



Comune di MOTTOLA
prov. di Taranto
REGIONE PUGLIA

Impianto Agrovoltaico "Semeraro"
della potenza di 26,226 MW in DC

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

Lapis Srl

LAPIS S.R.L.
Via Giovanni Battista Soresina, 2 - 20144 Milano (MI)
C.F. e P.IVA: 12884650966
PEC: lapis_srl@legalmail.it

PROGETTAZIONE:



TÈKNE srl
Via Vincenzo Gioberti, 11 - 76123 ANDRIA
Tel +39 0883 553714 - 552841 - Fax +39 0883 552915
www.gruppotekne.it e-mail: contatti@gruppotekne.it

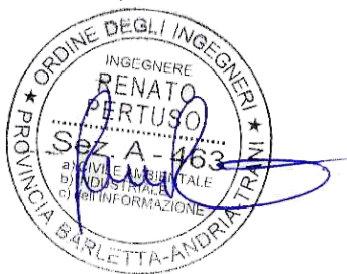


PROGETTISTA:

Dott. Ing. Renato Pertuso
(Direttore Tecnico)

LEGALE RAPPRESENTANTE:

dott. Renato Mansi



PD

PROGETTO DEFINITIVO

**RELAZIONE IMPIANTO DI TRATTAMENTO ACQUE
METEORICHE DELLA STAZIONE UTENTE**

Tavola: **RE19**

Filename:
TKA895-PD-RE18-RelazioneacquemeteoricheSUR0.docx

Data 1°emissione: Giugno 2023	Redatto: F.RICCO	Verificato: G.PERTOSO	Approvato: R.PERTUSO	Scala:	Protocollo Tekne:
n° revisione					
1					
2					
3					
4					

TKA895

REGIONE PUGLIA - PROVINCIA DI TARANTO - COMUNE DI CASTELLANETA (TA)

INDICE

Introduzione	2
1. Descrizione delle opere in progetto	5
1.1 Descrizione della stazione utente.....	5
1.2 Descrizione del progetto	9
2. Normativa di riferimento.....	10
3 Analisi della piovosità critica mediante Analisi Regionale.....	12
3.1 Analisi di 1° e 2° Livello, individuazione delle zone omogenee	13
3.2 Curva di crescita	13
3.4 3° Livello di regionalizzazione: leggi di probabilità pluviometriche	15
4. Determinazione della portata di massima pioggia.....	18
5. Impianto di trattamento con svuotamento in continuo	22
5.1 Dimensionamento condotta.....	24
5.2 Calcolo dei volumi delle vasche per “Sistemi di trattamento in continuo”	26
5.2.1 Dimensionamento del volume di sedimentazione.....	26
5.2.2 Dimensionamento del disoleatore secondo UNI EN 858-1.....	29
5.3 Scelta dell’impianto di trattamento delle acque di prima pioggia.....	30
6. Recapito finale: pozzi disperdenti per acque meteoriche.....	36
2.1 Dimensionamento dei dreni verticali	37

PD PROGETTO DEFINITIVO	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	Protocollo TEKNE
	RO	<i>Giugno 2023</i>	<i>F. RICCO</i>	<i>G. PERTOSO</i>	<i>R. PERTUSO</i>	TKA895-PD-RE19

Introduzione

L'attività in oggetto consiste nel **dimensionamento preliminare di un impianto di trattamento delle acque meteoriche** a servizio della **STAZIONE UTENTE 30/150 kV** a realizzarsi nel comune di Castellaneta (TA) nei pressi della Stazione Elettrica Terna "Castellaneta", **ai sensi del Regolamento Regionale n.26 del 9 dicembre 2013 "Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia" (attuazione dell'art. 113 del D.lgs. n. 152/06 e ss.mm. ed ii.)**.

La realizzazione della stazione di elevazione si rende necessaria poiché al suo interno si colloca lo stallo di trasformazione AT/MT afferente all'impianto agrivoltaico denominato "Semeraro" in agro di Mottola (TA), di complessivi 26,226 MWp (DC), come somma delle potenze in condizioni standard dei moduli fotovoltaici. All'interno della stazione di elevazione si collocano anche gli stalli di trasformazione afferenti ad altri impianti fotovoltaici in progetto nella medesima zona.

Lo stallo di trasformazione consentirà di elevare la tensione dell'impianto di produzione dalla Media (MT - 30 kV) all'Alta (AT - 150 kV) Tensione, ed un sistema di sbarre AT, che raccoglierà l'energia prodotta sia dall'impianto in questione che dagli altri produttori con i quali si prevede di condividere lo stallo AT della SE RTN assegnato da Terna; tale soluzione è in accordo con quanto previsto dalla Soluzione Tecnica Minima Generale (STMG) emessa da Terna (c.p. 202000858)

Il sistema di sbarre sarà connesso alla sezione a 150 kV della SE RTN "Castellaneta" tramite cavo interrato di alta tensione.

A tal proposito si segnala che lo stallo RTN sul quale si prevede di collegare la stazione di raccolta sarà condiviso con alcune iniziative sempre connesse alla scrivente e con ulteriori produttori:

- Ecotec srl – c.p. 202002668
- Castellaneta srl – c.p. 202002599
- Ecotec srl – c.p. 202202604
- Colangelo srl – c.p. 201800630

Le **acque meteoriche** saranno convogliate in un impianto di trattamento in continuo mediante una tubazione, opportunamente dimensionata, in polietilene ad alta densità tipo Ecopal coestruso a doppia parete, liscia internamente e corrugata esternamente, per condotte di scarico interrate non in pressione, prodotto in conformità alla norma europea UNI EN 13476.

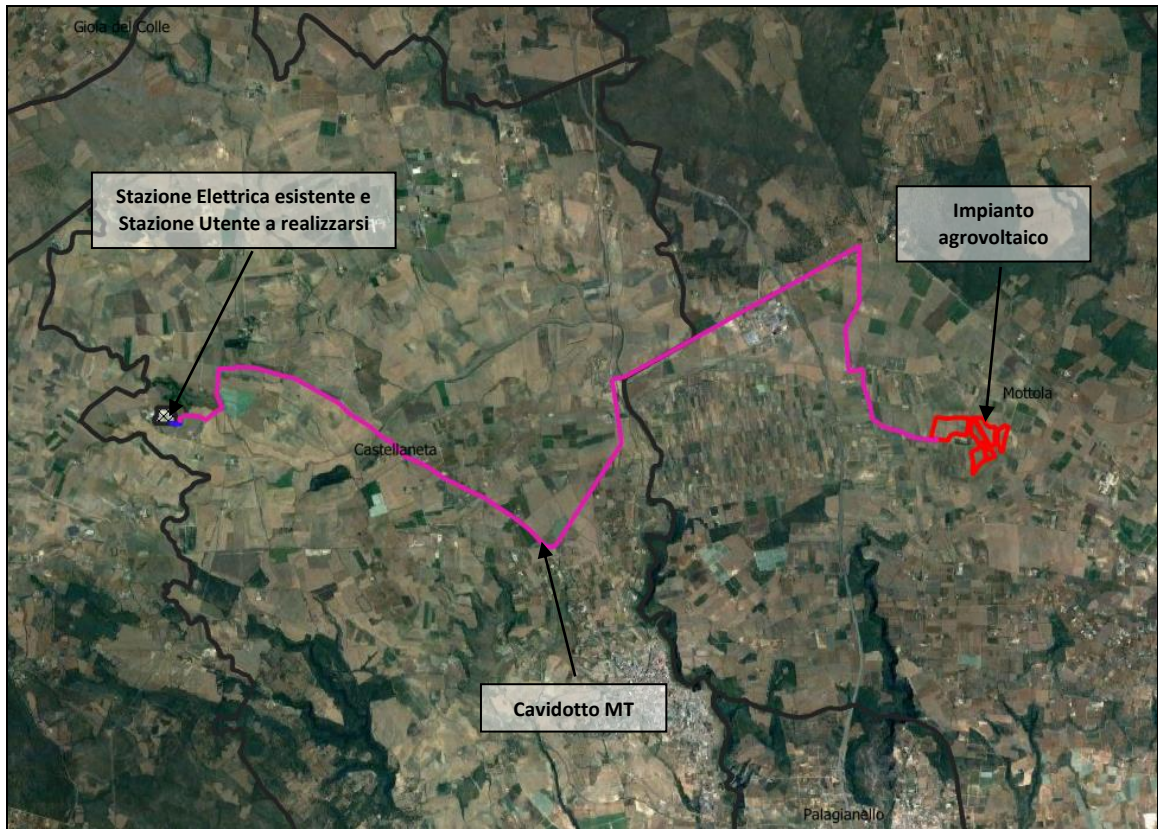


Figura 1 Inquadramento su ortofoto stazione elettrica, stazione utente e impianto agrivoltaico



Legenda	
	SE RTN 380/150 kV di CASTELLANETA (Terna S.p.A)
	Stallo utente di trasformazione AT/MT 150/30 kV
	Sistema di sbarre AT e stallo di partenza - linea per connessione alla SE RTN
	Aree destinate alla sezione di trasformazione AT/MT di altre iniziative
	Cavo interrato AT 150 kV

Figura 2 Inquadramento su ortofoto stazione di elevazione MT/AT e STAZIONE ELTTERICA TERNA

1. Descrizione delle opere in progetto

1.1 Descrizione della stazione utente

Il sito interessato dalla realizzazione delle opere di utenza per la connessione, ossia lo stallo utente di elevazione e il sistema di sbarre AT, è ubicato nel Comune Castellaneta (BR), a destra della stazione RTN di Terna 380/150 kV “Castellaneta”; la superficie ricade al Fg. 17 p.lla 210 dello stesso comune e alle coordinate geografiche del sistema WGS84 40.667360° N 16.850687°E.

Il terreno su cui sarà realizzata la stazione di elevazione ricade in “contesto rurale del sistema geomorfologico complesso con valore paesaggistico” come cartografato sul P.U.G. di Castellaneta (Figura 1.2), è raggiungibile mediante le strade provinciali SP21 e la SP22 e dalla strada statale SS7 collegate alla stazione mediante strade locali.

La stazione di utenza si compone delle seguenti sezioni:

- sezione di trasformazione 150/30 kV, comprendente un montante TR equipaggiato con scaricatori di sovratensione, TV e TA per protezioni e misure fiscali, interruttore, sezionatore orizzontale tripolare e colonnini isolatori; inoltre sarà realizzato un edificio che ospiterà le apparecchiature di media e bassa tensione;
- sezione provvista di sbarre AT di raccolta, con n. 4 stalli TR e n. 1 stallo destinato alla connessione verso la RTN con cavo interrato; il montante di uscita sarà equipaggiato con interruttore, sezionatore orizzontale tripolare, TV induttivo, TA, scaricatori e terminali AT, mentre il sistema di sbarre AT sarà dotato di colonnini porta sbarre, sezionatori verticali a pantografo e TV di sbarra.

