;
- Basandosi sull'assunzione della quota idrica si determinano i corrispondenti termini cinetici;
- Valutata la pendenza J, si risolve l'equazione per calcolare le perdite h_e nel tratto;
- Dai valori ottenuti viene effettuato il calcolo della corrispondente quota idrica da confrontare con la quota assunta all'inizio del processo iterativo determinando l'errore commesso.

Il programma ripeterà i passaggi descritti fino al momento in cui l'errore risulterà minore della tolleranza, imposta di default come 0.003 m.

Le equazioni utilizzate per i primi due tentativi sono:

$$(Y + Z)^{1_{calc.2}} = E_1 + h_e - \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right)_2 \quad (6)$$

Equazione per la determinazione della quota calcolata:

$$err^1 = (Y + Z)^{1_{ass.2}} - (Y + Z)^{1_{calc.2}} = E_2 - (E_1 + h_e) \quad (7)$$

Errore della prima iterazione:

$$(Y + Z)^{2_{ass.2}} = (Y + Z)^{1_{ass.2}} - 0.70 \cdot err^1 \quad (8)$$

Valore assunto per la seconda iterazione:

$$err^2 = (Y + Z)^{2_{ass.2}} - (Y + Z)^{2_{calc.2}} = E_2 - (E_1 - h_e) \quad (9)$$

Errore della seconda iterazione.

Mentre per il calcolo dei tentativi successivi viene applicata la formula del metodo della secante, nella forma:

$$(Y+Z)_{ass.2}^I = (Y+Z)_{ass.2}^{I-1} - err^{I-1} \cdot \frac{(Y+Z)_{ass.2}^{I-1} - (Y+Z)_{ass.2}^{I-2}}{err^{I-1} - err^{I-2}} \quad (10)$$

Nel caso in cui il numero delle iterazioni necessarie raggiunga il valore massimo impostato (20 di default) senza soddisfare la tolleranza, si confronterà con la quota $(Y+Z)_{crit}$, corrispondente alle condizioni critiche della sezione, il valore della quota al quale nelle varie iterazioni compiute corrisponde il valore minimo di errore, $(Y+Z)_{min_err}$.

Se da tale confronto risulta un corretto posizionamento della quota rispetto la quota critica $(Y+Z)_{min_err} > (Y+Z)_{crit}$ per profili in corrente lenta e $(Y+Z)_{min_err} < (Y+Z)_{crit}$ per profili in corrente veloce) e l'errore associato a $(Y+Z)_{min_err}$ sia inferiore ad una seconda tolleranza impostata maggiore della precedente (0.1 di default), il valore $(Y+Z)_{min_err}$ è assunto come soluzione; nel caso in cui, invece, l'errore corrispondente non soddisfi la seconda tolleranza oppure la posizione risulti non corretta rispetto alla quota critica, la soluzione assunta è l'altezza critica.

Si osserva dunque che indipendentemente dal tipo di condizione imposta per la risoluzione del moto del profilo, moto subcritico o moto supercritico, il profilo può risultare costituito da tratti validi con il pelo libero superiore alla quota critica, intervallati da altri tratti in cui il profilo coincide con quest'ultima.

1.2 EQUAZIONE DELLA CONSERVAZIONE DELLA QUANTITÀ DI MOTO

L'equazione della conservazione dell'energia totale (1) ha validità solo nel caso di correnti gradualmente variate all'interno del ramo in esame. In particolare viene applicata nel caso di corrente ovunque subcritiche o supercritiche. Qualora all'interno di un ramo si verificasse il passaggio da corrente veloce a lenta, con perdita della gradualità del movimento, è necessario impostare una risoluzione del codice di calcolo tramite un regime di corrente mista. Per tale metodo di calcolo è necessario assegnare due condizioni al contorno: una a monte ed una a valle. In tal caso la determinazione del profilo avviene secondo un procedimento nel quale si utilizza il teorema della quantità di moto per la localizzazione dell'eventuale risalto idraulico.

