



Settore Infrastrutture Stradali  
Patrimonio ed Edilizia Scolastica  
Via Bella Rocca n. 7 – 26100 Cremona  
Tel. 0372 – 4061

S.P. n. 33 "SENIGA – ISOLA PESCAROLI"  
RIQUALIFICA A ROTATORIA DELL'INTERSEZIONE  
CON LA S.P. N. 27 "POSTUMIA" IN COMUNE DI  
PIEVE SAN GIACOMO  
CUP: G41B21000010002

**OPERE COMPLEMENTARI**  
**SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE**  
**RELAZIONE DI SMALTIMENTO ACQUE DI**  
**PIATTAFORMA ED INVARIANZA IDRAULICA**

COD: **33-E-G-20-10-00-0**

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO		VERIFICATO	
0	EMISSIONE	S&C	09/2024		

CODIFICA DOCUMENTO:

33EG201000-0.docx

Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto di Ing. Mara Cimarosti

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

IL PROGETTISTA

Arch. Giulio Biroli

Ing. Mara Cimarosti

Via G.A.Poli, 100  
25018 Montichiari (BS)  
Tel 030-9651824

pec: mara.cimarosti@ingpec.eu

**PROGETTO ESECUTIVO**

## **INDICE**

<b>1.</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI.....</b>	<b>2</b>
<b>3.</b>	<b>DESCRIZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA.....</b>	<b>4</b>
<b>4.</b>	<b>ANALISI IDROLOGICA .....</b>	<b>4</b>
<b>5.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI DI GUARDIA.....</b>	<b>8</b>
<b>6.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLE CADITOIE .....</b>	<b>9</b>
<b>7.</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO.....</b>	<b>10</b>
<b>8.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLE TUBAZIONI.....</b>	<b>12</b>
8.1	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE TUBAZIONI.....	12
<b>9.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEGLI EMBRICI.....</b>	<b>13</b>
<b>10.</b>	<b>INVARIANZA IDRAULICA .....</b>	<b>13</b>
10.1	CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI .....	13
10.2	PROGETTO INVARIANZA IDRAULICA .....	14

## 1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la descrizione dello studio idraulico e delle soluzioni adottate per la progettazione della rete di drenaggio e smaltimento delle acque meteoriche.

In generale è di fondamentale importanza per le opere stradali in genere prevedere un adeguato sistema di captazione delle acque meteoriche che, se non correttamente convogliate, possono comportare gravi danni per le opere stesse.

In ragione di quanto premesso, la presente relazione affronta tutte le tematiche esposte, illustrando la filosofia progettuale adottata e finalizzata alla protezione, oltre che della nuova opera, anche del contesto ambientale del territorio in cui è inserita.

Gli elementi della rete di drenaggio e collettamento a servizio della piattaforma stradale sono stati dimensionati con riferimento alla portata cinquantennale.

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.lgs 3 Aprile 2006 n. 152 e s.m.i. - Sostituisce il D.lgs 11 Maggio 1999 n. 152. I principali temi affrontati dal Testo Unico sulle acque riguardano: a) individuazione e perseguimento dell'obiettivo di qualità ambientale per le acque superficiali destinate alla produzione di acqua potabile, le acque di balneazione, le acque dolci idonee alla vita dei pesci e le acque destinate alla vita dei molluschi; b) tutela dei corpi idrici e disciplina degli scarichi: tutela quantitativa - risparmio idrico; tutela qualitativa- disciplina degli scarichi, tutela delle aree di pertinenza dei corpi idrici; c) strumenti di tutela: piani di tutela delle acque, autorizzazione agli scarichi, controllo degli scarichi; in particolare vengono enunciati i criteri generali di gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio di aree esterne, stabilendo che le regioni debbano disciplinare i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne non recapitanti in reti fognarie siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari stabilimenti nei quali vi sia il rischio di deposizione di sostanze pericolose sulle superfici impermeabili scoperte.
- Per la quantificazione delle acque di prima pioggia si è fatto riferimento al Regolamento della Regione Lombardia n°4 del 24 Marzo 2006 "Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne" e successive integrazioni, di cui si riportano i seguenti stralci:
  1. "Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio [...] assumendo che l'evento si verifichi in quindici minuti e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari ad 1 per la superficie scolante e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo ad esse contigue, escludendo dal computo le superfici incolte o ad uso agricolo."
  2. "Le acque di prima pioggia e le acque di lavaggio, che siano da recapitare in corpo d'acqua superficiale, devono essere avviate ad apposite vasche di raccolta a perfetta tenuta, dimensionate in modo da trattenere complessivamente non meno di 50 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie scolante".
- Regione Lombardia – Programma di Tutela e Uso delle Acque (P.T.U.A.) – Approvato con DGR 29 Marzo 2006 n. 8/2244 - Il P.T.U.A. fornisce: a) la sintesi del quadro conoscitivo relativamente al controllo quali-quantitativo delle acque superficiali e sotterranee; b) gli obiettivi della pianificazione; c) le elaborazioni a supporto delle

decisioni; d) le misure di intervento. Oltre ad identificare le cosiddette aree sensibili, il P.T.U.A. stabilisce i vincoli da rispettare per assicurare sia il controllo quantitativo (riduzione dei valori di portata scaricati recependo le indicazioni fornite dal P.R.R.A., Piano Regionale di Risanamento delle Acque) che quello qualitativo (riduzione dei carichi inquinanti).

- Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7 "Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)" e Regolamento Regionale n. 8 del 19/04/2019

### 3. DESCRIZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

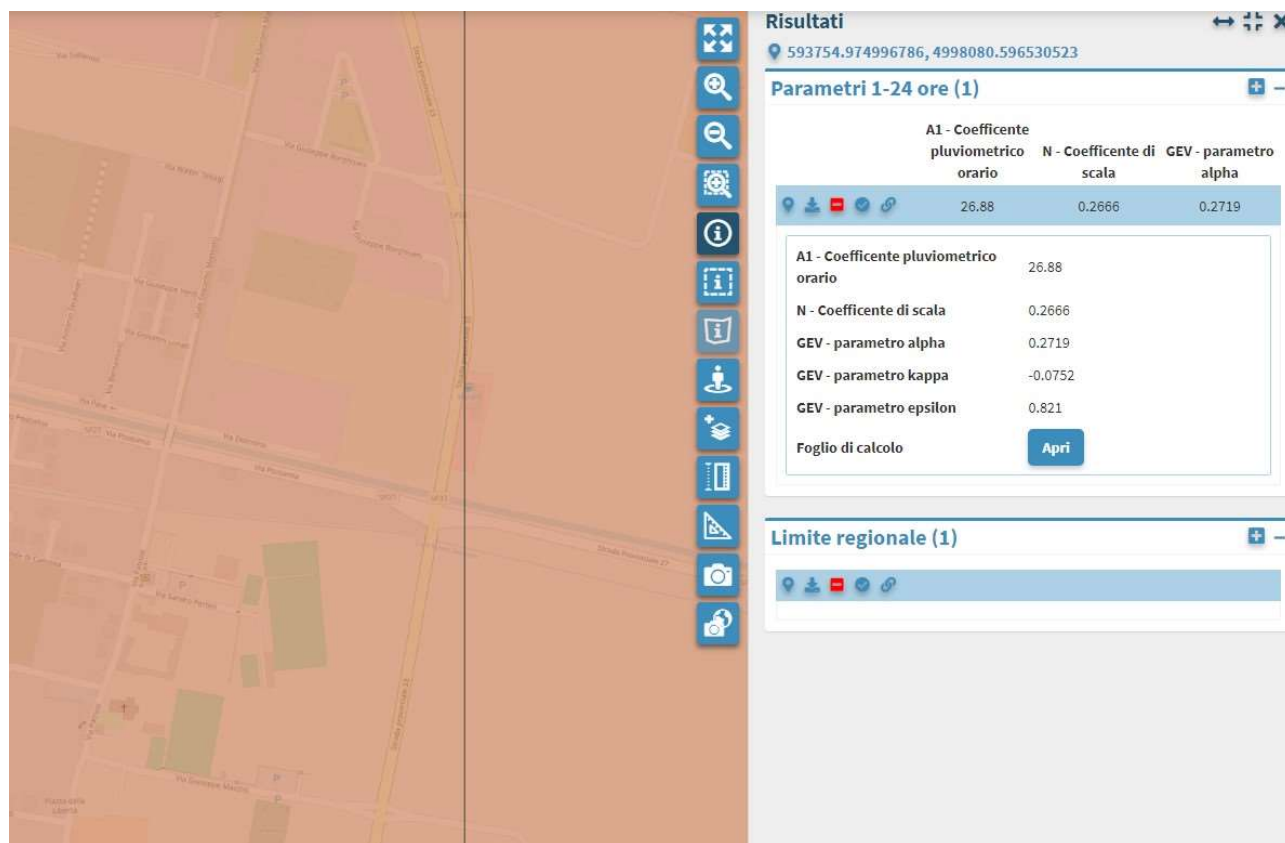
La rete di raccolta è costituita da un sistema embrici e tegoloni per scarpate, fossi di guardia e bocche forate e tubazioni in PVC SN8.

