

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA



CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

SISTEMAZIONE RIO MULINO DE JOSSO - MILIS

CUP: 484H17000990002 - CAT: P1017

PROGETTO DEFINITIVO

il Committente
CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

il Responsabile del Unico del Procedimento
ing. Giorgio BRAVIN

Elab.

A.7.3

Relazioni di verifica idraulica
degli attraversamenti viari
ex art. 22 delle N.A. del PAI

R.T.P. CUCCU-FRAU - v. Alfieri n. 21, 09170 - ORISTANO

il capogruppo
ing. Simone CUCCU

data - 21/11/2022

REV. -

SOMMARIO

*VERIFICA DI SICUREZZA DELLE INFRASTRUTTURE ESISTENTI DI ATTRAVERSAMENTO
VIARIO SULLA S.P.N. 15*

*VERIFICA DI SICUREZZA DELLE INFRASTRUTTURE ESISTENTI DI ATTRAVERSAMENTO
VIARIO SULLA S.P.N. 17*

ALLEGATI

***VERIFICA DI SICUREZZA DELLE INFRASTRUTTURE ESISTENTI DI AT-
TRAVERSAMENTO VIARIO SULLA S.P.N. 15***

SOMMARIO

<i>PREMESSA</i>	1
<i>INQUADRAMENTO</i>	2
<i>ANALISI IDROLOGICA IDRAULICA</i>	7
Assetto fisico-ambientale del bacino idrografico	7
Regime idrometrico	8
Portate di progetto	9
Modello idraulico	9
Coefficiente di scabrezza	9
Condizione idraulica al contorno	10
Sezioni	10
Verifica del franco minimo	10
Valutazione degli effetti idraulici indotti dall'attraversamento	14
Condizioni di stabilità dell'attraversamento e delle opere collegate	16
Scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile	16
Erosione alla base delle spalle del ponte	16
Verifica dei processi erosivi in alveo a monte e a valle delle pile e spalle dell'opera	17
Urti e abrasioni provocate dalla corrente e da eventuali corpi flottanti e materiale detritico sulle pile in alveo	19
Scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente	19
Verifica dell'esistenza di eventuali fenomeni franosi che possano determinare la situazione di instabilità sulla struttura del ponte e delle strutture di accesso	19
Verifica di innesco di potenziali colate detritiche a monte dell'opera e identificazione del potenziale percorso	19
Spinta idrodinamica per effetto del sopralzo indotto della struttura; ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte stesso per effetto ostruzione delle luci	19
Valutazione della potenzialità di trasporto solido	20
<i>INDICAZIONI PER L'ESERCIZIO TRANSITORIO</i>	22
<i>INTERVENTI DI MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA PROPOSTI</i>	22
<i>CONDIZIONI GENERALI PER LA DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI MANUTENTIVI O DI ADEGUAMENTO</i>	22
<i>MISURE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO DETERMINATO DAL ATTRAVERSAMENTO ESISTENTI</i>	23

PREMESSA

La presente relazione di verifica è stata redatta a corredo del <SISTEMAZIONE RIO MULINO DE JOSSO – MILIS>, segue gli indirizzi per le verifiche su infrastrutture, anticipati dall'art. 22 delle N.A. del PAI e meglio specificate nella direttiva allegata alla determinazione del Comitato Istituzionale n. 2 del 17.10.2017 recante <Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché delle altre opere interferenti>.

Il Consorzio di Bonifica dell'Oristanese, ente titolare del relativo finanziamento per la realizzazione dell'intervento, ha accolto la richiesta del Servizio del Genio civile di Oristano per la predisposizione della presente verifica di sicurezza nonostante l'infrastruttura sia appartenente alla Provincia di Oristano.

Il progetto prevede le attività di pulizia del corso d'acqua e di protezione spondale in prossimità dei ponti sulle strade provinciali n. 15 e n. 17 che intersecano il Riu Mulino de josso (noto anche come Riu Mannu), come da elaborati di progetto cui si rimanda.

Conseguentemente, il presente documento definisce i contenuti e le modalità operative per lo svolgimento delle verifiche nonché definisce le misure non strutturali atte alla mitigazione del rischio residuo presente, alla luce dell'approfondimento degli elementi tecnici e della verifica idraulica dell'opera d'arte in esame, nel caso specifico l'intersezione avente codice F208_SP_0016 secondo la nomenclatura indicata nell'apposito strato informativo (Attraversamenti_Provincia_di Oristano.shp) messo a disposizione dall'Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna (ADIS).

INQUADRAMENTO

Il ponte e la sovrastruttura oggetto della verifica ricadono nel territorio comunale di Milis, ubicati all'estrema periferia sud est del centro abitato di Milis il tratto di intervento del corso d'acqua si sviluppa per circa 800 metri, lungo le sponde del Riu Mannu, partendo circa 100 metri a monte dell'attraversamento e proseguendo lungo il corso d'acqua verso valle. La strada Provinciale n. 17 collega Milis a Paulilatino.

L'attraversamento è costituito da una sezione rettangolare di larghezza pari a 8,60 m, altezza 2,45 m, spessore impalcato 1,30 m, spalle in pietra.

Nella Carta Tecnica Regionale Numerica in scala 1:10.000 ricade in buona parte nel Foglio 514 Sezione 160 – San Vero Milis; I.G.M.I: Foglio 514 – sezione II – San Vero Milis (scala 1:25.000). Le coordinate geografiche espresse nel sistema di riferimento WGS 1984 UTM zone 32, che individuano il punto significativo corrispondente al punto centrale dell'attraversamento sono: 468876,19 m E — 4432549,16 m N.

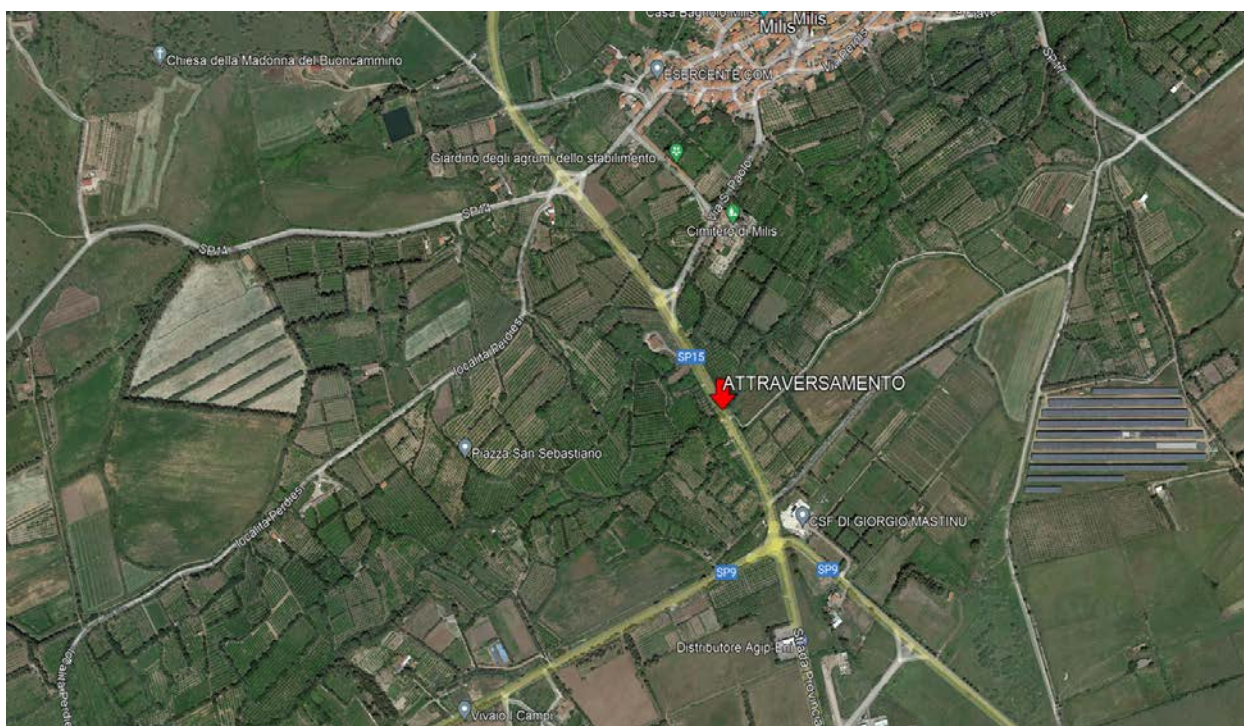
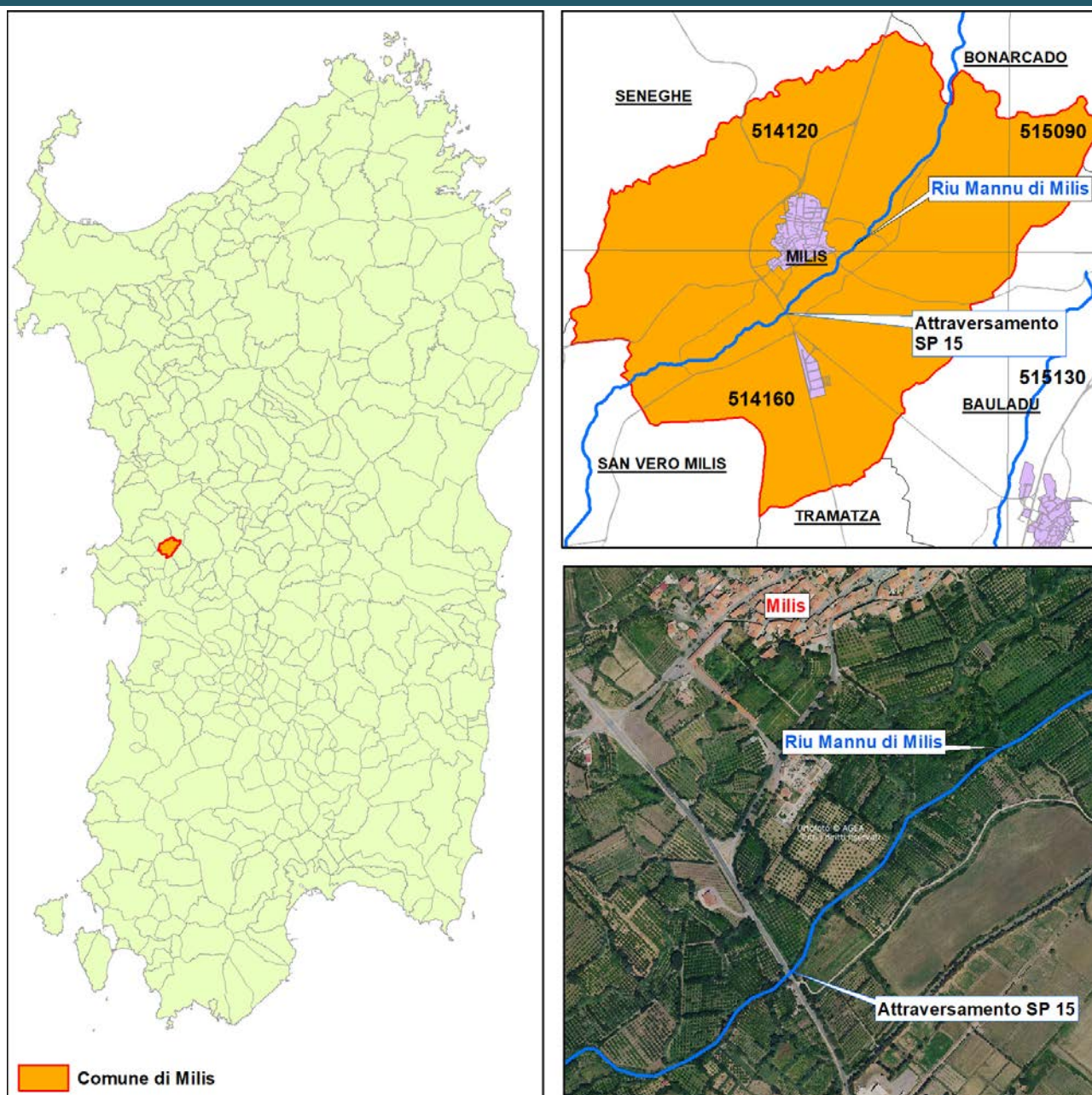


Fig. n. 1 - Inquadramento su foto Google Earth

Per una descrizione esaustiva dello stato del ponte e delle opere connesse si rimanda agli elaborati progettuali: *Elab. A. 1 – Relazione generale; Elab. A. 7.1 - Studio di compatibilità idraulica – Relazione -; Elab. 3 - Profilo e sezioni del corso d'acqua – stato attuale e stato di progetto e Elab. 4 - Particolari costruttivi dell'intervento.*



Figg. n. 2, n. 3 e n. 4 - Inquadramento area oggetto d'intervento

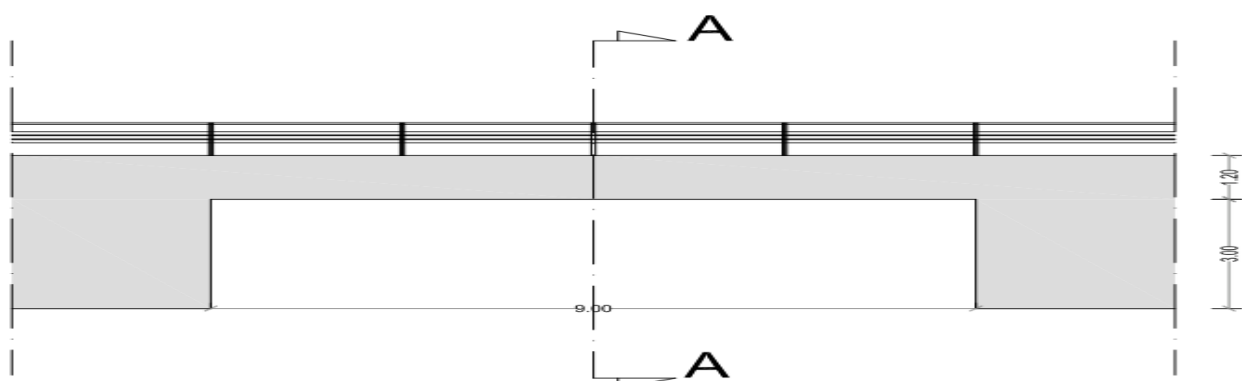


Fig. n. 5 - Estratto sezione longitudinale ponte



Fig. n. 6 - Attraversamento visto da monte



Fig. n. 7 - Attraversamento visto da monte



Fig. n. 8 - Attraversamento visto da monte



Fig. n. 9 - Attraversamento visto da sotto l'impalcato



Fig. n. 10 - Attraversamento visto da sotto l'impalcato

ANALISI IDROLOGICA IDRAULICA

La finalità dello studio comporta la necessità di caratterizzare dal punto di vista idrologico il tronco d'interesse del reticolo, al fine di valutare le capacità di deflusso per la portata di progetto corrispondente a un tempo di ritorno di 200 anni.

Assetto fisico-ambientale del bacino idrografico

Il Riu Mannu è un importante corso d'acqua che nasce nel Montiferru in territorio di Santu Lussurgiu. Si sviluppa in direzione nord-sud fino al paese di Milis, rispetto al quale si articola a sud di esso in direzione ovest-est per poi proseguire verso il suo ricettore (il Riu Mare Foghe) in agro di Zeddiani. Il Riu Mannu, che come sopra riportato nel suo sviluppo prende diverse ulteriori denominazioni in funzione dei toponimi dei posti attraversati, è a sua volta ricettore di diversi altri fiumi di diversa entità, anch'essi provenienti prevalentemente dal Montiferru, dai versanti di Bonarcado e Seneghe. Relativamente al rio, il recente studio di compatibilità idraulica, redatto in fase di aggiornamento dello strumento urbanistico, mette in evidenza che il bacino di riferimento riguarda quasi 50 km² di territorio con una pendenza media dello 17%, aspetti dai quali se ne deduce la capacità in termini di portata (190 e 307 m³/s rispettivamente le portate cinquantenaria e cinquecentenaria) e di forza della corrente correlata ad una significativa pendenza motrice.

Dei circa 19 km di asta principale, quelli interessati dal presente intervento le intersezioni del rio con la S.P. n. 17 e quella con la S.P. n. 15. Questa porzione di fiume si snoda all'interno della parte più pregiata dell'agro milese, in quanto associato alla produzione di agrumi, con importanti colture presenti su entrambe le sponde del corso d'acqua.

Per lo sviluppo della modellazione del Riu Mannu nelle due fasi *pre e post intervento* si è deciso di partire dai dati riportati nel citato <Studio comunale di assetto idrogeologico - parte idraulica - redatto ai sensi dell'art. 8 comma 2 delle Norme di Attuazione del PAI previgenti al decreto Presidente Regione n. 35/2018> di Frau e Schintu, al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti, e che sono di seguito sintetizzati.

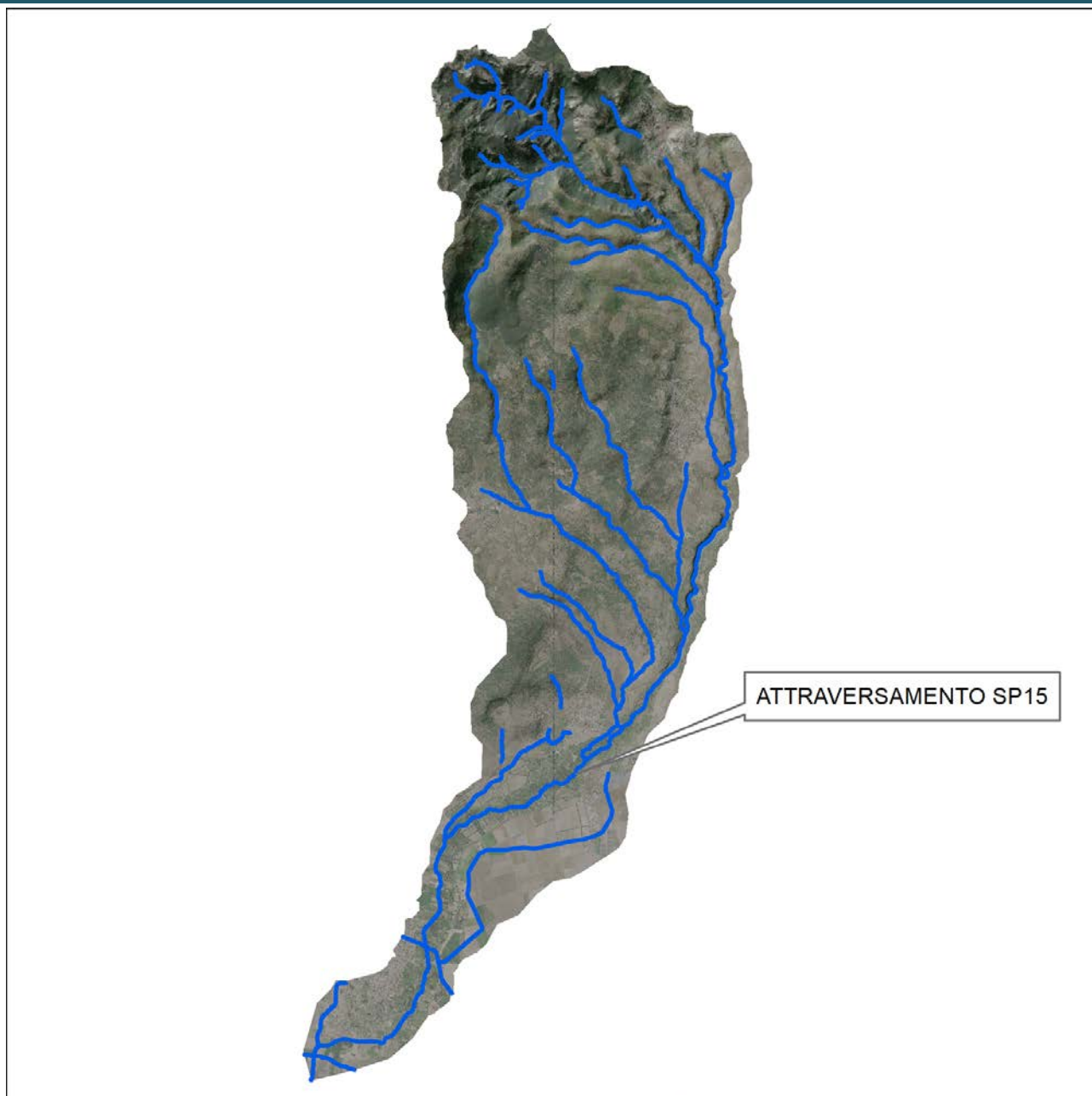


Fig. n. 11 – Bacino imbrifero

Regime idrometrico

Il Riu Mannu è stato soggetto di una forte antropizzazione, che ha riguardato la sua parte terminale prima dell'immissione nel rio Mare Foghe che è arginato per un lungo tratto. Nell'area di interesse, il Riu Mannu è stato interessato da importanti interventi di regimazione negli anni 50-60. Nel caso dell'opera d'arte in questione il Mannu, subito a monte dell'attraversamento riceve, in destra idraulica, i deflussi del Riu Strampadorzu che si articola parallelamente per un breve tratto. Poco a monte del manufatto ponte, in sinistra idraulica, è poi presente una canala che raccoglie le acque della cunetta stradale che corre parallela alla S.P. n. 15.

