



DA 24-2018 / II - S.S. 52 "Carnica"

LAVORI DI RICOSTRUZIONE DEL PONTE SUL FIUME FELLA NEI COMUNI DI AMARO E VENZONE
 DAL km 0+800 AL km 1+190 CIRCA

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

PROGETTAZIONE GENERALE e COORDINAMENTO:

dott. ing. Luca Vittori
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Gorizia - posizione n° 446/A

PROGETTAZIONE STRUTTURALE:

E2B S.r.l. - Via Fornace Morandi n.24 Padova
 dott. ing. Alessandro Contin - Ordine degli Ingegneri della Provincia di Padova - posizione n° 3325/A

GEOLOGIA:

dott. geol. Umberto Stefanel - Ordine dei Geologi della Regione FVG - posizione n° 193/A
 dott. geol. Massimo Valent - Ordine dei Geologi della Regione FVG - posizione n° 289/A

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

dott. ing. Fabrizio Cancian
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pordenone posizione n° 940/A

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO e DIRETTORE GENERALE:

dott. ing. Sandro Didonè
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Trento - posizione n° 1191/A

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

CUP: E55F22000920002

PROGETTO AX: AX000639

CODICE LAVORO: DA 24-2018/II

CODIFICA:

639PDER04

NUMERO ELABORATO:

R.04

REVISIONE:

A

SCALA:

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
B	AGGIORNAMENTO PER VALIDAZIONE	APR 2023	NA	LV	LV
A	EMISSIONE	SET 2021	NA	LV	LV

REGIONE FRIULI VENEZIA-GIULIA

S.S.52 "CARNICA" NEI COMUNI DI AMARO E DI VENZONE (UD)

LAVORI URGENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELLE SPALLE,
PILE E DELL'IMPALCATO DEL PONTE SUL FIUME FELLA
IN COMUNE DI AMARO DAL KM. 0+800 CIRCA AL KM 1+190 CIRCA
SECONDO LOTTO

ALLEGATO	IL TECNICO Ing. Nino Aprilis
RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA VERIFICA DELL'INVARIANZA IDRAULICA	DATA: 08 Settembre 2021

STUDIO TECNICO ASSOCIATO APRILIS

Ing. Nino Aprilis Geom. Alessandro Zanin
PORDENONE via Montereale,33 tel. 0434.360089 fax. 0434.367200 info@studioaprilis.com

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO-TERRITORIALE.....	3
3. DEFINIZIONE DEL BACINO IMBRIFERO.....	5
4. ANALISI PLUVIOMETRICA CON APPLICATIVO RAINMAP FVG.....	7
4.1. EVENTO ALLUVIONALE DELLA VAL CANALE (29/08/2003).....	14
5. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA.....	15
6. VERIFICA IDRAULICA DELL'OPERA.....	18
6.1. DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO.....	18
6.2. APPLICAZIONE DEL MODELLO IDRAULICO MONODIMENSIONALE.....	19
6.3. VERIFICA DEL REGIME DELL'ACQUA CON PORTATA DI PIENA ASSOCIATA AD UN TEMPO DI RITORNO DI 200 ANNI.....	21
7. STIMA DELL'EROSIONE DOVUTA ALLA PRESENZA DELLE PILE.....	27
7.1. Erosione generalizzata.....	27
7.2. Erosione localizzata.....	35
7.3. Conclusioni.....	39
8. STUDIO DI COMPATIBILITA IDRAULICA AI FINI DELL'INVARIANZA IDRAULICA 40	
8.1. Premesse ed inquadramento.....	40
8.2. Superficie di riferimento e coefficienti di deflusso.....	40
8.3. Idrologia.....	41
8.4. Analisi della trasformazione.....	42
9. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	44

1. PREMESSA

La presente relazione affronta gli aspetti idrologici e idraulici relativi ai lavori di manutenzione straordinaria delle spalle, pile e dell'impalcato del ponte sul Fiume Fella nei Comuni di Amaro e di Venzone dal km. 0+800 circa al km. 1+190 circa (S.S.52).

In particolare, viene fornita la caratterizzazione idrologica-idraulica dell'area di interesse e viene determinato il valore di colmo della massima portata di piena, relativa ad un tempo di ritorno pari a 200 anni, da porre a base dello studio idraulico necessario a definire la quota del pelo libero dell'acqua e la conseguente quota minima che dovrà avere l'intradosso dell'impalcato del nuovo manufatto.

Sulla base dei risultati della simulazione idraulica, viene affrontata e risolta la tematica del rischio di scalzamento delle pile poste in alveo.

Viene inoltre effettuata la verifica dell'invarianza idraulica in ossequio al quadro normativo vigente nella Regione FVG, ex art 14, comma 1, lettera k) della legge regionale 29 aprile 2015, n.11 (disciplina organica in materia di difesa del suolo e di utilizzazione delle acque), del D.P.R. n. 083/Pres del 27.03.2018 e della L.R. n.6 del 29.04.2019.

Infine, viene eseguito il dimensionamento degli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia da porsi presso le due spalle.

Nella sezione idrologica della presente relazione vengono definiti il bacino idrografico del Fiume Fella alla sezione di chiusura del ponte sulla S.S.52 e le relative caratteristiche.

Vengono determinate, quindi, attraverso l'applicativo RainMapFVG, le curve di possibilità pluviometrica aventi pertinenza sulla zona in esame.

Da quest'ultime viene stimata la portata massima da utilizzare nello studio idraulico.

Nella sezione idraulica viene delineato il procedimento di calcolo per la verifica idraulica dell'attraversamento del corso d'acqua, viene calcolata la quota del pelo libero dell'acqua relativa all'evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni sia allo stato di fatto che allo stato di progetto.

Infine, viene effettuata la stima dell'erosione dell'alveo dovuta alla presenza delle pile del ponte allo stato di progetto.

2. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO-TERRITORIALE

L'intervento riguarda il rifacimento del ponte posto lungo la S.S.52 che attraversa il Fiume Fella nei Comuni di Amaro e di Venzone (Provincia di Udine), situato a circa 2,5 km a monte della confluenza del Fella nel Tagliamento. Nel dettaglio si prevede la demolizione dell'impalcato esistente, delle pile, delle due spalle e della parte più superficiale delle fondazioni per permettere la realizzazione di una nuova infrastruttura con una nuova cadenza delle pile atta al superamento del Fella posto nella stessa posizione di quello esistente (Figura 2.1).

La lunghezza del ponte esistente che verrà demolito è pari a circa 330 m ripartito su 18 campate con 17 pile di cui 14 a parete singola, 2 a doppia parete e una a cassone.

Il nuovo manufatto verrà realizzato nella stessa posizione di quello esistente con un impalcato continuo in struttura metallica sorretto da n. 6 pile in calcestruzzo armato poste in alveo. Le nuove spalle verranno arretrate rispetto a quelle esistenti per non confliggere con il loro sistema fondazionale.



Figura 2.1: Inquadramento opera in progettazione.

Il territorio in esame costituisce la quasi totalità del bacino del Fiume Fella, infatti, come si vede da Figura 2.2, il bacino sotteso all'opera in oggetto varierebbe esiguamente se la sezione di chiusura venisse spostata alla confluenza nel Fiume Tagliamento (2,5 km più a valle).

Il bacino idrografico del Fiume Fella ha un bacino imbrifero di 706 km², che si innesta a circa 56 km dalle sorgenti dello stesso Tagliamento, in località Amaro (247 m s.l.m.), ed è alimentato da numerosi corsi d'acqua quali il Rio Pontebbana, il torrente Dogna, il Raccolana, il Resia e l'Aupa.

Il Fiume Fella nasce presso Camporosso in Valcanale, dall'unione dei Rii Fella e Cella, che scendono dal versante nord sopra la Sella di Camporosso. A monte di Ugovizza è alimentato dal Torrente Saisera. Presso Ugovizza il Fella riceve il Rio Uque che, con una serie di numerosi affluenti, drena un bacino abbastanza ampio. Presso Pontebba il fiume riceve il Torrente Pontebbana, lungo 14 km ed alimentato da alcune sorgenti del Pian di Lanza e da alcuni importanti affluenti, quali il Rio

3. DEFINIZIONE DEL BACINO IMBRIFERO

La definizione del bacino imbrifero sotteso al ponte sulla S.S. 52 è avvenuta mediante l'utilizzo del DTM passo 10 m fornito dalla Regione FVG. Inserendo il modello digitale del terreno all'interno del software QGIS è stato possibile, infatti, definire i limiti del bacino imbrifero in base alla quota del terreno. Il risultato è visibile in Figura 3.1 in cui vengono anche riportati i corsi d'acqua. L'area del bacino imbrifero così definito è pari a 693,22 km²; giustamente di poco inferiore ai 706 km² dell'intero bacino del Fella.

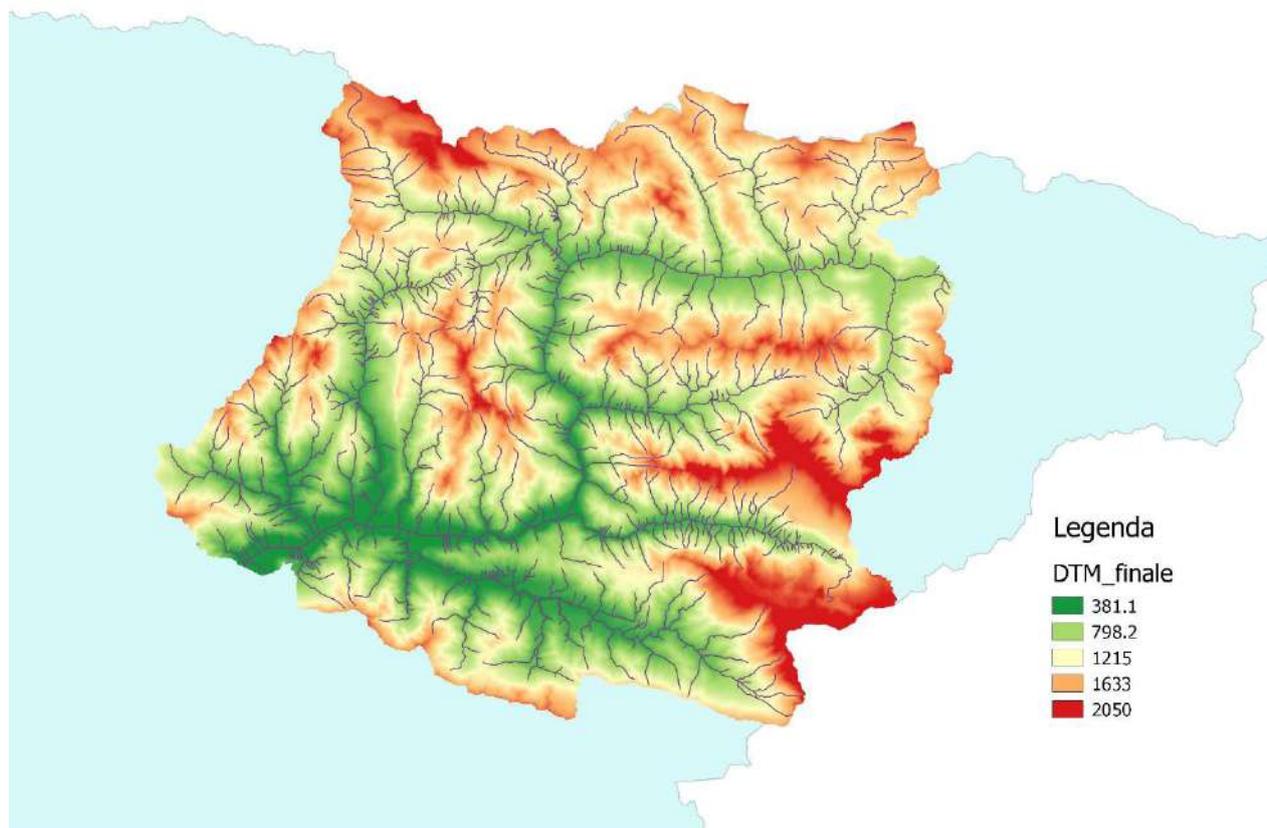


Figura 3.1: DTM del bacino imbrifero del Fiume Fella.

Sempre dal DTM sono stati estrapolati i sottobacini riportati in Figura 3.2. Si nota che vi sono un numero totale di 12 sottobacini corrispondenti ad altrettanti torrenti o rii. In Tabella 3.1 si riportano le aree di ciascun sottobacino con associato il relativo corso d'acqua, il cui numero corrisponde al numero riportato in Figura 3.2.

	Corso d'acqua	Area [km²]
1	Torrente Moroldi	67
2	Torrente Resia	109
3	Torrente Aupa	53
4	Rio Alba	21
5	Torrente Val Simone	31
6	Torrente Raccolana	62
7	Rio Patocco	5
8	Torrente Dogna	76
9	Fiume Fella	180
10	Rio San Rocco	17
11	Torrente Pontebbana	72

Tabella 3.1: Aree dei sottobacini del bacino idrografico del Fiume Fella.

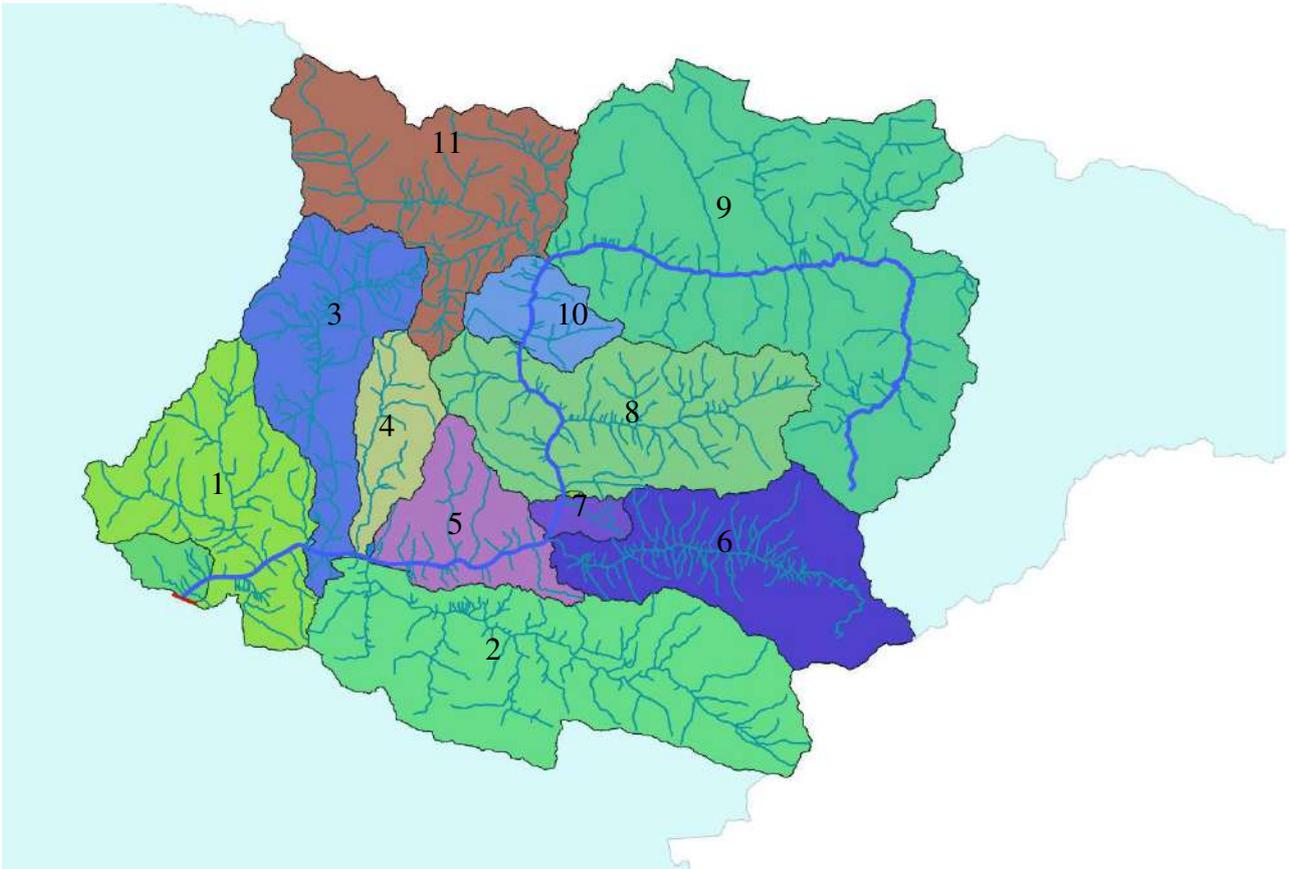


Figura 3.2: Sottobacini del bacino imbrifero del Fiume Fella.

Dal modello digitale del terreno si sono inoltre ricavate la quota media del bacino pari a 1146,58 m s.l.m., la quota della sezione di chiusura pari a 255,94 m s.l.m. e la lunghezza dell'asta principale pari a 55,84 km, visibile in Figura 3.2.

Dai parametri del bacino è stato calcolato il tempo di corrivazione t_c del bacino, ovvero il tempo necessario affinché il bacino sia integralmente contribuente, ovvero il tempo impiegato dalla particella d'acqua piovuta nel punto idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura a raggiungere la stessa. In letteratura esistono diverse formule per calcolare il tempo di corrivazione; di seguito si riporta la formula di Giandotti, che è la più adatta a descrivere un bacino montano di grandi dimensioni come quello in esame. Si ricorda che il risultato fornito sarà espresso in ore.

Formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8\sqrt{H_m - h_c}}$$

con S area del bacino (km^2), L lunghezza dell'asta principale (km) e H_m quota media del bacino (m) e h_c quota della sezione di chiusura (m).

Inserendo i dati precedentemente estrapolati si ottiene un tempo di corrivazione di 7,92 ore:

$$t_c = \frac{4\sqrt{693,22} + 1,5 \cdot 55,84}{0,8\sqrt{1146,58 - 255,94}} = 7,92$$

4. ANALISI PLUVIOMETRICA CON APPLICATIVO RAINMAP FVG

Al fine di calcolare la portata massima di piena associata ad un determinato tempo di ritorno, nel presente capitolo si riportano le curve di possibilità pluviometrica relative al bacino in esame.

La determinazione delle curve di possibilità pluviometrica è avvenuta con l'applicativo RainMapFVG, la cui funzione è appunto quella di fornire, per ogni punto appartenente alla superficie della regione Friuli Venezia Giulia, le informazioni relative alle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP) delle precipitazioni orari ed in particolare:

- Parametro a per differenti tempi di ritorno;
- Parametro n ;
- Precipitazioni attese in funzione della durata dell'evento e per differenti tempi di ritorno.

La Regionalizzazione degli eventi di precipitazione massimi della regione FVG è avvenuta sulla base dei dati relativi alle precipitazioni orarie (1, 3, 6, 12 e 24 ore) provenienti da 62 stazioni pluviometriche cadenti nella regione in esame e nella regione Veneto in prossimità del confine regionale. Il periodo temporale di acquisizione è quello compreso tra il 1920-1997, per la maggior parte delle stazioni e per alcune stazioni sono stati integrati i dati disponibili del 2003. La numerosità campionaria minima è pari a 15 anni ed il valore medio è pari a 51 anni.

Il modello utilizzato è scala-invariante (fattore di scala costante ovvero non funzione del tempo di ritorno dell'evento) ed è basato sulla distribuzione GEV (Generalized Extreme Value), riassumibile nell'espressione:

$$h = at^n$$

dove:

h : altezza della precipitazione attesa (mm);

a : coefficiente pluviometrico orario dipendente dal tempo di ritorno (mm/oraⁿ);

n : coefficiente di scala, assunto scala-invariante nel modello utilizzato;

t : durata della precipitazione (ore).

Il parametro a è legato al tempo di ritorno da una equazione del tipo:

$$a = f(a_1, c_v, T_r)$$

dove:

a_1 : coefficiente pluviometrico orario;

c_v : coefficiente di variazione.

Lo studio finalizzato alla realizzazione dell'applicativo RainMapFVG fornisce, tra i prodotti finali, le mappe dei parametri a_1 , c_v ed n con risoluzione pari a 500 m. Tali mappe costituiscono la base dati degli eventi estremi di precipitazione utilizzate dall'applicativo RainMapFVG per determinare, assegnato un punto cadente nella regione FVG, direttamente i valori di tali parametri. Da quest'ultimi, viene fornito, in base al tempo di ritorno il parametro a . Infine vengono calcolati i valori delle precipitazioni attese in funzione della durata dell'evento e del relativo tempo di ritorno.

Il tempo di ritorno delle piogge cui fare riferimento e da assumere negli studi idraulici di verifica delle opere in esame è definito pari a 200 anni.

L'ubicazione del punto di cui si vogliono ricavare le curve di possibilità pluviometrica è identificata dalle seguenti coordinate (rif. Gauss-Boaga fuso Est), relative al baricentro del bacino imbrifero (Figura 4.2):

Est: 2390960

Nord: 5145539

In corrispondenza a tali coordinate l'applicativo RainMapFVG ha fornito il risultato di Figura 4.1 in cui si nota che i valori dei parametri n ed $a(T_r = 200)$ sono rispettivamente pari a 0,51 e 85,4 mm/oraⁿ.

LSPP Friuli Venezia Giulia

Coordinate Gauss-Boaga Fuso Est		
	E	N
Input	2390960	5145539
Baricentro cella	2390750	5145750

Parametri LSPP							
n	0.51						
Tempo di ritorno (Anni)							
	2	5	10	20	50	100	200
a	29.5	40.3	48.1	56.1	67.1	76.0	85.4

Precipitazioni (mm)							
Durata (Hr)	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
1	29.5	40.3	48.1	56.1	67.1	76.0	85.4
2	41.9	57.3	68.3	79.6	95.3	107.9	121.3
3	51.4	70.3	83.8	97.7	117.0	132.5	148.9
4	59.5	81.3	96.9	113.0	135.3	153.2	172.2
5	66.6	91.0	108.5	126.5	151.4	171.5	192.7
6	73.0	99.8	119.0	138.7	166.0	188.0	211.3
7	78.9	107.8	128.6	149.9	179.5	203.2	228.4
8	84.4	115.4	137.6	160.4	192.0	217.4	244.4
9	89.6	122.4	146.1	170.2	203.8	230.8	259.4
10	94.5	129.1	154.0	179.5	214.9	243.4	273.5
11	99.2	135.5	161.6	188.4	225.5	255.4	287.0
12	103.6	141.6	168.9	195.8	235.6	266.9	299.9
13	107.9	147.5	175.9	204.9	245.4	277.9	312.3
14	112.0	153.1	182.6	212.8	254.7	288.5	324.2
15	116.0	158.5	189.1	220.3	263.8	298.7	335.7
16	119.8	163.8	195.3	227.6	272.5	308.6	346.9
17	123.6	168.9	201.4	234.7	281.0	318.2	357.7
18	127.2	173.8	207.3	241.6	289.2	327.6	368.1
19	130.7	178.6	213.1	248.3	297.2	336.6	378.3
20	134.1	183.3	218.7	254.8	305.1	345.5	388.3
21	137.5	187.9	224.1	261.2	312.7	354.1	398.0
22	140.7	192.4	229.4	267.4	320.1	362.5	407.4
23	143.9	196.7	234.7	273.4	327.4	370.8	416.7
24	147.1	201.0	239.8	279.4	334.5	378.8	425.8

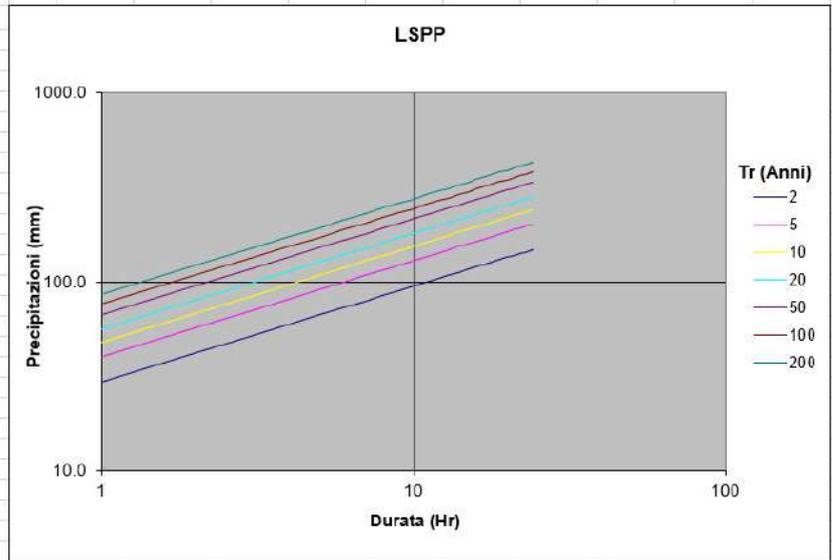


Figura 4.1: Curve di possibilità pluviometrica relative al baricentro del bacino imbrifero del Fiume Fella.

