

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO

Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni

IDROLOGIA E IDRAULICA

LOTTO 01

STUDIO IDRAULICO SUL FIUME ALCANTARA - RELAZIONE IDRAULICA

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS2S 01 D 09 RI ID0002 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. Ing. Data
A	Emissione Esecutiva	E. Frank 	ottobre 2017	F. Cabas 	ottobre 2017	P. Carlesimo 	ottobre 2017	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti Dott. Ing. Angelo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A20783
B	Consegna al CSSLLPP	C. Cesali 	gennaio 2018	F. Cabas 	gennaio 2018	P. Carlesimo 	gennaio 2018	
C	Recepimento Prescrizioni CSSLLPP	C. Cesali 	luglio 2018	F. Cabas 	luglio 2018	P. Carlesimo 	luglio 2018	

INDICE

1	PREMESSA	5
2	INQUADRAMENTO GENERALE E OBIETTIVO DELLO STUDIO.....	6
2.1	PERICOLOSITÀ IDRAULICA NELL'AREA DI STUDIO	6
2.2	OBIETTIVI DELLO STUDIO IDRAULICO	9
3	DATI DI BASE	11
3.1	RILIEVI TOPOGRAFICI E OPERE ESISTENTI.....	11
3.2	OPERA IN PROGETTO – VIADOTTO VI02	13
4	IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO IDRAULICO	16
4.1	IL MODELLO DI CALCOLO	16
4.2	GEOMETRIA DEL MODELLO	18
4.3	SCABREZZE	20
4.4	CONDIZIONI AL CONTORNO.....	22
4.5	SCENARI SIMULATI	22
5	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE	24
5.1	SCENARIO ANTE OPERAM E CONFRONTO CON PERIMETRAZIONE PAI.....	25
5.2	SCENARIO POST OPERAM E CONFRONTO CON SCENARIO ANTE OPERAM.....	26
5.3	VERIFICA DEL FRANCO DI PROGETTO	28
5.4	EVENTO DI PIENA DI CANTIERE.....	29
6	SISTEMAZIONI IDRAULICHE	31
6.1	VERIFICA ALLO SCALZAMENTO	31
6.1.1	<i>Metodo di calcolo dello scalzamento</i>	<i>32</i>
6.1.2	<i>Calcolo delle profondità di scalzamento</i>	<i>40</i>
6.2	VERIFICA DELL'EROSIONE DELL'ALVEO	42
6.2.1	<i>Metodo di calcolo delle tensioni agenti e resistenti (Shields)</i>	<i>42</i>
6.2.2	<i>Metodo di calcolo della Federal Highway Administration (FHWA).....</i>	<i>44</i>
6.2.3	<i>Definizione delle opere di protezione</i>	<i>45</i>
7	VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	47
8	BIBLIOGRAFIA	50

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1 - Inquadramento geografico della zona in esame con evidenziata la linea ferroviaria e l'intersezione con il fiume Alcantara.</i>	6
<i>Figura 2 - Inquadramento su ortofoto del Fiume Alcantara alla sezione in cui è prevista la realizzazione del viadotto. (tratteggio verde)</i>	8
<i>Figura 3 - Fiume Alcantara e linea ferroviaria in progetto: sono riportate le aree a pericolosità idraulica del PAI.</i>	8
<i>Figura 4 - Attraversamento aereo dell'acquedotto Fiumefreddo in gestione ad AMAM S.p.A., alla sezione 25 di rilievo.</i>	12
<i>Figura 5 - Attraversamento aereo alla sezione 12 di rilievo.</i>	12
<i>Figura 6 - Attraversamento ferroviario alla sezione 8 di rilievo.</i>	13
<i>Figura 7 - Attraversamento della SS 114 alla sezione 7bis di rilievo.</i>	13
<i>Figura 8 - Stralcio planimetrico del viadotto in progetto sul Fiume Alcantara.</i>	14
<i>Figura 9 - Profilo (da valle verso monte) del viadotto in progetto sul Fiume Alcantara.</i>	14
<i>Figura 10 - Finestra principale del modello HEC-RAS (vers. 5.0.3 Settembre 2016)</i>	16
<i>Figura 11 - Schematizzazione del tratto di studio del Fiume Alcantara nel modello idraulico.</i>	18
<i>Figura 12 - Esempio di schematizzazione 1D-2D del tratto di studio del Fiume Alcantara.</i>	19
<i>Figura 13 - Schematizzazione del viadotto VI02 nel modello idraulico. Nel cerchio magenta è rappresentata la localizzazione della parte dell'attraversamento nella zona 1D (sezione in alto a sinistra), mentre in basso a destra viene riportata la schematizzazione dell'attraversamento in destra idraulica nell'area 2D.</i>	20
<i>Figura 14 - Coefficiente di Manning, n, per le aree inondabili, esterne all'alveo, ricavate dal Corine Land Cover.</i>	21
<i>Figura 15 - Valori del coefficiente di Manning, n, considerati per le aree inondabili (Pestana et al. 2013).</i>	21
<i>Figura 16 - Idrogrammi di piena del F. Alcantara alla sezione di interesse, per diversi tempi di ritorno.</i>	22
<i>Figura 17 - Fiume Alcantara in corrispondenza del tratto di realizzazione del viadotto VI02: altezze d'acqua e vettori velocità nello stato di fatto per la simulazione con Tr 300 anni.</i>	25
<i>Figura 18 - Fiume Alcantara in corrispondenza del tratto di realizzazione del viadotto VI02 (linea nera): confronto aree di allagamento per gli scenari ante operam TR 30 (linea gialla), 100 (linea magenta) e 300 anni (linea rossa) e l'area di attenzione individuata dal PAI (area blu).</i>	26
<i>Figura 19 - Aree di allagamento ante operam (linea blu) e post operam (area azzurra) per TR 30 anni.</i>	27
<i>Figura 20 - Aree di allagamento ante operam (linea blu) e post operam (area azzurra) per TR 100 anni.</i>	27
<i>Figura 21 - Aree di allagamento ante operam (linea blu) e post operam (area azzurra) per TR 300 anni.</i>	28
<i>Figura 22 - Sezione in asse all'attraversamento in progetto (Viadotto VI02) nella situazione di cantiere per evento di piena di Tr pari a 5 anni.</i>	31
<i>Figura 23 - Schematizzazione delle turbolenze e dello scavo nell'intorno di una pila circolare isolata.</i>	32
<i>Figura 24 - Diagramma per il calcolo del coefficiente f_3 della formula di Breusers per una pila a sezione rettangolare.</i>	33
<i>Figura 25 - Variazione di K_θ con l'angolo di allineamento θ per le pile (adattata da Breusers e Raudkivi 1991).</i>	37
<i>Figura 26 - Differenti tipologie di pile non uniformi dotate di fondazioni</i>	40
<i>Figura 27 - Fiume Alcantara: livello idrico corrispondente alla piena ordinaria</i>	48
<i>Figura 28 - Fiume Alcantara: ortofoto a confronto, 1989 vs 2017.</i>	48

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1 – Verifica del franco idraulico del viadotto VI02 secondo le indicazioni di normativa e regolamenti di progettazione vigenti.....</i>	<i>28</i>
<i>Tabella 2 – Dimensioni delle pile e delle fondazioni interessate da scalzamento nonché delle variabili idrauliche.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabella 3 – Valore di primo tentativo dello scavo localizzato in corrispondenza delle pile del viadotto sul fiume Alcantara secondo le diverse equazioni.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabella 4 – Diametri e lunghezze equivalenti delle pile.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabella 5 – Scavo localizzato in corrispondenza delle pile del viadotto sul fiume Alcantara secondo le diverse equazioni.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabella 6 – Verifica delle protezioni di sponda (Shields).....</i>	<i>45</i>
<i>Tabella 7 – Verifica delle protezioni sul fondo (Shields).....</i>	<i>46</i>
<i>Tabella 8 – Verifica delle protezioni di sponda (FHWA).....</i>	<i>46</i>
<i>Tabella 9 – Verifica delle protezioni sul fondo (FHWA).....</i>	<i>46</i>

1 PREMESSA

La presente relazione idraulica è parte della progettazione definitiva del “Raddoppio della tratta Giampileri – Fiumefreddo. Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni” e ha per oggetto lo studio idraulico sul Fiume Alcantara che interferisce con la linea ferroviaria di progetto.

Nel presente documento vengono illustrate le verifiche idrauliche, condotte con modello mono-bidimensionale, per verificare il comportamento ante operam e post operam del corso d’acqua nel tratto in corrispondenza dell’attraversamento con riferimento alle piene di progetto.

Attraverso l’implementazione del modello idraulico, in questo caso in modalità monodimensionale, sono inoltre ricavati i paramenti idraulici per garantire la sicurezza in fase di cantierizzazione dell’opera in progetto.

Vengono, infine, illustrate le elaborazioni condotte per il dimensionamento delle opere per la sistemazione dell’alveo in corrispondenza dell’attraversamento (scogliere a massi) nonché le verifiche allo scalzamento in corrispondenza delle pile del viadotto.

2 INQUADRAMENTO GENERALE E OBIETTIVO DELLO STUDIO

2.1 PERICOLOSITÀ IDRAULICA NELL'AREA DI STUDIO

La tratta ferroviaria Giampileri – Fiumefreddo, compresa nella linea Catania – Messina, si estende per oltre 42 km lungo la costa ionica della provincia di Messina (Figura 1).

Il percorso ferroviario attraversa in gran parte in galleria la zona costiera, partendo da una quota di 57.98 m s.m.m. alla Fermata di Fiumefreddo per giungere ai 16.25 m s.m.m. della Fermata di Giampileri.

Nel suo tragitto, la tratta Giampileri – Fiumefreddo interseca i tratti terminali di una serie di burroni, torrenti, scoli e rivi. Le principali infrastrutture di trasporto sono l'autostrada A18 Catania – Messina e la Strada Statale n° 114 i cui tracciati risultano essere in sostanziale affiancamento all'intera tratta ferroviaria.



Figura 1 - Inquadramento geografico della zona in esame con evidenziata la linea ferroviaria e l'intersezione con il fiume Alcantara.

Il bacino idrografico del Fiume Alcantara è localizzato nella porzione centro-settentrionale del versante orientale della Sicilia ed occupa una superficie complessiva di circa 550 km². L'inquadramento geografico, morfologico e idrografico del bacino è riportato nell'Elaborato progettuale *“Studio idraulico sul Fiume Alcantara - Relazione idrologica”*.

In Figura 2 è riportato un inquadramento su ortofoto del tratto del Fiume Alcantara in corrispondenza della sezione di attraversamento della linea ferroviaria, mentre in Figura 3 è riportato, per lo stesso tratto, uno stralcio dell'elaborato di progetto RS2S01D09C4ID0002001B *“Stralcio del PAI - fiume Alcantara”*. In particolare nel tratto sono individuate due aree a pericolosità idraulica: in sinistra idrografica l'area indicata con il codice 096-E-5CL-E01, in comune di Calatabiano, e in destra l'area 096-E-5TA-E01 in comune di Taormina. Tali aree sono descritte nel PAI come: *“Individuazione aree prossime al tratto fluviale del fiume Alcantara a rischio di esondazione ricavate dallo studio “Esecuzione di studi e ricerche finalizzati alla qualificazione dello stato di dissesto idrogeologico e alla valutazione del relativo rischio della provincia di Catania”. Tali aree sono state delimitate come sito d'attenzione.”*.

In particolare il PAI specifica che, con riferimento al bacino del fiume Alcantara, non è stato possibile per mancanza di adeguati dati tecnici ed idraulici, eseguire valutazioni delle aree inondabili per il fissato tempo di ritorno ed i conseguenti livelli di pericolosità. Si è invece provveduto ad individuare dei siti di attenzione idraulica, siti nei quali in passato si è avuto conoscenza di eventi di inondazione e che vanno intesi come aree su cui approfondire il livello di conoscenza in relazione alla potenziale pericolosità e rischio.



Figura 2 - Inquadramento su ortofoto del Fiume Alcantara alla sezione in cui è prevista la realizzazione del viadotto. (tratteggio verde)

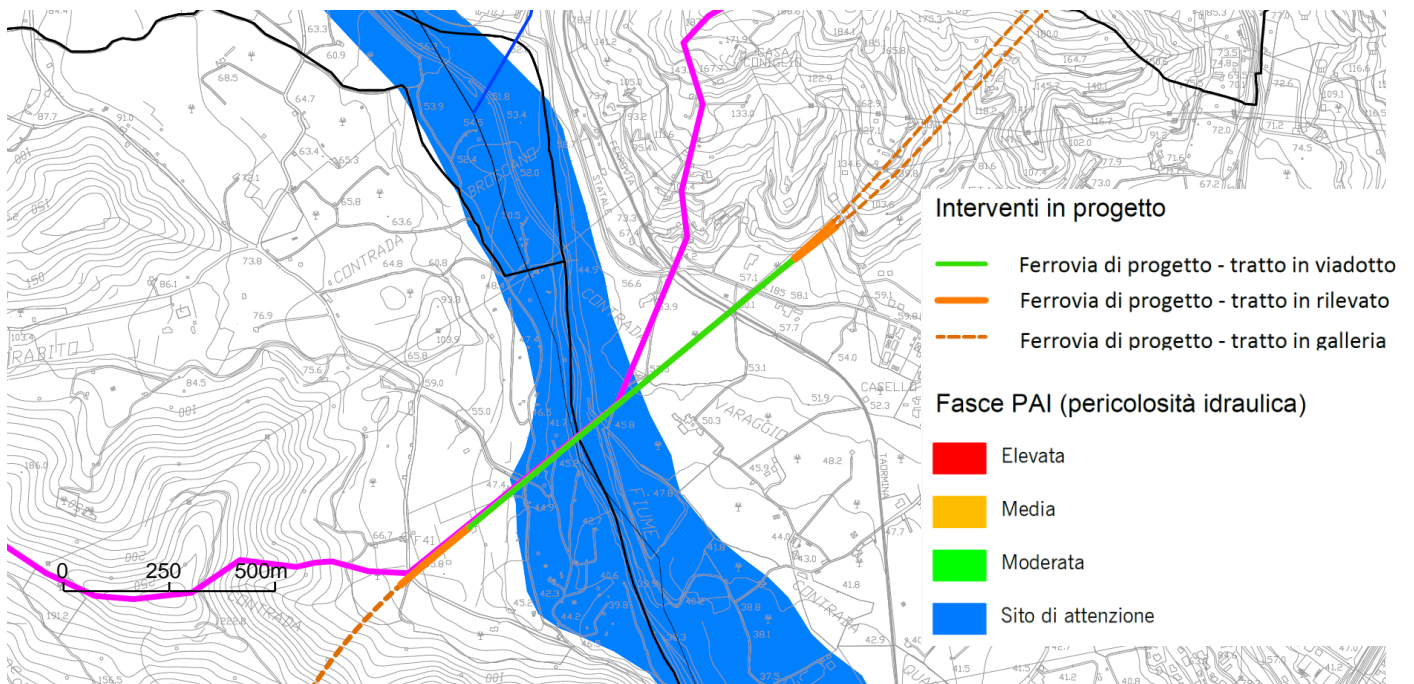



Figura 3 – Fiume Alcantara e linea ferroviaria in progetto: sono riportate le aree a pericolosità idraulica del PAI.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO					
	STUDIO IDRAULICO SUL FIUME ALCANTARA RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 09 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. B

2.2 OBIETTIVI DELLO STUDIO IDRAULICO

Obiettivo del presente studio idraulico è quello di valutare l'efficacia degli interventi previsti per assicurare la compatibilità idraulica del nuovo attraversamento sul Fiume Alcantara della linea Messina-Catania - tratta Giampilieri – Fiumefreddo.

