



REGIONE BASILICATA

Provincia di Matera

Comune di Aliano



IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA
FONTE EOLICA DA 39,6 MW "ALIANO"

ADEGUAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE DELLA RTN

PIANO TECNICO DELLE OPERE

Sezione

3

SE RTN
"ALIANO SATELLITE"

RELAZIONE IDRAULICA

N. Tavola

03.01.02

Formato

A4

Scala

Scala -

REVISIONI

REV.	DATA	MODIFICA	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
00	Dicembre 2022	Studio di fattibilità	B. Claudia Cascella	Alessandro Antezza	Orazio Tricarico
01	Aprile 2024	Recepimento osservazioni Terna	B. Claudia Cascella	Alessandro Antezza	Orazio Tricarico
02	Luglio 2024	Piano Tecnico delle Opere	Chiara Cassano	Alessandro Antezza	Orazio Tricarico
03					
04					
05					

PROGETTAZIONE AMBIENTALE:



ATECH srl
Via Caduti di Nassirya, 55
70124 - Bari (BA)
Tel. 080 3219948
pec: atechsrl@legalmail.it

Il DIRETTORE TECNICO
Ing. Orazio Tricarico



SOLARITES s.r.l.
Corso Statuto, 26
12084 Mondovì (CN)

COMMITTENTE:

SKI 04 S.r.l.

Via Caradasso, 9
20123 Milano
Tel. +39 345 4534404
PEC: ski04@unapec.it



Statkraft

Sommario

1	PREMESSA	2
2	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI RACCOLTA E DELLE TRINCEE DISPERDENTI.....	4
2.1	ANALISI DELLA PIOVOSITÀ CRITICA.....	4
2.2	DIMENSIONAMENTO DELLA PORTATA DA TRATTARE.....	9
2.2.1.1	Collettori acque meteoriche.....	12
3	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE.....	17
3.1	RETE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE RICADENTI SULLA PAVIMENTAZIONE ESTERNA	17
4	LIMITI E PARAMETRI DA MONITORARE ALLO SCARICO.....	22
5	VERIFICA CORPO ROCETTORE	24



1 PREMESSA

La presente relazione fa riferimento al sistema di gestione delle acque meteoriche relative alla nuova Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione della RTN (Rete elettrica di Trasmissione Nazionale) a realizzarsi nelle immediate vicinanze di quella esistente nel Comune di Aliano in provincia di Matera il recapito finale avverrà in un limitrofo canale (nel rispetto della Tab.4 All.5 D.Lgs 152/06).

La società proponente è la SKI 04 S.r.l., con sede legale in via Caradosso n.9, Milano 20123 (ITA), P.Iva 11412940964.

L'impianto tratterà esclusivamente le acque meteoriche provenienti dal piazzale impermeabilizzato adibito al transito, sosta e/o parcheggio di autoveicoli, e dai tetti dei volumi esistenti.

Il sito è raggiungibile da nord direttamente dalla strada Statale 598.

Nelle immagini seguenti sono riportati gli inquadramenti di dettaglio del layout su base CTR e ortofoto.

