

S.S.51 "ALEMAGNA"

VARIANTE DI LONGARONE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

COD. VE407

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE e PRGETTISTA:

Dott. Ing. Massim Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma A26031)

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)
 Responsabile Strutture: Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)
 Responsabile Ambiente: Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)



GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma A15138)

COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. MariaAntonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Ettore De Cesbron De La Grennelais

IDROLOGIA E IDRAULICA

RELAZIONE IDRAULICA INTEGRATIVA

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPVE0407 D 21

NOME FILE

VE407_T00ID00IDRRE06_A

CODICE ELAB.

T00ID00IDRRE06

REVISIONE

A

SCALA:

-

D					
C					
B					
A	EMMISSIONE IN RISCONTRO RICHIESTE CSSLP	MAR. 2023	D. DI LORENZO	M. CUCCARO	M.CAPASSO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

PREMESSA.....	2
1 CONFORMITÀ NORMATIVA.....	5
2 STIMA INCERTEZZA DELLE FORZANTI DEI MODELLI.	8
3 INCERTEZZE MODELLISTICHE	9
4 DESCRIZIONE FENOMENI DI TRASPORTO SOLIDO PER I GRANDI AFFLUENTI DEL PIAVE.....	10
5 FENOMENI EROSIVI LOCALIZZATI.....	10
6 PROTEZIONE DALL'AZIONE EROSIVA DEI PLINTI	17
7 DIMENSIONAMENTO DIFESA SPONDALE.....	17
8 POSIZIONAMENTO PLINTI.....	19
9 RELAZIONE IDRAULICA OPERE PROVVISORIALI	20
10 TOMBINI	20
11 IDRAULICA DI PIATTAFORMA.....	24
12 RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE (RETI FOGNARIE E DRENANTI) CON LE INFRASTRUTTURE ESISTENTI.....	25

PREMESSA

La presente relazione idraulica è stata redatta nell'ambito del progetto definitivo dei lavori per la realizzazione del collegamento della attraverso la S.S.51 "di Alemagna" denominato Variante di Longarone, in particolare tale progetto nasce dalla necessità di risolvere il maggior numero di problematiche della mobilità presenti con l'obiettivo di rendere meno difficoltoso l'accesso a Cortina lungo la direttrice di mobilità nord-sud. L'intervento ricade interamente nel Comune di Longarone e attraversa da Nord verso Sud le seguenti frazioni: Castellavazzo, Muda-Maè, Villanova, Faè e Desedan. Ciò provoca una forte discontinuità funzionale, derivante dalla connotazione urbana che la strada forzosamente assume, costituendo un "collo di bottiglia" per l'intera rete viaria della zona.

Tale Progetto Definitivo è finalizzato ad incrementare le caratteristiche prestazionali e migliorare quelle funzionali della SS n.51 "di Alemagna" per circa 11,2 Km.

Altimetricamente il tracciato prevede ampi tratti su rilevato che consentono la realizzazione delle opere di attraversamento idraulico ed una opportuna sopraelevazione del corpo stradale. I tratti in rilevato sono intervallati da viadotti per il superamento delle incisioni più importanti.

Il Progetto Definitivo prevede un asse principale, caratterizzato da una lunghezza di 11.232 m, n. 3 svincoli e correlata viabilità secondaria. Le principali opere d'arte previste sull'asse principale sono:

- Viadotto VI_FRARI (440 m);
- Viadotto VI_DESEDAN (1100 m);
- Viadotto VI_VILLANOVA (300 m)
- Viadotto VI_MAE (450 m);
- Viadotto VI_FIERA (340 m);
- Viadotto VI_MALCOM (100 m);
- Viadotto VI_FASON (205 m);

É inoltre prevista una galleria naturale, Galleria Castellavazzo, lunga circa 1,54 Km.

L'opera si sviluppa parallelamente all'alveo del fiume Piave in corrispondenza del comune di Longarone e delle frazioni di Castellavazzo, Muda, Maè, Villanova e Desedan.

Lungo tutto il tracciato sono anche previsti un certo numero di tombini idraulici che hanno il compito di risolvere le interferenze con il reticolo idrografico secondario.

Si prevede inoltre la sistemazione degli svincoli esistenti. Alcune delle viabilità secondarie, oltre agli svincoli stessi, prevedono un certo numero di opere d'arte secondarie quali muri di sostegno e tombini con funzione di trasparenza idraulica.



Figura.1.1 Ubicazione dell'area di intervento

Lo studio idraulico dei corsi d'acqua che affiancano o attraversano la viabilità di progetto è stato sviluppato adottando diversi gradi di dettaglio, in relazione all'importanza delle opere in progetto

e dell'asta fluviale in esame. Il calcolo dei massimi livelli idrici e delle aree esondabili dei corsi d'acqua principali, discusso nel seguito del presente elaborato e approfondito nell'elaborato VE407_T00ID00IDRRE05B, viene presentato nei paragrafi relativi alla metodologia di calcolo adottata e all'impostazione del modello.

Nella realizzazione dell'opera e nella valutazione delle interferenze, tra la stessa e il reticolo idrografico presente, oltre a considerare gli effetti e quindi i livelli idrici massimi raggiunti in corrispondenza di eventi con tempo di ritorno 200 anni, si sono tenute in considerazione le raccomandazioni rappresentate dall'Autorità di Bacino Distrettuale delle Alpi Orientali che prevedono che la progettazione si svolga in funzione del livello massimo raggiunto per eventi con tempo di ritorno 300 anni. Al fine di garantire la sicurezza idraulica l'intero tracciato di progetto è stato sviluppato considerando come massimo livello quello calcolato con tempo di ritorno pari a 300 anni.