Per la sicurezza idraulica della linea, le opere d'arte di attraversamento, esistenti o di progetto, devono osservare le prescrizioni del Manuale di progettazione RFI. In sintesi, le opere idrauliche di attraversamento vanno verificate per eventi di massima piena caratterizzati dai seguenti tempi di ritorno (Tr):

- **Tr = 300 anni** per $S \geq 10 \text{ km}^2$ (come nel caso in oggetto);
- **Tr = 200 anni** per $S < 10 \text{ km}^2$.

avendo indicato con S la superficie del bacino idrografico sotteso alla sezione dell'attraversamento.


Per gli attraversamenti principali (ponti e viadotti), relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena, si specifica quanto segue:

- il franco idraulico tra intradosso manufatto e livello della superficie libera deve essere non inferiore a **1.5 m** nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento;
- il franco minimo tra intradosso manufatto e quota di carico idraulico totale deve essere almeno pari a **50 cm**.

L'opera inoltre deve rispondere a quanto previsto dal DM 14.1.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” che, al par. 5.1.2.4 “Compatibilità idraulica” riporta:

“Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle. La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni. Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante”.

La circolare 2/2/2009 allegata alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) 2008 specifica e puntualizza alcuni aspetti del testo principale della Norma, come ad esempio nel caso delle valutazioni di compatibilità dei ponti stradali e ferroviari. La circolare specifica che *“in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1.5÷2.0 m”* con riferimento ad un *“tempo di ritorno non inferiore a 200 anni”*, *“è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia non inferiore a 6÷7 m quando si posa temere il transito d’alberi d’alto fusto, con l’avvertenza di prevedere valori maggiori per ponti con luci inferiori a 40 m o per ponti posti su torrenti esposti a sovralti d’alveo per deposito di materiali lapidei provenienti da monte o dai versanti.”*

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO					
	STUDIO IDRAULICO SUL FIUME ALCANTARA RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 09 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. B

3 DATI DI BASE

3.1 RILIEVI TOPOGRAFICI E OPERE ESISTENTI

I dati topografici a disposizione per l'implementazione dei modelli idraulici sono i seguenti:

- sezioni trasversali dell'alveo ottenute da apposita campagna topografica, in particolare sono state rilevate 18 sezioni trasversali del fiume Alcantara;
- 17 sezioni trasversali dell'alveo ottenute da LiDAR
- rilievo laseraltimetrico (LiDAR) fornito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare

In particolare le sezioni topografiche riportano anche la geometria delle opere (ponti, attraversamenti aerei) presenti nel corso d'acqua a monte e a valle del viadotto ed in particolare:

- alla sezione 25, posta 425 m a monte del viadotto, è presente un attraversamento aereo a servizio della condotta di adduzione dell'acquedotto Fiumefreddo gestito da AMAM S.p.A., costituito da tre campate di cui la principale con luce di circa 30 m e altezza attorno ai 5.5 m (Figura 4);
- alla sezione 12, posto quasi 1.4 km a valle del viadotto, è presente un altro attraversamento aereo, costituito da tre campate di cui quella in alveo con luce di circa 38 m e altezza di quasi 8 m (Figura 5);
- è presente, alla sezione 10, il ponte a servizio dell'autostrada A18 Messina – Catania, costituito da 9 campate con luce pari a circa 27m, con distanza tra intradosso e fondo alveo di circa 11 m;
- a valle del ponte autostradale, alla sezione 8 è presente il ponte a servizio della linea ferroviaria esistente, realizzato con due campate di luce pari a circa 19 e 17 m e altezza di circa 11.5 m (Figura 6);
- alla sezione 7bis è presente un ponte stradale a servizio della SS 114, a quattro campate di luce attorno ai 4.5 m, con una distanza tra fondo alveo e intradosso di 9.0 m (Figura 7).



Figura 4 – Attraversamento aereo dell’acquedotto Fiumefreddo in gestione ad AMAM S.p.A., alla sezione 25 di rilievo.



Figura 5 – Attraversamento aereo alla sezione 12 di rilievo.



Figura 6 – Attraversamento ferroviario alla sezione 8 di rilievo.



Figura 7 – Attraversamento della SS 114 alla sezione 7bis di rilievo.

Il confronto tra le diverse informazioni topografiche ed in particolare tra le sezioni trasversali ottenute dal rilievo topografico e il rilievo LiDAR ha evidenziato un'ottima corrispondenza sia per quanto riguarda le aree golenali ed esterne all'ambito fluviale che per l'alveo attivo. Questo permette di poter utilizzare nell'implementazione del modello idraulico le due informazioni topografiche in maniera complementare.

3.2 OPERA IN PROGETTO – VIADOTTO VI02

Di seguito è riportato uno stralcio planimetrico (Figura 8) e una sezione (Figura 9) del viadotto in progetto.

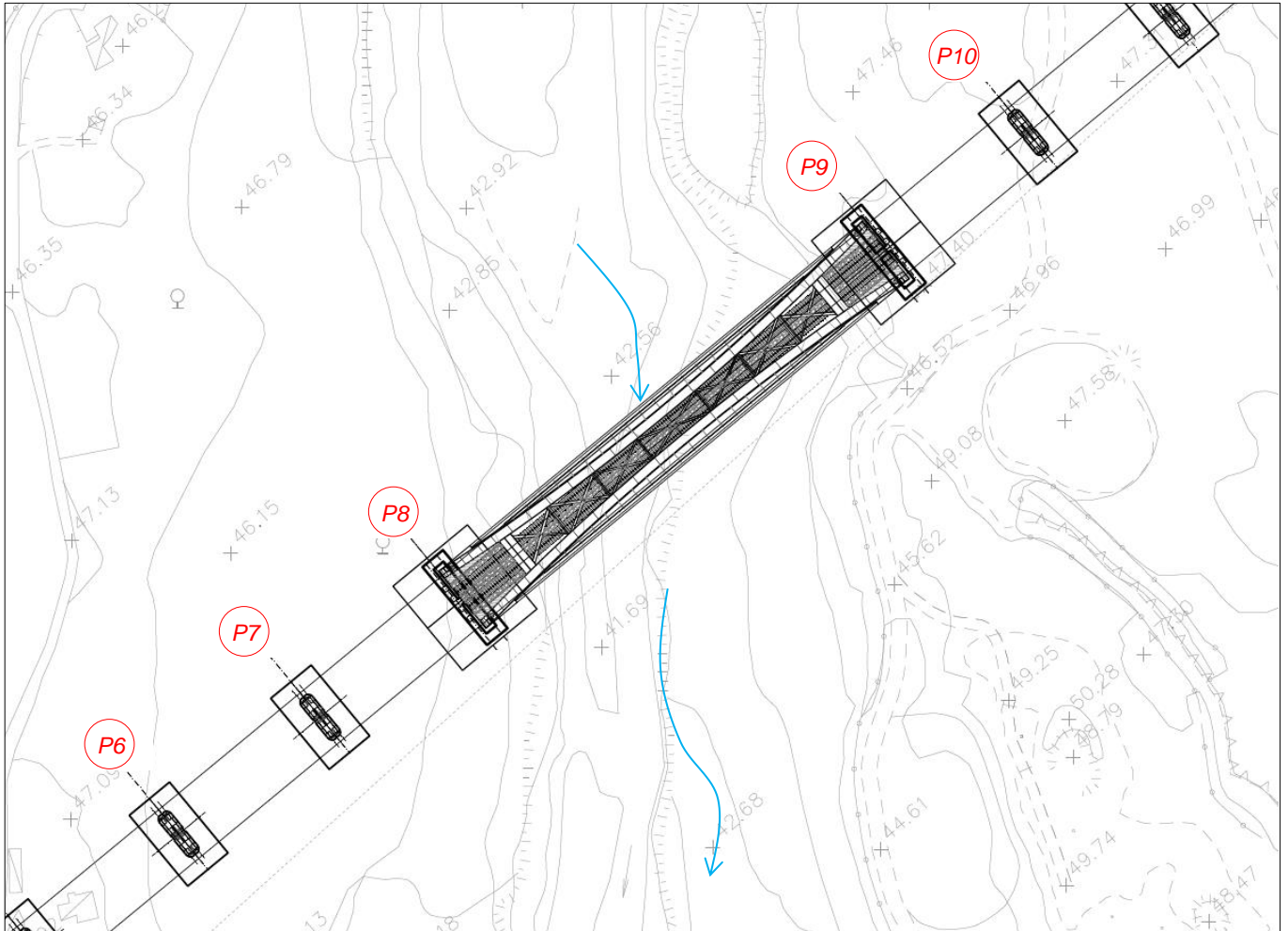


Figura 8 – Stralcio planimetrico del viadotto in progetto sul Fiume Alcantara.

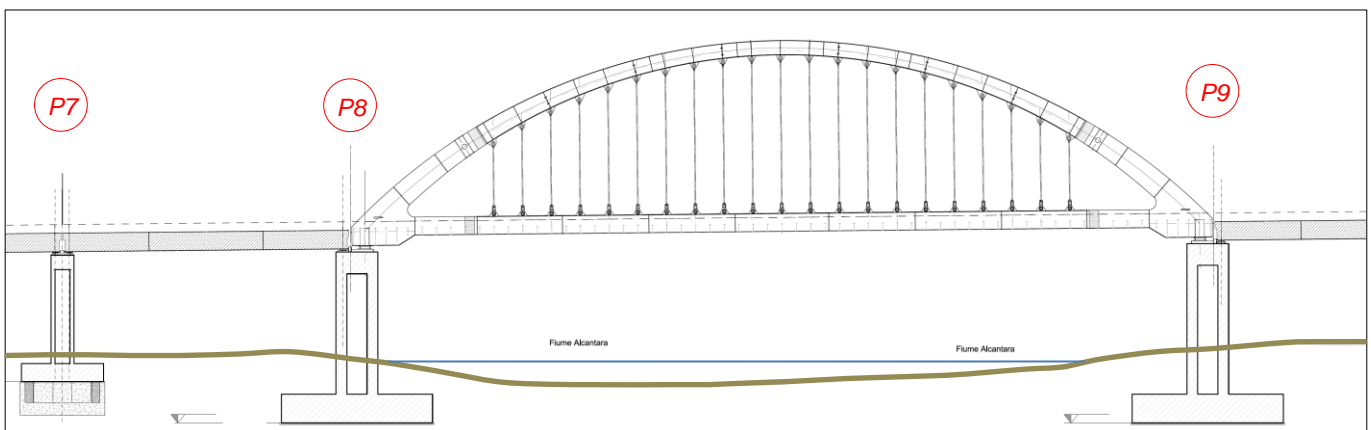



Figura 9 – Profilo (da valle verso monte) del viadotto in progetto sul Fiume Alcantara.

Si tratta di un viadotto ad arco di lunghezza 120 m (luce netta tra le pile 112.40 m). Le pile di sostegno del ponte ad arco (pile n°8 e n°9) hanno sezione rettangolare di lunghezza pari a 22.1 m e larghezza pari a 18.8 m, con plinto di fondazione di lunghezza pari a 26.6 m e larghezza 23.8 m. Le pile del viadotto di collegamento al ponte ad arco (dalla n°1 alla n°7, in destra e dalla n°10 alla n°17, in sinistra idrografica) hanno sezione rettangolare con spigoli arrotondati, di lunghezza pari a 11.2 m e larghezza pari a 3 m, con plinto di fondazione di lunghezza pari a 21.6 m e larghezza 13 m. La distanza tra l'asse delle del viadotto di collegamento al ponte è di 40 m (luce netta 36.8 m).

La quota dell'estradosso del ponte in mezzeria è pari a 63.30 m s.m.m.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO					
	RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO					
STUDIO IDRAULICO SUL FIUME ALCANTARA RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 09 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. B	FOGLIO 16 di 51

4 IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO IDRAULICO

4.1 IL MODELLO DI CALCOLO

Per la valutazione della compatibilità idraulica dell'opera in progetto è stato sviluppato uno studio idraulico teso alla determinazione dei profili di rigurgito in moto vario sia nella configurazione attuale che post operam.

Il modello di calcolo utilizzato è il modello di simulazione HEC-RAS, sviluppato dall'US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, di Davis (USA).

Inizialmente il modello era stato sviluppato per studiare le correnti nelle reti di canali aperti, attraverso la ricostruzione dei profili idraulici di moto permanente in regime subcritico e supercritico, operando nell'ipotesi di monodimensionalità del flusso. HEC-RAS rappresenta l'evoluzione del noto modello HEC-2, che fornisce tuttora la base di calcolo e al quale sono state aggiunte numerose altre funzioni e strumenti di analisi. In particolare, a partire dalla versione 3.1 è stato integrato con gli algoritmi di calcolo del modello idraulico UNET (One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels) che consentono di simulare il comportamento della corrente in moto vario per il solo regime subcritico. Successivamente, nel Marzo del 2008 con la distribuzione della versione 4.0, il modello ha acquisito ulteriori capacità di simulazione, principalmente orientate alle valutazioni di trasporto solido, che lo rendono adatto a simulare profili di piena nell'ipotesi di fondo mobile in regime quasi vario ed a fornire previsioni sulle tendenze evolutive degli alvei.

Con la versione HEC RAS 5.0 è stata aggiunta la possibilità di effettuare simulazioni idrauliche bidimensionali in moto vario.

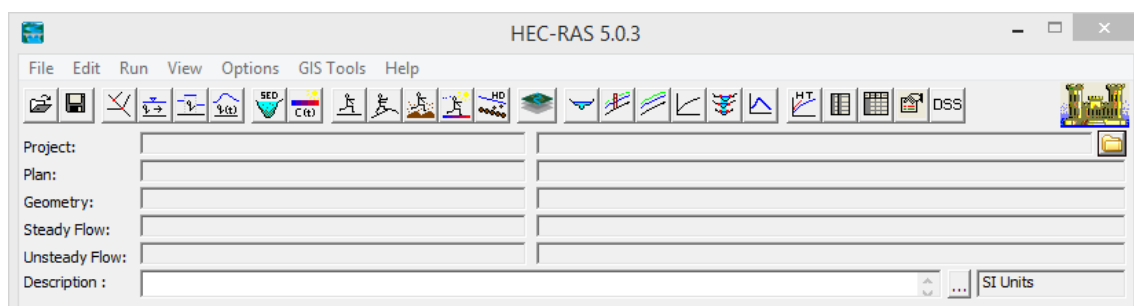


Figura 10 – Finestra principale del modello HEC-RAS (vers. 5.0.3 Settembre 2016)

In particolare è possibile realizzare una modellazione completamente 2D o combinata 1D e 2D utilizzando la modellazione 1D per l'alveo, e la modellazione 2D aree inondabili esterne.

Il modello risolve sia le equazioni 2D di diffusione dell'onda sia quelle complete di Saint Venant (opzione selezionabile dall'utente). In generale, le equazioni di diffusione dell'onda in 2D consentono al software di funzionare più velocemente garantendo inoltre una maggiore stabilità. Le equazioni 2D in forma completa di Saint Venant sono applicabili a una gamma più ampia di problemi, ma la maggioranza delle situazioni può essere modellata con sufficiente precisione con le equazioni di diffusione dell'onda.

Il risolutore delle equazioni di moto bidimensionale utilizza un algoritmo implicito ai volumi finiti. L'algoritmo di soluzione consente di utilizzare step temporali di calcolo maggiori rispetto ai metodi espliciti. L'approccio ai volumi finiti fornisce una misura dei miglioramenti in termini di stabilità e robustezza rispetto alle tradizionali tecniche differenziali di soluzione basate su metodi agli elementi finiti.