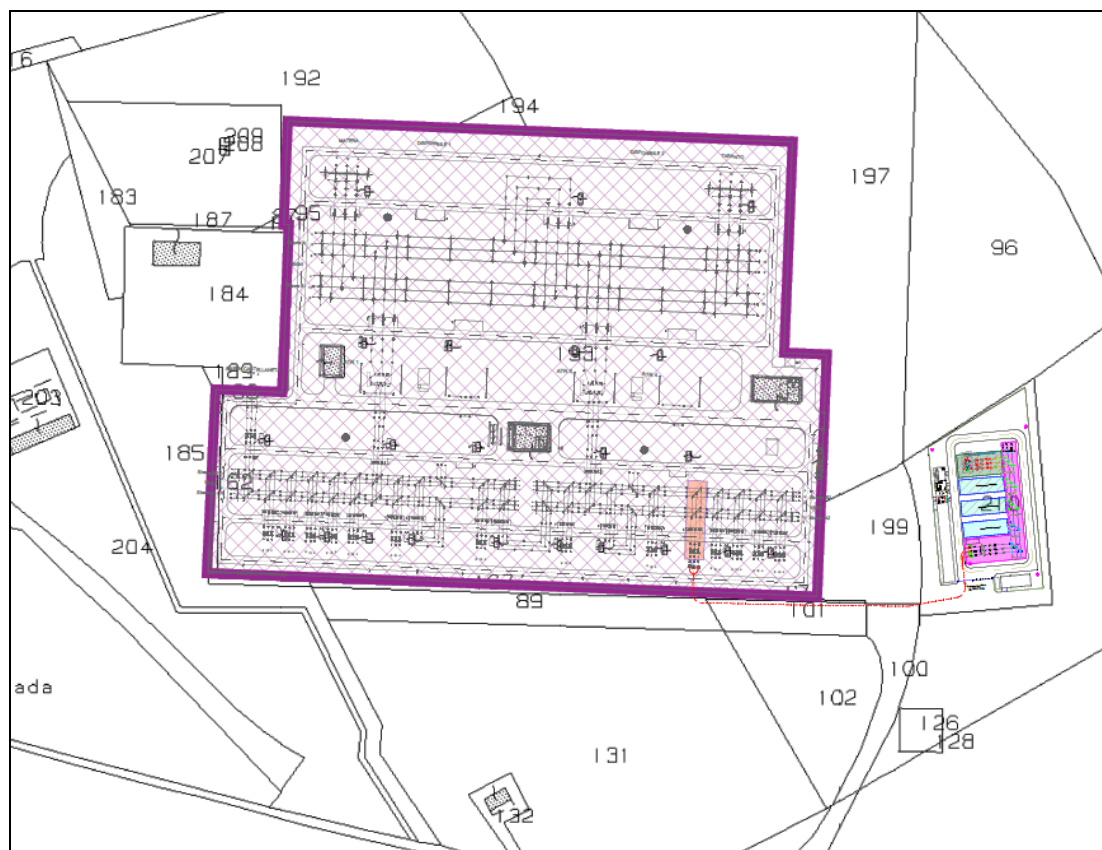


Figura 1. 1 Inquadramento stazione di elevazione su cartografia catastale

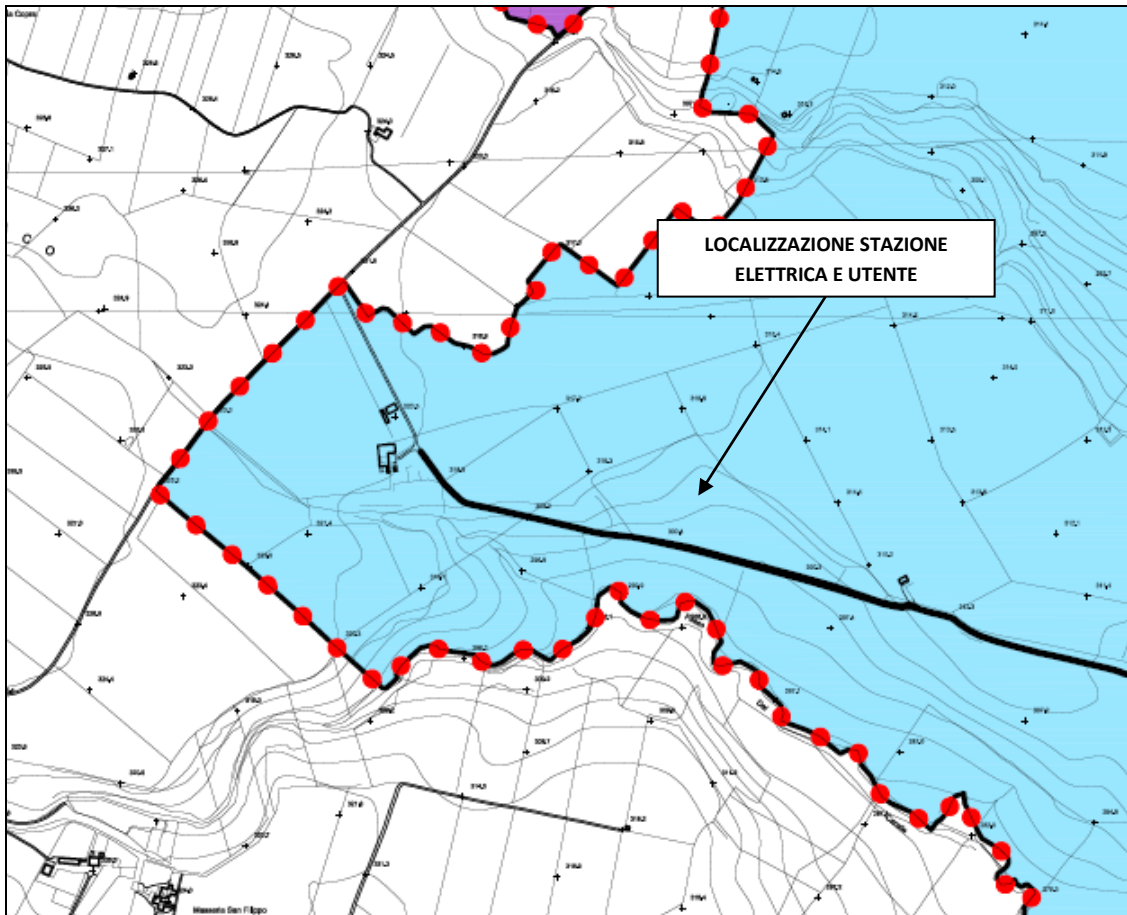


Figura 1. 2 Inquadramento opere su PUG del comune di Castellaneta (TA)

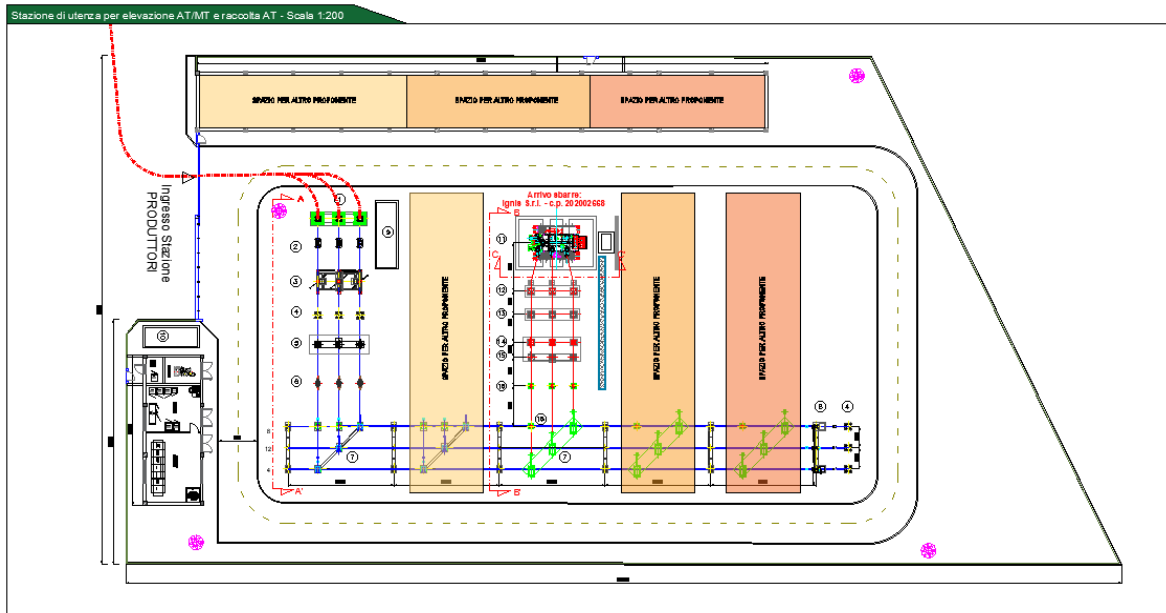


Figura 1. 3 Pianta stazione di utenza per levazione AT/MT e raccolta AT

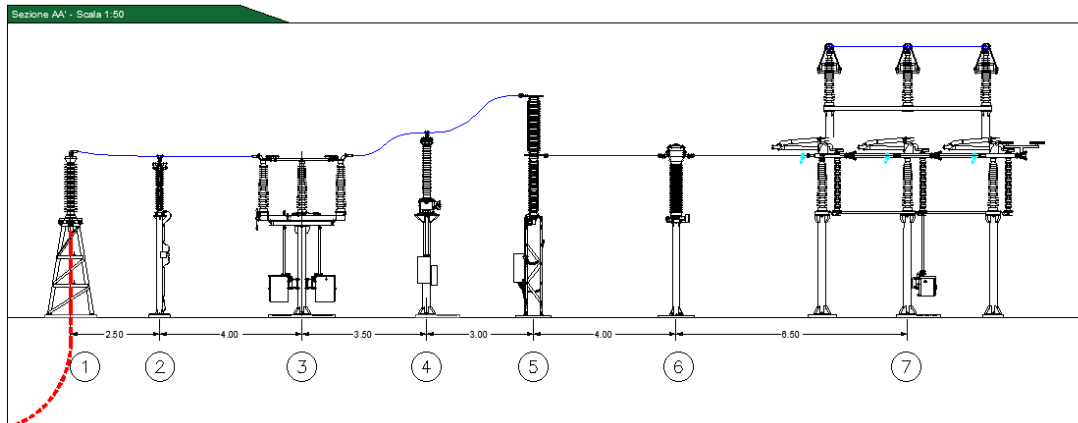


Figura 1. 4 Sezione del sistema di sbarre di raccolta AT

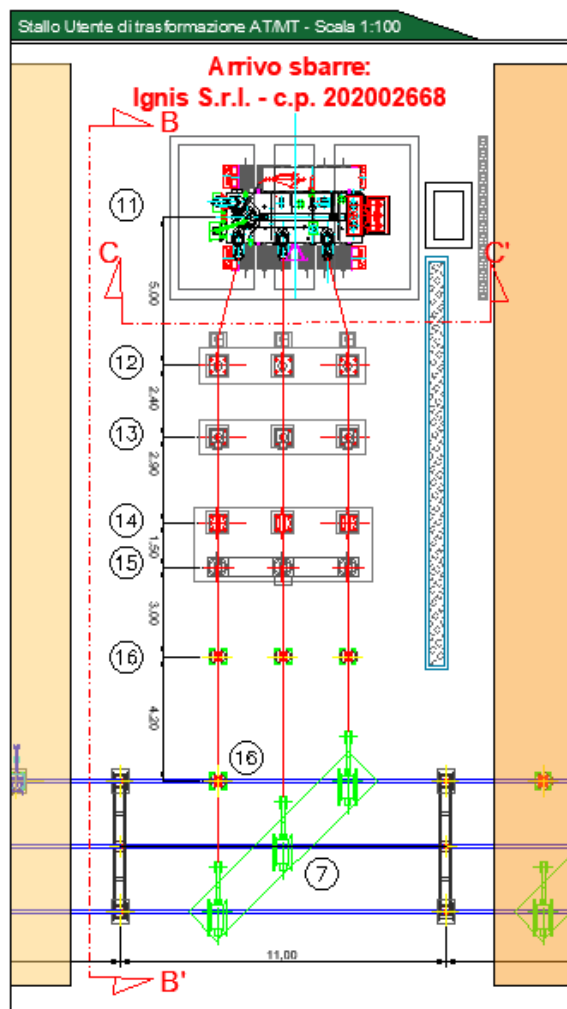


Figura 1. 5 Stallo utente

1.2 Descrizione del progetto

Le acque meteoriche saranno raccolte da caditoie in calcestruzzo di dimensioni 40x40 cm, poste lateralmente alla stazione utente, le quali convogliano l'acqua nel pozzetto di ispezione sottostante. Da qui l'acqua, mediante la condotta, sarà indirizzata nell'impianto di trattamento del tipo "in continuo", dove avverrà la dissabbiatura e la disoleazione in grado di garantire il rispetto dei valori riportati nella tabella 4 dell'Allegato V alla parte III del Decreto Legislativo n.152/06.

Lo svuotamento in continuo costituisce il sistema più semplice dal punto di vista costruttivo e gestionale: esso è composto da un pozzetto ed un disoleatore con filtro a coalescenza (per dissabbiatura e disoleazione) dimensionati su eventi meteorici di breve durata e forte intensità ed è privo di organi meccanici.

Le **acque trattate** verranno raccolte in una vasca di accumulo interrata e destinate al riutilizzo irriguo.

Il **troppo pieno** della vasca di accumulo, invece, verrà rilasciato direttamente nei primi strati di terreno o nella parte superficiale mediante pozzi disperdenti.

Infatti, alla luce del Regolamento Regionale n. 26 del 9 dicembre 2013, è necessario provvedere allo smaltimento delle acque meteoriche in conformità a quanto indicato nell'articolo 5 del Capo I del R.R. n.26/2013.

