

NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE  
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD

STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)  
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)  
"BRETTELLA DI GALLARATE"

PROGETTO ESECUTIVO

	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incechi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)</p>	 <p>Società designata: <b>GA&amp;M</b></p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p><b>SETAC</b> Srl Servizi &amp; Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p><b>ARKE'</b> INGEGNERIA s.r.l. Via Immediatore Italiano n. 4 - 70126 Bari</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Dott. Ing. Giancarlo LUONGO</p>	<p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Renato DEL PRETE</p>	<p>IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE</p>  <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>

FA001

**F - PROGETTO IDRAULICO**

**FA - RETICOLO IDROGRAFICO**

Relazione Idraulica bacini di versante

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.</p> <p><b>MI533</b>      <b>E</b>      <b>1801</b></p>		<p>NOME FILE</p> <p>FA001-T00ID00IDRRE01_A.dwg</p>		<p>REVISIONE</p> <p><b>A</b></p>	<p>SCALA:</p> <p>-</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p><b>T00ID00IDRRE01</b></p>					
C					
B					
A	EMISSIONE	Maggio 2021	ING. NICOLA DEL DUCA	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>IDRAULICA DI BACINO.....</b>	<b>4</b>
2.1	DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE PROVENIENTI DAI VERSANTI .....	4
2.1.1	<i>FOSSI DI GUARDIA DRENANTI .....</i>	<i>4</i>
2.2	SISTEMA DI PROTEZIONE DELLE PILE DEL VIADOTTO VI04.....	10
2.2.1	<i>CRITERI DI VERIFICA DELLO SCALZAMENTO .....</i>	<i>10</i>
2.2.2	<i>METODOLOGIA DI CALCOLO UTILIZZATA .....</i>	<i>12</i>
2.2.3	<i>CALCOLO DELLO SCALZAMENTO .....</i>	<i>17</i>
2.3	BACINO DI DISSIPAZIONE DELLO SCARICO DEL TORRENTE TENORE .....	27

## 1 PREMESSA

La presente relazione idraulica accompagna il Progetto Esecutivo delle opere in intestazione, ed ha per oggetto la porzione di territorio interessata dal tracciato del nuovo Collegamento stradale tra Samarate ed il confine con la Provincia di Novara, nel tratto compreso tra l'Autostrada A/8 (Bretella di Gallarate) e la S.S. n. 527, nel Comune di Vanzaghella lungo la S.S. n° 341.

La versione originaria del Progetto Preliminare (PP) del presente intervento prevedeva la realizzazione di un viadotto le cui pile interessavano le vasche di spagliamento dei T. Rile e Tenore. In seguito alle prescrizioni CIPE (ed al parere Regione Lombardia ex D.G.R. n. VII/14402 del 30.9.2003) ANAS produceva una nuova revisione PP adottando una variazione di tracciato che consentisse di evitare l'impatto diretto con le vasche di spagliamento in parola, pur perdurando una interferenza tra il rilevato stradale e le aree contermini a tali vasche, costituenti il bacino endoreico che funge da recapito finale dei citati corsi d'acqua.

Nella successiva fase di progettazione definitiva (PD), i progettisti hanno proposto di compensare i volumi sottratti all'invaso, ruscigliamento ed infiltrazione delle acque dalla presenza dei rilevati di progetto, realizzando, all'interno dell'area di spagliamento, una vasca interrata (scavata sotto il piano campagna) di capacità pari al volume in parola.

Questa soluzione ha generato perplessità da parte del CSLLPP e dell'AIPo, i quali hanno prescritto che nella successiva fase esecutiva si provvedesse a supportare tale scelta con idonei studi idraulici. Come verrà illustrato nel proseguo della presente relazione, gli approfondimenti tecnici, sviluppati anche con il supporto di un modello di calcolo bidimensionale, hanno consentito di affinare la soluzione proposta nel PD, addivenendo ad una configurazione che garantisse la effettiva invarianza idraulica del sito.

In particolare, nel presente progetto esecutivo, è stata sviluppata e testata (cfr. WBS FD) una soluzione che, attraverso la realizzazione di un viadotto (in parziale sostituzione del previsto rilevato stradale), consente di minimizzare le interferenze con il deflusso idrico nell'area di spagliamento.

Le elaborazioni idrologiche ed idrauliche poste alla base della presente relazione sono state effettuate coerentemente alle indicazioni contenute nella "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B", in ottemperanza alle disposizioni del PAI riportate all'art. 19, 1° comma, delle N.T.A. e secondo le metodologie di studio contenute negli Allegati 3 e 4 alla D.G.R. del 29 ottobre 2001, n. VII/6645.

Accogliendo le ulteriori prescrizioni formulate dai diversi soggetti chiamati ad esprimersi sul PD, la presente relazione sviluppa uno studio idraulico di dettaglio in regime di moto vario e bidimensionale, volto a definire gli effetti degli idrogrammi duecentennali di riferimento dei T. Rile e Tenore (ottenuti mediante l'aggiornamento delle valutazioni idrologiche sulla base dei dati attualmente disponibili) oltre che valutare le dinamiche di riempimento e svuotamento interne alla vasca di spagliamento dei suddetti Torrenti.

Inoltre, le analisi condotte sono state svolte in ottemperanza alla richiesta di AIPo effettuata a seguito della riunione con ANAS, avvenuta presso la sede dell'Unità Operativa di Milano dell'AIPo in data 13/11/2018; nella suddetta richiesta si precisa che la relazione idraulica deve esplicitare:

- le condizioni al contorno utilizzate;
- le determinazioni delle scabrezze;
- il modello utilizzato per il calcolo;
- la verifica dell'equivalenza idraulica delle aree a tale scopo identificate;
- la verifica dei manufatti idraulici presenti nel dominio di calcolo interessati dall'esondazione e la loro eventuale necessità di adeguamento;
- l'andamento nel tempo delle linee di corrente nell'area di esondazione, e della loro variazione conseguente alla realizzazione delle opere;
- le interazioni dell'area di compenso con la falda e delle modalità e tempistiche del suo svuotamento.

L'area in studio è delimitata a sud dall' **argine HUPAC** la cui quota nominale risulta pari o superiore a 244.70 m s.l.m., così come indicato negli elaborati idraulici ed idrologici del progetto dell'Autostrada Pedemontana Lombarda e ripreso dall'estensore del Progetto Definitivo del presente intervento (cfr. pagina 15 Relazione di Compatibilità idraulica... allegato T00\_IDR\_RE\_02\_A del Progetto Definitivo).

La funzione di questo manufatto è quella di contenere la piena centenaria dei corsi d'acqua Rile e Tenore, proteggendo le aree di valle e consentendo l'infiltrazione nel sottosuolo del volume accumulato a tergo dell'argine.

A questo proposito è utile evidenziare che in altri documenti (cfr. e.g. la relazione Idraulica allegata al Progetto Esecutivo delle opere di realizzazione di presidio arginale dei torrenti Rile e Tenore nei comuni di cassano Magnago e Busto Arsizio) tale quota sia indicata come pari a 244,20 m s.l.m.

Allo scopo di addivenire ad una definizione certa della quota arginale, propedeuticamente alla redazione del presente Progetto Esecutivo è stato commissionato uno specifico rilievo di questo manufatto che ha evidenziato come lo stesso sia caratterizzato da una quota di coronamento variabile da 244,26 a 244,70 m s.l.m., con presenza di alcuni punti singolari a quote anche molto più basse, pari a 243,60 m s.l.m.

Attesa la funzione di contenimento idraulico dell'argine, la variabilità della sua quota può essere imputata unicamente a fenomeni di assestamento o di erosione. Vi è pertanto da ritenere che la quota effettiva di progetto fosse di 244,70 m s.l.m.

A supporto di questa assunzione si evidenzia che, dalle simulazioni idrauliche effettuate assumendo l'andamento altimetrico attuale dell'argine, è risultato che lo stesso sarebbe sormontato in occasione della piena ventennale (il cui volume è pari a circa 1,5 Mm<sup>3</sup>), pur essendo stato progettato per contenere la piena centenaria. E' evidente, pertanto, che il manufatto dovrà essere oggetto di interventi di manutenzione straordinaria che ne riportino l'intero coronamento alla quota nominale prima citata.

Occorre precisare che qualora ciò non avvenisse e si verificasse la tracimazione di cui le simulazioni numeriche hanno dato evidenza, il manufatto sarebbe soggetto ad una rapida rovina per erosione della parete causata dal flusso idrico di sormonto.

Alla luce di tali considerazioni, le simulazioni ritenute significative e pertanto introdotte nella presente relazione sono le seguenti:

- **Situazione ANTE OPERAM: Modellazione effettuata sia con le quote reali attuali dell'argine (da rilievo) che con quella nominale (coronamento a quota uniforme pari a 244,70 m s.l.m.);**
- **Situazione POST OPERAM: si è assunto che sia ripristinata la quota nominale di coronamento dell'argine, e le modellazioni sono state effettuate considerando diverse soluzioni progettuali.**

**Ai fini della verifica della invarianza idraulica, l'unico confronto che ha un significato fisico è quello tra la situazione ante operam con argine a quota nominale e tutte quelle post operam.**

Per lo studio di dettaglio delle simulazioni numeriche eseguite ai fini dello studio idraulico dei bacini interessati dalle opere de quo si rinvia alla specifica relazione ed agli allegati prodotti nella WBS FD "Studio di compatibilità idrologica ed idraulica dei torrenti Rile e Tenore".

Nel capitolo che segue sono invece descritte le analisi eseguite per il dimensionamento delle opere di presidio idraulico del corpo stradale, basate sulle analisi idrologiche riportate nell'elaborato F002 "Relazione Idrologica".

## 2 IDRAULICA DI BACINO

### 2.1 DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE PROVENIENTI DAI VERSANTI

Per la protezione delle opere della sede stradale di progetto e dei rilevati si prevede la realizzazione di fossi di guardia per l'intercettazione e l'allontanamento delle acque di versante proveniente dalle zone limitrofe all'infrastruttura.

La tipologia del manufatto dipende dal tipo di opera da proteggere e dalla superficie del bacino scolante a monte dell'opera stessa. I fossi di guardia vengono posizionati al piede delle scarpate stradali e sulla sommità delle trincee.

Sono previsti in terra di forma trapezia con tre diverse tipologie dimensionali:

- FS1: 0,50 m di base per 0,50 m di altezza, con pendenza delle scarpate 1:1;
- FS2: 1,00 m di base per 0,50 m di altezza, con pendenza delle scarpate 1:1;
- FS3: 1,50 m di base per 1,00 m di altezza, con pendenza delle scarpate 1:1.

Tutti i fossi sono di tipo disperdente come meglio descritto nel seguito.

#### 2.1.1 FOSSI DI GUARDIA DRENANTI

Per la protezione delle opere della sede stradale di progetto e dei rilevati si prevede dunque la realizzazione, ove possibile, di fossi di guardia drenanti per l'intercettazione e l'allontanamento delle acque meteoriche provenienti dalle zone limitrofe all'area di interesse.

In particolare, si prevede, al di sotto del canale in terra, un riempimento con pietrame di spessore pari a 70 cm, di cui:

- i primi 20 cm costituiti da ghiaia avente pezzatura pari a 8/10 cm oppure 15/20 cm per pendenze comprese tra 3 e 5%;
- i sottostanti 50 cm costituiti da ghiaia avente pezzatura pari a 5/8 cm;
- un setto in c.a. di altezza pari a 40 cm posti con un passo di 20 m.

