



Comune di Breno
Provincia di Brescia

**REALIZZAZIONE DI NUOVA INTERSEZIONE A CIRCOLAZIONE
ROTATORIA CON LA SS. N° 42, LA S.P. BS. EX SS. 42 E LA
STRADA COMUNALE DI VIA L. DA VINCI IN TERRITORIO
COMUNALE DI BRENO
PROGETTO ESECUTIVO**

DATA

Aprile 2019

SCALA

TAV. N.

1B

RELAZIONE DI INVARIANZA IDRAULICA

A G G I O R N A M E N T I		Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
	f					
	e					
	d					
	c					
	b					
	a					

Progettista

Committente

STUDIO TECNICO
Dott. Antonioli Ing. Emilio
Via Mazzini n° 12a - 25043 Breno (BS)
Tel.0364/326561 Fax.0364/326560
Azienda certificata UNI EN ISO 9001
Certificato n. SQ031436



COMUNE DI BRENO

Sommario

Premessa	3
Requisiti minimi delle misure di invarianza idraulica	4
Descrizione della soluzione adottata e tempo di svuotamento.....	6
Verifica idraulica tubazioni di raccolta acque meteoriche.	8

Premessa

Questa relazione è relativa al progetto di invarianza idraulica e idrologica e delle corrispondenti opere di raccolta ai sensi del Regolamento Regionale del 23 novembre 2017 n. 7.

In particolare l'art. 3 comma 3 cita: "Nell'ambito degli interventi relativi alle infrastrutture stradali e autostradali e loro pertinenze e i parcheggi, le misure di invarianza idraulica e idrologica di cui al presente regolamento sono da prevedere sia per interventi di riassetto, adeguamento, allargamento di infrastrutture già presenti sul territorio, sia per nuove sedi stradali o di parcheggio, con riferimento alle componenti che comportano una riduzione della permeabilità del suolo rispetto alla sua condizione preesistente all'impermeabilizzazione. Le corrispondenti misure di invarianza idraulica e idrologica sono da calcolare in rapporto alla superficie interessata da tali interventi."

Le aree oggetto delle misure di invarianza idraulica sono calcolate nella seguente tabella con riferimento alle aree indicate nelle planimetrie:



Fig.1 In verde le aree a verde, negli altri colori le aree impermeabili (asfalto)

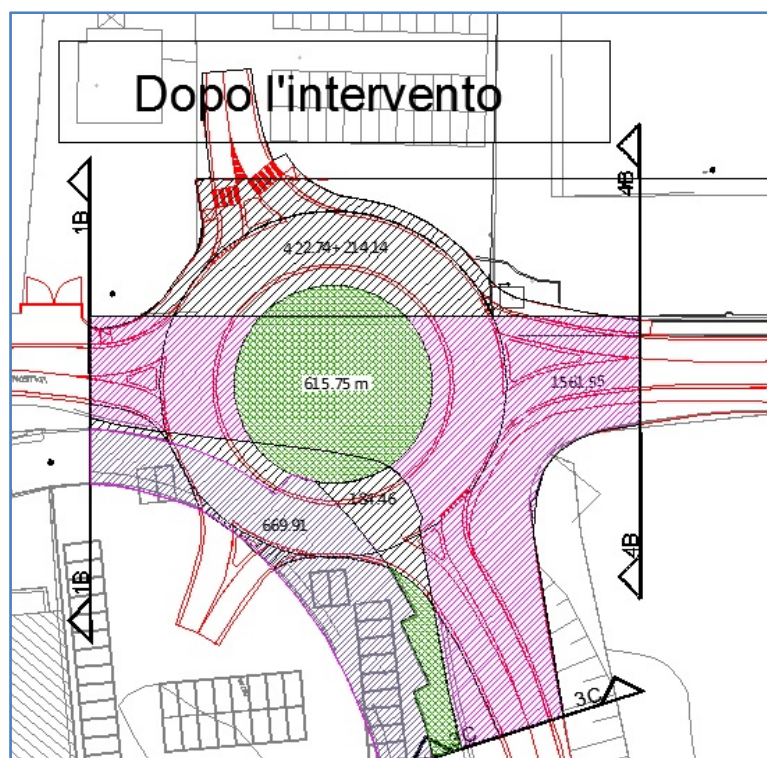


Fig.2 In verde le aree a verde, negli altri colori le aree impermeabili (asfalto)

