



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

PROGETTO: **Rifacimento fognatura ed acquedotto di
Via G. G. Ponti, Comune di Arona (NO)**

	Progetto Definitivo
ELABORATO:	Relazione tecnica
DATA:	Agosto 2018 Aggiornamento:

COMMITTENTE:

Acqua Novara.VCO S.p.A.

Unità Operativa:
Via Loreto , 19 – 28021 Borgomanero (NO)
Telefono (0321) 413172– Fax (0321) 81626

IL PROGETTISTA:
Ing. Fabrizio Manini

Sommario

1.	Premessa	2
2.	Analisi Idrologica	2
2.1	Analisi pluviometrica e scelta della cpp di progetto.....	3
2.2	Descrizione del bacino in esame.....	4
2.3	Caratteristiche del collettore e tempo di corrivazione	5
2.4	Calcolo della portata critica con il modello della corrivazione	5
2.5	Verifica diametri della tombinatura acque meteoriche.....	6
3.	Dimensionamento fognatura acque nere	6

1. Premessa

Gli interventi in progetto prevedono il rifacimento della fognatura nera, della tombinatura acque meteoriche e dell'acquedotto della Via Ingegnere Gian Giacomo Ponti, nel Comune di Arona (NO).

Contestualmente ai suddetti interventi, nella medesima via verranno eseguite le lavorazioni necessarie alla predisposizione di n. 6 pali dell'illuminazione pubblica.

La via Ponti congiunge la via A. Cantoni (S.S. 33) con la Via Martiri della Libertà, lungo un tracciato rettilineo di circa 225 m, nel corso del quale riceve l'immissione di due vie, la Via Ingegnere Giovanni Carosio e la Via Bertarelli, che recapitano entrambe le proprie acque meteoriche nella linea mista di Via Ponti, mentre la sola Via Carosio recapita i reflui delle proprie utenze nella linea fognaria nera di Via Ponti.

La nuova tombinatura per acque meteoriche di Via Ponti sarà formata da due tratti distinti, in cui, oltre alle tubazioni, verranno posati un totale di n. 5 pozzetti di ispezione prefabbricati in c.a. delle dimensioni interne di 100x80 cm e n. 10 caditoie prefabbricate in cls delle dimensioni interne di 50x50 cm.

Il primo tratto dal pozzetto B1 al B2, lungo circa 42 m, verrà realizzato con tubi in cls autoportanti a bicchiere DN 300 mm, convoglierà le acque raccolte dalle 3 caditoie C1, C2 e C3 e dai pluviali degli immobili circostanti, recapitandole al pozzetto esistente B1es, sul cui fondo, alla profondità di circa 3,35 m, è presente una tubazione in Cls DN 800 che convoglierà a sua volta le acque nel corpo idrico ricettore.

Il secondo tratto, lungo circa 156 m, è quello che va dal pozzetto B2es al pozzetto B5, verrà realizzato con tubi in cls autoportanti a bicchiere DN 400 mm, convoglierà le acque raccolte da 7 caditoie, dalla C3 alla C10, e dai pluviali degli immobili circostanti, recapitandole al pozzetto esistente B2es, sul cui fondo, alla profondità di circa 3,20 m, è presente una tubazione in Cls DN 800 che convoglierà a sua volta le acque nel corpo idrico ricettore.

Le profondità di scavo nel tratto B1-B2 sono di circa 1 m, mentre nel tratto B2es-B5 sono di circa 2 m.

La nuova tombinatura verrà realizzata parallelamente alla nuova fognatura e ad una distanza ridotta da quest'ultima, pertanto si creerà un unico scavo comune ad entrambe le linee, ma con profondità di posa diverse.

Le tubazioni verranno posate previa realizzazione di un letto di posa in cls dosato a 150 kg/m³ di cemento spesso almeno 10 cm e non necessitano di una calottatura specifica, per cui verranno coperte con terreno di scavo idoneo al reinterro.

Le caditoie ed i pluviali verranno collegati alla nuova tombinatura mediante tubazioni ed appositi pezzi speciali in PVC SN 8 DN 160/200, quali curve a 30°, 45° e 90° ed appositi innesti per il collegamento PVC-Cl, che saranno calottate con cls dosato a 150 kg/m³ di cemento.

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:

$$h = a \theta^n$$

dove:

h = altezza di pioggia espressa in mm;

θ = 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 CE60, 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*).