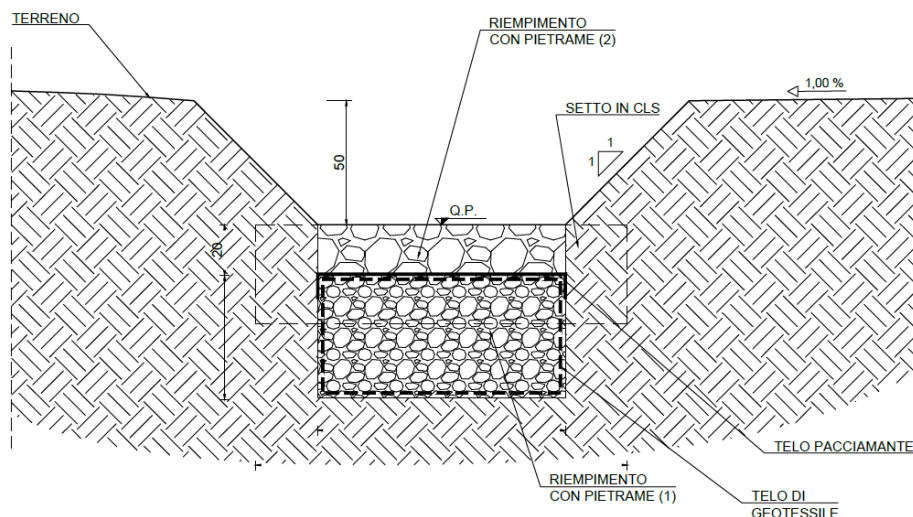


Figura 1 – Sezione tipo del fosso di guardia disperdente. (1) Pietrame costituito da ghiaia di pezzatura 5/8cm. (2) Pietrame costituito da ghiaia di pezzatura 8/10 per  $p < 3\%$ . Pietrame costituito da ghiaia di pezzatura 15/20 per  $3\% < p < 5\%$ .

Nei casi in cui le pendenze siano maggiori del 5 % si prevede che il fondo abbia una pendenza massima del 5 % e vengano realizzati setti in c.a., di altezza pari a 60 cm, con passo variabile (cfr. tabella e figura seguente):

Pendenza (%)	Altezza setto (m)	Passo (m)
< 5,00	0.40	20
5,01 ÷ 6,00	0.60	20
6,01 ÷ 7,00	0.60	10
7,01 ÷ 9,00	0.60	5
9,01 ÷ 12,00	0.60	3
> 12,01	0.60	2

Tabella 1 - Valori di diametro dei massi di protezione in funzione della velocità della corrente.

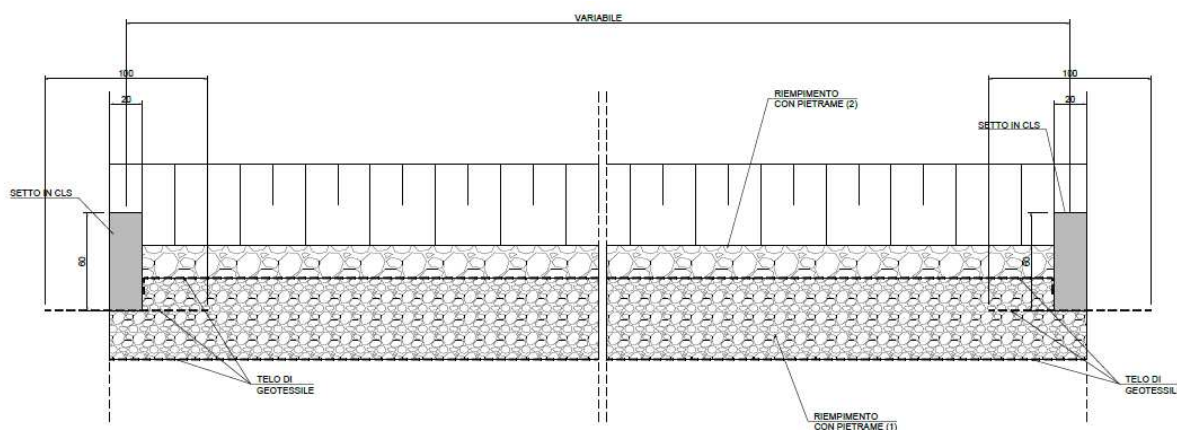


Figura 2 - Sezione longitudinale tipo del fosso di guardia disperdente.

I particolari costruttivi di tali fossi sono riportati negli elaborati FA037 "Particolari costruttivi canali".

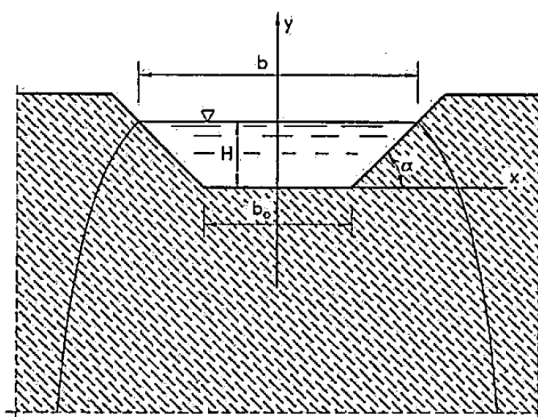


Figura 3 - Schema di moto filtrante.

La portata dispersa dai fossi per infiltrazione è stata stimata con riferimento allo schema di moto filtrante riportato in figura che quantifica la portata dispersa per un fosso di lunghezza unitaria con la seguente formula:

$$q = \left( \frac{b}{H} + C \right) KH$$

Dove:

- $b_0$  larghezza di fondo del fosso;
- $H$  altezza utile;
- $n$  pendenza delle scarpate;
- $K$  coefficiente di filtrazione;
- $C$  coefficiente che misura il contributo della formazione della portata dovuta all'infiltrazione sulle sponde, stimata con una relazione monomia del tipo  $C=a(b/H)^m$ , in cui  $a$  ed  $m$ , al variare di  $n$  sono visibili nella tabella sottostante:

scarpa n	a	m	$\frac{b}{H}$
1/1	1,584	0,375	2
3/2	1,332	0,380	3
2/1	1,009	0,448	4

La dimensione dei diversi fossi drenanti è stata calcolata tenendo conto sia della loro capacità disperdente che della capacità d'invaso. I volumi di invaso sono calcolati sottraendo al volume di arrivo, determinato a partire dalle curve di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno  $T_r = 25$  anni, le portate disperse nel sottosuolo.

Per il calcolo del volume di laminazione è stata impiegata l'equazione di continuità per cui in ogni istante lo stesso volume di laminazione  $V(t)$  è pari alla differenza fra il volume di acqua che entra in vasca  $V_{affl}(t)$  e quello smaltito dal suolo sino a quell'istante, ossia:

$$V(t) = V_{affl.}(t) - V_{defl}$$

Il volume di afflusso è dato dalla seguente relazione:

$$V_{affl.}(t) = \phi \cdot A \cdot (a \cdot t^n)$$

Dove:

- $\Phi$  = coefficiente di afflusso relativo all'intero bacino;
- A = superficie dell'area scolante;
- h = altezza di pioggia.

Pertanto, il volume della vasca di smaltimento è stato valutato massimizzando la differenza tra le due quantità relative:

- al volume di pioggia affluente alla vasca;
- al volume che nello stesso tempo si disperde nel suolo per effetto della velocità di infiltrazione.

Di seguito si riportano i dati delle superfici scolanti nei casi peggiori per ciascuna tipologia:

ID	Ubicazione	Lunghezza tratto scarpata	Superficie Rilevato	Bacino idrografico	Superficie Scolante	Sondaggio afferente	Permeabilità k
FS1	Canale trapezio 17	697.00	3485	1216	4701	Sc-07-PD	1.86E-06
FS2	Canale trapezio 09	620.00	6200	1139	7339	Sc-07-PD	1.86E-06
FS3	Canale trapezio 07	380.00	2850	22181	25031	Sc-09-PD	1.06E-05

Nelle tabelle che seguono sono riportati i calcoli effettuati per la verifica dei fossi drenanti relativamente ai casi indicati nella tabella precedente.

## RELAZIONE IDRAULICA BACINI DI VERSANTE

DATI	
<b>FOSSO DISPERDENTE</b>	<b>FS1</b>
ESTENSIONE [m <sup>2</sup> ]	4701
COEFF. DI AFFL.	0.3

RISULTATI	
DURATA PIOGGIA CRITICA [ore]	<b>66.00</b>
ALTEZZA PIOGGIA CRITICA [mm]	<b>315</b>
VOLUME MASSIMO DI INVASO [m <sup>3</sup> ]	<b>291</b>

TEMPO [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm]	INTENSITA' DI PIOGGIA [mm/ora]	PORTATA ISTANTANEA [m <sup>3</sup> /s]	VOLUME AFFLUITO [m <sup>3</sup> ]	VOLUME EVACUATO [m <sup>3</sup> ]	VOLUME INVASATO [m <sup>3</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.00	140.79	23.47	110.31	198.56	14.00	184.56
12.00	177.74	14.81	69.63	250.67	28.00	222.67
18.00	203.70	11.32	53.20	287.28	42.00	245.28
24.00	224.39	9.35	43.95	316.46	56.01	260.45
30.00	241.87	8.06	37.90	341.11	70.01	271.11
36.00	257.16	7.14	33.58	362.68	84.01	278.67
42.00	270.84	6.45	30.32	381.97	98.01	283.96
48.00	283.28	5.90	27.74	399.51	112.01	287.50
54.00	294.72	5.46	25.66	415.65	126.01	289.64
60.00	305.35	5.09	23.92	430.64	140.01	290.62
66.00	315.29	4.78	22.46	444.66	154.01	290.64
72.00	324.65	4.51	21.20	457.86	168.02	289.84
78.00	333.51	4.28	20.10	470.35	182.02	288.33
84.00	341.92	4.07	19.14	482.22	196.02	286.20
90.00	349.95	3.89	18.28	493.53	210.02	283.51
96.00	357.63	3.73	17.51	504.36	224.02	280.34
102.00	364.99	3.58	16.82	514.75	238.02	276.72
108.00	372.07	3.45	16.20	524.73	252.02	272.71
114.00	378.90	3.32	15.62	534.36	266.03	268.33
120.00	385.49	3.21	15.10	543.66	280.03	263.63
126.00	391.87	3.11	14.62	552.65	294.03	258.62
132.00	398.04	3.02	14.18	561.36	308.03	253.33
138.00	404.04	2.93	13.76	569.81	322.03	247.78
144.00	409.86	2.85	13.38	578.02	336.03	241.99
150.00	415.52	2.77	13.02	586.01	350.03	235.98
156.00	421.04	2.70	12.69	593.79	364.03	229.76
162.00	426.42	2.63	12.37	601.37	378.04	223.34
168.00	431.66	2.57	12.08	608.77	392.04	216.74
174.00	436.79	2.51	11.80	616.00	406.04	209.96
180.00	441.79	2.45	11.54	623.06	420.04	203.02
186.00	446.69	2.40	11.29	629.97	434.04	195.93
192.00	451.48	2.35	11.05	636.73	448.04	188.69
198.00	456.18	2.30	10.83	643.35	462.04	181.31
204.00	460.78	2.26	10.62	649.84	476.05	173.79
210.00	465.29	2.22	10.42	656.20	490.05	166.16
216.00	469.72	2.17	10.22	662.45	504.05	158.40
222.00	474.07	2.14	10.04	668.58	518.05	150.53
228.00	478.34	2.10	9.86	674.60	532.05	142.55
234.00	482.54	2.06	9.69	680.52	546.05	134.47
240.00	486.66	2.03	9.53	686.34	560.05	126.28
246.00	490.72	1.99	9.38	692.06	574.05	118.00
252.00	494.71	1.96	9.23	697.69	588.06	109.63
258.00	498.64	1.93	9.09	703.23	602.06	101.17
264.00	502.51	1.90	8.95	708.69	616.06	92.63
270.00	506.32	1.88	8.82	714.06	630.06	84.00
276.00	510.07	1.85	8.69	719.36	644.06	75.30
282.00	513.78	1.82	8.56	724.58	658.06	66.52
288.00	517.43	1.80	8.45	729.73	672.06	57.66
294.00	521.03	1.77	8.33	734.80	686.07	48.74
300.00	524.58	1.75	8.22	739.81	700.07	39.74
306.00	528.08	1.73	8.11	744.75	714.07	30.69
312.00	531.54	1.70	8.01	749.63	728.07	21.56
318.00	534.96	1.68	7.91	754.45	742.07	12.38
324.00	538.33	1.66	7.81	759.20	756.07	3.13
330.00	541.66	1.64	7.72	763.90	770.07	0.00



## RELAZIONE IDRAULICA BACINI DI VERSANTE

DATI	
<b>FOSSO DISPERDENTE</b>	<b>FS2</b>
ESTENSIONE [m <sup>2</sup> ]	7339
COEFF. DI AFFL.	0.3

