

S.S. 106 "JONICA"
Lavori di realizzazione dell'asta di collegamento
in dx idraulica del Torrente Gerace
tra la SS 106 VAR/B (Svincolo Gerace) e la SS 106 al km 97+050

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CZ311

IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
 Ing. Francesco M. LA CAMERA

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
 Ing. Francesco M. LA CAMERA

IL GEOLOGO
 Dott. Geol. Fiorenza PENNINO Ordine Geol. Lombardia N. 1575

L'ARCHEOLOGA: Dott.ssa Grazia SAVINO
 Elenco MIBACT n. 3856 – archeologa di 1° fascia ai sensi del D.M. 244/2019

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
 Ing. Antonella PIRROTTA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

S.T.E. s.r.l.
 Structure and Transport Engineering

Direttore Tecnico
 Ing. E. Moroni
 Ordine Ing. Roma
 N. 10020

RKSOJIL S.p.A.

Direttore Tecnico
 Ing. G. Cassani
 Ordine Ing. Milano
 N.20997

E.D.IN. s.r.l.
 Società di Ingegneria

Direttore Tecnico
 Ing. G. Grimaldi
 Ordine Ing. Roma
 N. 17703

Prof. Arch. F. KARRER

Ordine Arch. Roma
 N. 2097

IDROLOGIA E IDRAULICA
Relazione di compatibilità idraulica
fiumara Gerace

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00_ID00_IDR_RE02_C			
DPCZ0311	D 20	CODICE ELAB.	T00ID00IDRRE02	C	-
C	EMISSIONE PER PROCEDURA VASSVIA	Ottobre 2022	BONAMASSA	MORONI	LA CAMERA
B	EMISSIONE A SEGUITO RIESAME INTERMEDIO	Luglio 2022	BONAMASSA	MORONI	LA CAMERA
A	PRIMA EMISSIONE	Marzo 2022	BONAMASSA	MORONI	LA CAMERA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	2
1.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	2
1.2	STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA	3
2	STIMA DELLE PORTATE DI PIENA PER LA FIUMARA GERACE	4
2.1	OSSERVAZIONI PLUVIOMETRICHE	4
2.2	RISULTATI	6
2.3	METODOLOGIA VAPI	7
2.3.1	Applicazione all'area in esame	7
2.3.2	Confronto con le piogge al pluviometro	9
2.4	PORTATE DI PIENA	11
2.4.1	Valutazione delle caratteristiche dei bacini	12
2.4.2	Modello idrologico	12
2.4.3	Portate di piena	13
3	MODELLO IDRAULICO	17
3.1	SCHEMA MODELLISTICO	17
3.1.1	Modello matematico	17
3.1.2	Calcolo della cadente media	23
3.2	DATI DI BASE E CONDIZIONI AL CONTORNO	25
3.2.1	Condizioni al contorno	25
3.3	RISULTATI	26
3.3.1	Viadotti di attraversamento della fiumara Gerace	26
3.3.2	Livelli di piena e aree di esondazione	29
3.4	PROFONDITÀ DI SCALZAMENTO ATTESA	39
3.4.1	Approccio metodologico	39
3.4.2	Risultati	43

1 PREMESSA

1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione del collegamento diretto tra la SS 106 VAR/B (Megalotto 1) a 4 corsie e la SS 106 "litoranea". Tale collegamento è oggi garantito dall'esistente strada provinciale che attraversa il centro urbano di Locri nell'area in cui sono situati il presidio ospedaliero e alcuni istituti scolastici. Esso prevede la realizzazione di un nuovo asse viario - la "bretella" in oggetto - classificata come strada extraurbana secondaria cat. C1 secondo il DM 05/11/2001, dello sviluppo di circa 2 km, fra lo svincolo di Gerace e la SS 106 litoranea. Detto asse è previsto anche nello strumento urbanistico comunale vigente e la sua localizzazione è stata sostanzialmente rispettata nel progetto in descrizione, mantenendo la giacitura dell'infrastruttura in destra idraulica della fiumara Gerace, ma avendo cura di situarla al di fuori dell'area di vincolo idraulico. Nel corso dello sviluppo del progetto sono stati effettuati vari incontri con l'Amministrazione comunale della Città di Locri al termine dei quali il Sindaco ha condiviso la Progettazione definitiva in corso di redazione esprimendo parere positivo sulle scelte progettuali illustrate durante le riunioni. Nella stessa lettera il Sindaco di Locri ha ribadito e confermato anche la propria richiesta di completamento del Megalotto 1 nel tratto tra Locri e Ardore che risulta assolutamente strategico nel futuro sviluppo socio economico del proprio territorio.

Analoga posizione è sostenuta dalla Regione Calabria.

La presente relazione, redatta nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento in oggetto, descrive le metodologie adottate e i risultati dello *studio di compatibilità idraulica dell'intervento con riferimento alla fiumara Gerace*.

1.2 STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Lo studio di compatibilità idraulica condotto ha previsto le seguenti attività:

- Valutazione delle piene di riferimento per la fiumara Gerace, ottenuta attraverso trasformazione afflussi deflussi (stima del clima pluviometrico sulla base delle osservazioni pluviometriche nel bacino, valutazione della precipitazione in accordo con la metodologia proposta nell'ambito del metodo VAPI – valutazione piene per la Regione Calabria, stima del numero di curva del bacino - metodo Curve Number del Soil Conservation Service, del tempo di concentrazione e delle portate di piena.
- Implementazione di un modello idraulico del tratto dell'asta interessato dalla realizzazione dell'intervento, a partire da circa 300 metri a monte del nuovo viadotto sulla fiumara e fino agli attraversamenti della S.S. 106 e della linea ferroviaria nazionale.

Tali procedure sono state messe in atto sia per determinare la compatibilità idraulica relativa allo scavalco dei due viadotti di progetto e delle rampe di raccordo alla S.S. 106, sia per valutare gli impatti della nuova infrastruttura sul sistema idraulico nella parte terminale della fiumara stessa.

2 STIMA DELLE PORTATE DI PIENA PER LA FIUMARA GERACE

La stima delle portate di piena per la fiumara Gerace è stata effettuata per via indiretta (modello afflussi deflussi), non risultando disponibili osservazioni idrometriche relative a stazioni ubicate lungo l'asta della fiumara stessa.

A tale fine, si è fatto riferimento alle osservazioni pluviometriche disponibili, alla metodologia VAPI per la determinazione del clima di possibilità pluviometrica, ed alla trasformazione afflussi deflussi a parametri concentrati utilizzando il metodo dell'SCS CN per la stima delle perdite idrologiche.

I metodi sono descritti nel dettaglio nella relazione idrologica; vengono qui riportati l'applicazione di tali metodologie e i risultati relativi alla fiumara Gerace

2.1 OSSERVAZIONI PLUVIOMETRICHE

Al fine di stimare le precipitazioni rare (tempi di ritorno di 100 200 e 500 anni) per le diverse durate, anche in considerazione del tempo trascorso dall'elaborazione dello studio VAPI si è cercato di individuare il maggior numero di serie storiche complete ed aggiornate ricadenti nell'area in esame. Ciò al fine di eseguire in confronto della metodologia VAPI con i risultati di una analisi statistica classica eseguita sui dati diretti da pluviometro.

Si è condotta una ricognizione delle stazioni presenti che ha mostrato che i pluviografi attivi con una serie storica ricostruibile per l'area in esame sono rappresentati dalle seguenti stazioni (figura 2.1):

- Antonimima
- Locri
- Siderno Marina

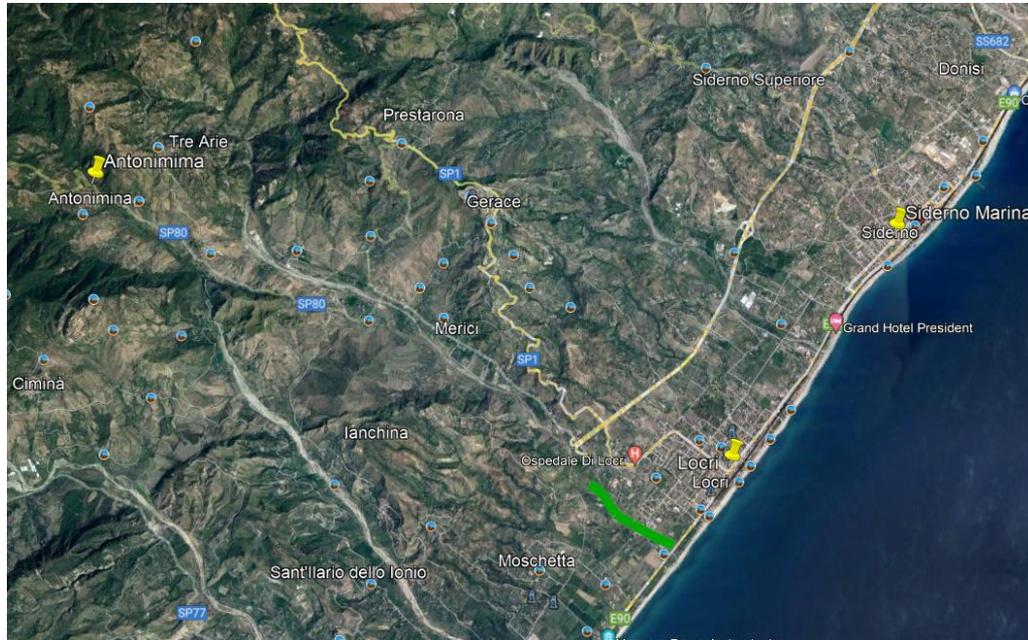


Figura 2.1 – posizione relativa delle tre stazioni di Locri, Siderno Marina e Antonimima e posizione del tracciato di progetto (in verde)

La situazione, a livello di numerosità dei diversi campioni, è quella che segue:

- Antonimima ha nel complesso valori per 41 anni di precipitazioni massime di durata tra 1 e 24 ore;
- Locri ha nel complesso valori per soli 14 anni di precipitazioni massime di durata tra 1 e 24 ore;
- Siderno Marina ha nel complesso valori per 19 anni di precipitazioni massime di durata tra 1 e 24 ore

Ad eccezione di Anonimima, la numerosità dei campioni è quindi piuttosto limitata. I dati relativi a tali stazioni e le metodologie utilizzate sono riportati nella relazione idrologica; i risultati vengono indicati nella sezione successiva.

