



Via Triggiani, 9 – 28100 NOVARA (NO)  
Tel. 0321/413111 – Fax. 0321/413196

PROGETTO: **Riordino fognatura e acquedotto in Località  
Granerolo in Comune di Gravellona Toce**

	Progetto Definitivo / Esecutivo
ELABORATO:	<b>Relazione idraulica</b>
DATA:	Luglio 2017
	Aggiornamento:

**COMMITTENTE:**

**Acqua Novara.VCO S.p.A.**

Unità Operativa:  
Via Loreto, 19 – 28021 Borgomanero (NO)  
Telefono 0321/413111 – Fax 0322/81826

**IL PROGETTISTA:**

Ing. Susanna De Marie



## **Sommario**

1.	Premessa .....	2
2.	Analisi Idrologica .....	2
2.1	Analisi pluviometrica e scelta della cpp di progetto .....	2
2.2	Descrizione del bacino in esame .....	4
2.3	Caratteristiche del collettore e tempo di corrivazione .....	4
2.4	Calcolo della portata critica con il modello della corrivazione .....	5
3	Dimensionamento degli specchi .....	5
4	Verifiche .....	7
4.1	Verifica del grado di riempimento.....	7
4.2	Verifica del grado della velocità massima .....	7
4.3	Verifica del grado della velocità minima.....	8

## 1. Premessa

Gli interventi in progetto prevedono la sostituzione di un tratto di tombinatura per acque miste in via Principe Umberto, nel pieno centro storico della frazione Granerolo in Comune di Gravellona Toce (VB) :

Attualmente via Principe Umberto è servita da una fognatura di tipo misto, con tubazioni in cemento del diametro di cm. 40, che si collega a un pozzetto situato in corrispondenza dell'incrocio con via Granerolo nell'esistente tubazione in PEAD di tipo corrugato DE 400 SN 6 con scarico finale nel rio Granerolo.

La separazione degli impianti prevede la realizzazione di una fognatura per acque nere a gravità in tubi di PVC DE 250 SN 8, diametro interno 235.4 mm, e una tombinatura in tubi di in PEAD di tipo corrugato DE 315 / 400 SN 8, diametro interno 273 / 344 mm, con parete interna liscia e corrugata esternamente con giunzioni a saldatura di testa o con manicotto a doppia guarnizione.

## 2. Analisi Idrologica

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di possibilità pluviometrica (cpp), ovvero della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

Con il termine altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, si intende l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di possibilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h = a t^n$$

dove:

h = altezza di pioggia espressa in mm;

t = durata della pioggia espressa in ore;

a, n = coefficienti della curva di pioggia.

I dati relativi alle curve pluviometriche sono stati reperiti dalle norme di attuazione del PAI.

### 2.1 Analisi pluviometrica e scelta della cpp di progetto

Per l'analisi di frequenza delle piogge intense, si è fatto riferimento agli elaborati proposti nella direttiva PAI dell'Autorità di Bacino del fiume Po, sviluppati dal GNDICI e ottenuti da un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a e n delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato.

Le tabelle elaborate consentono il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino, cioè la definizione dei parametri a e n della curva pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

L'area di interesse è compresa nella cella identificata dal PAI come BZ59, come evidenziato in figura 1 (*Allegato 3: Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - TAVOLA 05 - Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*).

