



COMUNE DI RAVENNA

AREA INFRASTRUTTURE CIVILI

SERVIZIO STRADE



Memoria della Federazione CISA
RINA
ISO 9001
Sistema Qualità Certificato

Sistema di Qualità certificato per:
Progettazione, programmazione,
affidamento, direzione lavori
dei lavori pubblici
e delle manutenzioni;
gestione espropri.

INTERVENTO:

LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO

PONTE SUL FIUME LAMONE (A112)

PROGETTO ESECUTIVO

Segretario generale:
Dott. PAOLO NERI

Assessore ai LL.PP:
Sig. ROBERTO GIOVANNI FAGNANI

Sindaco:
Sig. MICHELE DE PASCALE

Capo Servizio Strade : Ing. ANNA FERRI

Capo Area: Ing. MASSIMO CAMPRINI

Firme:

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: **Ing. VALERIO BINZONI**

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO TRA:

INNOVUS
ingegneria

(Mandataria)

**Prof. Ing.
Luigino Dezi**

(Mandante)

CONSULTEC sac.coop
Consulting & Engineering

(Mandante)

**Dott. Geol.
Eustachio Pietromartire**

(Mandante)

0	EMISSIONE	R.INNOCENZI	G.DEZI	L.DEZI	OTT. 2018
Rev.	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

ELABORATO:

RELAZIONE IDRAULICA

Codice Intervento:
PT: 2016/06.05/197

Data:
OTTOBRE 2018

Codice Elaborato:
R_1006

Scala:
-

File:

Revisione:
0

INDICE

RELAZIONE IDRAULICA	2
1 Premessa	2
2 Modellazione idraulica	4
1.1 Procedura di calcolo del modulo Steady Flow Analysis	4
2.1 Input, geometria dell'alveo, condizioni al contorno e parametri di resistenza	7
3 Risultati.....	9
3.1 Scenario con portata di 700 m ³ /s.....	9
3.2 Scenario con portata di 800 m ³ /s.....	10
3.3 Scenario con portata di 880 m ³ /s.....	11
4 Conclusioni sul franco idraulico	13
5 Valutazione dell'erosione.....	13
6 Conclusioni sull'erosione	16

RELAZIONE IDRAULICA

1 Premessa

Il presente studio riguarda la valutazione del franco di sicurezza idraulico e la verifica di erosione del nuovo ponte previsto per l'attraversamento del Fiume Lamone, in località Grattacoppa nel territorio comunale di Ravenna, a seguito della demolizione di quello esistente. Sono illustrati i risultati di una serie di simulazioni con portate variabili fino a quella di riferimento al tempo di ritorno di 200 anni.

Allo stato attuale il ponte esistente è composto da 5 luci con quattro pile in alveo e presenta una quota del piano viabile di 11,11 m (Figura 1).

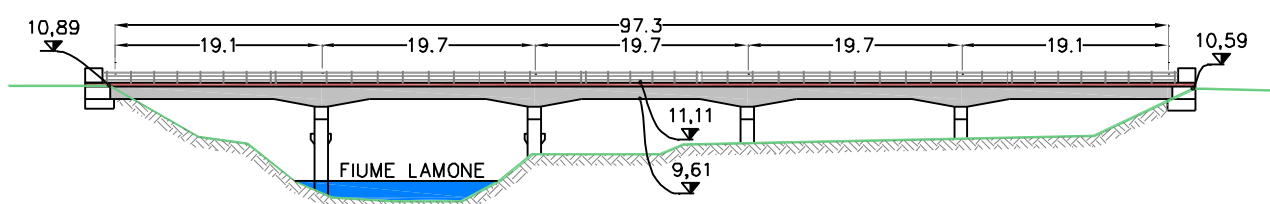


Figura 1 – Ponte esistente

Gli studi idraulici messi a disposizione dell'Autorità Idraulica forniscono un livello del pelo libero dell'acqua immediatamente prima del ponte a quota 11,07 m per una portata di circa 820 m³/sec calcolata con $T_r = 200$ anni. Il franco idraulico è praticamente nullo.

Avendo l'Amministrazione Appaltante deciso di ricostruire il ponte, al fine di migliorare la condizione idraulica dell'opera, si interviene sui seguenti aspetti:

- Realizzazione di un ponte con due pile in alveo e campata centrale di 42 m di lunghezza;
- Innalzamento della livelletta stradale;
- Risagomatura dell'alveo con spostamento del letto del fiume al centro della campata di 42 m;
- Manutenzione straordinaria dell'alveo con riduzione della scabrezza.

La livelletta stradale è innalzata in modo di verificare la condizione di avere l'intradosso dell'impalcato, almeno per una parte della luce complessiva, ad una quota pari a quella che si riscontra sulla sommità degli argini, come richiesto al par. 5.1.2.3 del D.M. 17/01/2018.

Per rispettare tale condizione si è disegnata una livelletta stradale con quota massima al centro del ponte di 12,99 m e di 10,87 m all'intradosso (Figura 2).

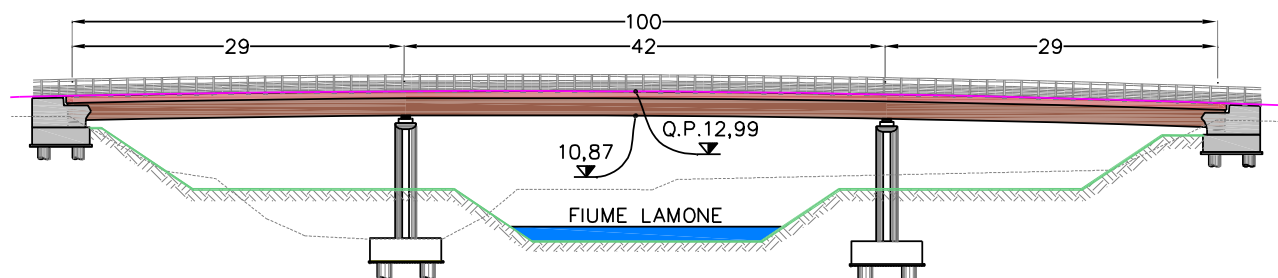


Figura 2 – Nuovo ponte

Per le simulazioni numeriche, si è partiti dalle ipotesi stabilite nel modello fornito dall'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, dal quale, oltre alle condizioni al contorno, sono state estrapolate le sezioni geometriche di riferimento per il tratto di alveo da studiare, in quanto dai nuovi rilievi le geometrie delle sezioni risultano praticamente convergere con quelle del modello di partenza.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite stralciando il modello di partenza dalla sezione 16029,4 alla sezione 13418,8.