2.2 RISULTATI

Per ciascuna stazione sono stati quindi determinate le seguenti altezza di precipitazione oraria in funzione del tempo di ritorno (25 - 50 - 100 -200 e 500 anni).

Tabella 2.3.1 Antonimima: Valori dell'altezza di precipitazione oraria in funzione del tempo di ritorno

Tr	a
25	66.7
50	75.1
100	83.5
200	91.8
500	102.8

Esponente di crescita con la durata (durate superiori ad un'ora) $n^* = 0,339$

Tabella 2.3.2 Locri: Valori dell'altezza di precipitazione oraria in funzione del tempo di ritorno

Tr	a
25	70.0
50	78.9
100	87.7
200	96.5
500	108.1

Esponente di crescita con la durata (durate superiori ad un'ora) $n^* = 0,277$

Tabella 2.3.3 Siderno Marina: Valori dell'altezza di precipitazione oraria in funzione del tempo di ritorno

Tr	a
25	68.1
50	77.3
100	86.5
200	95.6
500	107.7

Esponente di crescita con la durata (durate superiori ad un'ora) $n^* = 0,322$

Nel complesso l'analisi al pluviometro restituisce un quadro molto coerente per le 3 stazioni, con valori di precipitazione oraria compresi tra 67 e 70 mm un tempo di ritorno di 25 anni e tra 92 e 96 mm per un tempo di ritorno di 200 anni.

2.3 METODOLOGIA VAPI

Un breve richiamo della metodologia sviluppata per la regione Calabria nell'ambito del progetto VAPI (Valutazione delle Piene) del Gruppo nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologici è riportato nella relazione idrologica, cui si rimanda; vengono di seguito indicati solo i risultati con particolare riferimento alla fiumara Gerace

2.3.1 Applicazione all'area in esame

Il progetto in esame ricade nell'area pluviometricamente omogenea:

- Regione ionica (I)
- Zona pluviometricamente omogenea I3

Di seguito sono forniti i parametri della distribuzione per questa sottozona

Tabella 2.3.4 – parametri per la sottozona pluviometrica I3

sottozona I3	parametro	
altezza di pioggia oraria	a	39.58
coefficiente	c	0.00043
valore d	d	1.953
quota	z	Tra 0 e 360 metri s.l.m.
	n	0.41176

In sintesi, i parametri della regionalizzazione da adottare nel calcolo della distribuzione TCEV sono quelli di seguito forniti:

Tabella 2.3.5– parametri per la sottozona pluviometrica I3

T	25	50	100	200	500
labmda1	10.987	10.987	10.987	10.987	10.987
eta	3.681	3.681	3.681	3.681	3.681
teta	2.154	2.154	2.154	2.154	2.154
lambdastar	0.418	0.418	0.418	0.418	0.418
Kappa (rapporto tra la pioggia media e la pioggia per assegnato quantile)	2.089	2.462	2.851	3.248	3.780
app	0.039999	0.02	0.01	0.005	0.002

I risultati delle altezze di pioggia vengono forniti nella tabella successiva per la quota di 360 metri (che è la quota media del bacino per la fiumara Gerace derivata dalla curva ipsografica del bacino stesso, figura 2.2)

Figura 2.2 – curva ipsografica bacino fiumara Gerace

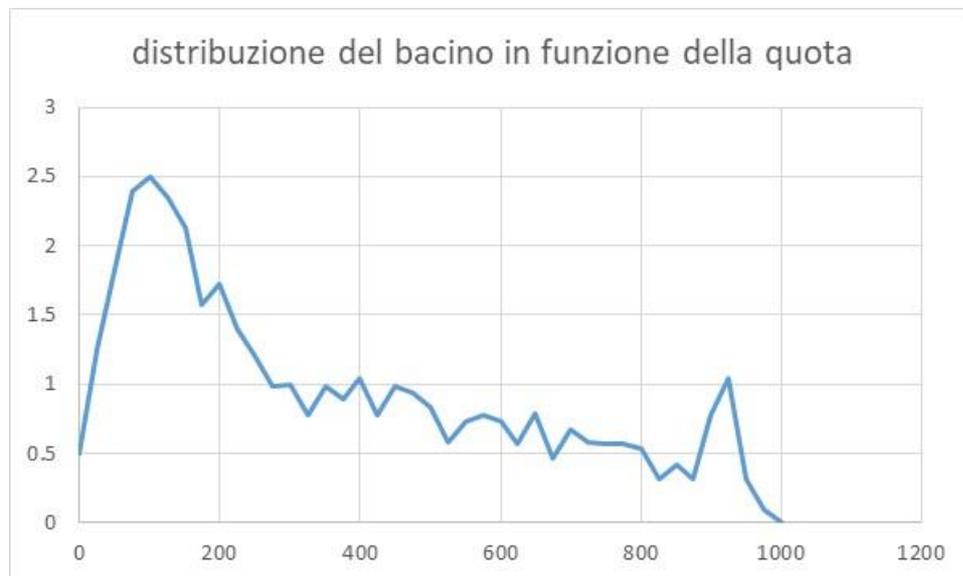


Tabella 2.3.6 – altezze di pioggia per diverse durate e tempi di ritorno

quota 360		durata in ore				
		1	3	6	12	24
TR =25 anni	Altezze in mm	83	130	173	230	306
TR =50 anni	Altezze in mm	97	153	204	271	361
TR =100 anni	Altezze in mm	113	177	236	314	418
TR =200 anni	Altezze in mm	129	202	269	358	476
TR=500 anni	Altezze in mm	150	235	313	416	554

2.3.2 Confronto con le piogge al pluviometro

I risultati ottenuti con il metodo di regionalizzazione appaiono cautelativi rispetto agli analoghi ottenuti attraverso l'inferenza al singolo pluviometro.

Infatti, per quanto riguarda sia la precipitazione oraria, che verrà utilizzata come riferimento per la riduzione alle precipitazioni inferiori ad un'ora, sia per la durata di 3,5 ore, che risulta il tempo di concentrazione caratteristico della fiumara Gerace, e considerando il tempo di ritorno di 200 anni, si ha

pluviometro	Altezza di pioggia (mm)	Altezza di pioggia (mm)
	Durata d= 1 ora	Durata d=3,5 ore
	Altezza di pioggia in mm	Altezza di pioggia in mm
Antonimima	91,8	140
Locri	96,5	136
Siderno	95,6	143
VAPI	128,5	215

Risultati simili si ottengono, per la durata di 3,5 ore, in termini di rapporti tra le altezze nelle diverse stazioni e i valori del VAPI, per tempi di ritorno di 100 e 500 anni:

Tabella 2.3.8 – altezze di pioggia per la durata di 3,5 ore – tempi di ritorno di 100 200 e 500 anni

TR	VAPI	Antoni- mina	Locri	Siderno Marina
100	189	128	124	130
200	215	140	137	143
500	251	157	153	161

Per tale ragione, nel seguito verrà utilizzata i risultati ottenuti dalla regionalizzazione VAPI.

2.4 PORTATE DI PIENA

Le caratteristiche della fiumara Gerace sono state desunte dall'analisi della cartografia disponibile, ed in particolare dal modello digitale delle quote del terreno fornito dal Ministero dell'Ambiente.

Per la rappresentazione dei 2 bacini di riferimento per la fiumara (GE10 e GE20) si rimanda all'apposito elaborato della corografia bacini; in figura 2.3 sono riportati i due bacini perimetrati su una rappresentazione del DTM del Ministero dell'Ambiente. Sono state quindi le caratteristiche morfometriche dei bacini versanti.

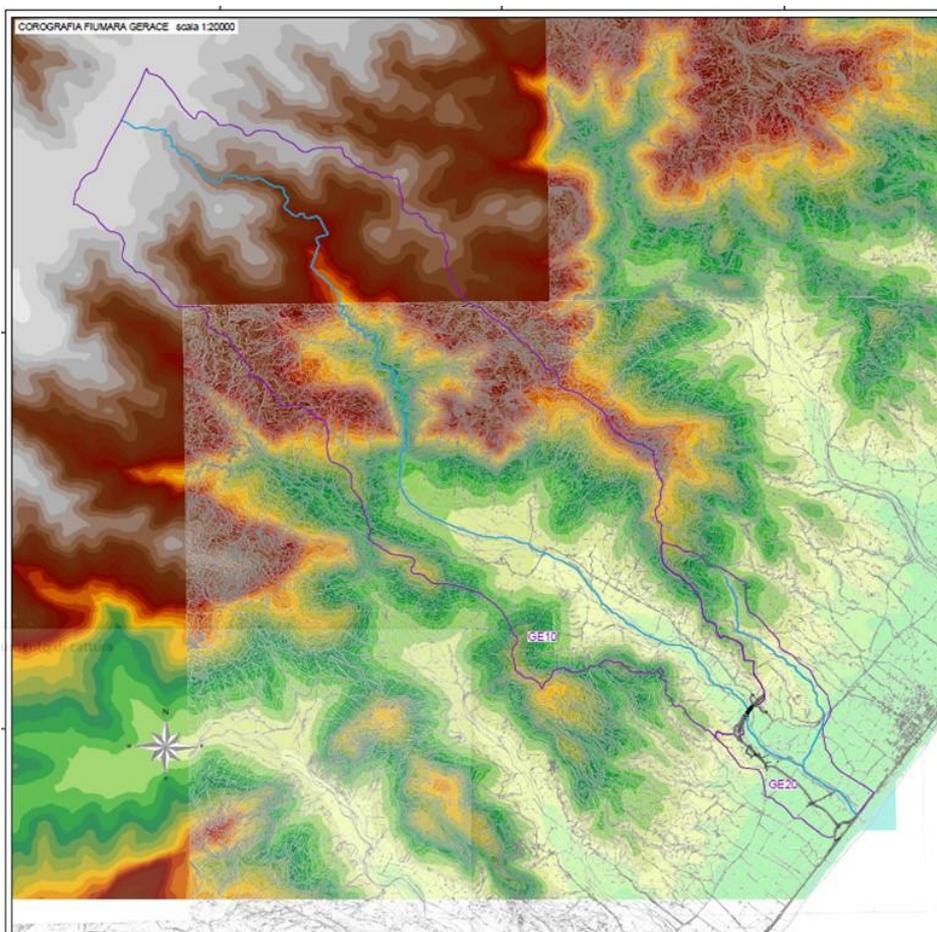


Figura 2.3 – modello digitale del terreno e determinazione dei bacini della fiumara Gerace (GE10 e GE20)

2.4.1 Valutazione delle caratteristiche dei bacini

Le caratteristiche dei due bacini della fiumara Gerace chiusi al viadotto gerace e alla intersezione con la SS 106 sono indicate nella tabella successiva (2.3.9): sono riportati il bacino di riferimento, l'area del bacino (km²), la lunghezza dell'asta principale (km), le elevazioni massime e minime e la pendenza media (%).

