

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA  
S.O. ENERGIA E TRAZIONE ELETTRICA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA**

**TRATTA FINALE LIGURE – ANDORA**

**SSE ALBENGA**

Relazione dimensionamento rete idrica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

IV01 00 D 18 CL SE0200 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F. Pigato <i>Felomico Pigato</i>	Feb 2022	N. Carones <i>N. Carones</i>	Feb 2022	G. Fagda <i>G. Fagda</i>	Feb 2022	G. Guidi Bufferini Feb 2022  ITALFERR SpA U.O. Direzione Tecnica Ing. Guido C. di Buffarini Ordine Ingegneri Provincia di Roma n° 17812

File: IV0100D18CLSE0200001A -

n. Elab.:

## INDICE

1	Premessa.....	3
2	Opere di drenaggio e smaltimento acque superficiali.....	4
2.1	Premessa.....	4
2.2	Descrizione delle opere .....	4
2.3	Analisi idrologica .....	5
2.4	Introduzione metodologica.....	5
2.5	Calcolo delle portate e verifica condotte.....	8
2.6	Verifica delle caditoie .....	9
2.7	Verifica fosso .....	10
3	Conclusioni .....	11

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il progetto definitivo finalizzato all'intervento di potenziamento infrastrutturale previsto per la linea Genova-Ventimiglia per il raddoppio della tratta Finale Ligure-Andora.

Nello specifico la presente relazione riguarda la verifica della rete di smaltimento delle acque di piazzale della SSE di Albenga.



Figura 1 - Inquadramento zona d'intervento

L'analisi idrologica si è basata su un approccio statistico mediante l'elaborazione dei dati pluviometrici tramite modello VAPI, che ha portato alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno.

Lo studio idraulico, basato sui risultati dell'analisi idrologica, ha avuto lo scopo di indicare i criteri progettuali seguiti nel tracciare e dimensionare le opere di raccolta e collettamento disposte per intercettare, convogliare ed avviare ai recapiti terminali le portate originatesi dalle superfici drenate dal piazzale di sottostazione. Per il calcolo delle portate è stato adottato il metodo dell'invaso lineare.

Il sistema di drenaggio previsto si articola con alcune soluzioni tecniche che possono essere così sintetizzate:

- conformazione della pavimentazione dei piazzali con pendenze convergenti verso punti raccolta;
- caditoie poste nei punti di raccolta ad interasse inferiore di 20 m;
- pozzetti di raccolta collegati con tubazioni in PVC.

Di seguito si descrivono i criteri adottati ed il dimensionamento idraulico delle opere che si rendono necessarie per garantire un adeguato smaltimento delle acque meteoriche afferenti al suddetto piazzale.

## 2 OPERE DI DRENAGGIO E SMALTIMENTO ACQUE SUPERFICIALI

### 2.1 Premessa

Si descrivono di seguito i criteri progettuali per tracciare e dimensionare gli elementi idraulici relativi alle opere di drenaggio che si rendono necessarie per garantire lo smaltimento delle acque meteoriche afferenti al piazzale della SSE di Albenga.

