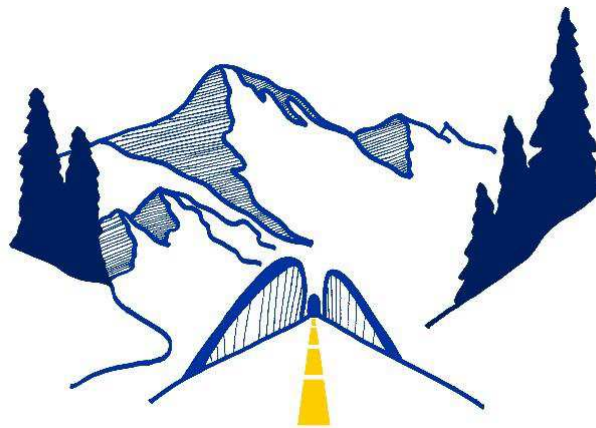


**S.S. 42 "DEL TONALE E DELLA MENDOLA"
VARIANTE EST DI EDOLO**

PROGETTO DEFINITIVO



<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <hr/> <p>Ing. Giancarlo Luongo</p>	<p>RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <hr/> <p>Ing. Alessandro RODINO</p>	<p>PROGETTISTA SPECIALISTA</p> <hr/> <p>Ing. Francesco CARNEVALE</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <hr/> <p>Dott. Domenico TRIMBOLI</p>
---	--	--	--

RELAZIONE IDRAULICA

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>COMI21 D 1810</p>	<p>NOME FILE P00ID00IDRRE02_B</p> <p>CODICE ELAB P 0 0 I D 0 0 I D R R E 0 2</p>	<p>REVISIONE</p> <p>B</p>	<p>SCALA:</p> <p>-</p>
---	---	---------------------------	------------------------

B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS E PER RICHIESTA MODIFICA TRACCIATO	Agosto 2021	A. Cadore E. Riva	F. Carnevale	A. Nardi
A	EMISSIONE	Maggio 2021	A. Cadore E. Riva	F. Carnevale	A. Nardi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE	pag.
1. PREMESSA	1
2. LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA	3
3. TENDENZA MORFO-EVOLUTIVA DEL CORSO D'ACQUA.....	4
3.1 Metodologia di analisi.....	4
3.2 Morfometria del fiume Oglio nel tratto di interesse	6
3.3 Tendenza evolutiva del corso d'acqua	8
4. MODELLAZIONE IDRAULICA DEL FIUME OGLIO	16
4.1 Modelli digitali del terreno, scabrezza nei vari scenari e condizioni al contorno. 17	
4.2 Condizioni al contorno e ipotesi circa il passo di calcolo.....	22
4.3 Risultati delle modellazioni	23
4.3.1 Analisi delle aree di esondazione	23
4.3.2 Analisi delle velocità	25
4.3.3 Analisi dello spostamento del Thalweg.....	28
4.3.4 Analisi dei tiranti idrici.....	30
5. CONFRONTO DELLA CAPACITÀ DI TRASPORTO SOLIDO TRA L'ATTUALE CONFIGURAZIONE AD ALVEO INALTERATO E LA FUTURA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO.....	36
5.1 Impostazione metodologica	37
5.2 Risultati delle analisi.....	39
6. SCALZAMENTO DELLE SPALLE E DIMENSIONAMENTO DELLE SCOGLIERE DI PROTEZIONE	45
6.1 Scalzamento delle spalle	45
6.1.1 Calcolo dello scalzamento massimo alle spalle.....	47
6.2 Intervento di protezione delle spalle del ponte	51
7. ANDAMENTO ANNUALE DELLE PORTATE DEL FIUME OGLIO AI FINI DELLA CANTIERIZZAZIONE DEI LAVORI INTERFERENTI CON IL CORSO D'ACQUA	56

1. PREMESSA

Il presente elaborato, predisposto nell'ambito della progettazione definitiva della S.S. 42 "Variante est di Edolo del Tonale e della Mendola", presenta la verifica di compatibilità idraulica del nuovo ponte previsto sul fiume Oglio, in corrispondenza dell'imbocco nord della galleria naturale di bypass dell'abitato di Edolo, recependo le osservazioni effettuate da Anas nel corso dell'istruttoria degli elaborati consegnati precedentemente.

La figura che segue presenta la planimetria della summenzionata opera e le relative infrastrutture di accesso poste lungo l'alveo del corso d'acqua.

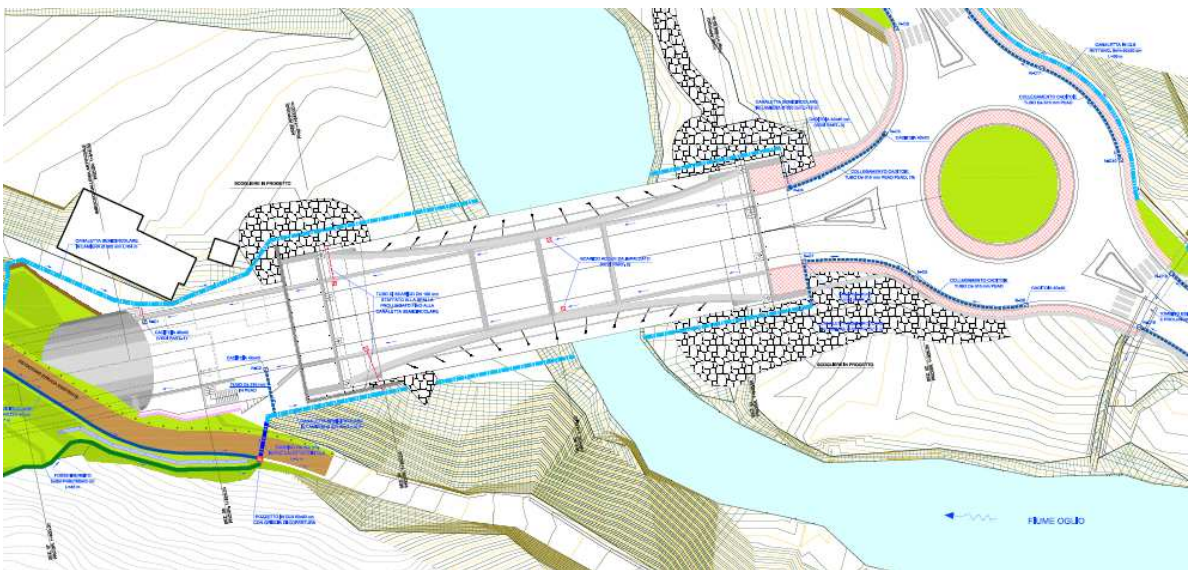


Figura 1: Planimetria delle opere dell'imbocco Nord.

Tra le principali opere previste in progetto si individuano:

- le spalle di appoggio dell'impalcato del ponte
- lo svincolo di accesso all'infrastruttura, il cui sedime presenta un ingombro maggiore rispetto all'attuale, in quanto è prevista la realizzazione di una rotatoria con isola centrale;
- l'imbocco nella galleria naturale in sinistra idrografica con spostamento del tracciato della pista ciclopedonale al di sopra del becco di flauto della galleria naturale.

In ottemperanza a quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 ed alle indicazioni dell'Autorità di Bacino del fiume Po si è proceduto alla verifica della compatibilità idraulica delle opere in progetto interferenti con il corso d'acqua, al dimensionamento delle opere di protezione delle fondazioni delle spalle del ponte stesso e ad un'analisi circa il trasposto solido in alveo.

Il presente elaborato ha quindi come prioritario obiettivo mostrare che l'opera in oggetto, altrimenti non localizzabile:

- non modifica i fenomeni idraulici naturali;
- non costituisce significativo ostacolo al deflusso;
- non limita in modo significativo la capacità di invaso.

2. LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

Al fine di definire la posizione ottimale della rotatoria, della conseguente posizione del ponte sul Fiume Oglio e dell'imbocco della galleria naturale, sono state studiate diverse configurazioni plano-altimetriche tenendo conto di tutti i vincoli esistenti derivanti dalla particolare morfologia dell'area.

Nella presente fase progettuale si è posta l'attenzione sulla necessità, conforme al quadro normativo attuale ed alle raccomandazioni di ANAS, di prevedere tra gli sbocchi della galleria e le sezioni di arresto sulle rotatorie un adeguato tratto a cielo aperto che era eccessivamente ridotto nella soluzione individuata nel Progetto Preliminare.

Sono state quindi preventivamente studiate possibili configurazioni plano-altimetriche con analisi di diversi tracciati alternativi, la cui definizione è risultata molto complessa in particolare per il nodo Nord dove la morfologia dell'area rende difficile ottenere il richiesto tratto a cielo aperto garantendo allo stesso tempo il superamento a quote adeguate del Fiume Oglio ed un adeguato angolo di incidenza per l'innesto in rotatoria.

Nella soluzione individuata nel Progetto Preliminare, tale tratto risultava eccessivamente ridotto essendo pari a 68.77 m. Si è pertanto individuata una nuova collocazione della rotatoria più a Est, che ha permesso di portare tale distanza a 106.7 m.

È da evidenziare che vista l'elevata acclività, ed in generale la conformazione morfologica e geomeccanica del versante a monte dell'attuale sede della SS42, non è assolutamente possibile il posizionamento della rotatoria più a Nord e di conseguenza anche della spalla in destra orografica del Ponte sul Fiume Oglio, questo anche per garantire la dovuta protezione delle strutture metalliche in estradosso del ponte (archi) nei confronti di eventuali urti accidentali per svio dei veicoli che, nel caso di un loro ulteriore avvicinamento ai rami di ingresso/uscita della rotatoria, ricadrebbero in una zona estremamente critica per il transito stradale.

Inoltre, nella collocazione della rotatoria si è anche considerato il vincolo di mantenere il tracciato al di fuori dell'attigua zona Parco (Parco Adamello).

Dal punto di vista idromorfologico l'analisi delle tendenze morfo-evolutive del corso d'acqua, presentata nel capitolo 3 che segue, evidenzia allo stato di fatto una limitata propensione del fiume Oglio all'erosione spondale nel tratto analizzato.

3. TENDENZA MORFO-EVOLUTIVA DEL CORSO D'ACQUA

3.1 Metodologia di analisi

La tendenza morfodinamica evolutiva del Fiume Oglio nell'area di interesse è stata valutata dapprima definendo le caratteristiche morfometriche salienti del tratto idrico in esame, sulla base dei dati disponibili (rilievi topografici in sito, ortoimmagini e cartografia tecnica regionale). A seguire è stata eseguita un'analisi multitemporale attraverso la consultazione di ortoimmagini relative ad una serie di voli eseguiti a partire dal 1954 sino all'ultimo disponibile del 2018, che coprono complessivamente un arco temporale di 64 anni.

In particolare, si è fatto riferimento ai seguenti voli (Figura 2, pagina successiva):

- a. 1954 – ortofoto Volo Gai b/n;
- b. 1975 – ortofoto b/n;
- c. 1988 – 1989 ortofoto b/n;
- d. 1998 – ortofoto colori;
- e. 2003 - ortofoto colori;
- f. 2007 - ortofoto colori;
- g. 2012 - ortofoto colori;
- h. 2015 - ortofoto colori;
- i. 2018 - ortofoto colori.

Ad eccezione del volo del 1988- 1989, tutti i voli sono consultabili all'indirizzo:

https://www.cartografia.servizirl.it/viewer32/index.jsp?config=config_mirrorBox.json

presso il portale della regione lombardia.

Il volo del 1988- 1989 è reperibile invece presso il portale cartografico nazionale:

http://wms.pcn.minambiente.it/ogc?map=/ms_ogc/WMS_v1.3/raster/ortofoto_bn_88.map.

Non tutti i voli consultati si sono rivelati idonei allo scopo, o per scarsa fruibilità ottica (zone in ombra), o per scarsa risoluzione, o anche per evidenti distorsioni o difetti di georeferenziazione impliciti nel processo di ortorettifica del fotogramma aereo originale.

I voli non idonei per l'osservazione di dettaglio sono il volo Gai del 1954, ed i voli del 1998 e del 2003. Per questi voli sono possibili solo osservazioni di tipo "qualitativo" non utilizzabili per valutazioni di dettaglio.

Ad esclusione di tali voli, la valutazione delle modifiche del corso d'acqua nel tempo è stata realizzata digitalizzando le sponde del corso d'acqua, a monte e a valle dell'opera in progetto, e per un tratto ritenuto significativo in relazione alla morfologia dello stesso tratto fluviale.

I vari voli non sono ovviamente perfettamente sovrapponibili e, al fine di minimizzare l'errore di valutazione, sono stati definiti degli elementi di controllo, riconosciuti come immutati nel tempo considerato, ed ai quali riferire per ogni volo consultato le variazioni misurate.

Chiaramente, il grado di precisione delle valutazioni effettuate è dipendente dalla precisione del metodo adottato di tipo semi-quantitativo.

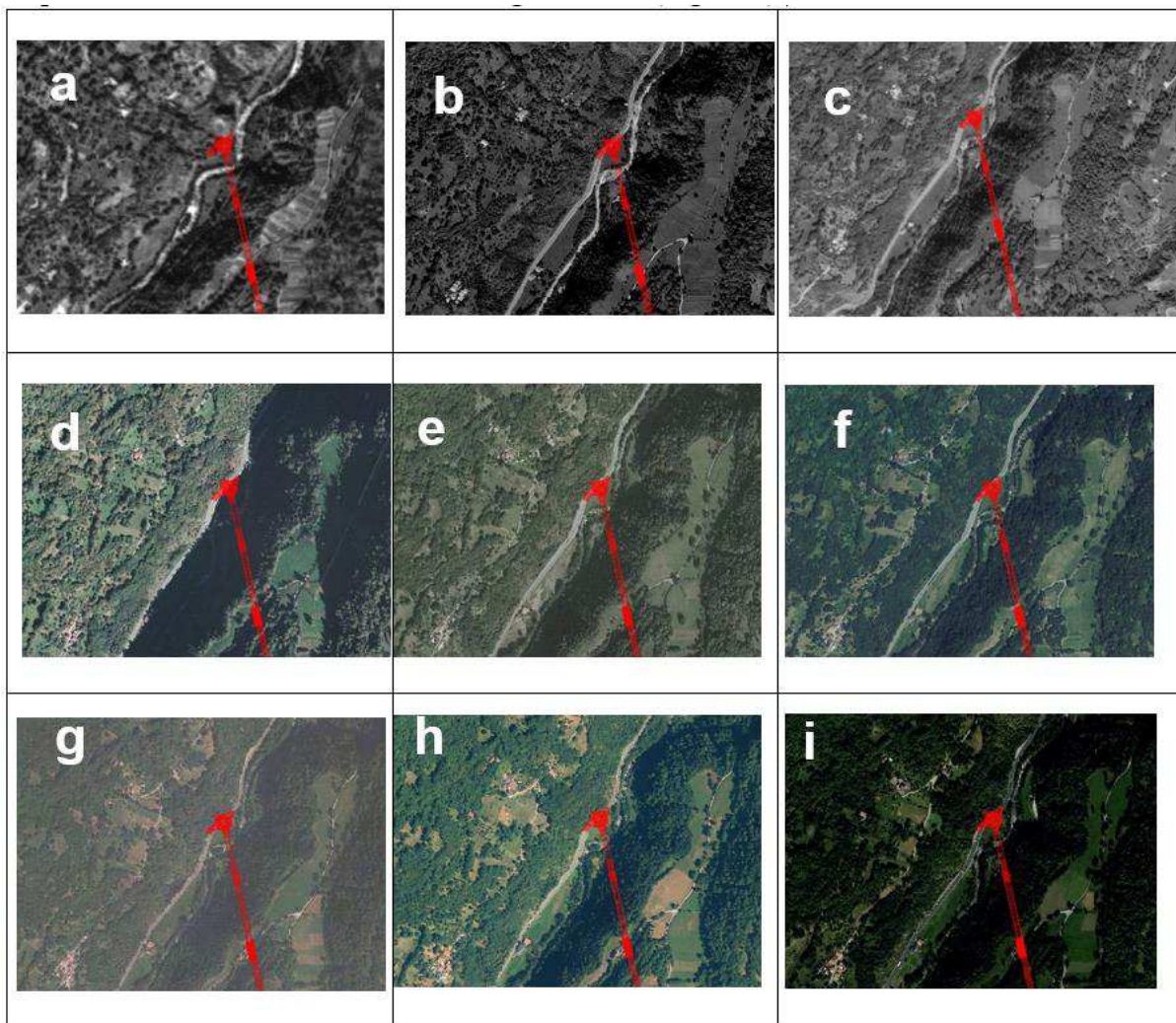


Figura 2: Sequenza multitemporale delle ortofoto consultate.

Si pone all'attenzione che il non aver preso in considerazione nei confronti diretti il rilievo topografico di dettaglio eseguito è conseguente alla scelta di metodo adottato. Infatti, è risultato inidoneo il confronto tra dati con così diverso grado di precisione (rilievo topografico ed ortofoto), confronto che può portare a conclusioni di elevata incertezza in ragione del maggior numero di variabili da interpretare. Ad esempio, in ortofoto il confronto ottico permette una indubitabile identificazione del limite tra materiale alluvionale e copertura vegetata (con l'ovvia limitazione della risoluzione fotografica), criterio valido per ciascuna ortofoto. Differentemente, nel rilievo topografico tale limite non è univocamente percepibile e deve essere attribuito ad uno dei vari cambi di pendenza rilevati, con incertezze di posizionamento che possono anche raggiungere alcuni metri. Diversamente potrebbe essere il confronto tra rilievi topografici di anni diversi, però non disponibili.

Il rilievo topografico è stato comunque utilizzato per confronti di tipo qualitativo, ad esempio nella valutazione della condizione spondale sinistra, sempre in ombra.

3.2 Morfometria del fiume Oglio nel tratto di interesse

Le valutazioni morfometriche del tratto di interesse sono state applicate ad un segmento di corso del fiume Oglio considerato geomorfologicamente omogeneo, di lunghezza pari a 1000 m e rappresentato dalla linea blu in Figura 3

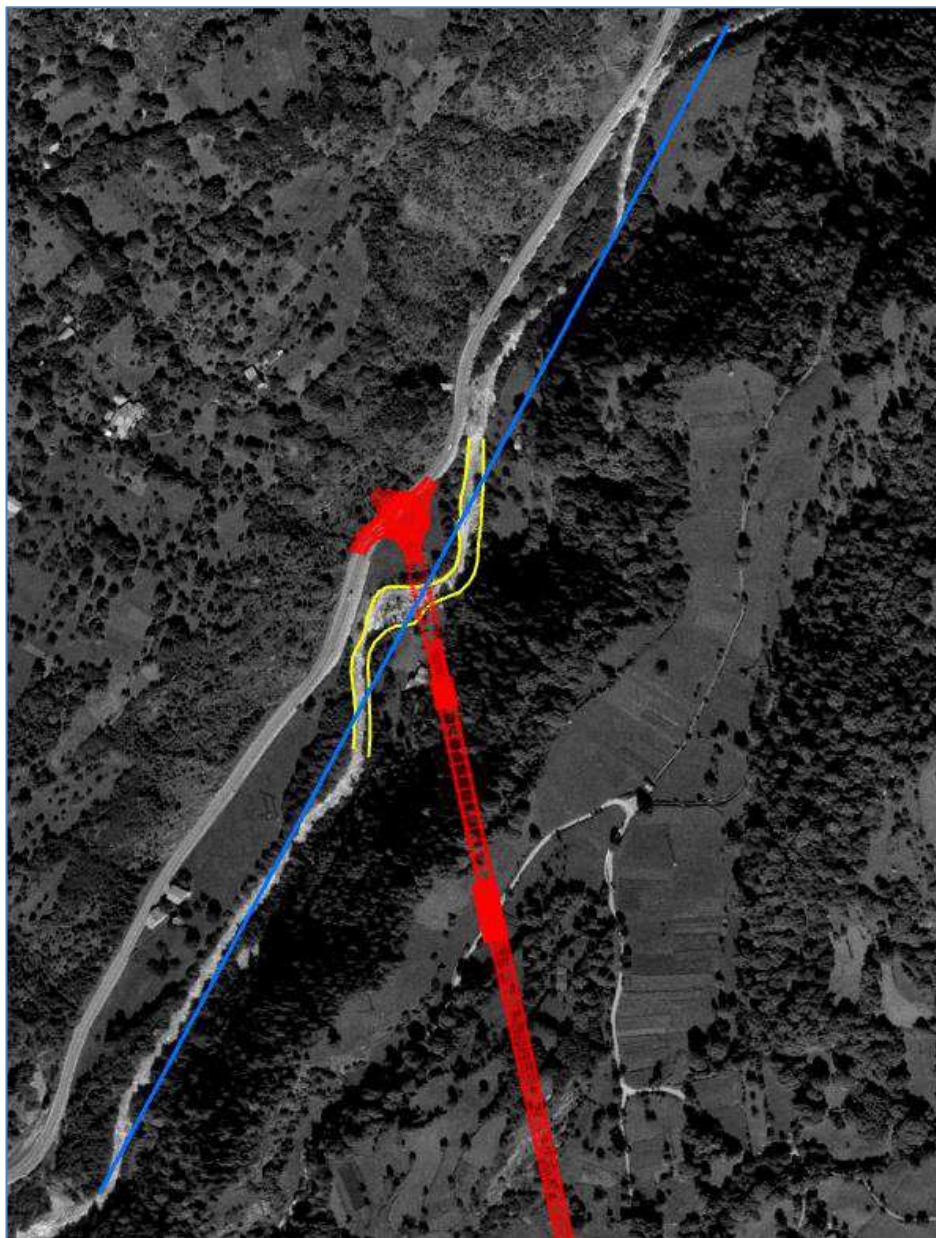


Figura 3: In blu il tratto di fiume Oglio considerato unità geomorfica omogenea; in giallo il tratto di fiume considerato nel dettaglio, in relazione all’opera in progetto (in rosso). Sfondo: volo del 1975.

