

Comune di Bariano
Provincia di Bergamo



Progetto Esecutivo

**FORMAZIONE NUOVO SOTTOPASSO DI COLLEGAMENTO
CICLABILE TRA MORENGO – ROMANO DI LOMBARDIA E
BARIANO**

MISURA DI MITIGAZIONE/COMPENSAZIONE N° 5 – ALLEGATO 1 CONVENZIONE

Committente
Parco regionale del fiume Serio (Bg)
Piazza Rocca n. 1, 24058 Romano di Lombardia (Bg)

Relazione idraulica

Bergamo, Febbraio 2014

1. Premesse

La seguente relazione idraulica è redatta allo scopo di indicare le modalità di raccolta, deflusso e smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento del nuovo tratto di pista ciclopedonale in progetto per la "Formazione del nuovo sottopasso di collegamento ciclabile tra Morengo- Romano di Lombardia e Bariano".

In particolare vengono illustrati i principi di dimensionamento delle opere idrauliche deputate alla raccolta, al convogliamento e allo smaltimento delle portate meteoriche verso i recapiti finali.

2. Criteri di progettazione

Il nuovo tratto di pista ciclopedonale, di ricucitura tra le ciclabili di Morengo-Romano di Lombardia e Bariano, sarà dotato di un sistema per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche costituito da due distinte linee (una a Sud del sottopasso stradale, l'altra a Nord dell'esistente sottopasso ferroviario), così strutturate:

- Le acque piovane vengono raccolte in canalette aventi griglia in acciaio,
- Due tubazioni interrate in PVC DN 200 mm le convogliano al recapito finale
- Lo smaltimento avviene per infiltrazione nel sottosuolo attraverso due pozzi perdenti.

Dall'indagine geotecnica condotta dal dott. Geol. Fabio Baio risulta "la presenza di una falda freatica superficiale con soggiacente di poco più di 5 metri", posta pertanto a una quota convenientemente al di sotto del fondo disperdente dei pozzi.

3. Acque meteoriche

Le acque piovane, che cadono sul nuovo tratto di pista ciclopedonale e sulle adiacenti scarpate, vengono raccolte per sfioro in canalette di scolo con griglia in acciaio, convogliate in tubazioni in pvc del diametro di 200 mm e smaltite nel sottosuolo per infiltrazione attraverso due pozzi perdenti.

La superficie complessiva di deflusso delle acque piovane da smaltire nel sottosuolo risulta di 460 mq ed è così suddivisa:

Aree a Nord del nuovo sottopasso ferroviario:

- S_1 (ciclabile con pavimentazione in cls) = 70 mq;
- S_2 (ciclabile con pavimentazione in terra battuta) = 60 mq;
- S_3 (scarpate a verde) = 40 mq.

Aree a Sud del nuovo sottopasso ciclopedonale

- S_4 (ciclabile con pavimentazione in cls) = 40 mq;

- S_5 (ciclabile con pavimentazione in terra battuta) = 120 mq;
- S_3 (scarpate a verde) = 130 mq.

Nel primo pozzo perdente (Nord sottopasso) defluiscono le acque meteoriche che cadono sulle superfici S_1 , S_2 e S_3 per un totale di 170 mq.

Nel secondo pozzo perdente (Sud sottopasso) vengono smaltite le acque meteoriche provenienti alle superfici S_1 , S_5 e S_6 per un totale di 290 mq.

Per il dimensionamento delle tubazioni e dei pozzi perdenti si è fatto riferimento ai dati pluviometrici della stazione di Treviglio. La posizione geografica di Treviglio risulta particolarmente favorevole per rappresentare l'assetto climatico del territorio di Bariano, la cui distanza da Treviglio è di poco superiore ai 10 km e la cui conformazione morfologica non differisce in modo significativo.

4. Dimensionamento e verifica dei pozzi perdenti

I due pozzi perdenti, realizzati con anelli forati prefabbricati in calcestruzzo, hanno le seguenti dimensioni di progetto:

- *Pozzo perdente n.1*: diametro interno $D = 1,00$ m, altezza utile $H = 1,50$ m
- *Pozzo perdente n.2*: diametro interno $D = 1,25$ m, altezza utile $H = 1,50$ m

Il sottofondo ed il rinfiacco dei pozzi dovranno essere realizzati in ghiaia di spessore rispettivamente pari a 20 e 50 cm. Tra la ghiaia ed il terreno è prevista la posa di un tessuto non tessuto.