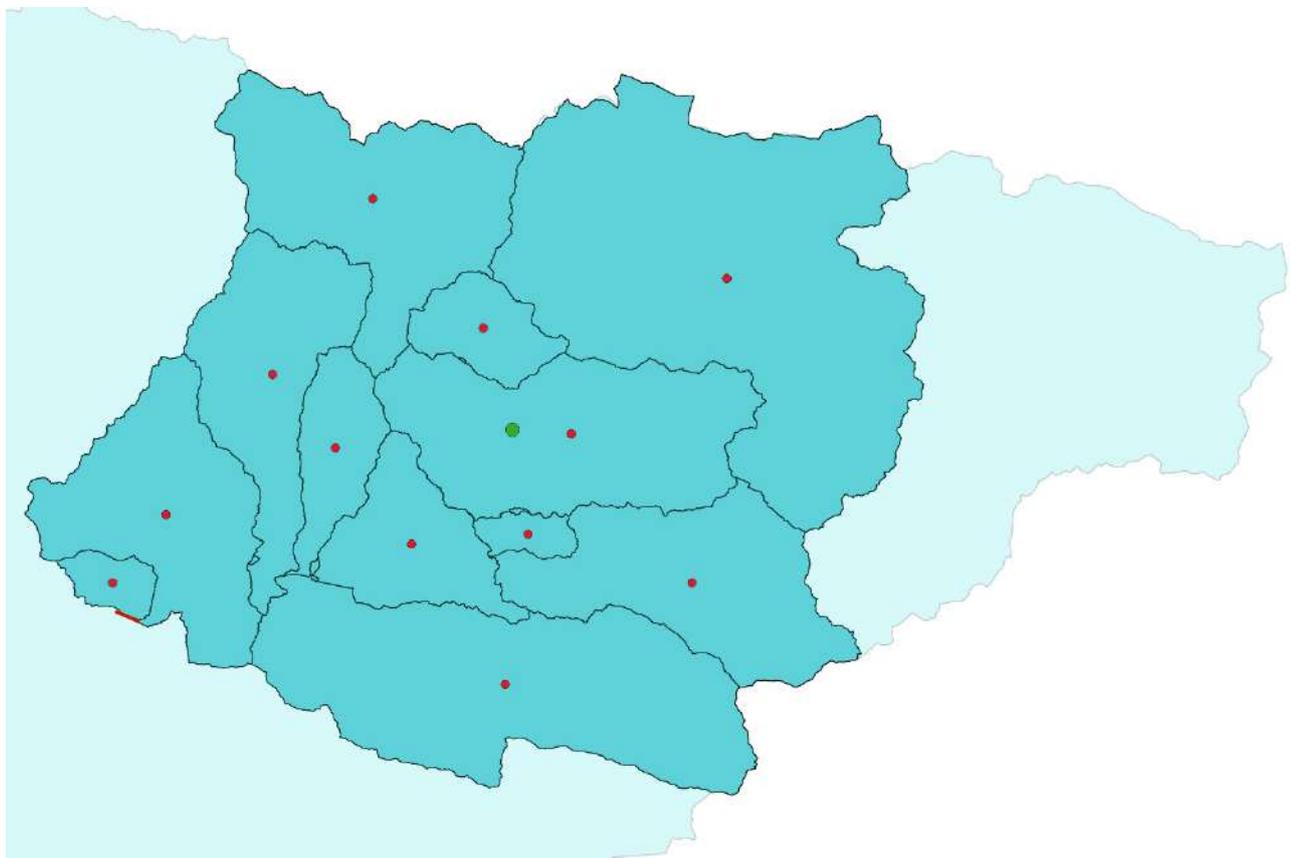


Figura 4.2: Baricentro del bacino imbrifero del Fiume Fella e baricentri dei suoi sottobacini.

Sostituendo i valori di a ed n all'interno dell'equazione $h = at^n$ e ponendo $t = t_c = 7,92$ ore, si ottiene un'altezza di precipitazione cumulata in quasi 8 ore pari a 245,50 mm.

Poiché il bacino imbrifero del Fiume Fella è molto esteso, le curve di possibilità pluviometrica relative al suo baricentro potrebbero non rappresentarlo al meglio. Pertanto, si sono andati a calcolare i valori dei parametri $a(T_r = 200)$ ed n per i baricentri di tutti i sottobacini e si è quindi eseguita una media pesata sulle aree dei sottobacini stessi. Il risultato è riportato in Tabella 4.1.

Corso d'acqua	n	a	km ²
Torrente Moroldi	0.47	104.2	67
Torrente Resia	0.52	118.3	109
Torrente Aupa	0.47	92.7	53
Rio Alba	0.49	92.6	21
Torrente Val Simone	0.52	89.4	31
Torrente Raccolana	0.5	103.8	62
Rio Patocco	0.52	91.8	5
Torrente Dogna	0.5	85.1	76
Fiume Fella	0.42	76.3	180
Rio San Rocco	0.48	90.4	17
Torrente Pontebbana	0.45	94.2	72
media pesata	0.47	93.68	

Tabella 4.1: Media pesata dei parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica.

Sostituendo i valori di a ed n all'interno dell'equazione $h = at^n$ e ponendo $t = t_c = 7,92$ ore, si ottiene un'altezza di precipitazione cumulata in quasi 8 ore pari a 247,80 mm, di poco diversa dall'altezza di pioggia calcolata nel baricentro del bacino imbrifero.

Per validare i risultati ottenuti dall'applicativo, si è eseguita un'analisi statistica sulle piogge cumulate massime annuali misurate dai pluviometri distribuiti all'interno del bacino idrografico. L'analisi ha riguardato le piogge cumulate in 6 ore e 12 ore ed ha previsto l'utilizzo della legge di Gumbel.

La distribuzione di Gumbel è data dalla relazione:

$$P(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\varepsilon)}}$$

che può essere scritta come:

$$P(x) = e^{-e^{-y}}$$

Si definisce $y = \alpha(x - \varepsilon)$ come variabile ridotta, ed i suoi parametri si calcolano con le seguenti formule, derivate dal metodo dei momenti, ovvero uguagliando i momenti del campione con quelli della popolazione:

$$\begin{cases} h = \frac{y}{\alpha} + \varepsilon \\ S_Q^2 = \frac{\pi^2}{6\alpha^2} \end{cases}$$

Per il calcolo delle precipitazioni cumulate relative al tempo di ritorno di 200 anni, si sono calcolate le seguenti grandezze, con le relative formule:

- $P(h_i) = 1 - \frac{1}{T_{ri}}$
- $y_i = -\ln(-\ln(P(h_i)))$
- $h_i = \frac{y_i}{\alpha} + \varepsilon$

Ottenuto il valore della precipitazione cumulata in 6 ore e 12 ore per un evento con tempo di ritorno pari a 200 anni, mediante regressione lineare si è estrapolato il valore della precipitazione cumulata in 8 ore. In Tabella 4.2, Tabella 4.3 e Tabella 4.4 si riportano per le varie stazioni pluviometriche i

dati disponibili, i relativi parametri della distribuzione di Gumbel, l'altezza di pioggia cumulata per il tempo di ritorno di 200 anni per le 6 ore, le 12 ore e le 8 ore ed infine l'area del bacino relativa ad ogni pluviometro, calcolata con il metodo dei Topoietti (Figura 4.3).

PONTEBBA			MOGGIO UDINESE			RESIA, PRATO		
Precipitazioni di massima intensità [mm]			Precipitazioni di massima intensità [mm]			Precipitazioni di massima intensità [mm]		
Anno	6 h	12 h	Anno	6 h	12 h	Anno	6 h	12 h
1927	70.4	87.6	1932	83	83.4	1924	107	129.6
1928	47	58	1934	128.8	143.6	1925	109.2	
1933	138	216	1935	90.8	167.4	1927	139.6	239
1935	82.8	108.2	1936	71.6	88	1928	110	115
1936	40	73	1937	52.6	88	1929	94.4	154
1937	51.4	83	1938	77	121	1930	91.4	155.8
1938	66	99	1939	93.8	118.9	1932	83.4	132.8
1939	76	111	1940	63	105	1933	86.4	146.8
1940	56	76	1941	47	71	1934	110.2	162.4
1941	44.4	59	1942	105	145	1936	79	86.2
1942	102	140	1943	75	133	1937	93	134
1943	48.6	87	1944	44.6	76	1938	123.6	223
1944	47	64	1945	135.4	135.4	1939	75	146.6
1946	49.8	72.8	1946	90	118.4	1940	144	227
1947	51.6	81.6	1947	83.6	106.4	1941	64.6	76.6
1948	49.8	62.2	1948	50.4	75.2	1942	157	223
1949	58.6	82.6	1949	63	101	1943	154	224.6
1950	40.4	52.8	1950	48.6	61.4	1944	130	210
1951	61.4	89	1951	75	128	1945	81.4	126.4
1952	52.6	88.2	1952	67.2	110.8	1947	80.4	137.6
1953	25.8	44.8	1953	45	51	1949	79.2	127.8
1954	41	79	1954	56.8	98	1950	90.4	104.4
1955	43.4	61.2	1955	53.2	65.4	1951	141	230
1956	57.2	69.6	1956	72	73.2	1952	178.4	189.2
1957	28.6	36.8	1957	46.4	67.4	1953	57.8	96.6
1958	58.2	67.2	1959	73.2	128	1954	78.6	129
1959	35	47	1960	71.4	117.8	1955	49.6	83.6
1960	77.4	77.8	1961	142.6	166.8	1956	84	121.8
1961	70.4	72.4	1962	107.2	124.8	1957	59.4	104.4
1962	51.6	76	1963	108.8	153.6	1958	122.8	140
1963	71.2	90.8	1964	81.6	137	1959	101.8	107.8
1964	48	77.2	1965	104	164.4	1960	129.9	170.4
1966	67.4	106.2	1966	107.2	193.4	1961	246.2	281.2
1967	56.6	78.6	1967	57.2	88.8	1962	101	136
1968	79.8	96	1968	81	99.6	1963	150.4	213
1969	55	78.8	1969	83	94.6	1964	129.8	200.2
1970	142.6	196.8	1970	150.8	211.2	1965	123	197.2
1971	52.4	52.4	1971	34.2	53.6	1966	162.4	258
1972	52.4	74.6	1972	71	108	1967	86.8	113.2
1973	59.2	83.6	1974	59.6	60.6	1968	132.2	190.8

1976	50.8	73.8	1975	78.4	92	1969	179.4	237.2
1977	61.2	86.2	1976	56.8	87.2	1970	108.8	147.8
1978	66.2	78.4	1977	85	109.2	1971	56	94.8
1979	61.2	79.8	1978	65.2	96.2	1973	118.8	126.8
1980	67	73.8	1979	102.2	125.4	1974	88.4	91.4
1981	43.2	79.2	1980	53.4	72.6	1975	96.8	150.8
1982	54.4	85.4	1981	79.4	128.8	1976	87.8	116.6
1983	88	116.6	1982	53.4	73.6	1977	65.4	115.6
1984	92.6	136.8	1983	81.4	90.8	1978	95.6	110.6
1985	113	187.2	1985	64	82.4	1979	95.8	185.8
1986	69.8	80.2	1986	73.6	88.8	1980	100.6	130.4
1987	127.8	193.8	1987	161.6	251.6	1981	89.2	153.4
1988	68	72.2	1988	100.8	107.6	1982	98.8	149.6
1989	40.2	71.2	1989	61.8	72	1983	112.8	151.2
1990	161.4	215.8	1990	158.6	222.8	1984	71.4	106.2
1991	59.2	74.6	1991	74.8	102.4	1985	66.4	86.4
1992	70.6	126.2	1992	58.8	99.6	1986	63.4	81
1993	77.6	112.4	1993	83.6	124.2	1987	108.6	167.4
1994	64.8	87.2	1994	55.8	73.6	1988	79.4	107.2
1995	39.2	59.2	1995	58.4	107	1989	70.8	102.2
1996	199	345.6	1996	314.2	443.8	1990	146.2	297.2
1997	42.4	66.8	1997	61.2	97.4	1991	118.2	165.2
1999	109.6	110.4	1999	133.8	139.8	1992	129.8	223.8
2000	55.4	93.4	2000	125	169.2	1993	90.2	111.6
2001	56.8	70.4	2001	44.4	-	1994	105.4	141.6
2002	72.6	116.6	2002	87.4	112.2	1995	58.6	80.2
2003	343	389.6	2003	157.2	180.2	1996	113.4	170
2004	67.4	86.8	2004	136.8	169.2	1997	101.6	178.6
2005	41.6	49.8	α	0.030597	0.022292	2000	145	220.4
2006	86.2	111	ϵ	66.70288	92.81971	2001	93	183.4
2007	47	60.6	$h(T_r = 200)$	239.8	330.4	2003	107.4	160.8
2008	166.8	194.8	h per t = 8 h [mm]			2004	123.4	151.4
2009	74	102.4	270			2005	76	123
2010	33.8	55.6	Area [km²]			2006	119.4	146.6
2011	87.8	126.8	96			2007	78.2	129
α	0.02845	0.021664				2008	136.2	198
ϵ	51.2648	72.40239				2009	118.6	179.4
$h(T_r = 200)$	237.42	316.85				2010	63.2	98.2
h per t = 8 h [mm]						2011	137	170
264						α	0.03805	0.025597
Area [km²]						ϵ	90.31542	131.1147
153						$h(T_r = 200)$	229.5	338
						h per t = 8 h [mm]		
						266		
						Area [km²]		
						52		

Tabella 4.2: Elaborazione statistica sulle piogge massime annuali cumulate, stazioni di Pontebba, Moggio Udinese e Resia.

MALBORGHETTO, PONTE PER NEBBIA			OSEACCO			MOGGIO UDINESE, PONTE SUL FELLA		
Precipitazioni di massima intensità [mm]			Precipitazioni di massima intensità [mm]			Precipitazioni di massima intensità [mm]		
Anno	6 h	12 h	Anno	6 h	12 h	Anno	6 h	12 h
1924	47.4	64.6	1962	96	165	1999	143.2	145.6
1925	45	57	1963	136.6	176.4	2000	126	174.6
1927	91.6	130.4	1964	162	271.8	2001	50	73
1928	70	86	1965	124.8	195.8	2002	95.4	116
1934	41	60.6	1966	122.2	214.6	2003	109.8	128
1936	36	65.4	1967	136.8	196.4	2004	123.2	153
1937	56	84	1968	104.2	172.4	2005	69.4	99.4
1938	53	61	1969	231.6	343	2006	66.2	86.4
1939	33	50	1970	110.4	176.2	2007	69.8	80.8
1940	69.8	99.8	1971	71.8	106.6	2008	122.2	152.4
1941	39	53	1972	141.6	160	2009	143.6	221.6
1942	53.2	90	1973	92.8	138.2	2010	63.2	86.2
1943	55	94.6	1974	88.8	95.6	2011	109.4	152
2004	56.6	76.4	1975	121.6	142.8	α	0.040	0.029
2005	29.8	46	1977	99.2	113.6	ϵ	84.802	108.798
2006	46	58	1978	103.8	128.8	$h(T_r = 200)$	218.1	288.5
2007	49.4	51.4	1979	100.2	183.4	h per t = 8 h [mm]		
2008	88	109.6	1986	75.4	90.8	242		
2009	116.2	142.8	1987	135.6	186.6	Area [km²]		
2010	39.2	50.2	1988	81.6	107.4	13		
2011	128	151.6	1989	95.6	158.2			
α	0.048	0.041	1991	161.2	183.6			
ϵ	47.276	65.901	1992	156.8	201.6			
$h(T_r = 200)$	156.67	196.3	1993	52.6	63.6			
h per t = 8 h [mm]			1994	109	113			
170			1995	65.8	97.6			
Area [km²]			1996	95.2	117.8			
133			1997	106.4	173.8			
			α	0.035169	0.022014			
			ϵ	97.14497	133.5869			
			$h(T_r = 200)$	247.7	374.1			
			h per t = 8 h [mm]					
			290					
			Area [km²]					
			68					

Tabella 4.3: Elaborazione statistica sulle piogge massime annuali cumulate, stazioni di Malborghetto, Oseacco e Moggio Udinese.

BORGHO POVICI			SALETTO DI RACCOLANA			RACCOLANA		
Precipitazioni di massima intensità [mm]			Precipitazioni di massima intensità [mm]			Precipitazioni di massima intensità [mm]		
Anno	6 h	12 h	Anno	6 h	12 h	Anno	6 h	12 h
2000	151.4	207.2	2002	86.8	136	2000	125.4	165.6
2001	70	112.4	2003	110	133.8	2001	58.4	94.8
2002	128.8	160.6	2004	86.4	124	2002	85.6	137.8
2003	112.4	163.8	2005	71.8	94.2	2003	94.6	121.8
2004	140.8	171.6	2006	95.8	138.8	2004	90.2	112.8
2005	69.6	105	2007	65.4	95.8	2005	74	113
2006	70.4	97.4	2008	102.6	150.4	2006	98.8	112.8
2007	65	109.8	2009	139.8	160.8	2007	64.8	84.2
2008	133.6	173.2	2010	71.6	99.4	2008	133	176.4
2010	94	101	2011	130.2	170	2009	148	200.4
2011	85.2	116.8	α	0.051	0.048	2010	74.2	80.6
α	0.039	0.034	ϵ	84.792	118.211	2011	136	163.6
ϵ	87.304	121.031	$h(T_r = 200)$	188	229.3	α	0.043	0.033
$h(T_r = 200)$	221.5	277.4	h per $t = 8$ h [mm]			ϵ	85.044	112.998
h per $t = 8$ h [mm]			202			$h(T_r = 200)$	209.2	271.9
240			Area [km ²]			h per $t = 8$ h [mm]		
Area [km ²]			95.5			230		
43						Area [km ²]		
						39.5		

Tabella 4.4: Elaborazione statistica sulle piogge massime annuali cumulate, stazioni di Borgo Povici, Saletto di Raccolana e Raccolana.

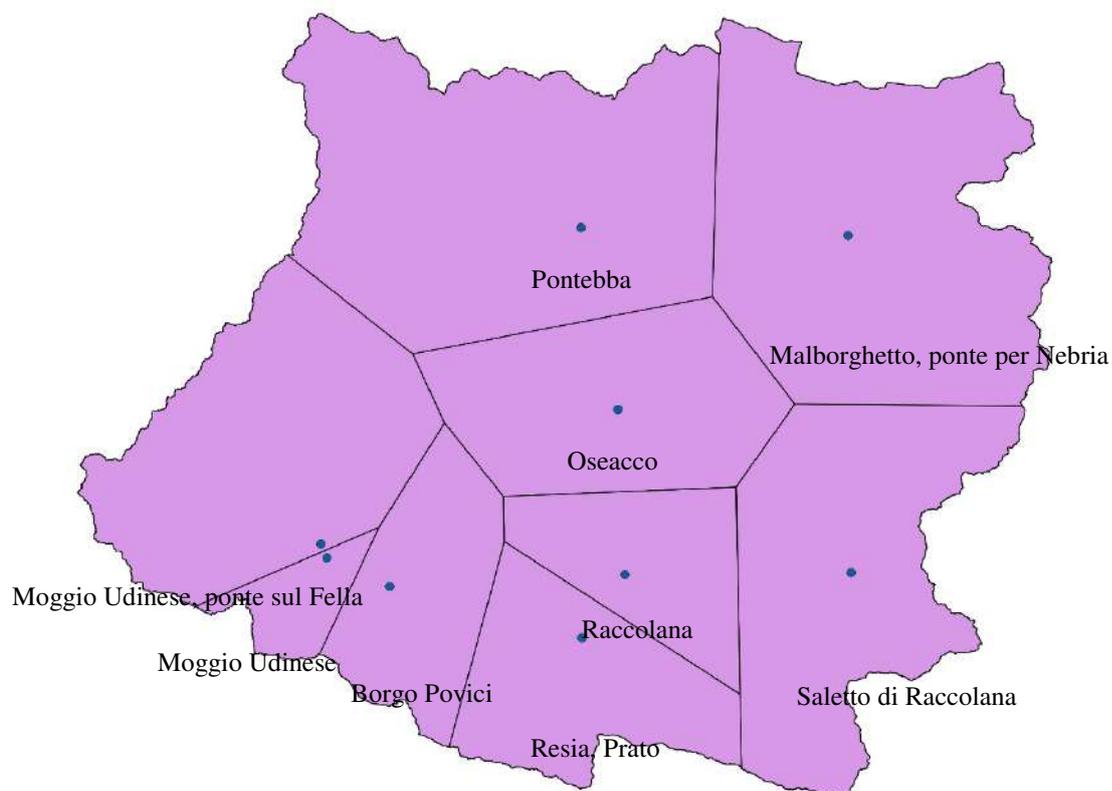


Figura 4.3: Poligoni di Voronoi per le stazioni pluviometriche.

Dalla media pesata, sulle aree dei poligoni di Voronoi di ogni pluviometro, delle altezze di precipitazione relative ad un evento di durata 8 ore con tempo di ritorno 200 anni, si ottiene che per il bacino imbrifero, l'altezza di pioggia cumulata per una durata pari a 8 ore (confrontabile con il tempo di corrivazione di 7,92 ore del bacino imbrifero) è pari a 237 mm, di poco inferiore a quanto ricavato dal software.

4.1. EVENTO ALLUVIONALE DELLA VAL CANALE (29/08/2003)

Per validare le altezze di precipitazione ricavate si cerca un riscontro negli eventi di piena avvenuti in passato. L'evento alluvionale più recente relativo alla zona di interesse, si è verificato alla fine del mese di agosto del 2003 ed ha interessato essenzialmente la parte della Val Canale che va da Ugovizza fino a Pontebba, il Canal del Ferro sino circa a Dogna, e la Val Aupa.

L'eccezionalità dell'evento va ricercata nei volumi di precipitazione affluiti, ma soprattutto nell'intensità della precipitazione, riportata nella Tabella 4.5 fornita dal Servizio Idrografico del Friuli Venezia Giulia. Si consideri che, durante la fase critica dell'evento, dalle 14 alle 18 del 29 agosto, a Pontebba sono stati registrati 293 millimetri di pioggia in quattro ore. La massima intensità registrata storicamente in questa stazione per un periodo di 6 ore, risulta di 199 mm (22/06/96). Anche la stazione presso la galleria per Passo Pramollo ha registrato un'intensità analoga: 242,6 mm in 4 ore. Se si confrontano i dati con le curve di possibilità pluviometrica elaborate dalla Provincia di Udine, si osserva che la quantità di pioggia caduta a Pontebba in 4 ore dovrebbe avere un tempo di ritorno superiore ai 500 anni. Anche la quantità di pioggia caduta in 24 ore a Malborghetto (354,6 mm) corrisponderebbe ad un tempo di ritorno superiore ai 500 anni (Dal "*Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del sottobacino del fiume FELLA*", 22 dicembre 2014).