I risultati delle simulazioni, inclusa l'analisi delle interferenze con la viabilità principale e complementare, sono discussi con riferimento alle condizioni esistenti e precedenti gli interventi di sistemazione richiesti (ante-operam), nonché a quelle determinate in seguito a tali interventi (post-operam). Inoltre nel presente studio è stato previsto un sistema di protezione dell'asse stradale dagli eventi meteorici che lo interessano direttamente.

1 CONFORMITÀ NORMATIVA

- 1. Deve essere evidenziato il rispetto della normativa vigente (NTC2018 e Circolare n. 7 del 2019) con specifico riferimento agli attraversamenti minori. Inoltre, deve essere esplicitato come vengono risolte le problematiche relative alle interferenze con le strutture arginali nel rispetto di quanto previsto al Testo Unico del Regio Decreto n. 523 del 1904.*

Le Norme Tecniche per le Costruzioni "NTC 2018" e l'annessa Circolare applicativa n.7 del 2019 individuano gli elementi entro cui sviluppare la progettazione degli attraversamenti idraulici. In particolare per gli attraversamenti idraulici minori la Circolare prescrive al cap C5.1.2.3 Compatibilità Idraulica:

"Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti (200 anni). La scelta dei materiali deve garantire la resistenza anche ai fenomeni di abrasione e urto causati dai materiali trasportati dalla corrente. Oltre a quanto previsto per gli attraversamenti dalla Norma, nella Relazione idraulica è opportuno siano considerati anche i seguenti aspetti:

- è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci panconabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;*
- sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua.*
- per sezioni di area maggiore a 1,5 m² è da garantire la praticabilità del manufatto;*
- il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera, evitando in ogni caso il funzionamento intermittente fra i due regimi: nel caso in una o più*

sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s;

- *nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m;*
- *il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;*
- *la tenuta idraulica deve essere garantita per ciascuna sezione dell'intero manufatto per un carico pari al maggiore tra: 0,5 bar rispetto all'estradosso o 1,5 volte la massima pressione d'esercizio;*
- *il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte;*
- *nel caso sia da temersi l'ostruzione anche parziale del manufatto da parte dei detriti galleggianti trasportati dalla corrente, è da disporre immediatamente a monte una varice presidiata da una griglia che consenta il passaggio di elementi caratterizzati da dimensioni non superiori alla metà della larghezza del tombino; in alternativa il tombino è da dimensionare assumendo che la sezione efficace ai fini del deflusso delle acque sia ridotta almeno alla metà di quella effettiva. È in ogni caso da garantire l'accesso in alveo ai mezzi necessari per le operazioni di manutenzione ordinaria o straordinaria da svolgere dopo gli eventi di piena;*
- *i tratti del corso d'acqua immediatamente prospicienti l'imbocco e lo sbocco del manufatto devono essere protetti da fenomeni di scalzamento e/o erosione, e opportune soluzioni tecniche sono da adottare per evitare i fenomeni di sifonamento..."*

Nel rispetto di tali prescrizioni si è proceduto a sviluppare dimensionamento e verifica delle opere assumendo come evento di progetto quello avente tempo di ritorno duecentennale.

Ai fini del dimensionamento e della verifica idraulica degli attraversamenti idraulici minori risolti mediante tombini, è stato utilizzato il software HY-8 implementato dalla

Federal Highway Administration (FHWA) che rappresenta un valido supporto alla progettazione ed alla verifica delle intersezioni dei corsi d'acqua minori con le infrastrutture viarie come strade e ferrovie. I principali risultati che si possono ottenere tramite questo programma sono:

- determinare la dimensione, la forma ed il numero di opere d'arte (tombini e scatolari) necessari a far defluire una portata di progetto;
- calcolare il livello idrico raggiunto a monte del manufatto per far defluire una determinata portata, sia in condizioni di normale deflusso che in condizioni di acqua ferma all'imbocco;
- determinare il profilo idrico della portata transitante nell'opera.

Il programma fornisce direttamente output sintetici con le variabili principali della simulazione ed alcuni grafici che mostrano il comportamento idraulico della struttura al variare della portata di progetto o del livello idrico di monte.

Nella progettazione dei tombini dell'asse viario principale si è adottata una canna unica con andamento planimetrico rettilineo e sezione minima di 2m x 2m per garantirne l'ispezionabilità.

Poiché il funzionamento previsto è a superficie libera il dimensionamento è stato fatto in modo da garantire sempre un tirante idrico inferiore ai 2/3 dell'altezza della sezione libera come si evince dal prospetto qui di seguito riportato.

ID Opera	PK	Tipologico	Q (mc/s)	Geometria			Quota monte m.s.l.m	Quota valle m.s.l.m	Lunghezza m	i %	Livello idrico m.s.l.m.	Quota strada m.s.l.m	y (m)	V (m/s)	F _{NTC} (m)	F _{minNTC} (m)	F calcolato (m)
				B (m)	H (m)	D (m)											
				TM_AP_01	5+200	Scatolare											
TM_AP_02	7+040	Scatolare	0.5	2	2	-	433.5	433.0	38.0	1.3	433.8	438.12	0.30	2.57	0.67	0.5	1.70
TM_AP_03	7+099	Scatolare	3	2	2	-	433.3	433.05	47.1	0.5	434.2	438.76	0.93	3.07	0.67	0.5	2.07
TM_AP_04	8+986	Scatolare	3	3	3	-	446.47	445.36	11.4	9.7	447.3	453.4	0.92	4.72	0.67	0.5	2.08
TM_AP_05	9+070	Scatolare	3	3	3	-	449.6	448.5	11.5	9.6	450.4	454.8	0.86	6.5	0.67	0.5	1.14
TM_AP_06	9+152	Scatolare	8.95	3	3	-	452.08	450.96	22.5	5	453.4	455.6	1.36	5	0.67	0.5	1.64
TM_AP_07	9+209	Scatolare	3	2	2	-	452.13	452	21.2	0.6	453.1	456.4	0.93	3	0.67	0.5	1.07