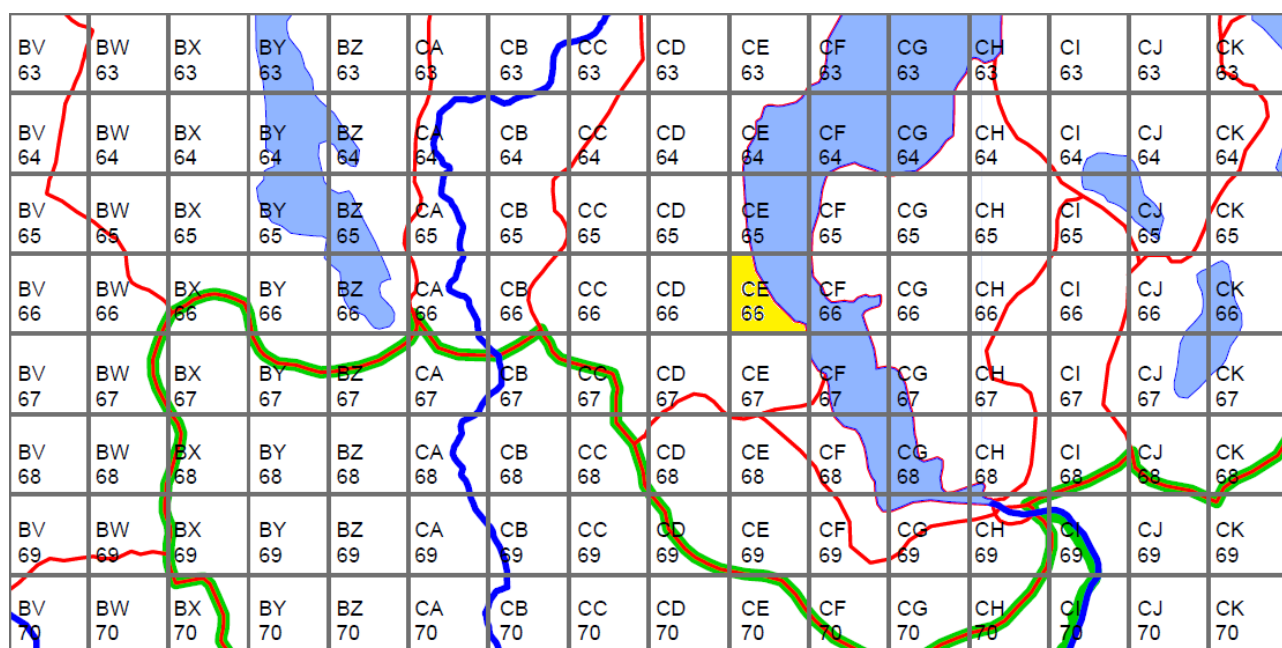


Figura 1: Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense - TAVOLA 05

Si riportano in tabella 1 i parametri della curva di pioggia indicata dalla normativa per la cella CE60 (*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)
CE66	59,40	0,335	76,16	0,328	83,37	0,325

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 CE66 per tempo di ritorno $T_r = 20$ anni, e quindi:

$$h = 59,40 \theta^{0.335}$$

2.2 Descrizione del bacino in esame

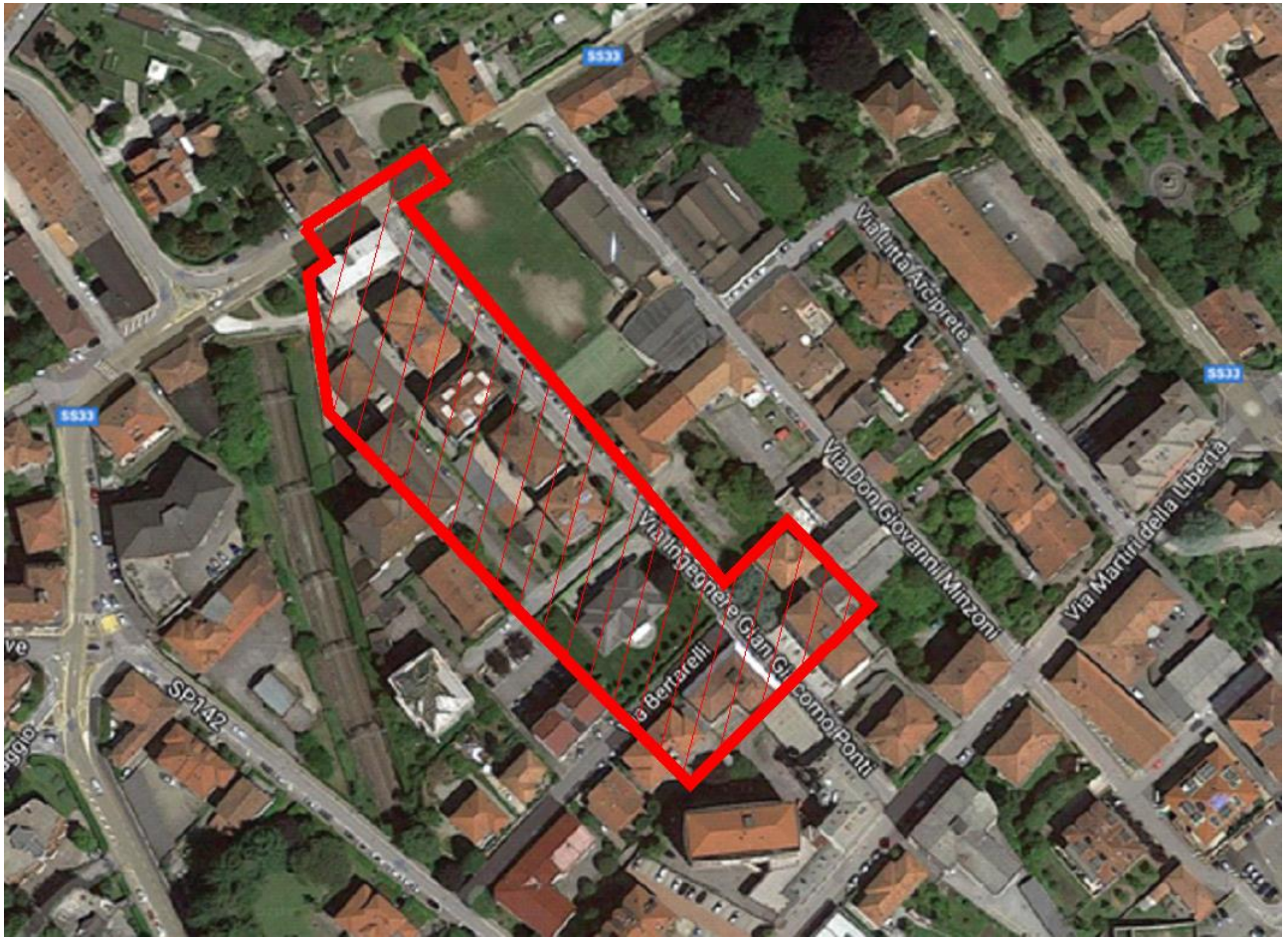


Figura 2: Inquadramento bacino su Ortofoto

Come evidenziato nella Fig. 2, il bacino in esame è il bacino di alimentazione del collettore per acque meteoriche in cls DN 400 in progetto, che si svilupperà per circa 156 m, dal pozzetto B2es al pozzetto B5, e convoglierà le acque raccolte da 7 caditoie, dalla C3 alla C10, dai pluviali degli immobili circostanti, nonché dalle aree che scaricano nella Via Carosio e in Via Bertarelli, recapitandole al pozzetto esistente B2es.

L'area del bacino è pari a 1,05 ha, di cui 0,63 ha di area permeabile e 0,42 ha di area impermeabile.

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]

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 del bacino si ottiene dalla seguente formula ed è pari a $\Phi = 0,56$.

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

dove:

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

2.3 Caratteristiche del collettore e tempo di corrivazione

Il collettore in esame avrà una lunghezza totale di circa 156 m e verrà realizzato con tubi in cls autoportanti a bicchiere DN 400 mm.

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 **$t_e = 7 \text{ min}$** .

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 **$t_r = 0,6 \text{ min}$** .

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 V_i} = \frac{156,00}{1,5 \cdot 3,01} \cong 0,6 \text{ min}$$

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 **$T_c = t_e + t_r = 7,6 \text{ min}$** .

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 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].

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

dove:

- φ = 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 risulta pari a circa **$Q_c = 380 \text{ l/s}$**

2.5 Verifica diametri della tombinatura acque meteoriche

In base alla portata critica ricavata al paragrafo precedente è stato possibile verificare il dimensionamento del diametro del tratto di tombinatura DN 400 in progetto.

La Q_c defluisce nella tubazione in cls DN 400 e pendenza media pari al 2,5% con un tirante pari a 32 cm ed una velocità di 3,5 m/s; questi numeri sono rappresentativi di una situazione limite che si verifica nelle condizioni di piena di progetto suggerite dall'AdB per un tempo di ritorno di 20 anni, per cui si ritiene adeguato e verificato il diametro della condotta scelta per il tratto di tombinatura in esame.