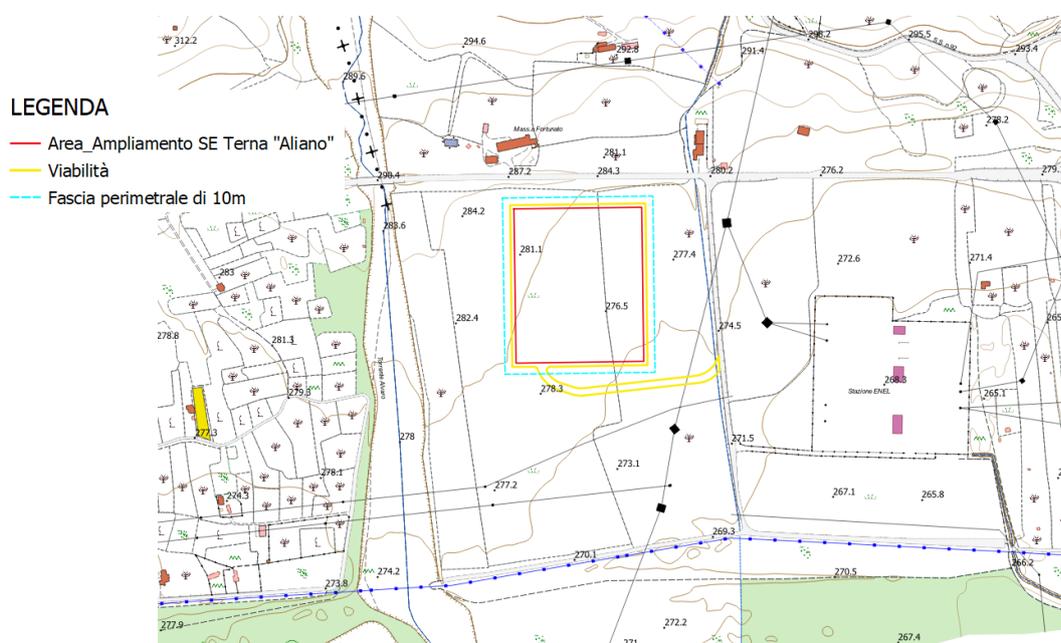


Figura 1: Area di sito su base CTR



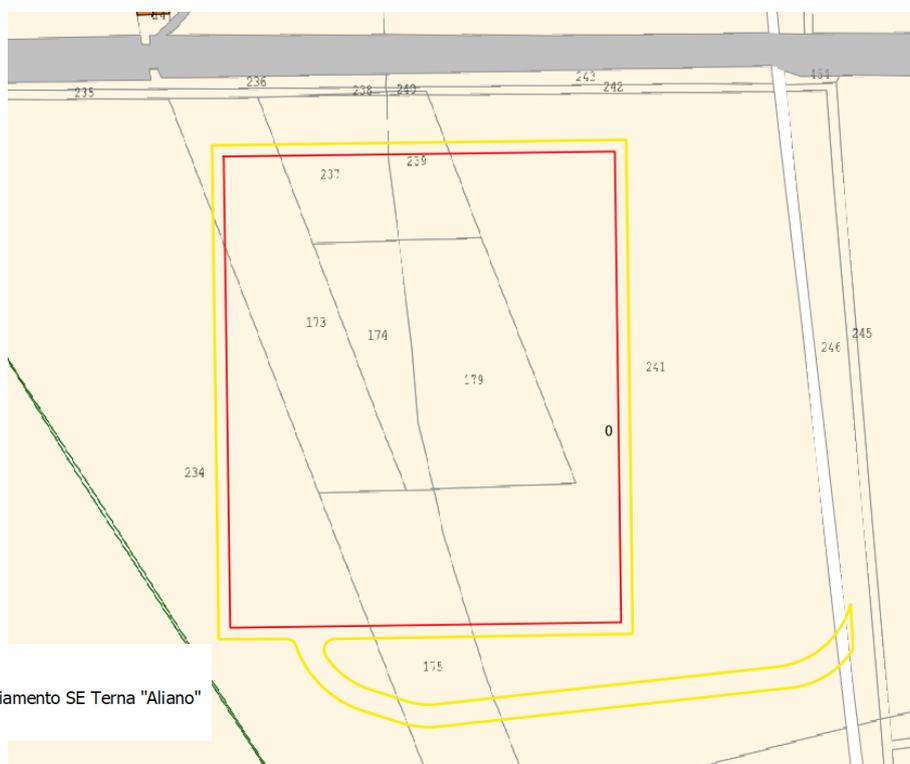
LEGENDA

- Area_Ampliamento SE Terna "Aliano"
- Viabilità
- Fascia perimetrale di 10m



Figura 2: Area di sito su ortofoto

L'area di sito è inserita nel territorio del Comune di Aliano al foglio catastale 45 ed alle particelle 173-174-175-179-234-237-2329-241.



LEGENDA

- Area_Ampliamento SE Terna "Aliano"
- Viabilità

Figura 3: Area di sito su base catastale



2 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI RACCOLTA E DELLE TRINCEE DISPERDENTI

Le superfici impermeabilizzate interessate dal dilavamento delle acque meteoriche sono le seguenti:

- Tetti;
- Pavimentazione esterna.

Per la determinazione della portata massima e del volume di piena relativa allo stabilimento in studio, è stata effettuata una analisi della piovosità critica, a livello di bacino. L'analisi è stata condotta determinando le curve di possibilità pluviometrica.