### 4. ANALISI IDROLOGICA

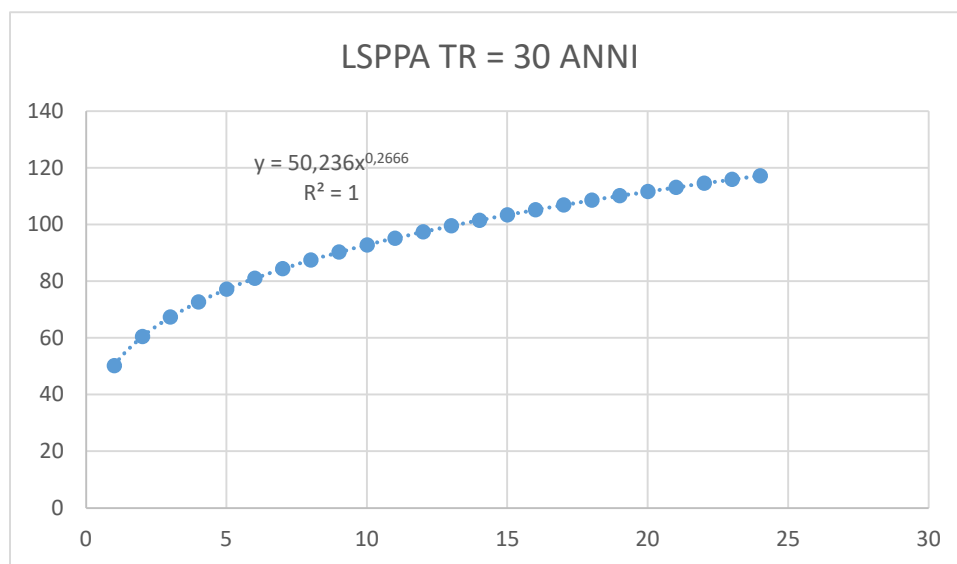
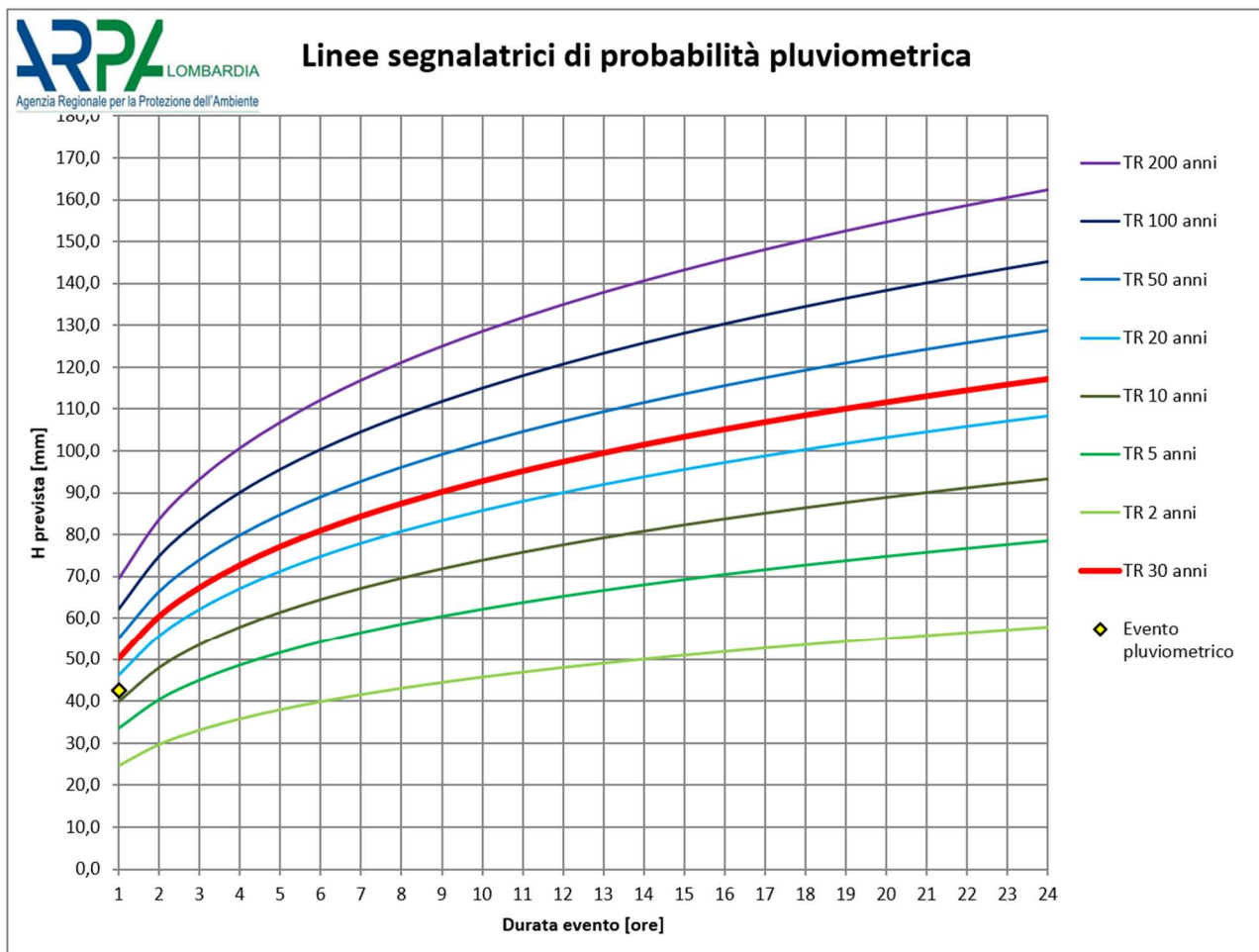
Per quanto riguarda il dimensionamento idraulico della rete in esame, gli eventi idrologici maggiormente critici risultano quelli caratterizzati da precipitazioni intense di breve durata (inferiore all'ora).

Le curve di possibilità pluviometrica di progetto derivano invece da regressioni statistiche condotte su serie storiche di eventi di durata superiore all'ora (in particolare, massimi annuali di pioggia per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore).