In corrispondenza dell'attraversamento esistente e da demolire, sono state inserite le sezioni di progetto con il nuovo manufatto, tenendo in considerazione una risagomatura delle sezioni idrauliche per un tratto di 50 m a monte e 50 m a valle.

Per tener conto dei lavori di manutenzione straordinaria da eseguire in questo ultimo tratto di alveo, sono stati opportunamente ricalibrati i valori di scabrezza sia dell'alveo inciso che delle golene, tenendo in considerazione valori di bibliografia tipici di alvei di pianura non regolari.

Le simulazioni numeriche sono state eseguite per valori di portate pari a 700, 800 ed 880 m³/s. Nelle pagine che seguono si riportano nel dettaglio i risultati ottenuti.

Lo studio dell'erosione delle fondazioni ha fornito valori della profondità di scalzamento circa uguale sulle due pile e tali da consentire la realizzazione della sommità delle zattere ad una profondità inferiore alla quota di erosione stimata.

Il progetto del nuovo ponte prevede infine il riposizionamento del corso d'acqua, che oggi è spostato sulla destra idrografica. In corrispondenza del nuovo ponte l'alveo inciso viene ubicato centralmente rispetto alla luce complessiva dell'opera di attraversamento.

Conseguentemente la sistemazione dell'alveo si estenderà tra le sezioni 37 a monte e 35 a valle per complessivi 260 metri (Figura 3).

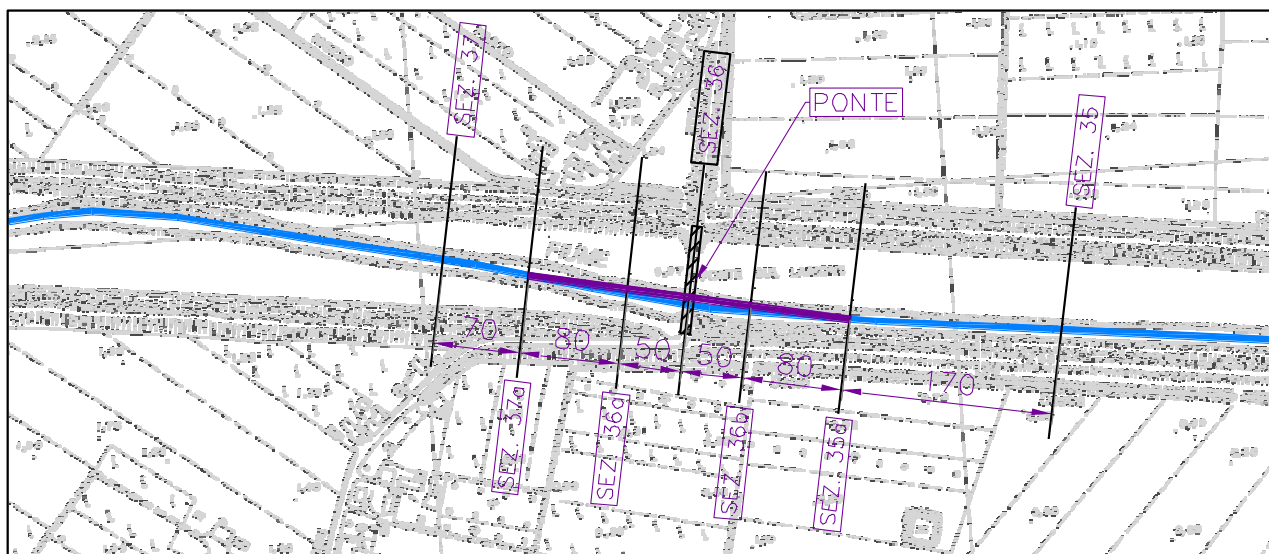


Figura 3 – Risagomatura dell'alveo

2 Modellazione idraulica

Le modellazioni numeriche sono state condotte mediante l'utilizzo del codice di calcolo noto in letteratura con il nome di **Standard Step Method** implementato nel Software HEC-RAS 5.0.0 versione Beta della U.S. Army Corps of Engineers, in regime monodimensionale.

Lo studio ha previsto la simulazione dello scenario idraulico con diversi regimi di portata.

Il modello geometrico dell'alveo è stato ricostruito utilizzando l'interpolazione lineare di un numero di sezioni sufficienti a garantire, con buona approssimazione, il reale andamento plano-altimetrico dell'asta fluviale.

Le simulazioni numeriche sono state condotte lasciando libera l'espansione del deflusso lungo l'intera sezione fluviale e considerando il moto come uniforme ed unidirezionale.

1.1 Procedura di calcolo del modulo Steady Flow Analysis

Questo modulo consente l'analisi ed il tracciamento di un profilo di corrente in condizioni di moto permanente per correnti stazionarie e gradualmente variate in canali naturali ed artificiali.

Possono essere calcolati i profili per correnti lente, veloci, o miste, con riferimento a correnti mono-dimensionali.

I profili di corrente vengono computati da una sezione trasversale alla successiva risolvendo l'equazione di conservazione dell'energia attraverso un procedura iterativa chiamata "Standard Step Method".