	Prima dell'intervento	Dopo l'intervento	Differenza
SUPERFICI IMPERMEABILI	$2055,35+672,34=2727,69\text{mq}$	$1561,65+669,91+422,74+214,14+184,46=3052,80\text{mq}$	+325,11mq
SUPERFICI VERDI	326,82 mq	$615,75+95,22 = 710,97 \text{ mq}$	+384,15mq

Requisiti minimi delle misure di invarianza idraulica

Il Comune di Breno ricade nelle aree C a bassa criticità idraulica.

Secondo l'articolo 12 comma 2 il requisito minimo da soddisfare è realizzare un volume di laminazione con una capacità pari a 400 mc per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento.

La superficie impermeabile per il calcolo dell'invarianza è di 325,11 mq. Secondo la tabella 1 allegata si ricade nella classe di intervento impermeabilizzazione potenzialmente bassa < 1000 mq, pertanto viene richiesto di realizzare il volume minimo di invaso.

Rotatoria Breno	rif.	simbolo	UM	
Criticità idraulica dell'area	art. 7.3			C
portata specifica limite	art. 8.1	u_{lim}	[l/s ha]	20
volume specifico ad ha impermeabile	art. 12.2	w_{min}	[m3/ha _{imp}]	400
coeff.orario curva climatica TR50 anni			[mm/h ⁿ]	51,19
esponente curva climatica TR=50 ann D>1 ora	all. G1	n	[mm/h ⁿ]	0,3454
esponente curva climatica TR=50 ann D<1 ora	LSPP	n	[mm/h ⁿ]	0,5
coefficiente di afflusso medio delle aree interessate da invarianza			φ_{parz}	S_{parz} ha
nuove pavimentazioni impermeabili			1	0,0325
area soggetta ad invarianza idraulica		S	ha	0,0325
coefficiente di afflusso medio assunto		φ		1
portata limite allo scarico $Q_{u,lim} = u_{lim} S_{inv}$		$Q_{u,lim}$	l/s	0,65
classe di impermeabilizzazione potenziale	tab.1			1
classe di impermeabilizzazione potenziale	tab.1			bassa
metodo di calcolo da applicare	tab.1			requisiti minimi
requisiti minimi	art.1.12			
volume minimo di invaso $W_{0,min} = w_{min} \varphi S_{inv}$		$W_{0,min}$	m3	13

Descrizione della soluzione adottata e tempo di svuotamento

La soluzione adottata per realizzare il volume di invaso calcolato per i vari interventi è rappresentato da pozzi drenanti costituiti da anelli prefabbricati in calcestruzzo forati.

Per calcolare la portata in uscita dagli invasi Q_u corrisponde alla portata infiltrata e quindi per calcolare il tempo di svuotamento del sistema di accumulo consideriamo la capacità d'infiltrazione dei pozzi, che può essere stimata attraverso la relazione di Darcy:

$$Q_f = k \times J \times A_f$$

con: Q_f = portata infiltrata [m³/s]

k = coefficiente di permeabilità [m/s]

J = cadente piezometrica [m/m]

A_f = superficie netta d'infiltrazione considerata

E' evidente che nel caso in esame, con soli sistemi filtranti, $Q_f = Q_u$.

La valutazione del volume statico filtrante è stata condotta sulla base delle indagini di tipo geologico eseguite in zona per cantieri limitrofi.