Gli algoritmi di soluzione 1D e 2D sono strettamente accoppiati nello stesso passo temporale di calcolo permettendo una perfetta coerenza a ogni step tra i modelli 1D e 2D. Ad esempio, se un fiume è modellato in 1D, ma l'area dietro un argine è modellata in 2D, il deflusso al di sopra dell'argine o eventualmente attraverso una breccia nell'argine è valutato utilizzando come carico di monte il livello nel fiume 1D e come carico di valle il livello nell'area 2D. L'equazione dello stramazzo è utilizzata per calcolare il deflusso al di sopra dell'argine o attraverso la breccia.

Il software è stato progettato per utilizzare mesh computazionali strutturate o non strutturate. Ciò significa che le celle computazionali possono essere triangoli, quadrati, rettangoli o anche elementi a cinque e sei facce. La maglia può essere una miscela di forme e dimensioni delle celle. Il contorno esterno della maglia computazionale è definito con un poligono.

Nell'ambito del presente progetto è stata utilizzata la versione del software 5.1.3, e, per lo studio delle aree allagabili per le piene di progetto, è stata utilizzata una schematizzazione mono-bidimensionale, in particolare:

- mediante il **modello monodimensionale** è stato simulato l'alveo del corso d'acqua del fiume Alcantara, descrivendone la geometria per mezzo delle sezioni topografiche rilevate, incluse le opere presenti;
- mediante il **modello bidimensionale** sono state simulate le zone esterne all'alveo, che possono venire inondate dalle piene con tempi di ritorno maggiori.

Per le verifiche idrauliche in fase di cantierizzazione (paragrafo 5.4), dato che per il tempo di ritorno di riferimento della simulazione la piena è completamente contenuta nell'alveo ed è quindi plausibile l'ipotesi di monodirezionalità del moto, si è optato per una schematizzazione 1D.

4.2 GEOMETRIA DEL MODELLO

Attraverso il modello idraulico è stato simulato il fiume Alcantara per un tratto di lunghezza totale di 9.72 km; in particolare, 4.4 km a monte e 5.3 km a valle del viadotto (VI02) in progetto, fino alla foce (Figura 11).

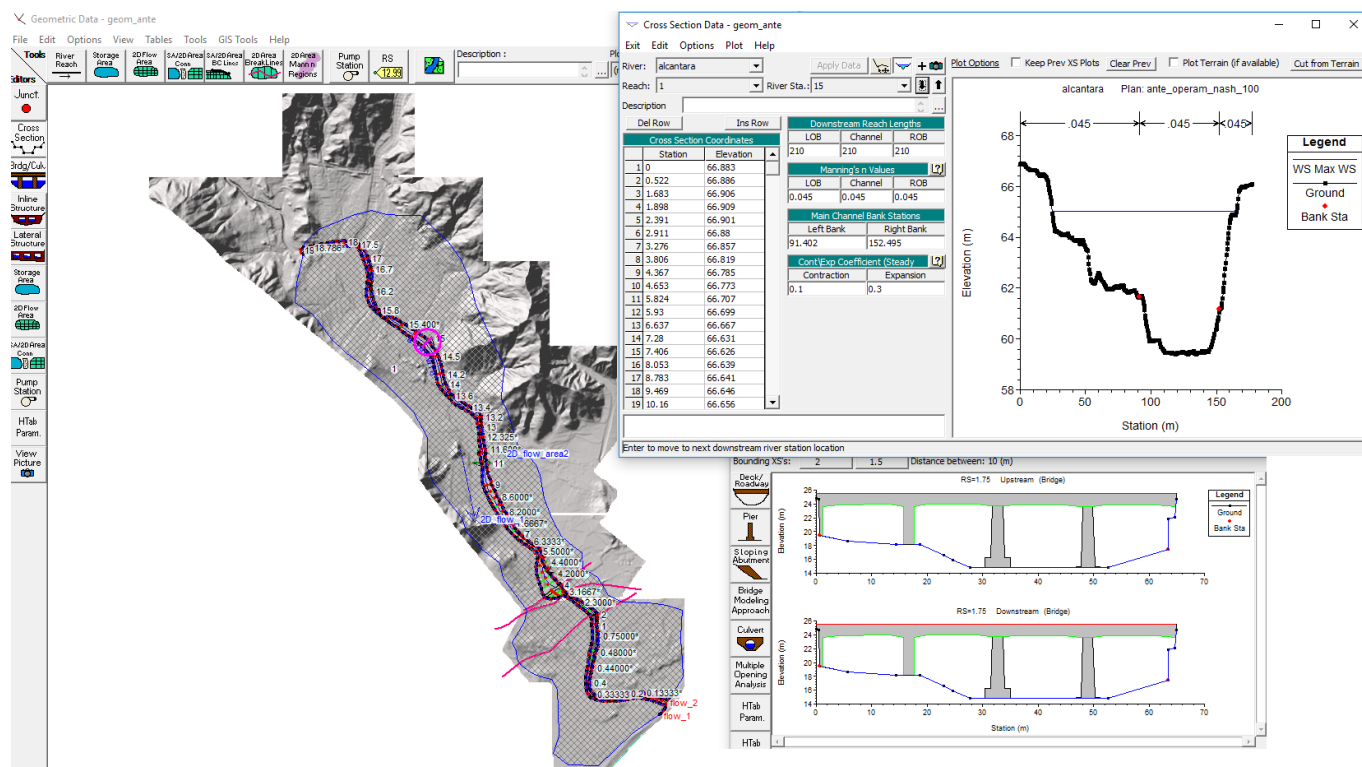


Figura 11 – Schematizzazione del tratto di studio del Fiume Alcantara nel modello idraulico.

In particolare la geometria della componente 1D del modello è stata descritta per mezzo delle sezioni trasversali del corso d'acqua ricavate dal rilievo topografico oltre che da sezioni ricavate per interpolazione per un totale di 91 sezioni. Sono inoltre state inserite le geometrie di 5 ponti.

La geometria delle aree esterne all'alveo è stata descritta per mezzo del modello del terreno ricavato dal LiDAR, utilizzando celle di dimensione compresa tra 120 e 460 m², con una dimensione media di 227 m² (Figura 12).

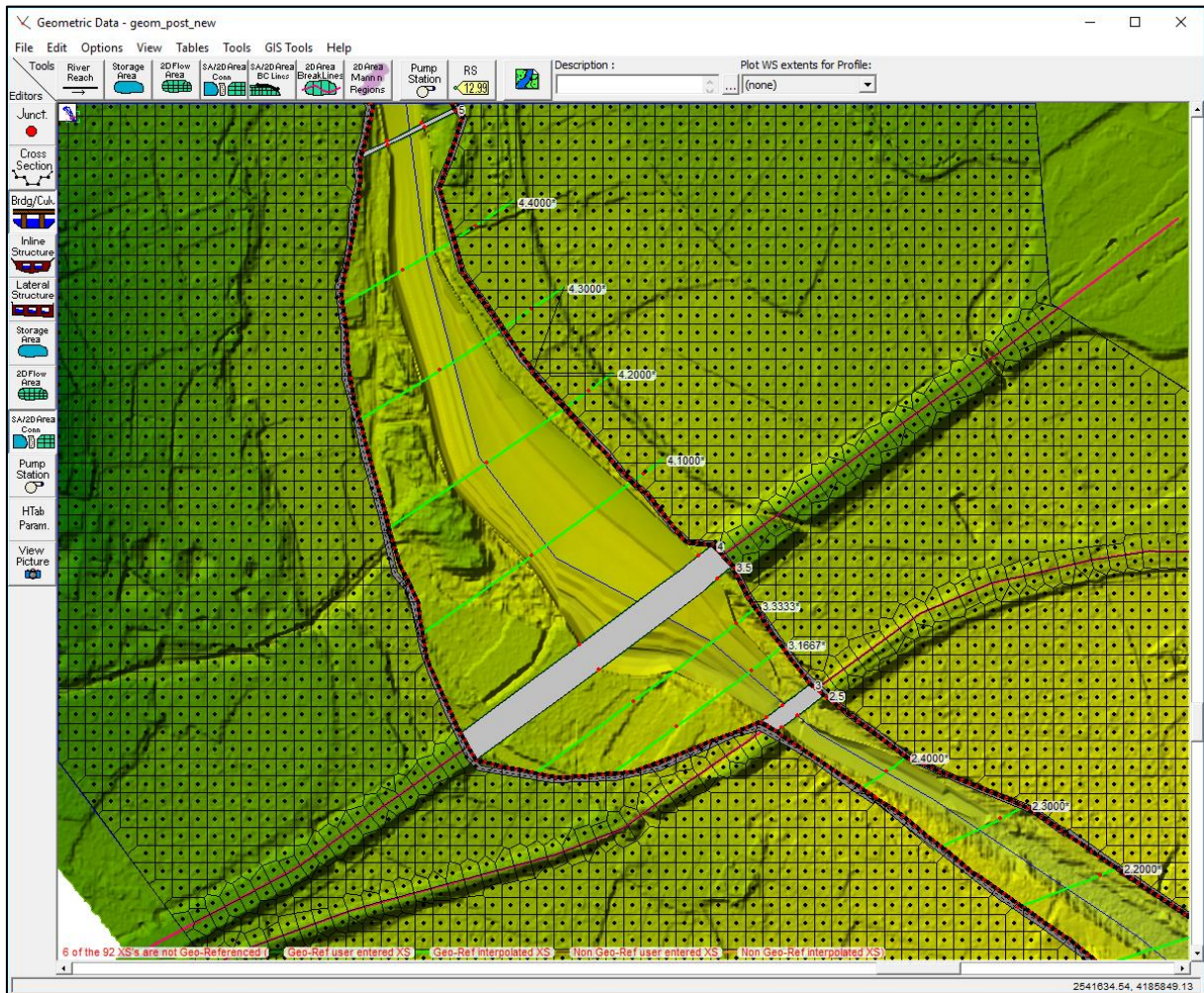


Figura 12 – Esempio di schematizzazione 1D-2D del tratto di studio del Fiume Alcantara.

Il modello 1D e il modello 2D sono collegati per mezzo di soglie (*lateral structures*) alle quali è stata assegnata la quota del terreno ricavata da rilievo LiDAR.

Nella configurazione post operam, il viadotto è inserito nella parte 1D per quanto riguarda il ponte ad arco con le pile di scavalco, e nella componente 2D per quel che riguarda le pile nell'area allagabile. In particolare quest'ultime sono state simulate come una soglia a geometria variabile (Figura 13). Inoltre, si è tenuto conto dell'intervento di rimodellamento morfologico del terreno (ad una quota, media, di +49.80 m s.l.m.) a monte del viadotto in progetto, in sinistra idraulica, nonché delle opere di sistemazione dell'impiuvio esistente, interferente

con le pile del viadotto, in destra idraulica. Per maggiori dettagli si rimanda al capitolo 7 e all’elaborato grafico RS2S01D09P7ID0002001B.

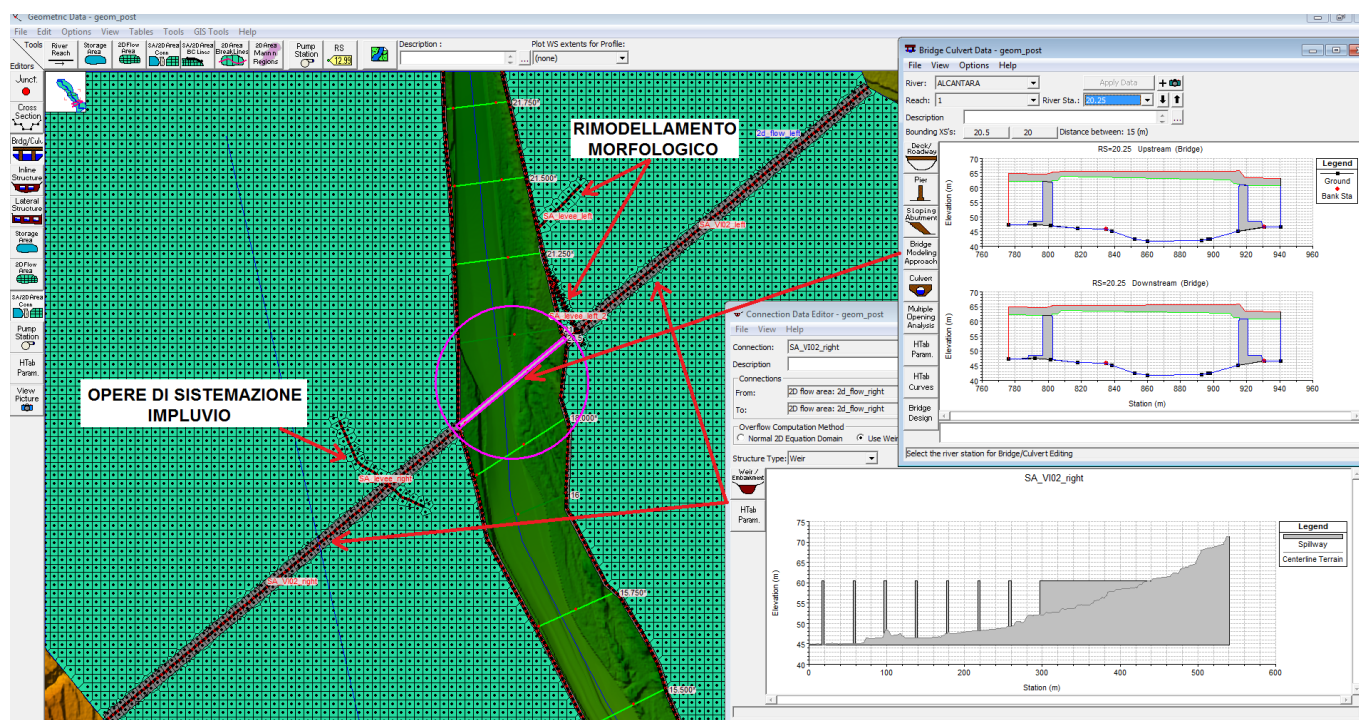


Figura 13 – Schematizzazione del viadotto VI02 nel modello idraulico. Nel cerchio magenta è rappresentata la localizzazione della parte dell’attraversamento nella zona 1D (sezione in alto a sinistra), mentre in basso a destra viene riportata la schematizzazione dell’attraversamento in destra idraulica nell’area 2D.

4.3 SCABREZZE

I valori di scabrezza sono stati attribuiti sulla base dei valori suggeriti in letteratura in funzione delle caratteristiche del corso d’acqua (materiale costituente l’alveo, presenza di vegetazione, andamento planimetrico e altimetrico, ...) e delle aree allagabili (uso del suolo).

Per il corso d’acqua è stato considerato un coefficiente di scabrezza di Manning, n , pari a $0.045 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ sia per l’alveo di magra che per le sponde, mentre alle aree esterne all’alveo sono stati assegnati valori del coefficiente di scabrezza in dipendenza della destinazione d’uso del suolo, ricavata dal *Corine Land Cover* della Regione Sicilia, direttamente inserito (in formato .shp) come dato di input nel software Hec Ras (Figura 13). I valori considerati del coefficiente di Manning, n , sono riportati in Figura 14 (Pestana et. Al. 2013).