L'equazione di conservazione dell'energia, scritta con riferimento a due sezioni consecutive, assume la forma:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

nella quale le variabili introdotte (rappresentate nella figura 4) hanno il seguente significato:

- Z_1, Z_2 = quota di fondo nelle due sezioni considerate;
- Y_1, Y_2 = tirante idrico nelle due sezioni considerate;
- V_1, V_2 = velocità media nelle due sezioni considerate;
- a_1, a_2 = coefficiente di ragguglio delle velocità;
- g = accelerazione di gravità;
- h_e = perdita di energia.

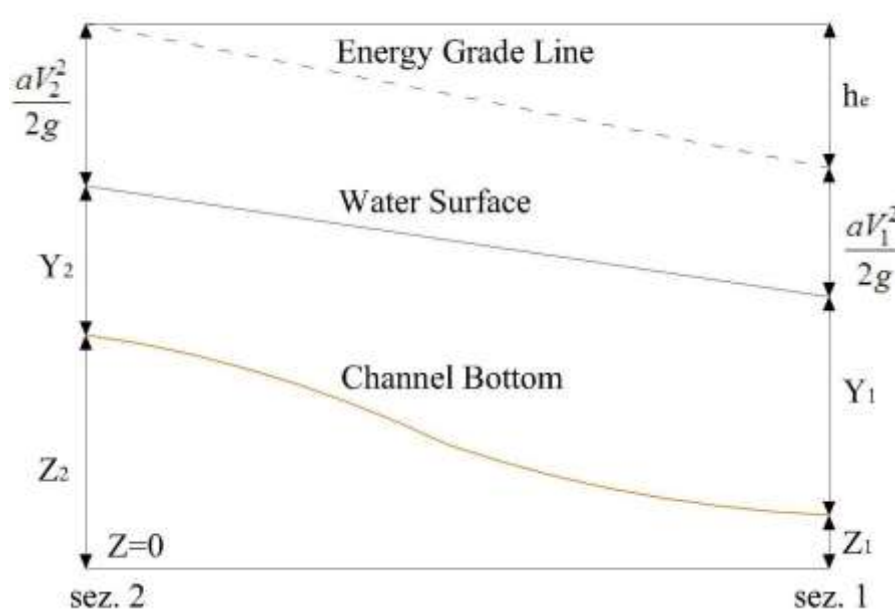


Figura 4 - Schema di riferimento per la scrittura dell'equazione dell'energia

La perdita di energia h_e è comprensiva delle perdite dovute alla scabrezza e delle perdite dovute ad eventuali contrazioni o espansioni:

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove:

- S_f = Slope Friction relativa al tratto compreso tra le sezioni 1 e 2;
- C = coefficiente di espansione o contrazione;
- L = lunghezza media del tratto compreso tra le due sezioni pesata rispetto alla distribuzione delle portate nelle sezioni trasversali e calcolata con la relazione che segue:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

con:

- L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} le lunghezze per il moto in golena sinistra, nell'alveo di magra e in golena destra;
- \bar{Q}_{lob} , \bar{Q}_{ch} , \bar{Q}_{rob} la media aritmetica delle portate nelle due sezioni con riferimento alla golena sinistra, alveo di magra e golena destra.

Dato che le sezioni trasversali possono essere costituite da parti aventi diversi valori del coefficiente di scabrezza (coefficiente di Manning n) è necessario, al fine di valutare la *Slope Friction* della sezione, determinare il valore della "conveyance" totale (cioè il deflusso per unità di perdita di carico nell'unità di lunghezza). Per fare ciò la sezione trasversale è suddivisa in tre strisce, ognuna delle quali caratterizzata da uno stesso valore di n , e per ciascuna di queste si calcola il relativo "conveyance".

Con riferimento alla formula di Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_f^{1/2}$$

il "conveyance", per ogni striscia, sarà espresso dalla seguente espressione:

$$K = \frac{1}{n} A R^{2/3}$$

dove:

- k = capacità di portata della porzione considerata;
- n = coefficiente di Manning della porzione;
- a = area della porzione;
- r = raggio idraulico della porzione.

I "conveyance" determinati per ciascuna striscia vengono raggruppati per macroarea, ottenendo così i "conveyance" per la banchina sinistra K_{lob} e per la banchina destra K_{rob} , mentre il "conveyance" per il canale principale K_{ch} è valutato con riferimento ad un'unica striscia centrale. Lo schema della sezione trasversale a cui fa riferimento la metodologia appena descritta è riportato nella figura 5. Il "conveyance" totale K_t , per l'intera sezione trasversale è dato dalla somma dei "conveyance" per le tre aree (banchina sinistra, canale principale e banchina destra).