RISULTATI	
DURATA PIOGGIA CRITICA [ore]	<b>54.00</b>
ALTEZZA PIOGGIA CRITICA [mm]	<b>299</b>
VOLUME MASSIMO DI INVASO [m <sup>3</sup> ]	<b>433</b>

TEMPO [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm]	INTENSITA' DI PIOGGIA [mm/ora]	PORTATA Istantanea [m <sup>3</sup> /s]	VOLUME AFFLUITO [m <sup>3</sup> ]	VOLUME EVACUATO [m <sup>3</sup> ]	VOLUME INVASATO [m <sup>3</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.00	140.44	23.41	171.79	309.22	24.91	284.31
12.00	178.17	14.85	108.97	392.27	49.82	342.46
18.00	204.77	11.38	83.49	450.85	74.73	376.12
24.00	226.03	9.42	69.12	497.64	99.64	398.00
30.00	244.02	8.13	59.69	537.25	124.55	412.71
36.00	259.78	7.22	52.96	571.95	149.45	422.49
42.00	273.89	6.52	47.86	603.03	174.36	428.66
48.00	286.74	5.97	43.84	631.31	199.27	432.03
54.00	298.57	5.53	40.58	657.35	224.18	433.17
60.00	309.56	5.16	37.86	681.56	249.09	432.47
66.00	319.86	4.85	35.57	704.23	274.00	430.23
72.00	329.55	4.58	33.59	725.58	298.91	426.67
78.00	338.73	4.34	31.87	745.79	323.82	421.97
84.00	347.46	4.14	30.36	765.00	348.73	416.27
90.00	355.78	3.95	29.01	783.33	373.64	409.69
96.00	363.75	3.79	27.81	800.88	398.55	402.33
102.00	371.40	3.64	26.72	817.72	423.46	394.26
108.00	378.76	3.51	25.74	833.92	448.36	385.55
114.00	385.86	3.38	24.84	849.54	473.27	376.27
120.00	392.71	3.27	24.02	864.63	498.18	366.45
126.00	399.34	3.17	23.26	879.23	523.09	356.14
132.00	405.77	3.07	22.56	893.38	548.00	345.38
138.00	412.01	2.99	21.91	907.12	572.91	334.21
144.00	418.07	2.90	21.31	920.47	597.82	322.65
150.00	423.97	2.83	20.74	933.45	622.73	310.73
156.00	429.72	2.75	20.22	946.11	647.64	298.47
162.00	435.32	2.69	19.72	958.44	672.55	285.89
168.00	440.79	2.62	19.26	970.48	697.46	273.02
174.00	446.13	2.56	18.82	982.24	722.36	259.88
180.00	451.35	2.51	18.40	993.74	747.27	246.46
186.00	456.46	2.45	18.01	1004.98	772.18	232.80
192.00	461.46	2.40	17.64	1016.00	797.09	218.90
198.00	466.36	2.36	17.29	1026.78	822.00	204.78
204.00	471.16	2.31	16.95	1037.36	846.91	190.45
210.00	475.87	2.27	16.63	1047.73	871.82	175.91
216.00	480.50	2.22	16.33	1057.91	896.73	161.18
222.00	485.04	2.18	16.03	1067.91	921.64	146.27
228.00	489.50	2.15	15.76	1077.73	946.55	131.18
234.00	493.88	2.11	15.49	1087.38	971.46	115.92
240.00	498.19	2.08	15.23	1096.87	996.36	100.51
246.00	502.43	2.04	14.99	1106.21	1021.27	84.93
252.00	506.61	2.01	14.75	1115.39	1046.18	69.21
258.00	510.71	1.98	14.53	1124.44	1071.09	53.35
264.00	514.76	1.95	14.31	1133.35	1096.00	37.35
270.00	518.75	1.92	14.10	1142.12	1120.91	21.21
276.00	522.67	1.89	13.90	1150.77	1145.82	4.95
282.00	526.55	1.87	13.70	1159.30	1170.73	0.00

DATI	
<b>FOSSO DISPERDENTE</b>	<b>FS3</b>
ESTENSIONE [m <sup>2</sup> ]	25031
COEFF. DI AFFL.	0.3

RISULTATI	
DURATA PIOGGIA CRITICA [ore]	<b>30.00</b>
ALTEZZA PIOGGIA CRITICA [mm]	<b>238</b>
VOLUME MASSIMO DI INVASO [m <sup>3</sup> ]	<b>1180</b>

TEMPO [ore]	ALTEZZA DI PIOGGIA [mm]	INTENSITA' DI PIOGGIA [mm/ora]	PORTATA ISTANTANEA [m <sup>3</sup> /s]	VOLUME AFFLUITO [m <sup>3</sup> ]	VOLUME EVACUATO [m <sup>3</sup> ]	VOLUME INVASATO [m <sup>3</sup> ]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	122.20	30.55	764.69	917.62	87.00	830.62
8.00	155.02	19.38	485.04	1164.10	174.01	990.09
12.00	178.17	14.85	371.65	1337.92	261.01	1076.91
16.00	196.66	12.29	307.66	1476.78	348.02	1128.76
20.00	212.31	10.62	265.72	1594.33	435.02	1159.31
24.00	226.03	9.42	235.73	1697.29	522.03	1175.26
28.00	238.31	8.51	213.04	1789.52	609.03	1180.48
32.00	249.48	7.80	195.15	1873.44	696.04	1177.40
36.00	259.78	7.22	180.62	1950.73	783.04	1167.69
40.00	269.34	6.73	168.55	2022.57	870.05	1152.52
44.00	278.30	6.32	158.32	2089.83	957.05	1132.78
48.00	286.74	5.97	149.53	2153.19	1044.06	1109.13
52.00	294.72	5.67	141.87	2213.17	1131.06	1082.10
56.00	302.32	5.40	135.13	2270.18	1218.07	1052.12
60.00	309.56	5.16	129.14	2324.59	1305.07	1019.51
64.00	316.49	4.95	123.78	2376.65	1392.08	984.58
68.00	323.15	4.75	118.95	2426.63	1479.08	947.55
72.00	329.55	4.58	114.57	2474.71	1566.09	908.62
76.00	335.73	4.42	110.57	2521.06	1653.09	867.97
80.00	341.69	4.27	106.91	2565.84	1740.10	825.74
84.00	347.46	4.14	103.54	2609.17	1827.10	782.07
88.00	353.05	4.01	100.42	2651.17	1914.11	737.06
92.00	358.48	3.90	97.53	2691.93	2001.11	690.82
96.00	363.75	3.79	94.85	2731.54	2088.12	643.43
100.00	368.89	3.69	92.34	2770.08	2175.12	594.96
104.00	373.89	3.60	89.99	2807.63	2262.12	545.50
108.00	378.76	3.51	87.78	2844.23	2349.13	495.10
112.00	383.52	3.42	85.71	2879.96	2436.13	443.83
116.00	388.17	3.35	83.76	2914.86	2523.14	391.72
120.00	392.71	3.27	81.92	2948.97	2610.14	338.83
124.00	397.15	3.20	80.17	2982.35	2697.15	285.20
128.00	401.51	3.14	78.52	3015.03	2784.15	230.88
132.00	405.77	3.07	76.95	3047.04	2871.16	175.89
136.00	409.95	3.01	75.45	3078.43	2958.16	120.26
140.00	414.05	2.96	74.03	3109.21	3045.17	64.04
144.00	418.07	2.90	72.67	3139.42	3132.17	7.25
148.00	422.02	2.85	71.38	3169.08	3219.18	0.00

I volumi invasati sono ampiamente verificati tenuto conto delle capacità massime delle tre tipologie di fossi progettate:

ID	Base minore	Base maggiore	Altezza	Volume massimo invasabile
FS1	0.50	1.50	0.50	333
FS2	1.00	2.00	0.50	457
FS3	1.50	3.50	1.00	1212

## 2.2 SISTEMA DI PROTEZIONE DELLE PILE DEL VIADOTTO VI04

Il tracciato stradale dell'asse principale interseca le vasche di laminazione in corrispondenza del viadotto VI04 ubicato alla progressiva km 8+298.

Dalle analisi svolte si evince che i deflussi idrici, relativi alle portate di piena duecentennali, sono sempre contenuti all'interno degli argini e ampiamente distanti dal tracciato stradale. Tuttavia è necessario effettuare la verifica nei riguardi delle pile del viadotto agli effetti dello scalzamento eventuali durante gli eventi di piena.

Le strutture interessate dal meccanismo di erosione localizzata sono le pile del viadotto VI04, dalla sezione 100 (Km 8+250,00) alla 103 (Km 8+322,04).

Gli eventi di piena, infatti, potrebbero ingenerare dei fenomeni di scalzamento che renderebbero instabile la zona di piede delle pile su cui si sviluppa il tracciato stradale.

### 2.2.1 CRITERI DI VERIFICA DELLO SCALZAMENTO

Lo scalzamento delle pile dei ponti è un complesso fenomeno idraulico legato al trasporto solido e all'erosibilità del materiale di fondo.

Il meccanismo che provoca l'erosione localizzata alle pile e alle spalle è il cosiddetto "vortice a ferro di cavallo" che si forma per l'effetto localizzato della presenza di un ostacolo nella corrente idrica (cfr figura seguente).

Il fenomeno dell'erosione localizzata dipende da numerosi parametri legati alle caratteristiche sia della corrente e dell'alveo (portata, battente, velocità della corrente, capacità di trasporto, caratteristiche del materiale dell'alveo, ecc.), sia dell'ostacolo (forma e dimensioni, inclinazione rispetto alla direzione di flusso).

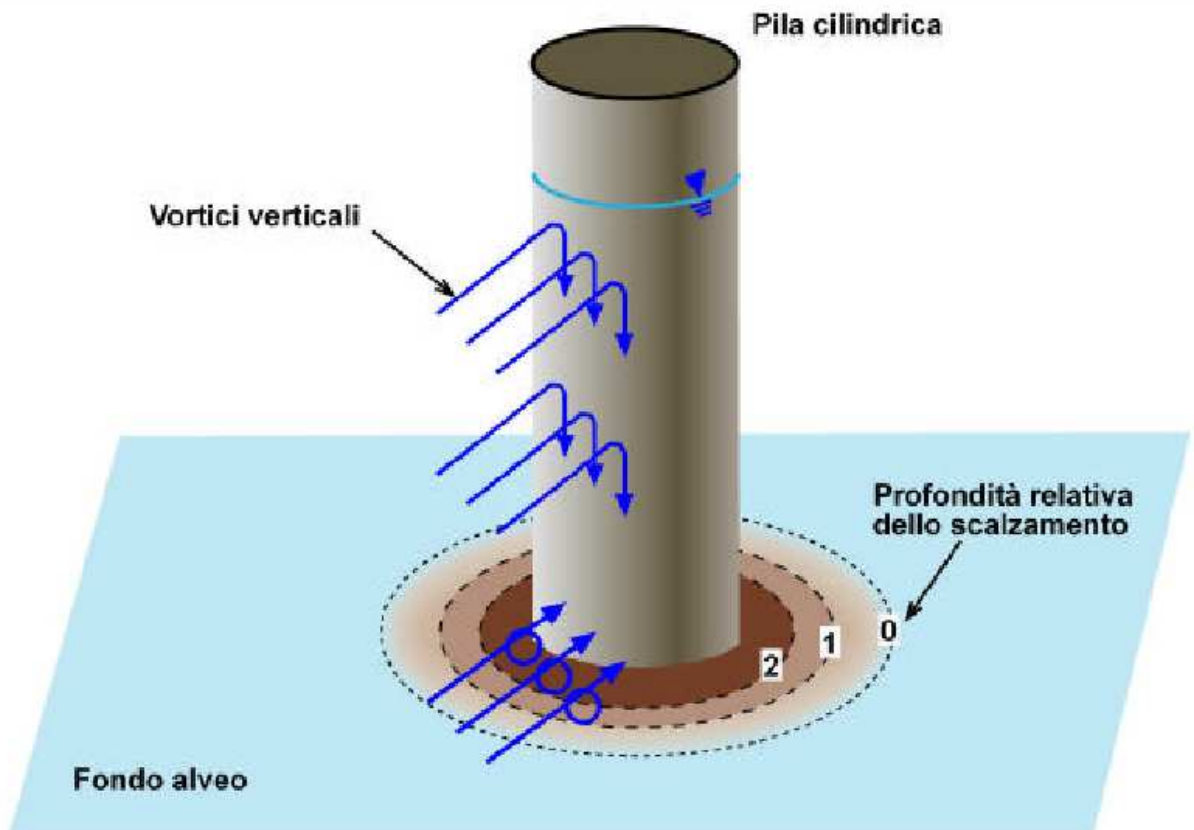


Figura 4 - Schema del fenomeno dello scalzamento locale dovuto alla pila

Il fenomeno di scalzamento è progressivo nel tempo ed è soggetto ad un'alternanza di condizioni di erosione e di deposito di materiale nella buca al piede della pila, determinata dal regime idrologico cui è soggetto il corso d'acqua e quindi dal manifestarsi di eventi caratterizzati da portate di entità differente.