2.1 Analisi della piovosità critica



Figura 4: Area di sito su bacini idrografici e limiti amministrativi
Autorità interregionale di bacino della Basilicata



L'analisi della piovosità critica a livello di bacino è stata condotta determinando le curve di possibilità pluviometrica, considerando i risultati ottenuti nell'ambito del Progetto VAPI (Valutazione delle Piene) Basilicata, redatto a cura del GNDCI (Gruppo Nazionale di Difesa delle Catastrofi Idrogeologiche).

Nel progetto VAPI viene proposto l'utilizzo della legge del valore estremo doppia componente (TCEV), che permette di ottenere una stima più accurata del valore delle grandezze idrogeologiche estreme. La TCEV presenta quattro parametri che possono essere stimati con l'analisi regionale qualora si individuino caratteristiche di omogeneità di un dato territorio.

La distribuzione del fattore di crescita è alla base della metodologia adottata nel progetto VAPI, che fa riferimento ad un approccio di tipo probabilistico per la valutazione dei massimi annuali delle piogge e delle portate al colmo. Facendo riferimento all'informazione idrologica disponibile sul territorio, in termini di densità spaziale di stazioni di misura e di numerosità campionaria delle serie storiche, le altezze di precipitazione giornaliere, rilevate alle stazioni pluviometriche, il VAPI ha individuato due sottozone: una sottozona Nord composta da 70 stazioni (sottostazione A) ed una sottozona Sud-Ovest comprende le rimanenti 8 (sottostazione B).

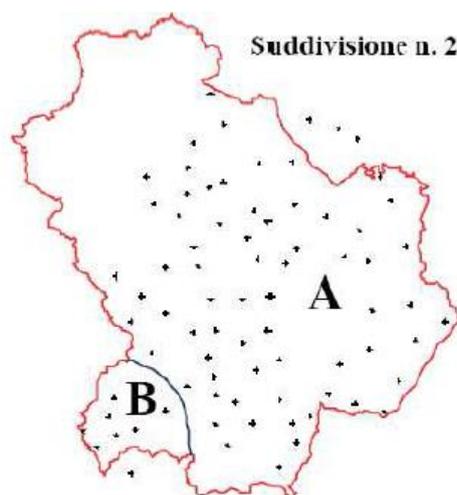


Figura 5: Suddivisione in zone omogenee

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

L'archivio dei dati pluviografici, basato sulle citate pubblicazioni, è stato aggiornato al 1987. Per alcune stazioni è stato tuttavia possibile, grazie alla collaborazione fra il SIMN di Catanzaro ed il



SKI 04 S.R.L.	IMPIANTO EOLICO DA 39,6 MW DA REALIZZARE NEL COMUNE DI ALIANO ADEGUAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE DELLA RTN RELAZIONE ACQUE METEORICHE	Codifica	03.01.02
		Rev. 00 Luglio 2024	Pag. 6 di 26

CNR – IRPI di Rende (CS), utilizzare i dati, non ancora pubblicati, aggiornati al 1992. Con almeno 15 anni di misure, dei massimi annuali delle precipitazioni giornaliere ed orarie. Si è potuto disporre di un numero totale di stazioni pari a 55, appartenenti ai bacini idrografici.

L'analisi condotta sulle piogge giornaliere, consente di accogliere l'ipotesi che le 55 stazioni appartengano ad una zona unica, al primo livello, entro la quale si possono ritenere costanti i valori teorici dei parametri Θ^* e Λ^* .

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 .

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 $K_{t,T}$, detto 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 del rapporto 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 variazione inferiore a quella campionaria. L'indipendenza della durata di $K_{t,T}$ (nel seguito indicato con KT), autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai 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.