L'attività della stazione utente non rientra tra quelle che producono rifiuti pericolosi, l'unico rifiuto presente sulla superficie impermeabile è l'olio che accidentalmente potrebbe essere rilasciato dai veicoli e dai mezzi da lavoro presenti nell'area.

Il progetto della stazione utente, come verrà dimostrato in fase esecutiva, prevede, a tutela del suolo, l'utilizzo di bacini di contenimento per la raccolta dell'olio che potrebbe essere rilasciato dai trasformatori in caso di guasto, e dell'eventuale evento meteorico che potrebbe verificarsi contemporaneamente alla rottura dei trasformatori.

Tra il fondo del serbatoio e il suolo viene realizzato uno strato impermeabile che evita l'inquinamento del terreno dovuto a perdite di olio.

I bacini sono collocati sotto i trasformatori e i reflui raccolti all'interno vengono convogliati in altre vasche interrate laterali, del volume di raccolta di circa 20 m³ e svuotate ogni qualvolta una rottura del trasformatore richieda un intervento di manutenzione.

All'interno delle vasche, infatti, deve essere presente un sensore che rileva la presenza di olio attivando un allarme locale sonoro e visivo in sala controllo ed evitando così che si verifichino contaminazioni del suolo. In seguito all'emissione del segnale acustico il personale addetto provvederà tempestivamente a svuotare le vasche contenenti olio ed eventualmente acque di pioggia e a smaltire il tutto come rifiuto.

Nonostante l'impiego delle vasche di contenimento e raccolta dell'olio minerale dei trasformatori, il progetto prevede un trattamento di **disoleazione** che consente il rilascio di acqua pulita dopo il trattamento, idonea al riutilizzo irriguo ed allo scarico negli strati superficiali del sottosuolo.

2. Normativa di riferimento

La presente relazione è stata redatta nel rispetto dei seguenti riferimenti normativi:

- D. Lgs n. 152/06 e s.m.i., Parte III “Norme in materia di difesa del suolo e lotta alla desertificazione, di tutela delle acque dall'inquinamento e di gestione delle risorse idriche”.
- Piano di Tutela delle Acque, Decreto Commissariale n. 209 del 19 dicembre 2005, adottato con Delibera di Giunta n. 883 del 19 giugno 2007, approvato dal Consiglio Regionale il 20 ottobre 2009;
- Regolamento Regionale n. 26 del 9 dicembre 2013 Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia;
- Norme UNI-EN 858-1/2

L'articolo 3 del REGOLAMENTO REGIONALE 9 dicembre 2013, n. 26 “Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia” (attuazione dell'art. 113 del D.Lgs. n. 152/06 e ss.mm. ed ii.), definisce:

- **acque meteoriche di dilavamento:** le acque di pioggia che precipitano sull'intera superficie impermeabilizzata scolante afferente allo scarico o all'immissione;
- **acque di prima pioggia** (punto II): compresa tra 5 e 2,5 mm per le superfici scolanti di estensione rientranti tra 10.000 mq e 50.000 mq, valutate al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse;
- **acque di seconda pioggia:** la parte delle acque meteoriche di dilavamento eccedente le acque di prima pioggia;
- **acque di lavaggio:** le acque utilizzate per operazioni di lavaggio di aree esterne impermeabilizzate artificialmente e suscettibili di veicolare sostanze pericolose o che comunque possono creare pregiudizio per l'ambiente.”

Le acque meteoriche di dilavamento ricadenti nella zona oggetto dell'intervento sono disciplinate dall'art. 4 comma 6 del R.R.26/2013: “le acque meteoriche di dilavamento di cui al presente articolo, in alternativa alla separazione delle acque di prima pioggia, possono essere trattate in impianti con funzionamento in continuo, sulla base della portata stimata secondo le caratteristiche pluviometriche dell'area da cui dilavano per un tempo di ritorno pari a 5 (cinque) anni”. Le acque meteoriche di dilavamento saranno trattate, pertanto, in impianti con funzionamento in continuo in grado di garantire la grigliatura, la dissabbiatura e la disoleazione.

Il progetto prevede l'impiego di un impianto di trattamento delle acque di dilavamento in continuo, conforme alla Norma UNI EN 858-1, nel quale i reflui subiscono un trattamento depurativo che comprende, oltre alla grigliatura ed alla dissabbiatura prevista dal Piano Direttore, anche la disoleazione, garantendo quindi il rispetto dei limiti allo scarico sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo previsti dalla tabella 4 dell'Allegato V alla parte III del Decreto Legislativo n.152/06.

Lo svuotamento del dissabbiatore/disoleatore avverrà in continuo, anche durante l'evento meteorico ed il recapito finale sarà negli strati superficiali del suolo mediante dreni verticali opportunamente dimensionati.

3 Analisi della piovosità critica mediante Analisi Regionale

L'analisi della piovosità critica è stata condotta determinando le curve di possibilità pluviometrica, considerando le procedure individuate dal CNR-GNDCI (Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche) nell'ambito del progetto VAPI (Valutazione delle Piene) e contenute nel Rapporto Sintetico (Analisi regionale dei massimi annuali delle precipitazioni in Puglia centro meridionale).

L'analisi regionale è stata implementata in tutta Italia dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del CNR ed è entrata a far parte del PAI di tutte le Autorità di Bacino italiane. Mediante l'analisi regionale possiamo usare dei dati rilevati in siti diversi per colmare lacune di conoscenza delle osservazioni in bacini non strumentati appartenenti alla regione che stiamo considerando.

L'analisi regionale degli estremi idrologici massimi (massimi annuali delle precipitazioni e massimi annuali delle portate fluviali) può essere condotta suddividendo l'area di studio in zone geografiche che possono considerarsi omogenee nei confronti dei parametri statistici della distribuzione di probabilità che si è deciso di adottare, e che sono via via più ampie man mano che l'ordine dei parametri aumenta (P. Claps et al.).

Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). Per l'individuazione delle regioni omogenee di primo e secondo livello si è fatto ricorso a generazioni sintetiche Montecarlo in grado di riprodurre la struttura correlativa delle serie osservate (Gabriele e Iritano, 1994).

I risultati hanno evidenziato (Castorani e Iacobellis, 2001) per l'area esaminata la consistenza di una zona unica di primo e secondo livello. L'intero territorio di competenza del Compartimento di Bari del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale risulta quindi diviso, al primo e secondo livello, in due sottozone. La prima (Claps et al, 1994) comprende la Capitanata, il Sub-appennino Dauno, il Gargano e l'Alta Murgia, la seconda include la restante parte del Tavoliere e della Murgia e la Penisola Salentina. L'analisi di terzo livello basata sull'analisi di regressione delle precipitazioni di diversa durata con la quota ha portato alla individuazione, oltre alle quattro zone omogenee in Claps et al. (1994), di altre due zone e delle rispettive curve di possibilità climatica.

I dati pluviometrici utilizzati sono quelli pubblicati sugli annali idrologici del Compartimento di Bari del S.I.M.N., le cui stazioni costituiscono una rete di misura con buona densità territoriale.

3.1 Analisi di 1° e 2° Livello, individuazione delle zone omogenee

L'analisi condotta sulle piogge giornaliere, consente di accogliere l'ipotesi che le 66 stazioni appartengano al primo livello di Analisi Regionale ad una zona unica, entro la quale si possono ritenere costanti i valori teorici dei parametri Θ^* e Λ^* .

La stima, ottenuta utilizzando la procedura iterativa standard (Claps et al 1994), ha fornito i seguenti risultati:

$$\Theta^* = 2.351$$

$$\Lambda^* = 0.772$$

Anche nella procedura operata al 2° livello di regionalizzazione, la verifica dell'ipotesi di unica zona omogenea ha condotto ad un risultato positivo con valore costante di Λ_1 .

Tabella 1 Parametri regionali della TCEV e coefficiente di asimmetria e variazione per la Puglia

Tab. 1a. Parametri regionali TCEV di 1 e 2 livello.

Zona	Λ^*	Θ^*	Λ_1
Puglia Settentrionale	0.772	2.351	44.63
Puglia Centro-meridionale	0.353	2.121	17.55

Tab. 1b. Asimmetria (Ca) e coefficiente di variazione (Cv) osservati.

Zona	Ca	σ^2 (Ca)	Cv	σ^2 (Cv)
Puglia Settentrionale	1.66	0.52	1.31	0.554
Puglia Centro-meridionale	1.31	0.50	0.45	0.007

3.2 Curva di crescita

L'analisi regionale dei dati di precipitazione al primo e al secondo livello di regionalizzazione è finalizzata alla determinazione delle curve regionali di crescita della grandezza in esame. In particolare per utilizzare al meglio le caratteristiche di omogeneità spaziale dei parametri della legge TCEV (CV e G), è utile rappresentare la legge $F(X_t)$ della distribuzione di probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata X_t come prodotto tra il suo valore medio $\mu(X_t)$ ed una quantità $K_{T,t}$ detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno T e della durata t, definito dal rapporto:

$$K_{T,t} = X_{T,t} / \mu(X_t)$$

La curva di distribuzione di probabilità corrisponde alla curva di crescita, che ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della TCEV.

La dipendenza del fattore di crescita con la durata si può ritenere trascurabile, infatti, calcolando sulle stazioni disponibili le medie pesate dei coefficienti di asimmetria, C_a , e dei coefficienti di variazione, C_v , alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria. L'indipendenza dalla durata di $K_{T,t}$ (nel seguito indicato con K_T), autorizza ad estendere anche alle piogge orarie i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere con i primi due livelli di regionalizzazione.

In base ai valori regionali dei parametri Θ^* , Λ^* e Λ_1 , si ottiene la curva di crescita per la zona della Puglia centro – meridionale riportata in figura 3.1.

Il valore di K_T può essere calcolato in funzione di T attraverso una approssimazione asintotica della curva di crescita (Rossi e Villani, 1995):

$$K_T = a + b \ln T$$

in cui:

$$a = (\Theta \cdot \ln \Lambda^* + \ln \Lambda_1) / \eta ; \quad b = \Theta / \eta$$

$$\eta = \ln \Lambda_1 + C - T_0$$

$$C = 0.5772, \text{ (costante di Eulero),}$$

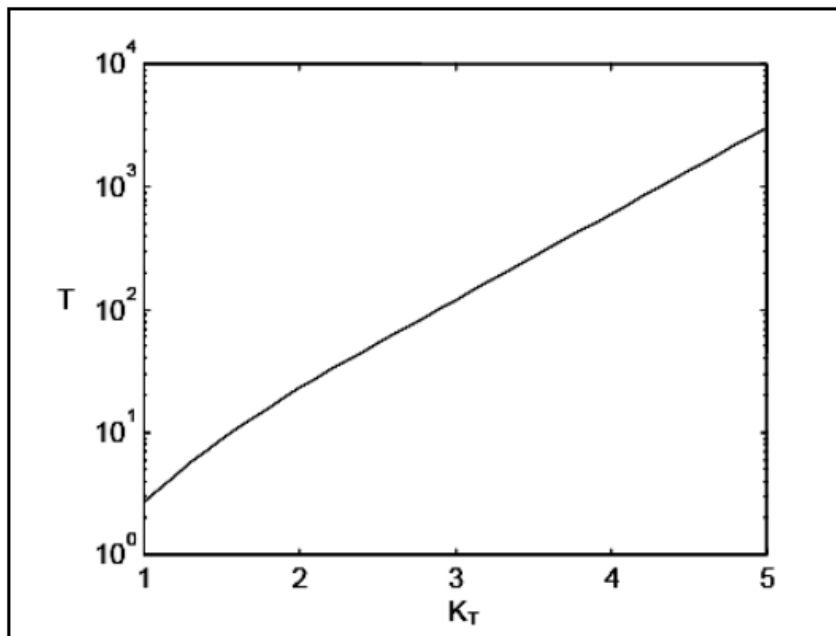


Figura 3. 1- curva di crescita per la Puglia Centro-Meridionale

Va tuttavia osservato che l'uso di questa approssimazione comporta una sottostima del fattore di crescita, con valori superiori al 10% per T<50 anni e superiori al 5% per T<100 anni.

Per semplificare la valutazione del fattore di crescita, nella tabella 2 sono riportati, i valori di K_T relativi ai valori del periodo di ritorno più comunemente adottati nella pratica progettuale.