La profondità massima che viene calcolata attraverso le formule rappresenta una condizione ultima di equilibrio cui tende il fenomeno: per tale motivo si fa riferimento a condizioni idrodinamiche della corrente che abbiano probabilità di manifestarsi pari a 200 anni.

Sulla base di un'approfondita indagine di letteratura sulle formule empiriche ed i metodi di calcolo più diffusamente adottati per il calcolo della massima profondità di erosione prevedibile al piede delle pile dei ponti, sono stati scelti ed utilizzati i metodi di Yaroslavtziev, Holmes, Breusers e del Colorado State University (CSU).

Inoltre, pile ravvicinate, come nel caso in esame, determinano un incremento della profondità di erosione localizzata rispetto a quella della pila isolata, variabile in relazione all'interasse ed alle possibili differenti disposizioni.

Hannah, nel 1978, per due pile allineate parallelamente alla corrente, ha rilevato sperimentalmente la presenza di tre diversi meccanismi che influenzano l'erosione.

Il primo, attivo per interassi  $a < 6b$  (con  $b$  lunghezza della pila nel verso di percorrenza della corrente), determina un incremento dello scalzamento sulla pila di monte a causa della interferenza delle fosse di erosione di ciascun ostacolo e del conseguente abbassamento della soglia di separazione che agevola la fuoriuscita di materiale dalla fossa di monte.

Il secondo meccanismo è legato all'azione protettiva che l'ostacolo di monte esercita su quello di valle, limitandone lo scalzamento. Le velocità incidenti sulla pila a valle risultano, infatti, ridotte e si ha, nel contempo, un'azione di ripascimento della fossa a valle dovuta al materiale prodotto dall'erosione nell'intorno dell'ostacolo a monte.

Il terzo meccanismo, infine, produce un incremento nello scalzamento della pila di valle per effetto del distacco dal primo ostacolo dei vortici ad asse verticale, wake vortices.

Quest'ultimo fenomeno, come rilevato anche da Zdravkovich, si manifesterebbe per valori dell'interasse  $a > 3,5b$ . Complessivamente sulla pila di valle si rileva una riduzione dello scalzamento. Remedina nel 1984 ha analizzato l'influenza sullo scalzamento della distanza e della posizione relativa a sistemi di pile poste a  $d$  interasse non inferiore a  $3b$ .

I risultati ai quali è pervenuto portano alla conclusione che i sistemi di pile comportano un incremento dello scalzamento localizzato. In rapporto alla singola pila, si stima che gli incrementi siano compresi, nei differenti casi, tra il 10 ed il 28%.

## 2.2.2 METODOLOGIA DI CALCOLO UTILIZZATA

### Formula di Breusers

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

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

La formula proposta da Breusers è la seguente:

$$d_s = 2b \tanh\left(\frac{Y_0}{b}\right) F_1 F_2 F_3 F_4$$

nella quale

- $d_s$  è la profondità di scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale;
- $Y_0$  è la profondità media della corrente indisturbata;
- $b$  è la larghezza della pila;

$F_1$  è il parametro che tiene conto della capacità erosiva della corrente in rapporto alla velocità critica di trasporto:

$$F_1 = f(U/U_c)$$

- $F_1 = 0$  per  $U/U_c < 0.5$ ;
  - $F_1 = 2(U/U_c) - 1$  per  $0.5 < U/U_c < 1.0$ ;
  - $F_1 = 1$  per  $U/U_c > 1.0$ ;
- $U$  è la velocità della corrente indisturbata;  
 $U_c$  è la velocità critica della corrente:

$$U_c = 5\sqrt{D}$$

$D$  è il diametro caratteristico del materiale;

$F_2$  è il parametro che tiene conto della forma della pila:

$$F_2 = f(\text{pila})$$

- $F_2 = 1$  per pila circolare;
- $F_2 = 0.75$  per pila sagomata idraulicamente;
- $F_2 = 1.30$  per pila rettangolare;

$F_3$  è il parametro di forma della pila:

$$F_3 = f(l/b, \alpha)$$

$F_4$  è il parametro che tiene conto dell'*effetto gruppo* e cioè della mutua vicinanza tra le pile attraverso il rapporto tra la larghezza della singola pila ( $b$ ) e l'interasse ( $a$ ) (da Elliot e Baker):

$$F_4 = f(a/b)$$

$$F_4 = 1 + \frac{1.79}{\left(\frac{a}{b} - 1\right)^{0.695}} \quad \text{per } a/b < 4;$$

$$F_4 = 2.95 - 0.278 \left(\frac{a}{b}\right) \quad \text{per } 4 < a/b < 7;$$

$$F_4 = 1 \quad \text{per } a/b > 7$$

Il parametro  $F_4$  è dato da un diagramma riportato in bibliografia da diversi Autori: per angolo di attacco della corrente nullo ( $\alpha=0$ ) il parametro  $F_4$  vale 1.

### **Formola di Holmes**

Holmes, elaborando i dati del rilevamento diretto dello scalzamento di 36 ponti crollati in Nuova Zelanda, è pervenuto alla seguente formola

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

nella quale:

- $H_s$  è la profondità di scalzamento valutata dalla quota di pelo libero della piena di riferimento;
  - $H_{sl}$  è la profondità dello scalzamento medio del fondo in corrispondenza della pila dovuto all'erosione generalizzata del fondo;
  - $d_{so}$  è la profondità dell'erosione localizzata ai piedi della pila a partire dalla quota prodotta da  $H_{sl}$ .
- Il termine  $H_{sl}$  è il maggiore tra i valori forniti dalle due seguenti espressioni:

$$H_{sl} = Y_0$$

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

nelle quali:

- $Y_0$  è la profondità della corrente di piena indisturbata;
- $y_r$  è la differenza tra il livello idrico medio ed il livello di piena;
- $A$  è l'area della sezione trasversale della corrente indisturbata;
- $B$  è la larghezza della sezione trasversale;
- $V_0'$  è la velocità caratteristica della corrente in piena:

$$K_H = \sqrt{\frac{B}{B_r}}$$

$$B_r = 4.85\sqrt{Q}$$

- $Q$  è la portata di piena di calcolo;
- $C_H$  è il parametro che vale 1,2 per correnti convergenti e 1,0 negli altri casi;
- $K_H$  è il parametro che rappresenta la capacità di trasporto della corrente:

Il termine  $H_{sl}$  diventa efficace solamente quando si manifesta un reale e consistente abbassamento generalizzato del fondo, cioè quando:

$$\left( y_r \frac{V_0'}{\left(\sqrt{g \frac{A}{B}} K_H\right)} \right) - Y_0 > 0$$

Il termine  $d_{so}$  è dato dalla seguente espressione:

$$d_{so} = 0.8\sqrt{V_0 \cdot b}$$

nella quale:

$b$  è la dimensione trasversale caratteristica della pila, data dall'espressione:

$$b = b' \cdot f_3$$

$b'$  è la larghezza della pila;

$l$  è la lunghezza della pila;

$\alpha$  è l'angolo di attacco della corrente;

$f_3$  è il parametro di forma della pila:

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

Il parametro  $f_3$  è dato da un diagramma riportato in bibliografia da diversi Autori: per angolo di attacco della corrente nullo ( $\alpha=0$ ) il parametro  $f_3$  vale 1.

Nell'applicazione sistematica della formula, al fine di assumere condizioni cautelative di verifica, si è considerato sempre un valore di  $y_r$  pari ad  $Y_0$ , considerando totalmente l'effetto della piena di riferimento.

### Formula di Yaroslavtziev

Yaroslavtziev, elaborando numerosi dati di scalzamento raccolti nell'ex Unione Sovietica, è pervenuto ad una formula avente la seguente espressione:

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

nella quale:

$d_s$  è la profondità di scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale;

$e$  è il parametro che assume valore 1,0 per pile in alveo e 0,6 per pile in golena;

$D_{85}$  è la dimensione caratteristica del materiale di fondo.

$v_0$  è la velocità della corrente di piena;

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

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

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

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

$K_f$  è in funzione del rapporto di forma della pila (lunghezza divisa per la larghezza) e dell'angolo di attacco della corrente:

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

$Y_0$  è l'altezza d'acqua della corrente di piena sul fondo naturale di riferimento;

$b$  è la larghezza della pila;

- l è la lunghezza della pila;
- $\alpha$  è l'angolo di attacco della corrente;
- $b_l$  è la larghezza efficace della pila:

$$b_l = (l-b) \operatorname{sen} \alpha + b$$

Per l'applicazione sistematica della formula è stato necessario interpolare linearmente, mediante procedura automatica di calcolo, tra i valori della tabella di Yaroslavtziev che rappresentano l'espressione di  $K_f$ , e monomizzare le espressioni di  $K_v$  e di  $K_h$  a partire dai grafici riportati nella pubblicazione originale dell'autore ("Fondazioni in alvei mobili. Scalzamento localizzato per sistemi di pile e tecniche di fondazione", MAGINI R. & REMEDIA G., XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Padova, 1986).

**L'autore consiglia di trascurare il secondo termine della formula quando  $D_{85} < 0,5$  cm e limita il campo di applicazione di essa a valori di  $y_0/b_l > 2$ .**

L'espressione di  $K_v$  è riportata in un diagramma con asse delle ordinate logaritmico ed asse delle ascisse parabolico del terzo ordine; la forma monomia risulta la seguente:

$$K_v = 10^{\left[ -0.283 \left( \frac{v_0^2}{g \cdot b_l} \right)^{\frac{1}{3}} + 0.024 \right]}$$

L'espressione di  $K_h$  è riportata in un diagramma semilogaritmico sull'asse delle ordinate; la forma monomia risulta la seguente:

$$K_v = 10^{\left[ -0.281 \left( \frac{Y_0}{b_l} \right) + 0.096 \right]}$$

L'applicazione del metodo di calcolo è stata effettuata sia in riferimento alla forma completa della profondità di scalzamento sia tralasciando da tale espressione il secondo termine, dipendente dal diametro caratteristico del materiale, che determina una consistente riduzione della quota di scavo; in via cautelativa si è poi dichiarato il valore di scalzamento più elevato ottenuto dall'applicazione di entrambe le espressioni.

### **Formula della Colorado State University (CSU)**

La formula proposta della Colorado State University è la seguente:

$$d_s = 2 \cdot K_1 K_2 K_3 K_4 d_1^{0.35} a^{0.35} Fr_1^{0.43}$$

dove:

- $d_s$  è lo scalzamento massimo alla base della pila (m),
- $K_1$  è il fattore di correzione in funzione della forma della pila,
- $K_2$  è il fattore di correzione in funzione dell'angolo di incidenza della corrente,
- $K_3$  è il fattore di correzione in funzione delle condizioni del fondo alveo,
- $K_4$  è il fattore di correzione in funzione del corazzamento del fondo alveo, (assume valori diversi da 1 solo per  $D_{50}$  superiori a 60 mm),
- $d_1$  è la profondità di corrente a monte del ponte (m),
- $a$  è la larghezza della pila (m),
- $Fr_1$  è il numero di Froude della corrente a monte della pila,
- $v_1$  è la velocità media a monte della pila (m/s),
- $g$  è l'accelerazione di gravità (9,81 m/s<sup>2</sup>).



I parametri sperimentali che intervengono nell'espressione sono riportati nelle tabelle seguenti, in funzione della forma della pila e dell'angolo di incidenza della corrente con l'asse della pila stessa (cfr figura seguente).