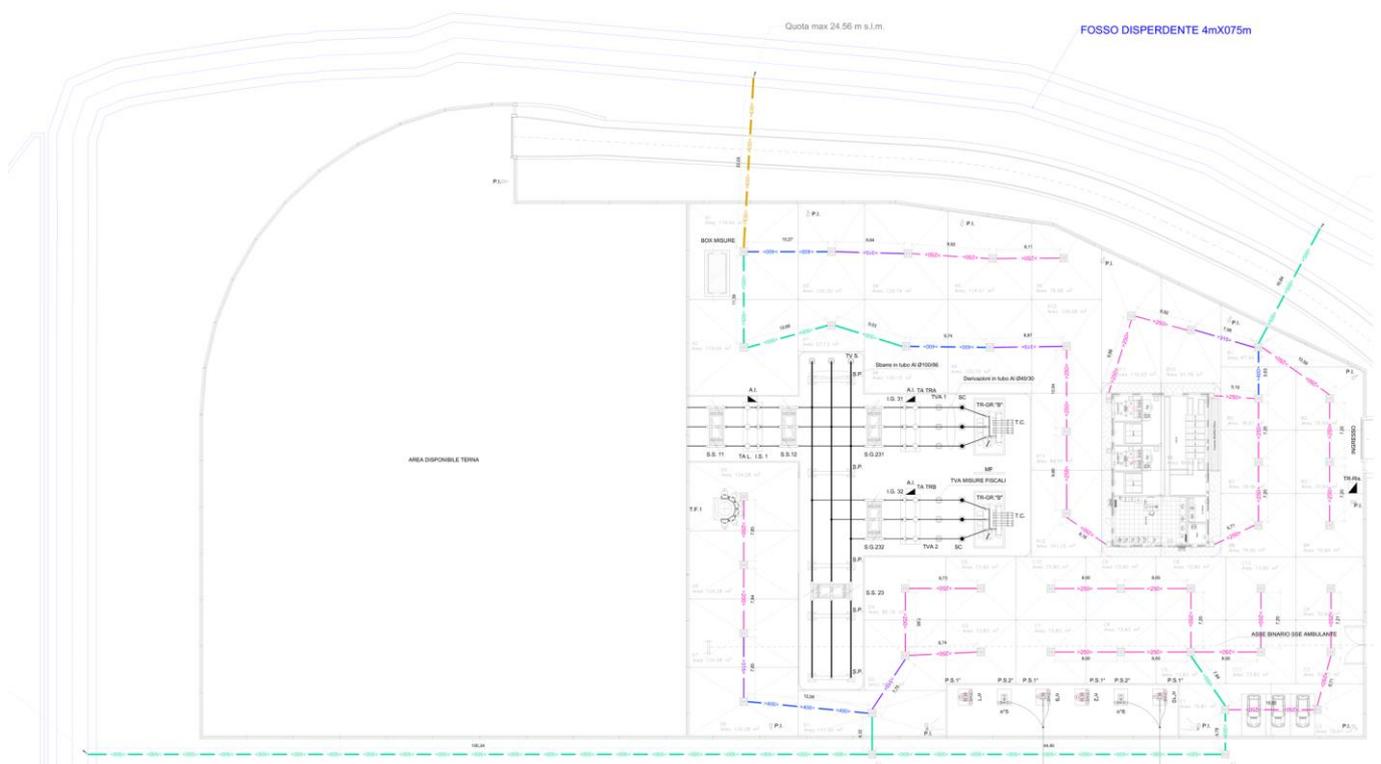


Figura 2 - Planimetria idraulica

### 2.2 Descrizione delle opere

La raccolta e lo smaltimento verso il recapito finale delle acque meteoriche gravanti sulle aree scoperte del piazzale in oggetto, avviene mediante caditoie poste in ogni singola area in cui è stato suddiviso il piazzale.

Le aree coperte, invece, con opportune pendenze convogliano le acque meteoriche verso pluviali a loro volta collegate a pozzetti di raccolta in cls. prefabbricato che scaricano in collettori circolari in PVC.

Le caditoie sono costituite da pozzetti prefabbricati in calcestruzzo con griglia in ghisa sferoidale carrabile secondo UNI EN 124 - D400.

Le tubazioni utilizzate per i collettori principali sono in PVC secondo UNI EN 1401-1, con diametri variabili da DN 250 a DN 500 mm, SN 8 KN/m<sup>2</sup>.

Le tubazioni sono generalmente posate con ricoprimento minimo di 0.7 m sulla generatrice superiore.

	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	<b>SSE ALBENGA - RELAZIONE DIMENSIONAMENTO RETE IDRICA</b>	<b>COMMESSA</b> IV01	<b>LOTTO</b> 00	<b>CODIFICA</b> D 18 CL	<b>DOCUMENTO</b> SE0200001	<b>REV.</b> A

Attraverso i pozzetti/caditoie si provvedere alla pulizia e manutenzione della tubazione tra due pozzetti contigui.

Si è proceduto, quindi, alla verifica idraulica delle opere costituenti la rete di drenaggio del piazzale (caditoie e collettori), previa analisi idrologica.