Correlazione delle piogge cadute nella giornata del 29 agosto 2003 con dati storici
(orari riferiti in ora solare)

STAZIONE PLUVIOMETRICA	fase precedente dell'evento 4 ore dalle ore 10 alle 14 del 29/8	fase critica dell'evento 4 ore dalle ore 14 alle 18 del 29/8	coda dell'evento 4 ore dalle ore 18 alle 22 del 29/8	massime intensità di precipitazione finora registrate presso le stazioni per il periodo di 3 ore consecutive	massime intensità di precipitazione finora registrate presso le stazioni per il periodo di 6 ore consecutive	massime intensità di precipitazione finora registrate presso le stazioni per il periodo di 24 ore consecutive
CAVE DEL PREDIL	24,2	17,0	96,0	90,6 il 16/9/1968	119,8 il 7/9/1962	284,4 il 13/9/1969
TARVISIO	17,6	59,6	38,4	66,0 il 16/6/1946	95,6 il 15/7/1970	172,4 il 21/6/1996
PONTEBBA	51,0	293,0	45,6	155,0 il 22/6/1996	199,0 il 22/6/1996	465,0 il 22/6/1996
S.P. PER PASSO PRAMOLLO (GALLERIA)	43,8	242,6	46,8	nessuna serie storica precedente		
CHIOUT	42,6	67,6	40,0	nessuna serie storica precedente		
CORITIS	19,2	4,8	59,4	231,0 il 21/8/1969 (*)	309,4 il 21/8/1969 (*)	417,4 il 21/8/1969 (*)
S. GIORGIO DI RESIA	12,6	11,6	45,6	148,8 il 21/8/1969	246,2 il 6/9/1961	491,4 il 3/11/1966
RESIUTTA BIGO PUVICI	30,2	33,2	19,6	nessuna serie storica precedente		
RACCOLANA DI CHIUSAFORTE	17,0	22,2	31,4	nessuna serie storica precedente		
SALETTO DI RACCOLANA	12,0	10,2	41,4	nessuna serie storica precedente		278,0 il 21/8/1969
MOGGIO UDINESE PONTE SU F. FELLA	42,2	65,2	20,0	228,4 il 22/6/1996	314,2 il 22/6/1996	518,6 il 22/6/1996

Tabella 4.5: Intensità di pioggia per le varie stazioni durante l'evento alluvionale del 29 agosto 2003.

Dai dati, tuttavia, si può anche notare come l'eccezionalità degli eventi sia circoscritta a determinate zone e con intervalli temporali diversi; infatti, eccetto i due casi sopra citati, in tutte le altre stazioni le intensità di precipitazione non hanno raggiunto i massimi valori storici.

Confrontando le massime intensità di precipitazione registrate presso le stazioni per il periodo di 6 ore consecutive e l'intensità di precipitazione in 8 ore consecutive dell'evento del 2003 con le precipitazioni stimate per un tempo di ritorno di 200 anni e una durata di 7,92 ore, si trova che i risultati ottenuti dall'applicativo RainMapFVG e dall'analisi statistica sono realistici per la zona in esame, anche considerando i diversi tempi di ritorno degli eventi storici.

5. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA

La portata di piena alla sezione di chiusura posta presso il ponte sulla S.S. 52 viene calcolata mediante metodologia indiretta. In particolare, viene utilizzato il metodo razionale, che prevede l'utilizzo della seguente formula:

$$Q_c = 0,278 \cdot \psi S a (T_r) t_c^{n-1}$$

In cui Q_c è la portata critica, ψ è il coefficiente di afflusso che permette di stimare la pioggia netta, S è la superficie del bacino, a ed n sono i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica riferiti al tempo di ritorno T_r e t_c è il tempo di corrivazione.

Il tempo di ritorno, per cui si è stimata la portata di piena è pari a 200 anni, ed i relativi parametri delle curve di possibilità pluviometrica sono stati calcolati nel capitolo precedente:

Tempo di ritorno	a	n
200 anni	93,68	0,47
200 anni	85,44	0,51

L'area del bacino, come riportato nei capitoli precedenti è pari a 693,22 km² ed il tempo di corrivazione è pari a 7,92 ore.

Il coefficiente di afflusso può essere dedotto dal "Regolamento recante disposizioni per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica" della Regione Friuli Venezia, infatti in tale documento viene riportata la Tabella 5.1. Dalla Tabella 5.1 sono stati definiti i valori del coefficiente di afflusso da assegnare alle varie tipologie di uso del suolo presenti nel bacino in esame (Figura 5.1).

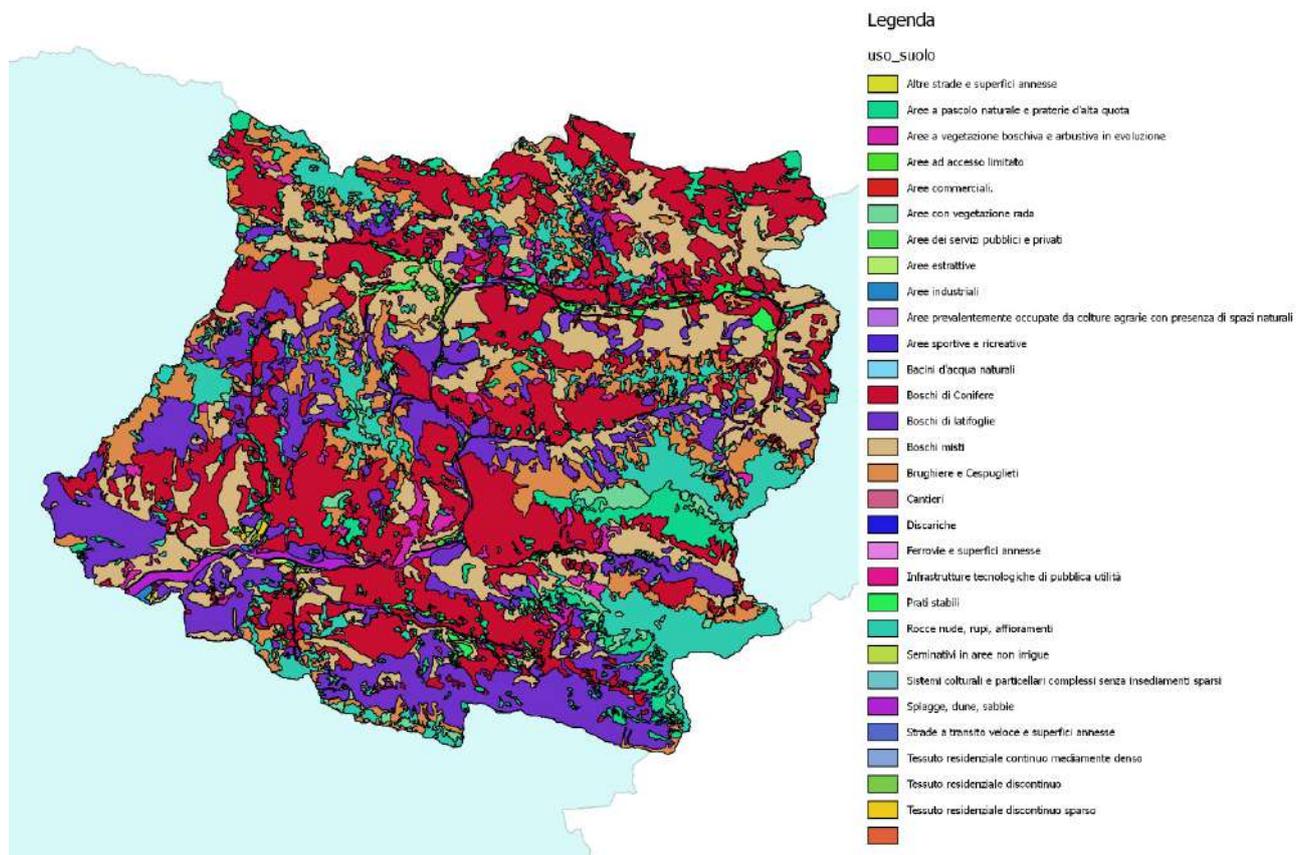


Figura 5.1: Uso del suolo bacino imbrifero del Fiume Fella.

La carta dell'uso del suolo è stata scaricata dal Catalogo dei Dati Ambientali e Territoriali della Regione Friuli Venezia Giulia, nello specifico è stato utilizzato il file: *Uso del suolo aggiornato all'anno 2000 realizzato nell'ambito del Progetto "MOLAND FVG - Consumo ed uso del territorio del Friuli Venezia Giulia" (2001-2002)*. Dalla media pesata sulle aree di tali valori (Tabella 5.2) si è ottenuto un coefficiente di afflusso totale pari a 0,35.

TABELLA DEI VALORI DI RIFERIMENTO DEI COEFFICIENTI DI AFFLUSSO Ψ
DA UTILIZZARE NEI METODI DI CALCOLO

Uso del suolo	Ψ
Tetti a falde	0.90-1.00
Tetti metallici	0.90-1.00
Tetti a tegole	0.80-0.90
Tetti piani con rivestimento in cls	0.70-0.80
Tetti piani ricoperti di terra	0.30-0.40
Coperture piane con ghiaietto	0.80-0.90
Coperture piane seminate ad erba	0.20-0.30
Rivestimenti bituminosi	0.90-1.00
Pavimentazioni asfaltate	0.80-0.90
Pavimentazioni con asfalto poroso	0.40-0.50
Massicciata in strade ordinarie	0.40-0.80
Pavimentazioni di pietra o mattonelle	0.80-0.90
Lastricature miste, clinker, piastrelle	0.70-0.80
Lastricature medio-grandi con fughe aperte	0.60-0.70
Strade e marciapiedi	0.80-0.90
Superfici semi-permeabili (es. parcheggi grigliati drenanti)	0.60-0.70
Strade in terra	0.40-0.60
Rivestimenti drenanti, superfici a ghiaietto	0.40-0.50
Viali e superfici inghiaiate	0.20-0.60
Zone con ghiaia non compressa	0.10-0.30
Superfici boscate	0.10-0.30
Superfici di giardini e cimiteri	0.10-0.30
Prati di campi sportivi	0.10-0.20
Terreni coltivati	0.20-0.60
Terreni incolti, sterrati non compatti	0.20-0.30
Prati, pascoli	0.10-0.50
Tipologia urbana	Ψ
Costruzioni dense	0.80-0.90
Costruzioni spaziate	0.70-0.80
Aree con grandi cortili e giardini	0.50-0.60
Quartieri urbani con fabbricati radi	0.30-0.50
Zone a villini	0.30-0.40
Giardini, prati e zone non destinate a costruzioni e a strade	0.20-0.30
Parchi e boschi	0.10-0.20

Tabella 5.1: Valori del coefficiente di afflusso dal "Regolamento recante disposizioni per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica" della Regione Friuli Venezia Giulia.

USO DEL SUOLO	ψ	km²
Altre strade e superfici annesse	0.9	0.041231
Aree a pascolo naturale e praterie d'alta quota	0.4	29.64486
Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	0.3	10.70478
Aree ad accesso limitato	0.5	0.142219
Aree commerciali.	0.8	0.13568
Aree con vegetazione rada	0.3	8.071646
Aree dei servizi pubblici e privati	0.7	0.135801
Aree estrattive	0.6	0.079374
Aree industriali	0.8	0.352489
Aree prevalentemente occupate da colture agrarie con presenza di spazi naturali	0.6	0.045287
Aree sportive e ricreative	0.2	0.054006
Bacini d'acqua naturali	1	0.024339
Boschi di Conifere	0.3	148.5078
Boschi di Latifoglie	0.3	239.5595
Boschi misti	0.3	137.7284
Brughiere e Cespuglieti	0.3	45.89477
Cantieri	0.8	0.172612
Discariche	0.6	0.013804
Ferrovie e superfici annesse	0.7	0.245144
Infrastrutture tecnologiche di pubblica utilità	0.8	0.009021
Prati stabili	0.3	4.396001
Rocce nude, rupi, affioramenti	0.9	55.46519
Seminativi in aree non irrigue	0.6	0.499248
Sistemi colturali e particellari complessi senza insediamenti sparsi	0.6	0.02337
Spiagge, dune, sabbie	0.1	7.785696
Strade a transito veloce e superfici annesse	0.9	1.260654
Tessuto residenziale continuo mediamente denso	0.8	0.11455
Tessuto residenziale discontinuo	0.6	1.578814
Tessuto residenziale discontinuo sparso	0.4	0.533638
TOTALE	0.35	693.22

Tabella 5.2: Coefficiente di afflusso totale del bacino imbrifero del Fiume Fella.

Inserendo i dati calcolati nella formula di cui sopra si ottiene il valore della portata di piena riferita ad un tempo di ritorno di 200 anni, per la sezione di chiusura in esame:

$$Q_c = 0,278 \cdot 0,35 \cdot 693,22 \cdot 85,44 \cdot 7,92^{0,51-1} = 2108 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0,278 \cdot 0,35 \cdot 693,22 \cdot 93,68 \cdot 7,92^{0,47-1} = 2139 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si ricorda che il metodo razionale è cautelativo in quanto considera una precipitazione uniforme su tutto il bacino avente una cumulata in ogni suo punto pari a $h = at_c^n$ (nel caso in esame 245 mm). Questo significa che in ogni punto di un bacino con un'estensione di quasi 700 km² si verificherà l'evento bicentenario relativo alla durata del tempo di corrivazione, situazione poco probabile. Infatti, come si è visto dall'analisi degli eventi alluvionali storici, non si è mai verificato che le varie stazioni pluviometriche interne al bacino registrassero per lo stesso intervallo temporale e durante lo stesso evento, altezze di precipitazioni relative a tempi di ritorno superiori ai 200 anni.

6. VERIFICA IDRAULICA DELL'OPERA

Nel presente capitolo si espongono i risultati della valutazione del comportamento idraulico del Fiume Fella in corrispondenza del ponte sulla S.S. 52 sul Fiume Fella, per la portata di piena relativa al tempo di ritorno di 200 anni. La valutazione idraulica del fiume Fella, nelle condizioni di cui sopra, è stata effettuata mediante l'applicazione di un modello numerico monodimensionale (software HEC-RAS 6.0, elaborato dall'U.S. Army Corps of Engineers).

6.1. DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Il codice di calcolo è basato sostanzialmente sull'integrazione, in termini finiti, dell'equazione dell'energia di una corrente:

$$\frac{\Delta E}{\Delta S} = i - j$$

dove:

ΔE = variazione dell'energia della corrente tra due sezioni di calcolo;

ΔS = distanza tra le due sezioni di calcolo;

i = pendenza del fondo alveo;

j = cadente della linea dell'energia.

In particolare, il software utilizza lo "standard step method", un metodo di integrazione implicito per il calcolo del tirante idrico, sia in canali prismatici che in corsi d'acqua naturali in cui le sezioni dell'alveo differiscono tra loro. Il calcolo del tirante può avvenire ad una distanza qualsiasi da una sezione già risolta (metodo implicito), e si basa sull'equazione di conservazione dell'energia applicata a due sezioni successive:

$$H_{i+1} = H_i + \Delta H$$

con H_{i+1} carico totale a monte, H_i carico totale a valle e ΔH perdite di carico, l'equazione si può esplicitare come segue:

$$Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + \Delta H$$

dove:

Z_2 (m) = quota assoluta del pelo libero nella sezione 2 (incognita);

α_2 = coefficiente di velocità alla sezione 2 (incognito);

V_2 (m/s) = velocità media nella sezione 2 (incognita);

g (m/s²) = accelerazione di gravità;

ΔH (m) = perdita di carico tra le sezioni 1 e 2.

Le grandezze con pedice 1 hanno analogo significato, ma con riferimento alla sezione 1 e sono tutte quantità note. Dunque, partendo dai valori della sezione i -esima (noti a priori) ed innescando un procedimento iterativo, si possono ottenere le grandezze della sezione $i+1$ -esima.

Il termine ΔH rappresenta la perdita di carico che si genera nella corrente tra una sezione e l'altra ed è calcolato come somma del termine relativo alle perdite distribuite e del termine relativo alle perdite concentrate per contrazione o espansione dovute alla variazione di larghezza della sezione trasversale: Nel caso di alvei naturali, come quello del caso in esame, le perdite di carico si esprimono come:

$$\Delta H = J\Delta x + K_p \Delta \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right)$$

in cui il primo addendo corrisponde alla perdita continua, mentre il secondo alle perdite localizzate. Analizzando l'equazione delle perdite, si nota come quest'ultime dipendano da:

n = coefficiente di Manning dell'alveo, interno al termine J ;

Δx = distanza tra le due sezioni, calcolata come media pesata sulle portate delle distanze tra le singole sottosezioni;

K_p = coefficiente di contrazione ed espansione;

α = coefficiente di ragguaglio, che considera la disomogeneità della sezione;

V = Velocità.

La cadente J viene calcolata utilizzando l'espressione di Chézy:

$$J = \frac{V^2}{C^2 R}$$

che, sostituendo l'indice di resistenza "C" con la formula proposta da Manning diventa:

$$J = n^2 \frac{V^2}{R^{4/3}}$$

dove:

n = coefficiente di scabrezza secondo Manning;

V (m/s) = velocità media nella sezione;

R (m) = raggio idraulico della sezione.

Per il coefficiente K_p di contrazione e di espansione, si sono utilizzati i valori riportati nella tabella seguente, con riferimento alla situazione di graduale variazione di larghezza tra una sezione e l'altra e a quella di variazione generalmente più brusca dovuta alla presenza di ponti e/o restringimenti o allargamenti del canale.

	contrazione	espansione
Variazione graduale	0.1	0.3
Variazione brusca	0.3	0.5

6.2. APPLICAZIONE DEL MODELLO IDRAULICO MONODIMENSIONALE

Attraverso l'utilizzo del DTM passo 1 m messo a disposizione dalla Regione Friuli Venezia Giulia e dal rilievo effettuato da FVGStrade, si è potuto descrivere la geometria della zona di interesse mediante l'inserimento di 57 sezioni estrapolate dal DTM attraverso il software HEC-RAS (Figura 6.1). La geometria è stata completata con la modellazione del ponte sulla S.S. 52 e dell'ex ponte ferroviario 50 m a valle.

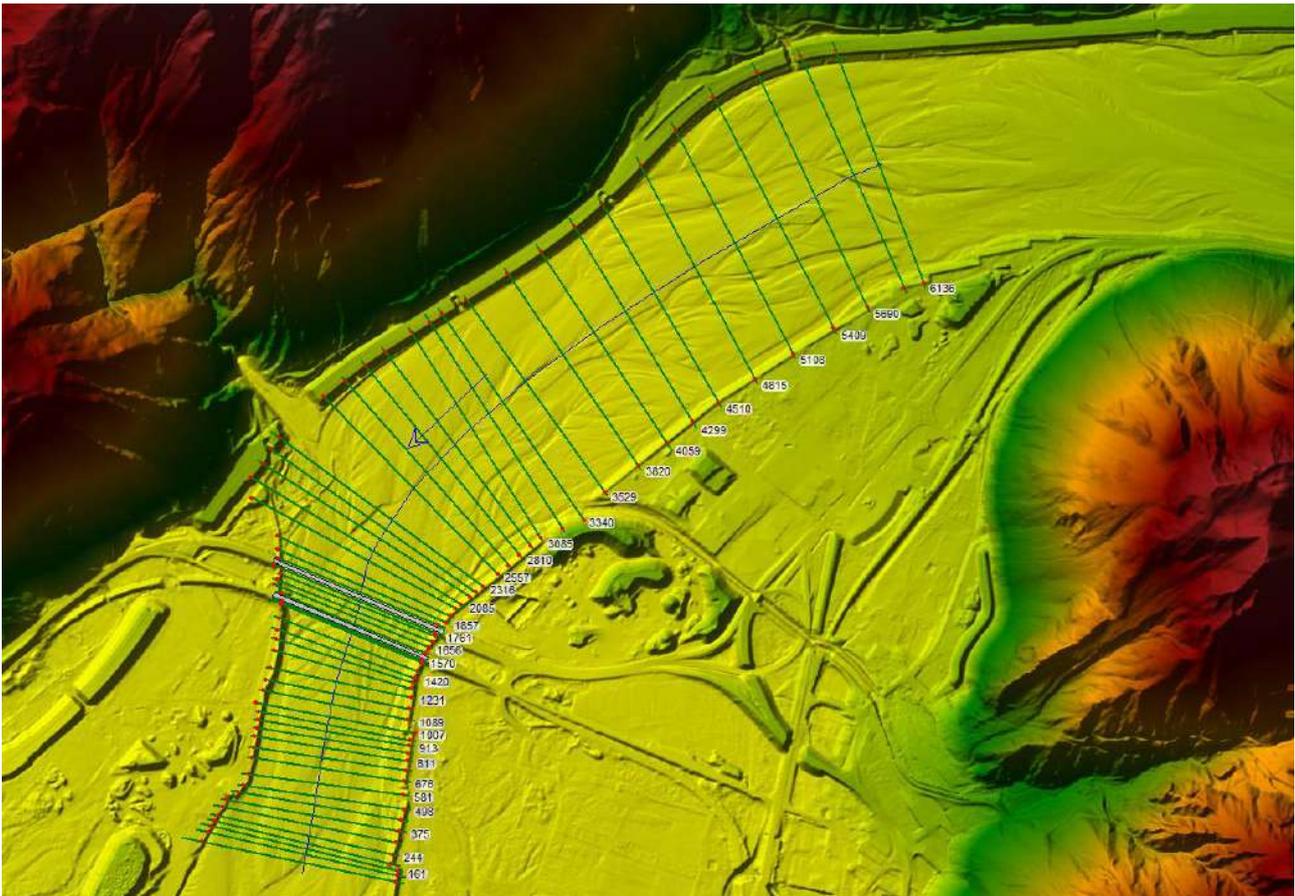


Figura 6.1: Sezioni ricavate in prossimità del ponte sulla S.S. 52.

Il collocamento dei due ponti all'interno dell'alveo è avvenuto sovrapponendo al DTM i rilievi GPS/celerimetrici passo 5 cm (Figura 6.2) e 2 cm (Figura 6.3), opportunamente georeferenziate, che hanno permesso di individuare in maniera esatta la posizione delle spalle e delle pile delle due strutture.

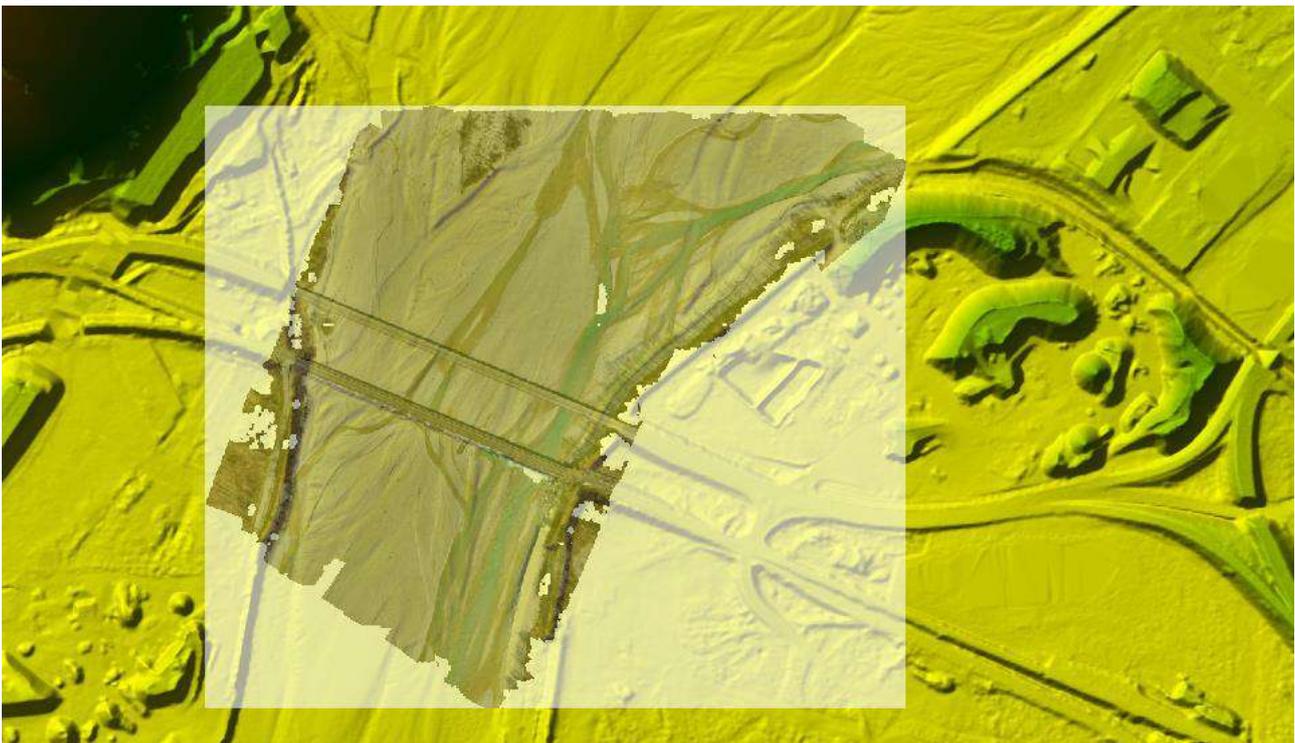


Figura 6.2: Rilievo GPS/celerimetrico passo 5 cm opportunamente georeferenziate.