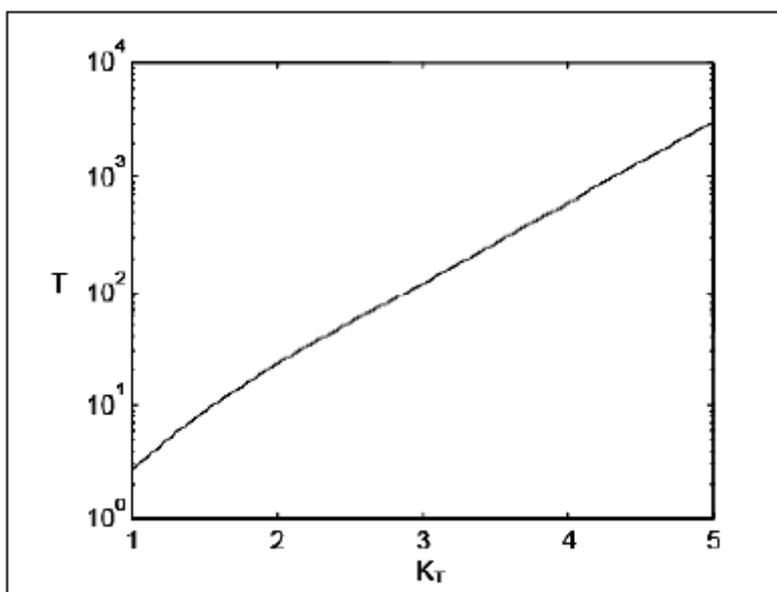


Figura 6: Curva di crescita per la Basilicata centro – meridionale

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

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

$C = 0,5772$ (costante di Eulero)

$$T_0 = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \cdot \lambda^i}{i!} \cdot \Gamma\left(\frac{i}{\theta_t}\right)$$

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 seguente sono riportati, i valori di KT relativi ai valori del periodo di ritorno più comunemente adottati nella pratica progettuale.

	Tempo di ritorno (anni)							
	5	10	25	30	50	100	200	500
K(T) Zona A	1,25	1,49	1,83	1,89	2,14	2,49	2,91	3,50
K(T) Zona B	1,10	1,20	1,34	1,36	1,46	1,61	1,78	2,02

Tabella 1 – Valori del coefficiente di crescita KT



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.

Il bacino idrografico di interesse ricade nella sottozona A, per cui, utilizzando il VAPI Basilicata, il coefficiente di crescita KT (funzione del periodo di ritorno) è stato così valutato: $K5 = 1,25$; $K30 = 1,90$; $K200 = 2,91$ e $K500 = 3,50$.

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

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

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

Nell'area, il VAPI Basilicata fornisce l'individuazione di 2 aree omogenee dal punto di vista del legame fra altezza di precipitazione giornaliera $\mu(Xg)$ e quota. Ognuna di esse è caratterizzata da una correlazione lineare con elevati valori dell'indice di determinazione tra i valori $\mu(Xg)$ e le quote sul mare h :

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

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 le due aree in esame, viene generalizzata nella forma:

$$\mu(Xt) = at(C h + D + \log \alpha - \log a) / \log 24$$

in cui a è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di $\mu(X1)$ relativi alle serie ricadenti in ciascuna zona omogenea; $\alpha = xg/x24$ è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e di durata 24 ore.

In linea a tale metodologia sono state pertanto determinate le altezze di pioggia attese con diversi tempi di ritorno, nello specifico 5, 30 e 200 anni. La zona climatica in cui è compresa l'area di studio è quella "SZOA".

Utilizzando tale tecnica, conoscendo i dati relativi alle 55 stazioni pluviografiche considerate nella regione in esame, sono stati calcolati i valori della stima di $m[h(d)]$ in corrispondenza dei nodi di una



griglia regolare. Tramite questi valori si sono tracciate le isolinee di $m[h(d)]$, per le durate $d = 1, 3, 6, 12$ e 24 ore.

Per quanto riguarda i valori dei parametri a ed n relativi alle curve di probabilità pluviometriche medie areali, quelli stimati per la zona di Aliano sono i seguenti:

$$a = 21.98$$

$$n = 0.37$$

Utilizzando tali valori e dall'analisi delle piogge orarie è possibile determinare la curva di possibilità pluviometrica corrispondenti al tempo di ritorno pari a 5 anni:

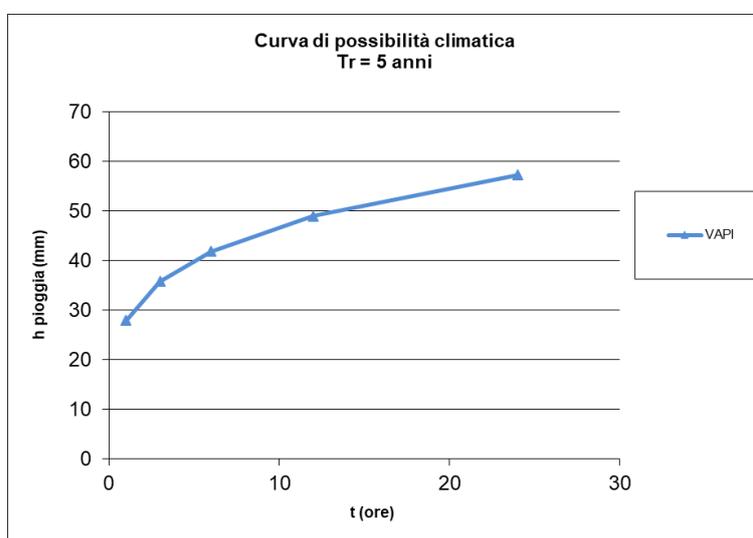


Figura 7: Curve di possibilità pluviometrica in funzione del Tr

2.2 Dimensionamento della portata da trattare

Il calcolo della portata di acqua meteorica per una precipitazione (Tempo di ritorno di 5 anni) è stato effettuato utilizzando il modello cinematico lineare o metodo della corrivazione:

$$Q = c \times I_{tc} \times A$$

Dove:

- Q = valore della portata di piena secondo il tempo di ritorno considerato ($Tr = 5$ anni);
- C = coefficiente di deflusso e ritardo = 1;
- A = superficie impermeabile considerata espressa in m^2
- Tc = tempo di corrivazione o concentrazione strettamente dipendente dalla situazione del bacino



Il tempo di corrivazione (t_c), inteso come il tempo che una particella di acqua caduta nel punto più distante del bacino impiega per raggiungere la sezione oggetto di studio per la determinazione della portata massima in funzione del tempo di ritorno considerato, è la somma del tempo di accesso e del tempo di rete. Il valore del tempo di corrivazione è stato ottenuto come media dei valori ottenuti con più formule empiriche, di seguito riportate.

• Formula di Kirpich

$$T_c = 0.066 L^{0.77} \left[\frac{1000 L}{0.8(H_{max} - H_p)} \right]^{0.185};$$

• Formula di Pasini

$$T_c = 0.108 \frac{(AL)^{1/3}}{0.8\sqrt{i}};$$

Dove:

- L[Km] = Lunghezza percorso idraulico più lungo;
- Hmax[m] = quota massima del bacino;
- Hmin[m] = quota minima del bacino.

Data la presenza di pluviali, il tempo di corrivazione è stato calcolato pari a 0,30 h

Ottenuto dalla somma di $t_c = t_{ar} + t_r$

dove: t_{ar} = tempo di accesso in rete (sec)

t_r = tempo di rete (sec)

il tempo di accesso in rete varia con la pendenza dell'area, la natura della stessa e con l'altezza di pioggia precedente l'evento critico di progetto; il valore normalmente assunto nella progettazione è sempre compreso entro l'intervallo di 5-20 min.

Il tempo di rete t_r può essere stimato come rapporto tra la lunghezza L del punto più lontano e la velocità che si assume in prima approssimazione; quindi t_r risulta pari a L/V .

Ove la lunghezza L non sia lineare si assume $L = (1,5 \cdot A)^{0,5}$ (A= area bacino scolante).

Nel caso specifico:

$t_{ar} = 9.5$ min

$t_r = 250 \text{ m} / 0,5 \text{ m/s} = 500 \text{ sec} = 8,33$ min

$t_c = 17,76$ min = 0,296 h

- I_{tc} = valore dell'intensità determinata dalla legge di pioggia ponendo $t = t_c$

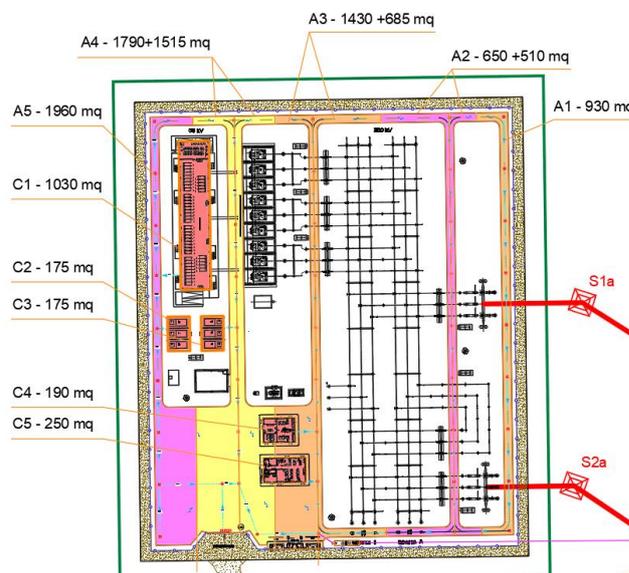
$$h(t) = 21,98 t^{0,37} = 14,01 \text{ mm}$$



$$I_c = (hc/tc) = 47.33 \text{ mm/h}$$

Aree impermeabili: sup. asfaltata "Ax" e sup. Coperture "Cy":