Si tratta di un corso d’acqua impostato su materiali alluvionali, con fondo mobile, a regime idrologico permanente, con decorso sostanzialmente rettilineo ed accennata sinuosità, si veda la seguente Figura 4. L’indice di sinuosità, nel tratto omogeneo considerato, si attesta sul valore di

1,1. L'alveo è di tipo semiconfinato con pendenza media pari a 4,6%, e larghezza media di piene rive (bankfull) di circa 10 m.

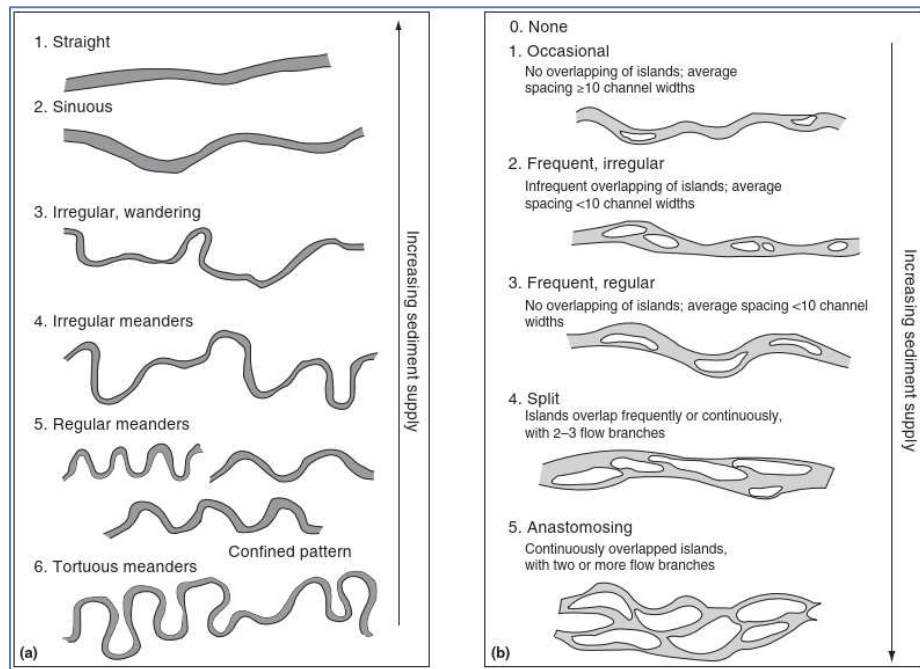


Figura 4; Classificazione geomorfica dei corsi d'acqua (da Buffington, J.M., Montgomery, D.R., 2013. Geomorphic classification of rivers).

Il letto appare generalmente piano con unità di fondo poco definite, con pezzature granulometriche varie con, in ordine di prevalenza, massi, ciottoli e ghiaie. Le unità morfologiche non sono ben definite e si alternano, con una certa casualità, unità morfologiche di tipo step-pool, localmente cascade per brevi tratti, con sporadica presenza di barre laterali. Appena a valle dell'opera in progetto ha preso sede nel tempo un'isola legnosa stabile della quale si approfondirà nel capitolo successivo.



Figura 5: Isola legnosa stabile in prossimità del sito di intervento.

3.3 Tendenza evolutiva del corso d'acqua

Come precedentemente introdotto nel merito degli aspetti metodologici, le tendenze evolutive dal punto di vista geomorfico sono state valutate preferenzialmente sul confronto delle ortofoto disponibili per coprire un arco temporale utile di 43 anni (1975-2018). L'attenzione è stata posta in particolare in un tratto di alveo di circa 250 m a cavallo dell'attraversamento in progetto, del quale sono stati digitalizzati i contorni delle due sponde. A questo proposito occorre sottolineare che la digitalizzazione offre una buona precisione per quanto concerne la sponda destra; diversamente, la sponda sinistra appare in ombra o fittamente vegetata e, pertanto, la sua posizione è approssimata. Si può considerare attendibile comunque ai nostri fini, in quanto la presenza di vegetazione arborea permanente è anche essa segnale di stabilità delle sponde e, quindi, di assenza di processi erosionali importanti.

Per quanto concerne la minimizzazione dell'incertezza delle misure, sono stati definiti degli elementi di controllo (punti indicati dalle frecce, e mezzeria della carreggiata), come mostrato in Figura 6.

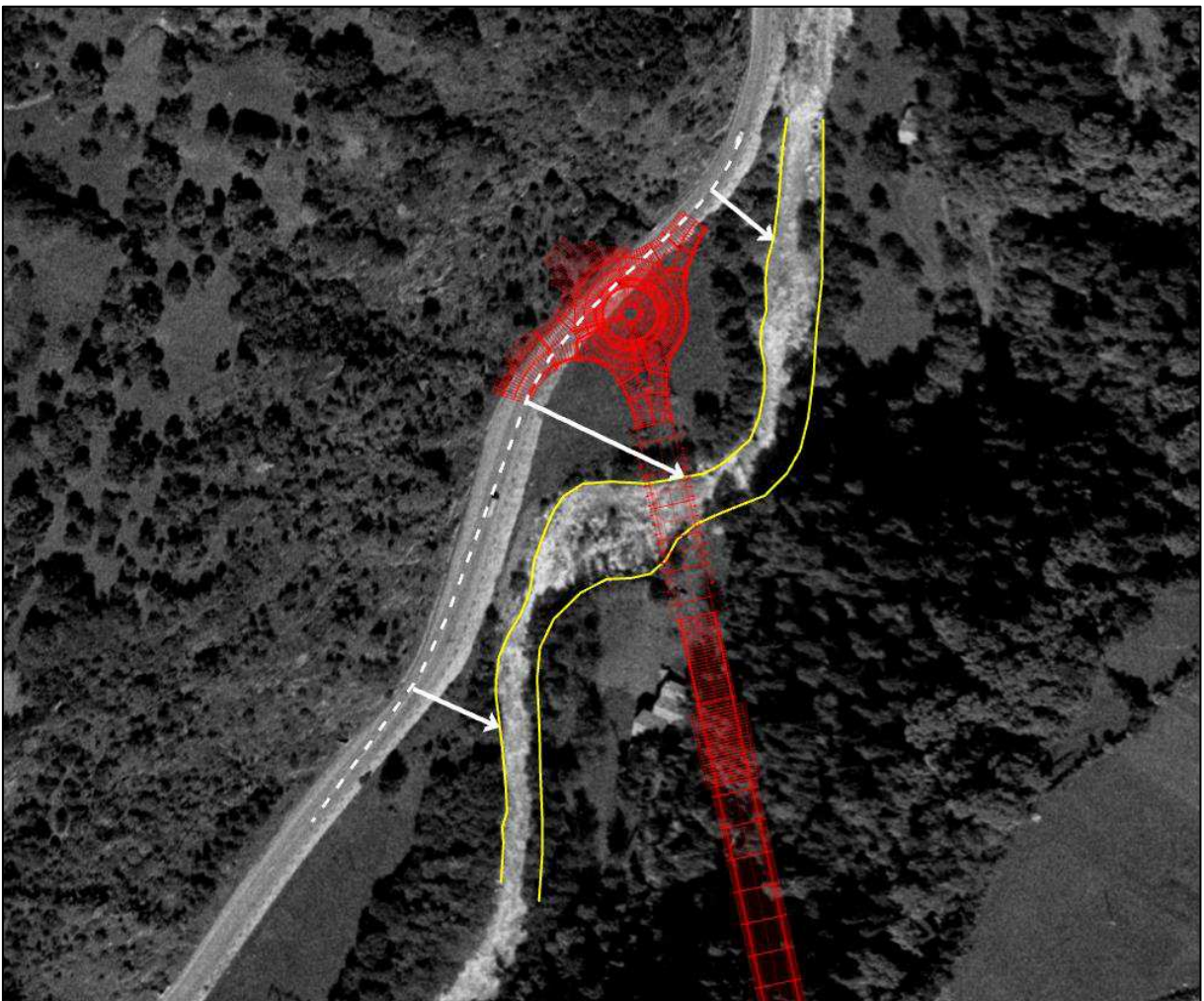


Figura 6: Elementi di controllo: mezzeria della carreggiata (tratteggio bianco) punti della sponda destra a monte, a valle ed in corrispondenza dell'opera (frecce bianche). Sfondo: volo del 1975.

Osservando la Figura 6 si nota la presenza di un'isola, non vegetata, ai lati della quale si canalizza il flusso. La canalizzazione del flusso, modellata numericamente per una portata di 20 m³/sec, è rappresentata in Figura 7.

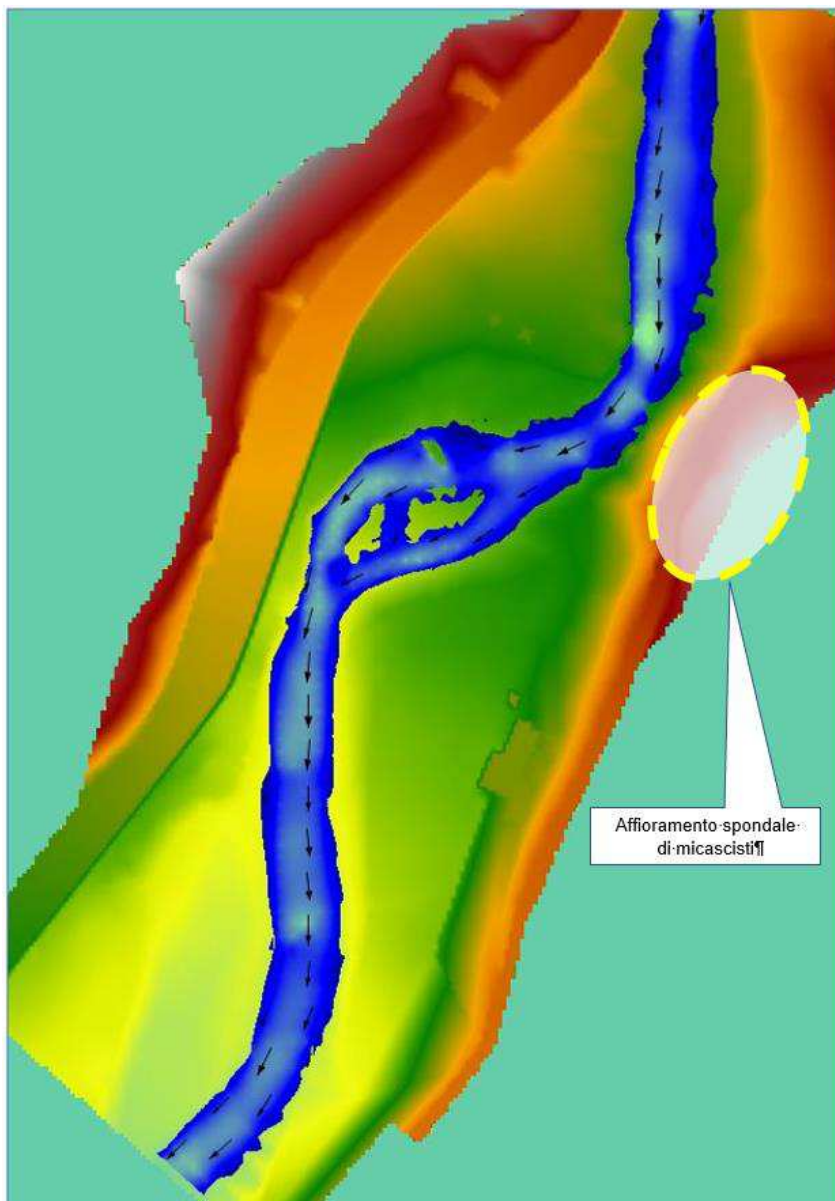


Figura 7: Modellazione idraulica numerica con evidenza dei vettori direzioni del flusso (portata 20m³/sec)¹.

Il dettaglio di Figura 8 pone in evidenza come nel tempo l'isola non abbia subito modifiche nella forma (non si apprezza migrazione verso valle) ed è stata colonizzata da vegetazione arborea, assumendo la connotazione di isola legnosa stabile.

¹ La figura è ottenuta dalla modellazione del Fiume Oglio applicando il modello idraulico allo stato di fatto. La descrizione del modello, per portata con tempo di ritorno di progetto 200 anni, è presentata nei seguenti capitoli.



Figura 8: Evoluzione dell'isola fluviale a valle dell'opera in progetto.

L'osservazione dei due fotogrammi estremi della serie consultata (1975 – 2018) (Figura 9) consente di apprezzare gli elementi critici prevalentemente esposti all'azione erosiva del corso d'acqua e discussi nel seguito. Sovrapponendo la posizione degli argini nel 1975 al fotogramma del 2018, ed appurata la sostanziale sovrapponibilità dei punti di controllo, si può accertare come la principale azione erosiva si sia esercitata nel tempo soprattutto in un tratto preciso lungo la sponda destra nel tratto a valle dell'opera in progetto e visibile in Figura 10. Dalla visione della foto si nota che il punto di maggior erosione (poligono in tratteggio rosso) ha avvicinato la sponda destra di 10 m circa al rilevato stradale della SS42 collocata oramai a circa due metri dallo stesso rilevato.

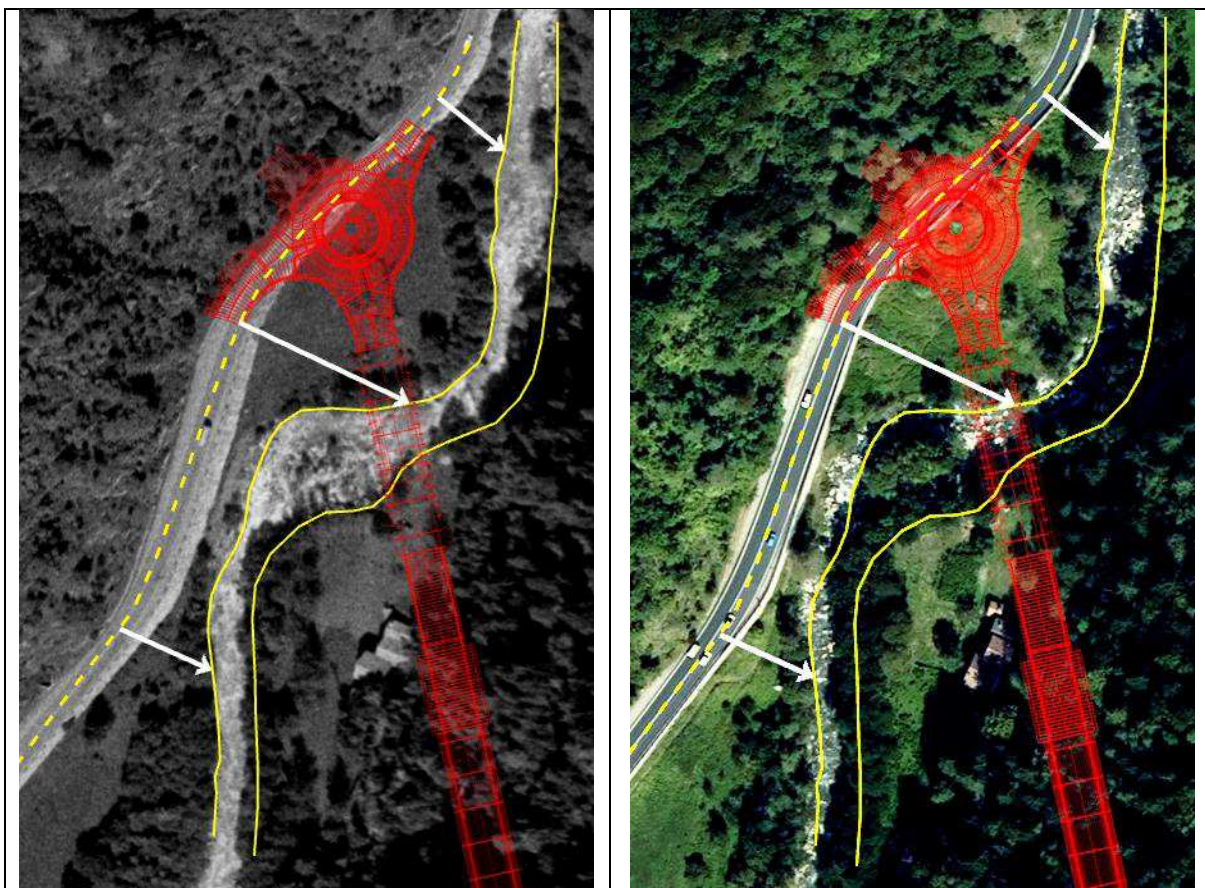


Figura 9: Condizioni delle sponde del Fiume Oglio nel tratto in esame a confronto. 1975 a sinistra; 2018 a destra. Freccie bianche e mezzeria stradale son i punti di controllo perfettamente sovrapponibili.

Questo segmento di sponda rappresenta il punto a maggior criticità del tratto fluviale in esame, sottolineata altresì dalla mancanza di vegetazione arborea permanente. Più a monte si rilevano limitate erosioni spondali in destra, con presenza però di vegetazione arborea permanente, segnale quindi di una sostanziale stabilità spondale. La sponda sinistra non è purtroppo osservabile con un'analogia accuratezza ma non si rilevano comunque evidenze che possano indicare variazioni morfometriche riconducibili ad instabilità.

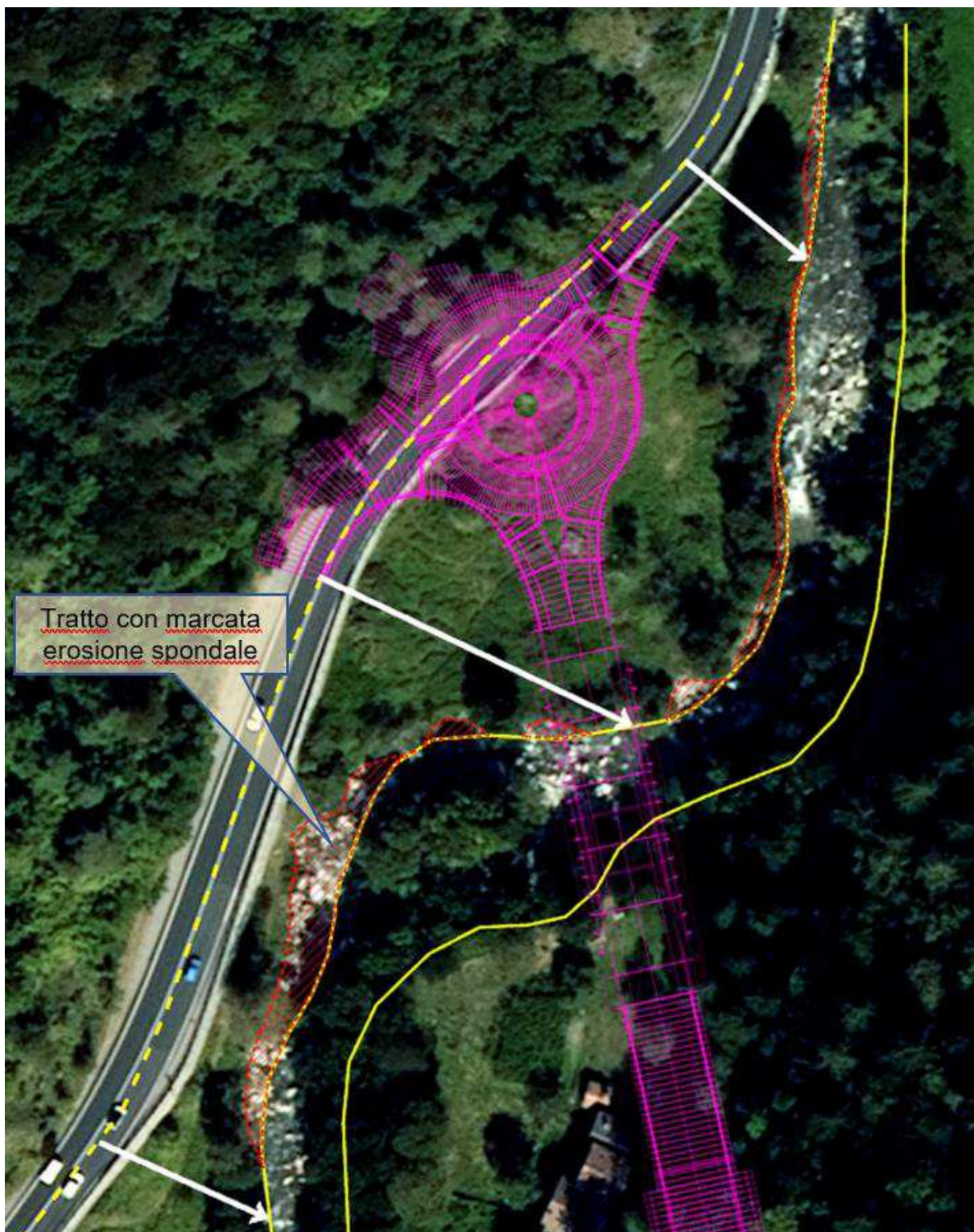


Figura 10: Fenomeni erosionali di sponda (aree in tratteggio rosso) apprezzati dal confronto delle foto aeree 1975-2018.

