

COMUNE DI GIGNESE



**ACQUA
NOVARA.VCO
S.p.A.**

Via Triggiani, 9 - 28100 NOVARA (NO)
Tel. 0321 413111 - Fax. 0321 458729
@mail: info@acquanovaravco.eu
@pec: segreteria@pec.acquanovaravco.eu

TITOLO COMMESSA:

**Realizzazione nuova stazione di sollevamento reflui e ricambio rete idrica
via Don Bosco frazione Vezzo comune di Gignese**

OGGETTO:

Relazione Idraulica

SCALA:

AVANZAMENTO PROGETTO:

DEFINITIVO

Data Rev. N° 0:

06 GIUGNO 2022

Rev. N°	Modifiche	Data
1	-	-/-/-
2	-	-/-/-
3	-	-/-/-
4	-	-/-/-

Rif. N° Commessa:

X00N - 10041732

Il Progettista
Ing. Giorgio Tornotti

Elaborato N°:

B

CUP:

D37H21008470005

File:

PROPRIETA' RISERVATA

**QUESTO DISEGNO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO NE' COMUNICATO A TERZI SENZA
AUTORIZZAZIONE DI ACQUA NOVARA.VCO s.p.a.**



Premessa

Il presente progetto prevede la realizzazione di una nuova stazione di rilancio delle acque miste al depuratore di Vezzo e la sostituzione della tubazione dell'acquedotto in comune di Gignese frazione Vezzo - via Don Bosco.

1 RETE FOGNATURA

La rete fognaria interessata dall'intervento è di tipo "misto" ricevendo le acque nere civili e meteoriche. La portata sollevata verso l'impianto di depurazione è pari a cinque volte la portata nera media in tempo secco; sarà realizzata una soglia di sfioro nell'ultimo pozzetto esistente, prima della stazione di sollevamento, con il compito di sfiorare la portata eccedente la $5Q_{nm}$ verso l'attuale corpo idrico recettore il torrente Cardia.

La stazione di sollevamento in progetto è dotata di due pompe nella configurazione 1+1R e di una tubazione di "troppo pieno di sicurezza" con attivazione a livello di riempimento in caso di malfunzionamento delle opere elettromeccaniche o della soglia di sfioro a monte.

1.0 Analisi apporto idrologico

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:

$$h = Kt * (a t^n)$$

dove:

- h = altezza di pioggia espressa in mm;
- t = durata della pioggia espressa in ore;
- Kt = fattore di crescita in funzione del tempo di ritorno;
- a, n = coefficienti della curva di pioggia.

I dati relativi ai parametri delle curve pluviometriche sono stati reperiti dal sito ARPA Regione Piemonte