Bacino	Area bacino	Lunghezza asta principale	Elevazione minima	Elevazione massima	Pendenza
Gerace10	35.673	16.52	25	988	6%
Gerace20	39.243	19.18	4	988	5%

Tabella 2.3.9 – caratteristiche dei bacini della fiumara Gerace

2.4.2 Modello idrologico

Così come previsto nelle Linee Guida emanate nell'ambito del PAI Calabria, per la valutazione delle portate è stata considerata una pioggia con durata pari a quella corrispondente al tempo di corrivazione del bacino stesso (determinata in base alle sue caratteristiche fisiche: pendenza dell'asta media del torrente, quota media del bacino, ecc), ed è stato utilizzato come modello di trasformazione la classica Formula Razionale.

$$Q_c = A \cdot \Phi \cdot h / (3.6 \cdot tc)$$

dove A = superficie del bacino in Km²; Φ = coefficiente di afflusso; h = altezza di precipitazione in mm corrispondente alla durata critica (tc) del bacino per assegnato periodo di ritorno T.

Il metodo considera il bacino idrografico come una singola unità e stima il valore al colmo della portata con le seguenti assunzioni:

- la precipitazione è uniformemente distribuita sul bacino;
- la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T di quello dell'intensità di pioggia;

- il tempo di formazione del colmo di piena è pari a quello della fase di riduzione;
- l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del tempo di corrivazione t_c .

Calcolo del tempo di concentrazione

Così come previsto nelle Linee Guida del PAI, i tempi di corrivazione dei bacini analizzati sono stati calcolati mediante la nota formula di Giandotti (1934,1937):

$$t_c = (4\sqrt{A} + 1.5 L) / (0.8 \sqrt{H_m - H_0})$$

essendo t_c (ore) il tempo di corrivazione, A (km²) l'area della superficie topografica, L (km) la lunghezza dell'asta principale, H_m (m) l'altitudine media del bacino, H_0 (m) la quota della sezione di chiusura.

2.4.3 Portate di piena

La pioggia lorda è stata depurata dalle perdite attraverso il metodo del Curve Number¹, proposto dal Soil Conservation Service del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti. La formulazione usata permette di ricavare la pioggia netta depurata in base all'espressione:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I)^2}{(h_{lorda} + S - I)}$$

dove h_{lorda} è la pioggia stimata per assegnata distribuzione di probabilità, S (in mm) rappresenta l'assorbimento del bacino, espresso dalla relazione

$$S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

ed I è l'assorbimento iniziale, legato empiricamente al parametro S dalla relazione $I = 0.2 \cdot S$.

¹U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE – SOIL CONSERVATION SERVICE, *SCS National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology*, pp. 10.1÷24, Washington, D.C., U.S.A., 1972.

In particolare, il metodo del CN sintetizza le caratteristiche idrologiche di un bacino attraverso un unico parametro CN che definisce la relazione precipitazione-volume di deflusso in bacini idrografici di cui è nota, oltre che la morfologia, la copertura vegetale e il tipo idrologico di suolo.

Il parametro CN, ricavato dall'analisi qualitativa delle carte tematiche, rappresenta la capacità di una porzione di terreno del bacino imbrifero di produrre deflusso ed è stato calcolato sulla base delle caratteristiche geopedologiche e vegetazionali del bacino stesso.

Si è valutato il valore del CN sulla base della carta del suolo del progetto Corine Land Cover.

Il valore CN si ottiene per intersezione delle caratteristiche del suolo (quattro tipi A, B, C, D) a permeabilità decrescente e delle caratteristiche di uso prevalente.

Gruppo A: suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso e capacità di infiltrazione, in condizioni di saturazione, molto levata; comprende sabbie profonde, con bassa percentuale di limi e argille molto permeabili.

Gruppo B: suoli aventi moderata potenzialità di deflusso e capacità di infiltrazione, anche in condizioni di saturazione, elevata; comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi rispetto al gruppo A;

Gruppo C: suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta e scarsa capacità di infiltrazione e saturazione; comprende suoli contenenti considerevoli quantità di argille e colloidali.

Gruppo D: Suoli aventi potenzialità di deflusso molto elevate e scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione; comprende argille ad elevata capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Per quanto riguarda la fiumara Gerace, la distribuzione spaziale dell'uso del suolo (ottenuta a partire dalla discretizzazione in celle di 100x100 metri del progetto Corine Land-Cover) indicano che la percentuale ricoperta da aree forestate rappresenta circa il 26% della superficie totale, e le aree urbanizzate meno dell'1% dell'area complessiva (figura 2.4). A vantaggio di sicurezza, tuttavia, si è attribuito un valore del CN pari ad 86 a tutto il bacino, pari a quello indicato per le aree a coltura in condizioni di deflusso potenziale elevato.

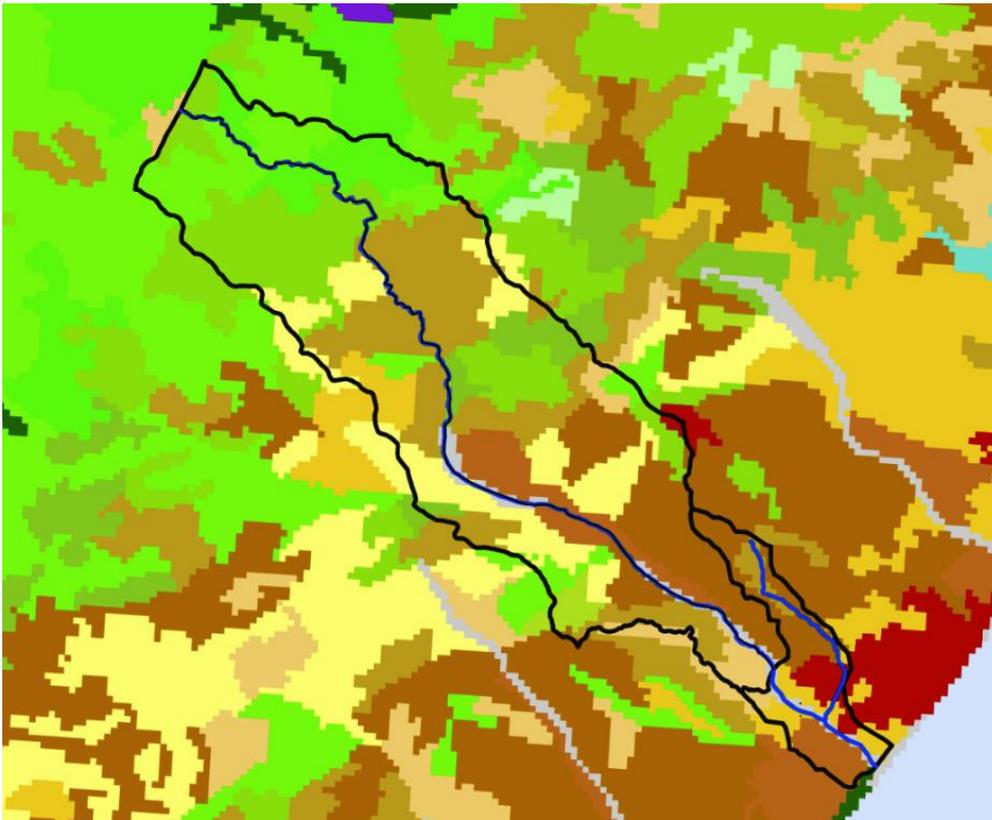


Figura 2.4 - distribuzione dell'uso suolo per la fiumara Gerace (progetto Corine Land)

	Codici CLC2018	CN
 Aree industriali	121, 133	98
 centri urbani (tessuto residenziale)	111, 112	96
 colture e seminativi non irrigui e irrigui  olivicoltura e viticoltura	211, 212 221 222 223	86
 aree forestate  bosco di latifoglie  macchia meriditerranea  vegetazione sparsa	311, 312 324 333	77

Cover 2018)

Per quanto riguarda il ragguaglio spaziale delle precipitazioni, il meteo di Eagleson (United States Weather Bureau), che esprime il ragguaglio della pioggia lorda in funzione dell'area e del bacino drenato, secondo l'espressione

$$R(\delta, A) = 1 - e^{-1,1\delta^{0,25}} + e^{-1,1\delta^{0,25} - 0,01A}$$

Restituirebbe valore del coefficiente di ragguaglio compresi, per i due bacini, tra 0.92 e 0.93; prudenzialmente, si è adottato un valore superiore a quello di calcolo e pari a 0.98.

Sulla base di tali assunzioni, si sono derivate le portate con tempo di ritorno di 100, 200 e 500 anni riportate nella seguente tabella.

Bacini connessi	Tempo di concentrazione adottato	Intensità di precipitazione TR =100 anni	Intensità di precipitazione TR =200 anni	Intensità di precipitazione TR =500 anni	Numero di Curva	Coefficiente di deflusso	Portata TR = 100 anni	Portata TR = 200 anni	Portata TR = 500 anni
Gerace10	3.32	56	63	74	86	0.77	420	490	588
Gerace20	3.57	53	61	71	86	0.78	444	516	620

Tabella 2.3.10 – Valori del tempo di concentrazione, dell'intensità di pioggia e della portata al colmo per i bacini interferenti con il tracciato di progetto.

3 MODELLO IDRAULICO

3.1 SCHEMA MODELLISTICO

L'analisi degli attraversamenti principali è stata effettuata con un modello idraulico monodimensionale in condizioni di moto permanente utilizzando il codice River Analysis System messo a punto dall'Hydrologic Engineering Corp (HEC-RAS) negli Stati Uniti.

Il codice HEC-RAS è un modello progettato per il calcolo idraulico in simulazione monodimensionale di una rete di canali naturali e/o artificiali. Le principali potenzialità di HEC-RAS riguardano:

- il calcolo di profili di corrente gradualmente variata in condizioni stazionarie (steady flow water surface profiles), per corrente lenta, veloce o mista (lenta e veloce);
- la simulazione di flussi di piena in condizioni non stazionarie per regimi in corrente lenta;

In quanto segue, per brevità, si riferisce solo delle procedure di calcolo principali adottate nel codice HEC-RAS in condizioni di moto stazionario, rinviando per maggiori ragguagli sulle basi teoriche e sulla costruzione dei processi di simulazione, ai relativi manuali.

