

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DI CUNEO

COMUNE DI MONDOVI'

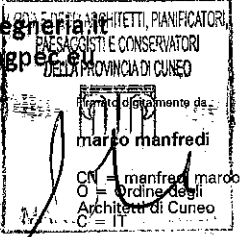
REALIZZAZIONE RETE DI SCARICO
ACQUE REFLUE INTERNE ALL'AMBITO PEC
"CRIII/4202 SANT'ANNA"
NEL COMUNE DI MONDOVI'


OGGETTO:

Relazione idrologico idraulica

REVISIONI

Technico incaricato:
Dott. Ing. SANTERO Stefano
Via G.B. Cottolengo n° 13 - 12084 Mondovì (CN)
Cell. 338 5975061
e-mail: info@santeroingegneria.it
PEC: stefano.santero@ingpec.it


marco manfredi
CN = manfredi marco
O = Ordine degli
Architetti di Cuneo
C = IT

 **ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO**
1144 Dott. Ing. Stefano Santero

Data:
Dicembre 2018

1. Premessa

Il sottoscritto Ingegnere Santero Stefano, con studio a Mondovi (CN) in via G.B. Cottolengo n° 13, è stato incaricato di redigere la relazione idrologica-idraulica e verificare il dimensionamento della tubazione a servizio del Piano Esecutivo Convenzionato (Area n° 4204) "CRIII/42 Sant'Anna", ubicato in Strada Del Massucco del comune di Mondovi.

L'opera in progetto consentirà il vettoriamento delle acque piovane e delle acque nere, preventivamente depurate, all'interno del vicino Rio Pesce.

Il presente elaborato illustra i metodi di calcolo per la determinazione delle portate di pioggia e delle acque reflue, al fine di progettare e verificare la tubazione per lo smaltimento della portata ottenuta.

I dati sono stati dedotti dagli elaborati grafici e dalle indicazioni fornite dal progettista architettonico Danni Giampiero.

2. Intervento in progetto ed analisi area intervento

L'area interessata dal Piano Esecutivo Convenzionato, di seguito PEC ha una superficie complessiva di 9.420 m², al fine di consentire lo smaltimento delle acque reflue è prevista la realizzazione di una tubazione in polietilene corrugato SN 8, diametro interno 535 mm ed esterno 630 mm, interrotta da una serie di tombini di ispezione completi di chiusini, al fine di consentire lo smaltimento delle acque piovane e delle acque nere, quest'ultime saranno preventivamente depurate e immesse nella rete per caduta.

L'area del PEC dista dal Rio Pesce, corpo idrico ricettore dello scarico, circa 220 metri, come riportato negli elaborati grafici 5.0 e 5.1 del progetto esecutivo.

La tubazione seguirà il percorso di via Del Mazzucco per 50 metri, quindi attraversando la banchina stradale ed un prato raggiungerà il corpo idrico.

3. CARATTERISTICHE DEL BACINO SCOLANTE

Sulla base degli elaborati progettuali si sono definite le varie tipologie di superfici scolanti e le relative estensioni, come di seguito riportato:

	Tipologia di superficie scolante	Superficie [m ²]
1	Aree coperte – Edifici	2.280
2	Pavimentazioni private in autobloccanti	1.100
3	Aree verdi private	4.622
4	Aree verdi pubbliche	63
5	Strade impermeabili interne al PEC	1.355
Totali		9.420

Tabella 1: Tipologie scolanti e superfici areali

3.1 Stima del tempo di corrivazione ovvero di concentrazione

Determinate le superfici scolanti, per la valutazione della portata di pioggia nella rete di smaltimento, è necessario definire il tempo di corrivazione ovvero tempo di concentrazione della superficie scolante. Tale parametro rappresenta il tempo impiegato da un volume d'acqua localizzato nel punto idraulicamente più lontano del bacino a raggiungere la sezione di chiusura dello stesso.

Tale parametro per i bacini dei torrenti è definito attraverso l'utilizzo di formule empiriche che si basano sulle caratteristiche geometriche del bacino medesimo, mentre per una fognatura urbana le formulazioni empiriche non sono applicabili, pertanto il tempo di concentrazione t_c può essere determinato come somma di due fattori:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove:

- t_a è il tempo di accesso alla rete;
- t_r è il tempo di rete del percorso più lungo.