Portate di progetto

Sulla base delle considerazioni espresse nel paragrafo precedente, la caratterizzazione idrologica utilizzata per la verifica del ponte stradale sono quelle derivante dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF) del 2015.

Le portate utilizzate in sede di modellazione idraulica per il tratto analizzato sono:

Portate utilizzate in sede di modellazione idraulica [m ³ /s]	
Tr=50	190,68
Tr=100	225,55
Tr=200	260,59
Tr=500	307,00

Tab. n. 1- Portate utilizzate in sede di modellazione idraulica

Sopra sono state riportate le portate per i tempi di ritorno considerati nell'ambito dello studio del PSFF (2015), per la verifica dell'infrastruttura stradale come evidenziato nella Direttiva che riporta che <il tempo di ritorno della piena da utilizzare per le verifiche idrauliche degli attraversamenti esistenti, ai sensi dell'articolo 21 delle N.A. del P.A.I. e del paragrafo 5.1.2.4 del D.M. 14.01.2008, deve rispettare un valore non inferiore ai 200 anni>.

I parametri morfometrici per il bacino di riferimento del ponte sulla S.P. n. 17 sono riportati nella tabella seguente, e corrispondono ai valori elaborati nell'ambito dello studio del PSFF (2015) per il sottobacino Riu Mannu.

Bacino	Superfici	Hmin	Hmax	Hme	L asta	I asta
	[km ²]	[m s.m.]	[m s.m.]	[m s.m.]	[km]	[m/m]
Sottobacino R (PSFF)	49,622	29,35	1050	416,42	19,389	0,025

Tab. n. 2- Parametri morfometrici di riferimento del bacino

Modello idraulico

Il modello idraulico è stato implementato adottando il codice di calcolo Hec-Ras versione 5.0.7 (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System), elaborato dall'U.S. Army Corps of Engineers, con il quale è possibile eseguire calcoli in condizioni stazionarie e non stazionarie, per condizioni di corrente lenta, veloce e mista, ricavando le principali caratteristiche del moto.

Coefficiente di scabrezza

Il modello utilizzato impiega il parametro di resistenza al moto di Manning. I valori del parametro sono assegnati, sezione per sezione, in dipendenza delle condizioni dell'alveo rilevate e tengono conto della presenza di vegetazione, rivestimenti murari, etc.

I criteri di attribuzione del valore sono soggettivi e variabili nel tempo secondo le condizioni di scabrezza dell'alveo e della golenia. Rispetto allo studio precedente sono stati aggiornati i valori del parametro di resistenza al moto.



Fig. n. 12 – Sezione generica di attraversamento fluviale con indicazione delle aree a scabrezza omogenea

La sezione tipo del tratto oggetto di studio può essere schematizzata come nella figura seguente, nella quale si possono identificare 5 tratti omogenei che corrispondono:

- 1 - golena sinistra;
- 2 - sponda sinistra dell'alveo inciso;
- 3 - alveo centrale;
- 4 - sponda destra dell'alveo inciso;
- 5 – golena destra.

Adottando la schematizzazione indicata sopra, si riesce a rappresentare più in dettaglio le caratteristiche di scabrezza del corso d'acqua; inoltre questa netta suddivisione è riscontrabile in situ, dove si può osservare chiaramente la presenza di fitta vegetazione con la presenza di alberi di alto fusto lungo le sponde sia destra sia sinistra dell'alveo centrale. Mentre i larghi tratti golenali sia in sponda destra che sinistra sono soggetti all'intervento antropico, queste aree sono coltivate regolarmente con colture stagionali e più frequentemente con agrumenti di pregio, soprattutto in destra idraulica.

Parametro di resistenza al moto di Manningn ($m^{-1/3}/s$)					
Tratto Sezione	1	2	3	4	5
Ponte S.P. n. 15	0,045	0,09	0,025	0,09	0,045

Tab. n. 3- Coefficienti di scabrezza di Manning utilizzati in nella simulazione idraulica

Per una corretta visione dei coefficienti di scabrezza utilizzati in sede di calcolo si rimanda all'report della simulazione idraulica con la rappresentazione grafica dei livelli di piena, dove nelle sezioni di calcolo sono indicati i parametri di Manning utilizzati.

Condizione idraulica al contorno

Le caratteristiche della corrente sono generalmente di tipo lento per l'intero tratto simulato. Per quanto riguarda le condizioni al contorno, nel tratto considerato è stata inserita per ogni simulazione la portata per assegnato tempo di ritorno e l'altezza idrica della sezione di monte, mentre nella sezione di valle è stata inserita l'altezza critica.

Sezioni

Il tratto interessato dalla verifica idraulica del ponte, come previsto dalla Direttiva, interessa un tratto a monte e a valle di 500 metri nel quale sono ricompresi altri eventuali attraversamenti stradali, quali il ponte sulla S.P. 17, anch'esso oggetto di verifica.

Per la caratterizzazione geometrica delle sezioni utilizzate nel modello, si è fatto riferimento al rilievo GPS (anno 2018) nell'ambito della redazione del progetto di cui al presente elaborato.

Verifica del franco minimo

La valutazione del franco idraulico e del tempo di ritorno caratteristico delle opere è stata fatta secondo le normative vigenti, la Regione Sardegna ha pubblicato infatti la <Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché di altre opere interferenti", pubblicata nella Delibera di Giunta Regionale n. 43/2 dell'1/09/2016>.

Si definisce il franco idraulico come la distanza fra l'intradosso della sezione dell'attraversamento e il livello idrico relativo alla portata avente tempo di ritorno di 200 anni.

In particolare, per quanto riguarda il franco idraulico, questo viene misurato come distanza fra l'intradosso della sezione dell'attraversamento e il livello idrico relativo alla portata avente tempo di ritorno di 200 anni deve essere il valore massimo i valori di f_1 , f_2 (1 metro), f_3 e f_4 calcolati tramite l'applicazione di tre diversi criteri di cui in questa sede si riportano le espressioni:

$$f_1 = 0.7 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove v è la velocità media della corrente;

$$f_2 = 1 \cdot m$$

$$f_3 = 0.87\sqrt{y} + a \cdot y'$$

Dove y è la profondità media della corrente e y' è l'altezza della corrente areata ed a è un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità v varia tra 5 m/s e 15 m/s. Il valore $0.87 y^{(1/2)}$ sarà assunto massimo pari a 1.5 m ed y' viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media y se questa risulta minore di 2 metri.

$$f_4 = \frac{v^2}{2g}$$

valida se $v > 8$ m/s.

Per maggiori dettagli sulla metodologia di calcolo si rimanda al testo completo riportato nella Delibera n. 23 del 01/08/2012 della Regione Sardegna.

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Vel Chnl	Min El Prs	Franco V2/2g	Franco $0.87(y)^{0.5+a}$	Franco 1.00 metri	Max franco	Franco idraulico	VERIFICATO
		[m3/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
2693	Tr 200 anni	260,59	50,07	53,55	3,48	1,45	53,35	0,38	1,50	1,00	1,50	-0,20	NO

Tab. n. 4- Verifica franco idraulico attraversamento

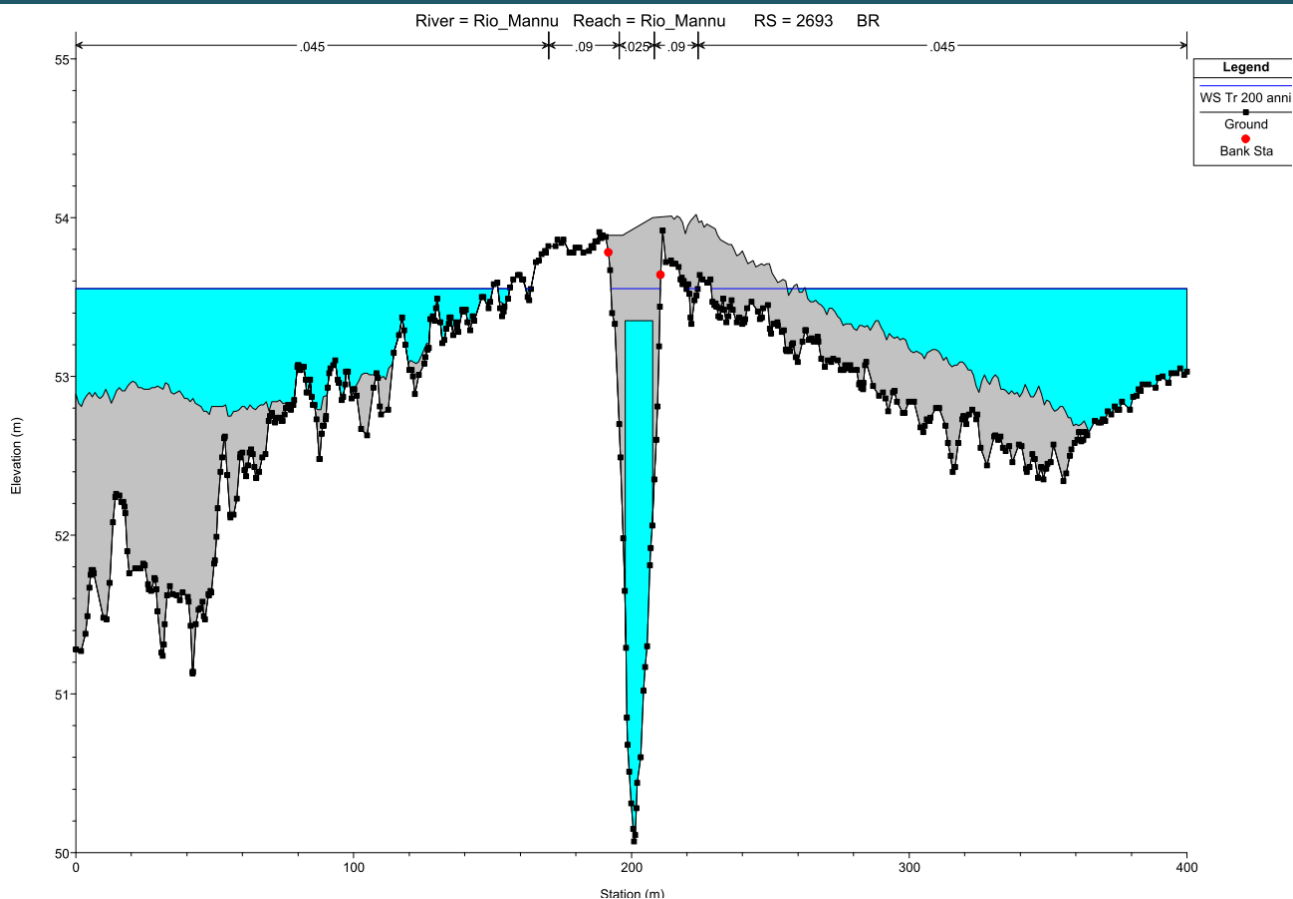


Fig. n. 13 – Sezione idraulica attraversamento tempo di ritorno 200 anni

Plan: Sim_Prog Rio_Mannu Rio_Mannu RS: 2693 Profile: Tr 200 anni

E.G. US. (m)	53.79	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	53.76	E.G. Elev (m)	53.77	53.60
Q Total (m3/s)	260.59	W.S. Elev (m)	53.55	53.39
Q Bridge (m3/s)	79.69	Crit W.S. (m)	53.55	53.39
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.48	3.19
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.45	1.75
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	180.14	148.49
Weir Submerg		Froude # Chl	0.35	0.36
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	133.50	129.86
Min El Weir Flow (m)	52.65	Hydr Depth (m)	0.60	0.57
Min El Prs (m)	53.35	W.P. Total (m)	322.78	290.15
Delta EG (m)	0.40	Conv. Total (m3/s)	3288.1	2297.0
Delta WS (m)	2.09	Top Width (m)	297.76	262.07
BR Open Area (m2)	24.46	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	3.26	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	34.37	64.59
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	49.73	113.35

Fig. n. 14 – Valori numerici modello idraulico della sezione di riferimento per Tr = 200 anni

La verifica idraulica ha evidenziato che con la piena di progetto con tempo di ritorno di 200 anni il ponte viene sommerso con un tirante idrico di 0,20 metri (partendo dall'intradosso).

Per quanto riguarda il calcolo del tempo di ritorno critico come previsto dalla *Direttiva* il tempo di ritorno minimo a partire dal quale la portata conseguente transita con franco pari al 50% di quello definito dalle norme vigenti.

La portata di piena critica corrisponde ad 64,50 m³/s che garantiscono un franco minimo di 0,75 m circa pari al 50% di quello definito dalle norme vigenti, il tempo di ritorno critico associato a questa

portata non è stato possibile determinarlo perché risulta di molto inferiore al tempo di ritorno di 5 anni.

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Vel Chnl	Min El Prs	Franco V2/2g	Franco $0.87(y)^{0.5+a}$	Franco 1.00 metri	Max franco	Franco idraulico	VERIFICATO
		[m3/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
2693	Tr critico	64,50	50,07	52,50	2,43	0,76	53,35	0,02	1,50	1,00	1,50	0,75	NO

Tab. n. 5- Verifica franco idraulico attraversamento con tempo di ritorno critico

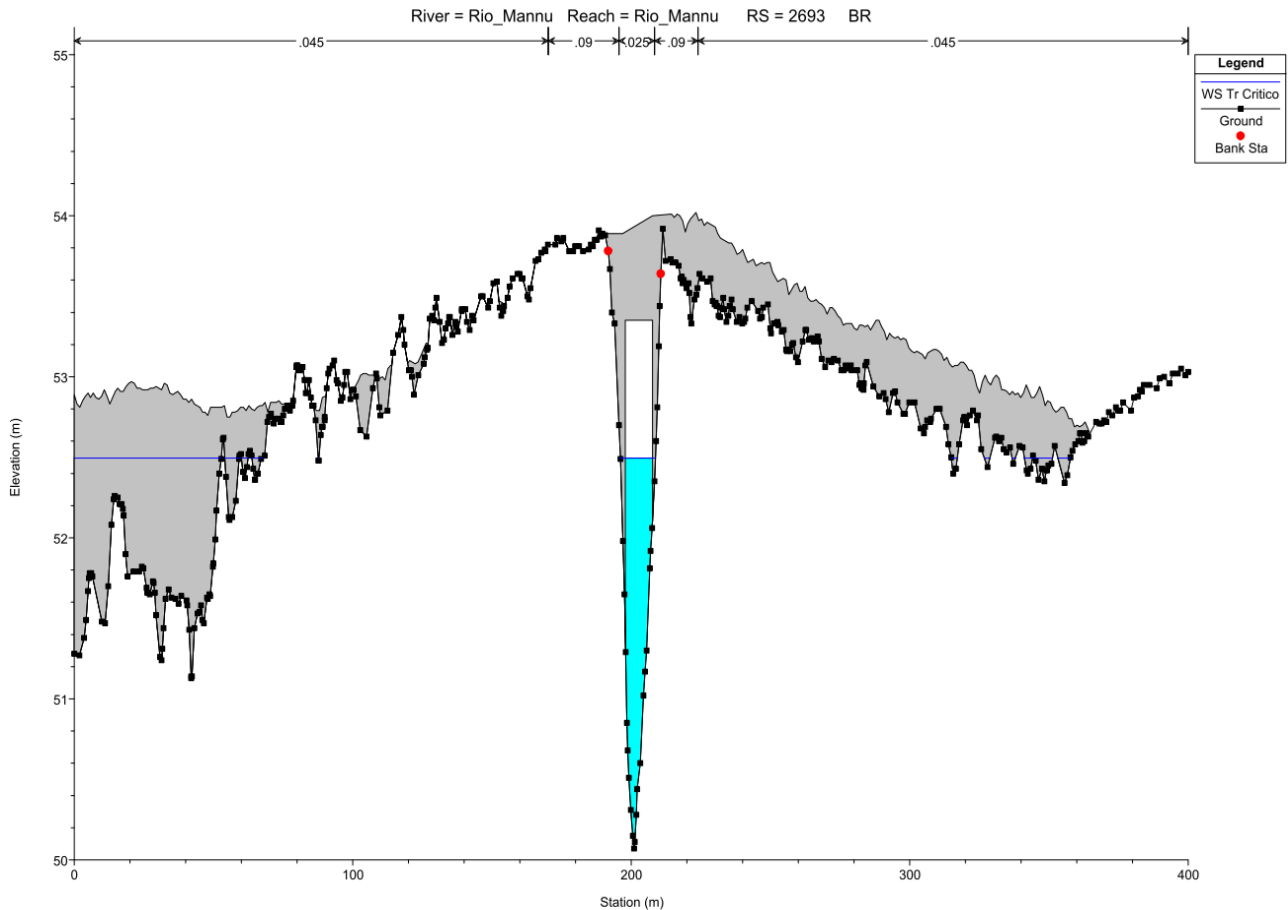


Fig. n. 15 – Sezione idraulica attraversamento tempo di ritorno critico

Plan: Sim_Prog Rio_Mannu Rio_Mannu RS: 2693 Profile: Tr Critico

E.G. US. (m)	53.40	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	53.39	E.G. Elev (m)	53.31	53.13
Q Total (m3/s)	64.50	W.S. Elev (m)	52.50	51.67
Q Bridge (m3/s)	64.50	Crit W.S. (m)	52.50	52.09
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.43	1.47
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.01	5.25
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	16.09	12.29
Weir Submerg		Froude # Chl	0.82	1.41
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	41.17	42.68
Min El Weir Flow (m)	52.65	Hydr Depth (m)	1.64	1.04
Min El Prs (m)	53.35	W.P. Total (m)	11.98	13.76
Delta EG (m)	0.46	Conv. Total (m3/s)	783.5	283.4
Delta WS (m)	2.08	Top Width (m)	9.81	11.77
BR Open Area (m2)	24.46	Frctn Loss (m)		0.17
BR Open Vel (m/s)	5.47	C & E Loss (m)		0.02
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	89.25	453.85
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	357.73	2381.27