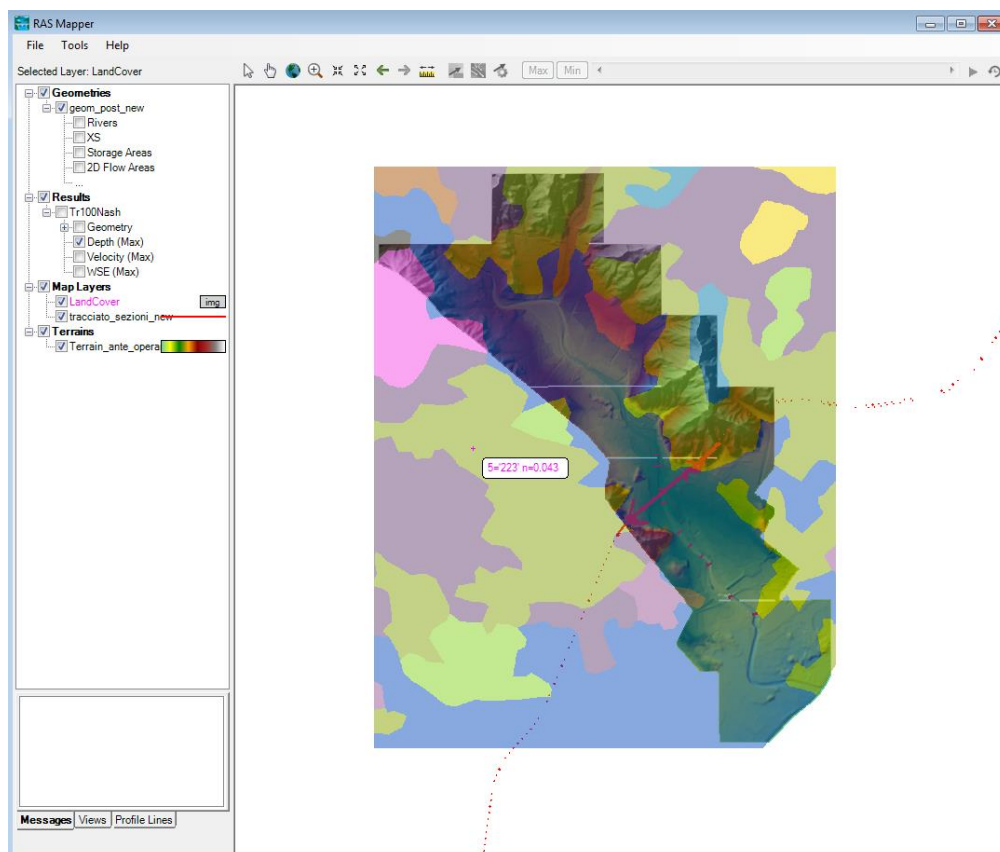


Figura 14 – Coefficiente di Manning, n , per le aree inondabili, esterne all'alveo, ricavate dal Corine Land Cover.

Code	Designation	n	Code	Designation	n
111	Continuous urban fabric	0.230	242	Complex cultivation patterns	0.023
112	Discontinuous urban fabric	0.115	243	Agriculture, w/significant natural vegetation	0.058
121	Industrial or commercial units	0.230	244	Agro-forestry areas	0.058
122	Roads and rail networks and associated land	0.038	311	Broad-leaved forest	0.230
124	Airports	0.230	312	Coniferous forest	0.127
131	Mineral extraction sites	0.104	313	Mixed forest	0.230
132	Dump sites	0.115	321	Natural grasslands	0.039
133	Construction sites	0.115	322	Moors and heathland	0.058
142	Sport and leisure facilities	0.023	323	Sclerophyllous vegetation	0.058
211	Non-irrigated arable land	0.043	324	Transitional woodland-shrub	0.058
212	Permanently irrigated land	0.043	331	Beaches, dunes, sands	0.138
213	Rice fields	0.023	332	Bare rocks	0.104
221	Vineyards	0.043	333	Sparsely vegetated areas	0.104
222	Fruit trees and berry plantations	0.043	334	Burnt areas	0.104
223	Olive groves	0.043	411	Inland marshes	0.115
231	Pastures	0.298	511	Water courses	0.035
241	Annual crops associated w/permanent crops	0.043	512	Water bodies	0.035

Figura 15 – Valori del coefficiente di Manning, n , considerati per le aree inondabili (Pestana et al. 2013).

4.4 CONDIZIONI AL CONTORNO

Gli idrogrammi di riferimento sono quelli ricavati dallo studio idrologico, elaborato RS2S01D09RIID0001001B “Studio idraulico sul Fiume Alcantara - Relazione idrologica”, al quale si rimanda.

La Figura 16 riporta gli idrogrammi di riferimento utilizzati come condizione al contorno di monte del modello idraulico.

Per quanto riguarda la condizione di valle, è stato imposto un livello idrico di moto uniforme (*Normal Depth* = 0.005). Vista l'estensione del tratto analizzato, soprattutto a valle del VI02, le modifiche delle condizioni al contorno di valle si riflettono in maniera del tutto trascurabile sull'opera in progetto.

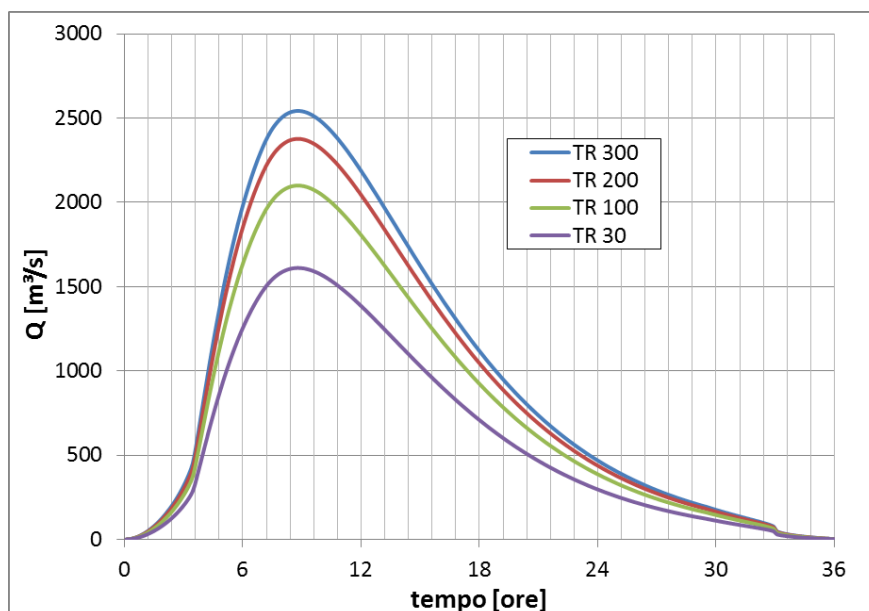


Figura 16 – Idrogrammi di piena del F. Alcantara alla sezione di interesse, per diversi tempi di ritorno.

4.5 SCENARI SIMULATI

Gli scenari simulati fanno riferimento alle seguenti tre configurazioni geometriche:

- *ante operam*: si intende la geometria ottenuta dal modello del terreno nello stato di fatto;
- *post operam*: è stato inserito il viadotto di progetto ed in particolare le pile dello stesso, nonché il rimodellamento morfologico in sinistra idraulica, a monte dell'opera;

- *provvisoriale*: fa riferimento alla fase di cantiere per la quale è schematizzato l'ingombro in alveo delle opere provvisoriale.

L'inserimento di tali manufatti è stato calibrato in modo da ottenere il miglior beneficio perseguibile in termini di minor differenza tra le condizioni di pericolosità idraulica ante e post operam.

Resta inteso che qualunque intervento che costituisca un'alterazione dello stato di fatto determina una variazione delle condizioni di deflusso e quindi della pericolosità idraulica dell'area.

Alle configurazioni geometriche ante operam e post operam sono state applicate in ingresso al modello le portate massime calcolate per gli eventi di piena per TR 30, 100, 200 e 300 anni.

Nella configurazione provvisoriale si fa riferimento alla portate di piena di eventi con tempo di ritorno di 5 anni.

5 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE

I risultati delle simulazioni numeriche sono rappresentati nei seguenti elaborati:

- RS2S01D09P6ID0002001B: Planimetria livelli idrici ante operam per il viadotto VI02– Tr 30 anni
- RS2S01D09P6ID0002002B: Planimetria livelli idrici ante operam per il viadotto VI02 – Tr 100 anni
- RS2S01D09P6ID0002003B: Planimetria livelli idrici ante operam per il viadotto VI02 – Tr 300 anni
- RS2S01D09P6ID0002004B: Planimetria livelli idrici post operam per il viadotto VI02 – Tr 30 anni
- RS2S01D09P6ID0002005B: Planimetria livelli idrici post operam per il viadotto VI02 – Tr 100 anni
- RS2S01D09P6ID0002006B: Planimetria livelli idrici post operam per il viadotto VI02 – Tr 300 anni
- RS2S01D09P6ID0002007B: Planimetria valori di velocità ante-operam per il viadotto VI02 - Tr 30 anni
- RS2S01D09P6ID0002008B: Planimetria valori di velocità ante-operam per il viadotto VI02 - Tr 100 anni
- RS2S01D09P6ID0002009B: Planimetria valori di velocità ante-operam per il viadotto VI02 - Tr 300 anni
- RS2S01D09P6ID00020010B: Planimetria valori di velocità post-operam per il viadotto VI02 - Tr 30 anni
- RS2S01D09P6ID00020011B: Planimetria valori di velocità post-operam per il viadotto VI02 - Tr 100 anni
- RS2S01D09P6ID00020012B: Planimetria valori di velocità post-operam per il viadotto VI02 - Tr 300 anni
- RS2S01D09WZID0002001B: Sezioni significative con livelli idrici ante operam e post operam per il viadotto VI02 – Tr 30 anni
- RS2S01D09WZID0002002B: Sezioni significative con livelli idrici ante operam e post operam per il viadotto VI02 - Tr 100 anni
- RS2S01D09WZID0002003B: Sezioni significative con livelli idrici ante operam e post operam per il viadotto VI02 - Tr 200 anni
- RS2S01D09WZID0002004B: Sezioni significative con livelli idrici ante operam e post operam per il viadotto VI02 - Tr 300 anni
- RS2S01D09F7ID0002001B: Profilo di rigurgito - Fiume Alcantara - ante operam e post operam - Tr 30 anni
- RS2S01D09F7ID0002002B: Profilo di rigurgito - Fiume Alcantara - ante operam e post operam - Tr 100 anni
- RS2S01D09F7ID0002003B: Profilo di rigurgito - Fiume Alcantara - ante operam e post operam - Tr 200 anni
- RS2S01D09F7ID0002004B: Profilo di rigurgito - Fiume Alcantara - ante operam e post operam - Tr 300 anni

Nei paragrafi seguenti si riporta una descrizione dei principali risultati ottenuti, un confronto con le perimetrazioni del PAI e un confronto tra stato di fatto e stato di progetto.

5.1 SCENARIO ANTE OPERAM E CONFRONTO CON PERIMETRAZIONE PAI

In Figura 17 è riportato il risultato della simulazione per Tr 300 anni nei pressi del fiume Alcantara per lo scenario ante operam. In particolare sono indicate le altezze massime d’acqua raggiunte e i vettori velocità nell’istante del passaggio del picco della piena.

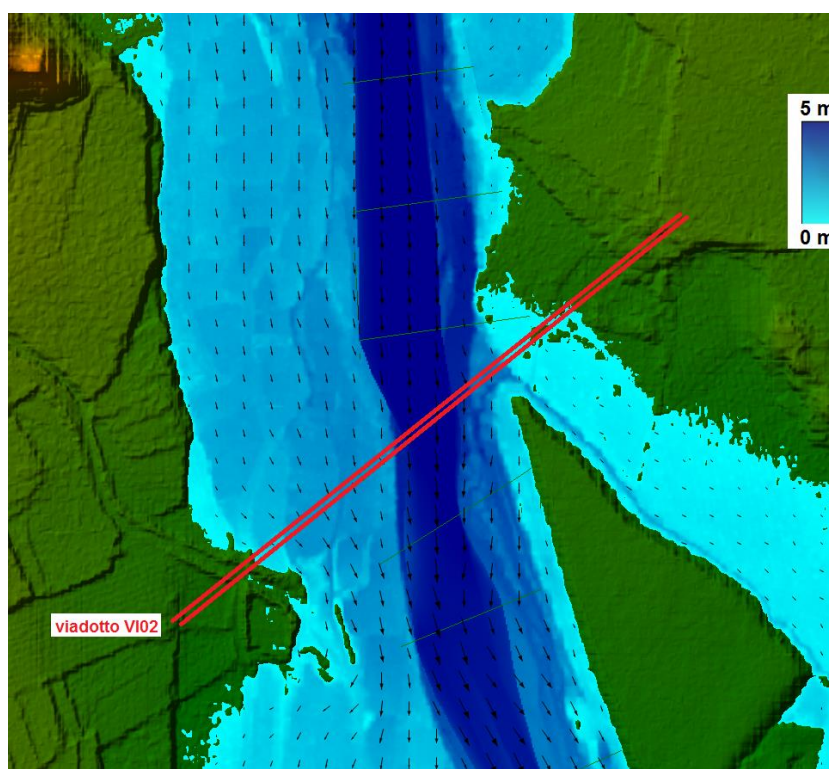


Figura 17 – Fiume Alcantara in corrispondenza del tratto di realizzazione del viadotto VI02: altezze d’acqua e vettori velocità nello stato di fatto per la simulazione con Tr 300 anni.

In Figura 18 è riportato un confronto tra i risultati ottenuti nello scenario ante operam e il PAI. L’area delimitata dal PAI risulta essere più estesa rispetto alle aree allagabili per i vari scenari ante operam analizzati (Tr 30, 100 e 300 anni) in corrispondenza del viadotto di progetto, a monte dello stesso in sinistra idraulica e a valle dello stesso in destra idraulica. Al contrario, l’area delimitata dal PAI è meno estesa nella zona in destra idraulica a monte del

viadotto di progetto e nella zona in sinistra idraulica a valle, dove è presente una derivazione che favorisce l'esondazione nell'area per gli scenari analizzati. Tali differenze possono essere attribuite alla differente base topografica e risoluzione del dato altimetrico utilizzati per la delimitazione delle aree allagabili.

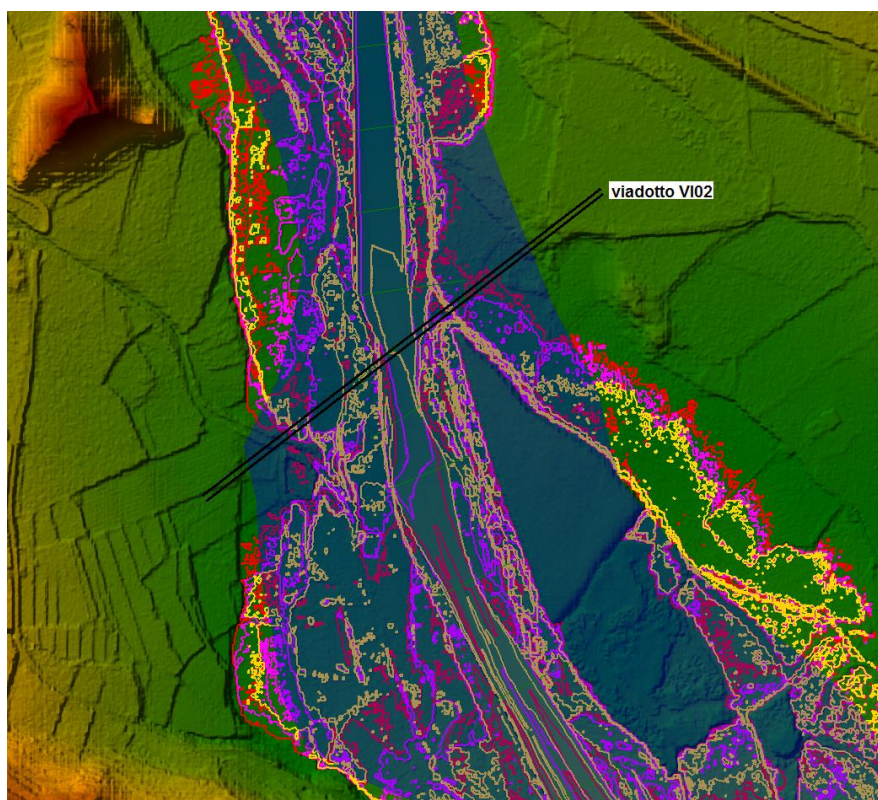


Figura 18 – Fiume Alcantara in corrispondenza del tratto di realizzazione del viadotto VI02 (linea nera): confronto aree di allagamento per gli scenari ante operam TR 30 (linea gialla), 100 (linea magenta) e 300 anni (linea rossa) e l'area di attenzione individuata dal PAI (area blu).

