

STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"
**Adeguamento della piattaforma stradale e messa in
sicurezza dal km 56+000 al km 64+000**
Stralcio 1 da pk 0+000 a pk 1+900

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **RM 368**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
PROGIN S.p.A.
S.I.N.A. S.p.A - BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



IL GEOLOGO:
Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)
Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)



VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
Dott. Ing. Paolo NARDOCCI



PROTOCOLLO	DATA
	_____ 202__

IDROLOGIA ED IDRAULICA – IDRAULICA DEI CORSI D'ACQUA
Relazione idraulica

CODICE PROGETTO		NOME FILE T01ID01IDRRE01C		REVISIONE	SCALA:																				
D	P	R	M	3	6	8	E	2	3	T	0	1	I	D	0	1	I	D	R	R	E	0	1	C	-
C	Emissione a seguito di validazione e istruttoria ANAS			02-2024	E. Abbasciano	Grimaldi	L. Infante																		
B	Emissione a seguito istruttoria ANAS			06-2023	E. Abbasciano	Grimaldi	L. Infante																		
A	Prima emissione			09-2022	E. Abbasciano	Grimaldi	L. Infante																		
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO																		

Sommario

1	PREMESSA	1
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	2
2.1	Il Piano di Stralcio per l’assetto Idrogeologico (PSAI).....	2
2.2	Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni	3
2.3	Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni -II ciclo 2016-2021.....	5
2.4	D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” e circolare 21.01.2019, n. 7 – “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018”	7
3	SCELTE PROGETTUALI	8
4	ANALISI IDRAULICHE MONODIMENSIONALI	9
4.1	Modello di calcolo e approccio metodologico.....	10
4.2	Costruzione del modello numerico	11
4.2.1	Schematizzazione geometrica	11
4.2.2	Attraversamenti e strutture.....	12
4.3	Assegnazione dei coefficienti di scabrezza.....	14
4.4	Condizioni al contorno e portate di progetto	16
4.5	Simulazioni idrauliche in moto permanente.....	17
5	METODOLOGIA DI VERIFICA INLET/OUTLET CONTROL	20
6	ANALISI DELL’INTERAZIONE CORRENTE-STRUTTURA: FENOMENI DI SCALZAMENTO E TRASCINAMENTO	25
6.1	Azioni di trascinamento e verifica difese.....	25
6.1.1	Calcolo delle condizioni critiche di moto incipiente.....	25
6.1.2	Verifica delle difese.....	29
7	TRASPORTO SOLIDO	30

1 PREMESSA

Il presente documento illustra lo studio idraulico dei corsi d’acqua redatto nell’ambito della progettazione esecutiva dei lavori di adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza dal km 56+000 al km 64+000 della Statale 14 “via Salaria”, 1° lotto, stralcio 1 dal km 0+000 al km 2+000.

L’inquadramento normativo connesso alle attività idrologiche ed idrauliche consente di poter delimitare i vincoli attorno ai quali costruire/inserire il progetto. Nel quadro complessivo, si pone particolare attenzione alle norme definite dal Distretto Idrografico regionale (PAI e Direttiva Alluvioni), nonché alle norme tecniche delle costruzioni NTC2018.

Dalla consultazione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni dell’Autorità di Bacino Distrettuale dell’Appennino Centrale non risultano, lungo il tracciato del presente stralcio, aree di pericolosità idraulica mappata nel piano.

Il principale corso d’acqua che si incontra lungo il tratto della SS 14 in oggetto d’intervento è costituito dal fosso dei Cerri (o fosso Secco nel tratto iniziale di monte), affluente in sponda destra del torrente Farfa ed appartenenti all’alto bacino del Tevere. Il fosso dei Cerri defluisce in uno stretto corridoio vallivo, affianca il tracciato stradale lungo tutto lo sviluppo del lotto 1 e lo attraversa in diversi punti. Ulteriori interferenze idrografiche, secondarie, sono costituite dagli impluvi che affluiscono al fosso dei Cerri.

Dal punto di vista dell’analisi idraulica dei corsi d’acqua, le verifiche si sono distinte tra i corsi d’acqua demaniali (presenti in catasto, codifica B nella tabella di bacino) e quelli NON demaniali (denominati compluvi, codifica C nella tabella di bacino).

I corsi d’acqua demaniali sono stati tutti analizzati mediante modellistica numerica monodimensionale in scenari ANTE e POST OPERAM, mentre i compluvi sono stati approcciati mediante metodologia Inlet/Outlet control.

Le geometrie utilizzate per i modelli numerici derivano tutte dal rilievo celerimetrico/aerofotogrammetrico appositamente realizzato e dai sopralluoghi effettuati.

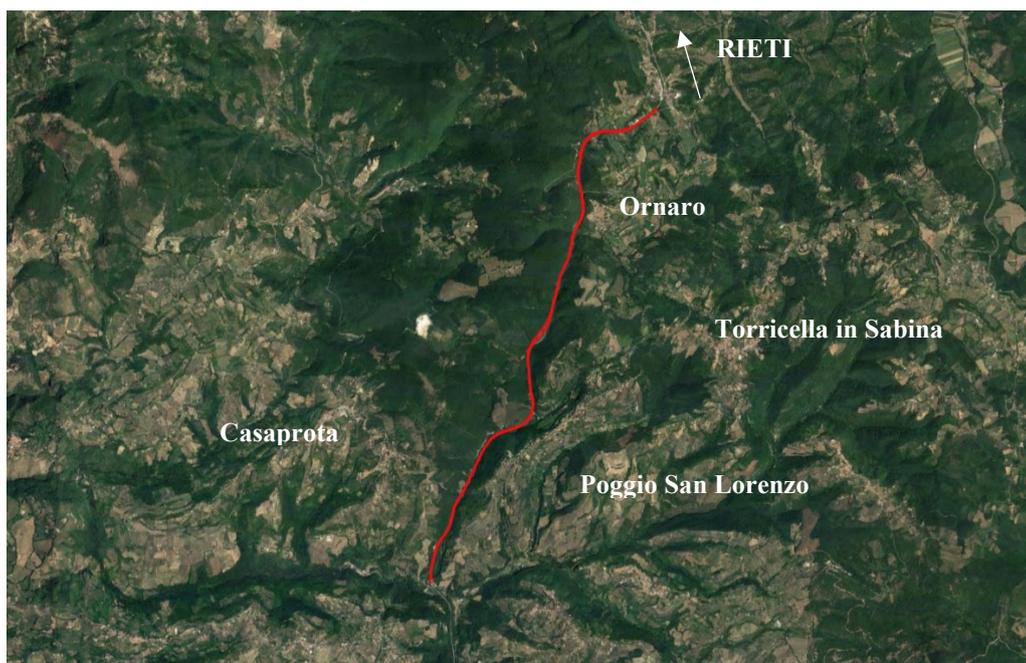


Figura 1: Inquadramento territoriale degli interventi in progetto.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le analisi sono state svolte nel rispetto della seguente normativa regionale e nazionale:

- R.D. n. 523 del 1904 e ss.mm.ii.
- D.Lgs. n. 152 del 2006
- D.M. 11.03.1988 e Circolare 9.1.1996 n.218/24/3 del Ministero LL.PP.
- Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 06/06/2001 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- D.M. 14.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni e successive circolari

Per quanto riguarda la pianificazione di settore vigente, i riferimenti sono costituiti da:

- Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di bacino del Fiume Tevere (approvato il 10 novembre 2006)
- Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di bacino del Fiume Tevere – Primo Aggiornamento PAI bis (approvato con DPCM il 10 aprile 2013)
- Piano di Gestione Rischio di Alluvioni del Distretto idrografico Appennino Centrale PGRA DAC (adottato il 17 dicembre 2015 con deliberazione n. 6 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, e approvato con Delibera n°9 del Comitato Istituzionale Integrato del 3 marzo 2016)
- Il ciclo Piano di Gestione Rischio Alluvioni. Primo aggiornamento. (Adottato con delibera n. 24 del 29 dicembre 2020, ai sensi degli artt. 65 e 66 del D. Lgs. 152 del 2006).

2.1 Il Piano di Stralcio per l'assetto Idrogeologico (PSAI)

Il territorio in cui ricade il progetto in esame è collocato nel bacino idrografico competente all'ex Autorità di Bacino del fiume Tevere, che ha redatto la prima elaborazione del Piano di Bacino, adottato dal Comitato istituzionale con Delibera n. 80 del 28/9/1999.

Lo strumento pianificatore del Piano di Bacino viene introdotto nel nostro ordinamento con la legge n. 183/89 e costituisce il primo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo, alla prevenzione del rischio idrogeologico, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato.

Il PAI si configura come lo strumento di pianificazione territoriale attraverso il quale l'Autorità di Bacino si propone di determinare un assetto territoriale che assicuri condizioni di equilibrio e compatibilità tra le dinamiche idrogeologiche e la crescente antropizzazione del territorio, e di ottenere la messa in sicurezza degli insediamenti ed infrastrutture esistenti e lo sviluppo compatibile delle attività future.

Costituendo una premessa alle scelte di pianificazione territoriale, il Piano individua i meccanismi di azione, l'intensità, la localizzazione dei fenomeni estremi e la loro interazione con il territorio classificati in livelli di pericolosità e di rischio. Il PAI persegue il miglioramento dell'assetto idrogeologico del bacino attraverso interventi strutturali (a carattere preventivo e per la riduzione del rischio) e disposizioni normative per la corretta gestione del territorio, la prevenzione di nuove situazioni di rischio, l'applicazione di misure di salvaguardia in casi di rischio accertato. Ciò secondo tre linee di attività:

- il rischio idraulico (aree inondabili delle piane alluvionali),

- il rischio geologico (dissesti di versante e movimenti gravitativi),
- l'efficienza dei bacini montani in termini di difesa idrogeologica.

La pianificazione di bacino, inizialmente svolta dalle ex Autorità di Bacino, con l'avvento della Direttiva 2007/60/CE è stata ripresa ed integrata dall'Autorità di Distretto. Pertanto, le azioni intraprese per la stesura delle "mappe di pericolosità e rischio" in fase di PGRA sono state finalizzate all'aggiornamento, omogeneizzazione e valorizzazione dei PAI vigenti (parte alluvioni) al fine di raggiungere un primo livello comune in ambito nazionale.

