

PROVINCIA DI VERONA

COMUNE DI VERONA



MESSA IN SICUREZZA DI VIA CAMPOSANTO CON LA REALIZZAZIONE
DI UN PONTE SUL PROGNO DI AVESA DI COLLEGAMENTO CON VIA
DELLA CONSORTIA - CUP: I31B23000080001

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

COMMITTENTE

COMUNE DI VERONA
Piazza Bra, 1
37121 Verona (VR)

RIFERIMENTI INTERNI

DATA	DESCRIZIONE
redatto	ing. Fabio Erbisti
verificato	ing. Fabio Erbisti
approvato	ing. Fabio Erbisti
nome file	

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE INTEGRATIVA DELL'AUTORITA'
DI BACINO DISTRETTUALE ALPI ORIENTALI
(protocollo n. 0244253/2025 del 02/07/2025)

SCALA	DATA	N. ELABORATO
-	07/11/2025	25.0
COMMESSA	TIPOLOGIA ELABORATO	CODIFICA
L4423	SPECIALISTICO	F RS010

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Michele Fasoli

PROGETTISTA E DIREZIONE LAVORI

INTECH
INGEGNERI
ASSOCIATI



F A B I O
E R B I S T I

INGEGNERE

Via Mons. Egidio Peroni, 18 - 37036 SAN MARTINO BUON ALBERGO (VR)
Tel.: 045/990691 - Fax: 045/990691 - e.mail: info@intech-net.it

INDICE

1	PREMESSE	1
2	INTERVENTI DI PROGETTO	2
3	DIMENSIONAMENTO DIAMETRO CRITICO	4
4	CONSIDERAZIONI IDRAULICHE E AUTORIZZATIVE	7

1 PREMESSE

Il presente documento risponde alla richiesta integrazioni dell'Autorità di Bacino distrettuale delle Alpi Orientali (protocollo n. 0244253/2025 del 02/07/2025) relativa al Progetto di Fattibilità Tecnico Economica dei *Lavori di messa in sicurezza di via Camposanto con la realizzazione di un ponte sul Progno di Avesa di collegamento con via della Consortia* – CUP I31B23000080001, da realizzarsi ad Avesa nel Comune di Verona.

L'Autorità di bacino distrettuale delle Alpi Orientali, visionata la documentazione progettuale disponibile, ai fini dell'espressione del parere di competenza chiede un'integrazione con verifiche che dimostrino l'inerodibilità dei rivestimenti di fondo e delle sponde per le condizioni idrodinamiche di riferimento e per tutto il tratto oggetto di intervento.

2 INTERVENTI DI PROGETTO

Il progetto riguarda la realizzazione di un nuovo ponte stradale per l'attraversamento dell'alveo del Progno di Avesa e per il ripristino della continuità di Via Camposanto nella frazione di Avesa del Comune di Verona, interrotta a seguito della chiusura del guado da parte della Regione Veneto - Geno Civile di Verona.

Per limitare l'impatto visivo dell'opera e per migliorare la sicurezza idraulica del corso d'acqua si procederà, in accordo con le indicazioni elaborate con i tecnici del Genio Civile di Verona, a depensilizzare parzialmente l'alveo del corso d'acqua, riducendo le quote del fondo nel tratto interessato dalla realizzazione del nuovo ponte di un'altezza di circa 80 cm.

Nello specifico, gli interventi sul corso d'acqua riguardano la riprofilatura e risagomatura delle sezioni d'alveo con abbassamento del fondo e leggero allargamento e regolarizzazione della sezione d'alveo e sono finalizzati alla riduzione dell'altezza del ponte e delle rampe di accesso, in modo da realizzare una nuova infrastruttura stradale che meglio si inserisce nel contesto periurbano/rurale della valle di Avesa. Tali interventi permettono anche il miglioramento della sicurezza idraulica del corso d'acqua nel tratto interessato dall'abbassamento del fondo dell'alveo del Progno di Avesa.

A monte del futuro ponte, al termine dell'intervento di abbassamento del fondo, verrà realizzato un nuovo salto di fondo costituito da un sistema di briglia e controbriglia aventi lo scopo di abbassare il fondo e stabilizzarlo prima del ponte.