### 2.3 Analisi idrologica

Lo studio idrologico, riportato nell'elaborato "IV0100D09RIID0001001A" analizza le piogge tramite i due metodi di Gumbel e VAPI. In via cautelativa è stato assunto il risultato ottenuto col metodo VAPI, che individua, per tempi inferiori all'ora e TR=50 anni, i seguenti parametri:  $a = 99.524$  mm/h ed  $n = 0.464$ .

### 2.4 Introduzione metodologica

Il metodo utilizzato è chiamato metodo dell'invaso lineare, concepito inizialmente come metodo di verifica da Paladini (1901) e Fantoli (1904), fu trasformato alla fine degli anni 20 da Massari (1927), Puppini (1923) e Supino (1929) in un metodo di progetto.

Il modello schematizza il comportamento del bacino attraverso un solo serbatoio lineare, trascurando a vantaggio di sicurezza il fenomeno del ritardo.

Il dimensionamento idraulico delle opere di captazione e smaltimento delle acque di pioggia è legato alle caratteristiche delle aree scolanti ed alla probabilità, individuata dal tempo di ritorno, che il sistema di regimazione risulti adeguato. Le verifiche idrauliche relative al dimensionamento della rete di drenaggio del piazzale sono state condotte considerando precipitazioni con tempo di ritorno pari a  $T_r = 50$  anni, mediante la determinazione delle corrispondenti curve segnalatrici di possibilità pluviometrica.

Il metodo sfrutta la capacità d'invaso dei canali fognari per abbassare i costi della rete, infatti, grazie all'effetto di laminazione della portata in ingresso è possibile ridurre le dimensioni delle condotte.

Il metodo dell'invaso, in generale, sfrutta per il calcolo delle portate di pioggia la capacità di invaso della rete. Le ipotesi di base sono stazionarietà e linearità (che comportano l'invarianza nel tempo delle trasformazioni che il bacino compie sugli afflussi) e la validità del principio di sovrapposizione degli effetti. In fase di calcolo si ipotizza che il riempimento dei canali avvenga in modo sincrono e che nessun canale determini fenomeni di rigurgito a monte.

Il metodo si fonda sulla equazione di continuità: se si indica con  $W$  il volume invasato nel bacino, con  $Q$  la portata transitante attraverso la sezione di chiusura e con  $P$  la portata netta immessa in rete, per la continuità si ha:

$$[P(t) - Q(t)]dt = dW$$

Considerando costante l'intensità di pioggia e individuando un legame funzionale tra  $W$  e  $Q$ , si perviene ad una relazione in cui si esprime  $Q$  in funzione del tempo  $t$ . La portata pluviale critica defluente in una fognatura a seguito di un evento meteorico, dunque, può essere calcolata tramite l'espressione:

$$Q_c = u S = 2.78 \cdot S \cdot j(T_r, \theta_c) \cdot \varphi \cdot \varepsilon \cdot r$$

Con:

- $Q_c$  = portata critica, in l/s;
- $u$  = coefficiente udometrico, in l/s/ha;
- $S$  = superficie del bacino, in ha;
- $\varphi$  = coefficiente di afflusso relativo all'area scolante del collettore preso in considerazione;
- $\varepsilon$  = coefficiente di laminazione, dipendente dal modello afflussi-deflussi scelto;
- $r$  = coefficiente di ragguaglio dell'area;
- 2.78 = fattore di conversione: 1 mm/ora = 2.78 l/s;
- $T_r$  = tempo di ritorno (anni);

- $\theta_c$  = durata critica della pioggia, restituisce il massimo valore di portata per un assegnato tempo di ritorno;
- $j(T_r, \theta_c)$  = intensità di pioggia critica (mm/ora), funzione della CPP.

$$j(T_r, \theta_c) = \frac{h}{t} = a \cdot \theta_c^{n-1}$$

Il metodo afflussi-deflussi scelto segue la formulazione razionale applicata al metodo dell'invaso lineare.

Le espressioni della portata e del tempo critico si trasformano come segue:

$$Q_c = u S = 2.78 \cdot S \cdot D(n) \cdot \varphi \cdot a \cdot k^{n-1}$$

$$\theta_c = C(n) \cdot k$$

Dove

- a, n sono parametri della curva di possibilità pluviometrica;
- k è il parametro dell'invaso lineare, definito come rapporto tra volume invasato nel bacino e portata uscente;
- C(n) e D(n) sono funzioni che dipendono solo dal parametro n.