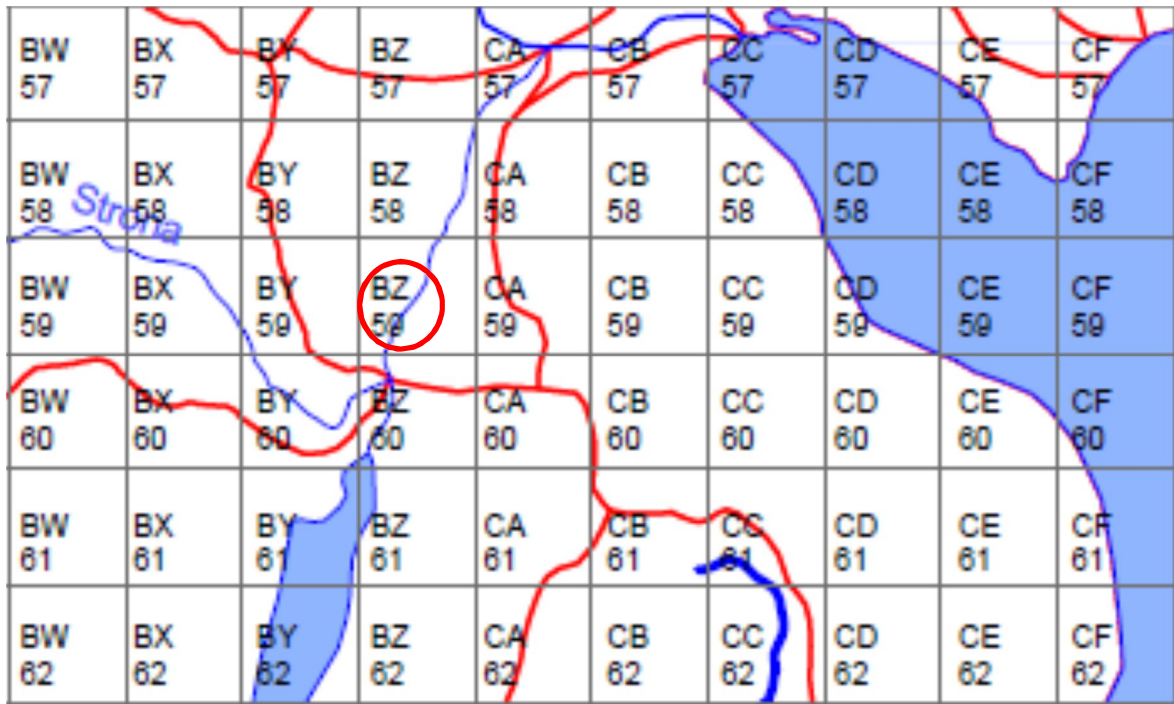


Figura 1: Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - TAVOLA 05

Si riportano in tabella 1 i parametri della curva di pioggia indicata dalla normativa per la cella BZ59 (*Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato 3: Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni*)

Cella	$a$ ( $Tr = 20$ anni)	$n$ ( $Tr = 20$ anni)	$a$ ( $Tr = 100$ anni)	$a$ ( $Tr = 100$ anni)	$a$ ( $Tr = 200$ anni)	$a$ ( $Tr = 200$ anni)
BZ59	65,49	0,473	83,62	0,474	91,37	0,474

Tabella 1: Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 anni

Per la verifica della rete di raccolta delle acque meteoriche è stata assunta la curva la relativa alla cella BZ59 per tempo di ritorno  $T_r = 20$  anni, e quindi:

$$h = 65,49 \theta^{0.473}$$

## 2.2 Descrizione del bacino in esame

Consideriamo due bacini di alimentazione, uno per la tubazione DE 315 l'altro per la tubazione DE 400, che costituiscono il collettore per acque meteoriche di via Principe Umberto in Comune di Gravellona Toce.

L'area del sotto - bacino 1 e del sotto - bacino 2 sono pari rispettivamente a 0,12 e 0,24 ha e si possono considerare, con buona approssimazione, entrambe impermeabili (IMP= 1).

Tempo di ritorno [anni]	$\phi_{IMP}$	$\phi_{PERM}$
$\leq 2$	0,60 ÷ 0,75	0,00 ÷ 0,15
2 ÷ 10	0,65 ÷ 0,80	0,10 ÷ 0,25
> 10	0,70 ÷ 0,90	0,15 ÷ 0,30

Tabella 2: Valori dei coefficienti di afflusso per aree impermeabili e permeabili [AA.VV. 1997]

In base ai valori indicati nella Tab. 2, avendo considerato per i nostri calcoli un tempo di ritorno  $T_r = 20$  anni, si decide di assumere un coefficiente di afflusso delle aree impermeabili  $\phi_{IMP} = 0,8$  ed un coefficiente di afflusso delle aree permeabili  $\phi_{PERM} = 0,2$ .