L'area di interesse è evidenziata in figura 1

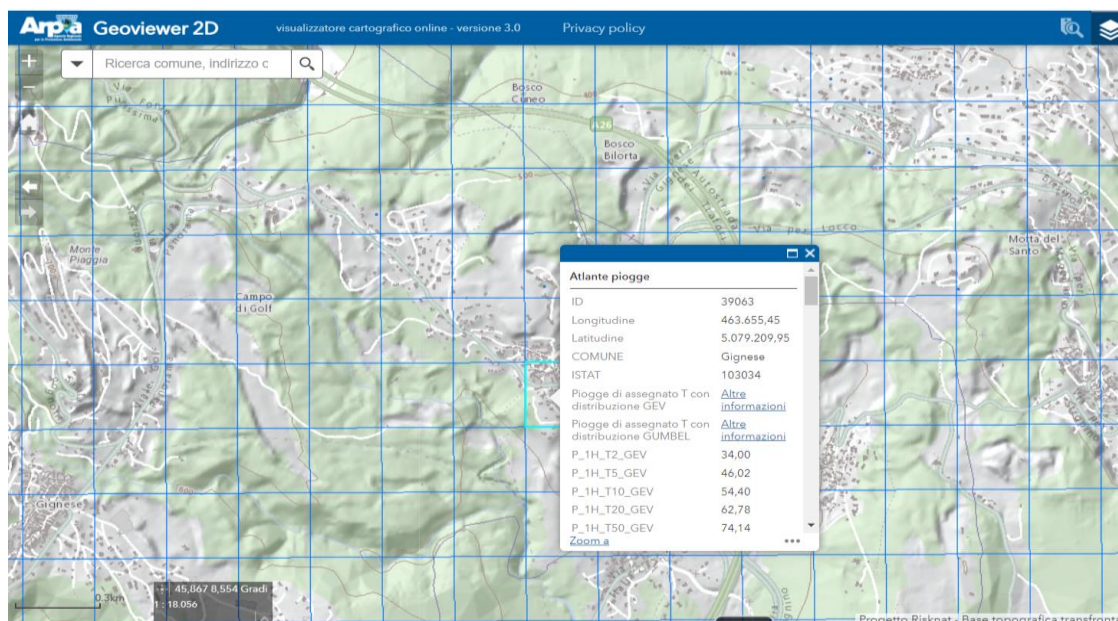


Figura 1: Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense

Si riportano in tab. 1 i parametri della curva di pioggia.

Località	a	n	Kt (20 anni)
Fraz. Vezzo (Comune di Gignese)	36,66	0,41	1,7

Tabella 1: Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica

Per la verifica della rete di raccolta delle acque meteoriche è stato assunto un tempo di ritorno $T_r = 20$ anni, e quindi:

$$h = 1,7 * (36.66 \theta^{0.41})$$

Analizzando i bacini di alimentazione della tubazione esistente si stima una superficie colante di circa 10'000 mq costituita principalmente da abitazioni con molte aree verdi e zone di deflusso naturale delle precipitazioni.

Tempo di ritorno [anni]	Φ_{IMP}	Φ_{PERM}
≤ 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]

Rilevando i valori indicati nella Tab. 2 ed 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 $\Phi_{IMP} = 0,7$ ed un coefficiente di afflusso delle aree permeabili $\Phi_{PERM} = 0,10$ dovuto alla particolare conformazione orografica dell'area interessata.

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

$$\varphi = \varphi_{IMP} \cdot IMP + \varphi_{PERM} \cdot (1 - IMP)$$

dove:

- IMP = coefficiente di impermeabilità, pari al rapporto tra area impermeabile ed area totale del bacino= 0,4

ottenendo un valore di $\varphi = 0,340$

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_e (tempo di ingresso in rete) e del tempo di propagazione all'interno di quest'ultima t_r (tempo di rete).

Per la stima di t_e , 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, un valore di $t_e = 15$ min.

Il tempo di rete t_r è dato dal tempo 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 70%, trascurando quindi l'influenza delle condizioni di valle e di monte (funzionamento autonomo).

In base a quanto detto, il tempo di rete sarà dato:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 V_i} \cong 0,75 \text{ min}$$

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 $t_c = t_e + t_r = 15,7$ min.

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, la durata critica θ_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] con il modello della corrivazione.

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

dove:

- φ = coefficiente di afflusso del bacino;
- S = area del bacino in ha;
- a = parametro della cpp;
- n = parametro della cpp;
- t_c = tempo di corrivazione del bacino in ore;

Il valore della **portata critica di evento meteorico** risulta pari a circa **$Q_c = 129,70$ l/s**

1.1 Analisi apporto acque reflue civili

Il calcolo delle portate nere è effettuato in base alle seguenti relazioni:

$$Q_{n,m} = (P \cdot DI \cdot F) / 86400 \quad \text{Portata media nera} \quad [l/s]$$

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

Le portate saranno date dalla somma dei reflui di origine civile secondo i seguenti valori:

P_{civile} = abitanti equivalenti civili sul tratto considerato $[ab] = 80$

$P_{fluttuante}$ = abitanti equivalenti civili fluttuanti gravanti sul tratto considerato $[ab] = 10$

c_p = coefficiente di punta $[-] = 2,25$ (punta giornaliero e orario)

DI civile $[l/(ab \cdot d)] = 250$

DI civile fluttuante $[l/(ab \cdot d)] = 100$

F = coefficiente di afflusso in fognatura $[-] = 0,8$ (civile) e $1,0$ (fluttuante)

La portata **nera media** $Q_{n,m} = 0,197 \text{ l/s}$, la portata di punta è pari a $Q_{n,p} = 0,44 \text{ l/s}$.