Tabella 2 Valori di K_T Puglia Meridionale

T	5	10	20	30	40	50	100	500	1000
K_T	1.26	1.53	1.82	2.00	2.13	2.23	2.57	3.38	3.73

3.4 3° Livello di regionalizzazione: leggi di probabilità pluviometriche

Nel terzo livello di analisi regionale viene analizzata la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda, mediana) delle serie storiche in relazione a fattori locali.

Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio $\mu(X_t)$ dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata t alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$\mu(X_t) = a t^n$$

essendo a ed n due parametri variabili da sito a sito. Ad essa si dà il nome di curva di probabilità pluviometrica.

Nell'area della Puglia meridionale il VAPI Puglia fornisce l'individuazione di due sottozone omogenee dal punto di vista del legame fra altezza di precipitazione giornaliera $\mu(X_g)$ e quota.

Le due sottozone, corrispondenti rispettivamente al Nord-Barese-Murgia Centrale e alla Penisola Salentina, sono contrassegnate rispettivamente come zone 5 e 6.

Ognuna di esse è caratterizzata da una correlazione lineare con elevati valori dell'indice di determinazione tra i valori $\mu(X_g)$ e le quote sul mare h :

$$\mu(X_g) = C h + D$$

in cui C e D sono parametri che dipendono dall'area omogenea.

Alla luce di quanto fin qui esposto, la relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata ed alla quota del sito, per ogni area, viene generalizzata nella forma:

$$\mu(X_t) = a t^{(Ch+D+\log \alpha - \log a) / \log 24}$$

in cui a è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di $\mu(X_1)$ relativi alle serie ricadenti in ciascuna zona omogenea; $\alpha = x_g/x_{24}$ è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità. Per la Puglia il valore del coefficiente α è

praticamente costante sull'intera regione e pari a 0.89; C e D sono i coefficienti della regressione lineare fra il valor medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare. Per le zone individuate in Puglia Meridionale i valori dei parametri sono riportati in tabella 3.

Tabella 3 Parametri Puglia Meridionale

Zona	α	a	C	D	N
5	0.89	28.2	0.0002	4.0837	-
6	“	33.7	0.0022	4.1223	-



Figura 3. 2 Zone omogenee, 3° livello.

Nel caso in esame **la stazione utente ricade in zona omogenea 5**, la cui espressione analitica della curva di possibilità pluviometrica è:

$$h_{t,T} = ad^n$$

Con a valore costante per l'intera zona omogenea e pari a 28,2; d è la durata dell'evento di pioggia; n da determinare in funzione dei parametri della tabella 3 e pari a 0,217:

$$(C * h + D + \ln\alpha - \ln a) / \ln 24$$

Ai valori così ottenuti, vanno applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al Fattore di Crescita K_T (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al Fattore di

Riduzione Areale K_A (funzione della superficie del bacino espressa in kmq, e della durata dell'evento di progetto espressa in ore).

In via cautelativa, vista l'esigua dimensione dell'area oggetto di interesse, il fattore di riduzione Areale K_A verrà considerato pari a 1.

d è la durata dell'evento di pioggia assunto uguale a 1,3,6,12 e 24 ore per la determinazione della curva di possibilità pluviometrica.

$$h_{t,T} = K_T a d^n$$

Pertanto, sulla base di quanto sopra riportato, utilizzando i valori del fattore di crescita proposti al variare del tempo di ritorno dell'evento meteorico e considerando una durata delle piogge di 1,3,6,12,24 ore, è possibile implementare in Excel la curva di possibilità pluviometrica corrispondente a valori di T_R di 5, 10 e 50 anni (figura 3.3).

d	5	10	50
1	35,532	43,146	62,886
3	45,10722	54,77305	79,83261
6	52,43569	63,67191	92,80285
12	60,9548	74,01655	107,8803
24	70,858	86,04186	125,4074

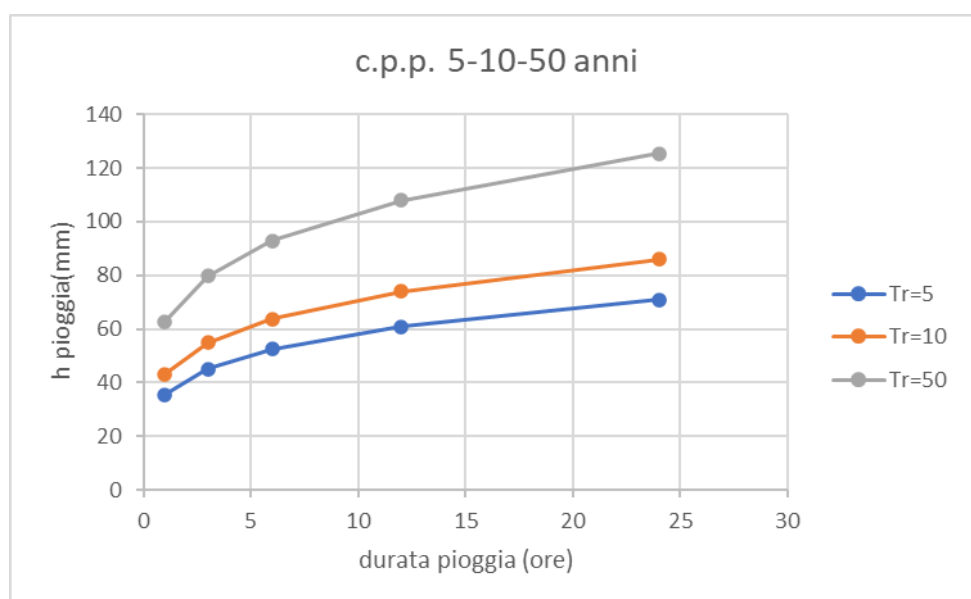


Figura 3. 3 : CPP zona in esame

4. Determinazione della portata di massima pioggia

I criteri per la disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia, di cui all'art. 113 del D. Lgs 152/06, sono stati riportati dalla Regione Puglia nel Regolamento Regionale del dicembre 2013, a completamento del Piano di Tutela delle Acque Puglia, approvato dal Consiglio Regionale con delibera n. 230 del 20/10/2009.

Le acque di prima pioggia si definiscono come: "le prime acque meteoriche di dilavamento relative a ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 h di tempo asciutto, per una altezza di precipitazione uniformemente distribuita:

- di 5 mm per superfici scolanti aventi estensione, valutata al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili, inferiore o uguale a 10.000 m²;
- compresa tra 5 e 2.5 mm per superfici di estensione rientranti tra 10.000 m²e 50.000 m²(rispettivamente), valutate al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse, in funzione dell'estensione dello stesso bacino correlata ai tempi di corrivazione alla vasca di raccolta"
- di 2.5 mm per superfici scolanti aventi estensione, valutata al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse, superiori a 50.000 mq;
- IV. unicamente nel caso di fognature urbane separate, di cui all'art. 4 del presente regolamento, con superfici scolanti aventi estensioni superiori a 50.000 mq, in alternativa al calcolo attraverso l'altezza di cui al precedente punto III., le acque di prima pioggia possono essere considerate quelle, relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 ore di tempo asciutto, che pervengono alla sezione di chiusura del bacino (vasca di prima pioggia) nei primi 15 minuti dall'inizio delle precipitazioni. La portata delle acque di prima pioggia deve essere calcolata con un adeguato studio idrologico, idraulico e pluviometrico e riferita ad eventi con tempi di ritorno non inferiori a 5 anni.

L'art.8 della RR26/2013 individua le attività e i settori produttivi per i quali c'è il rischio di dilavamento di sostanze pericolose, prevedendo agli art.9 e 10 la disciplina della raccolta, convogliamento e trattamento delle acque meteoriche che interessano queste superfici.

I trattamenti depurativi devono garantire il rispetto dei valori limite di emissione previsti dalla Tabella 3, di cui all'allegato 5 alla Parte Terza del Dl.gs. 152/06 e ss. mm. ed ii., per le immissioni in fogna nera e gli scarichi nelle acque superficiali, compresi i corpi idrici artificiali (art.9 RR26/2013).

A tal proposito si evidenzia, come già specificato, che la superficie interessata dalla stazione utente non rientra tra quelle dove si svolgeranno attività che producono rifiuti pericolosi classificate all'articolo 8 del D.lgs 26/2013 e pertanto la tutela di quest'area è disciplinata al capo I.

Come già descritto gli olii del trasformatore dello stallo di utenza, qualora si dovesse verificare un malfunzionamento, cadranno direttamente nel bacino di raccolta sottostante per essere convogliati in una seconda vasca interrata da cui vengono prelevati e smaltiti.

In questo modo non si ha alcun inquinamento accidentale del suolo su cui dilaveranno solo acque piovane.

Sulla strada impermeabilizzata invece potrebbe verificarsi lo sversamento accidentale di olii dei mezzi utilizzati per la manutenzione e a tal proposito si prevede di installare un disoleatore che eliminerà l'aliquota di olio presente nelle acque di dilavamento.

La superficie scolante in esame risulta essere pari a 4536 m², di questi 1609 m² di superficie sono impermeabili e 2927 m² permeabili.

Dal momento che si è deciso di utilizzare un impianto di trattamento in continuo, per il calcolo della portata di progetto non si è differenziato il calcolo tra acque di prima pioggia e acque di seconda pioggia ma la portata di progetto è stata calcolata mediante la formula razionale:

$$Qp = \frac{\varphi * S(m^2) * h}{3.6 * T_c}$$

dove:

- φ è il coefficiente di deflusso medio che dipende dalle condizioni di deflusso superficiale della superficie scolante, pari a 0.9 per le superfici totalmente impermeabili (coperture degli edifici e le zone impermeabili pedonali a piano terra) e pari a 0,3 per le aree permeabili di qualsiasi tipo;
- h è l'altezza di pioggia (in mm) funzione del tempo di corrivazione e del tempo di ritorno si determina mediante la formula della curva di possibilità pluviometrica precedentemente descritta assumendo un valore del T_r pari a 5 anni cui corrisponde un valore di K_T pari a 1.26.
- S è la superficie totale occupata dalla stazione (m²)
- T_c è il tempo di corrivazione (ore) che si assume pari ai primi 15 minuti dell'evento di pioggia pari a 0,25

$$h_{t,T} = K_T a d^n = 1.26 * 28.2 * 1^{0.217} = 35,5 \text{ mm}$$

Per il calcolo del coefficiente di deflusso si considera la media pesata dei coefficienti sulle diverse superfici scolanti:

$$\frac{\sum \varphi_i S_i}{S_{tot}}$$

Di seguito si riporta una planimetria e una tabella rappresentative delle superfici caratterizzanti la stazione utente.