Figura 6.3: Rilievo GPS/celerimetrico passo 2 cm opportunamente georeferenziato.

Ai fini della modellazione, per rappresentare la scabrezza dell'alveo, si è imposto un valore del coefficiente di Manning: $n = 0,04 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$ (coefficiente di Gauckler-Strickler pari a $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$), valore medio comunemente usato per un alveo montano il cui fondo è costituito da ghiaia, ciottoli e massi sparsi e le sponde sono ripide e ricoperte di alberi e cespugli sommergibili durante le piene.

6.3. VERIFICA DEL REGIME DELL'ACQUA CON PORTATA DI PIENA ASSOCIATA AD UN TEMPO DI RITORNO DI 200 ANNI

Nella presente sezione verrà analizzato il regime del Fiume Fella soggetto alla portata di piena associata al tempo di ritorno di 200 anni. Tale portata, definita dall'analisi idrologica dei capitoli precedenti, è stata stimata essere pari a $2139 \text{ m}^3/\text{s}$. Il regime del corso d'acqua verrà analizzato sia allo stato di fatto che allo stato di progetto in modo da valutare in entrambi i casi la quota minima dell'intradosso del ponte.

6.3.1. STATO DI FATTO

Si sono imposte le seguenti condizioni al contorno e caratteristiche:

- Sezione di monte: portata = $2139 \text{ m}^3/\text{s}$ e moto uniforme ($i_f = 0,6 \%$);
- Sezione di valle: moto uniforme ($i_f = 0,5 \%$);
- Coefficiente di scabrezza secondo Manning: $n = 0,04 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$.

La quota del pelo libero calcolato in corrispondenza del ponte esistente è pari a $259,14 \text{ m s.l.m.}$, pertanto, essendo l'intradosso del ponte esistente alla quota di $261,64 \text{ m s.l.m.}$, si ottiene un franco di $2,50 \text{ m}$. Il franco è superiore al metro e mezzo, si può quindi affermare che con le geometrie attuali del ponte non vi sono problemi relativi alla quota dell'intradosso.

In Figura 6.4, Figura 6.5 e Tabella 6.1 si riportano rispettivamente la sezione a monte del ponte, il profilo idraulico del corso d'acqua (si nota l'assenza di risalti idraulici) ed il tabulato complessivo generato dal codice di calcolo in condizioni di piena bicentenaria. La modellazione del ponte è

avvenuta grazie al rilievo effettuato in sito da FVGStrade. Dal profilo si nota la presenza del salto idraulico a valle dell'ex ponte ferroviario creato dalla presenza della soglia tra i plinti delle pile.

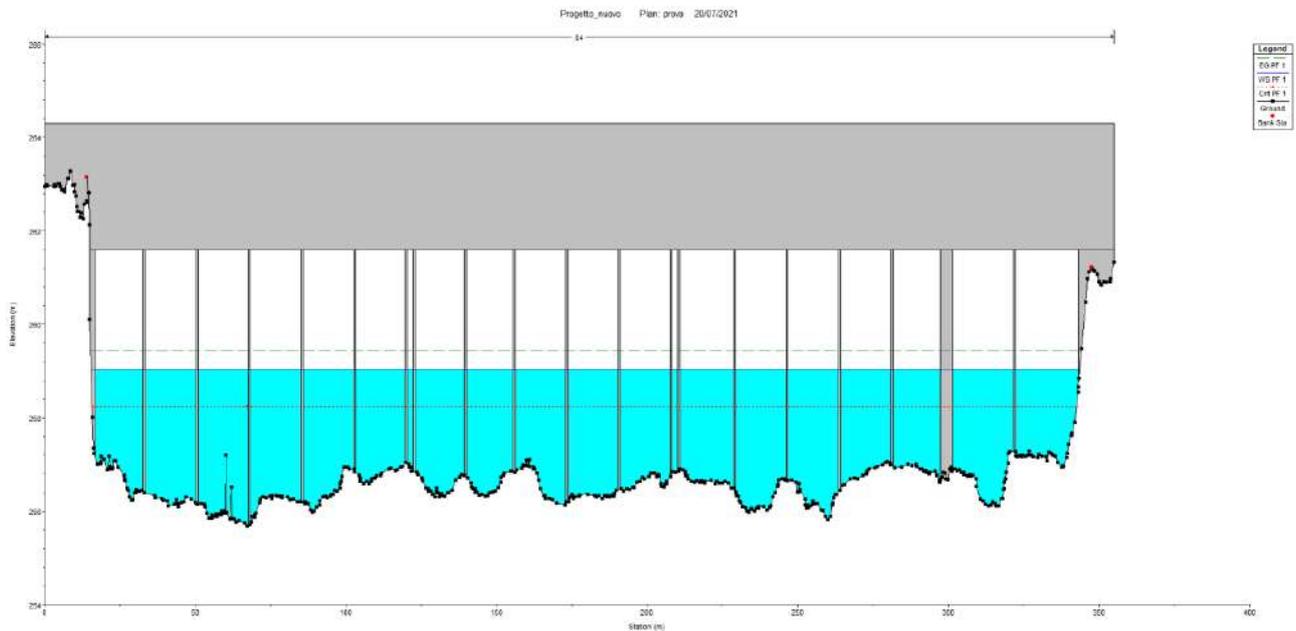


Figura 6.4: Sezione a monte del ponte sul fiume Fella in condizioni di piena per $Tr = 200$ anni (stato di fatto).

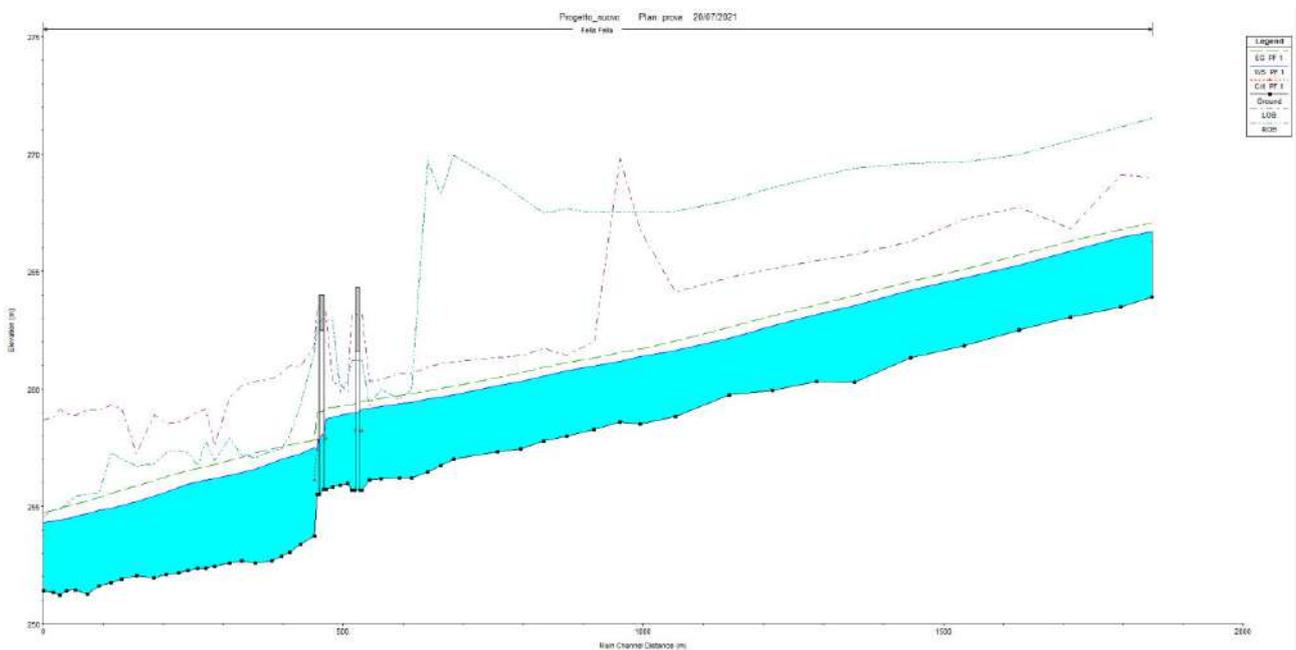


Figura 6.5: Profilo idraulico in condizioni di piena per $Tr = 200$ anni (stato di fatto).

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Fella	6136	PF 1	2139.00	263.90	266.68	266.26	267.07	0.005852	2.75	778.17	450.03	0.67
Fella	5965	PF 1	2139.00	263.47	266.43		266.77	0.005039	2.62	817.55	454.53	0.62
Fella	5690	PF 1	2139.00	263.05	265.87		266.28	0.006827	2.84	752.73	464.35	0.71
Fella	5409	PF 1	2139.00	262.51	265.27		265.68	0.007117	2.84	752.41	478.04	0.72
Fella	5108	PF 1	2139.00	261.83	264.72		265.09	0.005705	2.69	794.38	464.49	0.66
Fella	4815	PF 1	2139.00	261.32	264.18		264.57	0.005814	2.76	773.70	441.37	0.67
Fella	4510	PF 1	2139.00	260.30	263.53		263.98	0.006895	2.98	717.59	415.50	0.72
Fella	4299	PF 1	2139.00	260.32	263.15		263.56	0.005762	2.83	755.27	412.84	0.67
Fella	4059	PF 1	2139.00	259.93	262.67		263.11	0.006490	2.93	730.64	415.65	0.71
Fella	3820	PF 1	2139.00	259.75	262.16		262.62	0.007064	2.98	716.96	422.66	0.73
Fella	3529	PF 1	2139.00	258.82	261.63		262.03	0.005867	2.80	764.89	432.18	0.67
Fella	3340	PF 1	2139.00	258.52	261.37		261.71	0.004687	2.56	835.53	455.47	0.60
Fella	3225	PF 1	2139.00	258.60	261.19		261.54	0.004888	2.63	813.33	439.67	0.62
Fella	3085	PF 1	2139.00	258.28	260.98		261.33	0.004804	2.63	812.79	432.81	0.61
Fella	2935	PF 1	2139.00	257.98	260.76		261.11	0.004930	2.61	819.84	451.26	0.62
Fella	2810	PF 1	2139.00	257.80	260.54		260.91	0.005526	2.70	793.19	452.62	0.65
Fella	2682	PF 1	2139.00	257.45	260.31		260.69	0.005617	2.72	786.09	447.53	0.66
Fella	2557	PF 1	2139.00	257.33	260.13		260.48	0.004935	2.61	818.76	449.75	0.62
Fella	2316	PF 1	2139.00	257.00	259.75		260.12	0.004830	2.70	793.48	409.17	0.62
Fella	2247	PF 1	2139.00	256.72	259.66		260.01	0.004641	2.64	810.68	418.37	0.61
Fella	2173	PF 1	2139.00	256.47	259.57		259.91	0.004210	2.57	833.55	417.94	0.58
Fella	2085	PF 1	2139.00	256.20	259.43		259.80	0.003900	2.69	793.99	349.21	0.57
Fella	2020	PF 1	2139.00	256.22	259.35		259.72	0.003814	2.67	801.65	351.78	0.56
Fella	1920	PF 1	2139.00	256.19	259.25		259.60	0.003570	2.61	818.09	352.03	0.55
Fella	1857	PF 1	2139.00	256.11	259.17		259.53	0.003511	2.64	809.90	339.47	0.55
Fella	1815	PF 1	2139.00	255.70	259.14	258.19	259.47	0.003002	2.53	845.60	328.34	0.50
Fella	1800		Bridge									
Fella	1761	PF 1	2139.00	255.70	258.96		259.34	0.003839	2.72	785.04	328.03	0.56
Fella	1735	PF 1	2139.00	255.97	258.93		259.31	0.003580	2.73	784.11	316.94	0.55
Fella	1695	PF 1	2139.00	255.90	258.87		259.26	0.003685	2.78	769.78	311.18	0.56
Fella	1656	PF 1	2139.00	255.84	258.80		259.21	0.003744	2.83	756.36	300.89	0.57
Fella	1616	PF 1	2139.00	255.71	258.71	257.88	259.15	0.003771	2.94	727.24	271.16	0.57
Fella	1600		Bridge									
Fella	1570	PF 1	2139.00	255.53	257.37	257.83	259.01	0.032884	5.66	377.71	269.50	1.53
Fella	1555	PF 1	2139.00	253.73	257.50	256.11	257.81	0.002053	2.45	871.84	270.87	0.44
Fella	1478	PF 1	2139.00	253.40	257.23		257.70	0.003957	3.02	708.19	266.86	0.59
Fella	1420	PF 1	2139.00	253.04	257.10		257.61	0.004424	3.16	676.98	256.15	0.62
Fella	1374	PF 1	2139.00	252.88	257.02		257.54	0.004502	3.19	669.97	253.29	0.63
Fella	1318	PF 1	2139.00	252.68	256.84		257.44	0.005464	3.41	627.58	247.96	0.68
Fella	1231	PF 1	2139.00	252.59	256.58		257.26	0.007137	3.66	583.67	253.09	0.77
Fella	1158	PF 1	2139.00	252.66	256.44		257.10	0.006819	3.58	596.87	258.77	0.75
Fella	1089	PF 1	2139.00	252.60	256.33		256.95	0.006326	3.47	615.93	264.89	0.73
Fella	1007	PF 1	2139.00	252.43	256.19		256.79	0.006039	3.43	624.25	264.38	0.71
Fella	958	PF 1	2139.00	252.35	256.11		256.69	0.006137	3.38	632.81	277.01	0.71
Fella	913	PF 1	2139.00	252.35	256.03		256.61	0.006225	3.38	632.68	279.97	0.72
Fella	863	PF 1	2139.00	252.26	255.95		256.51	0.005978	3.33	642.00	281.45	0.70
Fella	811	PF 1	2139.00	252.16	255.80		256.41	0.006712	3.46	619.07	280.63	0.74
Fella	744	PF 1	2139.00	252.11	255.59		256.25	0.007628	3.60	594.43	279.01	0.79
Fella	676	PF 1	2139.00	251.94	255.44		256.10	0.007557	3.59	595.92	279.21	0.78
Fella	581	PF 1	2139.00	252.03	255.21		255.88	0.007719	3.61	591.76	278.93	0.79
Fella	498	PF 1	2139.00	251.91	255.02		255.68	0.007788	3.60	593.41	282.53	0.79
Fella	442	PF 1	2139.00	251.76	254.92		255.54	0.007543	3.48	614.49	301.33	0.78
Fella	375	PF 1	2139.00	251.60	254.81		255.37	0.006846	3.30	648.01	320.46	0.74
Fella	313	PF 1	2139.00	251.26	254.69		255.24	0.006726	3.27	654.41	323.99	0.73
Fella	244	PF 1	2139.00	251.43	254.56		255.09	0.006632	3.22	664.10	332.18	0.73
Fella	197	PF 1	2139.00	251.40	254.46		255.00	0.006753	3.23	662.54	334.53	0.73
Fella	161	PF 1	2139.00	251.20	254.42		254.91	0.006208	3.10	689.45	347.34	0.70
Fella	125	PF 1	2139.00	251.33	254.38		254.84	0.005795	3.01	711.75	358.50	0.68
Fella	71	PF 1	2139.00	251.40	254.32	253.78	254.74	0.005001	2.85	751.72	369.55	0.63

Tabella 6.1: Tabulato complessivo per la condizione di piena con $Tr = 200$ anni (stato di fatto).

6.3.2. STATO DI PROGETTO

Il ponte di nuova costruzione presenta la seguente geometria:

- Posizione spalle diversa rispetto allo stato di fatto;
- Quota dell'estradosso dell'impalcato pari a 264,70 m s.l.m.;
- Quota dell'intradosso dell'impalcato pari a 261.65 m s.l.m.;
- 2 spalle e 6 pile di larghezza 2,9 m;
- Campate tra le spalle e le pile di lunghezza 40 m;
- Campate tra le pile di lunghezza pari a 50 m, 55 m e 52,5 m.

Si sono imposte le seguenti condizioni al contorno:

- Sezione di monte: portata = 2139 m³/s e moto uniforme ($i_f = 0,6 \%$);
- Sezione di valle: moto uniforme ($i_f = 0,5 \%$);
- Coefficiente di scabrezza secondo Manning: $n = 0,04 \text{ s} / \text{m}^{1/3}$.

La quota del pelo libero calcolato in corrispondenza del ponte è pari a **259,14 m s.l.m.**, pertanto, essendo l'intradosso del ponte alla quota di 261.65 m s.l.m., si ottiene un franco di **2,51 m**. Il franco è superiore al metro e mezzo, si può quindi affermare che non vi sono problemi relativi alla quota dell'intradosso. Si nota come, per quanto riguarda il comportamento idraulico in corrispondenza del ponte, non vi sia una variazione sostanziale tra lo stato di fatto e lo stato di progetto. Questo è attribuibile alla notevole larghezza dell'alveo che lo rende poco influenzabile dalla riduzione o dall'aumento del numero di pile.

In Figura 6.6, Figura 6.7 e tabella 6.2 si riportano rispettivamente la sezione a monte del ponte, il profilo idraulico del corso d'acqua (si nota l'assenza di risalti idraulici) ed il tabulato complessivo generato dal codice di calcolo in condizioni di piena bicentenaria.

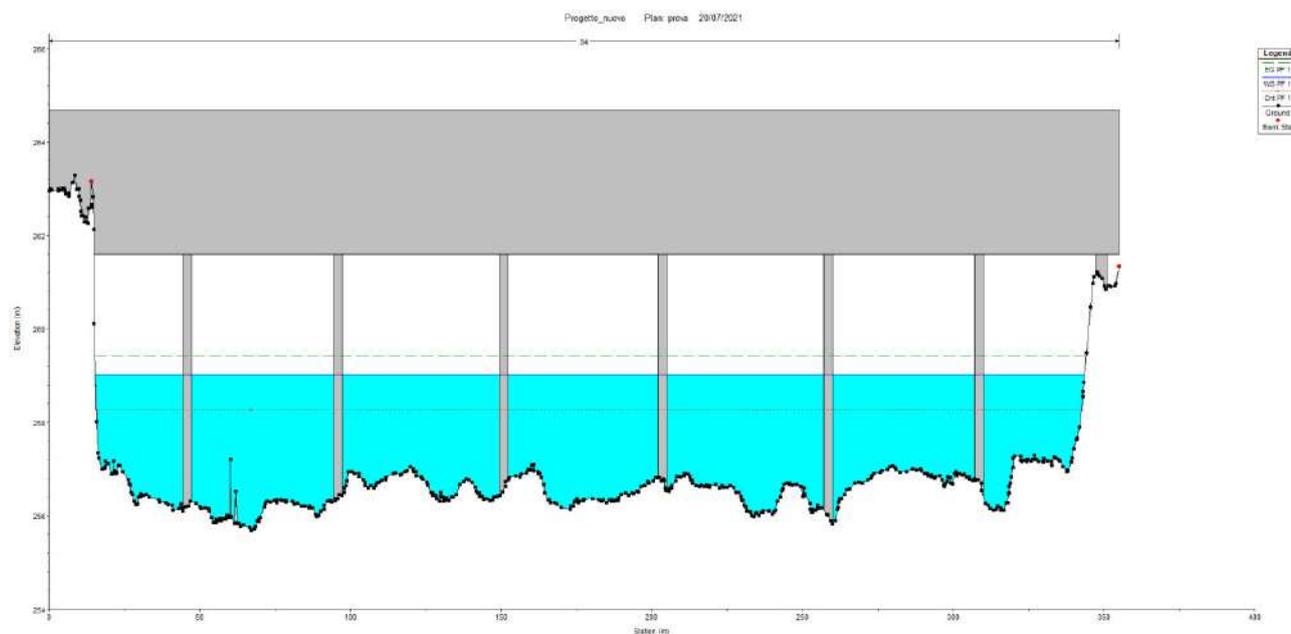


Figura 6.6: Sezione a monte del ponte sul fiume Fella in condizioni di piena per $Tr = 200$ anni (stato di progetto).

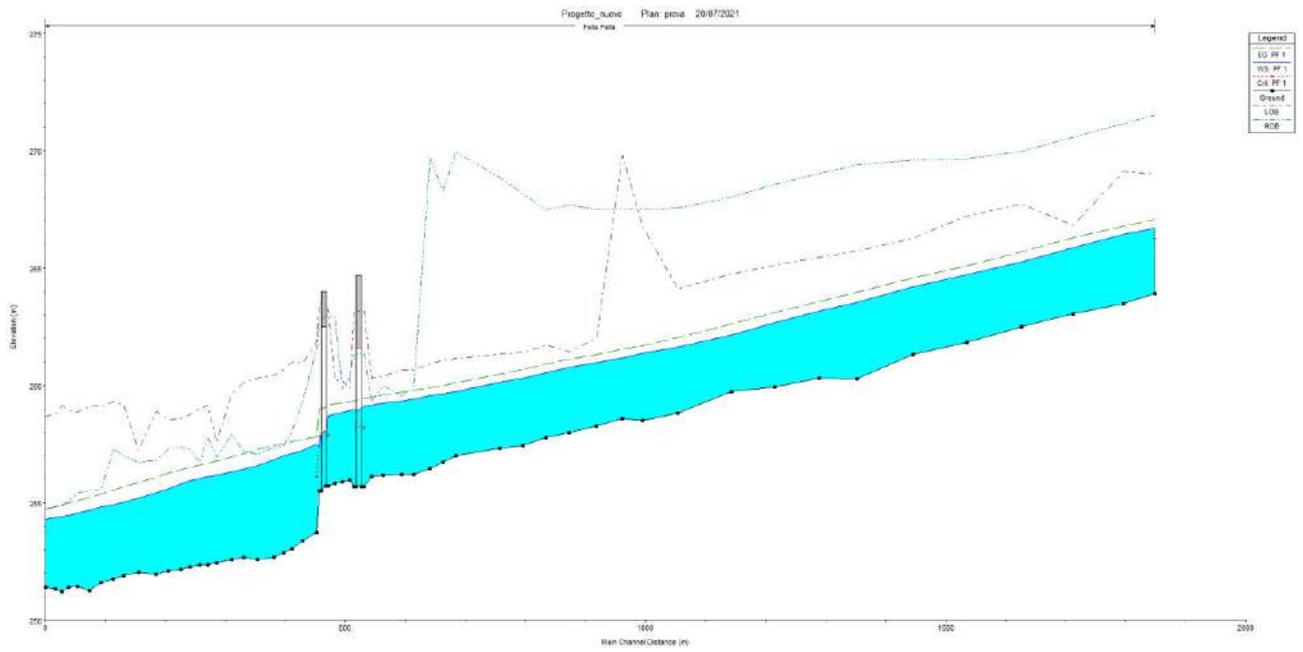


Figura 6.7: Profilo idraulico in condizioni di piena per $Tr = 200$ anni (stato di progetto).

