

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA
I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA

STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA
Relazione idraulica modello bidimensionale

SCALA:

-

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

IF0G 01 D 09 RI ID0002 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M. Coccato	Luglio 2017	F. Cabas	Luglio 2017	D. Aprea	Luglio 2017	A. Vittorzi
								Luglio 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° A2078

INDICE

1.	PREMESSA	6
1.1	ELABORATI ANNESSI.....	8
2.	INQUADRAMENTO GENERALE E OBIETTIVI DELLO STUDIO	11
2.1	PERICOLOSITÀ IDRAULICA NELL' AREA DI STUDIO.....	11
2.2	OBIETTIVI DELLO STUDIO IDRAULICO	13
3.	DATI DI BASE	14
3.1	RILIEVI TOPOGRAFICI.....	14
3.2	OPERE ESISTENTI O IN FASE DI REALIZZAZIONE NELLE AREE DI STUDIO	14
3.3	OPERE DI PROGETTO	17
3.3.1	<i>Viadotto VI01</i>	17
3.3.2	<i>Viadotto VI04</i>	17
4.	IMPLEMENTAZIONE DEI MODELLI IDRAULICI	18
4.1	IL MODELLO DI CALCOLO	18
4.2	GEOMETRIA DEL MODELLO	20
4.2.1	<i>Viadotto VI01</i>	20
4.2.2	<i>Viadotto VI04</i>	20
4.3	SCABREZZE.....	21
4.4	SCENARI SIMULATI.....	22
5.	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE	25
5.1	VIADOTTO VI01.....	25
5.1.1	<i>Scenario ante operam e confronto con perimetrazione PAI</i>	25
5.1.2	<i>Scenario post operam e confronto con scenario ante operam</i>	27
5.1.3	<i>Verifica del franco di progetto</i>	28

5.1.4	<i>Opere provvisionali</i>	30
5.2	VIADOTTO VI04.....	31
5.2.1	<i>Scenario ante operam e confronto con perimetrazione PAI</i>	31
5.2.2	<i>Scenario post operam e confronto con scenario ante operam</i>	32
5.2.3	<i>Verifica del franco di progetto</i>	34
5.2.4	<i>Opere provvisionali</i>	36
6.	SISTEMAZIONI IDRAULICHE.....	37
6.1	VERIFICA ALLO SCALZAMENTO.....	37
6.1.1	<i>Metodo di calcolo dello scalzamento</i>	37
6.1.2	<i>Viadotto VI01</i>	41
6.1.3	<i>Viadotto VI04</i>	43
6.2	VERIFICA DELL'EROSIONE DELL'ALVEO	45
6.2.1	<i>Metodo di calcolo delle tensioni agenti e resistenti</i>	45
6.2.2	<i>Viadotto VI01</i>	48
6.2.3	<i>Viadotto VI04</i>	49
7.	VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	52
7.1.1	<i>Viadotto VI01 – VI04</i>	52
7.1.2	<i>Viadotto VI02 – VI03</i>	53
7.1.3	<i>Inalveazioni minori</i>	54
7.1.4	<i>Interferenze con viabilità di progetto a servizio dell'infrastruttura ferroviaria principale</i>	54

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	– Corografia Generale Itinerario Napoli – Foggia – Bari	6
Figura 2	– Inquadramento dell' intervento (Tratta Apice – Hirpinia)	7
Figura 3	– Stralcio planimetrico del PAI vigente in corrispondenza del viadotto VI01 di progetto	12
Figura 4	– Stralcio planimetrico del PAI vigente in corrispondenza del viadotto VI04 di progetto	13

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA					
	Relazione idraulica modello bidimensionale	COMMESSA IF0G	LOTTO 01 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

Figura 5 – Progetto del ripristino dell’attraversamento stradale della SP163 sul torrente Ufita in località Apice.....	16
Figura 6 – Estensione del modello idraulico: in verde il dominio di calcolo 2D del viadotto VI01, in rosso gli input idrologici.....	19
Figura 7 – Estensione del modello idraulico: in verde il dominio di calcolo 2D del viadotto VI04, in rosso gli input idrologici.....	19
Figura 8 – Mesh di calcolo nello stato di progetto (viadotto VI01 in alto e viadotto VI04 in basso).	23
Figura 9 – Mesh di calcolo nella fase provvisoria (viadotto VI01 in alto e viadotto VI04 in basso).	24
Figura 10 – Confronto aree di allagamento scenario ante operam TR100 anni (in azzurro) e area P3 del PAI (in verde).....	26
Figura 11 – Confronto aree di allagamento scenario ante operam TR300 anni (in azzurro) e area P1 del PAI (in verde).....	26
Figura 12 – Confronto aree di allagamento ante operam (in verde) e post operam (in blu) per i diversi tempi di ritorno in corrispondenza del viadotto VI01.....	28
Figura 13 – Confronto aree di allagamento scenario ante operam TR100 anni (in azzurro) e area P3 del PAI (in verde).....	31
Figura 14 – Confronto aree di allagamento scenario ante operam TR300 anni (in azzurro) e area P1 del PAI (in verde).....	32
Figura 15 – Confronto aree di allagamento ante operam (in verde) e post operam (in blu) per i diversi tempi di ritorno in corrispondenza del viadotto VI04.....	33
Figura 16 – Forze agenti su di un grano, posizionato su una sponda, impiegate nelle equazioni di equilibrio di Lane	46
Figura 17 – Sezione trasversale della sistemazione dell’alveo in corrispondenza del viadotto VI04.	50
Figura 18 – Strada di progetto e perimetrazione PAI.	55
Figura 19 – Aree allagate ottenute dal modello idraulico in prossimità del viadotto VI04.	56

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Elenco elaborati annessi.	8
Tabella 2 – Equiparazione delle fasce fluviali alle fasce di pericolosità.	12
Tabella 3 – Valori dei coefficienti di scabrezza tipici per corsi d’acqua in pianura [V.T. Chow].	21
Tabella 4 – Valori dei coefficienti di scabrezza per diverse coperture del suolo.	21
Tabella 5 – Verifica del franco idraulico del viadotto VI01 secondo le indicazioni di normativa e regolamenti di progettazione vigenti.	30

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA</p>					
<p>Relazione idraulica modello bidimensionale</p>	<p>COMMESSA IF0G</p>	<p>LOTTO 01 D 09</p>	<p>CODIFICA RI</p>	<p>DOCUMENTO ID0002 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 5 di 56</p>

Tabella 6 – Verifica del franco idraulico del viadotto VI04 secondo le indicazioni di normativa e regolamenti di progettazione vigenti.	35
Tabella 7 – Valori utilizzati per il calcolo dello scalzamento .delle pile del viadotto VI01	41
Tabella 8 – Scavo localizzato in corrispondenza delle pile del viadotto VI01	42
Tabella 9 – Caratteristiche delle fondazioni delle pile e scavo localizzato in caso di fondazioni interessate dalla corrente.	42
Tabella 10 – Valori utilizzati per il calcolo dello scalzamento .delle pile del viadotto VI04.....	43
Tabella 11 – Scavo localizzato in corrispondenza delle pile del viadotto VI04.....	43
Tabella 12 – Caratteristiche delle fondazioni delle pile e scavo localizzato in caso di fondazioni interessate dalla corrente.	44
Tabella 13 – Diametri delle sistemazioni idrauliche in golena in funzione della velocità della corrente	48
Tabella 14 – Verifica delle protezioni di sponda.....	49
Tabella 15 – Verifica delle protezioni al fondo	49
Tabella 16 – Verifica delle protezioni della sistemazione dell'alveo	51
Tabella 17 – Verifica delle protezioni al fondo	51

1. PREMESSA

Gli interventi previsti all'interno del presente Progetto Definitivo si inseriscono nel più ampio ambito di riqualificazione e potenziamento dell'itinerario ferroviario Roma – Napoli – Bari, finalizzati a rispondere all'esigenza prioritaria di miglioramento delle connessioni interne del Mezzogiorno, con l'obiettivo di realizzare una rete di servizi ai fini di ottimizzare lo scambio commerciale, culturale e turistico tra le varie città e relative aree. Sotto il profilo funzionale e strutturale, la realizzazione dell'alta capacità Napoli – Bari, unitamente all'attivazione del sistema ferroviario dell'alta velocità Roma – Napoli, favorirà l'integrazione dell'infrastruttura ferroviaria del Sud – Est con le Diretrici di collegamento al Nord del Paese e con l'Europa, a sostegno dello sviluppo socio-economico del Mezzogiorno, riconnettendo due aree, quella campana e quella pugliese.

La riqualificazione e lo sviluppo dell'itinerario Roma/Napoli – Bari prevede interventi di raddoppio delle tratte ferroviarie a singolo binario e varianti agli attuali scenari perseguendo la scelta delle migliori soluzioni che garantiscano la velocizzazione dei collegamenti e l'aumento dell'offerta generalizzata del servizio ferroviario, elevando l'accessibilità al servizio medesimo nelle aree attraversate.



Figura 1 – Corografia Generale Itinerario Napoli – Foggia – Bari

La variante oggetto del presente Progetto Definitivo interessa il tratto centrale della direttrice Napoli – Bari, si colloca in territorio campano e i comuni attraversati sono rispettivamente per la provincia di Avellino: Ariano Irpino, Grottaminarda e Melito Irpino, Flumeri; per la provincia di Benevento: Apice, S. Arcangelo Trimonte e Paduli.

Il tracciato risulta in completa variante rispetto alla linea storica e si compone di:

- linea principale Apice - Hirpinia, mediante la realizzazione di una nuova tratta di linea a doppio binario di circa 19 km, la cui progressivazione parte ad Hirpinia km 0+000,000 e si conclude ad Apice km 18+713,205; l'inizio intervento si prevede al km 0+310,000;
- Galleria Grottaminarda (1990 m), Galleria Melito (4460m), Galleria Rocchetta (6500m);
- Viadotto VI01(605m), VI02 (180m), VI03 (400m), VI04 (680m);
- nuova fermata di Apice;
- nuova stazione di "Hirpinia", nel territorio comunale di Ariano Irpino, la cui posizione risulta baricentrica rispetto ai potenziali bacini di utenza, che verranno collegati tramite un nuovo asse viario connesso alla rete attuale.

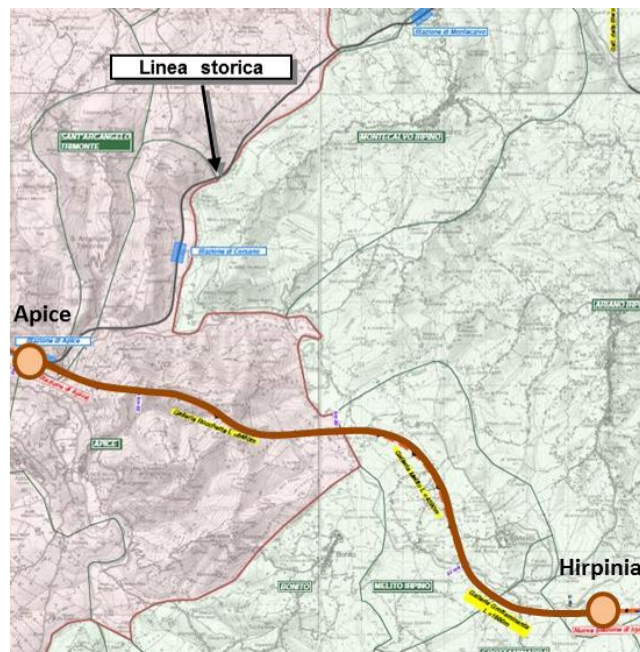


Figura 2 – Inquadramento dell' intervento (Tratta Apice – Hirpinia)

Nella presente relazione si espongono le analisi idrauliche sciolte ai fini della verifica della funzionalità e della sicurezza dei manufatti di presidio idraulico dei viadotti VI01 e VI04, per le quali sono stati implementati due modelli idraulici di tipo bidimensionale.

Per la verifica dei viadotti VI02 e VI03, analizzati mediante un modello idraulico monodimensionale, si rimanda alla specifica relazione.

1.1 Elaborati annessi

Tabella 1 – Elenco elaborati annessi.

ELABORATO	SCALA	CODIFICA
Relazione idraulica modello bidimensionale		IF0G01D09RIID0001002A
Relazione idrologica		IF0G01D09RIID0001001A
Corografia dei bacini e reticolo idrografico – Tavola 1 di 2	1:50.000	IF0G01D09P2ID0001001A
Corografia dei bacini e reticolo idrografico – Tavola 1 di 2	1:50.000	IF0G01D09P2ID0001002A
Stralcio PAI - Tavola 1 di 2	1:2.000	IF0G01D09P6ID0001001A
Stralcio PAI - Tavola 2 di 2	1:2.000	IF0G01D09P6ID0001002A
Planimetria livelli idrici ante e post operam - Tr30 anni	1:2.000	IF0G01D09P6ID0001003A
Planimetria livelli idrici ante e post operam – Tr100 anni	1:2.000	IF0G01D09P6ID0001004A
Planimetria livelli idrici ante e post operam – Tr300 anni	1:2.000	IF0G01D09P6ID0001005A
Planimetria velocità ante e post operam - Tr30 anni	1:2.000	IF0G01D09P6ID0001006A
Planimetria velocità ante e post operam – Tr100 anni	1:2.000	IF0G01D09P6ID0001007A
Planimetria velocità ante e post operam – Tr300 anni	1:2.000	IF0G01D09P6ID0001008A
Sezioni significative con livelli ante e post operam - Tr30 anni	1:500	IF0G01D09W8ID0001001A
Sezioni significative con livelli ante e post operam – Tr100 anni	1:500	IF0G01D09W8ID0001002A
Sezioni significative con livelli ante e post operam - Tr300 anni	1:500	IF0G01D09W8ID0001003A
Profilo di rigurgito ante e post operam – Tr30 anni	1:2.000	IF0G01D09F6ID0001001A

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01 D 09	RI	ID0002 001	A	9 di 56

ELABORATO	SCALA	CODIFICA
Profilo di rigurgito ante e post operam – Tr100 anni	1:2.000	IF0G01D09F6ID0001002A
Profilo di rigurgito ante e post operam – Tr300 anni	1:2.000	IF0G01D09F6ID0001003A
Sistemazione idraulica Fiume Ufita – planimetria viadotto VI01	1:500	IF0G01D09P8ID0001001A
Sistemazione idraulica Fiume Ufita – planimetria viadotto VI04	1:500	IF0G01D09P8ID0001002A
Sistemazione idraulica Fiume Ufita – sezioni viadotto VI01	1:200	IF0G01D09W9ID0001001A
Sistemazione idraulica Fiume Ufita – sezioni viadotto VI04	1:200	IF0G01D09W9ID0001002A
Sistemazione idraulica Fiume Ufita – particolari e sezioni	Varie	IF0G01D09AZID0002001A
Relazione idraulica attraversamenti maggiori		IF0G01D11RIID0002011A
Relazione idraulica attraversamenti minori		IF0G01D11RIID0002012A
Planimetria ante e post operam T. Ufita – Viadotto VI02 Tr 300 anni	1:2.000	IF0G01D11P6ID0002001A
Planimetria ante e post operam T. Ufita – Viadotto VI02 Tr 5 anni	1:2.000	IF0G01D11P6ID0002002A
Planimetria ante e post operam T. Ufita – Viadotto VI03 Tr 300 anni	1:2.000	IF0G01D11P6ID0002003A
Planimetria ante e post operam T. Ufita – Viadotto VI03 Tr 5 anni	1:2.000	IF0G01D11P6ID0002004A
Profilo ante e post operam – Viadotto VI02	1:1.000	IF0G01D11F7ID0002001A
Profilo ante e post operam – Viadotto VI03	1:1.000	IF0G01D11F7ID0002002A
Sezioni ante e post operam T. Ufita – Viadotto VI02 Tr 300 anni	1:200	IF0G01D11W9ID0002001A
Sezioni ante e post operam T. Ufita – Viadotto VI02 Tr 5 anni	1:200	IF0G01D11W9ID0002002A
Sezioni ante e post operam T. Ufita – Viadotto VI03 Tr 300 anni	1:200	IF0G01D11W9ID0002003A
Sezioni ante e post operam T. Ufita – Viadotto VI03 Tr 5 anni	1:200	IF0G01D11W9ID0002004A
Sistemazioni idrauliche – Viadotto VI02	1:500	IF0G01D11P8ID0002001A
Sistemazioni idrauliche – Viadotto	1:500	IF0G01D11P8ID0002002A

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01 D 09	RI	ID0002 001	A	10 di 56

ELABORATO	SCALA	CODIFICA
VI03		
Sistemazioni idrauliche – Inalveazione IN01	Varie	IF0G01D11AZID0002001A
Sistemazioni idrauliche – Inalveazione IN02	Varie	IF0G01D11AZID0002002A
Sistemazioni idrauliche – Inalveazioni minori IN03 – IN04- IN05 – IN06	1:500	IF0G01D11P8ID0002003A
Sistemazioni idrauliche – Tipologici sezioni e tombini inalveazioni minori	1:20	IF0G01D11PCID0002001A
Sistemazioni idrauliche - particolari	Varie	IF0G01D11PZID0002001A

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA					
Relazione idraulica modello bidimensionale	COMMESSA IF0G	LOTTO 01 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 11 di 56

2. INQUADRAMENTO GENERALE E OBIETTIVI DELLO STUDIO

2.1 Pericolosità idraulica nell'area di studio

L'Autorità di Bacino Nazionale del Liri Garigliano Volturno ha elaborato le mappe della pericolosità idraulica nell'ambito della redazione del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) attualmente vigente con alcune integrazioni derivanti da studi disponibili su ulteriori ambiti territoriali e non ancora utilizzati per adozioni di estensioni/varianti dei Piani Stralcio vigenti.