ID Opera	PK	Tipologico	Q	Geometria			Quota monte	Quota valle	Lunghezza	i	Livello idrico	Quota strada	y	V	F _{NTC}	F _{minNTC}	F calcolato
				B	H	D											
				(mc/s)	(m)	(m)											
TM_AP_08	2+350	Scatolare	2.71	2.5	2.5	-	405.4	405.14	16.9	1.5	406.2	408.9	0.83	3.24	0.83	0.5	1.67
TM_AP_09	2+640	Scatolare	3.32	5	3	-	407.25	407.01	16.2	1.5	407.9	411.1	0.6	2.9	1	0.5	2.4
TM_AP_10	4+660	Faunistico	-	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TM_SV_03_BI	0+333	Tubazione	1	-	-	1.5	432.64	432.52	20	0.6	433.4	-	0.73	2.25	0.5	0.5	0.77
TM_SV_03_SE	0+140	Tubazione	1	-	-	1.5	432.64	432.52	20	0.6	433.4	-	0.73	3.25	0.5	0.5	0.77

Per quanto attiene in particolare i tombini TM_AP_04, TM_AP_05 si è eliminato il salto intermedio per migliorare la loro manutenzionabilità. Inoltre il TM_AP_06 è stato ingrandito.

Relativamente alle interferenze con le strutture arginali nel rispetto di quanto previsto al Testo Unico del Regio Decreto n.523 del 1904 si evidenzia quanto segue:

a. Il tracciato in progetto corre parallelamente agli argini in sponda dx del F.Piave nel tratto compreso tra le progressive 5+140 e 8+900. In tutto il tratto in esame le opere sono state disposte a distanze compatibili con quanto previsto dal Regio Decreto.

b. L'unica interferenza con strutture arginali è relativa alle pile P2 e P5 del viadotto Maè, la cui posizione, immediatamente a ridosso dei muri d'argine del torrente, ha determinato la necessità di prevederne la demolizione e ricostruzione al termine della realizzazione delle strutture delle pile. Preliminarmente alla demolizione dei muri d'argine esistenti saranno previste delle strutture d'argine provvisorie, costituite da rilevati protetti da scogliere di massi, realizzate in posizione avanzata verso il torrente che, per tutta la durata dei lavori e fino alla ricostruzione dei muri arginali in posizione definitiva garantiranno la funzionalità delle strutture arginali ed il rispetto dei dettami dell'art.96 del RD.

2 STIMA INCERTEZZA DELLE FORZANTI DEI MODELLI.

2. Pur prendendo atto che le forzanti idrologiche derivano dagli studi dell'Autorità Distrettuale, deve essere data evidenza di come i valori adottati siano congrui con

la stima dell'incertezza connessa agli effetti dei cambiamenti climatici (D.Lgs. 49 del 2010)

Il D.Lgs. 49/2010 prevede che le Autorità Distrettuali inseriscano le incertezze legate agli effetti dei cambiamenti climatici nella valutazione delle aree a rischio di allagamento. Nel bacino del Piave, e a Longarone in particolare, l'Autorità di distretto Alpi Orientali ha ritenuto di quantificare tali incertezze non attraverso una specifica alterazione degli idrogrammi "liquidi" di piena ma inserendo nell'analisi idrogeomorfologica delle forzanti morfologiche, intese come volumi di ingombro presenti in alveo all'inizio della piena. Nel caso di Longarone, le forzanti geomorfologiche sono state applicate in conformità a quanto indicato dall'Autorità di distretto e sono localizzate in particolare a Longarone, nel tratto adiacente alla fiera, e sul Maè poco prima della confluenza.

3 INCERTEZZE MODELLISTICHE

3. Con riferimento alle simulazioni numeriche sviluppate a fondo mobile sul fiume Piave, devono essere messi in chiara luce i margini d'incertezza insiti nelle valutazioni condotte, con specifico riferimento ai fenomeni di erosione/deposizione e agli effetti legati ai valori delle scabrezze adottate. Deve inoltre essere suffragato da dati raccolti in campo il valore medio della granulometria adottata nelle stesse simulazioni. Va inoltre sviluppato un bilancio di erosione/deposizione per verificare la correttezza dell'ipotesi fatta sulle condizioni al contorno imposte sul trasporto solido.

Al fine di sviluppare una specifica analisi di sensibilità tale da descrivere incertezza delle valutazioni condotte sono in corso simulazioni di supporto con alterazioni prefissate dei parametri di interesse, e in particolare del diametro rappresentativo della granulometria d'alveo e della scabrezza delle superfici interessate dalla piena. In ragione dei tempi di calcolo – che sono prossimi ai tempi reali simulati – i risultati non sono disponibili alla data della presente relazione; su di essi, nell'ambito della procedura in corso, verrà elaborato il bilancio comparativo di erosione/deposizione. Per quanto concerne i dati in campo, è del pari in corso un ulteriore ciclo di indagini, tramite rilievi e

valutazioni fotografiche con l'uso del software BaseGrain, che consenta nei medesimi tempi di cui sopra di arricchire le valutazioni proposte.