Forma della pila	K1
Quadrata	1,1
Arrotondata	1,0
Sagomata	0,9
Circolare	1,0
Gruppo di pile circolari	1,0

Tabella 2 - Fattore di correzione K1 per la forma della pila.

Angolo	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

L= lunghezza della pila (m); a = larghezza della pila (m)

Tabella 3 - Fattore di correzione K2 per angolo di incidenza della pila.

Condizioni fondo alveo	Altezza duna (m)	K3
assenza trasporto solido	--	1,1
alveo piano/antidune	--	1,1
dune piccole	3,0 – 0,6	1,1
dune medie	9,0 – 3,0	1,2
dune grandi	>9,0	1,3

Tabella 4 - Fattore di correzione K3 per condizioni del fondo alveo.



Figura 5 - Schema dell'angolo di incidenza della pila.

## 2.2.3 CALCOLO DELLO SCALZAMENTO

La verifica dello scalzamento è stata eseguita per le pile previste nelle vasche di laminazione in corrispondenza della progressiva km 8+298.

Le pile del viadotto VI04 sono identificate con la seguente denominazione:

- P1 (progr. Km 8+260,00);
- P2 (progr. Km 8+298,00);

Inoltre, dato che le pile del viadotto sono ravvicinate tra loro, a gruppi di due, la verifica è stata effettuata sulla pila di monte in quanto sulle pile di valle si ha una riduzione dello scalzamento, così come citato in letteratura.

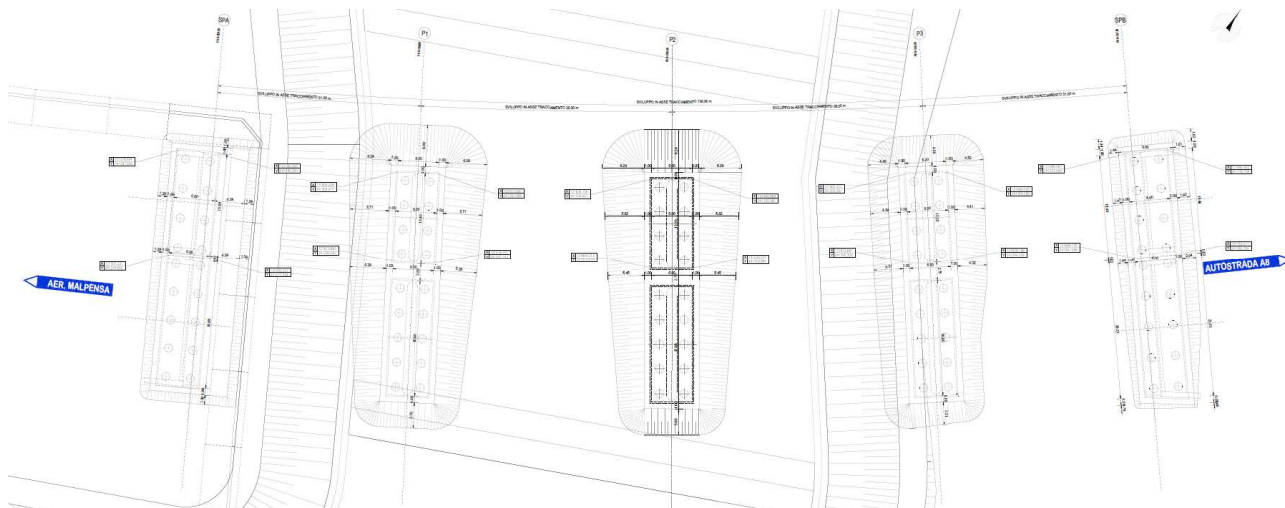


Figura 6 - Inquadramento delle pile del viadotto "VASCHE DI SPAGLIO - VI04".

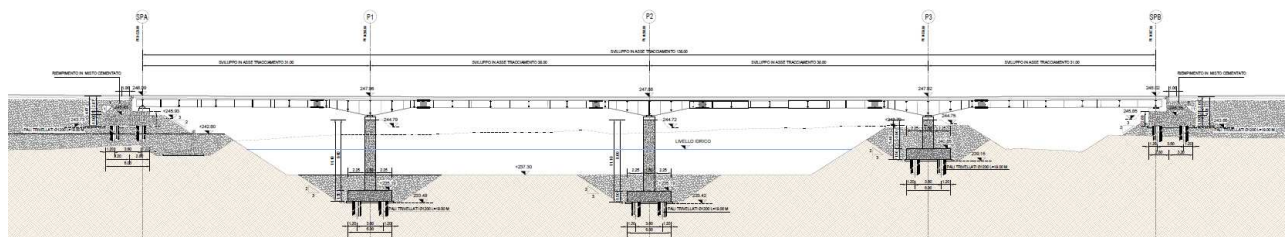


Figura 7 - Sezione longitudinale delle pile del viadotto "VASCHE DI SPAGLIO - VI04".

Le pile degli attraversamenti in progetto hanno forma ellissoidale, di larghezza pari a 1,50 m e lunghezza pari a 13,20 m, allineate tra loro secondo un interasse pari a 38 m.

Dalla figura seguente si riscontra che:

- il terreno, in corrispondenza delle pile, si attesta alla quota +237,30 m;
- la base della pila si attesta alla quota +235,19 m (-2,11 m dal p.c.);
- la base della pila si attesta alla quota +235,80 m (-3,61 m dal p.c.).

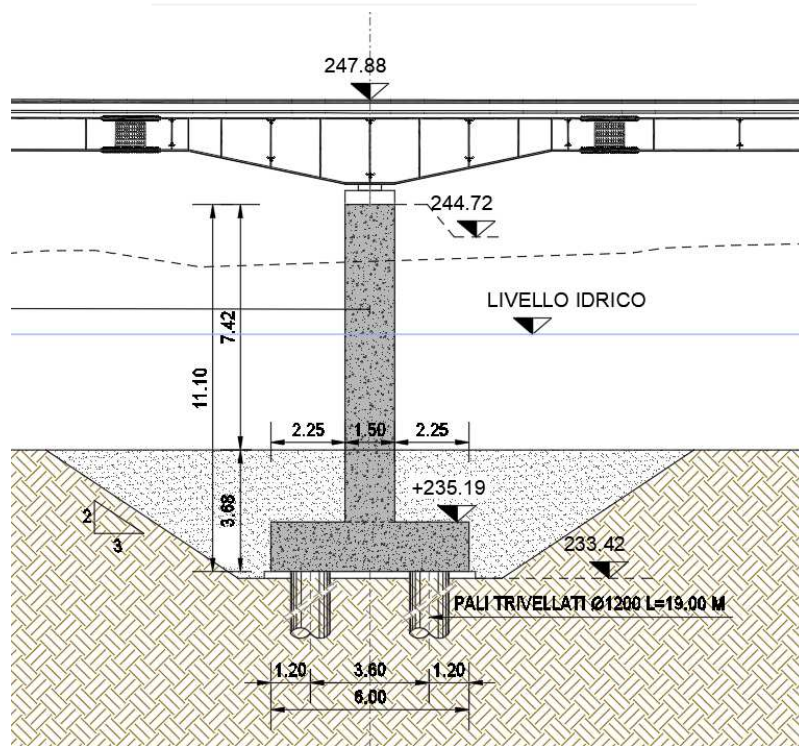


Figura 8 – Sezione di posa della pila P1 e P2 del viadotto "VASCHE DI SPAGLIO - VI04".

I valori di scalzamento risultanti dall'applicazione dei metodi di Holmes, Breusers e del Colorado State University (CSU), descritti nel paragrafo precedente, sono i seguenti:

### Pila P1-P2

#### COLORADO STATE UNIVERSITY (CSU)

$$d_s = 2 * y * K_1 * K_2 * K_3 * (b/y)^{0.65} * F^{0.43}$$

$d_s$	4.94	m	profondità di scavo		
$y$	0.65	m	livello idrico a monte del plinto		
$K_1$	1.00				
$K_2$	1.00		alfa	0 rad	0 °
$K_3$	1.10				
$b$	6.00	m	larghezza del plinto		$l/b$ 2.20
$l$	13.20	m	lunghezza del plinto		
$F$	0.62		numero di Froude della corrente a monte del plinto		

**YAROSLAVTZIEV**

$$d_s = K_v * K_f * (e + K_h) * (V_o^2 / g) - 30 * D_{85}$$

$d_s$	3.42	m	profondità scalzamento con contributo materiale di fondo		
$d_s$	3.69	m	profondità scalzamento senza contributo materiale di fondo		
$Y_o$	0.65	m	livello idrico a monte del plinto		
$K_v$	0.85				
$K_f$	8.00				
$K_h$	1.17				
$b$	6.00	m	larghezza del plinto	$l/b$	2.20
$l$	13.20	m	lunghezza del plinto		
					$b_l$ 6.4
					$Y_o/b_l$ 0.10
$v_o$	1.57	m/s	velocità della corrente di piena		
alfa	0.05	rad	3°	angolo attacco della corrente	
$e$	1.00				
$D_{85}$	0.009	m	0.9 cm		

**HOLMES**

$$H_s = H_{sl} + d_{50}$$

$H_s$	2.18	m	profondità scalzamento valutata dalla quota di pelo libero della piena di riferimento		
$H_{sl}$	0.65		profondità scalzamento medio del fondo in corrispondenza del plinto		
$d_{50}$	1.53	m	profondità dell'erosione localizzata ai piedi del plinto a partire da $H_{sl}$		
$Y_o$	0.65	m	livello idrico a monte del plinto		
$C_H$	1.00				
$K_H$	1.64				
$f_3$	1.00				
$b$	6.00	m	dimensione trasversale caratteristica del plinto		$b'$ 6.00
$A$	43.55	m <sup>2</sup>	area sezione trasversale		
$B$	67.00	m	larghezza sezione trasversale		
$H_{s12} = \gamma_r * V_o / T$	0.10	m			
$v_o$	0.61	m/s	velocità della corrente di piena		
$Q$	26.42	m <sup>3</sup> /s			
$T = \text{radice}(g * A / L)$	4.14				
alfa	0.05	rad	3°	angolo attacco della corrente	
$B_r$	24.93	m			

**BREUSERS**

$$d_s = b * f_1 * 2 * \tanh(Y_o/b) * f_2 * f_3 * f_4$$

$d_s$	2.11	m	profondità scalzamento valutata dalla quota di pelo libero della piena di riferimento		
$Y_o$	0.65	m	livello idrico a monte del plinto		
$f_1$	1.00				
$f_2$	1.30				
$f_3$	1.06				
$f_4$	1.19				
$b$	6.00	m	larghezza del plinto	$l/b$	2.20
$l$	13.20	m	lunghezza del plinto		
$a$	38.00	m	interasse tra i plinti	$a/b$	6.33
$v_o$	2.29	m/s	velocità della corrente di piena		
alfa	0.05	rad	3°	angolo attacco della corrente	
$D$	0.009	m			
$U_c$	0.47	m/s		$U/U_c$	4.8

Determinato il valore dello scalzamento delle pile, è stato effettuato il calcolo anche considerando l'influenza del plinto di fondazione, su cui si attestano le stesse pile dei ponti.

In questa maniera è stato possibile dimensionare la quota di posa del plinto e definire gli interventi di protezione in maniera da prevenire e limitare la diffusione dell'erosione localizzata dovuta all'azione della corrente idrica.

Prima di commentare i risultati ottenuti, è opportuno illustrare alcune considerazioni riguardanti le metodologie di calcolo e le condizioni al contorno impiegate.

Lo scalzamento al piede delle pile dei ponti è un complesso fenomeno idraulico legato al trasporto solido e all'erodibilità del materiale di fondo.

Causa dell'erosione del fondo è il "vortice a ferro di cavallo" che si forma attorno alla pila per l'effetto localizzato della presenza di un ostacolo nella corrente idrica.

La dimensione del vortice e la massima profondità dell'erosione sono strettamente dipendenti dalle caratteristiche idrauliche della corrente, dalla forma geometrica dell'ostacolo e dalle caratteristiche del materiale di fondo alveo.

Il fenomeno di scalzamento è progressivo nel tempo ed è soggetto ad un'alternanza di condizioni di erosione e di deposito di materiale nella buca al piede della pila, determinata dal regime idrologico cui è soggetto il corso d'acqua e quindi dal manifestarsi di eventi caratterizzati da portate di entità differente.