La fognatura è di tipo misto e quindi si adotta un valore di progetto, su cui sarà dimensionata la soglia di sfioro in caso di evento di pioggia, pari a 5 volte la portata media nera ovvero $5Q_{n,m} = 0,98 \text{ l/s}$ tab. 3.

		Residenti	Fluttuanti	Portate di Progetto	
P	ab	80	10		Popolazione
DI	$l/ab \cdot gg$	250	100		Dotazione idrica
φ	-	0,8	1		Coeff. Afflusso
Cp_g	-	1,5	1,5		Coeff. Punta giornaliero
Cp_o	-	1,5	1,5		Coeff. Punta Orario
Q_{nm}	l/s	0,185	0,012	0,197	Portata nera media
Q_{np}	l/s	0,417	0,026	0,440	Portata nera picco
$5Q_{nm}$	l/s	0,93	0,06	0,980	5*Portata nera media

Tab. 3: Portate

Il collettore esistente a monte dello scolmatore dovrà essere in grado di trasportare una **portata mista pari a 130,68 l/s**, ottenuta dalla somma della portata di pioggia per un tempo di ritorno di 20 anni e della portata nera di punta, in base alla quale si eseguirà la verifica idraulica del medesimo.

1.2 Verifica dei collettori fognari

Per il calcolo della soglia di sfioro, la verifica idraulica del collettore esistente ed il calcolo della nuova tubazione in progetto, si utilizzerà l'equazione per il moto uniforme in tubazioni circolari a gravità:

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

dove:

- Q_u = la portata in moto uniforme, in m³/s;
- A = la sezione idrica, in m²;
- K_{ST} = il coefficiente di Gauckler-Strickler in funzione del materiale, in m^{1/3}/s;
- R = il raggio idraulico pari al rapporto A/C , in metri;
- C = il contorno bagnato della sezione, in metri;
- i = la pendenza di posa delle condotte, in percentuale.

Le dimensioni delle condotte devono comportare il rispetto dei vincoli sulla velocità massime, ovvero non superare i 5 m/s in modo tale da scongiurare fenomeni di erosione, e sulle velocità minime, ovvero non scendere al di sotto di 0,5 m/s per evitare problemi di sedimentazione del materiale trasportato in sospensione dalle acque di fogna.

I dati assunti per il dimensionamento e la verifica vengono di seguito riportati:

- Pendenza: 0,05 (5% - dislivello di 17m su 300 di condotta)
- Materiale di realizzazione della condotta: pead corrugato DE250
- Coefficiente di scabrezza di Strickler: 100 m^{1/3}/s

I corrispondenti valori di tirante idrico e velocità della corrente ammontano rispettivamente tab.4.

<i>Profili moto uniforme</i>	Collettore a Monte scolmatore (Esistente) DN 500 CLS	Collettore a Valle scolmatore (In progetto) DE250 PE corrugato
Portata max [l/s]	130,68	0,98
Tirante idrico [m]	0,14	0,02
Velocità della corrente [m/s]	3,2	1,1
Franco [m]	0,26	0,20
Grado di riempimento	36 %	8%

Tab. 4: Portate e Prevalenze

La tubazione esistente DN 500 in CLS risulta idonea a convogliare allo sfioratore le portate massime considerate in tempo di pioggia, così come la condotta in progetto DE250 in PEAD corrugato risulta idonea al deflusso delle portate nere e della $5Q_{nm}$ precedentemente calcolate.

La velocità della corrente risulta superiore al limite di autopulizia delle condotte, convenzionalmente assunto pari a 0,5 m/s.

Si decide di mantenere la geometria del DE250, a fronte di un basso grado di riempimento, per agevolare le operazioni di manutenzione ordinaria della rete.

1.3 Sfiatore di rete

Nell'ultimo pozzetto esistente a monte della stazione di sollevamento, dove è innestato il tubo in CLS DN500 e da cui riparte il tubo corrugato DE250, sarà posizionata una lama di scolmo sulla tubazione che recapita nell'attuale punto di scarico ed una paratoia sollevata dal fondo per altezza pari o maggiore per il convogliamento di una portata mista in stazione pari alla $5Q_{nm}$ determinata precedentemente.