- a) $A1 = 930 \text{ mq}$
- b) $A2 = 1.110 \text{ mq}$
- c) $A3 + C4 + C5 = 2.555 \text{ mq}$
- d) $A4 + C3 = 3.465 \text{ mq}$
- e) $A5 + C1 + C2 = 3.165 \text{ mq}$



Dalla curva di possibilità pluviometrica è stato determinato il deflusso meteorico a mezzo della valutazione del sistema afflussi – deflussi con la formula razionale ottenendo un valore di portata massima, pertanto per le differenti aree si riportano i valori ottenuti.

- a) $Q (A1) = 1 \times 47,33 \times 930 = 0,012 \text{ mc/s} = \mathbf{12,23 \text{ l/s}}$
- b) $Q (A2) = 1 \times 47,33 \times 1.160 = 0,015 \text{ mc/s} = \mathbf{15,25 \text{ l/s}}$
- c) $Q (A3 + C4 + C5) = 1 \times 47,33 \times 2.555 = 0,034 \text{ mc/s} = \mathbf{33,59 \text{ l/s}}$
- d) $Q (A4 + C3) = 1 \times 47,33 \times 3.465 = 0,046 \text{ mc/s} = \mathbf{45,55 \text{ l/s}}$
- e) $Q (A5 + C1 + C2) = 1 \times 47,33 \times 3.165 = 0,042 \text{ mc/s} = \mathbf{41,61 \text{ l/s}}$
- f) $Q (C1) = 1 \times 47,33 \times 1.030 = 0,014 \text{ mc/s} = \mathbf{13,54 \text{ l/s}}$
- g) $Q (C2) = 1 \times 47,33 \times 175 = 0,002 \text{ mc/s} = \mathbf{2,301 \text{ l/s}}$
- h) $Q (C3) = 1 \times 47,33 \times 175 = 0,002 \text{ mc/s} = \mathbf{2,301 \text{ l/s}}$
- i) $Q (C4) = 1 \times 47,33 \times 190 = 0,002 \text{ mc/s} = \mathbf{2,498 \text{ l/s}}$
- j) $Q (C5) = 1 \times 47,33 \times 250 = 0,003 \text{ mc/s} = \mathbf{3,287 \text{ l/s}}$

Mentre l'impianto di trattamento delle acque meteoriche e di smaltimento è stato dimensionato per la portata seguente:

- k) $Q (\text{IMPIANTO}) = 1 \times 47,33 \times 11.000 = 0,145 \text{ mc/s} = \mathbf{144,60 \text{ l/s}}$



2.2.1.1 Collettori acque meteoriche

Il progetto prevede la realizzazione di condotti grigliati di captazione, costituite da canaline in cls prefabbricato e griglie in ghisa per incrementare la capacità di drenaggio dei bacini scolanti (viabilità e coperture) nei previsti percorsi di canalizzazione.

Tutte le acque di dilavamento delle superfici impermeabili sono captate e drenate verso il sistema di accumulo e trattamento dell'area scolante, come si può evincere dagli elaborati grafici di progetto.

Le condotte utilizzate per lo smaltimento delle acque meteoriche sono state dimensionate in maniera tale da rispettare alcuni importanti criteri quali:

- un adeguato grado di riempimento in corrispondenza della portata di progetto; nel caso di condotti chiusi, il franco deve consentire un'efficace aerazione della canalizzazione ed evitare fenomeni ondosi, che possono innescarsi sulla superficie libera, occludendo momentaneamente lo specchio, provocando fenomeni di battimento;
- un opportuno valore della velocità minima in tempo asciutto, detta velocità minima di autopulitura (self-cleaning velocity), in modo da assicurare il trasporto del materiale in sospensione di cui non si desidera il deposito, sia per motivi igienici che per evitare che detti depositi, cementandosi, diano luogo a significative riduzioni della sezione utile.