In particolare L'Autorità di Bacino, nell'ambito della redazione del PAI, ha individuato le aree inondabili per Tempo di Ritorno pari a 30, 100 e 300 anni e la delimitazione delle fasce fluviali A, B1, B2, B3, C.

La definizione delle fasce è quella riportate nelle Norme Tecniche del PAI ovvero:

- la **Fascia A** viene definita come l'alveo di piena che assicura il libero deflusso della piena corrispondente ad un periodo di ritorno pari a 100 anni;
- la **Fascia B** comprende le aree inondabili dalla piena con periodo di ritorno $T < 100$ anni. In particolare sono state considerate tre sottofasce:
 - la **sottofascia B1** è quella compresa tra l'alveo di piena e la linea più esterna tra la congiungente l'altezza idrica $h=30$ cm delle piene con periodo di ritorno $T=30$ anni e altezza idrica $h=90$ cm delle piene con periodo di ritorno $T=100$ anni;
 - la **sottofascia B2** è quella compresa fra il limite della Fascia B1 e quello dell'altezza idrica $h=30$ cm delle piene con periodo di ritorno $T=100$ anni;
 - la **sottofascia B3** è quella compresa fra il limite della Fascia B2 e quello delle piene con periodo di ritorno $T=100$ anni.
- la **Fascia C** è quella interessata dalla piena relativa a $T = 300$ anni o dalla piena storica nettamente superiore alla piena di progetto.

Secondo gli indirizzi Ministeriali, ai fini del processo di equiparazione della classificazione di pericolosità idraulica per l'intero Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, l'Autorità di Bacino ha configurato il passaggio dalle mappe delle fasce fluviali e aree inondabili alle mappe di pericolosità.

L'equiparazione delle fasce fluviali alle tre classi di pericolosità idraulica, è riportata in Tabella 2:

Tabella 2 – Equiparazione delle fasce fluviali alle fasce di pericolosità.

Fascia	Pericolosità	Descrizione
A	P3	Pericolosità elevata
B1-B2-B3	P2	Pericolosità media
C	P1	Pericolosità bassa

Nell'Elaborato "Stralcio PAI" è rappresentata la pericolosità idraulica nelle aree di intervento, come stabilita dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico – Rischio idraulico dell'Autorità di Bacino dei fiumi Liri – Garigliano e Volturno.

Dalla perimetrazione delle aree di pericolosità vigente risulta che i viadotti di progetto presentano pile di sostegno che ricadono all'interno di aree a pericolosità idraulica elevata P3 del PAI.

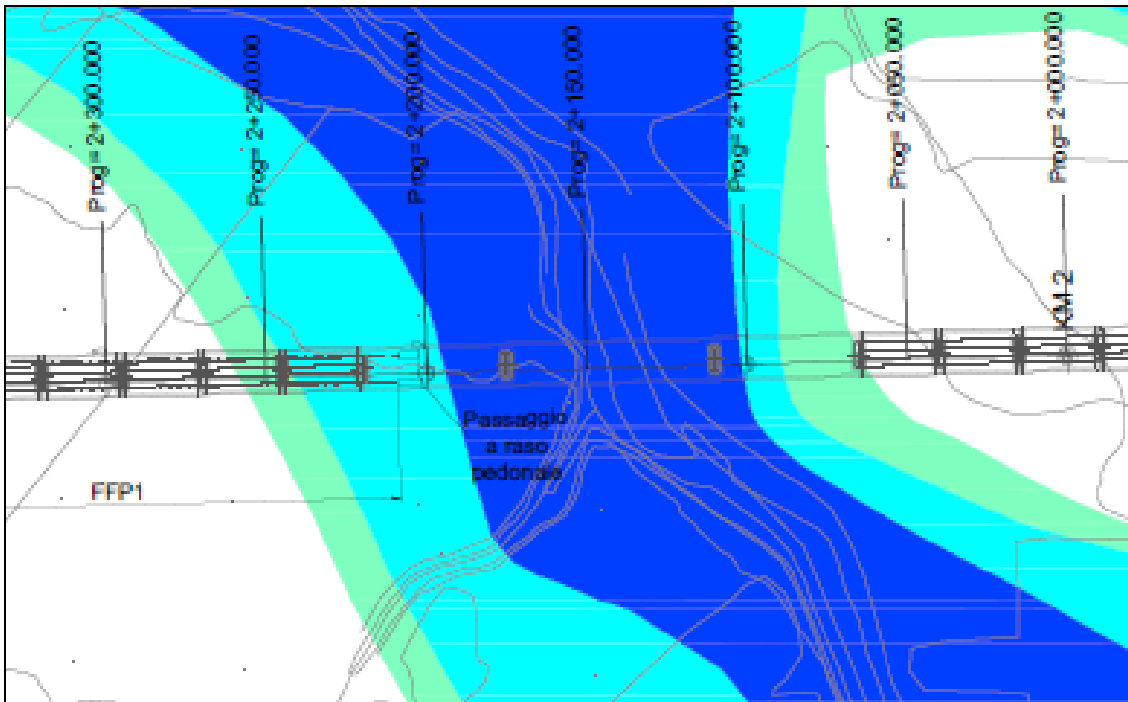


Figura 3 – Stralcio planimetrico del PAI vigente in corrispondenza del viadotto VI01 di progetto

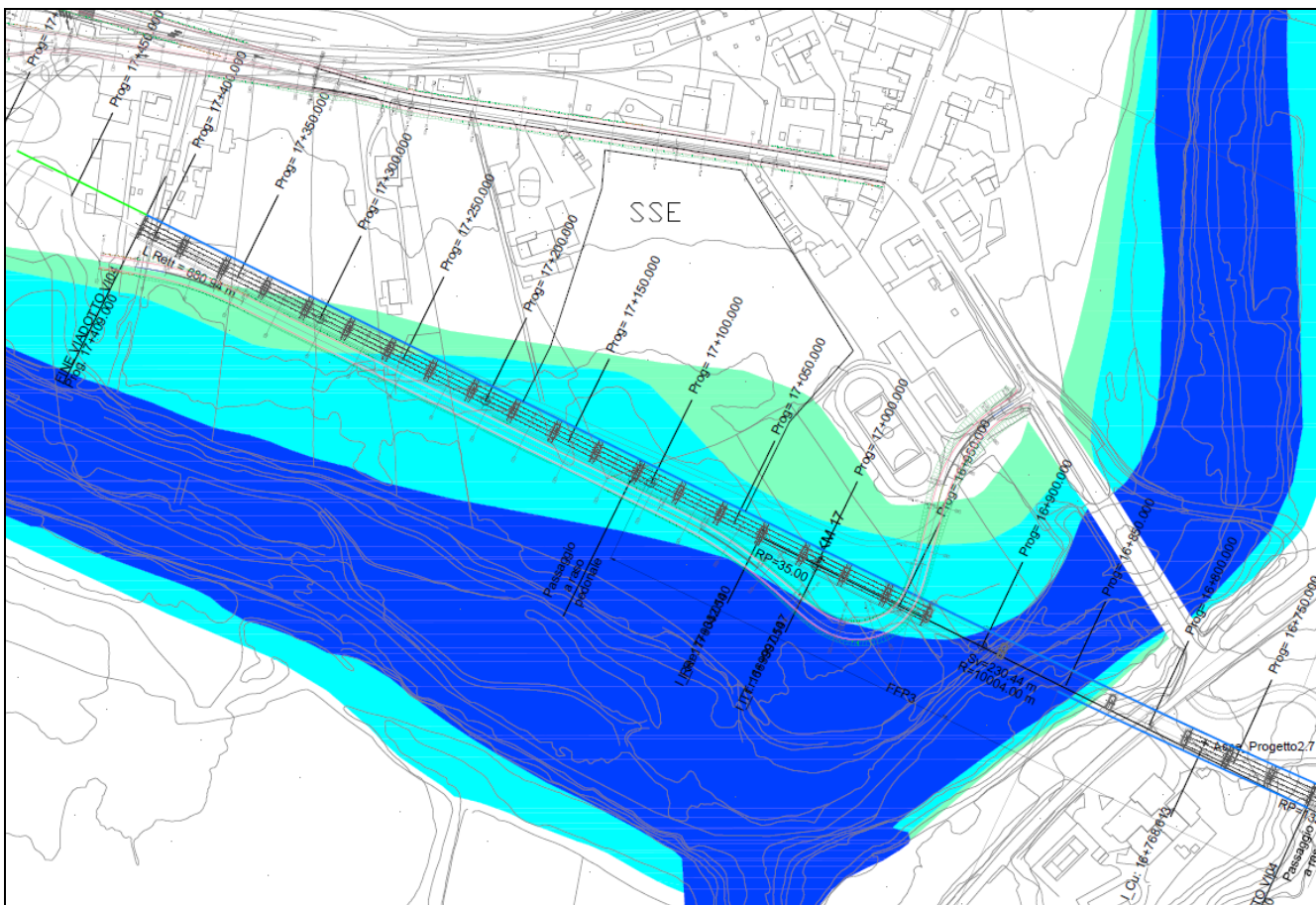


Figura 4 – Stralcio planimetrico del PAI vigente in corrispondenza del viadotto VI04 di progetto

2.2 Obiettivi dello studio idraulico

L'obiettivo dello studio è quello di verificare la compatibilità idraulica degli interventi di progetto.

L'analisi della configurazione ante operam simulata mediante l'implementazione di idonei modelli matematici permette di evidenziare eventuali differenze rispetto alle perimetrazioni di pericolosità idraulica elaborato dall'Autorità di Bacino dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno. Il confronto tra la configurazione ante e post operam per i vari tempi di ritorno analizzati permette di individuare gli effetti della realizzazione dell'infrastruttura di progetto in termini di aree di allagamento e livelli idrometrico, effettuando anche un'analisi sull'effetto di rigurgito indotto dalla presenza delle opere. Tali effetti, inevitabili nel momento in cui si realizza un'opera in aree interessate dalla corrente, sono stati ridotti al minimo adottando scelte progettuali che consentano di minimizzare gli effetti della presenza delle opere di progetto.

Gli attraversamenti di progetto devono garantire un franco di sicurezza sui livelli di piena al fine di evitare funzionamento in pressione o scavalco dell'infrastruttura stessa. Inoltre si deve garantire la funzionalità dell'opera in caso di ostruzioni delle luci dovute alla presenza di materiale flottante.

Dal punto di vista della sicurezza e stabilità delle opere interessate dalle corrente, le fondazioni dei viadotti devono garantire il loro funzionamento anche in caso di scavo localizzato.

3. DATI DI BASE

3.1 Rilievi topografici

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

- Sezioni trasversali dell'alveo ottenute da apposita campagna topografica, ed in particolare:
 - In prossimità del viadotto VI01, 18 sezioni del torrente Ufita e 5 sezione del torrente Fiumarella;
 - In prossimità del viadotto VI04, 31 sezioni del torrente Ufita e 8 sezione del fiume Calore
- Rilievo lasealtrimetrico (LiDAR) fornito da ITALFERR
- Rilievo laseraltimetrico (LiDAR) realizzato nell'ottobre 2011 dal Ministero dell'Ambiente, della Tutela del Territorio e del Mare (MATTM).

Il confronto tra le sezioni trasversali ottenute dal rilievo topografico e il rilievo LiDAR ITALFERR 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 affermare che il rilievo LiDAR di ITALFERR è stato eseguito in un periodo di secca del torrente Ufita e pertanto è possibile utilizzare le sole informazioni del rilievo laseraltimetrico, il quale risulta completo anche delle informazioni batimetriche.

Il confronto tra il LiDAR ITALFERR e il LiDAR MATTM ha evidenziato una differenza costante di circa 25 cm tra i due rilievi. Al fine di integrare i due rilievi per utilizzarli nella modellazione bidimensionale il rilievo MATTM è stato quindi abbassato di 25 cm.

3.2 Opere esistenti o in fase di realizzazione nelle aree di studio

All'interno dell'area di studio del viadotto VI01 non sono presenti altri opere interferenti con il torrente Ufita e con il torrente Fiumarella.

Differente è la situazione nell'area di studio del viadotto VI04 dove è presente a monte un attraversamento stradale relativo alla strada SP163. Tale attraversamento è stato fortemente danneggiato da un evento di piena nel dicembre 2013, in seguito al quale si è verificato il crollo di una delle pile di sostegno dell'impalcato.

A seguito di tale evento, è stato nominato un Commissario Delegato, che ha disposto la realizzazione di un progetto per il ripristino della funzionalità totale dell'opera, il quale prevede la ricostruzione di un ponte su pile in corrispondenza della posizione attuale e il ripristino di una briglia a valle, con quota di sfioro pari a 151.60 m s.m.m. Inoltre, il progetto prevede alcune sistemazioni delle scarpate a monte e a valle del ponte.