2.2 Il Piano di Gestione Rischio Alluvioni

Il territorio interessato dal progetto ricade all'interno del perimetro di competenza dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale.

Le Autorità di Bacino Distrettuali, dalla data di entrata in vigore del D.M. n. 294/2016, a seguito della soppressione delle Autorità di Bacino Nazionali, Interregionali e Regionali, esercitano le funzioni e i compiti in materia di difesa del suolo, tutela delle acque e gestione delle risorse idriche previsti in capo alle stesse dalla normativa vigente.

L'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale, in base alle nuove norme, ha fatto proprie le attività di pianificazione e programmazione a scala di Bacino e di Distretto idrografico.

Attraverso il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (di seguito PGRA), adottato il 17 dicembre 2015 ai sensi dell'art. 4 c. 3 del D. Lgs 219/2010, sono stati recepiti gli indirizzi operativi per l'attuazione della Direttiva 2007/60/CE, relativi appunto alla valutazione ed alla gestione dei rischi da alluvioni.

La Direttiva Alluvioni stabilisce che le mappe di pericolosità mostrino l'area geografica che può essere inondata in corrispondenza di tre diversi scenari di probabilità:

- a) scarsa probabilità o scenari di eventi estremi;
- b) media probabilità di alluvioni (tempo di ritorno ≥ 100 anni);
- c) elevata probabilità di alluvioni.

In corrispondenza di ciascuno scenario, gli stati membri devono fornire le informazioni sull'estensione delle alluvioni e sulla profondità o livello delle acque e dove opportuno sulle velocità del flusso o sulle portate.

Agli stati membri è, dunque, consentita una flessibilità nell'assegnazione dei valori di probabilità d'inondazione ai diversi scenari. A tale proposito il D.Lgs. 49/2010, attuativo della Direttiva Alluvioni, stabilisce che siano da considerarsi scenari di elevata probabilità o alluvioni frequenti quelli corrispondenti a tempi di ritorno fra 20 e 50 anni, mentre sono da considerarsi scenari di probabilità media o alluvioni poco frequenti quelli corrispondenti a tempi di ritorno fra 100 e 200 anni. Ne consegue che siano da considerarsi scenari di scarsa probabilità o scenari di eventi estremi, quelli corrispondenti a tempi di ritorno superiori a 200 anni.

Tabella 1: Definizione degli scenari alluvionali secondo il D.Lgs. 49/2010.

	T (anni)	PROBABILITÀ ACCADIMENTO	ALLUVIONI
P3	20-50	elevata	frequenti
P2	100-200	media	poco frequenti
P1	200-500	bassa	rare

In corrispondenza dei tratti in cui il reticolo presenta pericolosità, sono quindi stati definiti gli elementi soggetti a rischio (E) di essere colpiti da eventi calamitosi; tali elementi sono stati suddivisi in coerenza con la normativa vigente, secondo le seguenti classi:

Tabella 2: PGRA classi elementi a rischio (E).

Classe	Descrizione
E1	Case sparse - Impianti sportivi e ricreativi - Cimiteri - Insediamenti agricoli a bassa tecnologia - Insediamenti zootecnici.
E2	Reti e infrastrutture tecnologiche di secondaria importanza e/o a servizio di ambiti territoriali ristretti (acquedotti, fognature, reti elettriche, telefoniche, depuratori,...) - Viabilità secondaria (strade provinciali e comunali che non rappresentino vie di fuga) - Insediamenti agricoli ad alta tecnologia - Aree naturali protette, aree sottoposte a vincolo ai sensi del D. L.vo 490/99.
E3	Nuclei abitati - Ferrovie - Viabilità primaria e vie di fuga - Aree di protezione civile (attesa, ricovero e ammassamento) - Reti e infrastrutture tecnologiche di primaria importanza (reti elettriche e gasdotti) - Beni culturali, architettonici e archeologici sottoposti a vincolo - Insediamenti industriali e artigianali - Impianti D.P.R. 175/88.
E4	Centri abitati - Edifici pubblici di rilevante importanza (es. scuole, chiese, ospedali, ecc.).

In questo modo, posta cautelativamente la Vulnerabilità al massimo valore pari a 1, è stato possibile definire le diverse classi di rischio secondo l'usuale formula di Varnes:

$$R_i = P_i \cdot E \cdot V = P \cdot D_p$$

Dove:

- P (pericolosità): probabilità di accadimento, all'interno di una certa area e in un certo intervallo di tempo, di un fenomeno naturale di assegnata intensità;
- E (elementi esposti): persone e/o beni (abitazioni, strutture, infrastrutture, ecc.) e/o attività (economiche, sociali, ecc.) esposte ad un evento naturale;
- V (vulnerabilità): grado di capacità (o incapacità) di un sistema/elemento a resistere all'evento naturale;
- D_p (danno potenziale): grado di perdita prevedibile a seguito di un fenomeno naturale di data intensità, funzione sia del valore che della vulnerabilità dell'elemento esposto;
- R (rischio): numero atteso di vittime, persone ferite, danni a proprietà, beni culturali e ambientali, distruzione o interruzione di attività economiche, in conseguenza di un fenomeno naturale di assegnata intensità.

Le classi di rischio adottate nel PGRA conformi alla normativa in materia sono descritte nella seguente Tabella 3.

Tabella 3: PAI classi di rischio idraulico (Ri).

R1	RISCHIO MODERATO: per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali.
R2	RISCHIO MEDIO: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche.
R3	RISCHIO ELEVATO: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale.
R4	RISCHIO MOLTO ELEVATO: per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.

La redazione delle mappe di pericolosità del I ciclo di pianificazione (2011-2016) si è basata, essenzialmente, su quanto precedentemente svolto dall’Autorità di Bacino del fiume Tevere, aggiornando, integrando e omogenizzando i contenuti del Piano di Assetto Idrogeologico e nei suoi aggiornamenti.

Le fasce fluviali determinate dal PAI e dagli studi di aggiornamento sono state convertite, per raggiungere una rappresentazione coerente con quanto previsto nell’art. 6 del D.Lgs. 49/2010, attraverso il seguente criterio:

- fascia A - P3 (pericolosità elevata);
- fascia B -P2 (pericolosità media);
- fascia C - P1 (pericolosità bassa).

2.3 Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni -II ciclo 2016-2021

In data 29 dicembre 2020 è stato adottato il “progetto del primo aggiornamento del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni dell’Autorità di bacino distrettuale dell’Appennino Centrale – II ciclo (2016-2021)”, di cui all’art. 7 della Direttiva 2007/60/CE e all’art. 7 del D.Lgs. 49/2010 del distretto idrografico, predisposto al fine degli adempimenti previsti dal comma 3 dell’art. 14, della Direttiva medesima.

In questa fase sono state definite nuove aree a potenziale rischio significativo sulla base degli esiti della precedente Valutazione Preliminare. Sono state quindi raccolte informazioni sulla localizzazione e sulle conseguenze avverse di eventi del passato, intercorsi a partire da dicembre 2011, e sono state integrate le informazioni già disponibili sugli scenari di eventi futuri, con quanto fornito da più recenti studi e analisi realizzati e/o acquisiti nel periodo successivo alla pubblicazione delle mappe di pericolosità del I ciclo di gestione.

Ai fini della mappatura di questo secondo ciclo di gestione sono state prese in considerazione le seguenti aree a potenziale rischio di alluvione:

1. Inviluppo delle aree a rischio idraulico derivanti dal primo ciclo di gestione;
2. Aree interessate da *past o future flood* qualora non ricomprese nelle aree di cui al punto 1;
3. Aree interessate da *past o future flood* che seppure ricomprese nelle aree di cui al punto 1 sono associate a scenari di evento di particolare interesse;
4. Aree coincidenti con bacini che mostrano una propensione al verificarsi di eventi alluvionali intensi ed improvvisi (*flash flood*);

5. Aree costiere.

Partendo dalle indicazioni fornite dal D.lgs. 49/2010, nel Bacino del fiume Tevere per le alluvioni di origine fluviale, i tempi di ritorno attribuiti agli scenari di probabilità variano tra 50 anni e 100 anni per P3, tra 100 anni e 200 anni per P2 e tra 200 anni e 500 anni per P1.

Le mappe di inondazione sono elaborate in scala 1:10.000 e contengono il limite che raggiungerebbero le acque dei fiumi in corrispondenza dei diversi tempi di ritorno.

Dalla consultazione degli elaborati cartografici del Piano, si nota che nella zona d'intervento, non sono state individuate aree di pericolosità idraulica. Le perimetrazioni più prossime sono quelle riguardanti il fiume Velino, che scorre a nord rispetto le opere in progetto attraversando Rieti.

La seguente riporta il quadro di unione delle mappe di pericolosità e rischio idraulico definite dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale per l'intero territorio di competenza: nella zona d'interesse, evidenziata in rosso, non sono presenti cartografie.

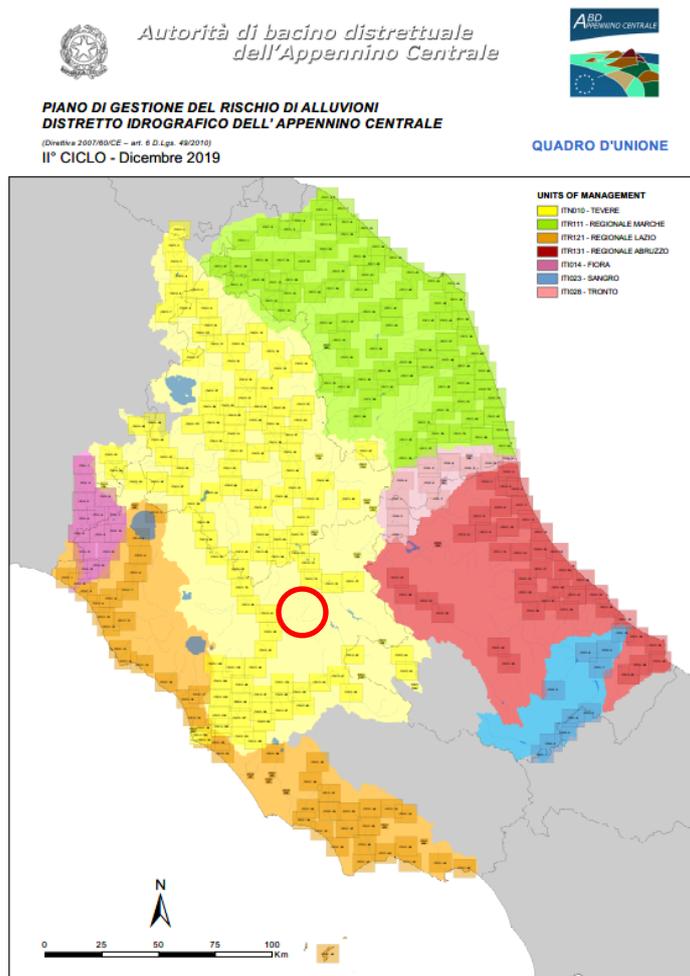


Figura 2: Quadro d'unione delle mappe di pericolosità idraulica PGRA II ciclo; in rosso è evidenziata l'ubicazione degli interventi progettuali.