5.2 SCENARIO POST OPERAM E CONFRONTO CON SCENARIO ANTE OPERAM

Nelle Figure seguenti si riportano le aree di allagamento nella condizione *ante operam* e *post operam* in corrispondenza del viadotto di progetto, per i diversi tempi di ritorno indagati.

Le aree di allagamento rimangono sostanzialmente le stesse, si nota un modesto aumento delle aree allagabili a monte del viadotto sia in destra che in sinistra idraulica, mentre a valle si evidenzia un leggero aumento delle aree allagabili solo in sinistra idraulica. Ciò è sostanzialmente dovuto ad una maggiore portata che si incanala in golena sinistra in corrispondenza del canale di derivazione che si stacca nei pressi del viadotto.

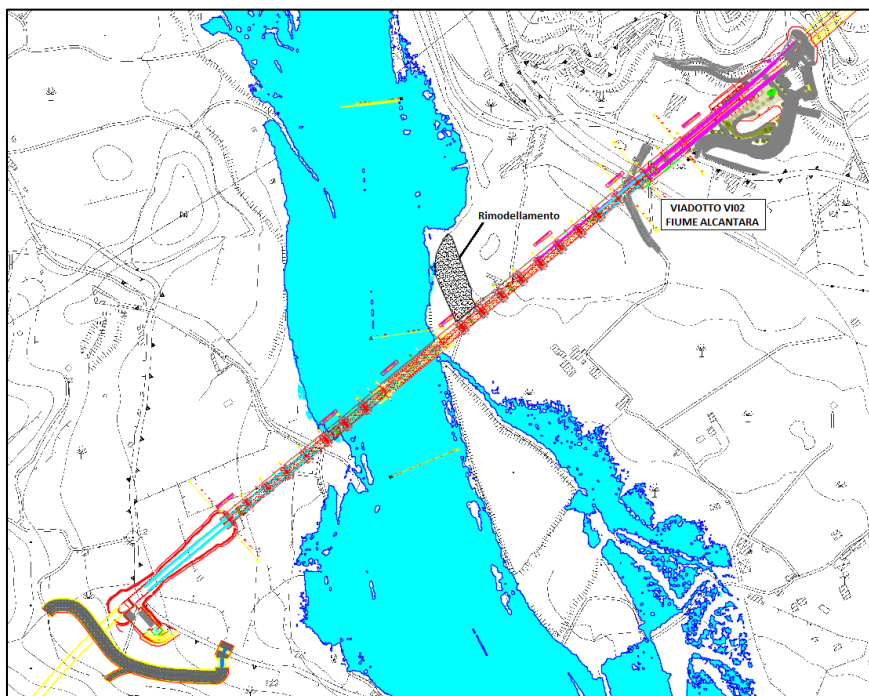


Figura 19 – Aree di allagamento ante operam (linea blu) e post operam (area azzurra) per TR 30 anni.

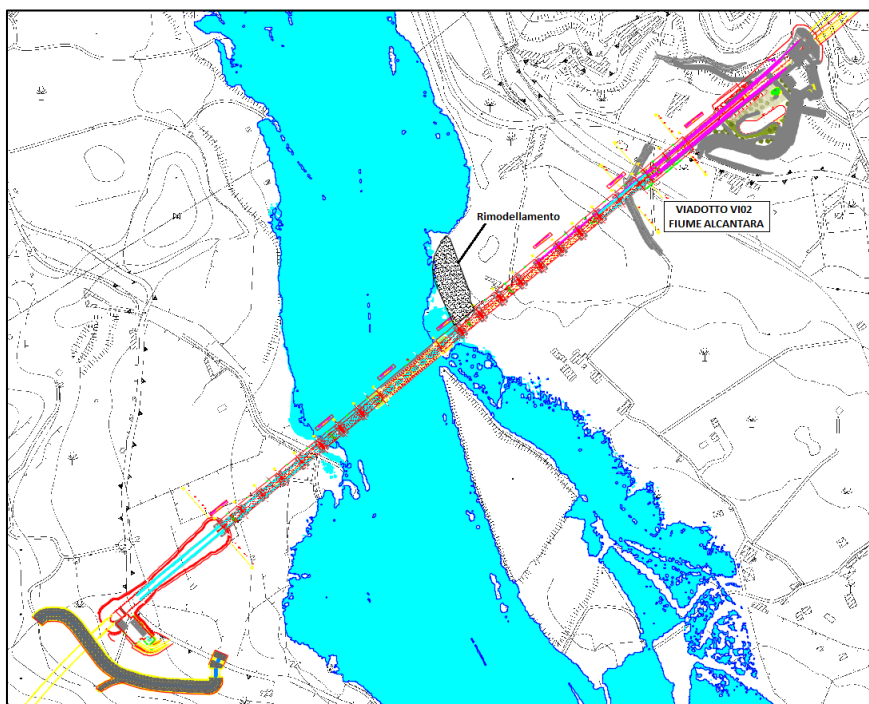


Figura 20 – Aree di allagamento ante operam (linea blu) e post operam (area azzurra) per TR 100 anni.

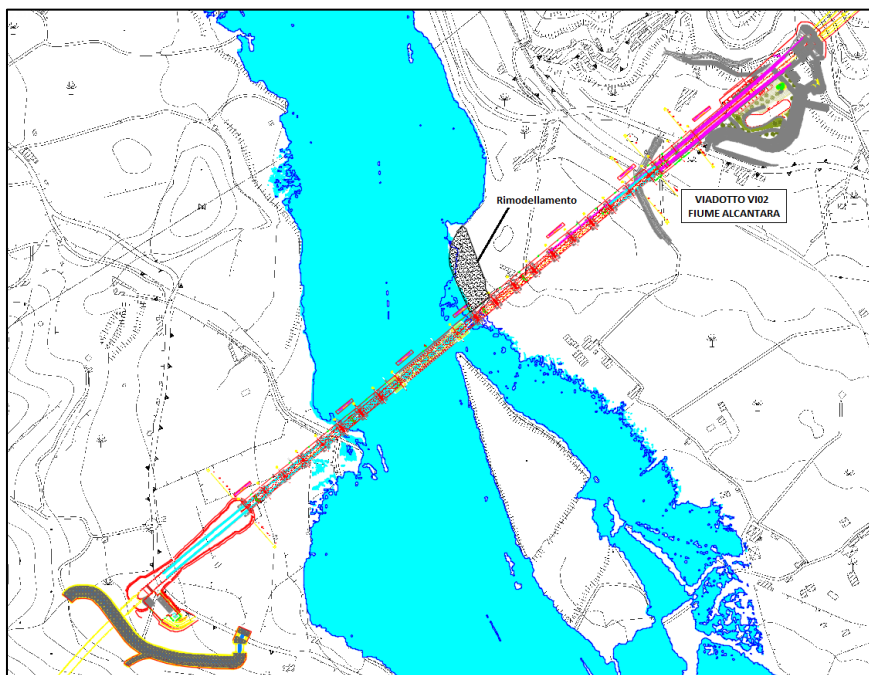


Figura 21 – Aree di allagamento ante operam (linea blu) e post operam (area azzurra) per TR 300 anni.

5.3 VERIFICA DEL FRANCO DI PROGETTO

La verifica del franco di progetto viene eseguita secondo le diverse normative e regolamenti di riferimento così come indicato al precedente paragrafo 2.2. In Tabella 1 si riportano le verifiche eseguite: il viadotto risulta ampiamente verificato.

Tabella 1 – Verifica del franco idraulico del viadotto VI02 secondo le indicazioni di normativa e regolamenti di progettazione vigenti.

	Quota minima impalcato [m s.m.m]	Livello di piena + franco [m s.m.m]	Carico totale + franco [m s.m.m]	Verifica
<i>NTC (Tr200 anni)</i>	62.80	48.10+2.0= 50.10		OK
<i>ITALFERR (Tr300 anni)</i>		48.27+1.5= 49.77	48.83+0.5= 49.33	OK

Il viadotto presenta una luce netta di 110 m tra le pile del ponte ad arco, posizionate in prossimità dell'alveo. La luce netta misurata ortogonalmente al filone principale della corrente è circa pari a 90 m, **ben superiore rispetto**

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO					
STUDIO IDRAULICO SUL FIUME ALCANTARA RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 09 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. B	FOGLIO 29 di 51

alla distanza richiesta dalle NTC. Inoltre la distanza tra la quota di fondo e quella di sottotrave è pari a 21.3 m, ampiamente sufficiente a garantire il passaggio di alberi d’alto fusto senza possibilità che gli stessi si incastrino a causa della presenza dell’infrastruttura e occludano parzialmente o totalmente la sezione di deflusso.

5.4 EVENTO DI PIENA DI CANTIERE

Per consentire la realizzazione del nuovo viadotto, in particolare delle fondazioni delle pile del ponte ferroviario, si prevede la realizzazione di opere provvisorie in alveo, il cui dimensionamento necessita della determinazione del livello idrico corrispondente alla cosiddetta ‘portata di cantiere’.

Quest’ultima è stata valutata adottando il criterio secondo il quale la probabilità che la piena di cantiere venga raggiunta o superata nel periodo di realizzazione dell’opera non sia superiore alla probabilità che tale portata venga raggiunta o superata durante l’intera vita utile dell’opera.

Tale definizione richiama il concetto di “rischio idraulico”. Il rischio idraulico, all’interno dell’orizzonte temporale stabilito, è espresso come segue:

$$R_i = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^N$$

in cui

- R_i = rischio idraulico, inteso come probabilità di non superamento;
- T_R = tempo di ritorno dell’evento di riferimento (anni);
- N = orizzonte temporale di riferimento (anni).

Con riferimento alla classificazione contenuta nelle “Norme tecniche per le Costruzioni” (D.M. 14.01.2008), per l’opera in progetto è stata imposta una vita utile pari a 100 anni (per *vita utile nominale di un’opera strutturale si intende il numero di anni nel quale la struttura deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata*”).

Le prescrizioni ferroviarie, come anzidetto, prevedono che la verifica idraulica sia condotta per un tempo di ritorno pari a 300 anni; in definitiva, il rischio idraulico risulta essere pari a $R_i = 0.284$. Imponendo per le opere

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO					
	STUDIO IDRAULICO SUL FIUME ALCANTARA RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 09 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. B

provvisionali lo stesso rischio idraulico definito per l'opera finita, è possibile determinare il tempo di ritorno dell'evento di piena di riferimento per la fase transitoria di cantiere tramite la seguente formula:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{\frac{N}{c}}}$$

nella quale:

- C = durata di costruzione (anni);
- N = durata dell'opera (anni);
- T_R = tempo di ritorno di progetto (anni).

Il periodo in cui si avrà un'interferenza delle aree di cantiere con l'alveo attivo del corso d'acqua in esame è stato stimato pari a 1÷2 anni; si ricava, dunque, un tempo di ritorno dell'evento di piena di cantiere pari a $T_R = 5$ anni (Relazione Idrologica, elaborato RS2S01D09RIID0001001B).

Adottando i risultati dell'analisi statistica dei valori di portata registrati presso la stazione idrometrica di Alcantara, si ottiene una portata di cantiere pari a 928 m³/s, per un tempo di ritorno di 5 anni.

La simulazione è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS (si veda Paragrafo 4.1) adottando una schematizzazione monodimensionale in regime di moto permanente.

L'ingombro in alveo delle opere provvisionali previste (come riportato negli elaborati di dettaglio) è stato modellato inserendo opportune obstructions in quattro sezioni consecutive, per una lunghezza totale lungo la direzione del flusso di circa 30 metri. In Figura 22 sono riportati i risultati in termini di livello idrico, in corrispondenza della sezione di monte.

Il livello idrico corrispondente all'evento di piena ($T_r = 5$ anni), assumendo la realizzazione contemporanea delle fondazioni delle pile in alveo (sia in destra che in sinistra idraulica) è pari a 46,73 m s.l.m.

In definitiva, il livello idrico da considerare nel dimensionamento delle opere provvisionali non dovrà essere inferiore a 47,00 m s.l.m.

alcantara Plan: cantiere_ante_op_prov_3 17/10/2017
sez.20

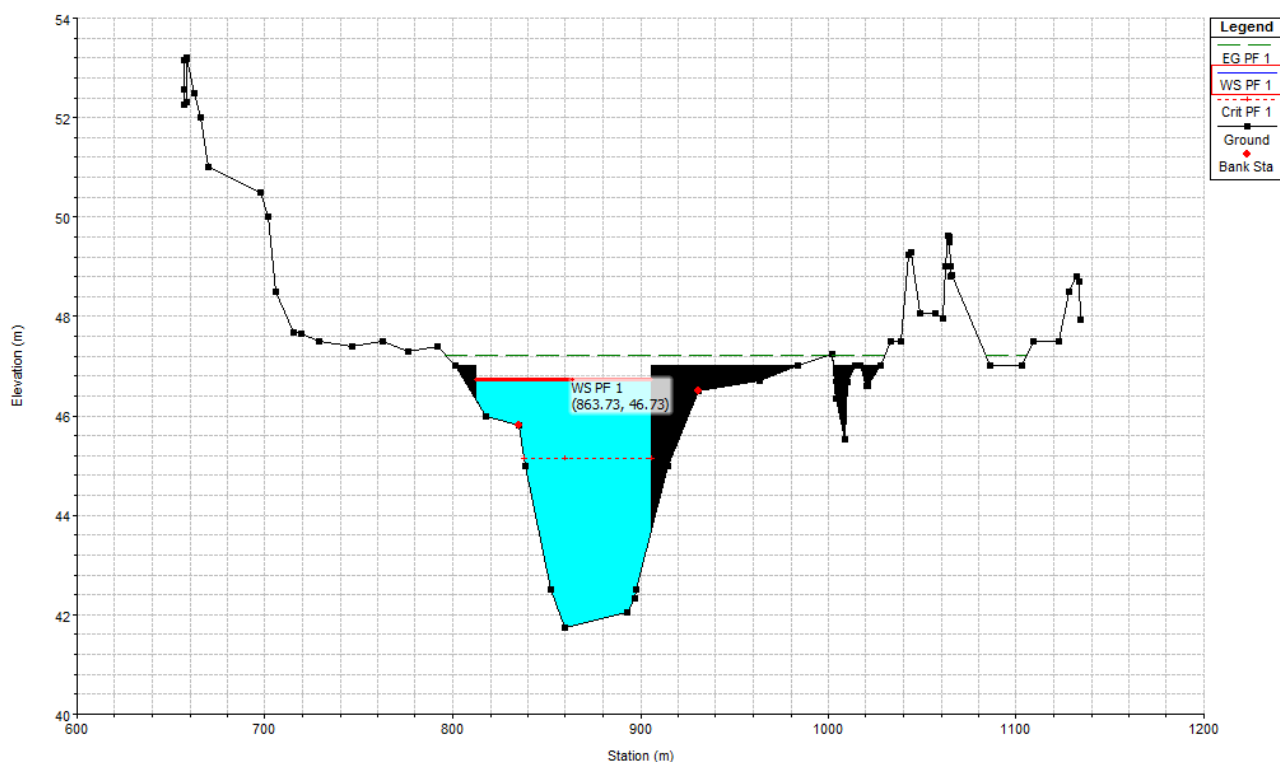


Figura 22 – Sezione in asse all’attraversamento in progetto (Viadotto VI02) nella situazione di cantiere per evento di piena di Tr pari a 5 anni.