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Fella	6136	PF 1	2139.00	263.90	266.68	266.26	267.07	0.005852	2.75	778.17	450.03	0.67
Fella	5965	PF 1	2139.00	263.47	266.43		266.77	0.005039	2.62	817.55	454.53	0.62
Fella	5690	PF 1	2139.00	263.05	265.87		266.28	0.006827	2.84	752.73	464.35	0.71
Fella	5409	PF 1	2139.00	262.51	265.27		265.68	0.007117	2.84	752.41	478.04	0.72
Fella	5108	PF 1	2139.00	261.83	264.72		265.09	0.005705	2.69	794.38	464.49	0.66
Fella	4815	PF 1	2139.00	261.32	264.18		264.57	0.005814	2.76	773.70	441.37	0.67
Fella	4510	PF 1	2139.00	260.30	263.53		263.98	0.006895	2.98	717.59	415.50	0.72
Fella	4299	PF 1	2139.00	260.32	263.15		263.56	0.005762	2.83	755.27	412.84	0.67
Fella	4059	PF 1	2139.00	259.93	262.67		263.11	0.006490	2.93	730.64	415.65	0.71
Fella	3820	PF 1	2139.00	259.75	262.16		262.62	0.007064	2.98	716.96	422.66	0.73
Fella	3529	PF 1	2139.00	258.82	261.63		262.03	0.005867	2.80	764.89	432.18	0.67
Fella	3340	PF 1	2139.00	258.52	261.37		261.71	0.004687	2.56	835.53	455.47	0.60
Fella	3225	PF 1	2139.00	258.60	261.19		261.54	0.004888	2.63	813.33	439.67	0.62
Fella	3085	PF 1	2139.00	258.28	260.98		261.33	0.004804	2.63	812.79	432.81	0.61
Fella	2935	PF 1	2139.00	257.98	260.76		261.11	0.004930	2.61	819.82	451.26	0.62
Fella	2810	PF 1	2139.00	257.80	260.54		260.91	0.005527	2.70	793.14	452.62	0.65
Fella	2682	PF 1	2139.00	257.45	260.31		260.69	0.005620	2.72	785.95	447.52	0.66
Fella	2557	PF 1	2139.00	257.33	260.13		260.48	0.004939	2.61	818.53	449.73	0.62
Fella	2316	PF 1	2139.00	257.00	259.75		260.12	0.004843	2.70	792.78	409.15	0.62
Fella	2247	PF 1	2139.00	256.72	259.66		260.01	0.004655	2.64	809.81	418.19	0.61
Fella	2173	PF 1	2139.00	256.47	259.57		259.91	0.004228	2.57	832.35	417.13	0.58
Fella	2085	PF 1	2139.00	256.20	259.42		259.79	0.003918	2.70	792.88	349.19	0.57
Fella	2020	PF 1	2139.00	256.22	259.35		259.71	0.003834	2.67	800.38	351.76	0.57
Fella	1920	PF 1	2139.00	256.19	259.24		259.59	0.003590	2.62	816.56	351.54	0.55
Fella	1857	PF 1	2139.00	256.11	259.17		259.52	0.003534	2.65	808.25	338.78	0.55
Fella	1815	PF 1	2139.00	255.70	259.14	258.19	259.47	0.003021	2.53	843.99	328.33	0.50
Fella	1800		Bridge									
Fella	1761	PF 1	2139.00	255.70	258.96		259.34	0.003840	2.72	784.97	328.03	0.56
Fella	1735	PF 1	2139.00	255.97	258.93		259.31	0.003581	2.73	784.03	316.94	0.55
Fella	1695	PF 1	2139.00	255.90	258.86		259.26	0.003688	2.78	769.05	308.80	0.56
Fella	1656	PF 1	2139.00	255.84	258.80		259.21	0.003754	2.83	754.58	298.25	0.57
Fella	1616	PF 1	2139.00	255.71	258.71	257.88	259.15	0.003771	2.94	727.24	271.16	0.57
Fella	1600		Bridge									
Fella	1570	PF 1	2139.00	255.53	257.37	257.83	259.01	0.032884	5.66	377.71	269.50	1.53
Fella	1555	PF 1	2139.00	253.73	257.50	256.11	257.81	0.002053	2.45	871.85	270.87	0.44
Fella	1478	PF 1	2139.00	253.40	257.23		257.70	0.003958	3.02	707.81	263.99	0.59
Fella	1420	PF 1	2139.00	253.04	257.10		257.61	0.004424	3.16	676.98	256.15	0.62
Fella	1374	PF 1	2139.00	252.88	257.02		257.54	0.004502	3.19	669.93	252.63	0.63
Fella	1318	PF 1	2139.00	252.68	256.84		257.44	0.005464	3.41	627.58	247.96	0.68
Fella	1231	PF 1	2139.00	252.59	256.58		257.26	0.007137	3.66	583.67	253.09	0.77
Fella	1158	PF 1	2139.00	252.66	256.44		257.10	0.006819	3.58	596.87	258.77	0.75
Fella	1089	PF 1	2139.00	252.60	256.33		256.95	0.006326	3.47	615.93	264.89	0.73
Fella	1007	PF 1	2139.00	252.43	256.19		256.79	0.006039	3.43	624.25	264.38	0.71
Fella	958	PF 1	2139.00	252.35	256.11		256.69	0.006137	3.38	632.81	277.01	0.71
Fella	913	PF 1	2139.00	252.35	256.03		256.61	0.006225	3.38	632.68	279.97	0.72
Fella	863	PF 1	2139.00	252.26	255.95		256.51	0.005978	3.33	642.00	281.45	0.70
Fella	811	PF 1	2139.00	252.16	255.80		256.41	0.006712	3.46	619.07	280.63	0.74
Fella	744	PF 1	2139.00	252.11	255.59		256.25	0.007628	3.60	594.43	279.01	0.79
Fella	676	PF 1	2139.00	251.94	255.44		256.10	0.007557	3.59	595.92	279.21	0.78
Fella	581	PF 1	2139.00	252.03	255.21		255.88	0.007719	3.61	591.76	278.93	0.79
Fella	498	PF 1	2139.00	251.91	255.02		255.68	0.007788	3.60	593.41	282.53	0.79
Fella	442	PF 1	2139.00	251.76	254.92		255.54	0.007543	3.48	614.49	301.33	0.78
Fella	375	PF 1	2139.00	251.60	254.81		255.37	0.006846	3.30	648.01	320.46	0.74
Fella	313	PF 1	2139.00	251.26	254.69		255.24	0.006726	3.27	654.41	323.99	0.73
Fella	244	PF 1	2139.00	251.43	254.56		255.09	0.006632	3.22	664.10	332.18	0.73
Fella	197	PF 1	2139.00	251.40	254.46		255.00	0.006753	3.23	662.54	334.53	0.73
Fella	161	PF 1	2139.00	251.20	254.42		254.91	0.006208	3.10	689.45	347.34	0.70
Fella	125	PF 1	2139.00	251.33	254.38		254.84	0.005795	3.01	711.75	358.50	0.68
Fella	71	PF 1	2139.00	251.40	254.32	253.78	254.74	0.005001	2.85	751.72	369.55	0.63

Tabella 6.2: Tabulato complessivo per la condizione di piena con $Tr = 200$ anni (stato di progetto).

7. STIMA DELL'EROSIONE DOVUTA ALLA PRESENZA DELLE PILE

Nel presente capitolo si determinerà la profondità di erosione sulle pile del ponte, che dovrà sostituire quello ad oggi presente sulla S.S. 52 sul Fiume Fella, conseguente ad una portata bicentenaria. Il calcolo dell'erosione è stato eseguito basandosi sulla procedura del documento HEC-18 dell'U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration; tale procedura prevede il calcolo dello scavo generalizzato dell'alveo ed il calcolo dello scavo localizzato per ogni pila. I valori necessari all'applicazione delle formule del documento HEC-18, vengono estrapolati dal software HEC-RAS, che, come visto, ha permesso di eseguire la simulazione idraulica a moto permanente del tratto di alveo interessato dall'opera.

La procedura per il calcolo dell'erosione dei ponti è stata inquadrata in una serie di circolari emanate dall'U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. All'interno di queste circolari vengono descritte le fasi da seguire per la progettazione (o la verifica) di strutture di attraversamento. La circolare di nostro interesse è la HEC-18, che fornisce le equazioni per determinare l'entità dell'erosione relativa alle pile.

L'erosione è il risultato del moto della corrente e si manifesta con l'asportazione di sedimenti dal fondo e dalle rive del corso d'acqua nonché, se presenti, dalle pile e dalle spalle dei ponti. Si possono distinguere due modalità principali di erosione: *clear-water* e *live-bed*. L'erosione di tipo *clear-water* è caratterizzata da una corrente che esercita una tensione tangenziale al fondo inferiore alla tensione critica di Shields. Pertanto, la tensione non è sufficiente per realizzare un trasporto solido al fondo ed il materiale si sposta solo in sospensione. Viceversa, l'erosione di tipo *live-bed* è caratterizzata da una tensione al fondo superiore alla tensione critica, di conseguenza genera trasporto solido al fondo.

L'erosione totale può essere scomposta nella somma di tre contributi che vengono calcolati separatamente ed in seguito sommati, le componenti sono:

- Erosione di lungo termine sul letto del fiume: contributo che non dipende dalla presenza dell'opera di attraversamento, ma da processi naturali o antropici che modificano la quota di fondo alveo.
- Erosione generalizzata sul ponte: contributo attribuibile alla contrazione della vena, che interessa la parte delle luci del ponte e può variare lungo la sezione trasversale.
- Erosione localizzata in corrispondenza delle pile e delle spalle: contributo che provoca la rimozione del materiale in corrispondenza delle pile, delle spalle ed alle relative fondazioni. È legato all'accelerazione del flusso ed ai vortici che si formano dall'ostruzione dello stesso.

Nel nostro caso si è trascurata la componente di lungo termine, pertanto si è proceduto al calcolo degli altri due contributi, le cui formule sono di derivazione empirica.

7.1. Erosione generalizzata

Per valutare l'erosione generalizzata è necessario stabilire se si è nel caso *clear-water* o *live-bed*; si è quindi calcolata la velocità critica, velocità che determina l'inizio del movimento per un materiale al fondo di cui si conosca il diametro del grano D_{50} , e la si è confrontata con la velocità della corrente a monte del ponte. Se la velocità a monte è superiore alla velocità critica si ha erosione *live-bed*, viceversa se la velocità critica è superiore si ha erosione *clear-water*. La velocità critica V_c deriva dalla teoria di Shields ed è data dalla seguente formula:

$$V_c = k_u y_1^{1/6} D_{50}^{1/3}$$

con y_1 profondità media della corrente a monte del ponte, D_{50} diametro delle particelle corrispondenti al 50 % del passante e k_u coefficiente pari a 6,19, necessario per le unità nel S.I.

Nel nostro caso, per il calcolo di V_c si è utilizzato un valore di D_{50} pari a 0,03 m, mentre il valore del tirante y_1 è stato estrapolato dalla Tabella 7.1 sotto la voce “Hydr. Depth”, relativa alla sezione 1857, ovvero la sezione più a monte che non risente della presenza del ponte. Dalla stessa tabella è stato anche fornito il valore della velocità media V_1 a monte del ponte (“Average Velocities”), con cui confrontare la V_c . Il diametro del grano D_{50} è stato ricavato dall’analisi granulometrica del terreno prelevato in sito. In Figura 7.1,

Figura 7.2 e Figura 7.3 si riporta rispettivamente l’analisi granulometrica della spalla destra, della sponda sinistra e del centro alveo.

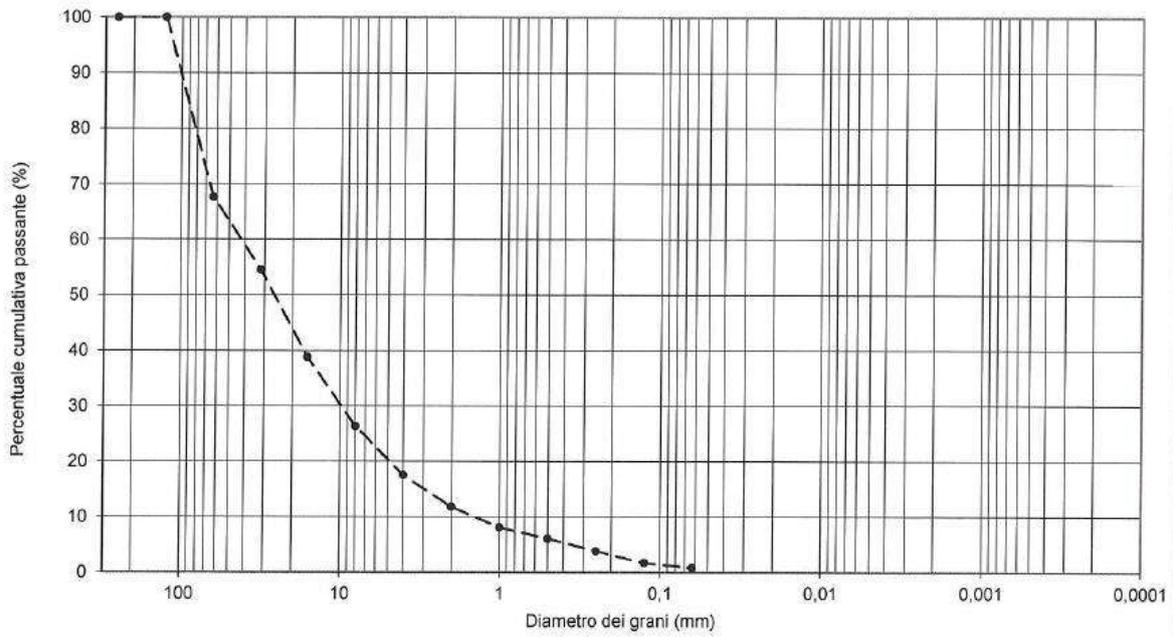
Plan: prova Fella Fella RS: 1857 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	259.52	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.36	Wt. n-Val.		0.040	
W.S. Elev (m)	259.17	Reach Len. (m)	12.80	12.80	12.80
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)		808.25	
E.G. Slope (m/m)	0.003534	Area (m2)		808.25	
Q Total (m3/s)	2139.00	Flow (m3/s)		2139.00	
Top Width (m)	338.78	Top Width (m)		338.78	
Vel Total (m/s)	2.65	Avg. Vel. (m/s)		2.65	
Max Chl Dpth (m)	3.06	Hydr. Depth (m)		2.39	
Conv. Total (m3/s)	35980.1	Conv. (m3/s)		35980.1	
Length Wtd. (m)	12.80	Wetted Per. (m)		340.16	
Min Ch El (m)	256.11	Shear (N/m2)		82.35	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		217.94	
Frctn Loss (m)	0.04	Cum Volume (1000 m3)	0.00	355.96	
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	0.04	156.52	

Tabella 7.1: Tabulato di dettaglio della sezione 1857.

CERTIFICATO N. **72908** Lavoro N. **12726/21** Verbale di Accettazione N. **15714/1**

Analisi granulometrica - UNI EN 933-1

Data fine prove: **02/08/21**



ANALISI PER SETACCIATURA Serie stacci secondo UNI EN 933-2

mm	250	125	63	31,5	16	8,0	4	2	1	0,5	0,250	0,125	0,063
% passante	100,0	100,0	67,6	54,5	38,8	26,3	17,5	11,8	8,1	6,1	3,9	1,7	0,9

ANALISI PER SEDIMENTAZIONE Densimetro serie ASTM 152 H ed eseguita secondo UNI CEN ISO TS 17892-4

μ m													
% passante													

Altri parametri	Classi granulometriche:	Classificazione secondo UNI EN 11531-1:
Peso specifico (-) = -	Ciottolo ($\phi > 63\text{mm}$) = 32,4 %	-
Limite liquido (%) = -	Ghiaia ($2,0 < \phi < 63\text{mm}$) = 55,8 %	
Limite plastico (%) = -	Sabbia ($0,063 < \phi < 2,0\text{mm}$) = 10,9 %	Definizione secondo UNI EN ISO 14688-1 p.to 4: Ghiaia con Ciottoli debolmente Sabbiosa - saccoGr
	Limo ($0,002 < \phi < 0,063\text{mm}$) = 0,9 %	
	Argilla ⁽¹⁾ ($\phi \leq 0,002\text{mm}$) = - %	

Nota (1): Qualora nelle classi granulometriche non venga indicata la percentuale di argilla, la percentuale di limo è da intendersi come sommatoria delle percentuali di "Limo e Argilla"

Data di emissione **04/08/21** Lo Sperimentatore: **Dr. A. Tentor** Il Direttore del Laboratorio: **Geol. Roberto Fiolini**

Azienda Certificata ISO 9001:2015 N. 30861 pag. 2/2 **ALIG** ASSOCIAZIONE LABORATORI 9001 INGEGNERIA E GEOTECNICA



Figura 7.1: Analisi granulometrica della spalla destra.

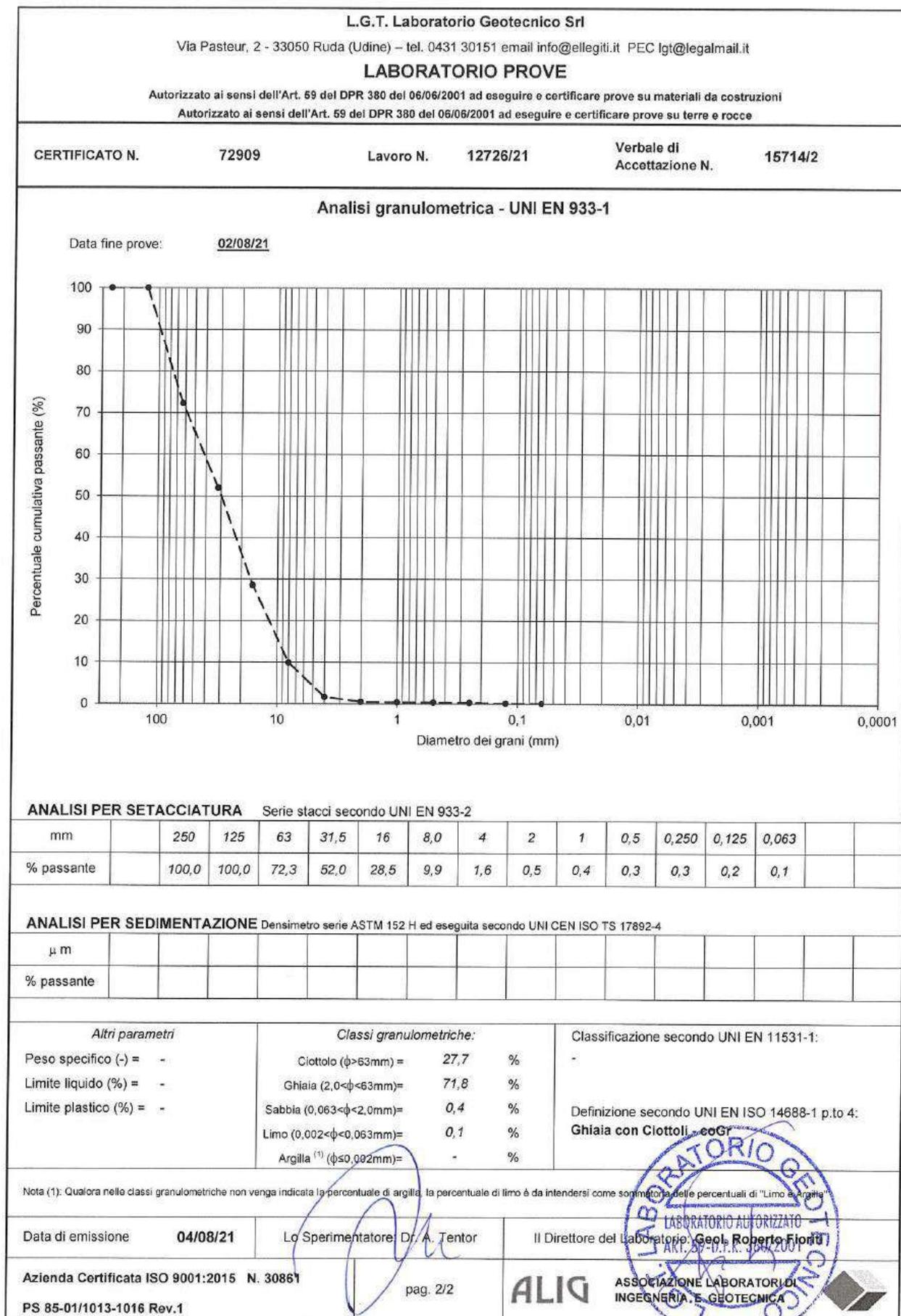
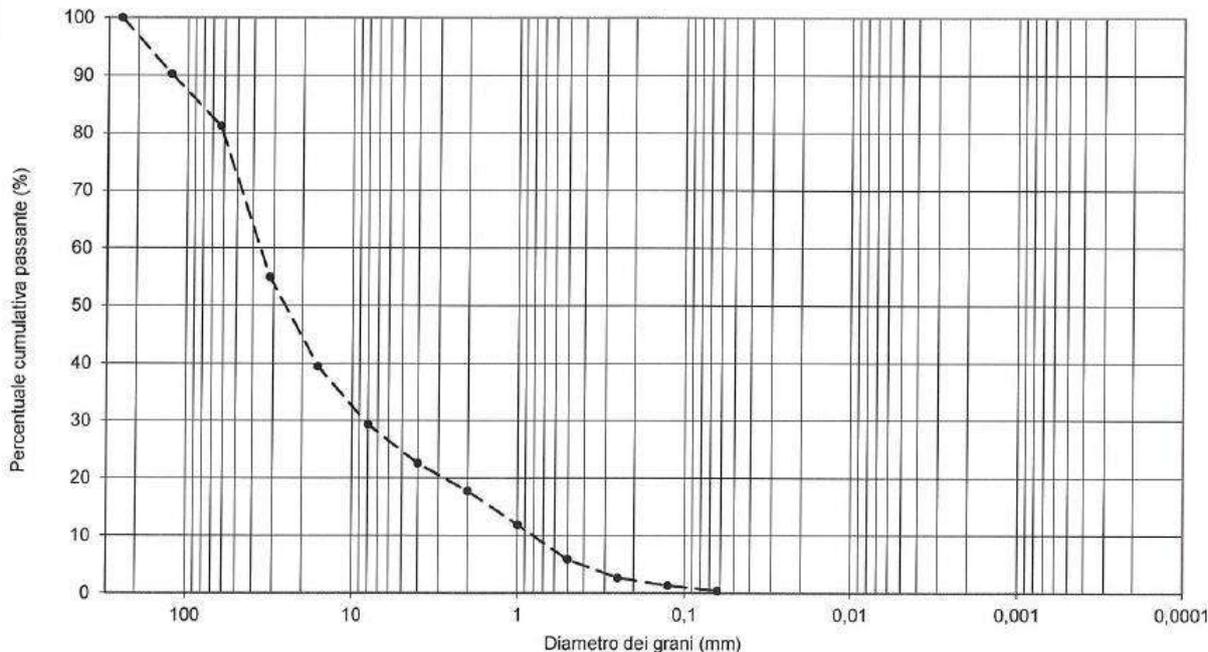


Figura 7.2: Analisi granulometrica della sponda sinistra.

CERTIFICATO N. **72910** Lavoro N. **12726/21** Verbale di Accettazione N. **15714/3**

Analisi granulometrica - UNI EN 933-1

Data fine prove: **02/08/21**



ANALISI PER SETACCIATURA Serie stacci secondo UNI EN 933-2

mm	250	125	63	31,5	16	8,0	4	2	1	0,5	0,250	0,125	0,063
% passante	100,0	90,2	81,3	55,0	39,4	29,3	22,5	17,7	11,9	5,8	2,6	1,3	0,4

ANALISI PER SEDIMENTAZIONE Densimetro serie ASTM 152 H ed eseguita secondo UNI CEN ISO TS 17892-4

μ m													
% passante													

Altri parametri	Classi granulometriche:	Classificazione secondo UNI EN 11531-1:
Peso specifico (-) = -	Ciottolo ($\phi > 63\text{mm}$) = 18,7 %	-
Limite liquido (%) = -	Ghiaia ($2,0 < \phi < 63\text{mm}$) = 63,6 %	Definizione secondo UNI EN ISO 14688-1 p.to 4: Ghiaia Ciottolosa e Sabbiosa / saccGr
Limite plastico (%) = -	Sabbia ($0,063 < \phi < 2,0\text{mm}$) = 17,3 %	
	Limo ($0,002 < \phi < 0,063\text{mm}$) = 0,4 %	
	Argilla ⁽¹⁾ ($\phi \leq 0,002\text{mm}$) = - %	

Nota (1): Qualora nelle classi granulometriche non venga indicata la percentuale di argilla, la percentuale di limo è da intendersi come somma della parte percentuale di limo e argilla.

Data di emissione **02/08/21** Lo Sperimentatore: **Dr. A. Tentor** Il Direttore del Laboratorio: **Geol. Roberto Fioriti**

Figura 7.3: Analisi granulometrica del centro alveo.

Sostituendo i valori all'interno dell'equazione, si ottiene il risultato seguente:

$$V_c = 6,19 \cdot 2,39^{1/6} 0,03^{1/3} = 2,22 \text{ m/s} < 2,65 \text{ m/s} = V$$

Da cui si evince che si ha erosione di tipo *live-bed*, in quanto per tutte le sottosezioni dell'alveo la velocità critica V_c è inferiore alla velocità media della corrente a monte V .