La verifica dei pozzi perdenti viene eseguita confrontando le portate in arrivo al sistema con la capacità d'infiltrazione del terreno e con il volume immagazzinato dal sistema. A beneficio della sicurezza si trascura l'eventuale contributo che potrebbe apportare la vasca a monte per il riuso e il dreno in ghiaia che circonda i pozzi.

Il confronto si esprime con la seguente equazione:

$$(Q_p - Q_f) * \Delta t = \Delta W$$

dove:

- Q_p è la portata influente in mc/sec;
- Q_f è la portata infiltrata in m³/s;
- Δt è l'intervallo di tempo in secondi;
- ΔW è la ΔW è la variazione del volume infiltrato nel mezzo filtrante nell'intervallo Δt in mc.

Portata influente

Dal momento che le curve di possibilità pluviometriche ottenute elaborando dati di

piogge con durata maggiore di un'ora non danno valori affidabili per piogge di durata inferiore ai 60 minuti (i valori ottenuti risultano sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare), per il calcolo della portata influente Qp si è utilizzata la formula elaborata da Bell, valida per piogge di durata inferiore ai 60 minuti.

La formula è la seguente:

$$h_{d,T} / h_{60,T} = 0,54 * d^{0,25} - 0,50$$

e consente di calcolare l'altezza di pioggia $h_{d,T}$ di durata d inferiore ai 60 minuti e tempo di ritorno T a partire dal valore $h_{60,T}$ ottenuto dalla curva di possibilità pluviometrica relativa allo stesso tempo di ritorno T .

Per un tempo di ritorno $T = 50$ anni, dalla curva di possibilità pluviometrica relativa a Treviglio, elaborata con la formula di Gumbel, si ottiene un valore di $h_{60,T} = 63,11$ cm

Considerando piogge della durata rispettivamente di 10', 15', 20', 30' e 45', si ottengono i seguenti valori dell'altezza di pioggia h e dell'intensità pluviometrica $i.p$:

t = 10'	h = 29,05 mm;	i.p. = 0,0484 l/sec
t = 15'	h = 35,51 mm;	i.p. = 0,0395 l/sec
t = 20'	h = 40,51 mm;	i.p. = 0,0338 l/sec
t = 30'	h = 48,20 mm;	i.p. = 0,0268 l/sec
t = 45'	h = 56,71 mm;	i.p. = 0,0210 l/sec

La portata influente, nota l'intensità pluviometrica $i.p.$ si ricava con la seguente formula:

$$Qp = i.p * s.e. * K \quad (l/sec * mq)$$

dove:

- $s.e.$ indica la superficie esposta
- K è un coefficiente basato sulla natura dei materiali delle superfici esposte alla pioggia

Per le diverse superfici scolanti presenti si sono assunti i seguenti valori:

- $K = 0,90$ per pavimentazioni della ciclabile in cls
- $K = 0,50$ per scarpate ai lati della pista
- $K = 0,70$ per pavimentazioni della ciclabile in terra.

Sulla base dei suindicati valori di K e delle superfici scolanti, si ottengono i seguenti valori medi ponderali del coefficiente K :

A Nord del sottopasso

$$K_N = (70,00 * 0,90 + 40,00 * 0,50 + 60,00 * 0,70) / 170,00 = 0,74$$

A Sud del sottopasso:

$$K_S = (40,00 * 0,90 + 130,00 * 0,50 + 120,00 * 0,70) / 290,00 = 0,64$$

Portate influenti pozzo perdente n. 1 (a Nord del sottopasso)

Le portate influenti per piogge della durata di 10', 15', 20', 30' e 45' risultano le seguenti (superficie esposta s.e. pari a 170,00 mq; $K_N = 0,74$):

$$Q_p(10') = 6,09; \quad Q_p(15') = 4,97; \quad Q_p(20') = 4,25; \quad Q_p(30') = 3,37; \\ Q_p(45') = 2,64 \quad (\text{litri/sec}).$$

Portate influenti pozzo perdente n.2 (a Sud del sottopasso)

Le portate influenti per piogge della durata di 10', 15', 20', 30' e 60' risultano le seguenti (superficie esposta s.e. pari a 290,00 mq; $K_S = 0,64$):

$$Q_p(10') = 8,98; \quad Q_p(15') = 7,33; \quad Q_p(20') = 6,27; \quad Q_p(30') = 4,97; \\ Q_p(45') = 3,90 \quad (\text{litri/sec}).$$

Portata infiltrata

La capacità d'infiltrazione si stima in prima approssimazione con la legge di Darcy:

$$Q_f = k * J * A_f$$

dove:

- Q_f è la portata d'infiltrazione (mc/sec);
- k è il coefficiente di permeabilità (m/s);
- J è la cadente piezometrica (m/m);
- A_f è la superficie netta d'infiltrazione (mq).