Utilizzando la formula di Chezy analogamente a quanto fatto per i calcoli di verifica della condotta esistente e di quella in progetto, si determina una altezza soglia di sfioro pari a 2 cm.

Si arrotonda l'**altezza della soglia a 5 cm** dal piano di scorrimento della canaletta di ingresso dello sfiatore per permettere il passaggio verso la depurazione di possibili corpi grossolani presenti nei reflui e l'innalzamento del fondo a causa di possibili depositi. La soglia di sfioro sarà realizzata mediante una lama in acciaio inox posta sull'imbocco della tubazione del DN500 CLS, mentre sull'imbocco della tubazione DE250 sarà posta una lamiera in acciaio inox sollevata dal fondo di 5cm al fine di limitare l'apporto in stazione della portata oltre $5Q_{nm}$.

Nella sua attuale configurazione, lo scolmatore avvia a depurazione una portata superiore a quella indicata all'art.6 della Legge Regionale 26 marzo 1990 n°13 e, di conseguenza, il manufatto è conforme alle prescrizioni espresse nelle Norme di Piano del Piano di tutela delle acque (PTA).

1.4 Stazione di sollevamento reflui

La stazione di sollevamento dei liquami è realizzata in cls prefabbricata con pompe 1+1R e tubazione di mandata in PE-100 fino al pozzetto della fognatura esistente in via Circonvallazione, che recapita a sua volta al depuratore di Vezzo.

Per il dimensionamento della tubazione di mandata si possono adottare vari criteri, tuttavia, considerando le modeste portate da sollevare e la tipologia dei reflui, per garantire un buon funzionamento dell'asta fognaria in pressione e delle pompe della stazione di sollevamento, è stata scelta una condotta di mandata in PEAD PE100 PN16 DE90 avente una sezione utile maggiore del passaggio nella pompa di mandata.

Nota la portata da sollevare ed ipotizzato il materiale ed il diametro della tubazione di mandata, è possibile proseguire con il calcolo delle perdite di carico e, di conseguenza, determinare il punto di funzionamento delle pompe della stazione in progetto nelle condizioni di tubi incrostati e bassa temperatura.

Nello specifico, utilizzando la formulazione di Colebrook-White esplicitata da Pezzoli per il calcolo della cadente piezometrica J , ricavata la portata $5Q_{nm}$ come sopra indicato, nota la scabrezza dei tubi usati (ε_{ultimo}) ed il diametro interno della tubazione ($\Phi_{interno}$), è possibile ottenere le perdite di carico distribuite lungo la condotta.

Sommando a queste ultime il dislivello geodetico Y_g e le perdite localizzate che si verificano nella stazione di pompaggio a causa dei raccordi delle tubazioni in essa presenti e lungo il percorso della condotta in pressione, si ottengono le perdite di carico totali del sistema stazione-condotta ΔH_{tot} .

