

COMMITTENTE



SOGGETTO TECNICO

DIREZIONE STAZIONI - INGEGNERIA E INVESTIMENTI

PROGETTAZIONE

MANDATARIA



CODING S.R.L.

MANDANTE



POLITECNICA SOC. COOP.



SWS ENGINEERING S.P.A.

HUB DI INTERSCAMBIO FERROVIARIO DI POMPEI

PROGETTO DEFINITIVO

IDRAULICA

Relazione Idraulica

SCALA

PROGETTO	ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	TIPO DOC.	SCALA	NUM.	REV.
3205	20	S01	PD	PM00	RI	SX	E02	A

Rev	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Data	Autorizzato Il progettista	Data
A	Emissione	<i>D. Fodde</i>	<i>L. Nardoni</i>	<i>P. Luciani</i>	16/11/20	<i>G. Coppa</i>	16/11/20

Controllo Qualità

QA & QC	Verificato	Approvato	Autorizzato
	<i>G. Ippolito</i>	<i>F. Bordini</i>	<i>R. Vangeli</i>

Soggetto Tecnico	Data	Referente di Progetto	Data
<i>F. Cerone</i>	16/11/20	<i>A. Martino</i>	

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

= = = =

SEDE TECNICA

□ □ □ □ □ □

NOME DOC.

□ □ □ □ □ □

NUMERAZIONE

□ □ □ □ □ □

Verificato e Trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

Progetto Definitivo
Relazione Idraulica
HUB DI POMPEI

Rev.	Descrizione revisione	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
0	Emissione per commenti	D. Fodde	L. Nardoni	P. Luciani	F. Coppa

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL PROGETTO	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	6
5	ANALISI IDROLOGICA	8
6	STIMA DELLE PORTATE DI PIENA	11
7	OPERE DI DRENAGGIO IDRAULICO	15
7.1	Dimensionamento idraulico	15
7.2	Nuova viabilità nord	16
7.3	Nuova viabilità di stazione	22
7.4	Nuova Rotatoria e rampa di accesso alla stazione	25
7.5	Viabilità di accesso al parcheggio	28
7.6	Nuovo parcheggio	30
8	DRENAGGIO DI STAZIONE	31
8.1	Drenaggio della rampa di accesso pedonale	38
9	DIMENSIONAMENTO VASCHE	40
9.1	Calcolo delle portate di progetto	40
9.1.1	Vasca di accumulo V01	42
9.1.2	Vasca di laminazione V02	43
9.1.3	Vasca di prima pioggia.....	45
9.1.4	Materiale da sedimentazione	50
10	SISTEMAZIONE DI IRRIGAZIONE	53
11	SISTEMAZIONE DI SMALTIMENTO ACQUE NERE	54
11.1	Sistema di raccolta acque nere	54

11.2 Sistema di trattamento acque nere 54

1 PREMESSA

Il presente documento ha la finalità di descrivere il progetto di inserimento di una nuova Fermata RFI sulla linea Napoli-Salerno (via Nocera Inferiore), che costituirà un nuovo collegamento ferroviario al sito archeologico di Pompei.

Gli interventi si inquadrano nel programma di miglioramento dei collegamenti tra le reti e sono funzionali al potenziamento dell'interscambio in ottica di riduzione dei tempi di viaggio complessivi. Le priorità di intervento nell'ambito del programma riguardano la realizzazione di un hub di interscambio ferroviario fra la linea RFI Napoli - Salerno (storica) e la linea Circumvesuviana Napoli-Sorrento gestita da EAV, in posizione adiacente agli Scavi Archeologici di Pompei ed il miglioramento dell'accessibilità ai grandi attrattori turistici costituiti dagli Scavi stessi e dal Santuario Mariano presente nel comune vesuviano.

Tenuto conto dell'unicità dei siti archeologici nell'area di Pompei e dei bacini di domanda, l'intervento mirato al miglioramento dell'accessibilità al sito, con la realizzazione di una nuova fermata ferroviaria, unitamente a tutti gli investimenti inerziali previsti nel bacino vesuviano/costiero, crea le condizioni per la messa a sistema dei flussi.

In quest'ottica, la vicinanza fisica tra le due ferrovie si trasforma in opportunità di migliorare l'accessibilità ferroviaria al sito mediante un nuovo nodo di interscambio.

L'intervento consiste nella realizzazione di un nodo di interscambio tra la ferrovia RFI Napoli - Salerno (via Nocera Inferiore) e la linea Napoli - Sorrento gestita da EAV (Ex-Circumvesuviana) in corrispondenza del sito UNESCO di Pompei, in prossimità dell'uscita di Pompei Ovest dell'autostrada A3 Napoli-Salerno e facilmente accessibile anche dalla S.S. 18, costituendo un nodo strategico per l'accessibilità alla rete TPL per i comuni di Pompei, Torre Annunziata e Castellammare di Stabia.

L'idea del nodo intermodale di Pompei nasce nell'ambito del Sistema di Metropolitana Regionale (SMR), approvato con DGR 1282 del 5/04/2002 con l'obiettivo di integrazione e sviluppo della mobilità ferroviaria campana attraverso interventi di carattere infrastrutturale.

Nel 2015 RFI ha redatto un primo studio di fattibilità teso ad individuare i principali interventi da eseguire, con un importo complessivo delle opere da realizzare pari a 33 milioni di euro e tempi di realizzazione di 36 mesi.

In seguito, nell'ambito di incontri specifici coordinati dal Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo, presso la Regione Campania con le Amministrazioni locali, lo studio del nodo di

interscambio è stato oggetto di approfondimenti in relazione alle esigenze manifestate dai diversi stakeholder.

Pertanto, alla luce dell'esigenza di favorire la connettività dell'HUB con il tessuto urbano circostante è stata sviluppata un'ipotesi progettuale a cura RFI in coerenza con i requisiti di seguito espressi e condivisi con gli stakeholder interessati (Comune di Pompei, Regione Campania - ACaMIR, Ente Autonomo Volturno EAV) nell'ambito dei tavoli tecnici sul tema:

- Aumentare l'accessibilità agli scavi mediante il potenziamento infrastrutturale e la realizzazione di una nuova fermata RFI;
- miglioramento dell'accessibilità da/per l'area archeologica;
- intermodalità RFI/EAV.

2 SCOPO DEL PROGETTO

Lo scopo del presente documento è la descrizione delle metodologie adottate per il calcolo e le verifiche delle opere di drenaggio idraulico all'interno dei manufatti idraulici previsti lungo il progetto di inserimento di una nuova Fermata RFI sulla linea Napoli-Salerno (via Nocera Inferiore), che costituirà un nuovo collegamento ferroviario al sito archeologico di Pompei ed il loro smaltimento ai ricettori individuati.

La fase iniziale del presente studio ha riguardato l'analisi degli input idrologici per poter sviluppare un modello afflussi-deflussi e in secondo luogo stimare le portate transitanti in tutti gli attraversamenti presenti lungo la nuova viabilità e la stazione ferroviaria.

La scelta dei tempi di ritorno è stata effettuata in conformità a quanto previsto dalle indicazioni riportate nelle Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del Progetto di Piano Stralcio per l'assetto Idrogeologico (PAI) del bacino del Fiume Sarno, dalle Norme tecniche delle costruzioni (NTC18) e dal Manuale di Progettazione Ferroviaria 2018.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riepiloga, nel seguito, il quadro delle principali normative di riferimento.

Il presente progetto, relativamente agli aspetti stradali, è stato redatto sulla base dei seguenti riferimenti normativi:

- a) Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Campania (PAI);
- b) Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA);
- c) Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC2018);
- d) Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.;
- e) Manuale di Progettazione delle opere ferroviarie;
- f) Regio Decreto del 25/07/1904 n.523;

4 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il nuovo Hub di Pompei si inserisce in una rete infrastrutturale strategica per il collegamento di una vasta area del territorio campano. A nord degli Scavi corre la linea ferroviaria Napoli-Poggioreale gestita da EAV, su cui insistono due Stazioni prossime all'area degli scavi mentre ad ovest è presente la fermata Villa dei Misteri sulla linea Napoli-Sorrento, sempre a gestione EAV, che incrocia quasi ad angolo retto la linea Napoli-Salerno gestita da RFI. La Napoli-Salerno è un asse principale ferroviario a doppio binario, della rete regionale che collega il capoluogo campano con i comuni costieri vesuviani, con Salerno e con i comuni della provincia di Salerno, e della rete nazionale, in quanto parte costitutiva della principale direttrice di collegamento Nord-Sud della penisola: Milano-Roma-Napoli-Reggio Calabria. La linea ferrovia storica serve il comune di Pompei con la Fermata RFI localizzata in viale Giuseppe Mazzini, dalla quale, percorrendo circa 100 metri, si raggiunge piazza Bartolo Longo in cui è situato il santuario della Madonna di Pompei.

L'autostrada A3 Napoli – Pompei – Salerno scorre in direzione nord-ovest/sud-est con la presenza di tre svincoli (Pompei est-Scafati, Pompei-Ovest e lo svincolo di Castellammare) che si innestano rispettivamente sulla Statale 18 sul versante orientale in prossimità del confine comunale con Scafati, a nord-ovest al confine con Torre Annunziata e sulla Statale 145 nella parte centro occidentale del territorio di Pompei al confine con i territori di Castellammare e Torre Annunziata; con un casello in

prossimità del nuovo Hub. L'inquadratura sottostante mostra la posizione strategica per le connessioni territoriali del nuovo Hub di Pompei.

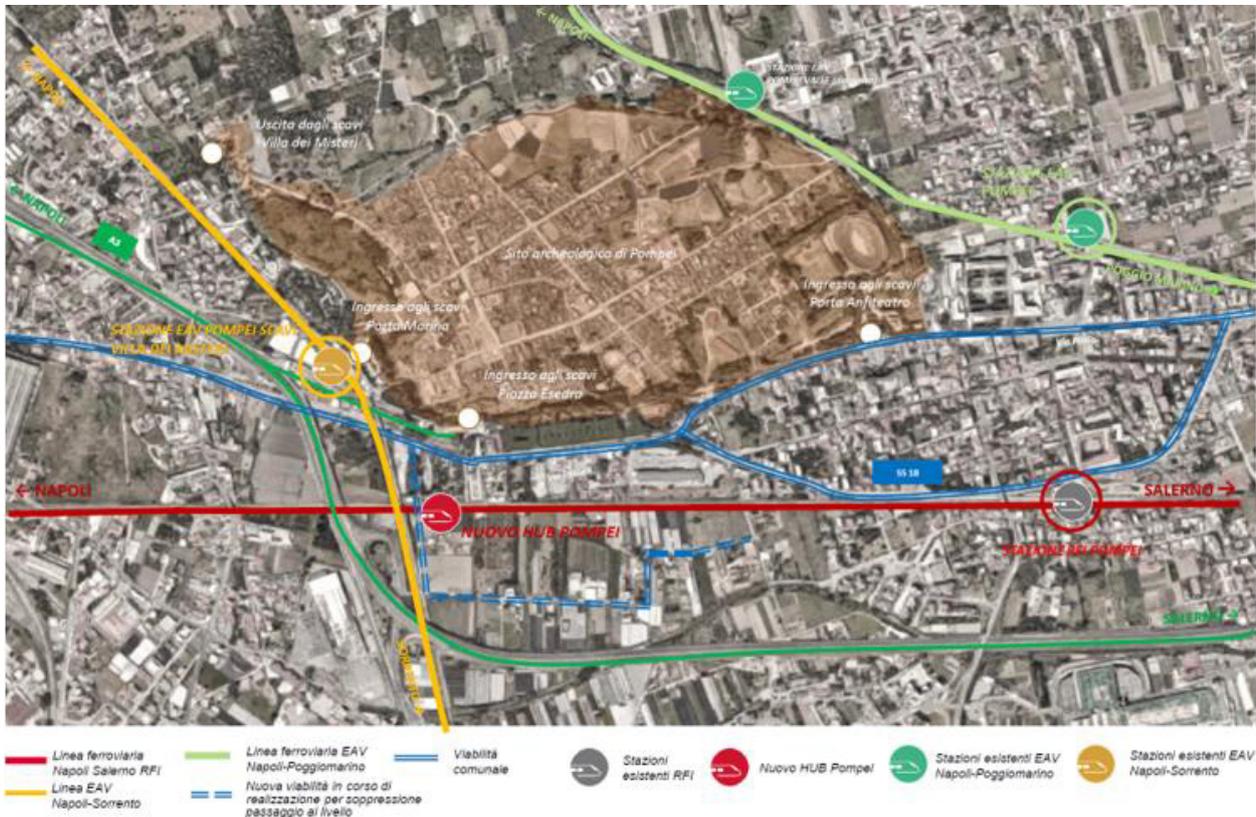


Figura 1 - Inquadratura Territoriale

5 ANALISI IDROLOGICA

Gli interventi in progetto ricadono tutti nel territorio del Bacino Idrografico del Fiume Sarno e sono pertanto soggetti alle disposizioni contenute nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della relativa Autorità di Bacino. A sud di via Masseria Curato e di via Stabiana scorre il Canale Bottaro, in destra idraulica, al di fuori della fascia fluviale.

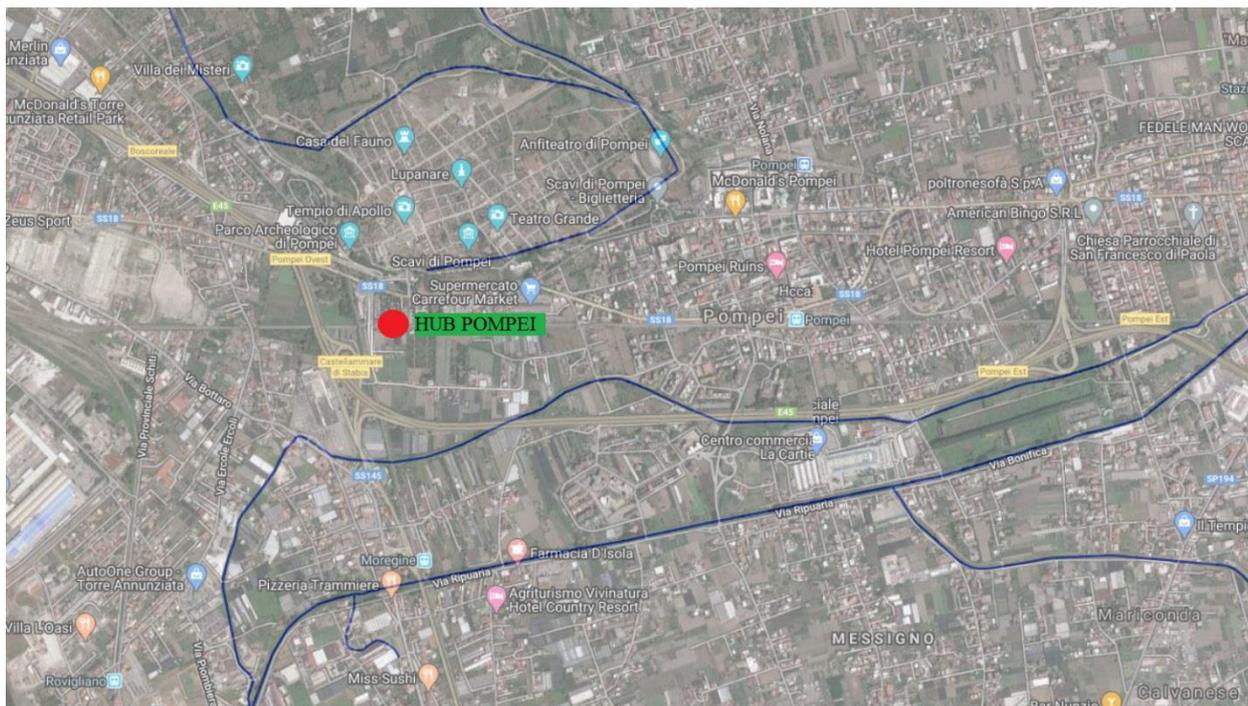


Figura 2 - Rete Idrografica

L'analisi idrologica ha come obiettivo la valutazione delle portate di piena e dei relativi volumi che, per prefissati tempi di ritorno, interessano il bacino idrografico e, di conseguenza, il territorio e tutti gli elementi vulnerabili in esso presenti.

Poiché il comune di Pompei rientra in un'area di zonizzazione del VA.PI. Campania, si è provveduto alla definizione della curva di probabilità pluviometrica utilizzando i risultati di sintesi del rapporto VA.PI. Campania.

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 VA.PI. Campania fa riferimento ad una legge a quattro parametri del tipo:

$$m[h(d)] = \frac{m[I_0] \cdot d}{\left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^{C-D \cdot z}}$$

Per il calcolo del regime pluviometrico sono state considerati i parametri delle LSPP più gravosi in termini di intensità di pioggia.

Tr (anni)	a (mm/h)	n
25	47.86	0.270
50	56.85	
100	66.09	
200	75.89	

Tabella 1 - Parametri delle CPP al variare del Tr per piogge extraorarie t>1h

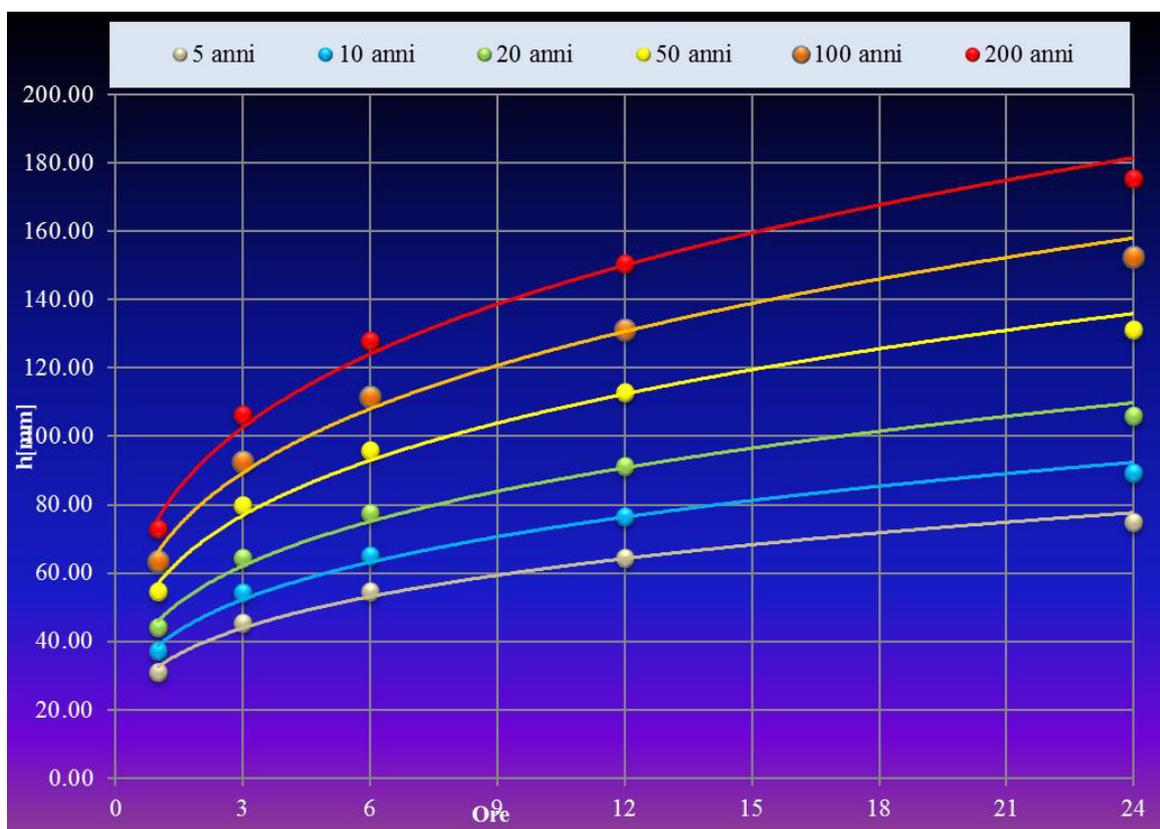


Figura 3 - Curve di possibilità pluviometrica piogge orarie VA.PI t>1h

A seguito dell'analisi delle piogge di breve durata secondo il metodo di Bell nella seguente tabella i parametri a e n delle leggi di probabilità pluviometrica per eventi di durata inferiore all'ora misurati in minuti per i vari tempi di ritorno:

Tr (anni)	a (mm/h)	n
25	46.02	0.50
50	54.66	
100	63.54	
200	72.96	

Tabella 2 - Parametri delle CPP al variare del Tr per piogge sub-orarie $t < 1h$

Le curve di possibilità pluviometrica per i vari tempi di ritorno durata inferiore ad un'ora (stimate con il metodo di Bell), riferite al progetto in essere, sono riportate di seguito, con tempo t espresso in minuti.

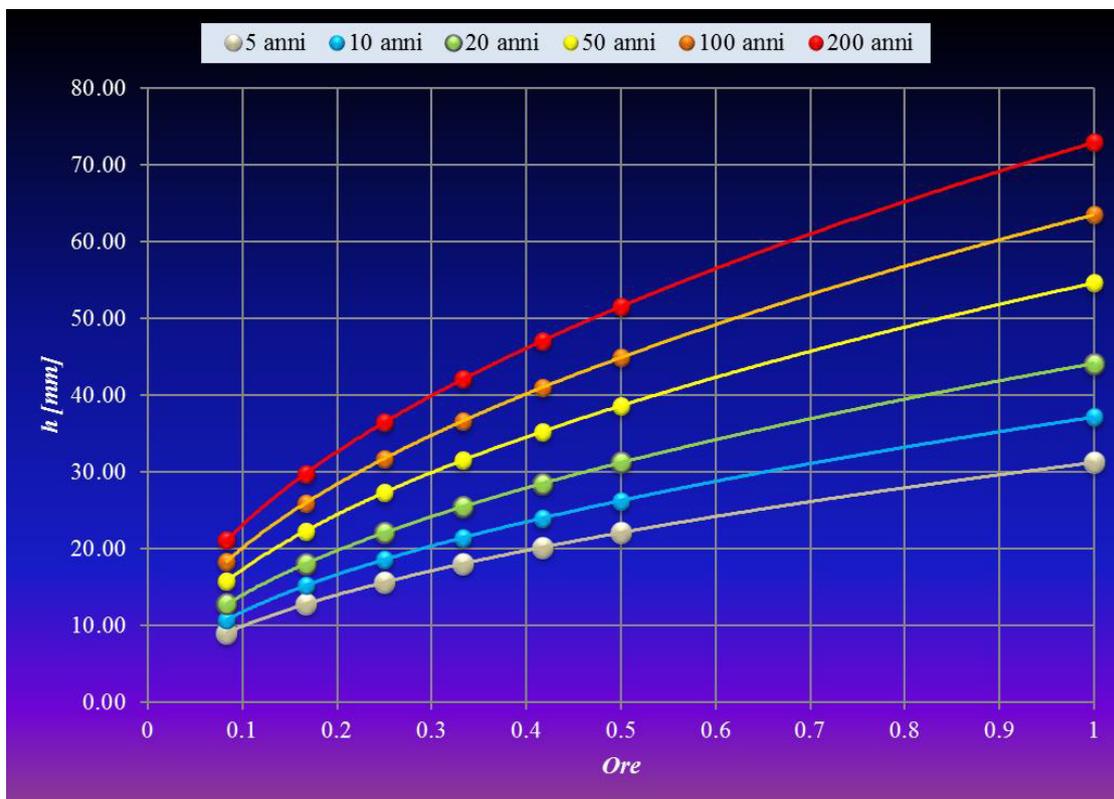


Figura 4 - Curve di possibilità pluviometrica piogge orarie $t < 1h$

6 STIMA DELLE PORTATE DI PIENA

L'impostazione idrologica ed i metodi di dimensionamento delle opere tengono conto delle impostazioni date dal "Metodo italiano", nel quale si fa l'ipotesi che il funzionamento dei collettori sia autonomo e sincrono:

- autonomo significa che ogni condotto si riempie e si svuota per effetto delle caratteristiche idrologiche del bacino drenato trascurando quindi eventuali rigurgiti indotti dai rami che seguono a valle,
- sincrono significa che tutti i condotti si riempiono e si svuotano contemporaneamente.

Tali ipotesi di funzionamento non sono pienamente aderenti alla realtà nella quale invece si ha una propagazione dell'onda di piena da monte verso valle e quindi il volume W effettivamente invasato è minore di quello intero complessivo della rete.

METODO DELL'INVASO

La portata fluviale della rete è calcolata con il metodo empirico dell'invaso che tiene conto della diminuzione di portata per il velo (sottilissimo) che rimane sul terreno e per il volume immagazzinato in rete. In zone completamente pianeggianti, come quelle di progetto, il metodo empirico dell'invaso risulta il più adatto.

L'acqua di pioggia proveniente dall'atmosfera avrà una portata che indicheremo con "p", mentre "I" indicheremo l'intensità di pioggia, cioè l'altezza d'acqua che cade nell'unità di tempo.

Dell'acqua piovana una parte viene assorbita dal terreno, una porzione evapora ed il resto defluisce; la porzione che evapora è molto piccola e quindi trascurabile.

Indicando con " ψ " l'aliquota che defluisce sul terreno bisogna tenere conto che tale valore dipenderà dalla natura del terreno, dalla durata dell'evento di pioggia, dal grado di umidità dell'atmosfera e dalla stagione, ϕ prende il nome di coefficiente di afflusso e moltiplicato per l'area del bacino (A) e per l'intensità di pioggia (I) ci fornirà una stima della portata che affluisce nel bacino nell'unità di tempo.

$$p = \phi \cdot I \cdot A$$

nel tempo dt il volume d'acqua affluito sarà $p \cdot dt$, mentre nell'istante t nella rete di drenaggio defluirà, una portata q , inizialmente nulla e man mano crescente.

Se il volume che affluisce nel tempo dt è pari a $p \cdot dt$ e quello che defluisce è $q \cdot dt$, la differenza, che indicheremo con dw , rappresenterà il volume d'acqua che si invasa nel tempo.

Pertanto, l'equazione di continuità in forma differenziale sarà:

$$p \cdot dt = q \cdot dt + dw$$

Il metodo dell'invaso utilizzato per lo studio idraulico e la verifica dei collettori di smaltimento delle acque delle aree esterne si basa proprio sull'equazione di continuità.

Considerando che la portata q può essere considerata costante, le variabili da determinare sono $q(t)$, $w(t)$, e t , per cui l'equazione a seguire non sarebbe integrabile se non fissando q o w :

$$w/\omega = W/\omega = \text{cost}$$

in cui ω è l'area della sezione, w è il volume invasato totale, W è il volume immagazzinato nella rete posta a monte della sezione in questione.

Tuttavia, valutando che il valore massimo di portata verrà raggiunto alla fine dell'evento di pioggia di durata t , il problema di progetto si riduce ad individuare la durata di pioggia che massimizzi la portata, tenuto conto che al diminuire di questa aumenta l'intensità di pioggia I .

Tale problema è stato risolto, nell'ipotesi di intensità di pioggia (I) costante e di rete di drenaggio inizialmente vuota ($q = 0$ per $t = 0$) considerando:

- Una relazione lineare tra il volume w immagazzinato nella rete a monte e l'area della sezione idrica ω :

$$w/\omega = W/\omega = \text{cost}$$

Questa condizione, nel caso di un singolo tratto, corrisponde all'ipotesi di moto uniforme, mentre nel caso di reti, si basa su due ulteriori ipotesi: che i vari elementi si riempiano contemporaneamente senza che mai il deflusso affluente sia ostacolato (funzionamento autonomo) e che il grado di riempimento di ogni elemento sia coincidente con quello degli altri (funzionamento sincrono);

- Una relazione lineare tra la portata defluente e l'area della sezione a monte:

$$q/\omega = Q/\Omega = \text{cost}$$

(Q portata a monte della sezione, Ω area della sezione a monte)

Tale relazione corrisponde all'ipotesi di velocità costante in condotta, ipotesi abbastanza prossima alla realtà nella fascia dei tiranti idrici che in genere si considerano.

Con queste ipotesi semplificative si ottiene:

$$\frac{dw}{W} = \frac{dq}{Q}$$
$$dw = \frac{dq}{Q} \cdot W$$

L'equazione di continuità diviene quindi:

$$(p - q)dt = \frac{W}{Q} \cdot dq$$

Ovvero:

$$p - q = \frac{dw}{dt}$$

L'integrazione dell'equazione di continuità consente di ottenere una relazione tra la portata e il tempo di riempimento di un canale, ovvero consente la stima dell'intervallo temporale tra un valore nullo di portata ed un valore massimo. Definendo T il tempo necessario per passare da $q=0$ a $q=q_{\max}$, e t_r il tempo di riempimento, si avrà:

- un canale adeguato se $T \leq t_r$,
- un canale insufficiente se $T > t_r$.

Il corretto dimensionamento del canale di drenaggio delle acque piovane si ottiene ponendo $T = t_r$, ovvero nel caso in cui la durata dell'evento piovoso eguagli il tempo di riempimento del canale. In quest'ottica nasce il metodo dell'invaso non come metodo di verifica, ma come strumento progettazione, imponendo la relazione $T = t_r$ si ottiene l'espressione analitica del coefficiente udometrico:

$$u = k \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{1/n}}{w^{\frac{1}{n}-1}}$$

In cui:

u, coefficiente udometrico, rappresenta la portata per unità di superficie del bacino (l/s/ha);

φ , coefficiente di deflusso;

W, il volume w rappresenta il volume specifico di invaso totale pari al rapporto tra il volume di invaso totale W_{tot} e la superficie drenata, è valutato secondo la seguente espressione:

$$W = \frac{0.005(A_p + A_s) + 0.003A_e + \sigma L}{A_p + A_r + A_e}$$

- A_p denota l'area della piattaforma ferroviaria di progetto (m^2);
- A_s denota l'area della scarpata dell'eventuale trincea e della piattaforma ferroviaria esistente (m^2);
- A_e denota l'area esterna (m^2);
- L (m) e σ (m^2), rispettivamente, rappresentano la lunghezza e la sezione idrica nel fosso per il grado di riempimento effettivo.

In particolare, W è dato dalla somma del volume proprio di invaso W_1 , del volume di invaso dei tratti confluenti depurato del termine dei piccoli invasi W_2 , del volume dei piccoli invasi considerando l'intera superficie del bacino drenata W_3 .

- a, n coefficienti della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora vista l'estensione dei bacini e per tempo di ritorno pari a 100 anni (con a espresso il mm/h);
- k, coefficiente che assume il valore "2168 n" [Sistemi di Fognatura, Manuale di Progettazione, CSU Editore, Hoepli; Appunti di Costruzioni Idrauliche, Girolamo Ippolito, Liguori Editore].

L'espressione del coefficiente udometrico utilizzata nel nostro studio è dunque:

$$u = 2168 \cdot n \cdot \frac{(\varphi \cdot a)^{1/n}}{w^{\frac{1}{n}-1}}$$

Per quanto attiene il coefficiente di deflusso esso è stato assunto:

- $\varphi = 0.90$ per la piattaforma viaria di progetto;

Ricavato il coefficiente udometrico, la portata si ottiene come

$$Q = u(A_p + A_r + A_e)$$

Dove la superficie totale drenata $A=A_p+ A_r +A_e$ è espressa in ettari e la portata Q in l/s.

7 OPERE DI DRENAGGIO IDRAULICO

7.1 Dimensionamento idraulico

Definiti i parametri pluviometrici, il metodo di trasformazione afflussi/deflussi si effettua il dimensionamento delle opere idrauliche in progetto. La verifica idraulica degli elementi in progetto viene effettuata valutando le altezze idriche e le velocità relative alle portate di progetto tramite l'espressione di Chezy:

$$V = k \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

e l'equazione di continuità

$$Q = \sigma V$$

dove K , il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formula di Gauckler-Strickler:

$$K = K_s R^{1/6}$$

ottenendo:

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

dove:

- Q , portata (m^3/s)
- i , pendenza media del fosso (m/m);
- A , sezione idrica (m^2);
- K_s , il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, pari a $67 - 80 \text{ mm}^{1/3} \cdot s^{-1}$;
- R , raggio idraulico pari al rapporto tra sezione idrica e perimetro bagnato (m).

7.2 Nuova viabilità nord

Il sistema di drenaggio previsto è costituito da un sistema di raccolta, collettamento e smaltimento delle acque meteoriche afferenti la piattaforma stradale.

In funzione della sezione tipologica sono stati individuate le tipologie di smaltimento delle acque di piattaforma:

- a) Sezioni in rilevato: è affidato a delle caditoie stradali posizionate lungo la banchina con interasse pari a 20m, collettori in PEAD di diametro variabile compreso tra DN315 e DN500, fossi di guardia in terra trapezoidali 50x50x50 cm;
- b) Sezioni in cavalcaferrovia: è affidato a dei bocchettoni aventi interasse pari a 10m, collettori in acciaio di diametro DN250;
- c) Sezioni a raso: è affidato a delle caditoie stradali posizionate lungo la banchina con interasse pari a 20m, collettori in PEAD di diametro variabile compreso tra DN315 e DN500.

In base alle relazioni di cui sopra, è possibile verificare le differenti opere idrauliche, tenendo conto dei seguenti vincoli di progetto:

- la velocità minima di moto uniforme non deve essere inferiore a $0,4 \div 0,5$ m/s, ove possibile, al fine di evitare fenomeni di sedimentazione sul fondo che necessiti di una manutenzione più frequente dell'ordinaria;
- la velocità massima non deve essere maggiore di 5 m/s, al fine di contenere i fenomeni di abrasione (Circolare n. 11633 del 07.01.1974 del Ministero dei Lavori Pubblici);
- il grado di riempimento, per le opere idrauliche connesse alla piattaforma stradale, deve essere non superiore al 67% per elementi chiusi per evitare che la condotta possa andare in pressione; per gli elementi idraulici aperti si impone un franco idraulico sulla sponda pari a 0.05m (5cm).

Le acque di piattaforma della Nuova viabilità nord verranno convogliate all'interno di una vasca di laminazione che, mediante pompe di sollevamento, le restituirà al Fosso Bottaro con una portata definita pari a 50 l/s come previsto dalle norme che regolano lo scarico delle acque nei corpi idrici superficiali fornite dal Consorzio di Bonifica Integrale – Comprensorio Sarno. Mentre le acque del cavalcaferrovia e del tratto di viabilità direzione viale Mazzini verranno convogliate all'interno del Rosso Bottaro mediante un collettore in PEAD DN315 senza l'utilizzo di una vasca di laminazione in quanto la portata è minore di $0.05\text{m}^3/\text{s}$.

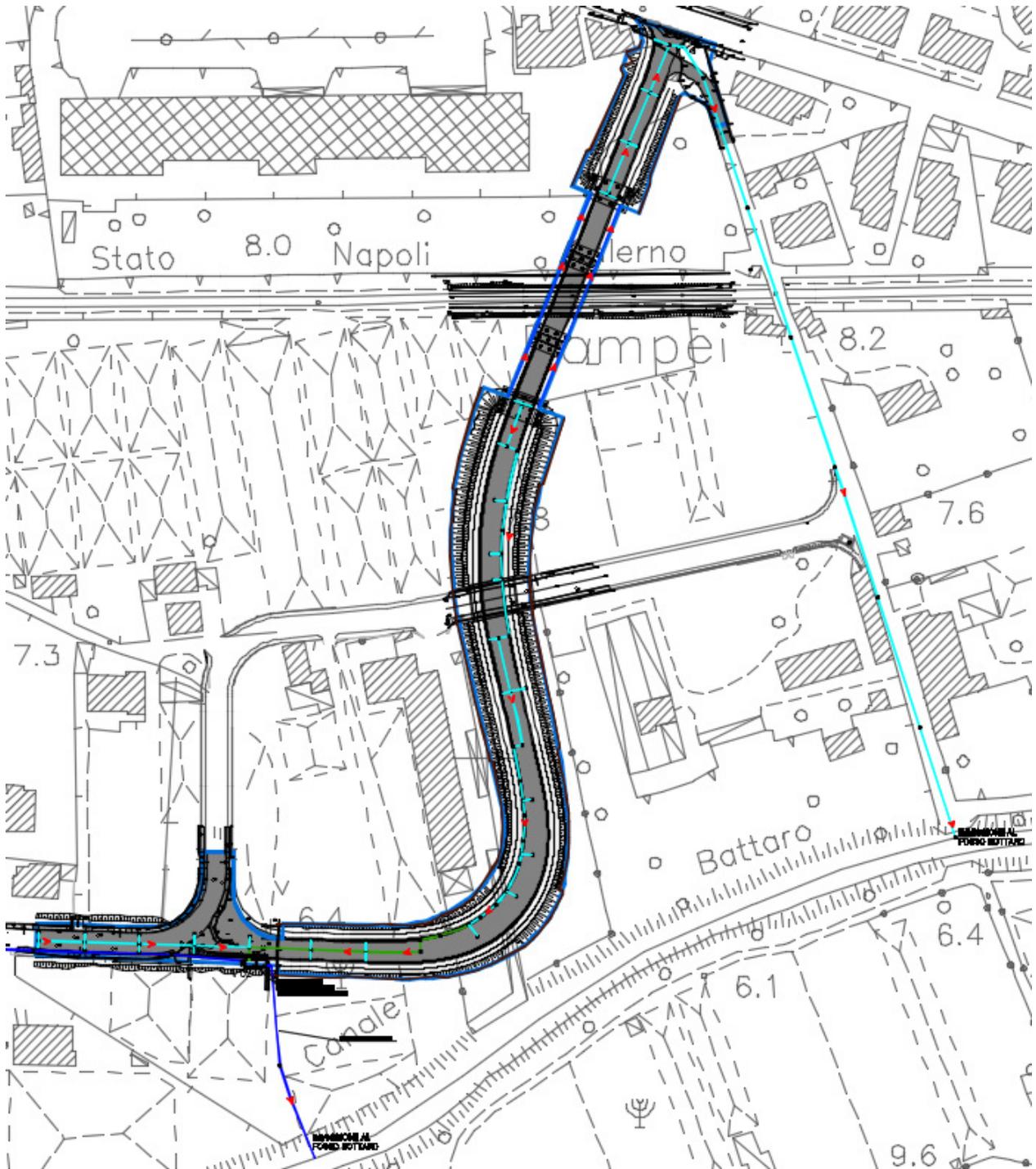


Figura 5 - Schema di drenaggio

Sezione tipo su opera

CATEGORIA F - LOCALE IN AMBITO URBANO DEL D.M. 5/11/2001

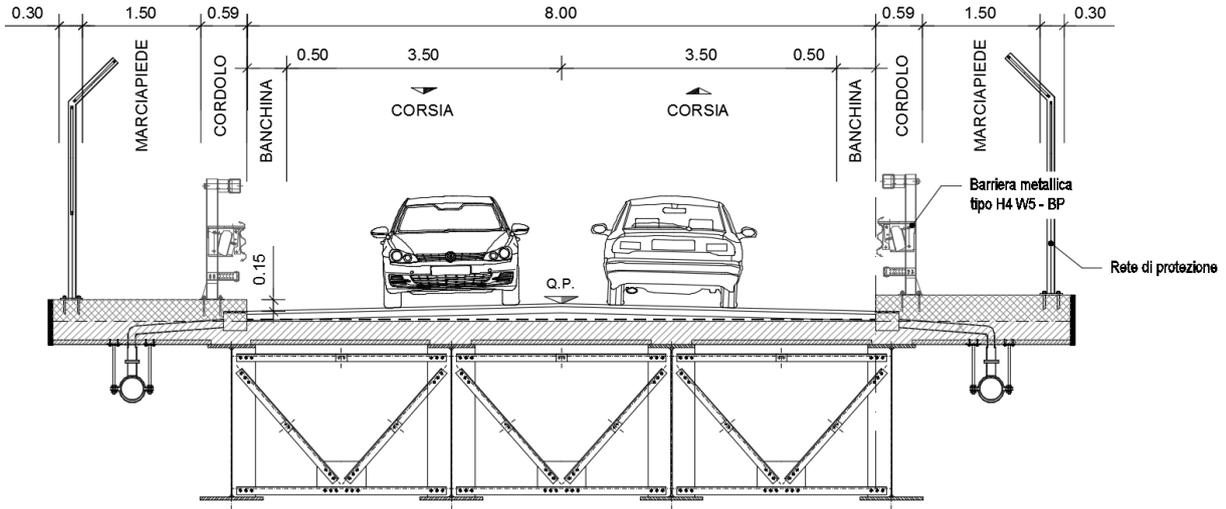


Figura 8 - Sezione cavalciferrovia

DATI RETE				COLLETTORE					INVASO			VERIFICHE	
N _i	N _{i+1}	L	i _{med}	Ks	Diam/B	Diam/H	Tirante	Q	W _p	u	Q _D	G.R.	Fr
ID _N	ID _N	[m]	[m/m]	[mm ^{1/3} s ⁻¹]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m ³]	[l/(s*ha)]	[l/s]	[%]	
0+000	0+020	20.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.074	5.615	0.960	292.446	5.615	27.4%	0.608
0+020	0+040	20.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.104	10.617	0.960	260.529	10.617	38.2%	0.604
0+040	0+060	20.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.126	15.208	0.960	239.103	15.208	46.6%	0.590
0+060	0+080	20.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.146	19.488	0.960	222.930	19.488	54.0%	0.571
0+080	0+100	20.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.165	23.518	0.960	209.893	23.518	60.8%	0.549
0+100	0+120	20.000	0.80%	80	0.343	0.343	0.112	29.832	1.220	258.748	29.832	32.8%	1.265
0+120	0+140	20.000	1.75%	80	0.343	0.343	0.102	36.759	1.274	271.871	36.759	29.8%	1.873
0+140	0+160	20.000	3.05%	80	0.343	0.343	0.144	92.515	1.322	237.853	92.515	42.0%	2.430
0+160	0+180	20.000	4.45%	80	0.271	0.271	0.141	86.226	1.333	254.779	86.226	51.9%	2.721
0+180	0+200	20.000	5.30%	80	0.271	0.271	0.127	79.434	1.316	263.652	79.434	47.0%	3.031
0+200	0+220	20.000	5.40%	80	0.271	0.271	0.120	72.495	1.260	266.002	72.495	44.4%	3.087
0+220	0+240	20.000	5.40%	80	0.271	0.271	0.114	65.791	1.250	270.695	65.791	42.1%	3.108
0+240	0+260	20.000	5.35%	80	0.271	0.271	0.108	59.024	1.250	276.138	59.024	39.7%	3.112
0+260	0+280	20.000	5.40%	80	0.271	0.271	0.100	52.121	1.250	282.588	52.121	37.0%	3.143
0+280	0+300	20.000	5.40%	80	0.271	0.271	0.093	45.056	1.250	289.458	45.056	34.3%	3.155
0+300	0+320	20.000	5.35%	80	0.271	0.271	0.085	37.819	1.250	296.957	37.819	31.4%	3.147
0+320	0+340	20.000	5.05%	80	0.271	0.271	0.077	30.395	1.250	304.638	30.396	28.4%	3.058
0+340	0+360	20.000	3.15%	80	0.271	0.271	0.075	22.779	1.250	306.642	22.780	27.7%	2.414
0+360	0+380	20.000	1.15%	80	0.271	0.271	0.079	15.113	1.250	303.032	15.114	29.0%	1.459
CAVALCAFERROVIA													
0+380	0+400	20.000	0.85%	80	0.269	0.269	0.060	7.538	1.180	319.397	7.538	22.3%	1.243
0+400	0+420	20.000	2.80%	80	0.269	0.269	0.046	7.889	1.180	334.236	7.888	17.0%	2.214
0+420	0+440	20.000	4.85%	80	0.269	0.269	0.056	15.531	1.180	323.834	15.530	20.7%	2.957
0+440	0+460	20.000	6.85%	80	0.269	0.269	0.062	23.014	1.180	317.085	23.014	23.1%	3.536
0+460	0+480	20.000	7.75%	80	0.269	0.269	0.069	30.324	1.180	309.751	30.324	25.7%	3.776
0+480	0+500	20.000	4.40%	80	0.271	0.271	0.089	37.647	1.250	292.929	37.647	32.9%	2.851
0+500	0+515.74	15.740	0.89%	80	0.271	0.271	0.149	42.440	0.984	243.588	42.440	55.1%	1.198

Tabella 3 - Verifica collettori

DATI RETE				COLLETTORE					INVASO			VERIFICHE	
N _i	N _{i+1}	L	i _{med}	Ks	Diam/B	Diam/H	Tirante	Q	W _p	u	Q _p	G.R.	Fr
ID _N	ID _N	[m]	[m/m]	[mm ^{1/3} s ⁻¹]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m ³]	[l/(s*ha)]	[l/s]	[%]	
0+000	0+020	20.000	0.70%	35	0.900	0.900	0.023	4.924	0.960	256.427	4.923	2.6%	0.490
0+020	0+040	20.000	1.10%	35	0.900	0.900	0.030	9.431	0.960	234.769	9.431	3.3%	0.638
0+040	0+060	20.000	0.95%	35	0.900	0.900	0.039	13.482	0.960	210.979	13.482	4.3%	0.616
0+060	0+080	20.000	3.60%	35	0.900	0.900	0.031	17.938	0.960	232.081	17.938	3.4%	1.160
0+080	0+100	20.000	1.20%	35	0.900	0.900	0.048	21.596	0.960	190.514	21.596	5.3%	0.713
0+100	0+120	20.000	1.25%	35	0.900	0.900	0.053	26.520	1.220	201.823	26.520	5.9%	0.738
0+120	0+140	20.000	8.40%	35	0.900	0.900	0.034	32.802	1.274	246.559	32.802	3.8%	1.800
0+140	0+160	20.000	8.85%	35	0.900	0.900	0.046	54.981	1.322	223.367	54.981	5.1%	1.925
0+160	0+180	20.000	1.65%	35	0.900	0.900	0.071	49.075	1.333	181.861	49.075	7.9%	0.880
0+180	0+200	20.000	0.20%	35	0.900	0.900	0.126	44.227	1.316	125.213	44.227	14.0%	0.327
0+200	0+220	20.000	0.20%	35	0.900	0.900	0.120	40.931	1.260	125.887	40.931	13.3%	0.326
0+220	0+240	20.000	0.20%	35	0.900	0.900	0.114	37.758	1.250	129.704	37.759	12.7%	0.324
0+240	0+260	20.000	0.20%	35	0.900	0.900	0.108	34.516	1.250	134.757	34.516	12.0%	0.322
0+260	0+280	20.000	0.20%	35	0.900	0.900	0.102	31.147	1.250	140.613	31.147	11.3%	0.320
0+280	0+300	20.000	2.00%	35	0.900	0.900	0.048	27.632	1.250	215.218	27.632	5.3%	0.919
0+300	0+320	20.000	0.20%	35	0.900	0.900	0.083	22.252	1.250	160.236	22.252	9.3%	0.313
0+320	0+340	20.000	0.50%	35	0.900	0.900	0.056	18.246	1.250	199.138	18.246	6.2%	0.470
0+340	0+360	20.000	1.50%	35	0.900	0.900	0.033	13.267	1.250	247.242	13.267	3.7%	0.758
0+360	0+380	20.000	2.05%	35	0.900	0.900	0.021	7.086	1.250	283.444	7.086	2.3%	0.826
CAVALCAFERROVIA													
0+460	0+480	20.000	0.95%	35	0.900	0.900	0.025	6.317	1.180	267.677	6.317	2.7%	0.576
0+480	0+500	20.000	3.95%	35	0.900	0.900	0.025	13.096	1.250	271.162	13.096	2.7%	1.177
0+500	0+515.74	15.740	12.77%	35	0.900	0.900	0.021	18.631	0.984	281.295	18.631	2.4%	2.072

Tabella 4 - Verifica fossi di guardia

Il recapito finale dove convogliare le acque piovane è rappresentato dal canale Bottaro ubicato a poca distanza delle opere in progetto. Per quanto riguarda lo scarico nel canale, si sono individuati due punti dove sversare le acque raccolte e precisamente: un primo contributo Q1, sarà scaricato subito dopo l'immissione alla nuova viabilità nord in corrispondenza di via Stabiana, nel tratto dove questa corre parallelamente al canale stesso. In secondo contributo Q2 verrà scaricato all'interno del Fosso Bottaro all'altezza di via Sant'Abbondio.

Viste le particolari condizioni plano-altimetriche della zona interessata dal progetto, e data la impossibilità di scaricare per gravità tutte le acque nel recapito individuato, si rende necessaria la realizzazione di n° 1 vasca di accumulo dotata di impianto di pompaggio.

La vasca, denominata V02, è prevista in corrispondenza del km 0+080 circa.

Lo sversamento nel canale avverrà secondo quanto previsto dalle norme che regolano lo scarico delle acque nei corpi idrici superficiali fornite dal Consorzio di Bonifica Integrale – Comprensorio Sarno – che fissano il valore della portata massima scaricabile per punto di scarico pari a $Q_{max}=0.050$ (m³/s). A tal proposito è stato necessario prevedere una vasca volano, rappresentata dalla vasca n°2 la quale ha una duplice funzione: di accumulo e di laminazione delle portate scaricate nel canale. Il convogliamento e lo scarico delle acque avverrà tramite tubazioni in materiale plastico di opportuno

diametro. I punti di scarico nel canale saranno posizionati a una quota tale da non intralciare il normale deflusso delle acque all'interno del canale stesso.

7.3 Nuova viabilità di stazione

Il sistema di drenaggio previsto è costituito da un sistema di raccolta, collettamento e smaltimento delle acque meteoriche afferenti la piattaforma stradale.

In funzione della sezione tipologica sono stati individuate le tipologie di smaltimento delle acque di piattaforma:

- a) Sezioni a raso: è affidato a delle caditoie stradali posizionate lungo la banchina con interasse pari a 20m, collettori in PEAD di diametro variabile compreso tra DN315 e DN500.

Il recapito finale dove convogliare le acque piovane è rappresentato dalla vasca di accumulo denominata V01 che, in caso di riempimento sverserà l'eccesso, tramite un manufatto del troppo pieno, lungo un collettore in PEAD DN315 fino al collettore fognario presente lungo Via Plinio rispettando il principio di invarianza idraulica che permette lo scarico in un canale fognario esistente.



Figura 9 - Schema di drenaggio

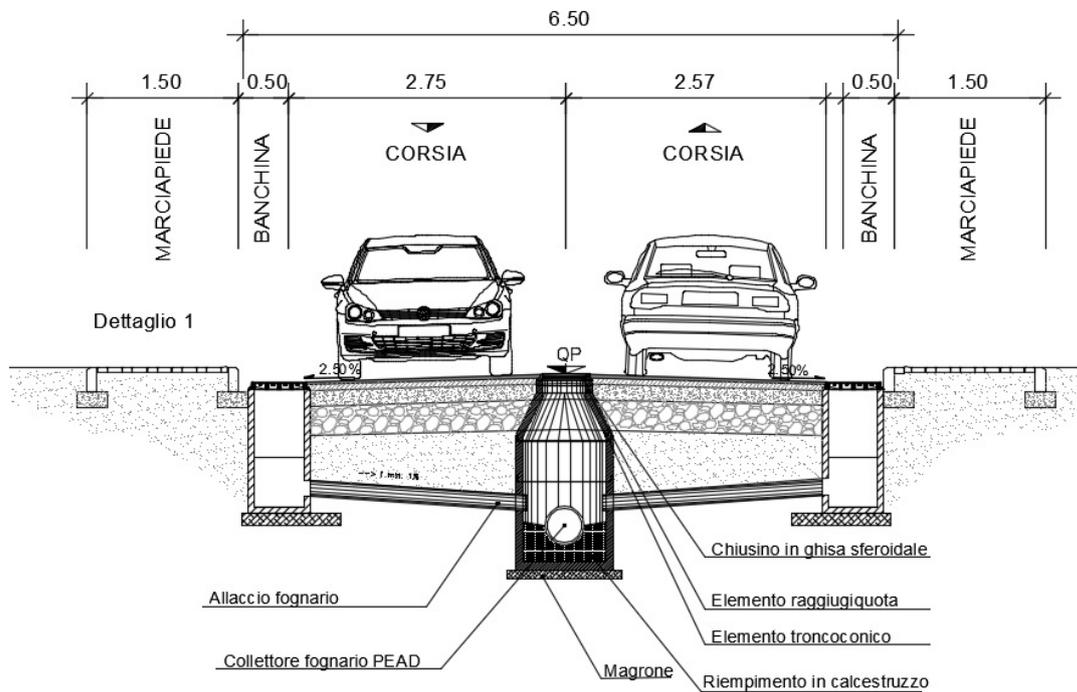


Figura 10 - Sezione in rettifilo

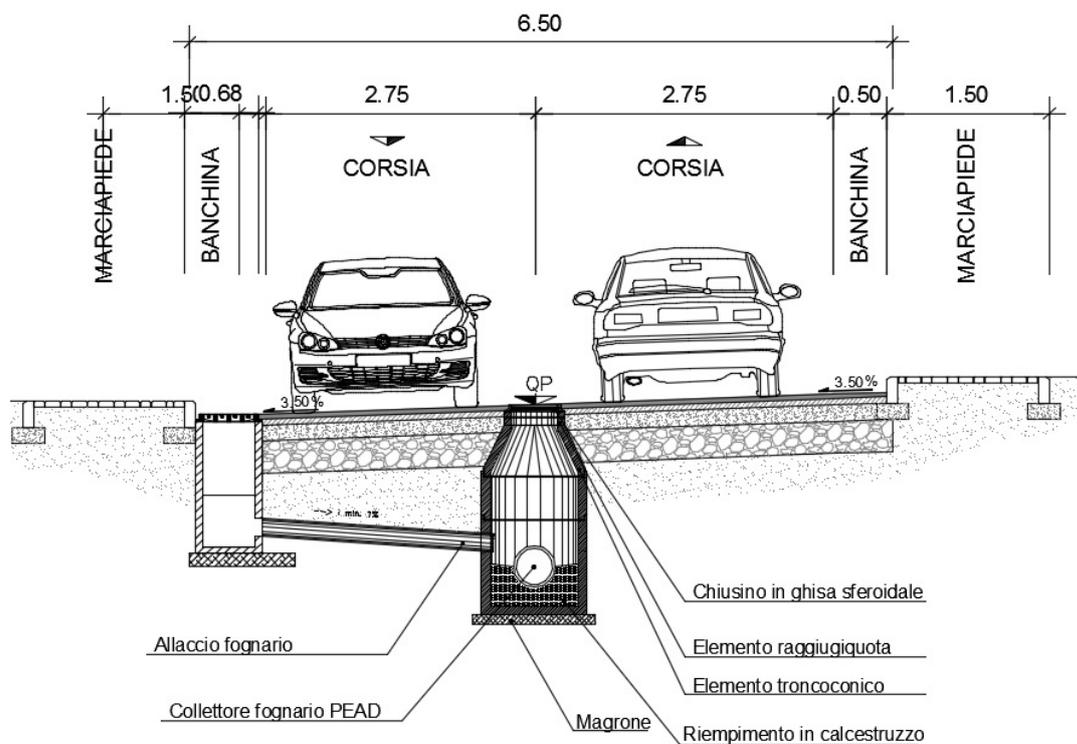


Figura 11 - Sezione in curva

DATI RETE				COLLETTORE					INVASO			VERIFICHE	
N _i	N _{i+1}	L	i _{med}	Ks	Diam/B	Diam/H	Tirante	Q	W _p	u	Q _D	G.R.	Fr
ID _N	ID _N	[m]	[m/m]	[mm ^{1/3} s ⁻¹]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m ³]	[l/(s*ha)]	[l/s]	[%]	
0+000	0+020	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.280	88.520	0.650	84.715	88.521	65.7%	0.571
0+020	0+040	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.277	86.910	0.650	85.601	86.911	64.8%	0.575
0+040	0+060	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.273	85.284	0.650	86.514	85.285	64.0%	0.579
0+060	0+080	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.270	83.641	0.650	87.455	83.641	63.2%	0.583
0+080	0+100	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.266	81.979	0.650	88.427	81.979	62.3%	0.586
0+100	0+120	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.262	80.299	0.650	89.431	80.299	61.4%	0.590
0+120	0+140	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.259	78.600	0.650	90.469	78.600	60.6%	0.593
0+140	0+160	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.255	76.881	0.650	91.545	76.881	59.7%	0.596
0+160	0+180	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.251	75.142	0.650	92.660	75.142	58.8%	0.600
0+180	0+200	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.247	73.381	0.650	93.819	73.381	57.9%	0.603
0+200	0+220	20.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.244	71.599	0.650	95.023	71.598	57.0%	0.606
0+220	0+240	20.000	0.65%	80	0.343	0.343	0.192	69.793	0.650	126.345	69.793	56.0%	1.060
0+240	0+260	20.000	1.35%	80	0.271	0.271	0.176	67.392	0.650	147.366	67.392	65.0%	1.384
0+260	0+280	20.000	1.95%	80	0.271	0.271	0.152	64.592	0.650	160.065	64.592	56.0%	1.765
0+280	0+300	20.000	2.65%	80	0.271	0.271	0.134	61.551	0.650	170.819	61.551	49.6%	2.122
0+300	0+320	20.000	3.35%	80	0.271	0.271	0.122	58.306	0.650	179.576	58.306	44.9%	2.427
0+320	0+340	20.000	3.80%	80	0.271	0.271	0.114	54.894	0.650	185.653	54.894	41.9%	2.608
0+340	0+360	20.000	3.40%	80	0.271	0.271	0.113	51.366	0.650	186.176	51.366	41.7%	2.469
0+360	0+380	20.000	2.80%	80	0.271	0.271	0.115	47.829	0.650	184.928	47.829	42.3%	2.237
0+380	0+400	20.000	2.25%	80	0.271	0.271	0.117	44.315	0.650	183.312	44.315	43.1%	2.001
0+400	0+420	20.000	1.65%	80	0.271	0.271	0.122	40.832	0.650	179.683	40.832	44.9%	1.704
0+420	0+440	20.000	1.10%	80	0.271	0.271	0.130	37.418	0.650	173.827	37.418	47.9%	1.376
0+440	0+460	20.000	0.55%	80	0.271	0.271	0.151	34.116	0.650	160.365	34.116	55.8%	0.938
0+460	0+480	20.000	0.40%	80	0.271	0.271	0.158	31.069	0.650	156.757	31.069	58.2%	0.789
0+480	0+500	20.000	0.40%	80	0.271	0.271	0.148	28.090	0.650	162.271	28.090	54.6%	0.805
0+500	0+520	20.000	0.35%	80	0.271	0.271	0.144	25.007	0.650	164.934	25.007	53.0%	0.759
0+520	0+540	20.000	0.40%	80	0.271	0.271	0.128	21.874	0.650	175.420	21.874	47.1%	0.832
0+540	0+560	20.000	0.35%	80	0.271	0.271	0.121	18.541	0.650	180.392	18.541	44.5%	0.786
0+560	0+580	20.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.126	15.113	0.650	176.598	15.113	46.5%	0.590
0+580	0+600	20.000	0.25%	80	0.271	0.271	0.103	11.758	0.650	194.179	11.758	38.0%	0.675
0+600	0+620	20.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.089	8.068	0.650	205.908	8.068	33.0%	0.608
0+620	0+637.38	17.380	0.92%	80	0.271	0.271	0.044	4.156	0.565	251.719	4.156	16.1%	1.266

Tabella 5 - Verifica collettori

7.4 Nuova Rotatoria e rampa di accesso alla stazione

Il sistema di drenaggio previsto è costituito da un sistema di raccolta, collettamento e smaltimento delle acque meteoriche afferenti la piattaforma stradale.

In funzione della sezione tipologica sono stati individuate le tipologie di smaltimento delle acque di piattaforma:

- a) Sezioni a raso: è affidato a delle caditoie stradali posizionate lungo la banchina, collettori in PEAD DN315.

I collettori della rotatoria verranno agganciati ai collettori di scarico previsti per la rampa di accesso alla stazione, quest'ultimi recapiteranno l'acqua all'interno della vasca di accumulo denominata V01 sopradescritta.

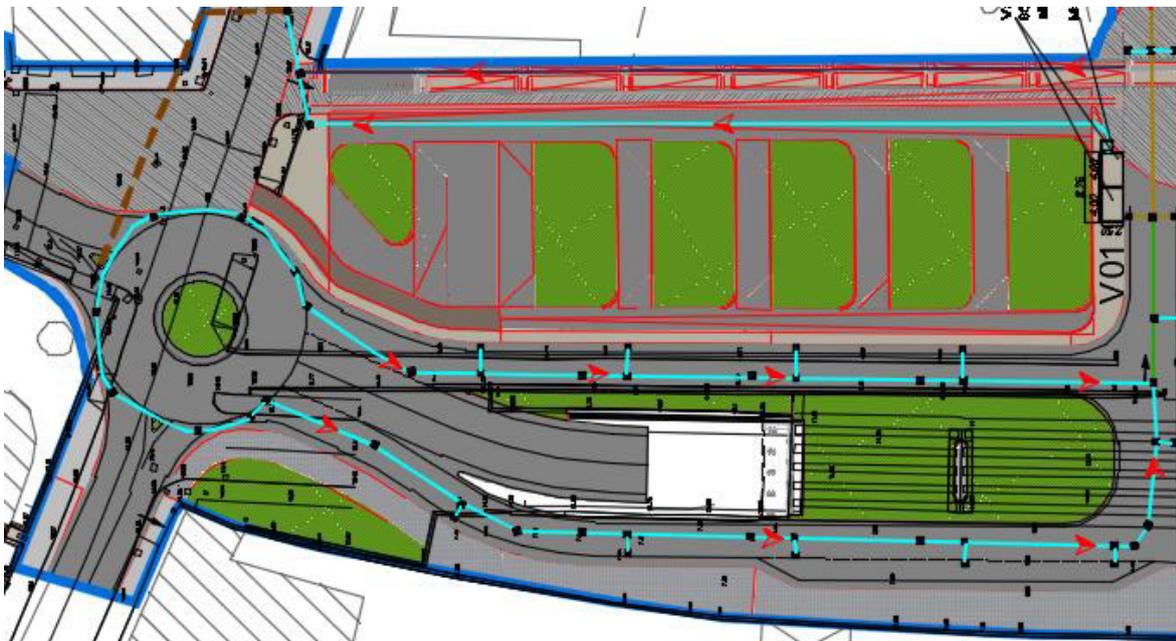


Figura 12 - Schema di drenaggio

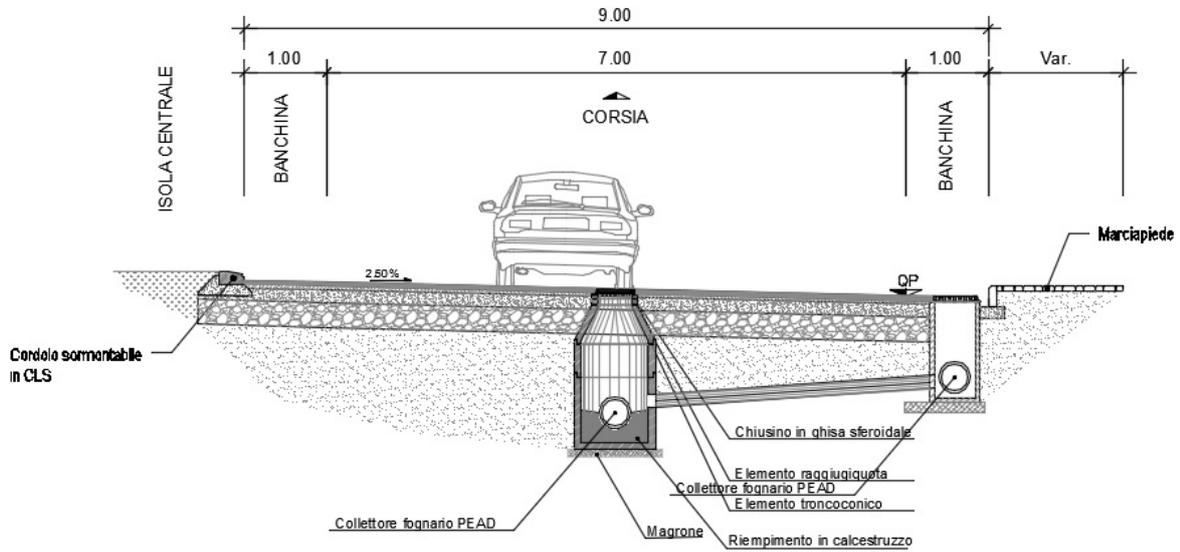


Figura 13 - Sezione nuova rotatoria

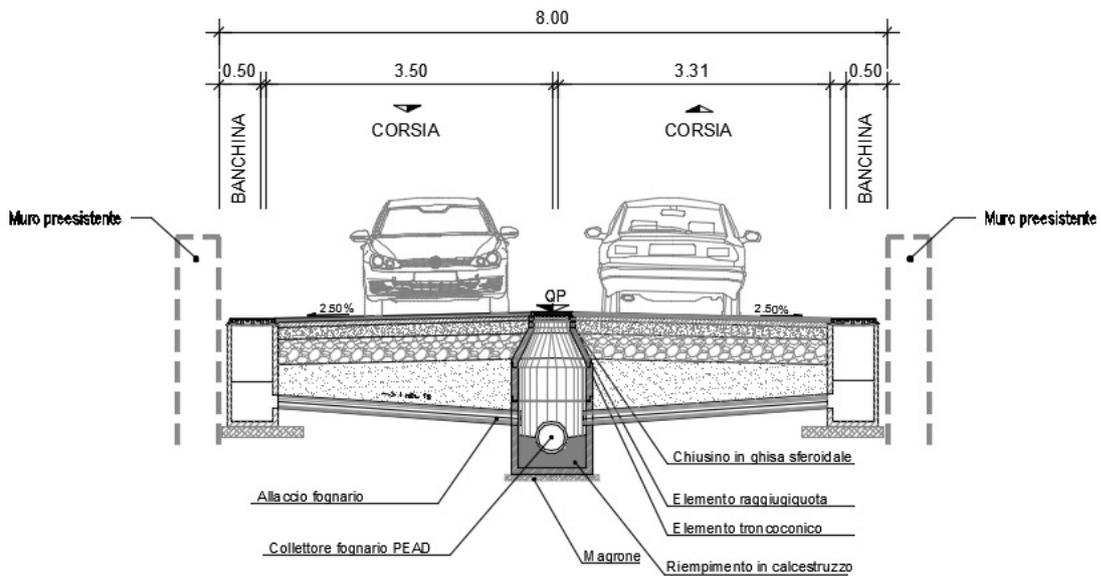


Figura 14 - Sezione viabilità proveniente da cavalcavia preesistente

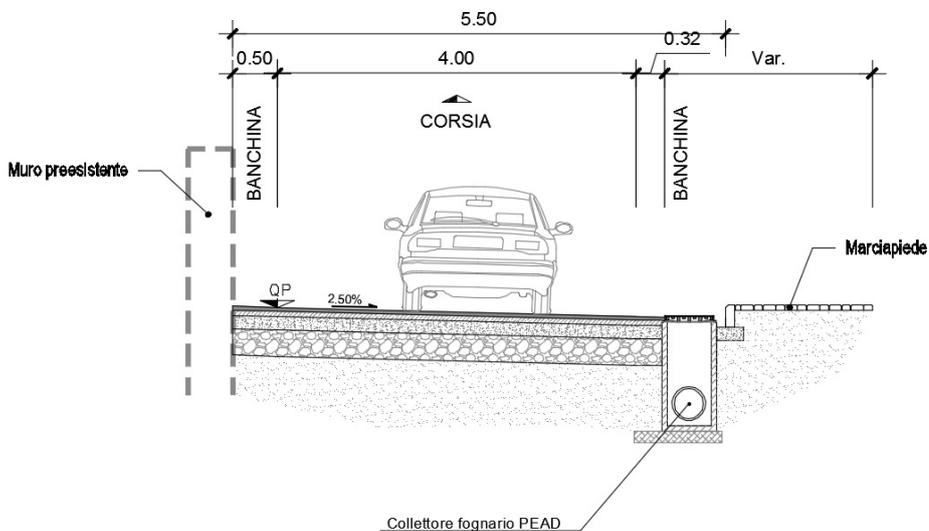


Figura 15 - Sezione rampa di accesso a nuova viabilità (affiancamento muro preesistente)

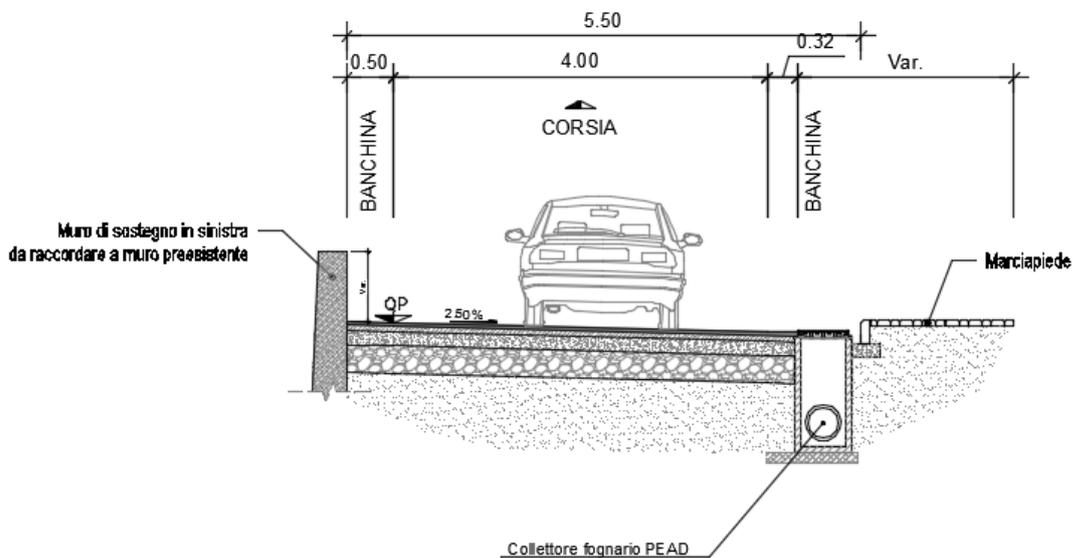


Figura 16 - Sezione rampa di accesso a nuova viabilità (affiancamento muro in sinistra)

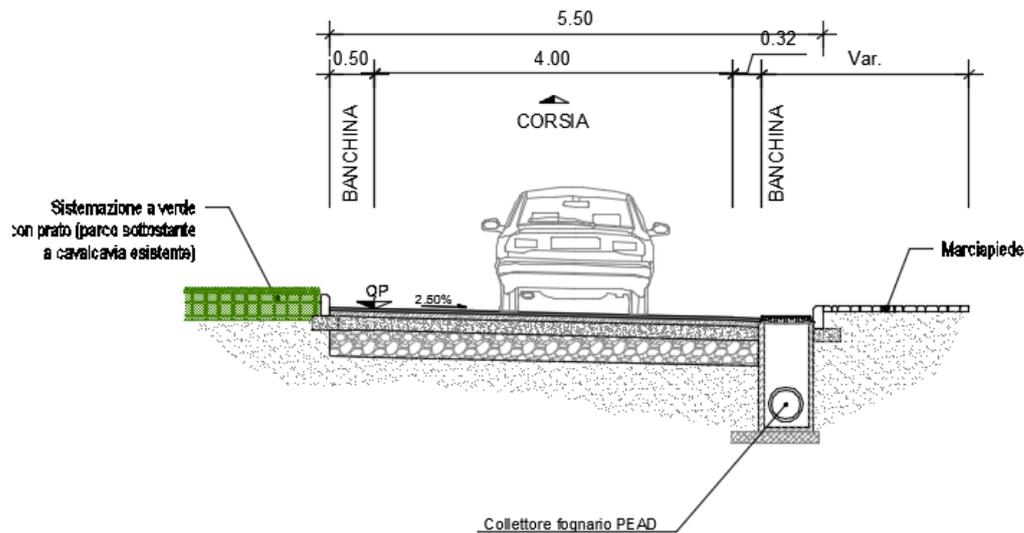


Figura 17 - Sezione rampa d'accesso nuova viabilità (affiancamento a nuova sistemazione a verde)

DATI RETE				COLLETTORE					INVASO			VERIFICHE	
N _i	N _{i+1}	L	i _{med}	K _s	Diam/B	Diam/H	Tirante	Q	W _p	u	Q _p	G.R.	Fr
ID _N	ID _N	[m]	[m/m]	[mm ^{1/3} s ⁻¹]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m ³]	[l/(s*ha)]	[l/s]	[%]	
0+000	0+026	25.820	2.01%	80	0.271	0.271	0.108	36.684	1.291	258.881	36.684	40.0%	1.908
0+026	0+052	26.090	1.57%	80	0.271	0.271	0.127	42.998	1.305	242.007	42.998	46.9%	1.651
0+052	0+063	11.410	3.94%	80	0.271	0.271	0.102	46.021	0.571	264.989	46.022	37.7%	2.683
0+063	0+075	11.430	3.50%	80	0.271	0.271	0.109	48.972	0.572	258.160	48.973	40.3%	2.513
0+075	0+089	13.940	3.08%	80	0.271	0.271	0.117	52.464	0.697	250.445	52.464	43.3%	2.341
0+089	0+103	13.910	3.88%	80	0.271	0.271	0.114	55.989	0.696	253.404	55.989	42.1%	2.635
0+103	0+154	50.340	0.46%	80	0.343	0.343	0.194	59.455	1.384	125.234	59.456	56.5%	0.886

Tabella 6 - Verifica collettori

7.5 Viabilità di accesso al parcheggio

Il sistema di drenaggio previsto è costituito da un sistema di raccolta, collettamento e smaltimento delle acque meteoriche afferenti la piattaforma stradale.

In funzione della sezione tipologica sono stati individuate le tipologie di smaltimento delle acque di piattaforma:

- Sezioni a raso: è affidato a delle caditoie stradali posizionate lungo la banchina, collettori in PEAD DN630.

Il recapito finale dove convogliare le acque piovane è rappresentato dalla vasca di prima pioggia denominata VPP che dopo la depurazione, tramite un collettore convoglia le acque raccolte all'interno della vasca di laminazione V02.

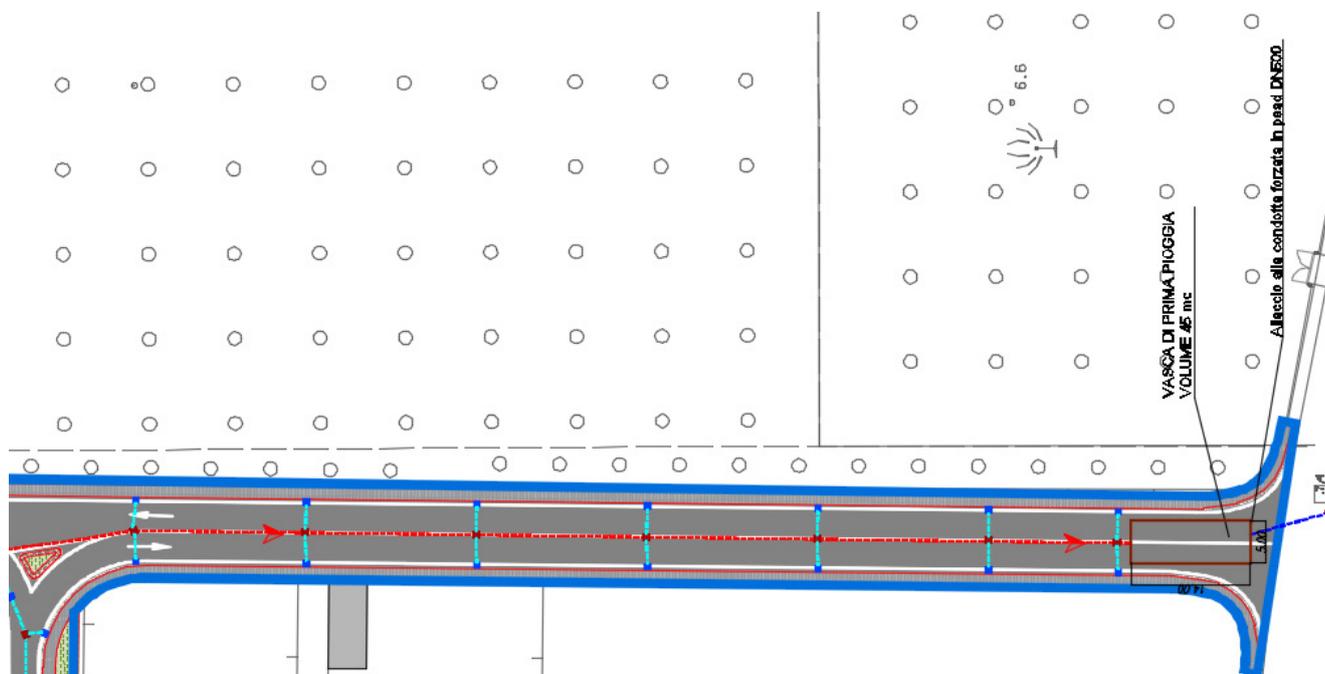


Figura 18 - Schema di drenaggio

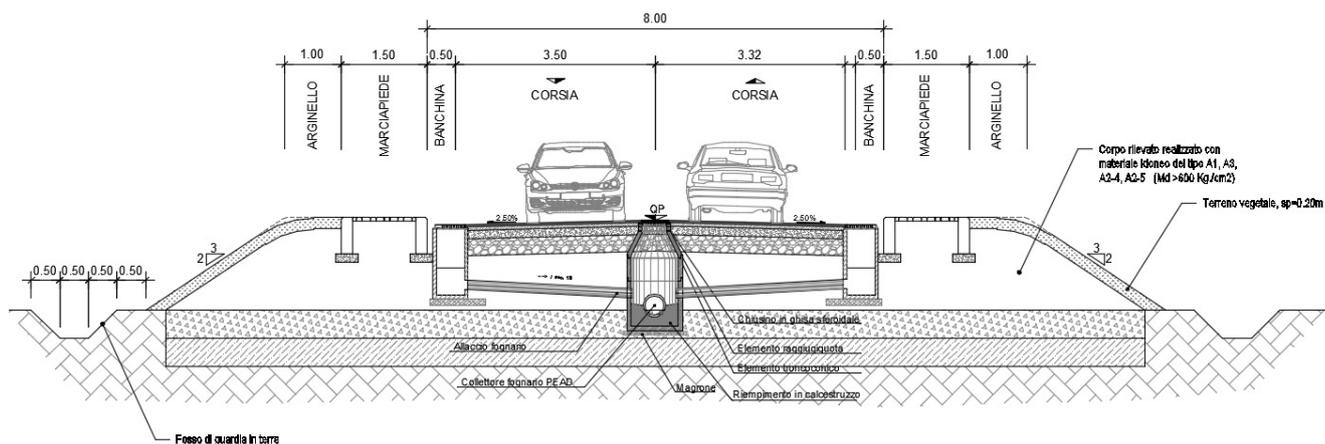


Figura 19 - Sezione viabilità di accesso al parcheggio

DATI RETE		COLLETORE					INVASO			VERIFICHE	
L	i _{med}	Ks	Diam/B	Diam/H	Tirante	Q	W _p	u	Q _p	G.R.	Fr
[m]	[m/m]	[mm ^{1/3} s ⁻¹]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m ³]	[l/(s*ha)]	[l/s]	[%]	
93.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.234	67.038	3.255	112.498	67.038	54.8%	0.614
93.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.150	20.266	2.790	136.193	20.266	55.3%	0.567
93.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.168	24.147	2.790	129.540	24.147	61.9%	0.545
93.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.121	14.078	2.093	175.833	14.078	44.6%	0.594
65.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.081	6.609	1.463	225.964	6.609	29.8%	0.609
45.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.058	3.415	0.720	237.155	3.415	21.3%	0.602
25.000	0.20%	80	0.271	0.271	0.069	4.873	0.875	278.397	4.872	25.5%	0.607
25.000	0.20%	80	0.343	0.343	0.227	49.745	1.250	142.162	49.744	66.1%	0.549
40.000	0.20%	80	0.427	0.427	0.203	52.808	1.280	119.669	52.808	47.5%	0.634
56.000	0.20%	80	0.535	0.535	0.312	135.249	1.260	52.553	135.249	58.3%	0.625
150.000	0.20%	80	0.535	0.535	0.337	151.734	8.250	99.911	151.734	62.9%	0.606

Tabella 7 - Verifica collettori

8 DRENAGGIO DI STAZIONE

Il sistema di drenaggio previsto è costituito da un sistema di raccolta, collettamento e smaltimento delle acque meteoriche afferenti la banchina.

In funzione della sezione di banchina sono stati individuate le tipologie di smaltimento delle acque di piattaforma:

- Sezioni a raso: è affidato a delle caditoie posizionate lungo la banchina, collettori in PEAD di diametro DN315.

Il recapito finale dove convogliare le acque piovane è rappresentato dalla vasca di prima pioggia denominata VPP che dopo la depurazione, tramite un collettore convoglia le acque raccolte all'interno della vasca di laminazione V02 per il binario direzione Napoli, mentre per il lato binario direzione Salerno le acque di banchina defluiscono all'interno della vasca di accumulo V01.

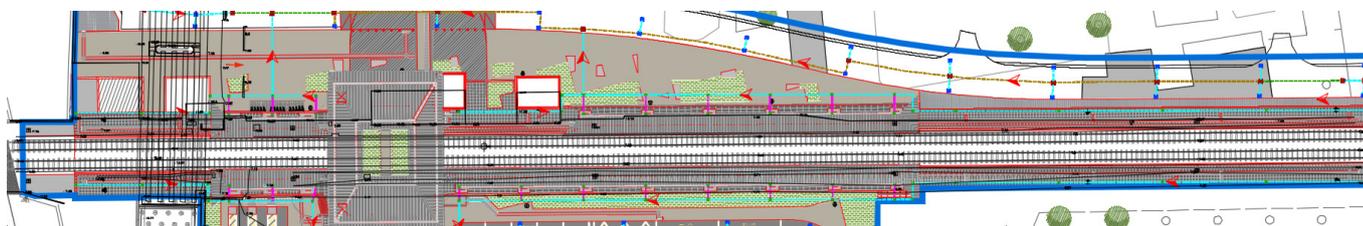


Figura 21 - Schema di drenaggio

VERIFICA COLLETTORI (T=100 anni)														
NODO INIZIALE	NODO FINALE	RAMO	L	Pendenza	I	Area	Qprog.	Scabrezza [K _s]	Dint	Percentuale di riempimento [h/D]	Altezza di riempimento [h]	Qs	V	VER
			(m)	(%)	(m)	(mq)	(l/s)	(m/s ^{1/3})	(mm)	(adim.)	(m)	(l/s)	m/s	(SI/NO)
Marciapiede 1 (NA)														
1		Ramo 1	90	0.20%	3.5	315	17.33	80	315	67%	0.21	40.43	0.7	SI
2		Ramo 2	93	0.20%	3.5	326	17.91	80	315	67%	0.21	40.43	0.7	SI
Stazione		Stazione	20	0.20%	15	300	16.51	80	315	67%	0.21	40.43	0.7	SI
3		Ramo 3	24	0.20%	3.5	85	4.66	80	315	67%	0.21	40.43	0.7	SI
Marciapiede 2 (SA)														
1		Ramo 1	90	0.20%	3.5	315	17.33	80	315	67%	0.21	40.43	0.7	SI
2		Ramo 2	93	0.20%	3.5	326	17.91	80	315	67%	0.21	40.43	0.7	SI
Stazione		Stazione	20	0.20%	15	300	16.51	80	315	67%	0.21	40.43	0.7	SI
3		Ramo 3	24	0.20%	3.5	85	4.66	80	315	67%	0.21	40.43	0.7	SI

Tabella 8 - Verifica collettori di stazione

Il sistema di raccolta delle acque delle pensiline prevede la captazione e l'invio delle acque all'interno dei pluviali presenti su un lato delle colonne. L'acqua raccolta nei pluviali verrà raccolta in pozzetti in cls 40x40cm e inviata al collettore in PEAD previsto per lo smaltimento.

La rete di smaltimento è quindi costituita da:

- Discendenti di opportuno diametro;
- Pozzetti in cls opportunamente dimensionate;
- Tubazioni circolari in PVC di diametri adeguati allo smaltimento idrico.

La superficie della copertura completamente impermeabile ($\varphi=1$) e l'utilizzo di curve con tempi di pioggia minori di un'ora. Data la ridotta superficie del bacino composto dalla banchina si è proceduto ad applicare il metodo razionale considerando un tempo di corrivazione pari a 5min per i collettori e pari a 3 min per i pluviali.

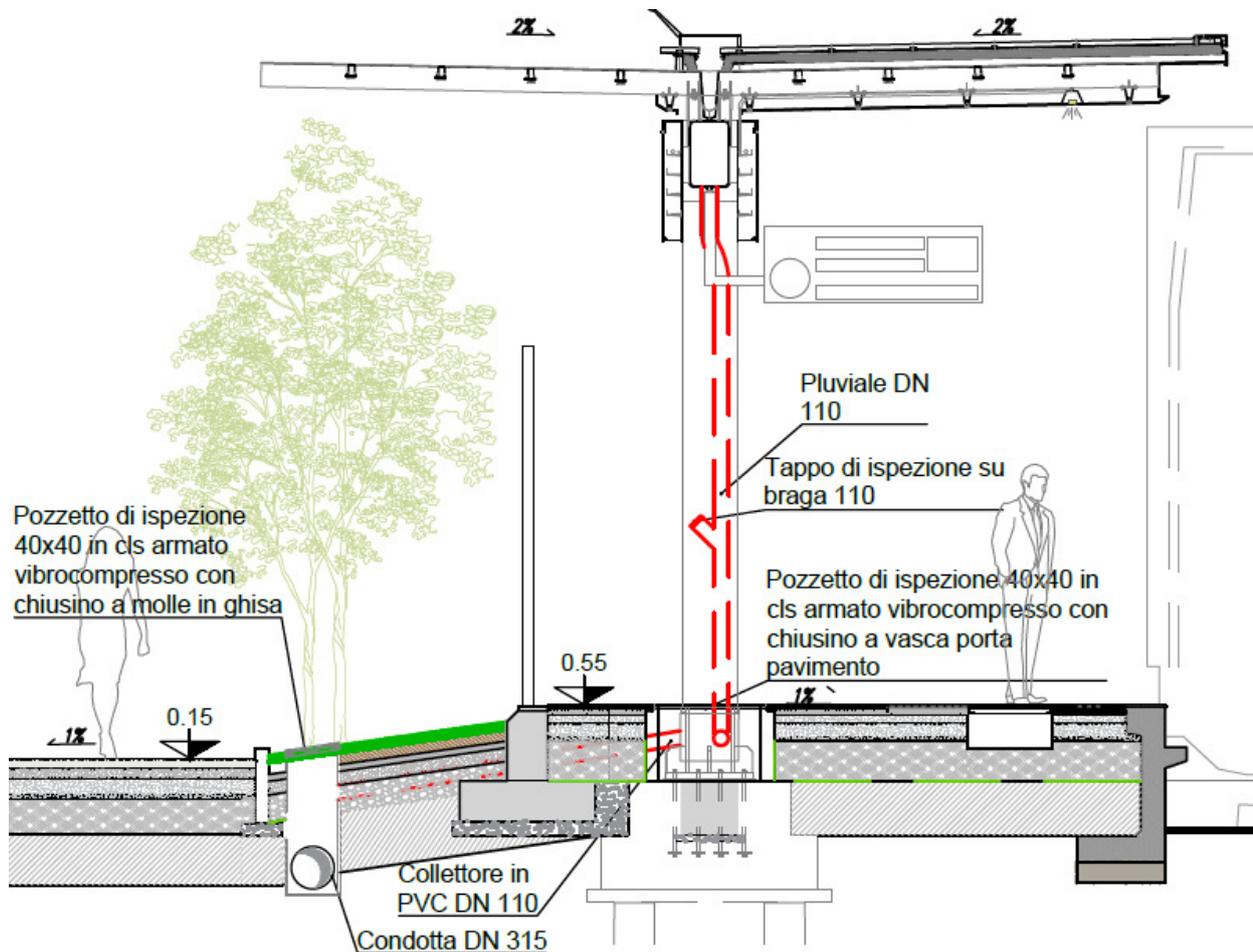


Figura 22 - Schema drenaggio banchina Sud

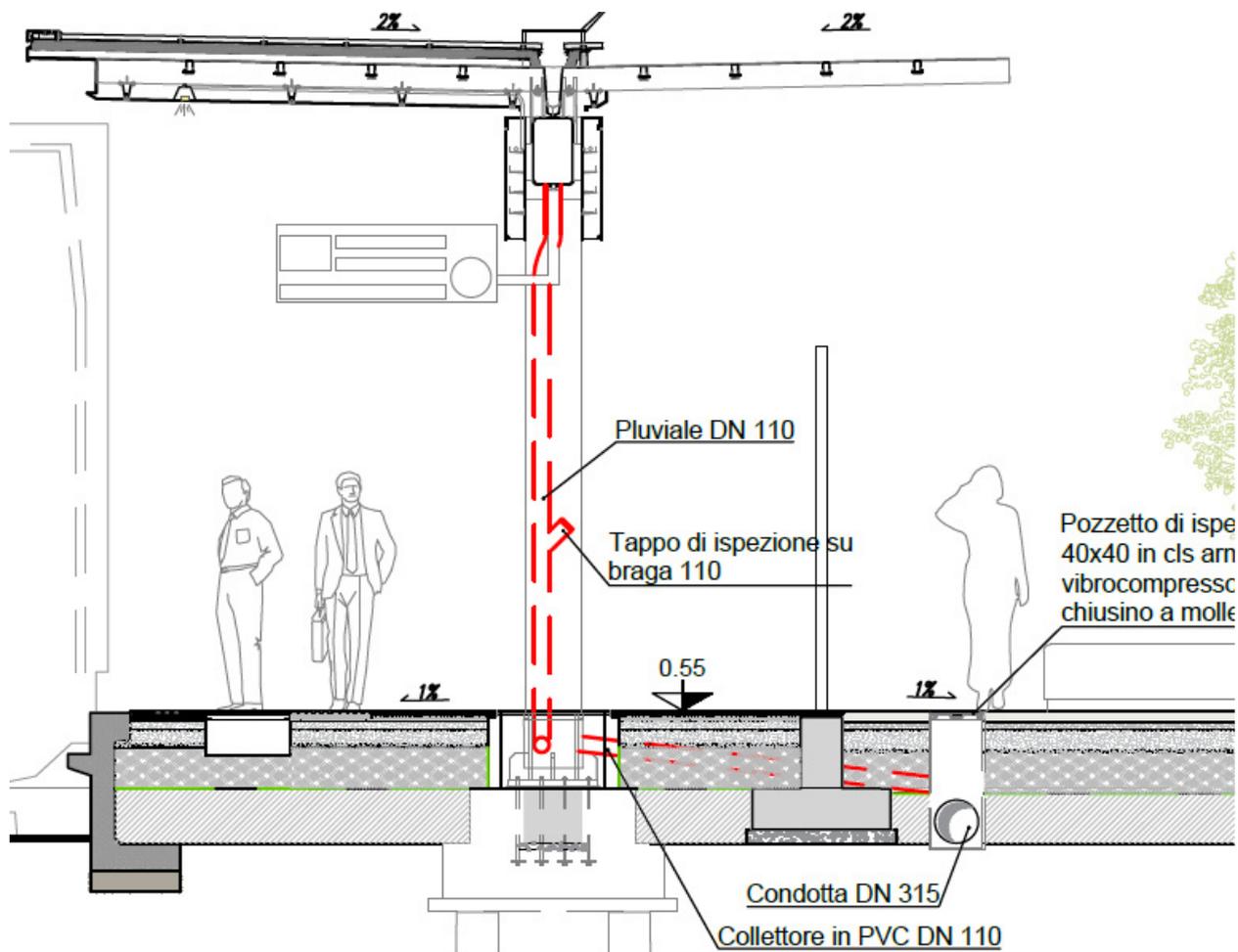


Figura 23 - Schema drenaggio banchina Nord

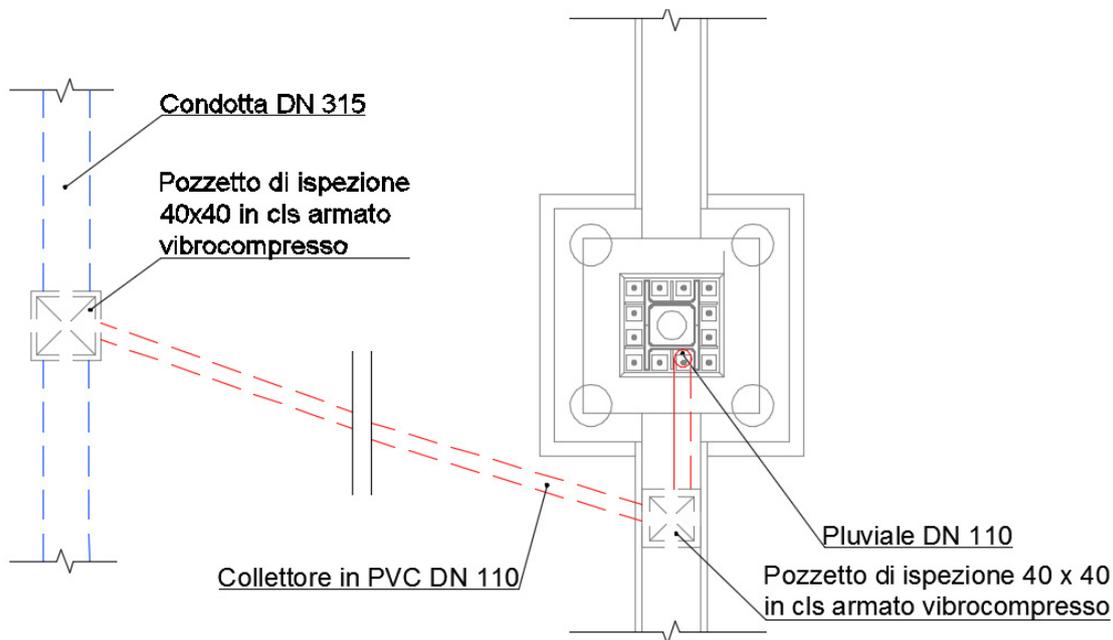


Figura 24 - Schema Pluviale-Collettore

a (coeff. Curva possib. Climatica)		45.93	mm/h
n (esponente Curva possib. Climatica)		0.5	
Tc (tempo di corrivazione)		3	m
Ic (intensità di pioggia critica)		205.41	
fc (coeff. deflusso)		1	
Larghezza pensilina		6.96	m
Interasse pluviali		12	m
Area copertura in mq	s	83.52	m ²
Numero di pluviali	n	1	
Area afferente un pluviale	Sp	83.52	m ²
Portata pluviale	Q	4.77	l/s
Diametro nominale DN	Φ	0.11	m
Altezza dell'acqua	W	0.099	m
Coefficiente di carico alla bocca	Fh	0.4700	
Carico alla bocca di efflusso	h	0.0465	m
Coefficiente di scarico (1 per scarico libero, 0.5 in presenza di filtri)	Ko	1	
Capacità pluviale	Q ₀	50.02	l/s

Tabella 9 - Verifica pluviali aventi interasse 12m

a (coeff. Curva possib. Climatica)		45.93	mm/h
n (esponente Curva possib. Climatica)		0.5	
Tc (tempo di corrivazione)		3	m
Ic (intensità di pioggia critica)		205.41	
fc (coeff. deflusso)		1	
Larghezza pensilina		6.96	m
Interasse pluviali		10	m
Area copertura in mq	s	69.6	m ²
Numero di pluviali	n	1	
Area afferente un pluviale	Sp	69.60	m ²
Portata pluviale	Q	3.97	l/s
Diametro nominale DN	Φ	0.11	m
Altezza dell'acqua	W	0.099	m
Coefficiente di carico alla bocca	Fh	0.4700	
Carico alla bocca di efflusso	h	0.0465	m
Coefficiente di scarico (1 per scarico libero, 0.5 in presenza di filtri)	Ko	1	
Capacità pluviale	Q ₀	50.02	l/s

Tabella 10 - Verifica pluviali aventi interasse 10m

a (coeff. Curva possib. Climatica)		45.93	mm/h
n (esponente Curva possib. Climatica)		0.5	
Tc (tempo di corrivazione)		3	m
Ic (intensità di pioggia critica)		205.41	
fc (coeff. deflusso)		1	
Larghezza pensilina		6.96	m
Interasse pluviali		9.4	m
Area copertura in mq	s	65.424	m ²
Numero di pluviali	n	1	
Area afferente un pluviale	Sp	65.42	m ²
Portata pluviale	Q	3.73	l/s
Diametro nominale DN	Φ	0.11	m
Altezza dell'acqua	W	0.099	m
Coefficiente di carico alla bocca	Fh	0.4700	
Carico alla bocca di efflusso	h	0.0465	m
Coefficiente di scarico (1 per scarico libero, 0.5 in presenza di filtri)	Ko	1	
Capacità pluviale	Q ₀	50.02	l/s

Tabella 11 - Verifica pluviali aventi interasse 9.40m

a (coeff. Curva possib. Climatica)		45.93	mm/h
n (esponente Curva possib. Climatica)		0.5	
Tc (tempo di corrivazione)		3	m
lc (intensità di pioggia critica)		205.41	
fc (coeff. deflusso)		1	
Larghezza pensilina		6.96	m
Interasse pluviali		8.4	m
Area copertura in mq	s	58.464	m ²
Numero di pluviali	n	1	
Area afferente un pluviale	Sp	58.46	m ²
Portata pluviale	Q	3.34	l/s
Diametro nominale DN	Φ	0.11	m
Altezza dell'acqua	W	0.099	m
Coefficiente di carico alla bocca	Fh	0.4700	
Carico alla bocca di efflusso	h	0.0465	m
Coefficiente di scarico (1 per scarico libero, 0.5 in presenza di filtri)	Ko	1	
Capacità pluviale	Q ₀	50.02	l/s

Tabella 12 - Verifica pluviali aventi interasse 8.40m

a (coeff. Curva possib. Climatica)		45.93	mm/h
n (esponente Curva possib. Climatica)		0.5	
Tc (tempo di corrivazione)		3	m
lc (intensità di pioggia critica)		205.41	
fc (coeff. deflusso)		1	
Larghezza pensilina		6.96	m
Interasse pluviali		8.2	m
Area copertura in mq	s	57.072	m ²
Numero di pluviali	n	1	
Area afferente un pluviale	Sp	57.07	m ²
Portata pluviale	Q	3.26	l/s
Diametro nominale DN	Φ	0.11	m
Altezza dell'acqua	W	0.099	m
Coefficiente di carico alla bocca	Fh	0.4700	
Carico alla bocca di efflusso	h	0.0465	m
Coefficiente di scarico (1 per scarico libero, 0.5 in presenza di filtri)	Ko	1	
Capacità pluviale	Q ₀	50.02	l/s

Tabella 13 - Verifica pluviali aventi interasse 8.20m

a (coeff. Curva possib. Climatica Tr=25anni)		45.93	mm/h
n (esponente Curva possib. Climatica Tr=25anni)		0.5	
Tc (tempo di corrivazione)		3	m
lc (intensità di pioggia critica)		205.41	
fc (coeff. deflusso)		1	
Larghezza pensilina			m
Interasse pluviali			m
Area copertura in mq	s	160	m ²
Numero di pluviali	n	1	
Area afferente un pluviale	Sp	160.00	m ²
Portata pluviale	Q	9.13	l/s
Diametro nominale DN	ϕ	0.11	m
Altezza dell'acqua	W	0.099	m
Coefficiente di carico alla bocca	Fh	0.4700	
Carico alla bocca di efflusso	h	0.0465	m
Coefficiente di scarico (1 per scarico libero, 0.5 in presenza di filtri)	Ko	1	
Capacità pluviale	Q ₀	50.02	l/s

Tabella 14 - Verifica pluviali piastra di copertura

8.1 Drenaggio della rampa di accesso pedonale

Il sistema di drenaggio previsto è costituito da un sistema di raccolta, collettamento e smaltimento delle acque meteoriche afferenti la rampa.

In funzione della sezione della rampa sono stati individuate le tipologie di smaltimento delle acque di piattaforma:

- a) è affidato a delle griglie poste in prossimità dei pianerottoli della rampa e un collettore in PEAD di diametro DN200 posto all'interno della trave in acciaio.

Il recapito finale dove convogliare le acque piovane è il collettore fognario esistente su via Plinio.

DATI RETE		COLLETORE					INVASO			VERIFICHE	
L	i _{med}	Ks	Diam/B	Diam/H	Tirante	Q	W _p	u	Q _p	G.R.	Fr
[m]	[m/m]	[mm ^{1/3} s ⁻¹]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[m ³]	[l/(s*ha)]	[l/s]	[%]	
14.750	0.20%	80	0.176	0.176	0.042	1.358	0.235	289.650	1.359	23.8%	0.568
10.000	8.70%	80	0.176	0.176	0.022	2.418	0.159	333.280	2.418	12.6%	3.532
2.000	3.00%	80	0.176	0.176	0.030	2.620	0.032	316.239	2.620	16.9%	2.135
22.000	9.59%	80	0.176	0.176	0.030	4.825	0.350	315.260	4.825	17.2%	3.822
2.000	3.00%	80	0.176	0.176	0.041	5.011	0.032	291.444	5.010	23.3%	2.181
10.000	10.10%	80	0.176	0.176	0.033	5.992	0.159	308.646	5.992	18.9%	3.951
2.000	3.50%	80	0.176	0.176	0.044	6.174	0.032	285.477	6.174	24.9%	2.362
22.000	9.45%	80	0.176	0.176	0.039	8.235	0.350	294.791	8.236	22.4%	3.865
2.000	2.50%	80	0.176	0.176	0.056	8.402	0.032	261.177	8.402	31.8%	2.002
10.000	10.30%	80	0.176	0.176	0.041	9.328	0.159	291.239	9.328	23.4%	4.042
2.000	3.50%	80	0.176	0.176	0.055	9.495	0.032	263.700	9.496	31.0%	2.369
10.000	9.90%	80	0.176	0.176	0.044	10.403	0.159	285.387	10.403	24.9%	3.973

Tabella 15 - Verifica collettori rampa pedonale

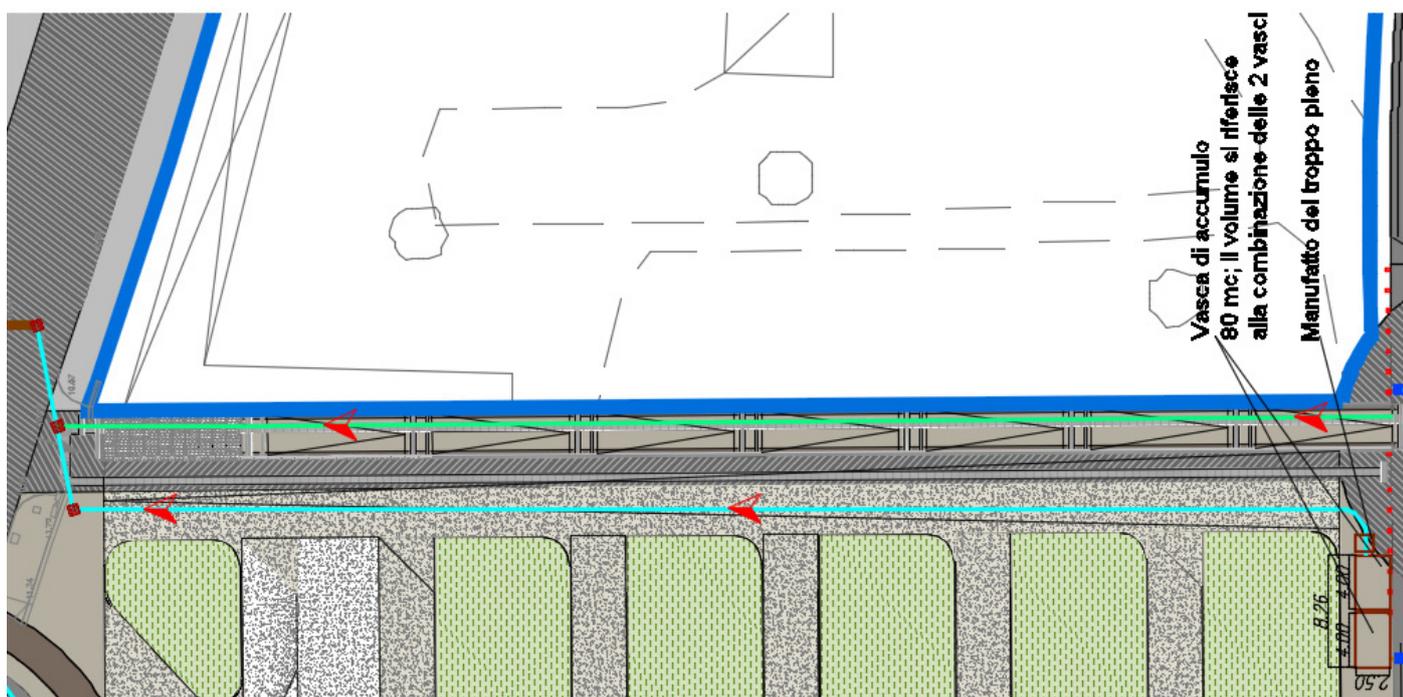


Figura 25 - Schema di drenaggio rampa pedonale

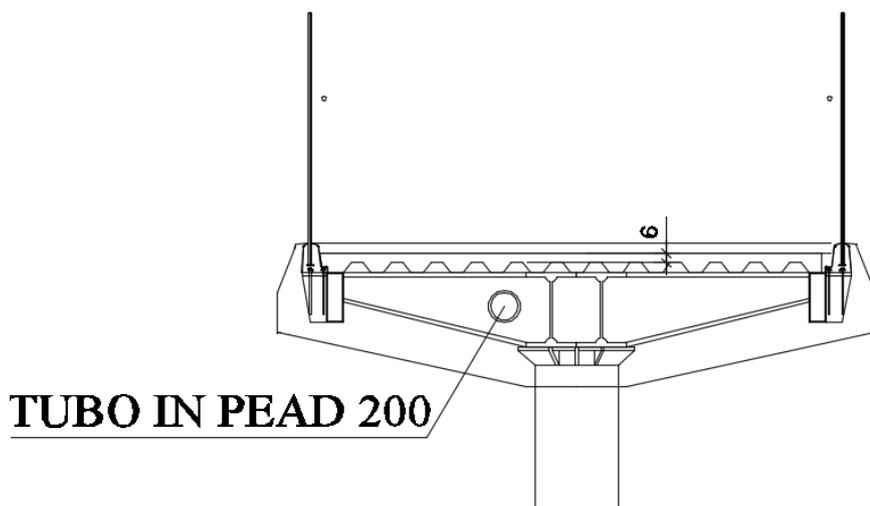


Figura 26 - Passaggio collettore rampa pedonale

9 DIMENSIONAMENTO VASCHE

9.1 Calcolo delle portate di progetto

Il calcolo della portata di progetto viene effettuato secondo le istruzioni tecniche per la stima della portata al colmo di piena, fornite dal Consorzio di Bonifica Integrale – Comprensorio Sarno.

Secondo le sopra citate istruzioni, il calcolo delle portate viene fatto con riferimento alla media dei valori massimi annuali dell'altezza di pioggia che si verifica nella zona interessata dalle opere in progetto, secondo la seguente relazione:

$$Q_{max} = \frac{K_T C_f A m [i_{tr}]}{3.60}$$

dove:

Q_{max} = portata al colmo di piena (m^3/s);

$m [i_{tr}]$ = intensità di pioggia (mm/ora) riferita al tempo di ritardo t_r dell'area scolante;

A = superficie scolante (km^2);

C_f = coefficiente di riduzione, adimensionale, dipendente dalla permeabilità dell'area scolante assunto pari a 0.9 per pavimentazioni bitumate e 0.60 per i marciapiedi.

$$m[i_{tr}] = \frac{m[hd]}{t_r}$$

definito come intensità di pioggia riferita al tempo di ritardo dell'area scolante (media dei massimi annuali).

$$m[hd] = \frac{m[I_o]t_r}{(1 + t_r/d_c)C - DZ}$$

media dei massimi annuali di altezza di pioggia.

Con $m[I_o]$ pari a 83.80 (mm).

$$t_r = 1.25 \sqrt{A/(3.6c)} \text{ [ore];}$$

$d_c=0.3312$;

$C=0.7031$;

$D=0.000077381$;

$Z=25$ m s.l.m.

K_t = fattore di crescita che per un periodo di ritorno $T = 25$ anni è pari a 2.17.

Precipitazione annua media in Italia Stazioni pluviometriche: 2372 (1 stazione ogni 126 km²)

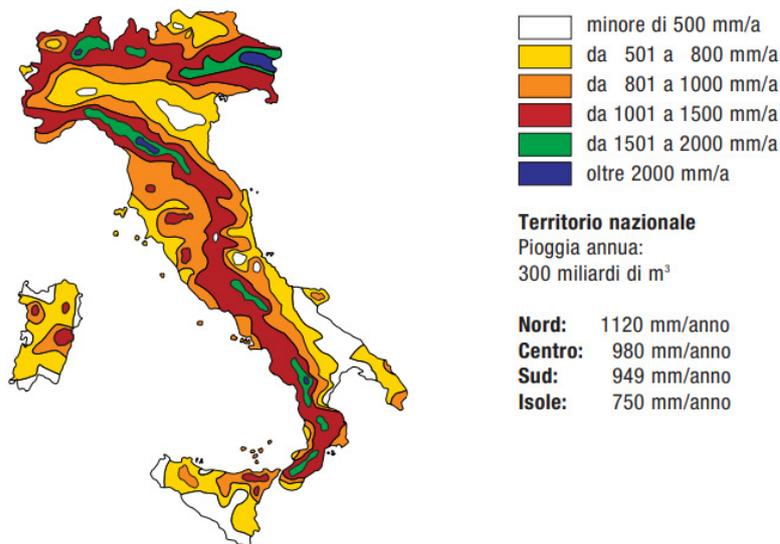


Tabella 16 - Tabella delle precipitazioni annuali medie in Italia

A	[km ²]	0.012	Area Scolante
Cf	[---]	0.90	Coefficiente di riduzione
m[lo]	[mm]	83.80	Altezza di pioggia
m[hd]	[mm]	1.74	Media massimi annuali
tr	[ore]	0.022	Tempo di ritardo
C	[---]	0.70	
D	[---]	0.000077	
dc	[---]	0.331200	
Z	[m]	25.00	Altezza media sul mare
Kt	[---]	2.17	Fattore di crescita
m[i _{tr}]	[mm/h]	80.25	Intensità di pioggia
c	[m/s]	1.75	Celerità di propagazione piena

Tabella 17 - Parametri geometrici

Il valore della portata di progetto Q_{max} necessario per il proporzionamento delle varie opere idrauliche viene fatto per singoli contributi a seconda dove verrà scaricata l'acqua raccolta e delle opere impegnate a tale scopo.

9.1.1 Vasca di accumulo V01

Il calcolo di Q_1 viene fatto in funzione di quella parte di aree scolanti che sono poste a monte della sezione di calcolo.

Per il dimensionamento della vasca di accumulo ci si basa sul valore della portata in ingresso, della portata sollevata dalle pompe, e sull'intervallo di tempo trascorso tra due attacchi successivi delle pompe stesse che viene assunto pari a 6 minuti (10 attacchi all'ora). Dall'equazione di continuità:

volume di acqua in entrata = volume di acqua sollevato dalle pompe in un intervallo di tempo necessario allo svuotamento della vasca, si ottiene il valore del volume utile massimo da assegnare alla vasca secondo la seguente relazione:

$$V_{utile} = Q_p \cdot T_p / 4$$

$$Q_p = 2Q_1 = 1.04 \text{ (m}^3\text{/s)};$$

$$Q_1 = 0.52 \text{ (m}^3\text{/s)} = \text{portata in ingresso alla vasca};$$

$$T_p = 6 \text{ minuti} \rightarrow 360 \text{ s.}$$

Per il dimensionamento della vasca volano si assume l'idrogramma di piena di progetto di forma triangolare con base pari a 3 volte il valore del tempo di ritardo $B = 3 \cdot t_r$ e altezza pari al valore massimo della portata in ingresso $H = Q_1$, dall'idrogramma di piena di progetto, si ricava il valore del volume di acqua in ingresso alla vasca come area sottesa:

$$V_{ing} = 3Q_1 t_r / 2$$

b*	[ore]	0.07	Base idrogramma di piena
h*	[m ³ /s]	0.52	Altezza idrogramma di piena
V _i	[m ³]	61.3	Volume in ingresso
W	[m ³]	61.32	Volume vasca
W _{eff}	[m ³]	65.00	Volume effettivo
W _{comm}	[m ³]	80.00	Volume commerciale

Tabella 18 - Dimensioni vasca di accumulo

9.1.2 Vasca di laminazione V02

L'acqua accumulata nella vasca n°2 viene convogliata nel canale Bottaro tramite un impianto di pompaggio. Vista la necessità di contenere la portata scaricata al di sotto del valore di $Q=0.050\text{m}^3/\text{s}$ (secondo quanto previsto dalle norme che regolano lo scarico delle acque nei corpi idrici superficiali, fornite dal Consorzio di Bonifica Integrale – Comprensorio Sarno), si è resa necessaria la realizzazione di una vasca con duplice funzione: accumulo per le acque in ingresso, e di volano per le acque in uscita, in modo da operare un'azione di laminazione dell'acqua restituita.

Le portate in ingresso alla vasca sono date dalla somma della portata derivante la vasca di prima pioggia posta nel nuovo parcheggio di stazione e dalla nuova viabilità nord. La somma totale entrate alla vasca è pari a $0.65\text{ m}^3/\text{s}$.

Pertanto, fissato $Q_{\text{umax}} = 0.050\text{ m}^3/\text{s}$ come massimo valore della portata in uscita dalla vasca, per il dimensionamento della vasca volano si assume l'idrogramma di piena di progetto di forma triangolare con base pari a 3 volte il valore del tempo di ritardo $B = 3t_r$ e altezza pari al valore massimo della portata in ingresso $H = Q_2 = 0.65\text{m}^3/\text{s}$.

Dall'idrogramma di piena di progetto si ricava il valore del volume di acqua in ingresso alla vasca come area sottesa.

$$V_{in} = 3Q_2 t_r / 2$$

Noto il valore del volume di acqua in ingresso alla vasca, dalla formula di Marone si può ricavare il valore del volume di invaso da assegnare alla vasca stessa:

noto il rapporto di laminazione η , dalla relazione:

$$\eta = 1 - (W/W_{in})$$

Con

$$\eta = Q_u/Q_{in}$$

Questa vasca sarà realizzata in due compartimenti di uguali dimensioni uguali, i due compartimenti sono comunicanti tramite un'apertura nel setto centrale e dotati di pendenza di fondo.

Nota la portata massima da scaricare dalla vasca, dalla formula valida per le luci a battente, si ricavano le dimensioni dello scarico da realizzare sul fondo vasca:

$$Q = C_c A \sqrt{2gh}$$

dove:

Q è la portata in uscita dallo scarico;

C_c è il coefficiente di contrazione della vena liquida assunto pari a 0.6;

A è l'area della luce di scarico;

h è il tirante idraulico sullo scarico pari a 1.50 metri.

Essendo la portata Q imposta e pari a 0.050 m³/s si ricava l'area della luce di scarico:

$$A = \frac{Q}{C_c \sqrt{2gh}}$$

Qu	[m ³ /s]	0.05	Portata in uscita
Qi	[m ³ /s]	0.65	Portata in ingresso
A	[km ²]	0.015	Area Scolante
Cf	[---]	0.90	Coefficiente di riduzione
m[lo]	[mm]	83.80	Altezza di pioggia
m[hd]	[mm]	1.94	Media massimi annuali
tr	[ore]	0.024	Tempo di ritardo
C	[---]	0.70	
D	[---]	0.000077	
dc	[---]	0.331200	
Z	[m]	25.00	Altezza media sul mare
Kt	[---]	2.170000	Fattore di crescita
m[i _{tr}]	[mm/h]	79.84	Intensità di pioggia
c	[m/s]	1.75	Celerità di propagazione piena
b*	[ore]	0.07	Base idrogramma di piena
h*	[m ³ /s]	0.65	Altezza idrogramma di piena
V _i	[m ³]	85.3	Volume in ingresso
η	[---]	0.08	Rapporto di laminazione
W	[m ³]	78.69	Volume vasca
W _{eff}	[m ³]	80.00	Volume effettivo

Tabella 19 - Geometria vasca di laminazione

Cc	[---]	0.6	Coefficiente contrazione
A	[m ²]	0.015	Area luce scarico
g	[m/s]	9.81	Accelerazione di gravità
h	[m]	1.5	Tirante allo scarico
Q	[m ³ /s]	0.05	Portata in uscita scarico
D	[m]	0.14	Diametro circolare scarico

Tabella 20 - Geometria luce a battente

9.1.3 Vasca di prima pioggia

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale defluite nei primi istanti di un evento di precipitazione e caratterizzate da elevate concentrazioni di sostanze inquinanti, spesso addirittura superiori a quelle registrate negli stessi reflui in condizioni ordinarie. A seguito degli eventi di precipitazione, infatti, le acque meteoriche operano il dilavamento delle superfici urbane causando il trasporto in fognatura di sostanze inquinanti tra le quali, principalmente, solidi sedimentabili (organici o inorganici), elementi contenenti nutrienti, batteri, oli, grassi e metalli pesanti; tale fenomeno di dilavamento è noto con il nome di first flush.

Come fonte diretta i veicoli contribuiscono all'apporto di metalli pesanti attraverso gli scarichi delle auto, l'usura delle parti meccaniche in movimento e la perdita di oli e grassi lubrificanti; come fonte indiretta contribuisce all'apporto di solidi attraverso l'erosione dei manti stradali e il trasporto di sedimenti. Un'altra fonte di inquinamento della piattaforma stradale è rappresentata dall'atmosfera: durante i periodi di tempo secco si verifica il deposito di polveri, mentre durante gli eventi di precipitazione avviene il dilavamento sia del particolato atmosferico che di composti disciolti.

Gli agenti inquinanti presenti nelle acque di piattaforma si possono, pertanto, suddividere nelle seguenti classi:

- Metalli pesanti, associati al traffico e prodotti dal consumo di parti di veicoli;
- Nutrienti, per lo più di origine atmosferica;
- Sali, soprattutto cloruri, provenienti dalle operazioni di spargimento dei sali disgelanti effettuate durante i mesi invernali;
- Idrocarburi, derivanti dalla cessione di fluidi da parte dei veicoli e da prodotti di combustione.

Numerosi studi evidenziano che uno dei maggiori contributi al carico inquinante trascinato dalle acque di prima pioggia è legato al trasporto solido rappresentato dai solidi sospesi.

Il trasporto solido nella prima metà dello sfioro può trasportare fino al 70% del carico totale e comunque le concentrazioni di inquinanti sono più marcate per le sostanze sospese che per quelle disciolte [Weeks, 1982, Australia].

Il progetto del sistema di trattamento delle acque meteoriche superficiali è basato sulla considerazione che il possibile inquinamento di queste avvenga principalmente nella prima caduta di acque piovane dopo un periodo di secco (di qui la definizione di acque di “prima pioggia”), per effetto del dilavamento e trascinarsi di polveri e sostanze oleose presenti sulla superficie delle pavimentazioni.

9.1.3.1.1 Descrizione del sistema di trattamento delle acque di prima pioggia

Il sistema di raccolta delle acque di piattaforma è costituito da caditoie posizionate a bordo della piattaforma e da collettori per l’allontanamento delle acque ed il loro convogliamento alle vasche di prima pioggia. All’ingresso di queste è prevista la realizzazione di un pozzetto scolmatore che permette l’ingresso al sistema di trattamento delle sole acque di prima pioggia scaricando direttamente nel recapito individuato le restanti.

Le vasche di prima pioggia saranno composte dalle seguenti apparecchiature principali, complete di raccordi ed accessori necessari al loro corretto funzionamento:

- un pozzetto sfioratore/scolmatore per il controllo della portata derivata;
- una camera di dissabbiatura per la separazione dei materiali pesanti;
- un separatore/disoleatore di tipo statico per la separazione dei liquidi leggeri.

Il pozzetto scolmatore è costituito da una soglia tarata, avente cioè un’altezza calibrata sulla massima portata derivata, tale da limitare l’ingresso al sistema di trattamento della sola portata di prima pioggia. Il carico idraulico in eccesso sarà allontanato dalla tubazione di bypass che verrà convogliata direttamente al corpo idrico recettore.

La camera di dissabbiatura rappresenta il primo trattamento in cui avviene la separazione statica di elementi inquinanti ad alto peso specifico. In questa camera vengono trattenute le sostanze di maggiore densità (come ad es. inerti, gomma, sabbia, ecc.) proteggendo il disoleatore da possibili intasamenti. e consentire la sedimentazione naturale delle particelle più pesanti sul fondo del manufatto. La rimozione del materiale sedimentato sarà effettuata mediante autosurgito.

A valle del dissabbiatore è previsto un separatore/disoleatore di sostanze “leggere” (oli, benzine, ecc.) di tipo statico, con estrazione manuale periodica dei residui.

Il suo funzionamento è fondato sul principio del galleggiamento delle sostanze a più basso peso specifico rispetto a quello dell’acqua (densità di $0,8 \div 0,85 \text{ g/cm}^3$).

Il manufatto dovrà essere realizzato con impiego di calcestruzzo additivato per essere reso impermeabile e resistente all'aggressione dei liquidi. Le pareti interne dovranno essere trattate con resine antiolio e gli elementi metallici saranno in acciaio INOX AISI 304.

La vasca, finalizzata alla sedimentazione delle acque di prima pioggia drenate dalla piattaforma stradale, è stata posizionata in prossimità del punto di minimo del tracciato e collegata opportunamente al recapito finale.

Come detto sopra, per quanto riguarda la portata di progetto per le acque di prima pioggia, si è preso come riferimento quanto previsto dalla legge regionale della Lombardia n° 62/85, che recita:

“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. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate.”

Nel presente progetto, al fine di ottenere l'effettiva area contribuente che raggiunge i presidi idraulici per il successivo trattamento è stato considerato un coefficiente di deflusso globale pari a 0,8.

Sulla base di tale criterio, si è calcolata la portata di prima pioggia per la vasca indicata con Q in l/s assumendo una lama d'acqua di 5 mm per una durata di 15 min uniformemente distribuita su tutta la superficie.

Si è quindi determinata la portata massima derivante dell'evento di pioggia relativo adottato per la verifica dei collettori (Tr=25 anni).

$$Q_{pp} = S_{pp}i(t_c)$$

dove S_{pp} è la superficie drenante afferente alla vasca e $i(t_c)$ è l'intensità di pioggia associata alla durata.

Si è fissato inoltre che il volume di sversamento possa defluire nella vasca con una portata pari a quella massima consentibile da un collettore di una singola carreggiata, sezione piena con una pendenza pari a $i=0.02$. Sulla base della portata di prima pioggia si è quindi proceduto alla determinazione della lunghezza della vasca.

Facendo ricorso alla legge di Stokes, la velocità di sedimentazione è pari a:

$$V_s = \frac{g}{18} (\gamma_s - \gamma_w) \cdot \frac{D^2}{\mu}$$

Ove

- V_s = velocità di sedimentazione, in cm/s
- g = accelerazione di gravità = 981 cm/s²
- γ_s = peso specifico delle particelle
- γ_w = peso specifico dell'acqua
- D = diametro della particella, in mm
- μ = viscosità cinematica dell'acqua, in centistokes (1 centistokes = 0.01 cm²/s)

Con riferimento ad una vasca rettangolare, il tempo di percorrenza orizzontale vale:

Nei tratti in curva della viabilità principale è inserita in corrispondenza della barriera centrale una canaletta di raccolta rettangolare, che evita lo scolo della semicarreggiata superiore nella sottostante.

$$t_1 = \frac{V}{L} = L \cdot h \cdot \frac{b}{Q}$$

mentre il tempo di caduta verticale è $t_2 = h/V_s$

evidentemente $t_1 = t_2$, per cui si ha che la lunghezza è pari a:

$$L = h \cdot \frac{Q}{V_s \cdot b \cdot h}$$

Per quanto riguarda le modalità di transito dell'acqua e/o del carburante da stoccare nelle vasche, si è imposto che il tempo di detenzione minimo sia pari a 4 minuti con una velocità massima dell'acqua, nel tratto ove avviene la separazione oli/acque, pari a 0,05 m/s. Tale limiti sono stati prefissati in maniera tale che la componente olio/carburante, più leggera, possa salire in superficie.

Il funzionamento idraulico è di tipo statico che, come detto, determina la separazione del fluido acqua dagli idrocarburi e sostanze flottanti presenti in ragione del diverso peso specifico. La disposizione di un primo filtro a pacchi lamellari tra la sezione di sedimentazione e quella di disoleazione permette una prima selezione di particelle a grana molto fine che si trovano in sospensione nel refluo. Successivamente la separazione degli idrocarburi e degli olii viene garantita mediante l'utilizzo di apposito filtro a coalescenza di tipo superficiale.

Nella seguente tabella vengono riportati i parametri della VPP:

CARATTERISTICHE AREA DA TRATTARE		
Area superficie impermeabile [m ²] =		8645
Altezza di pioggia considerata [mm] =	h_{pp}	5
Durata di "prima pioggia" [min] =		15
Coefficiente di afflusso =	C_a	0.9
Coefficiente di ritardo =	C_c	0.59
Superficie effettiva da trattare [m ²] =		7780.5
PARAMETRI IDROLOGICI		
Tr [anni] =		25
a (LSPP) =		45.93
n (LSPP) =		0.26
Durata di pioggia [ore] =		1
Altezza di pioggia [mm] =	$h = a t^n$	45.930
Intensità di pioggia [mm/ora] =	$i = h / t_p$	45.93
Intensità di pioggia [l/(s * m ²)] =		0.0128
PARAMETRI FANGHI DA SMALTIRE		
Densità olio [g/cm ³] =	d_o	0.85
Tempo di separazione [min] =	t_s	16.60
Coefficiente quantità di fango	C_f	100

CALCOLO VOLUMI/PORTATE IN GIOCO		
Volume di prima pioggia [m ³] =	$V_{pp} = A h_{pp} C_A$	38.903
Portata di prima pioggia [m ³ /s] =	$Q_{pp} = V_{pp}/t_{pp}$	0.0432
Portata di prima pioggia da trattare [l/s] =		43.23
Volume di sedimentazione [m ³] =	$V_{sed} = Q_{pp} C_f$	4.32
Volume vasca impianto di trattamento [m ³] =	$V_{tot} = V_{pp} + V_{sep}$	43.23
CALCOLO DIMENSIONI VASCA		
Larghezza vasca [m]		3.00
Altezza vasca [m]		1.50
Lunghezza vasca [m]		13.50
Volume vasca		60.75

DIMENSIONE IMPIANTO TRATTAMENTO		
SEPARATORE FANGHI		
Nr. Vasche		1.00
Diametro [m] =		2.00
Area di base [m ²] =	$A = \pi r^2$	3.14
Altezza [m] =		1.60
Volume trattato dalla singola vasca [m ³] =	$V = A h$	5.03
Volume trattato totale [m ³] =		5.03
DISOLEATORE CON FILTRO A COALESCENZA		
Nr. Vasche		4.00
Diametro [m] =		1.50
Area di base [m ²] =	$A = \pi r^2$	1.77
Altezza [m] =		1.02
Portata trattata [l/s] =		30
Superficie in grado di trattare [m ²] =		9405.6
Volume in grado di trattare [m ³] =		47.03

Tabella 21 - Vasca di prima pioggia

9.1.4 Materiale da sedimentazione

Come più volte ripetuto, nel processo di trattamento delle acque meteoriche provenienti dal dilavamento della pavimentazione stradale si ha la precipitazione sul fondo delle vasche dei solidi sospesi nei reflui stoccati che nel tempo forma un rilevante strato di materiale sedimentato: i materiali sedimentati possono inficiare il regolare funzionamento idraulico del sistema di accumulo, riducendo in maniera significativa il volume effettivamente disponibile per la raccolta delle acque convogliate.

Il materiale solido sedimentabile si presenta costituito da diverse componenti, prevalentemente di natura inorganica (sabbia, argilla), ma spesso anche organica (residui alimentari, vegetali, deiezioni di animali). Tale situazione potrà essere rilevata riscontrando, mediante un'asta rigida di opportuna lunghezza, la consistenza melmosa dell'acqua residua, ovvero segnalata implicitamente dall'insorgere della caratteristica e fastidiosa maleodorazione da fermentazione organica.

La manutenzione del comparto consiste nell'allontanamento della miscela stessa fino al completo svuotamento del comparto e nel suo lavaggio con acqua in pressione (operazioni agevolmente effettuabile mediante un camion da espurgo, autorizzato al trasporto di rifiuti e dotato di lancia ad alta pressione "canal-jet"). La periodicità con cui si renderà necessaria l'operazione di pulizia sopradescritta varierà in relazione al grado di pulizia delle strade e dell'efficienza dei dispositivi di intercettazione meccanica (canalette, caditoie, pozzetti, etc.).



Figura 27 - Automezzi in opera per la rimozione ed il trasporto dei solidi sedimentati

La pulizia delle vasche dovrà avvenire immediatamente dopo il procedimento di ispezione visiva e le successive valutazioni predette, relativamente al grado di riempimento delle stesse, mediante rimozione dei fanghi posti sul fondo ad opera di ditta specializzata ed autorizzata e secondo la seguente procedura:

- a) aspirazione sino al massimo limite inferiore ammissibile con idoneo gruppo di pompaggio, di cui deve essere dotato l'automezzo a disposizione della ditta esecutrice delle operazioni di pulizia, in funzione delle dimensioni delle vasche e del grado di riempimento.
- b) Trattandosi di vasca interrata, sarà opportuno valutare preliminarmente la presenza iniziale di eventuale gas e riportarne i valori su modulo cartaceo. Una volta rilevato il rischio di presenza di sacche immerse di sostanze gassose, dovrà essere posizionato il gruppo di estrazione (pompaggio) aria dall'interno con idoneo ventilatore antideflagrante; tale operazione proseguirà per tutta l'attività di pulizia della vasca.
- c) Aspirazione del materiale contenuto con attrezzatura Canal Jet Omologata a norma dotata di filtro antistatico ed antideflagrante montato su decompressore e dotato d'idonea messa a terra; l'operazione avverrà senza accesso di personale all'interno della vasca e procederà sino a quando non sarà più possibile aspirare materiale. In questa fase di lavorazione dovrà essere

messo a punto un adeguato sistema di filtrazione delle acque e del fango evitando di intasare le tubazioni dell'autospurgo con materiale galleggiante non idoneo al carico (plastica, nylon, sughero, legno ecc...). Tutto questo materiale sarà confezionato successivamente in idonei big-bags politenati nella fase di operazioni con discesa degli operatori in vasca.

- d) A seguire gli operatori della ditta incaricata (con opportuna dotazione di sicurezza DPI consistente in tuta in tyvek protech con cappuccio, guanti resistenti ad abrasivi e corrosivi, occhiali protettivi, semi maschera facciale con filtri specifici, calzature antiscivolo antinfortunistiche, casco antinfortunistico, cintura di sicurezza con cordino di trattenuta L= 1,5 metri) procederanno alle operazioni di lavaggio interno alla vasca con le seguenti modalità:
- prova di gas-free con idoneo strumento multigas prima e durante le varie fasi per verifica ossigeno (O₂) ed esplosività (EX);
 - lavaggio con tecnologia "Mitra Rotante" ad alta efficienza ed alta pressione; l'operazione di lavaggio sarà eseguita partendo dall'alto e pertanto saranno pulite le pareti a scendere sino sul fondo. Tale operazione avverrà con l'ausilio di idoneo trabattello mobile tipo leggero con hmax 4 metri utili;
 - recupero dei big-bags confezionati;
 - tutte le lavorazioni dovranno essere seguite da un tecnico Responsabile della ditta esecutrice, che dovrà essere presente durante l'esecuzione dei lavori e dovranno essere eseguite dopo aver ottenuto regolare autorizzazione da parte del Titolare della gestione dell'impianto di accumulo e trattamento delle acque meteoriche in parola con richiesta di autorizzazione all'accesso di persone e mezzi. Ogni lavorazione dovrà essere eseguita nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia di sicurezza del personale, delle attrezzature e delle normative ambientali (D.Lgs. 81/08 salute e sicurezza dei lavoratori sul luogo di lavoro e Legge Quadro Ambientale n.152/2006).

La ditta specializzata provvederà direttamente alla classificazione dei fanghi raccolti, e ad organizzare lo smaltimento in centro di ritiro autorizzato.

10 SISTEMAZIONE DI IRRIGAZIONE

Il sistema di raccolta delle acque piovane utilizza per la laminazione la vasca V01.

I volumi disponibili della vasca serviranno a garantire una importante riserva idrica per il mantenimento delle aree a verde. Per l'irrigazione inoltre è previsto un punto di allaccio alla rete idrica al fine di sopperire alla eventualità di avere esaurito l'acqua piovana stoccata tramite valvola una motorizzata che permette l'alimentazione della rete di irrigazione da acquedotto. Il punto di allaccio è previsto su via Plinio all'altezza della nuova rotatoria.

Per il calcolo litri a metro quadrato necessari all'irrigazione, si è individuato un intervallo di tempo di accensione impianto; per il calcolo dei litri a metro quadrato, funzione della tipologia di flora si sono stimati circa $Q_{m2} = 5 \text{ l/m}^2$.

Il tempo di irrigazione risulta pari a:

$$T_i = \frac{Q_{m2} \times 60}{36} = 8.33 \approx 8 \text{ minuti/m}^2$$

La quantità di acqua necessaria risulta pari a $5 \text{ l/m}^2 \times 1095 \text{ m}^2 = 5475 \text{ litri} \rightarrow 5.5 \text{ m}^3$

11 SISTEMAZIONE DI SMALTIMENTO ACQUE NERE

I nuovi fabbricati di stazione sono soggetti a presidio continuativo e necessitano di adeguati impianti sanitari e, quindi, di un sistema di raccolta e allontanamento delle acque reflue.

La tipologia di trattamento e di smaltimento dei liquami è funzione delle condizioni al contorno; in particolare, per il trattamento dei liquami provenienti dagli scarichi presenti all'interno dei fabbricati si utilizza una vasca Imhoff.

11.1 Sistema di raccolta acque nere

Il dimensionamento del sistema di raccolta delle acque reflue è stato effettuato studiando la composizione degli ambienti e sulla base di riferimenti normativi e valori di letteratura sono stati stimati gli abitanti equivalenti. Sulla base dei modelli disponibili in commercio sono stati proposti sistemi con le dimensioni minime da prevedere per il corretto trattamento delle acque.

Abitanti equivalenti.

Il concetto di Abitante Equivalente (AE) è utile per esprimere il carico di una particolare utenza dell'impianto di depurazione, in termini omogenei e confrontabili con le utenze civili. L'equivalenza si può riferire al carico idraulico, o al carico in solidi sospesi o, nel caso più frequente, al carico organico espresso come BOD5.

E' un concetto convenzionale basato su un apporto medio di un utente tipo pari a 60 g/BOD5 per abitante (D.Lvo 152/2006) ma estremamente utile in quanto permette di confrontare facilmente il carico di varie utenze anche molto eterogenee tra loro, esprimendo ciascuna utenza con il suo carico di "abitanti equivalenti".

Nel caso in esame il numero di abitanti equivalenti è stato assunto pari a 30 per WC per un totale di 180 abitanti equivalenti, mentre si è stimata una dotazione idrica giornaliera pari a 250l/ab/g.

Ogni apparecchio sanitario sarà dotato di sistema di scarico a sifone in modo da evitare la fuoriuscita nell'ambiente di cattivi odori provenienti dalla rete di scarico. I collettori di scarico orizzontale dovranno avere una pendenza minima del 0.5% per ridurre il deposito di liquami che possono determinare un intasamento delle tubazioni. Tutte le tubazioni di scarico saranno dotate di una rete di ventilazione in modo da garantire il corretto allontanamento delle acque di scarico. Nelle tubazioni saranno installate delle ispezioni per rendere l'impianto di facile manutenzione e pulizia.

11.2 Sistema di trattamento acque nere

Gli scarichi di acque reflue urbane sono distinti in funzione delle dimensioni dell'agglomerato urbano a monte e riferiti agli abitanti equivalenti serviti. Sono assimilate alle acque reflue domestiche le acque reflue (comma 7 dell'art. 101 del D.Lgs. 152/06) provenienti da imprese dedicate alla coltivazione del terreno e della silvicoltura, allevamento del bestiame, imprese che esercitano la trasformazione o valorizzazione della produzione agricola, con materia prima lavorata prevalentemente aziendale, impianti di acqua coltura e di piscicoltura (in relazione alla densità di allevamento).

Esistono di fatto solo due grandi tipologie di impianti di trattamento per le acque di scarico:

- Impianti trattamento acque civili o assimilabili alle civili di tipo biologico;
- Impianti di trattamento delle acque industriali di tipo chimico/fisico.

In base alla tipologia di acqua reflua e soprattutto di impianto di depurazione sono diverse le casistiche e le scelte del corpo ricettore degli scarichi, in particolare:

- Acque superficiali (Acque costiere, acque di estuario, acque dolci);
- Suolo e strati superficiali del sottosuolo;
- Acque sotterranee e sottosuolo;
- Rete fognaria.

Nel progetto in essere le acque di scarico sono civili, assimilabili alle civili di tipo biologico. Per il trattamento dei liquami provenienti dagli scarichi presenti all'interno dei fabbricati si utilizza una vasca Imhoff mentre per lo smaltimento finale dell'acqua trattata è previsto l'allaccio ai collettori stradali.

FOSSA IMHOFF

Le vasche settiche di tipo Imhoff, devono essere costruite a regola d'arte, sia per proteggere il terreno circostante e l'eventuale falda, in quanto sono anch'esse completamente interrato, sia per permettere un idoneo attraversamento del liquame nel primo scomparto, permettere un'adeguata raccolta del fango nel secondo scomparto sottostante e l'uscita continua, come l'entrata, del liquame chiarificato. Il liquame grezzo entra con continuità, mentre quello chiarificato esce.

Le fosse Imhoff devono avere accesso dall'alto a mezzo di apposito vano ed essere munite di idoneo tubo di ventilazione e devono avere una capacità di 250 litri per abitante equivalente, così ripartite:

- comparto di sedimentazione/decantatore capacità di 40/50 litri per a.e.
- comparto di digestione capacità di 100/120 litri pro capite in caso di almeno due estrazioni all'anno, per le vasche più piccole è consigliabile adottare 180/200 litri per a.e. con un'estrazione all'anno.

Le normative vigenti prevedono come requisiti minimi per la depurazione delle acque reflue domestiche che non recapitano in reti fognarie, il trattamento in fosse Imhoff; stabiliscono inoltre i limiti di accettabilità dello scarico dopo le operazioni di trattamento.

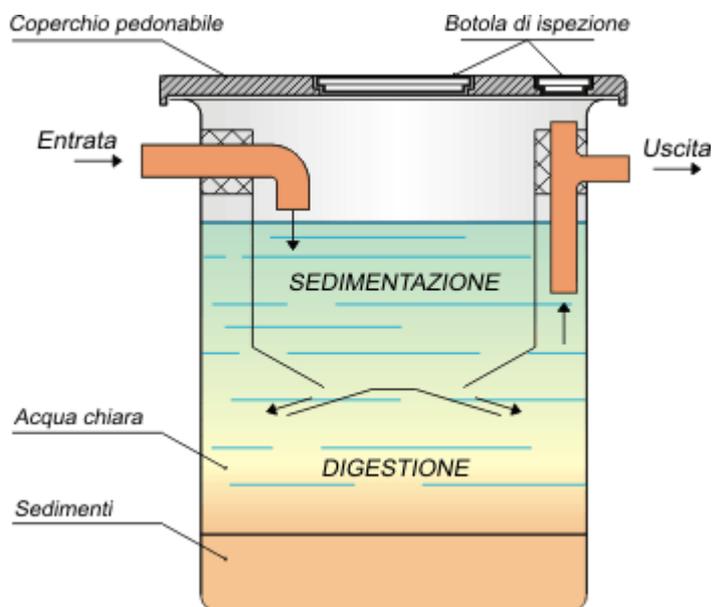


Figura 28 - Fossa Imhoff

n°WC	6 [-]
n° A.E. per WC	30 [-]
n°A.E. TOT	180 [-]
DURATA	30 [gg]
Volume di scarico procapite	250 [l/g]
Volume a pieno carico	45000 [l/g]
Volume a pieno carico [l/s]	0.520833 [l/s]
Perdite	0.2 [-]
Volume di scarico mensile	1350000 [l]
Volume di scarico mensile	1350 [m ³]
Volume procapite decantatore	40 [l]
Volume procapite digestore	100 [l]
Volume decantatore	7200 [l]
Volume decantatore	7.2 [m ³]
Volume digestore	18000 [l]
Volume digestore	18 [m ³]
Vlume totale	25200 [l]
Vlume totale	25.2 [m ³]

Tabella 22 - Geometria vasca Imhoff