Le funzioni C(n) e D(n) possono essere ricavati dalle seguenti:

$$n = (1 + C - e^C)/(1 - e^C)$$

$$D(n) = C^{n-1}(1 - e^{-C})$$

I valori ottenuti sono C(n)=1.14 e D(n)=0.63.

Per la stima del parametro k è stato utilizzato il metodo italiano dove alle assunzioni base del metodo razionale si fa anche l'ipotesi di funzionamento sincrono ed autonomo dei collettori. Tale condizione semplifica il calcolo del volume del collettore che risulta pari al prodotto della lunghezza del collettore per l'area bagnata.

Osservando la figura seguente, si osserva come la relazione che lega portata convogliata in sezione circolare all'area della sezione bagnata si discosti poco da una relazione lineare. Si considera quindi ragionevole che il volume invasato nei collettori sia funzione lineare della portata uscente dal collettore.

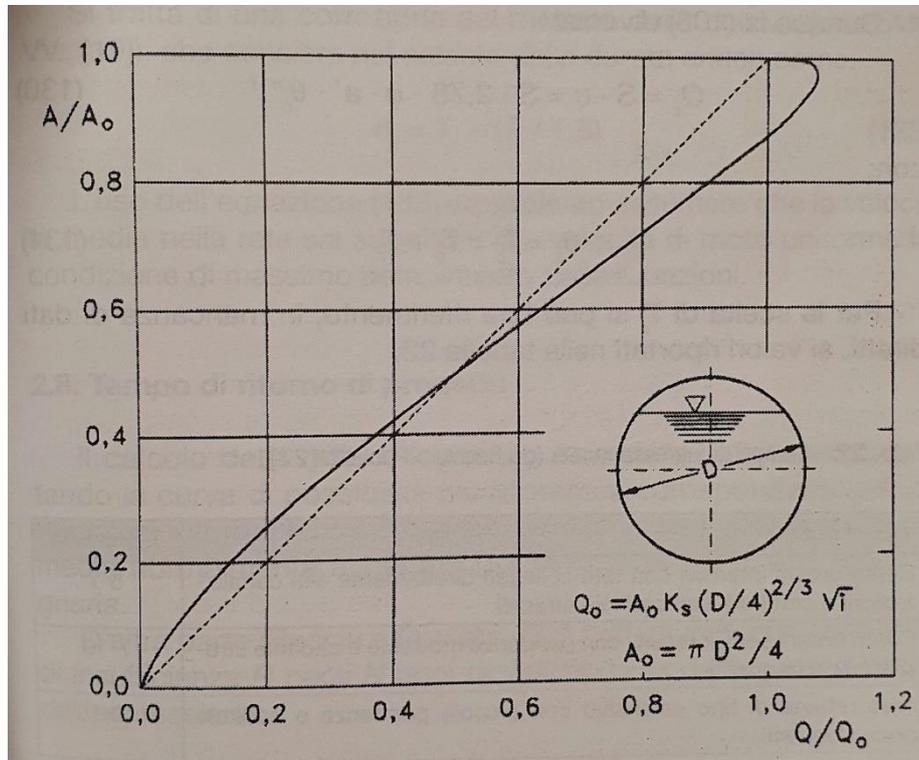


Figura 3 - andamento della portata in funzione del grado di riempimento per una condotta circolare - Mantica I. (1979)

Il volume complessivo invasato sarà funzione anche del volume fuori dai collettori, quindi:

$$k = 0.278 \cdot (W_r + W_o) / Q_r$$

dove:

- $W_r$  = volume di acqua invasato all'interno delle canalizzazioni, espresso in  $m^3$ ;
- $W_o$  = volume dei piccoli invasi;
- $Q_r$  = portata nella sezione del collettore in condizioni di massimo riempimento.

Il metodo basandosi sulla condizione di sincronismo sottostima le portate critiche. Per tale ragione si apportano le seguenti modifiche al calcolo di  $W_r$  e  $W_o$ :

- Per il calcolo di  $W_o$  oggi si preferisce l'uso di un valore di 10 – 15  $m^3/ha$  dell'area impermeabile (rispetto al tradizionale 30 – 50  $m^3/ha$  di superficie totale);
- Per  $W_r$  si considera un valore pari a circa l'80% del riempimento massimo a monte.