SUPERFICI DI DILAVAMENTO	AREA (m2)	φ	Q
SUPERFICIE PERMEABILE	2927	0.3	
SUPERFICI IMPERMEABILI	1609	0.9	
viabilità asfaltata	911		
fondazioni locali tecnici di altri produttori (totale)	358		
fondazione locale tecnico Lapis srl	100		
bacini di contenimento (totale)	180		
fondazione trasformatore e interruttore	60		
TOTALE SUPERFICI	4536	0.512831	91.75566667

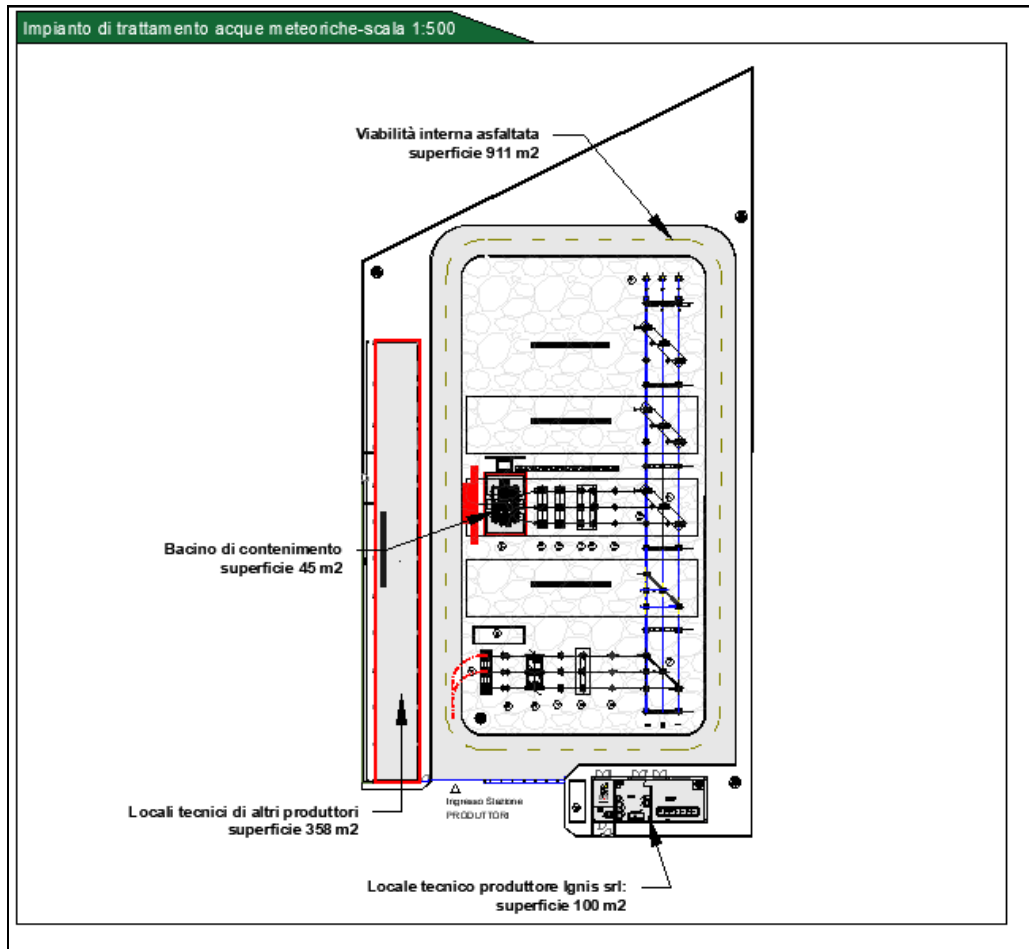


Figura 4. 1 Superfici caratterizzanti la stazione utente

Si ricava un coefficiente di deflusso, per la superficie in esame pari a 0.51.

Applicando la formula razionale si determina una portata di 92 l/s (0.092 m³/s).

5. Impianto di trattamento con svuotamento in continuo

Lo svuotamento in continuo, tipicamente applicato alle vasche in linea costituisce il sistema più semplice dal punto di vista costruttivo e gestionale; esso è composto da un dissabbiatore ed un disoleatore a coalescenza dimensionati su eventi meteorici di breve durata e forte intensità ed è privo di organi meccanici.

Le condotte della rete fognaria sono costituite da tubazioni non in pressione in polietilene ad alta densità coestruso a doppia parete, liscia internamente di colore grigio e corrugata esternamente di colore nero, per condotte di scarico interrato non in pressione, prodotto in conformità alla norma EN 13476 tipo B.

Lo schema da adottare prevede un trattamento di grigliatura dei reflui lungo la condotta di scarico delle acque di fognatura, a monte dell'impianto di depurazione, attraverso apposite griglie.

La griglia rimuove dal liquame i solidi grossolani che potrebbero ostruire le condotte di deflusso all'interno della vasca.

La griglia a pulizia manuale, del tipo subverticale dritta, composta da ferri piatti (per esempio 40 x 5 mm spazati di 50 mm) viene installata sotto la caditoia di intercettazione dell'acqua, vi è poi una vaschetta di raccolta del materiale grigliato ed una paratoia di esclusione del flusso in entrata.

La vasca è in genere prefabbricata, di dimensioni e capacità variabili, realizzata in cemento armato, interrata con solette di copertura atte a sopportare carichi dinamici accidentali (pedonali, stradali); le ispezioni possono essere in cemento, lamiera zincata, lamiera in acciaio inox o in ghisa sferoidale.

Le acque reflue vengono poi convogliate all'impianto di trattamento depurativo dove sono sottoposte a trattamento di dissabbiatura e disoleazione e quindi recapitate in una vasca di accumulo il cui troppo pieno viene scaricato sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo per mezzo di **dreni verticali**.

L'acqua in uscita dalla vasca di disoleazione passa attraverso un **pozzetto di ispezione** e di **prelievo dei campioni** di acqua prima di entrare nella vasca di accumulo.

Nell'allegato alla relazione "AR10 Impianto di trattamento acque meteoriche stazione utente" si riporta su ortofoto la posizione del pozzetto di prelievo dei campioni (indicato 3 su planimetria) e i particolari costruttivi dei manufatti.

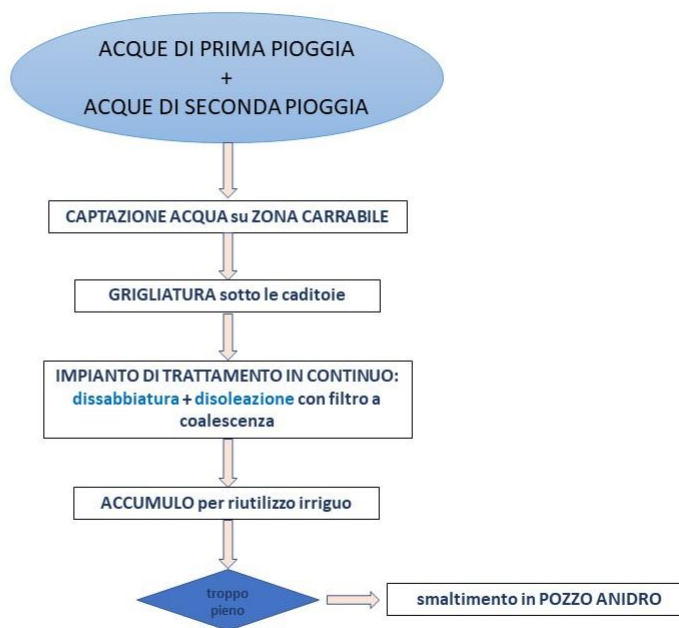


Figura 5. 1 Diagramma di flusso trattamento acque meteoriche



Figura 5. 2 Pozzetti di grigliatura

5.1 Dimensionamento condotta

Il dimensionamento della condotta che convoglierà la portata all'impianto di depurazione in continuo è stato effettuato mediante la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

$$v = kR^{2/3}i^{1/2}$$

con:

- K coefficiente di scabrezza assunto pari a 120
- i pendenza della condotta
- R raggio idraulico
- D diametro interno della condotta

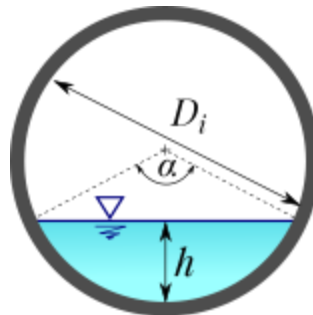


Figura 5. 3 Sezione condotta a pelo libero

La pendenza della tubazione segue la pendenza naturale del terreno per limitare gli scavi, questa è pari a 0.01 m/m lungo i tratti AG e EM di condotta e 0.002 m/m per il tratto AE e 0.004 m/m per il tratto HM. Si è assunto, quindi, la condizione di moto uniforme per il dimensionamento della condotta.

Per un valore del diametro esterno di **465 mm** cui corrisponde un diametro interno di **400 mm** la portata di progetto calcolata in precedenza è stata verificata mediante la formula di Chezy per tutti i tratti, considerando una percentuale di riempimento del 60% e con coefficiente di Gaukler-Strickler di 120 per tubazioni in PEAD. Solo per il tratto di monte si prevede di utilizzare una condotta di diametro minore pari a **344 mm (400 mm esterno)**

Si è quindi verificato che la portata effettiva fosse minore della portata massima determinata con la formula razionale, nel rispetto delle velocità massime consentite dalle normative vigenti, attestandosi sui valori consigliati nella letteratura tecnica.

La condotta in PEAD, del tipo ECOPAL, è un tubo corrugato prodotto in polietilene ad alta densità o in polipropilene ad alto modulo elastico che, grazie alla sua particolare conformazione

geometrica, possiede un'alta resistenza alla deformazione. ECOPAL è un tubo coestruso a doppia parete impiegato in condotte di scarico interrato non in pressione; è un tubo corrugato anti-schiacciamento e resistente all'urto, alle basse temperature e presenta un'elevata resistenza agli agenti chimici.

È un prodotto parzialmente flessibile: ciò permette di evitare gli ostacoli durante la posa nel terreno e di ovviare ad imperfezioni dello scavo.

Tabella 4 Diametri condotte di raccolta delle acque di prima pioggia

DE mm	Ø Interno mm
160	135
200	170
250	218
315	273
350	300
400	344
465	400
500	427
580	500
630	533
700	600
800	691
930	800
1000	855
1200	1024

5.2 Calcolo dei volumi delle vasche per “Sistemi di trattamento in continuo”

5.2.1 Dimensionamento del volume di sedimentazione

Il dissabbiatore è una vasca di calma in cui avviene la separazione dal refluo delle sostanze e particelle in sospensione che hanno una densità più elevata (sabbie, ghiaia, limo, pezzetti di metallo e di vetro, ecc.) di quella dell'acqua.

I dissabbiatori sono essenzialmente di due tipi: dinamici e statici.

I primi, di forma circolare a tramoggia, sono principalmente utilizzati negli impianti di depurazione di acque nere o miste, e presentano organi meccanici in movimento.

I secondi non presentano organi in movimento, e per tale motivo, volendo adottare un sistema di trattamento semplice ed economico da gestire, senza necessità di presidio più o meno costante (o di personale addetto alla manutenzione) sono utilizzati per le acque di prima pioggia.

Per il corretto funzionamento del dissabbiatore andranno eseguite operazioni periodiche d'ispezione, con maggiore frequenza nei primi mesi di servizio dell'impianto (cadenza mensile/bimestrale), al fine di individuare la cadenza ottimale delle operazioni di spurgo e pulizia (comunque la cadenza sarà almeno semestrale), da eseguirsi da parte di aziende specializzate.

A tal fine, il fondo del canale avrà un'opportuna pendenza trasversale per facilitare le operazioni di rimozione del materiale sedimentato.

Si riportano due modalità di calcolo del volume delle vasche di sedimentazione.

1)La sezione di sedimentazione viene dimensionata in base alla normativa EN858; nel caso di superfici di dilavamento che comportano una bassa produzione di fango il volume è pari a:

$$V_{SED} = 100 * NG / f_d$$

con NG massima portata in l/s che può essere trattata dall'impianto ed f_d fattore di densità pari ad 1.

$$V_{SED} = 92 \text{ l/s} \times 100 = 9200 \text{ l} = \mathbf{9,2 \text{ m}^3}$$

2)Verifica dimensionale delle vasche di sedimentazione

In genere esigenze tecnico-costruttive legate alle particolarità dell'opera consentono di definire la larghezza (B) della vasca.

Rimangono da definire la lunghezza (L) e la profondità della vasca ($H + H_f$) con H_f franco di sicurezza di almeno 25-30 cm, ovvero quelle dimensioni che influenzano direttamente la rimozione delle sabbie.

La lunghezza totale del dissabbiatore può essere indicata uguale a:

$$L_{tot} = L + L_c$$

Lo strato superficiale del terreno è costituito dalle "Calcareni di M. Castiglione" le quali sono rappresentate da calcareniti e biocalcareni a grana medio grossa giallastre in trasgressione sui sottostanti termini delle unità di avanfossa. La calcarenite è un tipo di roccia sedimentaria clastica, formata da particelle calcaree delle dimensioni della sabbia (0,06-2 mm di diametro) e assumendo che siano caratterizzate da un diametro medio delle particelle di 0,40 mm è possibile valutare una velocità di sedimentazione dinamica v_s applicando la seguente equazione nota come legge di Stokes:

$$v_s = \frac{g(\rho_s - \rho)D^2}{18\mu}$$

con:

μ viscosità dinamica dell'acqua (10⁻³ Pa·s);

ρ_s = densità delle particelle (1600 Kg/mc per la sabbia);

ρ = densità dell'acqua (1000 Kg/mc);

D = diametro equivalente delle particelle

V_s risulta uguale a 0.052 m/s

A partire dalla velocità v_s per una profondità di tirante in vasca pari ad H il tempo di sedimentazione t_s sarà dato da

$$t_s(D) = \frac{H}{v_s(D)}$$

Per il dissabbiatore andrà verificato che la velocità di transito sia inferiore a quella di sedimentazione, pertanto si considera la condizione di minima velocità, che si verifica quando il tempo di sedimentazione della particella è uguale a quello di percorrenza del fluido all'interno della vasca ovvero per $t_p = t_s$

Per una generica portata Q, considerato che

$$t_p = \frac{L}{v_p} = L \left(\frac{H * B}{Q} \right)$$

$$\frac{1}{v_s} = \frac{L * B}{Q}$$

uguagliando questi due tempi, si ottiene che

$$\frac{1}{v_s} = \frac{L * B}{Q}$$

$$CSI = \frac{Q}{L * B} = \frac{Q}{A_D}$$

La grandezza CSI è chiamata Carico Idraulico Superficiale, o velocità di overflow, ed è nella pratica il parametro che viene comunemente utilizzato per il dimensionamento dell'unità di sedimentazione.