4 DESCRIZIONE FENOMENI DI TRASPORTO SOLIDO PER I GRANDI AFFLUENTI DEL PIAVE

- 4. Deve essere descritto con maggior attenzione, sia dal punto di vista idraulico, sia per i fenomeni di trasporto solido il problema dei grandi affluenti in destra Piave e degli attraversamenti che li interessano.*

La relazione idraulica è stata integrata con materiale fotografico e bibliografico, coerente con le indagini e gli approfondimenti predisposti dalla Regione Veneto e dall'Autorità di Distretto, con un particolare focus sulle confluenze dei torrenti Maè e Desedan.

5 FENOMENI EROSIVI LOCALIZZATI

- 5. In relazione ai fenomeni erosivi localizzati in corrispondenza delle pile dei ponti, l'approfondimento complessivo delle fondazioni deve essere commisurato allo scavo massimo calcolato rispetto l'attuale profondità del talweg (punto più depresso della sezione). La vegetazione presente lateralmente, le attuali configurazioni dell'alveo degli affluenti, non sembra infatti avere età tale da poter considerare stabile e permanenti le suddette configurazioni nella vita utile prevista per le opere. I valori massimi degli scalzamenti devono essere giustificati dal confronto di formule diverse tra quelle che trovano maggior fondamento nella letteratura tecnica/scientifica verificando anche l'interessamento delle strutture di fondazione.*

Sono stati rivalutati i calcoli delle profondità massime di escavazione localizzata in corrispondenza delle pile dei ponti delle pile dei ponti riferendosi all'attuale profondità del talweg. Per ciascun

viadotto i valori di scalzamento sono stati determinati con riferimento alle dimensioni e forme dei fusti e dei plinti impiegando formule diverse tra quelle di letteratura.

Esistono numerose formule sperimentali ottenute da esperienze di laboratorio o da analisi di dati raccolti sul campo e finalizzate a quantificare la profondità dello scalzamento.

In questo studio si è fatto riferimento alle formulazioni Yaroslavtziev, Holmes, Breusers, Da Deppo, Laursen, Froehlich, Colemann, CSU qui di seguito descritte.

Alla base di queste trattazioni c'è sempre la teoria dello sforzo critico di Shields per il materiale presente in alveo.

In particolare la formula di *Yaroslavtziev* prevede che lo scalzamento S sia pari a:

$$S = K_v \cdot K_f \cdot (e + K_h) \frac{v_0^2}{g} - 30 \cdot D_{85}$$

In cui

S : profondità di scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale;

K_v : funzione del rapporto tra il termine cinetico della corrente e la larghezza efficace della pila:

$$K_v = f\left(\frac{v_0^2}{g \cdot bl}\right);$$

K_h : funzione del rapporto tra l'altezza media della corrente e la larghezza efficace della pila:

$$K_h = f\left(\frac{Y_0}{bl}\right);$$

K_f : funzione del rapporto di forma della pila (lunghezza fratto larghezza) e dell'angolo di attacco della corrente:

$$K_f = f\left(\frac{l}{b}, \alpha\right)$$

v_0 : velocità della corrente di piena;

Y_0 : altezza d'acqua della corrente di piena sul fondo naturale di riferimento;

b : larghezza della pila;

l: lunghezza della pila;

α : angolo di attacco della corrente;

bl: larghezza efficace della pila;

e: parametro che assume valore 1,0 per pile in alveo e 0,6 per pile in golena;

D_{85} : dimensione caratteristica del materiale di fondo.

Altra formulazione utilizzata in questo studio è quella elaborata da *Holmes* che prevede che:

$$H_s = H_{sl} + d_{so}$$

in cui:

H_s : profondità di scalzamento valutata dalla quota di pelo libero della piena di riferimento;

H_{sl} : profondità dello scalzamento medio del fondo in corrispondenza della pila dovuto all'erosione generalizzata del fondo;

d_{so} : profondità dell'erosione localizzata ai piedi della pila a partire dalla quota prodotta da H_{sl} .

Il termine H_{sl} è il maggiore tra i valori forniti dalle due seguenti espressioni:

$$H_{sl} = Y_0$$

$$H_{sl} = y_r \frac{V_0}{\left(\sqrt{g \frac{A}{B}} \cdot K_H \right)}$$

In cui

Y_0 : profondità della corrente di piena indisturbata;

y_r : differenza tra il livello idrico medio ed il livello di piena;

A: area della sezione trasversale della corrente indisturbata;

B: larghezza della sezione trasversale;

V_0 : velocità caratteristica della corrente in piena;

La formula di *Breusers* è una delle espressioni recenti più diffusamente applicate nell'ingegneria per la valutazione dell'erosione localizzata al piede delle pile.

In effetti l'impostazione del metodo di calcolo e la dipendenza del fenomeno da una serie ben definita di caratteristiche idrauliche, geometriche e sedimentologiche del sito rappresentano lo stato più avanzato della pratica di calcolo, rimanendo i singoli parametri che determinano lo scalzamento oggetto di continue revisioni alla luce di nuovi risultati su sperimentazioni modellistiche di laboratorio e di nuovi dati di campo.

La formula proposta da Breusers è la seguente:

$$d_s = 2b \tanh\left(\frac{Y_0}{b}\right) \cdot f_1 f_2 f_3 f_4$$

nella quale:

d_s : profondità di scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale;

Y_0 : profondità media della corrente indisturbata;

b : larghezza della pila;

f_1 : parametro che tiene conto della capacità erosiva della corrente in rapporto alla velocità critica di trasporto:

f_2 : parametro che tiene conto della forma della pila $f_2 = f(\text{pila})$:

- $f_2 = 1,00$ per pila circolare;
- $f_2 = 0,75$ per pila sagomata idraulicamente;
- $f_2 = 1,30$ per pila rettangolare;

f_3 : parametro di forma della pila:

- $f_3 = f(l/b, \alpha)$;

f_4 : parametro che tiene conto dell'"effetto gruppo" e cioè della mutua vicinanza tra le pile attraverso il rapporto tra la larghezza della singola pila e l'interasse.