2.4 D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” e circolare 21.01.2019, n. 7 – “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018”

Per quanto concerne la progettazione di attraversamenti fluviali, i riferimenti normativi italiani sono costituiti dal Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e dalla successiva circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019.

Le norme prescrivono di assumere come piena di progetto quella caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni, per la quale dovrà essere garantito un franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l’intradosso delle strutture, non inferiore a 1,50 m. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

Nello studio idraulico, inoltre è richiesta la valutazione dell’influenza dello scavo localizzato che si realizza in corrispondenza delle pile e delle spalle, sulla stabilità di argini e sponde, oltre che delle fondazioni di altri manufatti presenti nelle vicinanze.

Queste disposizioni non si applicano per i tombini idraulici, 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. In questo caso l’evento di progetto da assumere alla base delle verifiche ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti (200 anni). Inoltre, la normativa prescrive che:

- 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;
- 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.

3 SCELTE PROGETTUALI

L'ubicazione e il dimensionamento delle opere idrauliche correlate alla generica realizzazione delle infrastrutture di trasporto è certamente una delle principali problematiche che si affronta nella progettazione di tali opere: non vi è dubbio che i vincoli idraulici debbano influenzare le primarie scelte sia del tracciato stradale che delle opere strutturali.

Un'infrastruttura di trasporto, infatti, per sua natura, altera il regime delle acque superficiali del territorio che attraversa; il progetto ha la funzione di minimizzare tale impatto e, allo stesso tempo, proteggere il corpo stradale.

Il corretto dimensionamento delle opere, che risulta di fondamentale importanza per l'infrastruttura e per il territorio circostante, non può che prescindere da iterative scelte progettuali tra le diverse discipline, supportate da accurate verifiche idrauliche.

Nel caso del Lotto in esame, oltre agli aspetti di carattere generale appena descritti, è necessario aggiungere le difficoltà realizzative tipiche degli ampliamenti stradali con traffico in esercizio: le fasi realizzative di cantiere devono pertanto tenere in conto non solo delle necessità idrauliche, ma anche delle necessità realizzative delle opere strutturali e delle necessità di mantenere in esercizio la viabilità al traffico veicolare.

Le opere idrauliche dello stralcio 1 del Lotto 1 sono state pertanto progettate per tenere conto di tutti questi aspetti:

- vincolo delle aree allagabili per TR=200 anni;
- compatibilità idraulica (franchi e luci);
- opere antiersive di difesa idraulica, manufatti di imbocco e sbocco etc;
- fasi costruttive (in merito, la fase costruttive possono avere diversi livelli di suddivisione).

Va da sé come molti aspetti che hanno attinenza con l'idraulica siano rappresentati ed affrontati all'interno di elaborati contenuti in altre cartelle della documentazione progettuale (cantierizzazione, opere minori, viadotti, ecc.), a cui si continua a rimandare per gli approfondimenti specialistici.

Le fasistiche idrauliche sopra descritte descrivono la fattibilità dell'intervento e saranno dettagliatamente approfondite nelle specifiche discipline nel quadro di fasi e sottofasi costruttive del Progetto Esecutivo.

4 ANALISI IDRAULICHE MONODIMENSIONALI

Dal punto di vista dell’analisi idraulica dei corsi d’acqua, le verifiche si sono distinte in base all’ordine gerarchico stabilito per le interferenze:

- Modellazione numerica monodimensionale: utilizzata per le interferenze demaniali con codifica di bacino B (corso d’acqua presente sia in cartografia IGM che CTR e di pertinenza demaniale essendo presente come particella in catasto “acque”), in moto permanente per scenari ANTE e POST OPERAM.
- Metodologia Inlet/Outlet Control: nel caso di interferenze con codifica di compluvio C (corso d’acqua non rappresentato in cartografia IGM/CTR e in ogni caso non di pertinenza demaniale).

Lungo il tratto stradale oggetto d’intervento sono numerose le interferenze idrografiche che si incontrano. Il Fosso dei Cerri (o fosso Secco nel tratto iniziale di monte), interferisce col tracciato esistente e di progetto n.10 volte, mentre i restanti rii demaniali circa altrettante 9 volte: nello stralcio in esame il Fosso dei Cerri interferisce n. 4 volte, mentre i restanti rii demaniali interferiscono 2 volte, in tutti questi casi sono stati implementati dei modelli numerici monodimensionali di moto permanente in scenari ANTE e POST OPERAM. Per il Fosso dei Cerri si è fatto riferimento al modello monodimensionale di progetto definitivo che tiene conto di tutto il tratto di monte e degli attraversamenti presenti degli stralci successivi.

Gli attraversamenti di progetto sui corsi d’acqua demaniali sono così riassunti:

Tabella 4: Attraversamenti di progetto sviluppati con modellazione idraulica monodimensionale.

	ID Interferenza idraulica	Corso d’acqua	Progr. Asse stradale	WBS opera	Geometria	
					B	H
					(m)	(m)
STRALCIO 1	B.101	Fosso dei Cerri	0+060	TO.01	10	8
	B.103		1+267	TO.09	2	2
	B.104	Fosso dei Cerri	1+346	TO.10	10	6,5
	B.105	Fosso dei Cerri	1+420	TO.11	10	6,5
	B.107		1+632	TO.13	4	2
	B.108	Fosso dei Cerri	1+716	TO.14	10	6,5
	B.109	Fosso dei Cerri	2+425	TO.18	10	6,5
	B.110	Fosso dei Cerri	Svincolo	VI.01 Sv. San Lorenzo	50	14,5
	B.110	Fosso dei Cerri	2+856	TO.20	10	6
	B.111		3+525	TO.24	10	6
	B.112		3+591	TO.25	2	2
	B.114		4+370	TO.28	2	2
	B.115		4+625	TO.29	4	2
	B.117		5+525	TO.34	4	3
	B.119	Fosso dei Cerri	5+735	TO.35	10	3,5
	B.120		6+125	TO.37	4	3
	B.121	Fosso dei Cerri	6+300	TO.39	5	3,5

	ID Interferenza idraulica	Corso d'acqua	Progr. Asse stradale	WBS opera	Geometria	
					B	H
					(m)	(m)
	B.122		6+386	TO.40	4	3
	B.126	Fosso dei Cerri	7+110	TO.45	5	3
	B.127		7+475	VI.05-VI.06	130	13,5

4.1 Modello di calcolo e approccio metodologico

Le analisi idrauliche monodimensionali sono state condotte utilizzando il modello numerico HEC-RAS ver. 6.2 che consente il calcolo dell'andamento dei profili di corrente in moto permanente gradualmente variato od in moto vario in alvei naturali o canali artificiali includendo anche la valutazione degli effetti sulla corrente dovuti all'interazione con ponti, tombinature, briglie, stramazzi, aree golenali ecc..

Nello specifico, per gli attraversamenti demaniali analizzati, il codice di calcolo HEC-RAS è stato utilizzato in condizioni di moto permanente in riferimento ai valori di portata al colmo di piena duecentennale di progetto, definiti nell'ambito dell'analisi idrologica.

Le geometrie del tratto, in termini di sezioni trasversali e caratteristiche delle strutture, sono state definite principalmente sulla base dei rilievi celerimetrico e aerofotogrammetrico appositamente realizzati, e dalle osservazioni dei sopralluoghi effettuati.

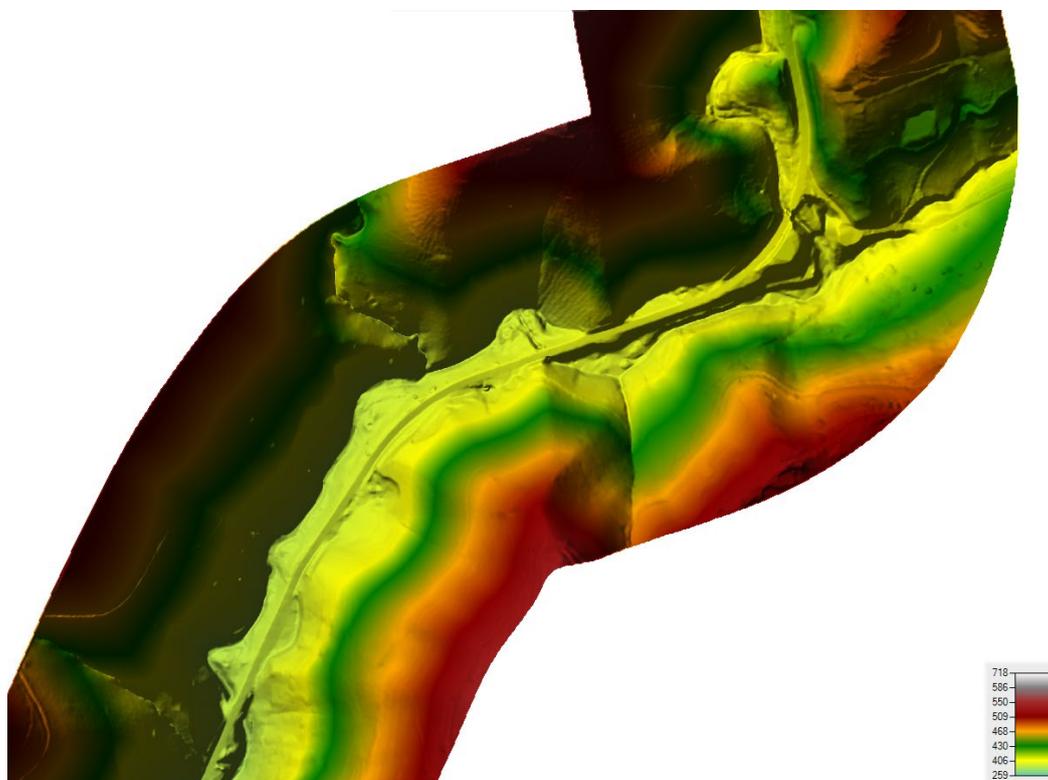


Figura 3. Stralcio del modello digitale del terreno definito dai rilievi aerofotogrammetrici.