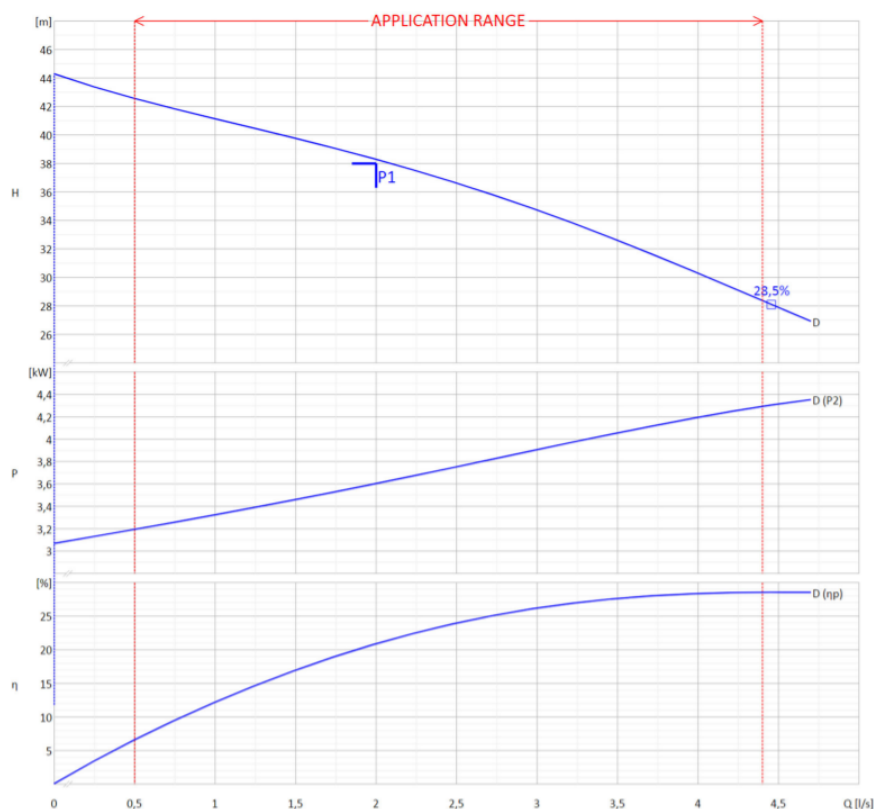
Nella tab. 5 sono riportati i risultati dei calcoli idraulici effettuati.

PEAD PE100 PN16 DE90			
$5Q_{nm}$	l/s	0,98	Portate di progetto
	m ³ /h	3,54	
DE	mm	90	Diametro Esterno
DI	mm	73,6	Diametro Interno
L	m	300	Lunghezza condotta
v	m/s	0,23	Velocità flusso
ΔH_{tot}	m	22,5	Perdita di carico totale

Tab. 5: Portate e Prevalenze

Si prevede quindi l'installazione di n. 2 elettropompe sommergibili con girante tritratrice (1 attiva ed 1 di riserva) con potenza nominale di 4,8 kW/cad, punto di lavoro (fino a $Q = 2$ l/s; $\Delta H = 38$ m), adatte al sollevamento di liquidi contenenti corpi solidi e fibre, con un diametro di mandata pari ad 40 mm. L'adozione della seguente tipologia è vincolata dalla disponibilità di pompe aventi bassa portata ma con media prevalenza, desunta da ricerca tra le principali pompe disponibili sul mercato. La curva prestazionale garantisce un ampio margine di sicurezza operativo e la capacità di mantenere la tubazione di pompaggio "pulita" anche con accensioni limitate dato l'agglomerato abitato servito essendo la prevalenza reale minore e quindi la porta convogliata sarà più alta e con conseguenti velocità di transito più alte.

Si riporta di seguito graf.1 con la curva di una pompa tipo avente caratteristiche corrispondenti alle prescrizioni suddette.



Graf. 1: Curva della pompa

Date le portate in gioco, il volume di accumulo in grado di garantire un numero di avviamenti della pompa che si attesti intorno ai limiti imposti dalle case costruttrici sarebbe veramente esiguo e tale da non generare un efficace effetto di laminazione.

Di conseguenza, il dimensionamento della vasca di accumulo è stato affrontato prevedendo un volume di accumulo minimo W corrispondente ad 1 m di liquame al di sopra della quota di pescaggio minimo delle pompe.

Si è scelto di installare, per semplicità di realizzazione e futura manutenzione, una vasca di accumulo prefabbricata in calcestruzzo, rivestita in resina anticorrosione, completa internamente di piedi di accoppiamento e carpenteria in acciaio inox, ed avente diametro interno di 140 cm e altezza interna di circa a 240 cm. Sarà posizionata su un basamento in cls e completata con soletta prefabbricata in c.a. e chiusini in acciaio. Si ottiene un volume utile di accumulo pari a $W = 1,54 \text{ m}^3$.

Nella tabella 4 si riportano i dati relativi ai tempi di funzionamento della pompa ipotizzati nella condizione di lavoro di 2l/s ed in funzione della portata nera media $5Q_{nm}$ tab.6.