Si è pertanto proceduto al calcolo dell'erosione generalizzata, la cui entità è ricavabile dall'equazione di Laursen, in cui si assume che il materiale al fondo sia trasportato da monte:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} \quad \text{con } y_2 = y_0 + y_s$$

Dove y_1 è la profondità indisturbata a monte (già utilizzata per il calcolo di V_c , quindi relativa alla sezione 1857), y_0 è la profondità nella sezione contratta (sezione 1800 BR U) in assenza di erosione, y_s è l'entità dell'erosione, Q_1 è la portata a monte relativa all'alveo centrale (sezione 1857), Q_2 è la portata nella sezione del ponte (sezione 1800 BR U), W_1 è la larghezza del pelo libero a monte (sezione 1857) e W_2 è la larghezza del pelo libero al netto dell'ingombro delle pile e delle spalle (sezione 1800 BR U).

L'esponente k_1 si determina in funzione del rapporto tra la velocità d'attrito nella sezione di monte e la velocità di sedimentazione del materiale di fondo (V^*/T), dove:

$$V^* = \left(\frac{\tau_0}{\rho}\right)^{1/2} = (g y_1 J_1)^{1/2}$$

Con τ_0 sforzo di taglio al fondo, ρ densità dell'acqua, g accelerazione di gravità e J_1 pendenza dei carichi totali (*E.G. Slope* sezione 1857).

Sostituendo i valori di Tabella 7.1 si ottiene il seguente risultato:

$$V^* = (9,806 \cdot 2,39 \cdot 0,003534)^{1/2} = 0,29 \text{ m/s}$$

La velocità di sedimentazione del materiale al fondo T è invece pari a 0,5797 m/s.

Dal rapporto V^*/T si ottiene il valore di 0,5 che per la Tabella 7.2 implica un valore del coefficiente k_1 pari a 0,64.

V*/T	k ₁	Mode of Bed Material Transport
<0.50	0.59	Mostly contact bed material discharge
0.50 to 2.0	0.64	Some suspended bed material discharge
>2.0	0.69	Mostly suspended bed material discharge

Tabella 7.2: Valori di k_1 in funzione del rapporto V^*/T da documento HEC-18.

Per comprendere con più chiarezza le grandezze è possibile fare riferimento alla Figura 7.4 ed alla Figura 7.5.

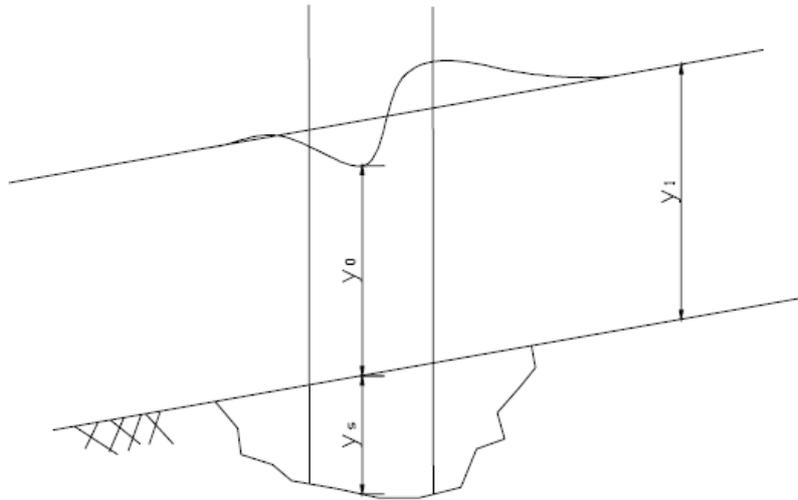


Figura 7.4: Schematizzazione delle altezze y_0 , y_1 , y_s .

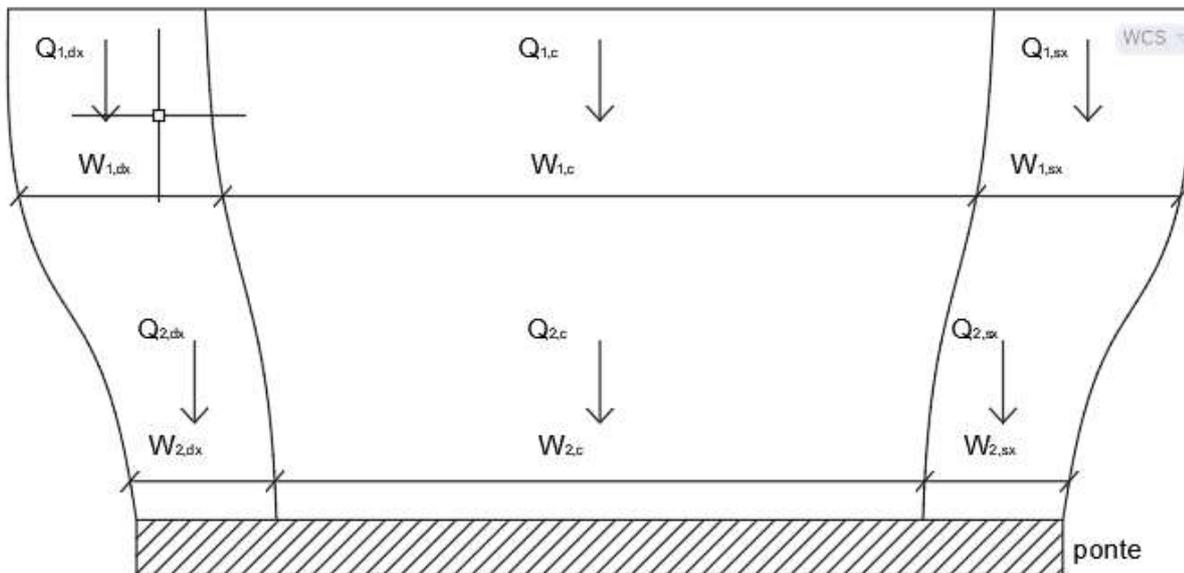


Figura 7.5: Schematizzazione delle larghezze W_1 e W_2 e delle portate Q_1 e Q_2 delle sezioni a monte ed in prossimità del ponte.

Si è proceduto quindi al calcolo di y_s sostituendo all'interno dell'equazione di Laursen i valori della Tabella 7.1 e della Tabella 7.3 relativa alla sezione subito a monte del ponte (1800 BR U), ottenendo il seguente risultato:

$$y_s = 2,39 \cdot \left(\frac{2139}{2139} \right)^{6/7} \left(\frac{338,78}{310,74} \right)^{0,64} - 2,45 = 0,08 \text{ m}$$

Essendo la velocità della corrente leggermente superiore alla velocità critica l'erosione generalizzata presenta un valore molto basso, in particolare 0,08 m.

Plan: prova Fella Fella RS: 1800 BR U Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	259.42	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.40	Wt. n-Val.		0.040	
W.S. Elev (m)	259.02	Reach Len. (m)	9.00	9.00	9.00
Crit W.S. (m)	258.26	Flow Area (m2)		760.58	
E.G. Slope (m/m)	0.004503	Area (m2)		760.58	
Q Total (m3/s)	2139.00	Flow (m3/s)		2139.00	
Top Width (m)	310.74	Top Width (m)		310.74	
Vel Total (m/s)	2.81	Avg. Vel. (m/s)		2.81	
Max Chl Dpth (m)	3.32	Hydr. Depth (m)		2.45	
Conv. Total (m3/s)	31874.8	Conv. (m3/s)		31874.8	
Length Wtd. (m)	9.00	Wetted Per. (m)		350.43	
Min Ch El (m)	255.70	Shear (N/m2)		95.85	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		269.56	
Frctn Loss (m)	0.04	Cum Volume (1000 m3)	0.00	341.37	
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	0.04	150.66	

Tabella 7.3: Tabulato di dettaglio della sezione 1800 BR U.

In Tabella 7.4 si riportano in sintesi i dati utilizzati per il calcolo dell'erosione generalizzata ed il relativo risultato:

Erosione generalizzata	
Input Data	
Average Depth y_1 (m):	2.39
Approach Velocity v_1 (m/s):	2.65
Br Average Depth y_0 (m):	2.45
BR Opening Flow Q_2 (m ³ /s):	2139
BR Top WD W_2 (m):	310.74
Grain Size D50 (mm):	30
Approach Flow Q_1 (m ³ /s):	2139
Approach Top WD W_1 (m):	338.78
K_1 Coefficient:	0.64
Results	
Scour Depth y_s (m):	0.06
Critical Velocity V_c (m/s):	2.22
Equation:	Live

Tabella 7.4: Dati di input e risultati relativi all'erosione generalizzata dovuta alla presenza del ponte.

7.2. Erosione localizzata

Il meccanismo che causa l'erosione attorno alle pile ed alle spalle di un ponte è legato, principalmente, alla formazione di vortici alla loro base, che prendono il nome di *horseshoe* (a ferro di cavallo) e *wake vortex* (vortici di scia) che sono di tipo verticale (Figura 7.6).

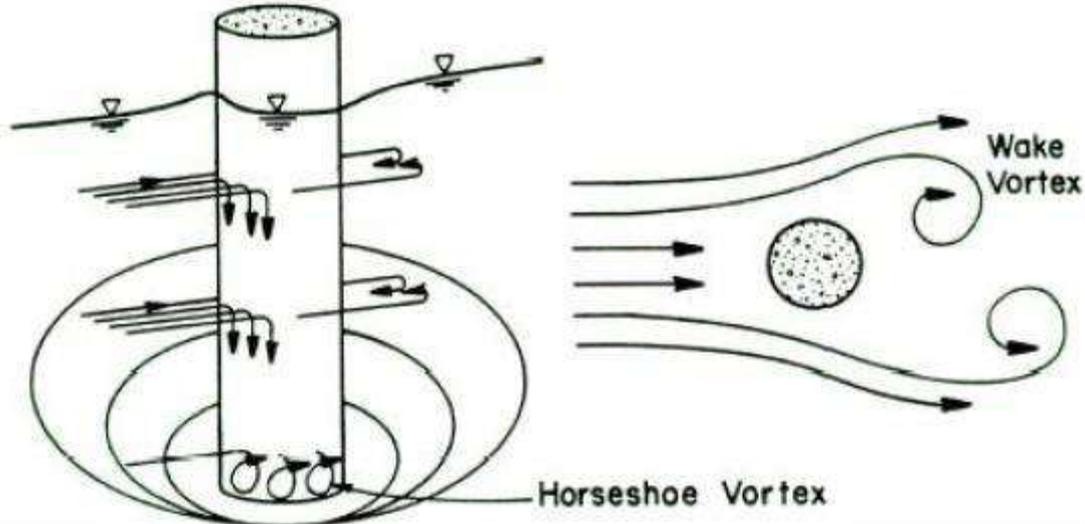


Figura 7.6: Schematizzazione del processo di erosione localizzata successivo alla formazione di vortici.

Il calcolo dell'entità dell'erosione localizzata può essere svolto con l'equazione CSU, valida per entrambi i tipi di erosione, essendo la più conservativa. Dalla sua applicazione si ottiene la massima profondità di scavo alle pile:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2,0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0,65} Fr_1^{0,43}$$

con y_s profondità di erosione, y_1 profondità subito a monte della pila, K_1 correzione legata alla forma delle pile, K_2 correzione legata all'angolo di incidenza della corrente sulle pile, K_3 correzione che tiene conto della presenza di forme al fondo dell'alveo, K_4 correzione che tiene conto del corazzamento, a larghezza della pila, Fr_1 numero di Froude. Nel nostro caso si sono utilizzati i seguenti valori dei coefficienti K_i ottenibili in base alle caratteristiche del problema dal documento HEC-18:

- $K_1 = 1$ poiché la pila è cilindrica,
- $K_2 = 1$ poiché la pila è cilindrica.
- $K_3 = 1,1$ poiché non vi è la presenza di forme di fondo.
- $K_4 = 0,4$ valore minimo consigliato da letteratura e dipendente dal D_{50} , dal D_{95} (pari a 10 cm) e dalla velocità della corrente. Essendo i diametri dei grani di dimensioni relativamente alte ed essendo la velocità della corrente di poco superiore alla velocità critica è corretto considerare un importante effetto del corazzamento.

Si riportano di seguito la Tabella 7.5, Tabella 7.6 e Tabella 7.7 del documento HEC-18 da cui si determinano i valori di K_1 , K_2 , K_3 .

Table 7.1. Correction Factor, K_1 , for Pier Nose Shape.	
Shape of Pier Nose	K_1
(a) Square nose	1.1
(b) Round nose	1.0
(c) Circular cylinder	1.0
(d) Group of cylinders	1.0
(e) Sharp nose	0.9

Tabella 7.5: Coefficiente di correzione K_1 relativo alla forma della pila.

Table 7.2. Correction Factor, K_2 , for Angle of Attack, α , of the Flow.			
Angle	L/a=4	L/a=8	L/a=12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Angle = skew angle of flow
L = length of pier

Tabella 7.6: Coefficiente di correzione K_2 relativo all'angolo di attacco della corrente.

Table 7.3. Increase in Equilibrium Pier Scour Depths, K_3 , for Bed Condition.		
Bed Condition	Dune Height ft	K_3
Clear-Water Scour	N/A	1.1
Plane bed and Antidune flow	N/A	1.1
Small Dunes	$10 > H \geq 2$	1.1
Medium Dunes	$30 > H \geq 10$	1.2 to 1.1
Large Dunes	$H \geq 30$	1.3

Tabella 7.7: Coefficiente di correzione K_3 relativo alle forme di fondo.

Nel caso in cui le pile siano molto larghe (rispetto alla profondità della corrente) le formule presentate tendono a sovrastimare l'entità dell'erosione. Per questo motivo, nell'equazione CSU viene introdotto il fattore K_w , che riduce la sovrastima. Il coefficiente viene applicato solo nel caso in cui si verificano contemporaneamente le tre le condizioni seguenti:

- $\frac{y_1}{a} < 0,8$
- $\frac{a}{D_{50}} > 50$
- $Fr_1 < 1$

ed il valore di K_w assume i seguenti valori:

$$K_w = \begin{cases} 2,58 \left(\frac{y_1}{a}\right)^{0,34} Fr_1^{0,65} & \text{per } \frac{V_1}{V_c} < 1 \\ 1,0 \left(\frac{y_1}{a}\right)^{0,13} Fr_1^{0,25} & \text{per } \frac{V_1}{V_c} \geq 1 \end{cases}$$

Nel caso in esame, tuttavia, la prima condizione non viene mai soddisfatta, di conseguenza non viene applicato alcun fattore correttivo.

Si è dunque applicata l'equazione CSU, in cui il valore della profondità a monte della pila y_1 ed il valore della velocità V_l necessario al calcolo del numero di Froude, sono relativi alla sezione 1815, ovvero quella subito a monte del ponte il cui output è riportato in Tabella 7.8. Si ricorda che per ottenere un maggior dettaglio, per ogni pila si sono utilizzate la profondità e la velocità della corrente locali. Si è dunque ottenuto il risultato di Tabella 7.9 in cui si riportano i dati utilizzati ed i risultati ottenuti.

Plan: prova Fella Fella RS: 1815 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	259.47	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.33	Wt. n-Val.		0.040	
W.S. Elev (m)	259.14	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	258.19	Flow Area (m2)		843.99	
E.G. Slope (m/m)	0.003021	Area (m2)		843.99	
Q Total (m3/s)	2139.00	Flow (m3/s)		2139.00	
Top Width (m)	328.33	Top Width (m)		328.33	
Vel Total (m/s)	2.53	Avg. Vel. (m/s)		2.53	
Max Chl Dpth (m)	3.44	Hydr. Depth (m)		2.57	
Conv. Total (m3/s)	38914.7	Conv. (m3/s)		38914.7	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		336.97	
Min Ch El (m)	255.70	Shear (N/m2)		74.21	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		188.07	
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	0.00	345.38	
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	0.04	152.25	

Tabella 7.8: Tabulato di dettaglio della sezione 1815.

Pila 1 (CL = 45.93)		Pila 2 (CL = 95.93)	
Input Data		Input Data	
Pier Shape:	Circular cylinder	Pier Shape:	Circular cylinder
Pier Width (m):	2.9	Pier Width (m):	2.9
Grain Size D50 (mm):	30	Grain Size D50 (mm):	30
Depth Upstream (m):	2.93	Depth Upstream (m):	2.73
Velocity Upstream (m/s):	2.6	Velocity Upstream (m/s):	2.56
K1 Nose Shape:	1	K1 Nose Shape:	1
Pier Angle:	0	Pier Angle:	0
Pier Length (m):	2.9	Pier Length (m):	2.9
K2 Angle Coef:	1	K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1	K3 Bed Cond Coef:	1.1
Grain Size D90 (mm):	108	Grain Size D90 (mm):	108
K4 Armouring Coef:	0.4	K4 Armouring Coef:	0.4
Results		Results	
Scour Depth Y_s (m):	1.88	Scour Depth Y_s (m):	1.85
Froude #:	0.48	Froude #:	0.49
Equation:	CSU equation	Equation:	CSU equation
Pila 3 (CL = 150.93)		Pila 4 (CL = 203.43)	
Input Data		Input Data	
Pier Shape:	Circular cylinder	Pier Shape:	Circular cylinder
Pier Width (m):	2.9	Pier Width (m):	2.9
Grain Size D50 (mm):	30	Grain Size D50 (mm):	30
Depth Upstream (m):	2.56	Depth Upstream (m):	2.37
Velocity Upstream (m/s):	2.56	Velocity Upstream (m/s):	2.56
K1 Nose Shape:	1	K1 Nose Shape:	1

Pier Angle:	0	Pier Angle:	0
Pier Length (m):	2.9	Pier Length (m):	2.9
K2 Angle Coef:	1	K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1	K3 Bed Cond Coef:	1.1
Grain Size D90 (mm):	108	Grain Size D90 (mm):	108
K4 Armouring Coef:	0.4	K4 Armouring Coef:	0.4
Results		Results	
Scour Depth Ys (m):	1.83	Scour Depth Ys (m):	1.81
Froude #:	0.51	Froude #:	0.53
Equation:	CSU equation	Equation:	CSU equation
Pila 5 (CL = 258.43)		Pila 6 (CL = 308.43)	
Input Data		Input Data	
Pier Shape:	Circular cylinder	Pier Shape:	Circular cylinder
Pier Width (m):	2.9	Pier Width (m):	2.9
Grain Size D50 (mm):	30	Grain Size D50 (mm):	30
Depth Upstream (m):	3.14	Depth Upstream (m):	2.39
Velocity Upstream (m/s):	2.59	Velocity Upstream (m/s):	2.28
K1 Nose Shape:	1	K1 Nose Shape:	1
Pier Angle:	0	Pier Angle:	0
Pier Length (m):	2.9	Pier Length (m):	2.9
K2 Angle Coef:	1	K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1	K3 Bed Cond Coef:	1.1
Grain Size D90 (mm):	108	Grain Size D90 (mm):	108
K4 Armouring Coef:	0.4	K4 Armouring Coef:	0.4
Results		Results	
Scour Depth Ys (m):	1.89	Scour Depth Ys (m):	1.73
Froude #:	0.47	Froude #:	0.47
Equation:	CSU equation	Equation:	CSU equation

Tabella 7.9: Calcolo dell'erosione localizzata per ogni pila.

Sommando il valore dell'erosione localizzata appena ottenuto al valore dell'erosione generalizzata si ottiene l'erosione totale per ogni pila, che sottratta alla quota del fondo alveo fornisce la quota di fondo scavo. In Tabella 7.10 si riportano i valori dell'erosione per ogni pila.

Pila	y_s pila [m]	y_s alveo [m]	y_s pila + y_s alveo [m]	Quota alveo [m s.l.m.]	Quota fondo scavo [m s.l.m.]
1	1.88	0.08	1.96	256.21	254.25
2	1.85	0.08	1.93	256.41	254.48
3	1.83	0.08	1.91	256.57	254.66
4	1.81	0.08	1.89	256.77	254.88
5	1.89	0.08	1.97	256	254.03
6	1.73	0.08	1.81	256.75	254.94

Tabella 7.10: Erosione localizzata, generalizzata e quota fondo scavo per ogni pila.

In Figura 7.7 si riporta infine la rappresentazione grafica dell'erosione delle pile.

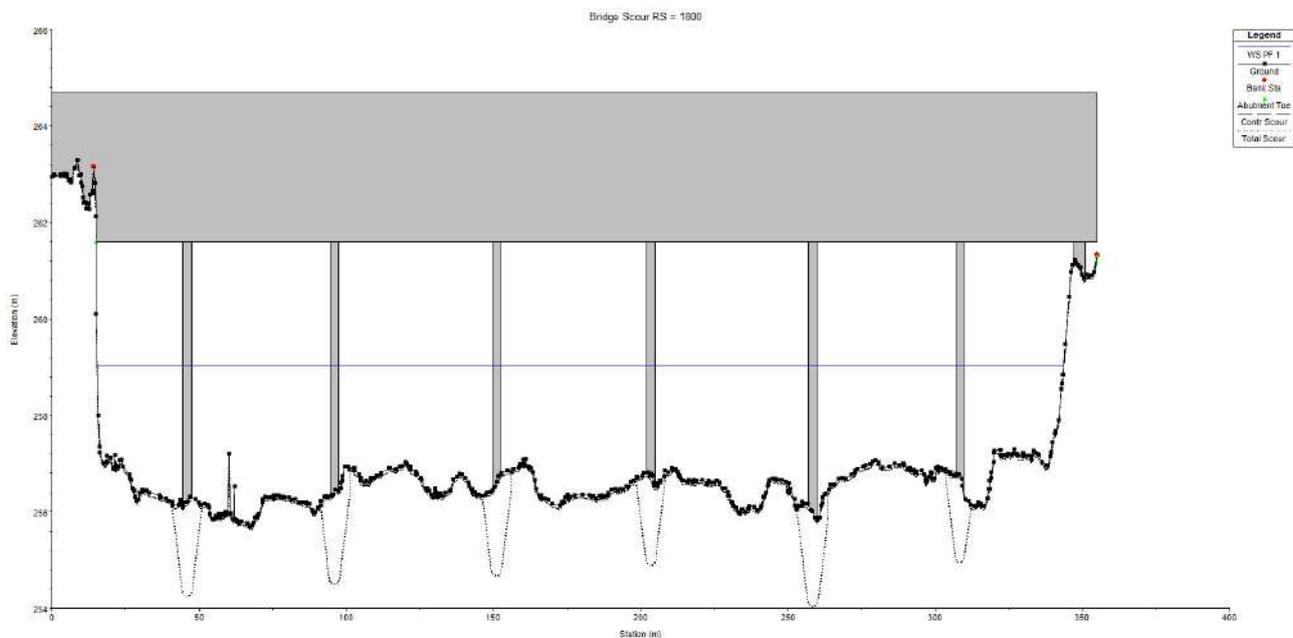


Figura 7.7: Erosione delle pile.

7.3. Conclusioni

Dal calcolo dell'erosione effettuato, risulta che le pile devono essere poste ad una profondità di almeno 2 m dal fondo dell'alveo attuale.

Essendo, inoltre, le spalle posizionate esternamente alle sponde dell'alveo non è stato eseguito il relativo calcolo dell'erosione, anche considerando il fatto che in seguito alla loro costruzione la sponda verrà modificata. In ogni caso si consiglia la protezione delle spalle, ad esempio mediante scogliera, in modo da evitare il loro scalzamento o aggiramento.

Si ricorda, infine, l'importanza del contributo di stabilizzazione dell'alveo fornito dalla soglia situata immediatamente a valle dell'ex ponte ferroviario. Essendo quest'ultima erosa, se ne consiglia il ripristino, in modo da non favorire fenomeni di escavazione delle pile dell'ex ponte ferroviario che andrebbero a modificare anche lo stato di fatto a monte, e quindi alla sezione dello studio in esame.

8. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA AI FINI DELL' INVARIANZA IDRAULICA

8.1. Premesse ed inquadramento

Il presente studio di compatibilità idraulica viene redatto al fine di garantire il rispetto del Principio dell'invarianza idraulica, come disciplinato dal “Regolamento recante disposizioni per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica di cui all'art. 14, comma 1, lettera k) della legge regionale 29 aprile 2015, n. 11 (Disciplina organica in materia di difesa del suolo e di utilizzazione delle acque)”. Tale documento, richiamato nella presente relazione come Regolamento, sancisce infatti all'art. 2, comma 1, lett. d), come i progetti degli interventi edilizi consistenti nella realizzazione sul territorio regionale delle opere pubbliche di competenza statale, regionale o comunale di cui agli articoli 10 e 11 della legge regionale 19/2009;

L'intervento in oggetto si riferisce alla costruzione del ponte lungo la S.S.52 che attraversa il Fiume Fella nei Comuni di Amaro e di Venzone, che andrà a sostituire quello esistente.

8.2. Superficie di riferimento e coefficienti di deflusso

All'art. 3 del Regolamento, comma 1, lettera s), la superficie di riferimento S viene definita come “superficie complessiva (ad es. un lotto) sulla quale, a seguito di una trasformazione che interessa anche solo una parte di essa, è possibile si produca un'alterazione del valore del coefficiente di afflusso medio ponderale sull'intera superficie. La superficie S è uno dei parametri di riferimento per la determinazione del livello di significatività della trasformazione”.

Nel caso specifico, verrà considerata come superficie di riferimento la variazione tra la superficie dell'impalcato del ponte progettato e quello esistente. Alla variazione viene associato un coefficiente di afflusso per la fase ante-operam, quindi relativo all'alveo del Fiume, ed uno per la fase post-operam (relativo alla pavimentazione). I valori adottati sono tratti dalla tabella di cui al punto 9 dell'Allegato 1 al Regolamento (Tabella 5.1):

$\Psi = 0,30$ per zone con ghiaia non compressa, cui è stato assimilato l'alveo.
 $\Psi = 0,90$ per pavimentazioni asfaltate.

Si sono quindi esaminate le condizioni ante-operam e post-operam e l'estensione della superficie, così da determinarne il livello di significatività di cui all'art. 5 del Regolamento, come specificato da tabella di cui al punto 4 dell'Allegato 1:

La lunghezza del ponte di nuova costruzione, calcolata da spalla a spalla è pari a 345,45 m, che moltiplicata per la larghezza di 12,40 m genera un'area dell'impalcato di 4283,5 m². Il ponte esistente ha invece una larghezza di 9,55 m, cui corrisponde una superficie di 3299 m². La superficie di riferimento, calcolata come differenza tra le due superfici è pari a 984,50 m². Nella condizione ante-operam il coefficiente di afflusso è pari a 0,30 e nelle condizioni post-operam è pari a 0,90.

Essendo la superficie di riferimento inferiore a 1000 m², la significatività della trasformazione è contenuta.

8.3. Idrologia

Al fine di valutare la quantità di pioggia che può cadere durante un evento estremo di durata specifica e per un previsto tempo di ritorno T_R , si utilizza la curva di possibilità pluviometrica, avente la forma:

$$h = a \cdot t^n$$

nella quale:

h = altezza di pioggia [mm]

t = durata dell'evento [ore]

T_R = tempo di ritorno [anni]

I parametri a [mm/oraⁿ] ed n [adimensionale], vengono ricavati, come previsto dal Regolamento, in funzione delle coordinate baricentriche della superficie di riferimento attraverso il software RainMap FVG 2.0.

Si assumeranno come coordinate baricentriche le coordinate del baricentro dell'impalcato del ponte, individuate come $X = 2376965$ m e $Y = 5138990$ m.

Nell'Allegato 1 al Regolamento (punto 2.2) si precisa che il tempo di ritorno a cui fare riferimento per gli studi idraulici è fissato in 50 anni, inoltre al medesimo punto è specificato che, per le piogge di durata inferiore all'ora il parametro n vada corretto moltiplicandolo per il valore di 4/3:

$$n' = 4/3 \cdot n$$

Sulla scorta dei risultati forniti da RainMap FVG 2.0 e sulla base delle considerazioni fatte circa il coefficiente n ed il tempo di ritorno, la curva di possibilità pluviometrica assumerà le forme indicate nelle seguenti equazioni, rispettivamente per le piogge di durata superiore ed inferiore all'ora.

$$h = 85,00 \cdot t^{0,46} \quad \text{durata superiore all'ora}$$

$$h = 85,00 \cdot t^{0,61} \quad \text{durata inferiore all'ora}$$

Nella Tabella 8.1, è riportato l'output fornito dal software.

Coordinate Gauss-Boaga Fuso Est		
	<i>E</i>	<i>N</i>
Input	2376965	5138990
Baricentro cella	2376750	5138750

Parametri LSPP							
<i>n</i>	0.46						
	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
a	35.0	49.4	59.8	70.3	85.0	96.8	109.4

Precipitazioni (mm)							
Durata (Hr)	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
1	35.0	49.4	59.8	70.3	85.0	96.8	109.4
2	48.3	68.2	82.4	97.0	117.3	133.6	150.8
3	58.3	82.3	99.5	117.1	141.5	161.2	182.0
4	66.6	94.0	113.7	133.8	161.7	184.2	208.0
5	73.9	104.3	126.1	148.4	179.4	204.3	230.7

6	80.4	113.5	137.2	161.5	195.2	222.3	251.1
7	86.4	121.9	147.4	173.4	209.7	238.8	269.7
8	91.9	129.7	156.8	184.5	223.1	254.1	286.9
9	97.1	136.9	165.6	194.9	235.6	268.4	303.0
10	101.9	143.8	173.9	204.6	247.4	281.8	318.2
11	106.6	150.3	181.7	213.9	258.6	294.5	332.6
12	110.9	156.5	189.2	222.7	269.2	306.7	346.3
13	115.1	162.4	196.4	231.1	279.4	318.3	359.4
14	119.2	168.1	203.3	239.2	289.2	329.4	372.0
15	123.0	173.6	209.9	247.0	298.6	340.1	384.1
16	126.8	178.8	216.2	254.5	307.7	350.5	395.8
17	130.4	183.9	222.4	261.7	316.5	360.5	407.0
18	133.9	188.9	228.4	268.8	325.0	370.1	418.0
19	137.3	193.7	234.2	275.6	333.2	379.5	428.6
20	140.6	198.3	239.8	282.2	341.2	388.7	438.9
21	143.8	202.9	245.3	288.7	349.0	397.6	449.0
22	147.0	207.3	250.7	295.0	356.7	406.3	458.8
23	150.0	211.6	255.9	301.1	364.1	414.7	468.3
24	153.0	215.9	261.0	307.1	371.3	423.0	477.7

Tabella 8.1: Output del software RainMap FVG 2.0.

8.4. Analisi della trasformazione

Il livello di significatività della presente variazione è contenuto, l'estensione della superficie è pari a 984,50 m². Sulla base delle considerazioni di cui al paragrafo 8.2 della presente relazione, sono stati assunti i seguenti valori per i coefficienti di afflusso: $\Psi_{AO} = 0,30$ e $\Psi_{PO} = 0,90$.

Dalla tabella riportata al paragrafo 5 dell'Allegato 1 al Regolamento si desume che:

- È obbligatorio l'uso delle buone pratiche costruttive;
- È obbligatorio lo studio di compatibilità idraulica in forma semplificata: non sono obbligatori i volumi d'invaso per soddisfare l'invarianza idraulica e vanno descritti gli interventi mitigatori introdotti

Attenendosi a quanto indicato si prescrive l'utilizzo delle buone pratiche costruttive per questa trasformazione. Dato il livello di definizione non è possibile stabilire quali pratiche debbano essere usate e quindi si rimanda all'elenco generale riportato al punto 14 dell'Allegato 1 al Regolamento. Si consiglia comunque l'adozione di una vasca volano a valle dell'impianto di disoleazione.

Le portate generate nelle due condizioni ante-operam e post-operam vengono determinate con il metodo cinematico, dove il tempo di corrivazione viene valutato mediante la relazione di Turazza-Ventura. Si riportano di seguito le due formulazioni:

$$Q_c = 2,778 \cdot S \cdot a \cdot \Psi \cdot t_c^{n-1}$$

Dove:

Q_c = portata [l/sec]

t_c = tempo di corrivazione [ore]

S = superficie [ha]

a = parametro della curva di possibilità pluviometrica [mm/oraⁿ]

Ψ = coefficiente di deflusso

Il parametro n , valido per le piogge di durata superiore all'ora, viene sostituito da n' quando la durata della pioggia è inferiore all'ora, come precedentemente anticipato.

Il tempo di corrivazione t_c è stato determinato utilizzando la formulazione di Turazza-Ventura, valida per terreni pianeggianti:

$$t_c = 24 \cdot 0,315 \cdot S^{1/2}$$

nella quale 24 è un coefficiente di congruenza, 0,315 è il coefficiente di taratura ed S , la superficie della singola area, è espressa in km^2 .

I risultati ottenuti si riportano sinteticamente di seguito:

$$t_{c,AO} = 0,5 \text{ ore} = 30 \text{ min} \quad t_{c,PO} = 0,43 \text{ ore} = 25,8 \text{ min}$$

$$Q_{AO} = 0,97 \text{ m}^3/\text{sec} \quad Q_{PO} = 1,19 \text{ m}^3/\text{sec}$$

La differenza tra le due portate è data solo dall'aumento della superficie della condizione post-operam, in quanto prima l'acqua cadeva direttamente in alveo.

9. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Il dimensionamento degli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia è avvenuto imponendo un'altezza di pioggia di progetto pari a 18 mm in 15 minuti, relativa ad un evento con tempo di ritorno pari a 20 anni per la zona in esame. I due impianti di trattamento saranno da porsi presso le 2 spalle e saranno di tipo a filtri o a piastre a coalescenza. Per il calcolo del singolo disoleatore si è utilizzata la superficie relativa a metà impalcato del ponte, pari a circa 2150 m². Dal dimensionamento risulta necessario l'utilizzo di un disoleatore tipo KMC-SMA 50-5,2-EN a cui andranno affiancati una vasca bypass tipo KMC-SED-RE 250-0250-245-11 vasca di onda nera tipo KMC-SED-RE 250-0900-245-44. Si riporta di seguito il dimensionamento dei disoleatori proposto dall'azienda K.M.C. srl a cui seguono i capitolati dei tre manufatti necessari.

Sono altresì previste vasche cosiddette di onda nera alle due estremità del ponte, che entrano in funzione alla rilevazione di un eccesso di olio nel pozzetto di ripartizione in testa all'impianto di disoleazione.

Progetto:		Dimensionamento disoleatori secondo EN 858 Nuovo Ponte su Fella		
1) Definizione della situazione				
1.1) Drenaggio di acque piovane contenenti oli minerali				
A1 Aree scoperte proiettate		2150	m²	
Superfici di drenaggio acque piovane provenienti da aree di transito quali strade, aree di manovra, movimentazione ecc.. sulle quali vi è una quantità minima di inquinanti.				
A2 Aree scoperte proiettate		0	m²	
Superfici di drenaggio acque piovane provenienti da aree di parcheggio, stoccaggio, distribuzione carburanti ecc..				
A3 Aree coperte, lateralmente scoperte		0	m²	
Superfici esposte a battuta di pioggia quali autorimesse tettoie ecc..				
Coefficiente di Precipitazione i		200	l/s.ha	
Il coefficiente di precipitazione dipende dai dati registrati dagli organi locali competenti				
<i>Parti a 72 mm ora o 18 mm in 15 min</i>				
Densità dei liquidi leggeri attesi		0	kg/dm³	
(vedi Tabella densità oli)	Densità γ =	fino a 0,85 kg/dm ³		
	Densità γ =	fino a 0,90 kg/dm ³		
	Densità γ =	fino a 0,95 kg/dm ³		
1.2) Drenaggio di acque industriali contenenti oli minerali				
Acque di scarico provenienti da industrie, autolavaggi, officine meccaniche, lance ad alta pressione				
Densità dei possibili liquidi leggeri		0,95	kg/dm³	
(vedi tabella densità oli)	Densità γ =	fino a 0,85 kg/dm ³		
	Densità γ =	fino a 0,90 kg/dm ³		
	Densità γ =	fino a 0,95 kg/dm ³		
Punti di prelievo				
Rubinetti	DN 15 / 1/2"	0	Pezzi	
	DN 20 / 3/4"	0	Pezzi	
	DN 25 / 1"	0	Pezzi	
	Pressione	4	bar	
Autolavaggi		0	Pezzi	
Lance ad alta pressione		0	Pezzi	
Posto di lavaggio (per camion, macchine agricole, ecc.)		0	si=1	
Fattore di sicurezza scelto f_d (vedi Tabella fattore di sicurezza)		0		
Fattore di sfangazione scelto f_{st}		100	l / NS	
1.3) Protezione da sversamento di liquidi leggeri nella zona di progetto				
Indicare la quantità massima di liquidi leggeri che potrebbero fuoriuscire (p.es. stoccaggio di fusti contenenti oli)				
		0	l/s	
<i>K.M.C. srl Tecnologia Ambientale</i>				

2) **Dimensionamento di un disoleatore secondo EN 858-2**2.1) **Determinazione della grandezza nominale NS**

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d$$

NS Grandezza del disoleatore
 Q_r Scarico max. acque piovane in l/s
 f_x Fattore di sicurezza dipendente dal tipo di scarico
 Q_s totale acque di scarico in l/s
 f_d Fattore di densità dei liquidi

$$Q_r = (\psi \cdot i \cdot A)$$

ψ Coefficiente di scarico scelto per superficie dure = 1
 i Coefficiente di precipitazione l/s*ha
 A Superficie contenente acque meteoriche in ha

$$Q_r = (1 \cdot 200 \cdot 0,2150) = 43,00 \text{ l/s}$$

$f_x = 0$ Protezione contro liquidi fuoriuscenti nella zona del oggetto
 $f_x = 0$ acque di scarico industriali, autolavaggi, ufficio meccaniche, lancia ad alta pressione
 $f_x = 0$ secondo tabella di immissione

$$f_x = 0 \text{ scelto}$$

$$Q_s = Q_{s1(xbar)} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4}$$

$Q_{s1(xbar)}$ = acque di scarico da valvole di scarico

secondo Tabella 4 in corrispondenza con EN 858-2 vale:

	1. Valvola	2. Valvola	3. Valvola	4. Valvola	5. Valvola	6. Valvola
DN 15	0,50	0,50	0,35	0,25	0,10	0,10
DN 20	1,00	1,00	0,70	0,50	0,20	0,20
DN 25	1,70	1,70	1,20	0,85	0,30	0,30

0
0
0

$$Q_{s1(4bar)} = 0,00 \text{ a 4 bar di pressione}$$

$$Q_{s1(xbar)} = Q_{s1(4bar)} / \sqrt{4bar / x \text{ bar}}$$

$$Q_{s1(xbar)} = 0,00 / \sqrt{4,00 / 4,00} = 0,00 \text{ l/s}$$

$$Q_{s2} = 2 \text{ l/s} \cdot 0 = 0,00 \text{ l/s}$$

Q_{s2} acque di scarico da autolavaggi

$$Q_{s31} = 2 \text{ l/s} \cdot 0 = 0,00 \text{ l/s} \text{ 1. lancia ad alta pressione}$$

$$Q_{s32} = 1 \text{ l/s} \cdot 0 = 0,00 \text{ l/s} \text{ 2.,3.,4., ecc. lance}$$

$$Q_{s3} = 0,00 \text{ l/s}$$

Q_{s3} acque di scarico da lance ad alta pressione

$$Q_{s4} = 0 \text{ l/s}$$

Q_{s4} acque di scarico dalla fuoriuscita di liquidi leggeri

$$Q_s = 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 = 0,00 \text{ l/s}$$



$$\gamma = 0,950 \text{ kg/dm}^3 \quad \dots\dots \text{ densità scelta}$$

Fattore di densità secondo Tabella 3 in corrispondenza con EN 858

								S-II-I-P	S-I-P	S-I-P*
γ	=		fino	0,85		f_d	=	1,0	1,0	1
γ	=	0,85	fino	0,90		f_d	=	1,0	1,5	2
γ	=	0,90	fino	0,95		f_d	=	1,0	2,0	3

* Disoleatore di classe I, esclusivamente con separazione a gravità
per ulteriori calcoli verranno adottati i fattori di densità come dai campi marcati sopra indicati

2.2) Determinazione del volume di sfangazione

$$V_{sf} = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_{sf}$$

V_{sf} volume di sfangazione necessario

f_{sf} fattore dei fanghi dipendente dal carico dei fanghi

$f_{sf} = 100$ a) acque industriali con minore quantità di fanghi
b) superficie di accumulo acque piovane (strade, distrib. di benzina, ecc.)
c) per max. NS 9

$f_{sf} = 200$ a) distributori, lavaggio manuale autovetture, lavaggio parziale
b) parcheggio di autobus
c) acque di scarico proveniente da officine, parcheggi
d) centrali elettriche, industrie di costruzione macchine

$f_{sf} = 300$ a) posti di lavaggio per macchine di cantiere, macchine agricole, ecc.
b) lavaggio camion
c) impianti di lavaggio automatici
come autolavaggi a portale, ecc.

$f_{sf} = 100$ scelto in base alla distinta sopra indicata

$$V_{sf} = (43,00 + 0 \cdot 0,00) \cdot 100$$

$$V_{sf} = 4300 \text{ l} = 4,30 \text{ m}^3$$

però almeno $0 \text{ l} = 0 \text{ m}^3$ secondo Tabella 5 EN 858-2



2.3) Disoleatore necessario secondo EN 858

Composizione disoleatore S-II-I-P
con piastre a coalescenza

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d$$

$$NS = (43,00 + 0 \cdot 0,00) \cdot 1 = 43,0$$

2.4) Volume minimo di sfangazione

$$V_{sf} = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_{sf}$$

$$V_{sf} = (43,00 + 0 \cdot 0,00) \cdot 100 = 4300 \text{ l}$$

secondo Tabella 5 in corrispondenza alla 858-2 però almeno

0 l

scelto: $V_{sf} = 4300 \text{ l}$

2.5) Disoleatore scelto

disoleatore necessario: Tipo KMC-EURO-SEDIRAT-EN:

KMC 50,0 - 5,2 - EN

(Risultato automatico fino NS 200)

Annotazioni:



3) **Disoleatore necessario secondo EN 858-2**

Secondo i dati da Lei inseriti potranno essere utilizzati secondo EN 858 i seguenti disoleatori:

3.1) **Composizione Disoleatore S-II-I-P** con filtri oppure piastre a coalescenza

Grandezza nominale	NS	=	43		
Volume di sfangazione	Vsf	=	4,3	m ³ valore minimo	0 m ³
Taratura galleggiante	γ	=	0,95	kg/dm ³	

3.2) **Composizione disoleatore S-I-P** con filtri oppure piastre a coalescenza

Grandezza nominale	NS	=	86		
Volume di sfangazione	Vsf	=	4,3	m ³ valore minimo	0 m ³
Taratura galleggiante	γ	=	0,95	kg/dm ³	

3.3) **Composizione disoleatore S-I-P** esclusivamente a gravita, senza filtri o piastre a coalescenza

Grandezza nominale	NS	=	129		
Volume di sfangazione	Vsf	=	4,3	m ³ valore minimo	0 m ³
Taratura galleggiante	γ	=	0,95	kg/dm ³	

	Applicazione	Osservazioni	Fattore di sicurezza f_d	
			EN 858-2	Consigliato ^{d)}
1	Acqua piovana da stazione di rifornimento carburante	Senza detergenti	- a)	-
2	Acqua piovana da territori di stoccaggio e trasferimento olio		- a)	-
3	Acqua piovana da parcheggi per veicoli, ecc		- a)	-
4	Acqua piovana da strade, ecc.	per esempio aree di raccolta delle acque	- a)	-
5	Pulizia (sversamento e perdita) pavimenti di officine, centri di prova e collaudo, stabilimenti, ecc			
5.1	Con l'uso di sostanze pulenti		2	4
5.2	Senza l'uso di sostanze pulenti		2	2
6	Autolavaggio			
6.1	Manuale	Solo pulizia delle superfici dell'auto, sostanze pulenti prive di idrocarburi	2	2
6.2	Autolavaggi automatici	Solo pulizia delle superfici dell'auto, incluso il lavaggio del sottoscocca (bassa pressione), sostanze pulenti prive di idrocarburi	2	4
6.3	Con pulitrice ad alta pressione		2	6 ^{b)}
6.3.1	Solo pulizia delle superfici del veicolo senza contaminazione da olio	Sostanze pulenti prive di idrocarburi	2	2
6.3.2	Pulizia delle superfici dei veicoli con contaminazione da olio		2	4
6.4	Lavaggio del sottoscocca	eventualmente anche ^{c)}	2	6
6.5	Motori	^{c)}	2	6-10
6.6	Self-service con pulitrice ad alta pressione		2	4-6
7	Pulizia (tranne autolavaggio)			
7.1	Con pulitrice ad alta pressione	^{c)}	2	6-10
7.2	Con rotocleaner	^{c)}	2	6-10
8	Rimozione di paraffina o simili, per esempio da nuovi veicoli, incluso un trattamento antiruggine	^{c)}	2	6-10
9	Depositi di rottami		2	4
10	Trattamento del suolo		2	4
11	Trattamento (impianti di) per fango e liquidi leggeri provenienti da separatori		2	6
12	Carico dell' impianto mediante stazione di pompaggio		- a)	Valore= $f_d \times 2$

^{a)} Il dimensionamento secondo EN 858 non prevede alcun fattore di sicurezza ^{b)} viene considerato una quantità superiore di acque di scarico ^{c)} Impianto chimico fisico oppure post-trattamento

^{d)} I fattori di sicurezza consigliati dovrebbero essere scelti considerando la presenza di emulsioni per processi che necessitano il grado di depurazione (classe I).