La formula di Da Deppo, Datei e Saladin:

$$\frac{d_s}{s} = f_1 \left(\frac{v_0}{v_{cr}} \right) \left[2 \tanh \frac{y_0}{s} \right] f_2 (forma) f_3 \left(\alpha, \frac{l}{s} \right)$$

d_s = profondità di scalmamento a partire dal fondo alveo indisturbato;

v_0 = velocità media della corrente indisturbata;

v_{cr} = velocità critica di trascinamento del materiale;

d = dimensione del materiale;

s = larghezza delle pile;

α = angolo che la corrente forma con la pila

f_1 = parametro che tiene conto della capacità erosiva della corrente in rapporto alla velocità critica di trasporto;

f_2 = parametro che tiene conto della forma pila;

f_3 = parametro di forma della posizione della pila.

La formula proposta da *Laursen* è la seguente:

$$d_s = 1.1b \left(\frac{y}{b} \right)^{0.5}$$

Dove:

y : profondità media della corrente indisturbata;

b : larghezza della pila in m;

La formula proposta da *Freuehlich*

$$d_s = 0.32 k_p a^{0.62} h_m^{0.47} F_m^{0.22} d_{50}^{-0.09}$$

In cui:

k_p : è un fattore che tiene conto della forma delle pile;

a: è la proiezione, nella direzione ortogonale alle linee di flusso della corrente della larghezza della pila;

F_m : è il numero di Froude nella sezione subito a monte del ponte.

La formula proposta da *Colemann*

$$d_s = 0.54b \left(\left(\frac{y}{b} \right)^{0.19} \right) \cdot Fr^{1.19} y^{0.41}$$

La formulazione CSU

$$d_s = 2h \left(\frac{a}{Y_1} \right)^{0.65} \cdot K_1 K_2 K_3 K_4 Fr^{0.43}$$

In cui:

K_1, K_2, K_3 : sono fattori correttivi legati alla forma delle pile, all'angolo di attacco e alle condizioni di fondo alveo;

Y_1 : è l'altezza della corrente;

a: è la larghezza della pila;

F_r : è il numero di Froude nella sezione subito a monte del ponte.

I risultati ottenuti sono qui di seguito riportati per ogni pila interessata:

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione Idraulica Integrativa</i>	

*Tabella **Errore**. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-1 Profondità di scalzamento della buca erosiva massima per ogni viadotto*

ID Viadotto	Corso d'acqua	ID Pila	DATI					DA DEPPO		LAURSEN		FROEHLICH		BREUSER		COLEMANN		CSU		Profondità di scalzamento di progetto (*)
			Velocità da modellazione	Velocità di progetto	Profondità corrente	Larghezza pila	Lunghezza pila	Verifica dimensioni e forma pila	Verifica dimensioni e forma plinto	Verifica dimensioni e forma pila	Verifica dimensioni e forma plinto	Verifica dimensioni e forma pila	Verifica dimensioni e forma plinto	Verifica dimensioni e forma pila	Verifica dimensioni e forma plinto	Verifica dimensioni e forma pila	Verifica dimensioni e forma plinto	Verifica dimensioni e forma pila	Verifica dimensioni e forma plinto	
[-]	[-]	[-]	[m/sec]	[m/sec]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
VI01	FRARI	PI01-PI02	1.25	1.88	1.15	3.50	9.50	1.67	2.97	2.23	3.61	1.73	2.84	1.11	2.29	0.26	0.32	1.23	1.89	4.0
		PI03-PI07	1.25	1.88	1.15	3.50	4.50	1.67	2.97	2.23	3.61	1.73	2.84	1.11	2.29	0.26	0.32	1.23	1.89	4.0
VI02	DESEDAN	PI01-PI20	1.00	1.50	2.50	3.50	3.50	4.29	6.34	3.28	5.32	2.37	3.89	2.15	4.88	0.31	0.39	1.41	2.16	7.0
VI04	Maè	PI03-PI04	2.60	3.90	2.30	3.50	3.50	4.04	4.57	3.15	6.84	2.82	6.21	2.02	4.57	0.93	1.30	2.48	4.92	7.0
VI07	FASON	PI01	2.44	3.66	2.32	3.50	3.50	4.06	5.91	3.16	5.13	2.80	4.59	2.03	4.54	0.89	1.10	2.37	3.63	6.0

6 PROTEZIONE DALL'AZIONE EROSIVA DEI PLINTI

6. La parte inferiore delle pile in alveo, i plinti di collegamento e la parte superiore dei pali di fondazione devono essere adeguatamente protetti dall'azione erosiva dei sedimenti trasportati dalla corrente.

La parte inferiore delle pile in alveo e la parte superiore dei pali di fondazione saranno protetti dall'azione erosiva dei sedimenti trasportati dalla corrente mediante lamierini metallici; i plinti saranno protetti sui bordi prevedendo appositi angolari in acciaio. Sono state integrati gli elaborati relativi alle carpenterie delle pile dei viadotti con queste indicazioni e riemessi nell'ambito della presente consegna. Si rimanda all'elaborato grafico esplicativo allegato alle presenti integrazioni.