I parametri relativi a Pieve San Giacomo sono i seguenti:



In tal modo sono stati ricavati i parametri  $a$  e  $n$  dei vari tempi di ritorno, successivamente mediante una regressione lineare in scala bilogarithmica sono stati definiti i parametri per il tempo di ritorno di 30 anni, rispettivamente



- $a = 50.236 \text{ mm/h}^n$
- $n = 0,2666$

L'utilizzo di tali parametri per durate più brevi può portare ad una errata valutazione delle intensità di pioggia e pertanto delle altezze d'acqua considerate in progetto. Per il presente progetto si è fatto quindi riferimento ad una metodologia di stima derivante da osservazioni sperimentali.

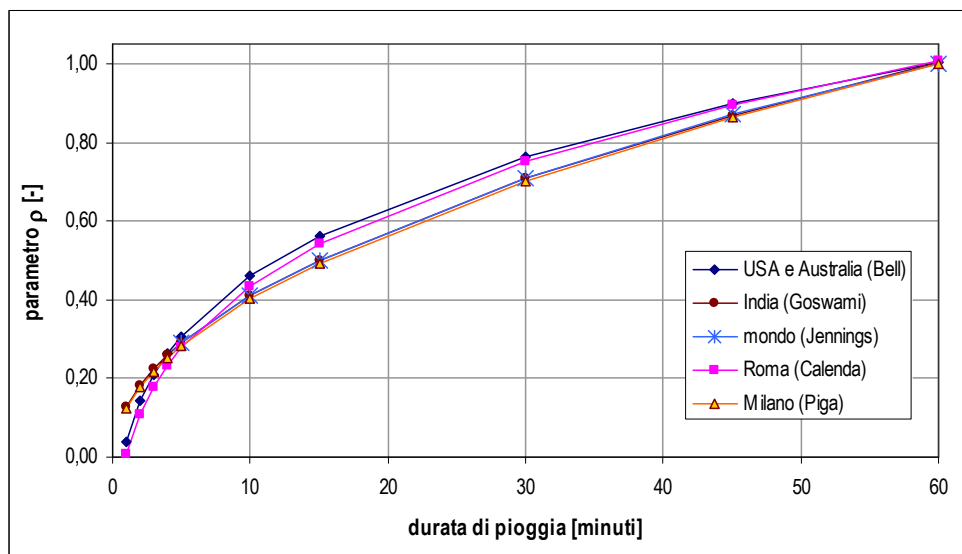
In letteratura sono infatti disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico.

Più in dettaglio, definendo il parametro  $\rho(t) = h(t)/h(1)$ , ovvero il rapporto tra l'altezza di pioggia per durata  $t$  e quella per durata di 1 ora, è stato notato (Bell, 1969; Goswami, 1973) come esso risulti poco dipendente dalla località considerata, fintantoché si considerino durate brevi ( $t < 2$  ore).

Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una curva inviluppo delle massime piogge osservate nel mondo.

Per quanto riguarda il territorio italiano, il parametro  $\rho(t)$  è stato calcolato in alcuni studi disponibili in letteratura; si segnalano in particolare (per significatività dei dati) quelli relativi al pluviometro di Roma Macao, su un campione di 8 anni (Domanico, 1986 e Calenda et al. , 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Piga et al. , 1990).

La Figura 8.1-1 mette a confronto i valori medi del parametro  $\rho(t)$  ottenuti negli studi citati. Si osserva come effettivamente le differenze riscontrate tra i vari siti appaiano modeste, e si riscontri un andamento tipico poco dipendente dalla località considerata.



**Figura 8.1-1 Andamento del parametro  $\rho(t)$  ottenuto in diversi studi**

In particolare tutte le curve presentano all'incirca lo stesso valore per durate di circa 5 minuti, mentre gli scostamenti sono massimi tra i 15 e i 30 minuti. Tutte le curve assumono ovviamente valore unitario per  $t = 1$  ora.

Sulla base di tali osservazioni sperimentali, è stata sviluppata una metodologia di stima in grado di fornire i parametri di precipitazione necessari ad una valutazione più accurata delle portate di piena su piccoli bacini, per i quali il tempo di pioggia critica è inferiore all'ora.

In particolare l'andamento di  $\rho(t)$  è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'inviluppo dei valori riportati in Figura 8.1-1, così da introdurre unicamente possibili errori di sovrastima dell'altezza di pioggia.

In funzione dei parametri  $(a, n)$  della curva di possibilità pluviometrica (CPP) di progetto, espressa nella forma monomia  $h=a \cdot t^n$ , si ottengono le altezze di pioggia  $h(t)$  relative a durate di 60 e 120 minuti. Applicando ad  $h(60)$  i valori assunti per il parametro  $p(t)$ , si ricavano quindi i valori di  $h(t)$  per durate inferiori.

Diagrammando su un piano bi-logaritmico  $[\ln(t), \ln(h)]$  i punti ottenuti, per durate comprese tra 5 e 120 minuti, la validità della forma monomia (legge di potenza) come curva di adattamento dei dati presuppone che essi giacciono approssimativamente su una retta.

Effettuando pertanto una regressione lineare (con il metodo dei minimi quadrati) nel campo bi-logaritmico è possibile determinare i parametri della retta interpolante e pertanto ricavare  $(a', n')$ , parametri della curva di possibilità pluviometrica per  $t < 60$  minuti.