L'altro tratto di tombinatura in progetto, che va dal pozzetto B1 al B2, lungo circa 42 m, verrà realizzato con tubi in cls autoportanti a bicchiere DN 300 mm, convoglierà le acque raccolte dalle 3 caditoie C1, C2 e C3 e dai pluviali degli immobili circostanti, recapitandole al pozzetto esistente B1es; la scelta del diametro della tombinatura in tale tratto, in considerazione della piccola area scolante ad esso afferente e dei calcoli effettuati in precedenza, risulta ampiamente verificata.

3. Dimensionamento fognatura acque nere

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

$$Q_{nm} = (P \cdot DI \cdot \varphi) / 86400$$

$$Q_{np} = (c_p \cdot P \cdot DI \cdot \varphi) / 86400$$

ove:

$$Q_{nm} = \text{portata nera media [l/s]}$$

$$Q_{np} = \text{portata nera di punta [l/s]}$$

$$P = \text{abitanti equivalenti gravanti sul tronco considerato [ab]}$$

$$DI = \text{dotazione idrica [l/(ab d)]}$$

$$\varphi = \text{coefficiente d'afflusso in fognatura} = 0,85$$

$$c_p = \text{coefficiente di punta} = 2,5$$

In base all'indagine demografica effettuata, per l'area servita dalla fognatura in progetto risultando:

Abitanti equivalenti: 300 ab. max

Portata nera media: 0,74 l/s

Portata nera di punta: 1,84 l/s

La canalizzazione verrà realizzata in tubi in PVC (policloruro di vinile opportunamente miscelato con altri ingredienti stabilizzanti e lubrificanti necessari per un'appropriata lavorazione del prodotto), tubi ottenuti per estrusione, la produzione dei raccordi è invece attuata mediante stampaggio.

Il materiale presenta un'ottima resistenza all'abrasione e, dal punto di vista dell'aggregabilità chimica, non presenta problemi al convogliamento di acque reflue di origine civili.

Per evitare deformazioni delle tubazioni, in fase esecutiva si provvederà al loro calottamento con calcestruzzo.

I collettori a gravità sono stati dimensionati a partire dai valori di portata precedentemente citati, applicando la relazione, valida per tubazioni a sezione circolare:

$$r = \{Q / [(K_s \cdot (A/r^2) \cdot (R/r)^{(2/3)} \cdot i^{(1/2)})]^{(3/8)}\}$$

ove:

A = area bagnata

R = raggio idraulico

K_s = coefficiente di scabrezza secondo Strickler

i = pendenza del tronco in esame

r = raggio della tubazione

Fissato un grado di riempimento (definito come rapporto tra il tirante idraulico e il diametro della condotta) pari a 0,8, i termini A/r^2 ed R/r risultano rispettivamente pari a 2,694 e 0,608.

La verifica del diametro delle tubazioni, che consiste nel controllare che il riempimento delle tubazioni non superi l'80% del diametro (valore oltre il quale si verificano nelle condotte condizioni di instabilità del moto) e che la velocità della corrente sia sufficientemente elevata da garantire l'autopulizia dei tronchi senza causare problemi di abrasione delle condotte, è stata effettuata mediante l'impiego della formula di Chézy unitamente alla formula di Gauckler e Strickler:

$$Q = K_s \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

che ha consentito la costruzione delle scale di deflusso di moto uniforme che definiscono l'andamento della portata e della velocità in funzione del tirante idrico per una sezione di forma, dimensioni e pendenza fissata.

Le operazioni effettuate per il dimensionamento e la verifica vengono di seguito descritte per entrambe le portate considerate:

Pendenza: 0,025 (2,5%)

Materiale di realizzazione della condotta: PVC

Coefficiente di scabrezza di Strickler: $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Portata nera media: 0,74 l/s

Portata nera di punta: 1,84 l/s

risulta:

Raggio della tubazione = 0,027 m

Diametro della tubazione = 0,054 m

Diametro commerciale adottato = 0,25 m

I corrispondenti valori di tirante idrico e velocità della corrente ammontano rispettivamente a:

$\varnothing = 250 \text{ [mm]}$	Portata nera media	Portata nera di punta
Tirante idrico [m]	0,015	0,023
Velocità della corrente [m/s]	0,64	0,83
Franco [m]	0,235	0,227

La velocità della corrente, per entrambe le portate considerate, risulta superiore al limite di autopulizia delle condotte, convenzionalmente assunto pari a 0,5 m/s; dovranno comunque essere effettuate all'occorrenza operazioni di spurgo della canalizzazione. L'entità del tirante idrico consente di garantire l'esistenza di un franco di sicurezza adeguato.

Borgomanero, Agosto 2018

Il Progettista:
Ing. Fabrizio Manini