Per la verifica delle condotte si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 7 gennaio 1974 n. 11633 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque reflue" che impone una velocità massima per le portate pluviali di 5 m/s, inoltre, si impone che il grado di riempimento non superi il 75%, al fine di escludere eventi di rigurgito delle tubazioni. Nei calcoli seguenti il grado di riempimento imposto è pari al 50% per le condotte di diametro minore o uguale a 400 mm e 70% per i diametri maggiori, garantendo un franco di almeno 20 cm.

## 2.5 Calcolo delle portate e verifica condotte

Il calcolo delle portate massime da utilizzare nelle verifiche idrauliche, come accennato, è stato effettuato utilizzando il metodo dell'invaso lineare, verificando che, in corrispondenza delle condizioni di funzionamento a  $Q_c$  si abbia:

- un adeguato grado di riempimento dei canali;
- durata critica compatibile con il campo di validità della CPP;
- velocità massime in tempo di pioggia inferiori a 5 m/s, così come previsto dalle norme tecniche di riferimento.

Nel caso in esame, in base alle considerazioni sopra menzionate, è stato assunto, per i piccoli invasi, un volume pari a 10 m<sup>3</sup>/ha dell'area impermeabile.

Per quanto riguarda la scelta del coefficiente di afflusso  $\phi$ , va considerato che esso varia sensibilmente a seconda delle caratteristiche dei terreni presenti nonché dell'andamento topografico, risentendo, altresì, dell'intensità e della durata della pioggia. È stata adottato per  $\phi$ , il valore di 0.9 relativo ad aree pavimentate con asfalto. La pendenza delle condotte è 0.5% con un coefficiente di Strickler pari a 80 m<sup>1/3</sup>/s.

Le quote indicate si riferiscono alla quota fondo di monte della condotta. Le quote allo sbocco non dovranno essere inferiori a:

- Condotta bacino A=24.56 m s.l.m.;
- Condotta bacino B=24.9 m s.l.m.;
- Condotta bacino E=24.15 m s.l.m.

Tabella 1 – Dimensionamento e verifica delle condotte ramo A

Condotta	S	L	DN	A	Q <sub>max</sub>	Wr	Wo	K	Qc	θc	Gr	V	Quote
Bacino A	m <sup>2</sup>	m	mm	m <sup>2</sup>	l/s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	Ore	l/s	Ore	%	m/s	m
13-12	86.17	6.16	250	0.04	37.25	0.27	9.00	0.07	5.71	0.08	26%	0.55	25.05
12-11	101.25	9.60	250	0.04	37.25	0.69	9.00	0.07	12.19	0.08	39%	0.73	25.02
11-10	89.55	10.04	250	0.04	37.25	1.12	9.00	0.07	17.67	0.08	48%	0.83	24.97
10-9	109.08	8.87	315	0.07	68.98	1.74	9.00	0.04	33.39	0.05	49%	0.99	24.92
9-8	130.15	9.74	400	0.11	130.41	2.82	9.00	0.02	60.17	0.03	47%	1.12	24.88
8-7	130.15	9.03	500	0.17	236.51	4.39	9.00	0.01	97.94	0.02	44%	1.25	24.83
7-2	57.13	10.66	500	0.17	236.51	6.25	9.00	0.02	100.38	0.02	45%	1.27	24.78
2-1	174.04	11.39	500	0.17	236.51	8.23	9.00	0.02	118.22	0.02	49%	1.34	24.73
6-5	76.68	8.11	250	0.04	37.25	0.35	9.00	0.07	5.06	0.08	24%	0.52	25.05
5-4	114.51	9.92	250	0.04	37.25	0.78	9.00	0.07	12.38	0.08	39%	0.73	25.01
4-3	129.74	8.84	315	0.07	68.98	1.40	9.00	0.04	28.16	0.05	44%	0.92	24.99
3-1	105.3	10.27	400	0.11	130.41	2.54	9.00	0.02	50.23	0.03	43%	1.06	24.90
1-fosso	174.04	22.05	630	0.28	438.02	16.86	9.00	0.01	227.56	0.02	51%	1.61	24.67