I valori di  $h(t)$  stimati mediante  $p(t)$ , per  $t < 60$  minuti, dipendono da  $h(60)$ , ovvero unicamente da  $a$  (essendo  $t$  espresso in ore nella formula monomia, per  $t=1$  si ottiene  $h=a$ ). Estendendo la regressione anche all'altezza di pioggia per durate di 2 ore, anche il parametro  $n$  viene preso in conto nella regressione; questo permette di ottenere minori errori qualora la curva  $(a', n')$  sia utilizzata per la stima di portate prossime all'ora.

Mediante il metodo sopra descritto i parametri  $a$  e  $n$  quindi definiti per tale studio sono rispettivamente;

Si assume per eventi aventi durata  $< 1$  ora:

- $a = 50.236 \text{ mm/h}^n$
- $n = 0,4$



## 5. DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI DI GUARDIA

Data la superficie afferente, il fosso di guardia recettore viene dimensionato in modo tale da immagazzinare tutto il volume d'acqua durante l'evento. Il dimensionamento dei fossi di guardia, in relazione ad eventi con tempo di ritorno di 50 anni e con durata variabile dalle 2 alle 12 ore (a seconda del valore del coefficiente udometrico massimo da adottare). La pendenza dei fossi di guardia, condizionata dalla pendenza della livelletta del profilo di progetto stradale.

La superficie stradale tipo che contribuisce alla formazione dei deflussi meteorici interessata dall'intervento si è schematizzata nel seguente modo:

Tipo di superficie	Area (mq)	Coefficiente di deflusso
Pavimentazioni impermeabili	3400	0.9
Scarpate, banchine e fossi	1200	0.3

Il sistema dunque deve essere in grado di accumulare il volume d'acqua "prodotto" dalla superficie composta della piattaforma e dalle pertinenze stradali, e di restituire poi alla rete idrografica minore, rispettando i limiti imposti in termini di coefficiente udometrico dai consorzi di bonifica, una portata ben definita. Tale condizione si traduce nella seguente equazione:

$$V_a = V_P - V_i \quad \text{Dove:}$$

$$V_a = \text{volume di accumulo da garantire attraverso i fossi di guardia stradali;}$$

$$V_P = \varphi A h_r = \text{volume d'acqua prodotto dal sistema stradale in un certo periodo di tempo } \Delta t;$$

$$V_i = \text{volume d'acqua che viene disperso nel sottosuolo, in un periodo di pioggia } \Delta t;$$

$$\Delta t = \text{intervallo di tempo}$$

$$A = \text{area afferente}$$

$$\varphi = \text{coefficiente medio} = 0.74$$

$$u_{\max} = \text{coefficiente udometrico, variabile tra } 4 \div 10 \text{ l/s x ha}$$

$$h=i= 50.236 \cdot 0.3^{(0.4-1)} \approx 103 \text{ mm/h} \quad (\text{calcolato con piogge intense della durata di 30 min})$$

$$\text{durata precipitazioni } 2 \text{ ore}$$

$$A=4600 \text{ mq}$$

$$V_P = 0.74 \cdot 4600 \cdot 0.103 \cdot 2 \approx 701 \text{ mc}$$

Lo sviluppo totale dei fossi di guardia è pari a 150 ml e la sezione ha area pari a 4.50 mq ed il fondo una larghezza pari a 2.00 mt, capacità di infiltrazione asinotica del suolo pari a 50 mm/ora.

$$V_i = (2.00 \times 150) \cdot 0.05 \cdot 2 \approx 30 \text{ mc}$$

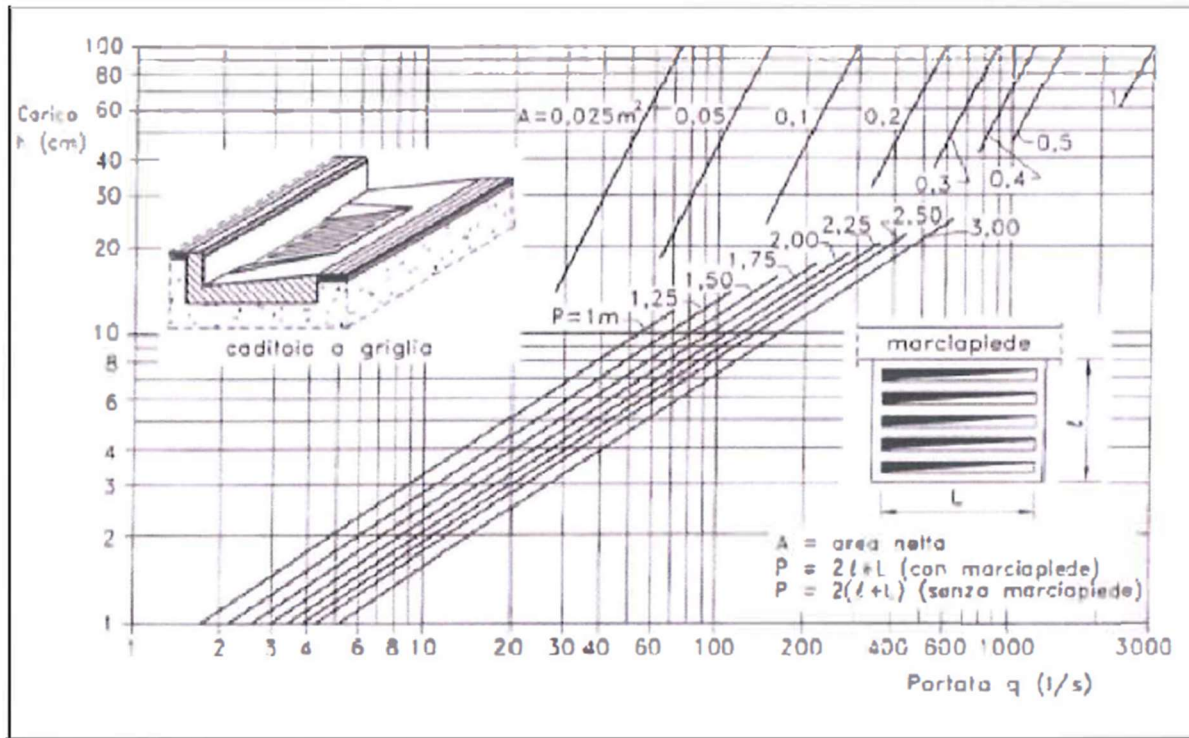
$$V_a = 701 - 30 \approx 670 \text{ mc}$$