Nel tratto compreso tra la nuova briglia a monte e la controbriglia, caratterizzato da una lunghezza di circa 13 metri, sarà realizzata una mantellata basata su una soletta in cemento armato dello spessore pari a 40 cm rivestita da lastre in granito dello spessore pari a 20 cm, ancorate alla platea con malta di allettamento e connettori in acciaio.

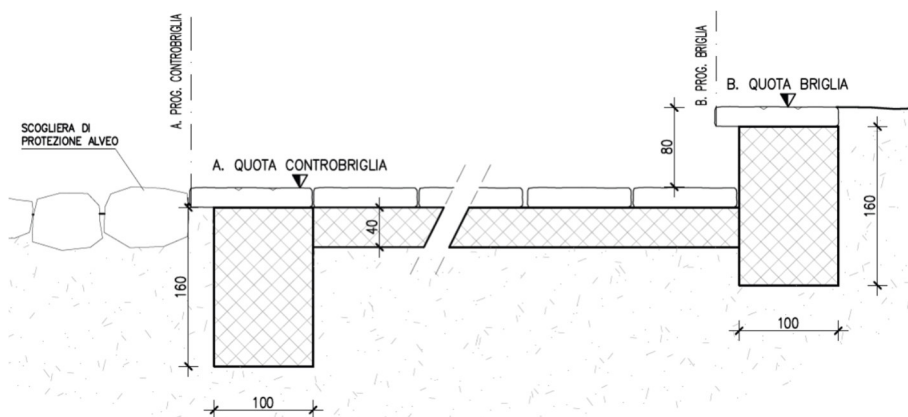


Figura 1: Briglia e controbriglia

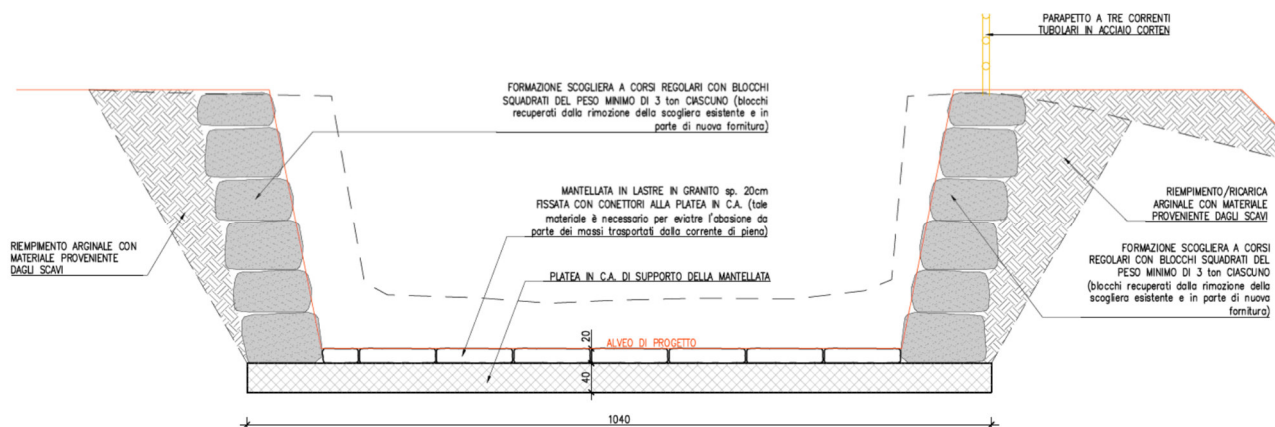


Figura 2: Sezione su platea della controbriglia

A valle della controbriglia per una lunghezza di circa 19.5 metri il fondo sarà rivestito da una scogliera in massi ciclopici delle dimensioni volumetriche minime di $0,8 \text{ m}^3$ ciascuno, intasati con calcestruzzo.