Considerando:

- la cadente piezometrica J pari a 1 (si può considerare pari a 1 quando il tirante idrico della superficie filtrante è trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda è convenientemente al di sotto del fondo disperdente);
- lo strato drenante z pari all'altezza utile del pozzo H ;
- D_e il diametro esterno del pozzo;
- il coefficiente di permeabilità del terreno K pari a $3,7 \times 10^{-3}$ m/s (valore indicato nella relazione geologica e geotecnica a firma del dott. Geol. Fabio Baio);
- A_f la superficie orizzontale drenante effettiva calcolabile come quella di un anello di larghezza $z/2$ attorno al pozzo (non si tiene conto della capacità drenante del fondo del pozzo per via della sua possibile occlusione)

l'espressione precedente si può scrivere:

$$Q_f = K/2 * [(D + H)^2 - D^2] * \pi/4 \quad (\text{mc/sec})$$

Portata infiltrata pozzo perdente n.1 (a Nord del sottopasso)

Per un pozzo perdente avente diametro esterno $D_e = 1,22 \text{ m}$ (diametro interno 100 cm) e altezza $H = 1,50 \text{ m}$, la portata infiltrata risulta pari a :

$$Q_f = 3,7 * 10^{-3}/2 * [(1,22 + 1,50)^2 - 1,22^2] * \pi/4 = 0,0085 \text{ mc/sec} = 8,5 \text{ l/sec}$$

Portata infiltrata pozzo perdente n.2 (a Sud del sottopasso)

Per un pozzo perdente avente diametro esterno $D_e = 1,46 \text{ m}$ (diametro interno 125 cm) e altezza $H = 1,50 \text{ m}$, la portata infiltrata risulta pari a :

$$Q_f = 3,7 * 10^{-3}/2 * [(1,46 + 1,50)^2 - 1,46^2] * \pi/4 = 0,0096 \text{ mc/sec} = 9,6 \text{ l/sec}$$

Verifica dimensioni dei pozzi perdenti

Determinate le portate influenti Q_p e quelle infiltrate Q_f , la dimensione del pozzo perdente è verificata se il volume immagazzinato ΔW risulta minore o uguale a zero.

ΔW si ricava sottraendo dal volume delle piogge W_{PC} (pari a $Q_p * t$), il volume disperso totale dal pozzo perdente W_{FT} (pari a $Q_f * t$) e il volume accumulato all'interno del pozzo W_{FC} .

$$\Delta W = W_{PC} - (W_{FT} + W_{FC})$$

Pozzo perdente n. 1

Volume accumulato all'interno del pozzo perdente n. 1 pari a:

$$W_{FC} = D^2/4 * \pi * H = (1,00^2 / 4) * \pi * 1,50 = 1,17 \text{ mc}$$

Nella sottostante tabella sono indicati i risultati ottenuti per piogge di durata rispettivamente di 10', 15', 20, 30' e 45'.

t (min)	Q_p (l/sec)	Q_f (litri/sec)	W_{PC} (mc)	W_{FT} (mc)	W_{FC} (mc)	ΔW (mc)
10	6,09	8,5	3,65	5,1	1,17	-2,62
15	4,97	8,5	4,47	7,65	1,17	-4,35
20	4,25	8,5	5,1	10,2	1,17	-6,27
30	3,37	8,5	6,07	15,3	1,17	-10,4
45	2,64	8,5	7,13	22,95	1,17	-16,99

Dai valori ottenuti si evince che un pozzo perdente, realizzato con anelli forati prefabbricati in calcestruzzo di diametro interno pari a 1,00 m e altezza utile di 1,50 m, è sufficiente per smaltire le acque meteoriche per un tempo di ritorno $T = 50$ anni.