4.2 Costruzione del modello numerico

4.2.1 Schematizzazione geometrica

Il tratto analizzato del corso d’acqua principale fosso dei Cerri, si sviluppa per una lunghezza complessiva dell’asta di circa 10 km, schematizzata attraverso circa 160 sezioni trasversali.

I valori dei coefficienti di contrazione ed espansione richiesti dal modello numerico sono stati assunti rispettivamente pari a 0,1 e 0,3, come suggerito dal manuale tecnico in presenza di variazioni graduali.

In secondo luogo, attraverso l’elemento *junction* del codice di calcolo, sono stati inseriti gli ulteriori corsi d’acqua demaniali, afferenti al fosso dei Cerri. Ognuno di questi è stato a sua volta schematizzato con un numero di sezioni trasversali per un’adeguata rappresentazione geometrica.

La localizzazione delle sezioni di calcolo, di cui si riporta un estratto cartografico in Figura 4, è restituita in forma grafica nell’elaborato dedicato agli allagamenti ed in forma numerica negli Allegati alla presente relazione.

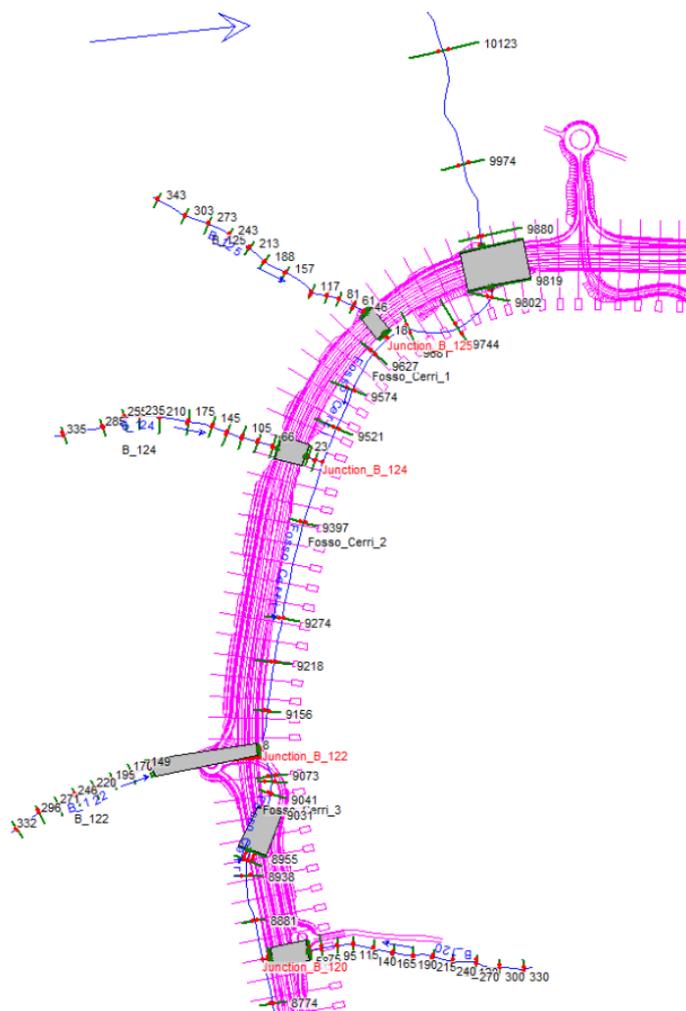


Figura 4. Stralcio planimetrico dei modelli monodimensionali, tratto di monte.

4.2.2 Attraversamenti e strutture

Come anticipato, sono numerose le interferenze idrografiche che si incontrano lungo il tracciato stradale. Allo stato di fatto, gli attraversamenti del fosso dei Cerri sono costituiti da ponticelli ad arco, realizzati in calcestruzzo. Le geometrie di questi manufatti sono variabili con larghezze comprese tra 5 e 7 m e altezze in chiave tra 6 e 8 m. Per i corsi d'acqua che affluiscono lateralmente, invece i tipologici più frequenti sono costituiti ancora da ponticelli ad arco in calcestruzzo, di dimensioni inferiori rispetto ai precedenti (indicativamente 3x3 m), oppure tombini circolari DN1000 in calcestruzzo.



Figura 5: Attraversamento fosso dei Cerri B.111 allo stato di fatto.

Nel contesto degli interventi di progetto è previsto il rifacimento di queste opere di attraversamento realizzando tombini scatolari di dimensioni variabili, da un massimo di 10 x 8 m (attraversamento B.101) ad un minimo di 2 x2 nel caso di alcuni attraversamenti secondari. La tabella seguente riassume le caratteristiche geometriche delle strutture di attraversamento, sia per lo stato di fatto che di progetto.

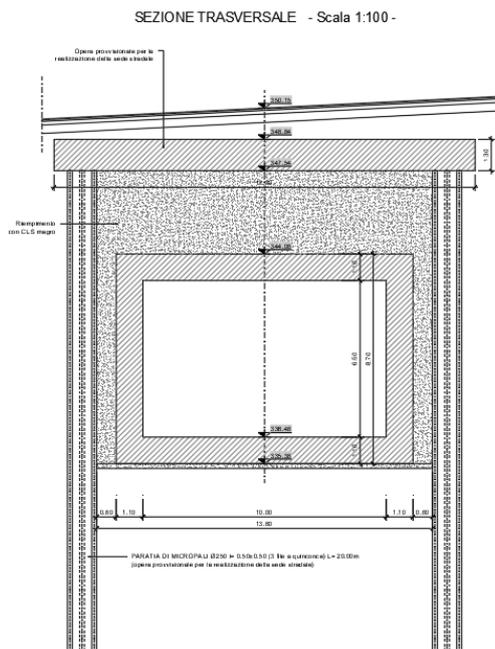


Figura 6: Sezione dell'attraversamento fosso dei Cerri B.108 in progetto.

Tabella 5: Geometrie degli attraversamenti presenti e in progetto.

	ID Interferenza idraulica	Progr. Asse stradale	WBS opera	Geometria SDF		Geometria Progetto	
				B	H	B	H
				(m)	(m)	(m)	(m)
STRALCIO 1	B.101	0+060	TO.01	8	7,5 in chiave	10	8
	B.103	1+267	TO.09	DN1000		2	2
	B.104	1+346	TO.10	6,5	6,9 in chiave	10	6,5
	B.105	1+420	TO.11	6	6,5 in chiave	10	6,5
	B.107	1+632	TO.13	DN 1000		4	2
	B.108	1+716	TO.14	5,2	7 in chiave	10	6,5
	B.109	2+425	TO.18	5,0	8,0	10	6,5
	B.110	2+825	VI.01 Sv. San Lorenzo	Non presente		50	14,5
	B.110	2+856	TO.20	5,3	7,3	10	6
	B.111	3+525	TO.24	6,0	6,0	10	6
	B.112	3+591	TO.25	Non presente		2	2
	B.114	4+370	TO.28	DN 1000		2	2
	B.115	4+625	TO.29	DN 1000		4	2
	B.117	5+525	TO.34	2,5	4,5 in chiave	4	3
	B.119	5+735	TO.35	2,5	4,5 in chiave	10	3,5
	B.120	6+125	TO.37	3,0	3,0 in chiave	4	3
	B.121	6+300	TO.39	3,0	3,8 in chiave	5	3,5
	B.122	6+386	TO.40	3,0	3,0 in chiave	4	3
B.126	7+110	TO.45	3,0	3,9 in chiave	5	3	
B.127	7+475	VI.05-VI.06	100	13,5	130	13,5	

Nel modello di calcolo le strutture sono state inserite come *Bridge* o *Culvert* a seconda della tipologia e sono state schematizzate utilizzando 4 sezioni trasversali, due a monte e due a valle della struttura; la distanza tra le sezioni è stata definita in modo da rappresentare correttamente la larghezza della struttura e il restringimento geometrico indotto dalla stessa.

Per il calcolo del profilo di corrente in corrispondenza delle strutture, tra le diverse opzioni offerte dal codice di calcolo, sono state selezionate le equazioni di bilancio dell’energia ed il metodo dei momenti, tra le quali il programma seleziona in automatico la formulazione caratterizzata dalla maggiore dissipazione energetica, per il deflusso al di sotto dell’impalcato (*low flow*); viene invece assunta la schematizzazione con deflusso in pressione e stramazzo al di sopra dell’impalcato (*pressure and weir*) per le situazioni con livello della corrente tale da interessare l’intradosso del ponte (*high flow*). Le condizioni limite per il deflusso in pressione sono definite dal programma in base al livello di corrente a monte.

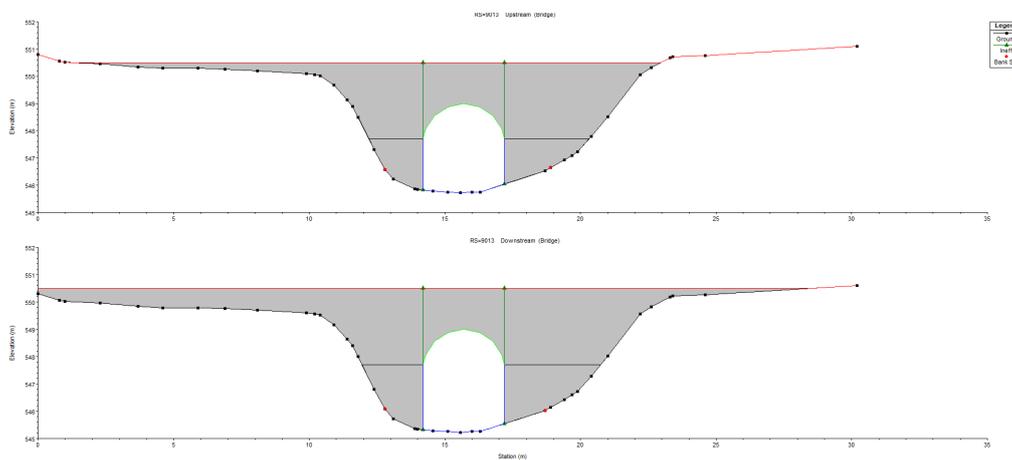


Figura 7: Rappresentazione nel modello idraulico dell’attraversamento B.111, nella configurazione di stato di fatto.