La ragione dell'erosione spondale mostrata è strettamente connessa all'accentuazione della sinuosità del corso d'acqua in corrispondenza dell'attraversamento in progetto. La sinuosità in questo tratto è correlabile al confinamento del flusso idraulico imposto da un affioramento di

micascisti di substrato che raggiunge la sponda sinistra, la cui posizione è raffigurata in Figura 7 e Figura 11.



Figura 11: Posizione dell'affioramento di micascisti di substrato che confinano il corso d'acqua.

L'affioramento impedisce la progradazione del corso d'acqua e ne determina una deviazione di flusso da N-S a E-O, in direzione della SS42 dove viene dissipata l'energia erosiva del flusso idrico con nuovo cambio di direzione da E-O a N-S. Tali divagazioni, correlate al confinamento locale del corso d'acqua, non sono peculiari solo di questo tratto e, generalmente, sono riconducibili a presenza di affioramenti o concentrazioni di massi che determinano condizioni di resistenza all'azione erosiva della corrente.

Si constata, altresì, la natura episodica di tale intensa azione erosiva. Infatti, nel fotogramma relativo al volo 1988/1989 l'erosione spondale è già avvenuta nella sostanziale sua integrità, mantenuta anche nei voli successivi. Si riporta a tal proposito anche il volo del 2003, del tutto simile a quello del 2018. Quindi l'episodio deve essere verosimilmente avvenuto nell'arco temporale tra il 1975 ed il 1988. Non esistono dati idrometrici delle stazioni lungo il fiume Oglio nelle vicinanze del tratto di interesse che consentano l'identificazione dell'evento.

Le uniche stazioni in zona con dati disponibili sono:

- Oglio a Temù, con 5 valori di portata al colmo massima annuale pubblicati, relativi agli anni dal 1936 al 1940 (Rif.: Pubblicazione n. 17 del Servizio Idrografico Nazionale);
- Oglio a Edolo, con valori di livello idrometrico con frequenza 10', pubblicati sul sito internet di Arpa Lombardia, dal 16/07/2020 ad oggi (serie limitatissima, inferiore all'anno di acquisizione).

E' quindi ragionevole supporre che l'evento erosivo sia comunque da ricondurre agli eventi alluvionali dell'estate del 1987 in Valtellina e zone limitrofe.

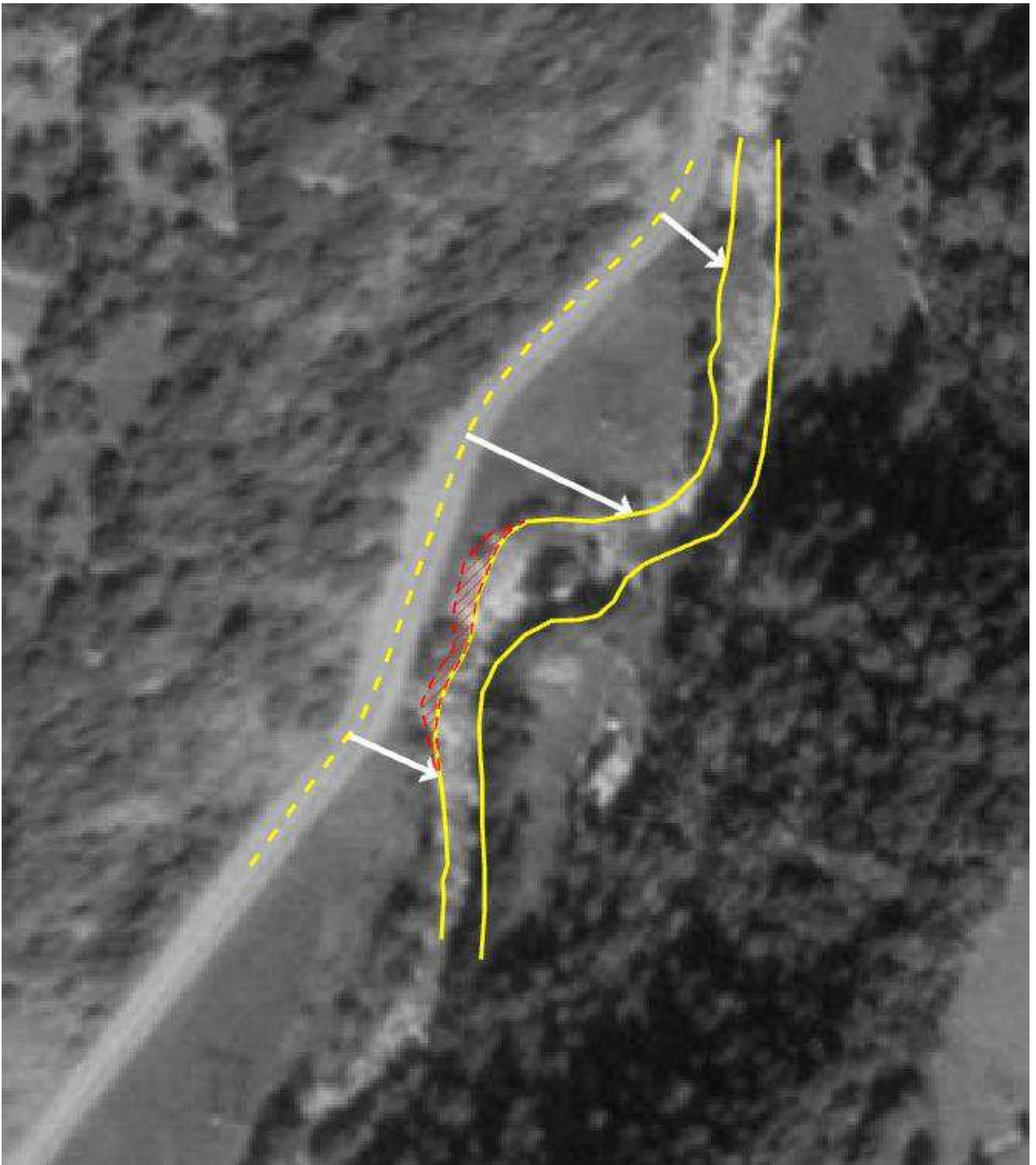


Figura 12: Episodio erosivo già manifesto nel volo 1988/1989.



Figura 13: Episodio di erosione spondale in destra, sostanzialmente identico a quello del 2018 (condizione attuale).

Con riferimento al comportamento morfologico del fiume Oglio nella condizione di alveo inalterato si può concludere che:

- *il segmento di Fiume Oglio considerato mostra nel complesso condizioni di relativa stabilità arginale, compromessa in forma significativa solo localmente; il basso indice di sinuosità, con tratti continui sostanzialmente rettilinei, non favorisce l'erosione spondale che trova invece espressione localmente appunto nei settori a maggior sinuosità;*
- *non si evidenziano, nell'arco di tempo considerato, tendenze erosive di fondo, come testimonia la presenza di un'isola legnosa stabile, vegetatasi permanentemente negli ultimi 50 anni circa.*

4. MODELLAZIONE IDRAULICA DEL FIUME OGLIO

Per determinare le caratteristiche idrauliche della corrente nel tratto di studio, ovvero tiranti idrici e velocità di deflusso, si è deciso di sviluppare tre modelli idraulici bidimensionali, utilizzando il software HecRas 5.0.7. sviluppato dall'US Army Corps of Engineer.

Rispetto ad un modello monodimensionale la modellazione scelta meglio interpreta le caratteristiche morfologiche dell'alveo quali singolarità idrauliche, anse, barre ed aree di espansione golenale.

Inoltre, tali modelli, rispetto ai monodimensionali, non prevedono l'assunzione di velocità costante lungo l'intera area di deflusso e quindi non presentano velocità eccessivamente conservative e non realistiche lungo le sponde e le aree di espansione delle piene del tratto analizzato.

Ogni scenario rappresenta una differente condizione morfologica dell'alveo, sollecitato da eventi meteorici con portate differenti. In particolare, sono state analizzate le seguenti condizioni:

- alveo con morfologia allo stato di fatto (scenario d'evento ante operam) e portata defluente duecentenaria, pari a $592 \text{ m}^3/\text{s}$;
- alveo con morfologia allo stato di fatto, ma con inserimento delle opere previste (scenario d'evento post operam) e portata defluente duecentenaria, pari a $592 \text{ m}^3/\text{s}$; sulla scorta di tale scenario è stato verificato, oltre alle velocità di deflusso, il franco disponibile tra il pelo libero dell'acqua e l'intradosso dell'impalcato del ponte; lo scenario è inoltre stato utilizzato al fine di dimensionare la scogliera a protezione delle fondazioni delle spalle di appoggio dell'impalcato del ponte;
- alveo allo stato di fatto e portata attesa in fase di cantiere pari a $298 \text{ m}^3/\text{s}$, ovvero con tempo ritorno 6.5 anni (scenario di cantierizzazione). Lo scenario ipotizza che, durante la fase di cantiere, la zona di espansione in sinistra idrografica sia utilizzata come deposito materiali e ricovero mezzi. Tale scenario, seppur di carattere transitorio, risulta di pratico interesse in quanto le aree nei pressi delle spalle del ponte risultano soggette ad esondazione anche per eventi caratterizzati da bassi tempi di ritorno.
Allo stato attuale della progettazione il presente scenario prevede solo la realizzazione di un rilevato, a protezione della zona in sinistra, la cui altezza è pari ad 1 m.

Per maggiori informazioni, circa le valutazioni idrologiche eseguite e la stima della massima portata prevista a monte delle opere, si rimanda alla "Relazione Idrologica" T00ID00IDRRE01_B.

4.1 Modelli digitali del terreno, scabrezza nei vari scenari e condizioni al contorno.

La figura che segue presenta, a titolo esemplificativo, il modello digitali del terreno (DTM), a cella quadrata con lato 1 m, utilizzato per la simulazione allo stato di progetto nel quale si può notare anche l'ingombro delle scogliere a protezione delle spalle.

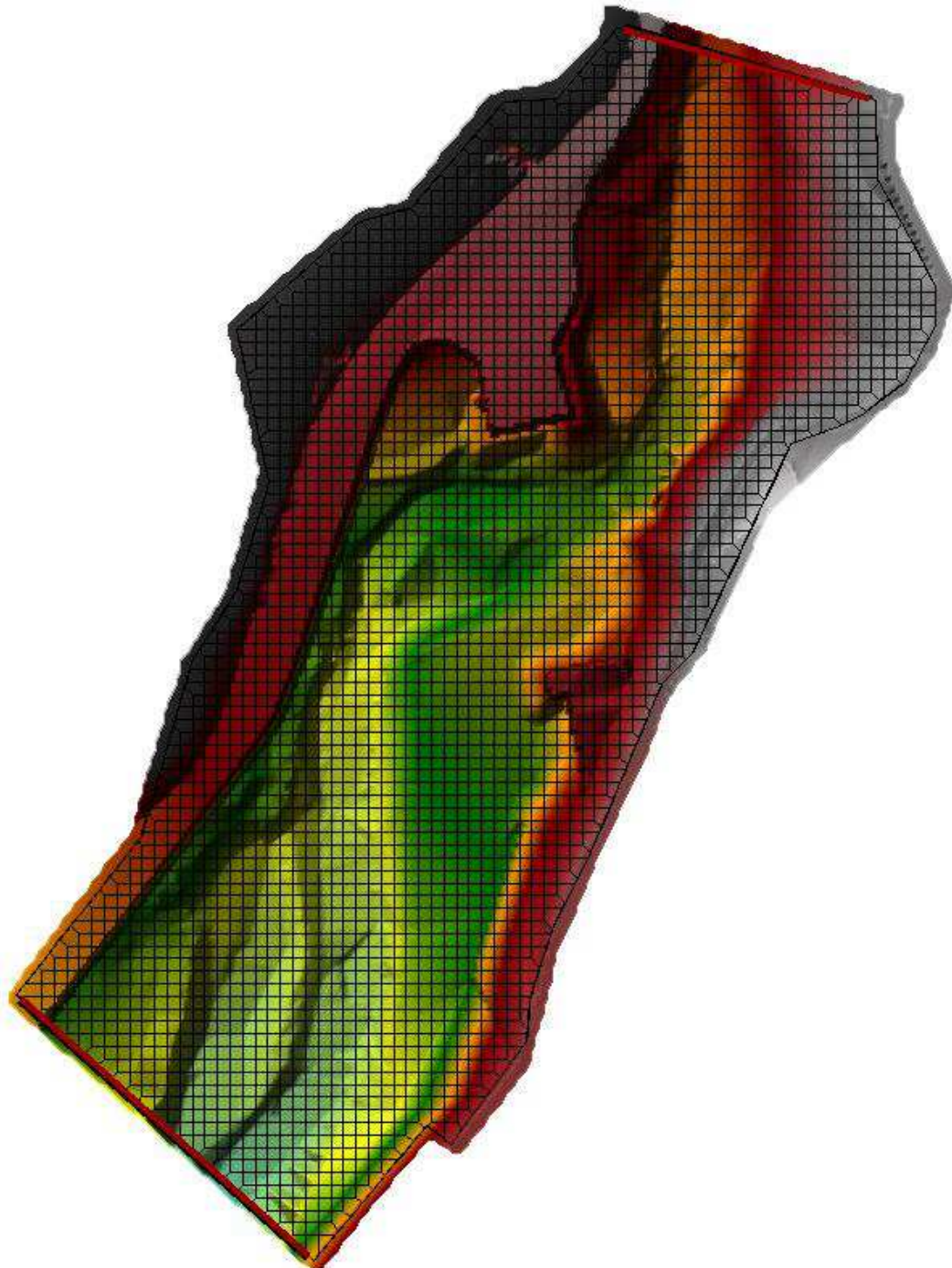


Figura 14: Modellazione del dominio di calcolo (configurazione post operam).

L'immagine mostra anche il dominio di calcolo, composto da circa 3400 celle quadrate con lato 3 m, nonché la posizione delle boundary condition (linee rosse tratteggiate) poste lungo il perimetro di monte e di valle del dominio con sviluppo ortogonalmente all'asse fluviale.

Poiché i modelli sviluppati per simulare gli scenari allo stato di fatto e nella condizione di cantiere presentano una identica impostazione modellistica, nel presente elaborato per brevità di esposizione, non sono stati riportati tutti.

Le figure che seguono sono indicative delle diverse scabrezze considerate, tali scabrezze sono state individuate in base alle caratteristiche del terreno/alveo. Come si può osservare i diversi scenari prevedono una variazione areale della scabrezza sulla scorta dell'utilizzo delle superfici.

Per esempio, in fase di cantierizzazione, l'attuale area a prato/bosco presente nella gola di sinistra sarà convertita in piazzale per deposito materiale e ricovero mezzi assumendo quindi una scabrezza differente rispetto allo stato dei luoghi.

Analogamente il modello nella configurazione post operam prevede sia l'inserimento dell'infrastruttura, le cui spalle e scogliere sono facilmente individuabili nel DTM, sia la riconversione della gola in prato con conseguente variazione di scabrezza.

L'unico elemento che presenta una scabrezza invariata nei tre scenari è l'alveo in quanto non sono previste modifiche morfologiche mediante risagomazione o rimozione del pietrame attualmente presente.

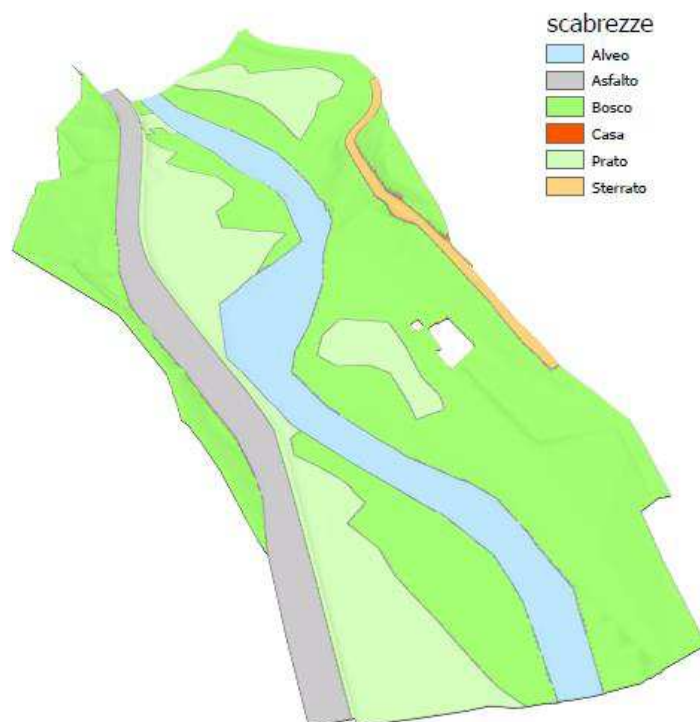


Figura 15: Vista 3D delle caratteristiche di uso del suolo associate alle scabrezze nelle condizioni attuali (ante operam).

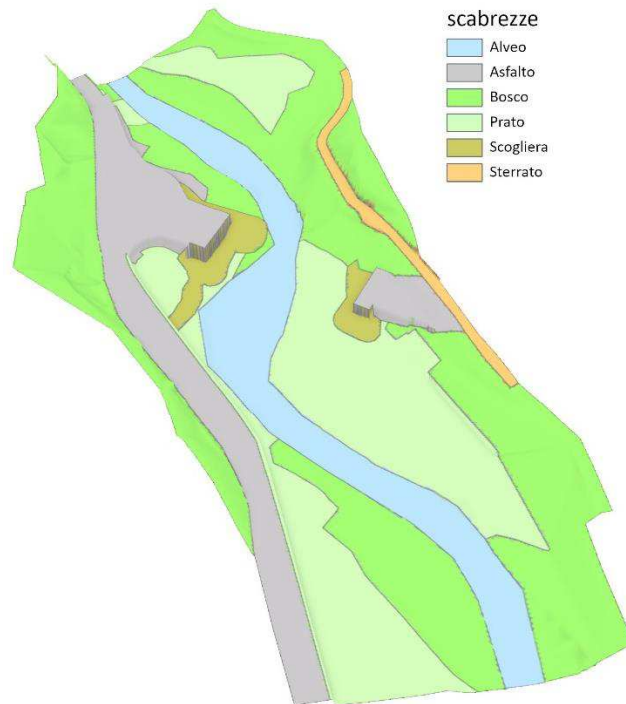


Figura 16: Vista 3D delle caratteristiche di uso del suolo associate alle scabrezze nelle condizioni di progetto (post operam).

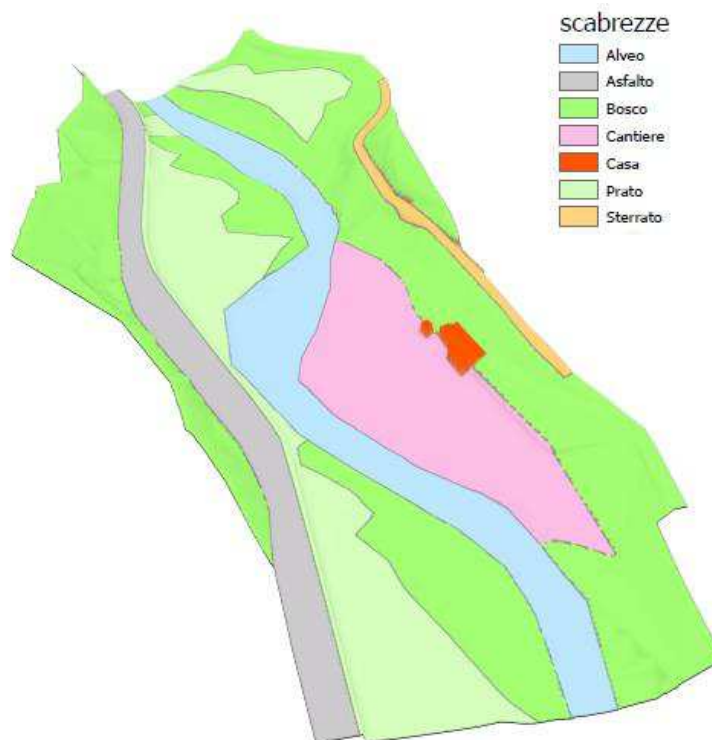


Figura 17: Vista 3D delle caratteristiche di uso del suolo associate alle scabrezze nelle condizioni di cantiere.

I valori di scabrezza utilizzati nelle singole modellazioni sono presentati nella seguente tabella.

<i>Tipologia</i>	<i>Descrizione</i>	$K_s [m^{1/3}/s]$	$n [s/m^{1/3}]$
Asfalto		90	0.01
Edifici		90	0.01
Sterrato		60	0.017
Golena con Prato	Area senza cespugli ed erba bassa	28	0.036
Golena con Bosco	Aree con cespugli bassi e alberi in estate	16	0.063
Alveo	Sponde con alberi e cespugli, sul fondo ciottoli e grandi massi	25	0.040
Scogliera		45	0.022

Tabella 1: Valori del coefficiente di scabrezza e relativa descrizione, utilizzati nelle modellazioni.

Le fotografie che seguono mostrano l'attuale stato dei luoghi con particolare riferimento all'alveo ed alle zone di espansione delle piene.

Nel dettaglio le prime tre fotografie mostrano l'attuale morfologia dell'alveo e della zona allagabile in destra idrografica, mentre la Fotografia 4 presenta l'area prevista per l'accesso al cantiere della spalla sinistra del ponte, nonché al deposito di materiali e mezzi.