Fig. n. 16 – Valori numerici modello idraulico della sezione di riferimento per Tr critico inferiore a 2 anni

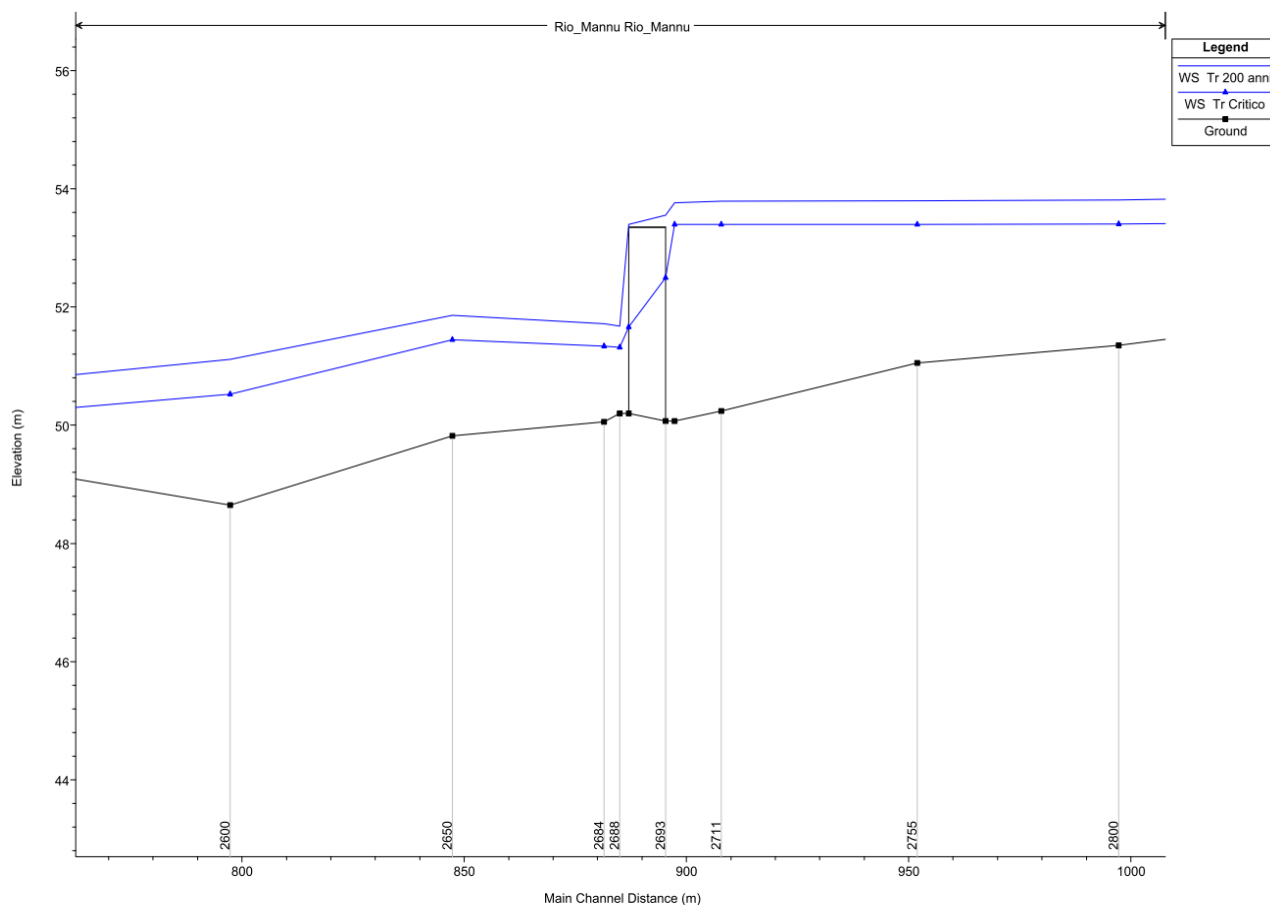


Fig. n. 17 – Profilo longitudinale tratto indagato per il tempo di ritorno critico e per tempo di ritorno 200 anni

Valutazione degli effetti idraulici indotti dall'attraversamento

La verifica di sicurezza ha evidenziato che l'attraversamento viene sormontato per 20 cm, ma la modellazione ha evidenziato che le aree limitrofe sono completamente allagate e che la viabilità per raggiungere l'opera di attraversamento è completamente sommersa. L'infrastruttura nel suo complesso non presenta particolari ostruzioni, considerando che la lunghezza totale dell'opera è di circa 30 metri e la piena con tempo di ritorno 200 anni si sviluppa per oltre 400 metri di larghezza.

L'alveo inciso del Riu Mannu riesce a convogliare al portata con tempo di ritorno di 5 anni corrispondente al tempo di ritorno critico dell'attraversamento, le portate superiori invadono le aree adiacenti espandendosi per oltre 300 metri in sponda destra e qualche centinaio di metri in sponda sinistra. Nel complesso la struttura nello specifico estradosso del ponte si trova ad una quota superiore rispetto al livello della piena. La struttura oltre che con le travi in calcestruzzo e la sovrastruttura stradale dello spessore totale di 1,20 m, conserva le protezioni in ferro originarie tipiche degli attraversamenti degli anni '60.

La struttura non presenta misure di protezione, tutti gli elementi del ponte sono soggetti all'azione della corrente idrica, principalmente le spalle soggette alle sollecitazioni continue della corrente che raramente ha interessato l'impalcato.

Le parti strutturali maggiormente sollecitate dall'azione della corrente sono le spalle laterali e il fondo alveo in corrispondenza dell'attraversamento, non tanto per la forza della corrente che, come anticipato solo sporadicamente sommerge l'intera struttura ma soprattutto per la frequenza delle sollecitazioni. Il deflusso per gran parte dell'anno è concentrato nella savanella centrale con tiranti idrici limitati e velocità non basse e con una frequenza alta che, con il passare degli anni ha quasi del tutto portato via la soglia dell'alveo posto sotto l'impalcato.



Fig. n. 18 – Particolare della vista del ponte da sotto l'impalcato

Il trasporto solido è abbondante e costituito di ciottoli di varia pezzatura, oltre che, in misura minore, di materiale fino raccolto nel percorso che articola il fiume dalle pendici del Montiferru. Altro fenomeno che può verificarsi in corrispondenza degli eventi di piena è quello del trasporto della vegetazione, con prevalenza canne, almeno nel tratto interessato dalle opere in progetto.

Condizioni di stabilità dell'attraversamento e delle opere collegate

In questo capitolo si riportano le verifiche di stabilità strutturale rispetto agli aspetti di seguito riportati.

Scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile

L'opera di attraversamento non è realizzata con pile in alveo.

Erosione alla base delle spalle del ponte

Le formule proposte in letteratura per il calcolo dell'erosione in corrispondenza delle basi delle spalle del ponte risultano meno numerose di quelle elaborate in riferimento alle pile. Inoltre la notevole variabilità delle altezze di scavo fomite da alcune fra le formule proposte in letteratura, inducono ad utilizzare i risultati ottenuti in modo largamente approssimativo rispetto alla realtà.

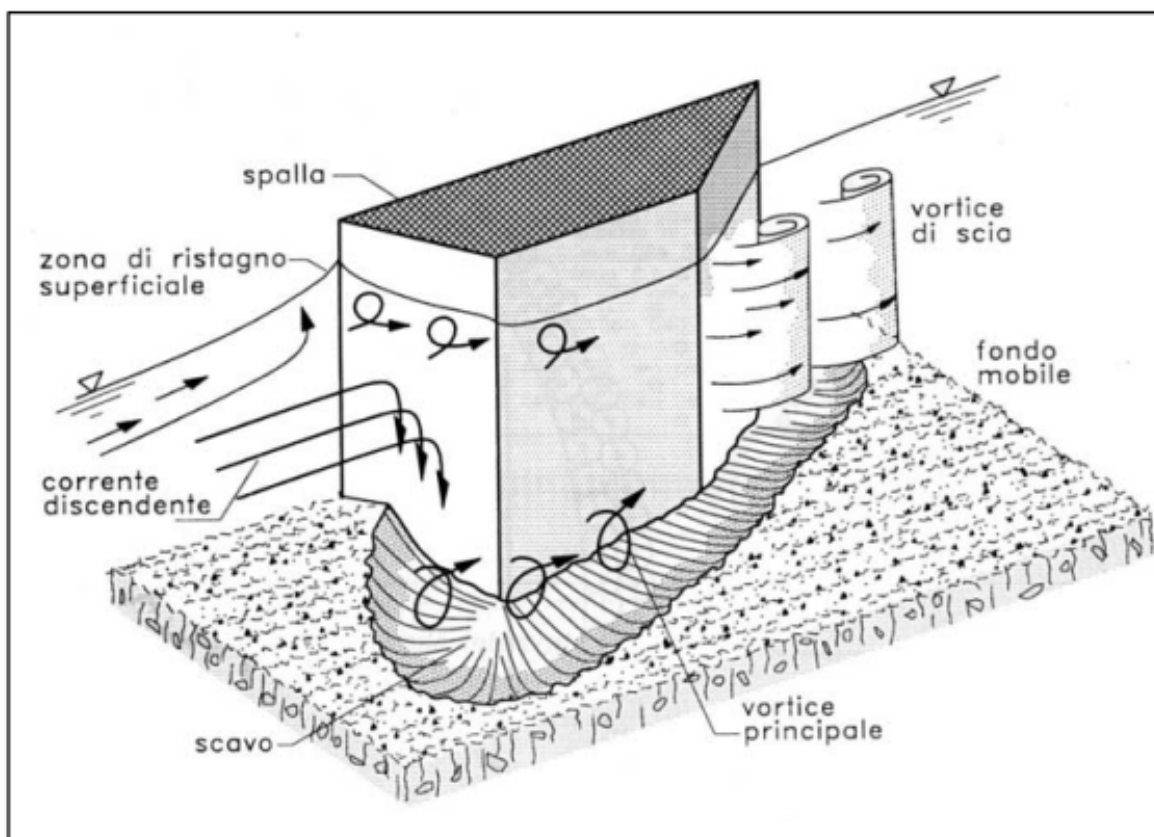


Fig. n. 19 – Rappresentazione schematica dell'azione di erosione alla base del ponte

Di seguito si utilizza l'espressione proposta da Melville (1992), elaborata sulla base di prove di laboratorio effettuate in condizione di acque chiare e per ostacoli posti perpendicolarmente al flusso della corrente:

$$ds = 2 K L \quad \text{per } L/y_0 < 1$$

$$ds = 2 K^* (Y_0 L)^{0.5} \quad \text{per } 1 < L/y_0 < 25 \quad K^* = K + (1-K) (0.1 y_0/L - 1.5)$$

$$ds = 10 y_0$$

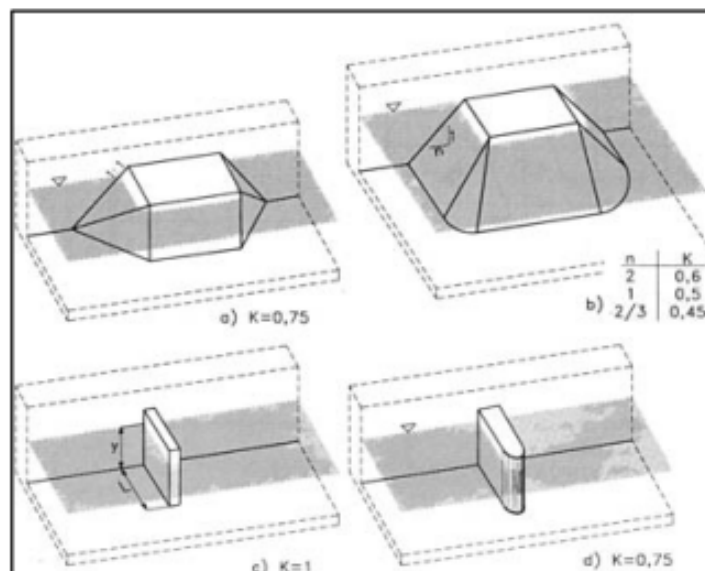


Fig. n. 20 – Coefficiente K per diversi tipi di spalle o pennelli da impiegarsi nella formula di Melville

Dall'applicazione della formula di Melville per $T_r = 200$ anni si ottiene una profondità di scavo per effetto dell'erosione nelle spalle del ponte di 1,06 metri.

Tuttavia, dai sopralluoghi effettuato non si evidenziano fenomeni di erosione delle fondazioni delle spalle.

Verifica dei processi erosivi in alveo a monte e a valle delle pile e spalle dell'opera

L'erosione generalizzata in prossimità dei ponti è dovuta alla riduzione, ad opera dell'attraversamento, della sezione trasversale indisturbata caratteristica dell'alveo; detta riduzione ingenera un'accelerazione locale della corrente che può dar luogo a fenomeni di erosione, le cui scale temporali caratteristiche sono in genere quelle degli eventi alluvionali.

Da un'analisi qualitativa si evidenzia che i fenomeni di erosione più critici si verificano per le basse portate quando la spinta della corrente non è ancora in grado di trascinare via i detriti vegetali che si bloccano sulle pile diminuendo la sezione creando di fatto un fenomeno di rigurgito a monte con il passaggio da corrente lenta a corrente veloce.

Questo fenomeno è accentuato nella savanella centrale per la presenza di fitta vegetazione nelle sponde laterali che attenua la forza di trascinamento dell'acqua sia per la presenza di materiale maggiormente consolidato.

Il calcolo dell'abbassamento (o innalzamento) d'alveo è necessario al fine di definire la quota che il fondo alveo assumerebbe in assenza del manufatto, che viene assunta quale quota di riferimento per calcolare l'entità dei fenomeni di erosione localizzata e generalizzata riconducibili, questi ultimi, alla presenza in alveo del manufatto. Detta quota può variare nel tempo sia per evoluzioni temporali di periodo medio lungo sia per evoluzioni di periodo più breve, spesso limitato alla durata di un unico evento di piena. L'evoluzione temporale e l'intensità del fenomeno possono in ogni caso essere determinata sulla base di complesse valutazioni idrologiche e idrauliche estese all'intero bacino tri-

butario. La tendenza dell'alveo ad abbassamenti o depositi globali può essere desunta da osservazioni dirette compiute in condizioni di magra o da valutazioni circa la potenziale capacità di trasporto solido, per i vari tratti in alveo, al variare del regime idraulico.

In letteratura sono reperibili numerose formulazioni per la valutazione della profondità dell'erosione generalizzata, basate sia su esperienze di laboratorio che sull'interpretazione empirica delle osservazioni di campo disponibili [Laursen, 1960 e 1963; Brensers e Randkivi, 1991].

Le formulazioni proposte, sono in gran parte simili alla relazione introdotta da Straub (1934), probabilmente la prima formula comparsa in letteratura per la valutazione del fenomeno che si adotta nei successivi calcoli.

L'equazione di Straub è ottenuta combinando l'equazione di Du Boys, per il calcolo del trasporto solido di fondo, e l'equazione di Manning, fa riferimento a condizioni di equilibrio ed ha la seguente espressione:

$$\frac{h_r}{h_m} = \left(\frac{B}{b}\right)^{6/7} \left[\frac{\tau_c}{2\tau_m} + \sqrt{\left(\frac{\tau_c}{\tau_m}\right)^2 + \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_m}\right) \frac{B}{b}} \right]^{-3/7}$$

Dove h_m e h_r sono le altezze d'acqua, rispettivamente, nella sezione indisturbata ed in quella ristretta, τ_c è l'azione tangenziale media esercitata dalla corrente sull'alveo in condizioni di moto incipiente del materiale di fondo alveo, τ_m è la medesima azione tangenziale in corrispondenza della sezione indisturbata mentre B e b sono le larghezze del pelo libero nelle sezioni d'alveo, rispettivamente, indisturbata e ristretta. In condizioni di moto incipiente e quindi in assenza di trasporto solido, identificate dall'uguaglianza $\tau_m = \tau_c$ diventa

$$\frac{h_r}{h_m} = \left(\frac{B}{b}\right)^{6/7}$$

Una volta stimato h_r , la profondità dello scavo di contrazione e_c può essere ricavata mediante la relazione

$$e_c = h_r - h_0$$

Dove h_0 è il tirante idrico in corrispondenza del restringimento prima dell'inizio del processo di erosione.

Applicando l'equazione di Straub, considerando portate di deflusso minime dell'ordine di 5 m³/s ottenendo tiranti idrici di circa 0,45 metri si ha che il restringimento di sezione passa dai 12 metri della sezione indisturbata a circa 7,5 metri dell'impalcato, si ottengono valori di e_c dell'ordine di 0,22 metri. I valori di erosione ottenuti con la formula empirica sono compatibili con quelli rilevati in situ, bisogna tener presente che il fenomeno è molto marginale in quanto questi valori di abbassamento dell'alveo si sono evoluti in circa 60 anni di esistenza della struttura e attualmente non hanno creato particolari criticità alle fondazioni e alle spalle del ponte.

Sicuramente il fenomeno è da monitorare, compatibilmente anche con la vita utile dell'opera, valutare l'opportunità di prevedere delle azioni di mitigazione come rivestimento, tipo flessibile, dell'intero fondo dell'alveo

Urti e abrasioni provocate dalla corrente e da eventuali corpi flottanti e materiale detritico sulle pile in alveo

Dai sopralluoghi effettuati non risulta la presenza di abrasioni o urti provocati da corpi flottanti, le abrasioni presenti a vista sono dovute principalmente ai normali cedimenti del calcestruzzo esposto agli agenti atmosferici e all'azione dell'acqua per oltre 50 anni.

Scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente

Lo scalzamento al piede delle spalle dei rilevati di accesso all'area golenale è normalmente causato dalla turbolenza e dai vortici che si generano per effetto del convogliamento del deflusso golenale.

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

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

Esistono alcune espressioni per il calcolo del valore di scalzamento sulle spalle, ma i risultati appaiono ancora controversi e eccessivamente cautelativi, anche in ragione della scarsa disponibilità di misure in campo. Le valutazioni specifiche devono essere pertanto di volta in volta applicate sulla base di una approfondita analisi idrodinamica del deflusso e di osservazioni dirette.