4.3 Assegnazione dei coefficienti di scabrezza

Per quanto concerne la scabrezza, la valutazione dei coefficienti da inserire in ciascun modello è stata basata su dati di letteratura, sull’esperienza acquisita nel campo della modellistica idraulica, sulle indicazioni rilevate durante i sopralluoghi e dalle carte del CN (Corine Land Cover).

Le aste analizzate presentano connotati di scabrezza mediamente omogeni. Trattandosi di corsi d’acqua montani, con alvei a forti pendenze e molto incisi, non è sono presenti aree golenali. Per i tronchi studiati è stato assunto un valore del coefficiente di Strickler pari a $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ uniforme, classificando di fatto i corsi d’acqua come torrenti naturali con presenza di vegetazione e sedimenti di media pezzatura.

Nella configurazione di progetto, dove in alcuni casi gli interventi richiedono la riprofilatura del fondo alveo e il rivestimento in calcestruzzo, la scabrezza in alveo è stata assunta pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

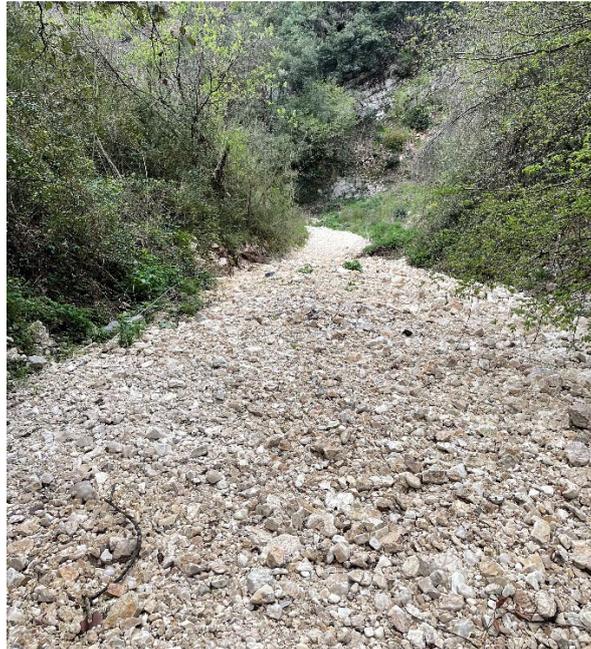


Figura 8: Fondo alveo del torrente fosso dei Cerri in corrispondenza dell'attraversamento B.105.

Si riporta la tabella dei valori dell'indice di scabrezza di Strickler per i corsi d'acqua, secondo il riferimento “Handbook of Applied Hydrology”, Ven Te Chow. da cui si evince la conferma dei parametri di scabrezza utilizzati nel modello.

2. Excavated or Dredged Channels			
a. Earth, Straight, and Uniform:			
1. Clean, recently completed	0.016	0.018	0.020
2. Clean, after weathering	0.018	0.022	0.025
3. Gravel, uniform section, clean	0.022	0.025	0.030
4. With short grass, few weeds	0.022	0.027	0.033
b. Earth Winding and Sluggish:			
1. No vegetation	0.023	0.025	0.030
2. Grass, some weeds	0.025	0.030	0.033
3. Dense weeds or aquatic plants in deep channels	0.030	0.035	0.040
4. Earth bottom and rubble sides	0.028	0.030	0.035
5. Stony bottom and weedy banks	0.025	0.035	0.040
6. Cobble bottom and clean sides	0.030	0.040	0.050
c. Dragline-Excavated or Dredged:			
1. No vegetation	0.025	0.028	0.033
2. Light brush on banks	0.035	0.050	0.060
d. Rock Cuts:			
1. Smooth and uniform	0.025	0.035	0.040
2. Jagged and irregular	0.035	0.040	0.050
e. Channels not Maintained, Weeds and Brush Uncut:			
1. Dense weeds, high as flow depth	0.050	0.080	0.120
2. Clean bottom, brush on sides	0.040	0.050	0.080
3. Same as above, highest stage of flow	0.045	0.070	0.110
4. Dense brush, high stage	0.080	0.100	0.140
3. Main Channels			
a. Clean, straight, full stage, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective	0.040	0.048	0.055
f. Same as (d) with more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stand of timber and underbrush	0.075	0.100	0.150
4. Mountain Streams, No Vegetation in Channel, Banks usually Steep, Trees and Brush along Banks Submerged at High Stages			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	0.030	0.040	0.050
b. Bottom: cobbles with large boulders	0.040	0.050	0.070

Source:

(1) ASCE, (1982), *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction*, ASCE Manual of Practice No. 60, New York, NY.

(2) Chow, V.T., (1959), *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York, NY.

Figura 9: Valori dell'indice di scabrezza di Strickler ($m^{1/3}/s$) (Ven Te Chow).

4.4 Condizioni al contorno e portate di progetto

Le simulazioni idrodinamiche sono state effettuate in moto permanente. Nello specifico per ciascun'asta del modello numerico è stata stabilita una condizione al contorno di monte imponendo la relativa portata di progetto duecentennale in ingresso. La condizione al contorno di monte è stata imposta in termini di livello in condizioni di moto uniforme, determinato automaticamente dal programma in base ai valori di portata assegnati, pendenza e scabrezza del tratto di fiume.

Come condizione al contorno di valle, per l'asta del fosso dei Cerri è stato imposto il deflusso in moto uniforme "Normal Depth", mentre per gli affluenti laterali una condizione di livello idrico in corrispondenza delle confluenze.

Lungo l'asta principale del fosso dei Cerri, in aggiunta alla portata in ingresso alla sezione di monte (n. 10123), sono stati introdotti ulteriori punti di variazione della portata in corrispondenza delle sezioni di calcolo idrologico. L'alveo è quindi stato suddiviso in tronchi idrologici omogenei, assumendo cautelativamente per ogni tratto il valore definito nell'ambito dello studio idrologico a valle dello stesso.

Tabella 6: Valori di portata idrologica TR=200 utilizzati nelle simulazioni idrauliche.

Interferenza	Sezione modello idraulico	Portata Ingresso TR=200
id	RS	m ³
B.103	340	2,6
B.107	356	7,7
B.112	411	3,4
B.113	370	1,7
B.114	364	3,3
B.115	330	5,0
B.116	330	1,9
B.117	412	10,5
B.120	330	6,9
B.122	332	7,2
B.124	335	2,2
B.125	343	2,6
Fosso Cerri 0	1012	14,6
Fosso Cerri 1	9627	21,2
Fosso Cerri 2	9397	21,2
Fosso Cerri 3	9073	25,6
Fosso Cerri 4	8774	31,3
Fosso Cerri 4	8214	60,0
Fosso Cerri 5	7886	60,0
Fosso Cerri 5.1	7266	60,0
Fosso Cerri 6	6951	60,0
Fosso Cerri 7	6681	85,0
Fosso Cerri 8	6063	85,0
Fosso Cerri 9	5762	85,0
Fosso Cerri 9	4657	94,8
Fosso Cerri 9	4018	98,7
Fosso Cerri 10	3246	101,7

Interferenza	Sezione modello idraulico	Portata Ingresso TR=200
id	RS	m³
Fosso Cerri 11	2812	102,4
B.127	882	5,0

4.5 Simulazioni idrauliche in moto permanente

Lo studio del funzionamento idraulico di ciascuna opera in progetto verte sulla verifica del franco idraulico e ubicazione spalle e pile secondo le modalità indicate dalle recenti NTC2018 nel capitolo dedicato alla compatibilità idraulica.

Secondo tale norma valgono i seguenti principali vincoli:

- la portata di verifica di progetto è quella caratterizzata da tempo di ritorno duecentennale;
- il franco calcolato sul livello della portata di progetto deve essere di 1.5 m per i viadotti e comunque per tutte le opere dimensionate per portata di progetto superiore a 50 m³/s;
- il manufatto non deve interessare con rilevati, spalle e pile la sezione del corso d'acqua;
- qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente;
- il franco idraulico per tombini dimensionati per portate inferiori a 50 m³/s deve essere il massimo tra 0,5 m e 1/3 dell'altezza della sezione.

Nella seguente Tabella 7 si riportano i risultati delle simulazioni idrauliche effettuate per la verifica della compatibilità idraulica di ciascun'opera in progetto. Si evidenzia quindi il valore del franco idraulico calcolato come confronto tra l'altezza utile dell'opera e il tirante idrico registrato nelle sezioni idrauliche immediatamente a monte e immediatamente a valle del manufatto indagato.

I calcoli numerici, sotto forma di profili, tabelle e sezioni trasversali, sono consultabili negli Allegati alla presente relazione, mentre nella documentazione grafica del progetto vengono riportate le planimetrie di allagamento delle varie aste per ciascuna configurazione modellata.

Tabella 7: Risultati delle simulazioni idrauliche con modello monodimensionale (evento TR 200 anni).