Il coefficiente di afflusso dei bacini si ottiene dalla seguente formula:

$$\phi = \phi_{IMP} \cdot IMP + \phi_{PERM} \cdot (1 - IMP)$$

dove:

IMP = coefficiente di impermeabilità, pari al rapporto tra area impermeabile ed area totale del bacino= 1

$$\phi = \phi_{IMP} \cdot IMP$$

$$\phi = \phi_{315} = \phi_{400} = 0,80$$

## 2.3 Caratteristiche del collettore e tempo di corrivazione

Il collettore per acque bianche in progetto ha una lunghezza totale di 93,10 m; è costituito per il primo tratto a monte, per una lunghezza di circa 41,65 m, da un tubo in PEAD strutturato di tipo strutturato DE 315 SN 8 e, per il tratto immediatamente a valle, per una lunghezza di 51,45, da un tubo in PEAD strutturato di tipo strutturato DE 315 SN 8.

Il tempo di corrivazione del bacino  $T_c$  è dato dalla somma del tempo di scorrimento sul bacino prima del raggiungimento della rete di drenaggio  $t_i$  (tempo di ingresso in rete) e del tempo di propagazione all'interno di quest'ultima  $t_p$  (tempo di rete).

Per la stima di  $t_c$ , in mancanza di dati diretti, si fa riferimento alle tabelle presenti in letteratura, le quali propongono, per un bacino di caratteristiche simili a quello in esame, con dimensioni non valore di  $t_i = 7,5$  min.

Il tempo di rete  $t_r$  è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singolo tratto del collettore, dalle sezioni più a monte fino alla sezione di chiusura, seguendo il percorso più lungo e considerando la velocità nei singoli tratti pari a quella che si verifica con un grado di riempimento del 65%, trascurando quindi l'influenza delle condizioni di valle e di monte (funzionamento autonomo).

In base a quanto detto, il tempo di rete sarà dato dalla seguente sommatoria e sarà pari a  $t_p = 3$  min.

$$t_{p,315} = \sum_i \frac{L_i}{1,5 V_i} = \frac{41,65}{1,5 \cdot 8,42} \cong 0,06 \text{ min}$$

$$t_{p,400} = \sum_i \frac{L_i}{1,5 V_i} = \frac{41,65}{1,5 \cdot 8,42} + \frac{51,45}{1,5 \cdot 9,82} \cong 0,06 \text{ min}$$

dove:

- $L_i$  e  $V_i$  sono le lunghezze e le velocità nei singoli tratti;
- 1,5 è un coefficiente ottenuto da dati sperimentali per correggere le approssimazioni insite nel modello della corrivazione [Becciu et al., 1997].

Si ottiene un tempo di corrivazione  $T_{c,315} = t_i + t_p = 7,555 \text{ min.}$

Si ottiene un tempo di corrivazione  $T_{c,400} = t_i + t_p = 7,613 \text{ min.}$

## 2.4 Calcolo della portata critica con il modello della corrivazione

Per la trasformazione afflussi-deflussi si decide di utilizzare il modello della corrivazione.

Considerando che in base al bacino ed al collettore in esame si può assumere un andamento lineare del diagramma area-tempi e che si assume un'intensità di pioggia costante, ottenuta dalla formula al § 2.1, la durata critica  $\theta_c$  dell'evento che produce la massima portata al colmo  $Q_c$  (portata critica) è pari al tempo di corrivazione del bacino  $T_c$ .