6 SISTEMAZIONI IDRAULICHE

6.1 VERIFICA ALLO SCALZAMENTO

Nel presente capitolo viene analizzato lo scalzamento massimo atteso del fondo alveo e delle aree golenali in corrispondenza delle pile di sostegno dell’impalcato ferroviario in occasione di eventi di piena, rispetto alle condizioni naturali del corso d’acqua.

Lo scalzamento, causato dallo scavo e dall’erosione di materiale dal letto e dalle sponde dell’alveo, come conseguenza dell’azione erosiva della corrente, può mettere in crisi la stabilità di un ponte, fino ad esporne totalmente le fondazioni.

La presenza della pila in alveo causa un aumento della velocità, rilevata dall'addensamento delle linee di corrente. In corrispondenza della pila si viene a formare un grosso vortice a ferro di cavallo che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila e che è il principale responsabile dell'erosione (Figura 23). Il fenomeno dell'erosione localizzata dipende da numerosi parametri legati sia alle caratteristiche della corrente e dell'alveo (portata, battente, velocità della corrente, capacità di trasporto, caratteristiche del materiale dell'alveo, ecc.), che a quelle dell'ostacolo (forma e dimensioni, inclinazione rispetto alla direzione di flusso).

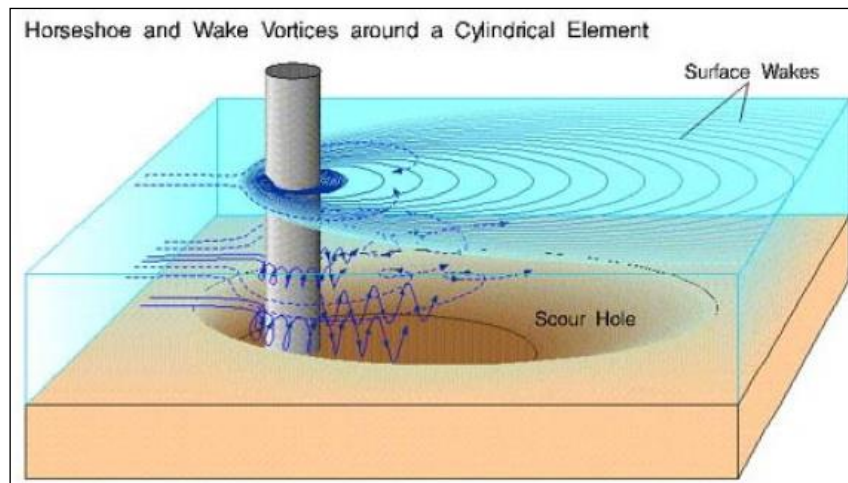


Figura 23 – Schematizzazione delle turbolenze e dello scavo nell'intorno di una pila circolare isolata.

6.1.1 Metodo di calcolo dello scalzamento

Per il calcolo dell'erosione localizzata dovuta alla presenza di una pila sono state utilizzate le formule riportate di seguito.

La formula di **Breusers et al. (1977)**, aggiornata da **Elliot e Baker** calcola la profondità di scavo localizzato come:

$$\frac{Y_S}{b} = f_1\left(\frac{V_0}{V_C}\right) \cdot \left[2 \operatorname{thar}\left(\frac{Y_0}{b}\right)\right] \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{L}{b}\right) \cdot f_4(b, a)$$

dove:

- Y_S : profondità di scavo a partire dal fondo del terreno indisturbato;
- B : larghezza della pila;

- L : lunghezza della pila;
- a : interasse tra le pile;
- V_0 : velocità media della corrente indisturbata;
- V_c : velocità critica di trascinamento relativa al materiale di diametro d ; per i miscugli si adotta $d=d_{50}$ e si può ottenere la velocità critica dalla $V_c = 0,85 \sqrt{2gd_{50}(\gamma_s - \gamma)/\gamma}$ dove γ_s è il peso specifico del materiale di fondo e γ è il peso specifico dell'acqua;
- d_{50} : dimensione media del materiale;
- α : angolo tra la direzione della corrente indisturbata e la pila;
- f_1 : coefficiente che tiene conto delle caratteristiche del materiale in rapporto a quelle della corrente, pari a:

$f_1 = 0$	per $(V_0/V_c) \leq 0.5$;
$f_1 = 2 \cdot V_0/V_c - 1$	per $0.5 < (V_0/V_c) \leq 1.0$;
$f_1 = 1$	per $(V_0/V_c) > 1.0$;
- f_2 : coefficiente di forma, pari a:

$f_2 = 1.00$	per pile circolari o con fronti arrotondate;
$f_2 = 0.75$	per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente;
$f_2 = 1.30$	per pile rettangolari;
- f_3 : coefficiente funzione della forma e dell'inclinazione della pila, ricavabile dalla figura seguente:

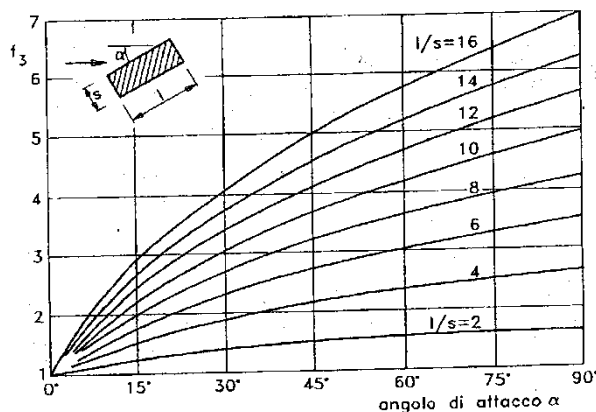


Figura 24 – Diagramma per il calcolo del coefficiente f_3 della formula di Breusers per una pila a sezione rettangolare.

- f_4 : coefficiente che tiene conto dell'interasse tra le pile (a), pari a

$f_4 = 1 + 1.79/(a/b - 1)^{0,695}$	per $a/b < 4$
$f_4 = 2.95 - 0.278 \cdot (a/b)$	per $4 < a/b < 7$
$f_4 = 1$	per $a/b \geq 7$

Il valore limite γ è legato all'estensione laterale dello scavo in corrispondenza della pila. Magini ha ricavato sperimentalmente che, dette L la distanza tra l'asse della pila e il ciglio laterale della fossa e b la larghezza della pila, il rapporto L/b si mantiene, per tiranti idrici maggiori di b , circa uguale a 3.

Una delle formulazioni comunemente più utilizzate, valida per singola pila, è la nota equazione **CSU** (Colorado State University, 1995); tale espressione venne sviluppata sulla base sia di un'analisi dimensionale dei parametri in grado di influenzare il fenomeno, che a partire dai risultati ottenuti da sperimentazioni condotte in laboratorio. La relazione analitica proposta è la seguente:

$$\frac{Y_S}{Y_0} = 2,0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{b}{Y_0} \right)^{0,65} F_0^{0,43}$$

dove:

- $Y_S [m]$: massima profondità di erosione (fase di equilibrio del processo erosivo) a partire dal fondo alveo medio locale;
- $b [m]$: larghezza della pila in metri;
- $Y_0 [m]$: profondità media della corrente di monte;
- Fr_0 : Numero di Froude della corrente di monte;
- K_1 : fattore di correzione per la forma della pila;
- K_2 : fattore di correzione per l'angolo di attacco della corrente;
- K_3 : fattore di correzione per le condizioni del fondo alveo;
- K_4 : fattore di correzione per il materiale che compone il fondo alveo.

Il coefficiente K_1 è stato tabulato per diversi tipi di forma del fronte della pila e varia da 1.1 per pile squadrate, a 1.0 per pile con fronte semicircolare o per pile circolari o per pile costituite da gruppi di cilindri, fino ad un valore di 0.9 per pile con fronte ben raccordato di forma triangolare.

Il coefficiente K_2 viene calcolato con la seguente formula:

$$K_2 = \left(\cos \vartheta + \frac{L}{b} \sin \vartheta \right)^{0,65}$$

dove con L viene indicata la lunghezza della pila e con ϑ l'angolo di attacco della corrente rispetto all'asse di simmetria della stessa pila.

Anche il coefficiente K_3 viene riportato in appositi tabulati. Esso considera le condizioni morfologiche del fondo e varia da 1.1 per fondo piano fino a 1.3 per fondo con presenza di dune di dimensioni importanti.

Il coefficiente K_4 rappresenta un fattore correttivo dello scalzamento che tiene conto della protezione di fondo (armouring) costituita da granulometrie grossolane presenti in alveo o ad una certa profondità. La stima di tale parametro può essere fatta applicando la seguente formula:

$$K_4 = \left[1 - 0.89(1 - V_R)^2 \right]^{0.5}$$

$$V_R = \left[\frac{V_1 - V_i}{V_{C90} - V_i} \right]$$

$$V_i = 0.645 \left[\frac{D_{50}}{b} \right]^{-0.053} \cdot V_{C50}$$

dove:

- V_R : *carico cinetico*;
- V_1 : *velocità media in alveo o in golena nella sezione subito a monte del ponte*;
- V_i : *velocità di incipiente movimento*;
- b [m]: *larghezza della pila*;
- V_{C90} : *velocità critica per le particelle con diametro D90*;
- V_{C50} : *velocità critica per le particelle con diametro D50 (=1.5 mm, nel caso in esame)*.

È possibile calcolare la velocità critica V_C come:

$$V_C = 10.95 y_0^{1/6} D_C^{1/3}$$

dove:

- y_0 [m] : *tirante d'acqua subito a monte delle pile*;
- D_C [m] : *dimensione critica delle particelle per la velocità critica*.

Il valore K_4 deve essere sempre superiore a 0.7, mentre il materiale del fondo che produce protezione dallo scalzamento non deve essere inferiore a 0.06 m.

Secondo la formula di **Melville** la profondità di scavo è pari a:

$$Y_s = K_{hb} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_S \cdot K_\theta \cdot K_g$$

Dove i fattori K si calcolano come di seguito indicato mediante espressioni empiriche.

Il fattore K_{hb} tiene conto dell'influenza dell'altezza idrica d rispetto alle dimensioni della pila D_p e può essere calcolato mediante le due seguenti equazioni valide rispettivamente per le pile e le spalle:

- K_{hb} , per le pile:

$$K_{hb} = 2.4 D_p \quad \text{per } D_p/d \leq 0.7;$$

$$K_{hb} = 2\sqrt{d \cdot D_p} \quad \text{per } 0.7 < D_p/d \leq 5.0;$$

$$K_{hb} = 4.5 d \quad \text{per } D_p/d > 5.0;$$

- K_{hb} , per spalle verticali:

$$K_{hb} = 2L \quad \text{per } L/d \leq 1;$$

$$K_{hb} = 2\sqrt{L/d} \quad \text{per } 1 < L/d \leq 25;$$

$$K_{hb} = 10L \quad \text{per } L/d > 25;$$

Il fattore K_I rappresenta l'influenza dell'intensità della corrente e può essere ricavato dalla seguente equazione, valida per sedimenti uniformi:

$$K_I = \frac{V}{V_c} \quad \text{per } \frac{V}{V_c} < 1;$$

$$K_I = 1 \quad \text{per } \frac{V}{V_c} \geq 1;$$

Il fattore K_d tiene conto della dimensione dei sedimenti e può essere calcolato come segue:

$$K_d = 0.57 \log\left(2.24 \frac{D_p}{D_{50}}\right) \quad \text{per } \frac{D_p}{D_{50}} \leq 25 ;$$

$$K_d = 1 \quad \text{per } \frac{D_p}{D_{50}} > 25 ;$$

Il fattore K_S tiene conto della forma dell'ostacolo e può essere calcolato dalla seguente tabella:

Forma della pila	D_p/L	b'/l'	K_s
cilindrica			1,00
rettangolare	1/1		1,22
	1/3		1,08
	1/5		0,99
rettangolare con naso semicircolare	1/3		0,90
naso semicircolare con coda appuntita	1/5		0,86
rettangolare con angoli smussati	1/4		1,01
rettangolare con naso appuntito	1/3	1/2	0,76
		1/4	0,65
Ellittica	1/2		0,83
	1/3		0,80
	1/5		0,61
Lenticolare	1/2		0,80
	1/3		0,70

Il fattore K_θ tiene conto dell'allineamento dell'ostacolo con la corrente. Il fattore K_θ mette in relazione la profondità di scavo che si verifica per un ostacolo caratterizzato da un angolo θ con quella che si verifica per lo stesso ostacolo con angolo di 0° :

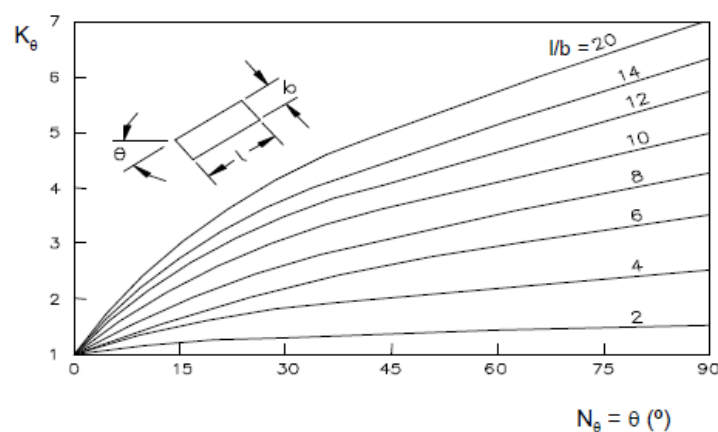


Figura 25 – Variazione di K_θ con l'angolo di allineamento θ per le pile (adattata da Breusers e Raudkivi 1991).

Il fattore K_g tiene conto della forma della sezione e nel caso della pila vale 1.