La grandezza che regola il regime di corrente mista è la spinta totale composta dalla spinta idrostatica (P_i) e idrodinamica della corrente ($Q\rho\Delta V$).

$$S_{tot} = \gamma \bar{A} Y \cos \theta + Q\rho V_x \quad (10)$$

Applicando l'equazione globale dell'equilibrio dinamico al volume di controllo compreso tra le sezioni 1-2, in cui la corrente si suppone gradualmente variata, (Figura 4) e proiettandola lungo l'asse x, si ottiene

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (11)$$

dove si è indicato con

P_i , spinta idrostatica sulla sezione i ;

W_x , componente della forza peso nella direzione del moto;

F_f , forza d'attrito lungo la superficie di contorno del volume di controllo;

Q , portata complessiva (supposta costante);

ρ , densità del fluido;

ΔV_x , variazione della velocità tra le due sezioni.

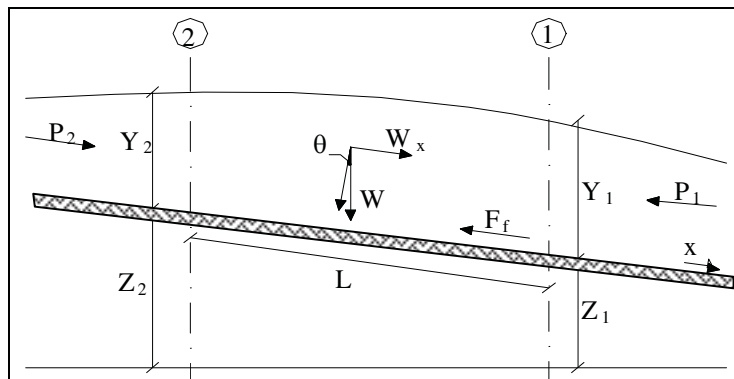


Figura 4 Schema di calcolo

I termini idrostatici per pendenze dell'ordine di 1 a 10 sono valutabili come

$$P = \gamma \bar{A} \bar{Y} \cos \theta \cong \gamma \bar{A} \bar{Y} \quad (12)$$

potendo porre, per le pendenze in esame, $\cos \theta = 1$.

Nella relazione (12) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed \bar{Y} l'altezza del pelo libero nel baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è stata valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin \theta \quad (13)$$

La forza d'attrito F_f è funzione delle caratteristiche del fluido come la densità dell'acqua, l'azione tangenziale che si esplica sul letto del fiume e la cadente piezometrica J .

In particolare:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma RJ \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} J PL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot JL \quad (14)$$

dove P ed R sono rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (10) avviene per iterazioni successive. Vengono quindi calcolati tutti i profili sia in regime di corrente subcritica, partendo dalla sezione di valle e procedendo a ritroso fino alla sezione di monte, sia in regime supercritico partendo dalla sezione di monte con la condizione imposta, determinando nel primo caso $S_{tot,sub}$ e nel secondo $S_{tot,super}$. Le sezioni in cui la soluzione è posta uguale alla quota critica $(Y+Z)_{crit}$ vengono salvate in memoria.

Successivamente si controlla che $S_{tot,super}$ sia maggiore della $S_{tot,sub}$. Se risulta $S_{tot,super} > S_{tot,sub}$ allora è valida la condizione supercritica ed inizia il calcolo del profilo di corrente veloce verso valle controllando che in ogni sezione permanga verificata la disuguaglianza.

Se invece nella sezione di monte è $S_{tot,super} < S_{tot,sub}$, è valida la soluzione subcritica, e il programma ricerca la prima sezione verso valle, conservata in memoria, in cui la soluzione in regime subcritico era stata posta uguale alla quota critica. Da qui ha inizio il calcolo di un profilo di corrente rapida verso valle che è valido finché non si arriva ad una sezione con una soluzione subcritica alla quale corrisponde una $S_{tot,super} < S_{tot,sub}$.

Si assume quindi che, fra questa sezione e quella precedente si verifichi un risalto idraulico, con transizione da corrente veloce a corrente lenta e si prosegue con lo stesso criterio fino ad arrivare alla sezione di valle.

Nella Figura 5 è rappresentata una parte del profilo dove si verifica il passaggio dal regime supercritico a quello subcritico, che può verificarsi in regime di corrente mista.