Da i sopralluoghi effettuate la strada provinciale in destra e in sinistra idraulica non presentano fenomeni di scalzamento e di erosione, altrettanto si può affermare per il rilevato stradale che, soprattutto in sinistra idraulica è circa 1,50 m oltre il piano di campagna.

Verifica dell'esistenza di eventuali fenomeni franosi che possano determinare la situazione di instabilità sulla struttura del ponte e delle strutture di accesso

Non sono presenti fenomeni franosi di nessun tipo neanche lungo le sponde dell'alveo inciso che risultano ampiamente rivestite da vegetazione arborea.

Verifica di innesco di potenziali colate detritiche a monte dell'opera e identificazione del potenziale percorso

Non sono presenti fenomeni di colate detritiche a monte dell'opera d'arte

Spinta idrodinamica per effetto del sopralzo indotto della struttura; ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte stesso per effetto ostruzione delle luci

La verifica viene effettuata considerando, ai fini della sicurezza, l'impalcato del ponte costituito da una soletta in calcestruzzo dello spessore di 1,30 m compresa la sovrastruttura stradale.

La forza destabilizzante è data dalla spinta dinamica dell'acqua, valutata in condizioni di piena eccezionale con tempo di ritorno di 200 anni ($Q = 260,59 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$S = \frac{1}{2} C_d \rho v^2 A$$

dove:

- C_d coefficiente di drag, assunto pari a 2,1;
- ρ densità dell'acqua = 1000 kg/m³;
- v velocità della corrente = 1,54 m/s valore medio del tratto simulato;
- A area sulla quale agisce la spinta, corrispondente all'impalcato di lunghezza 9,00 m e spessore 1,20 m pari a $A = 10,80 \text{ m}^2$

Sostituendo i valori di progetto si ottiene **$S = 26893.944 \text{ N}$** .

La forza resistente è data dall'attrito che si sviluppa al contatto tra i massi e che vale:

$$N = P' \tan \varphi$$

dove:

- P' è il peso immerso della struttura uguale a $= \text{Volume}(\gamma_s - \gamma) = 889659,29 \text{ N}$, con $\gamma_s = 23535,96 \text{ N/m}^3$, e $\gamma = 9806,65 \text{ N/m}^3$ e $\text{Volume} = 64,8 \text{ m}^3$;
- φ è l'angolo di attrito = 45°

Pertanto si ottiene **$N = 1540935,09 \text{ N}$** .

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento risulta quindi: **$N/S = 33$** , il peso della struttura garantisce la resistenza alla spinta dell'acqua

La verifica al ribaltamento viene effettuata calcolando i momenti delle forze agenti (spinta dinamica dell'acqua e peso immerso del impalcato) rispetto a un punto A distante 6,0 m dal punto di appoggio dell'impalcato rispetto alla pila. Rispetto a tale punto il braccio delle forze è il medesimo, e pertanto la condizione da verificare è la seguente: **$M_r > 1,5 M_s$**

$$M_r = P' \cdot b_p M_s = S \cdot b_s$$

Essendo $b_p = 3,00 \text{ m}$, **$M_r = 2668977,87 \text{ N}$** e $b_s = 6,0 \text{ m}$, **$M_s = 161363,66 \text{ N}$** , si ottiene **$M_r / M_s = 16,54$** , e quindi la verifica risulta soddisfatta.

Valutazione della potenzialità di trasporto solido

In letteratura esistono diverse formulazioni empiriche per il calcolo della capacità di trasporto solido al fondo ed in sospensione a partire dalle caratteristiche idrauliche della corrente. Poiché la capacità di trasporto presenta una forte variabilità spaziale lungo l'alveo, dovuta a diversi fattori, e poiché non sono disponibili dati sperimentali sulle portate solide e sui volumi di materiale d'alveo movimentati in caso di piena eccezionale, è difficile scegliere il tipo di formula più adatta a quantificare il caso in esame si rimanda alle stime determinate nell'ambito dello studio del PSFF dove per il tratto d'interesse si ottengono a seconda della formulazione effettuata i risultati sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 103 – risultato del calcolo del trasporto solido con il metodo di Gavrilovic sul bacino del Mare Foghe

Identificazione	Sezione	Mare Foghe a Tramatza	riu Mannu 241	Mare Foghe allo stagno di Cabras
Fisiografia	S (km ²)	134,097	62,455	323,191
	I	0,09	0,14	0,09
Clima	t* °C	15,5	16,0	16,0
	h (mm)	834	891	803
Uso del suolo	A (km ²)	75,250	29,149	138,507
	B (km ²)	40,812	19,832	79,908
	C (km ²)	16,389	9,788	87,555
	D (km ²)	0,377	1,113	8,718
	U (km ²)	1,269	2,573	8,503
Litologia	J (km ²)	2,782	5,078	32,040
	K (km ²)	11,712	4,819	77,964
	L (km ²)	119,603	52,558	213,187
Dissesti	N (km ²)	0,102	0,160	0,262
	P (km ²)	0,000	0,000	0,000
	Q (km ²)	0,000	0,000	0,000
Fattori di calcolo	R	0,5	1,8	0,6
	X	0,37	0,40	0,45
	Y	0,37	0,44	0,55
	t'	1,285	1,304	1,304
	V'	0,20	0,37	0,21
	I'	0,30	0,38	0,30
	Z	0,07	0,13	0,13
Risultati	W (m ³ /a)	7978	11063	47829
	E1 (mm/a)	0,059	0,177	0,148
	E2 (m ³ /km ² /a)	59	177	148

Fig. n. 21 – Coefficiente Calcolo del trasporto solido per Tr = 200 anni nell'ambito dello studio del PSFF (2015)

INDICAZIONI PER L'ESERCIZIO TRANSITORIO

L'infrastruttura non garantisce il rispetto del franco idraulico, pertanto la Provincia di Oristano, Ente gestore dell'opera e di concerto con il Comune di Milis, dovrà provvedere al monitoraggio continuo della struttura durante le allerte meteo diramate dal Servizio di Protezione Civile della RAS.

La chiusura della strada provinciale potrebbe essere attivata a titolo precauzionale, in occasione delle allerte meteo diramate dalla RAS fino a cessate esigenze, a causa dell'innalzamento del livello del rio che potrebbe provocare allagamenti. In funzione delle procedure stabilite o da stabilire nell'apposito Piano intercomunale di Protezione civile del Montiferru, in seguito ad appositi accordi con il proprietario gestore dell'opera.

INTERVENTI DI MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA PROPOSTI

Nell'ambito di questo intervento vengono proposti i seguenti interventi di manutenzione straordinaria:

- pulizia del rio nei tratti a monte e a valle dell'opera d'arte;
- protezione del fondo con gabbioni o materassi tipo Reno;
- protezione delle spalle con gabbionate addossate alla struttura che non riducono la luce del ponte.

CONDIZIONI GENERALI PER LA DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI MANUTENTIVI O DI ADEGUAMENTO

Il CBO con l'intervento proposto di manutenzione ordinaria dell'infrastruttura intende mantenere agibile la il tratto di strada e il ponte, mettendo un livello minimo di sicurezza per quanto riguarda la viabilità mantenendo le condizioni di deflusso del Riu Mannu. L'intervento, trattandosi di manutenzione ordinaria non va a modificare in alcun modo le condizioni di deflusso attuali del corso d'acqua.

Il ponte conserva la sua funzionalità statica ed mantiene la funzionalità di arteria fondamentale di collegamento per gli abitanti dei centri abitati di Milis Bonarcado e Seneghe che utilizzano la strada provinciale per raggiungere il capoluogo di provincia.

Pertanto si ritiene che l'arteria stradale sia di essenziale importanza per il collegamento dei centri abitati minori di tutte le persone che ogni giorno attraversano la struttura per recarsi a lavoro a scuola e le altre attività che interessano l'economia della macro area.

Le opere di manutenzione ordinaria descritte nel capitolo precedente sono atte a mantenere lo stato di conservazione della struttura in condizioni ottimali per una corretta gestione del corso d'acqua, in nessun modo andranno a peggiorare le condizioni attuali di deflusso.

La struttura a seguito dell'intervento manterrà la stessa area d'ingombro sia per quanto riguarda le opere strutturali sia per quanto riguarda le opere accessorie come le barriere di protezione attualmente presenti che rimarranno identiche.

In nessun modo verrà incrementato il rischio idraulico, in quanto, la capacità di traffico rimarrà identico a quello attuale, con la percorrenza a senso unico alternato del ponte. Inoltre verranno mantenute e implementate tutte le misure di sicurezza passiva per la gestione del rischio idraulico residuo attualmente esistenti.

MISURE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO DETERMINATO DAL ATTRAVERSAMENTO ESISTENTI

La *Direttiva* prevede che nel caso in cui le verifiche di sicurezza non diano esito positivo, come nel caso in oggetto, deve essere predisposto un programma di azioni che descriva le misure da porre in atto in modo da conseguire condizioni di sicurezza sufficienti per gli utenti e da minimizzare il rischio di distruzione o danneggiamento grave dell'opera.

Le misure suggerite sono le seguenti:

- interventi di manutenzione e adeguamenti strutturali dei manufatti di attraversamento;
- interventi strutturali sul corso d'acqua, per eliminare o controllare le interferenze negative legate alle condizioni di deflusso in piena;
- misure gestionali di prevenzione, per il mantenimento dell'opera di attraversamento e del corso d'acqua in buone condizioni di efficienza funzionale;
- misure gestionali in corso di evento piena, finalizzate al controllo dei fenomeni di piena e all'adozione degli interventi di emergenza di volta in volta necessari per la sicurezza dell'opera e delle aree circostanti eventualmente influenzate.

Nel caso in esame vengono proposte delle lavorazioni che ricadono nella categoria delle misure gestionali di prevenzione in quanto gli interventi descritti negli elaborati progettuali mirano alla conservazione strutturale dell'opera, ripristinando la capacità di resistenza della struttura ripristinando il calcestruzzo delle parti più esposte all'azione della corrente, con il semplice obiettivo di allungare la probabilità di vita utile della struttura.

La direttiva suggerisce le seguenti tipologie d'intervento:

- sorveglianza periodica dello stato di manutenzione dell'opera e dell'alveo ai fini della funzionalità idraulica;
- interventi periodici di manutenzione, ordinaria e straordinaria, dell'alveo in corrispondenza del ponte (vegetazione, depositi alluvionali);
- interventi periodici di manutenzione delle opere idrauliche presenti funzionali alla funzionalità del ponte;
- interventi periodici di manutenzione delle strutture costituenti l'attraversamento;

- monitoraggio idrometrico in corrispondenza del ponte;
- monitoraggio dei fenomeni di scalzamento;
- monitoraggio di eventuali fenomeni franosi che possono interessare le opere.

L'intervento di risanamento strutturale proposto ricade tra gli interventi periodici di manutenzione delle strutture costituenti l'attraversamento.

Dalle verifiche effettuate dal presente studio è emerso che la struttura interagisce abbastanza bene con il deflusso idrico, conserva una buona capacità di resistenza alla corrente e non presenta fenomeni di erosione localizzata delle pile o delle spalle, le stesse considerazioni valgono per l'arteria stradale.

Gli altri interventi gestionali suggeriti dalla direttiva, come la sorveglianza periodica, il monitoraggio idrometrico, monitoraggio dei fenomeni di scalzamento e dei fenomeni franosi vengono attualmente svolti.

Per quanto riguarda gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria dell'alveo in corrispondenza del ponte, si segnala il monitoraggio dell'abbassamento generalizzato del fondo, che si ritiene utile tenere sotto controllo per evitare vengano scoperte le fondazioni delle spalle laterali, e per prevedere in futuro eventuali interventi di protezione dall'erosione.

La vegetazione presente lungo l'alveo in prossimità del ponte è da mantenere e eventualmente, ove in futuro se ne riscontrasse la necessità, da favorire incrementando la ricrescita degli arbusti eliminando i rami secchi. La vegetazione esistente svolge un'importante funzione di protezione sia delle spalle del ponte che delle sponde incise dell'alveo garantendo la stabilità delle stesse e evitando si verifichino fenomeni di meandricizzazione del corso d'acqua che si riscontrano nei tratti più a valle del fiume privi di vegetazione protettiva.

***VERIFICA DI SICUREZZA DELLE INFRASTRUTTURE ESISTENTI DI AT-
TRAVERSAMENTO VIARIO SULLA S.P.N. 17***

SOMMARIO

<i>PREMESSA</i>	1
<i>INQUADRAMENTO</i>	2
<i>ANALISI IDROLOGICA IDRAULICA</i>	7
Assetto fisico-ambientale del bacino idrografico	7
Regime idrometrico	8
Portate di progetto	8
Modello idraulico	9
Coefficiente di scabrezza	9
Condizione idraulica al contorno	10
Sezioni	10
Verifica del franco minimo	10
Valutazione degli effetti idraulici indotti dall'attraversamento	14
Condizioni di stabilità dell'attraversamento e delle opere collegate	16
Scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile	16
Erosione alla base delle spalle del ponte	16
Verifica dei processi erosivi in alveo a monte e a valle delle pile e spalle dell'opera	17
Urti e abrasioni provocate dalla corrente e da eventuali corpi flottanti e materiale detritico sulle pile in alveo	19
Scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente	19
Verifica dell'esistenza di eventuali fenomeni franosi che possano determinare la situazione di instabilità sulla struttura del ponte e delle strutture di accesso	19
Verifica di innesco di potenziali colate detritiche a monte dell'opera e identificazione del potenziale percorso	19
Spinta idrodinamica per effetto del sopralzo indotto della struttura; ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte stesso per effetto ostruzione delle luci	19
Valutazione della potenzialità di trasporto solido	20
<i>INDICAZIONI PER L'ESERCIZIO TRANSITORIO</i>	22
<i>INTERVENTI DI MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA PROPOSTI</i>	22
<i>CONDIZIONI GENERALI PER LA DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI MANUTENTIVI O DI ADEGUAMENTO</i>	22
<i>MISURE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO DETERMINATO DAL ATTRAVERSAMENTO ESISTENTI</i>	23

PREMESSA

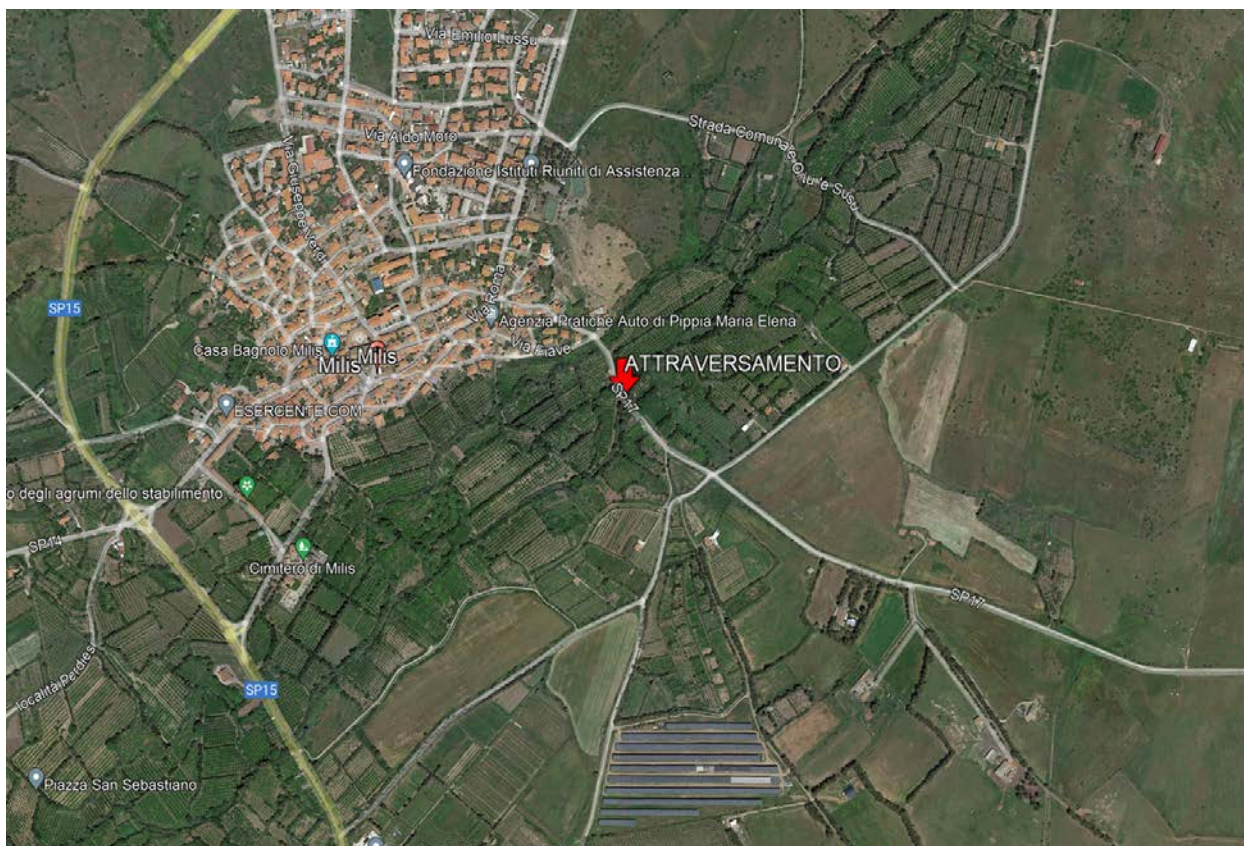
La presente relazione di verifica è stata redatta a corredo del <SISTEMAZIONE RIO MULINO DE JOSSO – MILIS>, segue gli indirizzi per le verifiche su infrastrutture, anticipati dall'art. 22 delle N.A. del PAI e meglio specificate nella direttiva allegata alla determinazione del Comitato Istituzionale n. 2 del 17.10.2017 recante <Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché delle altre opere interferenti>.

Il Consorzio di Bonifica dell'Oristanese, ente titolare del relativo finanziamento per la realizzazione dell'intervento, ha accolto la richiesta del Servizio del Genio civile di Oristano per la predisposizione della presente verifica di sicurezza nonostante l'infrastruttura sia appartenente alla Provincia di Oristano.