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01 D 09	RI	ID0002 001	A	16 di 56

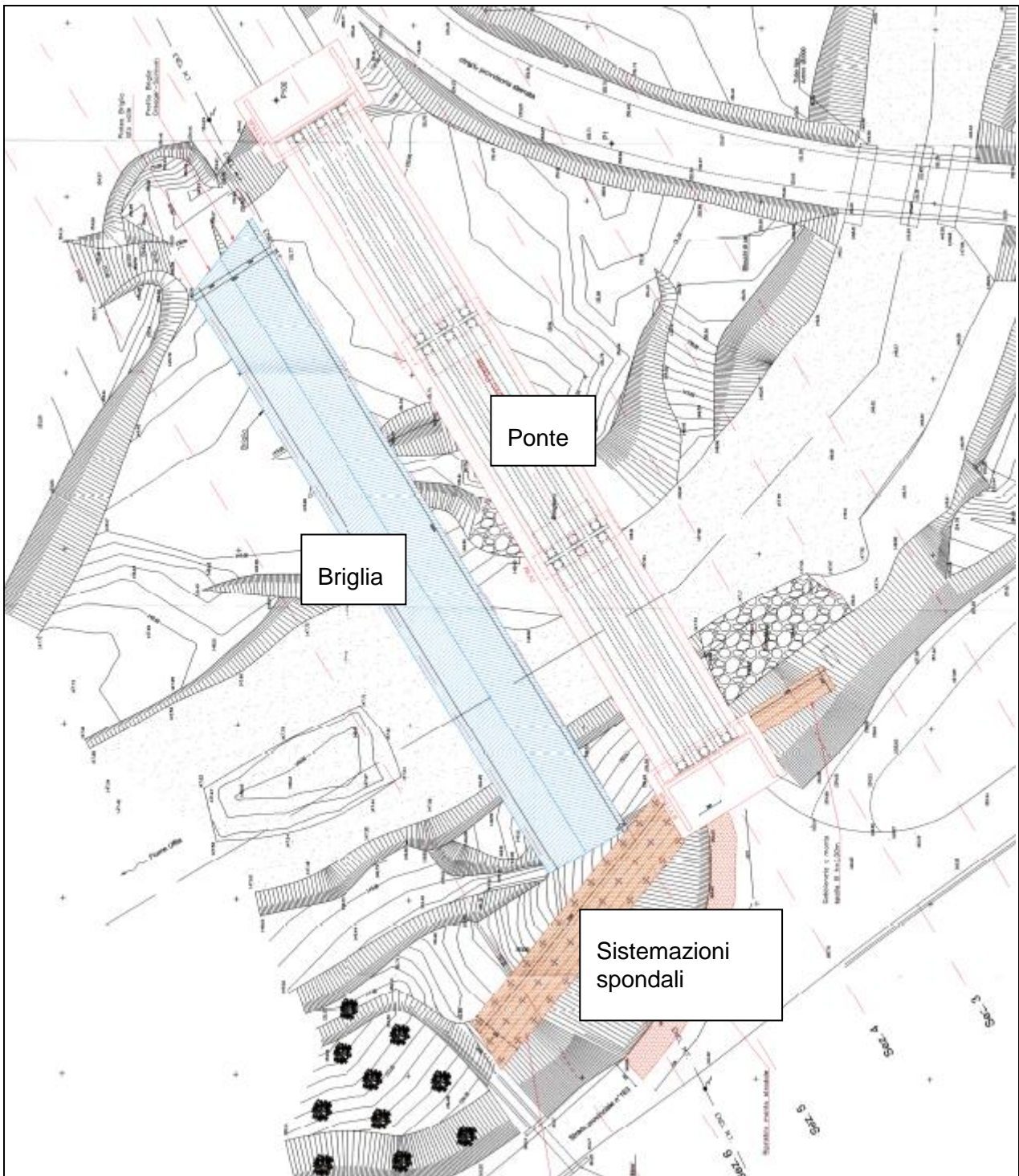


Figura 5 – Progetto del ripristino dell'attraversamento stradale della SP163 sul torrente Ufita in località Apice..

3.3 Opere di progetto

Le opere di progetto sono costituite dagli attraversamenti VI01, collocato alla progressiva 2+150.00 della linea ferroviaria Apice – Hirpinia, e VI04 alla progressiva 16+875.00.

3.3.1 Viadotto VI01

Il viadotto VI01 è costituito da 22 pile, che permettono l'attraversamento della valle del torrente Ufita a monte della confluenza del torrente Fiumarella.

Le pile in prossimità dell'alveo sono le pile P13 (destra idraulica) e P14 (sinistra idraulica), poste ad un interasse di 65 m, mentre le altre pile sono collocate ad una distanza di 25 m tra di loro, eccetto che per le pile P14-P15 e P12-P13 che hanno un interasse di 45 m.

3.3.2 Viadotto VI04

Il viadotto VI04 è costituito da 24 pile, che permettono l'attraversamento della valle del torrente Ufita prima che confluisca nel fiume Calore.

Le pile in prossimità dell'alveo sono le pile P4 (sinistra idraulica) e P5 (destra idraulica), poste ad un interasse di 65 m, mentre le altre pile sono collocate ad una distanza di 25 m tra di loro, eccetto che per le pile P3-P4 e le pile P5-P6 che hanno un interasse di 45 m.

4. IMPLEMENTAZIONE DEI MODELLI IDRAULICI

4.1 Il modello di calcolo

L'analisi idraulica è stata svolta implementando il modello matematico InfoWorks ICM sviluppato dall'azienda inglese Innowyze (ex HR Wallingford software).

InfoWorks ICM è un recente e completo applicativo di simulazione idraulica, nato per consentire la modellazione numerica integrata di reti di drenaggio costituite da alvei fluviali, reticoli di bonifica e fognature urbane. All'interno di un'unica interfaccia utente, si possono rappresentare sezioni fluviali aperte con approccio monodimensionale, ambiti in cui il moto avviene con andamento bidimensionale, reti di drenaggio chiuse e un numero elevato di tipologie di manufatti presenti in ambito fluviale o fognario (ponti, soglie, sollevamenti, scaricatori di piena, ecc.).

Le aste fluviali possono essere liberamente rappresentate, secondo le preferenze dell'utente, con un dominio interamente 2D (comprendente sia l'alveo inciso che le golene) o con uno schema misto (generalmente 1D per l'alveo inciso e 2D per le zone di espansione golenali).

Nell'ambito del presente studio si è scelto di schematizzare la geometria di calcolo mediante un modello completamente bidimensionale, a seguito dei risultati del confronto tra le sezioni topografiche e i rilievi LiDAR disponibili.

La scelta della modellazione bidimensionale di questi due viadotti è nata dall'esigenza di modellare in maniera accurata le due aree di interesse che si trovano in prossimità della confluenza del torrente Ufita con il torrente Fiumarella (nei pressi del viadotto VI01) e del fiume Calore (nei pressi del viadotto VI04).

Il dominio di calcolo in entrambi i modelli è stato esteso a monte per una distanza sufficiente da permettere la rappresentazione dell'allagamento dell'intera area golenale mentre a valle il dominio è stato esteso per diversi chilometri al fine di rendere ininfluenti le condizioni di valle sul comportamento idraulico del fiume in prossimità degli attraversamenti di progetto.

I domini di calcolo sono rappresentati in Figura 6 e Figura 7.

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01 D 09	RI	ID0002 001	A	19 di 56

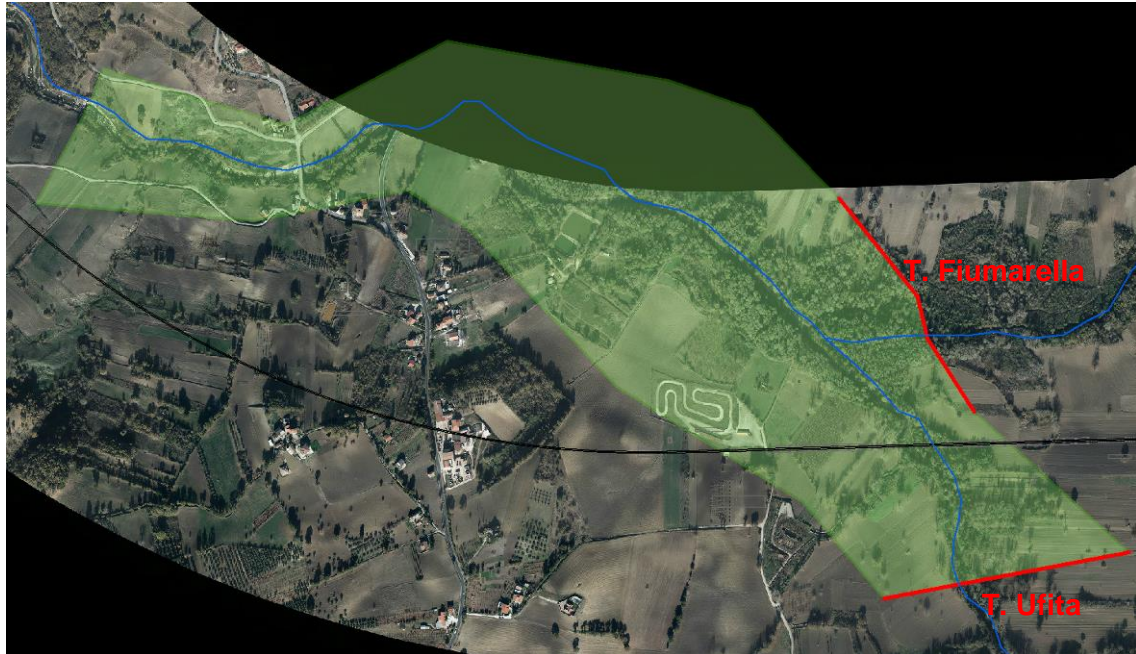


Figura 6 – Estensione del modello idraulico: in verde il dominio di calcolo 2D del viadotto VI01, in rosso gli input idrologici.

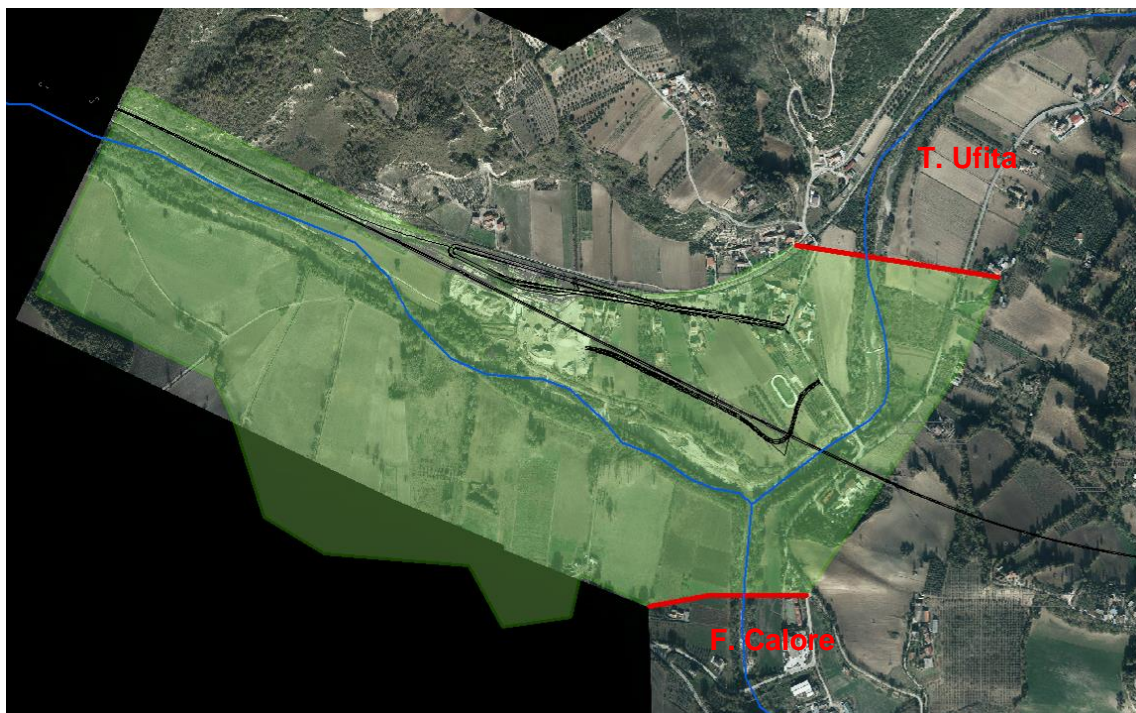


Figura 7 – Estensione del modello idraulico: in verde il dominio di calcolo 2D del viadotto VI04, in rosso gli input idrologici.

La geometria di calcolo è data da una mesh a elementi triangolari le cui caratteristiche geometriche sono fornite direttamente dal modello digitale del terreno utilizzato e dagli elementi di schematizzazione, inseriti al fine di descrivere con accuratezza le variazioni morfologiche ed altimetriche degli elementi realmente presenti sia all'interno che all'esterno dell'alveo principale (ponti, traverse, argini, rilevati stradali, ecc.).

Di seguito si descrivono le particolarità dell'implementazione effettuata specie con riferimento alla costruzione della geometria del modello e alla rappresentazione delle varie strutture presenti.

4.2 Geometria del modello

4.2.1 Viadotto VI01

L'estensione complessiva dell'area di studio del modello bidimensionale in corrispondenza del viadotto VI01 è di 93.4 ha, con un tratto modellato di circa 2.5 km. La mesh di calcolo è costituita da celle di forma triangolare, per le quali è possibile definire una dimensione minima ed una massima. In particolare, considerata la definizione del rilievo disponibili, è stata definita una dimensione minima delle celle pari a 1 m². Inoltre, mediante un'impostazione del software è possibile variare il grado di dettaglio della mesh in funzione delle variazioni planoaltimetriche dell'area di studio. Questo permette di assicurare una modellazione precisa dell'area, contenendo tuttavia i tempi di calcolo del modello numerico.

4.2.2 Viadotto VI04

L'estensione complessiva dell'area di studio del modello bidimensionale in corrispondenza del viadotto VI01 è di 120.723 ha, con un tratto modellato di circa 2.4 km. La mesh di calcolo è costituita da celle di forma triangolare, per le quali è possibile definire una dimensione minima ed una massima. In particolare, considerata la definizione del rilievo disponibili, è stata definita una dimensione minima delle celle pari a 1 m². Analogamente per quanto fatto nella modellazione del viadotto VI01, è possibile variare il grado di dettaglio della mesh in funzione delle variazioni planoaltimetriche dell'area di studio. Questo permette di assicurare una modellazione precisa dell'area, contenendo tuttavia i tempi di calcolo del modello numerico.

Nella modellazione si considera che siano già stati realizzati gli interventi di ripristino dell'attraversamento stradale della SP163 come configurazione ante operam. Si è quindi provveduto all'inserimento delle due pile in alveo di larghezza 3.0 m e lunghezza 7.0 m e all'inserimento della briglia

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA					
	Relazione idraulica modello bidimensionale	COMMESSA IF0G	LOTTO 01 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

posta a valle dell'attraversamento, mediante un elemento “*Base linear structure*” che consente di modellare manufatti idraulici quali soglie, briglie ecc. Le spalle del ponte erano già presenti all'interno del rilievo LiDAR.

4.3 Scabrezze

I valori di scabrezza sono stati attribuiti all'alveo e all'area golenale esterna all'alveo.

Per l'alveo è stato considerato un coefficiente di scabrezza di Manning, n , pari a $0.033 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ (Tabella 3).

Tabella 3 – Valori dei coefficienti di scabrezza tipici per corsi d'acqua in pianura [V.T. Chow].

Descrizione	Manning n [$\text{m}^{-1/3}\text{s}$]
alvei con fondo compatto, senza irregolarità	0.022÷0.028
alvei regolari con vegetazione erbacea	0.028÷0.033
alvei con ciottoli e irregolarità modeste	0.033÷0.040
alvei fortemente irregolari	0.040÷0.066

Al dominio di calcolo bidimensionale (aree di esondazione) è stato applicato, invece, un coefficiente di scabrezza di Manning medio e pari a $0.05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, sulla base dell'uso del suolo (Tabella 4), che nel territorio in esame è prevalentemente caratterizzato da terreni a seminativo con qualche area boscata.

Tabella 4 – Valori dei coefficienti di scabrezza per diverse coperture del suolo.

Copertura del suolo	Manning n [$\text{m}^{-1/3}\text{s}$]
Aree boscate	0.06
Tessuto residenziale sparso o isolato	0.07
Insedimenti industriali, artigianali, commerciali e tessuto residenziale continuo	0.10
Prati, parchi giardini e seminativi	0.04
Reti stradali	0.02

4.4 Scenari simulati

Gli scenari simulati fanno riferimento a tre configurazioni geometriche:

- *ante operam*: si intende la geometria ottenuta dal modello del terreno nello stato di fatto. Nel caso del viadotto VI04 si ritiene già realizzato l'intervento di ripristino dell'attraversamento stradale della strada provinciale SP163;
- *post operam*: in corrispondenza della ferrovia di progetto, sono stati inseriti nella mesh di calcolo degli elementi che escludono il deflusso in corrispondenza delle pile dei viadotti di progetto;
- *provvisoria*: in corrispondenza della ferrovia di progetto, sono stati inseriti nella mesh di calcolo degli elementi che tengono conto dell'ingombro delle opere provvisorie per la realizzazione delle fondazioni a sostegno delle pile dei viadotti.