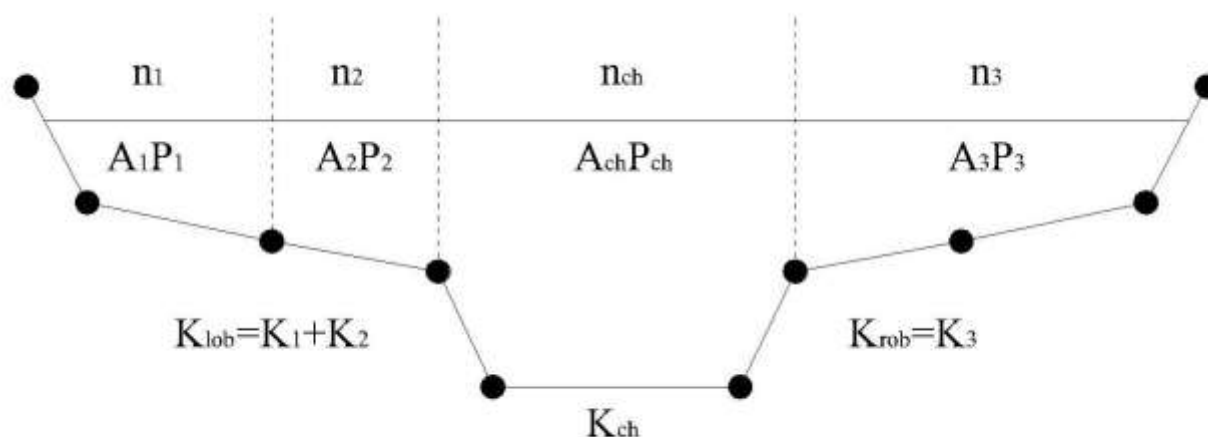


Figura 5 - Schema del calcolo della "conveyance" totale

2.1 Input, geometria dell'alveo, condizioni al contorno e parametri di resistenza

I dati di input utilizzati nel calcolo idraulico per la determinazione dei profili di moto permanente sono riconducibili all'inserimento, nella sezione di monte, di valori di portata variabile per arrivare a definire lo stato critico in corrispondenza del manufatto da realizzare.

Per quanto concerne le condizioni al bordo il software consente di adottare le seguenti:

- livello del pelo libero noto;
- altezza critica;
- livello idrico di moto uniforme;
- curva delle portate.

Il modello richiede l'impostazione delle condizioni al contorno sia per la sezione di valle che per quella di monte; nella fattispecie, si è ipotizzato il raggiungimento del moto critico nella sezione di monte mentre si è assunto il raggiungimento della pendenza di moto uniforme pari a 0.2% nella sezione di valle, coincidente con la pendenza media di fondo alveo.

La geometria dell'alveo è stata ricavata dall'aggiornamento del modello numerico messo a disposizione dall'Autorità di Bacino.

I parametri di resistenza sono stati inseriti tenendo in considerazione le diverse condizioni geometriche e morfologiche dell'alveo ed associando valori caratteristici per ogni sezione in conformità con i dati disponibili in letteratura.

Nello specifico, per il canale principale si sono assunti valori pari variabili da 0,03 a 0,035 $s/m^{1/3}$ compatibilmente con una tipologia di alveo definito pulito, mentre, per le golene, sono stati adottati valori di 0,05 $s/m^{1/3}$, questo relativamente al tratto interessato dalla pulizia e manutenzione straordinaria, e di 0,07/0,09 per i rimanenti.

Nella tabella che segue sono riportati i valori di scabrezza utilizzati per le diverse sezioni idrauliche.

	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	16029.4	n	0.07	0.035	0.09
2	15638.5	n	0.07	0.035	0.09
3	15330.5	n	0.07	0.035	0.09
4	14828.7	n	0.05	0.035	0.05
5	14828	Bridge			
6	14778.7	n	0.05	0.035	0.05
7	14532.2	n	0.07	0.035	0.09
8	14128.1	n	0.07	0.035	0.09
9	13749.5	n	0.07	0.035	0.09
10	13418.8	n	0.07	0.035	0.09

Tabella 1 - Valori di scabrezza utilizzati nel calcolo

3 Risultati

In questo capitolo sono illustrati i risultati ottenuti dalle analisi numeriche per i seguenti tre scenari idraulici:

- portata di 700 m³/s;
- portata di 800 m³/s;
- portata di 880 m³/s.

3.1 Scenario con portata di 700 m³/s

Nelle figure che seguono sono riportati il profilo di moto permanente e la sezione a monte del Ponte di progetto per una portata di 700 m³/s.

