



# COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM

Provincia di Salerno  
AREA LL.PP.



## VIABILITA' ALTERNATIVA AL PASSAGGIO A LIVELLO DELLA STAZIONE FERROVIARIA DI PAESTUM

Sindaco  
Avv. Alfieri Francesco

### PROGETTO DEFINITIVO

Progetto approvato con:  
☐ Delibera di Consiglio Comunale  
☐ Delibera di Giunta Comunale  
☐ Determinazione Dirigenziale

n. \_\_\_\_\_ del \_\_/\_\_/2022

Rup

Ing. Federica Turi

Supporto al progetto idraulico

Ing. Sergio Ferrara

Progettista

Ing. Giovanni Vito Bello

Elaborato

TAV. IDR\_1.0

Oggetto dell'elaborato

Relazione idraulica

Scala

## Indice

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA E COLLETTAMENTO DI PROGETTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. ANALISI IDROLOGICA DEL BACINO DI DRENAGGIO DELL'AREA. VALUTAZIONE DELLE MASSIME PORTATE PLUVIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>3.1 Valutazione delle portate pluviali- Metodologia .....</b>	<b>6</b>
<b>3.2 Valutazione del fattore regionale di crescita .....</b>	<b>8</b>
<b>3.3 Il calcolo della <math>m(Q)</math> .....</b>	<b>9</b>
3.3.1 La legge di probabilità pluviometrica .....	10
<b>3.4 Risultati .....</b>	<b>11</b>
<b>3.5 Definizione degli idrogrammi di piena.....</b>	<b>12</b>
<b>4. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA RETE A PELO LIBERO.....</b>	<b>12</b>
<b>4.1 Generalità .....</b>	<b>12</b>
4.1.1 Le scale di deflusso .....	13
4.1.2 Diametri commerciali .....	15
4.1.3 Scelta dei materiali .....	15
<b>4.2 Dimensionamento preliminare .....</b>	<b>16</b>
<b>4.3 Verifiche degli specchi .....</b>	<b>17</b>
<b>4.4 Risultati .....</b>	<b>19</b>
<b>5. SISTEMA DI RACCOLTA E SMALTIMENTO SOTTESO AL TRATTO 5-6* .....</b>	<b>20</b>
<b>5.1 Dimensionamento pompe .....</b>	<b>21</b>
<b>5.2 Dimensionamento vasca di raccolta.....</b>	<b>22</b>
<b>6. SISTEMA DI RACCOLTA E SMALTIMENTO SOTTESO AL TRATTO 3*-4 .....</b>	<b>26</b>
<b>6.1 Vasca di prima pioggia .....</b>	<b>26</b>
6.1.1 Dimensionamento delle pompe per lo svuotamento della vasca di prima pioggia.....	28
<b>6.2 Vasca di laminazione.....</b>	<b>29</b>

## **Indice**

6.2.1	Calcolo del volume della vasca di laminazione .....	29
6.2.2	Dimensionamento del tubo di controllo del flusso.....	30
6.2.3	Dimensionamento delle pompe per lo svuotamento della vasca di accumulo .....	31

## **1. Premessa**

La presente relazione, che descrive i criteri e le metodologie adottate per il dimensionamento e la verifica della rete di smaltimento delle acque meteoriche relativamente al Progetto “VIABILITÀ ALTERNATIVA AL SOTTOPASSO A LIVELLO DELLA STAZIONE FERROVIARIA DI PAESTUM” nel comune di Capaccio-Paestum (SA), modifica e sostituisce lo stesso elaborato redatto in data precedente.

Per semplicità di consultazione e di confronto con la versione precedente, si è preferito lasciare la stessa denominazione per i nodi della rete, nonostante alcuni tratti siano stati eliminati o modificati per ottemperare alle prescrizioni formulate dalla competente soprintendenza.

In particolare, la modifica ha riguardato la soppressione del tratto di strada che dalla rotatoria di progetto, attraverso un attraversamento stradale sul Torrente Capodifiume, terminava sulla strada che collega Paestum ad Agropoli.

Rimane, pertanto, oggetto di dimensionamento e verifica idraulica il tratto di strada che collega la stazione allo svincolo posto immediatamente dopo il sottopasso di progetto.

## 2. Descrizione della rete di raccolta e collettamento di progetto

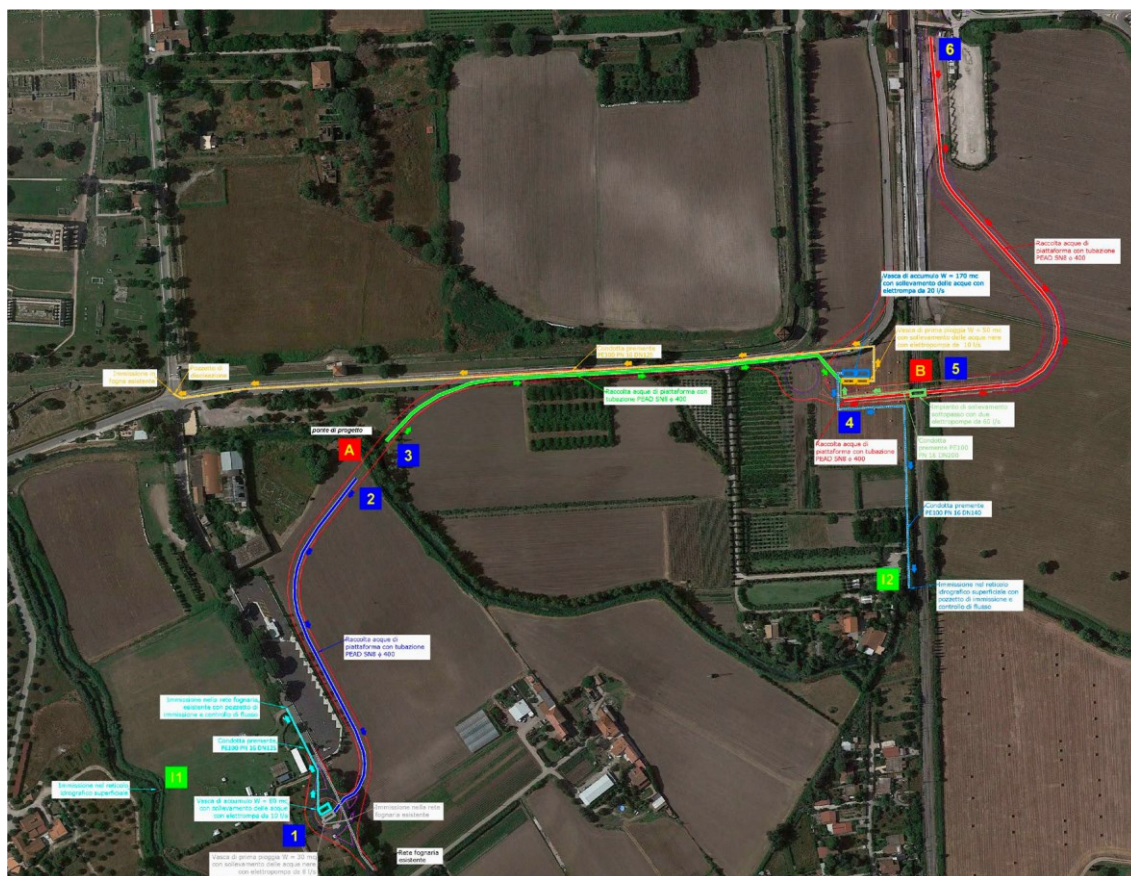
In considerazione del profilo altimetrico della strada, lo smaltimento delle acque di piattaforma e derivanti dalle superfici impermeabili prossime alla strada avviene, facendo riferimento allo schema grafico di seguito riportato, con le seguenti modalità:

Tratto **3\*-4**: La raccolta delle acque avviene tramite le cunette laterali e due condotte fognaria PEAD corrugato SN 8 del diametro esterno  $D_e$  315 mm con verso di percorrenza da **3\*** verso **4**, con recapito nella vasca di prima pioggia/disoleazione e nella vasca di accumulo poste all'interno dell'area compresa tra lo svincolo e il rilevato ferroviario. Le acque bianche in uscita dalla vasca sono convogliate, tramite impianto di sollevamento, in un pozzetto di sconnessione con una tubazione PE100 PN 16 DN140 e da qui nel recapito ultimo costituito dal torrente Capodifiume (**12**). La portata nera viene convogliata, tramite impianto di sollevamento, con una condotta DN125 -  $D_i=102,2$  lungo Via Porta Giustizia andando a confluire nella fognatura nera posizionata all'inizio di Via Nettuno.

Tratto **4\*-5-6\***: Il tratto da 5 a 6\* consente la raccolta delle acque della pavimentazione stradale, tramite le cunette laterali e con due tubazioni in PEAD corrugato SN 8 del diametro esterno  $D_e$  315 con verso di percorrenza da **6\*** verso **5**, con recapito nella vasca di raccolta posizionata nel sottopasso per essere successivamente rilanciate, tramite impianto di sollevamento, insieme a quelle drenate dalle rampe del sottopasso stesso (**B**), verso la vasca di prima pioggia/disoleazione posta in **4**.

Tratto **6\*-6**: Il tratto da 6\* a 6 consente la raccolta delle acque della pavimentazione stradale, tramite le cunette laterali e con due tubazioni in PEAD corrugato SN 8 del diametro esterno  $D_e$  315 con verso di percorrenza da **6\*** verso **6**, con recapito nell'esistente area di trattamento delle acque posizionata nei pressi dell'area parcheggio limitrofa.





*Previsione di progetto originaria*



**Previsione di progetto attuale**

Come anticipato sono state previste due vasche di laminazione al fine di ottemperare alle prescrizioni del PTA della Regione Campania relativamente all'invarianza idraulica delle portate urbane immesse nel reticolo idrografico.

### **3. Analisi idrologica del bacino di drenaggio dell'area. Valutazione delle massime portate pluviali**

Per il calcolo delle portate, viste le dimensioni ridotte delle superfici colanti peraltro impermeabili, è applicabile il Metodo razionale con legge di probabilità pluviometrica VAPI a 4 parametri.

#### **3.1 Valutazione delle portate pluviali- Metodologia**

L'analisi idrologica condotta al fine di determinare le portate pluviali di progetto è di tipo probabilistico.

Per le reti di drenaggio urbano, non essendo disponibili dati relativi ai massimi delle portate, si considerano eventi critici relativi alle piogge.

Prima di tutto si stabilisce il periodo di ritorno di progetto, cioè l'intervallo di tempo durante il quale si accetta che l'evento di piena possa verificarsi mediamente una volta, in base a considerazioni di carattere socio-economico e politico.

Ad ogni evento critico di progetto viene dunque associato un pericolo idrologico (hazard),  $H_t$ , che rappresenta la probabilità che nel periodo  $t$ , assunto in genere uguale alla durata del periodo di esercizio, si verifichi una piena superiore a quella di progetto. Tale rischio può essere piccolo quanto si vuole ma risulta comunque sempre maggiore di zero, perché non è possibile stabilire un limite superiore per l'intensità di pioggia, e quindi determinare in maniera esatta l'entità della massima piena.

L'hazard dipende dal periodo di ritorno  $T$  della piena di progetto secondo la legge:

$$H_t = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^t \quad (1.)$$

Si definisce livello di sicurezza idrologica la probabilità che nel periodo di esercizio il sistema non subisca danni per effetto di eventi più intensi della piena di

progetto. Se si assume che il superamento di tale valore produca sempre dei danni, allora si può scrivere:

$$S_t = 1 - H_t \quad (2.)$$

In realtà il superamento di una piena di progetto produce danni diversi da caso a caso. Se si definisce vulnerabilità,  $V$ , l'entità del danno in termini relativi, ( $V=0$  quando non si hanno danni,  $V=1$  quando si ha perdita totale della funzionalità), e si osserva che tale grandezza aumenta all'aumentare della portata di piena, ci si può riferire al suo valore medio ed esprimere il livello di sicurezza come

$$S = 1 - \bar{V} \cdot H_t \quad (3.)$$

E' importante osservare che, fissati  $\bar{V}$  e  $t$ ,  $S_t$ , dipende solo da  $T$ , e quindi fissare il livello di sicurezza voluto significa fissare il periodo di ritorno che caratterizza la piena di progetto.

Se si considera il rischio idrologico come danno atteso subito dal sistema per effetto delle piene in "t" anni, e si indica con  $E$  l'elemento a rischio, si può scrivere:

$$R_t = E \cdot \bar{V} \cdot H_t \quad (4.)$$

dove  $E \cdot \bar{V}$  rappresenta il danno prodotto mediamente da un singolo superamento, e  $H_t$  il singolo superamento in  $t$  anni. Ad ogni periodo di ritorno di progetto è dunque associato un rischio di superamento che si stabilisce di accettare.

Fissato dunque il periodo di ritorno  $T$ , indicando con  $m[I(d)]$  la media dei massimi annuali della intensità di pioggia di durata  $d$ , cioè l'intervallo di tempo durante il quale si accetta che l'evento di piena possa verificarsi mediamente una volta, la massima intensità di pioggia  $I_T$  corrispondente al prefissato periodo di ritorno  $T$ , può essere valutata come:

$$I_T = K_T \cdot m[I(d)] \quad (5.)$$

dove:

- $m[I(d)]$  = media della distribuzione dei massimi annuali della intensità di pioggia di durata  $d$  (legge di probabilità pluviometrica);
- $K_T$  = fattore probabilistico di crescita delle piogge.



In realtà per i bacini urbani, essendo alta la percentuale di impermeabilizzazione, il  $K_T$  delle portate non si differenzia molto da quello delle piogge, per cui si può anche scrivere:

$$Q_T = K_T \cdot m(Q) \quad (6.)$$

dove:

- $m(Q) = f(m[I(d)])$ , valore che dipende dalla media della distribuzione dei massimi annuali della intensità di pioggia di durata  $d$
- $K_T$  = fattore probabilistico di crescita delle piogge.

### 3.2 Valutazione del fattore regionale di crescita

Nell'ambito del Progetto VAPI del G.N.D.C.I./C.N.R. il territorio nazionale è stato suddiviso in aree idrologicamente omogenee, caratterizzate da un'unica distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle intensità di pioggia di durata  $d$  rapportate al valore medio (legge regionale di crescita delle piogge con il periodo di ritorno  $K_T(T)$ ).

L'indagine regionale volta alla determinazione di tale legge è stata svolta per la regione Campania nel Rapporto VAPI Campania sopra menzionato. I risultati sono stati ottenuti sotto forma di una relazione tra  $K_T$  e  $T$  esplicitata come:

$$T = \frac{1}{1 - \exp(-41,20 \cdot \exp(-4.909 \cdot K_T - 2.053 \cdot \exp(-2.298 \cdot 0,230 \cdot K_T))} \quad (7.)$$

Questa relazione può essere valutata in prima approssimazione attraverso la seguente:

$$K_T = -0,3129 + 0,6025 \cdot \ln T \quad (8.)$$

con un errore di sottostima al massimo di poco superiori al 15% fino a  $T=30$  anni e sempre inferiori al 4% per  $T>50$  anni.

Nella tabella C che segue sono riportati, per diversi periodi di ritorno, i valori di  $K_T$  ottenuti dall'equazione (8).

T (anni)	K <sub>T</sub>
2	0.87
5	1.16
10	1.38
20	1.64
30	1.72
50	2.03
100	2.36
200	2.71
500	3.17
1000	3.53

Tabella A – Legge regionale di crescita delle piogge per la regione Campania

### 3.3 Il calcolo della m(Q)

Per il calcolo della m(Q) nelle reti di drenaggio urbano, i metodi più diffusi sono:

- Il metodo della corrivazione;
- Il metodo dell'invaso;
- Il metodo razionale.

Nel presente progetto la m(Q) è stata stimata utilizzando il metodo razionale.

Il metodo razionale si basa sulla formula

$$m[Q] = C^* m[I_{tr}] A \quad (9.)$$

dove:

- A è l'area del bacino scolante, in Km<sup>2</sup>;
- m(Q) è la media dei massimi annuali delle portate al colmo di piena, in m<sup>3</sup>/s;
- m[I(d)] è la legge di probabilità pluviometrica dell'area oggetto di studio;
- t<sub>r</sub> è il tempo di ritardo, pari alla distanza tra il baricentro del pluviogramma efficace e quello dell'idrogramma superficiale, in ore;
- C\* è il fattore di piena.

In definitiva, dunque, il massimo della portata viene valutato in corrispondenza di piogge di durata pari al tempo di ritardo t<sub>r</sub>, mentre con il fattore di piena C\* si tiene

conto del fatto che in realtà il colmo si ha in corrispondenza di durate pari alla durata critica e non del tempo di ritardo.

Nella pratica tecnica per la valutazione del tempo di ritardo e del coefficiente di piena di un bacino urbanizzato si fa ricorso a formule empiriche i cui parametri sono stati stimati da alcuni ricercatori del MIT in base a dati ottenuti da un notevolissimo numero di eventi su 20 piccoli bacini urbani.

Se si vuole calcolare allora la massima portata in una determinata sezione della fognatura, detti:

- L la lunghezza in metri del condotto principale fino alla sezione, in m;
- p.i. la percentuale di area impermeabile rispetto all'area totale sottesa dalla sezione;
- P la pendenza, in %, del condotto principale fino alla sezione,

si utilizza la formula razionale dove:

$$t_r = 1.40 \cdot L^{0.24} (p.i.)^{-0.26} P^{-0.16}, \text{ espresso in minuti;} \quad (10.)$$

$$C^* = 0.14 + 0.65 (p.i.) + 0.05 \cdot P \quad (11.)$$

### **3.3.1 La legge di probabilità pluviometrica**

Per la stima della legge di probabilità pluviometrica, che definisce appunto la variazione della media del massimo annuale dell'altezza di pioggia con la durata, il Rapporto VAPI Campania fa sostanzialmente riferimento a leggi a quattro parametri del tipo:

$$m[h(d)] = \frac{m[l_0] \cdot d}{\left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^{C-D \cdot z}} \quad (12.)$$

in cui  $m[l_0]$  rappresenta il limite dell'intensità di pioggia per  $d$  che tende a 0.

Nel Rapporto VAPI Campania i parametri della suddetta legge sono stati determinati, per sei aree ritenute omogenee dal punto di vista pluviometrico

(cfr.tabella B ), attraverso una procedura di stima regionale utilizzando i dati di 44 stazioni pluviografiche con più di 10 anni di osservazioni, ed in particolare:

- i massimi annuali delle altezze di pioggia in intervalli di 1, 3, 6, 12 e 24 ore;
- le altezze di pioggia relative ad eventi di notevole intensità e breve durata, che il SIMN non certifica come massimi annuali.

Area omogenea	n. stazioni	m(l <sub>0</sub> ) (mm/ora)	d <sub>c</sub> (ore)	C	D*10 <sup>5</sup>	ρ <sup>2</sup>
1	14	77.08	0.3661	0.7995	3.6077	0.9994
2	12	83.75	0.3312	0.7031	7.7381	0.9991
3	5	116.7	0.0976	0.7360	8.7300	0.9980
4	3	78.61	0.3846	0.8100	24.874	0.9930
5	6	231.8	0.0508	0.8351	10.800	0.9993
6	4	87.87	0.2205	0.7265	8.8476	0.9969

Tabella B – Parametri statistici delle leggi di probabilità pluviometriche regionali per ogni area pluviometrica omogenea

### 3.4 Risultati

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti applicando la metodologia descritta nel precedente capitolo per il calcolo delle portate pluviali per l'area di interesse.

La fase di input del programma ha richiesto:

- l'individuazione del tracciato della rete;
- l'acquisizione delle caratteristiche geometriche della rete (lunghezza dei singoli collettori, estensione delle aree di influenza dei collettori stessi, pendenza dei tratti);
- la definizione delle caratteristiche di antropizzazione del suolo (superficie permeabile e superficie da edificare).

Nel caso in esame sono state considerate aree permeabili le aree a verde delle rotonde e degli spartitraffico degli incroci.

Tratto	L Lunghezza tratto	i Pendenza media	A <sub>tot</sub> Area scolante	A <sub>imp</sub> Area permeabile	A <sub>ed</sub> Area impermeabile	t <sub>r</sub> Tempo di ritardo	C <sub>p</sub> Coefficiente di piena	Q <sub>b20</sub> Portata 20 anni	Q <sub>b100</sub> Portata 100 anni
[---]	[m]	[---]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[ore]	[---]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]
T3*-4	90	0,010	2000	720	1280	0,16	0,56	0,030	0,043
T5-6*	320	0,001	3200	0	3200	0,28	0,79	0,056	0,081
T6*-6	80	0,001	800	0	800	0,20	0,79	0,016	0,022

### 3.5 Definizione degli idrogrammi di piena

Per la definizione degli idrogrammi di piena relativi alle portate centennali, necessari per il calcolo delle vasche di laminazione delle portate, si è fatto riferimento al classico idrogramma triangolare con altezza pari alla portata di riferimento e base pari a due volte il tempo di ritardo stimato.

Di seguito si riportano i valori ottenuti

Tratto [---]	$t_r$ tempo di ritardo [ore]	$t_r$ tempo di ritardo [sec]	$Q_{b100}$ Portata 100 [m <sup>3</sup> /s]	$V_{b100}$ Volume 100 [m <sup>3</sup> ]
T3*-4	0,16	576	0,043	25
T5-6*	0,28	1008	0,081	82
T6*-6	0,20	720	0,022	16

## 4. Criteri di dimensionamento e verifica della rete a pelo libero

### 4.1 Generalità

I calcoli idraulici relativi ai canali di fognatura si distinguono in calcoli di dimensionamento e in calcoli di verifica.

Il **dimensionamento** dei singoli tronchi della rete consiste nel determinare la dimensione dello speco fognario tale che la portata di progetto possa transitare con un tirante idrico in grado di assicurare un prefissato franco di sicurezza minimo.

Il calcolo di dimensionamento presuppone una preliminare definizione delle caratteristiche principali della condotta fognaria, ed in particolare:

- la forma dello speco;
- la pendenza del tronco;
- il materiale utilizzato per la realizzazione della condotta.

Una volta definita la forma e la dimensione dello speco, il materiale e la pendenza del piano di posa per i singoli tratti, il problema della **verifica** di una rete fognaria consiste nel determinare i tiranti idrici e le velocità che si instaurano nel canale (come dimensionato) in corrispondenza della portata di progetto e nell'assicurarsi che i valori calcolati rientrino in un range prestabilito.



Nel presente progetto sia la fase di dimensionamento che quella di verifica idraulica sono state effettuate ipotizzando per il moto della corrente condizioni di moto uniforme o di stato critico, anche se nella realtà il fenomeno di propagazione della corrente nella rete fognaria avviene addirittura in moto vario. La semplificazione ipotizzata comporta errori trascurabili rispetto alla condizione reale dato che il moto è influenzato da una serie di fattori di cui, in ogni modo, non è possibile tenere conto.

In particolare, non è possibile:

- valutare l'influenza sulle portate di calcolo della variazione di afflusso durante la pioggia;
- considerare il rigurgito nei canali secondari indotto dalle condizioni idrauliche che si instaurano nei canali principali;
- definire il comportamento reale della rete in base alla distribuzione spaziale e temporale delle portate all'interno della stessa rete. Per questo si adotta l'ipotesi di comportamento della rete autonomo e sincrono.

Rispetto alle modellazioni più complesse, la schematizzazione ipotizzata presenta il pregio di rappresentare il funzionamento della rete fognaria basandosi su un numero ridotto di parametri significativi, permettendo in questo modo, di poter effettuare un rigido controllo sui risultati ottenuti.

Sulla base delle ipotesi sopra esposte si è dunque dimensionata e poi verificata la rete fognaria suddividendo sia i collettori che i rami secondari in tratti idraulicamente ed idrologicamente omogenei. La portata di progetto è stata ipotizzata costante nel tratto e pari a quella della sezione terminale dello stesso.

Nei paragrafi 6.2 e 6.3 si espongono i criteri di dimensionamento e verifica delle reti.

Di seguito vengono invece forniti dettagli relativamente alle modalità di costruzione delle scale di deflusso, ai diametri commerciali ed alla scelta dei materiali da utilizzare.

#### **4.1.1 Le scale di deflusso**

Come detto precedentemente, il progetto e la verifica della rete fognaria è stato effettuato nell'ipotesi di moto uniforme e stato critico. È stato dunque necessario

preliminarmente definire le scale di deflusso delle varie sezioni commerciali. Per costruire le scale di deflusso, si utilizza, in condizioni di moto uniforme, la nota formula di Gauckler-Stricker:

$$Q = K \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (13.)$$

dove:

- Q è la portata;
- K è il coefficiente di scabrezza;
- A è l'area della sezione bagnata;
- R è il raggio idraulico pari al rapporto tra area della sezione bagnata e perimetro bagnato;
- i è la pendenza di fondo dell'alveo.

Per le condizioni di stato critico, invece, si è esplicitata e risolta l'equazione:

$$\frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dh} = \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot B = 1 \quad (14.)$$

dove:

- B è la larghezza in superficie;
- g è l'accelerazione di gravità.

Per la costruzione delle scale di deflusso è stata redatta una procedura di calcolo che prevede una routine che determina le scale di deflusso per sezioni di tipo circolare, rettangolare ed ovoidale.

In particolare, per sezioni di tipo circolare ed ovoidale tale procedura di calcolo è stata implementata facendo riferimento alla "similitudine idraulica", e quindi costruendo le scale di deflusso per i valori unitari delle dimensioni caratteristiche e valori di riferimento del coefficiente di scabrezza K.

#### **4.1.2 Diametri commerciali**

La forma della canalizzazione di una fognatura costituisce un elemento determinante per la caratterizzazione del movimento della corrente e del comportamento della rete.

Abitualmente, per i condotti con diametro fino a 500 mm, si adotta sempre la forma circolare; i diametri minimi sono pari a 150 mm per i condotti di allacciamento degli edifici e dei pozzetti stradali, a 250 mm per i condotti neri ed a 300 mm per i condotti bianchi e misti.

Per dimensioni superiori a 500 mm, si tende ancora ad adottare la sezione circolare. Essa infatti, quando è riempita, è la migliore dal punto di vista idraulico poiché, a parità di sezione, il raggio idraulico ha il valore più elevato e quindi la portata è massima nelle stesse condizioni di pendenza e di scabrezza.

D'altra parte, con piccole altezze di riempimento, la suola del condotto circolare, a piccola curvatura, ha effetti svantaggiosi per i modesti valori del raggio idraulico e della velocità che si instaurano. Perciò, per le grandi dimensioni, i condotti sono più idonei quando si è prossimi alle condizioni di riempimento.

#### **4.1.3 Scelta dei materiali**

Le canalizzazioni fognarie sono attualmente realizzate in calcestruzzo semplice o armato gettato in opera, oppure, più frequentemente, con tubazioni prefabbricate di vari materiali e tecnologie costruttive. Risulta quasi sempre preferibile la seconda soluzione dato che vi è una oggettiva difficoltà operativa nel realizzare le condotte in opera.

Per la scelta del materiale e del procedimento costruttivo sono stati considerati e valutati una serie di fattori discriminanti e, principalmente:

- l'interazione canalizzazione – fluido;
- l'interazione canalizzazione – terreno di posa;
- la stabilità statica;
- la tenuta idraulica.

In considerazione delle caratteristiche del fluido, della natura del suolo e sottosuolo, della stabilità statica, della tenuta idraulica e delle dimensioni degli specchi di progetto e del rapporto qualità/prezzo, il materiale scelto, è il PEAD spiralato considerando, ovviamente, le relative caratteristiche di scabrezza.

#### **4.2 Dimensionamento preliminare**

Come detto precedentemente, la rete fognaria viene prevista di tipo “bianca”.

Il dimensionamento dei diversi tronchi è stato dunque effettuato in riferimento alla massima portata di piena con periodo di ritorno 20 anni e verificando che, in corrispondenze delle diverse condizioni di funzionamento, si abbiano sempre:

- grado di riempimento (rapporto tra il tirante idrico  $h$  e la dimensione dello speco  $D$ )  $h_r = h/D$  inferiori a 0.8 o 0.85 (a seconda che sia alveo a forte o debole pendenza) per sezioni circolari e ovoidali. Tale limite viene imposto perché:
  - al di sopra si ha una riduzione di velocità e portata dovuta alla diminuzione del raggio idraulico, non compensata dall’aumento della sezione idrica;
  - viene lasciato un franco del 20 – 25 % della dimensione dello speco, per evitare la formazione di sacche di aria o l’entrata in pressione della condotta fognaria;
- velocità massime in tempo di pioggia inferiori a 5 m/s. Il limite superiore della velocità è importante per evitare che la rapidità della corrente possa provocare erosioni dei rivestimenti delle pareti interne della fogna.
- Velocità minime sempre maggiori di 0.5 m/s in modo da evitare il deposito e l’accumulo in condotta di sostanze putrescibili.

Il proporzionamento degli specchi presuppone la costruzione delle scale di deflusso per sezione circolare di vario diametro. In particolare, la procedura di calcolo, all’uopo redatta, prevede una routine di seguito descritta.

##### Scala di deflusso in moto uniforme e in stato critico per sezioni circolari.

Per semplicità di calcolo, la scala di deflusso è stata definita in riferimento a dimensioni unitarie e valori di  $K$  di riferimento. In particolare una condotta di diametro  $D = 1$ , pendenza del piano di posa dell’1% e coefficiente di scabrezza  $K_r$  di Strickler pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . In tal modo è stata definita una scala di deflusso “normalizzata”, utilizzata per ogni tipo di sezione circolare, per qualunque pendenza e qualunque materiale.

Determinati i valori delle portate bianche in ingresso ai vari tratti della rete fognaria e stabilito il valore del coefficiente di scabrezza  $K$  di Strickler pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , il calcolo è stato svolto in moto uniforme o stato critico rispettivamente per debole o forte pendenza.

Nel primo caso l'altezza d'acqua di progetto  $h$  è pari a quella critica  $h_c$ . Fissato il grado di riempimento  $h/D_r = 0.5$ , dalle scale di deflusso normalizzata di stato critico si è ricavata la portata  $Q_{rc}$ . Conseguentemente si è ottenuto il valore del diametro utile  $D_u$  utilizzando la relazione:

$$D_u = D_r \cdot \left( \frac{Q}{Q_{rc}} \right)^{\frac{2}{5}} \quad (15.)$$

che mette in relazione la scala di deflusso della sezione di diametro  $D_u$  con quella "normalizzata".

Nel secondo caso l'altezza di progetto è pari a quella di moto uniforme  $h_u$ . Fissato il grado di riempimento  $h/D = 0.5$ , dalla scala di deflusso normalizzata in moto uniforme si determina la portata  $Q_{ru}$ . Anche in questo caso è stato ricavato facilmente il valore del diametro  $D_u$  utilizzando la formula:

$$D = D_r \cdot \left[ \frac{K_r}{K} \cdot \frac{Q}{Q_{ru}} \cdot \frac{1}{i^{1/2}} \right]^{3/8} \quad (16.)$$

Il valore di  $D_u$  ottenuto è stato confrontato con i diametri delle tubazioni presenti in commercio in modo da adottare nella pratica il diametro commerciale più vicino a quello individuato teoricamente.

### 4.3 Verifiche degli specchi

Una volta definite le dimensioni degli specchi fognari e le portate di progetto, si è verificato, in corrispondenza delle condizioni di moto che si instaurano al transito delle suddette portate, che il grado di riempimento e velocità siano contenuti entro i limiti prefissati.

Per la definizione delle condizioni di moto che si instaurano sono stati calcolati, innanzitutto, i valori delle portate "normalizzate" che effettivamente competono agli specchi utilizzati attraverso le seguenti formule:



per alvei a forte pendenza

$$Q_{rc} = Q \cdot \left[ \frac{D_r}{D} \right]^{5/2} \quad (17.)$$

per alvei a debole pendenza

$$Q_r = \left[ \frac{D_r}{D} \right]^{8/3} \cdot \frac{K_r}{K} \cdot \frac{1}{i^{1/2}} \cdot Q \quad (18.)$$

dove:

D = diametro di progetto commerciale;

Q = portata di progetto.

Utilizzando le scale di deflusso “normalizzate” di stato critico per gli alvei a forte pendenza, e di moto uniforme per quelli a debole pendenza, considerando i due valori di portata calcolati con le formule (11) e (12) sono stati ricavati i valori dei tiranti idrici  $h_{rc}$  e  $h_{ru}$ .

L'altezza d'acqua di stato critico e moto uniforme rispettivamente è stata determinata adottando le seguenti formule:

$$h_c = h_{rc} \cdot \left[ \frac{D}{D_r} \right] \quad (19.)$$

$$h_u = h_{ru} \cdot \left[ \frac{D}{D_r} \right] \quad (20.)$$

Note  $h_c$  ed  $h_u$ , è stato stabilito se l'alveo è a debole o a forte pendenza in corrispondenza della portata Q, in maniera tale da poter **verificare il grado di riempimento**

- per alveo a forte pendenza deve essere:  $\frac{h}{D} < 0.85$  ;
- per alveo a debole pendenza deve essere:  $\frac{h}{D} < 0.8$  .

Come detto precedentemente, la portata di progetto corrisponde, per ogni tratto, alla  $Q_{20}$  calcolata nel caso della verifica delle condotte acque bianche.

È stata, infine, effettuata una **verifica della velocità**. In particolare è necessario che il valore della velocità raggiunta dal liquido che transita nelle tubazioni rimanga

contenuto entro un intervallo compreso tra 0.5 m/s e 5 m/s perché si deve evitare da un lato che la rapidità della corrente possa provocare erosioni dei rivestimenti delle pareti interne alle condotte fognarie e dall'altro che le basse velocità portino al deposito ed all'accumulo in condotta di sostanze putrescibili.

Per effettuare tali verifiche sono dunque state calcolate le velocità nei vari tratti di cui si compone la rete fognaria:

- se per la portata considerata l'alveo è a forte pendenza, si considera la condizione di moto uniforme e il valore della velocità è dato dalla relazione:

$$V = \left( \frac{D}{D_r} \right)^{2/3} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot i^{1/2} \cdot V_r \quad (21.)$$

- Se per la portata considerata l'alveo è a debole pendenza, si considera, invece, la condizione di stato critico e la velocità è data dalla seguente relazione:

$$V = \left( \frac{D}{D_r} \right)^{1/2} \cdot V_{rc} \quad (22.)$$

#### 4.4 Risultati

Per i collettori di progetto acque meteoriche si è constatato (cfr. tabella seguente) che sono rispettati i limiti imposti per il grado di riempimento e velocità, al transito della portata ventennale di progetto, adottando una doppia tubazione circolare in PEAD corrugato, De = 315 mm, Di = 272 mm lungo il tratto 3\*-4 e due tubazioni in PEAD corrugato De = 315 mm, Di = 272 mm lungo i tratti 5-6\* e 6\*-6.

Tratto	Portata	Pendenza	Dimensione speco	Altezza critica	Altezza di moto uniforme	Tipo di corrente	Grado di riempimento uniforme	Grado di riempimento critico	Velocità
[---]	[m³/s]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[---]	[---]	[---]	[m/s]
T3*-4_1	0,0300	0,0200	0,272	0,132	0,130	veloce	0,48	0,49	1,04
T3*-4_2	0,0300	0,0070	0,272	0,132	0,142	lenta	0,52	0,49	1,04
T5-6*_1	0,0280	0,0050	0,272	0,130	0,129	veloce	0,47	0,48	1,03
T5-6*_2	0,0280	0,1000	0,272	0,130	0,058	veloce	0,22	0,48	3,04
T6*-6_1	0,0080	0,0050	0,272	0,066	0,066	lenta	0,24	0,24	0,67

In considerazione della necessità di provvedere al dimensionamento delle vasche di laminazione per garantire l'invarianza idraulica si è proceduto ad effettuare la verifica delle tubazioni anche con la portata centennale. Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta.

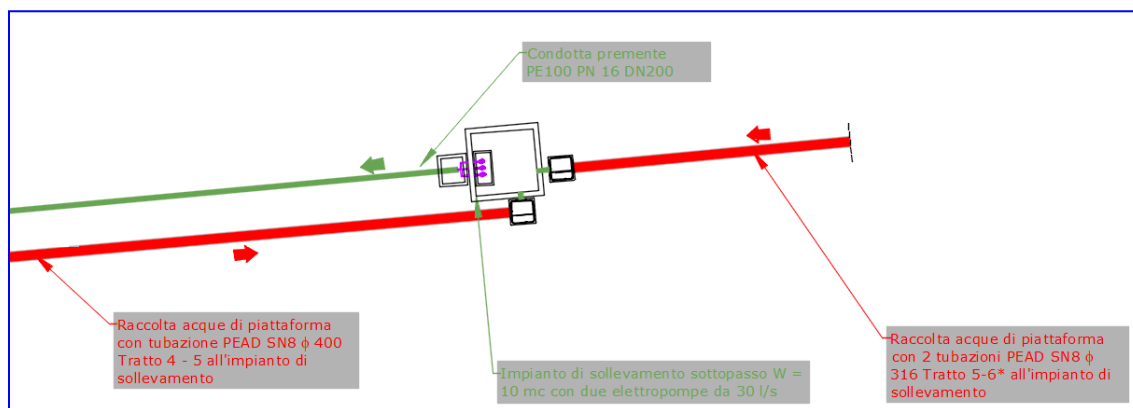
Tratto	Portata	Pendenza	Dimensione speco	Altezza critica	Altezza di moto uniforme	Tipo di corrente	Grado di riempimento uniforme	Grado di riempimento critico	Velocità
[---]	[m³/s]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[---]	[---]	[---]	[m/s]
T3*-4_1	0,0430	0,0200	0,272	0,160	0,162	lenta	0,59	0,58	1,13
T3*-4_2	0,0430	0,0070	0,272	0,160	0,170	lenta	0,63	0,58	1,13
T5-6*_1	0,0405	0,0050	0,272	0,159	0,161	lenta	0,59	0,58	1,13
T5-6*_2	0,0405	0,1000	0,272	0,159	0,070	veloce	0,26	0,58	3,39
T6*-6_1	0,0110	0,0050	0,272	0,078	0,078	veloce	0,29	0,29	0,80

## 5. Sistema di raccolta e smaltimento sotteso al tratto 5-6\*

Come già anticipato, il tratto da 5 a 6\* consente la raccolta delle acque della pavimentazione stradale, tramite le cunette laterali e con due tubazioni in PEAD corrugato SN 8 del diametro esterno  $D_e$  315 con verso di percorrenza da 6\* verso 5, con recapito nella vasca di raccolta posizionata nel sottopasso per essere successivamente rilanciate, tramite impianto di sollevamento, insieme a quelle drenate dalle rampe del sottopasso stesso (B), verso la vasca di prima pioggia/disoleazione posta in 4.

Il sistema di raccolta delle acque delle rampe di accesso è realizzato attraverso delle griglie carrabili che sono posizionate su entrambi i lati del sottopasso nel punto concavo e sono collegate alla vasca di raccolta attraverso tubazioni del diametro  $\phi$  250 mm.

Pertanto, avendo già definito la rete di smaltimento a gravità di raccolta delle acque meteoriche, è necessario procedere al dimensionamento dell'impianto di sollevamento sia in termini di pompe da installare che di dimensioni del pozzetto di raccolta.



**Schema sistema di raccolta e smaltimento sotteso al sottopasso**

## 5.1 Dimensionamento pompe

Il dimensionamento delle pompe dell'impianto deve essere effettuato in base alla portata in arrivo per  $T = 100$  anni in quanto rispetto a questa portata che viene dimensionata la vasca di laminazione che ne rappresenta il recapito intermedio. È stato effettuato nel paragrafo 3.4 e di seguito riportate in sintesi.

Tratto [---]	$Q_b$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_b$ [l/s]
T5-6*	0,056	56

Per sollevare la portata in arrivo si ipotizzano due pompe da 30 l/s e una di riserva.

La prevalenza massima  $H_{max}$  di ogni elettropompa (con la vasca di raccolta vuota) si ottiene considerando al massimo il grado di riempimento del pozzetto di arrivo. Essa è di:

$$H_{max} = H_{geo} + \Delta_{yc} + \Delta_{yd}$$

Dove

$H_{geo}$  è la differenza di quota tra vasca di partenza e vasca di arrivo

$\Delta_{yc}$  sono le perdite concentrate dovute al valvolame (normalmente pari a 1 m)

$\Delta_{yd}$  sono le perdite distribuite dovute all'eventuale condotta premente di collegamento tra il pozzetto esterno e quello di recapito finale.

Applicando la formula di resistenza di Hazen – Williams con coefficiente di scabrezza  $C = 150$  alla condotta di mandata (PE100 PN 16 DN200 -  $D_i = 163,6$  - della

lunghezza di 100 m) si ha che la perdita di carico continua è di 9,94 m/km e cioè nel caso in esame di 0,70 metri.

Nel caso in esame

$$H_{\max} = 8,50 + 1,00 + 0,70 = 10,20 \text{ metri}$$

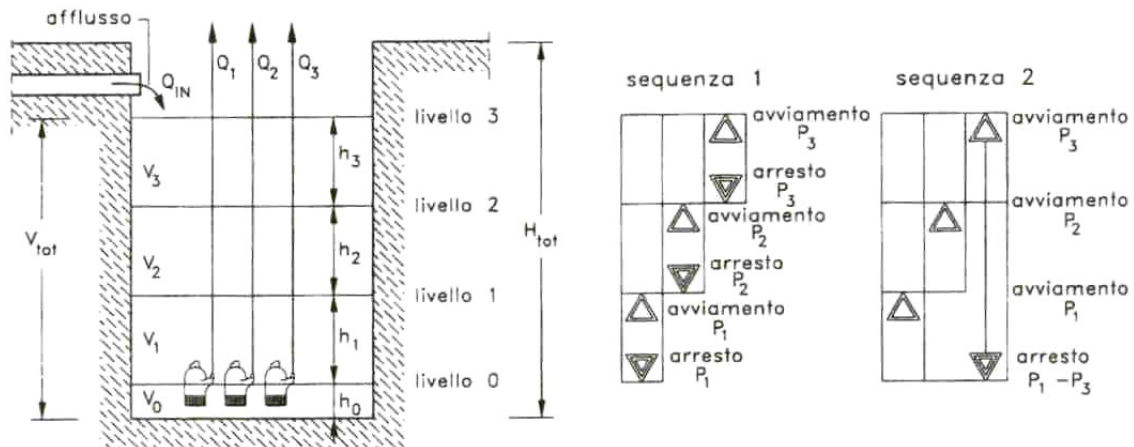
La potenza della elettropompa in kW è data dalla formula:

$$P = 9,81 * Q * H / \eta = 4,00 \text{ kW}$$

## 5.2 Dimensionamento vasca di raccolta

L'impianto di sollevamento sarà dotato di 3 pompe, di cui una di riserva, ciascuna con portata pari a 30 l/s e prevalenza di 10,20 metri.

Per il funzionamento dell'impianto si prevede l'attacco di ogni pompa ad un prefissato livello, ma lo stacco avviene per tutte le pompe una volta che il livello sia disceso fino al minimo previsto nella vasca di raccolta.



**Schema di stazione di sollevamento con le possibili sequenze di funzionamento delle pompe (L. Da Deppo, C. Datei, Fognature, Ed. Cortina – Padova)**

La sequenza scelta è quella che consente di assegnare il minor volume alla vasca, ossia la numero 2 della Figura precedente.

Siano:

- **Q<sub>in</sub>** la portata in arrivo alla vasca;



- **Q<sub>k</sub>** la portata della k-esima pompa (media nell'intervallo di prevalenza di funzionamento);
- **V<sub>k</sub>** il volume d'invaso disponibile tra la quota d'attacco della pompa (k-1)-esima e la quota d'attacco della K-esima (per la prima pompa P1 esso è compreso tra la quota d'attacco (livello 1) e di stacco della pompa stessa (livello 0));
- **Tr<sub>k</sub>** con riferimento ad una portata entrante Q<sub>in</sub>, il tempo necessario, per passare dal livello (k-1), a quello k; oppure il tempo di riempimento del volume contenuto nella frazione k della vasca, ricordando che al livello (k-1) stacca, in discesa, la pompa k, la quale attacca, in salita, al livello k;
- **Tv<sub>k</sub>** il tempo necessario per passare dal livello k (nel quale attacca la pompa k) a quello (k-1), oppure il tempo di vuotamento del volume contenuto nella frazione k della vasca;
- **T<sub>ck</sub>** tempo di ciclo, cioè somma dei due tempi precedenti:  

$$T_{ck} = Tr_k + Tv_k$$

Si consideri dapprima il caso di una sola pompa, operante a portata costante Q<sub>1</sub>. Si ha, in base alle precedenti definizioni:

$$Tr_1 = \frac{V_1}{Q_{in}}$$

$$Tv_1 = \frac{V_1}{Q_1 - Q_{in}}$$

Inoltre, per essere la capacità di portata della pompa superiore alla massima portata in ingresso (diversamente si opererebbe in un campo a un livello superiore), può porsi Q<sub>in</sub> = α<sub>1</sub>Q<sub>1</sub>, con α<sub>1</sub> compreso tra 0 e 1. Risulta pertanto:

$$T_{c1} = Tr_1 + Tv_1 = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1} + \frac{V_1}{Q_1(1 - \alpha_1)} = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1(1 - \alpha_1)}$$

Per stabilire quale sia il valore di α<sub>1</sub> che minimizza T<sub>c1</sub> (e quindi rende massimo il numero orario di attacchi e stacchi) è sufficiente porre dT<sub>c1</sub>/d α<sub>1</sub> = 0 e verificare, col

segno della derivata seconda, che si tratti di un minimo. L'operazione dà  $\alpha_1 = 1/2$ : cioè la condizione che dà luogo al massimo numero di attacchi e stacchi si ha per una portata in arrivo pari alla metà della portata della pompa.

Sostituito il valore di  $\alpha_1$  nella formula precedente si ottiene il volume della vasca:

$$V_1 = T_{c1} \frac{Q_1}{4}$$

Pensando ad un impianto con più pompe, l'avviamento di una certa pompa avviene quando è raggiunta un'assegnata quota ed il suo stacco, quando operando assieme alle altre, il livello si è abbassato alla quota minima (vasca vuota). In queste condizioni, il tempo di ciclo di quella certa pompa – l'intervallo di tempo che intercorre tra un avviamento ed il successivo – si compone di più termini. Ad esempio, nel caso di due pompe (per la prima è  $T_{c1} = 4 V_1/Q_1$ , il tempo di ciclo  $T_{c2}$  è pari alla somma dei tempi necessari per passare dal livello 0 al livello 1 (riempiendo il volume  $V_1$  con la portata  $Q_1$  in arrivo), dall'1 al 2 (volume  $V_2$  con la pompa 1 in funzione) e di quello necessario al vuotamento di  $V_1 + V_2$  (dal livello 2 allo 0), impiegando le due pompe, essendo  $Q_1 + Q_2 > Q_{in}$ .

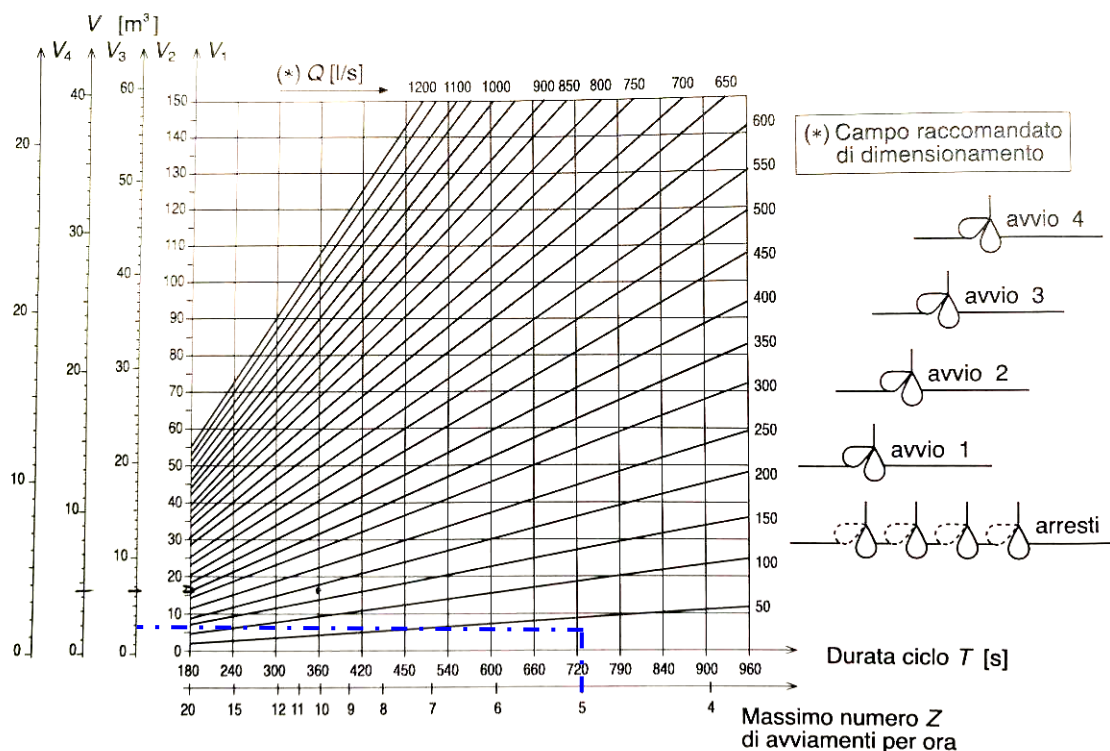
Il volume della vasca, dopo alcuni passaggi matematici, risulta pari a:

$$V = \sum_{i=1}^k V_i = \frac{Q_1 T_1}{4} \sum_{i=1}^k v_i$$

dove al solito:

$$v_i = \frac{V_i}{V_1}$$

Il grafico che segue consente di effettuare il calcolo dei volumi sulla scorta delle indicazioni descritte in precedenza.



Nel caso in esame, con la portata da sollevare pari a  $0.056 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata massima della singola pompa è pari a  $30 \text{ l/s}$  e possono funzionare fino a 2 pompe contemporaneamente con una di riserva.

Il volume da assegnare alla vasca, assumendo al massimo 5 avviamenti orari, è calcolato come segue:

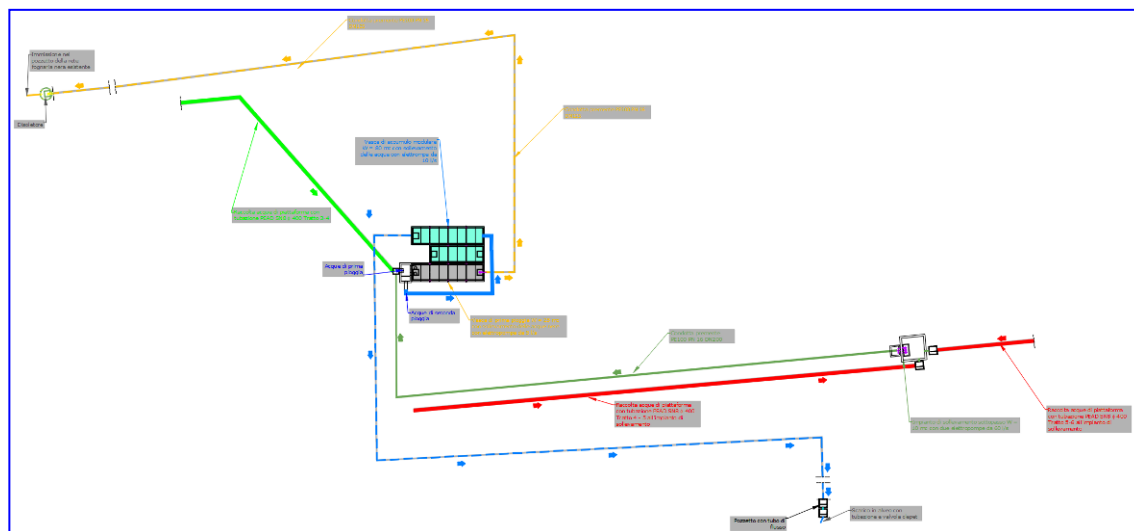
$$V_1 = 6,00 \text{ m}^3/\text{s} \text{ e } V_2 = 3,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando un volume morto  $V_0$  pari a  $1 \text{ m}^3$  il valore totale del volume utile della vasca è dunque pari a  $10,00 \text{ m}^3$ .

Non essendo possibile garantire, viste le quote in gioco, uno scarico superficiale a gravità, è necessario prevedere un sistema esterno di blocco della circolazione che si attivi automaticamente in caso di mancanza di alimentazione alla stazione di sollevamento o a mal funzionamento. In questo modo si può dare il tempo alle squadre di manutenzione di intervenire per ripristinare la situazione ordinaria.

## 6. Sistema di raccolta e smaltimento sotteso al tratto 3\*-4

Nel tratto in esame la raccolta delle acque avviene tramite le cunette laterali e una condotta fognaria in PEAD spiralato SN 8 del diametro esterno  $D_e$  468 con verso di percorrenza da 3\* verso 4, con recapito nella vasca di prima pioggia e nella vasca di accumulo poste all'interno dell'area compresa tra la rotatoria e il rilevato ferroviario. Nella stessa vasca di prima pioggia giungono anche le acque che arrivano dall'impianto di sollevamento posto al di sotto del sottopasso ferroviario. Le acque bianche in uscita dalla vasca sono convogliate, tramite impianto di sollevamento, in un pozzetto di sconnessione con una tubazione PE100 PN 16 DN140 e da qui nel recapito ultimo costituito dal torrente Capodifiume (12). La portata nera viene convogliata, tramite impianto di sollevamento, con una condotta DN125 -  $D_i=102,2$  lungo Via Porta Giustizia andando a confluire nella fognatura nera posizionata all'inizio di Via Nettuno previa disoleazione da realizzarsi in apposito pozzetto.



**Schema sistema di raccolta e smaltimento sotteso al tratto 3\*-4**

### 6.1 Vasca di prima pioggia

Per dimensionare la vasca per le acque di prima pioggia si è fatto riferimento alla legge della Regione Lombardia del 24 marzo 2006 n°4 relativa alla "Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'art. 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26". L'art. 2 comma 1 di tale legge regionale definisce "acque di prima pioggia" quelle

corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio.

Il funzionamento di una vasca di "prima pioggia" è tale per cui una volta riempita, entra in funzione uno sfioratore di superficie, per cui tutte le acque da quel momento in poi possono essere immesse direttamente nel corpo idrico ricettore o, come nel caso in esame, nella vasca di laminazione a monte del ricettore stesso.

Le acque accumulate nella vasca di prima pioggia vengono gradualmente inviate alla rete fognaria nera e quindi veicolate verso l'impianto di trattamento.

Ai fini del calcolo delle portate si fa riferimento alla legge regionale della Lombardia del 27 maggio 1985 n°62 relativa alla "Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili delle fognature pubbliche e tutela delle acque sotterranee dall'inquinamento"; tale precipitazione deve considerarsi avvenire per una durata di 15 minuti e indica un coefficiente di afflusso alla rete pari a 1 per le superfici lastricate o impermeabilizzate e pari a 0,3 per quelle permeabili. Successivamente lo stesso Consiglio Regionale ha chiarito che devono considerarsi acque di prima pioggia risultanti da eventi meteorici che si succedono a distanza l'uno dall'altro non inferiore a 48 ore e provenienti da superfici scolanti di estensione superiore a 2000 m<sup>2</sup> (computati escludendo le aree a verde).

Si riportano le seguenti definizioni:

- «evento meteorico» una o più precipitazioni atmosferiche, anche tra loro temporalmente distanziate, di altezza complessiva di almeno 5 mm, che si verifichi o che si susseguano a distanza di almeno 96 ore da un analogo precedente evento; considerando quindi 5mm di pioggia e una superficie;
- «acque di prima pioggia» quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche;
- «superficie scolante» l'insieme di strade, cortili, piazzali, aree di carico e scarico e di ogni altra analoga superficie scoperta, alle quali si applicano le

disposizioni sullo smaltimento delle acque meteoriche di cui al presente regolamento;

- «acque di lavaggio» le acque, comunque approvvigionate, attinte o recuperate, utilizzate per il lavaggio delle «superficie scolante» e qualsiasi altra acqua di origine non meteorica venga ad interessare le medesime superfici direttamente o indirettamente.

Calcolo volume vasca prima pioggia tratto 3*-4 e tratto 5-6			
	5200	m <sup>2</sup>	
<b>A<sub>tot</sub></b> =	0,005	km <sup>2</sup>	area tot. intervento
<b>h</b> =	5	mm	precipitazione unif. Distribuita
<b>V</b> =	26,00	m <sup>3</sup>	volume minimo vasca

#### **6.1.1 Dimensionamento delle pompe per lo svuotamento della vasca di prima pioggia**

Nella vasca di prima pioggia alloggia una elettropompa e, considerando che è necessario svuotare la massima capienza della vasca pari a 26 m<sup>3</sup> in un tempo ragionevole, si è ipotizzata una elettropompa da 5 l/s più una di riserva. Pertanto, il tempo di svuotamento della stessa è pari a 1,44 ore = 86,7 minuti.

La prevalenza massima  $H_{max}$  di ogni elettropompa (con la vasca di raccolta vuota) si ottiene considerando al massimo il grado di riempimento del pozzetto di arrivo. Essa è di:

$$H_{max} = H_{geo} + \Delta_{yc} + \Delta_{yd}$$

Dove

$H_{geo}$  è la differenza di quota tra la vasca ritenuta vuota fino al pozzetto esterno di uscita

$\Delta_{yc}$  sono le perdite concentrate dovute al valvolame (normalmente pari a 1 m)

$\Delta_{yd}$  sono le perdite distribuite dovute all'eventuale condotta premente di collegamento tra il pozzetto esterno e quello di recapito finale

Per quanto concerne il calcolo delle perdite di carico distribuite, applicando la formula di resistenza di Hazen – Williams con coefficiente di scabrezza  $C = 150$  alla condotta di mandata (PE100 PN 16 DN125 -  $D_i=102,2$  - della lunghezza di 670 m) si ha

che la perdita di carico continua è di 3,57 m/km e cioè nel caso in esame di 2,39 metri con una velocità in condotta pari a 0,67 m/s.

Quindi, nel caso in esame

$$H_{\max} = 4,40 + 1,0 + 2,39 = 7,79 \text{ metri}$$

La potenza della elettropompa in kW è data dalla nota formula:

$$P = 9,81 * Q * H / \eta = 0,51 \text{ kW}$$

## **6.2 Vasca di laminazione**

In considerazione della necessità di ottemperare alle disposizioni vigenti in relazione allo scarico delle acque bianche in alvei naturali è stato necessario effettuare il calcolo delle vasche di laminazione necessarie a contenere i volumi derivanti dagli idrogrammi relativi alle portate centennali così come precedentemente calcolate.

In ottemperanza a quanto definito dalla Direzione Generale Governo del Territorio Lavori Pubblici e Protezione Civile- Unità Operativa Dirigenziale Genio Civile di Salerno - Presidio Protezione Civile si è proceduto a stimare lo scarico massimo che il corpo idrico è in grado di ricevere in condizioni di invarianza idraulica. In particolare è stabilito che la portata massima che un recettore naturale può ricevere è pari a 20 l/s per ettaro di area interessata. Nel caso di specie, considerando un'area scolante pari a 5180 m<sup>2</sup>, si avrà che la portata concessa all'utente è pari a 10,36 l/s.

### **6.2.1 Calcolo del volume della vasca di laminazione**

Nel rispetto del limite allo scarico di cui al punto precedente, si può calcolare la capienza della vasca di laminazione (volume "utile"). Le dimensioni finali della vasca, approssimate per eccesso, possono essere scelte arbitrariamente, ma in modo tale da contenere completamente il volume d'acqua così calcolato.

Nel caso specifico il volume dell'idrogramma di piena con picco centennale è pari a 25 m<sup>3</sup> per il tratto 3\*-4 e a 82 m<sup>3</sup> per il tratto 5-6\* per un totale di 106 m<sup>3</sup>.

Nel caso specifico, essendo presente una vasca di prima pioggia a monte della vasca di laminazione il volume di quest'ultima è stato calcolato scomputando dal volume totale di laminazione (106 m<sup>3</sup>) quello trattenuto dalla vasca di prima pioggia (26 m<sup>3</sup>) che, in un secondo momento, viene recapitato nella fognatura comunale.

Pertanto, il volume totale da accumulare nella vasca di laminazione deve essere pari al minimo a  $W = 80 \text{ m}^3$ .

### 6.2.2 Dimensionamento del tubo di controllo del flusso

In ottemperanza a quanto previsto dal documento citato della Regione Campania, deve essere opportunamente dimensionata la sezione del tubo in uscita dalla vasca di laminazione, installato sul fondo della stessa.

Nel caso in esame, in considerazione delle quote in gioco è stato necessario progettare una vasca di laminazione dotata di pompa di sollevamento; come richiesto, lo scarico non potrà essere modulato per mezzo della pompa di sollevamento, ma dovrà essere predisposto un ulteriore pozzetto – nel quale riversare la portata sollevata dalla pompa – munito di scarico di fondo tarato, “tubo di controllo di flusso”.

Per dimensionare lo scarico di fondo tarato del pozzetto, si considera la differenza tra il fondo tubo dello scarico del pozzetto e il fondo tubo del “troppo pieno”, che torna in vasca, in luogo del tirante utile della vasca di laminazione, ferma restando la portata di scarico concessa. Si precisa che la portata sollevata dalla pompa deve essere compatibile con lo scarico tarato concesso, calcolato come sopra descritto.

È prevista l’installazione di due pompe, delle quali una di riserva, in caso di malfunzionamento di quella principale.

I calcoli per il dimensionamento sono riportati nella tabella seguente:

#### 5) DIMENSIONAMENTO DEL TUBO DI CONTROLLO DI FLUSSO (scarico della vasca di laminazione)

$$A \text{ Sez. tubo} = \frac{Q}{0,6 \cdot \sqrt{(2 \cdot 9,81 \cdot h)}}$$

DOVE:

0,6 parametro idraulico fisso (adimensionale)

**h** - tirante utile nella vasca di laminazione espresso in m.

- oppure, nel caso di vasca di laminazione dotata di pompa di sollevamento, tirante utile nel pozzetto con scarico di fondo tarato, espresso in m.

**Q** portata di scarico calcolata al punto 3)

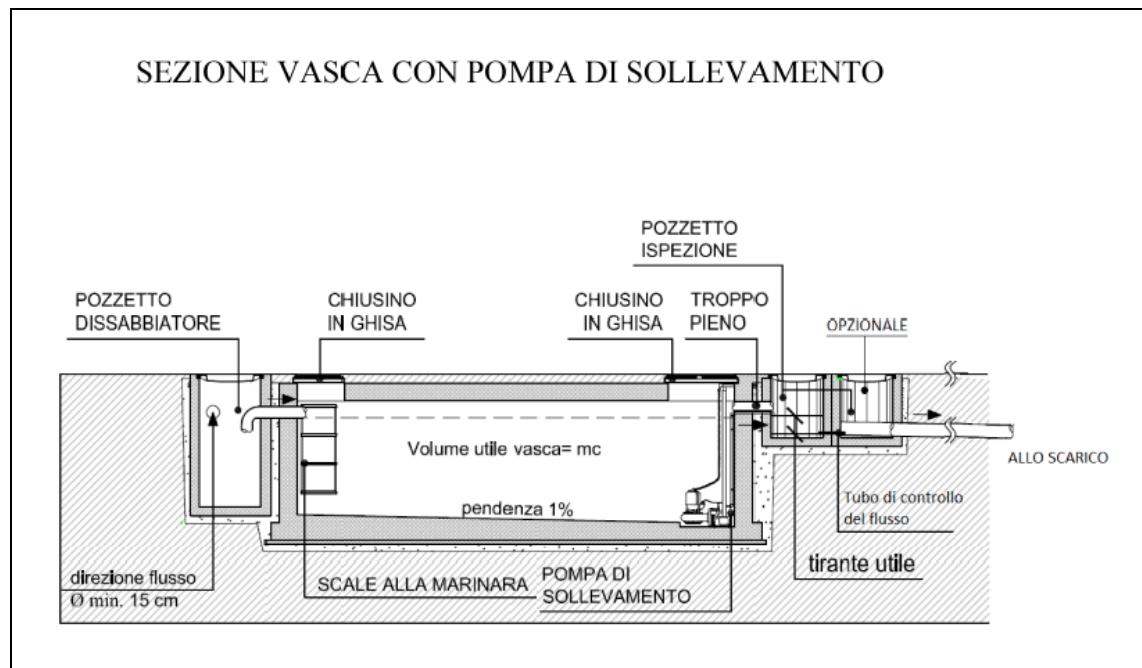
$$h = 0,82 \text{ m}$$

$$\text{Area sezione tubo} = 0,004254929 \text{ m}^2$$

$$\text{Diametro} = 2 \cdot \sqrt{(A \text{sez.tubo}/\pi)} = 7,360 \text{ cm}$$



Di seguito si riporta uno schema tipo della vasca di laminazione come da indicazioni della Regione Campania (*Direzione Generale Governo del Territorio Lavori Pubblici e Protezione Civile- Unità Operativa Dirigenziale Genio Civile di Salerno - Presidio Protezione Civile*).



Nel caso specifico si è optato per una soluzione che punta ad accumulare l'intero volume di piena mentre il pozzetto con il controllo del flusso non sarà posizionato nelle immediate vicinanze ma in prossimità del recapito finale in quanto, viste le quote del terreno, non è possibile recapitare le acque a gravità ma è necessaria una condotta premente. La condotta premente in uscita andrà a recapitare in un pozzetto che sarà realizzato ex novo prima dell'immissione nel torrente Capodifiume.

### **6.2.3 Dimensionamento delle pompe per lo svuotamento della vasca di accumulo**

Nella vasca di accumulo alloggiano tre elettropompe, due che si alternano e una di riserva, e calcolando che è necessario svuotare la massima capienza della vasca, pari a 80 m<sup>3</sup>, con una portata compatibile con la massima portata ricevibile dal torrente Capodifiume (pari a 10,36 l/s) è stata ipotizzata per ogni pompa una portata di 10 l/s. Con un utilizzo in continuo, alternando le due pompe, si ottiene un tempo di svuotamento della vasca stessa è pari a 2,22 ore = 133,3 minuti.

La prevalenza massima  $H_{\max}$  di ogni elettropompa (con la vasca di raccolta vuota) si ottiene considerando al massimo il grado di riempimento del pozzetto di arrivo. Essa è di:

$$H_{\max} = H_{\text{geo}} + \Delta_{\text{yc}} + \Delta_{\text{yd}}$$

Dove

$H_{\text{geo}}$  è la differenza di quota tra la vasca di ritenuta vuota fino al pozzetto esterno di uscita

$\Delta_{\text{yc}}$  sono le perdite concentrate dovute al valvolame (normalmente pari a 1 m)

$\Delta_{\text{yd}}$  sono le perdite distribuite dovute all'eventuale condotta premente di collegamento tra il pozzetto esterno e quello di recapito finale.

Applicando la formula di resistenza di Hazen – Williams con coefficiente di scabrezza  $C = 150$  alla condotta di mandata (PE100 PN 16 DN140 -  $D_i=114,6$  - della lunghezza di 335 m) si ha che la perdita di carico continua è di 7,37 m/km e cioè nel caso in esame di 2,47 metri.

Nel caso in esame, quindi

$$H_{\max} = 4,10 + 1,00 + 2,47 = 7,57 \text{ metri}$$

La potenza della elettropompa in kW è data dalla formula:

$$P = 9,81 * Q * H / \eta = 0,99 \text{ kW}$$