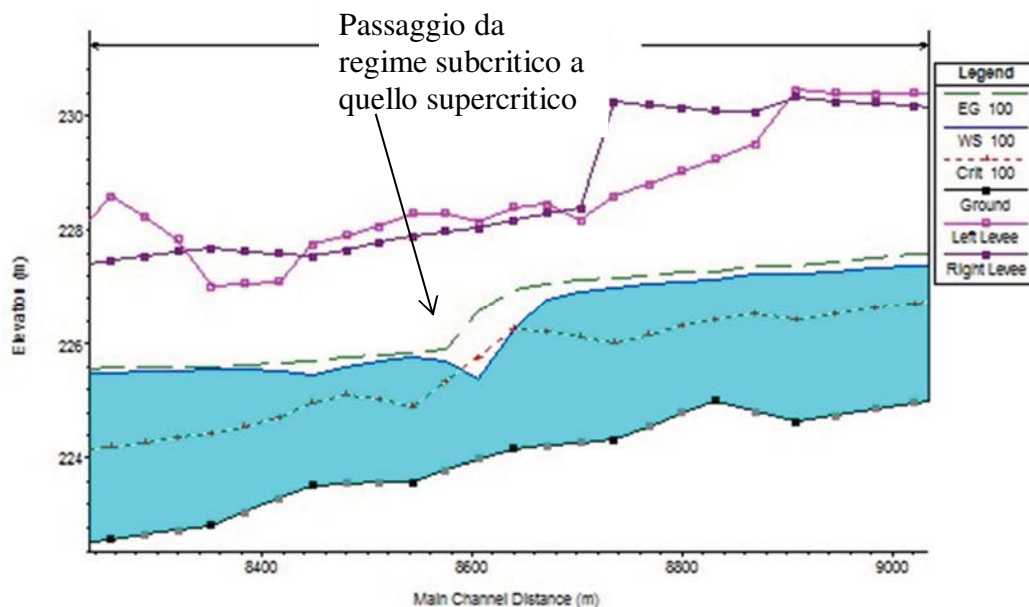


Figura 5 Profilo calcolato in regime di corrente mista

Le equazioni (1) e (11) sono state applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. E' stato sufficiente suddividere il tratto interessato in più sezioni e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

Prendendo un tratto caratterizzato dalla presenza di un ponte, Figura 4 e Figura 5, si evidenziano 3 zone:

- una zona di contrazione;
- una zona intermedia interessata dalla presenza del ponte;
- una zona di espansione.

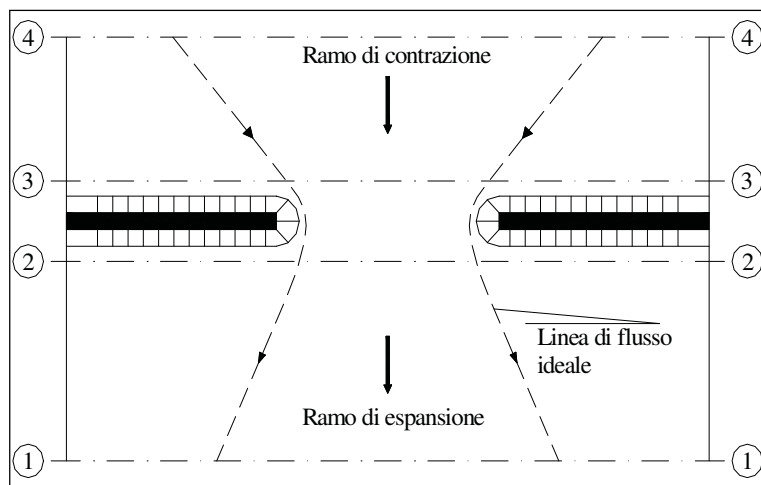


Figura 5 Pianta schematica di un attraversamento fluviale

L'applicazione dell'equazione della conservazione della quantità di moto tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga alla situazione vista in precedenza mentre la presenza del ponte comporta termini nuovi nella valutazione dell'equilibrio tra le sezioni 2-BD (Step 1), BD-BU (Step 2) ed BU-3 (Step 3).