Il tempo di corrivazione t_c , vista la tipologia di insediamento, dove saranno presenti aree verdi e strade a bassa pendenza, è assunto pari a 30 minuti ovvero 0,5 ore.

3.2 Coefficiente afflusso del bacino

Il coefficiente di afflusso di un bacino, ossia il parametro che determina la percentuale di pioggia che effettivamente raggiunge la sezione di chiusure del bacino, è riconducibile al prodotto di quattro fattori che descrivono il comportamento delle superfici scolanti.

I 4 fattori hanno valori compresi tra 0,1 ed 1 e sono di seguito indicati:

- coefficiente di deflusso φ_d ;
- coefficiente di ritardo φ_r ;
- coefficiente di ritenuta φ_{rt} ;
- distribuzione delle piogge φ_u .

Il coefficiente di afflusso adottato per l'area oggetto di valutazione, tenuto conto delle considerazioni esposte nei paragrafi seguenti, è stato calcolato utilizzando la seguente formulazione:

$$\text{coefficiente di afflusso} = \varphi_d \cdot \varphi_r \cdot \varphi_{rt} \cdot \varphi_u$$

3.2.1 Stimu del coefficiente di deflusso

Per la determinazione del coefficiente di deflusso si è fatto riferimento ai valori riportati nella "DIRETTIVA SULLA PIENA DI PROGETTO DA ASSUMERE PER LE PROGETTAZIONI E LE VERIFICHE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA" redatta dall'Autorità di Bacino del fiume Po' per la stesura del Piano stralcio per l'assetto idrogeologico.

L'area interessata dall'intervento è stata suddivisa in tre distinte tipologie di superfici: zone a impermeabilità nulla (coperture dei fabbricati e strade asfaltate), aree verdi ed aree pavimentate con materiali non impermeabili, adottando i coefficienti di deflusso di seguito indicati:

	Tipologia di superficie scolante	Coefficiente di deflusso adottato	Superficie [m ²]
1	Coperture e strade impermeabili	1,0	3.635
2	Strade non impermeabili	0,85	1.100
3	Aree verdi	0,25	4.685

Tabella 2: Definizione dei coefficienti di deflusso

Il coefficiente di deflusso φ_d dell'area è stato calcolato come valore medio ponderato, considerando le caratteristiche del deflusso φ_i delle varie superfici componenti l'area del PEC mediante la formula:

$$\varphi_d = \frac{\sum(\varphi_i \cdot S_i)}{S_{tot}} = \frac{1 \cdot 3635 + 0,85 \cdot 1100 + 0,25 \cdot 4685}{9240} = 0,615$$

3.2.2 Stima del coefficiente di ritardo

Il coefficiente di ritardo φ_r , tiene conto del tempo che intercorre tra l'inizio della pioggia e la formazione dell'onda di piena nella sezione fognaria considerata, e quindi dei fenomeni di invaso che si verificano all'interno della rete di raccolta. La determinazione del coefficiente di ritardo, non è di semplice valutazione, pertanto vista la ridotta estensione si assume un valore cautelativo pari a 1.

3.2.3 Stima del coefficiente di ritenuta

Il coefficiente di ritenuta, φ_{rit} , tiene conto della quantità di acqua meteorica che, anziché prendere la via del collettore fognario, si invasa in piccoli avvallamenti che incontra sul suo percorso (pozzanghere, avvallamenti, fessurazione del terreno, etc.). Tale coefficiente varia normalmente tra 0,8-1. Nel nostro caso questo fattore riveste un'elevata importanza essendo in un contesto urbanizzato a ridotta pendenza, pur rimanendo di difficile valutazione, si è assunto un coefficiente pari a 0,9.

3.2.4 Stima del coefficiente di distribuzione della pioggia

Il coefficiente di uniformità, φ_u , tiene conto del fatto che ben difficilmente le piogge siano distribuite uniformemente su tutta l'area, considerazione che vale prevalentemente per bacini molto grandi, mentre nel caso di interesse è lecito assumere un coefficiente uguale a 1.