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.

Alle configurazioni geometriche ante operam e post operam sono state applicate in ingresso al modello le portate massime costanti calcolate per gli eventi di piena per TR 30, 100, 200 e 300 anni. La scelta dei tempi di ritorno è stata effettuata in conformità a quanto previsto dal Manuale di progettazione RFI/ITALFERR, dalle disposizioni dell'Autorità di Bacino e dalle Norme Tecniche delle Costruzioni.

L'analisi svolta nel presente studio è stata condotta mediante simulazioni numeriche di tipo bidimensionale. Le simulazioni sono state eseguite fino al raggiungimento della condizione stazionaria della soluzione, mantenendo costante la portata in ingresso al modello. L'analisi idraulica stazionaria, detta anche a moto permanente, è comunque a favore di sicurezza rispetto a quella a moto vario. Infatti, nelle simulazioni a moto permanente si immettono portate costanti, fino al raggiungimento di valori di velocità e livello invariati nel tempo, condizione che comporta l'occupazione di tutte le possibili aree potenzialmente allagabili, dati i livelli idrometrici calcolati. Nelle simulazioni a moto vario, invece, si immettono nel dominio di calcolo volumi di piena finiti, sottesi dagli idrogrammi di piena; ne segue che i livelli idrici e l'estensione delle aree allagate sono sicuramente minori od uguali a quelli individuati in moto permanente, dove i volumi idrici a disposizione sono potenzialmente infiniti.

Nella configurazione provvisoria si fa riferimento alla portate di piena di eventi con tempo di ritorno di 5 anni, secondo quanto riportato nei paragrafi dedicati (5.1.4 e 5.1.4).

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01 D 09	RI	ID0002 001	A	23 di 56



Figura 8 – Mesh di calcolo nello stato di progetto (viadotto VI01 in alto e viadotto VI04 in basso).

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01 D 09	RI	ID0002 001	A	24 di 56

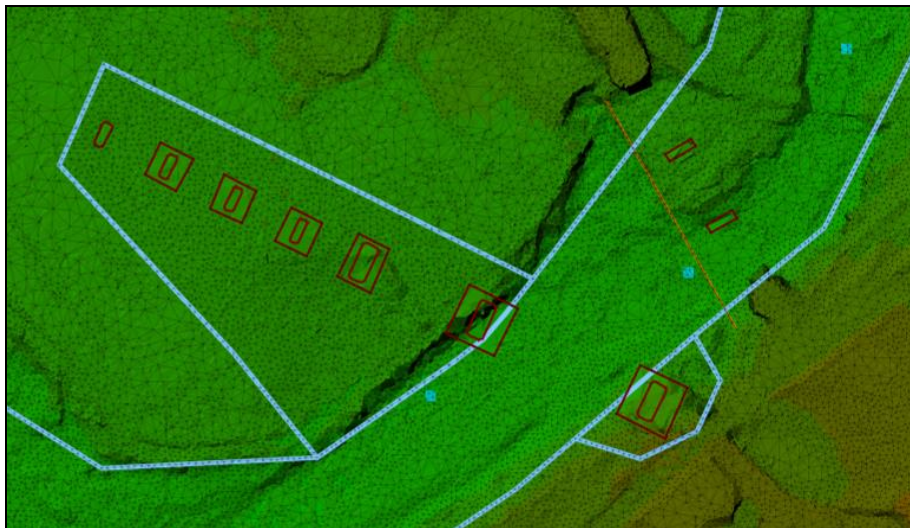
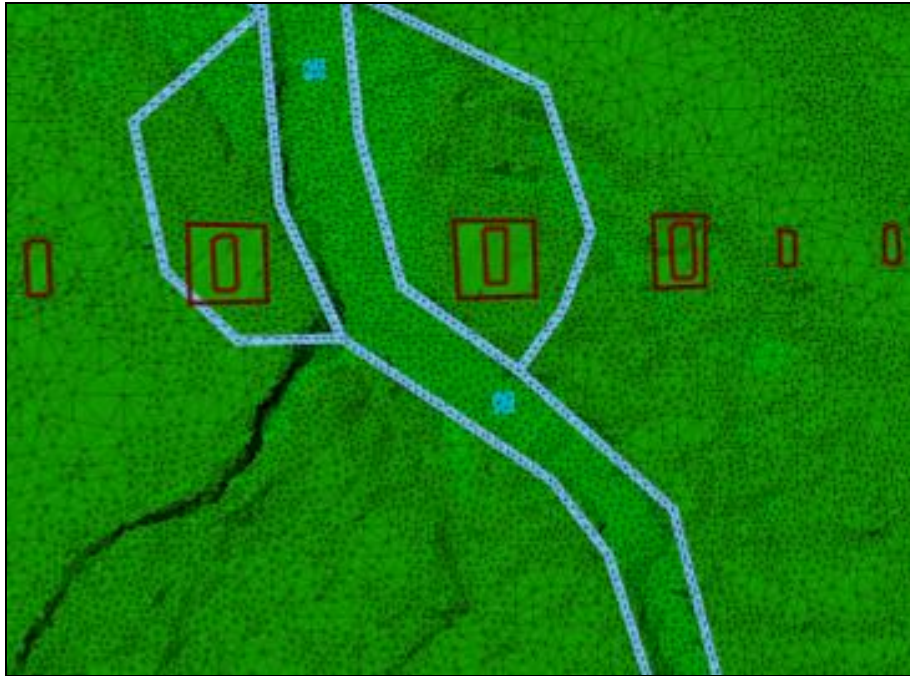


Figura 9 – Mesh di calcolo nella fase provvisoria (viadotto VI01 in alto e viadotto VI04 in basso).

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA</p>					
<p>Relazione idraulica modello bidimensionale</p>	<p>COMMESSA IF0G</p>	<p>LOTTO 01 D 09</p>	<p>CODIFICA RI</p>	<p>DOCUMENTO ID0002 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 25 di 56</p>

5. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE

I risultati delle simulazioni numeriche sono rappresentati nelle sei planimetrie di progetto “*Planimetria livelli idrici ante e post operam*” e “*Planimetria velocità ante e post operam*” per i tempi di ritorno di 30, 100 e 300 anni. Per gli stessi tempi di ritorno, negli elaborati “*Profilo di rigurgito ante e post operam*”, sono riportati i profili di piena, mentre negli elaborati “*Sezioni significative con livelli ante e post operam*” si riportano le sezioni significative con i corrispondenti livelli ottenuti dai risultati della modellazione.

Per ciascuno scenario si riportano i risultati dei tiranti idrici ottenuti per ciascun tempo di ritorno e delle corrispondenti velocità, elementi necessari per definire le opere di protezione idraulica delle pile a sostegno dei viadotti ferroviari di progetto e delle sistemazioni idrauliche dell’alveo e delle aree golenali interessate dalle piene.

Nelle pagine seguenti si riporta una descrizione dei principali risultati ottenuti, un confronto con la proposta di modifica delle perimetrazioni del PAI e un confronto tra stato di fatto e stato di progetto.

5.1 Viadotto VI01

5.1.1 Scenario ante operam e confronto con perimetrazione PAI

Nelle immagini seguenti viene riportato un confronto tra i risultati ottenuti nello scenario *ante operam* e il PAI. Secondo le definizioni delle fasce di pericolosità indicate al paragrafo 2.1, è possibile effettuare un confronto tra i risultati ottenuti per i tempi di ritorno TR 100 e 300 anni, sovrapposti rispettivamente con le aree a pericolosità idraulica P3 e P1.

Le aree a pericolosità P3 sono più contenute rispetto alle aree calcolate da modello per un evento centennale (Figura 10). Maggiore accordo si riscontra tra le aree a pericolosità P1 e le aree calcolate dal modello per un evento con tempo di ritorno di 300 anni (Figura 11). La perimetrazione del modello ad ogni modo risulta essere sempre più estesa della perimetrazione PAI.

Queste differenze possono essere ascrivibili al diverso strumento di calcolo utilizzato (modello idraulico), alla precisione con cui è stato modellato il terreno, alle condizioni al contorno utilizzate. In particolare, la perimetrazione PAI è stata determinata mediante magliatura a celle molto più ampie e su base topografica con un dettaglio di molto inferiore rispetto a quello utilizzato nel presente studio.

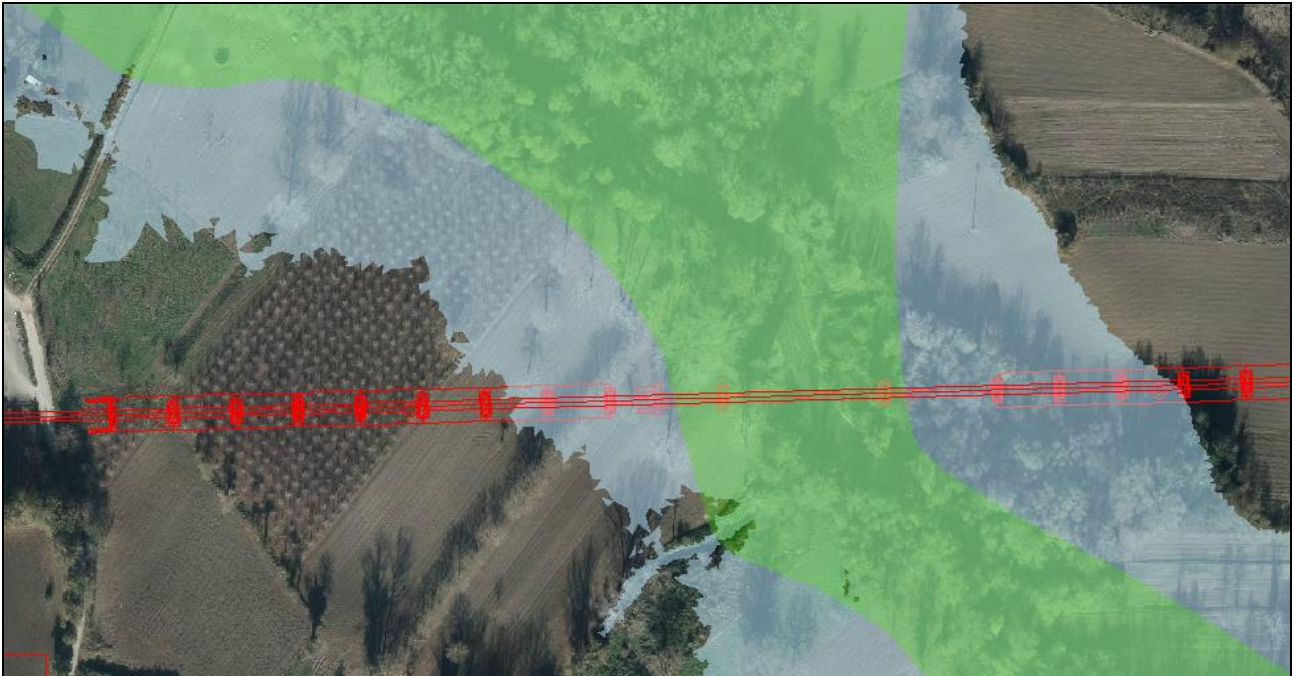


Figura 10 – Confronto aree di allagamento scenario ante operam TR100 anni (in azzurro) e area P3 del PAI (in verde).

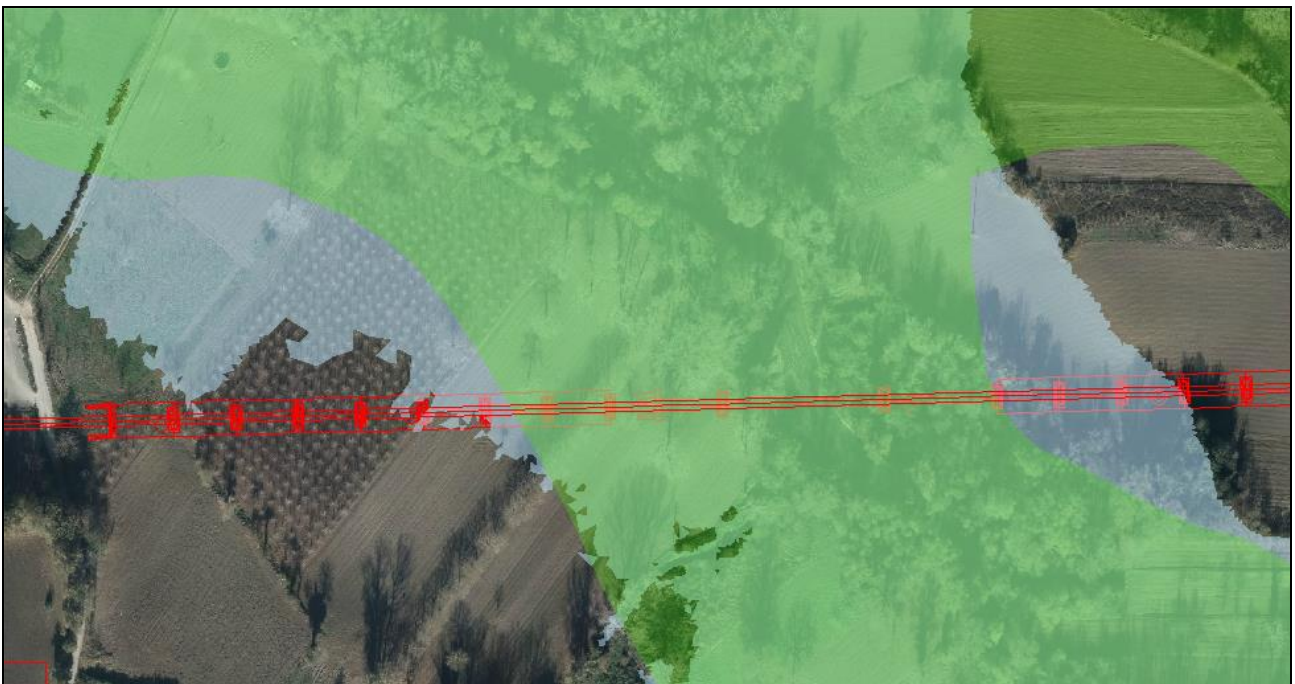
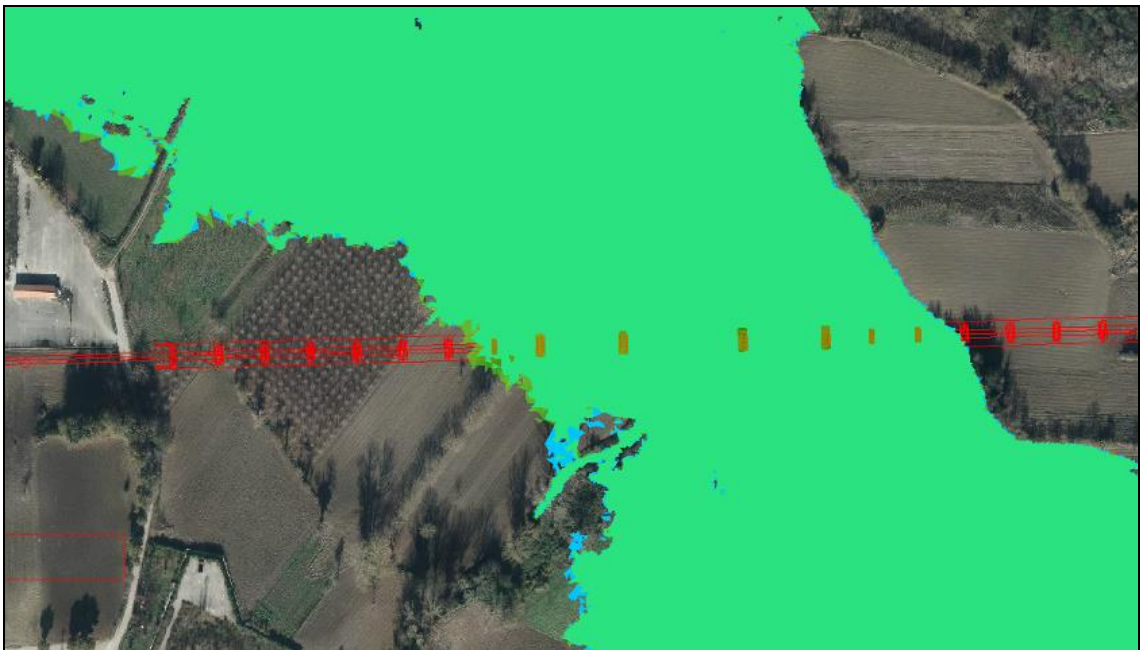
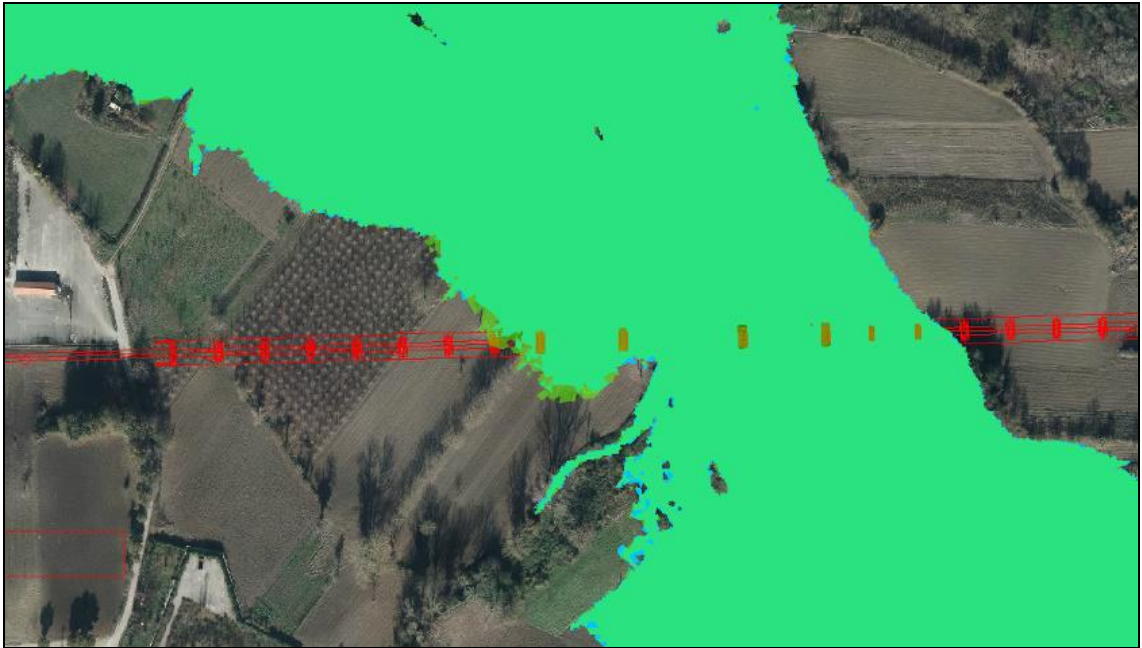