Secondo la formulazione di **Froehlich** lo scavo viene calcolato come:

$$y_s = 0,32 \times K_p \times a^{0,62} \times h_m^{0,47} \times F_m^{0,22} \times d_{50}^{-0,09}$$

dove:

- K_p Fattore che tiene conto della forma delle pile, pari a:
 $K_p = 1,00$ per pile o gruppi di pile circolari o con fronti arrotondate
 $K_p = 0,70$ per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente
 $K_p = 1,30$ per pile rettangolari;
- a' la proiezione, nella direzione ortogonale a quella della corrente, della larghezza della pila;
- h_m Altezza della corrente idrica a monte della pila;
- F_m numero di Froude della corrente in corrispondenza delle pile, pari a:

$$F_m = V_0 / (gh_m)^{1/2}.$$

Infine, secondo la formulazione di Sheppard-Melville (2013):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{y_s}{a^*} = 2.5f_1f_2f_3 \quad \text{for } 0.4 < \frac{V_1}{V_c} < 1.0 \\ \frac{y_s}{a^*} = f_1 \left[2.2 \left(\frac{\frac{V_1}{V_c} - 1}{\frac{V_{1p}}{V_c} - 1} \right) + 2.5f_3 \left(\frac{\frac{V_{1p}}{V_c} - \frac{V_1}{V_c}}{\frac{V_{1p}}{V_c} - 1} \right) \right] \quad \text{for } 1 < \frac{V_1}{V_c} < \frac{V_{1p}}{V_c} \\ \frac{y_s}{a^*} = 2.2f_1 \quad \text{for } \frac{V_1}{V_c} > \frac{V_{1p}}{V_c} \end{array} \right.$$

con

- $V_{1p} = \max(V_{1p1}; V_{1p2})$
- $V_{1p1} = 5V_c; V_{1p2} = 0.6\sqrt{g\gamma_1}$
- $V_c = \begin{cases} 2.5 \cdot u^* \ln \left(\frac{73.5\gamma_1}{d_{50} [Re(2.85 - 0.58 \ln(Re) + 0.002Re) + \frac{111}{Re} - 6]} \right) & \text{for } 5 \leq Re \leq 70 \\ 2.5 \cdot u^* \ln \left(\frac{2.21\gamma_1}{d_{50}} \right) & \text{for } Re > 70 \end{cases}$
- $Re = \frac{u^* d_{50}}{2.32 \cdot 10^{-7}}; u^* = \left[16.2 \cdot d_{50} \left(\frac{9.09 \cdot 10^{-6}}{d_{50}} - d_{50} (38.76 + 9.6 \ln(d_{50})) - 0.005 \right) \right]^{0.5}$
- $\gamma_1 = \text{tirante idrico (m)}$
- $f_1 = \tanh \left[\left(\frac{\gamma_1}{a^*} \right)^{0.4} \right]$

- $f_2 = \left\{ 1 - 1.2 \left[\ln \left(\frac{V_1}{V_c} \right) \right]^2 \right\}$
- $f_3 = \left[\frac{\left(\frac{a^*}{d_{50}} \right)}{0.4 \left(\frac{a^*}{d_{50}} \right)^{1.2} + 10.6 \left(\frac{a^*}{d_{50}} \right)^{-0.13}} \right]$
- $a^* = K_s a_p$; $a_p = a \cdot \cos \theta + L \cdot \sin \theta$; $K_s = \begin{cases} 1 & (\text{pila circolare}) \\ 0.86 + 0.97 \left(\left| \frac{\pi \theta}{180} - \frac{\pi}{4} \right| \right)^4 & (\text{pila rettangolare}) \end{cases}$ (a = larghezza della pila; L = lunghezza della pila; θ = angolo di attacco [°])

Secondo gli studi condotti da Sheppard et al. (2013), riguardanti il confronto tra i valori di scalzamento osservati in laboratorio e in sito e quelli valutati secondo le più comuni ed utilizzate formule per il calcolo dello scalzamento (tra cui anche quelle di Melville, Froehlich, Breusers e CSU), **la formulazione SM** fornisce valori più attendibili (e prossimi a quelli misurati) rispetto alle altre, per i seguenti campi di valori:

- $\frac{V_1}{V_c} = 1; 3$
- $\frac{y_1}{a} = 0.33; 1; 3$
- $d_{50} = 0.2; 3 \text{ mm}$
- $a = 0.05; 1; 10 \text{ m}$

La formulazione SM risulta applicabile al corso d'acqua in esame: i valori di tirante e velocità, le dimensioni effettive delle pile e la granulometria del fondo alveo relativi al F. Alcantara rientrano nei campi dei valori, o comunque sono dello stesso ordine di grandezza dei valori, per i quali ne è stata valutata l'attendibilità e l'affidabilità.

In generale, è possibile riscontrare quattro differenti scenari di erosione localizzata (Figura 26):

- CASO I: la fondazione della pila rimane al di sotto della buca erosiva;
- CASO II: la sommità della fondazione è esposta al flusso della corrente all'interno della buca erosiva;
- CASO III: la sommità della fondazione giace al di sopra del fondo alveo;
- CASO IV: la sommità della fondazione si trova al di sotto o in prossimità del pelo libero.

Nel CASO I l'erosione localizzata viene calcolata facendo riferimento alla larghezza della pila b in quanto la presenza della fondazione risulta essere ininfluenza nel processo erosivo.

Nei CASI II e III invece occorre fare riferimento alla procedura di calcolo proposta da *Melville e Raudkivi (1996)* che utilizza una larghezza della pila equivalente ben definita come:

$$b_e = b \cdot \left(\frac{h_0 + Y}{h_0 + b^*} \right) + b^* \cdot \left(\frac{b^* - Y}{h_0 + b^*} \right)$$

dove:

h_0 : profondità media della corrente rispetto al fondo alveo;

Y : altezza massima della buca erosiva;

b^* : larghezza della fondazione.

Per quanto riguarda il CASO IV, infine, l'erosione localizzata può venire calcolata utilizzando come larghezza equivalente della pila la larghezza della fondazione b^* dal momento che il fenomeno interessa maggiormente la fondazione stessa.

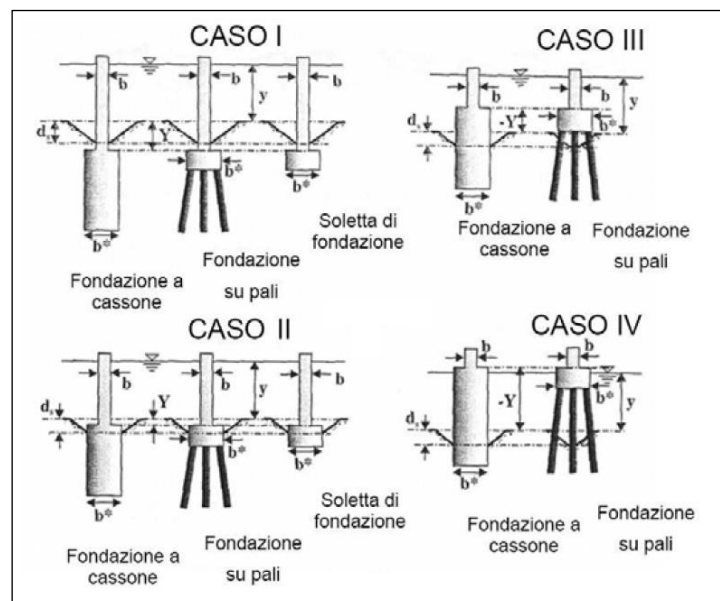


Figura 26 – Differenti tipologie di pile non uniformi dotate di fondazioni

6.1.2 Calcolo delle profondità di scalzamento

Con riferimento ai risultati ottenuti dalla simulazione idraulica per Tr 300 anni, le pile interessate dallo scalzamento sono le P4, P5, P6, P7 e P9 in destra idrografica e P9 e P10 in sinistra idrografica. In Tabella 2 sono riportate le dimensioni caratteristiche delle pile e i valori delle variabili idrauliche utilizzate per il calcolo dello scavo.

Tabella 2 – Dimensioni delle pile e delle fondazioni interessate da scalzamento nonché delle variabili idrauliche.

N° pila	Quota terreno	Quota intrad. fondaz.	Altezza acqua Tr300	Velocità acqua Tr300	Altezza acqua Tr300	Angolo di attacco	Diametro Pila	Lungh. pila	Diametro fondaz.	Lungh. fondaz.
	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m s.m.m.)	(m/s)	y (m)	(°)	D (m)	L (m)	D* (m)	L* (m)
P4	46.6	45.3	47.8	1.2	1.2	30.00	3	11.2	13	21.6
P5	46.5	45.7	47.8	1.6	1.3	30.00	3	11.2	13	21.6
P6	45.6	45.6	47.8	2.5	2.2	30.00	3	11.2	13	21.6
P7	45.4	45.4	47.8	2.6	2.4	30.00	3	11.2	13	21.6
P8	41.96	38.06	47.97	3.14	6.01	30.00	5.8	21.1	23.8	26.6
P9	44.3	38.1	47.97	3.14	3.67	30.00	5.8	21.1	23.8	26.6
P10	47.4	46	47.8	1	0.4	30.00	3	11.2	13	21.6

Di seguito si riportano i valori dello scavo localizzato calcolato con le formulazioni sopra indicate. La profondità di scavo presa in considerazione è quella derivante dall'applicazione della formulazione SM, per le motivazioni sopra descritte. Per tutte le pile la profondità di scavo è risultata maggiore del ricoprimento previsto al di sopra del plinto di fondazione (Tabella 3); quindi il calcolo dello scalzamento è stato ripetuto considerando l'intero sistema di fondazioni (Tabella 4).

Tabella 3 – Valore di primo tentativo dello scavo localizzato in corrispondenza delle pile del viadotto sul fiume Alcantara secondo le diverse equazioni.

N° pila	Profondità dello scavo (m)				
	CSU	Melville	Froehlich	Breusers	SM
P4	6.45	4.84	5.32	5.53	4.70
P5	7.37	5.04	5.54	5.94	5.40
P6	9.59	6.56	6.39	9.09	8.00
P7	9.87	6.85	6.53	9.66	8.10
P8	18.39	15.07	13.42	21.60	14.60
P9	17.20	11.77	12.18	15.58	14.40
P10	5.14	2.30	4.50	1.93	3.10

In particolare, per il calcolo della profondità di scalzamento si è fatto riferimento al diametro e alla lunghezza equivalente delle pile riportati nella tabella seguente.

Tabella 4 – Diametri e lunghezze equivalenti delle pile.

N° pila	Diametro equivalente della pila	Lunghezza equivalente della pila
	D_e (m)	L_e (m)
P4	9.29	16.400
P5	10.11	16.400
P6	10.82	16.400
P7	10.74	16.400
P8	16.09	23.850
P9	13.85	23.850
P10	8.34	16.400

I valori della profondità di scavo sono riportati in Tabella 5.

Tabella 5 – Scavo localizzato in corrispondenza delle pile del viadotto sul fiume Alcantara secondo le diverse equazioni.

N° pila	Profondità dello scavo (m)				
	CSU	Melville	Froehlich	Breusers	SM
P4	10.05	6.89	12.83	5.80	6.8
P5	11.83	7.46	14.10	6.29	8.2
P6	15.74	12.45	16.26	10.55	12.7
P7	16.16	12.96	16.39	11.48	13.3
P8	25.56	25.09	26.52	27.93	20.4
P9	22.73	18.19	22.17	17.44	19.2
P10	7.75	2.30	10.56	1.94	4.3

Poiché le fondazioni del viadotto hanno una lunghezza tale da impostarsi sul sottostante strato di basalto (ubicato ad una quota di 3,5 m circa al di sotto del fondo alveo), la profondità di scavo potrà al massimo raggiungere tale strato roccioso, e quindi le strutture di sostegno del viadotto sono verificate per lo scalzamento delle fondazioni.

6.2 VERIFICA DELL'EROSIONE DELL'ALVEO

6.2.1 Metodo di calcolo delle tensioni agenti e resistenti (Shields)

Ai fini della valutazione dell'efficacia anti-erosiva di una protezione del fondo e/o delle sponde di un alveo è necessario verificare la resistenza al trascinamento dei massi, garantita dal peso del materiale costituente la

protezione. Per una scogliera non si ha crisi della protezione finché non viene raggiunta la tensione tangenziale critica di inizio movimento, che dipende esclusivamente dalla forma del pietrame e dalle sue dimensioni.

La tensione tangenziale agente massima al fondo è funzione del raggio idraulico R , del peso specifico dell'acqua γ_w e della pendenza del fondo i_f :

$$\tau_m = \gamma_w \cdot R \cdot i_f$$

Nel caso di alvei larghi e poco profondi si compie un errore trascurabile sostituendo R (raggio idraulico) con h (tirante idraulico rispetto al fondo); questa semplificazione può essere effettuata per esempio nelle aree golenali, dove l'ampiezza della sezione di deflusso è sufficientemente elevata rispetto al tirante.

Per quanto riguarda la resistenza al trascinamento si definisce tensione massima di trascinamento τ_{cr} il massimo sforzo tangenziale oltre il quale il materiale di fondo comincia a muoversi. Per i materiali non coesivi la formula generalmente utilizzata è la formula di Shields:

$$\tau_{cr} = C^* \cdot (\gamma_m - \gamma_w) \cdot d_{75}$$

dove:

τ_{cr} = tensione massima di trascinamento (kg/m²);

C^* = coefficiente di Shields, adimensionale;

γ_m = peso specifico del materiale d'alveo;


γ_w = peso specifico dell'acqua (1000 kg/m³);

d_{75} = diametro del vaglio che consente il passaggio del 75 % del materiale d'alveo (m).

Nel caso di pietrame sciolto il coefficiente di Shields vale 0.047 e il peso specifico γ_m può essere assunto pari a 2600 kg/m³.

Per il materiale non coesivo situato su un fondo non orizzontale, occorre tenere conto della riduzione della tensione massima di trascinamento $\tau_{cr,s}$ (dovuta all'effetto della pendenza della sponda) mediante un coefficiente correttivo:

$$\tau_{cr,s} = \tau_{cr} \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \varphi}{\sin^2 \theta}}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO					
	STUDIO IDRAULICO SUL FIUME ALCANTARA RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 09 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. B

in cui φ = angolo di attrito interno del materiale (non coesivo) che costituisce la sponda; θ = angolo di inclinazione della sponda sull'orizzontale.

L'equazione scritta in precedenza si presta ad alcune semplici osservazioni che risultano tuttavia essere di interesse pratico. La prima riguarda l'angolo θ che deve risultare minore di quello di attrito interno φ del materiale poiché il termine sotto radice ha significato solo se positivo; condizione questa necessaria ma non sufficiente per la stabilità del materiale.

La seconda osservazione riguarda la tensione critica sulla sponda $\tau_{cr,s}$, superata la quale prende origine il moto delle particelle, che è minore di quella τ_{cr} sul fondo. Quando cioè sul fondo si verifichi la condizione limite $\tau \cong \tau_{cr}$ il materiale della sponda è esposto alla rimozione per essere $\tau_{cr,s} \leq \tau_{cr}$; pertanto la sponda va protetta e rivestita con materiale di maggiore pezzatura rispetto a quello posto come protezione al fondo.

6.2.2 Metodo di calcolo della Federal Highway Administration (FHWA)

Nel caso in esame, il dimensionamento della scogliera di protezione può essere effettuato facendo riferimento alla formulazione della FHWA di seguito riportata:

$$d_{50} = 0.001 C_{sg} C_{sf} \frac{V_a^3}{d_{avg}^{0.5} K_1^{1.5}}$$

in cui d_{50} = diametro medio dei massi; V_a = velocità media (ft/s); d_{avg} = tirante medio (ft); $C_{sg} = 2.12/(S_g - 1)^{1.5}$; S_g = peso specifico dei massi (t/mc); $C_{sf} = (SF/1.2)^{1.5}$; $K_1 = [1 - \sin^2(\theta)/\sin^2(\varphi)]^{0.5}$; θ = inclinazione delle sponde; φ = angolo di attrito interno del materiale, applicabile per i seguenti valori dei parametri:

- pendenza alveo: 0.00006 ÷ 0.0162
- tiranti idrici: 1.5 ÷ 14.8 m
- velocità medie: 0.7 ÷ 4 m/s
- portate: 35 ÷ 2200 mc/s
- d_{50} : 0.15 ÷ 0.70 m

6.2.3 Definizione delle opere di protezione

Le protezioni al fondo e alle sponde del fiume Alcantara in corrispondenze del viadotto in progetto sono rappresentate nell'Elaborato RS2S01D09PZID0002001B "Planimetria sistemazione idraulica Fiume Alcantara – viadotto VI02").

In particolare si prevede una sistemazione spondale per un tratto di circa 90 m in destra idraulica e 110 m in sinistra idraulica, esteso sia a monte che a valle del viadotto, e una sistemazione di fondo a protezione delle zone golenali interessate dalla corrente per un evento con tempo di ritorno di 300 anni. In particolare, in sponda sinistra si prevede di profilare opportunamente le opere di protezione di sponda al fine di garantire la continuità del canale di derivazione presente, per una lunghezza complessiva di 30 m.