3.2.5 Valori dei coefficienti di afflusso

Considerato i precedenti paragrafi il coefficiente di afflusso dedotto è il seguente:

$$\text{coefficiente di afflusso} = \varphi_d \cdot \varphi_r \cdot \varphi_{rit} \cdot \varphi_u = 0,615 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,554$$

4. Analisi idrologica

L'area oggetto di intervento è ubicata all'interno del bacino del fiume Tanaro, che fa parte del reticolo idrografico del Fiume Po, è quindi parte integrante del Piano stralcio per l'assetto idrologico redatto dall'Autorità di Bacino del fiume Po, per questo motivo, per la determinazione degli afflussi e deflussi, si è applicato il modello razionale specificato dal paragrafo 6.1. della "DIRETTIVA SULLA PIENA DI PROGETTO DA ASSUMERE PER LE PROGETTAZIONI E LE VERIFICHE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA" redatta dall'Autorità di bacino.

4.1 Curve di possibilità pluviometrica

Al fine di determinare i valori della precipitazione di progetto è necessario definire i "Parametri delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica" per i vari tempi di ritorno, che sono parte della legge di potenza di seguito indicata:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui:

h = altezza di pioggia (mm)

a = parametro della curva (mm/h)

t = tempo di pioggia (ore), assunto pari al tempo di corrivazione dell'area in progetto, pari a 0,5 ore

n = esponente della curva ()

Si precisa che le curve di possibilità pluviometrica riassumono l'andamento statistico di eventi intensi di precipitazione per diverse durate, legando le altezze di precipitazione al tempo di pioggia per diversi tempi di ritorno T. L'altezza di pioggia con assegnato tempo di ritorno T è un valore dell'altezza di pioggia che, in T anni, mediamente viene superata una volta sola. Tale affermazione non esclude che il valore non sia superato altre volte nel periodo di T anni.

I coefficienti a e n sono stati individuati mediante gli strumenti forniti all'interno dell'Allegato 3: Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense della "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica", infatti utilizzando le coordinate UTM del sito in progetto: 403840m E e 4917255m N, è stato possibile individuare la cella di riferimento AZ 142, le cui coordinate sono: 403000 E e 4917000 N.

I parametri per i tempi di ritorno T di 20, 100, 200 e 500 anni sono i seguenti:

CELLA	Parametri	Tr 20 anni	Tr 100 anni	Tr 200 anni	Tr 500 anni
AZ 142	a	41,92	54,60	60,00	67,12
	n	0,294	0,279	0,274	0,269

Tabella 3: Parametri definizione curve possibilità pluviometrica secondo la Direttiva

4.2 Determinazione altezze di pioggia

Noti tutti i parametri della legge di potenza, definite le caratteristiche del bacino oggetto di valutazione, si è calcolata l'altezza di pioggia per vari tempi di ritorno in riferimento al tempo di corrivazione dell'area espresso in ore.

	Tr 20 anni [mm]	Tr 100 anni [mm]	Tr 200 anni [mm]	Tr 500 anni [mm]
h pioggia	34,2	45,0	49,6	55,7

Tabella 4: Valori di altezza di pioggia calcolati per un tempo pari a quello di corrivazione 0,5 ore

5. Calcolo massimo valore di portata

5.1 Calcolo portata di pioggia

Per il calcolo della massima portata afferente alla sezione di chiusura del PEC si è adottata la formula del metodo razionale:

$$Q_{pioggia} = 0,28 \cdot c \cdot A \cdot i = 0,28 \cdot c \cdot A \cdot \frac{h}{t_{c,p}}$$

Dove:

- A = superficie dell'area determinata dalla somma delle singole aree pari a 0,00942 km²;
- c = coeff. di afflusso pari a 0,554 [-];
- i = intensità di pioggia [mm/ora];
- h = altezza di pioggia [mm];
- t_{c,p} = tempo di corrivazione o di concentrazione del bacino, espresso in ore, che assunto coincidente con il tempo di pioggia consente di ipotizzare il maggior afflusso alla sezione di chiusura.

Applicando la formula del metodo razionale nella tabella sottostante si riportano i valori calcolati della massima portata per i vari tempi di ritorno.

	Tr 20 anni [l/s]	Tr 100 anni [l/s]	Tr 200 anni [l/s]	Tr 500 anni [l/s]
Q AREA PEC	100	131	145	162

Tabella 5: Valori di portata di pioggia relativi vari T_r

5.2 Calcolo portata acque nere

In progetto è prevista la realizzazione di un sistema di trattamento dei reflui interno al PEC, con smaltimento all'interno della tubazione oggetto di verifica e smaltimento in caduta.

Dalle valutazioni di progetto all'interno del PEC sono stati considerati 48 Abitanti Equivalenti (n. 1 x ogni camera da letto fino a 14 mq e n. 2 x ogni camera da letto superiore a 14 mq).