3.1.1 Modello matematico

Il calcolo del profilo di corrente in condizioni di moto permanente fra due sezioni successive è effettuato da HEC-RAS mediante la soluzione dell'equazione dell'energia, attraverso un processo iterativo denominato standard step method. Indicate con 1, 2 rispettivamente le sezioni di monte e di valle, l'equazione dell'energia è scritta nella seguente forma:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} + h_e \quad (3.1)$$

dove:

Y_1, Y_2 sono il tirante idrico;

Z_1, Z_2 sono le quote topografiche;

V_1, V_2 sono le velocità medie (portata totale / area di flusso totale);

α_1, α_2 sono i coefficienti di ragguaglio delle altezze cinetiche;

g è l'accelerazione di gravità;

h_e è la perdita di carico totale nel tratto;

Le perdite di carico fra due sezioni successive, h_e , sono comprensive delle perdite continue dovute all'attrito e di quelle dovute all'espansione e contrazione della vena e sono così rappresentabili:

$$h_e = L \cdot \overline{S_f} + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} \right| \quad (3.2)$$

con

L lunghezza del tratto mediata sulle portate;

$\overline{S_f}$ cadente della linea dei carichi totali;

C coefficiente di espansione/contrazione.

Il codice HEC-RAS suddivide l'area interessata al moto in tre zone principali perpetuando la convenzione introdotta con HEC-2: zona golenale sinistra (left overbank, lob), alveo ordinario (channel, ch), zona golenale di destra (right overbank, rob). Per tener conto dell'andamento curvilineo dell'asse, la distanza di calcolo tra due sezioni viene ponderata rispetto alla frazione di portata che fluisce rispettivamente in gola sinistra (lob), nel canale ordinario (ch) e nella gola destra (rob). La lunghezza mediata del tratto L è calcolata quindi nel seguente modo:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \overline{Q}_{lob} + L_{ch} \cdot \overline{Q}_{ch} + L_{rob} \cdot \overline{Q}_{rob}}{\overline{Q}_{lob} + \overline{Q}_{ch} + \overline{Q}_{rob}} \quad (3.3)$$

con

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} lunghezze del tratto relative rispettivamente all'area golenale sinistra (*lob*), al canale principale (*ch*) e all'area golenale destra (*rob*);

\overline{Q}_{lob} , \overline{Q}_{ch} , \overline{Q}_{rob} portate medie attraverso la sezione rispettivamente in gola sinistra, canale principale e gola destra.

La determinazione della conveyance (conduttanza idraulica) della sezione e del coefficiente α di ragguaglio delle altezze cinetiche richiede di norma una maggior suddivisione del flusso in porzioni di sezione all'interno delle quali la velocità possa ritenersi uniformemente distribuita. Nelle zone golenali, l'approccio usato da HEC-RAS (o meglio l'approccio di default, ma il programma ne contempla anche altri di carattere opzionale) consiste nell'assumere come base della suddivisione linee verticali, in corrispondenza dei punti di discontinuità nel valore della scabrezza n . La valutazione della conveyance per ogni elemento viene quindi effettuata con la formula di Manning scritta per unità di misura del sistema internazionale:

$$Q = K \cdot S_f^{1/2}$$

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \quad (3.4)$$

con i parametri:

K = conveyance (conduttanza idraulica per unità di pendenza longitudinale) (m^3/s)

n = coefficiente di scabrezza di Manning ($m^{-1/3}s$)

A = area di flusso (m^2)

R = raggio idraulico (m)

tutti riferiti alla singola porzione di flusso. Le conveyance parziali di ogni area golenale vengono quindi sommate per ottenere infine i due valori di conveyance relativi rispettivamente alla golena destra e sinistra. Di norma, il canale principale è invece trattato come un unico elemento dotato di un solo valore di conveyance. Il valore finale unico di K per l'intera sezione è ottenuto come somma dei tre contributi parziali (lob, ch, rob).

Per ciò che concerne invece il coefficiente di ragguglio α , poiché HEC-RAS consente la simulazione di soli profili di corrente 1-D, ad ogni sezione resterà associata una sola superficie libera e di conseguenza una sola altezza cinetica. Pertanto, per un dato valore del tirante idrico nella sezione, l'altezza cinetica viene calcolata come un valor medio pesato sulla portata fra quelli associati alle tre sottosezioni: golena sinistra, canale, golena destra. In pratica l'altezza cinetica è calcolata mediante la seguente relazione generale:

$$\alpha \cdot \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot \left(\frac{V_i^2}{2g} \right)}{Q_{tot}} \quad (3.5)$$

da cui α risulta:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot V_i^2}{Q \cdot \bar{V}^2} \quad (3.5.1)$$

Il programma considera, riguardo alle perdite di carico concentrate, una contrazione ogni volta che l'altezza cinetica della sezione di monte risulta maggiore di quella della sezione più a valle, viceversa per l'espansione.

La modalità attraverso cui il programma calcola per ogni sezione il valore incognito dell'altezza della superficie libera, a partire da dati geometrici e di portata assegnati in input, è costituita da una soluzione

iterativa delle equazioni dell'energia e delle perdite di carico. La procedura di calcolo consiste, più in dettaglio, nei seguenti passi:

- 1 scelta di un valore di primo tentativo per la quota della superficie libera (WS_1 , water surface) in corrispondenza della sezione di monte, per correnti lente, o di valle, per correnti veloci;
- 2 calcolo, a partire dal valore assunto al passo 1, dei corrispondenti valori di conveyance totale e di altezza cinetica;
- 3 stima di \bar{S}_f e soluzione dell'equazione delle perdite di carico per il calcolo delle perdite di carico totali h_e ;
- 4 soluzione, a partire dai valori ottenuti al passo 2 e 3, dell'equazione dell'energia per il calcolo della superficie libera WS_2 ;
- 5 confronto fra il valore di WS_2 calcolato ed il valore assunto al passo 1 e reiterazione dei passi 1-5 fino al raggiungimento della convergenza, definita per default da una differenza fra i due valori inferiore a 0,003 m (o qualsiasi altra tolleranza definibile dall'utente).

La scelta del valore dell'altezza della superficie libera di partenza viene effettuata con metodi che variano fra la prima e le successive iterazioni: per il primo tentativo si adotta un valore ottenuto dalla proiezione dell'altezza calcolata alla sezione precedente; alla seconda iterazione il valore di primo tentativo viene incrementato del 70% dell'errore ($WS_{calcolata} - WS_{assunta}$) relativo al primo step; infine il terzo tentativo e seguenti sono basati sul metodo "secante", che proietta il valore della differenza fra quota calcolata e quota assunta ai due tentativi precedenti, secondo la relazione:

$$WS_i = WS_{i-2} - Err_{i-2} \cdot \frac{Err_{ass}}{Err_{dif}} \quad (3.6)$$

con

- WS_i = valore di WS assunto al passo i-esimo
- WS_{i-1} = valore di WS assunto nella (i-1)-esima iterazione
- WS_{i-2} = valore di WS assunto nella (i-2)-esima iterazione
- Err_{i-2} = errore relativo alle due iterazioni precedenti ($WS_{calcolato, i-2} - WS_{i-2}$);
- Err_{ass} = $WS_{i-2} - WS_{i-1}$;
- Err_{dif} = $WS_{i-1} - WS_{calcolato, i-1} + Err_{i-2}$

La variazione di WS fra un tentativo e il successivo è vincolata ad un massimo di $\pm 50\%$ del valore assunto allo step precedente. Il numero massimo delle iterazioni risulta comunque limitato (per default pari a 20) e nel corso di esse il programma tiene traccia del valore di WS che produce il minimo errore fra valore assunto e valore calcolato, indicato come "superficie libera di minimo errore". Qualora il massimo delle iterazioni venga eguagliato prima del raggiunto bilanciamento, il programma calcola l'altezza critica e verifica se l'errore associato alla superficie libera di minimo errore è inferiore ad una prefissata tolleranza. Se questo accade e se tale superficie è ben posta rispetto all'altezza critica calcolata (ovvero è maggiore dell'altezza critica per corrente lenta e minore per corrente veloce), allora il programma assume proprio tale valore come risposta finale del processo iterativo, altrimenti adotta l'altezza critica, producendo in entrambi i casi una nota informativa. L'incapacità di bilanciare l'equazione dell'energia entro il dato numero di iterazioni è generalmente da imputarsi ad un inadeguato numero di sezioni. L'altezza critica viene assunta anche ogniqualvolta la superficie libera calcolata risulta "mal posta" rispetto ad essa, ovvero quando risulta al di sotto dell'altezza critica per correnti lente e al di sopra per correnti veloci. HEC-RAS calcola l'altezza critica mediante un processo iterativo in cui viene assunto un valore di WS cui corrisponde il valore minimo del carico totale H .

I metodi impiegati per sviluppare tale processo sono due: il metodo "parabolico" ed il metodo "secante". Il primo risulta più veloce a livello computazionale, ma in grado di localizzare un solo punto di minimo. Dal momento che per la maggior parte delle sezioni esiste un solo minimo del carico totale, il metodo parabolico rappresenta il metodo di default di HEC-RAS, riservandosi il programma la facoltà di passare al metodo secante qualora il primo non converga.

Il passaggio attraverso l'altezza critica rende tuttavia inapplicabile l'equazione dell'energia, la quale si basa sull'ipotesi di condizioni di flusso gradualmente variato.

Tutti i fenomeni che producono una transizione corrente lenta - corrente veloce e viceversa, quali variazioni di pendenza, costrizioni associate alla presenza di un ponte, confluenze, ecc., sono quindi affrontati da HEC-RAS col ricorso all'equazione dei momenti.