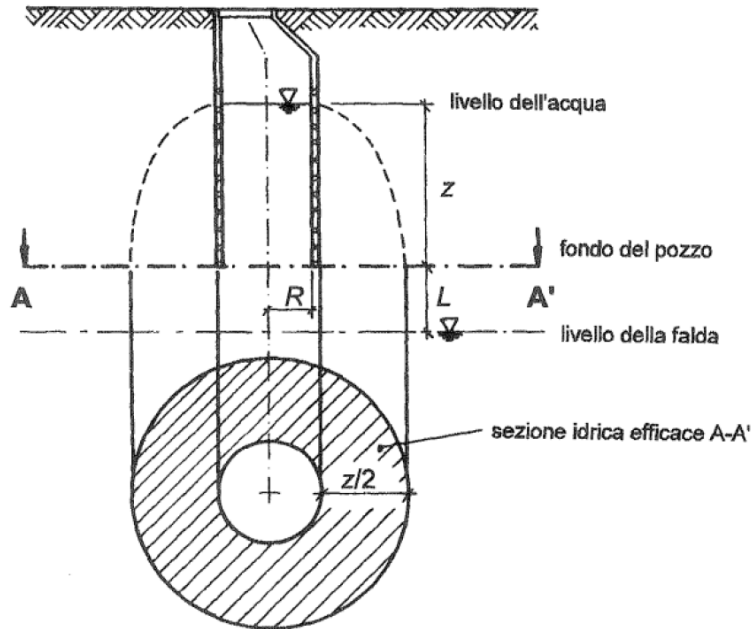
La permeabilità del terreno è stimabile nell'ordine di $f_0 = 0,5 \cdot 10^{-4}$ m/s. Nell' allegato F tabella 1 del Regolamento Regionale del 23 novembre 2017 n. 7, viene riportato che prudenzialmente, nei calcoli di dimensionamento delle opere di infiltrazione, è opportuno riferirsi al valore minimo asintotico f_c che residua dopo che sia sostanzialmente terminato il processo di saturazione del suolo. Facendo riferimento alla classificazione dei terreni riportati nella tabella 1, il terreno in esame appartiene alla classe B, con $f_c = 12,7$ mm/h.

Tabella 1 - Parametri delle curve di Horton proposti dal SCS [1956]

Classe suolo	f_0 [mm/ora]	f_c [mm/ora]	k [ore ⁻¹]
A	250	25.4	2
B	200	12.7	2
C	125	6.3	2
D	76	2.5	2

Per i pozzi disperdenti, la portata Q_f può essere calcolata con la seguente formula, (Sieker, 1984) dove la precedente formula di Darcy assume l'espressione:

$$Q_f = K \left(\frac{L+z}{L+z/2} \right) A_f$$



essendo K la sopra calcolata permeabilità (fc), mentre il termine fra parentesi rappresenta la cadente in cui compare l'altezza z dello strato drenante del pozzo, il dislivello L fra il fondo del pozzo ed il sottostante livello di falda. L'effettiva area drenante del pozzo A_f è assunta come un anello di larghezza $z/2$ attorno alla base del pozzo.

Non si considera la base drenante del pozzo, per tenere conto della sua possibile occlusione.

Nel nostro caso si suppone la realizzazione di pozzi perdenti aventi le seguenti caratteristiche:

- diametro interno degli anelli è 2,00 m. Altezza ogni singolo anello 0,50 m; $z=2,50$ m

-ogni pozzo è costituito da n. 5 anelli, per un totale di volume di stoccaggio di $7,85 \text{ m}^3$ per ogni pozzo. I pozzi drenanti sono tra loro collegati.

La falda è a -6,50 m dal piano campagna, pertanto $L= 3,30$ m

La cadente piezometrica è:

$$J = (L+z)/(L+z/2) = 1,27$$

$$A_f = (2.00+1.25+1.25)^2 \times \pi/4 - 2^2 \times \pi/4 = 12,76 \text{ m}^2$$

Avremo quindi come portata uscente:

$$Q_f = 0,000003572 \text{ m/s} \times 12,76 \text{ m}^2 \times 1,27 = 5,73 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 0,05 \text{ l/s}$$

La portata uscente Q_u è data da Q_f moltiplicata per il numero dei pozzi.