Figura 11 – Confronto aree di allagamento scenario ante operam TR300 anni (in azzurro) e area P1 del PAI (in verde).

5.1.2 Scenario post operam e confronto con scenario ante operam

Nella figura seguente vengono riportate le aree di allagamento nella condizione *ante operam* e *post operam* in corrispondenza della ferrovia di progetto, per i diversi tempi di ritorno.



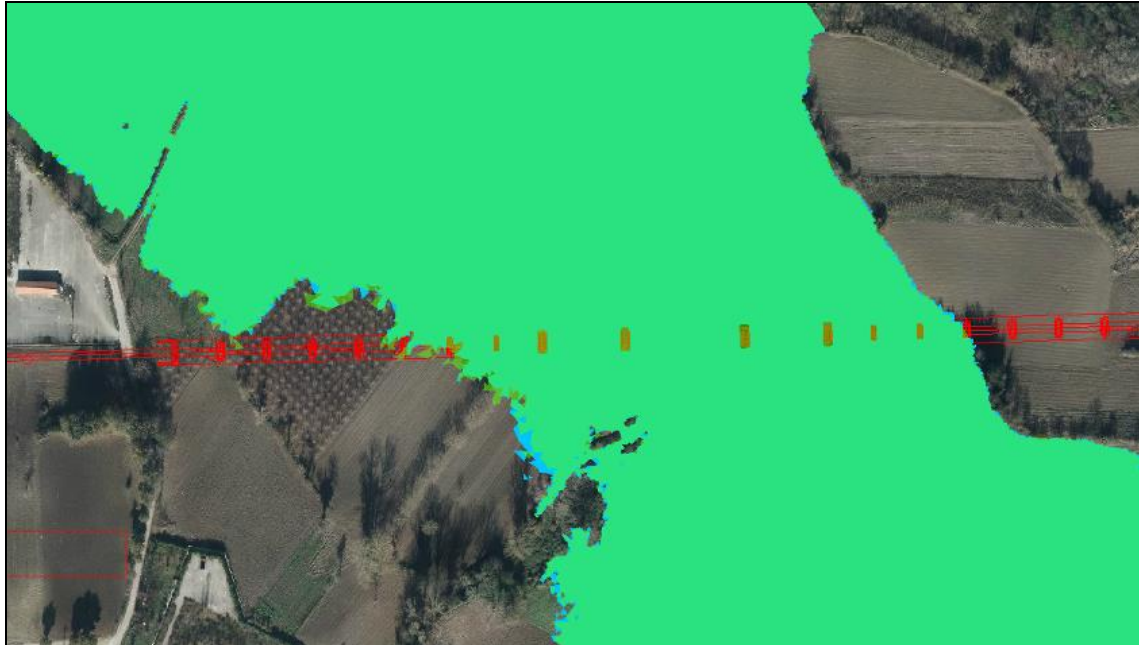


Figura 12 – Confronto aree di allagamento ante operam (in verde) e post operam (in blu) per i diversi tempi di ritorno in corrispondenza del viadotto VI01.

Le aree di allagamento rimangono sostanzialmente le stesse. Gli unici punti in cui notiamo una contenuta espansione delle stesse si evidenziano a monte del viadotto in sinistra idraulica.

5.1.3 Verifica del franco di progetto

La verifica del franco di progetto viene eseguita secondo le diverse normative e regolamenti di riferimenti. In particolare per l'opera in oggetto sono da considerare:

- Autorità di Bacino Liri-Garigliano e Volturno
- Norme Tecniche per le Costruzioni
- Manuale di progettazione RFI/ITALFERR

Le normative riportate fanno riferimento ad un franco di sicurezza calcolato rispetto alle grandezze idrauliche determinate per un evento con un tempo di ritorno stabilito.

In particolare, l'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno definisce, nelle Norme di Attuazione al PAI, che il "valore della portata di piena da assumere per le verifiche idrauliche delle opere interferenti con la rete idrografica è fissata pari a quella con tempo di ritorno di 100 anni, salvo i casi

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA</p>					
<p>Relazione idraulica modello bidimensionale</p>	<p>COMMESSA IF0G</p>	<p>LOTTO 01 D 09</p>	<p>CODIFICA RI</p>	<p>DOCUMENTO ID0002 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 29 di 56</p>

particolari in cui sia necessario assumere un tempo superiore ovvero in cui le opere di protezione e sistemazione presenti siano dimensionate per un tempo superiore.”

L’AdB richiede la verifica di un franco minimo tra quota di massima piena di progetto e quota di intradosso del ponte pari a:

- 0.5 volte l’altezza cinetica della corrente
- non inferiore a 1.0 m sul livello di piena.

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 possa 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.”* L’intradosso delle strutture non deve essere inferiore a 40 m.

Il manuale di progettazione ITALFERR, al paragrafo 3.7.2.2.1 richiede, con riferimento alla portata di progetto con tempo di ritorno di 300 anni:

- “franco minimo tra l’intradosso dell’opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena pari a 0.50 m e comunque non inferiore a 1.5 m sul livello idrico nella sezione immediatamente a monte dell’attraversamento;
- posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo e in golena;
- posizionamento e geometria delle pile in alveo ed in golena in modo da non provocare significativi fenomeni di rigurgito ovvero fenomeni di erosione localizzati sulle sponde ed alveo.”

In tabella si riportano le verifiche eseguite. Il viadotto risulta ampiamente verificato secondo i criteri richiesti dalla normativa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA					
	Relazione idraulica modello bidimensionale	COMMESSA IF0G	LOTTO 01 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

Tabella 5 – Verifica del franco idraulico del viadotto VI01 secondo le indicazioni di normativa e regolamenti di progettazione vigenti.

	Quota minima impalcato [m s.m.m]	Livello piena franco [m s.m.m]	di + Carico totale + franco [m s.m.m]	Livello di piena + ½ carico cinetico [m s.m.m.]	Verifica
AdB <i>(Tr100 anni)</i>	323.652	319.10+1.0= 320.10		319.10+0.47= 319.57	OK
NTC <i>(Tr200 anni)</i>		319.28+2.0= 321.28			OK
ITALFERR <i>(Tr300 anni)</i>		319.38+1.5= 320.88	320.41+0.5= 320.91		OK

Il viadotto presenta una luce di 65 m tra le pile posizionate in prossimità dell'alveo, ben superiore rispetto alla distanza richiesta dalle NTC. Anche le luci posizionate nelle campate immediatamente prossime a quella centrale risultano pari a 45 m, anche in questo caso superiori alla dimensione minima richiesta dalla norma. Inoltre la quota di fondo nella sezione a monte dell'attraversamento è pari a 314.81 m, garantendo quindi un dislivello tra fondo e sottotrave pari a circa 8.85 m, superiore al dislivello richiesto dalle NTC e sufficiente a garantire il passaggio di alberi d'alto fusto senza possibilità che i fusti si incastrino a causa della presenza dell'infrastruttura e occludano parzialmente o totalmente la sezione di deflusso.

5.1.4 Opere provvisionali

Dall'analisi idraulica nella configurazione provvisoria, eseguita considerando un tempo di ritorno di 5 anni, si ottiene un livello a monte del viadotto di progetto pari a 318.40 m s.m.m.

Le opere provvisionali per la realizzazione delle fondazioni delle pile a sostegno del viadotto sono poste ad una quota di 319.40 m s.m.m., pertanto hanno un franco rispetto al livello idrometrico di 1.0 m.

5.2 Viadotto VI04

5.2.1 Scenario ante operam e confronto con perimetrazione PAI

Nelle immagini seguenti viene riportato un confronto tra i risultati ottenuti nello scenario *ante operam* e il PAI. Secondo le definizioni delle fasce di pericolosità indicate al paragrafo 2.1, è possibile effettuare un confronto tra i risultati ottenuti per i tempi di ritorno TR 100 e 300 anni, sovrapposti rispettivamente con le aree a pericolosità idraulica P3 e P1.

Le aree presentano una buona corrispondenza per quanto riguarda l'estensione in sinistra idraulica. In destra idraulica invece si nota che nel confronto pericolosità P3 – evento Tr 100 anni (Figura 13) a monte dell'attraversamento di progetto le aree modellate sono più estese di quelle del PAI, e al contrario, a valle le aree del PAI sono più estese delle aree modellate. Nel confronto P1 – evento Tr 300 anni (Figura 14) si evidenzia invece che il PAI fornisce una perimetrazione maggiore rispetto a quella ottenuta dal modello idraulico

Queste differenze possono essere ascrivibili al diverso strumento di calcolo utilizzato (modello idraulico), alla precisione con cui è stato modellato il terreno, alle condizioni al contorno utilizzate. In particolare, la perimetrazione PAI è stata determinata mediante magliatura a celle molto più ampie e su base topografica con un dettaglio di molto inferiore rispetto a quello utilizzato nel presente studio.

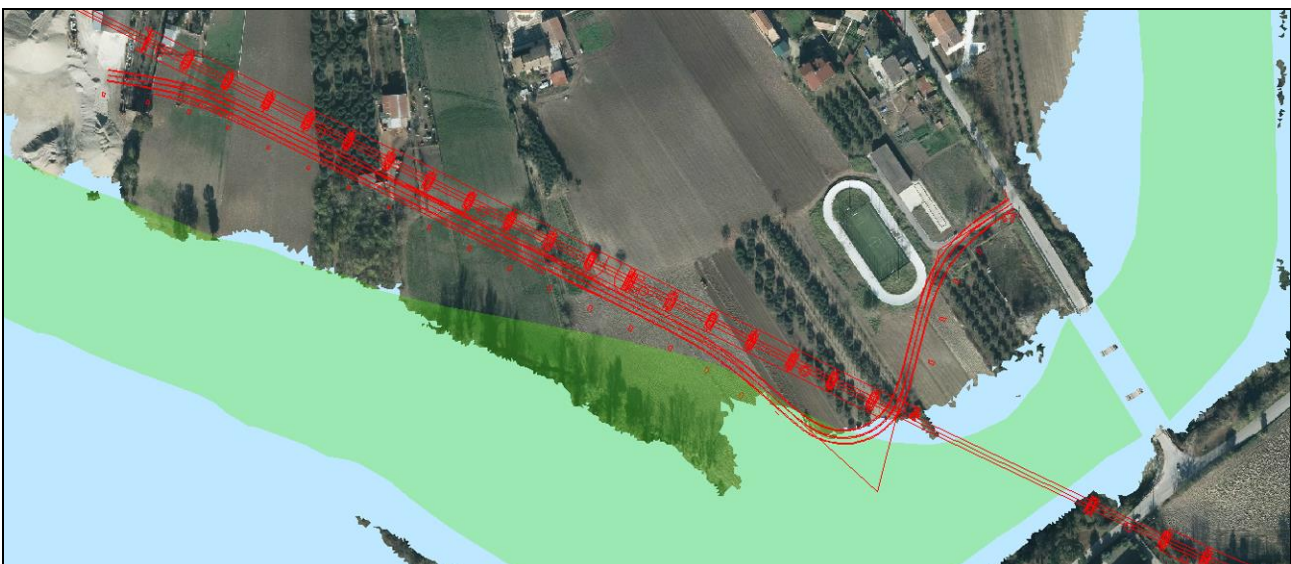


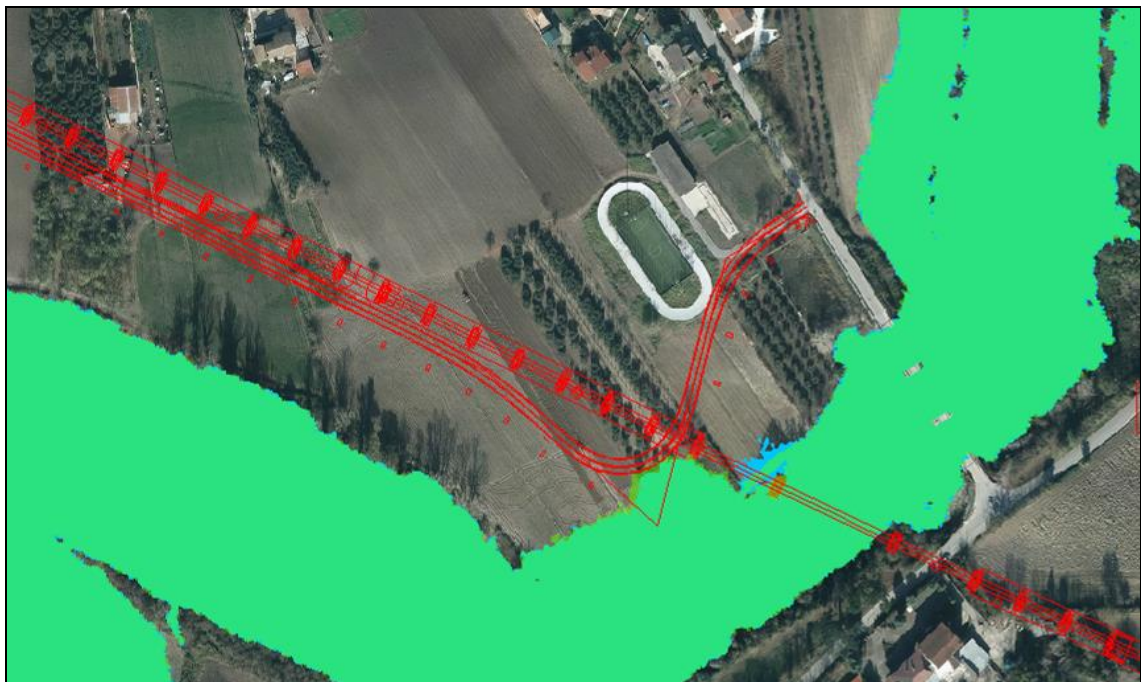
Figura 13 – Confronto aree di allagamento scenario ante operam TR100 anni (in azzurro) e area P3 del PAI (in verde).