7 DIMENSIONAMENTO DIFESA SPONDALE

6. La stima della dimensione della scogliera di protezione di sponda deve essere sviluppata con parametri ben più cautelativi di quelli utilizzati al fine di garantire un dimensionamento adeguato considerando anche la complessità della situazione analizzata.

Il progetto della scogliera di protezione spondale è stato approfondito e rivalutato con un approccio maggiormente cautelativo. In particolare il dimensionamento del rivestimento è stato ripercorso utilizzando diverse formulazioni disponibili da letteratura poiché ciascuna di queste presenta vantaggi e svantaggi derivando da formulazioni empiriche. Nello specifico è stata utilizzata la formula di Isbash che permette un dimensionamento speditivo del materiale di rivestimento a partire dall'individuazione di una velocità critica limite al di sopra della quale inizia la movimentazione degli elementi lapidei.

Formula di Isbash:

$$V_c = C \left(2g \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \right)^{0.5} D_{50}^{0.5}$$

In cui:

V_c velocità critica [ft/s];

C 0.86 per condizioni di alta turbolenza (curve, restringimenti, ecc...);

C 1.2 per condizioni di bassa turbolenza;

g accelerazione di gravità [ft/s²]

γ_s densità del rivestimento [lb/ft³]

γ_w densità acqua [lb/ft³]

D_{50} diametro rivestimento [ft]

I dati adoperati nella valutazione del diametro di progetto della protezione sono i seguenti:

		DATI nel SI		DATI nel US	
Accelerazione di gravità	g	9.81	[m/s ²]	32.2	[ft/s ²]
Densità acqua	γ	1000	[Kg/m ³]	62.47	[lb/ft ³]
Densità solidi	γ_s	2700	[Kg/m ³]	168	[lb/ft ³]
Velocità max da modellazione	Vmax	4.47	[m/s]	14.66	[ft/s]

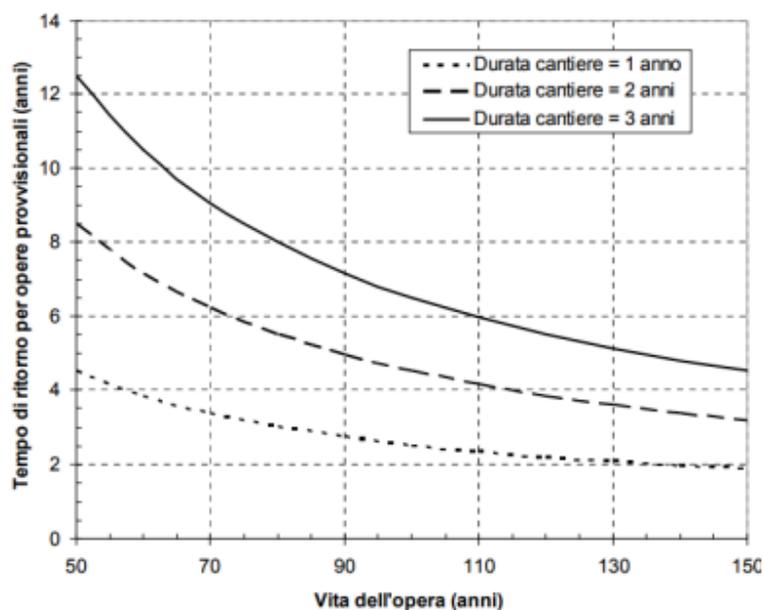
Attraverso l'applicazione di tale formula è stato possibile ricavare il diametro della protezione spondale capace di resistere al fenomeno di trasporto che è risultato essere pari a $d_n=80$ cm che è risultato essere maggiormente cautelativo rispetto al risultato precedentemente ottenuto.

Inoltre, al fine di evitare il fenomeno di scalzamento al piede si è previsto l'inserimento di un dente di risvolto del cordolo di coronamento delle sottofondazioni in jet grouting tale da garantire la protezione della parte sommitale delle sottofondazioni dalle azioni erosive della corrente come rappresentato nell'immagine.

9 RELAZIONE IDRAULICA OPERE PROVVISORIALI

9. Deve essere prodotta una relazione idraulica che consideri i valori di portata, livelli, fenomeni erosivi relativa alle diverse fasi previste per la realizzazione delle opere provvisionali.

Per quanto in oggetto è in corso di redazione la richiesta valutazione dei valori di portata e del livello idrico, tramite modellazione, prendendo a base le indicazioni fornite dalla Direttiva 2/99 della AdB del fiume Po (par 4.8.3). Questa fornisce l'indicazione dei tempi di ritorno da considerare per la valutazione delle portate necessarie al dimensionamento delle opere provvisionali in relazione alla vita utile dell'opera e alla durata del cantiere.



Tale attività verrà compiuta entro i termini utili per il completamento della CDS.

10 TOMBINI

10. Deve essere chiarito il funzionamento idraulico dei tombini in progetto (bacino imbrifero, portate liquida e solida prevista, valori della scabrezza adottata) e gli aspetti

funzionali degli stessi tombini (allineamento con opere preesistenti, trappole per sedimenti, sistemi di dissipazione dell'energia, durabilità dei manufatti nei confronti dei materiali trasportati dalla corrente). Gli aspetti funzionali dovranno garantire l'efficienza dei manufatti durante il singolo evento e nel tempo prevedendo in questo secondo caso un adeguato piano di manutenzione. La loro progettazione e realizzazione deve essere coerente con quanto riportato nella Circolare n. 7 del 2019.

I tombini in progetto previsti sull'asse principale sono 10, di questi sono tre i tombini progettati per la risoluzione dell'interferenza con un bacino imbrifero e sono il TM_AP_06, TM_AP_08 e il TM_AP_09.