Per il calcolo della portata sono da considerarsi i seguenti parametri:

- P = popolazione insediabile nel PEC, n° abitanti equivalenti;
- d = dotazione idrica procapite giornaliera, assunta pari a 320 [l/s];
- α = coefficiente di riduzione in fognatura, variabile tra 0,8 e 1;
- K = coefficiente di contemporaneità, variabile tra 1,3 e 2;

noti i sopraindicati parametri, la formulazione per il calcolo della portata nera è la seguente:

$$Q_{\text{nera}} = \frac{P \cdot d \cdot \alpha}{86400} \cdot K = \frac{48 \cdot 320 \cdot 1}{86400} \cdot 2 = 0,35 [l/s]$$

Dai calcoli sopra riportati si evidenzia come l'incidenza della portata nera sia del tutto trascurabile nella verifica idraulica della tubazione in progetto, essendo la portata calcolata inferiore a quella di pioggia di alcuni ordini di grandezza.

6. Verifica idraulica

Dedotta la teorica portata da smaltire durante un evento meteorologico intenso è necessario procedere alla verifica della rete idraulica, per la quale si adotteranno i valori di portata per un Tr di 100 anni, decisamente cautelativi.

Per la verifica della tubazione si assume l'ipotesi di moto uniforme, pertanto sarà utilizzata la formulazione di Chezy:

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

Questa formulazione consente di esprimere il legame tra le caratteristiche della condotta (pendenza, scabrezza, dimensioni) e quelle della corrente (raggio idraulico, area della sezione bagnata), dove:

- Q portata fluente nella condotta al variare dell'altezza del battente;
- K_s coefficiente di scabrezza della tubazione di Gauckler-Strickler, assunto pari a 95 per le tubazioni in PEAD previste a progetto;
- A sezione idraulica della corrente;
- R raggio idraulico della sezione ottenuto dal rapporto tra la sezione ed il perimetro bagnato della tubazione;
- i pendenza della tubazione espressa in percentuale.

Come scritto in precedenza è prevista la realizzazione di una tubazione con diametro interno 535 mm e pendenza minima pari all'1%, come riportato negli elaborati di progetto. Nella tabella seguente si riporta la relativa scala di deflusso.

TIRANTE [m]	AREA [m ²]	PERIMETRO BAGNATO [m]	RAGGIO IDRAULICO [m]	VELOCITA' [m/s]	PORTATA [m ³ /s]	RIEMPIMENTO [%]
26.8	0.42	241	17	0.6	3	5%
53.5	1.17	344	34	1.0	12	10%
80.3	2.11	426	50	1.3	27	15%
107.0	3.20	496	65	1.5	49	20%
133.8	4.39	560	78	1.7	77	25%
160.5	5.67	620	91	1.9	109	30%
187.3	7.01	677	104	2.1	147	35%
214.0	8.40	733	115	2.2	188	40%
240.8	9.81	787	125	2.4	233	45%
267.5	11.24	840	134	2.5	279	50%
294.3	12.67	894	142	2.6	327	55%
321.0	14.08	948	149	2.7	375	60%
347.8	15.47	1003	154	2.7	422	65%
374.5	16.81	1061	158	2.8	468	70%
401.3	18.09	1121	161	2.8	509	75%
428.0	19.28	1185	163	2.8	546	80%
454.8	20.37	1255	162	2.8	576	85%
481.5	21.31	1336	159	2.8	595	90%
508.3	22.06	1439	153	2.7	600	95%
535.0	22.48	1681	134	2.5	559	1

Tabella 6: Scala di deflusso tubazione in progetto

Considerato che la portata stimata con T_R di 100 anni è pari a 145 l/s, si può osservare che il manufatto è in grado di smaltire la portata di progetto con un riempimento inferiore al 35%, garantendo un ampio margine di sicurezza.

7. Conclusioni

Alla luce dei risultati ottenuti dall'analisi idrologica, dove sono state valutate le condizioni in progetto della nuova area, il sottoscritto Santero Ing. Stefano, ritiene che il collettore in progetto, avente diametro interno pari a 535 mm, risulti idoneo a smaltire le acque bianche e nere provenienti dalle aree interne al PEC.

Mondovi, li 14 dicembre 2018

Il tecnico



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO

2144 Dott. Ing. Stefano Santero