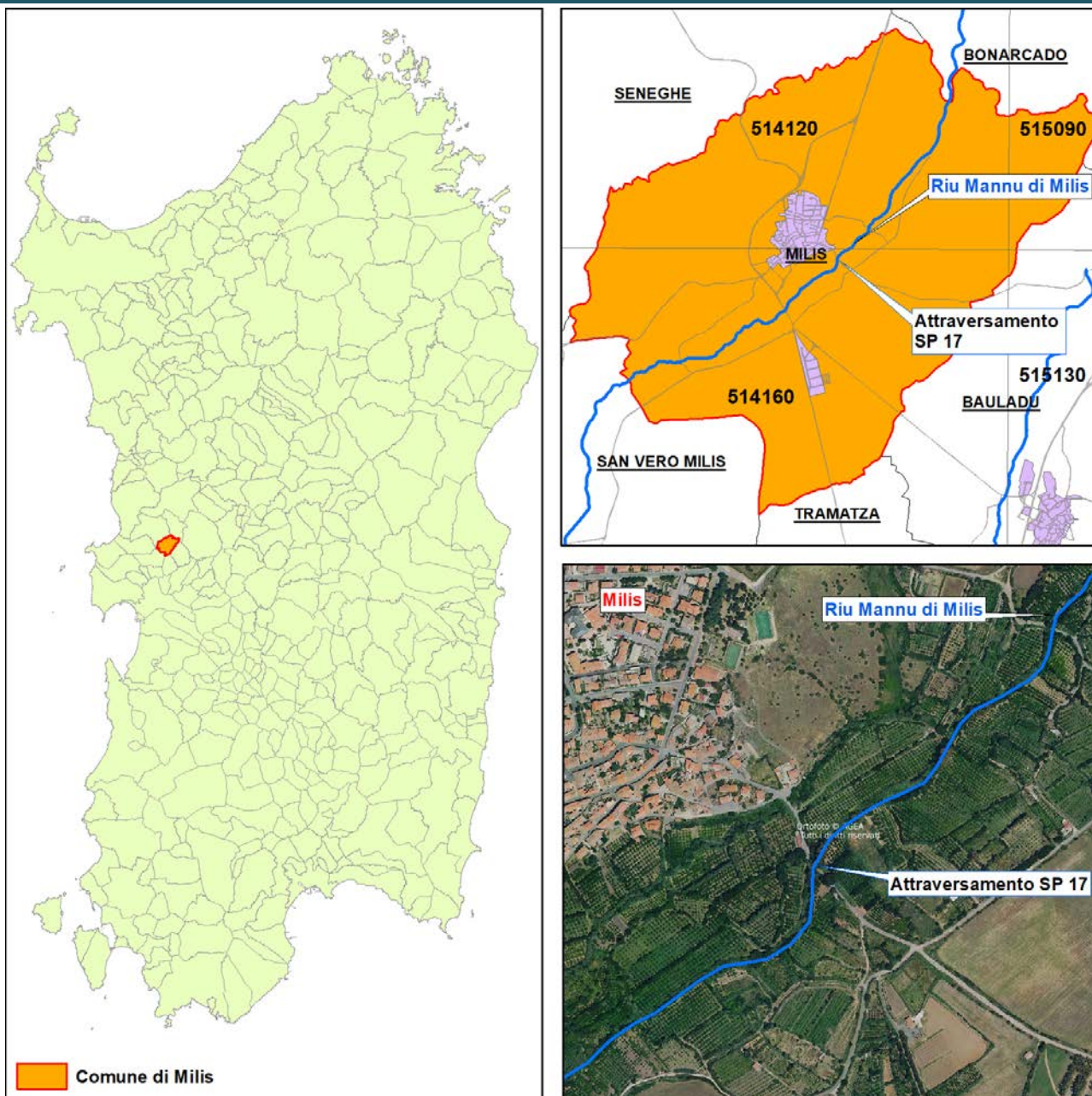
Il progetto prevede le attività di pulizia del corso d'acqua e di protezione spondale in prossimità dei ponti sulle strade provinciali n. 15 e n. 17 che intersecano il Riu Mulino de josso (noto anche come Riu Mannu), come da elaborati di progetto cui si rimanda.

Conseguentemente, il presente documento definisce i contenuti e le modalità operative per lo svolgimento delle verifiche nonché definisce le misure non strutturali atte alla mitigazione del rischio residuo presente, alla luce dell'approfondimento degli elementi tecnici e della verifica idraulica dell'opera d'arte in esame, nel caso specifico l'intersezione avente codice F208_SP_0018 secondo la nomenclatura indicata nell'apposito strato informativo (Attraversamenti_Provincia_di Oristano.shp) messo a disposizione dall' Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna (ADIS).

Nella Carta Tecnica Regionale Numerica in scala 1:10.000 ricade in buona parte nel Foglio 514 Sezione 160 – San Vero Milis; I.G.M.I.: Foglio 514 – sezione II – San Vero Milis (scala 1:25.000). Le coordinate geografiche espresse nel sistema di riferimento WGS 1984 UTM zone 32, che individuano il punto significativo corrispondente al punto centrale dell'attraversamento sono: 469484,00 m E — 4433151,00 m N.



Per una descrizione esaustiva dello stato del ponte e delle opere connesse si rimanda agli elaborati progettuali: *Elab. A.1 – Relazione generale; Elab. A.7.1 - Studio di compatibilità idraulica – Relazione -; Elab. 3 - Profilo e sezioni del corso d'acqua – stato attuale e stato di progetto e Elab. 4 - Particolari costruttivi dell'intervento.*



Figg. n. 2, n. 3 e n. 4 - Inquadramento area oggetto d'intervento

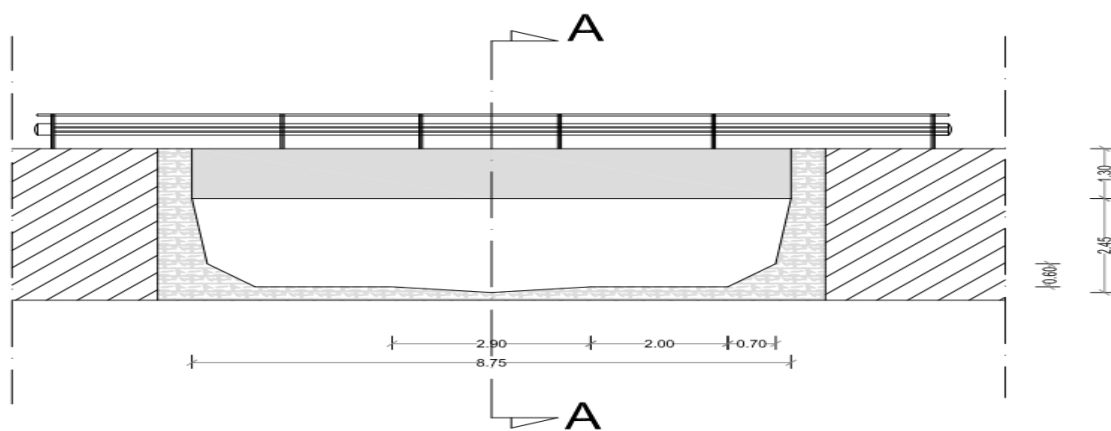


Fig. n. 5 - Estratto sezione longitudinale ponte



Fig. n. 6 - Attraversamento visto da monte



Fig. n. 7 - Attraversamento visto da monte



Fig. n. 8 - Attraversamento visto da monte



Fig. n. 9 - Attraversamento visto da sotto l'impalcato



Fig. n. 10 - Attraversamento visto da sotto l'impalcato

ANALISI IDROLOGICA IDRAULICA

La finalità dello studio comporta la necessità di caratterizzare dal punto di vista idrologico il tronco d'interesse del reticolo, al fine di valutare le capacità di deflusso per la portata di progetto corrispondente a un tempo di ritorno di 200 anni.

Assetto fisico-ambientale del bacino idrografico

Il Riu Mannu è un importante corso d'acqua che nasce nel Montiferru in territorio di Santu Lussurgiu. Si sviluppa in direzione nord-sud fino al paese di Milis, rispetto al quale si articola a sud di esso in direzione ovest-est per poi proseguire verso il suo ricettore (il Riu Mare Foghe) in agro di Zeddiani. Il Riu Mannu, che come sopra riportato nel suo sviluppo prende diverse ulteriori denominazioni in funzione dei toponimi dei posti attraversati, è a sua volta ricettore di diversi altri fiumi di diversa entità, anch'essi provenienti prevalentemente dal Montiferru, dai versanti di Bonarcado e Seneghe. Relativamente al rio, il recente studio di compatibilità idraulica, redatto in fase di aggiornamento dello strumento urbanistico, mette in evidenza che il bacino di riferimento riguarda quasi 50 km² di territorio con una pendenza media dello 17%, aspetti dai quali se ne deduce la capacità in termini di portata (190 e 307 m³/s rispettivamente le portate cinquantenaria e cinquecentenaria) e di forza della corrente correlata ad una significativa pendenza motrice.

Dei circa 19 km di asta principale, quelli interessati dal presente intervento le intersezioni del rio con la S.P. n. 17 e quella con la S.P. n. 15. Questa porzione di fiume si snoda all'interno della parte più pregiata dell'agro milese, in quanto associato alla produzione di agrumi, con importanti colture presenti su entrambe le sponde del corso d'acqua.

Per lo sviluppo della modellazione del Riu Mannu nelle due fasi *pre e post intervento* si è deciso di partire dai dati riportati nel citato <Studio comunale di assetto idrogeologico - parte idraulica - redatto ai sensi dell'art. 8 comma 2 delle Norme di Attuazione del PAI previgenti al decreto Presidente Regione n. 35/2018> di Frau e Schintu, al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti, e che sono di seguito sintetizzati.

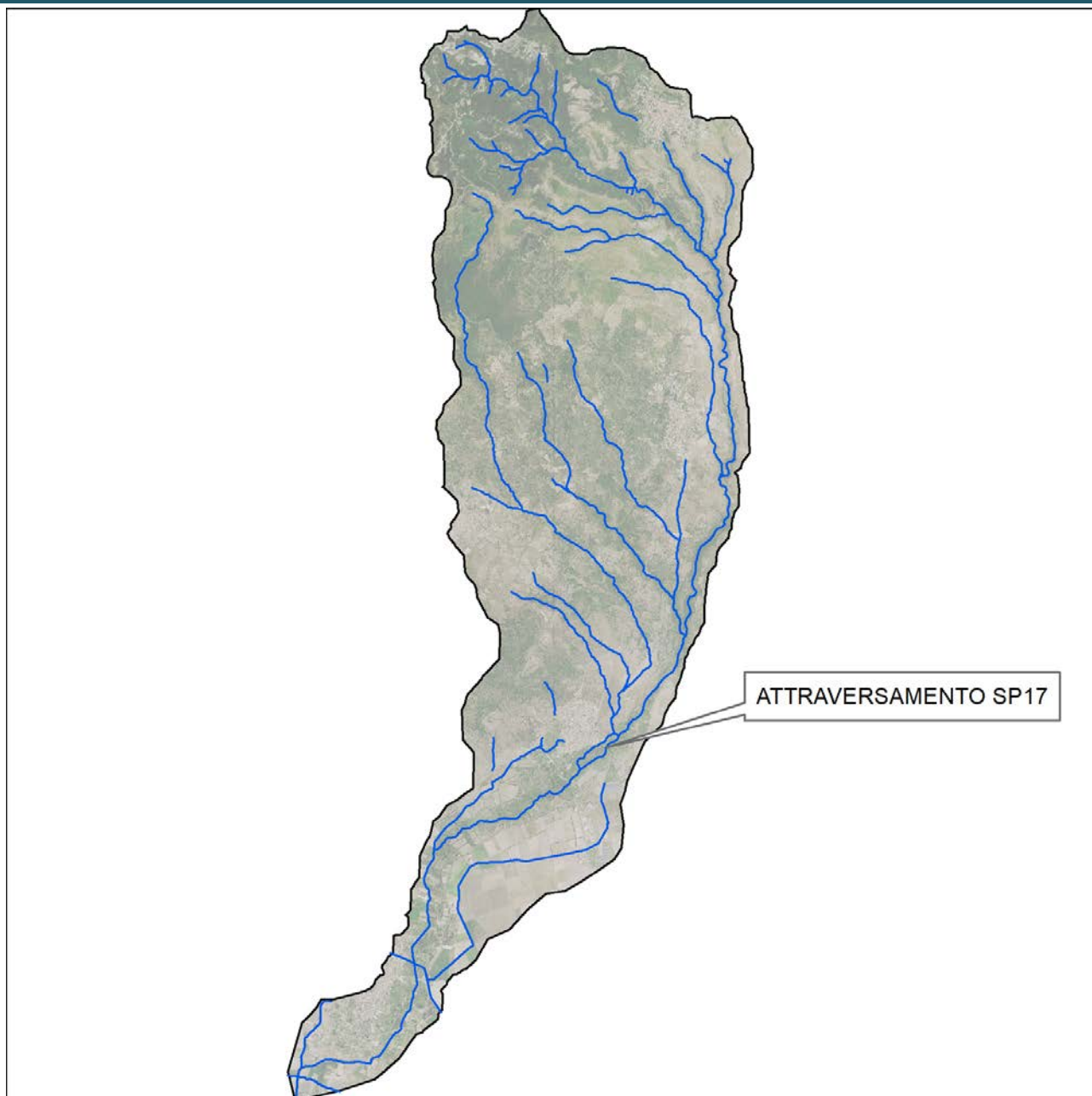


Fig. n. 11 – Bacino imbrifero

Regime idrometrico

Il Riu Mannu è stato soggetto di una forte antropizzazione, che ha riguardato la sua parte terminale prima dell'immissione nel rio Mare Foghe che è arginato per un lungo tratto. Nell'area di interesse, il Riu Mannu è stato interessato da importanti interventi di regimazione negli anni 50-60. Nel caso dell'opera d'arte in questione il Mannu, inizia il suo percorso nelle aree limitrofe all'abitato e in prossimità di esso, poco più a nord, la medesima S.P. n. 17 intercetta il ponte sul Riu Strampadorzu, che in quel tratto si sviluppa parallelamente al Mannu.

Portate di progetto

Sulla base delle considerazioni espresse nel paragrafo precedente, la caratterizzazione idrologica utilizzata per la verifica del ponte stradale sono quelle derivante dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF) del 2015.

Le portate utilizzate in sede di modellazione idraulica per il tratto analizzato sono:

Portate utilizzate in sede di modellazione idraulica [m ³ /s]	
Tr=50	190,68
Tr=100	225,55
Tr=200	260,59
Tr=500	307,00

Tab. n. 1- Portate utilizzate in sede di modellazione idraulica

Sopra sono state riportate le portate per i tempi di ritorno considerati nell'ambito dello studio del PSFF (2015), per la verifica dell'infrastruttura stradale come evidenziato nella Direttiva che riporta che <il tempo di ritorno della piena da utilizzare per le verifiche idrauliche degli attraversamenti esistenti, ai sensi dell'articolo 21 delle N.A. del P.A.I. e del paragrafo 5.1.2.4 del D.M. 14.01.2008, deve rispettare un valore non inferiore ai 200 anni>.

I parametri morfometrici per il bacino di riferimento del ponte sulla S.P. n. 17 sono riportati nella tabella seguente, e corrispondono ai valori elaborati nell'ambito dello studio del PSFF (2015) per il sottobacino Riu Mannu.

Bacino	Superfici	Hmin	Hmax	Hme	L asta	I asta
	[km ²]	[m s.m.]	[m s.m.]	[m s.m.]	[km]	[m/m]
Sottobacino R (PSFF)	49,622	29,35	1050	416,42	19,389	0,025

Tab. n. 2- Parametri morfometrici di riferimento del bacino

Modello idraulico

Il modello idraulico è stato implementato adottando il codice di calcolo Hec-Ras versione 5.0.7 (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System), elaborato dall'U.S. Army Corps of Engineers, con il quale è possibile eseguire calcoli in condizioni stazionarie e non stazionarie, per condizioni di corrente lenta, veloce e mista, ricavando le principali caratteristiche del moto.

Coefficiente di scabrezza

Il modello utilizzato impiega il parametro di resistenza al moto di Manning. I valori del parametro sono assegnati, sezione per sezione, in dipendenza delle condizioni dell'alveo rilevate e tengono conto della presenza di vegetazione, rivestimenti murari, etc.

I criteri di attribuzione del valore sono soggettivi e variabili nel tempo secondo le condizioni di scabrezza dell'alveo e della golenia. Rispetto allo studio precedente sono stati aggiornati i valori del parametro di resistenza al moto.



Fig. n. 12 – Sezione generica di attraversamento fluviale con indicazione delle aree a scabrezza omogenea

La sezione tipo del tratto oggetto di studio può essere schematizzata come nella figura seguente, nella quale si possono identificare 5 tratti omogenei che corrispondono:

- 1 - gola sinistra;
- 2 - sponda sinistra dell'alveo inciso;
- 3 - alveo centrale;

4 - sponda destra dell'alveo inciso;

5 – goleni destra.

Adottando la schematizzazione indicata sopra, si riesce a rappresentare più in dettaglio le caratteristiche di scabrezza del corso d'acqua; inoltre questa netta suddivisione è riscontrabile in situ, dove si può osservare chiaramente la presenza di fitta vegetazione con la presenza di alberi di alto fusto lungo le sponde sia destra sia sinistra dell'alveo centrale. Mentre i larghi tratti golenali sia in sponda destra che sinistra sono soggetti all'intervento antropico, queste aree sono coltivate regolarmente con colture stagionali e più frequentemente con agrumi di pregio, soprattutto in destra idraulica.

Parametro di resistenza al moto di Manningn ($m^{-1/3}/s$)					
Tratto Sezione	1	2	3	4	5
Ponte S.P. n. 17	0,045	0,09	0,025	0,09	0,045

Tab. n. 3- Coefficienti di scabrezza di Manning utilizzati in nella simulazione idraulica

Per una corretta visione dei coefficienti di scabrezza utilizzati in sede di calcolo si rimanda all'report della simulazione idraulica con la rappresentazione grafica dei livelli di piena, dove nelle sezioni di calcolo sono indicati i parametri di Manning utilizzati.

Condizione idraulica al contorno

Le caratteristiche della corrente sono generalmente di tipo lento per l'intero tratto simulato. Per quanto riguarda le condizioni al contorno, nel tratto considerato è stata inserita per ogni simulazione la portata per assegnato tempo di ritorno e l'altezza idrica della sezione di monte, mentre nella sezione di valle è stata inserita l'altezza critica.

Sezioni

Il tratto interessato dalla verifica idraulica del ponte, come previsto dalla Direttiva, interessa un tratto a monte e a valle di 500 metri nel quale sono ricompresi altri eventuali attraversamenti stradali, quali il ponte sulla S.P. 15, anch'esso oggetto di verifica.

Per la caratterizzazione geometrica delle sezioni utilizzate nel modello, si è fatto riferimento al rilievo GPS (anno 2018) nell'ambito della redazione del progetto di cui al presente elaborato.

Verifica del franco minimo

La valutazione del franco idraulico e del tempo di ritorno caratteristico delle opere è stata fatta secondo le normative vigenti, la Regione Sardegna ha pubblicato infatti la <Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché di altre opere interferenti", pubblicata nella Delibera di Giunta Regionale n. 43/2 dell'1/09/2016>.

Si definisce il franco idraulico come la distanza fra l'intradosso della sezione dell'attraversamento e il livello idrico relativo alla portata avente tempo di ritorno di 200 anni.

In particolare, per quanto riguarda il franco idraulico, questo viene misurato come distanza fra l'intradosso della sezione dell'attraversamento e il livello idrico relativo alla portata avente tempo di

ritorno di 200 anni deve essere il valore massimo i valori di f_1 , f_2 (1 metro), f_3 e f_4 calcolati tramite l'applicazione di tre diversi criteri di cui in questa sede si riportano le espressioni:

$$f_1 = 0.7 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

dove v è la velocità media della corrente;

$$f_2 = 1 \cdot m$$

$$f_3 = 0.87\sqrt{y} + a \cdot y'$$

Dove y è la profondità media della corrente e y' è l'altezza della corrente areata ed a è un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità v varia tra 5 m/s e 15 m/s. Il valore $0.87 y^{(1/2)}$ sarà assunto massimo pari a 1.5 m ed y' viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media y se questa risulta minore di 2 metri.

$$f_4 = \frac{v^2}{2g}$$

valida se $v > 8$ m/s.