ID	Pk progetto	Bacino	Area [km ²]	H max [m slm]	H min [m slm]	Opera tipologica	Dimensioni	
							B [m]	H [m]
5	2+345	Rio Salto del Lupo	0,53	1446	1052,3	TM_AP_08	2.5	2.5
6	2+640	Torrente Fortignasi	0,43	1221	762,15	TM_AP_09	5	3
12	9+152		0,88	1560	874,36	TM_AP_06	3	3

La stima della portata solida è stata valutata mediante le formulazioni di Meyer-Peter e quello di Smart e Jaeggi.

Tutte le formulazioni non tengono conto della reale distribuzione granulometrica e sono applicate usualmente ai materiali eterogenei presenti negli alvei reali facendo riferimento nella definizione delle grandezze caratteristiche al diametro medio (d_{50}). La sola formulazione di Smart e Jaeggi utilizza anche i diametri d_{30} e d_{90} . Nel caso in esame si è considerato quale materiale costituente l'alveo un miscuglio eterogeneo composto, in maniera variabile, dai seguenti materiali:

Materiale	γ_s (kg/m ³)	d_{30} (mm)	d_{50} (mm)	d_{90} (mm)
Sabbia fine	2650	0.038	0.06	0.113
Sabbia grossa	2600	0.15	0.25	0.45
Ghiaia fine	2000	0.6	1	1.8

Materiale	γ_s (kg/m ³)	d_{30} (mm)	d_{50} (mm)	d_{90} (mm)
Ghiaia media	2000	18	50	70
Valori Medi	2650	3	50	70

Tutte le formule sono fondate sulla teoria di Shields, per cui la capacità di trasporto adimensionale per unità di larghezza φ risulta funzione della tensione di Shields τ^* e del numero di Reynolds della particella Re_p , dove la tensione di Shields è data da:

$$\tau^* = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d_{50}}$$

Con τ tensione fisica espressa in (N/m²), ρ_s densità della particella solida, assunto costante pari a 2650 kg/m³, ρ_w densità dell'acqua, pari a 1000 kg/m³, g accelerazione di gravità e d_{50} diametro medio del grano.

$$\tau = \gamma i_f R$$

Con τ tensione tangenziale sul fondo dell'alveo espressa in (N/m²), γ peso specifico della particella solida, R raggio idraulico della sezione, i (m/m) pendenza del fondo alveo.

Il numero di Reynolds della particella è invece dato da:

$$Re_p = \sqrt[2]{(s - 1)gd_{50}^3/\nu}$$

Con $s = \rho_s/\rho = 2.65$ e ν viscosità cinematica dell'acqua, pari a 10⁻⁶ m²/s.

Secondo tutte le formulazioni, si ha condizione di incipiente trasporto quando la tensione di Shields eguaglia il valore critico τ_c^* , calcolato secondo la formula di Brownlie:

$$\tau_c^* = 0.22 R_p^{-0.6} + 0.06 \exp(-17.77 R_p^{-0.6})$$

La corrente determina quindi un trasporto positivo per $\tau^* > \tau_c^*$, e nullo per $\tau^* < \tau_c^*$

Il valore del trasporto è dato in termini adimensionali dalle formule empiriche riportate a seguire, da cui è possibile ricavare il valore di portata solida per unità di larghezza q_s mediante la formula:

$$\phi = \frac{q_s}{\sqrt{(s-1) g d_{50}^3}}$$

Nonché il valore totale di portata solida Q_s moltiplicando per la larghezza dell'alveo.

La formula di Meyer-Peter e Muller esprime la portata solida adimensionale per unità di larghezza secondo l'espressione:

$$\phi = 8 (\tau^* - \tau_{cr}^*)^{1.5}$$

In cui il valore della tensione critica è assunto indipendente dal numero di Reynolds, e quindi dal diametro della particella, e pari a 0,047 mm.

La formula di Smart e Jaeggi permette il calcolo del trasporto solido di materiale grossolano in fiumi o canali ed è basata sull'equazione originale di Meyer-Peter e Muller, derivata da esperimenti di laboratorio con sedimenti non uniformi di varia densità. Osservando che l'equazione originale detta tende a sottostimare la quantità di trasporto solido per pendenze di fondo maggiori del 3%, Smart e Jaeggi ne hanno proposto una modifica basandosi ancora su prove di laboratorio e considerando sia il parametro di Shields in funzione della pendenza sia la non uniformità dei sedimenti. Nella sua forma semplificata la formula fornisce direttamente:

$$\phi = 4 \left[\left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \right] \cdot i_f^{0.6} \cdot \chi \cdot \tau^{*0.5} (\tau^* - \tau_{cr}^*)$$

Con i_f pendenza della superficie libera e χ è il coefficiente di Chezy.

Nel seguito sono forniti, in forma tabellare, i risultati dell'analisi relativa al trasporto solido in corrispondenza dei tombini dell'asse principale in progetto.

I risultati ottenuti mostrano come il trasporto solido non risulti un fattore critico nella dinamica dell'attraversamento. Ciò è giustificato dai tiranti idrici che caratterizzano gli eventi con un tempo di ritorno pari a 200 anni considerati nel calcolo, che mantengono valori comunque contenuti.