La forma generale dell'equazione dei momenti applicata alla porzione di flusso compresa fra due sezioni 1 e 2 è la seguente:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (3.7)$$

dove:

$P_{1,2}$ = spinta idrostatica in corrispondenza delle sezioni 1 e 2

- W_x = componente della forza peso nella direzione di moto
 F_f = forza resistente dovuta all'attrito
 Q = portata
 ρ = densità dell'acqua
 ΔV_x = variazione di velocità fra le sezioni 1 e 2 nella direzione di moto

Esplicitando i vari termini si ottiene la forma funzionale dell'equazione dei momenti utilizzata dal programma:

$$\frac{\beta_2 \cdot Q_2^2}{g \cdot A_2} + A_2 \cdot \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot \bar{S}_f = \frac{\beta_1 \cdot Q_1^2}{g \cdot A_1} + A_1 \cdot \bar{Y}_1 \quad (3.8)$$

con

- $A_{1,2}$ = area bagnata relativa alle sezioni 1 e 2;
 L = distanza fra le sezioni 1 e 2 misurata lungo la direzione x ;
 $\beta_{1,2}$ = coefficiente di ragguglio che tiene conto delle variazioni nella distribuzione della velocità in canali irregolari (permette di modellare il problema in termini dei valori medi di V);
 S_0 = pendenza del canale;
 \bar{S}_f = cadente della linea dei carichi totali;

L'equazione precedente si specifica poi ulteriormente per l'analisi di particolari condizioni idrauliche quali confluenze, ponti, ecc.

Un'ultima considerazione deve essere rivolta alle procedure disponibili in HEC-RAS per la modellazione idraulica dei ponti. HEC-RAS dispone di un'ampia serie di routine per l'analisi del flusso attraverso ponti. Senza entrare nel dettaglio e rimandando per maggiori raggugli ai manuali tecnici, si richiamano brevemente i principali metodi a disposizione. HEC-RAS è in grado di modellare situazioni di flusso così definite:

- *low flow*: si verifica quando il flusso che attraversa il ponte avviene come in un canale aperto, con la superficie libera al di sotto del punto più alto dell'intradosso del ponte. I metodi di calcolo utilizzabili sono: equazione dell'energia, equazione dei momenti, metodo di Yarnell e metodo WSPRO.
- *weir flow*: si innesca quando la superficie libera raggiunge la quota di estradosso del ponte. Vengono applicate nel calcolo le classiche equazioni delle luci a stramazzo;
- *pressure flow*: si verifica quando la superficie libera supera la quota di intradosso del ponte. HEC-RAS assume nel calcolo l'equazione più appropriata tra quelle disponibili per descrivere il flusso attraverso la luce del ponte.

- *high flow*: si verifica quando il ponte risulta fortemente sommerso; il programma in questo caso applica automaticamente l'equazione dell'energia.

3.1.2 Calcolo della cadente media

Le perdite di carico continue vengono valutate come prodotto tra il valore medio della pendenza della linea dei carichi totali tra due sezioni contigue, \bar{S}_f , e l'interasse, L, tra le due sezioni. In corrispondenza di una sezione, la cadente S_f , detta anche pendenza d'attrito, viene valutata con l'equazione di Manning, tarata in condizioni di moto uniforme:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (3.9)$$

Il programma HEC-RAS implementa quattro modalità distinte per valutare la pendenza d'attrito media \bar{S}_f :

- media della *conveyance* valutate nelle sezioni 1, 2, con $S_f = \bar{S}_f$

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (3.10)$$

- media aritmetica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f,1} + S_{f,2}}{2} \quad (3.11)$$

- media geometrica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f,1} \cdot S_{f,2}} \quad (3.12)$$

- media armonica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \frac{2S_{f,1} \cdot S_{f,2}}{S_{f,1} + S_{f,2}} \quad (3.13)$$

Il programma utilizza per default la prima delle quattro opzioni proposte, a meno di indicazioni diverse specificate nel file input. Il programma offre una quinta opzione che consente la selezione automatica della formula più idonea tra quelle illustrate in funzione del regime della corrente come indicato nella tabella 6.1.

Tabella 3.1 - HEC-RAS: Criteri di scelta dell'equazione per la pendenza d'attrito media.

Tipo di profilo	La Sf nella sezione corrente è più grande che non in quella precedente?	Equazione impiegata
Corrente lenta	Si	Media aritmetica
Corrente lenta	No	Media armonica
Corrente veloce	Si	Media aritmetica
Corrente veloce	No	Media geometrica

3.2 DATI DI BASE E CONDIZIONI AL CONTORNO

3.2.1 Condizioni al contorno

Come condizione al contorno idrauliche di monte e di valle è stata adottata l'altezza di moto uniforme relativa alle pendenze medie stimate per le due rispettive tratte.

La scelta dei coefficienti di scabrezza di Manning è stata effettuata sulla base delle caratteristiche del materiale presente in alveo e nelle golene. Le immagini disponibili hanno evidenziato la presenza in alveo di sedimenti di pezzatura media, ciottoli e ghiaie, e poca vegetazione. Le golene risultano caratterizzate da vegetazione arbustiva rada.

Per tale ragione si è optato per valori di scabrezza pari a 0,035 sm-1/3 sulla zona d'alveo e 0,06sm-1/3 per la parte di golena.

I valori scelti sono congruenti con quelli suggeriti dalle note tecniche del codice di calcolo tratti dal testo "Open-Channel Hydraulics" [Chow,1959].

Gli attraversamenti stradali sono stati modellati attraverso l'inserimento delle quote di intradosso e di estradosso dell'opera stessa. Le pile sono state modellate mediante l'inserimento della posizione e degli spessori di ciascuna di esse, attraverso l'apposito strumento del codice HEC-RAS.

Lungo il confine di valle della tratta simulata con il codice Hec Ras sono presenti due opere di attraversamento, una per la SS. 106 e una per la linea ferroviaria nazionale. Le opere di attraversamento sono state appositamente rilevate. La SS106 attraversa la fiumara Gerace con un ponte a 4 luci di circa 17 metri ciascuna; la ferrovia è invece dotata di un viadotto a due campate di circa 35 metri di luce.

La rappresentazione dei profili e delle sezioni due delle due infrastrutture sono riportate in figura 3.1

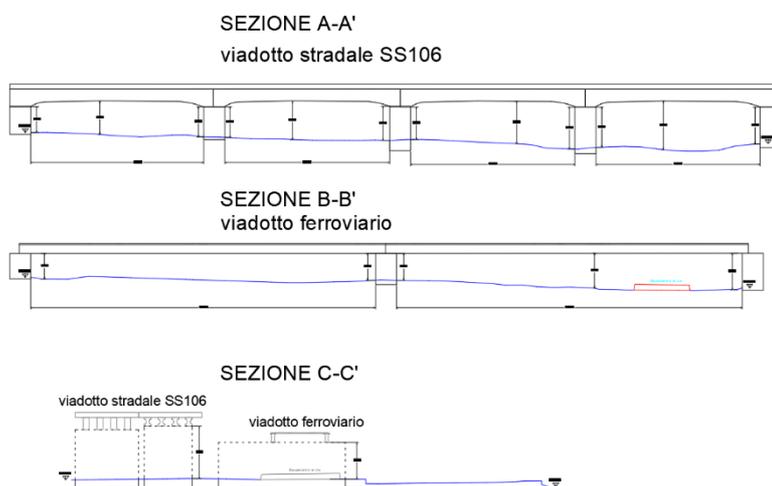


Figura 3.1 - sezioni e profilo per le opere di valle in attraversamento della fiumara Gerace: viadotto della S.S. 106 e ponte della linea ferroviaria nazionale.

3.3 RISULTATI

3.3.1 Viadotti di attraversamento della fiumara Gerace

Per quanto riguarda l'attraversamento della fiumara Gerace, i viadotti previsti sono caratterizzati da grandi luci: l'asse Sud ha una campata centrale con luce di 90 metri, e due campate laterali rispettivamente di 42 e 60 metri. Il viadotto sull'asse Nord ha invece una campata centrale di quasi 93 metri e due campate laterali di 65 metri ciascuna.

Il viadotto si presenta con un impalcato in forte pendenza longitudinale, condizionato dal punto di vista altimetrico in sinistra idraulica dalla connessione con l'uscita della galleria esistente sul macrolotto 1 che ne determinale condizioni idraulicamente più svantaggiose in corrispondenza della spalla nord. L'asse sud ha come punto più depresso dell'estradosso la spalla nord (32,99) e come punto più elevato la spalla sud (36,84 metri). L'asse nord (posto idraulicamente a valle del precedente) ha come punto più depresso dell'estradosso la spalla nord (32,60) e come punto più elevato la spalla sud (36,20 metri). Dal punto di vista planimetrico è risultato necessario che gli assi dei due nuovi viadotti non fossero ortogonali alla linea di thalweg della fiumara, ma inclinati rispetto ad essa; di conseguenza, le spalle e le posizioni delle pile sono state proiettate sulle sezioni di riferimento del modello idraulico (rispettivamente sezioni 1935 e 1925) ortogonalmente alla linea della corrente per meglio rappresentare le luci effettive che contribuiscono alla capacità idraulica totale dell'attraversamento. Le sezioni di riferimento sono:

- sezione 1935 per il viadotto dell'Asse Sud, posto a monte del successivo;
- sezione 1925 per il viadotto dell'Asse Nord, posto a valle del precedente.

Per quanto riguarda l'asse sud, le pile sono state poste entrambe al di fuori dell'area morfologicamente più attiva dell'alveo; per quanto riguarda l'asse Nord, le pile sono state poste al limite della zona morfologicamente più attiva.