Si ottiene dunque la seguente formula della portata critica  $Q_c$  [l/s].

$$Q_c = 2,78 \cdot \varphi \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

dove:

- $\varphi$  = coefficiente di afflusso del bacino calcolato al § 2.2;
- $S$  = area del bacino in ha indicata al § 2.2;
- $a$  = parametro della cpp indicata al § 2.1;
- $n$  = parametro della cpp indicata al § 2.1;
- $T_c$  = tempo di corrivazione del bacino in ore calcolato al § 2.3.

Il valore della portata critica risultano pari a circa  $Q_{c,315} = 52 \text{ l/s}$  e  $Q_{c,400} = 100 \text{ l/s}$  e

## 3 Dimensionamento degli specchi

Il calcolo delle portate nere è effettuato, assunta una dotazione idrica pari a 250 l/(ab d), in base alle seguenti relazioni

$$Q_{mn} = (P \cdot DI \cdot \Phi) / 86400 \quad \text{Portata media nera} \quad [\text{l/s}]$$

$$Q_{np} = (c_p \cdot P \cdot DI \cdot \Phi) / 86400 \quad \text{Portata nera di punta} \quad [\text{l/s}]$$

Ove:

$P$  = abitanti equivalenti gravanti sul tratto considerato = 100 ab

$c_p$  = coefficiente di punta = 2,5

DI = dotazione idrica [l/(ab d)]

$\Phi$  = coefficiente di afflusso in fognatura = 0,8

I collettori a gravità sono stati dimensionati a partire dai valori di portata precedentemente citati.

Lo speco fognario si dimensiona facendo prima un'ipotesi di alveo a debole pendenza, si determinano così i tiranti di stato critico e di moto uniforme ( $h_c$  e  $h_u$ ) e quindi i diametri e si verifica l'ipotesi di debole pendenza. Nel caso in cui essa non dovesse essere soddisfatta si ripete il procedimento ipotizzando, però, che l'alveo sia a forte pendenza.

Per il moto uniforme si utilizza la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q_u = A \cdot K_{ST} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- $Q_u$  è la portata in moto uniforme, in m<sup>3</sup>/s;
- $A$  è la sezione idrica, in m<sup>2</sup>;
- $K_{ST}$  è il coefficiente di Gauckler-Strickler in funzione del materiale, in m<sup>1/3</sup>/s;
- $R$  è il raggio idraulico pari al rapporto  $A/C$ , in metri;
- $C$  è il contorno bagnato della sezione, in metri;
- $i$  è la pendenza del fondo dell'alveo, in percentuale.

Per lo stato critico si fa riferimento all'equazione:

$$Q_c = A \sqrt{\frac{g \cdot A}{B}}$$

dove:

- $Q_c$  è la portata di stato critico, in m<sup>3</sup>/s;
- $A$  è la sezione idrica, in m<sup>2</sup>;
- $B$  è la larghezza della corrente in superficie, in metri;
- $g$  è l'accelerazione di gravità, in m/s<sup>2</sup>.

Le dimensioni scelte per ciascun tratto devono comportare il rispetto dei vincoli sulla velocità massime, ovvero non superare i 5 m/s in modo tale da scongiurare fenomeni di erosione. Tale verifica sulla velocità massima è fatta considerando le portate maggiori che si hanno all'interno del collettore, ovvero le portate bianche, e le altezze idriche minori relative a tali portate, ovvero l'altezza di moto uniforme se il tratto è a forte pendenza e l'altezza di stato critico se il tratto è a debole pendenza, poiché a tali altezze corrispondono velocità maggiori.

Per quanto riguarda le velocità minime invece, per evitare problemi di sedimentazione del materiale trasportato in sospensione dalle acque di fogna le velocità non devono essere al di sotto di 0.5 m/s. Tale verifica sulla velocità minima è fatta considerando le portate minori che si hanno all'interno del collettore,



ovvero le portate nere, e le altezze idriche maggiori relative a tali portate, ovvero l'altezza di stato critico se il tratto è a forte pendenza e l'altezza di moto uniforme se il tratto è a debole pendenza.