La profondità massima che viene calcolata attraverso le formule rappresenta una condizione ultima di equilibrio cui tende il fenomeno.

Sulla base di una approfondita indagine di letteratura sulle formule empiriche ed i metodi di calcolo più diffusamente adottati per il calcolo della massima profondità di erosione prevedibile in seguito alla presenza dei plinti di fondazione dei ponti, sono stati scelti ed utilizzati i metodi di Yaroslavtziev, Holmes e Breusers.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i **valori dello scalzamento localizzato per effetto della presenza del plinto di fondazione** calcolato, come detto, come media delle formule di Holmes e Breusers ed al variare del tempo di ritorno.

## Plinto P1-P2

### COLORADO STATE UNIVERSITY (CSU)

$$d_s = 2 * y * K_1 * K_2 * K_3 * (b/y)^{0.65} * F^{0.43}$$

$d_s$	4.94	m	profondità di scavo		
$y$	0.65	m	livello idrico a monte del plinto		
$K_1$	1.00				
$K_2$	1.00		alfa	0 rad	0°
$K_3$	1.10				
$b$	6.00	m	larghezza del plinto		$l/b$ 2.20
$l$	13.20	m	lunghezza del plinto		
$F$	0.62		numero di Froude della corrente a monte del plinto		

**YAROSLAVTZIEV**

$$d_s = K_v * K_f * (e + K_h) * (V_0^2 / g) - 30 * D_{85}$$

$d_s$	3.69	m	profondità scalzamento con contributo materiale di fondo			
$d_s$	3.69	m	profondità scalzamento senza contributo materiale di fondo			
$Y_0$	0.65	m	livello idrico a monte del plinto			
$K_v$	0.85					
$K_f$	8.00					
$K_h$	1.17					
$b$	6.00	m	larghezza del plinto	$l/b$	2.20	
$l$	13.20	m	lunghezza del plinto			
					$b$	6.4
					$Y_0/b_1$	0.10
$v_0$	1.57	m/s	velocità della corrente di piena			
alfa	0.05	rad	3 °	angolo attacco della corrente		
$e$	1.00					
$D_{85}$	0	m	cm			

**HOLMES**

$$H_s = H_{st} + d_{s0}$$

$H_s$	2.18	m	profondità scalzamento valutata dalla quota di pelo libero della piena di riferimento			
$H_{st}$	0.65		profondità scalzamento medio del fondo in corrispondenza del plinto			
$d_{s0}$	1.53	m	profondità dell'erosione localizzata ai piedi del plinto a partire da $H_{st}$			
$Y_0$	0.65	m	livello idrico a monte del plinto			
$C_H$	1.00					
$K_H$	1.64					
$f_3$	1.00					
$b$	6.00	m	dimensione trasversale caratteristica del plinto		$b'$	6.00
$A$	43.55	m <sup>2</sup>	area sezione trasversale			
$B$	67.00	m	larghezza sezione trasversale			
$H_{s12} = v_r * V_0 / T$	0.10	m				
$v_0$	0.61	m/s	velocità della corrente di piena			
$Q$	26.42	m <sup>3</sup> /s				
$T = \text{radice}(g * A / L)$	4.14					
alfa	0.05	rad	3 °	angolo attacco della corrente		
$B_r$	24.93	m				

**BREUSERS**

$$d_s = b \cdot f_1 \cdot 2 \cdot \tanh(Y_0/b) \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_4$$

$d_s$	2.11	m	profondità scalzamento valutata dalla quota di pelo libero della piena di riferimento
$Y_0$	0.65	m	livello idrico a monte del plinto
$f_1$	1.00		
$f_2$	1.30		
$f_3$	1.06		
$f_4$	1.19		
$b$	6.00	m	larghezza del plinto
$l$	13.20	m	lunghezza del plinto
$a$	38.00	m	interasse tra i plinti
$v_0$	2.29	m/s	velocità della corrente di piena
alfa	0.05	rad	3 ° angolo attacco della corrente
$D$	0.009	m	
$U_c$	0.47	m/s	

$l/b$	2.20
$a/b$	6.33
$U/U_c$	4.8

Dall'applicazione delle formule presenti in letteratura, si riscontra che lo scalzamento massimo alla base della pila è pari a:

	Tempo di ritorno
	200
CSU	2.01
YAROSLAVTZIEV	3.12
HOLMES	1.41
BREUSERS	1.22

$d_s$ (m)	1.94
-----------	------

Scalzamento massimo alla base della pila

	Tempo di ritorno
	200
CSU	4.94
YAROSLAVTZIEV	3.42
HOLMES	2.18
BREUSERS	2.11

$d_s$ (m)	3.16
-----------	------

Scalzamento massimo alla base del plinto

Noti i valori dello scalzamento, unitamente a quelli relativi alle pile, sono stati ricavati i **diametri dei massi di protezione**.

In particolare, per il dimensionamento e verifica delle protezioni in letteratura sono disponibili numerosi approcci empirici con risultati, tuttavia, oltremisura variabili.

Notoriamente, l'intensità dei fenomeni erosivi provocati dal deflusso delle correnti a pelo libero nei corsi d'acqua è dovuta sia alle azioni tangenziali sulle superfici bagnate, normalmente valutabili per via teorica semplificata in funzione della velocità e della profondità della corrente (assunta monodimensionale), alle turbolenze locali, di più difficile schematizzazione e normalmente valutabili solo per via sperimentale.

Molte delle varie formulazioni empiriche proposte negli ultimi decenni per il dimensionamento delle protezioni d'alveo con massi, tengono conto, infatti, del grado di turbolenza della corrente o comunque considerano l'applicazione di un coefficiente di sicurezza che va aumentato o ridotto in funzione della maggiore o minore turbolenza delle acque.

Stante la variabilità dei risultati ottenuti con i diversi approcci disponibili in letteratura, a causa della complessità del fenomeno e della molteplicità di grandezze in gioco, nel caso in esame sono stati considerati i valori medi come riferimento per la determinazione del diametro dei massi di protezione.

Le metodologie impiegate sono:

- ❖ il *criterio di Izbash (1970)*, che prevede un coefficiente di turbolenza variabile in funzione dell'intensità (o grado) di tale fenomeno,
- ❖ il *criterio di Izbash rivisitato e proposto da Richardson (1995)*, che prevede di considerare una velocità pari a quella media moltiplicata per un coefficiente compreso tra 0,90 e 1,70 a seconda della posizione della pila in alveo,
- ❖ il *metodo dell'U.S. Corp of Engineers (1970)*, che dipende empiricamente dalla velocità della corrente mediante l'applicazione di un fattore  $s$  dovuto al rapporto tra il peso specifico del materiale e quello dell'acqua,
- ❖ la *"Antica" formula pratica*, che invece dipende esclusivamente dalla velocità,

Di seguito si riportano i criteri di calcolo:

### 1) Izbash

$$d = C, \frac{V^2}{g(s-1)}$$

dove:

- $d$  è il diametro medio dei sedimenti (o delle protezioni),  $d_{50}$  (m);
- $V$  è la velocità media della corrente nella sezione;
- $s$  è il rapporto  $\gamma_s/\gamma$  tra il peso specifico del materiale e quello dell'acqua;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $C$  è il coefficiente di turbolenza di Izbash i cui valori sono compresi entro l'intervallo 0,30 (condizioni di bassa turbolenza) e 0,70 (condizioni di alta turbolenza, per esempio nel caso di presenza di risalti multipli).

### 2) Izbash rivisitato

$$d = 0,692 \frac{(KV)^2}{2g(s-1)}$$

- $K$  è un coefficiente che tiene conto della forma delle pile, pari a 1,50 per pile arrotondate e 1,70 per pile a fronte rettangolare;



V è la velocità in corrispondenza delle pile, determinata moltiplicando la velocità media della corrente nella sezione (Q/A) per un coefficiente compreso tra 0,90 (per una pila vicina alle sponde) e 1,70 (per una pila in alveo in corrispondenza dell'esterno di una curva).

### 3) U.S. Corp of Engineers

$$d = 0,347 \frac{V^2}{g(s-1)}$$

s è il rapporto  $\gamma_s/\gamma$  tra il peso specifico del materiale e quello dell'acqua

V è la velocità media della corrente nella sezione;

g è l'accelerazione di gravità.

### 4) "Antica" formula pratica

$$V = 5\sqrt{d} \Rightarrow d = 0,04V^2$$

d è il diametro medio dei sedimenti (o delle protezioni),  $d_{50}$  (m).

Nella tabella seguente sono riportati, in funzione della velocità della corrente V, i risultati dei calcoli effettuati con le formule suddette, in termini di diametro medio del materiale all'equilibrio.

v (m/s)	$d_{Izbash}$ (m)	$d_{Izbasharrangiato}$ (m)	$d_{USCorp}$ (m)	$d_{Antica}$ (m)	$d_{medio}$ (m)
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.002	0.002	0.001	0.002	0.002
0.4	0.007	0.010	0.003	0.006	0.007
0.6	0.016	0.022	0.008	0.014	0.015
0.8	0.028	0.040	0.014	0.026	0.027
1.0	0.043	0.062	0.021	0.040	0.042
1.2	0.062	0.089	0.031	0.058	0.060
1.4	0.085	0.121	0.042	0.078	0.082
1.6	0.111	0.158	0.055	0.102	0.107
1.8	0.140	0.200	0.069	0.130	0.135
2.0	0.173	0.247	0.086	0.160	0.166
2.2	0.209	0.299	0.104	0.194	0.201
2.4	0.249	0.356	0.123	0.230	0.240
2.6	0.292	0.418	0.145	0.270	0.281
2.8	0.339	0.484	0.168	0.314	0.326
3.0	0.389	0.556	0.193	0.360	0.374
3.2	0.443	0.632	0.219	0.410	0.426
3.4	0.500	0.714	0.248	0.462	0.481
3.6	0.560	0.800	0.278	0.518	0.539
3.8	0.624	0.892	0.309	0.578	0.601

Tabella 5 - Valori di diametro dei massi di protezione in funzione della velocità della corrente.

Tali valori sono riportati anche nel grafico seguente, ove si nota l'andamento crescente del diametro all'aumentare della velocità.

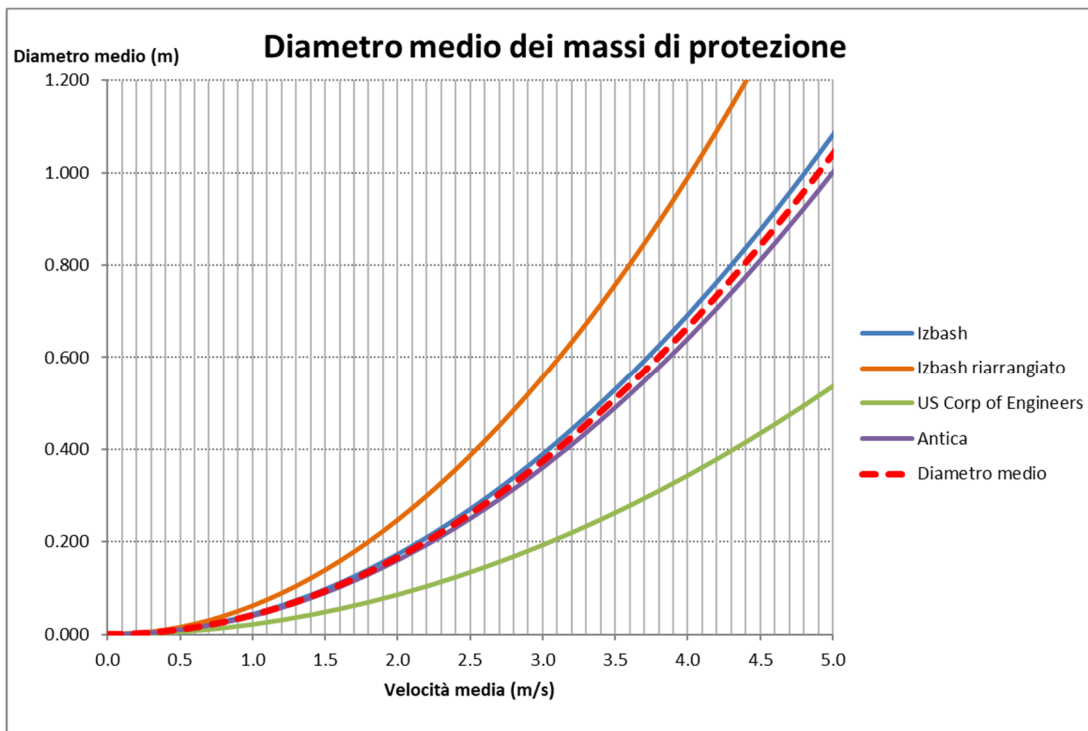


Figura 9 - Andamento dei diametri dei massi in funzione delle velocità della corrente

$v_{200}$ (m/s)	$d_{min}$ (m)	$d_{prog}$ (m)
1.57	0.107	<b>0.30</b>

Tabella 6 - Diametro dei massi di protezione delle pile.