Per il dimensionamento del dissabbiatore andrà verificato il carico idraulico superficiale massimo CSI corrispondente alla Q_{max} in arrivo dal collettore di raccolta che dovrà essere minore di 70mc/mq*h.

$$CSI_{max} = \frac{Q_{max}}{A_D} \leq 70 \frac{m^3}{m^2 * h}$$

A partire dalla condizione precedente si determina la lunghezza della vasca, ipotizzando una base B del dissabbiatore di 5 m:

$$A_D = B * L_{min} = \frac{Q_{max} * 3600}{70}$$

$$L_{min}(m) = \frac{3600 * Q_{max}}{70 * B}$$

Q_{max} è la massima portata che può arrivare all'impianto di depurazione. Si determina una lunghezza minima di 1,26 m alla quale va aggiunta la lunghezza di calma L_c di 1 m per un totale di 2,3 m di lunghezza della vasca di sedimentazione.

Per L di 2,3 m il carico idraulico superficiale massimo CSI_{max} sarà uguale a 0,0107 m³/m²s ovvero 38,52 m³/m²*h, inferiore quindi a 70.

Adesso, note tutte le grandezze appena definite è possibile valutare il valore minimo di H, come

$$H_{min} = \frac{CSI_{max} * L}{v_s(D)}$$

Si determina un valore di H_{min} uguale a 0,47 cui si somma un franco di sicurezza di 30 cm per un valore totale 0,77 m che aumentiamo ad 1,5 m in via cautelativa. Dalla relazione:

$$v_p \left(\frac{m}{s} \right) = L * \left(\frac{CSI_{max}}{H} \right)$$

Otteniamo la velocità di percorrenza che risulta pari a 0.0164 m/s, inferiore rispetto alla velocità di sedimentazione delle particelle $v_s(D)$ uguale a 0,052.

Si è dimensionata, pertanto, una vasca di dimensioni **5m x 2,3 m x 1,5 m per un volume totale di 17,5 mc** circa: Tali dimensioni possono essere rimodulate se si sceglie di utilizzare delle vasche prefabbricate.

5.2.2 Dimensionamento del disoleatore secondo UNI EN 858-1

Il disoleatore serve per superfici sulle quali ordinariamente o per cause accidentali possono finire oli e benzine come: garage e autorimesse, autofficine, distributori di carburante, parcheggi, strade, aeroporti ecc.

Secondo la EN 858 l'utilizzo dei separatori di classe II è preferibile dove non si richiede un trattamento spinto del refluo e dove si richiede di bloccare solo gli sversamenti accidentali. Questi separatori vengono anche chiamati trappole per oli.

I separatori di classe I sono invece da installare laddove è richiesta una rimozione spinta degli idrocarburi e dove c'è bisogno di un trattamento continuo anche dopo la prima pioggia. Anche la EN 858 per la prima pioggia suggerisce di utilizzare un separatore di tipo by-pass di classe I.

Perché sia efficace la densità della frazione oleosa non deve essere superiore a 0,95 g/cmc. Secondo la EN 858 il dimensionamento di un disoleatore si basa sulla natura e la portata dei liquidi da trattare tenendo presente:

- la massima portata di pioggia
- la massima portata di effluente
- la densità del liquido oleoso
- la presenza di sostanze che possono impedire la separazione come i detersivi.

La formula per il dimensionamento è la seguente:

$$NS = (Q_r + f_x * Q_s) f_d$$

Dove:

NS è la taglia nominale del separatore;

Q_r è la massima portata di pioggia in l/s;

Q_s è la massima portata di refluo in l/s – pari a 0 in quanto nella fattispecie in esame non esiste un'attività di lavaggio o similare ma viene considerato il solo evento meteorico;

f_d è il fattore di densità che varia da 1 a 2 a seconda del tipo di olio, pari a 1, come nel caso in esame, per sostanze oleose con massa volumica fino a 0,85 g/cm³, come da prospetto 3, punto 4.3.2.2 della UNI En 858-2.

f_x è il fattore di impedimento.

La taglia nominale NS è un numero, espresso in unità, approssimativamente equivalente alla portata massima effluente in litri/sec del separatore sottoposto al test di cui al paragrafo 8.3.3. della EN. **Una volta calcolato NS attraverso la formula si richiederà al fornitore un impianto avente la taglia nominale immediatamente superiore.**

Nel caso in esame bisogna trattare solo acqua di pioggia; pertanto, dall'equazione si toglierà il parametro $f \times Q_s$, come nel caso in esame.

$$NS = Q_r = 92 \text{ l/s}$$

Il volume di separazione sarà dato da:

$$V_{SEP} = 100NS/fd = 100 \times 92/1 = 9200 \text{ l} = 9,2 \text{ mc}$$

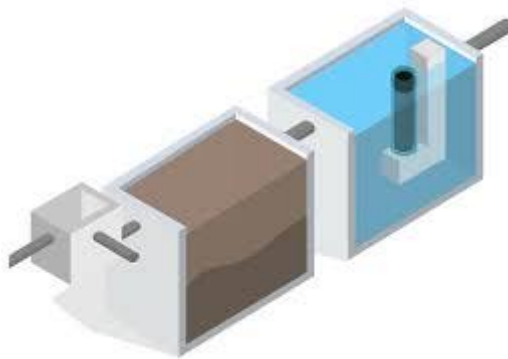


Figura 5. 4: schema dissabbiatore + disoleatore in continuo

5.3 Scelta dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo

Sulla base dei calcoli effettuati, in funzione del valore massimo di portata convogliabile all'impianto di trattamento, si può optare per impianti in continuo del tipo PPC7000 di Edil impianti 2 costituito da una vasca di sedimentazione e una di disoleazione con filtro a coalescenza, in grado di convogliare una portata massima di 105 l/s. **Tale vasca è stata dimensionata per il trattamento delle acque di prima pioggia ovvero quelle che si verificano nei primi 15 minuti dell'evento di pioggia su una superficie scolante impermeabile, ma si può optare per il medesimo impianto volendo trattare tutta l'acqua raccolta in un impianto di trattamento in continuo**

che tratta tutta l'acqua convogliata, senza distinzione tra acque di prima e seconda pioggia. Pertanto, la vasca PPC7000 è quella in grado di convogliare la massima portata precedentemente calcolata di 92 l/s utilizzando la formula razionale (corrispondente ad un'altezza di pioggia massima di durata 1 ora e tempo di ritorno 5 anni).

In questo tipo di impianto **non è presente il pozzetto scolmatore pertanto le acque entrando in vasca vengono immediatamente trattate.** Nel primo comparto avviene la dissabbiatura-separazione fanghi, successivamente le acque vengono convogliate nel secondo scomparto dove avviene la flottazione gravimetrica degli oli e nel comparto finale le restanti micro particelle vengono intrappolate grazie all'effetto per coalescenza dei filtri installati.

La vasca di Prima Pioggia (Dissabbiatore-Disoleatore) prefabbricata da interrare tipo quella prodotta in EDIL IMPIANTI 2 S.r.l. con sistema di gestione UNI EN ISO 9001 e ISO 45001, realizzata in cemento armato vibrato monoblocco, rinforzata con pilastri verticali e puntoni orizzontali in acciaio inox, con materiali certificati CE, calcestruzzo in classe di resistenza a compressione C45/55 (RCK>55 N/mm²), armature interne in acciaio ad aderenza migliorata controllate in stabilimento, fibre d'acciaio GREESMIX5® (Brevetto N.0001421398 rilasciato dal Ministero dello Sviluppo Economico) e rete elettrosaldata a maglia quadrata di tipo B450C, corredata di attestazioni RESISTENZA CHIMICA e REAZIONE AL FUOCO (classe: A1) rilasciate da organo esterno secondo le norme UNI EN.

L' Impianto di Prima Pioggia in continuo mod.PPC7000 è costituito da una vasca di Prima Pioggia (Dissabbiatore-Disoleatore) delle dimensioni esterne di 246cm x 620 cm x h 250 cm, completa di: foro entrata/uscita; deflettore in acciaio inox AISI 304 in entrata; comparto di dissabbiatura; setto di separazione interna in c.a.v. con foro di passaggio e deflettore in acciaio inox AISI 304 in uscita al dissabbiatore; comparto di disoleazione completo di filtro Refill per coalescenza in telaio in acciaio inox AISI 304 estraibile e lavabile e dispositivo di chiusura automatica del tipo Otturatore a galleggiante interamente realizzato in acciaio inox AISI 304 e conforme alla norma UNI EN 858-1.

L' Impianto di Prima Pioggia in continuo deve avere le pareti esterne trattate con prodotti impermeabilizzanti idonei.

L'impianto in continuo è di tipo statico e non utilizza organi elettromeccanici per il proprio funzionamento garantendo la separazione delle sostanze che tendono a depositarsi sulle superfici pavimentate specialmente le sabbie e gli idrocarburi che durante le piogge vengono dilavati e trasportati verso il recettore finale.

Per il corretto funzionamento dell'impianto i manufatti devono essere posizionati in piano e interrati seguendo le istruzioni contenute nei disegni esecutivi forniti; prima di avviare l'impianto è

necessario che questo venga completamente riempito di acqua pulita e che i chiusini di ispezione forniti risultino accessibili per le operazioni di manutenzione e controllo.

Per la movimentazione della vasca risulta necessario il sollevamento rigorosamente con 4 (quattro) brache o funi o catene e ganci (ciascuna con portata superiore ai 3000 kg,) collegate ai 4 ganci dell'impianto. La copertura è appoggiata sulla struttura inferiore. Entrambe, durante il sollevamento effettuato come sopra, costituiscono struttura monolitica. Qualsiasi movimentazione deve essere effettuata a impianto vuoto.