Tabella 2 – Dimensionamento e verifica delle condotte ramo B

Condotta	S	L	DN	A	Q <sub>max</sub>	Wr	Wo	K	Qc	θc	Gr	V	Quote
Bacino B	m <sup>2</sup>	m	mm	m <sup>2</sup>	l/s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	Ore	l/s	Ore	%	m/s	m
12-11	86.17	9.88	250	0.04	37.25	0.43	9.00	0.07	5.67	0.08	26%	0.55	25.05
11-10	119.03	6.92	250	0.04	37.25	0.73	9.00	0.07	13.32	0.08	41%	0.75	25.00
10-1	91.76	7.98	315	0.07	68.98	1.28	9.00	0.04	26.18	0.05	42%	0.89	24.97
9-8	86.62	5.71	250	0.04	37.25	0.25	9.00	0.07	5.75	0.08	26%	0.55	25.05
8-7	78.95	7.2	250	0.04	37.25	0.56	9.00	0.07	10.83	0.08	36%	0.69	25.02
7-5	78.96	7.2	250	0.04	37.25	0.88	9.00	0.07	15.77	0.08	45%	0.80	24.99
6-5	86.62	5.16	250	0.04	37.25	0.22	9.00	0.07	5.75	0.08	26%	0.55	25.05
5-1	78.97	5.63	400	0.11	130.41	1.73	9.00	0.02	49.93	0.03	42%	1.04	24.96
4-3	70.94	7.2	250	0.04	37.25	0.31	9.00	0.07	4.69	0.08	23%	0.51	25.05
3-2	70.94	7.2	250	0.04	37.25	0.63	9.00	0.07	9.25	0.08	33%	0.65	25.01
2-1	70.54	10.59	250	0.04	37.25	1.09	9.00	0.07	13.57	0.08	41%	0.75	24.98
1-fosso	67.94	16.84	500	0.17	236.51	7.03	9.00	0.02	137.65	0.02	54%	1.43	24.93

Tabella 3 – Dimensionamento e verifica delle condotte ramo C

Condotta	S	L	DN	A	Q <sub>max</sub>	Wr	Wo	K	Qc	θc	Gr	V	Quote
Bacino C	m <sup>2</sup>	m	mm	m <sup>2</sup>	l/s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	Ore	l/s	Ore	%	m/s	m
12-11	73.8	7.2	250	0.04	37.25	0.31	9.00	0.07	4.88	0.08	24%	0.52	25.05
11-5	73.83	8	250	0.04	37.25	0.66	9.00	0.07	9.61	0.08	34%	0.66	25.01
10-9	73.8	8	250	0.04	37.25	0.35	9.00	0.07	4.87	0.08	24%	0.52	25.05
9-8	73.8	8	250	0.04	37.25	0.70	9.00	0.07	9.60	0.08	34%	0.66	25.01
8-5	73.8	7.2	250	0.04	37.25	1.01	9.00	0.07	14.20	0.08	42%	0.76	24.97
7-6	73.83	8	250	0.04	37.25	0.35	9.00	0.07	4.88	0.08	24%	0.52	25.05
6-5	73.83	8	250	0.04	37.25	0.70	9.00	0.07	9.60	0.08	34%	0.66	25.01
5-1	73.83	7.84	500	0.17	236.51	3.73	9.00	0.01	91.58	0.02	43%	1.23	24.93
4-3	70.94	7.21	250	0.04	37.25	0.31	9.00	0.07	4.69	0.08	23%	0.51	25.05
3-2	70.97	6.71	250	0.04	37.25	0.61	9.00	0.07	9.26	0.08	33%	0.65	25.01
2-1	79.81	10.82	250	0.04	37.25	1.08	9.00	0.07	14.17	0.08	42%	0.76	24.98
1-E1	79.81	4.78	500	0.17	236.51	5.64	9.00	0.02	129.72	0.02	52%	1.39	24.89