Figura 14 – Confronto aree di allagamento scenario ante operam TR300 anni (in azzurro) e area P1 del PAI (in verde).

5.2.2 Scenario post operam e confronto con scenario ante operam

Nella figura seguente vengono riportate le aree di allagamento nella condizione *ante operam* e *post operam* in corrispondenza della viabilità di progetto, per i diversi tempi di ritorno.



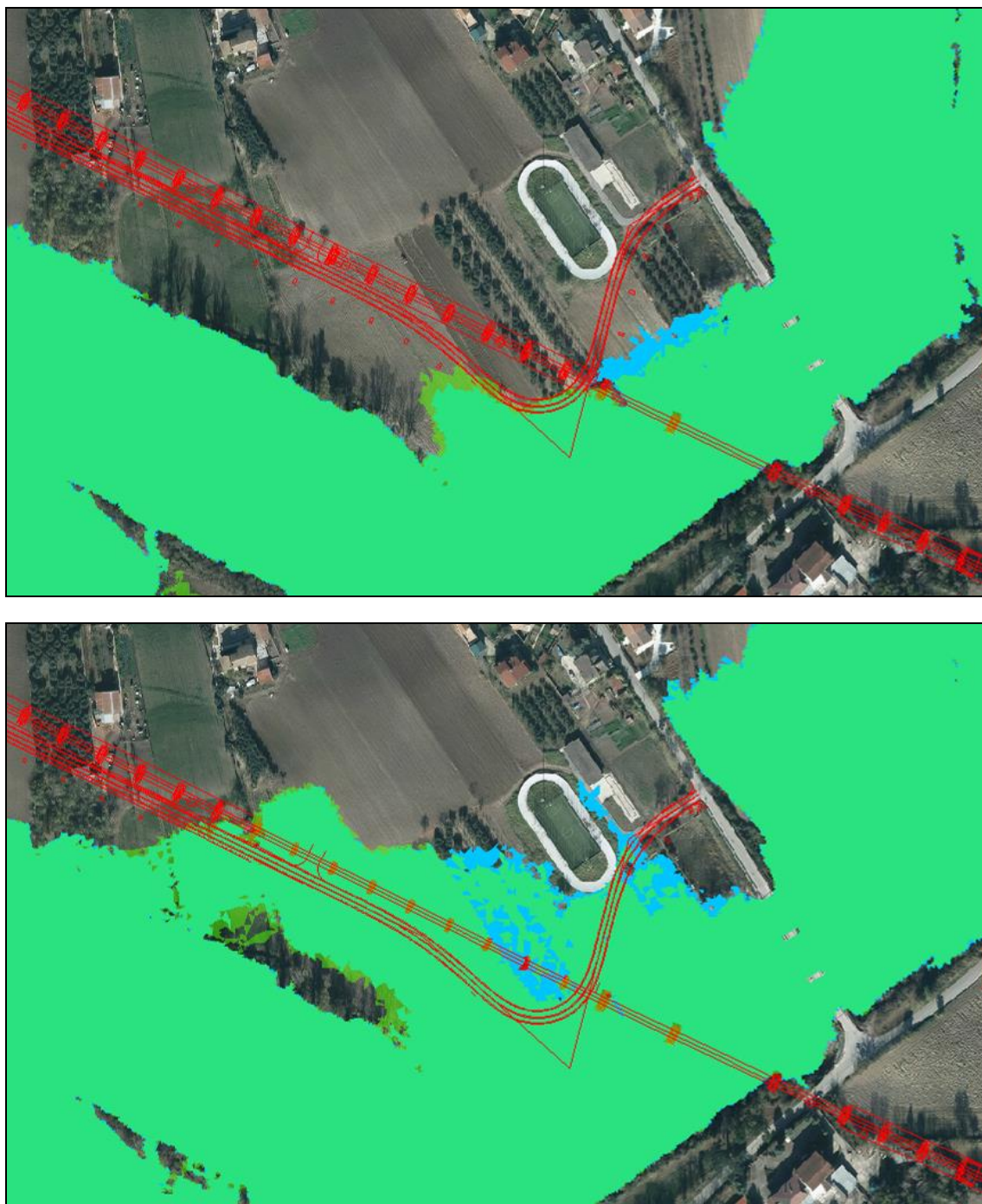


Figura 15 – Confronto aree di allagamento ante operam (in verde) e post operam (in blu) per i diversi tempi di ritorno in corrispondenza del viadotto VI04.

Le aree presentano leggere variazioni a monte dell'attraversamento di progetto, in particolare nell'area in sinistra idraulica a monte del viadotto di progetto. In queste aree i tiranti d'acqua sono

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA					
Relazione idraulica modello bidimensionale	COMMESSA IF0G	LOTTO 01 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 34 di 56

comunque contenuti al di sotto dei 10 cm. Tale variazione non compromette in nessun modo la sicurezza e la funzionalità del ponte esistente sulla SP163, in quanto il ponte ha un funzionamento a pelo libero sia nella configurazione ante operam che nella configurazione post operam; l'impalcato infatti non viene interessato dal livello idrometrico in nessuna simulazione condotta, come risulta evidente dal profilo idraulico riportato negli elaborati specifici.

5.2.3 Verifica del franco di progetto

La verifica del franco di progetto viene eseguita secondo le diverse normative e regolamenti di riferimenti. In particolare per l'opera in oggetto sono da considerare:

- Autorità di Bacino Liri-Garigliano e Volturno
- Norme Tecniche per le Costruzioni
- Manuale di progettazione RFI/ITALFERR

Le normative riportate fanno riferimento ad un franco di sicurezza calcolato rispetto alle grandezze idrauliche determinate per un evento con un tempo di ritorno stabilito.

In particolare, l'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno definisce, nelle Norme di Attuazione al PAI, che il "valore della portata di piena da assumere per le verifiche idrauliche delle opere interferenti con la rete idrografica è fissata pari a quella con tempo di ritorno di 100 anni, salvo i casi particolari in cui sia necessario assumere un tempo superiore ovvero in cui le opere di protezione e sistemazione presenti siano dimensionate per un tempo superiore."

L'AdB richiede la verifica di un franco minimo tra quota di massima piena di progetto e quota di intradosso del ponte pari a:

- 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente
- non inferiore a 1.0 m sul livello di piena.

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 possa 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." L'intradosso delle strutture non deve essere inferiore a 40 m.

Il manuale di progettazione ITALFERR, al paragrafo 3.7.2.2.1 richiede, con riferimento alla portata di progetto con tempo di ritorno di 300 anni:

- “franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena pari a 0.50 m e comunque non inferiore a 1.5 ,m sul livello idrico nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento;
- posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo e in golena;
- posizionamento e geometria delle pile in alveo ed in golena in modo da non provocare significativi fenomeni di rigurgito ovvero fenomeni di erosione localizzati sulle sponde ed alveo.”

In tabella si riportano le verifiche eseguite. Il viadotto risulta ampiamente verificato secondo i criteri richiesti dalla normativa.

Tabella 6 – Verifica del franco idraulico del viadotto VI04 secondo le indicazioni di normativa e regolamenti di progettazione vigenti.

	Quota minima impalcato [m s.m.m]	Livello piena franco [m s.m.m]	di + Carico totale + franco [m s.m.m]	Livello di piena + ½ carico cinetico [m s.m.m.]	Verifica
AdB <i>(Tr100 anni)</i>	167.193	153.01+1.0= 154.01		153.01+0.52= 153.53	OK
NTC <i>(Tr200 anni)</i>		153.49+2.0= 155.49			OK
ITALFERR <i>(Tr300 anni)</i>		153.71+1.5= 155.21	154.75+0.5= 155.25		OK

Il viadotto presenta una luce di 65 m tra le pile posizionate in prossimità dell'alveo, ben superiore rispetto alla distanza richiesta dalle NTC. Anche le luci posizionate nelle campate immediatamente prossime a quella centrale risultano pari a 45 m, anche in questo caso superiori alla dimensione minima

richiesta dalla norma. Inoltre la quota di fondo nella sezione a monte dell'attraversamento è pari a 148.10 m, garantendo quindi un dislivello tra fondo e sottotrave pari a 19.09 m, ampiamente sufficiente a garantire il passaggio di alberi d'alto fusto senza possibilità che i fusti si incastrino a causa della presenza dell'infrastruttura e occludano parzialmente o totalmente la sezione di deflusso.

5.2.4 Opere provvisionali

Dall'analisi idraulica nella configurazione provvisoria, eseguita considerando un tempo di ritorno di 5 anni, si ottiene un livello a monte del viadotto di progetto pari a 151.30 m s.m.m.

Le opere provvisorie per la realizzazione delle fondazioni delle pile a sostegno del viadotto sono poste ad una quota di 152.30 m s.m.m., pertanto hanno un franco rispetto al livello idrometrico di 1.0 m.

6. SISTEMAZIONI IDRAULICHE

6.1 Verifica allo scalzamento

La presenza di infrastrutture in alveo o nelle aree golenali interessate dai deflussi di piena è subordinata alla verifica dello scalzamento massimo al piede degli stessi, che deve risultare compatibile con la stabilità del rilevato.

Il manuale di progettazione ITALFERR, al paragrafo 3.7.2.2.1 richiede, con riferimento alla portata di progetto con tempo di ritorno di 300 anni:

- Il calcolo dello scalzamento localizzato indotto dalle opere di sostegno deve essere valutato considerando le dimensioni nelle pile; nel caso in cui il plinto di fondazione venga messo allo scoperto dall'erosione, le dimensioni maggiori e le forme tozze dello stesso provocano un ulteriore scalzamento e pertanto, in tale condizione, il calcolo dell'erosione localizzata va ripetuto portando in conto la diversa geometria.

Di seguito si riportano le formule utilizzate per il calcolo dell'erosione localizzata, mentre nei due paragrafi successivi si riportano i risultati delle verifiche effettuate.

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 lo scavo localizzato nel seguente modo:

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

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

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01 D 09	RI	ID0002 001	A	38 di 56

- 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:

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

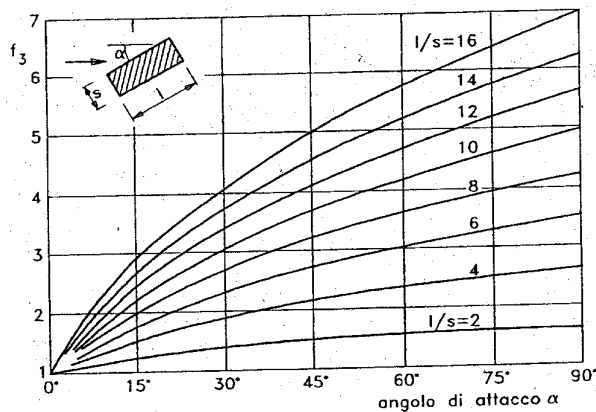
$$f_1 = 2 \cdot V_0/V_c - 1 \quad \text{per } 0.5 < (V_0/V_c) \leq 1.0$$

$$f_1 = 1 \quad \text{per } (V_0/V_c) > 1.0$$
- f_2 : coefficiente di forma, pari a

$$f_2 = 1.00 \text{ per pile circolari o con fronti arrotondate}$$

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

$$f_2 = 1.30 \text{ per pile rettangolari}$$
- f_3 : coefficiente funzione della forma e dell'inclinazione della pila, ricavabile dalla figura seguente



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

$$f_4 = 1 + 1.79/(a/b - 1)^{0,695} \quad \text{per } a/b < 4$$

$$f_4 = 2.95 - 0.278 \cdot (a/b) \quad \text{per } 4 < a/b < 7$$

$$f_4 = 1 \quad \text{per } a/b \geq 7$$

Il valore limite 7 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:

$$\frac{Y_s}{Y_0} = 2,0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{b}{Y_0} \right)^{0,65} Fr_0^{0,43}$$

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_1 : 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:

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

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

E' 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.

6.1.2 Viadotto VI01

Le pile del viadotto VI01 interessate dalla corrente sono le pile comprese tra la pila P10 e la pila P19.

Le pile presentano forma rettangolare con fronte arrotondata ad accompagnare la corrente, hanno una larghezza pari a 3.30 m per una lunghezza di 8.60 m eccetto che per le pile in prossimità dell'alveo dell'Ufita (P12-P15) che hanno delle dimensioni pari a 5.20 m x 13.20 m.

Il diametro del materiale sul fondo è stato ricavato dalle prove geotecniche effettuate in sito, le quali hanno evidenziato un valore di $d_{50}=0.001$ m e un $d_{90}=0.004$ m.

Di seguito sono riportate le caratteristiche di progetto e i valori delle variabili idrauliche utilizzate per il calcolo dello scavo.

Tabella 7 – Valori utilizzati per il calcolo dello scalzamento delle pile del viadotto VI01

	PI10	PI11	PI12	PI13	PI14	PI15	PI16	PI17	PI18	PI19
α (°)	60	45	45	45	90	80	75	30	0	0
y_0 (m)	1.81	1.93	3.15	2.86	1.94	1.92	0.59	0.15	0.03	0.03
v (m)	0.25	1.00	1.50	1.50	2.00	1.30	0.80	0.50	0.15	0.15
Interasse pile (m)	25	25	25	45	45	25	25	25	25	25
Ricoprimento (m)	1.03	0.97	1.03	2.47	3.61	1.11	1.17	1.21	1.00	1.00

Di seguito si riportano i valori dello scavo localizzato calcolato con le formulazioni sopra indicate. Lo scavo preso in considerazione risulta dalla media dei due valori ottenuti. Se lo scavo risulta maggiore del ricoprimento previsto al di sopra del plinto di fondazione (valore di scavo indicati in rosso) si deve considerare lo scavo generato dall'intero sistema di fondazioni.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA					
	Relazione idraulica modello bidimensionale	COMMESSA IF0G	LOTTO 01 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

Tabella 8 – Scavo localizzato in corrispondenza delle pile del viadotto VI01

	PI10	PI11	PI12	PI13	PI14	PI15	PI16	PI17	PI18	PI19
CSU	3.71	6.46	10.92	10.78	11.67	10.01	5.29	3.05	0.87	0.87
Breusers	5.27	5.38	14.13	8.34	6.30	10.12	1.98	0.44	0.05	0.05
Valore medio (m)	4.49	5.92	12.52	9.56	8.99	10.07	3.64	1.75	0.46	0.46

Si procede quindi alla verifica dello scavo localizzato calcolato nella situazione in cui la fondazione venga interessata dalla corrente, a causa dell'erosione dovuta alla presenza della pila. Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche geometriche, utili al calcolo, delle fondazioni di progetto, e i valori di scavo ottenuti, confrontati con la profondità delle fondazioni.

Tabella 9 – Caratteristiche delle fondazioni delle pile e scavo localizzato in caso di fondazioni interessate dalla corrente.