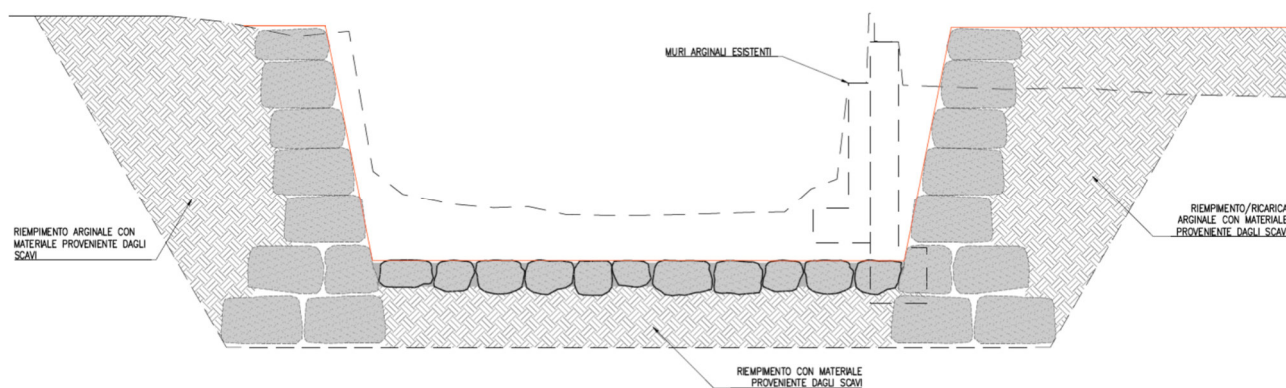


Figura 3: Sezione su mantellata a valle del ponte

Nel tratto ove sono presenti la nuova briglia a monte e a seguire verso valle la mantellata, la controbriglia ed il rivestimento del fondo con massi ciclopici intasati, è previsto il rifacimento delle murature arginali sia in destra che in sinistra idrografica. Tale rifacimento comporta la rimozione conservativa delle attuali murature arginali, lo scavo con realizzazione delle opere di rivestimento e protezione dell'alveo e la ricostruzione dei nuovi muri spondali utilizzando i massi precedentemente rimossi ed integrando con la fornitura e posa di nuovi massi delle stesse caratteristiche, del peso minimo di 3 tonnellate ciascuno.

A valle del ponte l'abbassamento del fondo comporterà la sottomurazione dei muri arginali esistenti in sinistra idrografica tramite una fondazione continua a "L" in cemento armato collegata da traversi/puntoni ai nuovi muri arginali in destra. L'interasse dei puntoni è pari a circa 10 m. Per garantire adeguata stabilità alla muratura in sinistra idrografica, durante l'esecuzione dell'intervento di sottomurazione, è previsto il rinforzo del muro con tiranti.

Per la realizzazione del paramento del nuovo muro in destra idrografica a valle del ponte, saranno forniti dei premuri con bilastra con rivestimento in pietra di Trani spessore 5 cm, posta in alto-rilievo con fugatura rientrante.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione generale del PFTE.

3 DIMENSIONAMENTO DIAMETRO CRITICO

Per la determinazione del diametro minimo sopra cui non si verifica la condizione di incipiente movimento, ovvero il diametro minimo per cui la corrente non riesce a spostare il grano, è stata utilizzata la portata riferita al tempo di ritorno di 200 anni pari a $Q=47,10\text{m}^3/\text{s}$.

Sono stati presi i risultati relativi alla tensione tangenziale sul fondo ed utilizzati per il calcolo del diametro minimo. Il dimensionamento è basato sull'approccio teorico di Shields, che assume le ipotesi di seguito esposte.

La spinta esercitata dalla corrente su una particella solida è proporzionale alla superficie investita, la quale dipende dal quadrato del diametro, e al quadrato della velocità media della corrente;

$$S \propto \frac{1}{2} C_r \rho d^2 V_c^2 \text{ in cui } C_r \text{ è il coefficiente di drag}$$

La forza resistente dipende dalla forma del letto e dal peso immerso della particella;

$$R \propto (\rho_s - \rho) g d^3$$

Alveo piano ed orizzontale in cui la scabrezza assoluta è rappresentata dal diametro delle particelle;
Sedimenti mono-granulari di diametro d .

$$\phi_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho)} = f\left(\text{Re}_*, \frac{h}{d}\right)$$

ϕ_{cr} è il parametro di Shields riferito a condizioni di moto incipiente, $\text{Re}_* = \frac{u_{cr*} d}{\nu}$ è il numero di

Reynolds della corrente di fondo, in cui $u_{*cr} = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\rho}}$.