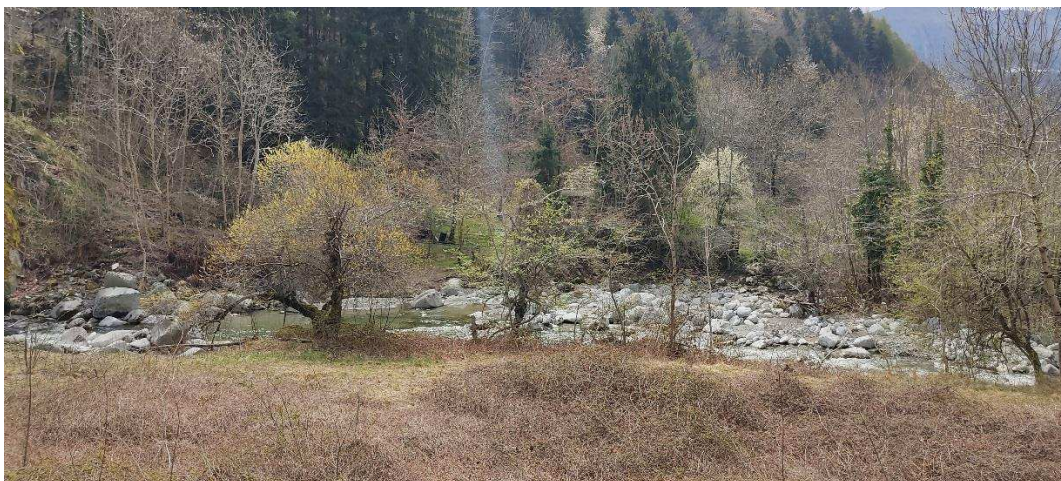
Come si può osservare l'accesso a tale golena di sinistra risulta attualmente utilizzato, dai proprietari degli edifici, come accesso al corso d'acqua. Dal punto di vista idraulico tale area risulta essere il punto di ingresso dell'acqua nella golena e per tal motivo in fase di cantierizzazione sarà da considerare come una zona critica alla quale porre attenzione. In questa fase si è ipotizzato di impedire l'allagamento delle aree di golena per mezzo di un'arginatura alta un metro.



Fotografia 1: Alveo del fiume Oglio.



Fotografia 2: Area di espansione delle piene in destra idrografica, sedime del nuovo svincolo in progetto.



Fotografia 3: Area di espansione delle piene in destra idrografica, vista della sponda destra.



Fotografia 4: area di espansione delle piene in sinistra idrografica nel punto topografico più depresso, futuro accesso all'area di cantiere e deposito materiali e mezzi.

4.2 Condizioni al contorno e ipotesi circa il passo di calcolo

Le condizioni al contorno dei modelli sono rappresentate da tagli nel dominio attraverso i quali entrano ed escono i deflussi idrici.

In particolare, la condizione al contorno di monte prevede che in ogni scenario sia imposto un idrogramma di piena con colmo pari alle portate di verifica.

La condizione al contorno di valle prevede invece l'ipotesi di moto uniforme lungo tale sezione di controllo.

Ai soli fini modellistici le portate sono state inserite con valori incrementali da zero al valore di verifica per poi essere mantenute costanti per la durata dell'intera simulazione.

Tale ipotesi ha l'obiettivo di rendere stabile il modello, anche nelle prime fasi di modellazione, evitando quindi problematiche numeriche e di stabilità computazionale.

Inoltre, al fine di limitare le instabilità numeriche e le eccessive iterazioni di calcolo è stato imposto uno step temporale variabile, determinato in automatico dal programma, imponendo un valore di Courant compreso tra 0.7 e 0.35.

4.3 Risultati delle modellazioni

Nel presente capitolo si presentano i risultati delle modellazioni eseguite riportando le aree di esondazione, il campo di moto delle velocità, il possibile spostamento del thalweg e i tiranti idrici negli scenari di riferimento.

4.3.1 Analisi delle aree di esondazione

La seguente figura presenta il confronto tra le aree di esondazione nei tre scenari modellati.

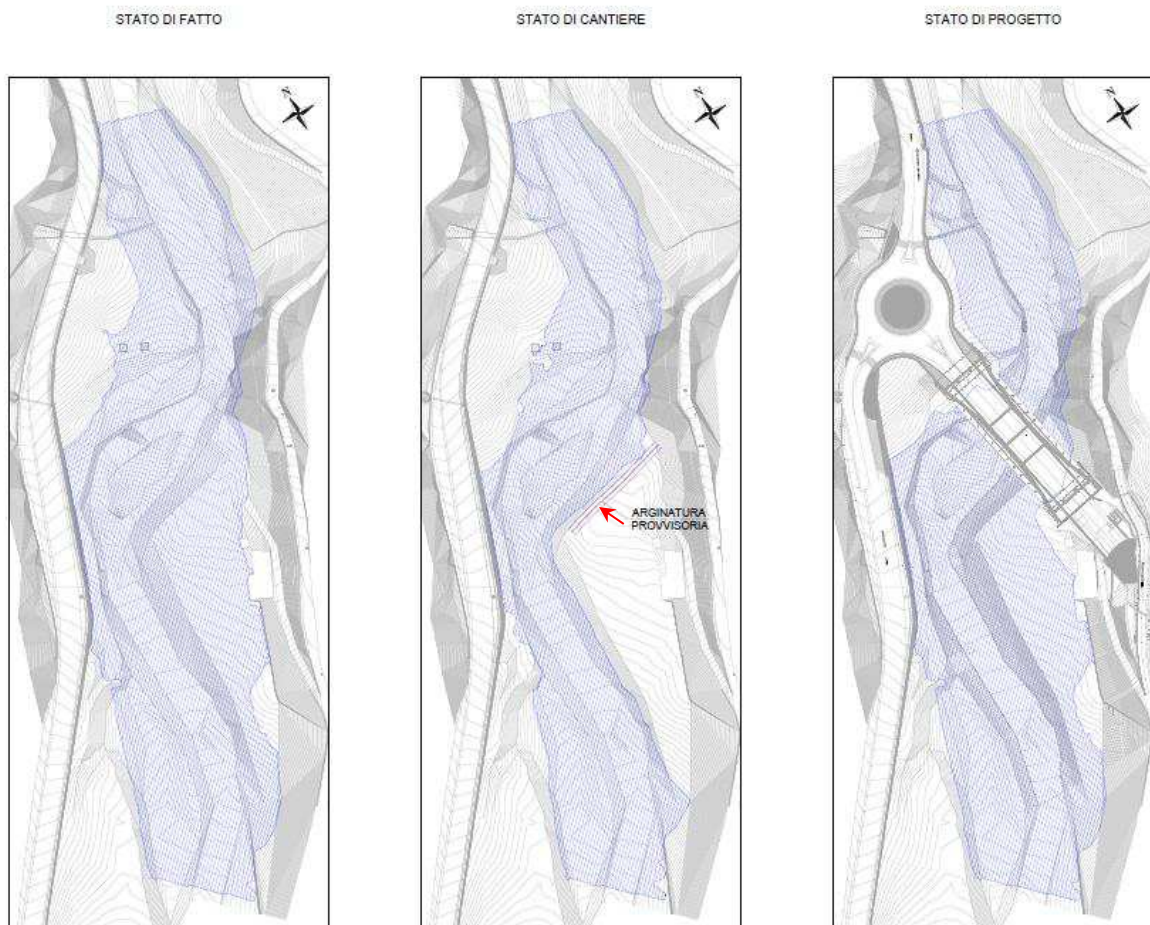


Figura 18: Aree di esondazione allo stato di fatto (ante operam), ad opere realizzate (post operam) e nella configurazione di cantiere.

Come si può osservare, per eventi con tempo di ritorno 200 anni le golene sono soggette ad esondazione.

Tale condizione si verifica anche per eventi con frequenza di accadimento maggiore, ovvero eventi meno rari, e per tal motivo in fase di cantiere risulta necessario prevedere delle opere a protezione delle aree di deposito.

Nel caso specifico è stato ipotizzato un rilevato alto circa un metro rispetto all'attuale piano campagna, capace di fornire un franco idraulico di circa 50 cm rispetto alla portata di

riferimento, pari a 298 m³/s.

La seguente immagine, con grafico in scala distorta, mostra che per tale portata il livello massimo dell'acqua è circa 723.2 m, mentre l'argine offre protezione fino alla quota di 723.7 m.

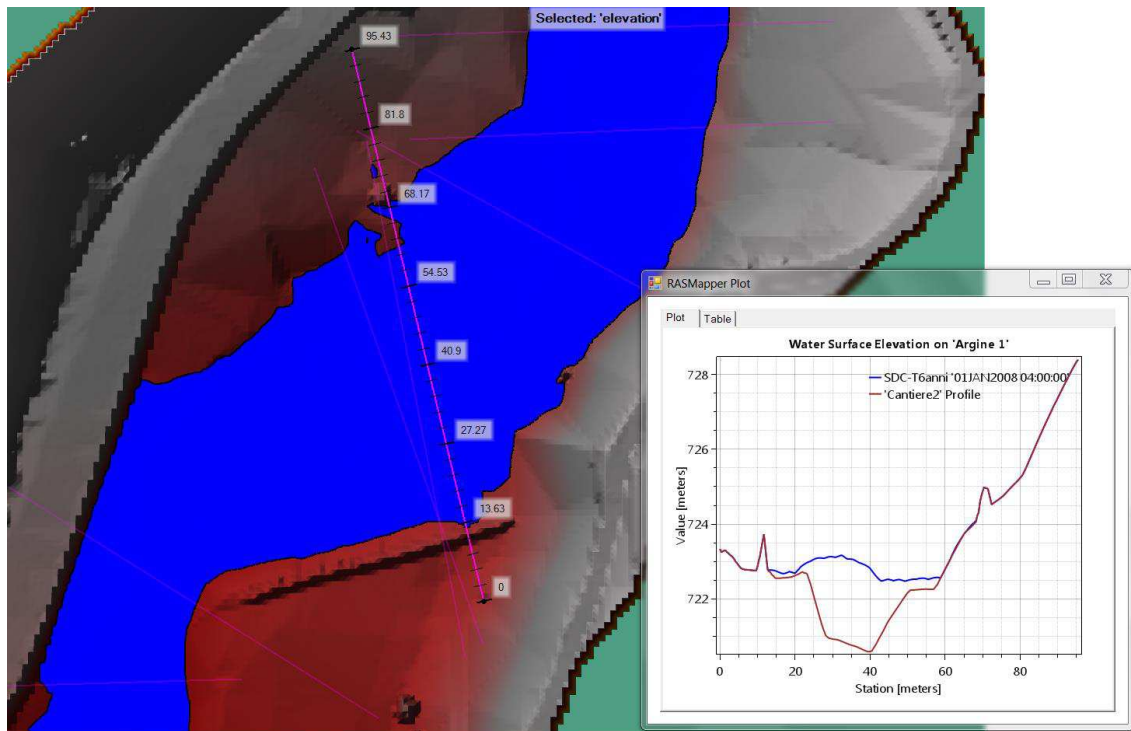


Figura 19: Planimetria e sezione del tratto protetto da arginatura in fase di cantiere.

4.3.2 Analisi delle velocità

Le seguenti immagini rappresentano, sul relativo DTM, il campo di moto della velocità di deflusso nei tre scenari analizzati.

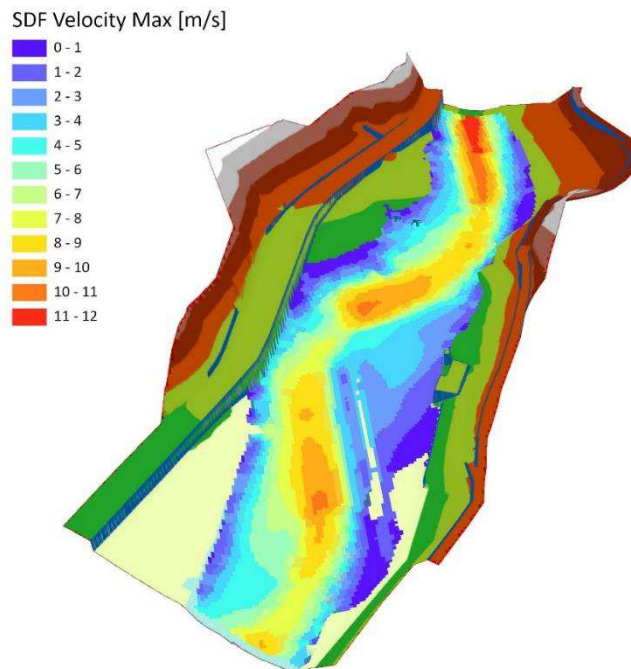


Figura 20: Velocità della corrente allo stato di fatto (ante operam).

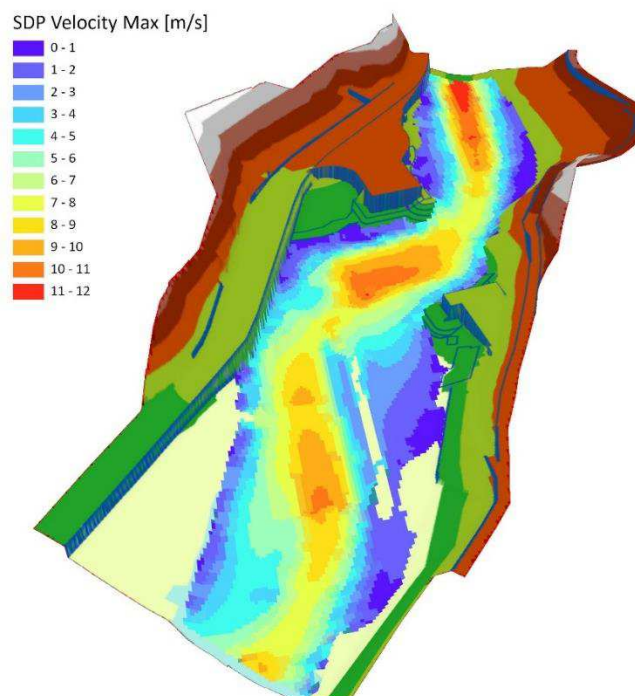


Figura 21: Velocità della corrente ad opere realizzate (post operam).

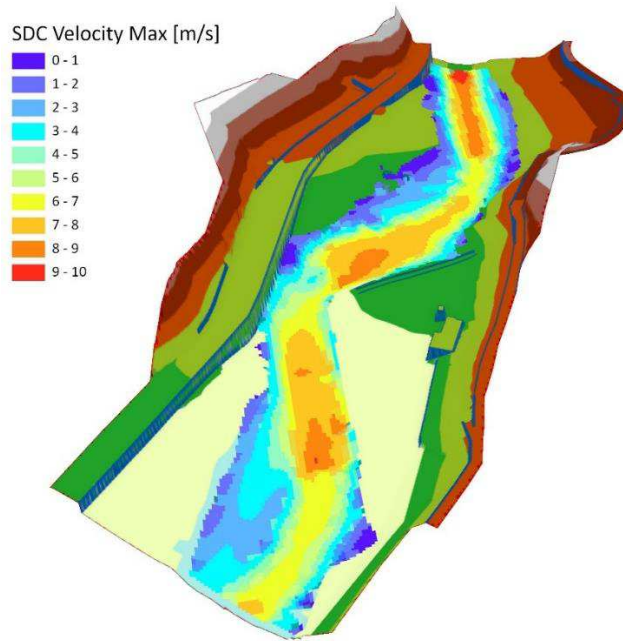


Figura 22: Velocità della corrente in fase di cantiere.

Coerentemente con quanto atteso nei reali corsi d'acqua le velocità di deflusso risultano essere maggiori lungo l'asse dell'alveo e tendono a diminuire verso le sponde.

La seguente figura presenta la differenza di campo di moto delle velocità tra la condizione di progetto e l'attuale assetto morfologico del fiume Oglio. L'immagine è stata realizzato con ArcMap sottraendo le velocità della corrente allo stato di progetto rispetto allo stato di fatto.

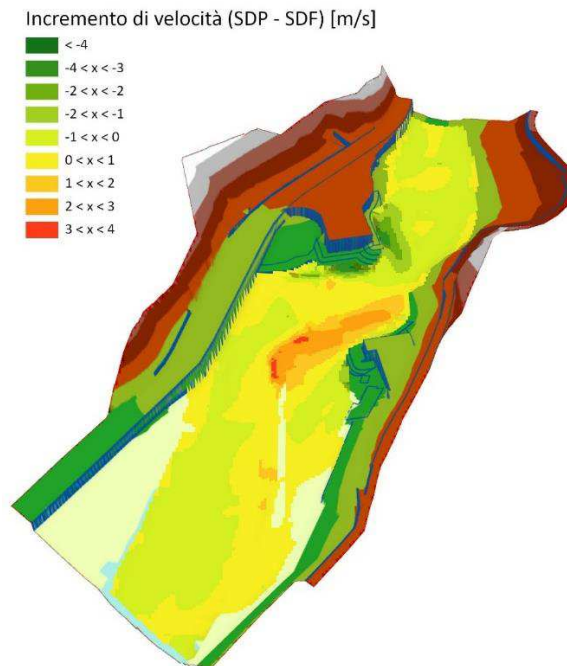


Figura 23: Incremento di velocità di deflusso tra lo stato di fatto e la futura configurazione di progetto.

Come si può osservare l'introduzione dell'opera mantiene inalterate le velocità lungo la gran parte del tratto di alveo analizzato (aree colorate in verde) e limitati incrementi, inferiori a 1 m/s, in altre (aree colorate in giallo).

Sussiste tuttavia un'area, in cui il modello restituisce incrementi del campo di moto mediamente di 1-3 m/s e solo localmente superiori, in zone a valle delle opere (aree colorate in rosso).

Si vuole comunque sottolineare che un aumento delle velocità (o degli sforzi) tra i due modelli non comporta necessariamente una modificazione delle geometrie dell'alveo in quanto il moto incipiente delle particelle solide è funzione del diametro considerato come rappresentativo dei sedimenti presenti localmente. Tale concetto sarà meglio spiegato nel successivo capitolo 5.

Con riferimento al campo di velocità si può concludere che:

- ***le velocità risultanti dal confronto tra lo stato di fatto e la futura configurazione progettuale risultano confrontabili tra loro, seppur localmente si individuino aree in cui lo stato di progetto genera campi di moto con velocità superiori rispetto alla condizione attuale; tali incrementi di velocità, concentrati a valle delle opere, appaiono coerenti con l'inserimento delle stesse e assumono ovunque valori relativamente contenuti.***

4.3.3 Analisi dello spostamento del Thalweg

La seguente Figura 24 mostra il possibile spostamento del thalweg a seguito di una piena con tempo di ritorno 200 anni nella futura configurazione progettuale.

L'attuale sviluppo planimetrico del thalweg è stato ottenuto individuando, direttamente dal DTM, i punti con minore quota di fondo, mentre nella futura configurazione progettuale unendo le celle in cui si sviluppa, in base alla modellazione, la massima velocità di deflusso.

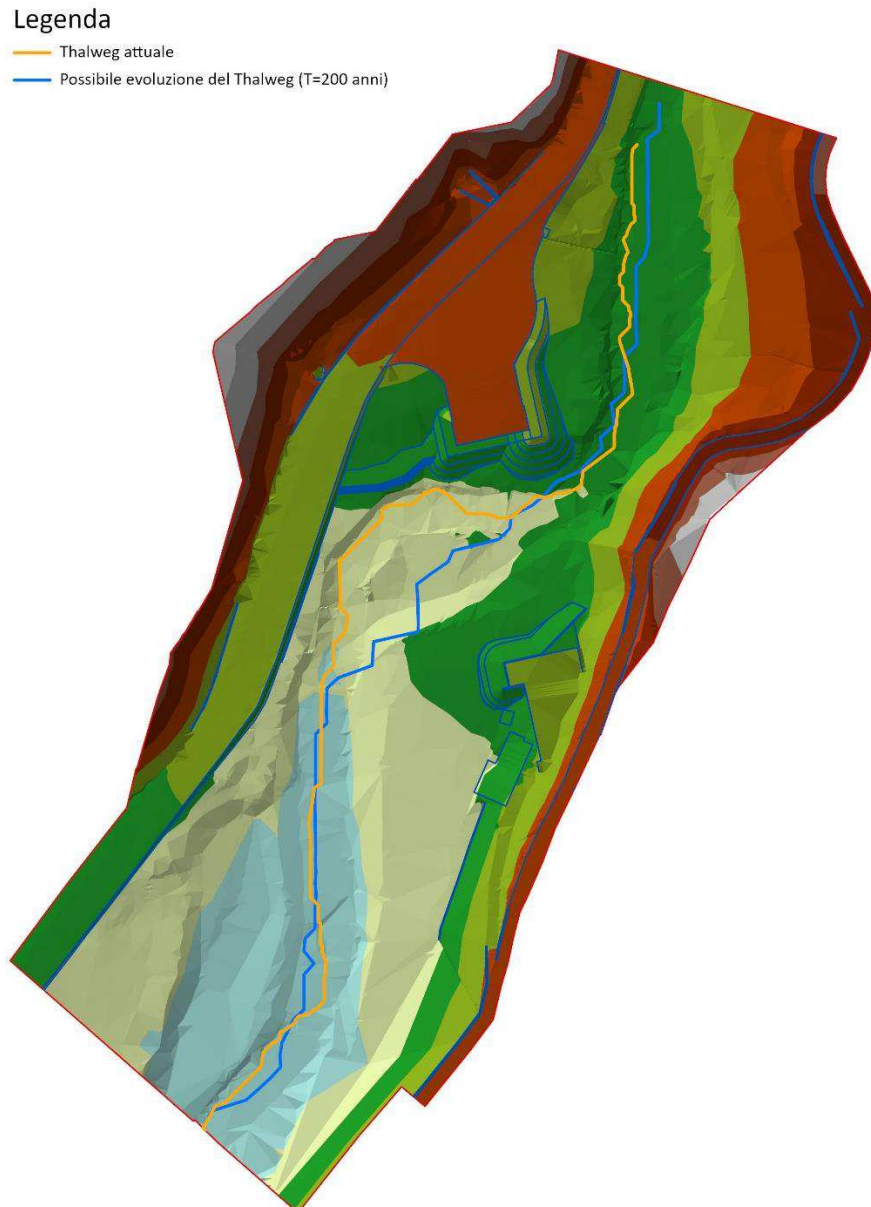


Figura 24: Possibile variazione della posizione del Thalweg tra lo stato di fatto e la futura configurazione progettuale.