	PI10	PI11	PI12	PI13	PI14	PI15	PI16	PI17	PI18
B plinto (m)	13.40	13.40	13.40	18.70	12.60	12.60	13.40	13.40	13.40
L plinto (m)	13.40	13.40	24.70	21.90	21.10	21.10	13.40	13.40	13.40
Profondità fondazione (m)	12	12	43	43	43	43	12	12	12
CSU	7.56	13.15	16.49	13.97	11.98	13.17	10.76	6.21	1.76
Breusers	7.43	7.61	17.66	29.38	21.22	6.57	2.60	0.57	0.06
Valore medio (m)	7.49	10.38	17.08	21.67	16.60	9.87	6.68	3.39	0.91

Le strutture di sostegno del viadotto VI01 sono verificate per lo scalzamento delle fondazioni.

6.1.3 Viadotto VI04

Le pile del viadotto VI04 interessate dalla corrente sono le pile comprese tra la pila P4 e la pila P15.

Le pile presentano forma rettangolare con fronte arrotondata ad accompagnare la corrente, hanno una larghezza pari a 3.30 m per una lunghezza di 8.60 m eccetto che per le pile in prossimità dell'alveo dell'Ufita (P04-P06) che hanno delle dimensioni indicativamente pari a 5.80 m x 13.20 m.

Il diametro del materiale sul fondo è stato ricavato dalle prove geotecniche effettuate in sito, le quali hanno evidenziato un valore di $d_{50}=0.012$ m e un $d_{90}=0.04$ m.

Di seguito sono riportate le caratteristiche di progetto e i valori delle variabili idrauliche utilizzate per il calcolo dello scavo.

Tabella 10 – Valori utilizzati per il calcolo dello scalzamento delle pile del viadotto VI04

	PI04	PI05	PI06	PI07	PI08	PI09	PI10	PI11	PI12	PI13	PI14	PI15
α (°)	90	10	45	45	45	45	45	45	45	90	90	90
y_0 (m)	1.59	7.86	1.93	0.63	0.38	0.56	0.41	0.97	1.55	1.38	1.89	1.66
v (m)	4.5	5.6	2.5	1.3	0.7	0.55	0.6	0.4	0.1	0.1	0.05	0.03
Interasse pile (m)	65	45	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Ricoprimento (m)	4.36	0.95	1.38	1.26	1.59	1.38	1.43	1.13	0.79	1.26	1.05	1.58

Di seguito si riportano i valori dello scavo localizzato calcolato con le formulazioni sopra indicate. Lo scavo preso in considerazione risulta dalla media dei due valori ottenuti. Se lo scavo risulta maggiore del ricoprimento previsto al di sopra del plinto di fondazione (valore di scavo indicati in rosso) si deve considerare lo scavo generato dall'intero sistema di fondazioni.

Tabella 11 – Scavo localizzato in corrispondenza delle pile del viadotto VI04

	PI04	PI05	PI06	PI07	PI08	PI09	PI10	PI11	PI12	PI13	PI14	PI15
CSU	15.91	15.98	10.76	4.35	4.45	4.23	4.21	3.97	2.33	2.33	1.80	1.42
Breusers	3.10	10.31	6.32	1.24	0.75	1.11	0.82	1.03	0.00	0.00	0.00	0.00
Valore medio (m)	9.50	13.14	8.54	2.80	2.60	2.67	2.51	2.50	1.17	1.16	0.90	0.71

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA					
	Relazione idraulica modello bidimensionale	COMMESSA IFOG	LOTTO 01 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

Si procede quindi alla verifica dello scavo localizzato calcolato nella situazione in cui la fondazione venga interessata dalla corrente, a causa dell'erosione dovuta alla presenza della pila. Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche geometriche, utili al calcolo, delle fondazioni di progetto, e i valori di scavo ottenuti, confrontati con la profondità delle fondazioni.

Tabella 12 – Caratteristiche delle fondazioni delle pile e scavo localizzato in caso di fondazioni interessate dalla corrente.

	PI04	PI05	PI06	PI07	PI08	PI09	PI10	PI11	PI12
B plinto (m)	19.70	21.50	11.20	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
L plinto (m)	22.90	22.90	19.70	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50
Profondità fondazione (m)	35	35	34	12	12	12	12	12	12
CSU	18.64	27.23	12.25	6.28	4.49	4.27	4.25	4.01	2.36
Breusers	6.35	40.37	9.73	3.39	2.03	3.01	2.21	2.86	0.00
Valore medio (m)	12.49	33.80	10.99	4.84	3.26	3.64	3.23	3.44	1.18

Le strutture di sostegno del viadotto VI04 sono verificate per lo scalzamento delle fondazioni.

6.2 Verifica dell'erosione dell'alveo

Ai fini della valutazione dell'efficacia antierosiva di una protezione è necessario considerare tutti i parametri idraulici e geometrici: altezza d'acqua della corrente, pendenza della sponda, andamento planimetrico del corso d'acqua, durata dell'evento di piena; ciò significa, in altri termini, che occorre esprimere risultati di prove sperimentali e le conseguenti indicazioni progettuali in termini di tensioni tangenziali ammissibili, tecnicamente più significative del parametro idraulico velocità della corrente.

Per quanto riguarda le protezioni spondali la resistenza al trascinamento è 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; per materassi e gabbioni l'azione di contenimento della rete incrementa tale resistenza, permettendo che avvenga un movimento parziale all'interno delle tasche senza crisi della protezione.

6.2.1 Metodo di calcolo delle tensioni agenti e resistenti

La formula per calcolare la tensione tangenziale agente massima al fondo fa riferimento al raggio idraulico $R(m)$ e alla pendenza del fondo i_f :

$$\tau_b = \gamma_w R i_f$$

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.

Nel caso si analizzino le condizioni inerenti lo sforzo tangenziale in prossimità della sponda di un corso d'acqua *E. Lane (1953)* ha fornito, sulla base di equazioni di equilibrio di forze descritte in **Errore**. **L'origine riferimento non è stata trovata.**, una relazione di τ_{cr} che tenga in conto l'inclinazione della sponda e l'angolo di attrito interno ϕ del materiale:

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \left(\cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\text{tg}^2 \alpha}{\text{tg}^2 \phi}} \right) \quad (\text{Eq. 6.1})$$

dove:

- $\tau_{cr(\alpha)}$: tensione tangenziale critica sulla sponda che induce le particelle al movimento;

- $\tau_{cr(0)}$: tensione tangenziale critica sul fondo orizzontale che induce le particelle al movimento;
- ϕ : inclinazione della sponda;
- α : angolo di attrito interno del materiale che caratterizza la sponda.

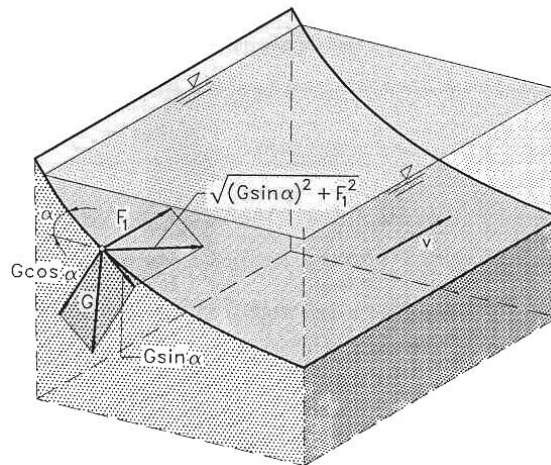


Figura 16 – Forze agenti su di un grano, posizionato su una sponda, impiegate nelle equazioni di equilibrio di Lane

L'equazione scritta in precedenza si presta ad alcune semplici osservazioni che risultano tuttavia essere di interesse pratico. La prima riguarda l'angolo ϕ che deve risultare minore di quello di attrito interno α 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, superata la quale prende origine il moto delle particelle, è minore di quella $\tau_{(0)}$ sul fondo. Quando cioè sul fondo si verifichi la condizione limite $\tau(0) \cong \tau_{cr}$, il materiale della sponda è esposto alla rimozione per essere $\tau_{cr}(\alpha) \cong \tau(0)$; pertanto la sponda va protetta e rivestita con materiale di maggiore pezzatura rispetto a quello posto come protezione al fondo.

Per quanto riguarda la resistenza al trascinamento si definisce tensione massima di trascinamento τ_c 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:

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

dove:

$\tau_c =$ tensione massima di trascinamento (kg/m²)

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0G	01 D 09	RI	ID0002 001	A	47 di 56

- C^* = coefficiente di Shields, dimensionale.
- γ_m = peso specifico del materiale d'alveo
- γ_w = peso specifico dell'acqua (1000 Kg/m²)
- d_{75} = diametro del vaglio che consente il passaggio del 75 % del materiale d'alveo (m)

Il coefficiente di Shields per il pietrame sciolto vale circa 0.047, mentre si considera un peso specifico circa pari a 2600 Kg/m³.

Per il materiale non coesivo non situato su un fondo orizzontale, occorre tenere conto della riduzione della tensione massima di trascinamento τ_s (dovuta all'effetto della pendenza della sponda) mediante un coefficiente correttivo. Le tensioni agenti sulle sponde dell'alveo devono risultare minori alle tensioni agenti:

$$\tau_m \leq \tau_s$$

dove

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

in cui:

φ = angolo di attrito interno del materiale (non coesivo) che costituisce la sponda = 41°.

θ = angolo di inclinazione della sponda sull'orizzontale.

Per evitare che il termine sotto radice diventi negativo, occorre che il materiale che costituisce la sponda abbia un angolo di attrito interno superiore all'inclinazione della sponda.

Risulta che:

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

Ai fini della semplificazione della progettazione, per la determinazione del materiale da posizionare a protezione dell'area golenale al di sotto dei viadotti si è applicata la seguente regola, in funzione della velocità della corrente modellata:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA					
	Relazione idraulica modello bidimensionale	COMMESSA IF0G	LOTTO 01 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

Tabella 13 – Diametri delle sistemazioni idrauliche in golena in funzione della velocità della corrente

v (m/s)	D (m)
<0.5	0.5
0.5÷1.5	0.8
1.5÷2.5	1.0

Le verifiche eseguite per le sistemazioni idrauliche dei viadotti oggetto dello studio sono riportate di seguito.

6.2.2 Viadotto VI01

La sistemazione idraulica del torrente Ufita nell'area di pertinenza del viadotto VI01 è rappresentata in planimetria nell'Elaborato IF0G01D09P8ID0002001A, mentre nell'elaborato IF0G01D09W9ID0002001A si riporta una sezione trasversale in corrispondenza del viadotto.

Per il viadotto VI01 si prevede una sistemazione spondale per un tratto di circa 50-60 m 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.

Per le protezioni spondali si prevede l'utilizzo di massi di diametro pari a 1.0 m mentre per le protezioni in golena, facendo riferimento alla regola di dimensionamento semplificata precedentemente esposta, si prevedono le seguenti dimensioni:

- Pile 10 e 11: diametro 0.5 m
- Pila 12: diametro 0.8 m;
- Pile 13 e 14: diametro 1.0 m;
- Pile da 15 a 18: diametro 0.5 m;

Le verifiche delle protezioni di sponda sono riportate nella tabella seguente, considerando un valore della pendenza del fondo di 1% e un raggio idraulico ottenuto dalla modellazione idraulica di 3.80:

Tabella 14 – Verifica delle protezioni di sponda

Sponda	Tensione agente	Tensione resistente	Coeff. di sicurezza
Sinistra (Pila P14)	37.87	70.50	1.88
Destra (Pila P13)	37.87	70.50	1.88

Le verifiche delle protezioni in golena sono riportate nella seguente tabella.

Tabella 15 – Verifica delle protezioni al fondo

Pila	Tirante	Tensione agente	Tensione resistente	Coeff. di sicurezza
19	0.03	0.25	35.25	>10
18	0.03	0.25	35.25	>10
17	0.15	1.47	35.25	>10
16	0.59	5.90	35.25	5.97
15	0.92	9.22	35.25	3.82
12	3.15	31.50	56.40	1.79
11	1.93	19.30	35.25	1.83
10	1.81	18.10	35.25	1.95

6.2.3 Viadotto VI04

La sistemazione idraulica del torrente Ufita nell'area di pertinenza del viadotto VI04 è rappresentata in planimetria nell'Elaborato IF0G01D09P8ID0002002A, mentre nell'elaborato IF0G01D09W9ID0002002A si riporta una sezione trasversale in corrispondenza del viadotto e nell'elaborato IF0G01D09AZID0002001A è rappresentata nel dettaglio la planimetria della sistemazione dell'alveo, con particolari della sistemazione in sezione e profilo.

Si prevede la sistemazione ed il rizezionamento dell'alveo in corrispondenza del viadotto VI04, a partire dalla briglia posta a valle del ponte stradale sulla SP163 per un'estensione di 86 m. La sezione tipo dell'alveo è costituita da una savanella centrale di base pari a 16 m e altezza di 1.5, con pendenza

delle sponde 1:1. La savanella è stata posta in posizione centrale rispetto alla campata principale del viadotto (che ha una luce di 65 m), in maniera tale da spostare il deflusso dalla posizione della pila P105, in corrispondenza della quale, nella configurazione ante operam, si verifica il deflusso in condizioni di magra del torrente. Infatti l'alveo di magra dell'Ufita, dove essersi spinto in sinistra idraulica immediatamente a valle del ponte stradale, devia spostandosi tutto in sinistra idraulica, dove rimane fino alla confluenza con il fiume Calore.

La sezione d'alveo poi presenta due golene principali a quota pressoché costante che terminano sulle sponde, che sono state progettate con una pendenza di 3:2, cercando di rispettare la naturale forma dell'alveo dell'Ufita.

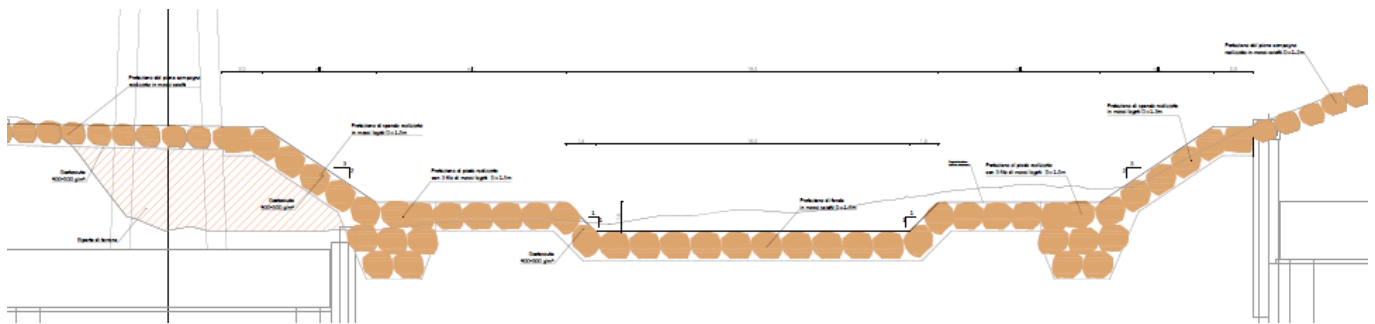


Figura 17 – Sezione trasversale della sistemazione dell'alveo in corrispondenza del viadotto VI04.

La protezione al fondo viene realizzata mediante la posa di massi sciolti di diametro $D = 1.5$ m, che vengono sostenuti a valle da una soglia di stabilizzazione della pendenza posta ad una quota pari a quella del fondo, in modo da non sporgere dal fondo dell'alveo. A valle della soglia si prevede la risagomatura della sezione d'alveo fino a raccordarsi all'alveo esistente.

Le protezioni spondali vengono realizzate con massi legati di diametro $D = 1.5$ m e pendenza 3:2.

Per quanto riguarda le protezioni di fondo in golena, si estendono tali protezioni in direzione trasversale per tutta l'estensione degli allagamenti calcolati per un evento con tempo di ritorno di 300 anni. Sulla sponda sinistra si prevede la posa di massi sciolti di diametro $D = 1.2$ m, per uno sviluppo in asse al viadotto di circa 20 m.