## 4 Verifiche

Dopo aver dimensionato i collettori del tronco principale della rete di drenaggio urbano, si procede con la verifica degli stessi. In particolare bisogna effettuare le seguenti verifiche:

- Verifica del grado di riempimento
- Verifica della velocità massima
- Verifica della velocità minima (di tempo asciutto)

### 4.1 Verifica del grado di riempimento

La verifica del grado di riempimento deve essere effettuata per:

- garantire che la condotta non vada in pressione
- garantire che vi sia un franco al di sopra del livello idrico per il convogliamento di corpi più grandi che si possono avere nei fenomeni di piena
- assicurare una sufficiente aerazione

In particolare, per una sezione circolare e per una sezione ovoidale deve risultare  $h/D < 0,8$

in cui

h: livello idrico

D: diametro dello speco fognario

### 4.2 Verifica del grado della velocità massima

La velocità massima, detta anche velocità di tempo bagnato, si ha dove il tirante idrico è minore, quindi per alvei a debole pendenza si valuta in corrispondenza di  $h_c$  mentre per alvei a forte pendenza, in corrispondenza di  $h_u$ .

Nel caso di sezione circolare, in un alveo a debole pendenza, si utilizza la seguente formula:

$$V_c = V_{c,r} \left( \frac{D}{D_r} \right)^{1/2}$$

Nel caso di sezione circolare, in un alveo a forte pendenza, si utilizza la seguente formula:

$$V_o = \left( \frac{D}{D_r} \right)^{2/3} \frac{K}{K_r} \left( \frac{i}{i_r} \right)^{1/2} V_r$$

in cui  $V_r$  la si ricava dalle scale di deflusso specifico.

Per la sezione circolare si è fatto riferimento

Si fissa come valore limite della velocità massima  $v_{\max} < 5,00$  m/s per evitare l'erosione della condotta .

Si riporta la tabella di calcolo per ciascun collettore del tronco principale della rete di drenaggio urbano in esame.

### **4.3 Verifica del grado della velocità minima**

La velocità minima, definita anche velocità di tempo asciutto, si verifica in corrispondenza dei punti in cui il tirante idrico è massimo. Tale tirante coincide con quello di moto uniforme in un alveo a debole pendenza e con quello di stato critico in un alveo a forte pendenza. La formula utilizzata, per una sezione circolare o ovoidale, in un alveo a debole pendenza è:

$$V_0 = \left( \frac{D}{D_r} \right)^{2/3} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot \left( \frac{i}{i_r} \right)^{1/2} \cdot V_r$$

mentre quella in un alveo a forte pendenza è:

$$V_c = V_{c,r} \cdot \left( \frac{D}{D_{c,r}} \right)^{1/2}$$

Si riporta la tabella di calcolo per il collettore del tronco della rete di drenaggio urbano in esame.

## DIMENSIONAMENTO

## TUBAZIONE PEAD DE 315 SN 8

$Q_T$	0,052	$[m^3/s]$	$Q_b$	0,052	$[m^3/s]$
$5 Q_{m,n}$		$[m^3/s]$	$Q_{n,m}$		$[m^3/s]$
$i$	0,07		$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$

Ipotesi di alveo a debole pendenza						Ipotesi di alveo a forte pendenza					
Sezione circolare						Sezione circolare					
$h/D$	0,8					$h/D$	0,8				
$Q_{Ru}$	11,561	$[m^3/s]$				$Q_{Rc}$	1,934	$[m^3/s]$			
$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$				$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$			
$Kr=$	70	$[m^{1/3}/s]$				$Kr=$	70	$[m^{1/3}/s]$			
$D$	0,1773	$[m]$				$D$	0,2355	$[m]$			
$D_{comm}=$	315	$[mm]$				$D_{comm}=$	315	$[mm]$			
moto uniforme			stato critico			moto uniforme			stato critico		
$Q_{tot}$	0,05	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,0520	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,05	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,0520	$[m^3/s]$
$h$	0,0761	$[m]$	$h$	0,1829	$[m]$	$h$	0,0760	$[m]$	$h$	0,1830	$[m]$
$h/d$	0,2786		$h/d$	0,6701		$h/d$	0,2783		$h/d$	0,6703	
$A$	0,0133		$A$	0,0417		$A$	0,0133		$A$	0,0417	
$P$	0,3032		$W$	0,256717		$P$	0,3030		$W$	0,2567	
$R$	0,0439		formula	-0,00053		$R$	0,0439		formula	-6E-04	
formula	-5E-04		$v$	1,24872	$[m/s]$	formula	0,0004		$v$	1,2484	$[m/s]$
$v$	3,9113	$[m/s]$				$v$	3,9165	$[m/s]$			