Per maggiori dettagli sulla metodologia di calcolo si rimanda al testo completo riportato nella Delibera n. 23 del 01/08/2012 della Regione Sardegna.

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Vel Chnl	Min El Prs	Franco V2/2g	Franco $0.87(y)^{0.5+a}$	Franco 1.00 metri	Max franco	Franco idraulico	VERIFICATO
		[m3/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
3600	Tr 200 anni	260,59	61,48	65,12	3,52	1,33	64,4	0,31	1,50	1,00	1,50	-0,72	NO

Tab. n. 4- Verifica franco idraulico attraversamento

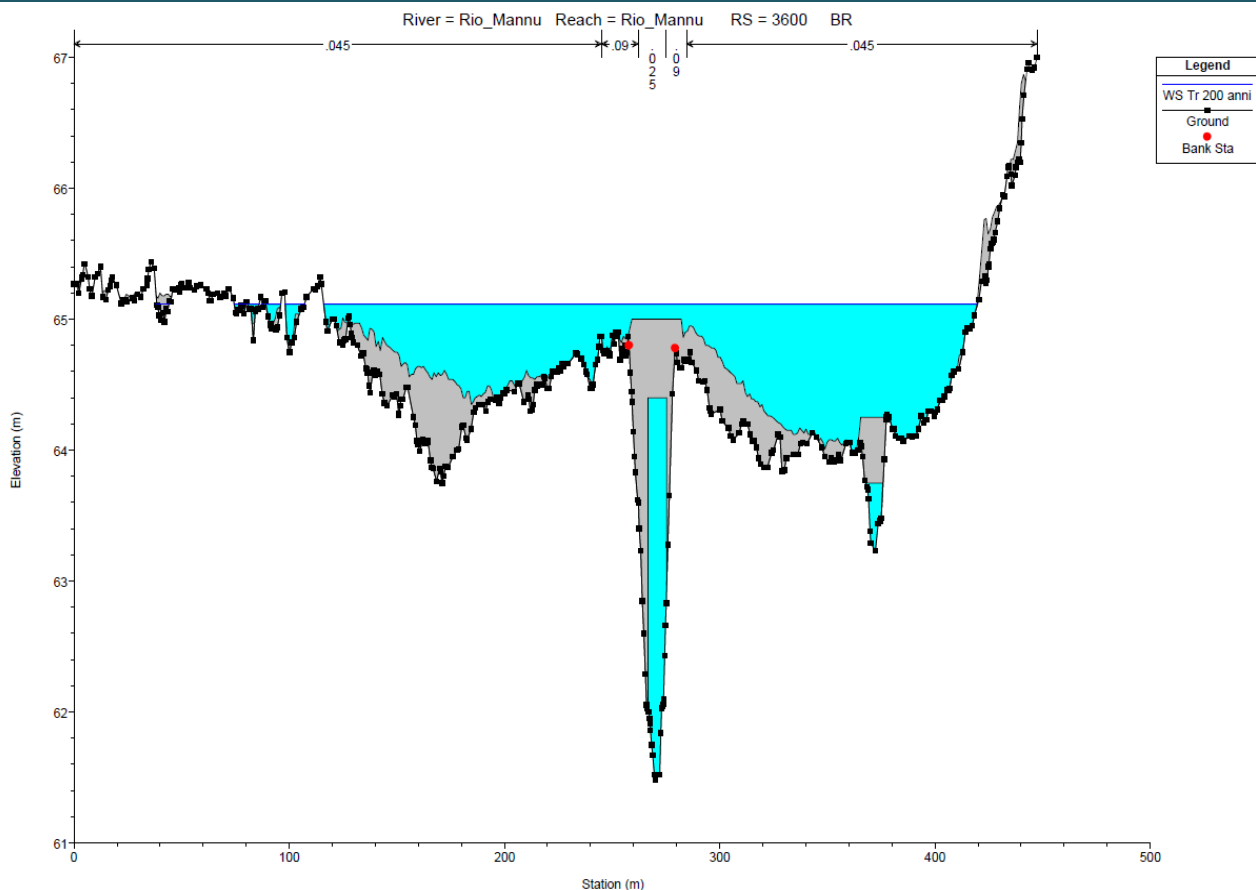


Fig. n. 13 – Sezione idraulica attraversamento tempo di ritorno 200 anni

Plan: Sim_Prog		Rio_Mannu	Rio_Mannu	RS: 3600	Profile: Tr 200 anni	
E.G. US. (m)	65.24	Element	Inside BR US	Inside BR DS		
W.S. US. (m)	65.20	E.G. Elev (m)	65.23	65.16		
Q Total (m3/s)	260.59	W.S. Elev (m)	65.12	65.00		
Q Bridge (m3/s)	66.14	Crit W.S. (m)	65.00	65.00		
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.64	3.79		
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.33	1.40		
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	196.60	185.93		
Weir Submerg		Froude # Chl	0.25	0.29		
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	147.77	176.47		
Min El Weir Flow (m)	63.99	Hydr Depth (m)	0.59	0.58		
Min El Prs (m)	64.40	W.P. Total (m)	369.29	368.36		
Delta EG (m)	0.23	Conv. Total (m3/s)	3438.5	2064.1		
Delta WS (m)	1.53	Top Width (m)	331.32	320.57		
BR Open Area (m2)	24.30	Frctn Loss (m)	0.07	0.02		
BR Open Vel (m/s)	2.72	C & E Loss (m)	0.00	0.01		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	29.99	78.89		
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	39.75	110.57		

Fig. n. 14 – Valori numerici modello idraulico della sezione di riferimento per Tr = 200 anni

La verifica idraulica ha evidenziato che con la piena di progetto con tempo di ritorno di 200 anni il ponte viene sommerso con un tirante idrico di 0,60 metri (partendo dall'intradosso).

Per quanto riguarda il calcolo del tempo di ritorno critico come previsto dalla *Direttiva*, il tempo di ritorno minimo a partire dal quale la portata conseguente transita con franco pari al 50% di quello definito dalle norme vigenti.

La portata di piena critica corrisponde ad 64,50 m³/s che garantiscono un franco minimo di 0,69 m circa pari al 50% di quello definito dalle norme vigenti, il tempo di ritorno critico associato a questa

portata non è stato possibile determinarlo perché risulta di molto inferiore al tempo di ritorno di 5 anni.

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Vel Chnl	Min El Prs	Franco V2/2g	Franco $0.87(y)^{0.5+a}$	Franco 1.00 metri	Max franco	Franco idraulico	VERIFICATO
		[m3/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
3600	Tr critico	64,50	61,48	63,71	2,23	3,59	64,4	0,35	1,50	1,00	1,50	0,69	NO

Tab. n. 5- Verifica franco idraulico attraversamento con tempo di ritorno critico

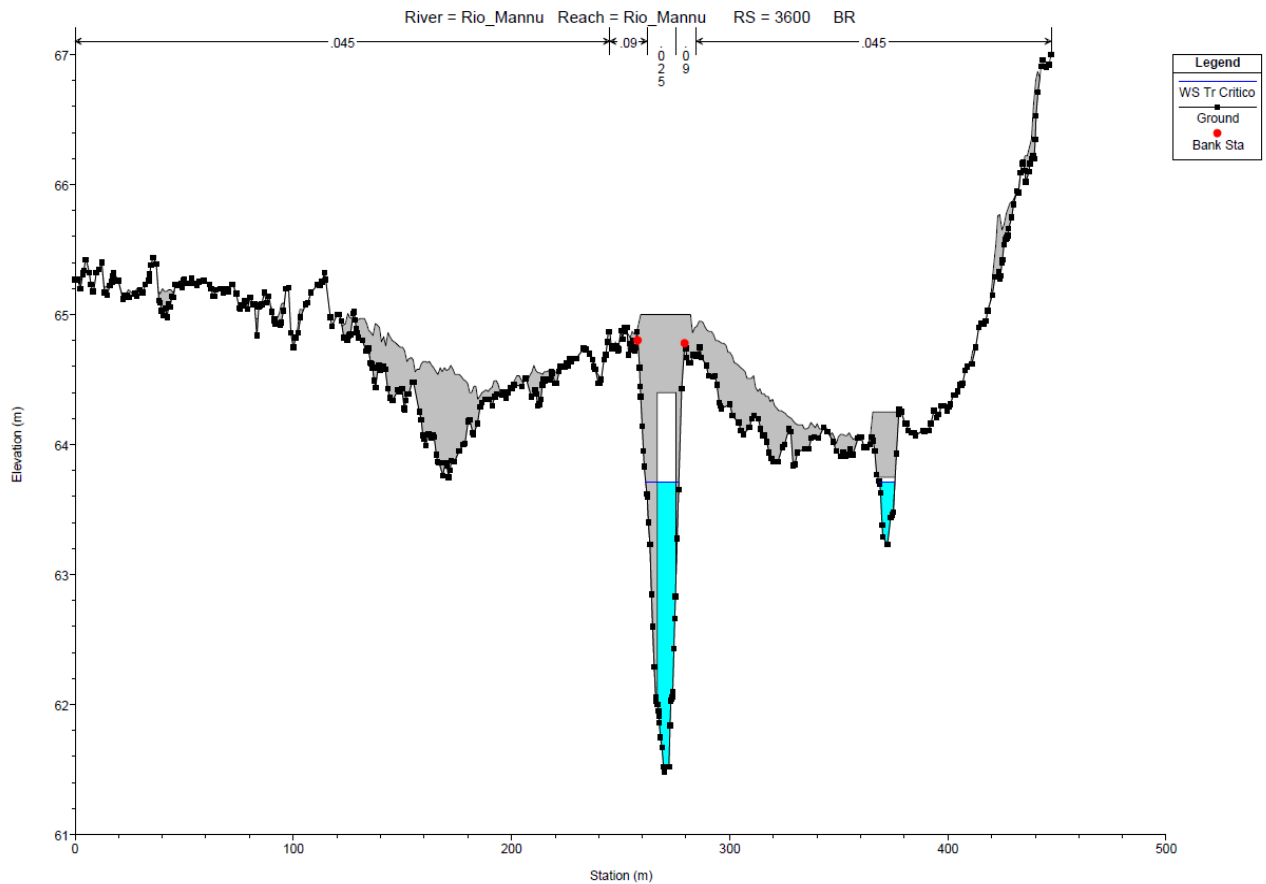


Fig. n. 15 – Sezione idraulica attraversamento tempo di ritorno critico

Plan: Sim_Prog		Rio_Mannu	Rio_Mannu	RS: 3600	Profile: Tr Critico	
E.G. US. (m)		64.56	Element		Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)		64.54	E.G. Elev (m)		64.49	64.31
Q Total (m3/s)		64.50	W.S. Elev (m)		63.71	62.77
Q Bridge (m3/s)		64.50	Crit W.S. (m)		63.71	63.25
Q Weir (m3/s)			Max Chl Dpth (m)		2.23	1.56
Weir Sta Lft (m)			Vel Total (m/s)		3.56	3.99
Weir Sta Rgt (m)			Flow Area (m2)		18.11	16.18
Weir Submerg			Froude # Chl		0.83	1.41
Weir Max Depth (m)			Specif Force (m3)		41.20	42.40
Min El Weir Flow (m)		63.99	Hydr Depth (m)		1.15	0.85
Min El Prs (m)		64.40	W.P. Total (m)		18.70	20.88
Delta EG (m)		0.30	Conv. Total (m3/s)		850.1	333.0
Delta WS (m)		1.86	Top Width (m)		15.69	19.03
BR Open Area (m2)		24.30	Frctn Loss (m)			0.05
BR Open Vel (m/s)		3.99	C & E Loss (m)			0.00
BR Sluice Coef			Shear Total (N/m2)		54.69	285.26
BR Sel Method		Energy only	Power Total (N/m s)		194.78	1136.91

Fig. n. 16 – Valori numerici modello idraulico della sezione di riferimento per Tr critico inferiore a 2 anni

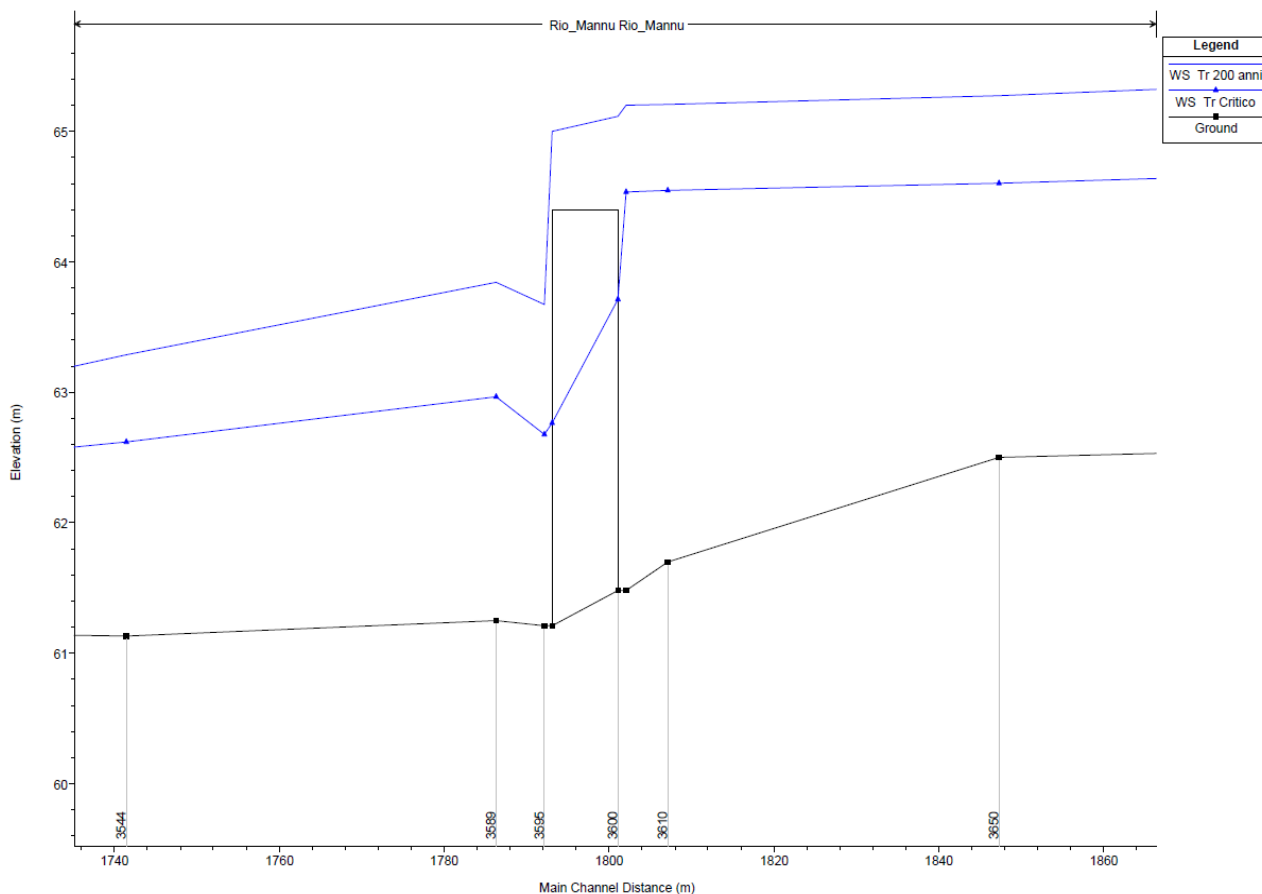


Fig. n. 17 – Profilo longitudinale tratto indagato per il tempo di ritorno critico e per tempo di ritorno 200 anni

Valutazione degli effetti idraulici indotti dall'attraversamento

La verifica di sicurezza ha evidenziato che l'attraversamento viene sormontato per 72 cm, ma la modellazione ha evidenziato che le aree limitrofe sono completamente allagate e che la viabilità per raggiungere l'opera di attraversamento è completamente sommersa. L'infrastruttura nel suo complesso non presenta particolari ostruzioni, considerando che la lunghezza totale dell'opera è di circa 30 metri e la piena con tempo di ritorno 200 anni si sviluppa per oltre 400 metri di larghezza.

L'alveo inciso del Rio Mannu riesce a convogliare al portata con tempo di ritorno di 5 anni corrispondente al

tempo di ritorno critico dell'attraversamento, le portate superiori invadono le aree adiacenti espandendosi per oltre 300 metri in sponda destra e qualche centinaio di metri in sponda sinistra.

Nel complesso la struttura nello specifico estradosso del ponte si trova ad una quota superiore rispetto al livello della piena. La struttura oltre che con le travi in calcestruzzo e la sovrastruttura stradale dello spessore totale di 1,30 m, conserva le protezioni in ferro originarie tipiche degli attraversamenti degli anni '60.

La struttura non presenta misure di protezione, tutti gli elementi del ponte sono soggetti all'azione della corrente idrica, principalmente le spalle soggette alle sollecitazioni continue della corrente che raramente ha interessato l'impalcato.

Le parti strutturali maggiormente sollecitate dall'azione della corrente sono le spalle laterali e il fondo alveo in corrispondenza dell'attraversamento, non tanto per la forza della corrente che, come anticipato solo sporadicamente sommerge l'intera struttura ma soprattutto per la frequenza delle sollecitazioni. Il deflusso per gran parte dell'anno è concentrato nella savanella centrale con tiranti idrici limitati e velocità non basse e con una frequenza alta che, con il passare degli anni ha deteriorato il rivestimento dell'alveo posto sotto l'impalcato.



Fig. n. 18 – Particolare della vista del ponte da sotto l'impalcato

Il trasporto solido è abbondante e costituito di ciottoli di varia pezzatura, oltre che, in misura minore, di materiale fino raccolto nel percorso che articola il fiume dalle pendici del Montiferru. Altro fenomeno che può verificarsi in corrispondenza degli eventi di piena è quello del trasporto della vegetazione, con prevalenza canne, almeno nel tratto interessato dalle opere in progetto.

Condizioni di stabilità dell'attraversamento e delle opere collegate

In questo capitolo si riportano le verifiche di stabilità strutturale rispetto agli aspetti di seguito riportati.

Scalzamento massimo sulle fondazioni delle pile

L'opera di attraversamento non è realizzata con pile in alveo.

Erosione alla base delle spalle del ponte

Le formule proposte in letteratura per il calcolo dell'erosione in corrispondenza delle basi delle spalle del ponte risultano meno numerose di quelle elaborate in riferimento alle pile. Inoltre la notevole variabilità delle altezze di scavo fomite da alcune fra le formule proposte in letteratura, inducono ad utilizzare i risultati ottenuti in modo largamente approssimativo rispetto alla realtà.