Tabella densità degli oli

(Estratto della norma EN 858-2)

Liquido leggero	Massa volumica a temperatura da 15 °C a 20 °C (g/cm ³)	Separabilità	Osservazioni	
			Solubilità massima in acqua in particolari condizioni	Altro
Amilacetato di acido acetico	0,876	Si	2,5 g/l	a)
Etilestere di acido acetico (Etilacetato)	0,900	Limitata	86,0 g/l	Dopo un certo tempo, decomposizione in acido acetico e acqua
Metilacetato di acido acetico	da 0,930 a 0,934	Limitata	292 g/l	a) particolarmente in vani chiusi
n-butil estere dell'acido acetico	0,876	Limitata	7 g/l	Dopo un certo tempo, decomposizione in acido acetico e alcool etilico
Acetone	0,791	No	Illimitata	-
Olio d'ambra	0,800	Si	-	-
Alcool amilico	0,815	Limitata	27 g/l	Miscela con acqua dannose
Benzene	0,870	Si	1,8 g/l	a)
Alcool butilico	0,810	Limitata	90 g/l	a)
Olio di catrame	da 0,86 a 0,89	Si	0,2 g/l	-
Olio di cresolo	1,030	No	20 g/l	-
Cicloesano	0,968	No	56,7 g/l	-
Cicloesano	da 0,778 a 0,779	Si	Quasi insolubile	a)
Decalina (decaidro-naftalene)	da 0,870 a 0,896	Si	Quasi insolubile	-
Olio combustibile, gasolio	0,850	Si	Quasi insolubile	-
Diethyl etere	0,714	Limitata	75 g/l	Emissione di gas di diethyl etere
Diossano	0,103	No	Illimitata	a) In caso di concentrazione elevata
Alcool etilico	0,789	No	Illimitata	a) In caso di concentrazione elevata
Etilbutirrato (n-etiletere di acido butirico)	0,879	Limitata	6,2 g/l	a)
Etilmetilchetone	0,805	No	Ben solubile	-
Etilestere di acido formico	da 0,919 a 0,921	Limitata	110 g/l	a)
Metilestere di acido formico	da 0,969 a 0,971	Limitata	3 000 g/l	a)
Olio combustibile, extra leggero	<0,86	Si	Quasi insolubile	-
Olio combustibile, leggero	0,870	Si	-	-
Olio combustibile, medio	0,920	Si	-	-
Olio combustibile, pesante	da 0,94 a 0,99	Limitata fino a ≈0,06 g/cm³	Quasi insolubile	-
Benzina pesante	da 0,70 a 0,75	Si	Quasi insolubile	-
Eptano	0,684	Si	Quasi insolubile	a)
Esano	0,659	Si	Quasi insolubile	a)
Alcool isoamilico	0,813	Limitata	30 g/l	-
Alcool isobutilico	0,806	Limitata	95 g/l	a) in giornate calde
Alcool isopropilico	0,785	No	Illimitata	a)
Cherosene (benzina per aviazione)	0,800	Si	-	a) Se esposto alle radiazioni solari
Olio leggero→olio combustibile, leggero				
Benzina leggera→benzina				
Olio di catrame da lignite→olio di catrame				
Olio lubrificante	da 0,89 a 0,9	Si	Quasi insolubile	-
Alcool metilico	da 0,790 a 0,791	No	Illimitata	a)
Metilcicloesano	da 0,91 a 0,94	Si	-	-
Olio di trementina	da 0,86 a 0,87	Si	-	a) in caso di temperature più elevate
Olio di paraffina	da 0,88 a 0,94	Si	Quasi insolubile	-
Pentano	da 0,625 a 0,626	Si	0,36 g/l	a)
Benzina, miscela di marche	da 0,77 a 0,79	Si	-	a)
Benzina di marca	da 0,68 a 0,75	Si	-	a)
Benzina per auto da gara	0,780	Si	-	a)
Petrolio	0,800	Si	Quasi insolubile	-
Olio di pino→olio di trementina				
Etilestere di acido propionico	da 0,889 a 0,891	Si	22 g/l	a)
Alcool propilico	0,804	No	Illimitata	-
Propilbutirrato	0,880	Si	≈0,3 g/l	-
Tetralina (tetraidronaftalene)	da 0,967 a 0,969	Limitata	-	-
Benzina per prove e collaudi	da 0,764 a 0,794	Si	Quasi insolubile	-
	da 0,866 a 0,867	Si	Quasi insolubile	a)
Carburante per autotrazione→gasolio e petrolio				
Olio per trasformatori (oli di isolamento) non contenenti PCB	≈0,820	Si	-	-
contenenti PCB		No		
PCB = policlorobifenili				
Xilene	da 0,862 a 0,875	Si	0,2 g/l	a)

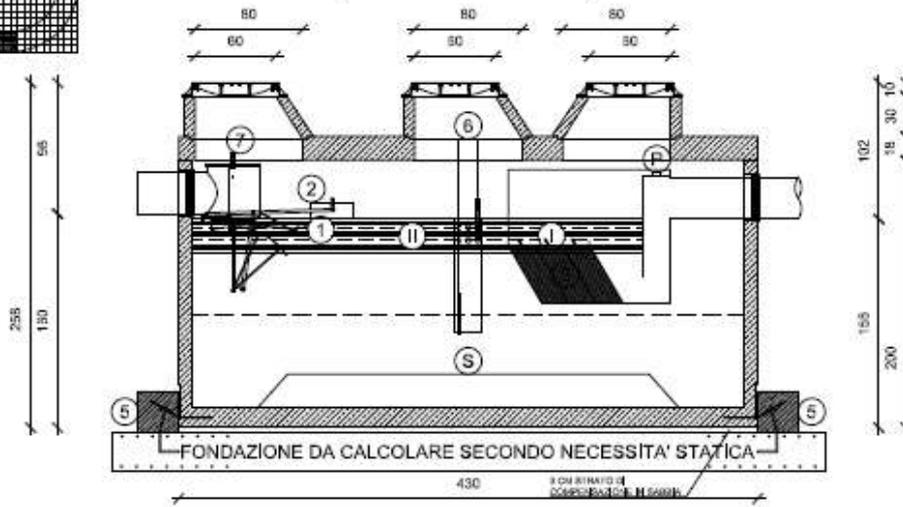
a) Possibile formazione di atmosfera esplosiva sopra il livello dell'acqua.

Nota: Alcuni di questi liquidi possono attaccare chimicamente i materiali di superficie del sedimentatore, del separatore e dei componenti interni. Si dovrebbe quindi porre attenzione alla specifica dei materiali e/o alla preparazione della superficie per resistere agli attacchi di tali liquidi leggeri.

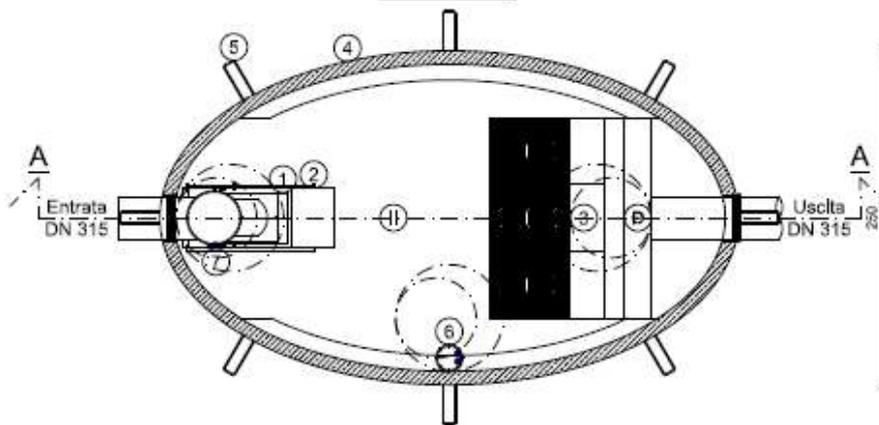
K.M.C. srl Tecnologia Ambientale



SEZIONE A-A



PIANTA



TIPOLOGIA IMPIANTO:

Grandezza Nominale (NS):	50
Configurazione Disoleatore:	S-II-I-P
Classe di trattamento:	I < 5 mg/l
Chiusura automatica tarata per densità fino a:	0,9 kg/dm ³
Contenuto sedimentatore:	5,20 m ³
Capacità accumulo oli:	1,96 m ³
Peso max. a pezzo:	9,63 t
Peso totale:	13,82 t

TIPOLOGIA IMPIANTO:

S	Sedimentatore	2	Regolatore di portata **
II	Separatore classe II < 100 mg/l	3	Pacchi coalescenti
I	Separatore classe I < 5 mg/l	4	Vasca C.A.
P	Condotto di campionamento	5	Staffe ancoraggio Integrate**
C.A.	(C 50/60 B6 XA2T privo di C3A)	6	Allarme livelli olio/fango **
Armatura	B 450C	7	Allarme valvola chiusa **
Attrezzatura	Acciaio X6 CrNi 1810	8	Diffusore **
1	Chiusura automatica	9	Paraflutto grigliato **

DATI STRUTTURALI SECONDO NTC 2018 EUROCODICE 2 ED 8

Certificazione richiesta:	CE EN 858 rilasciata da ente terzo
Calcolo statico:	NTC 2018
Mezzi pesanti:	400 kN
Ritombamento:	Fino 2,0 m (sopra la soletta)

DATI TECNICI:

1) Istruzioni di montaggio, 2) Verificare sempre le misure effettive, 3) Le misure sopra riportate non considerano le malte per i giunti, 4) Considerare la profondità di ingresso a seconda delle temperature esterne, **) Opzionali a pagamento montati solo su richiesta.

VOCE DI CAPITOLATO DISOLEATORE IN CONTINUO

TIPO KMC-SMA 50-5,2-EN

Fornitura di disoleatore tipo KMC-SMA 50-5,2-EN con potenzialità di 50 l/s in continuo realizzato e certificato da ente terzo (criterio 1) secondo il sistema S II I P della normativa UNI EN 858 parte 1 e 2. L'impianto dovrà essere realizzato in elementi prefabbricati con calcestruzzo auto compatte (SCC Classe di consistenza del calcestruzzo fresco UNI EN 206-1 S5 superfluida) qualità minima C50/60 B6 XA2T con resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} > 0 = 60 \text{ N/mm}^2$ in conformità al punto 4.3.1 della EN 206-1:2001 resistente alle sostanze chimiche senza fabbisogno di trattamenti tipo resina epossidica o altro. Il calcestruzzo inoltre dovrà essere "ad Altissima Resistenza ai Solfati" classificato secondo le norme UNI 9156, dovrà essere ricco di C_2S e C_4AF , per resistere alle acque aggressive e ad alto contenuto salino. Al fine di evitare fenomeni espansivi causati dal composto chimico fra acque solfatiche o selenitose e l'alluminato tricalcico il calcestruzzo dovrà essere privo di C_3A , che non solo garantirà la massima resistenza ai solfati ma conferirà al prodotto un'alta resistenza alle aggressioni di acque carboniche ed acide e lo renderà particolarmente idoneo all'uso in ambiente marino e a contatto con gliceridi (oli e grassi). Il calcestruzzo inoltre dovrà avere una comprovata resistenza chimica agli oli minerali avendo effettuato test di schiacciamento secondo EN 858 dopo prova di 1000 ore in immersione con:

-acqua demineralizzata tenuta a $(40 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$

-olio combustibile in conformità alla ISO 8217, designazione ISO-F-DMA, tenuto a $(23 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$;

-combustibile senza piombo in conformità alla EN 228 tenuto a $(23 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$;

-una miscela tenuta a $(40 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$, come segue: 90% (m/m) di acqua demineralizzata; 0,75% (m/m) di idrossido di sodio; 3,75% (m/m) di ortofosfato di sodio; 0,50% (m/m) di silicato di sodio; 3,25% (m/m) di carbonato di sodio; 1,75% (m/m) di metafosfato di sodio.

Eventuali giunzioni ad incollaggio (per esempio per pareti divisorie, oppure incollaggio della soletta di copertura) dovranno essere effettuate mediante collanti o resine elastiche. Per il collegamento a tenuta dei tubi di ingresso e uscita dovranno essere effettuati fori mediante carotatura. Le guarnizioni di tenuta dovranno presentare apposite certificazioni secondo EN 681, dovranno essere resistenti agli oli minerali ed inoltre avere un'elevata resistenza alle sostanze chimiche. I fori di ispezione nella soletta di copertura dovranno avere una luce netta di minimo $\varnothing 80 \text{ cm}$. Dovranno poi essere forniti chiusini in ghisa sferoidale diam. 600 posati su idonei manufatti tronco conici 80/60 in classe D 400 kN con la dicitura "separatoro". L'impianto dovrà essere progettato in modo da resistere ai vari carichi ai quali si prevede, deve essere assoggettato (peso proprio, peso utile, pressione del suolo, pressione dell'acqua) senza alcun danno alle sue funzionalità e all'ambiente, e dovrà essere protetto da possibili flottazioni quando vuoto. Il Calcolo statico, da presentare alla D.L. prima dell'inizio dei lavori, dovrà basarsi sulle norme nazionali che recepiscono quelle europee quando disponibili, o in assenza di esse dovranno basarsi sulla ONORM B 2503. Per una buona resistenza generale contro la corrosione e stabilità contro gli effetti della corrosione intercrystallina dei vari acciai elencati nelle EN 10088-1, EN 10088-2 ed EN 10088-3, per la realizzazione delle apparecchiature interne dovrà essere utilizzato esclusivamente acciaio austenitico di qualità almeno X6 CrNi 1810. L'impianto sarà costituito da una vasca monolitica di forma ovale delle dimensioni (lxl) di 4300x2500 mm e dell'altezza totale di 2580 mm con spessore pareti di 100 mm e del peso max. pezzo di 9,53 e del peso totale di 13,82 t. L'impianto dovrà avere una zona di sfangazione grossolana separata dalla zona di separazione oli della capacità totale di min. 5,20 mc., la zona di separazione oli di rimanenza sarà invece costituita da una vasca in acciaio inox con capacità di contenuto d'olio non inferiore a 1,96 mc. Il passaggio a questa zona avverrà attraverso un sistema composto da 9 pacchetti lamellari realizzati in polipropilene vergine inclinati a 45° dello spessore di 1 mm con superficie totale non inferiore a 180 mq, che grazie alla funzione coalescente permettono alle gocce d'olio più fini di coagulare dando loro la capacità di galleggiare, separando ulteriormente la quantità di oli presenti in soluzione dall'acqua. Questo passaggio sarà protetto da un sistema di non ritorno sifonato, che eviterà che gli oli già presenti nel separatore possano tornare nella sezione di sfangazione grossolana. Il liquame così trattato, grazie ad un percorso obbligato una volta attraversata la batteria attraverso un sifone ispezionabile raccordato ad una tubazione $\varnothing 315$ viene scaricato nel corpo ricettore. Questo filtro, semovibile, dovrà avere un peso massimo (saturo) di 15 kg/cad. al fine di facilitare la manutenzione. Il disoleatore dovrà presentare in ingresso ($\varnothing 315$) uno speciale sistema frangiflutti in acciaio inox al fine di permettere la diffusione del liquame in arrivo su tutta la superficie della zona di sfangazione grossolana. In ingresso alla vasca di disoleazione inoltre, dovrà essere installata una valvola di regolazione della portata sifonata. La stessa valvola, in caso di livello troppo elevato di olio, mediante un secondo galleggiante dovrà azionarsi chiudendosi al fine di evitare sversamenti accidentali. Tale valvola, con doppia funzione dovrà essere stata certificata secondo EN 858. Il collegamento fra le sezioni di sfangazione dovrà essere realizzato in acciaio inox e polietilene e sarà dotato di una speciale griglia a fori calibrati seguita da uno devia flusso avente la funzione di evitare la formazione di dannose turbolenze, facilitando così la separazione degli oli dall'acqua e una più veloce sedimentazione delle sabbie fini presenti in soluzione. L'acqua così trattata, verrà scaricata nel corpo ricettore attraverso una tubazione d'uscita che pesca dal fondo dalla vasca. Per evitare fonti d'inquinamento, sia alla tubazione d'entrata sia a quella d'uscita, dovranno essere installate speciali guarnizioni certificate EN 681 con resistenza a contatto diretto con gli idrocarburi, che rendono l'insieme perfettamente ermetico, evitando così la fuoriuscita di sostanze inquinanti dalle fessure create sulla vasca di cemento per l'inserimento delle tubazioni. Prima della fornitura, l'impresa dovrà fornire per l'accettazione definitiva da parte della D.L. i seguenti certificati/dichiarazioni: Certificato UNI EN 858 rilasciato da ente terzo ai sensi del Regolamento UE n. 305/2011 (CPR: Regolamento Prodotti da Costruzione); Certificato di prova che ha determinato la portata nominale effettuato secondo punto 8.3.3.1.1 della UNI EN 858; Certificato di prova che ha determinato classe del separatore effettuato secondo punto 8.3.3.1.1 della UNI EN 858; Certificato di collaudo sec. punto 8.3.2 UNI EN 858 del dispositivo di chiusura automatica; Certificato di tenuta all'acqua dei componenti del sistema effettuato in conformità al punto 8.2 UNI EN 858 riferita all'impianto; Certificato UNI EN 681 tipo GB delle guarnizioni; Certificato di prova della resistenza chimica delle superfici interne effettuata secondo punto 8.1.4 UNI EN 858; Certificato rottura cementi con resistenza minima 60 N/mm2 effettuata dopo prova di 1000 ore in immersione negli inquinanti secondo punto 8.1.4 UNI EN 858; Certificato del produttore delle vasche sull'utilizzo di cementi serie XA2T secondo UNI EN 206; Relazione di Calcolo statico e relativi disegni strutturali.

DATI TECNICI		RIASSUNTO CERTIFICATI DA ESIBIRE
Classe di desolazione:	S II I P	
Grandezza nominale (NS):	50 l/s	
Contenuto utile sfangazione:	5,20 m³	
Capacità accumulo oli:	1,96 m³	
Ingombro esterno (lxl):	430/250 cm	
Profondità d'installaz. (stand.):	258 cm	
Profondità d'entrata (standard):	98 cm	
Diametro entrata/uscita:	315 mm	
Peso max. a pezzo:	9,53 t	
Peso totale:	13,82 t	
Copertura:	400 kN	
Carico soletta di copertura:	I classe	
Ritombamento: (max. sopra soletta)	1,0 m	
		<ul style="list-style-type: none"> ➤ Certificato UNI EN 858 rilasciato da ente terzo ai sensi del Regolamento UE n. 305/2011 (CPR: Regolamento Prodotti da Costruzione) ➤ Certificato di prova che ha determinato la portata nominale effettuato secondo punto 8.3.3.1.1 della UNI EN 858 ➤ Certificato di prova che ha determinato classe del separatore effettuato secondo punto 8.3.3.1.1 della UNI EN 858 ➤ Certificato di collaudo sec. punto 8.3.2 UNI EN 858 del dispositivo di chiusura automatica. ➤ Certificato di tenuta all' acqua dei componenti del sistema effettuato in conformità al punto 8.2 UNI EN 858 riferita all' impianto ➤ Certificato UNI EN 681 tipo GB delle guarnizioni. ➤ Certificato di prova della resistenza chimica delle superfici interne effettuata secondo punto 8.1.4 UNI EN 858 ➤ Certificato rottura cementi con resistenza minima 60 N/mm2 effettuata dopo prova di 1000 ore in immersione negli inquinanti secondo punto 8.1.4 UNI EN 858 ➤ Certificato del produttore delle vasche sull'utilizzo di cementi serie XA2T secondo UNI EN 206 ➤ Relazione di Calcolo statico e relativi disegni strutturali

VOCE DI CAPITOLATO

VASCA BYPASS TIPO KMC-SED-RE 250-0250-245-11

Fornitura e posa in opera di vasca Bypass prefabbricata in c.a. tipo KMC-SED-RE 250-0250-245-11 monolitica con volume utile di 11,49 mc a base di forma quadrata delle dimensioni esterne (LxLxH) di 2500 x 2500 x 2450 mm con spessore pareti di 100/120 mm e del peso di 9,22 ton., e della soletta di copertura dello spessore di 200 mm e dal peso di 2,86 ton. che dovrà essere in unico elemento con apposita sagomatura per ottenere un perfetto accoppiamento con la vasca. Verrà fornita completa di setto interno in c.a. La giunzione fra vasca e soletta di dovrà essere eseguita con un idoneo strato di adesivo epossidico bicomponente tissotropico per incollaggi strutturali tipo Adesilex PG. La vasca e la soletta dovranno essere armate con acciaio B450C e/o fibra, realizzate con calcestruzzo di qualità minima C 50/60, Classe di esposizione B6/C3A-frei, XC4(Corrosione indotta da carbonatazione), XW2(Resistente a pressione d' acqua con colonna superiore a 10Mt.), XD3(Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare), XF3(Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti), XA2T(Attacco chimico presenza nel suolo o nell' acqua di ioni di solfato SO₂-4), resistente alle sostanze chimiche senza fabbisogno di trattamenti tipo resina epossidica o altro. Il calcestruzzo inoltre dovrà essere "ad Altissima Resistenza ai Solfati". Al fine di evitare fenomeni espansivi causati dal composto chimico fra acque solfatiche o seleniose e l'alluminato tricalcico il calcestruzzo dovrà essere privo di C3A, che non solo garantirà la massima resistenza ai solfati ma conferirà al prodotto un'alta resistenza alle aggressioni di acque carboniche ed acide e lo renderà particolarmente idoneo all' uso in ambiente marino e a contatto con gliceridi (oli e grassi). Il calcestruzzo inoltre dovrà avere una comprovata resistenza chimica agli oli minerali avendo effettuato test di schiacciamento secondo EN 858 dopo prova di 1000 ore in immersione con: -acqua demineralizzata tenuta a (40 ± 2) °C; -olio combustibile in conformità alla ISO 8217, designazione ISO-F-DMA, tenuto a (23 ± 2) °C; -combustibile senza piombo in conformità alla EN 228 tenuto a (23 ± 2) °C; -una miscela tenuta a (40 ± 2) °C, come segue: -90% (m /m) di acqua demineralizzata; -0,75% (m /m) di idrossido di sodio; -3,75% (m /m) di ortofosfato di sodio; -0,50% (m /m) di silicato di sodio; -3,25% (m /m) di carbonato di sodio; -1,75% (m /m) di metafosfato di sodio.

La vasca e la fondazione dovranno essere progettate sulla base di apposita relazione geologica per resistere, senza alcun danno alle sue funzionalità e all' ambiente, a carichi Classe ponte 1 secondo NTC 2018 Corsia 1, carico asse Qik 300 kN, qik 9 kN/m², con reinterro minimo di 40 cm. e massimo 200 cm. sopra la soletta. In caso di presenza di falda dovrà essere verificato il galleggiamento ed eventualmente dovranno essere inserite, in fase di prefabbricazione, nella base della vasca delle apposite staffe di ancoraggio da collegare in opera alla fondazione, anch' essa prevista di staffe di ripresa per ancoraggio. Il Calcolo statico, dovrà essere presentato alla D.L. per verifica e approvazione prima dell'eventuale deposito e prima dell'inizio dei lavori. Eventuali giunzioni ad incollaggio (per esempio per pareti divisorie, soletta e rialzi), dovranno essere effettuate mediante adesivo epossidico bicomponente tissotropico tipo Adesilex PG. Per il collegamento a tenuta dei tubi di ingresso e uscita dovranno essere effettuati fori mediante carottatura. Le guarnizioni di tenuta tipo KMC, dovranno presentare apposite certificazioni secondo EN 681, dovranno essere resistenti agli oli minerali ed inoltre avere un'elevata resistenza alle sostanze chimiche.

I fori di ispezione nella soletta di copertura dovranno avere una luce netta di minimo Ø 80 cm e predisposti di apposito scanso a norma DIN4034 per permettere un accoppiamento perfettamente a tenuta con i torrioni di rialzo. La posizione esatta verrà stabilita dal D.L. Dovranno poi essere forniti e posati chiusini in classe D 400 kN (quotati a parte) in ghisa sferoidale diam. 600 posati su idonei manufatti.

Le voci riportate nel presente paragrafo sono da intendersi comprensive di tutti gli oneri derivanti dalla fornitura, carico, trasporto, scarico, assemblaggio, movimentazioni in orizzontale ed in quota per messa in opera, eventuali ponteggi/mezzi di sollevamento, assemblaggio e montaggio, posa, servizi, lavorazioni in genere (es. officina e a piè d'opera), variazioni dipendenti da modifiche (es. di tipo impiantistico), smaltimento materiali residui a relativa scarica autorizzata e quant'altro non esplicitamente citato, ma necessario, per l'esecuzione delle opere. Sono inoltre compresi gli oneri che l'Appaltatore dovrà sostenere per dare l'opera finita e collaudabile ivi compresi gli oneri derivanti da: rilievo; tracciamento; campionature dei materiali e manufatti per approvazione DL; stesura in scala adeguata dei disegni esecutivi e dei particolari di finitura da sottoporre alla DL per approvazione. In particolare: dettagli costruttivi in scala 1:20 o 1:50; progetto e calcolo opere da parte di un professionista abilitato; predisposizione in fase di prefabbricazione di fori ed eventuali predisposizioni per il fissaggio degli impianti e non; realizzazione di eventuali opere provvisorie e di presidio (comprese anche quelle per il trasporto e montaggio) anche se non espressamente indicate negli elaborati di progetto; opere di completamento e finitura (es. inserti di collegamento e di fissaggio, eventuali dispositivi di appoggio (es. neoprene), sigillatura, ancoraggi, guarnizioni, schiumature, ecc.) anche se non espressamente indicati negli elaborati di progetto; collegamenti/continuità idraulica (es. giunto in membrana e tubazioni di continuità tra vasche, ecc.); fornitura di mezzi, manodopera ed acqua per il collaudo; pulizia dei componenti forniti/realizzati; piano di manutenzione dell'impianto e manuale d'uso; rilascio certificazione CE da ente terzo; oneri derivanti da ogni componente necessaria a dare l'opera compiuta in ogni parte e dettaglio anche se non espressamente indicata nei disegni e nel capitolato di appalto. Tutta la documentazione richiesta dovrà essere presentata per approvazione alla D.L. tassativamente prima della consegna in cantiere dei manufatti. In conformità al punto 11.2.9.2 della NTC 2018 sarà ritenuto premiante l'uso di aggregati riciclati.

Dimensioni esterne LxLxH (cm.):	0250 x 250 x 245
Volume utile (mc):	12,49
Peso vasca (ton):	9,22
Peso soletta (ton):	2,86
Soletta Copertura:	Classe ponte 1 secondo NTC 2018 Corsia 1, carico asse Qik 300 kN, qik 9 kN/m ² .
Ritombamento sopra soletta:	Minimo 40 cm. Massimo 200 cm