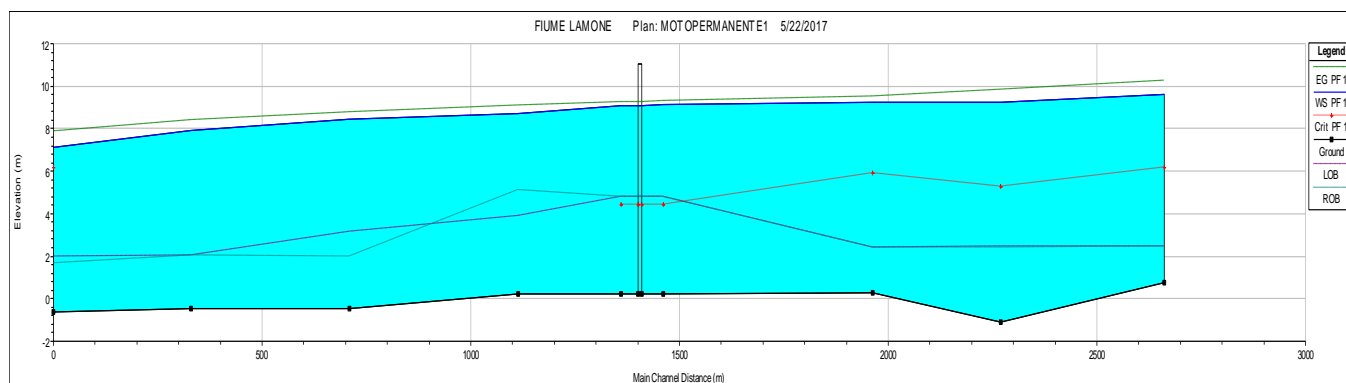


Figura 6 - Profilo di moto permanente con portata di 700 m³/s

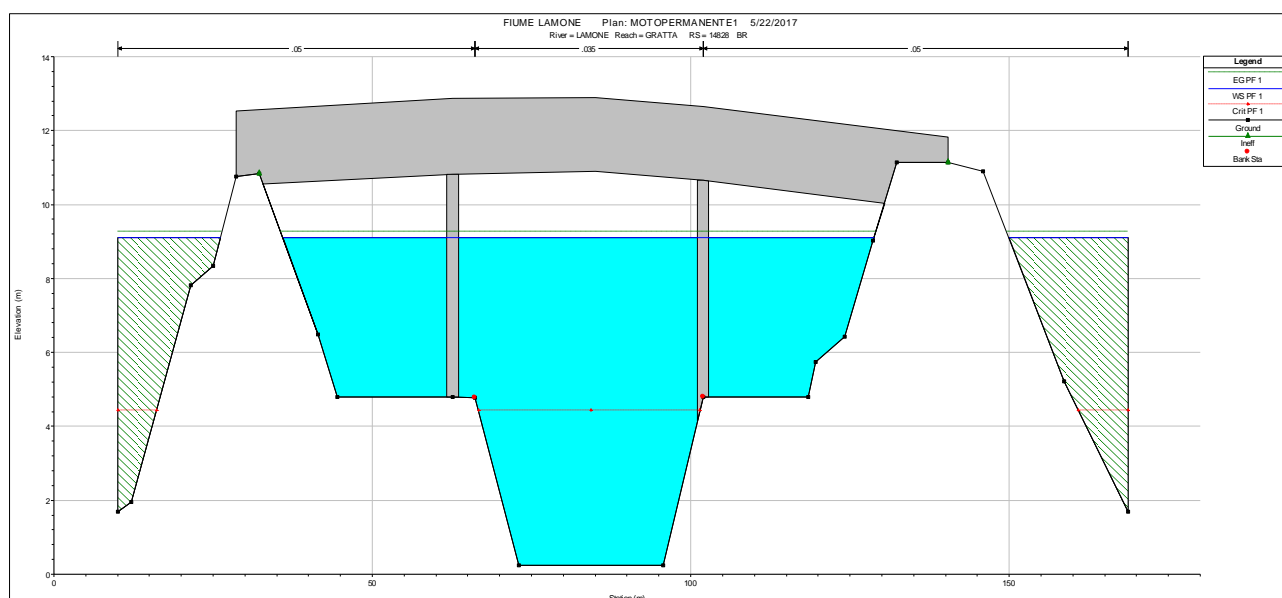


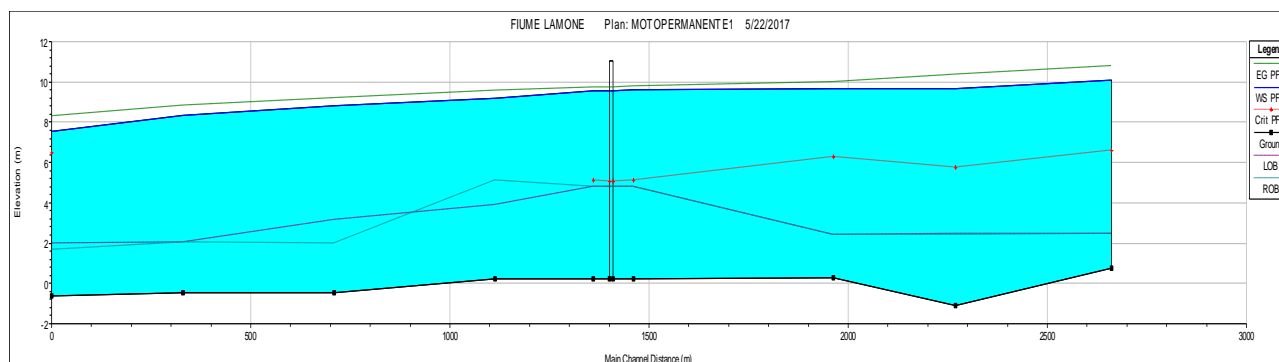
Figura 7 - Sezione a monte del Ponte di progetto con portata di 700 m³/s

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
GRATTA	16029.4	PF 1	700.00	0.75	9.63	6.17	10.22	0.000991	3.64	292.74	65.09	0.40
GRATTA	15638.5	PF 1	700.00	-1.10	9.24	5.26	9.85	0.000933	3.62	272.86	56.02	0.38
GRATTA	15330.5	PF 1	700.00	0.27	9.22	5.92	9.53	0.000615	2.85	466.29	101.22	0.32
GRATTA	14828.7	PF 1	700.00	0.25	9.13	4.44	9.28	0.000291	1.86	496.58	127.98	0.21
GRATTA	14828		Bridge									
GRATTA	14778.7	PF 1	700.00	0.25	9.09	4.44	9.24	0.000297	1.87	492.78	127.67	0.21
GRATTA	14532.2	PF 1	700.00	0.24	8.74		9.10	0.000838	2.95	364.90	87.58	0.35
GRATTA	14128.1	PF 1	700.00	-0.44	8.42		8.75	0.000854	3.10	414.62	93.13	0.35
GRATTA	13749.5	PF 1	700.00	-0.48	7.92		8.38	0.001054	3.46	357.46	91.07	0.40
GRATTA	13418.8	PF 1	700.00	-0.61	7.13	6.17	7.88	0.002000	4.44	288.45	87.92	0.54

Tabella 2 – Calcolo del franco idraulico per una portata di 700 m³/s

3.2 Scenario con portata di 800 m³/s

Nelle figure che seguono sono riportati il profilo di moto permanente e la sezione a monte del Ponte di progetto per una portata di 800 m³/s.