Pozzo perdente n. 2

Volume accumulato all'interno del pozzo perdente n. 2 pari a:

$$W_{FC} = D^2/4 * \pi * H = (1,25^2 / 4) * \pi * 1,50 = 1,84 \text{ mc}$$

Nella sottostante tabella sono indicati i risultati ottenuti per piogge di durata rispettivamente di 10', 15', 20, 30' e 60'.

t (min)	Qp (l/sec)	Qf (litri/sec)	WPC (mc)	WFT (mc)	WFC (mc)	ΔW (mc)
10	8,98	9,6	5,39	5,76	1,84	-2,21
15	7,33	9,6	6,6	8,64	1,84	-3,88
20	6,27	9,6	7,52	11,52	1,84	-5,84
30	4,97	9,6	8,95	17,28	1,84	-10,17
45	3,9	9,6	10,53	25,92	1,84	-17,23

Dai valori ottenuti si evince che un pozzo perdente, realizzato con anelli forati prefabbricati in calcestruzzo di diametro interno pari a 1,25 m0 e altezza utile di 1,50 m, è sufficiente per smaltire le acque meteoriche per un tempo di ritorno T = 50 anni.

Verifica svuotamento dei pozzi perdenti

Per qualunque sistema d'infiltrazione dotato di accumulo, occorre verificare che lo svuotamento, dopo la fine dell'evento piovoso, avvenga in un tempo non maggiore di quello medio stimato fra due eventi successivi (di norma non superiore a 4 giorni, pari a 345.600 secondi).

$$T_{SV} = W_{FC} / Q_f \text{ (sec)}$$

Per il pozzo perdente n. 1 (a Nord del sottopasso) il tempo di svuotamento T_{SV} risulta:

$$T_{SV} = 1.170 \text{ (litri)} / 8,5 \text{ (litri/sec)} = 138 \text{ sec} < 345.600 \text{ sec (verificato)}$$

Per il pozzo perdente n. 2 (a Sud del sottopasso) il tempo di svuotamento T_{SV} risulta:

$$T_{SV} = 1.840 \text{ (litri)} / 9,6 \text{ (litri/sec)} = 192 \text{ sec} < 345.600 \text{ sec (verificato)}$$

5. Verifica della tubazione di progetto

Le acque meteoriche defluiscono nei pozzi perdenti attraverso due tubazioni (una a Sud e l'altra a Nord del sottopasso) in PVC aventi diametro \varnothing 200 mm, collocate al di sotto della massicciata della pista ciclopedonale e con una pendenza minima del 2% nel tratto di allaccio ai pozzi perdenti.

Le massime portate nelle due tubazioni risultano pari alle massime portate influenti $Q_1 = 6,09$ l/sec (a Nord del sottopasso ferroviario), $Q_2 = 8,98$ l/sec (a Sud del nuovo sottopasso stradale).

Per il calcolo della portata dei condotti di fognatura la formula più comunemente usata è quella di Chezy:

$$Q = A * \chi * (R * i)^{1/2} \quad (\text{mc/sec})$$

dove A è l'area della sezione bagnata in mq; χ è un coefficiente che tiene conto della scabrezza della condotta; R è il raggio idraulico in metri; i è la pendenza di fondo del condotto.

Per la tubazione prevista in progetto (DN 200 mm in PVC) si ha:

- Raggio idraulico $R = D/4 = 0,200 / 4 = 0,050$ m
- Sezione liquida di massima portata $A = 3,08 * D^2 / 4 = 0,0308$ mq
- Pendenza minima di progetto $i = 2\%$
- Coefficiente di scabrezza $\chi = 61,30$
(formula di Strickler $\chi = k * R^{1/6}$ con $k = 101$ per tubazioni in PVC)

Pertanto la portata massima della tubazione risulta:

$$Q_{\text{MAX}} = A * \chi * (R * i)^{1/2} = 0,0308 * 61,3 * (0,050 * 0,02)^{1/2} = 0,0597 \text{ mc/sec} = 59,7 \text{ litri/sec}$$

$$Q_{\text{max}} = 59,7 \text{ litri/sec} > Q_1 = 6,09 \text{ litri/sec}$$

$$Q_{\text{max}} = 59,7 \text{ litri/sec} > Q_2 = 8,98 \text{ litri/sec}$$

Le tubazioni previste in progetto in PVC DN 200 mm sono verificate.