Configurazione	ID Interferenza idraulica	Progr. Asse stradale	Tipologico verificato	Geometria		TR=200								
				B	H	Portata Q	Tirante h media	Tirante h max	Velocità V	Carico Totale	Livello idrico	Intradosso minimo attraversam.	Fr (Normativa)	Fr (calcolato)
				(m)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/s)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m)	(m)
SDF	B.101	0+060	Arco – Monte	8	7.5	102.4	3.1	3.43	4.36	272.95	272.02	275.5	1.50	3.48
SDF	B.101	0+060	Arco - Valle	8	7.5	102.4	3.1	3.43	4.36	272.95	272.02	275.5	1.50	3.48
PROG	B.101	0+060	TO.01 - Monte	10	8	102.4	2.31	2.31	4.43	272.08	271.08	276.8	1.50	5.69
PROG	B.101	0+060	TO.01 - Valle	10	8	102.4	2.19	2.19	4.67	271.59	270.49	276.3	1.50	5.80
SDF	B.103	1+267	DN 1000 – Monte	1	1	2.6	0.39	1.86	0.79	333.77	333.75	332.9	0.50	-0.85
SDF	B.103	1+267	DN 1000 – Valle	1	1	2.6	0.39	1.86	0.79	333.77	333.75	332.6	0.50	-1.15
PROG	B.103	1+267	TO.09 – Monte	2	2	2.6	0.09	0.09	14.52	340.59	329.85	331.8	0.67	1.91
PROG	B.103	1+267	TO.09 – Valle	2	2	2.6	0.3	0.3	4.35	330.7	329.74	331.4	0.67	1.70
SDF	B.104	1+346	Arco – Monte	6.5	6.9	101.7	3.54	4.16	4.77	329.28	328.19	331.0	1.50	2.81
SDF	B.104	1+346	Arco – Valle	6.5	6.9	101.7	3.54	4.16	4.77	329.28	328.19	331.0	1.50	2.81
PROG	B.104	1+346	TO.10 – Monte	10	6.5	101.7	3.34	3.39	3.04	327.96	327.49	330.6	1.50	3.11
PROG	B.104	1+346	TO.10 – Valle	10	6.5	101.7	4.16	4.16	2.45	327.89	327.59	329.9	1.50	2.34
SDF	B.105	1+420	Arco – Monte	6	6.5	101.7	3.56	3.71	4.77	332.32	331.17	335.7	1.50	4.53
SDF	B.105	1+420	Arco – Valle	6	6.5	101.7	3.56	3.71	4.77	332.32	331.17	334.5	1.50	3.33
PROG	B.105	1+420	TO.11 – Monte	10	6.5	101.7	1.18	1.18	8.63	332.61	328.81	334.1	1.50	5.32
PROG	B.105	1+420	TO.11 – Valle	10	6.5	101.7	1.21	1.21	8.38	331.51	327.92	333.2	1.50	5.28
SDF	B.107	1+632	DN 1000 – Monte	1	1	7.7	0.84	0.85	9.16	349.53	345.25	345.4	0.50	0.15
SDF	B.107	1+632	DN 1000 – Valle	1	1	7.7	0.84	0.85	9.16	349.53	345.25	344.8	0.50	-0.45
PROG	B.107	1+632	TO.13 – Monte	4	2	7.7	0.14	0.14	13.32	351.3	342.24	344.1	0.67	1.86
PROG	B.107	1+632	TO.13 – Valle	4	2	7.7	0.29	0.29	6.75	344.47	342.15	343.9	0.67	1.71

Configurazione	ID Interferenza idraulica	Progr. Asse stradale	Tipologico verificato	Geometria		TR=200								
				B	H	Portata Q	Tirante h media	Tirante h max	Velocità V	Carico Totale	Livello idrico	Intradosso minimo attraversam.	Fr (Normativa)	Fr (calcolato)
				(m)	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/s)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m)	(m)
SDF	B.108	1+716	Arco – Monte	5.2	7	98.7	4.35	4.39	4.37	342.09	341.12	343.4	1.50	2.28
SDF	B.108	1+716	Arco - Valle	5.2	7	98.7	4.35	4.39	4.37	342.09	341.12	342.9	1.50	1.78
PROG	B.108	1+716	TO.14 - Monte	10	6.5	98.7	1.3	1.3	7.59	341.23	338.29	343.5	1.50	5.20
PROG	B.108	1+716	TO.14 - Valle	10	6.5	98.7	3.59	3.59	2.75	339.98	339.59	342.5	1.50	2.91

5 METODOLOGIA DI VERIFICA INLET/OUTLET CONTROL

La verifica delle opere di attraversamento classificate come compluvi nella gerarchia idrologica in quanto non appartenenti al reticolo demaniale, è stata condotta mediante l'applicazione del metodo della Federal Highway Administration (FHWA) denominato "Inlet/Outlet Control".

Le leggi che regolano il deflusso di una corrente attraverso un tombino si rifanno all'idraulica dei canali a pelo libero sino a quando la corrente non è a sezione piena. In letteratura sono disponibili numerosi studi effettuati da diversi autori (Marnell, Nagler, Woodward, Mavis, Straub, Morris, Anderson, Bowers, Shoemaker, Clayton) che hanno investigato casi particolari.

Un'indagine sperimentale completa sul comportamento idraulico delle più comuni tipologie di tombini è stata eseguita dal U.S. Bureau of Standard come riportato da French in più pubblicazioni.

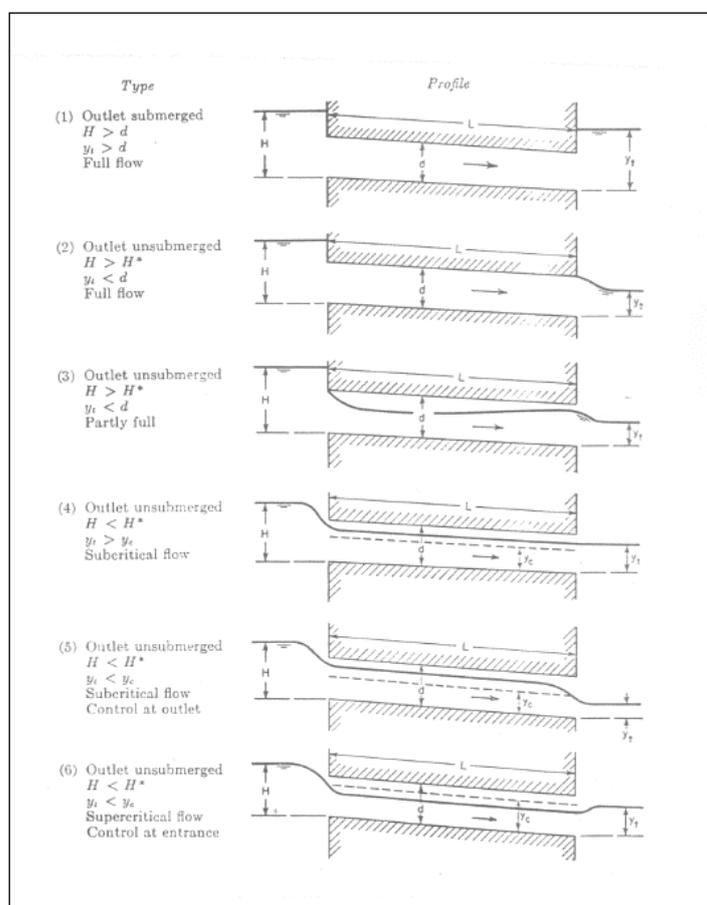


Figura 10: Situazioni di deflusso attraverso un tombino

Sulla base di queste esperienze è stato verificato che l'imbocco di un tombino risulta libero qualora il carico idraulico a monte sia inferiore ad un valore critico definito in funzione delle caratteristiche geometriche dell'imbocco del tombino stesso. Nelle applicazioni in oggetto si è considerato un valore critico del carico di monte pari a quello ottenibile rispetto al piano campagna locale, quello cioè che determina l'esondazione incipiente per rigurgito del manufatto.

Si sono individuati sei differenti tipi di comportamento (Figura 10), schematizzabili nel modo seguente:

- A. sbocco sommerso: **Tipo 1**
- B. sbocco a pelo libero:
 - a. carico maggiore del carico critico
 - i. tombino idraulicamente lungo: **Tipo 2**
 - ii. tombino idraulicamente corto: **Tipo 3**
 - b. carico inferiore al carico critico
 - i. altezza d'acqua di valle maggiore della y_c : **Tipo 4**
 - ii. altezza d'acqua di valle minore della y_c :
 - 1. pendenza $< i_c$: **Tipo 5**
 - 2. pendenza $> i_c$: **Tipo 6**

La soluzione di tali tipologie può essere ottenuta utilizzando i cartogrammi messi a punto dal U.S. Geological Survey (Figura 11).

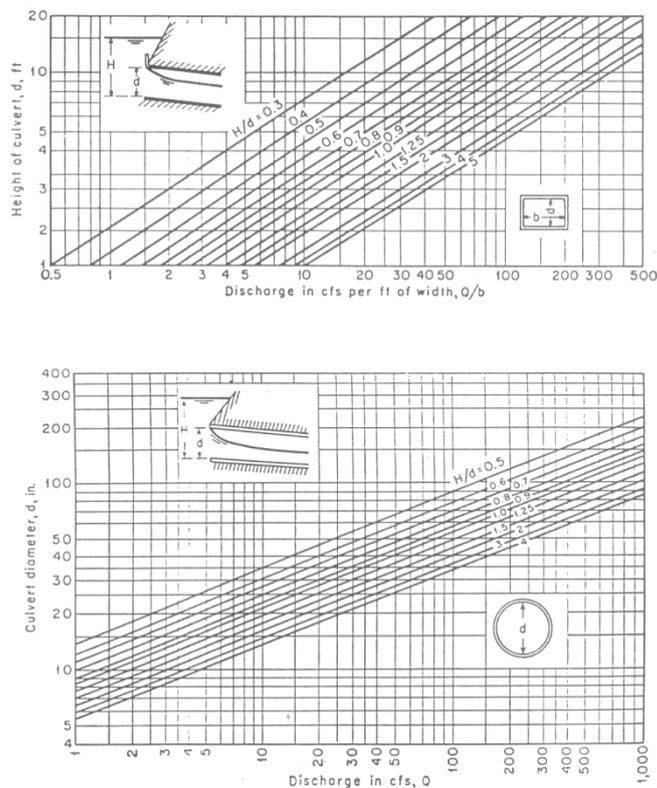


Figura 11: Cartogrammi per la stima delle portate defluibili a pelo libero attraverso tombini scatolari o circolari con imbocco non raccordato.

Tali grafici, aventi gli assi a scala logaritmica, esprimono il legame tra la portata espressa in cfs (piedi cubi al secondo) ed il carico idraulico a monte espresso in ft (piedi) in funzione delle dimensioni geometriche di tombini a sezione rettangolare o circolare, configurazione questa che risulta rappresentativa di tutte le situazioni riscontrate.

Quindi note le dimensioni del manufatto e valutato il carico idraulico a monte, attraverso l'utilizzo delle relazioni matematiche esplicitate graficamente nei diagrammi sopra riportati, è possibile determinare la portata che può defluire attraverso un tombino a sezione scatolare o circolare.