L'esatta forma matematica di questo legame funzionale è denominata Abaco di Shields. I punti della curva (Figura 4 abaco di Shields) sono rappresentativi di condizioni di equilibrio limite cioè di situazioni in cui la tensione tangenziale della corrente in moto uniforme ($\tau = \gamma R J$) è pari al valore critico τ_{crit} . I valori al di sopra di tale curva rappresentano le situazioni di trasporto (erosione) mentre quelli posti al disotto sono relativi a condizioni di deposito (sedimentazione). Nell'abaco si notano tre regioni a comportamento distinto: nella prima ($\text{Re}^* < 1$) vi è un moto laminare e nel piano logaritmico di rappresentazione esiste una relazione di proporzionalità inversa tra il parametro di Shields e il numero di Reynolds della corrente di fondo, per valori di $\text{Re}^* > 400-500$ il parametro di Shields risulta costante e pari a 0.06 ed il moto è assolutamente turbolento. Nella zona intermedia lo sforzo al fondo è sia di tipo turbolento che viscoso.

Poiché ϕ dipende principalmente dal diametro del granello il fenomeno del trasporto solido è selettivo e tende in genere ad incentivare un fenomeno di corazzamento del fondo d'alveo.

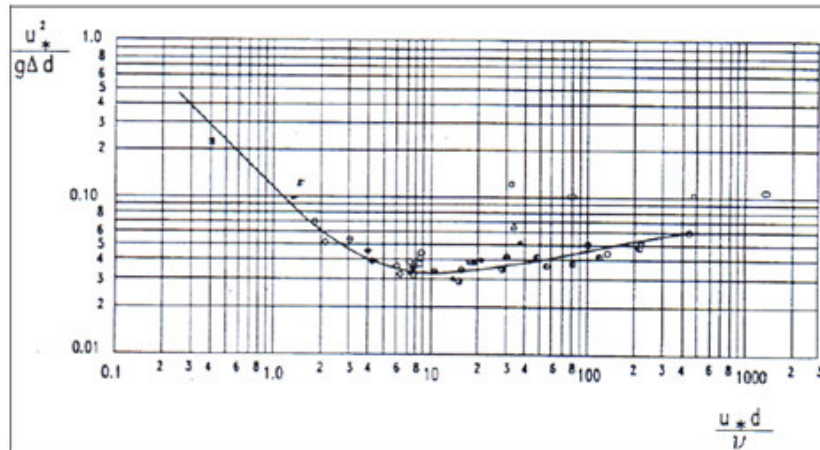


Figura 4 abaco di Shields

Per quanto riguarda il parametro di Shields si evidenzia che in condizioni ordinarie e straordinarie il Torrente Moscia è in condizioni idrodinamiche di bassa sommergenza per cui verrà applicata la formula correttiva di Armanini-Scotton.

$$\phi_{cr} = 0.06 \left(1 + 0.67 \cdot \sqrt{\frac{d}{h}} \right) \text{ dove } d \text{ è il diametro della particella ed } h \text{ il tirante}$$

La verifica ha riguardato la definizione del diametro critico utilizzando la tensione tangenziale del fondo e delle sponde determinata nel modello idraulico monodimensionale. Nel caso delle sponde è stata tenuta in considerazione la pendenza delle sponde utilizzando la nota formula di Lane (1953), che tiene conto dell'angolo α di inclinazione della sponda e dell'angolo di attrito interno ϕ della scogliera:

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0^\circ) \cdot \left[\cos \alpha \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \phi}} \right]$$

E pertanto la formula di Armanini-Scotton sarà modificata come segue:

$$\phi_{cr} = 0.06 \left(1 + 0.67 \cdot \sqrt{\frac{d}{h}} \right) \cdot \left[\cos \alpha \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \phi}} \right]$$

Di seguito verranno riportati i risultati ottenuti per la scelta del diametro di riferimento.

L'angolo α è stato considerato nullo per quanto riguarda la determinazione del diametro minimo che si trova in alveo, quindi senza inclinazione trasversale, mentre è stato considerato pari a 75° per gli argini.