Tabella 4 – Dimensionamento e verifica delle condotte ramo D

Condotta	S	L	DN	A	Q <sub>max</sub>	Wr	Wo	K	Qc	θc	Gr	V	Quote
Bacino D	m <sup>2</sup>	m	Mm	m <sup>2</sup>	l/s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	Ore	l/s	Ore	%	m/s	m
9-8	124.28	7.85	250	0.04	37.25	0.34	9.00	0.07	8.21	0.08	31%	0.62	25.05
8-7	124.28	7.85	250	0.04	37.25	0.68	9.00	0.07	16.17	0.08	46%	0.81	25.01
7-6	124.28	7.85	315	0.07	68.98	1.23	9.00	0.04	32.95	0.05	48%	0.97	24.97
6-1	124.28	15.58	400	0.11	130.41	2.96	9.00	0.02	57.64	0.03	46%	1.11	24.93
5-4	73.8	8.73	250	0.04	37.25	0.38	9.00	0.07	4.87	0.08	24%	0.52	25.05
4-2	85.79	7.66	250	0.04	37.25	0.71	9.00	0.07	10.37	0.08	36%	0.69	25.01
3-2	73.83	8.74	250	0.04	37.25	1.09	9.00	0.07	4.72	0.08	24%	0.52	24.97
2-1	95.21	7.75	315	0.07	68.98	2.34	9.00	0.04	27.74	0.05	44%	0.92	24.92
1-E2	111	4.32	500	0.17	236.51	6.06	9.00	0.02	134.47	0.02	54%	1.43	24.85

Tabella 5 – Dimensionamento e verifica delle condotte ramo E

Condotta	S	L	DN	A	Q <sub>max</sub>	Wr	Wo	K	Qc	θc	Gr	V	Quote
Bacino E	m <sup>2</sup>	m	mm	m <sup>2</sup>	l/s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	Ore	l/s	Ore	%	m/s	m
2-1	0	44.4	500	0.17	236.51	13.37	9.00	0.02	106.00	0.03	46%	1.29	24.87
1-fosso	0	100.3	500	0.17	236.51	36.89	9.00	0.05	151.71	0.05	58%	1.50	24.65

## 2.6 Verifica delle caditoie

La verifica della capacità di deflusso delle caditoie è stata effettuata scegliendo una luce netta per la griglia (somma delle lunghezze delle luci libere) e calcolando la portata che capta nell'ipotesi di deflusso a stramazzo con carico massimo sulla luce (h) di 2,5 cm. Nel dimensionamento e posizionamento delle caditoie si è verificato che la caditoia potesse smaltire tutta la portata in arrivo dalla singola area gravante, senza passare al deflusso a battente.

La valutazione della capacità di smaltimento della singola caditoia viene condotta sulla base della formula di McGhee riportata nel manuale ASCE (ASCEE e WEF, 1992), ricavata su base teorica e con riscontri sperimentali (si veda anche "Sistemi di fognatura. Manuale di progettazione" – AA.VV., 1997). In particolare, per caditoie a salto con griglia in avvallamento e per tiranti inferiori a 0.12 m, la capacità della caditoia è data da:

$$Q = \mu \cdot P \cdot h^{3/2}$$

Con

$$P = 2 \cdot (L + W - n \cdot s)$$

dove:

- $\mu$  = coefficiente di afflusso che per nel SI è pari a 1.66;
- $P$  = perimetro idraulicamente attivo (da De Deppo e Datei, 1994) della griglia munita di  $n=12$  barre di spessore  $s=0.01m$ ;
- $L$  = lunghezza della griglia;
- $W$  = larghezza della griglia;
- $h$  = battente d'acqua in cm.

Il metodo è stato anche verificato attraverso il seguente grafico che riporta la scala delle portate di una caditoia a griglia posta in un avvallamento.