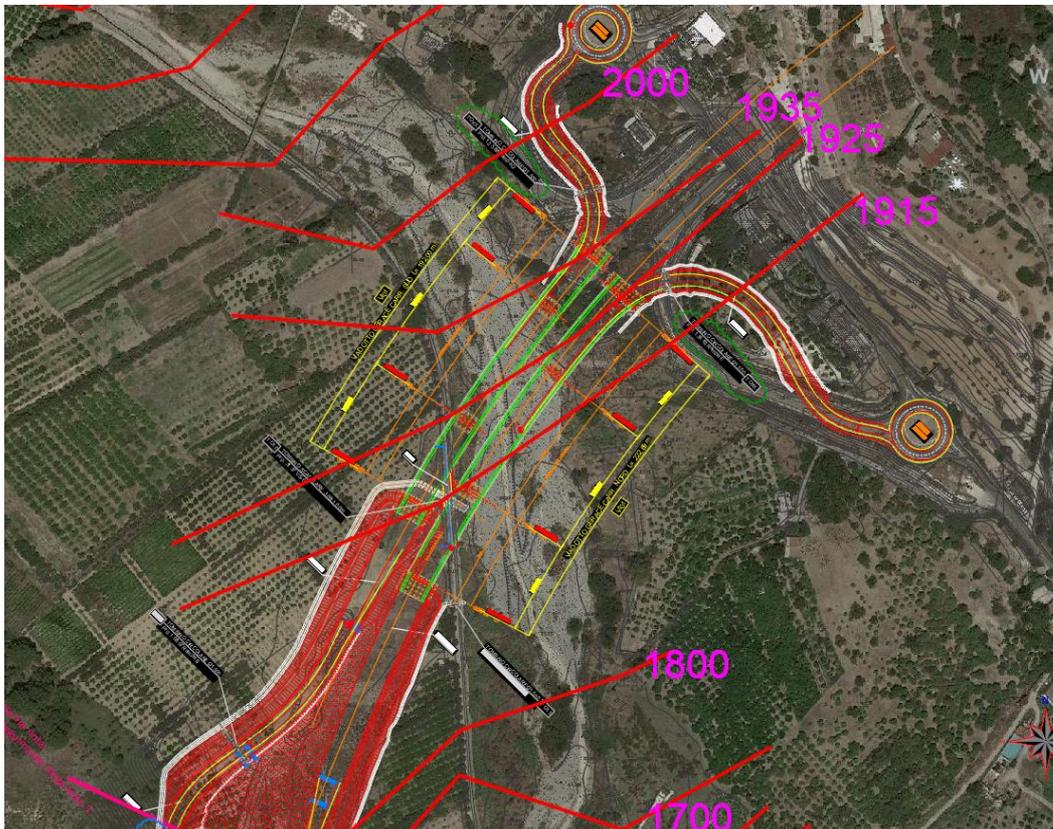


Figura 3.2 – attraversamento in viadotto della fiumara Gerace; sono indicate le sezioni di calcolo e l'ingombro del corpo stradale e delle opere d'arte su ortofoto.

Le simulazioni indicano per il viadotto dell'asse sud un livello idrico pari a 28,42 metri per un tempo di ritorno di 200 anni (tempo di riferimento delle NTC 2018), un livello pari a 28,29 per un tempo di ritorno di 100 anni ed un livello pari a 28,6 per un tempo di 500 anni.

Per l'asse nord i livelli previsti sono pari a 27,96 metri per un tempo di ritorno di 200 anni (NTC 2018), un livello pari a 27,81 per un tempo di ritorno di 100 anni ed un livello pari a 28,18 per un tempo di 500 anni.

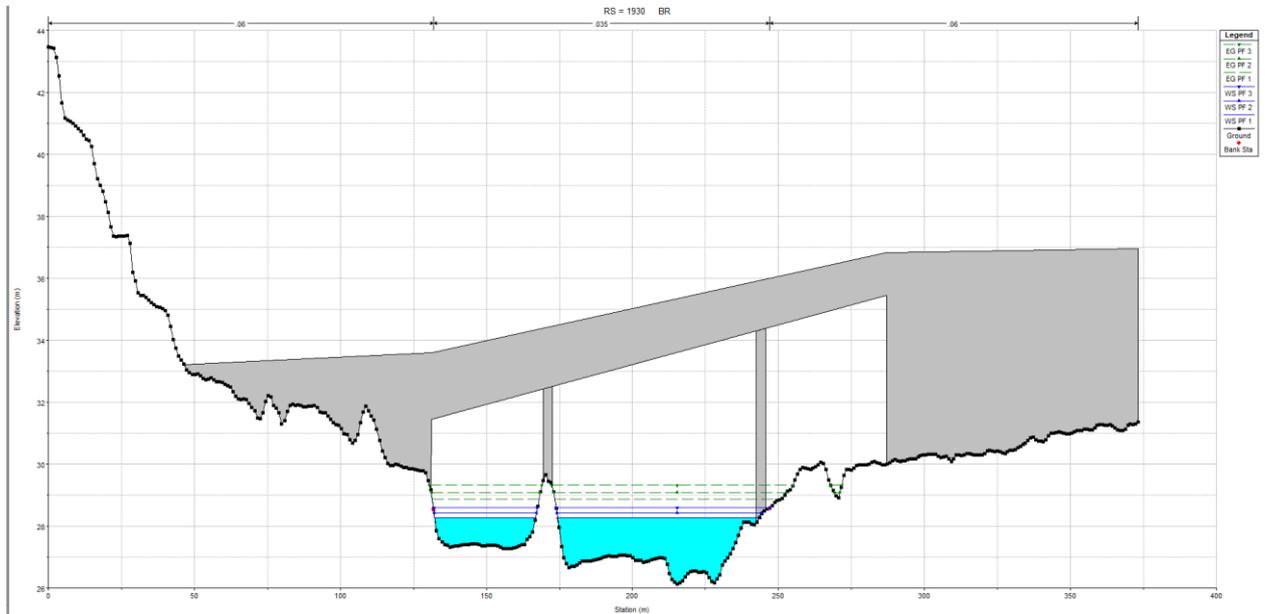


Figura 3.3 – Sezione di attraversamento nelle condizioni post operam – viadotto Sud

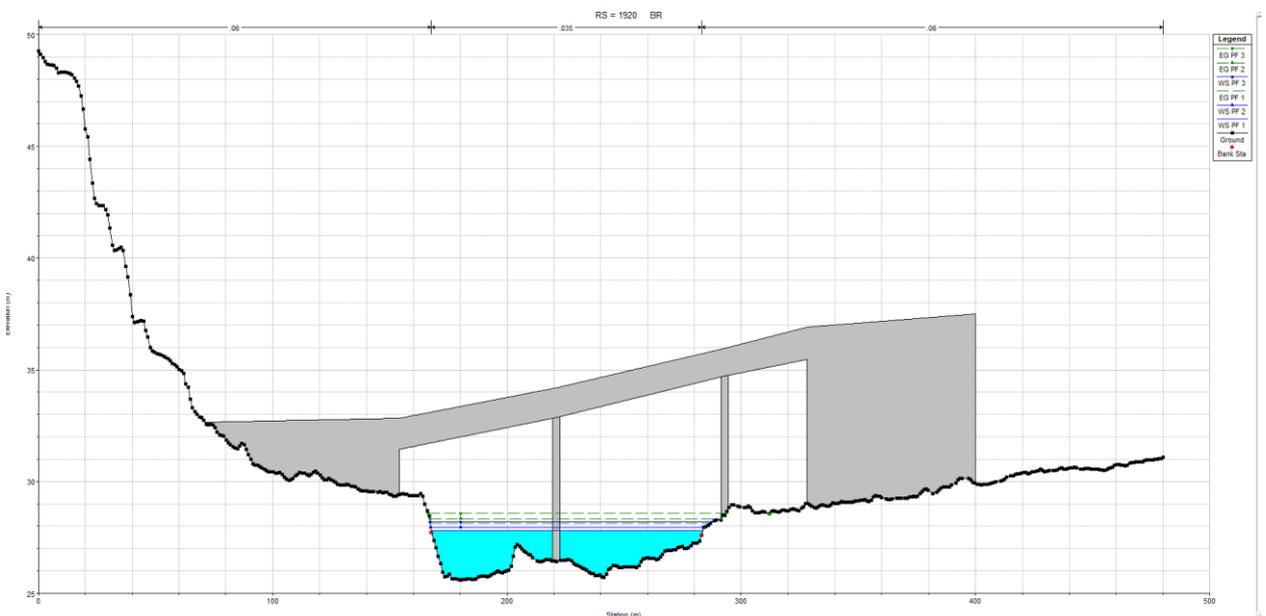


Figura 3.4 – Sezione di attraversamento nelle condizioni post operam – viadotto Nord

I risultati sono schematizzati nella tabella successiva:

Tabella 3. 2 – livelli idrici per diversi tempi di ritorno in corrispondenza degli

attraversamenti di progetto

tempo di ritorno	Quota idrica in corrispon- denza - Asse Sud	quota in- tradosso	franco idraulico	Quota idrica in corrispon- denza - Asse Nord	quota intradosso	franco idraulico
100 anni	28.62	32.45	4.16	27.85	31.45	3.64
200 anni	28.78	32.45	4.03	28.01	31.45	3.49
500 anni	28.98	32.45	3.85	28.23	31.45	3.27

I franchi di legge (150 centimetri sulla piena con tempo di ritorno di 200 anni) sono ampiamente rispettati; inoltre, le spalle di entrambi i viadotti sono posizionati al di fuori dall'alveo e al di fuori dell'area interessata dalla piena duecentennale. Le distanze tra le pile e tra pile e spalle sono in ogni caso superiori a 40 metri.

3.3.2 Livelli di piena e aree di esondazione

Sulla base della simulazione condotta sono state tracciate le aree di esondazione nelle condizioni ante e post operam, avvalendosi della cartografia ottenuta a seguito del rilievo celerimetrico dell'area e riportando i limiti dell'esondazione per ciascuna sezione derivati dal modello 1D.

Per quanto riguarda l'attraversamento dei due viadotti della fiumara Gerace, le variazioni tra le condizioni ante e post operam non appaiono significative né a valle né a monte dell'opera di progetto, ad eccezione della sezione immediatamente posta in corrispondenza del ponte dove si ha un sovrizzo estremamente localizzato dovuto all'interferenza con l'opera di progetto.

Un confronto dei livelli ante e post operam è riportato nella tabella 3.3 in termini di altezza della superficie idrica, carico idraulico e velocità.

Per quanto riguarda il tratto terminale, il passaggio attraverso le sezioni di controllo della attuale S.S. 106 e della ferrovia provoca un innalzamento del profilo a monte di tali sezioni che nelle condizioni attuali - in accordo con il modello monodimensionale utilizzato - determina un'area interessata dalla piena di ampia estensione (sezione bagnata superiore a 800 metri lineari). Nelle condizioni post operam, l'inserimento della rampa di raccordo (rampa D di collegamento alla S.S. 106) non modifica i livelli di piena, ma delimita

sul lato meridionale l'estensione dell'inondazione. A tal fine, la rampa in questione dovrà essere protetta con materassi riempiti di pietrame entro rete metallica fino alla quota di 7,4 metri, e il tombino di collegamento con l'area interclusa dovrà essere dotato di valvola a clapet unidirezionale onde evitare l'allagamento dell'area interclusa stessa.