Step 1; definendo con A_{pi} l'area ostruita ed con Y_{pi} la distanza verticale che intercorre tra il baricentro delle pile e la superficie libera nella zona di valle, l'espressione del bilancio è la seguente:

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{g A_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} = \frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 Y_2 - A_{P_{BD}} Y_{P_{BD}} + F_f - W_x \quad (15)$$

Step 2; equilibrio tra BU e BD:

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{g A_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} + F_f - W_x = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{g A_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} \quad (16)$$

Step 3 ; equilibrio tra BU e 3:

$$\frac{Q_3^2 \beta_3}{g A_3} + A_3 Y_3 = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{g A_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} - A_{P_{BU}} Y_{P_{BU}} + F_f - W_x + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{P_{BU}} Q_3^2}{g A_3^2} \quad (17)$$

con C_D coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila ricavabile dalla tab. 2 in funzione del tipo di pila presente.

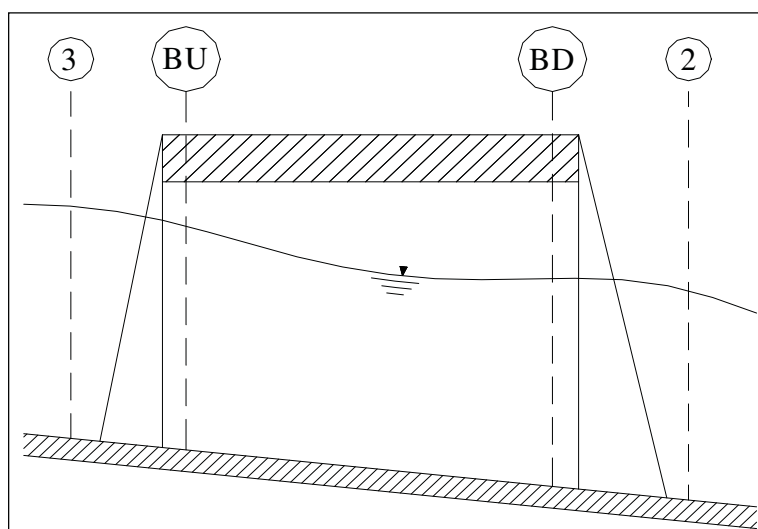


Figura 6 Sezione schematica di un attraversamento fluviale

Tabella 2 - Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D

| TIPO DI PILA | C_D |
|----------------------------------------------------|-------|
| Pila circolare | 1.2 |
| Pila allungata con punta semicircolare | 1.33 |
| Pila ellittica con rapporto assi 2 :1 | 0.6 |
| Pila ellittica con rapporto assi 4 :1 | 0.32 |
| Pila ellittica con rapporto assi 8 :1 | 0.29 |
| Pila rettangolare | 2.00 |
| Pila triangolare con apertura $\alpha = 30^\circ$ | 1.00 |
| Pila triangolare con apertura $\alpha = 60^\circ$ | 1.39 |
| Pila triangolare con apertura $\alpha = 90^\circ$ | 1.60 |
| Pila triangolare con apertura $\alpha = 120^\circ$ | 1.72 |

In alternativa all'equazione della conservazione della quantità di moto il software permette anche di utilizzare l'equazione di Yarnell (non utilizzata per i casi specifici) che permette di valutare le perdite di energia localizzate in corrispondenza di un ponte.

Con riferimento alle Figura 4 e Figura 5, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono state valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (18)$$

dove H_{i-j} rappresenta appunto la perdita di energia nel passaggio della corrente attraverso la sezione ostruita e K, coefficiente di Yarnell, tiene conto delle differenti sagome di pila esistenti, tabella 3;

Tabella 3 - Coefficiente di Yarnell

| TIPO DI PILA | K |
|------------------------------------------------|----------|
| Pila semicircolare in punta | 0.9 |
| Pila cilindrica doppia collegata con diaframma | 0.95 |
| Pila cilindrica doppia senza diaframma | 1.05 |
| Pila con punta triangolare $\alpha = 90^\circ$ | 1.05 |
| Pile rettangolari | 1.25 |
| Dieci pile a cavalletto inclinate | 2.5 |

ω rappresenta il rapporto tra l'altezza ed il tirante della sezione 2; α il rapporto tra l'area ostruita dalle pile e l'area totale ed infine V_2 la velocità a valle della sezione.