ID Opera	Progressiva	Portata Q (mc/s)	B (m)	H o D (m)	Pendenza (%)	y (m)	τ (-)	τ* (N/m²)	MEYER-PETER				SMART-JAEGGI			
									φ (-)	q _s (m³/s·m)	Q (m³/s)	V solidi (m³)	φ (-)	q _s (m³/s·m)	Q (m³/s)	V solidi (m³)
TM_AP_01	5+200	3.00	2	2	0.008	0.92	72.20	0.0892	0.043	0.0000121	0.000024	0.044	0.016369	0.000005	0.000009	0.017

ID Opera	Progressiva	Portata Q (mc/s)	B (m)	H o D (m)	Pendenza (%)	γ [m]	τ (-)	τ^* (N/m ²)	MEYER-PETER				SMART-JAEGGI			
									ϕ (-)	q_s (m ³ /s·m)	Q (m ³ /s)	V solidi (m ³)	ϕ (-)	q_s (m ³ /s·m)	Q (m ³ /s)	V solidi (m ³)
TM_AP_02	7+040	0.50	2	2	0.013	0.3	38.22	0.0600	0.000	0.0000001	0.000000	0.000	0.000843	0.000000	0.000000	0.001
TM_AP_03	7+099	3.00	2	2	0.005	0.93	48.43	0.0598	0.000	0.0000001	0.000000	0.000	0.000473	0.000000	0.000000	0.000
TM_AP_04	8+986	3.00	3	3	0.090	0.79	697.49	0.8618	5.761	0.0016138	0.004841	8.714	5.157004	0.001445	0.004334	7.801
TM_AP_05	9+070	3.00	3	3	0.096	0.76	713.14	0.8812	5.970	0.0016724	0.005017	9.031	5.295788	0.001484	0.004451	8.011
TM_AP_06	9+152	8.95	3	3	0.050	1.36	664.12	0.8206	5.323	0.0014911	0.004473	8.052	3.591054	0.001006	0.003018	5.432
TM_AP_07	9+207	3.00	2	2	0.006	0.93	55.94	0.0691	0.009	0.0000025	0.000005	0.009	0.004158	0.000001	0.000002	0.004
TM_AP_08	2+345	2.71	2.5	2.5	0.015	0.83	122.13	0.1509	0.225	0.0000630	0.000158	0.284	0.102807	0.000029	0.000072	0.130
TM_AP_09	2+640	3.32	5	3	0.015	0.6	88.29	0.1091	0.091	0.0000255	0.000128	0.230	0.053741	0.000015	0.000075	0.135

Come si evince dalla tabella il volume massimo di solidi trasportati risulta comunque essere di molto inferiore ai 10 mc e quindi compatibile con i volumi previsti per le vasche di dissipazione e di calma a monte dei manufatti.

È stata verificata l'efficienza idraulica dei tombini in progetto legata al trasporto solido in occasione dell'evento di pioggia di progetto verificando che il volume di accumulo, posto a monte dei tombini, è in grado di contenere tale trasporto.

11 IDRAULICA DI PIATTAFORMA

1- Con riferimento alle acque di piattaforma, va chiarita la scelta di adottare vasche di prima pioggia in linea anziché in derivazione con l'inserimento di uno scolmatore di portata opportunamente dimensionato. Deve essere chiarito se le condotte che raccolgono le acque di piattaforma sono state dimensionate considerando anche i depositi che inevitabilmente le affliggono. Questo sia dal punto di vista idraulico e, nel caso di condotte appese sotto i viadotti, anche dal punto di vista statico.

Per garantire la difesa delle acque superficiali è stata prevista la creazione di un sistema di captazione e trattamento in vasche di sicurezza di tutte le acque di piattaforma siano esse di origine meteorica o provenienti da sversamenti accidentali.

Le vasche di prima pioggia sono inserite in derivazione con un pozzetto scolmatore integrato all'interno del manufatto. Tale pozzetto ha l'ufficio di ripartire le acque di prima pioggia, ricche d'inquinanti, al successivo trattamento e di recapitare le acque di seconda pioggia verso il ricettore finale.

Lo schema di trattamento adottato prevede il trattamento in continuo della portata di prima pioggia, così come definita dalla norma, corrispondente ad un evento meteorico con altezza di pioggia pari 5 mm e durata 15 minuti, per tutto il tempo necessario fino all'esaurimento dell'evento meteorico. Inoltre tutta la portata in eccesso, definita come portata di seconda pioggia; generata da uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni al netto della frazione di questa, Q_{pp} , definita di prima pioggia, da ritenere inquinata e pertanto inviare a trattamento, attraverso uno sfioratore viene inviata al corpo idrico ricettore.

Le condotte sono state dimensionate considerando una velocità minima al loro interno pari a 1 m/s e con un grado di riempimento (50% fino a $D_n=400$ e 70% per diametri superiori) inferiore a quello massimo ammissibile. Tali condizioni favoriscono il naturale allontanamento della componente solida in corrispondenza degli eventi meteorici di progetto.

12 **RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE (RETI FOGNARIE E DRENANTI) CON LE INFRASTRUTTURE ESISTENTI**

L'attraversamento della zona industriale di Longarone contempla interferenze con infrastrutture sia esistenti che in fase di adeguamento. Sarebbe utile che tutti gli aspetti relativi a tali interferenze fossero raccolti in una relazione specifica che dia contezza degli accordi intercorrenti con gli enti e le amministrazioni regionali e locali.

Gli aspetti relativi alla risoluzione delle interferenze del progetto con le reti fognarie e di drenaggio, unitamente alle altre interferenze presenti nel territorio, sono stati contemplati nella relazione descrittiva delle interferenze VE407_T00IN00INTRE01B. Le prime sono

S.S. 51 di "Alemagna" Provincia di Belluno.		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione Idraulica Integrativa</i>	

oggetto di adeguamento a cura del soggetto gestore a cui sono stati forniti tutti gli elementi essenziali, relativi al presente intervento, necessari per definirne l'assetto finale.