Figura 8 - Profilo di moto permanente con portata di 800 m³/s

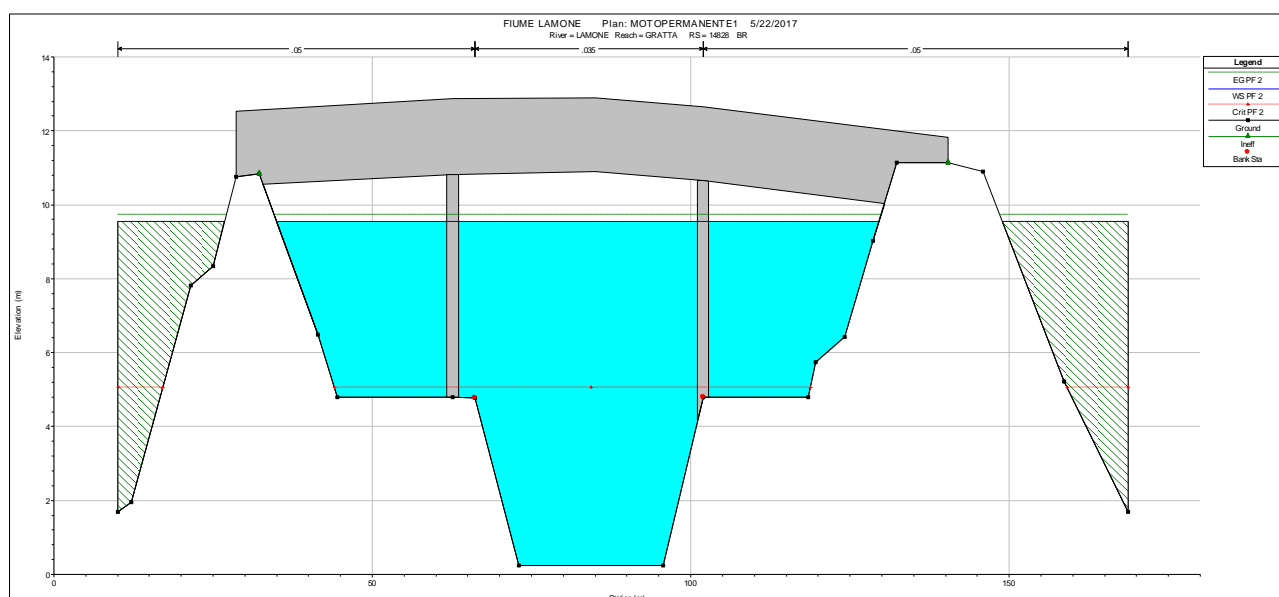


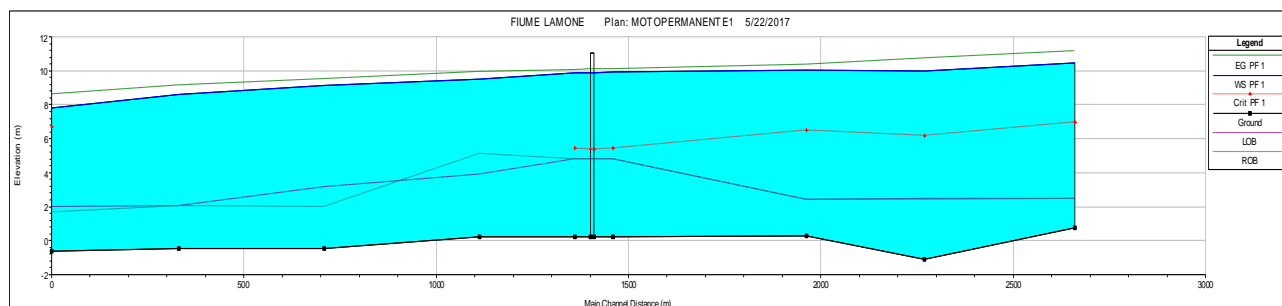
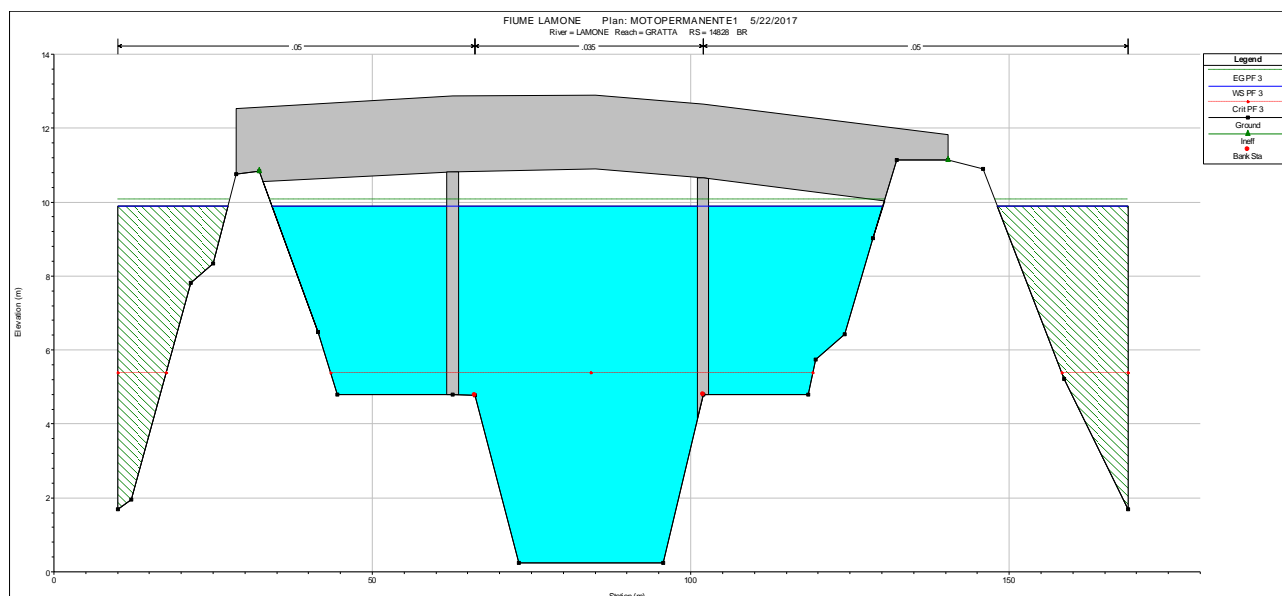
Figura 9 - Sezione a monte del Ponte di progetto con portata di 800 m³/s