Il tempo di svuotamento dei pozzi è calcolato con la formula:

$$T_{\text{pozzi}} = \text{Volume} / Q_u = 31 \text{ ore}$$

Come è riportato nelle tabelle allegate con i calcoli, il tempo di svuotamento del volume invasato mediante infiltrazione nel sottosuolo risulta inferiore al valore di 48 h imposto dalla normativa, pertanto non è necessario avere uno scarico in fognatura per svuotare i pozzi nel tempo previsto.

calcolo tempo di svuotamento pozzi			
permeabilità terreno (asintotica)	f_c	m/s	0,000003527
profondità falda dal piano campagna	H	m	6,5
diametro interno	d	m	2
altezza pozzo utile	z	m	2,5
volume utile pozzo	V_p	m^3	7,85
n. di pozzi necessari	n_p		2
quota fondo pozzo	h	m	3,2
distanza tra fondo pozzo e falda	L	m	3,3
cadente	J	m/m	1,27
superficie disperdente pozzo drenante	A_f	m^2	12,763
portata infiltrata (singolo pozzo)	Q_f	mc/s	5,73806E-05
portata infiltrata (totale)	Q_u	mc/s	0,000114761
tempo di svuotamento	T	h	31
verifica $T < 48h$			ok

Verifica idraulica tubazioni di raccolta acque meteoriche.

Il sistema di raccolta delle acque meteoriche è costituito da una serie di caditoie 45x45 posizionate in banchina al bordo esterno della rotatoria. Ogni 20 m è prevista una caditoia collegata alla tubazione principale con tubazione $\varnothing 160$.

Una parte delle caditoie è collegata alla fognatura delle acque bianche come quelle attualmente presenti, una parte invece è collegata a pozzi perdenti per rispettare il minimo volume di invaso previsto dalla legge sull'invarianza.

Il calcolo della rete di drenaggio è stato eseguito con il tempo di ritorno di 20 anni. Si sono utilizzate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica fornite dall'Arpa con i seguenti dati.

$$h = a t^n$$

$h = 43.38 t^{0,5}$ ed è valida per gli eventi inferiori all'ora

Si calcola il tempo di corrivazione dell'area scolante con la relazione:

$$t_c = t_s + t_p = 10' + \frac{\sum L_{\max}}{V}$$

avendo assunto la velocità V di 1,19 m/s in corrispondenza della portata massima, in cui t_s è il tempo di ingresso in condotta, fissato in 5' e t_p è il tempo di percorrenza della tubazione.

La portata viene calcolata con il metodo razionale (detto anche cinematico o del ritardo di corrivazione). È un metodo diretto per il calcolo della portata di massima piena secondo cui dimensionare i collettori fognari sulla base della relazione:

$$Q_{\max} = 2.78 \frac{\bar{\phi} S h}{t_c}$$

in cui $[S] = ha$, $[h] = mm$, $[t_c] = ore$ e $[Q] = l/s$.

Si calcola per ogni collettore della rete, la superficie scolante ed il coefficiente di deflusso medio pesato:

Per eseguire il dimensionamento delle tubazioni si fa riferimento alla legge del moto uniforme per le correnti a superficie libera nel caso di cadente calcolata con la formula di Chezy:

$$Q = k_s A R_h^{2/3} i^{1/2}$$

Nota la pendenza, determinata dalla condizione topografica, assunto un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 80 per tener conto anche della presenza dei pozzetti, si determina il coefficiente di riempimento delle tubazioni a diametro assegnato.

Si prevede l'utilizzo di tubazioni in polietilene corrugato esternamente e liscio internamente del diametro De315mm.

Si riporta il risultato del calcolo ottenuto per la tubazione terminale che raccoglie le acque di metà rotatoria:

Collettore		Portata tubazione terminale
Lunghezza	m	50
Superficie	ha	0,0635
Ø		1
Tc	ore	0,095004669
h	mm	13,3709425
Q	l/s	24,84480517
KS		80
i min	(%)	1,0%
Diam. int. Condotta	m	0,273
Diam.est. Condotta	m	0,315
Coeff riempimento	%	39
Velocità	m/s	1,19