Come si può osservare, un evento con tempo di ritorno 200 anni potrebbe spostare il thalweg in sinistra idrografica verso il centro della valle immediatamente dopo le opere restando praticamente invariato altrove. Tale valutazione è comunque basata unicamente sulle velocità di flusso e non sulla granulometria.

Tuttavia, tali aree, che coprono uno sviluppo planimetrico di circa 60 m, fanno parte dell'alveo di piena ove sono presenti le granulometrie maggiori, e non sono prossime ai manufatti in progetto; per tal motivo tale possibile variazione morfologica non sembra costituire una criticità.

Con riferimento alla variazione planimetrica del thalweg si può concludere che:

- *a seguito di un evento con tempo di ritorno 200 anni il thalweg del Fiume Oglio potrebbe subire, nelle aree immediatamente a valle dell'opera, uno spostamento verso sinistra idrografica rendendo lo stesso corso d'acqua più rettilineo in tale tratto;*
- *ad eccezione delle aree summenzionate, la cui estensione planimetrica è di circa 60 m, nel resto del corso d'acqua non si hanno incrementi significativi di velocità con la conseguenza che l'alveo in genere non dovrebbe subire modifiche sostanziali;*
- *le summenzionate aree non sono interessate da futuri utilizzi e per tal motivo, un eventuale spostamento del thalweg stesso non costituisce una criticità.*

4.3.4 Analisi dei tiranti idrici

Le seguenti figure presentano i tiranti idrici nell'attuale configurazione inalterata e nella futura configurazione di progetto.

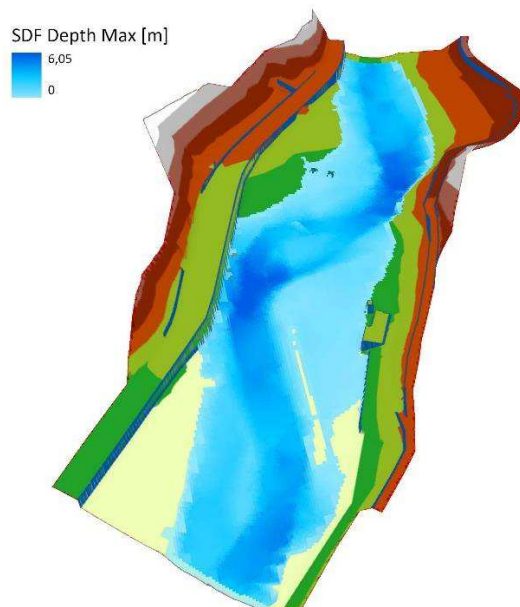


Figura 25: Tiranti idrici allo stato di fatto

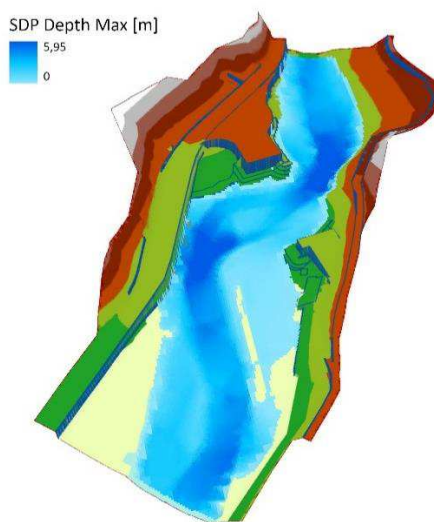


Figura 26: Tiranti idrici nella futura configurazione di progetto

Come si può osservare nella seguente Figura 27 l'introduzione dell'opera mantiene quasi inalterati i tiranti lungo la gran parte del tratto di alveo analizzato.

Sussistono tuttavia alcune aree, a monte delle scogliere di protezione, in cui il modello restituisce incrementi di tiranti dell'ordine di 1 m (aree arancione) e solo localmente più elevate (aree colorate in rosso).

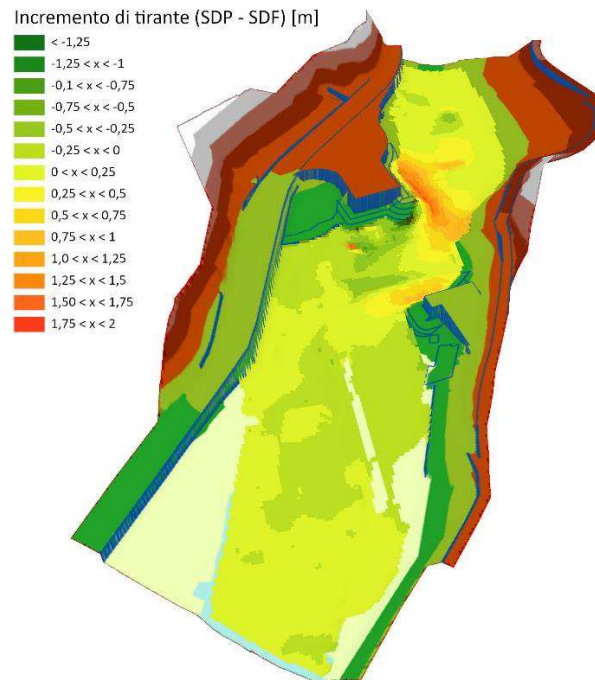


Figura 27: Incremento dei tiranti idrici tra lo stato di fatto e quello di progetto

Nei grafici che seguono si riportano l'andamento delle velocità e dei tiranti idrici nella sezione S4 del modello evidenziata sulla relativa planimetria.

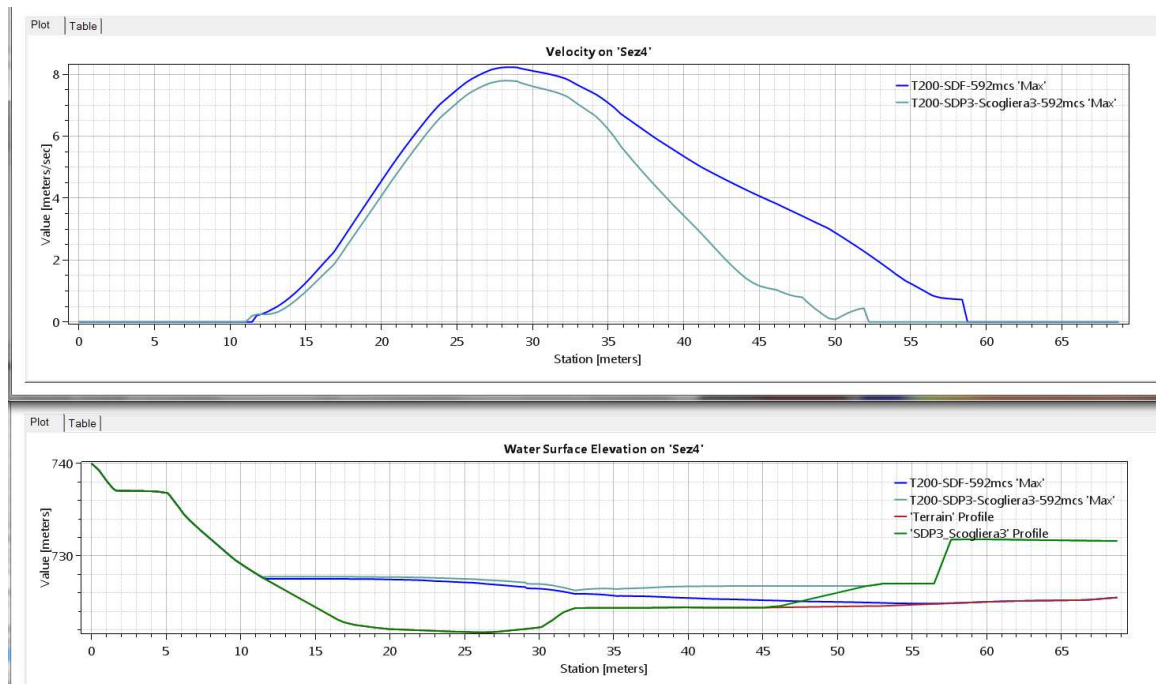
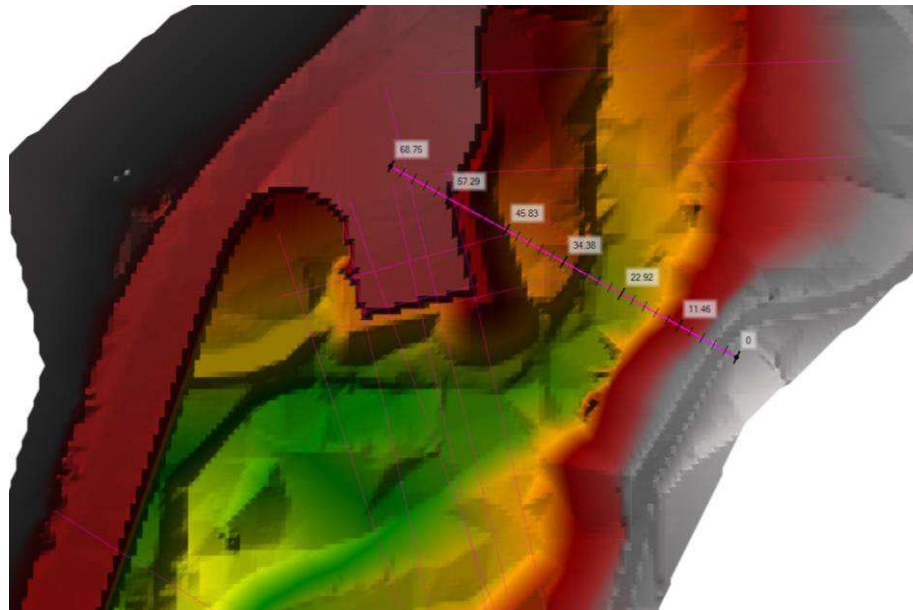


Figura 28: Confronto tra livelli e velocità alla Sez4.

La seguente Figura 29, mostra che lungo l'intero sviluppo longitudinale e trasversale del ponte tra l'intradosso dell'impalcato e la massima quota del tirante idrico sussiste un franco idraulico (posto alla quota 725.93 m) di almeno 1.5 m, così come richiesto dalle NTC 2018.

In tale figura sono rappresentate in color azzurro le aree in cui i livelli idrici sono inferiori alla quota del franco idraulico posto 1.5 m sotto la quota più bassa dell'impalcato.

Sulla stessa immagine sono presentate anche tracce planimetriche delle sezioni di verifica (SM,

SAsse e SV) rispettivamente all'inizio dell'impalcato, in mezzeria e alla fine dello stesso.

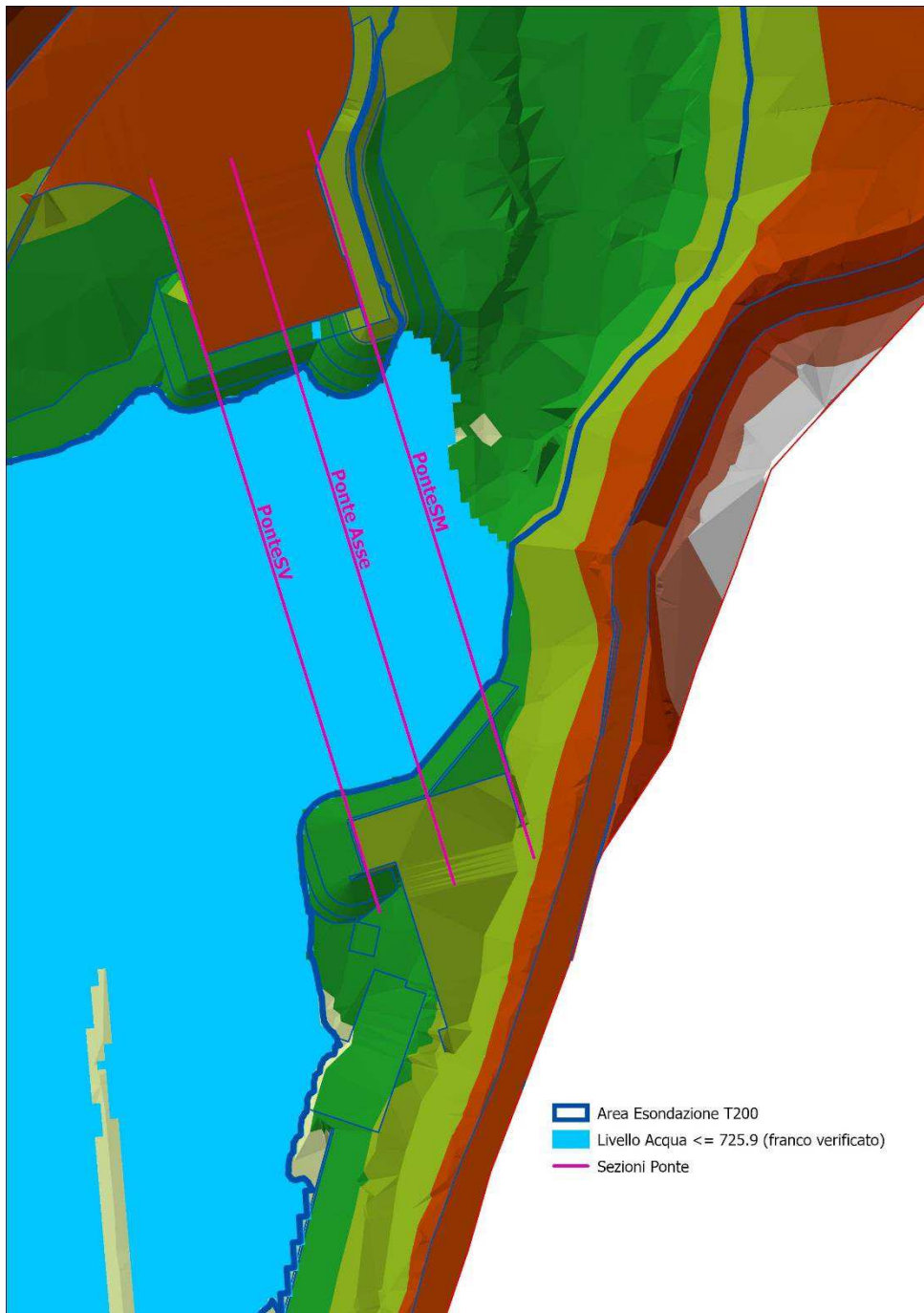
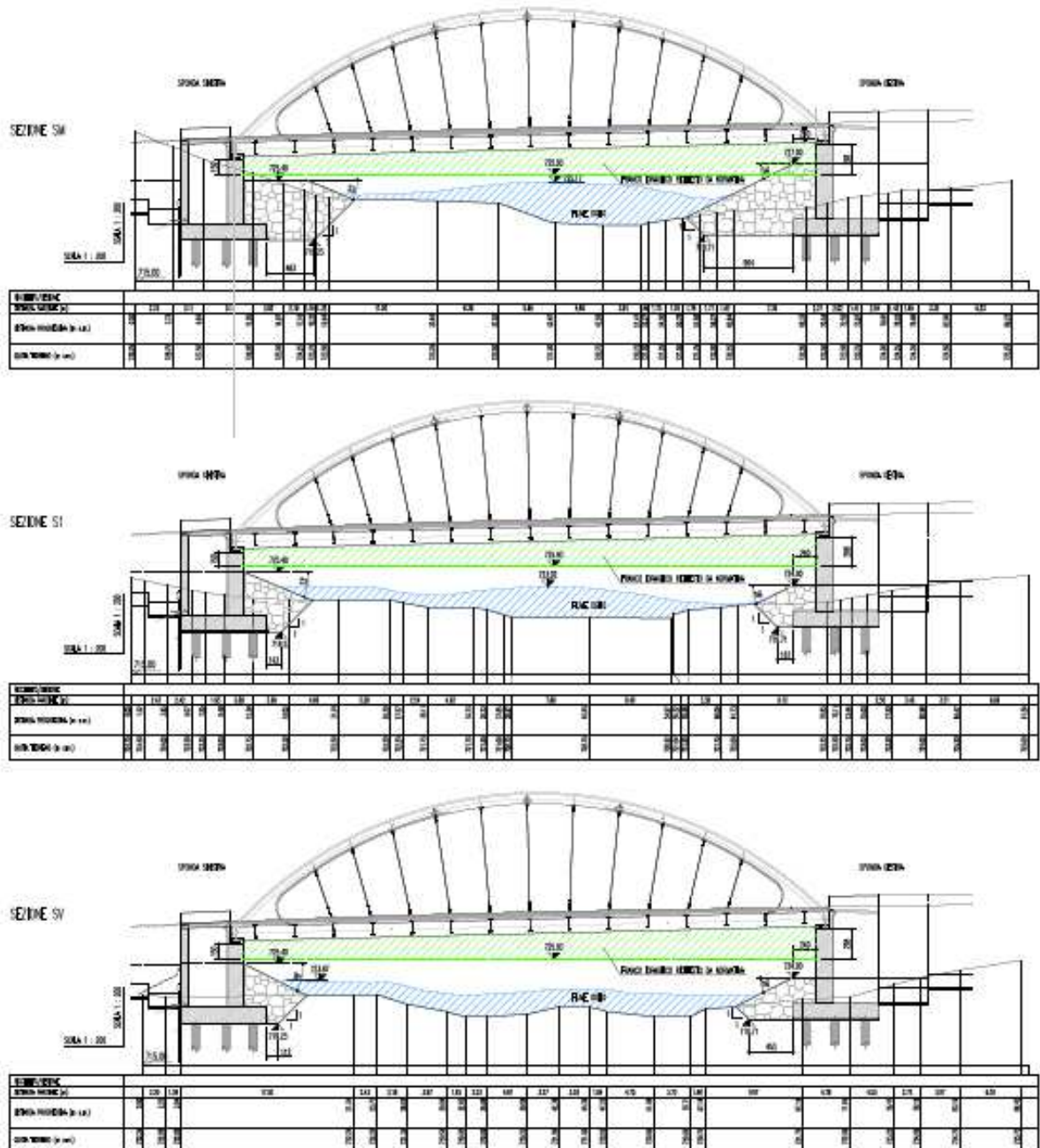


Figura 29: Franco idraulico al ponte.

La figura che segue presenta le summenzionate sezioni confrontando le opere in progetto con i tiranti idrici attesi e il franco progettuale da garantire.

Si osserva che anche nella sezione di monte SM, in cui i livelli idrici sono i più elevati, il franco

idraulico (retino color verde) è verificato in quanto il livello massimo dell'acqua, pari a 725.17 m è 76 cm inferiore alla quota del franco stesso.



Con riferimento ai tiranti idrici si può concludere che:

- *il confronto tra i tiranti idrici allo stato di fatto e nella futura configurazione progettuale mostra che i livelli idrici sono in generale confrontabili tra loro, seppur localmente si individuano aree in cui lo stato di progetto genera l'incrementi dei summenzionati tiranti; in particolare, tale fenomeno è osservabile nei pressi della scogliera in destra idrografica; nella summenzionata area tali incrementi appaiono coerenti con l'inserimento delle opere e sono correlabili alla locale diminuzione della velocità dovuta all'introduzione nel modello di una differente geometria del terreno;*
- *a seguito delle verifiche eseguite nella condizione di progetto, ovvero portata con di tempo di ritorno 200 anni, pari a $592 \text{ m}^3/\text{s}$, e alveo di piena modificato con inserimento dell'ingombro delle infrastrutture di accesso alla nuova viabilità e delle scogliere a protezione delle spalle del ponte, l'andamento dei tiranti idrici sotto l'impalcato del ponte è tale da garantire, lungo l'intero sviluppo dell'opera, il franco idraulico di almeno 1.5 m richiesto dall'attuale normativa.*

5. Confronto della capacità di trasporto solido tra l'attuale configurazione ad alveo inalterato e la futura configurazione di progetto

Nel seguito si presentano le analisi di trasporto solido sviluppate nel tratto fluviale oggetto di studio per il confronto della capacità di movimentazione del materiale nella configurazione attuale e quella di progetto.

Tale analisi è stata condotta sulla scorta delle risultanze modellistiche bidimensionali eseguite in HecRas implementando, con l'estensione Spatial Analyst di ArcGis Pro, un apposito tool di geoprocessing il cui scopo è valutare la condizione di moto incipiente delle particelle solide, riportando tale parametro alla velocità critica e/o alla tensione critica di trascinamento.

Poichè nell'attuale fase progettuale non è disponibile l'analisi granulometrica di dettaglio del materiale in alveo e considerando che, come riscontrato durante il sopralluogo, la granulometria ha variazioni locali considerevoli nel tratto in esame, lo studio è stato condotto ipotizzando differenti scenari d'evento, ognuno dei quali caratterizzato da un valore di diametro del sedimento d_{50} costante sull'intera area.