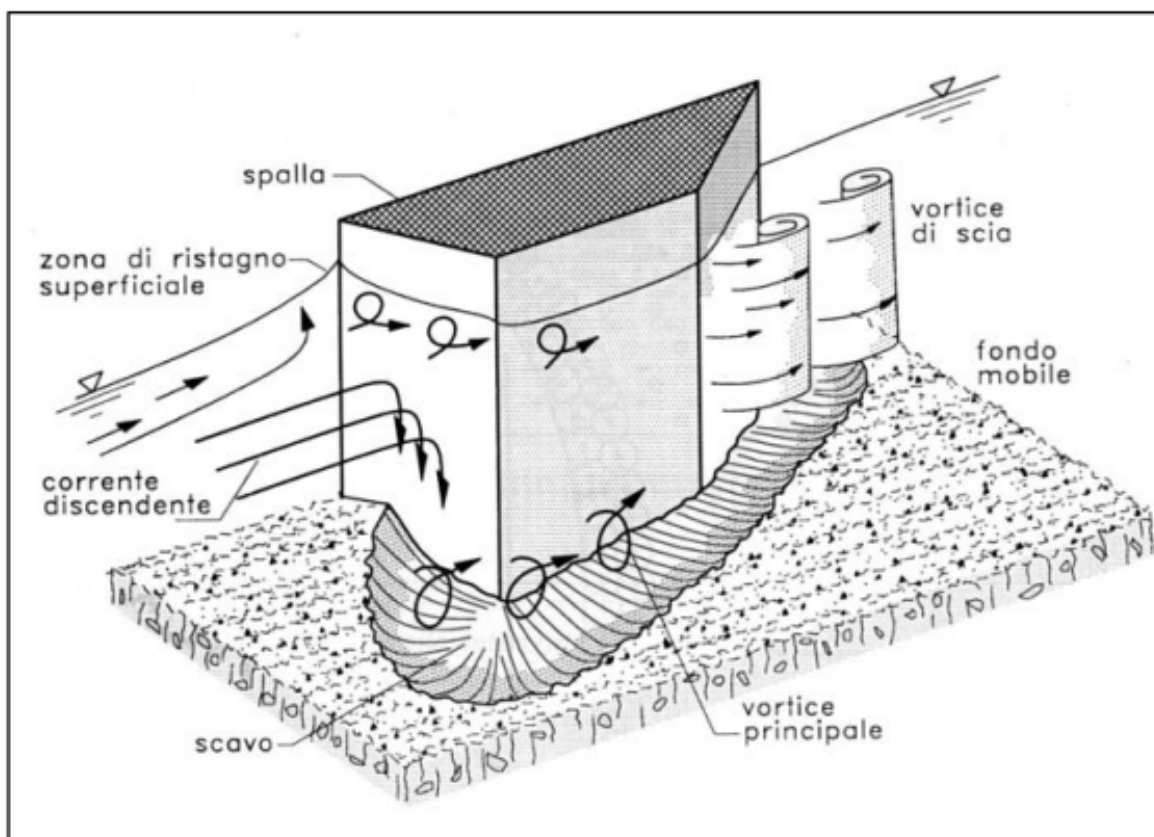


Fig. n. 19 – Rappresentazione schematica dell'azione di erosione alla base del ponte

Di seguito di utilizza l'espressione proposta da Melville (1992), elaborata sulla base di prove di laboratorio effettuate in condizione di acque chiare e per ostacoli posti perpendicolarmente al flusso della corrente:

$$ds = 2 K L \quad \text{per } L/y_0 < 1$$

$$ds = 2 K^* (Y_0 L)^{0.5} \quad \text{per } 1 < L/y_0 < 25 \quad K^* = K + (1-K) (0.1 y_0/L - 1.5)$$

$$ds = 10 y_0$$

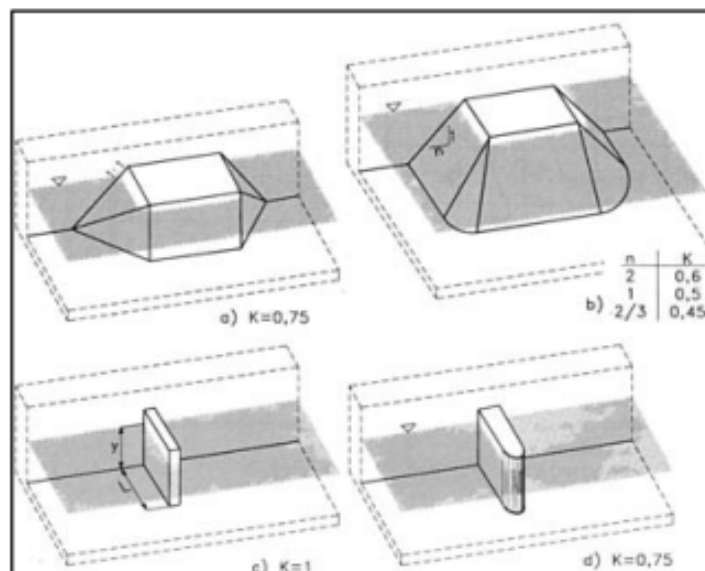


Fig. n. 20 – Coefficiente K per diversi tipi di spalle o pennelli da impiegarsi nella formula di Melville

Dall'applicazione della formula di Melville per $T_r = 200$ anni si ottiene una profondità di scavo per effetto dell'erosione nelle spalle del ponte di 0,56 metri.

Tuttavia, dai sopralluoghi effettuato non si evidenziano fenomeni di erosione delle fondazioni delle spalle.

Verifica dei processi erosivi in alveo a monte e a valle delle pile e spalle dell'opera

L'erosione generalizzata in prossimità dei ponti è dovuta alla riduzione, ad opera dell'attraversamento, della sezione trasversale indisturbata caratteristica dell'alveo; detta riduzione ingenera un'accelerazione locale della corrente che può dar luogo a fenomeni di erosione, le cui scale temporali caratteristiche sono in genere quelle degli eventi alluvionali.

Da un'analisi qualitativa si evidenzia che i fenomeni di erosione più critici si verificano per le basse portate quando la spinta della corrente non è ancora in grado di trascinare via i detriti vegetali che si bloccano sulle pile diminuendo la sezione creando di fatto un fenomeno di rigurgito a monte con il passaggio da corrente lenta a corrente veloce.

Questo fenomeno è accentuato nella savanella centrale per la presenza di fitta vegetazione nelle sponde laterali che attenua la forza di trascinamento dell'acqua sia per la presenza di materiale maggiormente consolidato.

Il calcolo dell'abbassamento (o innalzamento) d'alveo è necessario al fine di definire la quota che il fondo alveo assumerebbe in assenza del manufatto, che viene assunta quale quota di riferimento per calcolare l'entità dei fenomeni di erosione localizzata e generalizzata riconducibili, questi ultimi, alla presenza in alveo del manufatto. Detta quota può variare nel tempo sia per evoluzioni temporali di periodo medio lungo sia per evoluzioni di periodo più breve, spesso limitato alla durata di un unico evento di piena. L'evoluzione temporale e l'intensità del fenomeno possono in ogni caso essere determinata sulla base di complesse valutazioni idrologiche e idrauliche estese all'intero bacino tri-

butario. La tendenza dell'alveo ad abbassamenti o depositi globali può essere desunta da osservazioni dirette compiute in condizioni di magra o da valutazioni circa la potenziale capacità di trasporto solido, per i vari tratti in alveo, al variare del regime idraulico.

In letteratura sono reperibili numerose formulazioni per la valutazione della profondità dell'erosione generalizzata, basate sia su esperienze di laboratorio che sull'interpretazione empirica delle osservazioni di campo disponibili [Laursen, 1960 e 1963; Brensers e Randkivi, 1991].

Le formulazioni proposte, sono in gran parte simili alla relazione introdotta da Straub (1934), probabilmente la prima formula comparsa in letteratura per la valutazione del fenomeno che si adotta nei successivi calcoli.

L'equazione di Straub è ottenuta combinando l'equazione di Du Boys, per il calcolo del trasporto solido di fondo, e l'equazione di Manning, fa riferimento a condizioni di equilibrio ed ha la seguente espressione:

$$\frac{h_r}{h_m} = \left(\frac{B}{b}\right)^{6/7} \left[\frac{\tau_c}{2\tau_m} + \sqrt{\left(\frac{\tau_c}{\tau_m}\right)^2 + \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_m}\right) \frac{B}{b}} \right]^{-3/7}$$

Dove h_m e h_r sono le altezze d'acqua, rispettivamente, nella sezione indisturbata ed in quella ristretta, τ_c è l'azione tangenziale media esercitata dalla corrente sull'alveo in condizioni di moto incipiente del materiale di fondo alveo, τ_m è la medesima azione tangenziale in corrispondenza della sezione indisturbata mentre B e b sono le larghezze del pelo libero nelle sezioni d'alveo, rispettivamente, indisturbata e ristretta. In condizioni di moto incipiente e quindi in assenza di trasporto solido, identificate dall'uguaglianza $\tau_m = \tau_c$ diventa

$$\frac{h_r}{h_m} = \left(\frac{B}{b}\right)^{6/7}$$

Una volta stimato h_r , la profondità dello scavo di contrazione e_c può essere ricavata mediante la relazione

$$e_c = h_r - h_0$$

Dove h_0 è il tirante idrico in corrispondenza del restringimento prima dell'inizio del processo di erosione.

Applicando l'equazione di Straub, considerando portate di deflusso minime dell'ordine di 5 m³/s ottenendo tiranti idrici di circa 0,45 metri si ha che il restringimento di sezione passa dai 12 metri della sezione indisturbata a circa 8,6 metri dell'impalcato, si ottengono valori di e_c dell'ordine di 0,22 metri. I valori di erosione ottenuti con la formula empirica sono compatibili con quelli rilevati in situ, bisogna tener presente che il fenomeno è molto marginale in quanto questi valori di abbassamento dell'alveo si sono evoluti in circa 60 anni di esistenza della struttura e attualmente non hanno creato particolari criticità alle fondazioni e alle spalle del ponte.

Sicuramente il fenomeno è da monitorare, compatibilmente anche con la vita utile dell'opera, valutare l'opportunità di prevedere delle azioni di mitigazione come rivestimento, tipo flessibile, dell'intero fondo dell'alveo

Urti e abrasioni provocate dalla corrente e da eventuali corpi flottanti e materiale detritico sulle pile in alveo

Dai sopralluoghi effettuati non risulta la presenza di abrasioni o urti provocati da corpi flottanti, le abrasioni presenti a vista sono dovute principalmente ai normali cedimenti del calcestruzzo esposto agli agenti atmosferici e all'azione dell'acqua per oltre 50 anni.

Scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente

Lo scalzamento al piede delle spalle dei rilevati di accesso all'area golenale è normalmente causato dalla turbolenza e dai vortici che si generano per effetto del convogliamento del deflusso golenale.

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

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

Esistono alcune espressioni per il calcolo del valore di scalzamento sulle spalle, ma i risultati appaiono ancora controversi e eccessivamente cautelativi, anche in ragione della scarsa disponibilità di misure in campo. Le valutazioni specifiche devono essere pertanto di volta in volta applicate sulla base di una approfondita analisi idrodinamica del deflusso e di osservazioni dirette.

Da i sopralluoghi effettuate la strada provinciale in destra e in sinistra idraulica non presentano fenomeni di scalzamento e di erosione, altrettanto si può affermare per il rilevato stradale che, soprattutto in sinistra idraulica è circa 1,50 m oltre il piano di campagna.

Verifica dell'esistenza di eventuali fenomeni franosi che possano determinare la situazione di instabilità sulla struttura del ponte e delle strutture di accesso

Non sono presenti fenomeni franosi di nessun tipo neanche lungo le sponde dell'alveo inciso che risultano ampiamente rivestite da vegetazione arborea.

Verifica di innesco di potenziali colate detritiche a monte dell'opera e identificazione del potenziale percorso

Non sono presenti fenomeni di colate detritiche a monte dell'opera d'arte

Spinta idrodinamica per effetto del sopralzo indotto della struttura; ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte stesso per effetto ostruzione delle luci

La verifica viene effettuata considerando, ai fini della sicurezza, l'impalcato del ponte costituito da una soletta in calcestruzzo dello spessore di 1,30 m compresa la sovrastruttura stradale.

La forza destabilizzante è data dalla spinta dinamica dell'acqua, valutata in condizioni di piena eccezionale con tempo di ritorno di 200 anni ($Q = 260,59 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$S = \frac{1}{2} C_d \rho v^2 A$$

dove:

- C_d coefficiente di drag, assunto pari a 2,1;
- ρ densità dell'acqua = 1000 kg/m³;
- v velocità della corrente = 1,35 m/s valore medio del tratto simulato;
- A area sulla quale agisce la spinta, corrispondente all'impalcato di lunghezza 8,60 m e spessore 1,30 m pari a $A = 11,18 \text{ m}^2$

Sostituendo i valori di progetto si ottiene **$S = 21394,32 \text{ N}$** .

La forza resistente è data dall'attrito che si sviluppa al contatto tra i massi e che vale:

$$N = P' \tan \varphi$$

dove:

- P' è il peso immerso della struttura uguale a $= \text{Volume}(\gamma_s - \gamma) = 920962,12 \text{ N}$, con $\gamma_s = 23535,96 \text{ N/m}^3$, e $\gamma = 9806,65 \text{ N/m}^3$ e $\text{Volume} = 67,08 \text{ m}^3$;
- φ è l'angolo di attrito = 30°

Pertanto si ottiene **$N = 531717,72 \text{ N}$** .

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento risulta quindi: **$N/S = 25$** , il peso della struttura garantisce la resistenza alla spinta dell'acqua

La verifica al ribaltamento viene effettuata calcolando i momenti delle forze agenti (spinta dinamica dell'acqua e peso immerso del impalcato) rispetto a un punto A distante 6,0 m dal punto di appoggio dell'impalcato rispetto alla pila. Rispetto a tale punto il braccio delle forze è il medesimo, e pertanto la condizione da verificare è la seguente: **$M_r > 1,5 M_s$**

$$M_r = P' \cdot b_p M_s = S \cdot b_s$$

Essendo $b_p = 3,00 \text{ m}$, **$M_r = 2762886,35 \text{ N}$** e $b_s = 6,0 \text{ m}$, **$M_s = 128365,96 \text{ N}$** , si ottiene **$M_r / M_s = 21,52$** , e quindi la verifica risulta soddisfatta.

Valutazione della potenzialità di trasporto solido

In letteratura esistono diverse formulazioni empiriche per il calcolo della capacità di trasporto solido al fondo ed in sospensione a partire dalle caratteristiche idrauliche della corrente. Poiché la capacità di trasporto presenta una forte variabilità spaziale lungo l'alveo, dovuta a diversi fattori, e poiché non sono disponibili dati sperimentali sulle portate solide e sui volumi di materiale d'alveo movimentati in caso di piena eccezionale, è difficile scegliere il tipo di formula più adatta a quantificare il caso in esame si rimanda alle stime determinate nell'ambito dello studio del PSFF dove per il tratto d'interesse si ottengono a seconda della formulazione effettuata i risultati sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 103 – risultato del calcolo del trasporto solido con il metodo di Gavrilovic sul bacino del Mare Foghe

Identificazione	Sezione	Mare Foghe a Tramatza	riu Mannu 241	Mare Foghe allo stagno di Cabras
Fisiografia	S (km ²)	134,097	62,455	323,191
	I	0,09	0,14	0,09
Clima	t* °C	15,5	16,0	16,0
	h (mm)	834	891	803
Uso del suolo	A (km ²)	75,250	29,149	138,507
	B (km ²)	40,812	19,832	79,908
	C (km ²)	16,389	9,788	87,555
	D (km ²)	0,377	1,113	8,718
	U (km ²)	1,269	2,573	8,503
Litologia	J (km ²)	2,782	5,078	32,040
	K (km ²)	11,712	4,819	77,964
	L (km ²)	119,603	52,558	213,187
Dissesti	N (km ²)	0,102	0,160	0,262
	P (km ²)	0,000	0,000	0,000
	Q (km ²)	0,000	0,000	0,000
Fattori di calcolo	R	0,5	1,8	0,6
	X	0,37	0,40	0,45
	Y	0,37	0,44	0,55
	t'	1,285	1,304	1,304
	V'	0,20	0,37	0,21
	I'	0,30	0,38	0,30
	Z	0,07	0,13	0,13
Risultati	W (m ³ /a)	7978	11063	47829
	E1 (mm/a)	0,059	0,177	0,148
	E2 (m ³ /km ² /a)	59	177	148

Fig. n. 21 – Coefficiente Calcolo del trasporto solido per Tr = 200 anni nell'ambito dello studio del PSFF (2015)

INDICAZIONI PER L'ESERCIZIO TRANSITORIO

L'infrastruttura non garantisce il rispetto del franco idraulico, pertanto la Provincia di Oristano, Ente gestore dell'opera e di concerto con il Comune di Milis, dovrà provvedere al monitoraggio continuo della struttura durante le allerte meteo diramate dal Servizio di Protezione Civile della RAS.

La chiusura della strada provinciale potrebbe essere attivata a titolo precauzionale, in occasione delle allerte meteo diramate dalla RAS fino a cessate esigenze, a causa dell'innalzamento del livello del rio che potrebbe provocare allagamenti. In funzione delle procedure stabilite o da stabilire nell'apposito Piano intercomunale di Protezione civile del Montiferru, in seguito ad appositi accordi con il proprietario gestore dell'opera.

INTERVENTI DI MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA PROPOSTI

Nell'ambito di questo intervento vengono proposti i seguenti interventi di manutenzione straordinaria:

- pulizia del rio nei tratti a monte e a valle dell'opera d'arte;
- protezione del fondo con gabbioni o materassi tipo Reno;
- protezione delle spalle con gabbionate addossate alla struttura che non riducono la luce del ponte.

CONDIZIONI GENERALI PER LA DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI MANUTENTIVI O DI ADEGUAMENTO

Il CBO con l'intervento proposto di manutenzione ordinaria dell'infrastruttura intende mantenere agibile la il tratto di strada e il ponte, mettendo un livello minimo di sicurezza per quanto riguarda la viabilità mantenendo le condizioni di deflusso del Riu Mannu. L'intervento, trattandosi di manutenzione ordinaria non va a modificare in alcun modo le condizioni di deflusso attuali del corso d'acqua.

Il ponte conserva la sua funzionalità statica ed mantiene la funzionalità di arteria fondamentale di collegamento per gli abitanti dei centri abitati di Milis Bonarcado e Seneghe che utilizzano la strada provinciale per raggiungere il capoluogo di provincia.

Pertanto si ritiene che l'arteria stradale sia di essenziale importanza per il collegamento dei centri abitati minori di tutte le persone che ogni giorno attraversano la struttura per recarsi a lavoro a scuola e le altre attività che interessano l'economia della macro area.

Le opere di manutenzione ordinaria descritte nel capitolo precedente sono atte a mantenere lo stato di conservazione della struttura in condizioni ottimali per una corretta gestione del corso d'acqua, in nessun modo andranno a peggiorare le condizioni attuali di deflusso.

La struttura a seguito dell'intervento manterrà la stessa area d'ingombro sia per quanto riguarda le opere strutturali sia per quanto riguarda le opere accessorie come le barriere di protezione attualmente presenti che rimarranno identiche.