$$\text{Il volume totale dei fossi di guardia è pari a } V_{FG} = 150 \cdot 4.50 \approx 675 \text{ mc}$$

Poichè  $V_{FG} > V_a$  le verifiche sono soddisfatte.

## 6. DIMENSIONAMENTO DELLE CADITOIE

La scelta della luce di intercettazione è stata fatta ipotizzando una griglia di dimensioni 0,40x0,40 m con 7 barre longitudinali di larghezza  $s=3$  centimetri che lasciano aperte luci anch'esse di 3 centimetri. Il perimetro idraulicamente attivo è  $P = 2 \times 40 + 2 \times 40 = 160\text{cm}$ . L'area delle 8 luci è  $A = 40 \times 3 \times 8 = 960\text{ cm}^2$ . La luce a stramazzo pari a 2.5 cm. Mediante l'abaco seguente si ricava la portata defluente dalla singola caditoia.



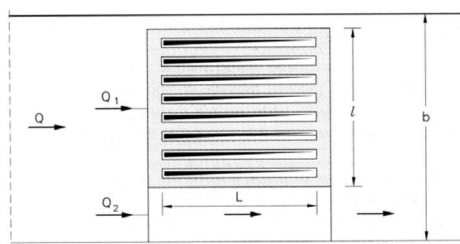
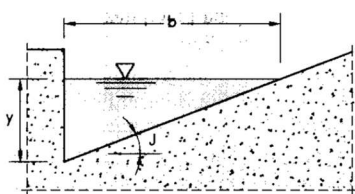
Una caditoia è in grado di far defluire circa  $Q_1 = 11\text{ lt/sec}$ .

$Q_1$  è catturata integralmente dalla caditoia solo se la velocità della corrente è minore o uguale di una velocità limite che si indica con

$$v_0 = 1,86 \times L^{0,79}$$

per griglie con barre perpendicolari alla direzione della corrente

**Da Deppo et al.**



$$v_0 = 1.86 \times 0.4^{0.79} = 0.90\text{ m/sec}$$

La velocità media della corrente in cunetta (piena) è pari a:

Sezione	A	0,0125	mq
Contorno Bagnato	C	1,025	m
Raggio idraulico	$R = A / C$	0,0122	m
Cadente Piezometrica (max)	J	2.5%	
Coefficiente di scabrezza (asfalto rido)	g	0,18	$m^{0,5}$
Coefficiente di attrito	c	33,08	$m^{0,5}/s$
Portata	Q	0,011	mc/s
Velocità	v	0,891	m/s

La griglia è correttamente dimensionata poiché  $v < v_0$ .

## 7. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO

Per il calcolo delle portate massime in tempo di pioggia si è fatto ricorso al metodo cinematico o razionale. Esso si basa sul concetto di tempo di corrivazione ovvero il tempo che la particella caduta nel punto idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura del proprio bacino di scolo impiega per raggiungere tale sezione. Questo per definizione è la somma di due aliquote:

$$T_c = T_a + T_{tr}$$

Essendo  $T_a$  tempo di accesso alla rete. Per le piattaforme stradali si può assumere pari a 5 minuti

$T_{tr}$  tempo di transito nella rete

Il tempo di accesso  $T_a$  può essere posto per le aree scolanti di piccola e media estensione, pari a  $T_a = 5$  minuti.

Il tempo di rete può essere calcolato con la seguente relazione:

$$t_r = \sum \frac{L_i}{1.5 \cdot V_{ui}} \quad (s)$$

essendo:

$t_r$  il tempo di rete

$L_i$  il percorso idraulicamente più lungo della rete fognaria;

$V_{ui}$  la velocità di moto uniforme che assume la portata di piena nella sezione.