**Alveo a forte pendenza**

## TUBAZIONE PEAD DE 315 SN 8

$Q_T$	0,052048	$[m^3/s]$
$5 Q_{m,n}$	0	$[m^3/s]$
$i$	0,07	
Alveo a forte pendenza		
$D_{comm}=$	273	$mm$
$h_0=$	0,075981	$m$
$h_c=$	0,182982	$m$
$K$	120	$[m^{1/3}/s]$

## VERIFICHE TUBAZIONE PEAD DE 315 SN 8

$h_{max}$	0,183	$m$	
$h/d$	0,6703		<b>GRADO DI RIEMPIMENTO VERIFICATO</b>
$V_{max}$	3,9165	$m/s$	<b>Vmax VERIFICATA</b>
$V_{min}$	1,2484	$m/s$	<b>Vmin VERIFICATA</b>

DIMENSIONAMENTO			TUBAZIONE PEAD DE 400 SN 8		
$Q_T$	0,05205	$[m^3/s]$	$Q_b$	0,052	$[m^3/s]$
$5 Q_{m,n}$		$[m^3/s]$	$Q_{n,m}$		$[m^3/s]$
$i$	0,07		$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$

Ipotesi di alveo a debole pendenza						Ipotesi di alveo a forte pendenza					
Sezione circolare						Sezione circolare					
$h/D$	0,8		$D = \left( \frac{Q}{Q_r} \frac{K_r}{K \sqrt{i}} \right)^{3/8}$			$h/D$	0,8		$D = \left( \frac{Q}{Q_r} \right)^{2/5}$		
$Q_{Ru}$	11,561	$[m^3/s]$				$Q_{Rc}$	1,934	$[m^3/s]$			
$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$				$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$			
$K_r=$	70	$[m^{1/3}/s]$				$K_r=$	70	$[m^{1/3}/s]$			
$D$	0,17733	$[m]$	177,33	$[mm]$		$D$	0,2355	$[m]$	235,49	$[mm]$	
$D_{comm}=$	400	$[mm]$	0,344	$[m]$		$D_{comm}=$	400	$[mm]$	0,344	$[m]$	
moto uniforme			stato critico			moto uniforme			stato critico		
$Q_{tot}$	0,05	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,0520	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,05	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,0520	$[m^3/s]$
$h$	0,0702	$[m]$	$h$	0,1700	$[m]$	$h$	0,0702	$[m]$	$h$	0,1700	$[m]$
$h/d$	0,2041		$h/d$	0,4943		$h/d$	0,2040		$h/d$	0,4943	
$A$	0,0136		$A$	0,0458		$A$	0,0136		$A$	0,0458	
$P$	0,3219		$W$	0,344		$P$	0,3219		$W$	0,34398	
$R$	0,0422		formula	-0,0002		$R$	0,0422		formula	-0,0002	
formula	-0,0003		$v$	1,1371	$[m/s]$	formula	-3E-04		$v$	1,13707	$[m/s]$
$v$	3,82846	$[m/s]$				$v$	3,8288	$[m/s]$			