Figura 3.5 – planimetria delle aree di esondazione, condizioni ante operam



Figura 3.6 – planimetria delle aree di esondazione, condizioni post operam



Tabella 3. 3 – confronto tra le condizioni ante e post operam (quota fondo, altezza critica, livello idrico, carico idraulico, velocità)

Sezione	AO/PO	quota fondo (m)	Elevazione su- perficie idrica (m)	Quota al- tezza critica (m)	pendenza pie- zometrica (m/m)	Velo- cità (m/s)	N_ Froude
2300	AO	28.82	31.87	31.05	0.002565	2.63	0.54
2300	PO	28.82	31.87	31.05	0.002565	2.63	0.54
2200	AO	28.82	31.06	31.06	0.009945	4.04	0.99
2200	PO	28.82	31.06	31.06	0.009945	4.04	0.99
2100	AO	28	30.42	30.27	0.007778	3.45	0.87
2100	PO	28	30.43	30.27	0.00774	3.44	0.87
2000	AO	26.85	29.37	29.37	0.010303	4.02	1
2000	PO	26.85	29.36	29.36	0.010364	4.03	1
1935	AO	26.14	28.21	28.42	0.019307	4.25	1.28
1935	PO	26.14	28.78	28.42	0.005169	2.79	0.7
1930	PO		28.78				
1925	AO	25.68	27.33	27.66	0.029927	4.73	1.56
1925	PO	25.68	28.07		0.004414	2.6	0.65
1924	AO	25.58	28	27.55	0.004114	2.56	0.63
1924	PO	25.58	28.01	27.55	0.003993	2.54	0.63
1920	PO		28.01				
1915	AO	25.04	27.53		0.007889	3.19	0.86
1915	PO	25.04	27.53		0.007889	3.19	0.86
1800	AO	23.54	26	26	0.0078	3.77	0.89
1800	PO	23.54	26	26	0.0078	3.77	0.89
1700	AO	22.81	24.75	25.03	0.022102	4.68	1.38
1700	PO	22.81	24.75	25.03	0.022102	4.68	1.38
1600	AO	21.53	24.02	23.96	0.009113	3.66	0.93
1600	PO	21.53	24.02	23.96	0.009113	3.66	0.93
1550	AO	20.78	23.37	23.37	0.010276	3.81	0.99
1550	PO	20.78	23.37	23.37	0.010276	3.81	0.99
1500	AO	20.46	22.79	22.98	0.016329	4.36	1.21
1500	PO	20.46	22.79	22.98	0.016329	4.36	1.21
1400	AO	19.4	21.76	21.76	0.010695	3.79	1
1400	PO	19.4	21.76	21.76	0.010695	3.79	1

Sezione	AO/PO	quota fondo (m)	Elevazione su- perficie idrica (m)	Quota al- tezza critica (m)	pendenza pie- zometrica (m/m)	Velo- cità (m/s)	N_ Froude
1300	AO	18.66	21.14	21.15	0.007444	4.07	0.89
1300	PO	18.66	21.14	21.15	0.007444	4.07	0.89
1200	AO	17.61	19.3	19.68	0.025471	5.01	1.49
1200	PO	17.61	19.3	19.68	0.025471	5.01	1.49
1100	AO	16.73	18.96	18.51	0.003757	2.39	0.6
1100	PO	16.73	18.96	18.51	0.003757	2.39	0.6
1050	AO	15.46	18.38	18	0.004327	3.13	0.68
1050	PO	15.46	18.38	18	0.004327	3.13	0.68
1000	AO	14.63	17.1	17.1	0.009669	4.61	1.01
1000	PO	14.63	17.1	17.1	0.009669	4.61	1.01
950	AO	13.46	16.09	16.18	0.010433	4.81	1.05
950	PO	13.46	16.09	16.18	0.010433	4.81	1.05
900	AO	12.54	15.2	15.2	0.008387	4.52	0.95
900	PO	12.54	15.2	15.2	0.008387	4.52	0.95
800	AO	10.44	12.56	12.9	0.01963	4.89	1.34
800	PO	10.44	12.56	12.9	0.01963	4.89	1.34
700	AO	8.16	11.24	11.24	0.006583	4.26	0.86
700	PO	8.16	11.24	11.24	0.006583	4.26	0.86
600	AO	6.62	9.02	9.26	0.013021	5.04	1.15
600	PO	6.62	9.02	9.26	0.013021	5.04	1.15
500	AO	4.53	8	8.43	0.008396	5.74	1.02
500	PO	4.53	8	8.43	0.008396	5.74	1.02
400	AO	3.68	6.95	5.34	0.000236	0.83	0.16
400	PO	3.68	6.32	5.34	0.000721	1.21	0.27
300	AO	3.54	6.93	5.31	0.000219	0.87	0.16
300	PO	3.54	6.17	5.31	0.001068	1.56	0.34
200	AO	3.67	6.91		0.000223	0.81	0.16
200	PO	3.67	5.63	5.63	0.008285	3.13	0.87
150	AO	1.71	6.67	4.46	0.000847	2.29	0.34
150	PO	1.71	5.14	4.46	0.003569	3.59	0.65
130	AO						
130	PO		5.14				
125.00*	AO	1.5	5.23	4.29	0.001075	2.14	0.37
125.00*	PO	1.5	5.23	4.29	0.001075	2.14	0.37
110	AO		5.23				
110	PO		5.23				
100	AO	1.28	3.5	3.15	0.003003	2.46	0.56

Sezione	AO/PO	quota fondo	Elevazione superficie idrica	Quota altezza critica	pendenza piezometrica	Velocità	N_Froude
		(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	
100	PO	1.28	3.5	3.15	0.003003	2.46	0.56

Nelle tratte in cui i rilevati stradali sono interessati - seppur con tiranti modesti - dalla piena della fiumara Ancinale è prevista una protezione composta da gabbioni disposti con continuità fino all'altezza di almeno 1 metro sopra il livello del terreno - considerato a partire dal punto più depresso di imposta del rilevato stesso. Al di sopra di tali gabbioni è prevista, a vantaggio di sicurezza, una ulteriore protezione con materassi metallici riempiti di materiale lapideo fino ad una quota minima superiore di almeno 1,2 metri alla quota di massima piena attesa.

Considerando che i tiranti attesi per la portata con tempo di ritorno di 200 anni sono sempre inferiori a 50 centimetri, la protezione dei rilevati con materassi costituisce quindi una ulteriore garanzia rispetto allo standard di protezione per la piena duecentennale.

3.4 Verifica al trascinamento

Un rivestimento costituito da gabbioni o materassi metallici è stabile quando non si hanno spostamenti degli elementi litoidi sciolti o all'interno della rete metallica di contenimento. La condizione di inizio del movimento di questi elementi si assume, quindi, come limite di stabilità del rivestimento.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite applicando il metodo delle tensioni di trascinamento, che prevede il confronto tra le tensioni esercitate dall'acqua sul rivestimento (tensioni agenti) e le resistenze che si sviluppano nel pietrame che costituisce il rivestimento (tensioni resistenti).

Calcolo delle tensioni agenti

Facendo riferimento alle condizioni che si hanno sul fondo di un alveo fluviale o di un canale, che risultano le più gravose dal punto di vista delle tensioni di trascinamento, la tensione tangenziale massima sul fondo fluviale riferita al raggio idraulico, R , si esprime:

$$\tau_b = \gamma_w \cdot R \cdot J \quad (\text{kg/m}^2)$$

dove:

γ_w è il peso specifico dell'acqua, pari a 1000 kg/m^3 ,

R è il raggio idraulico della sezione fluviale, in m,

J è la pendenza piezometrica.

Per i corsi d'acqua naturali e i canali sufficientemente larghi il raggio idraulico si può porre, con sufficiente approssimazione, pari al tirante idrico. La precedente può essere espressa, per un punto del fondo posizionato alla generica profondità y :

$$\tau_b = \gamma_w \cdot y \cdot J \quad (\text{kg/m}^2)$$

dove y è il tirante idrico locale, in m.

Calcolo delle tensioni resistenti

Considerando il diametro equivalente del pietrame contenuto nella rete metallica o quello dei massi sciolti uguale al diametro medio d_{50} , ossia il diametro del vaglio che consente il passaggio del 50% in peso del materiale litoide, si definisce coefficiente di Shields la grandezza adimensionale:

$$C_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_m}$$

dove :

- τ_c è la tensione tangenziale di trascinamento nella situazione critica di inizio movimento, in kg/m^2 ;
- γ_s è il peso specifico dell'inerte, in kg/m^3 .
- d_m è il diametro medio d_{50} , in m.

Il denominatore della risulta proporzionale alla tensione normale sul fondo dovuta al peso immerso del materiale litoide.

La tensione tangenziale sul fondo, che può essere, quindi, raggiunta senza che il materiale litoide si sposti, definita tensione tangenziale critica, si esprime:

$$\tau_c = C_* \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_m$$

Se, poi, si tiene anche conto dell'effetto stabilizzante della rete metallica, che consente deformazioni per insaccamento del pietrame contenuto, si può ammettere che la tensione tangenziale sul fondo sia incrementata del 20%. Conseguentemente per i materassi o gabbioni la tensione tangenziale critica diventa:

$$\tau_c' = 1,2 \cdot C_* \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_m$$

Il valore del coefficiente C^* per pietrame contenuto in una rete metallica (materassi o gabbioni) è pari a circa 0,10, nel caso, invece, di massi di pietrame sciolti C^* è

pari a circa 0,047; a parità di dimensioni, quindi, il pietrame di riempimento di materassi o gabbioni metallici sopporta una tensione tangenziale più che doppia rispetto ai massi sciolti, grazie all'azione di contenimento della rete metallica.

Verifica idraulica di stabilità

Il rivestimento sul fondo risulta stabile se è verificata la disuguaglianza che si ottiene confrontando le tensioni resistenti con quelle agenti; in particolare, per i rivestimenti in materiale lapideo entro rete metallica il fattore di sicurezza è pari a:

$$f_s = \tau_c' / \tau_b$$

Difesa con gabbioni

La base della protezione dei rilevati è costituita da gabbioni a scatola in rete metallica dello spessore di 1,0 m, disposti su almeno due file sovrapposte (il primo risulterà interrato in buona parte)

La rete metallica, con maglia esagonale di diametro di 3 mm, è riempita con pietrame a spigolo vivo non gelivo del diametro medio di 20 cm.

Sotto tutto il rivestimento è disposto un geotessile del peso di 400 g/m², con funzione di filtro, destinato a impedire l'erosione del terreno a tergo della protezione.

Lo sviluppo planimetrico della protezione è indicato nella planimetria di progetto.

Le verifiche rispetto al criterio delle tensioni di trascinamento sono riportate nelle tabelle seguenti. Si è ipotizzato un tirante massimo di 60 centimetri, e la massima pendenza piezometrica sulla tratta (1,1%).