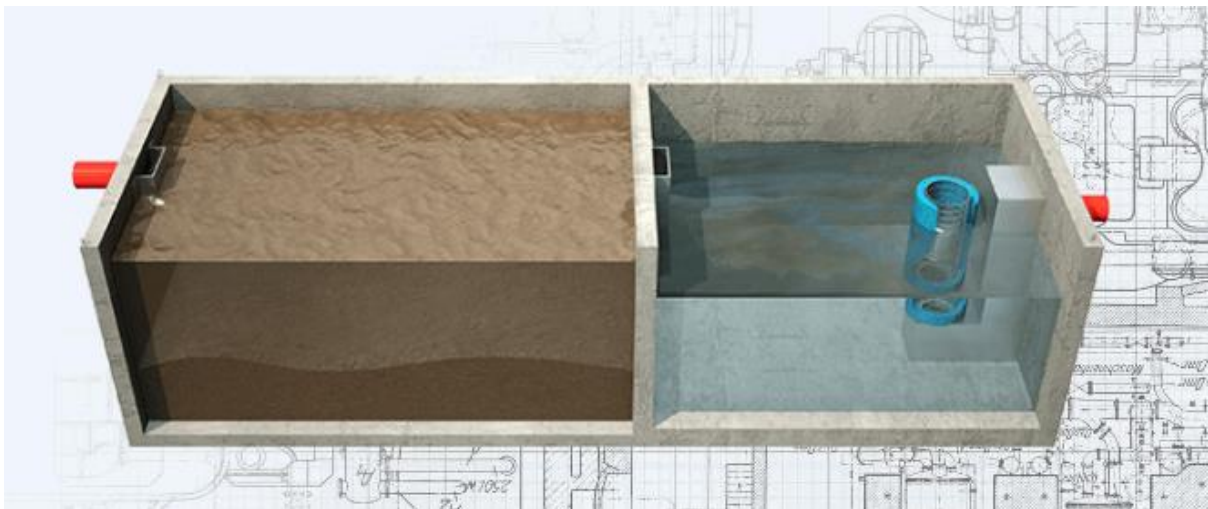


Figura 5. 5 Schema tipo impianto in continuo

Impianto di trattamento acque meteoriche-scala 1:500

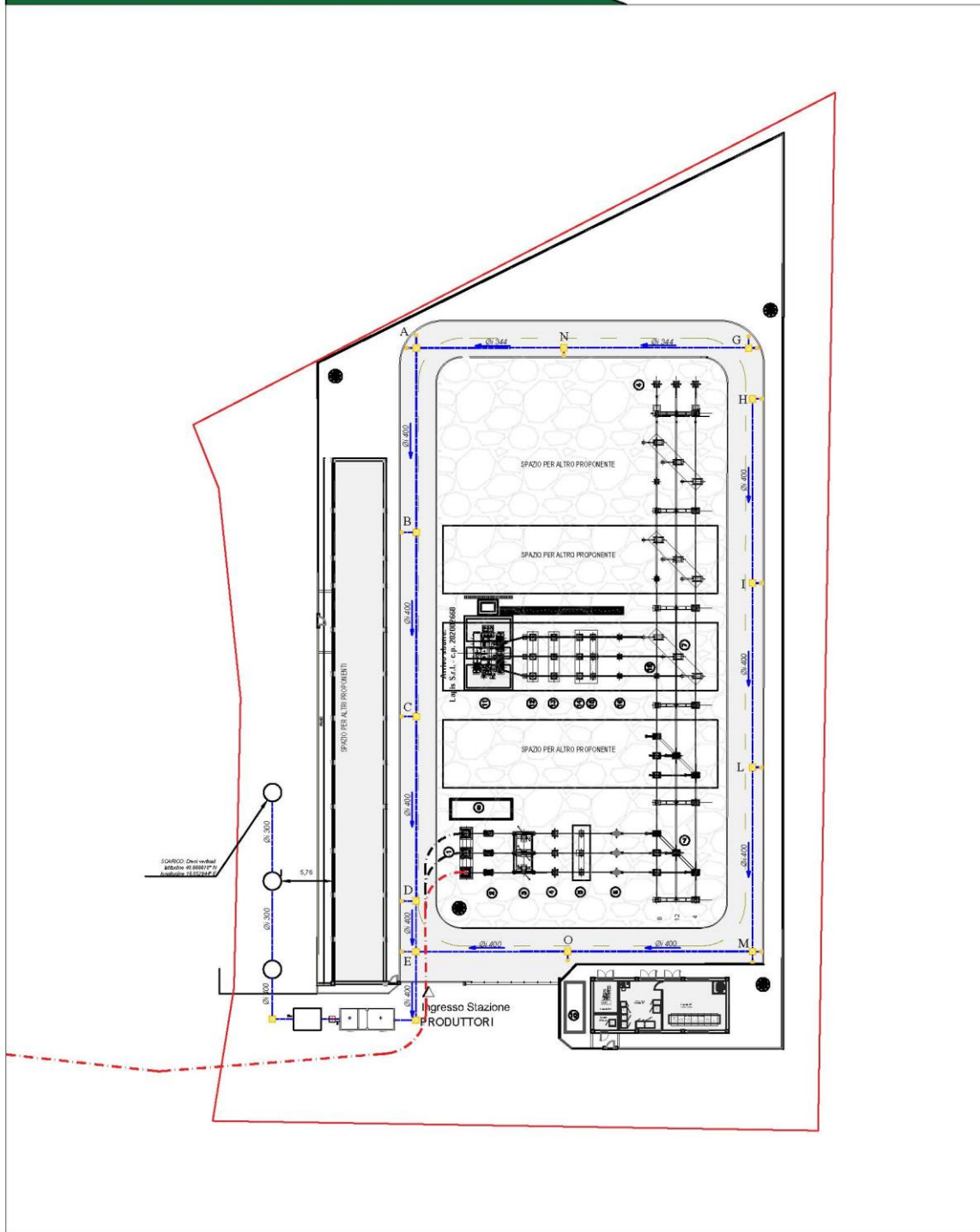


Figura 5. 6 Planimetria impianto di trattamento acque meteoriche

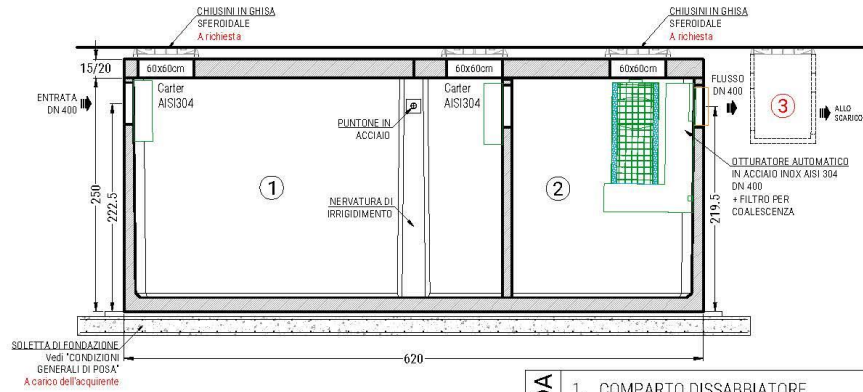


EDIL IMPIANTI₂

Via A. Costa 139
C.P. 90 - 47822
Santarcangelo di
Romagna (RN)
+39 0541 626 370
+39 0541 626 939
www.edilimpianti.it
info@edilimpianti.it

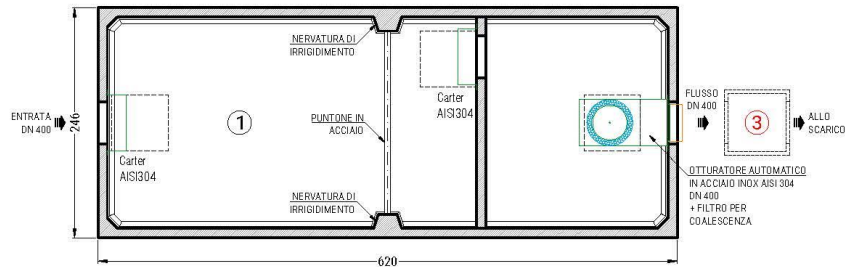
PPC7000 - IMPIANTO DI PRIMA PIOGGIA IN CONTINUO
Sup. 7.000 mq - Vol. Totale P.P. = 32,0 mc

SEZIONE LONGITUDINALE

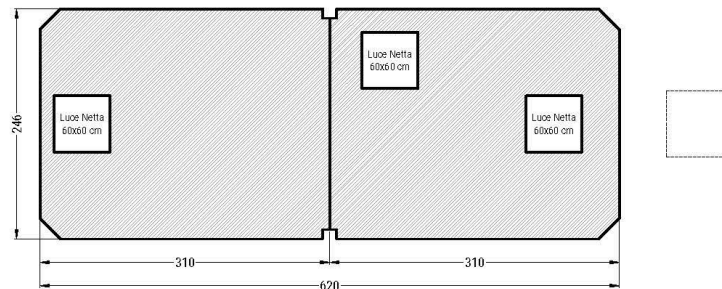


- LEGENDA**
1. COMPARTO DISSABBIATORE
 2. COMPARTO DISOLEATORE
 3. POZZETTO D'ISPEZIONE/PRELIEVO CAMPIONI
(a carico dell'acquirente)

PIANTA VASCHE



PIANTA COPERTURE



SCHEDA TECNICA

N.B.: Le dimensioni e i materiali qui utilizzati sono riferiti a manufatti da installare entoterra

MATERIALI COSTITUENTI LA STRUTTURA	
Classe di Resistenza	C45/55
Slump	S5
Dmax	16mm
Classe di Esposizione	XC4 - XS3 - XD3 - XF3 - XA2
Acciaio d'Armatura	Tipo B 450 C (come Feb44k)
*Il mix può prevedere l'aggiunta di fibre d'acciaio GREEMIX5	

DESCRIZIONI TECNICHE						PESO		
SUPERFICIE (mq)	VOLUME TOTALE (mc)	PORTATA (l/sec)	DIMENSIONI ESTERNE (cm)			VASCA (q)	COPERTURA (q)	
			Larghezza	Lunghezza	Altezza		h 15 cm	h 20 cm
7.000	32,0	105,0	246	620	250	189,0	56,8	75,8

Per lo scavo occorre maggiorare le misure di circa 50/100 cm. Sui pesi l'Edil Impianti 2 S.r.l. si riserva una tolleranza del ± 5%

Disegnato da EDIL IMPIANTI 2 S.r.l.	Disegnatore	Controllato da
---	-------------	----------------

Questo disegno non può essere riprodotto o reso noto a terzi o aziende concorrenti senza la nostra autorizzazione	Rif. PPC7000	N.B. Disegno non in scala	Data _ / _ / _
---	-----------------	------------------------------	-------------------

Figura 5. 7 Impianto di trattamento tipo Edil Impianti

6. Recapito finale: pozzi disperdenti per acque meteoriche

Le acque di prima pioggia provenienti da superfici scolanti di insediamenti industriali, artigianali, commerciali e di servizio ricadenti nei casi del Capo I e in aree sprovviste di fognatura separata, sono avviate verso vasche di accumulo a perfetta tenuta stagna e sottoposte a trattamento di grigliatura e dissabbiatura prima del loro scarico nei recapiti. Fermo restando l'obbligo di riutilizzo (Art. 2, comma 2) ove tecnicamente possibile, le acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia del presente articolo, nei casi in cui ci sia eccedenza per gli usi consentiti, ovvero l'impossibilità di riutilizzo, sono avviate ai recapiti finali (art.5 comma 1 RR n 26/2013).

Il **recapito finale del troppo pieno** delle acque meteoriche raccolte dalle aree permeabili e delle acque di dilavamento dei piazzali avviene negli strati superficiali del sottosuolo mediante dreni verticali.

Si tratta di strutture sotterranee localizzate, perforate sulla superficie laterale per la fuoriuscita dell'acqua. Ogni sei mesi è necessaria una pulizia periodica dei dreni per la rimozione dei sedimenti.

I dreni verticali sono preferibilmente dotati di accesso ispezionabile al fine di garantirne la manutenzione e le prestazioni nel tempo.

L'area di scarico delle acque, seppure queste non siano provenienti da attività che producono rifiuti pericolosi, è distante più di 200 m da condotte di derivazione idrica e inoltre, nell'area non sono presenti pozzi per approvvigionamento idrico.

Pertanto tutte le acque meteoriche di prima e seconda pioggia mediante i pluviali giungono nei collettori sub-orizzontali, con pendenze opportune, e vengono convogliate entro l'impianto di trattamento, poi nella vasca di accumulo e, infine, nei dreni verticali da cui l'acqua viene scaricata negli strati superficiali del suolo.

L'acqua rilasciata deve rispettare i valori riportati in tabella 4 dell'Allegato V alla parte III del Decreto Legislativo n.152/06.

Per un corretto dimensionamento del numero di dreni e della profondità degli stessi è necessario conoscere il grado di permeabilità del terreno ed il quantitativo delle acque convogliate in funzione delle superfici drenanti (calcolo precedentemente effettuato).

Lo scavo per il posizionamento dei dreni verticali deve essere eseguito con mezzo meccanico e dimensionato in modo che possa consentire lo svolgimento delle operazioni di lavoro. La capacità portante del pozzo perdente dipende dalla corretta preparazione del piano di posa per uno spessore di circa 30-40 cm. Gli anelli forati in calcestruzzo devono essere posizionati l'uno

sull'altro partendo dal basso e procedendo verso l'alto senza sigillatura dei giunti. Occorre collegare il pozzo avendo cura di posizionare i tubi ad una quota di almeno 50 cm dal piano finito del terreno, per evitare il congelamento ed evitare schiacciamenti qualora la superficie attorno al dreno sia carrabile.

Intorno alla parete forata del pozzo si pone uno strato di pietrisco/ghiaia, sistemato anch'esso ad anello, per uno spessore in senso orizzontale di circa 75 cm e di granulometria crescente procedendo verso le pareti del pozzo, in modo da facilitare il deflusso delle acque ed evitare l'intasamento dei fori disperdenti. Occorre posizionare uno strato di "tessuto non tessuto" tra il dreno circostante e il pozzo per prevenire eventuali occlusioni e quindi modificare la capacità filtrante; stessa cosa può essere prevista tra il dreno e il terreno circostante.