Nota la curva di possibilità pluviometrica per tempo di ritorno  $T$  prefissato, la massima portata di piena può essere calcolata, procedendo da monte verso valle per ogni sezione di progetto, nel seguente modo:

1. si determina l'area totale  $A$  della superficie scolante afferente ed il coefficiente di afflusso corrispondente, calcolato come media ponderale dei coefficienti d'afflusso dei singoli sottobacini;

2. per ogni tratto si determina il tempo di rete tr ipotizzando una velocità di 1 m/s;

3. si calcola il tempo di concentrazione tc, pari al massimo tempo di concentrazione dei tratti confluenti a monte più il tempo di percorrenza del tratto stesso;

Si fa l'ipotesi di intensità di pioggia uniforme su tutto il bacino. Essa dipende dal tempo di corrivazione alla sezione di chiusura considerata, ed è presa costante per la durata stessa del fenomeno, essendo questa l'assunzione che consente di avere la portata massima.

La formula utilizzata per il calcolo della portata è la seguente:

$$Q_p = \Phi \times i(T_c) \times A$$

I coefficienti di deflusso utilizzati, in analogia al progetto esecutivo agli atti, sono i seguenti (vedi pag 31 elaborato U.R.II datato 28/02/2020 agli atti):

"I coefficienti di deflusso, ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti pari 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali, .....).".

Pertanto si adottano i seguenti parametri:

0.90 per superfici asfaltate

0.30 per le aiuole a verde

$i(T_c)$  ietogramma sintetico di progetto

a area del bacino

Lo istogramma di progetto è dato dalla seguente relazione:

$$i(T_c) = a \times T_c^{(n-1)} = h(tr)/d$$

Di seguito si riportano i tabulati con le portate idrauliche delle condotte relative alle sezioni critiche per cui avviene il calcolo.

i		46,06		mm			intensità critica TR 30 anni
n		0,4					
a		50,236		mm/h			
$\Phi$		0,9					coeff. afflusso rete
tratto	descrizione tratto	Lung. tratto	Area sottobacino	tc+tr	a'	n0	Q
		(m)	(mq)	(sec)	(mm/h)		(l/sec)
1	anello	30	270	320	50,23671	0,53334	10,49

L'identificazione delle tratte e dei pozzetti fa riferimento alle planimetrie allegate.

## 8. DIMENSIONAMENTO DELLE TUBAZIONI

Le verifiche idrauliche sono state effettuate con la classica formula del moto uniforme utilizzando il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler.

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

dove:

Q = portata di progetto [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

A = sezione idraulica bagnata [ $\text{m}^2$ ];

Ks = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler [ $\text{m/s}^{-1/3}$ ];

per canalizzazioni con pozzetti, curve e caditoie si assume Ks=80

R = raggio idraulico [m];

i = pendenza di fondo [m/m].

### 8.1 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE TUBAZIONI

La verifica delle tubazioni è stata effettuata con la classica formula del moto uniforme utilizzando il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, ed è consistita nel controllo di queste condizioni:

- Arid / Ac < 0,95 il grado di riempimento delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore di 0,95; si è considerato un tale valore in quanto tali condotte con il tempo e durante gli eventi di minore intensità possono essere soggette a fenomeni di depositi di inerti.
- $0,40 < v_{eff} < 5,00 \text{ m/s}$  relazione valida per le fognature bianche e miste.
- K strickler = 80 si è assegnato un valore cautelativo della scabrezza per tenere in conto della mancata manutenzione ai condotti/pozzetti ed alla presenza di incrostazioni (valore di letteratura per tubazioni in pead/pvc ed assimilabili è pari a 120). Tale valore sottostima di circa il 30 % la portata evacuata dal sistema in normali condizioni di manutenzione/funzionamento ed è a favore della sicurezza.

Il dimensionamento dei collettori di raccolta delle acque, condotto sulla base dei criteri generali precedentemente esposti, ha consentito di individuare i diametri da assegnare ai singoli tratti di collettore.

tratto	descrizione tratto	DN (mm)	Di (mm)	i m/m	Qprog l/sec	Q 95% l/sec	h/D (grado riempimento)	v (m/sec)
1	anello	160	160,6	0,005	10,49	12,20	0,75	0,72

DN diametro nominale tubo strutturato

Di diametro interno utile tubo strutturato

i pendenza condotta

Qprog. portata di progetto

Q95% portata max tubazione

h/D altezza del pelo libero rispetto al diametro utile

v velocità fluido nella condotta

Per quanto riguarda la scelta del materiale, considerato la natura dei fluidi veicolati, si sono adottate tubazioni in PVC per fognatura, conformi alle Norme UNI EN 1401-1, con classe di rigidezza SN 8, in considerazione del fatto che la posa delle stesse è prevista in corrispondenza delle superfici sia interessate dal traffico veicolare che non.

Ove i collettori devono essere posizionati in corrispondenza della sede stradale viene previsto un ricoprimento minimo pari a 0.90 metri dall'estradosso della tubazione per garantire il corretto assorbimento dei carichi stradali senza ovalizzazioni della sezione. Nel caso in cui detta situazione non possa essere soddisfatta è previsto il completo calottamento della tubazione con calcestruzzo.

## 9. DIMENSIONAMENTO DEGLI EMBRICI

Le vengono trasportate nei fossi di guardia mediante delle luci di sfioro costituite dai classici embrici stradali. Si assume che tali embrici siano posizionati ad un interasse massimo di 25 m; in questo modo la portata massima che l'embrice dovrà essere in grado di evacuare è di 7.2 l/s. In caso di particolari esigenze geometriche, gli embrici potranno essere posizionati ad una mutua distanza inferiore a 25 m; in questo caso, evidentemente, la portata che li investirà sarà minore.

Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante. In questo caso la portata di sfioro è data dalla:

$$Q = C_q h \pi L \sqrt{2gh}$$

con "Cq" coefficiente di portata pari a 0.35, "L" larghezza dell'embrice ed "h" altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice. Assumendo un velo liquido massimo sull'embrice di 4 cm ed una larghezza di imbocco pari 0.30 m, si ottiene una portata di 12 l/s. La larghezza di 0.30 m può essere assunta quindi come valore minimo.

## 10. INVARIANZA IDRAULICA

### 10.1 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Ai sensi dell'art. 3 comma 3 del regolamento essendo gli interventi previsti relativi ad infrastrutture stradali le misure di invarianza idraulica si calcolano in rapporto alla sola superficie interessata ad una riduzione della permeabilità dovuta alla natura degli interventi stesse.

Ai sensi dell'art. 9 comma 1 del regolamento e dell'allegata tab. 1

Tabella 1

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO	
				AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)	
				Aree A, B	Aree C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	$\leq 0,01 \text{ ha } (\leq 100 \text{ mq})$	qualsiasi	Requisiti minimi articolo 12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	$da > 0,01 \text{ a } \leq 0,1 \text{ ha } (\leq 1.000 \text{ mq})$	$\leq 0,4$	Requisiti minimi articolo 12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	$da > 0,01 \text{ a } \leq 0,1 \text{ ha } (\leq 1.000 \text{ mq})$	$> 0,4$	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11, comma 2, lettera d)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		$da > 0,1 \text{ a } \leq 1 \text{ ha } (da > 1.000 \text{ a } \leq 10.000 \text{ mq})$	qualsiasi		
		$da > 1 \text{ a } \leq 10 \text{ ha } (da > 10.000 \text{ a } \leq 100.000 \text{ mq})$	$\leq 0,4$		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	$da > 1 \text{ a } \leq 10 \text{ ha } (da > 10.000 \text{ a } \leq 100.000 \text{ mq})$	$> 0,4$	Procedura dettagliata (vedi articolo 11, comma 2, lettera d)	
		$> 10 \text{ ha } (> 100.000 \text{ mq})$	qualsiasi		

Si ha:

CLASSE 2

## 10.2 PROGETTO INVARIANZA IDRAULICA

Si prevede di collettare le acque prima di essere disperse nel sottosuolo mediante trincee drenanti.

La curva pluviometrica di progetto per il comune di Pieve San Giacomo è riportata al precedente cap. 4.

Si assume per eventi aventi durata  $< 1$  ora:

$$a = 50.236$$

$$n = 0.4$$

$$U_{lim} = 20 \text{ l/sec} \quad (\text{classe B})$$

$$S = 0.46 \text{ ha}$$

$$\text{Coeff. deflusso } \emptyset = 0.74$$

Lo scarico da laminare è pari a:

$$0.46 \cdot 0.74 \cdot 20 = 6.81 \text{ l/sec} = Q_{lim}$$

assumendo  $n = 0.2666 > 1$  ora

$$\text{Durata critica} \quad D_w = (Q_{lim} / (2.78 \cdot S \cdot \emptyset \cdot a \cdot n))^{1/(n-1)} = 2.33 \text{ ore}$$

$$\text{Volume di laminazione} \quad W_0 = 10 \cdot S \cdot \emptyset \cdot a \cdot (D_w)^n - 3.6 \cdot Q_{lim} \cdot D_w = 214 \text{ mc}$$

Poiché tale volume è inferiore a quanto previsto da art. 12 comma 2 del regolamento si adotta il volume minimo previsto nel regolamento  $W_{0min} = 600 \text{ mc/ha}$  (per aree tipo B)

L'invaso di laminazione pertanto deve avere volume minimo pari a:

$$V_{min} = W_{0min} \cdot S(\text{mq}) / 10000 = 600 \cdot 4600 / 10000 = 276 \text{ mc}$$

L'invaso è così costituito:

Fossi di colo con fondo permeabile aventi area pari a 4.5 mq e fondo da 2 ml.

Assumendo una capacità di infiltrazione asintotica del suolo pari a 50 mm/ora la portata di infiltrazione minima dal solo fondo è pari a:

$$Q = (2.00 \times 150) \times 50 / (3600 \times 1000) = 0.0042 \text{ mc/sec} = 4.8 \text{ l/sec}$$

Con tale portata di infiltrazione lo svuotamento del sistema avviene in un tempo pari a:  $t_{sv} = V \times 1000 / Q$

$t_{sv} = 276 \times 1000 / 4.8 = 57500 \text{ sec} \approx 16 \text{ ore}$  quindi minore del limite di 48 ore fissato all'art. 11 comma 2 lettera f del regolamento.