Tale ipotesi, seppur semplificativa, risulta più che accettabile in quanto le considerazioni circa la mobilità del fondo tra lo stato pre e post opera sono condotte a parità di d_{50} e per tal motivo gli scenari risultano essere tra loro confrontabili.

Inoltre, per tener conto in maniera indiretta della disuniformità delle particelle che costituirebbero un'ipotetica curva granulometrica e che nelle reali condizioni generano fenomeni di schermatura e corazzamento, è prassi utilizzare come parametro rappresentativo dell'intera curva il summenzionato d_{50} .

Per tal motivo la creazione di scenari con differenti d_{50} equivale a confrontare scenari con differenti curve granulometriche.

Nello specifico sono stati ipotizzati sette scenari ognuno dei quali rappresentativo di una curva granulometrica; gli scenari si distinguono per i valori di d_{50} , crescenti con passo 0.1 m, tra gli estremi 0.1 m e 0.7 m.

Il presente capitolo non intende ovviamente fornire un'esaustiva spiegazione dei fenomeni di trasporto solido, in quanto tale trattazione esula dagli scopi dell'elaborato.

In questa sede si vuole tuttavia sottolineare che in generale il fenomeno del trasporto solido e le relative formulazioni sono da intendersi come qualitative, per cui da analizzare a livello globale e che i risultati forniti hanno un elevato grado di aleatorietà, se applicati ad un caso reale, discostandosi le condizioni riscontrabili in sito da quelle di laboratorio in base alle quali in generale sono state ricavate le formulazioni.

5.1 Impostazione metodologica

Nel seguito si presenta la procedura sviluppata in ArcGis Pro a partire dai risultati della modellazione numerica per la valutazione della capacità di mobilitazione del sedimento di fondo.

Per ogni cella del dominio sono stati ricavati i numeri di Reynold, la cui equazione è la seguente:

$$Re = \frac{\left(\frac{\tau}{\rho}\right)^{0.5} d_{50}}{\nu}$$

in cui:

Re = numero di Reynolds [-]

τ = sforzi di taglio da modello numerico $\left[\frac{N}{m^2}\right]$

d_{50} = diametro di riferimento [m]

ρ = densità dell'acqua = 102 $\left[\frac{Kg * s^2}{m^4}\right]$

ν = viscosità cinematica dell'acqua = $10^{-6} \left[\frac{m^2}{s}\right]$

In base al tirante idrico della cella considerata, h [m], si valuta il livello di sommergenza distinguendo tra condizione di macrocabrezza $1 \leq \frac{h}{d} \leq 6$ e condizione microcabrezza o di elevata sommergenza $\frac{h}{d} > 6$.

Nel primo caso, ovvero se $1 \leq \frac{h}{d} \leq 6$, si compara la velocità critica di trascinamento col campo di moto della corrente nelle singole celle del dominio.

Sotto tale condizione le modellazioni sperimentali hanno mostrato che il moto incipiente è funzione della sola sommergenza

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d_{50}} = f\left(\frac{h}{d_{50}}\right)$$

Ne consegue che una possibile formula di calcolo della velocità critica di trascinamento V_c è la seguente²:

$$V_c = [3.062 * g * \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)]^{0.5} h^{0.05} d_{50}^{0.45} \left[\frac{m}{s}\right]$$

in cui

γ_s = peso specifico del materiale solido = 2600 $\left[\frac{Kg}{m^3}\right]$

γ = peso specifico dell'acqua = 1000 $\left[\frac{Kg}{m^3}\right]$

² Formula proposta da Butera e Sordo sulla scorta delle misure effettuate da Neil, Ashida e Bayazit.

Nel caso di alta sommergenza $\frac{h}{d} > 6$ si utilizza l'abaco di Shields, presentato nella figura che segue, nel quale il numero di Shield ϕ_c^0 [-] rappresenta, nella condizione di alveo piano e costituito da materiale omogeneo ed incoerente, un gruppo adimensionale π funzione solo di Re .

Tale legame funzionale, di natura prettamente sperimentale, è rappresentato dalla seguente espressione ricavata dall'abaco di Shields, Figura 31:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d_{50}} = f(Re)$$

Invertendo la formula si ottiene quindi il massimo sforzo di taglio sul fondo oltre il quale si genera movimento dei sedimenti.

Lo sforzo di taglio τ_c così ottenuto sarà confrontato con lo sforzo tangenziale restituito dal modello Hec Ras; se quest'ultimo risulta inferiore significa che, per un dato diametro, nella cella considerata i sedimenti del fondo possono mobilizzarsi.

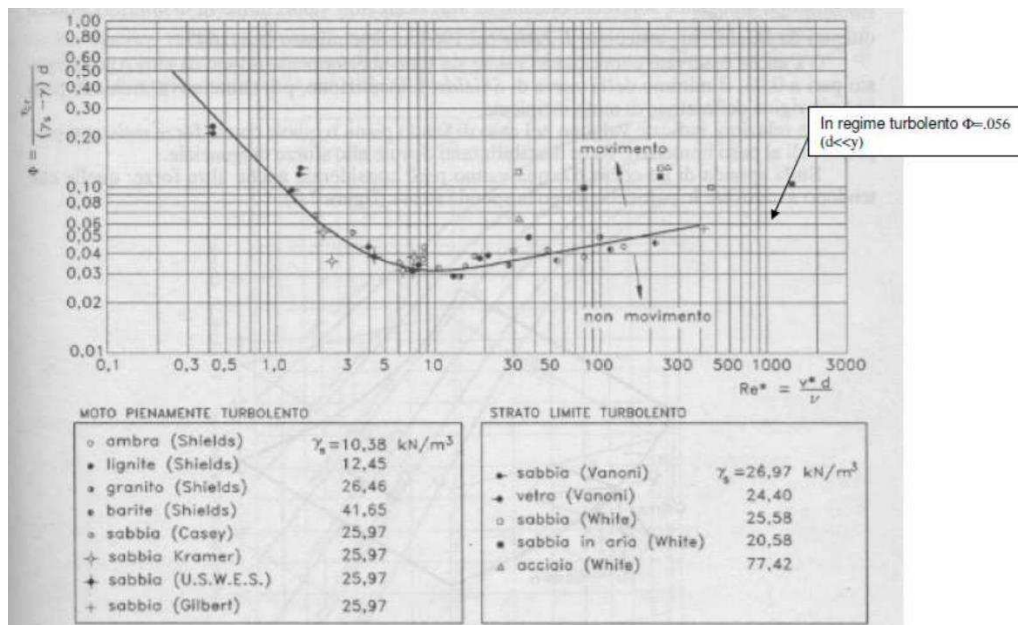


Figura 31: Abaco di Shields.

Il summenzionato abaco può essere suddiviso in tre aree in funzione di Re , ognuna delle quali può essere interpolata con una differente equazione³ ovvero se:

$$Re < 1 \quad \phi_c^0 = \frac{0.1150}{Re^{0.2104}}$$

$$1 < Re < 400 \quad \phi_c^0 = \frac{0.009148}{x} + 0.05449[1 - \exp(-0.5661x^{0.5224})] \text{ con } x = \frac{Re}{11.6}$$

$$Re > 400 \quad \phi_c^0 = 0.056$$

³ Sistemazione dei bacini idrografici; Vito Ferro ed. Mc Graw-Hill, anno 2006.

Tuttavia, le summenziopnate formule devono essere corrette nel caso di alvei con pendenza differente da 0° ; per tal motivo si introduce un coefficiente correttivo che determina un nuovo numero di Shields pari a

$$\phi_c = \phi_c^0 \cos(\theta) \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\beta}\right)$$

con

θ = inclinazione del fondo;

β = angolo di attrito o di natural declivio del sedimento.

Nel caso specifico la pendenza del fondo è stata ottenuta mediante ArcGis creando un grid delle pendenze e l'angolo di natura declivio del materiale di fondo è stato ipotizzato costante e pari a 30° indipendentemente dal diametro considerato.

5.2 Risultati delle analisi

La procedura presentata nel precedente paragrafo è stata applicata, in condizioni di flusso della portata duecentenaria, sia al modello allo stato di fatto sia nella futura configurazione progettuale.

I risultati così ottenuti sono stati confrontati tra loro al fine di valutare eventuali potenziali modifiche al trasporto di fondo a seguito della realizzazione delle opere del ponte.

Nella Figura 32 che segue, si presentano i livelli di sommergenza per la configurazione di progetto al variare del diametro di riferimento. Risultati analoghi si ottengono anche nello stato di fatto.

Come è intuitivo attendersi, all'aumentare del diametro il livello di sommergenza diminuisce; ciò significa che aumentando la dimensioni dei sedimenti la verifica predominante è legata al campo di moto delle velocità e non all'applicazione dell'abaco di Shields.

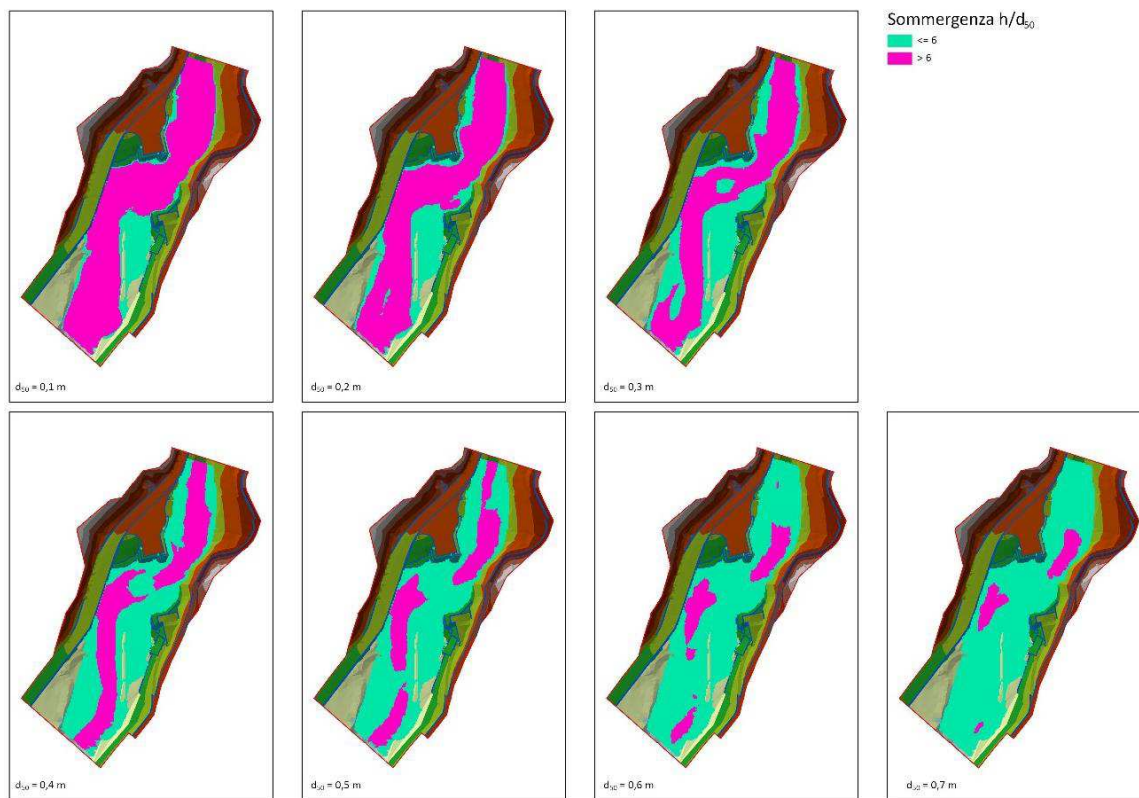


Figura 32: Livelli di sommergenza allo stato di fatto al variare dei diametri.

Le immagini che seguono mostrano le aree in cui gli sforzi di taglio o le velocità critiche sono inferiori a quelle fornite dal modello generando quindi, nei differenti scenari, la mobilitazione dei sedimenti del fondo.

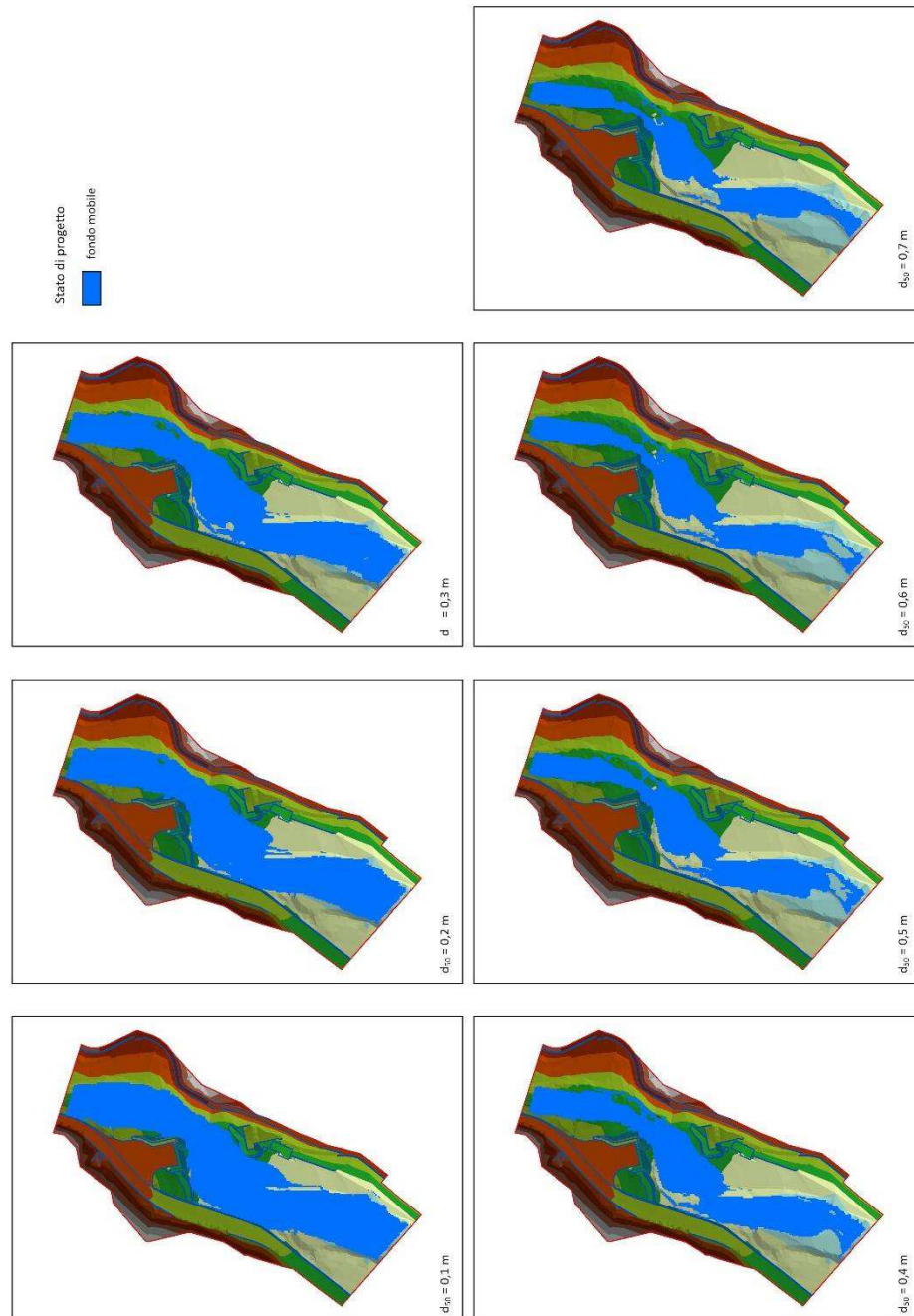


Figura 33: Aree con alveo mobile allo stato di fatto per differenti diametri di riferimento.

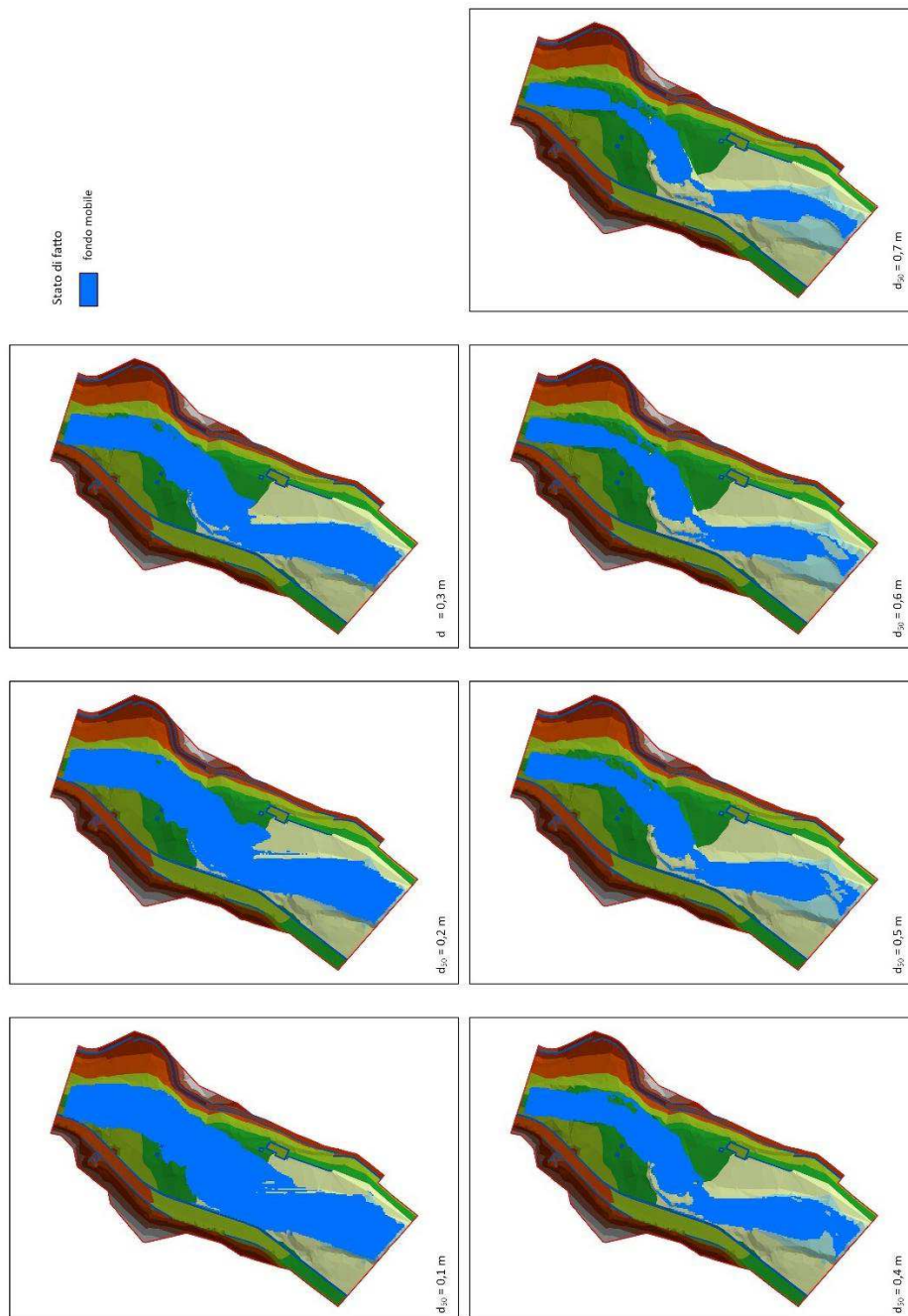


Figura 34: aree con alveo mobile nella futura configurazione progettuale per differenti diametri di riferimento.

Come si può osservare nelle precedenti figure, coerentemente con quanto prevedibile dalla teoria del trasporto solido, nonché nella comune esperienza, all'aumentare del diametro dei sedimenti il fondo risulta più stabile.

La figura che segue mostra invece la comparazione diretta delle aree con fondo mobilizzato, in funzione del d_{50} , tra lo stato di fatto e quello di progetto, finalizzata alla valutazione dell'influenza delle opere in progetto.