I dreni vanno posizionati lontani da fabbricati, ad almeno 3 metri dalle fondamenta e dagli alberi. In caso di posa di due o più manufatti in batteria, si dovrà mantenere una distanza minima pari a quattro volte il diametro degli stessi.

Gli anelli dei dreni sono prodotti in calcestruzzo vibrato armato mediante tecnologie che consentono il confezionamento di un calcestruzzo altamente compatto, impermeabile e dotato di elevata durabilità, come prescritto dalle norme UNI EN 206 e UNI EN 11104, avente un Contenuto minimo di cemento 350 Kg/m³, R_{cK} min 45 MPa, Rapporto Acqua/Cemento 0,45, Cemento CEM II LL 42,5R, Classe di esposizione XC4 per la resistenza alla corrosione da carbonatazione, XS1/XD2 per la resistenza alla corrosione da cloruri, XF3 per la resistenza all'attacco di gelo/disgelo, XA1 per la resistenza agli ambienti chimici aggressivi, ed armato con anelli elettrosaldati in acciaio B450A certificato di sezione adeguata.

2.1 Dimensionamento dei dreni verticali

Il dimensionamento dell'impianto di infiltrazione viene eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema con la capacità d'infiltrazione del terreno e con l'eventuale volume immagazzinato nel sistema; tale confronto può essere espresso con l'equazione di continuità, che rappresenta il bilancio delle portate entranti e uscenti nel mezzo filtrante.

L'equazione differenziale di continuità risulta essere la seguente:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = dW(t) / dt$$

in cui:

$Q_e(t)$ è la portata, nota o predeterminata, in ingresso ai sistemi filtranti all'istante generico (t); essa dipende sia dall'evento meteorico considerato che dalle caratteristiche del bacino e della rete di drenaggio a monte della vasca stessa;

$Q_u(t)$ è la portata in uscita; essa è, in generale, variabile nel tempo e dipende dalle caratteristiche geometriche delle opere di drenaggio, e dalle condizioni di permeabilità del circostante terreno;

$W(t)$ è il volume invasato nei dreni all'istante t .

La legge d'efflusso che governa l'uscita dai dreni è la seguente:

$$Q_u(t) = Q_u(t, h(t))$$

Nel nostro caso il volume di acqua che entra nei dreni, per effetto di una pioggia di durata t sarà pari a:

$$W_e = S * \varphi * a * \theta^n$$

Nello stesso periodo di tempo il volume uscito sarà pari a :

$$W_u = Q_u * \theta$$

La capacità d'infiltrazione, può essere stimata in prima approssimazione attraverso la relazione di Darcy:

$$Q_f = k \times J \times A$$

con: Q_f = portata infiltrata [m^3/s]

k = coefficiente di permeabilità [m/s]

J = cadente piezometrica [m/m]

A_f = superficie netta d'infiltrazione considerata

E' evidente nel nostro caso, con soli sistemi filtranti, che $Q_f = Q_u$.

I calcoli sono stati condotti considerando i dati forniti dalla relazione geologica RE2.2 allegata alla presente relazione e da ricerche effettuate sull'area in esame, dai quali si evince la presenza sia di falda superficiale che di falda profonda.

La falda superficiale si rinviene principalmente nel periodo invernale, quando le acque delle precipitazioni atmosferiche penetrano negli strati porosi acquiferi costituiti da arenarie, sabbie e ghiaie, i quali poggiano sui calcari argillosi impermeabili.

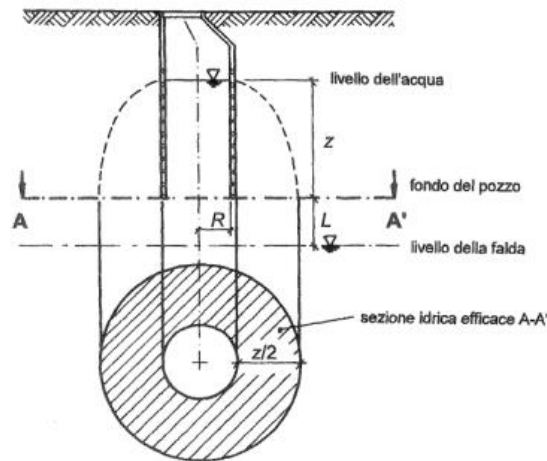
La falda superficiale si trova a circa 15 m dal piano campagna e gli strati superficiali di suolo sono caratterizzati da una permeabilità di 10^{-3} cm/s (10^{-5} m/s).

La portata Q_f può essere calcolata anche con la seguente formula, (Sieker, 1984) derivata dalla formula di Darcy:

$$Q_f = K \left(\frac{L + z}{L + z/2} \right) A_f$$

essendo K la sopra calcolata permeabilità, mentre il termine fra parentesi rappresenta la cadente in cui compare l'altezza z dello strato drenante del pozzo, il dislivello L fra il fondo del pozzo ed il sottostante livello di falda. L'effettiva area drenante del pozzo A_f è assunta come un anello di larghezza $z/2$ attorno alla base del pozzo.

Non si considera la base drenante del pozzo, per tenere conto della sua possibile occlusione.



Nel nostro caso si suppone la realizzazione di dreni aventi le seguenti caratteristiche:

- Diametro del pozzo $D = 200$ cm
- Altezza complessiva del pozzo $h_{tot} = 400$ cm
- Altezza della porzione drenante $z = 350$ cm
- Dreno attorno a pozzo = 75 cm

Per la determinazione della cadente piezometrica si applica la seguente formula:

$$J = \frac{L + z}{L + \frac{z}{2}}$$

L è la distanza del fondo del pozzo dal livello di falda pari a 11 m; quindi, avremo come cadente piezometrica J 1,13 m.

La sezione idrica efficace A_f è una corona circolare di larghezza $z/2$ da cui è escluso il fondo occludibile:

$$A_f = \frac{\pi}{4} [(D + z)^2 - D^2] = \frac{\pi}{4} [(2 + 3,5)^2 - 2^2] = 20,6 \text{ m}^2$$

$$Q_f = K J A = 10^{-5} * 1,13 * 20,6 = 2,33 * 10^{-4} = 0,23 \text{ l/s}$$

Nel nostro caso prevediamo l'utilizzo di 3 dreni verticali, pertanto la Q_u sarà pari a 0,69 l/s.

Il volume invasato ad un dato tempo sarà pari a:

$$W = W_e - W_u = S * \varphi * a * \theta^n - Q_u * \theta$$

La superficie impermeabile di dilavamento S , come visto in precedenza è di 4536 m² pari a 0,4536 ha.

Stanti i parametri "a" ed "n", definiti al punto precedente per un tempo di ritorno di 5 anni, la portata in uscita pari a 0,69 litri/sec l'espressione precedente può essere riscritta:

$$W = W_e - W_u = 10 * S * \varphi * a * \theta^n - 3,6 Q_u * \theta \quad (1)$$

Attraverso il calcolo analitico, dove θ viene espresso in ore (o frazioni di ora), è possibile determinare l'istante (T_0) che massimizza la precedente formula (1).

Si avrà in particolare:

$$T_0 = \left(\frac{3,6 * Q}{10 n S \varphi a} \right)^{\frac{1}{n-1}} = \left(\frac{3,6 * 0,69}{10 * 0,217 * 0,4536 * 0,51 * 28,2} \right)^{\frac{1}{0,217-1}} = 9,23 \text{ ore}$$

Inserendo tale valore di 9,23 ore nella formula (1) si ottiene la dimensione necessaria del volume utile del sistema dreni, dove il $V_{\text{utile totale}}$ è costituito dal volume proprio del sistema di dreni con la capacità d'immagazzinamento del terreno drenante.

$$W_u = 3,6 * Q_u * \theta = 3,6 * 0,69 * 9,23 = 22,93 \text{ m}^3$$

$$W_e = 10 * 0,4536 * 0,51 * 28,2 * 9,23^{0,217} = 105,66 \text{ m}^3$$

$$W_e - W_u = 82,73 \text{ m}^3$$

Il sistema dovrà pertanto avere un volume drenante di almeno 82,73 m³.

Ogni pozzo perdente andrà riempito attorno con uno spessore di 75 cm di ghiaione, per cui il volume disperdente sarà pari a:

$$V = z * (d_{\text{pozzo}} + 2 * \text{spessore}_{\text{dreno}})^2 * \frac{\pi}{4} = 3,5 * (2 + 2 * 0,75)^2 * \frac{\pi}{4} = 33,65 \text{ m}^3$$

Onde contenere il previsto volume, si progettano pertanto 4 **dreni verticali** da 33,65 m³ avendo così: **33,65 m³ * 3 dreni = 100,95 m³ > 82,73 m³**

Per concludere, i dreni dimensionati sono in grado di allontanare, per infiltrazione, l'acqua convogliata e trattata dalla superficie interessata dalla presenza della stazione utente.

Nella tavola allegata AR10 “Impianto di trattamento acque meteoriche” si riporta una sezione con i particolari costruttivi e le profondità di posa delle opere progettate.

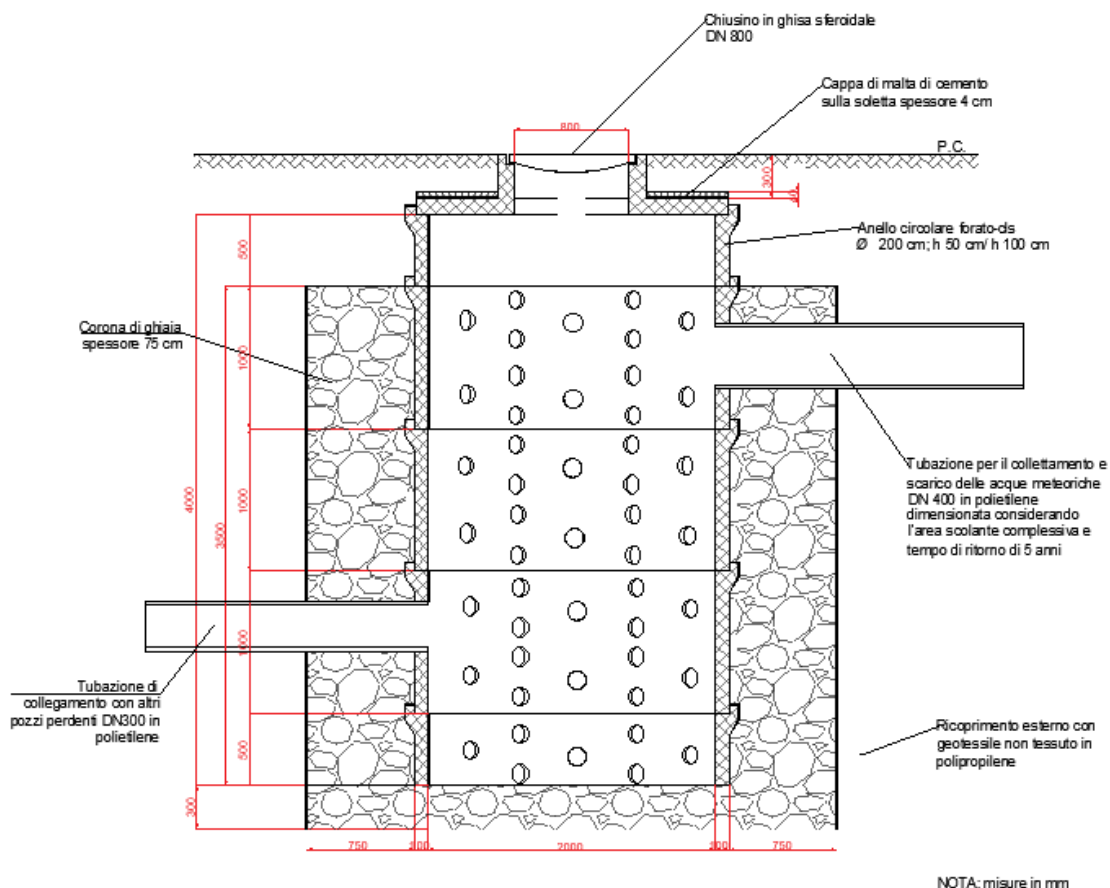


Figura 6. 1 Sezione con particolari costruttivi e di posa dreno verticale