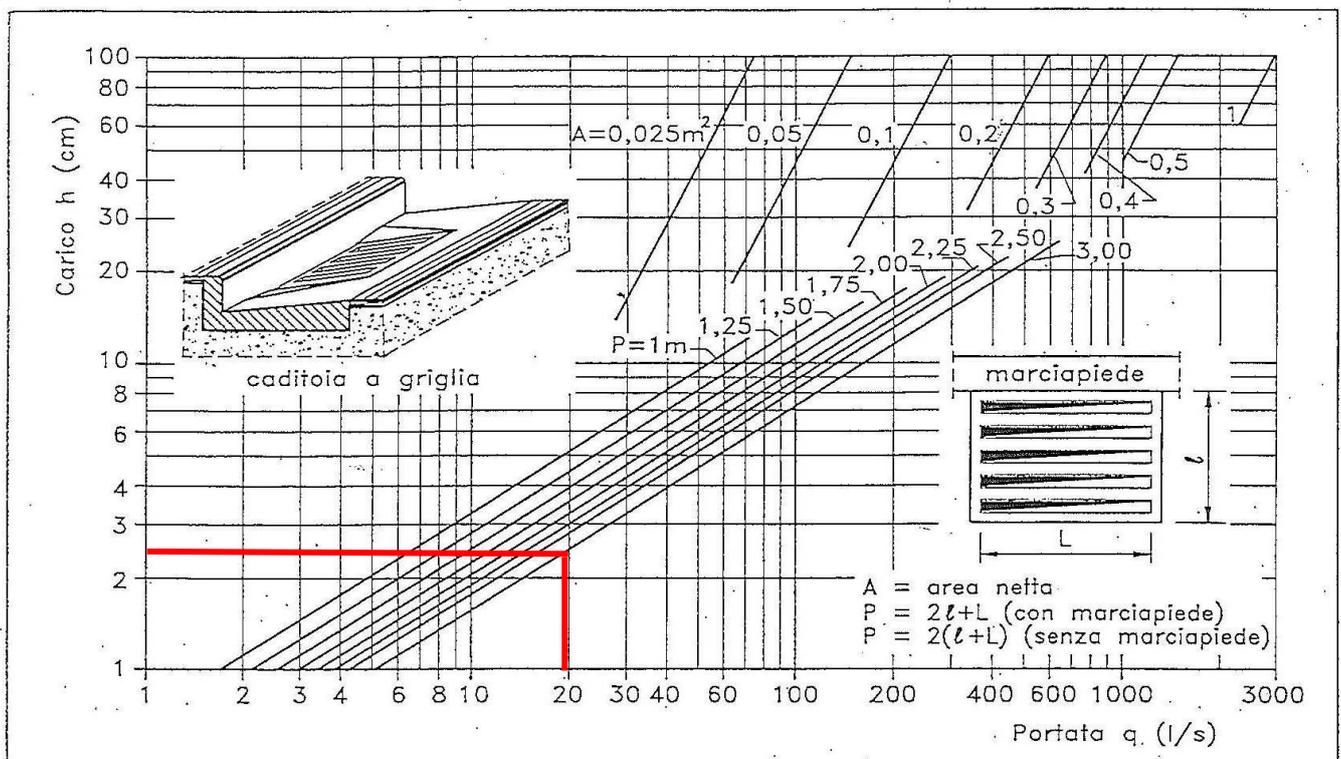


Figura 4 - Scale delle portate di una caditoia a griglia posta in un avvallamento (L. Da Deppo - C. Datei)

Nel caso specifico le caditoie prese in considerazione di dim.80x80 cm, con 12 barre da 1 cm presentano un  $P=2.96m$  che per un carico di  $h=2.5$  cm consentono di convogliare una portata  $Q$  di 19.4 l/s.

I calcoli eseguiti sia con il grafico precedente che con la formula esposta hanno consentito di verificare che la massima portata convogliata tra le aree in cui è stato suddiviso il piazzale verso la singola caditoia, pari a 16.3 l/s, è inferiore alla portata in ingresso massima calcolata della stessa.

## 2.7 Verifica fosso

Il fosso disperdente in cui verranno scaricate le acque di piazzale ha una base di 4 metri ed un'altezza di 0.75metri. Posta una pendenza dell'1%, per una portata massima contemporanea di 0.52  $m^3/s$ , avrà un riempimento del 15.7% e una velocità di 0.75 m/s.

### 3 CONCLUSIONI

In virtù di tutto quanto sopra premesso, con particolare riferimento:

- analisi idrologica;
- alle portate calcolate;
- alle verifiche idrauliche condotte;

Si conclude che le opere oggetto della presente relazione sono conformi ai criteri di progettazione e di funzionalità indicati della normativa vigente.