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude #	Chl
GRATTA	16029.4	PF 1	800.00	0.75	10.11	6.61	10.76	0.001034	3.85	324.28	66.35	0.41	
GRATTA	15638.5	PF 1	800.00	-1.10	9.67	5.77	10.36	0.001017	3.89	297.15	57.65	0.40	
GRATTA	15330.5	PF 1	800.00	0.27	9.68	6.27	10.01	0.000636	3.00	512.77	102.83	0.32	
GRATTA	14828.7	PF 1	800.00	0.25	9.59	5.11	9.75	0.000303	1.97	539.28	131.43	0.22	
GRATTA	14828	Bridge											
GRATTA	14778.7	PF 1	800.00	0.25	9.55	5.11	9.71	0.000310	1.98	535.14	131.10	0.22	
GRATTA	14532.2	PF 1	800.00	0.24	9.16		9.56	0.000869	3.12	403.00	91.33	0.36	
GRATTA	14128.1	PF 1	800.00	-0.44	8.84		9.19	0.000879	3.26	454.13	94.55	0.36	
GRATTA	13749.5	PF 1	800.00	-0.48	8.32		8.81	0.001088	3.63	394.09	92.57	0.41	
GRATTA	13418.8	PF 1	800.00	-0.61	7.52	6.48	8.31	0.002000	4.61	323.54	89.46	0.54	

Tabella 3 – Calcolo del franco idraulico per una portata di 800 m³/s

3.3 Scenario con portata di 880 m³/s

Nelle figure che seguono sono riportati il profilo di moto permanente e la sezione a monte del Ponte di progetto per una portata di 880 m³/s.

Figura 10 - Profilo di moto permanente con portata di 880 m³/sFigura 11 - Sezione a monte del Ponte di progetto con portata di 880 m³/s

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude #	Chl
GRATTA	16029.4	PF 1	880.00	0.75	10.47	6.95	11.17	0.001066	4.01	348.37	67.29	0.42	
GRATTA	15638.5	PF 1	880.00	-1.10	9.99	6.16	10.75	0.001080	4.09	315.73	58.86	0.41	
GRATTA	15330.5	PF 1	880.00	0.27	10.02	6.50	10.37	0.000652	3.12	548.16	104.04	0.33	
GRATTA	14828.7	PF 1	880.00	0.25	9.93	5.41	10.10	0.000312	2.05	571.91	134.02	0.22	
GRATTA	14828	Bridge											
GRATTA	14778.7	PF 1	880.00	0.25	9.89	5.41	10.06	0.000319	2.07	567.50	133.67	0.22	
GRATTA	14532.2	PF 1	880.00	0.24	9.48		9.91	0.000891	3.25	432.74	94.15	0.36	
GRATTA	14128.1	PF 1	880.00	-0.44	9.16		9.53	0.000897	3.38	484.28	95.62	0.37	
GRATTA	13749.5	PF 1	880.00	-0.48	8.62		9.14	0.001112	3.77	422.12	93.70	0.42	
GRATTA	13418.8	PF 1	880.00	-0.61	7.82	6.70	8.63	0.002000	4.73	350.44	90.62	0.55	

Tabella 4 – Calcolo del franco idraulico per una portata di 880 m³/s

4 Conclusioni sul franco idraulico

Considerando i vincoli geometrici imposti delle rampe di accesso al ponte si è potuto soddisfare la richiesta normativa per i fiumi arginati di avere l'intradosso dell'impalcato almeno per una parte della luce complessiva ad una quota pari a quella della sommità degli argini.

Le simulazioni sopra riportate migliorano notevolmente la sicurezza idraulica rispetto alla situazione attuale, in quanto i franchi idraulici, in relazione alle diverse portate di calcolo ipotizzate, assumono i seguenti valori:

Portata	Franco idraulico
700 m ³ /sec	1,77 metri
800 m ³ /sec	1,31 metri
880 m ³ /sec	0,97 metri.

5 Valutazione dell'erosione

I fenomeni di scalzamento sulle fondazioni dei ponti sono la conseguenza dell'azione erosiva della corrente che scava e trasporta a valle il materiale che costituisce il fondo dell'alveo. La dimensione del fenomeno dipende dalla capacità erosiva della corrente, dalla resistenza all'erosione del materiale d'alveo e dal bilancio del trasporto solido entrante e uscente nella sezione del ponte.

Nel corso di una piena, i ponti posti su un corso d'acqua a granulometria grossolana sono spesso soggetti a scalzamento del tipo clear-water (assenza di trasporto solido da monte) alle portate più basse, del tipo live-bed (presenza di trasporto solido da monte) alle portate più elevate e nuovamente del tipo clear-water con la piena in fase discendente.

Nelle condizioni di deflusso tipiche del corso d'acqua d'interesse, possono essere necessarie diverse piene perché si sviluppi il massimo scalzamento potenziale, poiché la definizione del valore dello scalzamento è complicata dalla natura ciclica del fenomeno che, in un evento di piena, raggiunge il valore massimo nell'intorno del colmo e si riduce sensibilmente con la coda della piena, quando la buca viene nuovamente riempita dai sedimenti trasportati dalla corrente.

Comunque nella maggior parte dei casi la configurazione del fondo alveo, in materiale sabbioso, nel corso di una piena passa dalla forma a dune a quella piana, a causa dell'aumento delle velocità.

Nella pratica si può quindi tener conto di un valore massimo di scalzamento superiore del 10% a quello di equilibrio.

Lo scalzamento totale relativo ad un attraversamento è costituito da tre componenti, di cui le ultime due prevalenti sulla prima:

- Abbassamento generalizzato dell'alveo;
- Scalzamento da contrazione della sezione trasversale;
- Scalzamento locale per effetto della pila o della spalla.