Sezione	i_{fondo} (m/m)	τ (N/m ²)	Tirante (m)	K_{ang}	Φ	Φ_s	D_{crit} (m)
20	0.9	484.7	0.82	1.00	0.086	0.086	0.347
21	0.9	340.6	0.99	1.00	0.081	0.081	0.261
22	0.9	248.22	1.15	1.00	0.077	0.077	0.200
23	0.9	183.66	1.32	1.00	0.074	0.074	0.154
25	0.9	65.63	1.95	1.00	0.067	0.067	0.060
26	0.9	61.44	2	1.00	0.067	0.067	0.057
27	0.9	62.6	1.99	1.00	0.067	0.067	0.058

 Figura 5: Diametro critico per l'alveo $Q=47.10\text{m}^3/\text{s}$

Sezione	i_{fondo} (m/m)	τ (N/m ²)	Tirante (m)	K_{ang}	Φ	Φ_s	D_{crit} (m)
20	0.9	484.7	0.82	0.26	0.028	0.028	1.088
21	0.9	340.6	0.99	0.26	0.025	0.025	0.838
22	0.9	248.22	1.15	0.26	0.023	0.023	0.656
23	0.9	183.66	1.32	0.26	0.022	0.022	0.515
25	0.9	65.63	1.95	0.26	0.019	0.019	0.214
26	0.9	61.44	2	0.26	0.019	0.019	0.202
27	0.9	62.6	1.99	0.26	0.019	0.019	0.205

 Figura 6: Diametro critico per le sponde $Q=47.10\text{m}^3/\text{s}$

Come si può notare l'ordine di grandezza del diametro minimo sotto il quale si verifica la condizione di incipiente movimento si aggira attorno ai 35 cm per l'alveo e a 1,09 m per gli argini.

4 CONSIDERAZIONI IDRAULICHE E AUTORIZZATIVE

Come emerso dal precedente dimensionamento, l'ordine di grandezza del diametro minimo sotto il quale si verifica la condizione di incipiente movimento si aggira attorno ai 0,35 m per l'alveo e a 1,09 m per gli argini. Ciò significa che la granulometria di progetto che caratterizza l'alveo e le sponde deve essere maggiore dei valori minimi appena indicati, in modo da garantire in generale l'immobilità per correnti generate da eventi come quelli modellati.

- Nel tratto di 13 metri compreso tra la nuova briglia a monte e la controbriglia, l'inerodibilità del rivestimento del fondo è garantita dalla realizzazione di una mantellata basata su una soletta in cemento armato dello spessore pari a 40 cm rivestita da lastre in granito dello spessore pari a 20 cm, ancorate alla platea con malta di allettamento e connettori in acciaio.
- Nel tratto di 19.5 metri a valle della controbriglia, il fondo sarà rivestito da una scogliera in massi ciclopici delle dimensioni volumetriche minime di 0,8 m³ ciascuno, intasati con calcestruzzo. La soluzione progettuale è compatibile con la determinazione del diametro critico dell'alveo di 0,35 m, il quale comporta massi del volume di 0.022 m³ circa. Il criterio di inerodibilità dell'alveo è quindi rispettato anche in questo tratto.
- Il progetto prevede il rifacimento delle murature arginali sia in destra che in sinistra idrografica, nel tratto a monte e a valle del ponte, con rimozione conservativa delle attuali murature arginali e la ricostruzione dei nuovi muri spondali utilizzando i massi precedentemente rimossi ed integrando con la posa di nuovi massi ciclopici delle stesse caratteristiche, del peso minimo di 3 tonnellate ciascuno. La soluzione progettuale è compatibile con il diametro critico delle sponde di 1,09 m, che comporta massi del volume di 0.68 m³ circa, del peso di 1,9 tonnellate ciascuno. La verifica di inerodibilità delle sponde è pertanto soddisfatta.

Nel tratto a valle del ponte la verifica di inerodibilità non viene effettuata in quanto in destra idrografica è prevista la realizzazione di muri bilastro in c.a. e rivestiti in pietra, mentre in sinistra è prevista la sottomurazione dei muri arginali esistenti con un cordolo in c.a. rivestito in pietra.

Alla presente si allega richiesta di integrazione.