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, Figura 6, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (19)$$

dove

C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di Figura 7, assumendo valori tra 0,27 e 0,5;

A_1 , area della luce nella sezione di monte;

Y_1 , altezza idrica della sezione di monte;

α , coefficiente correttivo cinetico;

V_1 , velocità della corrente a monte.

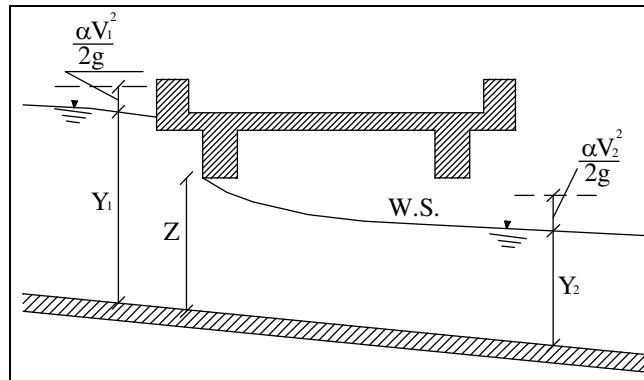


Figura 7 Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

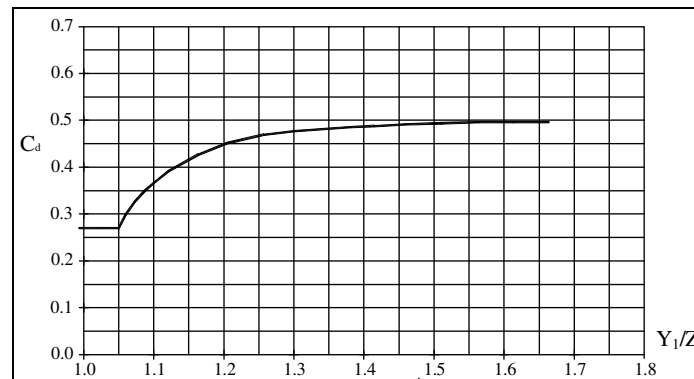


Figura 8 Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d

Se il ponte è in pressione sia a monte che a valle l'equazione (19) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad (20)$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in Figura 9.

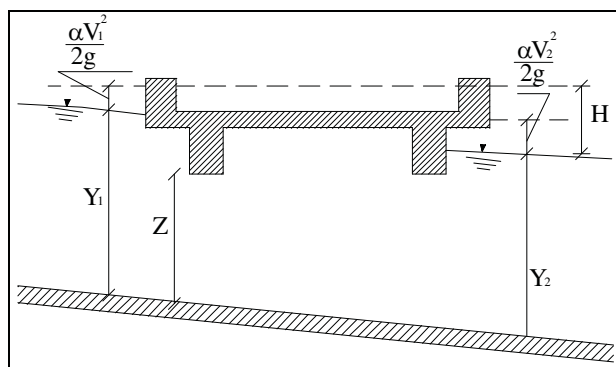


Figura 9 Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, Figura 10, la portata si calcola nel modo seguente:

$$Q = CLH^{2/3} \quad (21)$$

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energia tra monte e valle.

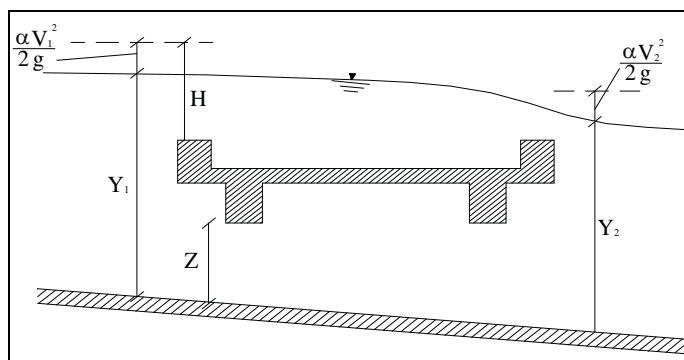


Figura 10 Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo