

CLIENTE	IMPRESA	PROGETTISTA
 Retina	Techbau Engineering & Construction 	LCFE LABORATORIO CITTÀ DI FERRARA ENGINEERING

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DI 12 IMPIANTI PER LA
PRODUZIONE DI BIOMETANO
COMUNE DI VELLETRI
CUP D13D24000140004

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

REV	DATE	DESCRIPTION	EXE	VER	APPR
0	20/12/2024	PRIMA EMISSIONE	FP	GB	
1	28/04/2025	REVISIONE	FP	GB	

CODICE DOCUMENTO	25B01 - 013 - GX - 00 - 001
------------------	-----------------------------

SOMMARIO - SUMMARY

1. Oggetto	1
2. Riferimenti normativi	2
2.1. Normativa nazionale.....	2
2.2. Normativa regionale.....	2
2.3. Norme tecniche	2
3. Descrizione delle opere di progetto	4
3.1. Ubicazione dell'intervento	4
3.2. Descrizione dell'intervento.....	5
4. Analisi idrologica e idrografica	6
4.1. Generalità sulla procedura VAPI.....	6
4.2. Analisi regionale delle piogge nel Lazio	6
4.3. Calcolo dell'intensità di pioggia	9
5. Rete di smaltimento acque meteoriche	13
5.1. Identificazione dei comparti	13
5.2. Metodologia di calcolo	14
5.3. Verifica idraulica caditoie a griglia.....	16
5.4. Verifica statica tubazioni	17
5.5. Gestione acque meteoriche incidenti sulle coperture	21
6. Rete di smaltimento percolati	23
6.1. Dimensionamento rete percolati	23
6.2. Dimensionamento Stazione di sollevamento percolati.....	23
7. Rete di smaltimento acque nere	27
7.1. Stima portata di scarico acque reflue domestiche	27
7.2. Dimensionamento sistema di trattamento acque nere	28
8. Dimensionamento impianti di trattamento	31
8.1. Dimensionamento vasca di prima pioggia	31
8.2. Dimensionamento della vasca di laminazione	33
9. Conclusioni	37

1. Oggetto

Lo scopo del presente documento è quello di caratterizzare dal punto di vista idrologico ed idraulico la progettazione delle opere riguardanti la realizzazione delle reti fognarie di raccolta e smaltimento, con annessi sistemi depurativi, delle acque meteoriche e percolati, a servizio dell'impianto di produzione di biometano previsto in progetto in un lotto di terreno situato nel Comune di Velletri (RM).

Nei paragrafi successivi verranno illustrate le scelte progettuali adottate, in particolare, le caratteristiche idrologiche della zona di interesse e il dimensionamento idraulico relativo alle opere necessarie allo smaltimento delle acque reflue.

Nello specifico verranno trattate le seguenti problematiche:

- analisi idrologica dell'area in esame e determinazione dei carichi pluviometrici attesi in funzione del periodo di ritorno considerato;
- stima delle portate pluviali provenienti dalle superfici impermeabilizzate, viabilità e piazzole pavimentate, e dimensionamento della relativa rete di raccolta, con sistemi di depurazione e scarico;
- stima delle portate di percolato originate dalle varie attività dell'impianto e dimensionamento della relativa rete di raccolta.
- stima delle portate reflue nere originate dai servizi igienici dell'attività.

2. Riferimenti normativi

Per la progettazione degli interventi in seguito descritti si farà riferimento alla vigente normativa nazionale e regionale in materia di lavori pubblici, nonché alle disposizioni nazionali e internazionali applicabili al contesto in esame, con specifico riguardo alle leggi, norme, regolamenti e circolari tecniche di seguito elencate.

2.1. Normativa nazionale

- R.D. 25 Luglio 1904, n. 523 - Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.
- Circolare del Ministero dei lavori pubblici 07-01-1974, n. 11633 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto".
- Decreto Legislativo 3 Aprile 2006 n° 152 - "Testo unico ambientale".
- Decreto Legislativo 8 Aprile 2008 n. 81 e s.m.i. – "Attuazione all'art.1 della Legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro".
- Decreto Legislativo 3 agosto 2009 n. 106 – "Disposizioni integrative e correttive del decreto legislativo 9 aprile 2008, n. 81, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro".
- D.M. Infrastrutture del 17.01.2018 e s.m.i. – "Norme tecniche per le costruzioni".

2.2. Normativa regionale

- P.T.A.R. "Piano di Tutela Acque della Regione Lazio" (Delibera del Consiglio Regionale n. 42 del 27 Settembre 2007).
- Deliberazione Giunta Regionale – n. 819 del 28 dicembre 2016 - Adozione dell'aggiornamento del Piano di Tutela delle Acque Regionale (PTAR) in attuazione al D.Lgs.152/2006 e ss. mm. ii..
- Deliberazione del Consiglio Regionale n. 18 del 23 novembre 2018 – Approvazione dell'aggiornamento del Piano di Tutela delle Acque Regionale (PTAR) in attuazione al D.Lgs.152/2006 e ss. mm. li.

2.3. Norme tecniche

- UNI EN 1433: "Canalette di drenaggio per aree soggette al passaggio di veicoli e pedoni - Classificazione, requisiti di progettazione e di prova, marcatura e valutazione di conformità".
- UNI EN 12056-1: "Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici – Requisiti generali e prestazioni".
- UNI EN 12056-2: "Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici – Impianti per acque reflue, progettazione e calcolo".
- UNI EN 12056-3: "Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici – Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo".
- UNI EN 124/95: "Dispositivi di coronamento e di chiusura per zone di circolazione utilizzate da pedoni e da veicoli. Principi di costruzione, prove di tipo, marcatura, controllo di qualità".
- UNI EN 476/99: "Requisiti generali per componenti utilizzati nelle tubazioni di scarico, nelle connessioni di scarico e nei collettori di fognatura per sistemi di scarico a gravità".
- UNI EN 752/2008: "Connessioni di scarico e collettori di fognatura all'esterno degli edifici".

- UNI EN 1401-1:1998: “Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U) - Specificazioni per i tubi, i raccordi ed il sistema”.
- UNI EN 1917/2004: “Pozzetti e camere di ispezione di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre di acciaio e con armature tradizionali”

3. Descrizione delle opere di progetto

3.1. Ubicazione dell'intervento

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un nuovo impianto per la produzione di biometano presso il comune di Velletri in provincia di Roma situato nel Lazio. L'impianto sarà collocato a circa 10 km dall'area residenziale di Velletri. L'impianto sarà alimentato utilizzando biomasse vegetali, sottoprodotti agroalimentari e reflui zootecnici per una capacità produttiva netta di biometano pari a 500 Sm³/h.

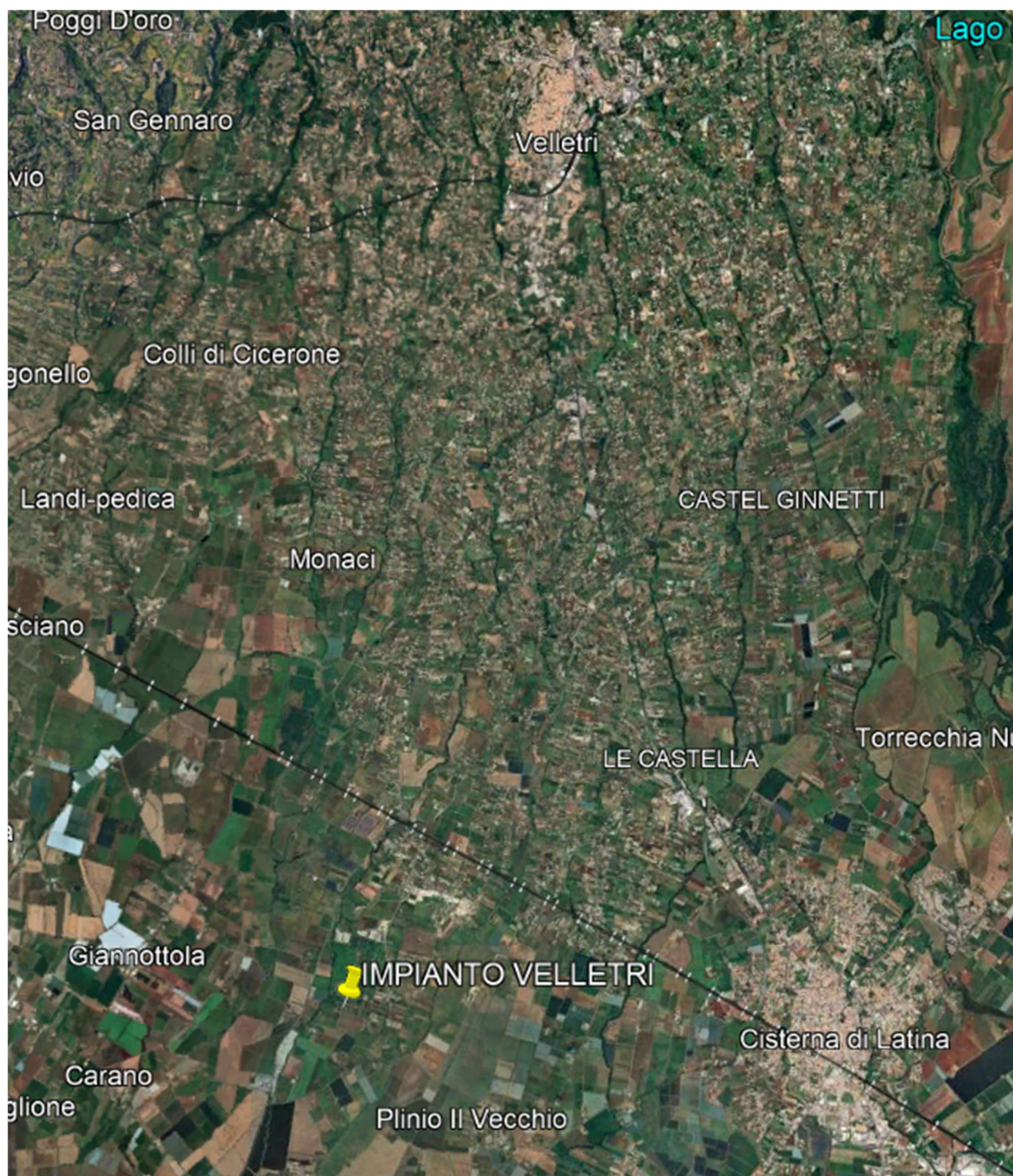


Figura 1: Ubicazione nuovo impianto biometano nel Comune di Velletri

3.2. Descrizione dell'intervento

L'intervento consiste nella realizzazione di un sistema fognario delle acque meteoriche che prevede la realizzazione di due linee distinte:

- Rete di raccolta delle acque meteoriche dei piazzali
- Rete di raccolta delle acque meteoriche delle coperture

La rete di raccolta delle acque dei piazzali, recapiterà i primi 5 mm di pioggia verso una vasca di prima pioggia, dove si accumulerà il volume calcolato, per poi recapitare le acque di seconda pioggia ad una cassa di espansione e l'eccedenza al canale individuato sull'autorizzazione. Entro le 72 ore successive all'evento, le acque di prima pioggia verranno trattate in un sedimentatore e in un disoleatore per poi essere restituite tramite il sistema di scarico al ricettore finale.

Le acque meteoriche incidenti sulle coperture saranno fatte confluire, attraverso opportune grondaie e tubazioni discendenti, verso una vasca di accumulo che consentirà di riutilizzare la risorsa idrica per gli scopi attinenti all'attività (ad esempio per il lavaggio dei piazzali). Detta vasca sarà dotata di una pompa di sollevamento che rilancerà le acque all'interno di un'ulteriore vasca nella quale confluiranno anche gli emungimenti da pozzo e dalla quale attraverso un gruppo di pressurizzazione, avverrà l'alimentazione dell'acqua industriale nelle diverse aree d'impianto.

La fognatura delle acque nere, senza alcuna commistione con le acque meteoriche, partirà dal pozzetto di allaccio in prossimità dei servizi igienici e confluirà in un impianto di evapotraspirazione fitoassistita, che permetterà di ridurre i costi di gestione favorendo un approccio di economia circolare.

Lungo il tracciato delle acque meteoriche incidenti sulle piazzole pavimentate e sulla viabilità saranno interposti dei pozzetti che, oltre che la funzione di rompitratta, ispezione, confluenza e salto, avranno il fondamentale compito di raccogliere gli afflussi idrici delle aree pavimentate circostanti.

L'impianto sarà dotato inoltre di una sotto-rete dedicata alla raccolta dei percolati, mediante griglie, caditoie e pozzetti. La rete di raccolta dei percolati, separata da quella di raccolta delle acque meteoriche, convoglierà eventuali percolati derivanti dalle seguenti attività:

- Percolati dal capannone di stoccaggio della pollina
- Percolati dagli impianti di trattamento del digestato solido
- Percolati dalle trincee di stoccaggio delle biomasse solide
- Percolati dalle trincee del separato solido
- Percolati dalla tramoggia di carico
- Percolati dal locale pompe
- Condense impianto upgrading

Tali aree saranno dotate di caditoie e griglie longitudinali per la raccolta dei percolati. I percolati prodotti saranno collettati in una stazione di sollevamento, in cui sarà installata una pompa centrifuga sommergibile che ha lo scopo di sollevare il liquido per alimentarlo alle due prevasche.

Il ricircolo dei percolati è possibile dal momento che essi contengono principalmente sostanze organiche che possono essere reimmesse all'interno dei digestori garantendo un'elevata efficienza di produzione e un'adequata umidità.

4. Analisi idrologica e idrografica

Per il dimensionamento della rete idraulica è necessario determinare le portate di progetto e i parametri da cui esse dipendono. L'obiettivo di tale capitolo è esporre quali sono questi parametri e come sono stati valutati.

4.1. Generalità sulla procedura VAPI

L'analisi idrologica ha come obiettivo la valutazione delle portate di piena e dei relativi volumi che, per prefissati tempi di ritorno, interessano l'area oggetto di intervento.

Il D.P.C.M. 29.09.1998, in materia di difesa del suolo, stabilisce che "Ove possibile è consigliabile che si traggano i valori di riferimento della portata al colmo di piena, con assegnato tempo di ritorno, dalle elaborazioni eseguite dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, oppure dai rapporti tecnici del progetto VAPI messo a disposizione dal G.N.D.C.I.- C.N.R.". Anche nella presente progettazione il calcolo della portata di progetto si basa su detta metodologia.

Il progetto VAPI sulla valutazione delle piene in Italia, portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, si prefigge l'obiettivo di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali. Scopo di tale rapporto è quello di fornire uno strumento ed una guida ai ricercatori ed ai tecnici operanti sul territorio, per comprendere i fenomeni coinvolti nella produzione delle portate di piena naturali e per effettuare previsioni sui valori futuri delle piene in una sezione di un bacino naturale con il minimo possibile di incertezza.

L'analisi idrologica dei valori estremi delle precipitazioni e delle piene è stata effettuata adottando i criteri, le metodologie ed i risultati proposti nello *"Studi per l'aggiornamento del Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico"*, sviluppato dall'Autorità di Bacino Regionale del Lazio e dall'Università di Roma Tre.

Le procedure utilizzate per la determinazione delle portate di piena sono di tipo indiretto, eseguite cioè mediante analisi statistica delle osservazioni pluviometriche e l'impiego di modelli afflussi-deflussi. Nello specifico la metodologia probabilistica adottata nel rapporto VAPI è basata sull'uso della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente TCEV (Two Component Extreme Value), che interpreta gli eventi massimi annuali come risultato di una combinazione di due popolazioni distinte, di cui la prima produce gli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi, e la seconda produce gli eventi massimi straordinari, meno frequenti ma più intensi.

I diversi parametri del modello probabilistico vengono valutati a scale regionali differenti, attraverso una procedura di regionalizzazione gerarchica, in funzione dell'ordine statistico del parametro stesso.

4.2. Analisi regionale delle piogge nel Lazio

Dal momento che esistono grandi differenze tra i bacini imbriferi, risulta necessario effettuare la regionalizzazione utilizzando un modello che introduca esplicitamente dei parametri rappresentativi dell'area in esame.

La procedura di regionalizzazione delle piogge prevede la determinazione della distribuzione di probabilità delle massime altezze giornaliere annue di pioggia h_{δ} avente durata δ tramite l'espressione:

(1)

$$P(h_\delta) = e^{-\Lambda_b} e^{-\left(\frac{h_\delta}{\mu_{h1}} \beta \delta^{-n}\right)} - \Lambda^* \Lambda_b^{1/\Theta^*} e^{-\left(\frac{h_\delta}{\Theta^* \mu_{h1}} \beta \delta^{-n}\right)}$$

Utilizzando le massime altezze di pioggia vengono considerati tre livelli di regionalizzazione, individuando:

- al primo livello, regioni omogenee rispetto ai parametri Λ^* e Θ^* , da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di asimmetria della distribuzione di h_δ
- al secondo livello, zone omogenee anche rispetto al parametro Λ_b , da cui deriva l'omogeneità rispetto al coefficiente di variazione della distribuzione di h_δ
- al terzo livello, sottozone omogenee rispetto alla dipendenza da alcune grandezze geografiche locali (quota, distanza dal mare, orientamento dei versanti) attraverso un parametro $\Theta_{b,\delta}$ e quindi del valor medio $\mu_{h\delta}$ delle massime altezze giornaliere annue h_δ mediante la relazione:

$$\mu_{h\delta} = \left[\ln \Lambda_b + 0,5772 - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda^{*j}}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{\Theta^*}\right) \right] \Theta_{b,\delta} = \beta \Theta_{b,\delta} \quad (2)$$

Al terzo livello di regionalizzazione, la procedura VAPI, come modificata da Calenda e Cosentino (1996, Università di Roma), ipotizza che la media dell'altezza giornaliera μ_{hd} dipenda linearmente dalla sola quota z della stazione pluviometrica:

$$\mu_{hd} = cz + d \quad (3)$$

In pratica il territorio risulta suddiviso in regioni, zone e sottozone in cui sono noti i relativi parametri regionali della procedura: Λ^* , Θ^* , Λ_b , h_δ , c , d , η , b e m , per cui è possibile determinare completamente la distribuzione di probabilità della massima altezza di pioggia h_δ o delle intensità i_δ .

$$P(i_\delta) = e^{-\Lambda_b} e^{-\frac{\gamma}{\Lambda^* \Lambda_b} \frac{1/\Theta^*}{e^{-\gamma/\Theta^*}}} \quad (4)$$

Dal punto di vista pratico sarebbe più utile la forma inversa della funzione (4), ma purtroppo l'espressione inversa non è analiticamente ottenibile, per cui è stato introdotto il coefficiente probabilistico di crescita K_T i cui valori sono stati ottenuti numericamente per alcuni valori del tempo di ritorno T e per ciascuna zona dell'Italia Centrale (compartimento di Roma e Pescara).

Tabella 1: Valori del coefficiente probabilistico di crescita K_T in funzione della zona e del periodo di ritorno

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (SZOA)	0.89	1.22	1.49	1.84	1.97	2.29	2.45	2.98	3.52	4.23	4.77
K_T (SZOB)	0.96	1.25	1.45	1.64	1.70	1.83	1.89	2.07	2.26	2.51	2.70
K_T (SZOC)	0.90	1.29	1.59	1.90	2.01	2.22	2.32	2.64	2.96	3.38	3.70

Nelle pratiche approssimazioni è possibile anche fare riferimento alla seguente espressione semplificata:

$$K_T = \left(\frac{\theta^* \ln \Lambda^*}{\eta} + \frac{\ln \Lambda_1}{\eta} \right) + \frac{\theta^*}{\eta} \ln T \quad (5)$$

che dati i valori assunti dai parametri della distribuzione TCEV nell'area esaminata (sottozona A), diventa:

$$(SZOA)K_T = -0.6086 + 0.779 \ln T \quad (6)$$

I compartimenti di Roma e Pescara risultano suddivisi complessivamente in 3 zone omogenee (Figura 2), le quali sono suddivise ulteriormente per il terzo livello di regionalizzazione secondo le aree riportate in Figura 3.

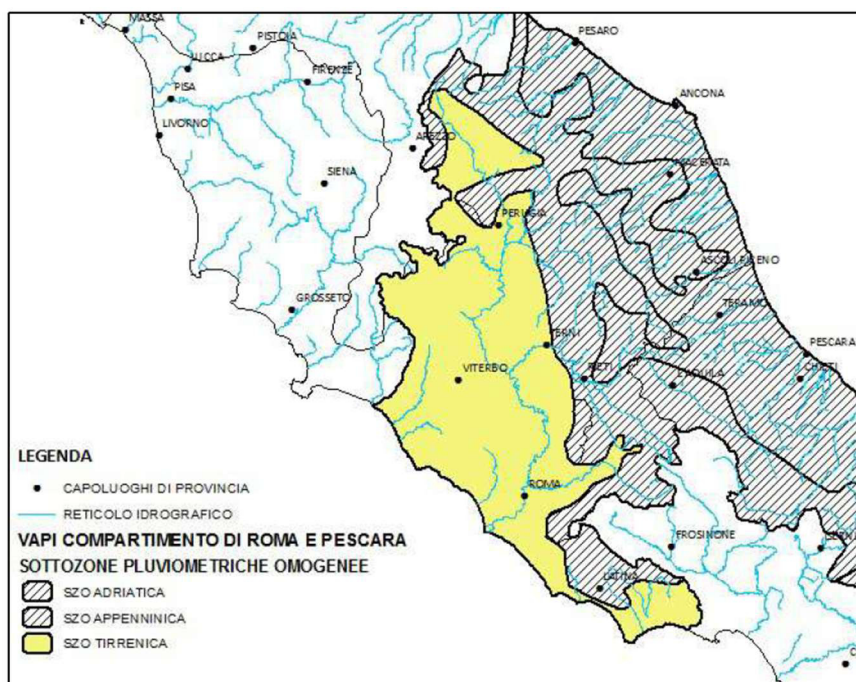


Figura 2: Sottozona di riferimento - Compartimento Roma e Pescara (zona A - Tirrenica)

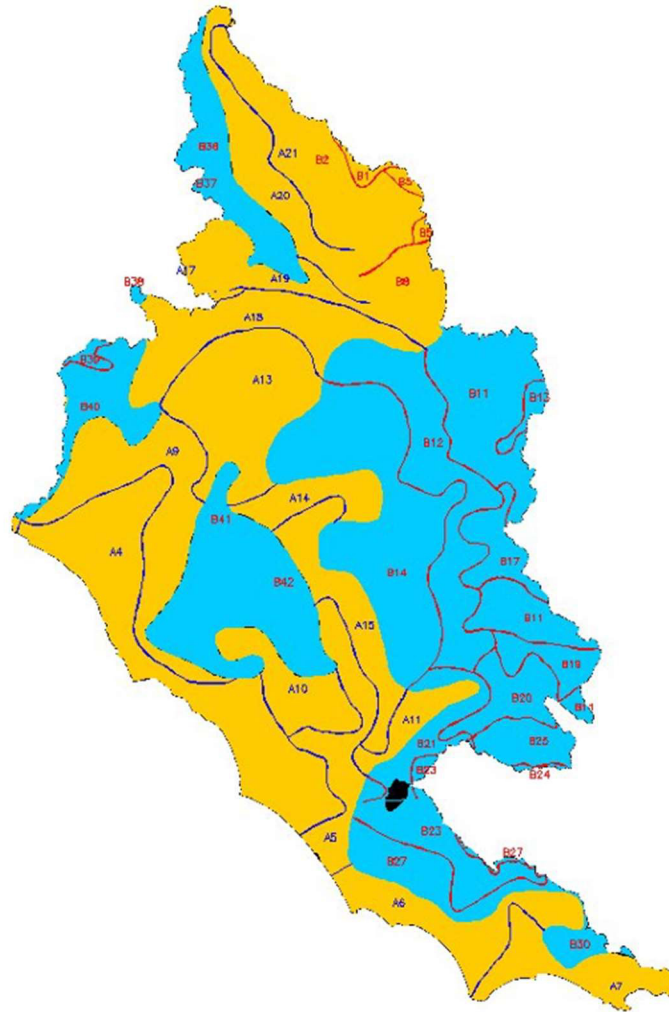


Figura 3: Sottozone VAPI - 3 livello di regionalizzazione

4.3. Calcolo dell'intensità di pioggia

Per l'elaborazione delle precipitazioni intense di breve durata, si è adottata la legge intensità-durata-frequenza a tre parametri:

$$i_t(T) = \frac{a(T)}{(b + t)^m} \quad (7)$$

dove:

- T è il tempo di ritorno,
- t è la durata della pioggia critica,
- b è un parametro di deformazione della scala temporale, indipendente sia dalla durata t , sia dal tempo di ritorno T ,
- m è un parametro adimensionale compreso tra 0 e 1, indipendente sia dalla durata, sia dal tempo di ritorno,
- $a(T)$ è un parametro dipendente dal tempo di ritorno, ma indipendente dalla durata

L'eq. (7) può essere messa nella forma:

$$i_t(T) = i_0(T) \left(\frac{b}{b+t} \right)^m \quad (8)$$

dove $i_0(T)$ è l'intensità di pioggia con tempo di ritorno T . La media di i_t risulta allora:

$$\mu_{it} = \mu_{i0} \left(\frac{b}{b+t} \right)^m \quad (9)$$

dove μ_{i0} è la media dell'intensità istantanea.

Sono state assunte le seguenti ipotesi:

- a) l'intensità media di 24 ore μ_{i24} è proporzionale all'intensità media giornaliera μ_{id} :

$$\mu_{i24} = \delta \mu_{id} \quad (10)$$

dove il coefficiente di proporzionalità, costante su tutta l'area esaminata, vale $\delta=1,15$;

- b) il rapporto tra l'intensità media della pioggia di 5' e quella della pioggia oraria è costante su tutta l'area esaminata, assunto pari al valore ottenuto dallo studio delle piogge intense della stazione pluviometrica di Roma (Macao):

$$r = \frac{\mu_{i5'}}{\mu_{i1}} = \left(\frac{b+1}{b+0.0833} \right)^m = 3.36 \quad (11)$$

ricavando b :

$$b = \frac{1 - 0.0833r^{1/m}}{r^{1/m} - 1} \quad (12)$$

- c) l'esponente m e il parametro di trasformazione temporale b sono indipendenti dal tempo di ritorno T , in modo da imporre il parallelismo sul piano logaritmico delle leggi IDF relative a diversi tempi di ritorno;
- d) l'intensità istantanea media μ_{i0} è dipendente dalla quota z della stazione pluviometrica secondo la relazione:

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{hd}(z)}{\bar{\mu}_{hd}} \quad (13)$$

L'ipotesi a) è confermata con buona approssimazione dall'esame dei rapporti δ di tutte le stazioni dell'area studiata. Da essa discende che anche per μ_{i24} vale una relazione lineare con la quota:

$$\mu_{i24} = \delta \frac{cz + d}{24} \quad (14)$$

L'ipotesi b) è suffragata da ricerche condotte su scala mondiale da diversi autori (Calenda e al., 1995). Da essa si può ricavare il valore del parametro di trasformazione temporale b per ciascuna stazione.

L'ipotesi c) è confermata con buona approssimazione dall'analisi delle curve di caso critico empiriche.

L'ipotesi d) è stata dedotta dai dati, anche se il numero molto ridotto delle stazioni pluviografiche presenti in ciascuna sottozona non autorizza conclusioni definitive.

Dalla (13) tenuto conto della (14) si ricava:

$$\frac{\mu_{i0}(z)}{\bar{\mu}_{i0}} = \frac{\mu_{i24}(z)}{\bar{\mu}_{i24}} = \frac{\delta(cz + d)}{24\bar{\mu}_{i24}} \quad (15)$$

dalla quale attraverso qualche passaggio si ottiene:

$$\mu_{i0}(z) = \mu_{i24}(z) \left(\frac{b + 24}{b} \right)^m \quad (16)$$

Perciò a questo punto è possibile determinare, al variare di tempo di ritorno T e durata dell'evento t, l'intensità di pioggia per ciascuna durata mediante l'espressione:

$$i(T, t) = \mu_{i0}(z) * K_T(T) * \left(\frac{b}{b + t} \right)^m \quad (17)$$

L'area d'intervento (Comune di Velletri) ricade all'interno della sottozona A5 (Figura 3) per la quale i parametri di regionalizzazione sono i seguenti:

Tabella 2: Parametri regionali delle relazioni IDF

SOTTOZONA A5		
c = 0,03031	b = 0,1621	$\mu_{i0}/\mu_{i24} = 48,30$
d = 60,09	m = 0,7748	$\mu_{i0} = 145,02$

I risultati ottenuti dal calcolo sono riportati di seguito in forma tabellare (Tabella 3) e in forma grafica (Figura 4) come curve intensità-durata-frequenza (IDF).

Tabella 3: Valori dell'intensità media di pioggia i(T,d) al variare del tempo di ritorno T e della durata d

d [h]	T = 5 anni	T = 10 anni	T = 20 anni	T = 50 anni	T = 100 anni	T = 200 anni
0	176,93	216,08	266,84	355,30	432,17	510,48
1	38,46	46,97	58,00	77,23	93,94	110,96
2	23,77	29,03	35,85	47,74	58,07	68,59
3	17,71	21,63	26,71	35,56	43,25	51,09

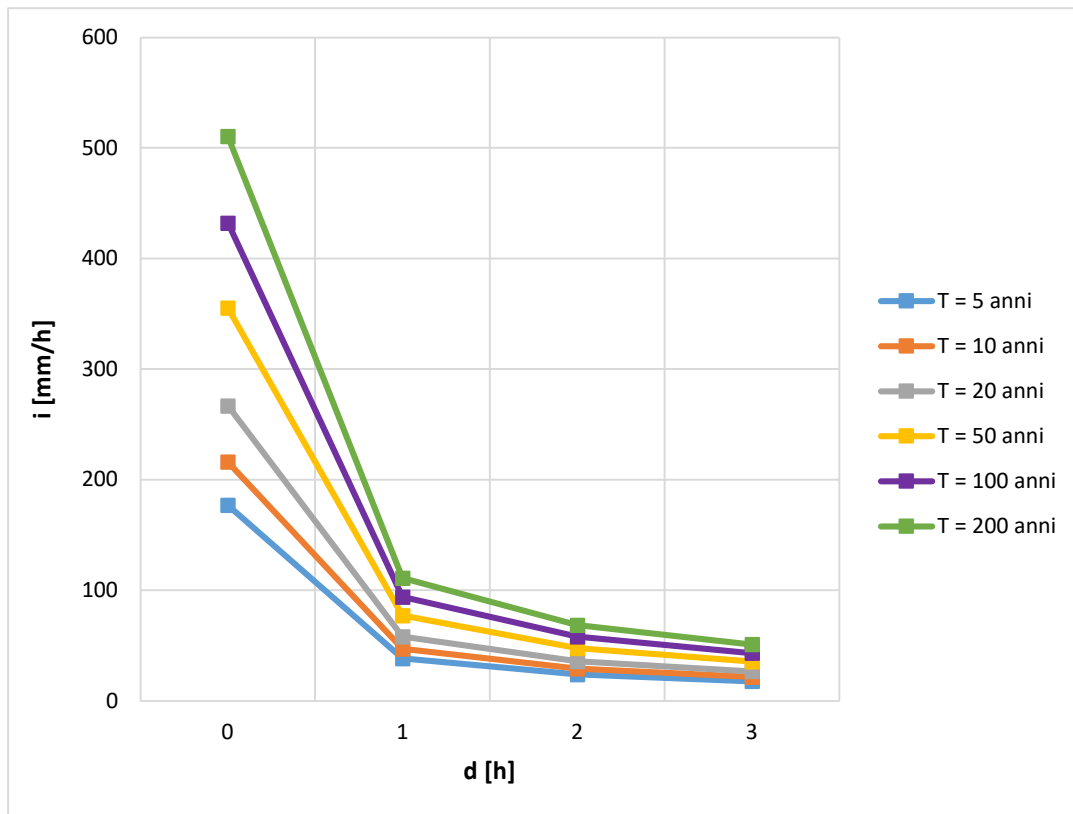


Figura 4: Curve Intensità-Durata-Frequenza (IDF)

Ai fini del dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche, è stato assunto un periodo di ritorno pari a 20 anni e una durata dell'evento pari ad 1 ora, al quale corrisponde un'intensità media di pioggia di 58,00 mm/h. Per tenere conto dei fenomeni meteorologici estremi che si stanno manifestando con crescente frequenza, è stato scelto un valore leggermente superiore dell'intensità di pioggia rispetto a quello ricavato dalle medie storiche. Per questo motivo, è stato assunto un valore pari a $i(T, d) = 60 \text{ mm/h}$.

5. Rete di smaltimento acque meteoriche

La realizzazione delle nuove aree pavimentate comporta la gestione delle acque meteoriche ricadenti su di essa.

Gli interventi previsti al riguardo prevedono che tutte le acque meteoriche ricadenti sulle superfici impermeabilizzate vengano convogliate in reti di raccolta e collettamento allo scarico finale, previo trattamento.

Nello specifico è prevista la realizzazione di sistemi per la raccolta:

- delle acque meteoriche incidenti sulla viabilità e sui piazzali
- delle acque meteoriche incidenti sulle coperture

Il sistema di drenaggio sarà costituito da:

- tubazioni in PVC SN4/SN8;
- pozzetti in c.a. con griglia in ghisa sferoidale classe D400
- canalette in c.a. con griglie lineari modulari in ghisa sferoidale classe D400

In particolare le canalette grigliate saranno utilizzate per la raccolta delle acque meteoriche in corrispondenza delle rampe e per la raccolta dei percolati generati dal capannone di compostaggio, dalle trincee del separato solido e dal capannone di stoccaggio pollina. Le tubazioni saranno tutte in PVC rispondenti alla norma UNI EN 1401-1 con una pendenza dello 0,1 % per quanto riguarda le acque meteoriche e 0,3% per quanto riguarda i percolati e le acque nere.

Per evitare fenomeni di sedimentazione interni alle tubazioni, dovuti alla presenza di detriti sui piazzali, verranno installati pozzetti di cacciata alimentati dalla rete delle acque industriali, che garantiranno il lavaggio di tutte le linee di raccolta.

Per l'ubicazione planimetrica della rete e i dettagli si rimanda alla tavola dedicata.

Nel seguito verrà descritta la metodologia di calcolo adottata per determinare la portata nelle sezioni di controllo individuate e i conseguenti diametri delle tubazioni.

5.1. Identificazione dei comparti

Una volta individuato il valore dell'intensità di pioggia, è da stimare quale frazione di essa viene raccolta dalla rete dei collettori. Tale frazione viene individuata attraverso un coefficiente di deflusso, inteso come rapporto tra il volume defluito attraverso un'assegnata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico precipitato nell'intervallo stesso.

Considerando che i bacini scolanti sono costituiti perlopiù da superfici impermeabili variabili da strade asfaltate e superfici coperte, si è previsto un coefficiente di deflusso $\phi = 0,8$ per le pavimentazioni e $\phi = 1$ per le coperture.

A questo punto sono stati individuati 18 bacini per quanto riguarda le superfici pavimentate, di estensione complessiva pari a 1,08 ha e 3 bacini per quanto riguarda le coperture di superficie complessiva pari a 0,5 ha.

Tabella 4: Estensione dei bacini scolanti individuati per il calcolo

	Bacino	Area	Suddivisione aree	
		ha	Coperta	Pavim
Piazzale	B1	0,0661		0,0661
	B2	0,0591		0,0591
	B3	0,1214		0,1214
	B3a	0,0367		0,0367
	B3b	0,0168		0,0168
	B4	0,0922		0,0922
	B4a	0,0190		0,019
	B5	0,0528		0,0528
	B6	0,0521		0,0521
	B7	0,0585		0,0585
	B8	0,0529		0,0529
	B9	0,0850		0,085
	B10	0,0574		0,0574
	B11	0,0521		0,0521
	B12	0,0535		0,0535
	B13	0,0974		0,0974
Coperture	B14	0,0841		0,0841
	B15	0,0252		0,0252
	B16	0,0800		0,0800
	B17	0,2100		0,2100
	B18	0,2100		0,2100

5.2. Metodologia di calcolo

Sulla planimetria generale dell'intervento sono state identificate le linee convergenti verso il recapito finale e nelle tabelle che seguono verranno calcolate le portate nelle varie sezioni di controllo.

Per determinare la portata transitante nelle varie sezioni di controllo è stata utilizzata la relazione:

$$Q_p = \frac{\varphi \cdot A \cdot i}{1000} [m^3/h] \quad (18)$$

dove:

- φ = coefficiente di deflusso
- A = area bacino [ha]

- i = intensità di precipitazione, assunta pari a 60 mm/h

Calcolata la portata di progetto è possibile determinare il diametro commerciali delle varie tubazioni.

Per le tubazioni che convogliano le acque meteoriche ricadenti sui piazzali e sulle coperture è stata scelta una pendenza pari allo 0,1 % con un coefficiente di Gauckler – Strickler pari a $K_s = 80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ e un grado di riempimento pari all' 80 %.

Il dimensionamento dei tronchi è stato realizzato attraverso l'usuale relazione del moto uniforme per condotte a pelo libero che ha la seguente espressione:

$$r = \left\{ \frac{Q_p}{K_s \cdot (A/r^2) \cdot (R/r)^{2/3} \cdot p^{1/2}} \right\}^{0.375} \quad (19)$$

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i risultati ottenuti dal calcolo illustrato sopra divise per acque meteoriche originate dai piazzali e acque meteoriche dalle coperture. L'ultima riga della tabella riporta la sezione di controllo prima dell'ingresso in vasca di laminazione, che raccoglie tutte le acque meteoriche che si originano nell'impianto.

Tabella 5: Diametri ottenuti per le diverse sezioni di controllo

	Sezione di controllo	Bacino sotteso	Area	i	φ	φ S	Q _p	p	ks	h/D	h/r	A/r²	R/r	r	D	DN
			ha	mm/h		ha	m³/s	%	m ^{1/3} s ⁻¹					m	m	mm
Acque di piazzale	1	B1	0,0661	60,00	0,8	0,0529	0,0088	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,0934014	0,1868	200
	2	B1+B2	0,1252	60,00	0,8	0,1002	0,0167	0,0096	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,0776611	0,1553	160
	3	B1+B2+B3	0,2466	60,00	0,8	0,1973	0,0329	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1530296	0,3061	315
	3a	B1+B2+B3+B3a	0,2833	60,00	0,8	0,2266	0,0378	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1612020	0,3224	315
	3b	B1+B2+B3+B3a+B3b	0,3001	60,00	0,8	0,2401	0,0400	0,07	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,0742672	0,1485	200
	4	B1+B2+B3+B3a+B3b+B4	0,3923	60,00	0,8	0,31384	0,0523	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1821314	0,3643	400
	4a	B1+B2+B3+B3a+B3b+B4+B4a	0,4113	60,00	0,8	0,32904	0,0548	0,0400	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,0928328	0,1857	200
	5	B5	0,0528	60,00	0,8	0,04224	0,0070	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,085855	0,1717	200
	6	B5+B6	0,1049	60,00	0,8	0,08392	0,0140	0,011	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,0708448	0,1417	160
	7	B5+B6+B7	0,1634	60,00	0,8	0,13072	0,0218	0,0110	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,0836539	0,1673	200
	8	B5+B6+B7+B8	0,2163	60,00	0,8	0,17304	0,0288	0,0190	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,0838799	0,1678	250
	9	B5+B6+B7+B8+B9	0,3013	60,00	0,8	0,24104	0,0402	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1649691	0,3299	400
	10	B5+B6+B7+B8+B9+B10	0,3587	60,00	0,8	0,28696	0,0478	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1761174	0,3522	400
	11	B5+B6+B7+B8+B9+B10+B11	0,4108	60,00	0,8	0,32864	0,0548	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,185306	0,3706	400
12	B1+B2+B3+B3a+B3b+B4+B4a+B5+B6+B7+B8+B9+B10+B11+B12	0,8756	60,00	0,8	0,70048	0,1167	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,2461176	0,4922	500	
13	B13	0,0974	60,00	0,8	0,07792	0,0130	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1080159	0,2160	250	
14	B13+B14	0,1815	60,00	0,8	0,1452	0,0242	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1364133	0,2728	315	
15	B1+B2+B3+B3a+B3b+B4+B4a+B5+B6+B7+B8+B9+B10+B11+B12+B13+B14+B15	1,0823	60,00	0,8	0,86584	0,1443	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,2664762	0,5330	600	
Coperture + piazzali	1	B16	0,0800	60,00	1	0,08	0,0133	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1090883	0,2182	250
	2	B17	0,2100	60,00	1	0,21	0,0350	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,1566576	0,3133	400
	5	B1+B2+B3+B3a+B3b+B4+B4a+B5+B6+B7+B8+B9+B10+B11+B12+B13+B14+B15+B16+B17+B18	1,5823	60,00	1	1,5823	0,2637	0,0010	80	0,8	1,6	2,694	0,608	0,3340816	0,6682	700

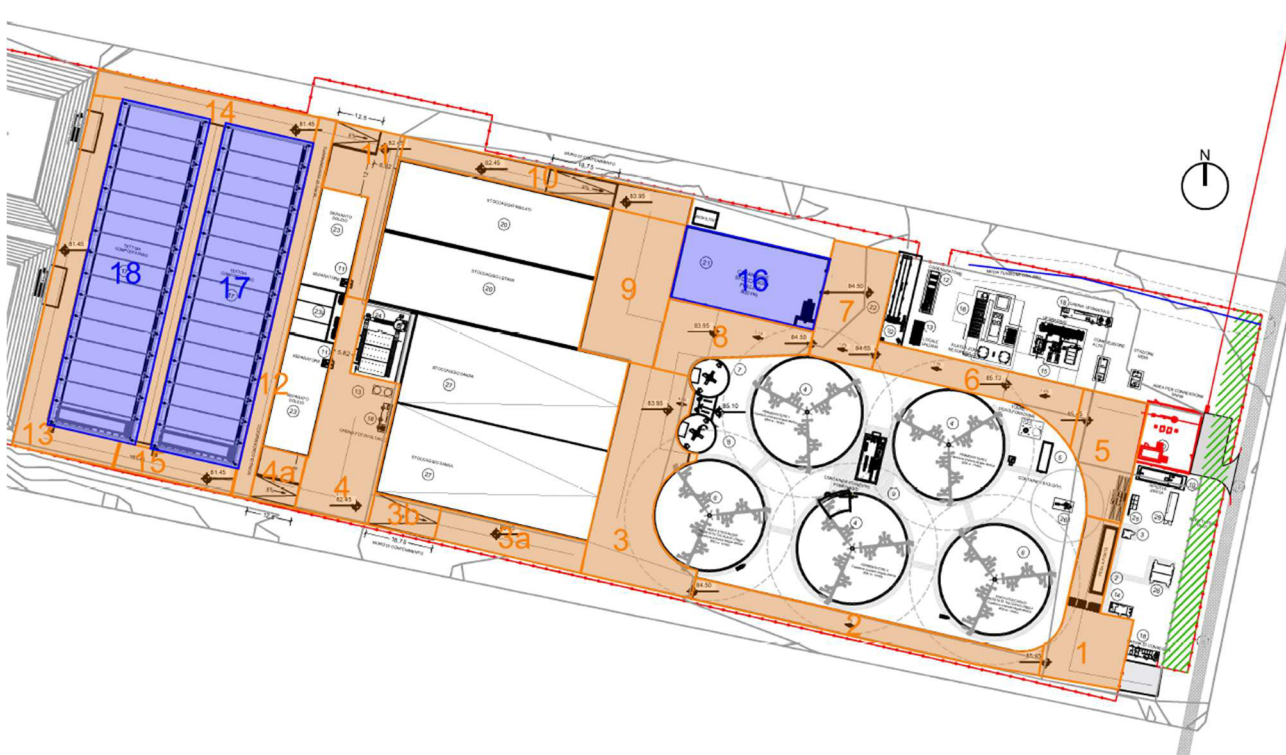


Figura 5: Rappresentazione grafica aree bacini scolanti acque meteoriche piazzali (arancione) e coperture (blu)

5.3. Verifica idraulica caditoie a griglia

Si intende per capacità della caditoia la massima portata che il singolo manufatto può addurre al sottostante canale di fognatura, mentre per efficienza il rapporto fra la portata intercettata dalla caditoia stessa e quella proveniente da monte lungo la cunetta. La capacità della caditoia aumenta sia aumentando la pendenza trasversale della cunetta, sia diminuendo la pendenza longitudinale della stessa. L'efficienza aumenta creando artificialmente una depressione della luce.

La verifica idraulica è stata effettuata confrontando la portata defluente in ogni singolo pozzetto grigliato e la portata massima derivabile da ciascuna griglia, verificando che quest'ultima risulti maggiore.

Si è adottato il seguente procedimento:

- 1) Si stabilisce il valore ammissibile del carico h ;
- 2) Si calcola il perimetro idraulicamente attivo della griglia P ;
- 3) Si calcola l'area della caditoia libera da ostruzioni (barre, detriti ecc...);
- 4) Dalla scala delle portate si ricava la portata massima derivabile.

La verifica risulta soddisfatta se la portata relativa a ciascun pozzetto grigliato risulta minore di quella massima derivabile.

Per la verifica sono stati assunti i seguenti dati:

- Carico idraulico $h=3$ cm;
- Perimetro idraulicamente attivo della griglia $P= 4 \times 60$ cm $=2,40$ m

È possibile determinare la portata massima derivabile da ciascuna griglia attraverso la scala delle portate riportata in Figura 6. Infatti noto il valore del carico h e del perimetro idraulicamente attivo P si determina il valore della portata derivabile q (l/s).

Perciò, considerando un'intensità di pioggia $i = 60 \text{ mm/h}$, un coefficiente di afflusso $\phi = 0.8$, e un'area scolante per caditoia di $5,50 \times 20 = 110 \text{ m}^2$, la portata idrologica risulta pari a $1,5 \text{ l/s}$.

Quindi è possibile dedurre che le caditoie così dimensionate risultano adeguate a smaltire le portate meteoriche di progetto.

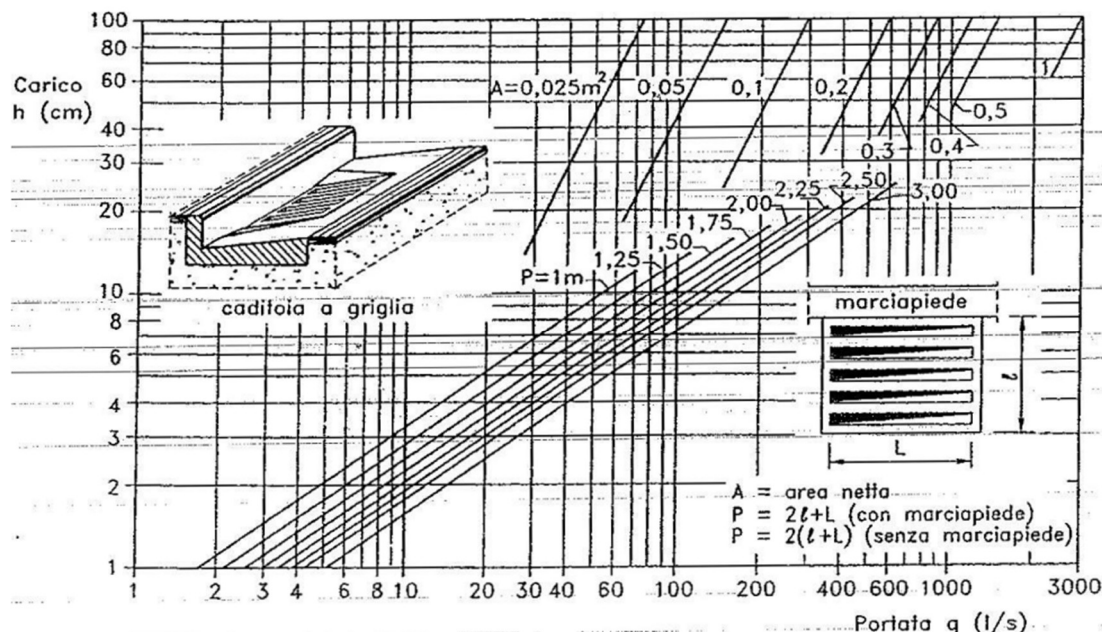


Figura 6: Scala delle portate di una griglia

Tabella 6: Verifica idraulica griglie

Carico h (cm)	Perimetro P (m)	Portata Derivabile (l/s)	Portata Idrologica (m ³ /h)	Portata Idrologica (l/s)	Esito verifica
3	2,4	23	5,3	1,5	OK

5.4. Verifica statica tubazioni

La verifica statica di una canalizzazione interrata consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con il materiale costituente la tubazione e con le esigenze di progetto. Nel caso di tubazioni in materie plastiche ci si colloca nel campo delle tubazioni deformabili: occorre quindi verificare lo stato limite di deformazione controllando che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto, che non si superino le tensioni e deformazioni ammissibili per il materiale e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Una tubazione interrata risulta sottoposta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento, dall'acqua e da eventuali sovraccarichi accidentali. Per effetto dell'ovalizzazione il tubo esercita sul terreno circostante una spinta; la reazione del terreno contrasta l'ovalizzazione della tubazione contribuendo a migliorarne la stabilità.

A seguito della determinazione dei carichi ovalizzanti si effettuano le seguenti verifiche:

- Verifica inflessione diametrale;

- Verifica sollecitazione massima di flessione;
- Verifica instabilità all'equilibrio elastico (buckling).

Inoltre, nella determinazione del carico premente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate in ingegneria si è deciso di adottare il metodo di Marston Spangler secondo cui il carico viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga.

La deformazione del diametro orizzontale secondo Spangler è data dalla relazione:

$$\Delta_d = \frac{QKF}{8SN + 0,061E_t}$$

In cui:

- Δ_d indica la deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- Q il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- K indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea;
- F indica il coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo. Ponendo il coefficiente F pari a 1 si conduce una verifica a breve termine. Per condurre verifiche a lungo termine (2-5 anni dalla posa) si adotta F=2
- SN indica la rigidezza anulare della tubazione [kN/m²];
- E_t indica il modulo di elasticità del terreno di rinfiacco secondo Winkler [kN/m²]

Nota la deformazione assoluta si calcola la deformazione relativa G come rapporto tra δ e il diametro esterno DN. La verifica è superata se:

$$\delta > \delta_{lim}$$

in cui δ_{lim} indica la deformazione diametrale limite. Si sottolinea che secondo Spangler il parametro G deve essere sempre inferiore al 5%. Nella successiva tabella si mostrano i valori di δ_{lim} per una tubazione in PVC SN4 di diametro 200 mm

Densità fluido trasportato	Kg/m ³	1000
Diametro esterno del tubo	De, dn (mm)	200
Spessore nominale	e	4,9
SDR		41
Di		190,2
Mod. elasticità a lungo termine (PE)	E _{0%} (MPa)	1500
SN (calcolata)	(KPa)	1,98
(da inserire manualmente)	SN (KPa)	4,00
Altezza della copertura	H, h (m)	0,4
Larghezza della trincea	B (m)	0,6
Tipologia trincea	E	Condizione di trincea infinita /Embankment
Tipo materiale riempimento	G3	– Ghiaia degradata – detriti da riporto – sabbia liquida/terriccio/sabbia con terriccio – argilla alluvionale – marna alluvionale
Macro-categoria materiale riempimento		Sabbia
Tipo suolo nativo		Marna
Angolo di attrito (interno-esterno)	Q (°)	30
Tipo materiale rinterro finale		Sabbia e ghiaia
Peso specifico materiale	gt (KN/m ³)	21

Angolo attrito interno materiale rinterro	F	(°)	33
Qualità della compattazione	W		Buona/Well
Coefficiente di appoggio	cs	()	0,085
Fattore di ritardo nell'inflessione	fr	()	2
Densità Proctor		(%)	93-96
Modulo elasticità terreno	EI	(MPa)	6,9
Tipo di carico stradale su tubo			Traffico stradale pesante/Heavy roadway
Carico puntuale statico	Ps	(N)	50
Lato 1 superficie azione carico statico	u1	(m)	0,35
Lato 2 superficie azione carico statico	u2	(m)	0,35
Falda presente			No
Profondità acqua di falda	h1	(m)	0
Peso fluido trasportato	Qa	N/m	279
Coefficiente di Rankine/Marston	Ka	()	nn
Carico lineare dovuto a terreno	Qt	N/m	1.680
Pressione verticale dovuta a terreno	qt	N/m ²	8.400
Carico lineare dovuto a traffico	Qs	N/m	48.202
Pressione dovuta al traffico	qs	N/m ²	241.012
Carico lineare acqua di falda	Qf	N/m	0
Pressione acqua di falda	qf	N/m ²	0
Carico lineare statico	Qs1	N/m	8
Pressione da carico statico	qs1	N/m ²	38
Pressione di contenimento laterale	rt	N/m ²	139.783
Forza di contenimento laterale	Rt	N/m	19.849
Deformazione relativa	d/DN	(%)	4,84%

Perciò con un'altezza di riempimento di 40 cm la verifica risulta soddisfatta. Chiaramente nei casi in cui non dovesse essere garantito un ricoprimento minimo di 40 cm verrà effettuato un getto in cls di ricoprimento.

5.5. Gestione acque meteoriche incidenti sulle coperture

Per la raccolta delle acque meteoriche incidenti sulle coperture, il progetto prevede la realizzazione di una rete fognaria dedicata. Le acque originate dalla copertura del capannone di compostaggio, saranno inviate ad una vasca di raccolta e accumulo ai fini del riutilizzo della risorsa idrica come acque industriali.

Si prevede di adottare una vasca monoblocco prefabbricata in C.A.V. avente una capacità pari a 40 mc, dotata di elettropompa sommergibile in grado di rilanciare ad un serbatoio di servizio di volumetria pari a 1000 litri. L'acqua necessaria a riempire il serbatoio di servizio viene prelevata dalla vasca di accumulo tramite la pompa, e solamente nel caso in cui questa sia vuota si preleva da un pozzo posto in profondità. In questo modo è possibile garantire continuità alla rete di alimentazione delle acque industriali.

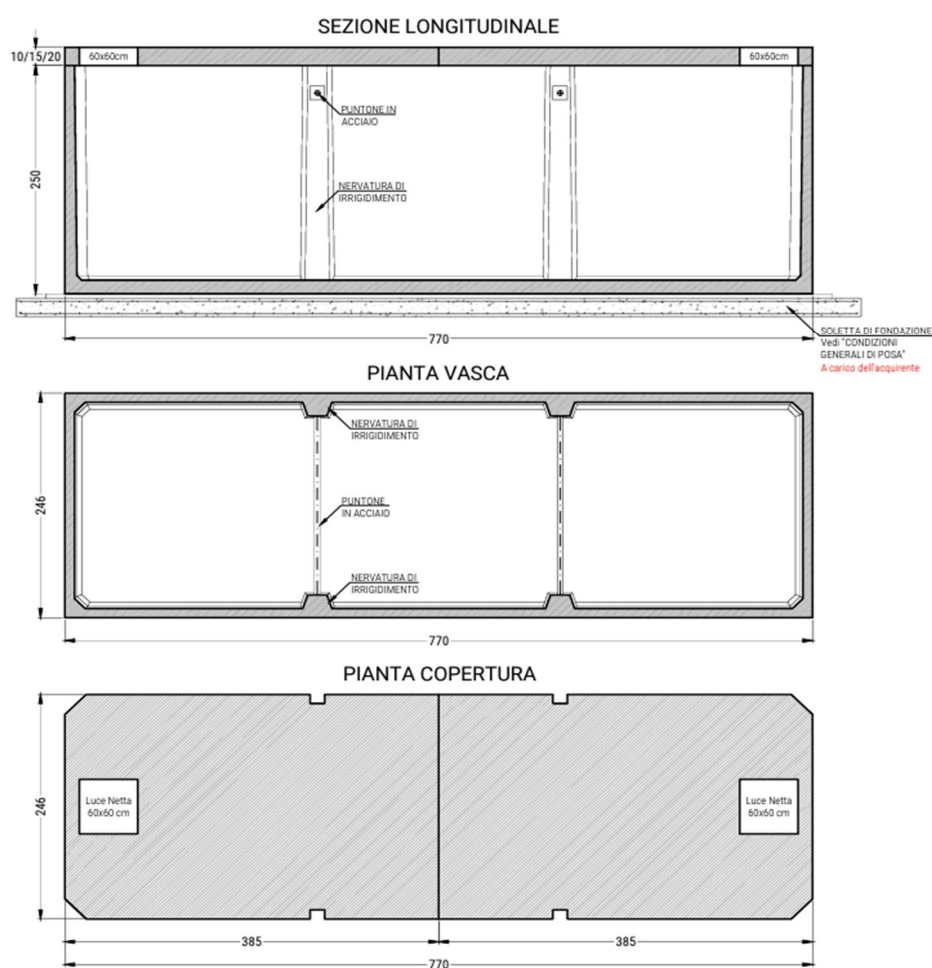


Figura 7: Vasca di accumulo acque meteoriche incidenti sulle coperture

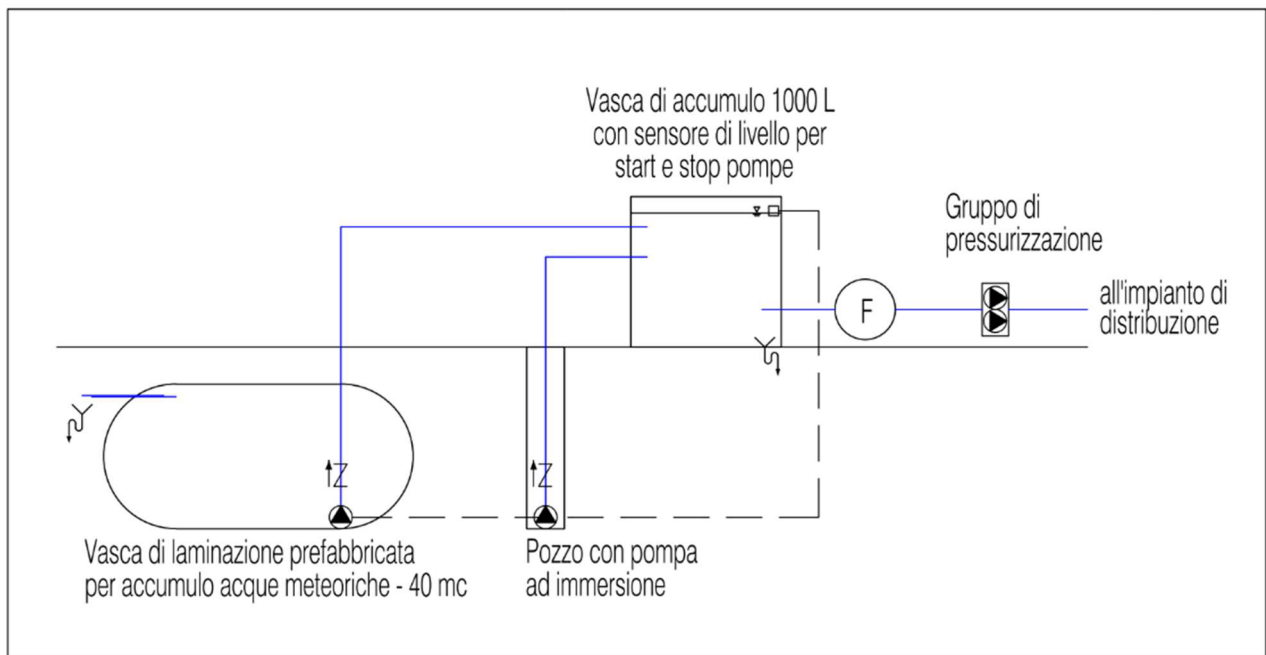


Figura 8: Schema funzionale alimentazione acque industriali

Nello specifico il sistema di raccolta delle acque sarà costituito da gronde, tubazioni pluviali verticali, tubazioni interrati e pozzetti di ispezione.

Per determinare il carico pluviale di ogni singolo pluviale è stata utilizzata la relazione:

$$C.P. = i \cdot k \cdot S \text{ [l/s]} \quad (20)$$

dove:

- i = intensità media di pioggia, assunta pari a 60 mm/h
- S = superficie della copertura
- k = coefficiente di scorrimento, assunto pari a 1

Determinato il valore del carico pluviale è stata assegnata una portata per ogni discendente pari a 5 l/s ed è stato così possibile determinare il numero di pluviali necessari per ogni copertura.

Al piede di ogni pluviale, esternamente ai fabbricati, dovrà essere posizionato un idoneo pozzetto di ispezione in cls. Il dimensionamento della linea di collettamento interrata è stato eseguito come riportato al paragrafo 5.2.

6. Rete di smaltimento percolati

6.1. Dimensionamento rete percolati

La rete di raccolta e collettamento dei percolati sarà costituita da griglie, caditoie e pozzetti ispezionabili al fine di garantire una gestione ottimale della stessa. In particolare saranno posizionate delle griglie longitudinali in corrispondenza di:

- Capannone di stoccaggio della pollina;
- Impianto di trattamento del digestato;
- Trincee separato solido.

I percolati prodotti saranno raccolti da griglie posizionate all'estremità dei manufatti di cui sopra, ed inviati alla rete di raccolta e smaltimento.

Nello specifico si prevede l'utilizzo di apposite griglie lineari modulari in ghisa sferoidale, dotate di canaletta in calcestruzzo polimerico. La classe di carico scelta è la D400, idonea per aree di passaggio di qualsiasi tipo di veicolo.

Per tutte le linee a gravità è stata scelta una tubazione in PVC SN4 con una pendenza dello 0.3%, al fine di evitare fenomeni di incrostazione e intasamento e garantire così un'adeguata pulizia e manutenzione a tutta la linea.

In particolare per quanto riguarda le trincee di stoccaggio delle biomasse solide, verranno installate delle caditoie di dimensioni 60 x 60 cm, che permetteranno di raccogliere le acque di dilavamento ricadenti sulle platee in cui verrà stoccata la biomassa. Le caditoie dovranno essere adeguatamente protette per prevenire ostruzioni qualora la biomassa venga stoccata sopra di esse. La tubazione di uscita e di collegamento tra le caditoie sarà di diametro $\phi 110$ mm in PVC SN4. L'idea di fondo è stata quella di utilizzare un diametro contenuto in modo da utilizzare la trincea come una sorta di vasca di laminazione, in caso di evento meteorico particolarmente intenso. Inoltre nel caso in cui la trincea sia completamente vuota, è stata predisposta una tubazione di by-pass con valvola manuale che permette di inviare le acque meteoriche ricadenti sulla platea alla rete di smaltimento delle acque meteoriche. Questi accorgimenti permetteranno di evitare di ritrovarsi con una produzione istantanea di percolato molto elevata, che manderebbe in crisi l'impianto dal momento che si prevede un totale ricircolo dello stesso.

Per convogliare il percolato all'interno della stazione di sollevamento antistante le prevasche, verranno posizionati pozzetti intermedi con all'interno delle pompe di rilancio avente una tubazione di uscita in PEAD di diametro $\phi 63$ mm PN10.

6.2. Dimensionamento Stazione di sollevamento percolati

Come detto in precedenza i percolati prodotti nelle varie sezioni dell'impianto verranno raccolti e collettati all'interno di un impianto di sollevamento dotato di pompe sommergibili che solleveranno il refluo per riciclarlo all'interno delle prevasche di carico delle biomasse liquide.

Ai fini del dimensionamento della pompa e delle tubazioni di alimentazione alle prevasche risulta verosimile assumere una produzione giornaliera di percolato pari a circa 20 m³/giorno che corrisponde ad una portata istantanea di 0,23 l/s. Come prima cosa si è proceduto ad una valutazione delle perdite di carico totali lungo il tracciato che, dal pozzetto dove alloggiano le pompe, andrà ad alimentare le prevasche. Le perdite di carico totali sono date dalla somma di quelle distribuite e di quelle concentrate, indotte dalla presenza di deviazioni angolari, bruschi allargamenti o restringimenti.

La valutazione delle perdite di carico distribuite è stata fatta adottando la relazione di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.71} \right) \quad (21)$$

La valutazione delle perdite di carico concentrate a rigore dovrebbe essere effettuata adottando la relazione:

$$\Delta h = \frac{kv^2}{2g} \quad (22)$$

Tuttavia dal momento che risulta complesso reperire valori precisi del parametro k (coefficiente che dipende dal tipo di produttore della tubazione), si è fatto riferimento ai valori di perdita di carico espressi in metri come “lunghezza di tubazione equivalente” riportati in Tabella 7.

Tabella 7: Perdite di carico espresse in m in funzione di diametro e tipologia di ostacolo

DN	Curve			Raccordi		Saracinesca	Valvola di ritegno
	45°	90°	90° ampio raggio	Tes	Croce		
	Lunghezza di tubazione equivalente (metri)						
25	0,3	0,6	0,6	1,5	1,5	-	1,5
32	0,3	0,9	0,6	1,8	1,8	-	2,1
40	0,6	1,2	0,6	2,4	2,4	-	2,7
50	0,6	1,5	0,9	3,0	3,0	0,3	3,3
65	0,9	1,8	1,2	3,6	3,6	0,3	4,2
80	0,9	2,1	1,5	4,5	4,5	0,3	4,8
100	1,2	3,0	1,8	6,0	6,0	0,6	6,6
125	1,5	3,6	2,4	7,5	7,5	0,6	8,3
150	2,1	4,2	2,7	9,0	9,0	0,9	10,4
200	2,7	5,4	3,9	10,5	10,5	1,2	13,5
250	3,3	6,6	4,8	15,0	15,0	1,5	16,5
300	3,9	8,1	5,4	18,0	18,0	1,8	19,5

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dal calcolo delle perdite di carico:

Tabella 8: Calcolo perdite di carico

D	Deff	Q	ϵ	A	v	L	Z
mm	mm	l/s	mm	mm ²	m/s	m	m
63	54,4	2	0,02	2324	0,7	25	0,23

Date le portate esigue in campo, sarà necessario far lavorare la pompa con una portata di almeno 2l/s per evitare problemi di deposito all'interno delle condotte. La tubazione che alimenterà le prevasche sarà realizzata in PEAD DN 63 PN10, in modo da non scendere al di sotto della velocità imposta.

L'espressione generale della prevalenza totale è data da:

$$H = H_g + Z + 10(p_2 - p_1)/\gamma \quad (23)$$

dove:

- H_g : prevalenza geodetica, cioè il dislivello fra i piani del liquido nel bacino di aspirazione e in quello di scarico;
- Z : somma delle perdite di carico (in metri di colonna d'acqua) continue e localizzate
- $p_2 - p_1$: differenza fra le pressioni assolute esistenti nei serbatoi di mandata e aspirazione; tale quantità è normalmente nulla nelle stazioni di sollevamento per acque reflue;
- γ : peso specifico del liquido

Perciò la (23) si semplifica come:

$$H = H_g + Z \quad (24)$$

Considerando che le prevasche hanno un'altezza totale di circa 6 m e che il pozzetto di alloggiamento avrà una profondità di circa 1,5 m, si può considerare una prevalenza geodetica pari a 8 m. Il valore di Z è stato

calcolato come mostrato in Tabella 8, perciò ai fini conservativi si può considerare un valore di prevalenza totale $H=9\text{m}$.

Alla luce di quanto sopra esposto si rende necessario utilizzare una pompa adatta al sollevamento di acque luride, provvista di trituttore e avente le seguenti caratteristiche:

Dati pompa e motore

Prodotto		Punto di lavoro	
Codice	48SHT01A	Portata di lavoro	2,15 l/s
Famiglia	TRITUS Small	Prevalenza di lavoro	8,74 m
Gamma	Acque Luride Con Trituttore	Dati di targa pompa	
Tipologia	Sommergibili	Portata	20 - 140 l/min
Solo Extra UE	No	Prevalenza	21,5 - 2 m
Usi	Civile	Prevalenza max	23 m
	Domestico	Prevalenza min	2 m
		Indice di rendimento minimo	-
Limiti d'impiego		Dati di targa motore	
Tipologia liquido	Acque Luride	Tensione	380-415 V
Temperatura min. liquido	0 °C	Fasi	3
Temperatura max. liquido	40 °C	Frequenza	50 Hz
Massimo contenuto di cloro	- ppm	Velocità di rotazione	2900 rpm
Massimo contenuto di solidi	- ppm	Potenza nominale	1,10 kW
Altezza max di aspirazione	0 m	Corrente nominale	3 A
Massima profondità d'impiego	10,00 m	Potenza assorbita P1	1,55 kW
Temperatura ambiente massima	- °C	Classe d'efficienza	Undefined
Temperatura ambiente minima	- °C	Capacità condensatore	- µF
Pressione massima d'esercizio	- bar	Tensione condensatore	- V
Conessioni		Classe di isolamento	F
Tipo di bocche	Filettate Gas	Grado di protezione IP	X8
Bocca di aspirazione	-		
Bocca di mandata	1 1/4"		

Figura 9: Caratteristiche pompa impianto sollevamento percolati

Prevalenza

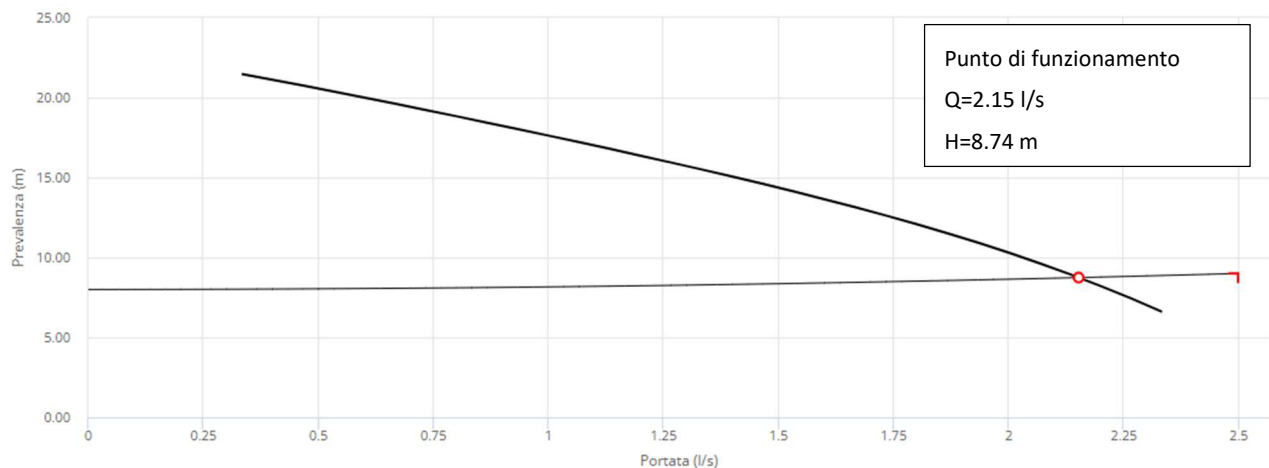


Figura 10: Curva caratteristica della pompa e punto di funzionamento

7. Rete di smaltimento acque nere

Secondo la normativa vigente per acque reflue nere (domestiche) si intendono le acque derivanti dai servizi igienici dello stabilimento.

Di seguito verrà descritto il metodo adottato per il dimensionamento del sistema di raccolta di tali acque reflue.

7.1. Stima portata di scarico acque reflue domestiche

Per la stima del flusso associabile allo scarico, si procede con una valutazione del numero di Abitanti Equivalenti (A.E.), così come definiti all'art. 74 comma 1 lett. a) del D.L.gs. 152/06 e all'articolo 2 del documento tecnico allegato alla D.G.R.L. 219/2011 per cui per abitante equivalente si intende quello che produce un carico organico biodegradabile avente una richiesta di ossigeno a 5 giorni (BOD_5) pari a 60 grammi di ossigeno al giorno ($60gBOD_5/AE \cdot d$).

Esiste anche un'ulteriore definizione di Abitante Equivalente, molto utile ed utilizzata per il dimensionamento idraulico. Infatti, un abitante equivalente corrisponde anche ad una domanda chimica di ossigeno COD di 130 grammi di O_2 o ad un volume di scarico di 200 litri di refluo per abitante al giorno.

Per la stima degli abitanti equivalenti, a partire dagli apporti organici e idraulici pro-capite, esistono diversi sistemi convenzionali. In questa sede si fa riferimento alla letteratura specifica di settore che, richiamando il libro Masotti/Verlicchi – 2009, si riporta nella seguente tabella:

Tabella 9: Stima abitanti equivalenti - apporto idraulico

	n. addetti	Apporto idraulico unitario [l/d]	n. AE unitario (carico idraulico)	n. AE totale (carico idraulico)
<i>Uffici</i>	3	50	0,375	1,125
<i>Fabbriche</i>	5	80	0,4	2
Totale	8			3,13

L'attività in questione prevede una limitata presenza di personale, che è stata stimata in un numero massimo di 8 addetti. Perciò ai fini del dimensionamento è stato considerato un numero di 4 AE. Inoltre è stata considerata una dotazione idrica pro-capite per Abitante Equivalente pari a $200 l/AE \cdot d$.

Di conseguenza è possibile calcolare la portata media giornaliera di acque nere che verrà scaricata come:

$$Q = 200 \frac{l}{AE \cdot d} \times n. AE \times \varphi \quad (25)$$

dove:

- n. AE = 4 AE
- φ = coefficiente di afflusso in fogna, assunto pari a 1

Perciò si ottiene una portata giornaliera di scarico pari a $800 l/d$, ovvero $0,8 mc/d$.

7.2. Dimensionamento sistema di trattamento acque nere

L'art. 28 comma 1, lettera a) del BUR Regione Lazio n.103 del 20/12/2018 "Piano di tutela delle acque aggiornamento – Norme tecniche di attuazione", riporta che:

“gli scarichi, nuovi o esistenti, di acque reflue domestiche e assimilate provenienti da insediamenti, installazioni o edifici isolati inferiori a 50 a.e., se non allacciabili a reti fognarie, devono recapitare sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo; tali scarichi devono essere depurati attraverso sistemi in grado di garantire le condizioni igienico sanitarie ed una riduzione del carico inquinante adeguata. I sistemi devono essere semplici e richiedere manutenzione minima come la vasca Imhoff con successiva subirrigazione oppure sistemi di evapotraspirazione fitoassistita, come disciplinati dalla deliberazione della Giunta regionale 13 maggio 2011, n. 219 (Adozione del documento concernente “Caratteristiche tecniche degli impianti di fitodepurazione, degli impianti a servizio di installazioni, di insediamenti e edifici isolati minori di 50 abitanti equivalenti e degli impianti per il trattamento dei reflui di agglomerati minori di 2.000 abitanti equivalenti”)”.

Perciò in ottemperanza alla norma di cui sopra si prevede di realizzare un sistema di evapotraspirazione fitoassistita per il trattamento delle acque reflue domestiche derivanti dai servizi igienici dell'impianto.

I trattamenti di evapotraspirazione fitoassistita sono trattamenti basati sul principio degli impianti di fitodepurazione in cui gli scarichi vengono trattati attraverso la degradazione biologica da parte di macrofite radicate nel suolo saturo d'acqua. In questo modo la traspirazione dell'acqua assorbita da parte delle piante, unita alla normale evaporazione della superficie del suolo, consente una forte riduzione del volume dei reflui trattati, fino ad arrivare, in condizioni favorevoli, alla completa evapotraspirazione del liquame e quindi ad azzerare lo scarico. Tali impianti devono ricevere acque che hanno subito un trattamento primario che varia in funzione della potenzialità dell'utenza domestica. Nel caso di utenze con potenzialità inferiore a 100 a.e., è sufficiente l'utilizzo di una fossa Imhoff.

La fossa Imhoff è costituita da due scomparti sovrapposti e idraulicamente comunicanti. Nel comparto superiore i solidi sedimentabili raggiungono per gravità il fondo del sedimentatore che ha un'opportuna inclinazione per consentire il passaggio dei fanghi nel comparto inferiore dove avviene la digestione.

Per il dimensionamento della vasca biologica Imhoff vengono seguiti i criteri stabiliti dalla Delibera del Comitato Interministeriale del 4 febbraio 1977. Nella tabella seguente sono riportati i dati di progetto utilizzati per dimensionamento della vasca.

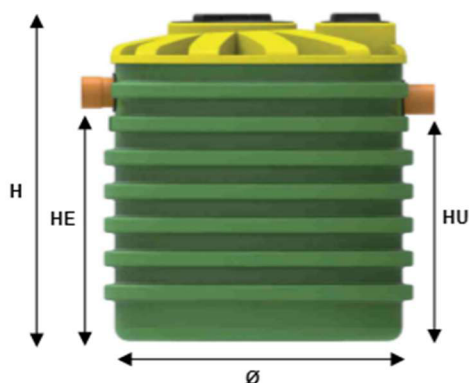
Tabella 10: Dati di progetto per il dimensionamento della fossa Imhoff

Carico idraulico pro capite	200 lt/AExd
Carico organico pro capite	60 gBOD5/AExd
Tempo di detenzione	4 – 6 h (sulla portata di punta)
Portata di punta	3 x Qm (portata media)
Volume sezione sedimentazione	40 – 50 lt/AE
Volume sezione digestione	100 – 120 lt/AE

Perciò utilizzando i dati riportati in Tabella 10, si è giunti al dimensionamento di una vasca Imhoff aventi le seguenti caratteristiche:

- Volume di sedimentazione: 168 lt
- Volume di digestione: 418 lt
- Carico organico: 0,24 KgBOD5/d
- Carico idraulico: 0,8 m3/d

Di seguito vengono riportate le caratteristiche tecniche della vasca prescelta:



Articolo	Modello	Lungh. mm	Largh. mm	Ø mm	H mm	HE mm	HU mm	Ø E/U mm	Tappi	Prolunghe	Volume sediment. lt	Volume digest. lt	Carico organico KgBOD5/d	Carico idraulico m ³ /d	A.E.
IM500	Liscio	–	–	790	790	620	600	110	CC200- CC140	PP30	87	218	0,12	0,4	2
RIM500	Rinforz.	–	–	950	900	510	720	700	CC400- CC300	PP45- PP35RIM	75	411	0,118	0,6	3
NIM700	Corrug.	–	–	1050	1030	760	740	110	CC400- CC200	PP45-PP30	168	418	0,24	0,8	4

Figura 11: Dati dimensionali e tecnici fossa Imhoff

A questo punto il refluo, dopo aver subito il trattamento primario, può essere immesso all'interno del bacino di fitodepurazione composto da un pozzetto di testa e dai vassoi collegati in serie e/o parallelo. Ogni vassoio viene riempito, a strati variabili, con sabbia, ghiaia ed una miscela di terreno vegetale che andrà a livellare il tutto. Per rendere ottimale il funzionamento del sistema è necessario installare alla base uno strato di telo geotessile. La superficie della vasca dovrà essere di forma convessa, in modo da favorire l'eliminazione delle acque piovane ed evitare ristagni pericolosi di umidità. A questo punto si potrà passare alla piantumazione. Il refluo depurato fuoriesce dall'ultimo vassoio e viene recapitato ad una stazione di sollevamento la cui pompa rilancia il refluo al pozzetto di testa in maniera tale da creare un circolo chiuso. In questa maniera gran parte del refluo trattato nel bacino viene assorbito ed evapotraspirato dalle piante, riducendo al minimo quello che è lo scarico finale nell'ambiente.

Per il dimensionamento del sistema è stata considerata una superficie di 5 mq per abitante equivalente, perciò sarà necessaria l'installazione di 4 vassoi per una superficie totale di 20 mq.

Di seguito viene riportato uno schema tipo dell'impianto in questione che prevede le seguenti caratteristiche:

- Area vassoio: 5 mq
- Area bacino: 20 mq

- Dimensione vasca: 2,5x2,1x0,8 m
- DN tubi: 125 mm
- Portata giornaliera: 0,8 mc/g

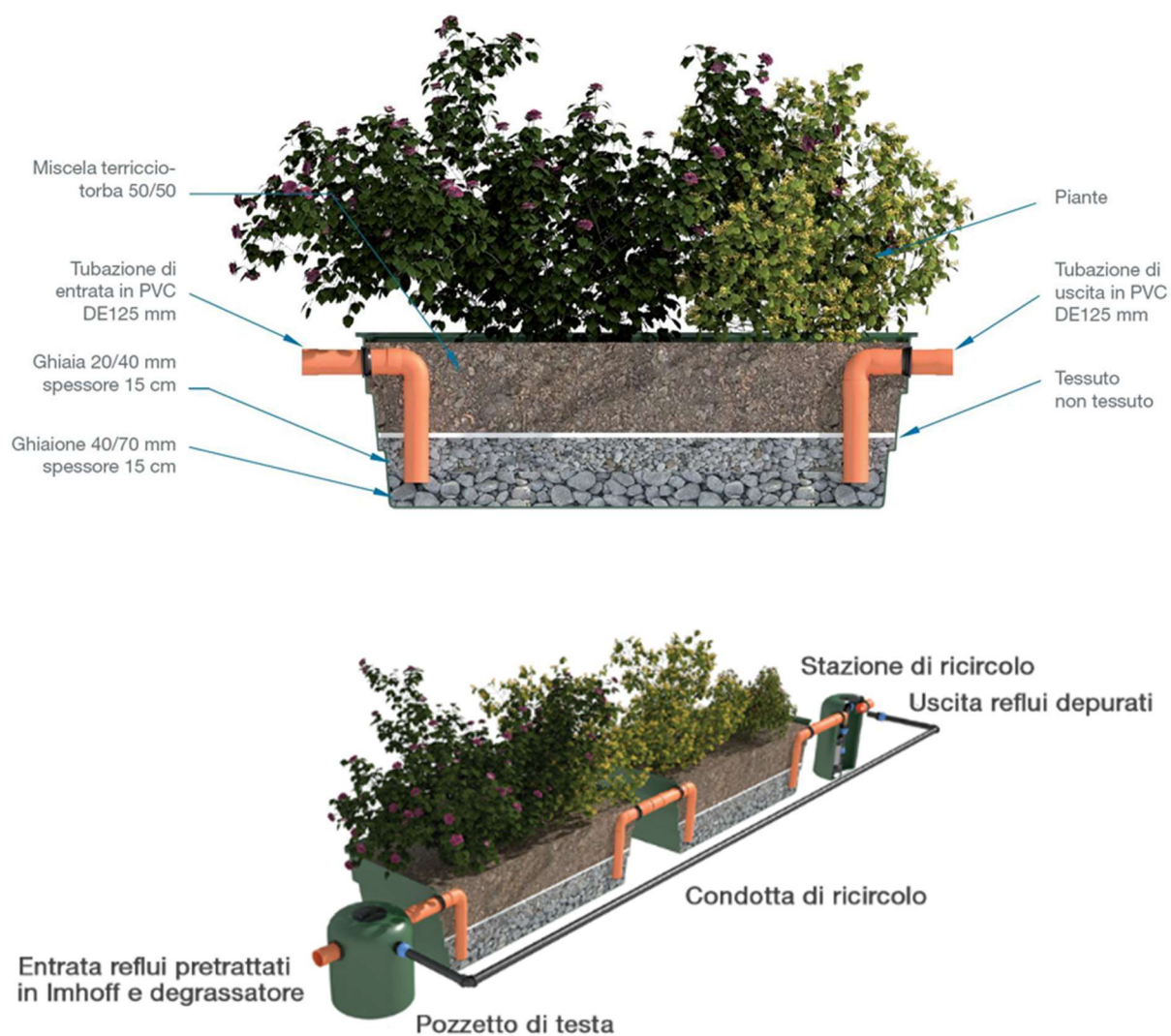


Figura 12: Schema tipologico impianto di evapotraspirazione

8. Dimensionamento impianti di trattamento

In questo capitolo verranno descritte le ipotesi e i criteri adottati per il dimensionamento degli impianti di trattamento delle acque meteoriche: nello specifico la vasca di prima pioggia e la vasca di laminazione.

8.1. Dimensionamento vasca di prima pioggia

Le acque di prima pioggia provenienti dal dilavamento delle superfici impermeabili (viabilità, pesa e piazzole) verranno raccolte e convogliate in un impianto di trattamento di prima pioggia e avviate allo scarico in corso d'acqua superficiale, previa laminazione.

L'inquinamento prodotto dalla viabilità e dai piazzali di movimentazione mezzi in genere è dovuto essenzialmente alla presenza di sabbia, terriccio e oli minerali leggeri, quest'ultimi dovuti a modeste perdite accidentali di automezzi. Inoltre, viste le lavorazioni dello stabilimento, ci si può attendere anche il deposito sulle superfici impermeabili di materiale inerte in forma pulverulenta. Per questi motivi si rende necessario inviare le acque ad un impianto di trattamento.

L'impianto di trattamento in progetto sarà costituito da un volume di accumulo calcolato in relazione alle dimensioni della superficie scolante e secondo i dettami normativi, e da un separatore oli, dotato di filtro a coalescenza, la cui funzione è quella di separare le micro-particelle di oli che non possono essere separate dall'acqua per semplice flottazione e sedimentazione. Infatti, le particelle di olio aderiscono al materiale coalescente filtrante, aumentano di dimensione unendosi l'una con l'altra e formano una pellicola d'olio. Al raggiungimento di un determinato spessore la pellicola diviene instabile, le parti più grandi si staccano e secondo e a causa della minore densità risalgono in superficie. I disoleatori, secondo le norme, sono muniti allo scarico di un dispositivo di sicurezza in acciaio inox che consiste in un otturatore a galleggiante tarato in funzione della densità dell'olio minerale previsto. L'installazione di tale otturatore determina l'arresto del flusso allo scarico ogni volta che avviene il riempimento della camera oli del separatore; infatti il galleggiante, all'aumentare dello spessore dell'olio nella camera, si abbassa di livello determinando così la chiusura automatica dello scarico.

L'impianto nel suo complesso è stato progettato per ottemperare ai limiti previsti dalla Tabella 3 dell'allegato 5 alla parte III del D.Lgs. 152/06.

Per il dimensionamento dell'impianto sono stati utilizzati i seguenti dati:

- area della superficie impermeabilizzata (S): 10823 mq, dalla quale si originano le acque di prima pioggia
- coefficiente di afflusso (ϕ): 0.8

Il processo di trattamento prevede i seguenti step:

1. separazione e accumulo delle acque di prima pioggia, così come definite dalle vigenti normative;
2. scarico delle acque meteoriche risultanti dalle successive precipitazioni (acque di seconda pioggia) nel corpo recettore (corso d'acqua superficiale), previo passaggio in un pozzetto di controllo e in vasca di laminazione
3. trattamento di sfangamento, sedimentazione e disoleatura delle acque di prima pioggia mediante sistema integrato di sedimentazione delle parti pesanti e disoleatore con filtro a coalescenza.
4. pozzetto fiscale.

Stante quanto definito in precedenza, il volume utile del bacino di accumulo delle acque di prima pioggia deve risultare non inferiore a:

$$V = 0,005 \cdot S \cdot \varphi = 43.29 \text{ mc} \quad (26)$$

Al pozzetto separatore, posto in testa alla vasca di accumulo, saranno innestati la condotta di drenaggio delle acque meteoriche e di scarico delle acque di seconda pioggia, nonché la tubazione di comunicazione con il bacino di accumulo delle acque di prima pioggia.

Il bacino di accumulo è dimensionato in modo da trattenere al suo interno i primi 5 mm di pioggia, come prevede la norma. Al suo interno è prevista un'elettropompa sommersa a girante arretrata per il sollevamento del refluo alla fase successiva di disoleatura. La sezione di accumulo avrà un volume utile di 45 mc, in modo da garantire un franco di sicurezza in caso di maggior apporto idrico.

Lo svuotamento del bacino avverrà in automatico grazie alla presenza di un automatismo che permetterà l'avviamento dell'elettropompa dopo un certo tempo, non superiore alle 48 ore, in conformità a quanto previsto dalla normativa vigente; è previsto inoltre un sensore di livello per l'arresto dell'elettropompa.

Al termine dell'evento meteorico, le acque depurate verranno collettate e inviate alla vasca di laminazione per poi essere scaricate all'interno del corpo idrico superficiale antistante l'impianto.

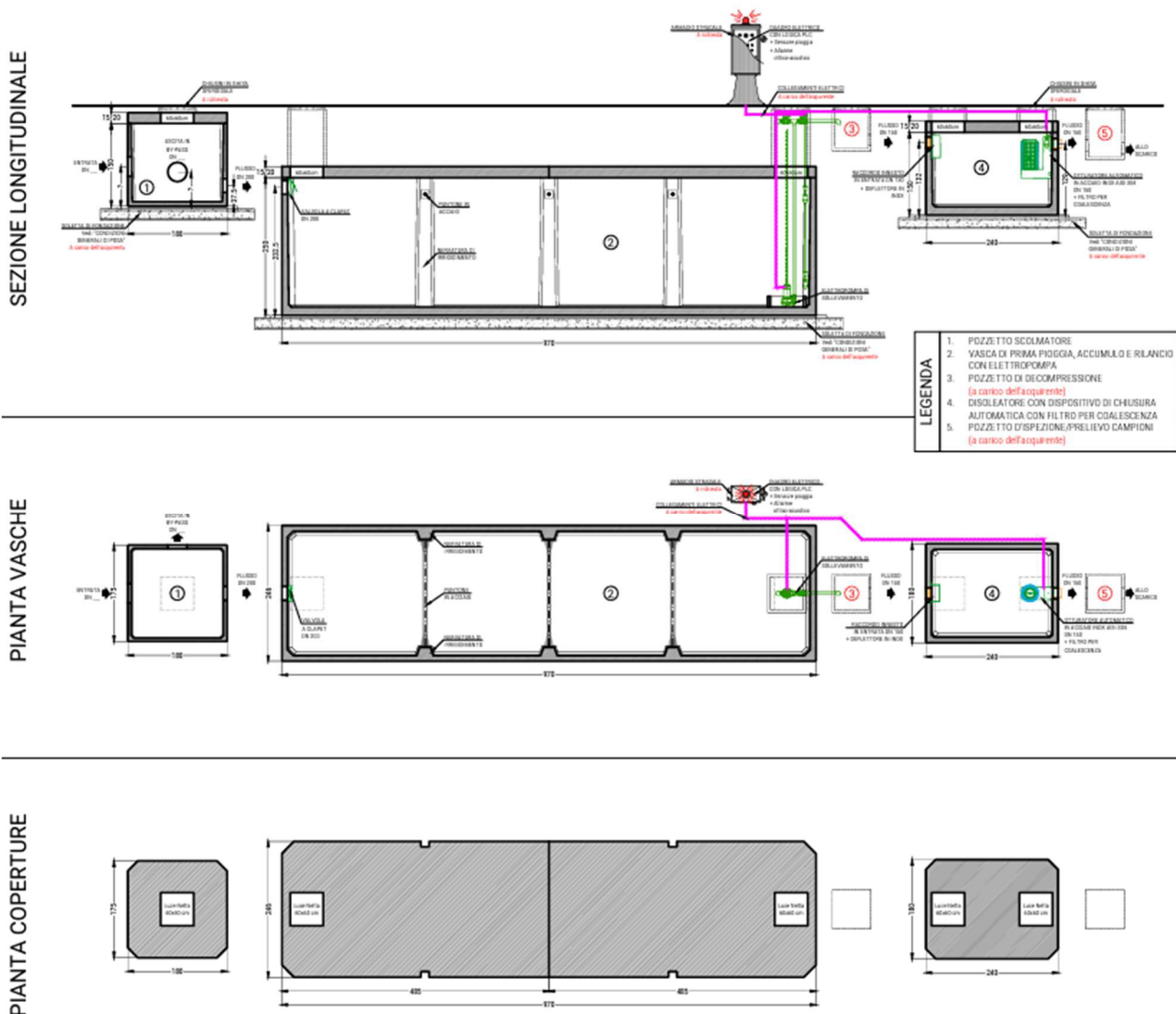


Figura 13: Impianto di trattamento delle acque di prima pioggia

8.2. Dimensionamento della vasca di laminazione

Per il dimensionamento della vasca di laminazione sono state utilizzate le linee guida indicate dalla Regione Lazio riportate nel DGR n. 117/2020 “Linee guida sulla invarianza idraulica nelle trasformazioni territoriali”. Tali linee guida permettono di seguire il principio dell’invarianza idraulica evitando così di sovraccaricare il corpo idrico esistente.

L’area in esame rientra all’interno delle classi di intervento di “Significativa impermeabilizzazione potenziale” poiché la superficie totale di intervento è pari a 6.07 ha.

Tabella 11: Classificazione degli interventi di trasformazione dell'uso del suolo ai fini dell'invarianza idraulica

CLASSI DI INTERVENTO	SOGLIE DIMENSIONALI
1) Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0,1 ha (1.000 m ²)
2) Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione maggiore di 0,1 ha (1.000 m ²) ed inferiore ad 1 ha (10.000 m ²)
3) Significativa impermeabilizzazione potenziale	– Intervento su superfici di estensione maggiore di 1 ha (10.000 m ²) ed inferiore a 10 ha (100.000 m ²); – Interventi su superfici di estensione superiore a 10 ha (100.000 m ²) con Imp(*) < 0,3
4) Marcata impermeabilizzazione potenziale	Interventi su superfici di estensione superiore a 10 ha (100.000 m ²) con Imp(*) > 0,3

(*) : frazione della superficie totale che sarà impermeabilizzata

Il volume minimo d'invaso atto a garantire l'invarianza idraulica, in termini di portate di deflusso meteorico, provenienti dalle aree oggetto di trasformazioni dell'uso del suolo e recapitate nei corpi idrici ricettori, è stabilito dalla seguente espressione, ricavata dal "metodo dell'invaso":

$$w = w^{\circ} \times \left(\frac{\varphi}{\varphi^{\circ}} \right)^{\frac{1}{1-n}} - (15 \times I) - (w^{\circ} \times P) \quad (27)$$

nella quale:

- $w^{\circ} = 100 \div 150$ mc/ha: volume di riferimento da assumersi per territori di "bonifica"
- $w^{\circ} = 50$ mc/ha: volume di riferimento da assumersi nei territori "non impermeabilizzati in ambito urbano"
- $w^{\circ} = 15$ mc/ha: volume di riferimento da assumersi nei territori "impermeabilizzati in ambito urbano"
- ϕ : coefficiente di deflusso post trasformazione
- φ° : coefficiente di deflusso ante trasformazione
- $n = 0,48$: esponente delle curve di probabilità pluviometrica [$h=a \times t^{\ n}$] di durata inferiore all'ora, assunto nell'ipotesi che le percentuali di pioggia oraria, precipitata nei 5, 15 e 30 minuti, siano rispettivamente il 30%, il 60% e il 75%, come risulta orientativamente da studi sperimentali
- I : quota (%) dell'area oggetto d'intervento, interessata dalla trasformazione*
(*) Tale quota è comprensiva anche delle aree che seppur non pavimentate (impermeabilizzate), a seguito della trasformazione, vengono eventualmente sistemate e/o regolarizzate
- P : quota (%) dell'area oggetto d'intervento non interessata dalla trasformazione*, tale che [$I+P=100\%$]
(*) Tale quota è rappresentata solo da quelle aree che non vengono sistemate e/o regolarizzate né sottoposte a qualsivoglia altro tipo di intervento, anche non impermeabilizzate

Il volume w misurato in [mc/ha] ricavato dall'equazione di cui sopra, dovrà essere moltiplicato per l'area totale d'intervento S ; questo a prescindere dalla quota P dell'area oggetto dell'intervento stesso, non interessata dalla trasformazione.

Per determinare i coefficienti φ° e φ si deve far riferimento alle seguenti relazioni:

$$\varphi^{\circ} = 0.9 \times Imp^{\circ} + 0.2 \times Per^{\circ} \quad (28)$$

$$\varphi = 0.9 \times Imp + 0.2 \times Per \quad (29)$$

nelle quali:

- Imp° : quota parte dell'area totale da ritenersi impermeabile, prima della trasformazione
- Per° : quota parte dell'area totale da ritenersi permeabile, prima della trasformazione
- Imp : quota parte dell'area totale da ritenersi impermeabile, dopo la trasformazione
- Per : quota parte dell'area totale da ritenersi permeabile, dopo la trasformazione

Alla luce di quanto sopra esposto, è stato effettuato il dimensionamento della vasca di laminazione adottando come parametri di progetto:

Tabella 12: Valori utilizzati per il calcolo del volume di laminazione

W°	50 mc/ha
n	0,48
I	1
P	0
Imp	0,26
Per	0,74
Imp°	0
Per°	1
Φ	0,38
Φ°	0,20

A questo punto utilizzando la formula sopra descritta è stato ricavato un valore di $w = 159$ mc/ha.

Moltiplicando tale valore per l'area oggetto di intervento avente una superficie pari a $S = 6,07$ ha, si ottiene un volume di laminazione di 965 mc. A tal proposito si intende realizzare una vasca di laminazione interrata al di sotto del capannone di trattamento del digestato solido avente un volume di 1000 mc ed un tirante idrico di 0.9 m. Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Per determinare le luci di scarico e i tiranti idrici consentiti nell'invaso, si fa sempre riferimento alle linee guida riportate nel DGR n. 117/2020 che definiscono il seguente criterio:

“nel caso di classe di intervento denominata significativa impermeabilizzazione potenziale, le luci di scarico e i tiranti idrici consentiti nell'invaso, dovranno esser tali da garantire che il valore della portata massima, defluente dall'area oggetto di trasformazione dell'uso del suolo, sia pari al valore assunto dalla stessa precedentemente all'impermeabilizzazione dell'area medesima, almeno per una durata di pioggia di 2 ore e un tempo di ritorno di 30 anni”.

Per prima cosa quindi si è proceduto a calcolare la portata massima defluente dall'area precedentemente all'impermeabilizzazione per un tempo di ritorno di 30 anni e una durata di pioggia di 2 ore.

Per il calcolo del coefficiente di crescita K_t è stata utilizzata la relazione (5) che nel caso dell'area oggetto d'intervento assume la forma espressa nella relazione (6). Perciò per un tempo di ritorno $T=30$ anni è stato

ottenuto un valore di $K_t=2,04$. A questo punto si è proceduto a calcolare l'intensità di pioggia con l'eq (17), ottenendo un valore di $i(T, d) = 39,77 \text{ mm/h}$.

A questo punto per il calcolo della portata è stata utilizzata l'equazione (18) assumendo:

- $i = 39,77 \text{ mm/h}$
- $\phi = 0,2$
- $S = 15823 \text{ mq}$

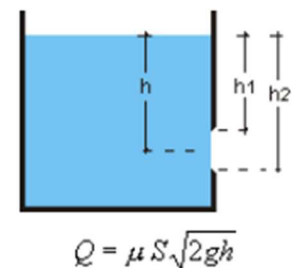
Perciò con tali valori è stata ottenuta una portata pari a $125,85 \text{ m}^3/\text{h}$, ovvero $0,035 \text{ m}^3/\text{s}$.

Al fine di garantire tale valore di scarico nel corpo idrico superficiale, è stato calcolato il diametro della tubazione di uscita della vasca di laminazione, in modo da invasare tutto il volume in eccesso e scaricare al massimo la portata di progetto pari a $0,035 \text{ m}^3/\text{s}$. Per il calcolo della sezione di uscita della vasca di laminazione, è stata utilizzata la formula per il calcolo della portata per luci a battente a spigolo vivo.

Q m^3/s

h m

D m



Perciò con un diametro della sezione di uscita pari a 125 mm e un tirante idrico pari a 0.9 m si ottiene un valore di portata in uscita pari a $0,031 \text{ m}^3/\text{s}$, in linea con i requisiti necessari al fine di soddisfare il principio dell'invarianza idraulica.

9. Conclusioni

Il presente documento è stato redatto con l'intento di illustrare e descrivere le opere necessarie per la gestione delle acque meteoriche e dei percolati che verranno prodotti nell'impianto di produzione di biometano che si intende realizzare nel Comune di Velletri (RM).

La prima fase dello studio è stata incentrata sull'analisi idrologica e idrografica dell'area in esame ai fini di determinare l'intensità di pioggia e quindi le portate di progetto necessarie per il dimensionamento della rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche. L'analisi è stata condotta seguendo i dettami del metodo di regionalizzazione proposto dal programma VAPI, basato sulla distribuzione dei valori estremi tipo I a due componenti (TCEV1) ed è stato utilizzato come parametro di progetto un'intensità di pioggia pari a 60 mm/h corrispondente ad un tempo di ritorno di 20 anni.

Nota la portata di progetto è stato possibile determinare i diametri delle tubazioni per garantire il corretto smaltimento delle acque meteoriche.

Inoltre è stata progettata anche una rete dedicata alla raccolta dei percolati, che verranno collettati ed inviati all'interno delle prevasche consentendo in questo modo il loro completo riutilizzo.

Infine sono stati dimensionati gli impianti di trattamento in conformità alle normative nazionali e regionali vigenti, ai fini di garantire una corretta gestione delle acque di prima pioggia, evitando fenomeni di inquinamento idrico e rispettando il principio dell'invarianza idraulica.