In destra idraulica, facendo riferimento alla regola di dimensionamento semplificata precedentemente esposta, si prevedono le seguenti dimensioni:

- Pile da 5 a 7: diametro 1.2 m

- Pila da 8 a 11: diametro 0.8 m;
- Pile da 12 a 16: diametro 0.5 m;

Le verifiche delle protezioni di fondo e di sponda in alveo sono riportate nella tabella seguente, considerando un valore della pendenza del fondo di 1.4% e un raggio idraulico ottenuto dalla modellazione idraulica di 5.23:

Tabella 16 – Verifica delle protezioni della sistemazione dell'alveo

Sponda	Tensione agente	Tensione resistente	Coeff. di sicurezza
Fondo	74.79	112.80	1.50
Sinistra (Pila P04)	56.09	85.46	1.52
Destra (Pila P05)	56.09	85.46	1.52

Le verifiche delle protezioni in golena sono riportate nella seguente tabella.

Tabella 17 – Verifica delle protezioni al fondo

Pila	Tirante	Tensione agente	Tensione resistente	Coeff. di sicurezza
06	1.93	26.98	90.24	3.3
07	0.63	8.82	90.24	>10
08	0.38	5.28	90.24	>10
09	0.56	7.84	60.16	7.7
10	0.41	5.74	60.16	>10
11	0.97	13.58	60.16	4.4
12	1.55	21.7	60.16	2.8
13	1.38	19.32	37.60	1.9
14	1.89	26.46	37.60	1.4
15	1.66	23.24	37.60	1.6

7. VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

7.1.1 Viadotto VI01 – VI04

Dall'analisi idraulica eseguita nella presente relazione è possibile affermare che i viadotti di progetto non costituiscono un sostanziale aumento delle aree allagabili nei vari tempi di ritorno analizzati.

L'intradosso delle strutture di progetto risulta ampiamente verificato secondo le normative e i regolamenti vigenti. In particolare, le verifiche sono state eseguite secondo le indicazioni dell'Autorità di Bacino, le Norme Tecniche delle Costruzioni ed il Manuale di Progettazione RFI/ITALFERR.

È stato inoltre verificato il dislivello tra il fondo e l'intradosso delle infrastrutture di progetto, che risulta ampiamente sufficiente al fine di non ostacolare l'eventuale passaggio di alberi di alto fusto in entrambi i viadotti di progetto.

L'analisi idraulica ha evidenziato gli effetti della presenza dei viadotti di progetto sui profili idrometrici in termini di rigurgito: l'innalzamento di livello a monte degli attraversamenti è stato calcolato in circa 10 cm per il viadotto VI01 e in 36 cm per il viadotto VI04, considerando un evento con tempo di ritorno di 300 anni. In entrambi i casi l'innalzamento di livello si esaurisce 100-200 m a monte dell'attraversamento, senza comportare aumento dell'estensione delle aree allagate.

Si ricorda inoltre che i viadotti presentano nella campata centrale, in corrispondenza dell'alveo, una campata con luce pari a 65 m superiore rispetto alla dimensione minima richiesta dalle NTC.

Le pile dei viadotti interessate dalla corrente risultano verificate per quanto riguarda lo scalzamento al piede, calcolato facendo riferimento ad un tempo di ritorno di 300 anni, avendo delle fondazioni a pozzo più profonde rispetto allo scavo atteso.

Sono state previste adeguate protezioni spondali, riproponendo le pendenze delle sezioni attuali d'alveo e dimensionando le protezioni al fine di evitare il trascinarsi da parte della corrente. Inoltre sono state anche previste delle protezioni al fondo nell'area del viadotto per un'estensione pari a quella degli allagamenti con tempo di ritorno di 300 anni.

In particolare, in corrispondenza del viadotto VI04, vista la delicata situazione legata alla presenza di un attraversamento esistente a monte, il quale in anni recenti ha subito un crollo a seguito dello scalzamento al piede di una pila, si è prevista la protezione completa dell'alveo del torrente, con savanella per il deflusso in periodo di magra, posta in posizione centrale rispetto alla campata, al fine di allontanare il deflusso ordinario dalla posizione delle pile del viadotto. Tale sistemazione va a

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA</p>					
<p>Relazione idraulica modello bidimensionale</p>	<p>COMMESSA IF0G</p>	<p>LOTTO 01 D 09</p>	<p>CODIFICA RI</p>	<p>DOCUMENTO ID0002 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 53 di 56</p>

regolarizzare la livelletta ma non introduce modifiche alla pendenza dell'alveo. A valle della protezione si prevede il posizionamento di una soglia in calcestruzzo, non sporgente rispetto al fondo alveo, che ha lo scopo di stabilizzare l'alveo evitando l'approfondimento dello stesso dovuto a eventuali fenomeni di erosione.

7.1.2 Viadotto VI02 – VI03

Dall'analisi idraulica eseguita nell'elaborato dedicato IF0G01D11RIID0002011A è possibile affermare che i viadotti di progetto non costituiscono un sostanziale aumento delle aree allagabili nei vari tempi di ritorno analizzati.

Il rigurgito generato dalle strutture è contenuto in circa 19 cm per il viadotto VI02 e si esaurisce immediatamente a monte, in corrispondenza della briglia esistente, mentre il viadotto VI03 presenta un rigurgito più sostenuto (circa 74 cm) e anch'esso si esaurisce immediatamente, circa 100 m a monte, in corrispondenza del ponte esistente. Il ponte esistente risulta insufficiente al deflusso delle portate di piena per tempi di ritorno a partire da 30 anni sia nella configurazione ante operam che nella configurazione post operam. Per eventi con tempi di ritorno superiori a 100 anni si verifica anche lo scavalco dell'impalcato dell'infrastruttura esistente, come descritto nella relazione dedicata. La realizzazione del nuovo attraversamento non influenza il comportamento idraulico presso il ponte esistente.

L'intradosso delle strutture di progetto risulta ampiamente verificato secondo le normative e i regolamenti vigenti. In particolare, le verifiche sono state eseguite secondo le indicazioni dell'Autorità di Bacino, le Norme Tecniche delle Costruzioni ed il Manuale di Progettazione RFI/ITALFERR.

È stato inoltre verificato il dislivello tra il fondo e l'intradosso delle infrastrutture di progetto, che risulta ampiamente sufficiente al fine di non ostacolare l'eventuale passaggio di alberi di alto fusto in entrambi i viadotti di progetto.

Si ricorda inoltre che i viadotti presentano nella campata centrale, in corrispondenza dell'alveo, una campata con luce pari a 65 m superiore rispetto alla dimensione minima richiesta dalle NTC.

Le pile dei viadotti interessate dalla corrente risultano verificate per quanto riguarda lo scalzamento al piede, calcolato facendo riferimento ad un tempo di ritorno di 300 anni, avendo delle fondazioni a pozzo molto più profonde rispetto allo scavo atteso.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA I LOTTO FUNZIONALE APICE – HIRPINIA PROGETTO DEFINITIVO STUDIO IDRAULICO FIUME UFITA</p>					
<p>Relazione idraulica modello bidimensionale</p>	<p>COMMESSA IF0G</p>	<p>LOTTO 01 D 09</p>	<p>CODIFICA RI</p>	<p>DOCUMENTO ID0002 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 54 di 56</p>

Sono state previste adeguate protezioni spondali, riproponendo le pendenze delle sezioni attuali d'alveo e dimensionando le protezioni al fine di evitare il trascinarsi da parte della corrente. Inoltre sono state anche previste delle protezioni al fondo nell'area del viadotto per un'estensione pari a quella degli allagamenti con tempo di ritorno di 300 anni.

7.1.3 Inalveazioni minori

L'analisi idraulica eseguita per le inalveazioni minori è riportata nell'elaborato dedicato IF0G01D11RIID0002012A. Per la posizione planimetrica e le soluzioni progettuali adottate si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Le inalveazioni progettate per la risoluzione di interferenze del reticolo idrografico minore (bacino afferente $S < 10 \text{ km}^2$) sono state verificate con una verifica a moto uniforme (eccetto che per l'IN01 per il quale è stato utilizzato un modello a moto permanente) per un evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni, come previsto dal Manuale di Progettazione RFI/ITALFERR.

Si è provveduto alla verifica delle sezioni di deflusso e degli attraversamenti di progetto, i quali si è verificato garantiscono un grado di riempimento per l'evento di riferimento inferiore a 70%, come previsto dal Manuale di Progettazione ITALFERR.

7.1.4 Interferenze con viabilità di progetto a servizio dell'infrastruttura ferroviaria principale

La compatibilità idraulica dell'opera richiede, oltre alla verifica dell'infrastruttura ferroviaria principale e dei suoi attraversamenti, anche la verifica della viabilità di progetto a servizio dell'opera stessa, sia attraverso la risoluzione delle interferenze minori sia attraverso la verifica della compatibilità in caso di presenza di aree allagabili dei corsi d'acqua principali.

È stata riscontrata una situazione di interferenza della viabilità di progetto con le aree allagabili del torrente Ufita e tale interferenza è localizzata in corrispondenza del viadotto VI04. In golena destra, infatti è prevista una viabilità locale di accesso alla cava, posta a sud del viadotto in prossimità della stazione di Apice. Tale viabilità parte dalla strada SP163 con direzione sud-est, sottopassa il viadotto tra le pile 6 e 7 e continua parallelo allo stesso fino alla cava.

La strada risulta ricadere all'interno delle aree di pericolosità delimitate dal PAI (Figura 18), ed in particolare la curva a valle del viadotto va a interessare anche l'area a pericolosità più elevata P3.

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IFOG	01 D 09	RI	ID0002 001	A	55 di 56

Dalla modellazione idraulica post operam si evidenzia che tale viabilità non viene interessata dall'evento con tempo di ritorno di 30 anni e viene marginalmente interessata dall'evento centennale, che risulta essere l'evento di riferimento definito nelle Norme di Attuazione del PAI (Figura 19).

Le aree di allagamento dell'evento trecentennale si spingono al di là della viabilità di servizio. La continuità idraulica viene garantita dal tombino DN1000 posto in corrispondenza della curva della strada, a valle del viadotto.

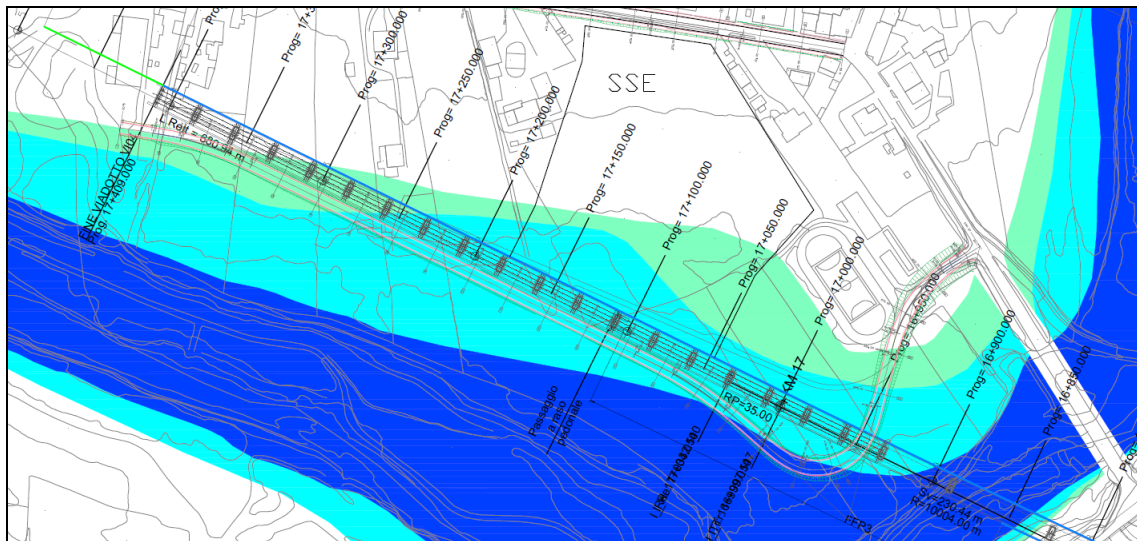


Figura 18 – Strada di progetto e perimetrazione PAI.

Relazione idraulica modello bidimensionale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IFOG	01 D 09	RI	ID0002 001	A	56 di 56

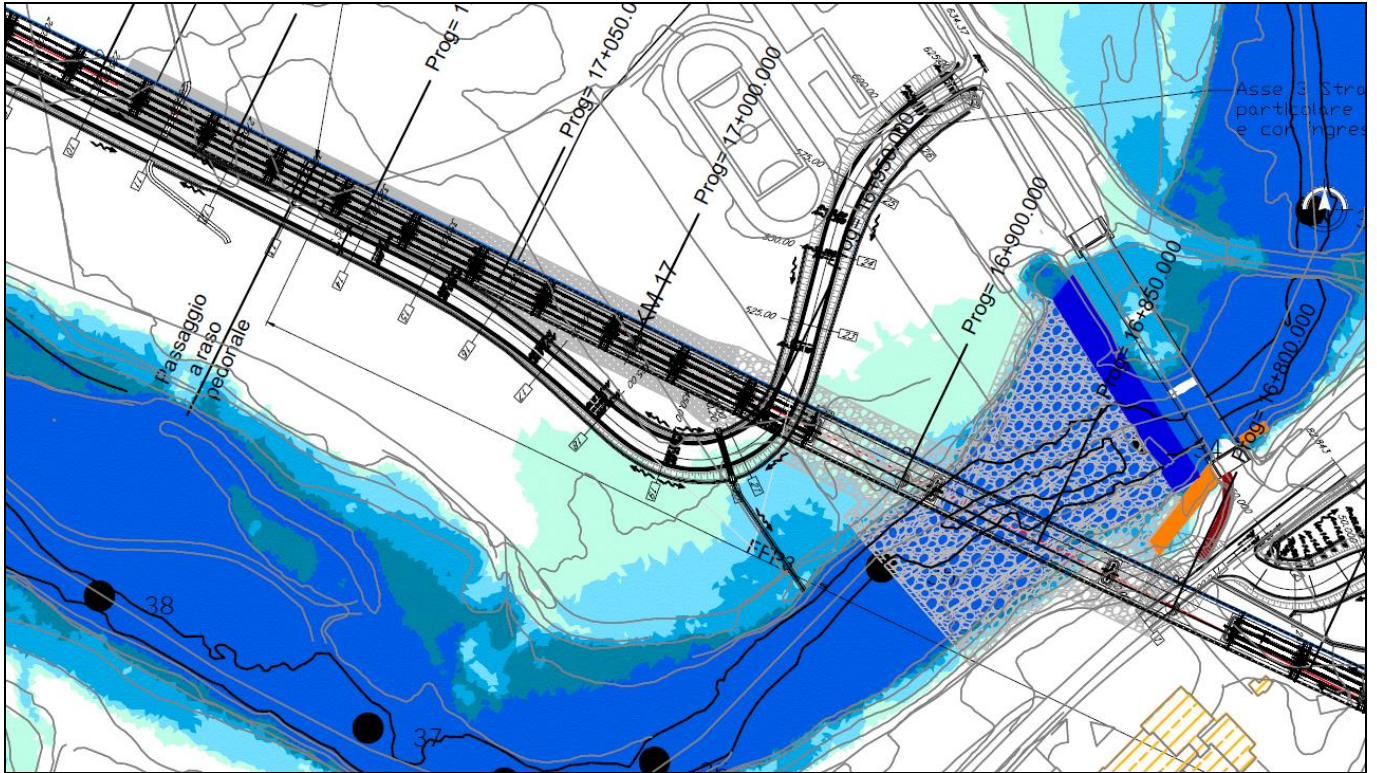


Figura 19 – Aree allagate ottenute dal modello idraulico in prossimità del viadotto VI04.