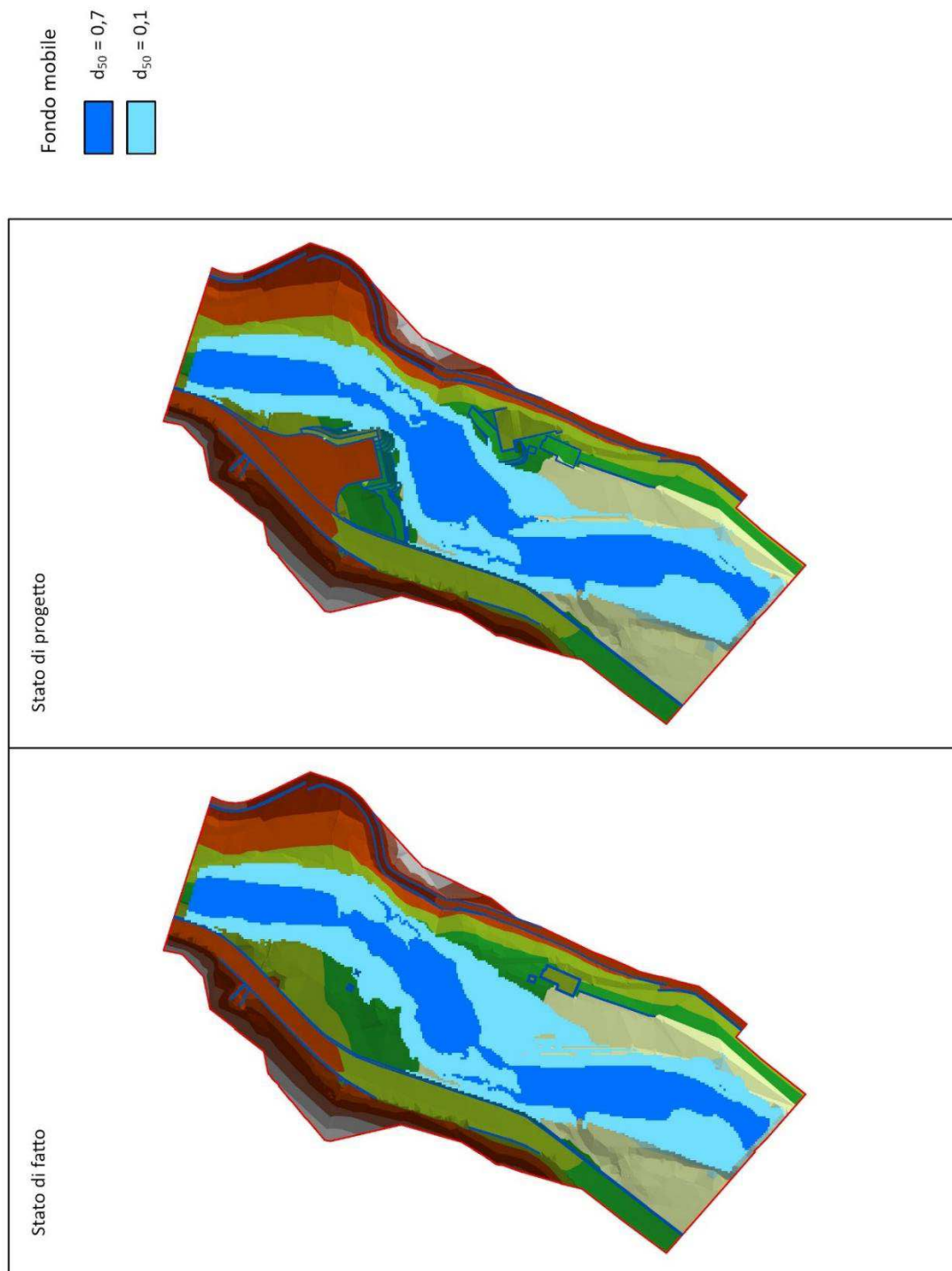


Figura 35: Aree con fondo mobile, confronto tra stato di fatto e futura configurazione progettuale.

La precedente **Figura 35** mostra chiaramente che il massimo trasporto solido si sviluppa nel centro dell'alveo dove le forze di trascinamento, legate direttamente al campo di moto delle velocità, assumono valori più elevati.

Tale comportamento fisico risulta inoltre indipendente dal modello considerato in quanto in

entrambi i casi le velocità sono maggiori in centro alveo.

Inoltre, l'analisi condotta mostra che in generale non vi sono sostanziali differenze tra le aree a fondo mobile nella configurazione attuale e nella futura configurazione di progetto. Tale osservazione è maggiormente rilevabile negli scenari con sedimenti di ridotta dimensione.

Con riferimento al trasporto solido di fondo si può concludere che:

- *ipotizzando differenti scenari, ognuno dei quali caratterizzato da una differente curva granulometrica rappresentata dal d_{50} , i diametri maggiori sono mobilitati in centro alveo mentre nelle golene il trasporto è dovuto principalmente a sedimenti con minor pezzatura;*
- *a parità di curva granulometrica, ovvero di d_{50} , il confronto tra le aree in cui si sviluppa trasporto solido allo stato di fatto e nella futura configurazione progettuale appare ragionevolmente sovrapponibile anche in virtù delle molteplici semplificazioni e aleatorietà intrinseche nelle formule di trasporto solido attualmente disponibili nella letteratura tecnica.*

6. SCALZAMENTO DELLE SPALLE E DIMENSIONAMENTO DELLE SCOGLIERE DI PROTEZIONE

6.1 Scalzamento delle spalle

Il modello idraulico utilizzato per la stima del massimo scalzamento delle spalle prevedibile (scalzamento potenziale) considera il caso estremo in cui l'intera protezione a scogliera, dimensionata nel seguente paragrafo 6.2, sia inesistente, ovvero si ipotizza l'alveo allo stato di fatto con le spalle affioranti dallo stesso secondo la reale geometria di progetto.

Ne consegue che, poiché le platee di fondazione hanno quota dell'estradosso inferiore al terreno, quest'ultimo avrà la tendenza a sormontarle non lasciandole a vista.

Nel modello e nelle seguenti verifiche si ipotizza quindi che:

- il livello di fondo, dal quale calcolare l'erosione sia pari a quello dello stato di fatto;
- le scabrezze dell'alveo e le condizioni al contorno siano identiche a quelle utilizzate nei precedenti modelli.

Nel seguito l'analisi dello scalzamento è presentata per la sola spalla destra in quanto sottoposta ad una maggior esposizione rispetto al campo di moto delle velocità. Per la spalla di sinistra i risultati saranno quindi mutuati da quella destra.

Si ricorda tuttavia che i risultati ottenuti dalle formule di scalzamento sono da ritenersi qualitative, seppur tarate e costruite su un ampio campione di modelli e/o ponti reali.

Inoltre, nel caso specifico, a protezione delle spalle esiste una scogliera in massi ciclopici annegata in calcestruzzo, i cui elementi costitutivi, dimensionati nel seguito, hanno come obiettivo impedire che la pila sia esposta al campo di moto della corrente.

La seguente immagine, Figura 36, presenta il campo di moto delle velocità risultanti dal modello HecRas.

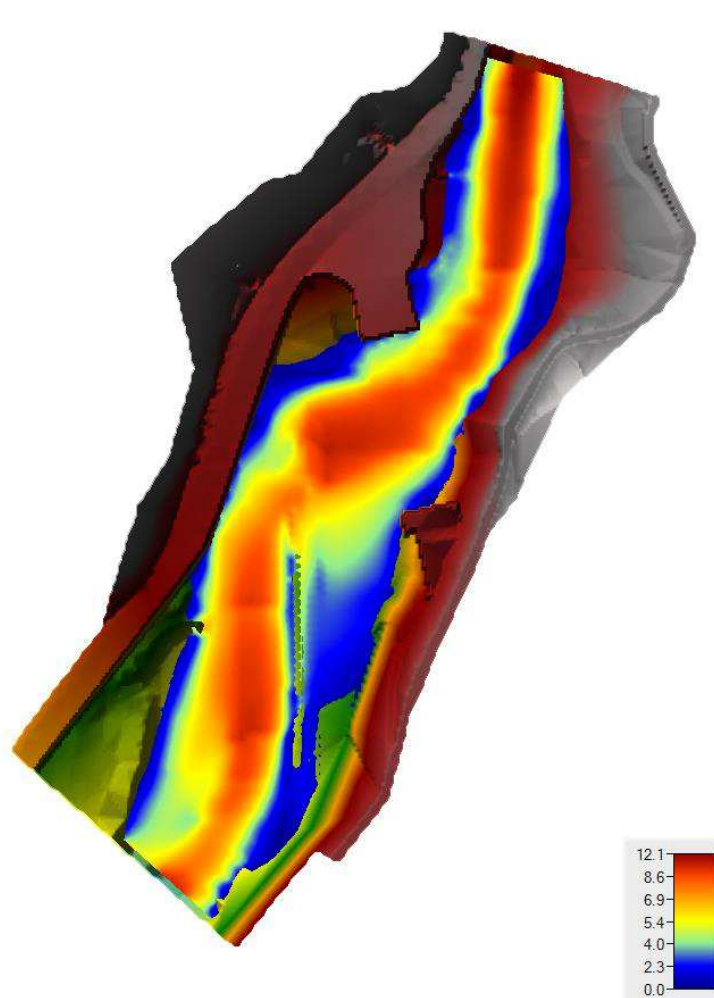


Figura 36: Campo di moto delle velocità senza le scogliere di protezione delle spalle.

Nelle seguenti immagini si presenta il dettaglio del campo di moto della velocità, dei tiranti idrici e del numero di Froud nei pressi della summenzionata spalla destra.

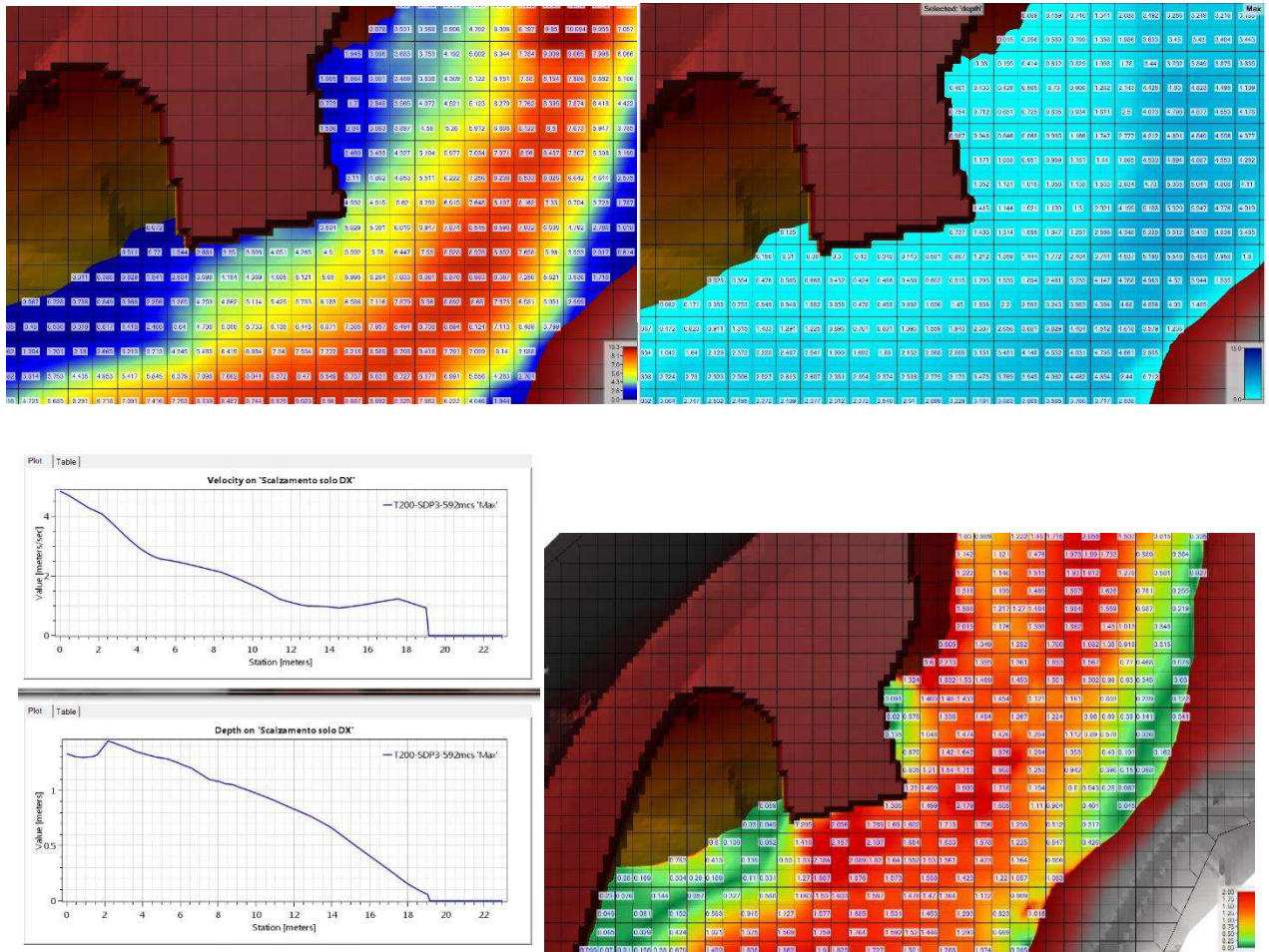


Figura 37: Velocità, livelli e numero di Foud in spalla destra, modello senza protezione spondale.

6.1.1 Calcolo dello scalzamento massimo alle spalle

Con riferimento alle spalle sono disponibili in letteratura numerose formule le quali contengono diversi coefficienti correttivi, ricavati prevalentemente per via sperimentale, che tengono conto dei diversi fattori che possono influenzare l'entità dello scalzamento, quali ad esempio la forma delle spalle, la loro inclinazione rispetto alla direzione della corrente, ecc..

Nel seguito si riportano le principali formule reperite in letteratura, ciascuna con l'indicazione ed il significato dei coefficienti che le caratterizzano.

1 HIRE EQUATION (RICHARDSON 1990)
$$\frac{Y_s}{Y_1} = 4F_r^{0.33} \cdot \frac{K_1}{0.55}$$

$$K_1: f(\text{tipo di spalla})$$

2 HIRE EQUATION (1995)	$d_s = \frac{4}{0.55} \cdot Y_0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot F_r^{0.33}$	K_s : f(geometria spalle) K_θ : f(allineamento spalle)
3 FROELICH (1989)	$\frac{d_s}{h_m} = 0.78 K_s K_\theta F_m^{1.16} \left(\frac{L}{h_m} \right)^{0.63} \left(\frac{d_{50}}{h_m} \right)^{-0.43} \cdot \sigma_g^{-1.87}$	K_s : f(geometria spalle) K_θ : f(allineamento spalle)
4 FROELICH (1991)	$d_s = 2.27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot L^{*0.43} Y_a^{0.57} \cdot F_r^{0.61} + Y_a$	K_1 : f(forma della spalla) K_2 : f(angolo d'impatto corrente – spalla)
5 LAURSEN (1963)	$\frac{L}{h_m} = 2.75 \cdot \frac{d_s}{h_m} \left[\left(0.09 \frac{d_s}{h_m} + 1 \right) \cdot \left(\frac{u_{*m}}{u_{*c}} \right)^{-1} - 1 \right]$	
	$d_s = 2K_s L \quad \text{per } \frac{L}{h_m} < 1$	K_s, K'_s : f(geometria spalle)
6 MELVILLE (1992)	$d_s = K'_s K'_\theta (L h_m)^{0.5} \quad \text{per } 1 \leq \frac{L}{h_m} \leq 25$	K_θ, K'_θ : f(inclinazione spalle)
	$d_s = 10K_\theta h_m \quad \text{per } \frac{L}{h_m} > 25$	

Per il caso del ponte in esame, il calcolo dello scalzamento massimo atteso alle spalle è stato effettuato con l'equazione 4 di Froelich.

La scelta di far riferimento a questa formula è dettata dal fatto che, essendo suggerita dalla procedura HEC184, è da ritenersi una tra le equazioni di uso maggiormente consolidato.

L'equazione di Froelich (1991) è valida per $L^*/y_a \leq 25$.

$$d_s = 2.27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot L^{*0.43} Y_a^{0.57} \cdot F_r^{0.61} + Y_a$$

in cui:

- d_s profondità di scavo rispetto al fondo indisturbato;
- y_0 tirante di monte al piede scarpata sul lato del canale di flusso;
- y_a tirante medio della portata che impatta il terrapieno = Q_e/A_e ;
- L^* proiezione ostacolo perpendicolare al deflusso;
- F_r numero di Froude;
- K_1 coefficiente di forma della spalla e pari a:
 - $K_1=1.00$ per spalle del terrapieno verticali;
 - $K_1=0.82$ per spalle del terrapieno verticali con muro d'ala;
 - $K_1=0.55$ per spill-through abutment;

K_2 coefficiente di correzione, funzione dell'angolo di incidenza tra la direzione del flusso e la spalla, pari a:

$$K_2 = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13}$$

⁴ Hydraulic Engineering Circular No. 18, Evaluating Scour at Bridge, Fifth Edition, Federal Highway Administration, US Dipartimento of Trasportatio, Aprile 2012.

dove: $\theta < 90^\circ$ per terrapieno in direzione verso valle;
 $\theta = 90^\circ$ per terrapieno perpendicolare al deflusso;
 $\theta > 90^\circ$ per terrapieno in direzione verso monte.

I valori di K_1 sono illustrati nella seguente immagine

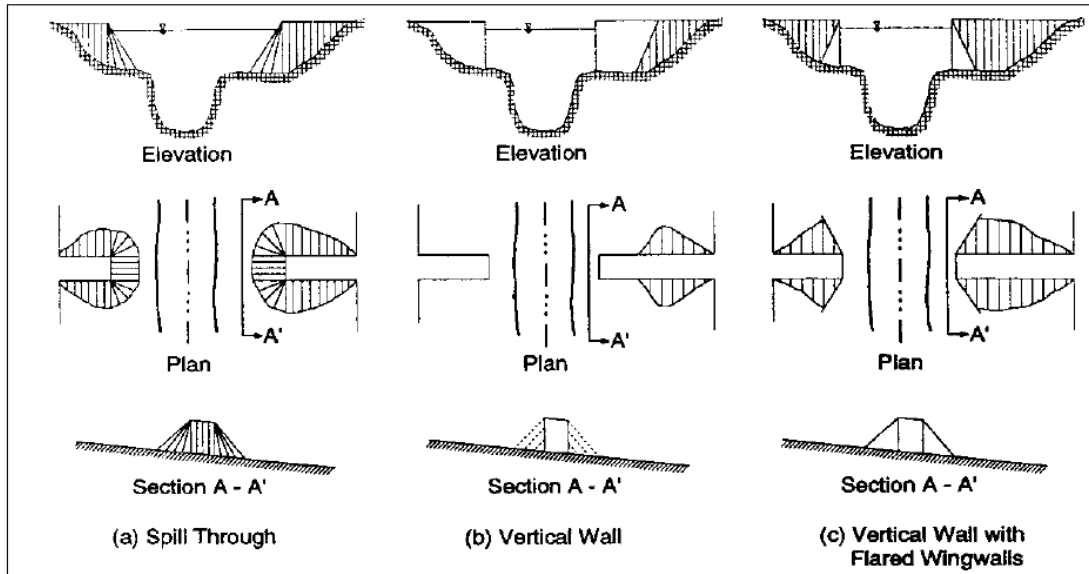


Figura 38: geometrie dei rilevati da utilizzare nella formula di Froelich.

I valori di K_2 sono illustrati nella tabella e nel grafico seguente

θ [°]	K_2
0	0.00
15	0.79
30	0.87
45	0.91
60	0.95
75	0.98
90	1.00
105	1.02
120	1.04
135	1.05

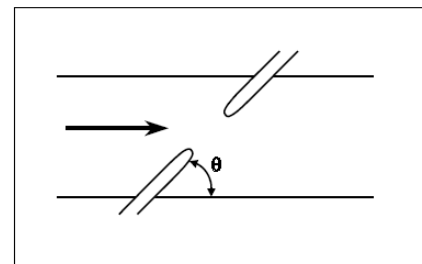
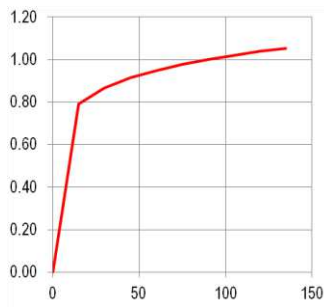


Tabella 2: Valori del coefficiente K_2 .

La seguente tabella riporta le grandezze utilizzate nella formula e lo scalzamento previsto in spalla destra che, nel caso specifico, è pari a circa 5.1 m.

<u>Variabili</u>	Ponte Oglio	Spalla DX
L= dimensione spalla interessata da deflusso	L [m]=	19
δ = ang.rispetto corrente (<90 se verso valle; >90 se verso monte)	δ [°]= angolo	54
L*= proiezione ostacolo perpendicolare al deflusso	L* [m]=	15
y_a = tirante medio della portata che impatta il terrapieno	y_a [m] =	0.90
F_r = numero di Froud (medio)	F_r [-]=	0.50
Froelich Equation - HEC18 5^a ediz (2012)	K_1 (forma)=	1
(valida per $L^*/y_a \leq 25$)	K_2 (angolo)=	0.936
$d_s = 2.27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot L^{*0.43} Y_a^{0.57} \cdot F_r^{0.61} + Y_a$	L^*/y_a =	16.58
	d_s (scalzamento) [m] =	5.10

Tabella 3: Equazioni e parametri per il calcolo dello scalzamento massimo alle spalle.

Con riferimento alla profondità di scalzamento si può concludere che:

- *lo scalzamento massimo potenziale prevedibile alla spalla destra del ponte è di circa 5.1 m e per analogia anche sulla spalla sinistra;*
- *eventuali criticità strutturali dovute agli scalzamenti sono superabili con ordinarie soluzioni tecniche riguardanti la tipologia ed il dimensionamento delle fondazioni della pila stessa, nonché le protezioni alla base della stessa;*
- *il calcolo dello scalzamento ottenuto non considera la presenza delle protezioni a scogliera con massi ciclopici progettati nel paragrafo che segue;*

6.2 Intervento di protezione delle spalle del ponte

Al fine di proteggere la fondazione delle spalle da eventuali possibili erosioni e scalzamenti da parte della corrente è stata prevista la realizzazione di una protezione di sponda con massi sciolti il cui dimensionamento è stato eseguito per mezzo del criterio di Stevens (1976).

Le velocità di deflusso sono state calcolate nella futura configurazione progettuale nella quale sono state inserite le geometrie della scogliera. Per tal motivo il campo di moto è quanto di più simile a ciò che si dovrebbe realizzare durante un evento di piena con tempo di ritorno 200 anni.