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

Le diverse componenti di erosione distribuita e localizzata sono state valutate utilizzando le formulazioni empiriche disponibili nel software Hec-Ras 5.1.0 e note in letteratura, valutando l'entità degli scalzamenti con le portate di progetto.

Tutte le equazioni utilizzate per la stima quantitativa dei valori di scalzamento derivano da esperienze di laboratorio, con limitate verifiche in campo, perciò risultano molto importanti le osservazioni e le rilevazioni dirette, derivanti da campagne di misura.

Le equazioni sono valide per materiali non coesivi e forniscono il massimo scalzamento potenziale senza tenere conto dell'evoluzione temporale del fenomeno.

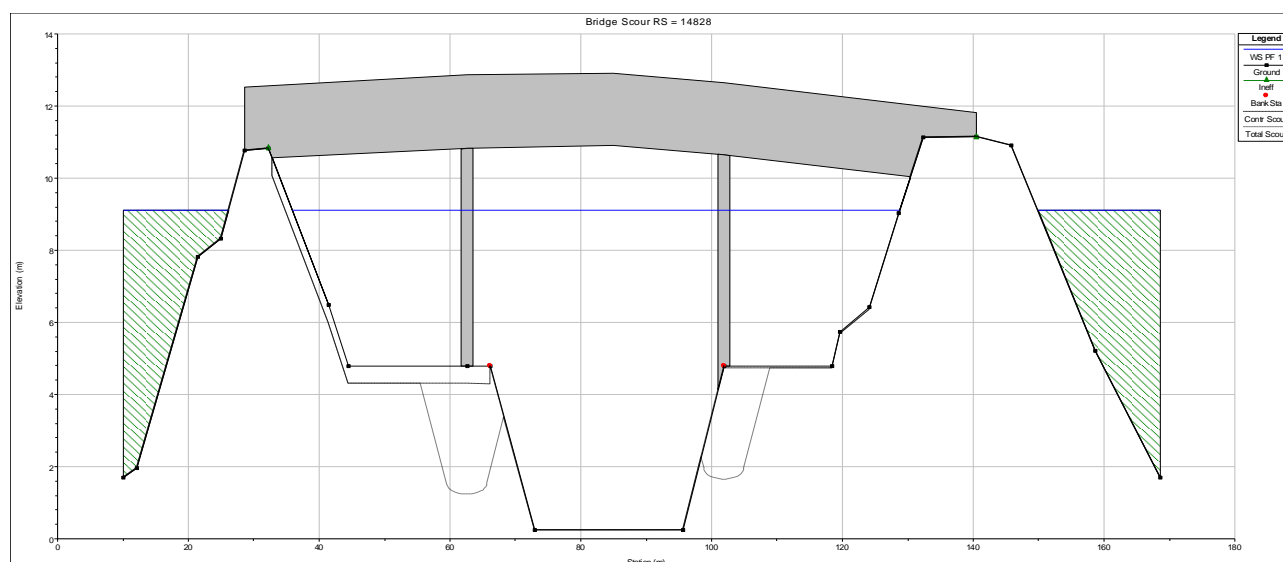


Figura 12 - Sezione a monte del Ponte di progetto con portata di 880 m³/s

Dall'esame della figura 13 emerge che la profondità massima di erosione si registra sulla pila in sinistra idraulica. Sommando i tre contributi, abbassamento generalizzato dell'alveo, scalzamento da contrazione della sezione trasversale e scalzamento locale per effetto della pila, si ottengono i valori 3,57 m per la pila sinistra e 3,15 m per la pila destra (figura 12).

Contraction Scour		Left	Channel	Right
Input Data				
	Average Depth (m):	2.92	8.35	3.83
	Approach Velocity (m/s):	0.68	2.85	0.66
	Br Average Depth (m):	3.64	8.11	3.53
	BR Opening Flow (m ³ /s):	78.85	549.22	71.93
	BR Top WD (m):	28.43	34.87	25.96
	Grain Size D50 (mm):	0.01	0.01	0.01
	Approach Flow (m ³ /s):	38.87	509.05	152.08
	Approach Top WD (m):	19.56	21.39	60.27
	K1 Coefficient:	0.690	0.690	0.690
Results				
	Scour Depth Ys (m):	0.50	0.00	0.08
	Critical Velocity (m/s):	0.16	0.19	0.17
	Equation:	Live	Live	Live
Pier Scour				
All piers have the same scour depth				
Input Data				
	Pier Shape:	Sharp nose		
	Pier Width (m):	1.80		
	Grain Size D50 (mm):	0.01000		
	Depth Upstream (m):	8.05		
	Velocity Upstream (m/s):	1.86		
	K1 Nose Shape:	0.90		
	Pier Angle:	0.00		
	Pier Length (m):	10.00		
	K2 Angle Coef:	1.00		
	K3 Bed Cond Coef:	1.10		
	Grain Size D90 (mm):	0.10000		
	K4 Armouring Coef:	1.00		
Results				
	Scour Depth Ys (m):	3.07		
	Froude #:	0.21		
	Equation:	CSU equation		
Combined Scour Depths				
Pier Scour + Contraction Scour (m):				
		Left Bank: 3.57		
		Right Bank: 3.15		

Tabella 5 - Erosione delle pile con portata di 880 m³/s

6 Conclusioni sull'erosione

Il valore massimo della profondità di erosione è ottenuto sulla pila in sinistra idraulica, come somma delle tre componenti, abbassamento generalizzato dell'alveo, scalzamento da contrazione della sezione trasversale e scalzamento locale per effetto della pila o della spalla, e vale 3,57 m.

Per maggiore sicurezza, al fine di garantire un corretto comportamento idraulico delle pile, le zattere delle stesse saranno impostate ad una profondità tale da avere l'estradosso ad una profondità di 4,00 m.