La tipologia progettuale degli attraversamenti sui corsi d'acqua secondari è normalizzata allo scatolare 2x2 m, per favorire e agevolare operazioni di manutenzione e allo stesso tempo garantire il dimensionamento rispetto a fenomeni di sedimentazione e ostruzione. In attraversamento alle viabilità di svincolo, in alcuni casi è stata prevista la tipologia circolare con diametro 1000 mm.

In virtù della sezione corrente stradale di mezzacosta, le opere idrauliche hanno un imbocco a pozzo, necessario per vincere il dislivello altimetrico dello scavo di versante.

Nelle Tabelle sottostanti sono riportati i dati di verifica dei tombini calcolati col metodo descritto. Si ricorda che la normativa nazionale intende i tombini idraulici come manufatti totalmente rivestiti in sezione, eventualmente suddivisi in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s.

Ai fini delle verifiche idrauliche l'evento di progetto deve avere tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti, ovvero 200 anni ed è necessario garantire, in caso di funzionamento a superficie libera, un tirante idrico inferiore ai 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0.50 m. Per i canali a sezione aperta il franco idraulico rispettato ai fini delle verifiche è pari ad 1/3 dell'altezza della sezione.

Tabella 8: Risultati del dimensionamento dei tombini idraulici (Parte 1).

Interferenza	Attraversam.	Pk	Caratteristiche tombino						
			Larghezza	Altezza	Lunghezza	Scabrezza	Quota ingresso	Quota sbocco	Pendenza
id	pk		b	h1	L	k _s	Z _{in}	Z _{out}	i
			(m)	(m)	(m)	(m ^{1/3} /s)	(m s.m)	(m s.m)	(-)
C.101.1	TO.02	0+100	DN1000	1.00	10.00	60	281.15	281.03	0.01
C.101.2	TO.03	0+270	2.00	2.00	34.80	60	288.09	287.68	0.01
C.101.3	TO.04	0+346	2.00	2.00	36.10	60	291.62	291.24	0.01
C.101.5	TO.06	0+597	2.00	2.00	24.50	60	302.9	302.66	0.01
C.102	TO.07	0+969	2.00	2.00	29.90	60	319.7	319.4	0.01
C.102.1	TO.08	1+070	2.00	2.00	27.50	60	323.42	323.15	0.01
C.106	TO.12	1+531	2.00	2.00	24.00	60	338.22	337.98	0.01
C.108.1	TO.15	1+825	2.00	2.00	25.70	60	351.00	350.74	0.01
C.108.2	TO.16	2+000	2.00	2.00	23.50	60	359.03	358.8	0.01

Tabella 9: Risultati del dimensionamento dei tombini idraulici (Parte 2).

Interferenza	Attraversam.	Portata TR=200	Parametri idrodinamici					Franchi idraulici	
			Altezza di moto uniforme	Altezza critica	Velocità di moto uniforme	Carico totale	Carico parziale	Franco NTC2018	Franco calcolato
id	pk	Q ₂₀₀	h	y _c	V	H _T =h+V ² /2g	H _{0.5} =h+0.5*V ² /2g	F(min)	F(h)
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)
C.101.1	TO.02	0.77	0.43	0.50	2.3	0.71	0.57	0.50	0.57
C.101.2	TO.03	0.41	0.14	0.16	1.5	0.25	0.19	0.67	1.86
C.101.3	TO.04	1.83	0.37	0.44	2.5	0.69	0.53	0.67	1.64
C.101.5	TO.06	1.93	0.39	0.46	2.5	0.70	0.54	0.67	1.61
C.102	TO.07	2.29	0.43	0.51	2.7	0.79	0.61	0.67	1.57
C.102.1	TO.08	0.51	0.16	0.19	1.6	0.29	0.22	0.67	1.84
C.106	TO.12	0.28	0.11	0.13	1.3	0.19	0.15	0.67	1.89

Interferenza	Attraversam.	Portata TR=200	Parametri idrodinamici				Franchi idraulici		
			Altezza di moto uniforme	Altezza critica	Velocità di moto uniforme	Carico totale	Carico parziale	Franco NTC2018	Franco calcolato
id	pk	Q ₂₀₀	h	y _c	V	H _T =h+V ² /2g	H _{0.5} =h+0.5*V ² /2g	F(min)	F(h)
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)
C.108.1	TO.15	0.57	0.17	0.20	1.7	0.31	0.24	0.67	1.83
C.108.2	TO.16	1.06	0.26	0.31	2.0	0.47	0.37	0.67	1.74

6 ANALISI DELL'INTERAZIONE CORRENTE-STRUTTURA: FENOMENI DI SCALZAMENTO E TRASCINAMENTO

6.1 Azioni di trascinamento e verifica difese

I fenomeni di trascinamento ed erosione degli elementi che costituiscono le difese spondali possono essere impediti attraverso la scelta dell'opportuna pezzatura dei massi e dell'inclinazione con cui vengono posati.

L'analisi della stabilità del materiale utilizzato per il rivestimento della sponda nel tratto in corrispondenza dei nuovi attraversamenti è svolta secondo la procedura seguente:

- definizione dei parametri idraulici di interesse;
- caratterizzazione del materiale del rivestimento, di fondo e di sponda, e verifica della sua stabilità nella situazione attuale;
- individuazione del peso del masso in equilibrio limite per l'evento di piena progettuale.

Stante il carattere torrentizio dei corsi d'acqua è stato previsto di proteggere le zone in prossimità degli attraversamenti di progetto mediante massi sciolti intasati con materiale d'alveo.

Si ritiene che tali tipologie di protezione siano meno impattanti dal punto di vista paesaggistico rispetto ad altre.

Nel caso di rivestimento in massi sciolti, tra il terreno naturale ed i massi è prevista la posa di un geotessuto di massa non inferiore ai 400 gr/m², prevedendo uno strato di allettamento in sabbia al fine di non danneggiarlo durante le operazioni di posa.

Nella figura seguente è riportata una sezione tipo delle sistemazioni previste delle quali si tratterà nel dettaglio nei singoli paragrafi dei vari corsi d'acqua.

Il diametro dei massi del rivestimento è stato verificato con la metodologia proposta da Shields di seguito descritta.

6.1.1 Calcolo delle condizioni critiche di moto incipiente

Differenti formule di calcolo sono disponibili in letteratura per la valutazione della stabilità di materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente.

Questi procedimenti si basano sulla determinazione dei valori critici (in generale desunti da dati sperimentali) delle velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato) e sul confronto con i valori reali di tali grandezze.

Le formule che si basano sul concetto di velocità critica, sebbene molto usate in passato, presentano evidenti limiti di applicabilità: infatti, non essendo generalmente disponibili informazioni sulla distribuzione delle velocità nelle sezioni d'alveo, si utilizza nei calcoli il valore della velocità media per il confronto con il valore di velocità critica, che porta ad una sovrastima della velocità allo strato limite, specialmente per alvei che hanno elevata scabrezza e che quindi non presentano uno strato limite laminare.

Per questo motivo appare preferibile l'utilizzo di formule basate sul confronto delle tensioni di trascinamento.

Tale criterio si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalla corrente sul materiale solido in alveo, secondo la formula:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i \quad (\text{kg/m}^2)$$

dove γ (kg/m³) è il peso specifico dell'acqua, R (m) è il raggio idraulico della sezione e i (m/m) la pendenza di fondo.

La condizione di stabilità del materiale risulta quando:

$$\tau_{cr} > \tau_0$$

La seguente analisi di stabilità è riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936 - la cui formula base è stata ricavata da esperimenti su letti a granulometria uniforme di forte scabrezza), attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \phi(Re^*)$$

dove τ_{cr} = tensione tangenziale critica (kg/m²);

γ_s = peso specifico materiale d'alveo (kg/m³);

γ = peso specifico dell'acqua (kg/m³);

d = diametro del granulo (m);

ϕ = parametro adimensionale, dipendente dalle caratteristiche dei granuli e del letto fluviale e dal numero di Reynolds (Re^*) relativo alla velocità di attrito ($u^* = \tau_{cr}/\rho$).

Per la traduzione della condizione di equilibrio suddetta in termini applicativi sono state proposte varie formulazioni, derivanti da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo alla preventiva definizione della tipologia dei substrati naturali o artificiali e del comportamento idraulico dell'alveo.

In particolare, alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

- $\phi = 0,047$ nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido;
- $\phi = 0,058 - 0,060$ nella espressione originale di Shields per $Re^* > 400$;
- $\phi = 0,116$ nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle (massi).

Per le verifiche di stabilità dei massi costituenti le opere in esame verrà fatto riferimento, nel caso specifico, all'espressione di Shields nella formulazione di Kalinske.

Una volta determinate le grandezze caratteristiche con riferimento al fondo alveo, per quanto riguarda le verifiche di stabilità del paramento inclinato, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza (α) della sponda rispetto all'orizzontale.

Viene normalmente utilizzata la seguente espressione (E. Lane, 1953):

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

con:

$\tau_{cr}(0)$ = tensione critica sul fondo;

ϕ = angolo d'attrito interno del materiale.

È da precisare che la distribuzione delle tensioni tangenziali è strettamente legata alla forma della sezione. Infatti, è prossima a quella media solo quando la sezione è larga rispetto al tirante idrico e approssimativamente rettangolare. Un esempio della distribuzione delle tensioni tangenziali per una sezione trapezia, di dimensioni modeste, è raffigurato nella figura seguente, dove τ_0 rappresenta la tensione tangenziale media nella sezione.

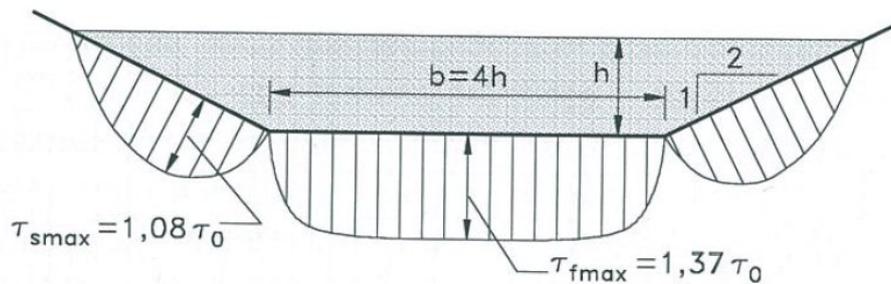


Figura 12: Distribuzione delle tensioni tangenziali in una sezione trapezia.