Alla luce dei risultati ottenuti si prevede di intervenire con opportune opere di protezione idraulica al fine di garantire la sicurezza e la stabilità delle opere in occasione di eventi di piena.

In particolare, **a protezione delle pile dei ponti saranno posti massi di diametro pari a 30 cm**, come indicato nella tabella precedente, **per uno spessore pari a 1 m dalla base delle stesse al fine di garantire la opportuna protezione del plinto da fenomeni di scalzamento localizzati**.

Pertanto, **le opere di protezione previste garantiscono ampi margini di sicurezza idraulica per le opere di progetto** (cfr. All. FA.005).

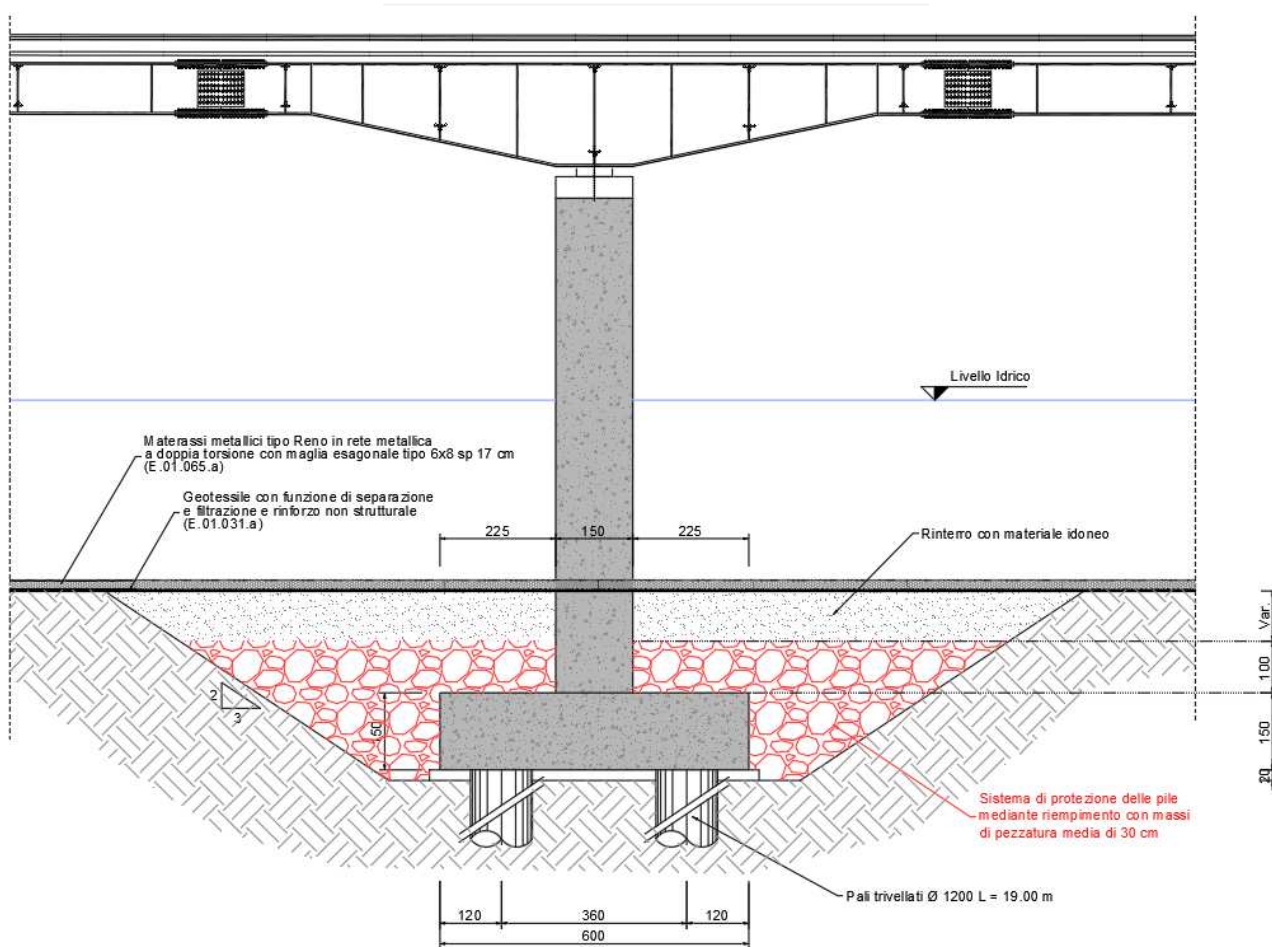


Figura 10 – Sezione di posa della pila P1 e P2 del viadotto "VASCHE DI SPAGLIO - VI04" con l'inserimento delle opere di protezione.

### 2.3 BACINO DI DISSIPAZIONE DELLO SCARICO DEL TORRENTE TENORE

L'opera di dissipazione posta a valle del Torrente Tenore ha lo scopo di evitare le possibili erosioni dell'alveo a valle per effetto della velocità elevata che possono avere le correnti idriche all'uscita dell'opera di scarico.

Le tipologie generalmente adottate tendono ad agevolare il formarsi di una corrente lenta a valle, limitando al massimo l'estensione della parte di corrente caratterizzata da alte velocità e forte turbolenza, che deve essere confinata entro l'opera stessa.

Inoltre, è abbastanza frequente il caso in cui il controllo dell'erosione a valle è affidato a rivestimenti dell'alveo, generalmente costituiti da platee in cls o in muratura di pietrame oppure da massi in roccia o elementi prefabbricati in cls di varia forma disposti alla rinfusa.

In questo caso l'obiettivo è di proteggere la vasca di spagliamento fino alla sezione in cui la corrente è diventata lenta tramite un risalto oppure fino ad una distanza dallo scarico tale da rendere le eventuali erosioni non pericolose per la sicurezza dell'opera. La presenza eventuale di massi in roccia o elementi prefabbricati che sporgono dal fondo dell'alveo produce, inoltre, un sensibile incremento della dissipazione della corrente che agevola la formazione del risalto.

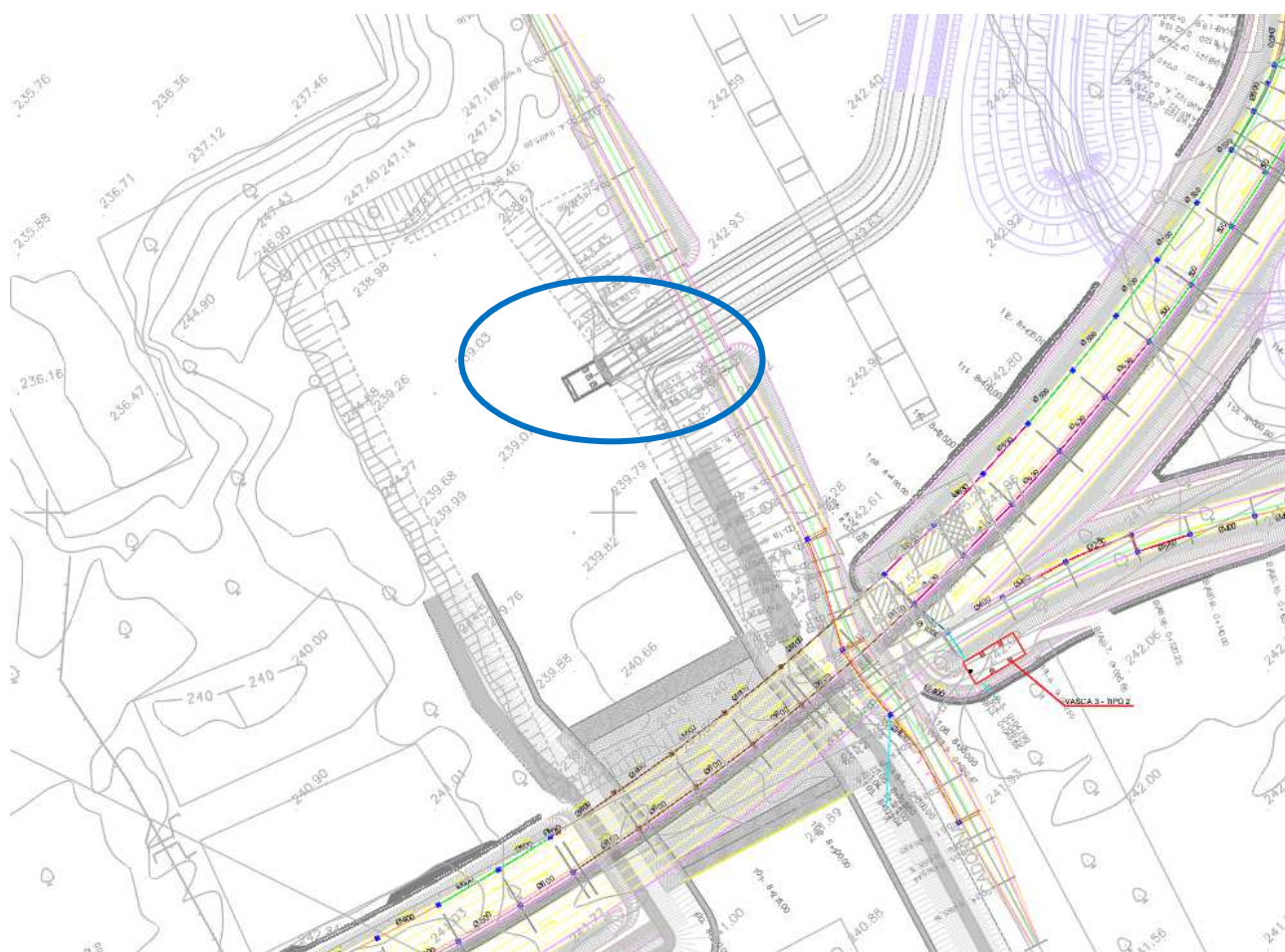
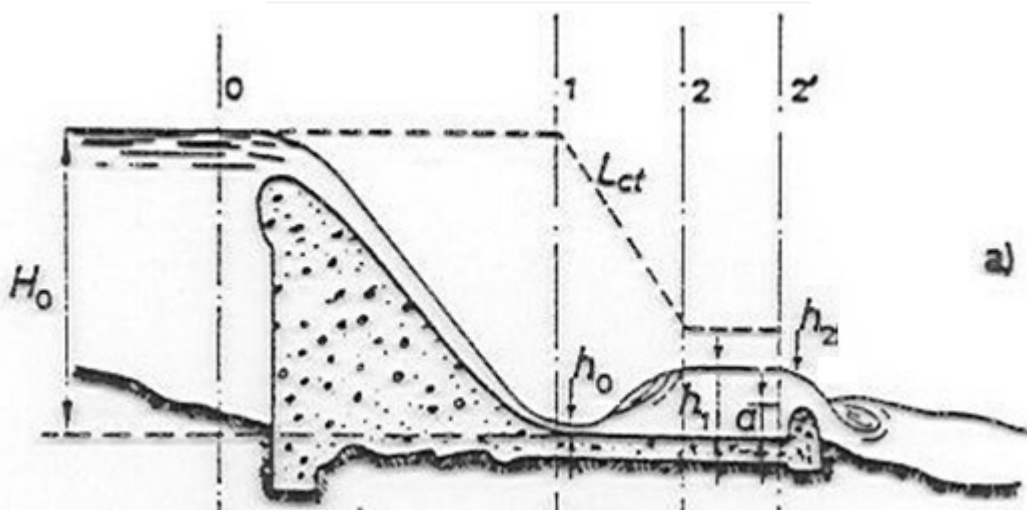


Figura.11 – Ubicazione dell'opera di dissipazione a valle del Torrente Tenore.