Se in ingresso si avesse una portata di piena pari a $5Q_{nm}$, una volta saturato il volume di accumulo, le pompe si attiveranno allontanando una portata equivalente a quella in ingresso, mantenendo perciò inalterato il livello nella vasca; per portate in ingresso superiori alla $5Q_{nm}$, si attiverà lo sfioratore di emergenza a monte della stazione.

Serbatoio Accumulo			
D	m	1,4	Diametro interno serbatoio
R	m	0,7	Raggio interno serbatoio
A	m ²	1,54	Area serbatoio
h	m	1	Altezza accumulo
V	l	1539	Volume accumulo
Q Pompa	l/s	2	Portata Svuotamento Pompa

Tab. 6: Stazione di pompaggio

Stazione pompaggio		Tempo formazione volume di accumulo	Tempo svuotamento volume di accumulo	N°avvii/ora	N°avvii/gg
	l/s	s	s	n°	n°
5Qnm	0,98	1564	770	0,65	37

Tab. 7: Funzionamento della pompa

Osservando la colonna del numero di cicli/giorno si può stimare che la pompa si possa avviare fino a 37 volte in un giorno (meno di 2 avviamenti/ora) tab.7.

Il troppo pieno di impianto, a garanzia dell'allontanamento del refluo senza fuoriuscita dello stesso nelle aree circostanti in caso di malfunzionamento elettrico/meccanico della stazione, è realizzato con tubazione avente pari diametro di quella in ingresso, PEAD corrugato DE250 SN8 con reinnesto nella tubazione esistente in cls DN500 a valle del pozzetto scolmatore precedentemente descritto.

2 RETE ACQUEDOTTO

L'intervento sulla rete dell'acquedotto consiste nella sostituzione della tubazione esistente e funzionante ma vetusta in ferro DN50 con una nuova tubazione in PE-100 DE75 PN16, ottimizzando l'intervento con una sola manomissione stradale e conseguente ripristino degli asfalti. Sono comprese nelle lavorazioni le sostituzioni degli allacci utente, fino al limite di proprietà.

2.0 Verifica della condotta

La verifica di idoneità della nuova condotta in PE deve soddisfare i seguenti requisiti:

- Pari o maggiore portata rispetto l'attuale condotta
- Portata e pressione compatibile con la dotazione idrica alle utenze servite.

Riprendendo i dati di tab.3 in cui sono indicati gli abitanti residenti e fluttuanti afferenti alla via oggetto di intervento, ne deriva una possibile richiesta idrica di punta fino a 0,57 l/s e riportato in tab. 8

Fornitura idrica	AB	Dotazione Idrica		Coeff. Di Punta Giornaliero	Coeff. Di Punta Orario	Portata media	Portata di punta
	(n°)	(l/Ab*g)		(-)	(-)	(l/s)	(l/s)
Utenze Civili	80	250		1,50	1,50	0,231	0,521
Utenze Turisti	10	100		2,00	2,00	0,012	0,046
						0,24	0,57

Tab. 8: Richiesta idrica

Utilizzando la formula di Hazen-Williams e nell'ipotesi di verifica nel punto più lontano della rete si determina, per inversione, la portata massima transitante nelle condotte in pressione nota la geometria, la tipologia ed il carico.

$$\Delta = JL = \frac{10,675 \cdot Q^{1,852}}{C^{1,852} \cdot D^{4,8704}} \cdot L$$

dove:

- D = diametro interno della condotta, in m;
- Δ = carico totale, in m;
- C = coeff. Di scabrezza;
- J = perdita di carico distribuita, in m/m;
- C = il contorno bagnato della sezione, in metri;
- Q = portata massima, l/s.

Condotte acquedotto		ESISTENTE Acciaio DN50	NUOVA PE-100 DE75
D_{interno}	m	0,0545	0,0614
Δ	m	17	17
C		100	150
L	m	300	300
Q	l/s	2,81	5,76

Tab. 9: Verifica idrica

Dalla tab. 9, risulta verificata sia la capacità di distribuzione dell'attuale condotta in acciaio rispetto alla possibile richiesta di punta che la maggiore portata garantita dalla nuova condotta in progetto rispetto la condotta attualmente in servizio.

Novara, 06.06.2022

Il Progettista
 Ing. Giorgio Tornotti