In nessun modo verrà incrementato il rischio idraulico, in quanto, la capacità di traffico rimarrà identico a quello attuale, con la percorrenza a senso unico alternato del ponte. Inoltre verranno mantenute e implementate tutte le misure di sicurezza passiva per la gestione del rischio idraulico residuo attualmente esistenti.

MISURE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO DETERMINATO DAL ATTRAVERSAMENTO ESISTENTI

La *Direttiva* prevede che nel caso in cui le verifiche di sicurezza non diano esito positivo, come nel caso in oggetto, deve essere predisposto un programma di azioni che descriva le misure da porre in atto in modo da conseguire condizioni di sicurezza sufficienti per gli utenti e da minimizzare il rischio di distruzione o danneggiamento grave dell'opera.

Le misure suggerite sono le seguenti:

- interventi di manutenzione e adeguamenti strutturali dei manufatti di attraversamento;
- interventi strutturali sul corso d'acqua, per eliminare o controllare le interferenze negative legate alle condizioni di deflusso in piena;
- misure gestionali di prevenzione, per il mantenimento dell'opera di attraversamento e del corso d'acqua in buone condizioni di efficienza funzionale;
- misure gestionali in corso di evento piena, finalizzate al controllo dei fenomeni di piena e all'adozione degli interventi di emergenza di volta in volta necessari per la sicurezza dell'opera e delle aree circostanti eventualmente influenzate.

Nel caso in esame vengono proposte delle lavorazioni che ricadono nella categoria delle misure gestionali di prevenzione in quanto gli interventi descritti negli elaborati progettuali mirano alla conservazione strutturale dell'opera, ripristinando la capacità di resistenza della struttura ripristinando il calcestruzzo delle parti più esposte all'azione della corrente, con il semplice obiettivo di allungare la probabilità di vita utile della struttura.

La direttiva suggerisce le seguenti tipologie d'intervento:

- sorveglianza periodica dello stato di manutenzione dell'opera e dell'alveo ai fini della funzionalità idraulica;
- interventi periodici di manutenzione, ordinaria e straordinaria, dell'alveo in corrispondenza del ponte (vegetazione, depositi alluvionali);
- interventi periodici di manutenzione delle opere idrauliche presenti funzionali alla funzionalità del ponte;
- interventi periodici di manutenzione delle strutture costituenti l'attraversamento;

- monitoraggio idrometrico in corrispondenza del ponte;
- monitoraggio dei fenomeni di scalzamento;
- monitoraggio di eventuali fenomeni franosi che possono interessare le opere.

L'intervento di risanamento strutturale proposto ricade tra gli interventi periodici di manutenzione delle strutture costituenti l'attraversamento.

Dalle verifiche effettuate dal presente studio è emerso che la struttura interagisce abbastanza bene con il deflusso idrico, conserva una buona capacità di resistenza alla corrente e non presenta fenomeni di erosione localizzata delle pile o delle spalle, le stese considerazioni valgono per l'arteria stradale.

Gli altri interventi gestionali suggeriti dalla direttiva, come la sorveglianza periodica, il monitoraggio idrometrico, monitoraggio dei fenomeni di scalzamento e dei fenomeni franosi vengono attualmente svolti.

Per quanto riguarda gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria dell'alveo in corrispondenza del ponte, si segnala il monitoraggio dell'abbassamento generalizzato del fondo, che si ritiene utile tenere sotto controllo per evitare vengano scoperte le fondazioni delle spalle laterali, e per prevedere in futuro eventuali interventi di protezione dall'erosione.

La vegetazione presente lungo l'alveo in prossimità del ponte è da mantenere e eventualmente, ove in futuro se ne riscontrasse la necessità, da favorire incrementando la ricrescita degli arbusti eliminando i rami secchi. La vegetazione esistente svolge un'importante funzione di protezione sia delle spalle del ponte che delle sponde incise dell'alveo garantendo la stabilità delle stesse e evitando si verifichino fenomeni di meandricizzazione del corso d'acqua che si riscontrano nei tratti più a valle del fiume privi di vegetazione protettiva.

ALLEGATI

- Scheda per la caratterizzazione dell'attraversamento esistente


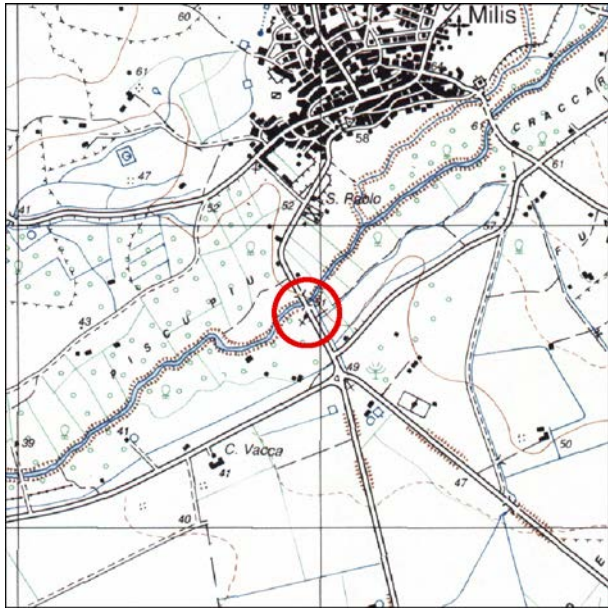
SCHEDA ponte sulla S.P. n. 15 — F208_SP_0016 — Riu Mannu

1. - Identificazione	
1.1 - Corso d'acqua attraversato	Riu Mannu
1.2- Codice del Ponte/attraversamento	Codice intersezione: F208_SP_0016
1.3 - Infrastruttura a cui appartiene l'opera	S.P. n. 15
1.4. - Comune in cui ricade l'attraversamento	Milis
1.5. - Descrizione	Sezione rettangolare l=9.0 m, h=3,0 m, spessore impalcato 1,20 m, spalle in pietra in alveo

2. - Immagini



3. - Localizzazione (Ortofoto 2016 – I.G.M. sc. 1:25.000)

 	
3.1. Coordinate Gauss Boaga	Est 1.468.906,61 - Nord 4.432.556,47
3.2. Descrizione area limitrofa	L'attraversamento si trova nell'agro a sud dell'abitato di Milis in un'area dedicata all'attività agricola con forte presenza di agrumenti
3.3. Descrizione di opere idrauliche connesse	Il corso d'acqua attraversato è inserito in un contesto generale interessato dalla bonifica, come testimonia la tipologia dell'opera d'arte, con la caratteristica delle spalle in alveo e la sezione in prossimità del ponte protetta da paramenti inclinati in calcestruzzo.
3.4 Altri attraversamenti vicini	<ul style="list-style-type: none"> - Circa 850 m più a monte è presente l'intersezione con la S.P. n. 17; - Circa 100 m più a nord la medesima S.P. n. 17 attraversa con un'opera analoga il Riu Strampadorzu

4.1 - Caratteristiche geometriche

4.1.1 - Lunghezza dell'attraversamento [m]	8,8
4.1.2 - Ingombro complessivo dell'opera di attraversamento [m]	40,0
4.1.3 - Quota minima dell'opera di attraversamento [m s.l.m.]	53,2
4.1.4 - Quota minima fondo alveo [m s.l.m.]	50,2
4.1.5 - Numero campate	1
4.1.6 - Numero pile	Il ponte non presenta pile ma è dotato di due spalle laterali posizionate all'interno del alveo
4.1.7 - Descrizione delle pile	Il ponte non presenta pile
4.1.8 - Luce tra le pile [m]	9,0 m (la distanza tra le spalle)
4.1.9 - Descrizione del plinto di fondazione	Dai sopralluoghi in situ non si evincono le caratteristiche delle fondazioni

4.2 - Caratteristiche geometriche delle opere accessorie

4.2.1 - Tipologia e dimensioni pozzetti di estremità	Non presenti
4.2.2 - Distanza dal bordo alveo dei pozzetti (m)	-

5. Caratteristiche morfologiche dell'alveo <i>(da compilare solo per le opere per le quali è prescritta la verifica di sicurezza)</i>	
5.1 - Tipo alveo attuale	Corso d'acqua monocursale semi naturale parzialmente sagomato con sezione trapezia
5.2 - Evoluzione planimetrica del tratto di corso d'acqua (fenomeni pregressi, tendenza attuale)	L'evoluzione planimetrica del corso d'acqua è circoscritta ad alcuni tratti del rio, preferibilmente in prossimità delle anse, che tendono ad accentuare i fenomeni erosivi in atto, anche a discapito delle opere di regimazione che pure datano dagli anni 50-60; le opere d'arte sono in condizioni apparentemente accettabili
5.3 - Stabilità del fondo alveo (fenomeni pregressi, tendenza attuale)	Il fondo appare in un equilibrio dinamico comunque stabile, caratterizzato da ruscellamenti importanti e da trasporto di materiale solido di varia pezzatura, piccola e di dimensioni più significative
5.4 - Sezione media dell'alveo di piena	Lunghezza 410,0 m
5.5 - Pendenza media del tratto adiacente il ponte (da rilievo topografico, da profilo di piena)	0,02
5.6 - Granulometria alveo (rilievi diretti, da sopralluogo)	Non si hanno studi specifici relativamente alla granulometria in alveo. Da sopralluoghi in situ si riscontra la presenza di materiale lapideo di varia pezzatura
5.7 - Presenza di materiale vegetale in alveo	Presenza di canne e vegetazione riparia, piante altofusto quali eucalyptus, acace e agrumi

6.1 Analisi idrologica <i>(da compilare solo per le opere per le quali è prescritta la verifica di sicurezza)</i>	
6.1.0 - Area bacino sotteso [km ²]	49,622
6.1.1 - Sottozona idrologica omogenea	STZ 1
6.1.2 - Lunghezza asta principale [m]	19.389
6.1.3 - Altitudine massima bacino [m s.l.m.]	1.050,0
6.1.4 - Altitudine media bacino [m s.l.m.]	416,4
6.1.5 - Pendenza media asta principale [%]	0,25
6.1.6 - CN(III) medio del bacino	91,9
6.1.7 - Metodo di calcolo utilizzato per il tempo di corrivazione	Giandotti
6.1.8 - Tempo di corrivazione stimato [h]	3,64
6.1.9 - Metodo di calcolo utilizzato per la portata	Formula razionale, metodo diretto TCEV curve di possibilità pluviometrica
6.1.10 - Portata stimata Tr=50 anni [m ³ /s]	190,68
6.1.11 - Portata stim. Tr=100 anni [m ³ /s]	225,55
6.1.12 - Portata stim. Tr=200 anni [m ³ /s]	260,59
6.1.13 - Portata stim. Tr=500 anni [m ³ /s]	307,00
6.1.14 - Piene storiche nella sezione del ponte	Non si hanno riferimenti storici

6.2 Analisi idraulica <i>(da compilare solo per le opere per le quali è prescritta la verifica di sicurezza)</i>	
6.2.1 - Portata di progetto [m ³ /s]	260,59 Tr=200 anni
6.2.2 - Velocità media in alveo [m/s]	2,22
6.2.3 - Velocità media in golena [m/s]	0,01
6.2.4 - Effetto di rigurgito dell'attraversamento [m]	0,20
6.2.5 - Livello idrico massimo [m s.l.m.]	53,55
6.2.6- Franco idraulico [m]	0,0
6.2.7 - Scalzamento sulle fondazioni (pile, spalle, rilevati di accesso) rilevato a seguito di sopralluogo	Nel fondo canale non si riscontra scalzamento delle spalle del ponte
6.2.8 - Portata critica [m ³ /s]	64,50
6.2.9 – Tempo di ritorno critico	<5 anni

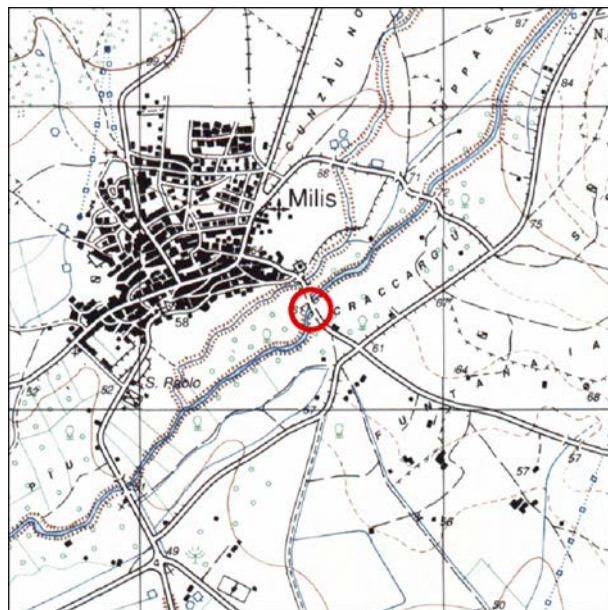
SCHEDA ponte sulla S.P. n. 17 — F208_SP_0018— Riu Mannu

1. - Identificazione	
1.1 - Corso d'acqua attraversato	Riu Mannu
1.2- Codice del Ponte/attraversamento	Codice intersezione: F208_SP_0018
1.3 - Infrastruttura a cui appartiene l'opera	S.P. n. 17
1.4. - Comune in cui ricade l'attraversamento	Milis
1.5. - Descrizione	Sezione rettangolare l=8,60 m, h=4,5 m, spessore impalcato 1,30 m, spalle in pietra in alveo

2. - Immagini



3. - Localizzazione (Ortofoto 2016 – I.G.M. sc. 1:25.000)



3.1. Coordinate Gauss Boaga	Est 1.469.514,71 - Nord 4.433.150,83
3.2. Descrizione area limitrofa	L'attraversamento si trova nell'agro a sud dell'abitato di Milis in un'area dedicata all'attività agricola con forte presenza di agrumenti
3.3. Descrizione di opere idrauliche connesse	Il corso d'acqua attraversato è inserito in un contesto generale interessato dalla bonifica, come testimonia la tipologia dell'opera d'arte, con la caratteristica delle spalle in alveo e la sezione in prossimità del ponte protetta da paramenti inclinati in calcestruzzo.
3.4 Altri attraversamenti vicini	<ul style="list-style-type: none"> - Circa 850 m più a valle è presente l'intersezione con la S.P. n. 15; - Circa 100 m più a nord la medesima S.P. n. 17 attraversa con un'opera analoga il Riu Strampadorzu

4.1 - Caratteristiche geometriche

4.1.1 - Lunghezza dell'attraversamento [m]	8,0
4.1.2 - Ingombro complessivo dell'opera di attraversamento [m]	25,0
4.1.3 - Quota minima dell'opera di attraversamento [m s.l.m.]	63,6
4.1.4 - Quota minima fondo alveo [m s.l.m.]	61,2
4.1.5 - Numero campate	1
4.1.6 - Numero pile	Il ponte non presenta pile ma è dotato di due spalle laterali posizionate all'interno del alveo
4.1.7 - Descrizione delle pile	Il ponte non presenta pile
4.1.8 - Luce tra le pile [m]	8,6 m (la distanza tra le spalle)
4.1.9 - Descrizione del plinto di fondazione	Dai sopralluoghi in situ non si evincono le caratteristiche delle fondazioni

4.2 - Caratteristiche geometriche delle opere accessorie

4.2.1 - Tipologia e dimensioni pozzetti di estremità	Non presenti
4.2.2 - Distanza dal bordo alveo dei pozzetti (m)	-

5. Caratteristiche morfologiche dell'alveo <i>(da compilare solo per le opere per le quali è prescritta la verifica di sicurezza)</i>	
5.1 - Tipo alveo attuale	Corso d'acqua monocursale semi naturale parzialmente sagomato con sezione trapezia
5.2 - Evoluzione planimetrica del tratto di corso d'acqua (fenomeni pregressi, tendenza attuale)	L'evoluzione planimetrica del corso d'acqua è circoscritta ad alcuni tratti del rio, preferibilmente in prossimità delle anse, che tendono ad accentuare i fenomeni erosivi in atto, anche a discapito delle opere di regimazione che pure datano dagli anni 50-60; le opere d'arte sono in condizioni apparentemente accettabili
5.3 - Stabilità del fondo alveo (fenomeni pregressi, tendenza attuale)	Il fondo appare in un equilibrio dinamico comunque stabile, caratterizzato da ruscellamenti importanti e da trasporto di materiale solido di varia pezzatura, piccola e di dimensioni più significative
5.4 - Sezione media dell'alveo di piena	Lunghezza 200,0 m
5.5 - Pendenza media del tratto adiacente il ponte (da rilievo topografico, da profilo di piena)	0,02
5.6 - Granulometria alveo (rilievi diretti, da sopralluogo)	Non si hanno studi specifici relativamente alla granulometria in alveo. Da sopralluoghi in situ si riscontra la presenza di materiale lapideo di varia pezzatura
5.7 - Presenza di materiale vegetale in alveo	Presenza di canne e vegetazione riparia, piante altofusto quali eucalyptus, acace e agrumi

6.1 Analisi idrologica <i>(da compilare solo per le opere per le quali è prescritta la verifica di sicurezza)</i>	
6.1.0 - Area bacino sotteso [km²]	49,622
6.1.1 - Sottozona idrologica omogenea	STZ 1
6.1.2 - Lunghezza asta principale [m]	19.389
6.1.3 - Altitudine massima bacino [m s.l.m.]	1050,0
6.1.4 - Altitudine media bacino [m s.l.m.]	416,4
6.1.5 - Pendenza media asta principale [%]	0,25
6.1.6 - CN(III) medio del bacino	91,9
6.1.7 - Metodo di calcolo utilizzato per il tempo di corrivazione	Giandotti
6.1.8 - Tempo di corrivazione stimato [h]	3,64
6.1.9 - Metodo di calcolo utilizzato per la portata	Formula razionale, metodo diretto TCEV curve di possibilità pluviometrica
6.1.10 - Portata stimata Tr=50 anni [m³/s]	190,68
6.1.11 - Portata stim. Tr=100 anni [m³/s]	225,55
6.1.12 - Portata stim. Tr=200 anni [m³/s]	260,59
6.1.13 - Portata stim. Tr=500 anni [m³/s]	307,00
6.1.14 - Piene storiche nella sezione del ponte	Non si hanno riferimenti storici

6.2 Analisi idraulica <i>(da compilare solo per le opere per le quali è prescritta la verifica di sicurezza)</i>	
6.2.1 - Portata di progetto [m³/s]	260,59 Tr=200 anni
6.2.2 - Velocità media in alveo [m/s]	2,45
6.2.3 - Velocità media in golena [m/s]	0,01
6.2.4 - Effetto di rigurgito dell'attraversamento [m]	0,72
6.2.5 - Livello idrico massimo [m s.l.m.]	65,12
6.2.6 - Franco idraulico [m]	0,0
6.2.7 - Scalzamento sulle fondazioni (pile, spalle, rilevati di accesso) rilevato a seguito di sopralluogo	Nel fondo canale non si riscontra scalzamento delle spalle del ponte
6.2.8 - Portata critica [m³/s]	64,50
6.2.9 - Tempo di ritorno critico	<5 anni