Il criterio di Stevens venne sviluppato analizzando i momenti delle forze agenti su un singolo elemento solido, ottenendo le seguenti espressioni per il dimensionamento del singolo masso della scogliera di sponda:

$$\sigma = \frac{21 \cdot \tau}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \cdot \gamma \cdot d_m} = \frac{0.30 \cdot u_r^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \cdot g \cdot d_m}$$

$$\beta = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{\cos \lambda}{\frac{2 \cdot \sin \theta}{\sigma \cdot \operatorname{tg} \phi} + \sin \lambda} \right)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma} = \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2}$$

$$C_s = \frac{\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi}{\sigma^* \cdot \operatorname{tg} \phi + \sin \theta \cdot \cos \beta}$$

dove:

- C_s = coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso rispetto al punto di rotazione, corrispondente al rapporto tra il momento risultante delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti (adimensionale);
- θ = angolo rappresentativo della pendenza della scarpata ($^\circ$);
- ϕ = angolo di riposo in acqua dei massi ($^\circ$);
- β = angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della scarpata ($^\circ$);
- λ = angolo di inclinazione del fondo alveo ($^\circ$);
- σ, σ^* = numeri di stabilità del masso rispettivamente su sponda inclinata ed orizzontale (adimensionale);
- τ = azione di trascinamento sul masso (kg/m^2);
- u_r = velocità della corrente contro il masso (m/s);
- d_m = diametro del masso (m);
- γ_s = peso specifico dei massi (kg/m^3);
- γ = peso specifico dell'acqua (kg/m^3);
- g = accelerazione di gravità (m/s^2).

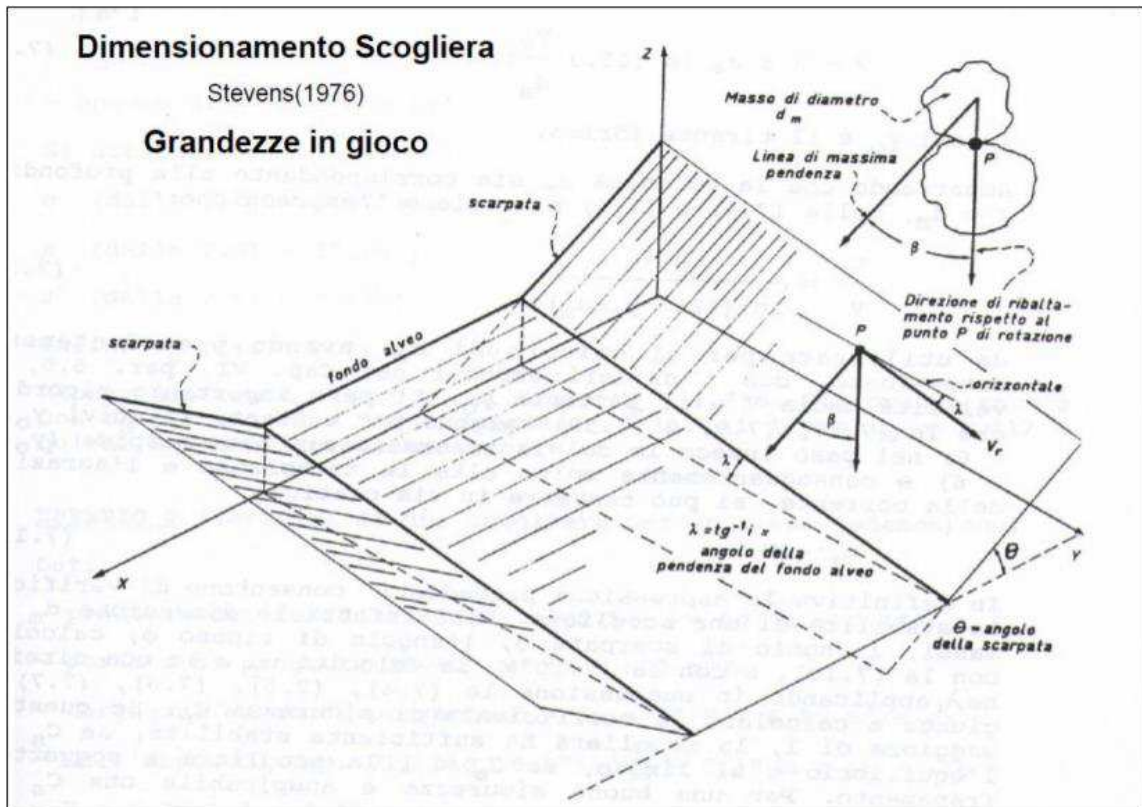


Figura 39: Grandezze in gioco nelle equazioni di Stevens (1976).

Nei riguardi della velocità u_r si può assumere $u_r = v =$ velocità stimata per la corrente in alveo.

Sulla scorta di tale velocità è stato eseguito il dimensionamento dei massi della scogliera a protezione delle spalle utilizzando il già citato metodo.

Con il criterio di Stevens si può valutare la stabilità di una scogliera sulla base del valore risultante per il coefficiente di stabilità C_S :

- se $C_S > 1$ la scogliera ha sufficiente stabilità (anche se per una buona sicurezza è auspicabile che in sede di progettazione si ricerchi un valore di C_S almeno pari ad 1,3);
- se $C_S = 1$ l'equilibrio è al limite;
- se $C_S < 1$ la scogliera è soggetta a franamento.

Le immagini che seguono mostrano il campo di velocità nei pressi delle spalle. Come si può osservare le velocità sono maggiori lungo il lato di monte della pila in sponda destra nei pressi della quale si può ipotizzare una velocità di verifica della corrente pari a 5.9 m/s.

Con riferimento al lato di valle della spalla destra e dell'intera spalla di sinistra si è ipotizzato di utilizzare una velocità di verifica pari a 5 m/s.

Sulla scorta di tali valori sarà quindi dimensionata la protezione spondale, i cui risultati sono presentati nelle seguenti tabelle.

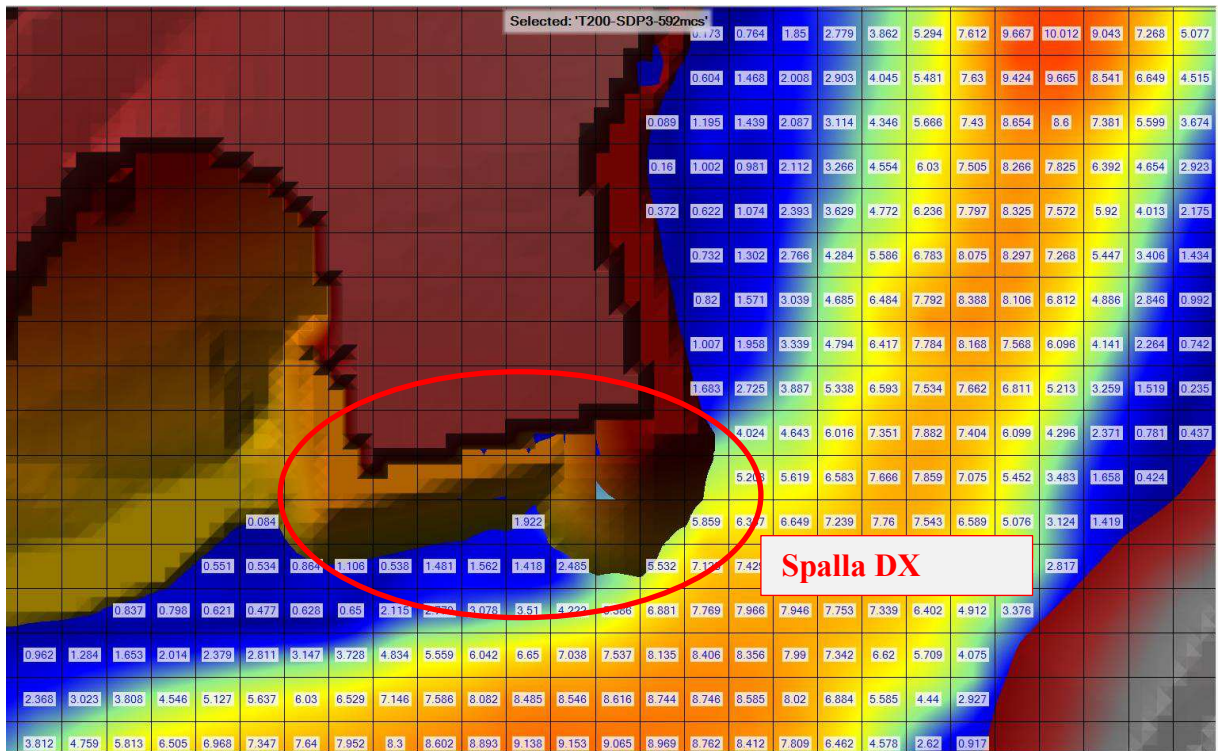


Figura 40: campo di moto nei pressi della spalla di destra.

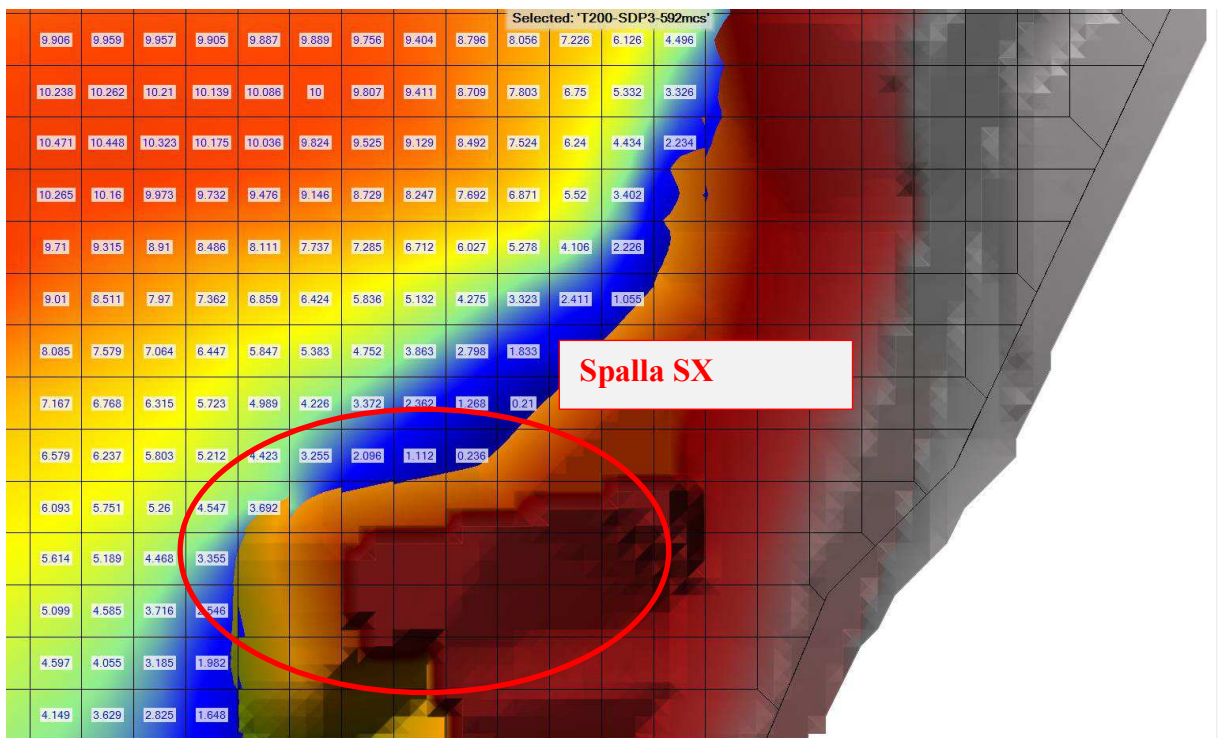


Figura 41: campo di moto nei presso della spalla di sinistra.

Nelle tabelle che seguono sono indicati i dati di dimensionamento e il coefficiente di sicurezza ottenuto per l'intervento previsto.

Spalla Destra (Lato Monte)								
Dati			Angoli			Risultati		
v	[m/s]	5.9		[°]	[RAD]	σ	[-]	0.45
γ	[kg/m ³]	1000	θ	28.00	0.489	σ^*	[-]	0.35
γ_s	[kg/m ³]	2700	φ	55.00	0.960	Cs	[-]	1.41
d_{50}	[m]	1.4	λ	1.15	0.020			
i	[-]	0.02	β	33.86	0.591			

Spalla Destra (Lato Valle)-Spalla sinistra								
Dati			Angoli			Risultati		
v	[m/s]	5		[°]	[RAD]	σ	[-]	0.48
γ	[kg/m ³]	1000	θ	28.00	0.489	σ^*	[-]	0.38
γ_s	[kg/m ³]	2600	φ	55.00	0.960	Cs	[-]	1.36
d_{50}	[m]	1	λ	1.15	0.020			
i	[-]	0.02	β	35.61	0.622			

Tabella 4: Dati e risultati del dimensionamento della protezione in scogliera.

Con riferimento alle opere di protezione delle spalle si può concludere che:

- *la sistemazione risulta stabile impiegando massi ciclopici con diametro medio di 1.4 m per il lato di monte della spalla destra e diametro medio 1 m per il lato di valle della spalla destra così come per la spalla sinistra;*
- *nell'ottica di migliorare ulteriormente la stabilità globale dell'intervento, si prevede che i singoli blocchi ciclopici di roccia siano vincolati tra loro per mezzo di un intasamento di pezzature miste di inferiore dimensione, il tutto legato con malta di calcestruzzo.*

La Figura 42 che segue mostra la planimetria dell'intervento in progetto con indicazione delle aree di esondazione per la piena di progetto. I dettagli costruttivi e i prospetti dell'opera sono reperibili nella relativa tavola progettuale T00ID00IDRPP03_C Sistemazioni alveo Oglio.

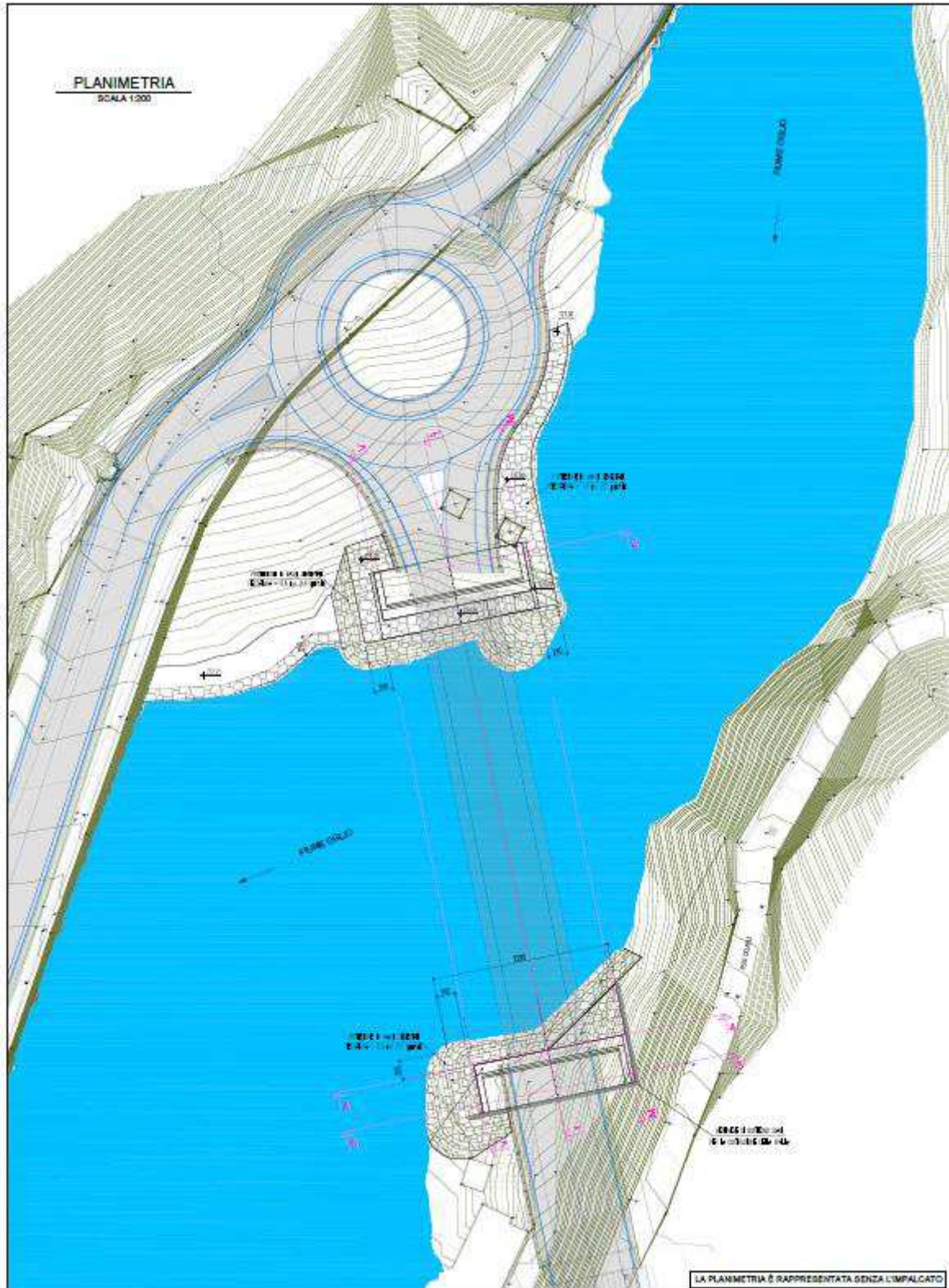


Figura 42: Planimetria dell'intervento con indicazione delle aree di esondazione per la piena di progetto.

7. Andamento annuale delle portate del fiume Oglio ai fini della cantierizzazione dei lavori interferenti con il corso d'acqua

Al fine di determinare il lasso temporale più idoneo all'interno dell'anno, dal punto di vista delle problematiche idrauliche, per l'effettuazione dei lavori interferenti con l'alveo del fiume Oglio in corrispondenza all'imbocco nord della galleria, sono stati analizzati i dati disponibili sul sito internet di ARPA Lombardia relativi alle stazioni idrometrografiche.

Nonostante la stazione di Capo di Ponte, la più vicina al sito di cantiere, sia ubicata sul fiume Oglio diversi chilometri a valle della sezione di costruzione del ponte, i dati possono risultare significativi, più che per i valori assoluti, per la distribuzione temporale degli stessi.

Nel grafico che segue è visualizzato l'andamento delle portate medie giornaliere ricavate dai valori medi giornalieri di livello idrometrico misurati negli ultimi anni (dal 2016 al 2020, estremi dell'intervallo compresi), utilizzando la curva di deflusso fornita da ARPA.

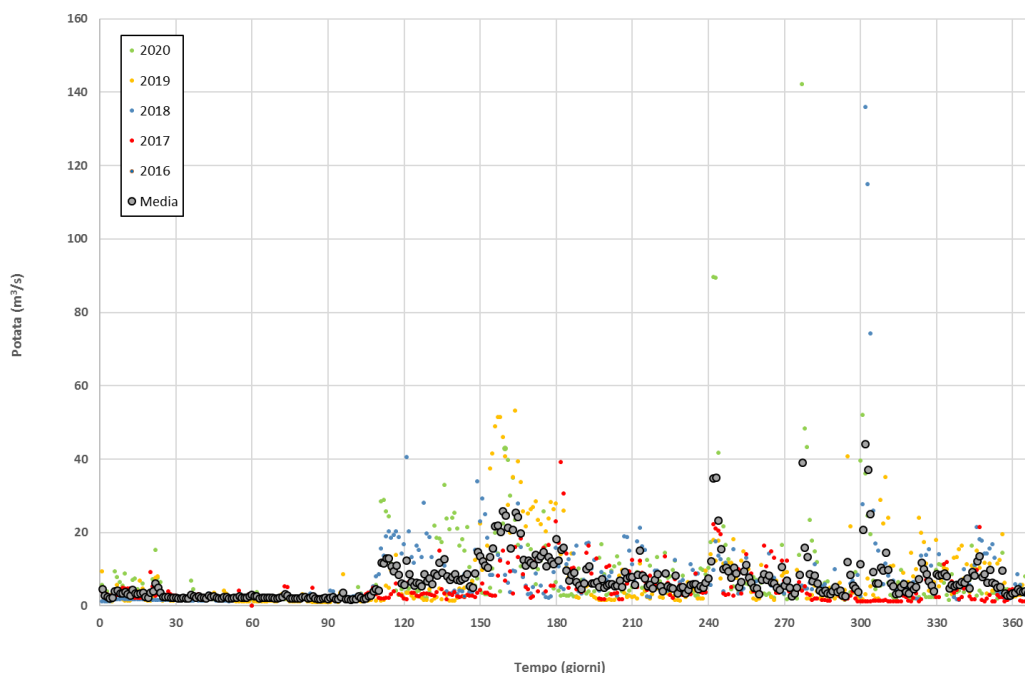


Figura 43: Andamento annuale delle portate medie giornaliere alla stazione idrometrica di Capo di Ponte.

Si può notare come i minimi di portata nel fiume si presentino sostanzialmente nei mesi invernali (da gennaio a marzo compresi). Questo risulta perciò il periodo più adeguato, dal punto di vista idraulico, per i lavori di costruzione delle spalle del ponte e posa della scogliera a protezione dall'erosione delle spalle stesse.