### Alveo a forte pendenza

TUBAZIONE PEAD DE 400 SN 8		
$Q_T$	0,05205	$[m^3/s]$
$5 Q_{m,n}$	0	$[m^3/s]$
$i$	0,07	
Alveo a forte pendenza		
$D_{comm}=$	344	$mm$
$h_0=$	0,07019	$m$
$h_c=$	0,17004	$m$
$K$	120	$[m^{1/3}/s]$

TUBAZIONE PEAD DE 400 SN 8		
VERIFICHE		
$h_{max}$	0,17004	$m$
$h/d$	0,49431	GRADO DI RIEMPIMENTO VERIFICATO
$V_{max}$	3,82882	$m/s$ <b>Vmax VERIFICATA</b>
$V_{min}$	1,13707	$m/s$ <b>Vmin VERIFICATA</b>

## DIMENSIONAMENTO

## TUBAZIONE PVC DE 250 SN 8

$Q_T$	0,0012	$[m^3/s]$	$Q_b$	0	$[m^3/s]$
$5 Q_{m,n}$	0,0012	$[m^3/s]$	$Q_{n,m}$	0,000231	$[m^3/s]$
$i$	0,07		$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$

Ipotesi di alveo a debole pendenza						Ipotesi di alveo a forte pendenza					
Sezione circolare						Sezione circolare					
$h/D$	0,8					$h/D$	0,8				
$Q_{Ru}$	11,561	$[m^3/s]$				$Q_{Re}$	1,934	$[m^3/s]$			
$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$				$K=$	120	$[m^{1/3}/s]$			
$K_r=$	70	$[m^{1/3}/s]$				$K_r=$	70	$[m^{1/3}/s]$			
$D$	0,0426	$[m]$				$D$	0,0514	$[m]$			
$D_{comm}=$	250	$[mm]$				$D_{comm}=$	250	$[mm]$			
moto uniforme			stato critico			moto uniforme			stato critico		
$Q_{tot}$	0,00	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,0012	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,00	$[m^3/s]$	$Q_{tot}$	0,0012	$[m^3/s]$
$h$	0,0147	$[m]$	$h$	0,0316	$[m]$	$h$	0,0148	$[m]$	$h$	0,0315	$[m]$
$h/d$	0,0625		$h/d$	0,1341		$h/d$	0,0627		$h/d$	0,1340	
$A$	0,0011		$A$	0,0035		$A$	0,0011		$A$	0,0035	
$P$	0,1186		$W$	0,1604		$P$	0,1188		$W$	0,1604	
$R$	0,0095		formula	-4E-04		$R$	0,0095		formula	-4E-04	
formula	-4E-04		$v$	0,3338	$[m/s]$	formula	-0,0004		$v$	0,3343	$[m/s]$
$v$	1,0325	$[m/s]$				$v$	1,0269	$[m/s]$			

### Alveo a forte pendenza

TUBAZIONE PVC DE 250 SN 8		
$Q_T$	0,001157	$[m^3/s]$
$5 Q_{m,n}$	0,001157	$[m^3/s]$
$i$	0,07	
Alveo a forte pendenza		
$D_{comm}=$	235,4	$mm$
$h_0=$	0,014761	$m$
$h_c=$	0,031536	$m$
$K$	120	$[m^{1/3}/s]$

TUBAZIONE PVC DE 250 SN 8		
VERIFICHE		
$h_{max}$	0,031536	$m$
$h/d$	0,133967	GRADO DI RIEMPIMENTO VERIFICATO
$V_{max}$	1,026896	$m/s$ <b>Vmax VERIFICATA</b>
$V_{min}$	0,334267	$m/s$ <b>Vmin NON VERIFICATA</b>

Il dimensionamento delle condotte al di là delle verifiche che determinano diametri di condotta molto maggiori delle effettive necessità, vengono adottati misure commerciali che assicurano da un lato il regolare deflusso anche in caso di eventi eccezionali sia la corretta manutenzione delle tubazioni con sonde e canal - jet anche di notevoli dimensioni.

Borgomanero, Luglio 2017

Il Progettista:  
Ing. Susanna De Marie