Sono costituite da una platea posta, a valle dello scarico che termina con una soglia sfiorante. La platea può essere a fondo piatto orizzontale o leggermente in contropendenza oppure essere dotata di elementi dissipatori posizionati sia nella sezione d'ingresso che in sezioni intermedie. La dissipazione avviene mediante il risalto idraulico, che deve essere confinato entro la vasca. La posizione del risalto si determina considerando che la spinta idrodinamica della corrente (pari alla somma della spinta idrostatica e del flusso di quantità di moto) a monte deve essere equilibrata da una spinta idrodinamica della corrente di valle uguale e contraria.



Per calcolare l'altezza del gradino "a" bisogna calcolare  $h_0$  e  $h_1$  che non sono altro che le altezze rispettivamente a monte e a valle del risalto idraulico. La relazione che lega le altezze coniugate del risalto idraulico è

$$h_0 \cdot h_1 \cdot (h_0 + h_1) = 2 \cdot k^3$$

Dalla relazione di Bernoulli ricaviamo che:

$$a = (H_0 - H)$$

$$a = (H_1 - H_2)$$

ovvero

$$H_0 - Ha - H_1 + H_2 = 0$$

Per il calcolo di H si considera:

$$H = b + \frac{3}{2} \cdot k$$

Dove l'altezza critica k vale:

$$k = \sqrt[3]{\frac{(Q/l)^2}{g}}$$

Dividendo per k si ottiene  $\bar{H}$

Il calcolo di  $H_2$ ,  $h_2$  e  $H_1$  si ottiene dalle seguenti relazioni:

$$H_2 = h_2 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (h_2 \cdot B)^2}$$

$$\bar{h}_2 = \frac{\left(\frac{Q^2}{k \cdot B \cdot \sqrt{i}}\right)^{3/5}}{k}$$

$$h_2 = \bar{h}_2 \cdot k$$

$$\bar{H}_2 = \frac{H_2}{k}$$

$$H_2 = h_1 + \frac{k^3}{2 \cdot h_1^2}$$

Il calcolo di  $h_1$  si ottiene dalla seguente relazione:

$$-\frac{\bar{h}_1}{2} + \sqrt{\frac{\bar{h}_1^2}{4} + \frac{2}{\bar{h}_1}} + \frac{1}{2 \cdot \left( -\frac{\bar{h}_1}{2} + \sqrt{\frac{\bar{h}_1^2}{4} + \frac{2}{\bar{h}_1}} \right)^2} - \bar{H} - \bar{h}_1 - \frac{1}{2 \cdot \bar{h}_1^2} + \bar{H}_2 = 1$$

$$h_1 = \bar{h}_1 \cdot k$$

Quindi è possibile calcolare

$$\bar{h}_0 = -\frac{\bar{h}_1}{2} + \sqrt{\frac{\bar{h}_1^2}{4} + \frac{2}{\bar{h}_1}}$$

$$h_1 = \bar{h}_1 \cdot k$$

Ottenuti tutti i valori incogniti si possono calcolare la lunghezza del dissipatore e l'altezza dei gradini attraverso le seguenti relazioni:

$$L = 4,5 \cdot (h_1 \cdot h_0)$$

$$a = H_1 \cdot H_2$$

Seguendo l'approccio teorico illustrato, con riferimento ai valori di portata relativi al tempo di ritorno di 200 anni si possono ricavare i valori teorici dei parametri idraulici riferiti alle differenti sezioni di calcolo:

- In corrispondenza del ciglio di sfioro,
- Al piede del paramento di valle (base scivolo),
- In corrispondenza dell'altezza coniugata di monte del risalto
- In corrispondenza dell'altezza coniugata di valle del risalto
- Nell'alveo naturale a valle

	Scenario Max Portata					
	TR 10 anni	TR 10 anni	TR 10 anni	TR 20 anni	TR 20 anni	TR 20 anni
	Pioggia netta (mm)	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Volume (Mm <sup>3</sup> )	Pioggia netta (mm)	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Volume (Mm <sup>3</sup> )
T. Rile	42,35	13,39	0,36	55,07	17,80	0,48
T. Tenore	56,51	23,37	1,06	71,15	29,68	1,33
Volumi totali	98,86		1,42	126,22		1,81
	Scenario Max Portata					
	TR 100 anni	TR 100 anni	TR 100 anni	TR 200 anni	TR 200 anni	TR 200 anni
	Pioggia netta (mm)	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Volume (Mm <sup>3</sup> )	Pioggia netta (mm)	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Volume (Mm <sup>3</sup> )
T. Rile	87,30	28,85	0,75	103,94	33,47	0,90
T. Tenore	107,10	45,07	2,01	125,30	51,79	2,35
Volumi totali	194,40		2,76	229,24		3,25

Tabella 7 – Quantità idrologiche principali per i torrenti Rile e Tenore – applicazione del metodo del SCS-CN.

Di seguito si riportano i calcoli di progetto:

Tr	Q	k	H	H <sub>segn.</sub>	h <sub>2segn</sub>	h <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>2segn</sub>
10	23.37	1.04	3.91	3.74	1.61	1.68	1.73	1.66
20	29.68	1.22	4.18	3.41	1.59	1.94	2.00	1.64
100	45.07	1.62	4.77	2.95	1.55	2.50	2.58	1.60
200	51.79	1.77	5.00	2.82	1.53	2.72	2.81	1.58

Tr	Q	k	H	h <sub>1segn</sub>	h <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>	a	h <sub>0segn</sub>	h <sub>0</sub>	L
10	23.37	1.04	3.91	2.22	2.31	2.42	0.68	0.35	0.37	8.75
20	29.68	1.22	4.18	2.15	2.63	2.76	0.76	0.37	0.45	9.80
100	45.07	1.62	4.77	2.04	3.30	3.50	0.91	0.40	0.65	11.94
200	51.79	1.77	5.00	2.01	3.56	3.78	0.97	0.41	0.73	12.76

Tabella 8 – Calcoli idraulici.

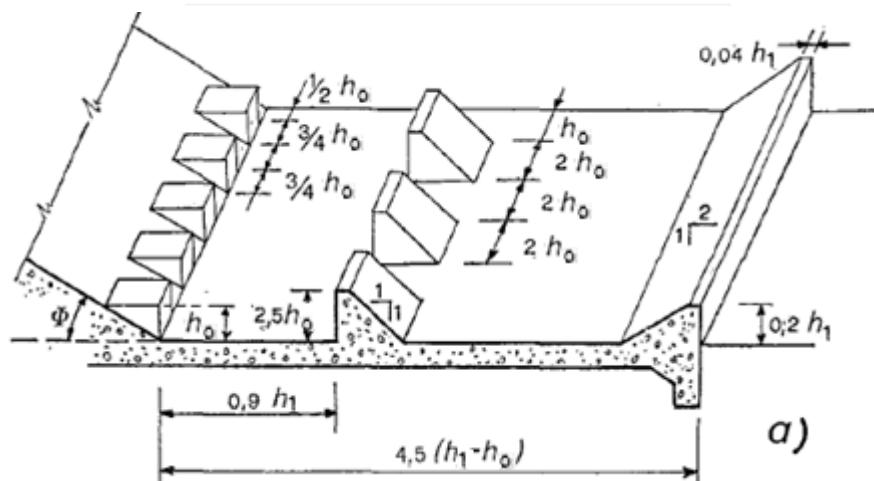
Nella pratica progettuale, piuttosto che fare riferimento alla formulazione teorica richiamata, si preferisce utilizzare i risultati delle esperienze su modello condotte da diversi studiosi ("Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators Engineering Monograph No. 25", "Hydraulic Design Criteria", "Development and Hydraulic Design Saint Anthony Falls Stilling Basin", and "Criteria for Design of Hydraulic Jump Type Stilling Basins With Horizontal and Sloping Apron") che hanno standardizzato i criteri di dimensionamento dei dissipatori. In particolare, si è fatto riferimento alla **Engineering Monograph No. 25 del U.S. Bureau of Reclamation** che permette di dimensionare facilmente bacini di dissipazione efficienti e di forma differente a seconda dei campi di utilizzo.

I criteri del Bureau stabiliti nel EM25 sono una combinazione di esperienza di campo, studi su modello per specifici progetti e test generalizzati sui modelli. La monografia contiene criteri generali di progetto per molti tipi di bacini di dissipazione, dissipatori di energia, e relativi accessori. I dati di progetto ottenuti seguendo queste raccomandazioni sono usualmente cautelativi.

Le prime cinque sezioni del EM 25 specificano le istruzioni per lo studio del risalto idraulico nel bacino di dissipazione in varie condizioni. Ad esempio, la sezione 1 (Basin I) specifica le istruzioni di progetto per il risalto naturale nel bacino e la sezione 5 (Basin V) specifica le istruzioni progetto per un bacino sloping apron-type. Il Basin IV (fig. 1.2-1; fig. 1.2-2) è un bacino raccomandato per numeri di Froude < 4,5 perché può minimizzare problemi di onda e di dissipazione di energia. Basin IV è abbastanza efficiente ai bassi numeri di Froude per piccoli canali e per strutture con piccole portate unitarie.

Nel caso specifico del Torrente Tenore, l'intervallo di numeri di Froude della corrente al piede dello scivolo risulta essere compreso tra 3 e 9 e le velocità della corrente nelle stesse sezioni risultano comprese tra 6 e 9 m/s. Sulla base di tali intervalli dei parametri fondamentali è suggerito l'utilizzo di un bacino di "Tipo III", che garantisce buon funzionamento anche per velocità maggiori della corrente, situazione che potrebbe determinarsi in occasione di accidentali asimmetrie del campo di moto indotte da fenomeni locali e temporanei, ed inoltre, garantisce una minore agitazione turbolenta in uscita dal bacino ed una migliore espulsione del materiale solido che tende certamente a depositarsi all'interno del bacino di dissipazione in occasione del deflusso di portate di modesta entità.

Con riferimento ad un **bacino di tipo III**, i grafici di seguito riportati permettono di ricavare i parametri caratteristici nelle differenti situazioni conseguenti alle portate di piena con differente periodo di ritorno.



Tr	q	h <sub>0</sub>	h <sub>1</sub>	L	alt.grad	b.grad.	smusso g	largh.spaz.	alt.ungh	largh e spaz
10	23.37	0.37	2.31	8.75	0.46	0.92	0.05	0.35	0.37	0.37
20	29.68	0.45	2.63	9.80	0.53	1.05	0.05	0.39	0.45	0.45
100	45.07	0.65	3.30	11.94	0.66	1.32	0.07	0.50	0.65	0.65
200	51.79	0.73	3.56	12.76	0.71	1.43	0.07	0.53	0.73	0.73

Infatti, come prescritto dalla normativa vigente, la **portata** di dimensionamento del bacino di dissipazione è quella con **tempo di ritorno di 200 anni**.

Rispetto al tale valore di progetto della portata che è pari a **51,79 mc/s** si sono dedotti i valori riportati nell'ultima riga della tabella precedente e si sono quindi assunti i seguenti valori di progetto del bacino di dissipazione:

- **Bacino di tipo III**
- **Soglie al piede dello scivolo di altezza 0,75 m, larghezza 0,56 m e lunghezza 2,88 m**, poste a distanza di 0,38 m l'una dall'altra;
- **Gradino intermedio a una sagoma:** per una **larghezza di 1,50 m** il gradino ha forma di **triangolo rettangolo (altezza 1,87 m e base 1,87 m)**, per una **larghezza di 0,60 m** il gradino ha forma di **trapezio isoscele (base maggiore 2,02 m, base minore 0,15 m e altezza 1,87 m)**, tra due sagome consecutive si lascia uno spazio libero di 1,50 m;
- **Gradino terminale a una sagoma:** per una **larghezza di 8,25 m** il gradino ha forma di **triangolo rettangolo (altezza 0,75 m e base 1,50 m)**;
- **Lunghezza complessiva del bacino di dissipazione** (dal piede dello scivolo all'estremità di valle del gradino terminale) **pari a 13,00 m**.

La sagoma del bacino e dei suoi elementi costruttivi è riportata negli allegati grafici di dettaglio che compongono il progetto definitivo (cfr. All. FD.005).