In sponda destra, le opere previste in golena riguardano la deviazione di un fosso esistente, per una lunghezza di circa 100 m, in quanto il tracciato viene interessato da una delle pile in progetto nonché la protezione delle sponde di un impluvio che confluisce nel fiume Alcantara, per una lunghezza di circa 85 m. Le opere previste in golena destra vengono delimitate da una protezione di sponda in massi realizzata in corrispondenza di un gradino morfologico che confina l'ambito di espansione della piena trecentennale. Le opere di protezione assecondano il tracciato planimetrico del viadotto e la dislocazione delle pile: prima della realizzazione delle protezioni spondali è da prevedersi la rimozione della porzione ritenuta interferente delle opere provvisoriale (diaframmature o pali) previste per la costruzione delle pile. Per le protezioni spondali si prevede l'utilizzo di massi legati di diametro $D=1.0$ m, mentre per le protezioni di fondo si prevede l'utilizzo di massi sciolti di diametro variabile da 0.5 a 1.0 m, individuati secondo i risultati del calcolo.

Di seguito, sono riportate le verifiche delle protezioni di sponda e sul fondo mediante le due metodologie (Shields e FHWA) precedentemente descritte. Per l'applicazione della metodologia di Shields, è stato considerato un valore della pendenza del fondo di 0.63% e un raggio idraulico (ottenuto dalla modellazione idraulica) pari a 4.6.

Tabella 6 – Verifica delle protezioni di sponda (Shields)

<i>Sponda</i>	<i>Tensione agente</i> [daN/m ²]	<i>Tensione resistente</i> [daN/m ²]	<i>Coeff. di</i> <i>sicurezza</i>
Sinistra (Pila P09)	21.92	39.33	1.79
Destra (Pila P08)	21.92	39.33	1.79

Tabella 7 – Verifica delle protezioni sul fondo (Shields)

<i>Pila</i>	<i>Tirante [m]</i>	<i>Diametro massi [m]</i>	<i>Tensione agente [daN/m²]</i>	<i>Tensione resistente [daN/m²]</i>	<i>Coeff. di sicurezza</i>
P11-P10 (sinistra)	0.30	0.5	2.70	37.60	13.9
P10-P09 (sinistra)	0.60	0.8	4.80	60.16	12.5
P08-P06 (destra)	2.80	1.0	16.80	75.20	4.5
P06-P03 (destra)	0.6	0.5	4.20	37.60	9.0

Per l'applicazione della metodologia FHWA, sono stati considerati, in via cautelativa, i seguenti valori dei parametri: θ (inclinazione delle sponde 2/3) = 34°; φ (angolo di attrito interno a riposo del materiale di protezione) = 38°; C_{sf} (fattore di sicurezza) = 2 (massimo previsto); S_g (peso specifico protezione) = 2.6 t/mc; V_a = velocità massima in corrispondenza della pila in esame.

Tabella 8 – Verifica delle protezioni di sponda (FHWA)

<i>Pila</i>	<i>Tirante [m]</i>	<i>Velocità [m]</i>	<i>Diametro massi da calcolo [m]</i>	<i>Diametro massi di progetto [m]</i>
P08 (destra)	6.01	3.1	0.60	1.0
P09 (sinistra)	3.7	3.1	0.73	1.0

Tabella 9 – Verifica delle protezioni sul fondo (FHWA)

<i>Pila</i>	<i>Tirante [m]</i>	<i>Velocità [m]</i>	<i>Diametro massi da calcolo [m]</i>	<i>Diametro massi di progetto [m]</i>
P11-P10 (sinistra)	0.30	1.0	0.10	0.5
P10-P09 (sinistra)	0.60	1.0	0.10	0.8
P08-P06 (destra)	2.80	2.4	0.40	1.0
P06-P03 (destra)	0.6	2.0	0.50	0.5

7 VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Con riferimento alle NTC 2008, al Cap. 5, Par. 5.1.2.4, si asserisce: “Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d’acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri”.

Analizzando in dettaglio quanto prescritto dal legislatore, “Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d’acqua attivo”, è chiaro il riferimento al concetto di “alveo attivo”. In geomorfologia, per “alveo attivo” si intende l’alveo interessato dalle acque di magra e di piena normali/ordinarie. Criteri di definizione della “piena ordinaria”, sono generalmente contenuti in norme a carattere regionale e/o provinciale. A tal riguardo, nella Regione Sicilia, non vi sono disposizioni sulle modalità di determinazione della cosiddetta piena ordinaria. Tuttavia, secondo la nota prot. n.79141 data 12 maggio 2015 del Servizio Ufficio del Genio Civile di Messina “INDIRIZZI APPLICATIVI DELL’ART. 96 COMMA F DEL R.D. 25 LUGLIO 1904, N. 523 – Disamina dei diversi profili di responsabilità, vigilanza e rispetto degli obblighi di legge in materia di distanze minime dal piede degli argini dei corsi d’acqua per la realizzazione di fabbriche e scavi” (Cap. 2 – Definizioni morfologiche e limiti geografici), si definisce “sponda” il confine naturale dell’ordinaria portata dell’acqua nelle sue variazioni stagionali.

Pertanto, poiché per “alveo attivo” si intende l’alveo interessato dalle piene ordinarie e per “sponda” il confine naturale della portata ordinaria del corso d’acqua, si può asserire che l’alveo attivo è la porzione dell’area fluviale incisa e compresa tra le sponde all’interno della quale hanno luogo i deflussi liquidi in condizioni di piena ordinaria. In altre regioni (ad es. Trentino Alto Adige, DPPA di Trento del 20 settembre 2013, n. 22-124/Leg), per piena ordinaria si intende la portata corrispondente ad un tempo di ritorno (Tr) di 5 anni. Quindi, con riferimento alla portata con un Tr di 5 anni (piena “ordinaria”) del F. Alcantara (circa 920 mc/s), il relativo livello idrico interessa soltanto la campata centrale del VI02 in progetto (in particolare l’area fluviale incisa e compresa tra le sponde), come mostrato in Figura 27. Inoltre, la portata con Tr 5 anni risulta contenuta anche nelle sezioni a monte dell’attraversamento in progetto, senza possibilità quindi di inondazione delle campate adiacenti.

Nell’individuazione dell’alveo attivo di un corso d’acqua si deve tenere conto anche dall’andamento planimetrico dell’alveo e delle sue modificazioni planimetriche recenti (ultimi 30-40 anni); con riferimento al F. Alcantara, negli ultimi decenni, non sono state riscontrate, come da ortofoto (fonte: <https://www.igmi.org/it> e Google Earth, dal 1989 fino al 2017) e cartografie della zona di intervento (Figura 28), variazioni planimetriche del corso d’acqua.

Pertanto, il Fiume Alcantara, in corrispondenza dell'area di intervento, ha mantenuto negli anni l'attuale assetto morfologico, senza "spostamenti" dell'alveo inciso ovvero attivo, così come rilevato nella campagna di rilievi effettuati nell'ambito del progetto in esame.

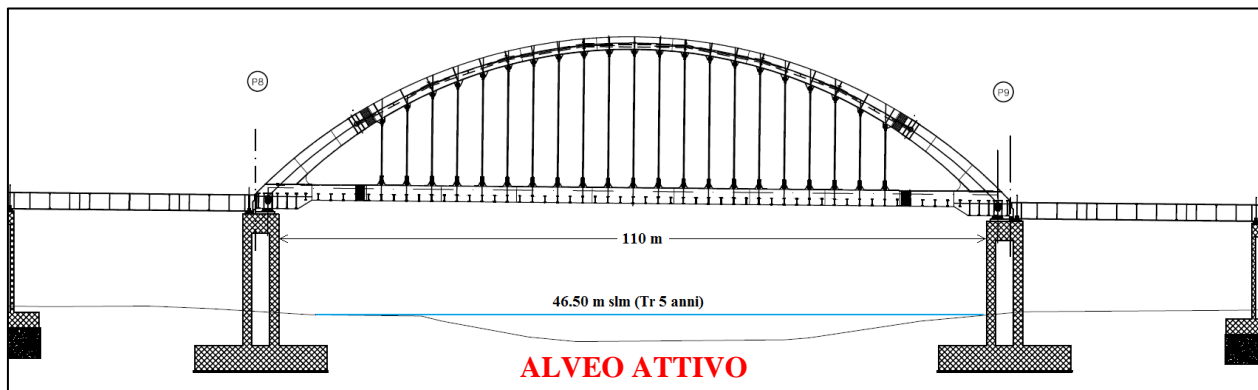


Figura 27 – Fiume Alcantara: livello idrico corrispondente alla piena ordinaria

Individuato quindi l'alveo attivo del F. Alcantara in relazione alla piena ordinaria e alle sue possibili modificazioni planimetriche, è evidente come l'opera in progetto, con la sua campata centrale di luce netta pari a 110 m, **non interessi il corso d'acqua attivo**, nel rispetto di quanto prescritto nelle NTC2008.



1989

2017

Figura 28 – Fiume Alcantara: ortofoto a confronto, 1989 vs 2017.

Con riferimento a “Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri”, come da progetto non sono previste pile all’interno dell’alveo attivo, il quale viene attraversato/superato con un’unica campata di luce netta **misurata ortogonalmente al filone principale della corrente pari a 90 m circa**. Comunque, le campate adiacenti, esterne all’alveo attivo, anche se non ortogonalmente al filone principale della corrente, sono caratterizzate da luce minima pari a 40 metri.

E’ da precisare che la stessa interpretazione della prescrizione sopra analizzata, è diventata prassi nella progettazione degli attraversamenti dei corsi d’acqua. Tra gli esempi che hanno ottenuto tutte le autorizzazioni di legge da parte degli enti competenti dopo l’entrata in vigore delle NTC 2008, si possono citare i viadotti previsti nell’ambito del Progetto Definitivo “*LINEA PESCARA - BARI , RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI – LESINA*” e del Progetto Definitivo “*ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. I LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.*”

Le fondazioni di tutte le pile raggiungono lo strato roccioso inderodibile per cui lo scalzamento massimo è noto e le fondazioni sono dimensionate per sostenerlo. Nessun fenomeno od evento può verificarsi per far approfondire l’escavazione massima possibile. Infatti anche un eventuale problema dovuto al deposito di materiale flottante in corrispondenza del plinto di fondazione che potrebbe “allargare” fittiziamente il diametro delle pile determinando un potenziale aumento dello scavo stesso, non potrà arrivare ad intaccare la roccia su cui le fondazioni sono intestate.

Il franco tra livelli idrici caratteristici della piena duecentennale è superiore ai 10 metri per ogni campata - rispetto al minimo richiesto di almeno 1,5 metri - e quindi l’eventuale materiale flottante può facilmente transitare oltre l’attraversamento ferroviario.

E’ poi da sottolineare che, nel confronto tra ante e post operam, i rigurgiti evidenziati dai risultati del modello bidimensionale dovuti alla presenza delle pile nonché l’ampiezza delle aree allagabili, non evidenziano variazioni significative. Inoltre, nelle simulazioni idrauliche post operam, è stato considerato anche l’intervento di rimodellamento morfologico del terreno, a monte del viadotto (in sinistra idraulica), opportunamente inserito nella geometria del modello mono-bidimensionale; tale intervento si configura come un’opera in terra (duna o collina artificiale), che verrà realizzata con le stesse modalità dei rilevati ferroviari, secondo le indicazioni riportate nel Capitolo 5.5.5 del “*Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili*” (elaborato RFIDTCSISPIFS001A). In particolare, gli strati verranno stesi e costipati con la pendenza indicata in progetto (elaborati

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO					
	STUDIO IDRAULICO SUL FIUME ALCANTARA RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 09 RI	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. B

RS2S01D09W9ID0002001B, RS2S01D09PZID0002001B); non verrà realizzato lo strato di terreno supercompattato; l'ultimo strato dell'opera in terra avrà le stesse caratteristiche degli strati sottostanti e sarà ricoperto da uno strato (10 cm) di terreno vegetale. Per la realizzazione dell'intera opera in terra, saranno riutilizzate le terre e i materiali provenienti dagli scavi. Nell'area interessata dal rimodellamento morfologico, sono previste inoltre opere di sistemazione a verde, per ripristinare la funzione ecosistemica del corso d'acqua (per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati specialistici).

Al fine poi di mantenere la configurazione dell'alveo il più possibile inalterata tra ante e post operam, sono state previste adeguate protezioni idrauliche in tutte le aree interessate dai lavori di costruzione del viadotto e per un'estensione pari agli allagamenti che si verificano con tempo di ritorno trecentennale.

8 BIBLIOGRAFIA

- Cannarozzo M., D'Asaro F., Ferro V., *Valutazione delle piene in Sicilia*, Istituto di Idraulica dell'Università di Palermo e GNDCI (Gruppo Nazionale per la difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche), Palermo, 1993.
- Caroni E., D'Alpaos L., Fattorelli S., Rossi F., Ubertini L., Versace P., Marchi E., *Valutazione delle piene*, C.N.R. °165, 1982.
- Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (elaborato RFIDTCSISPIFS001A).
- Da Deppo L., Datei C., *Fognature*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2005.
- Da Deppo L., Datei C., Salandin P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2004.
- Ferro V., *La sistemazione dei bacini idrografici*, McGraw-Hill, Milano, 2006.
- FHWA (1989). *Design of riprap revetment*. HEC 11, FHWA Publication Number: IP-89-016, United State Department of Transportation, Washington, DC, USA.
- Ghetti A., *Idraulica*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 1996.
- Infrastrutture ferroviarie strategiche definite dalla Legge Obiettivo n. 443/01, *Raddoppio Messina-Catania Tratta Giampileri-Fiumefreddo – Progetto Preliminare - Relazione Idrologica*, 2003.
- Lo Bosco D., Leonardi G., Scopelliti F., *Il dimensionamento delle opere idrauliche a difesa del corpo stradale*, Quaderno di Dipartimento - Serie Didattica, Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria, 2002.
- Maione U., *Appunti di idrologia 3*. Le piene fluviali, La Goliardica Pavese, 1977
- Marani M., *Processi e modelli dell'Idrometeorologia*, Dispense, 2005.
- Melville, B.W., Raudakivi, A.J., *Effects of Foundation Geometry on Bridge Pier Scour*. J. Hydraul. Eng. , 122, pp. 203-209. 1996

Pestana, R., Matias, M., Canelas, M., Araujo, A., Roque, D., Van Zeller, E., Trigo-Teixeira, A., Ferreira, R., Oliveira, R., Heleno, S. *Calibration of 2D hydraulic inundation models in the floodplain region of the lower Tagus River*. Proc. 'ESA Living Planet Symposium 2013', Edinburg, UK, 9-13 Settembre 2013.

Prescrizioni generali per la progettazione di RFI (PTP).

Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana – Relazione Generale*, 2004.

Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) - Area Territoriale tra i bacini del F. Simeto e del F. Alcantara (095) – Relazione*, 2006.

Regione Siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente, *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) – Bacino idrografico del Fiume Alcantara (096) – Relazione*, 2006.

Sheppard, D.M., Melville, B., Demir, H. (2013). *Evaluation of existing equations for local scour at bridge piers*. J. Hydraulic Eng., doi: 10.1061/ASCE_HY.1943-7900.0000800.

Studi idrogeologici, idraulici e geologici di 5 siti instabili, *Linea Catania-Messina Tratta Ali-Galati – Studio idrologico-idraulico - Relazione Idrologica*, 2010.

Ven Te Chow, *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, USA, 1959.