Tensioni Agenti		
gabbioni	Verifica sul fondo	
tirante idrico massimo sui gabbioni	1.1	m
pendenza piezometrica	0.015	m/m
γ acqua	1000	kg/m ³
tensione sul fondo	16.5	kg/m ²

Tensioni resistenti		
gabbioni		
peso specifico materiale	2600	kg/m ³
D ₅₀ gabbioni	0.3	m
coefficiente di Shields	0.1	
tensione resistente sul fondo	48	kg/m ²
tensione resistente maggiorata	57.6	kg/m ²
Rapporto di sicurezza	3.49	

Difesa con materassi

Al di sopra della protezione con gabbioni a scatola in rete metallica sarà disposta una ulteriore protezione con materassi metallici riempiti di materiale lapideo, disposti fino ad una quota superiore di almeno 1 metri rispetto alla piena con tempo di ritorno di 200 anni. Le quote di coronamento della protezione in materassi sono indicate in planimetria di progetto.

La rete metallica, con maglia esagonale di diametro di 3 mm, è riempita con pietrame a spigolo vivo non gelivo del diametro medio di 12 cm.

Le verifiche rispetto al criterio delle tensioni di trascinamento sono riportate nelle tabelle seguenti. Si è ipotizzato un tirante massimo di 30 centimetri, e la massima pendenza piezometrica sulla tratta (1,5%).

Tensioni Agenti		
materassi		
tirante idrico massimo sui gabbioni	0.3	m
pendenza piezometrica	0.015	m/m
γ acqua	1000	kg/m ³
tensione sul fondo	4.5	kg/m ²
maggiorazione	1	-
tensione sul fondo	4.5	kg/m ²
tensione sullla sponda	3.375	kg/m ²

Tensioni resistenti		
materassi		
peso specifico materiale	2600	kg/m ³
D ₅₀ gabbioni	0.12	m
coefficiente di Shields	0.1	
tensione resistente sul fondo	19.2	kg/m ²
tensione resistente maggiorata	23.04	
angolo di attrito del materiale	41	°
angolo di attrito delle sponde	33	°
Fattore di correzione	0.347	
valore finale tensione resistente sulle sponde	8.01	kg/m ²
Rapporto di sicurezza	2.37	



Anas/Direzione progettazione
Progettazione Definitiva ed Esecutiva dell'intervento S.S.106 Lavori di
realizzazione dell'asta di collegamento in dx idraulica del Torrente Gerace
tra la SS 106 VAR/B (svincolo Gerace) e la SS 106 al Km 97+050.
Progetto Definitivo
T00_ID00_IDR_RE02_C
RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA - FIUMARA GERACE

3.5 PROFONDITÀ DI SCALZAMENTO ATTESA

In questa sezione viene elaborata una stima dell'erosione intorno alle pile, al fine di valutare la massima profondità di scalzamento adottando le informazioni provenienti dallo studio idraulico condotto.

3.5.1 Approccio metodologico

Assunta come riferimento una pila di forma generica, la profondità di scavo d_s può essere descritta come funzione delle seguenti variabili (Breusers e al., 1977):

$$\frac{d_s}{s} = f \left\{ \frac{v_0}{v_c(d_{50})}, \frac{l}{s}, \text{forma}, \alpha \right\}$$

essendo:

- d s la profondità di scavo misurata a partire dal fondo dell'alveo indisturbato;
- s l la larghezza della pila di lunghezza;
- v v_0 la velocità media della corrente indisturbata;
- v $v_c(d)$ la velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale del fondo d'assegnato diametro d ;
- d d_{50} la dimensione mediana del materiale in alveo;
- α α l'angolo che la corrente indisturbata forma con la pila.

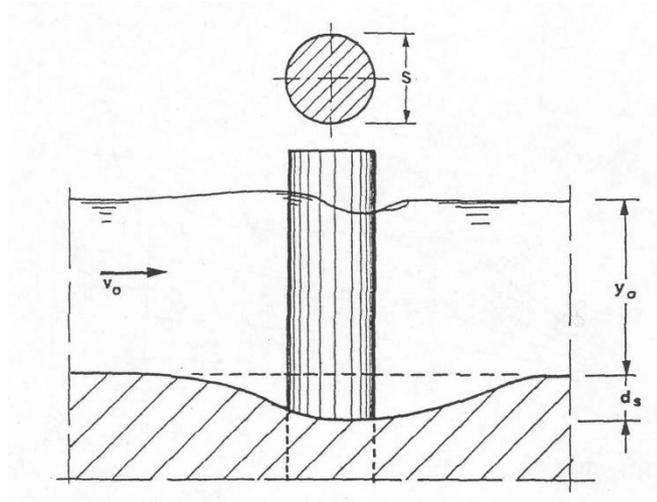


Figura 8 –schematizzazione delle variabili geometriche nella formula di Breusers

Nelle verifiche fatte si è utilizza comunemente la seguente formula sperimentale:

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

nella quale:

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 0 \quad \text{per } \frac{v_0}{v_c} \leq 0,5;$$

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 2 \frac{v_0}{v_c} - 1 \quad \text{per } 0,5 < \frac{v_0}{v_c} \leq 1,0;$$

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 1 \quad \text{per } \frac{v_0}{v_c} > 1,0;$$

$$f_2(forma) = 1,00 \quad \text{per pile circolari o con fronti arrotondate;}$$

$$f_2(forma) = 0,75 \quad \text{per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente;}$$

$$f_2(forma) = 1,30 \quad \text{per pile rettangolari;}$$

$$f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right) \quad \text{ricavabile dal grafico della figura seguente}$$

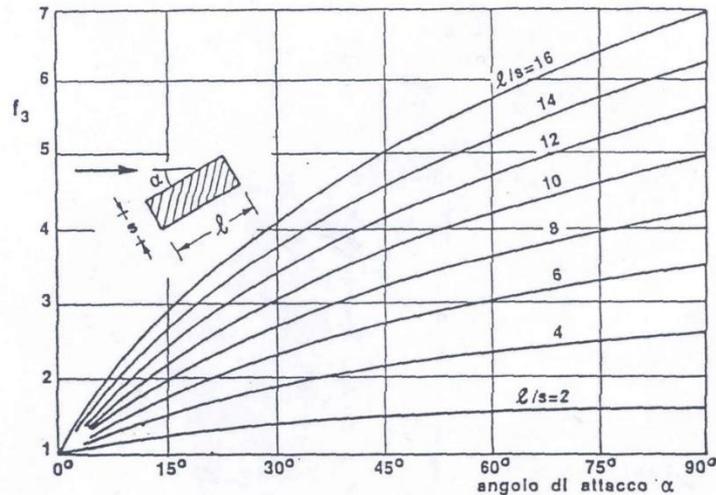


Figura 4.2.2 -effetto dell'angolo di attacco in funzione delle caratteristiche della pila nella formula di Breusers

Per i terreni eterogenei si adotta $d=d_{50}$; la velocità critica v_c si può ottenere dalla:

$$v_c = 0,85 \sqrt{2g d_{50} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}}$$

ove si è indicato con γ_s il peso specifico del materiale di fondo (per il quale è stato assunto il valore di 2600 kg/m^3) e con γ quello dell'acqua.

Per quanto riguarda le caratteristiche idrauliche (v_0 ed y_0) si sono prese quelle relative ad un tempo di ritorno di 200 anni. Si è assunto per ciascuna pila un valore di tirante e di velocità coerente con i risultati delle simulazioni.

La verifica viene eseguita sulla base della geometria della pila come definita nelle tavole relative ai due viadotti Gerace (pile circolari di 4 metri). I risultati dell'applicazione sono riportati nella tabella seguente; il significato delle diverse grandezze è quello precedentemente indicato.

Poiché gli esperimenti di Breusers ed altri sono stati ottenuti per pile isolate, i risultati attesi per lo scalzamento vengono incrementati di un fattore pari a 1,3 per tenere conto della interazione delle pile stesse. Nell'applicazione della metodologia di Breusers, si sono fatte le seguenti semplificazioni:

- 1) Entrambe le pile dei viadotti risultano interessate dal deflusso
- 2) Il calcolo è stato effettuato nel caso di assenza di protezioni superficiali. Si adotterà infatti come garanzia nei confronti dello scalzamento un tipo di protezione passivo.



Anas/Direzione progettazione
Progettazione Definitiva ed Esecutiva dell'intervento S.S.106 Lavori di
realizzazione dell'asta di collegamento in dx idraulica del Torrente Gerace
tra la SS 106 VAR/B (svincolo Gerace) e la SS 106 al Km 97+050.
Progetto Definitivo
T00_ID00_IDR_RE02_C
RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA - FIUMARA GERACE

3.5.2 Risultati

				Viadotto Gerace asse sud – pila 2	Viadotto Gerace asse sud – pila 1	Viadotto Gerace asse Nord – pila 2	Viadotto Gerace asse Nord – pila 1
	sym		u.m.				
Velocità	v		[m/s]	2.8	2.8	2.6	2.6
Peso specifico	γ		[kg/m ³]	2700	2700	2700	2700
Diametro mediano considerato	D		[m]	0.01	0.01	0.01	0.01
Velocità critica	v _{cr}		[m/s]	0.48	0.48	0.48	0.48
fattore di velocità	f1			1.00	1.00	1.00	1.00
Tirante massimo sulla pila				1.2	1.2	1.5	1.6
Fattore di forma	f2	circular		1	1	1	1
		v shaped		0.75	0.75	0.75	0.75
		rectangular		1.33	1.33	1.33	1.33
larghezza della pila	s		[m]	4	4	4	4
lunghezza della pila	l		[m]	4	4	4	4
rapporto per la pila	l/s			1.00	1.00	1.00	1.00
angolo con la direzione del deflusso	α		[gradi]	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
fattore f3	f3			1	1	1	1
scavo normalizzato Δ s/s				0.58	0.58	0.72	0.76
scavo atteso Δ s			[m]	2.33	2.33	2.87	2.98
incremento di scavo per interazione tra le pile				3.03	3.03	3.73	3.87



Anas/Direzione progettazione
Progettazione Definitiva ed Esecutiva dell'intervento S.S.106 Lavori di
realizzazione dell'asta di collegamento in dx idraulica del Torrente Gerace
tra la SS 106 VAR/B (svincolo Gerace) e la SS 106 al Km 97+050.

Progetto Definitivo
T00_ID00_IDR_RE02_C
RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA - FIUMARA GERACE