Il valore della tensione tangenziale massima sul fondo e sulle sponde, in una sezione, può essere ottenuto applicando al valore medio i fattori correttivi ricavati dagli abachi sperimentali riportati in figura, in funzione del rapporto tra base della sezione e altezza del tirante idrico (b/h) e dell'inclinazione della sponda. Pertanto, per gli alvei a sezione trapezoidale con un rapporto b/h minore di 8, sono state calcolate le tensioni massime al fondo e sulle sponde, applicando, al massimo tra i valori medi ottenuti dalle simulazioni monodimensionali nelle sezioni oggetto di sistemazione, i parametri correttivi precedentemente indicati.

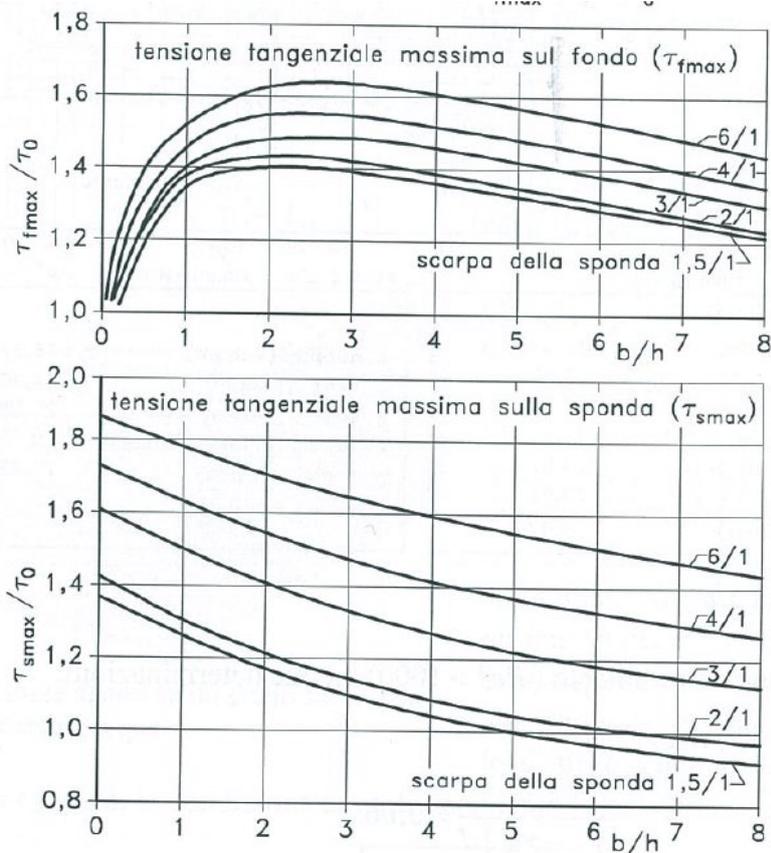


Figura 13: Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.

E' da precisare che laddove i fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima sulle sponde risultassero inferiori all'unità, non sono stati applicati in ragione di sicurezza.

Invece, per gli alvei con un rapporto b/h maggiore di 8, la tensione tangenziale è stata assunta pari a quella massima tra i valori medi nelle sezioni oggetto di sistemazione ottenuti dalle simulazioni monodimensionali, sia per l'alveo che per le sponde.

Nel caso in cui le sezioni risultassero larghe, ma con presenza di curve a monte dell'attraversamento o singolarità che potessero far temere incrementi locali di velocità e conseguentemente di tensione tangenziale, la velocità media nella sezione è stata aumentata di un fattore 1.5. Con il nuovo valore di velocità è stata ricalcolata la cadente piezometrica così come la tensione tangenziale al fondo di verifica.

Nei casi in cui vi fosse presenza di bassa sommersenza dei massi, ossia il rapporto tra tirante e diametro fosse inferiore a 6, è stato invece applicato al criterio di Shields il fattore correttivo di Armanini e Scott.

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \phi(Re^*) \left(1 + 0.67 \left(\frac{d}{h} \right)^{0.5} \right)$$

con:

h tirante idrico

Dal confronto fra le tensioni tangenziali esercitate dalla corrente sul fondo e la corrispondente tensione tangenziale critica legata alla pezzatura del materiale utilizzato per il rivestimento, è possibile verificarne la stabilità in alveo valutando l'adeguatezza delle dimensioni dei massi impiegati attraverso il diametro medio di calcolo D50.

Inoltre, volendo esprimere l'ordine di grandezza dei massi tramite il loro peso, si consideri che, in generale, il volume di questi elementi è compreso tra il volume di una sfera e quello di un cubo, aventi rispettivamente diametro e lato pari al D50 medio. Il volume caratteristico dei massi viene usualmente determinato attraverso la relazione:

$$V = 0.8 D_{50}^3$$

6.1.2 Verifica delle difese

I parametri idraulici della tensione tangenziale utilizzati nei calcoli sono desunti dalle modellazioni HEC-RAS nello scenario di progetto con tempo di ritorno 200 anni.

Scorrendo le tabelle dei risultati si è presa la sezione immediatamente a monte o a valle dell'opera con la condizione più gravosa.

È chiaro che l'effetto di mutuo incastro dei massi è elemento rilevante nel dimensionamento dei massi, così come la pendenza di posa degli stessi che è variabile tra fondo alveo e sponde.

Secondo queste condizioni si è proceduto al dimensionamento, adottando un peso specifico minimo dei massi pari a 2200 kg/m³. L'angolo della scarpata è stato assunto pari a 34° (inclinazione 3/2), mentre il valore dell'angolo di attrito interno del materiale pari a 50°.

Applicando la formulazione di Shields nell'espressione di Kalinske precedentemente descritta si ha:

Tabella 10: Risultati del dimensionamento inalveazioni i corrispondenza dei tombini idraulici.

								D ₅₀	Tensioni agenti sul fondo	Tensioni agenti sulle sponde	Tensione critica sul fondo	Tensione critica sulle sponde	F ₀	F _α
	PK	τ ₀ (N/m ²)	V (m/s)	H (m)	B (m)	β fondo	β sponde	D ₅₀ (m)	τ _{max} (N/m ²)	τ _{max} (N/m ²)	τ _{cr} (N/m ²)	τ _{cra} (N/m ²)		
TO01	0+060	60	4.40	3.00	10.00	1.40	1.10	0.5	84	66	707	483	8.4	7.3
TO10	1+350	369	4.37	2.26	10.00	1.20	0.90	0.5	443	332	930	636	2.1	1.9
TO11	1+420	517	4.64	0.60	10.00	1.20	0.90	0.5	620	465	1139	779	1.8	1.7
TO14	1+710	326	4.33	3.16	10.00	1.10	1.40	0.5	359	456	707	483	2.0	1.1
TO12	1+531	92	4.16	0.14	2.00	1.00	1.00	0.3	92	92	840	574	9.1	6.2
TO13	1+632	190	6.75	0.29	2.00	1.00	1.30	0.3	190	247	713	488	3.8	2.0

Le opere non riportate in tabella avranno un rivestimento con D₅₀ pari a 0.3 m.

7 TRASPORTO SOLIDO

In merito al trasporto solido, si ritiene opportuno, prima ancora di applicare formulazioni empiriche, inquadrare l'area dal punto di vista geomorfologico, riportando a seguire alcune sintesi della Relazione Geologica.

Estratto dal capitolo di analisi geomorfologica della Relazione Geologica – Rev.B

Tutte le forme del paesaggio sono condizionate in modo imprescindibile dalla tipologia degli affioramenti rocciosi e conservano le tracce sia degli eventi geologici e tettonici che hanno modellato nel corso del tempo la crosta, lasciando segni dell'energia erosiva esplicata dagli agenti esogeni sulla crosta stessa, energia strettamente correlata alle caratteristiche climatiche locali.

Dal punto di vista litologico si tratta di calcari detritici e micritici in strati e banchi fessurati.

La natura rocciosa dell'affioramento caratterizzata da infiltrazione efficace molto elevata a causa dell'elevatissima permeabilità secondaria per fessurazione delle rocce carbonatiche, non consente che si possa sviluppare un reticolo idrografico vero e proprio. Le scarse acque di corrivazione talora incidono i versanti in fossi dai fianchi ripidi e profondi. Questi fossi, o incisioni, risultano sempre asciutti e si riattivano solo in occasione di precipitazioni intense o di lunga durata.

Dal punto di vista della stabilità dei pendii, il territorio investigato non appare soggetto a fenomeni di dissesto particolarmente rilevanti. I terreni del ciclo post-orogenico (conglomerati sabbiosi più o meno cementati) appaiono quelli potenzialmente più instabili e che possono presentare dissesti per effetto della scarsa cementazione e quindi della facile erodibilità. Studi specifici (Menotti et alii, 1996; Autorità di Bacino del Tevere, 1999) segnalano la presenza di fenomeni complessi, scorrimenti e nelle facies più cementate anche crolli. Le formazioni carbonatiche della serie sabina sono invece essenzialmente soggette a fenomeni di crollo.

Nella carta geomorfologica realizzata per il presente progetto, sono state riportate le informazioni ricavate dal Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) e dell'Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI) riguardo tutti i movimenti gravitati presenti nell'area. Quest'ultimo segnala la presenza di un unico movimento franoso per colamento lento, possibilmente riconducibile alla coltre di alterazione superficiale, non interferente con l'asse in progetto. Nel PAI sono altresì individuate aree di attenzione (presumibilmente legate allo stesso tipo di movimento) in cui non si è riscontrata nessuna interferenza col tracciato in progetto. Dalle indagini di campo non è stato individuato nessuna morfologia riconducibile ad un deposito di frana.

Nei riguardi delle condizioni di stabilità per fenomeni di erosione delle principali aste torrentizie, non sono stati rilevati fenomeni particolarmente attivi. In linea generale la zona non sembra essere interessata da una generale tendenza all'approfondimento dei fossi; questi sono in gran parte costituiti da aste fluviali incassate nelle piane di fondovalle e con una scarsa tendenza alla divagazione.

L'assenza di movimenti franosi giustifica sia l'assenza isole di deposito inerte, sia di materiale vegetale morto (tronchi) in alveo.

Per i motivi suddetti, il contributo relativo alla portata solida è da considerarsi trascurabile, così come il rischio di ostruzione.

In merito al rischio di ostruzione, si noti come i franchi progettuali abbiano sempre ampi coefficienti di sicurezza rispetto al minimo valore normativo.