Tra le equazioni più frequentemente utilizzate nelle verifiche idrauliche (equazioni di moto uniforme in correnti a pelo libero in moto assolutamente turbolento) si può utilizzare la relazione di Gauckler-Strickler che porta a determinare la portata eseguito mediante la seguente espressione:

$$Q = A K_S i^{1/2} R_h^{2/3}$$

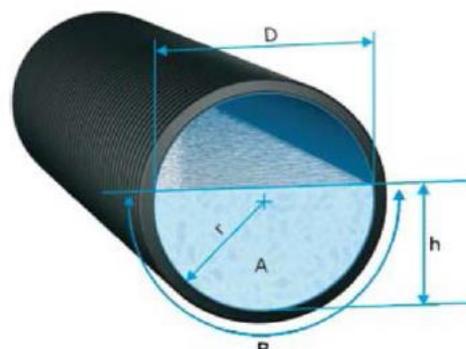
dove:

A= area liquida

K_S = coefficiente di Gauckler-Strickler,

i= pendenza

R_h = raggio idraulico



Conoscendo la portata da smaltire, dalla equazione di Gauckler-Strickler è possibile ricavare il diametro interno necessario a far defluire la portata, imponendo un grado di riempimento (h/D) massimo pari a 0,8.

Ad ogni modo, le portate di piena con tempo di ritorno pari a 5 anni riescono ad essere smaltite senza superare il grado di riempimento stabilito, evitando quindi fenomeni di rigurgito e carico eccessivo in condotta.

Le verifiche sono state condotte considerando il diametro interno delle tubazioni riferita a tubi in PEAD di PE100 con classi di pressione PN6 impiegati nel presente progetto, prodotti con resine polietileniche di classe MRS 10,0 ($c=8,0 \text{ N/mm}^2$) in conformità alle norme nazionali ed internazionali.

- Aree
 - g) $Q \cdot (C2) = 1 \cdot x \cdot 47,33 \cdot x \cdot 175 = 0,002 \text{ mc/s} = 2,301 \text{ l/s}$
 - h) $Q \cdot (C3) = 1 \cdot x \cdot 47,33 \cdot x \cdot 175 = 0,002 \text{ mc/s} = 2,301 \text{ l/s}$
 - i) $Q \cdot (C4) = 1 \cdot x \cdot 47,33 \cdot x \cdot 190 = 0,002 \text{ mc/s} = 2,498 \text{ l/s}$
 - j) $Q \cdot (C5) = 1 \cdot x \cdot 47,33 \cdot x \cdot 250 = 0,003 \text{ mc/s} = 3,287 \text{ l/s}$

DN 110

h/D	h	α	Ω	P	R	v/vsp	Q/Qsp	v	Q
	mm	rad	mq	m				cm/s	l/s
0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	4.40	0.40	0.000	0.04	0.00	0.23	0.00	18.23	0.02
0.08	8.80	0.57	0.000	0.06	0.01	0.36	0.01	28.56	0.10
0.12	13.20	0.71	0.001	0.08	0.01	0.47	0.03	36.93	0.24
0.16	17.60	0.82	0.001	0.09	0.01	0.56	0.06	44.13	0.43
0.20	22.00	0.93	0.001	0.10	0.01	0.64	0.10	50.48	0.68
0.24	26.40	1.02	0.002	0.11	0.02	0.71	0.14	56.18	0.99
0.28	30.80	1.12	0.002	0.12	0.02	0.77	0.19	61.32	1.34
0.32	35.20	1.20	0.003	0.13	0.02	0.83	0.24	65.98	1.73
0.36	39.60	1.29	0.003	0.14	0.02	0.89	0.30	70.21	2.16
0.40	44.00	1.37	0.004	0.15	0.02	0.94	0.37	74.05	2.63
0.44	48.40	1.45	0.004	0.16	0.03	0.98	0.44	77.52	3.12
0.48	52.80	1.53	0.005	0.17	0.03	1.02	0.51	80.64	3.64
0.52	57.20	1.61	0.005	0.18	0.03	1.05	0.58	83.43	4.17
0.56	61.60	1.69	0.005	0.19	0.03	1.08	0.66	85.89	4.70
0.60	66.00	1.77	0.006	0.19	0.03	1.11	0.74	88.02	5.24
0.64	70.40	1.85	0.006	0.20	0.03	1.13	0.81	89.83	5.77
0.68	74.80	1.94	0.007	0.21	0.03	1.15	0.88	91.30	6.28
0.72	79.20	2.03	0.007	0.22	0.03	1.17	0.95	92.43	6.77
0.76	83.60	2.12	0.008	0.23	0.03	1.18	1.01	93.19	7.22
0.80	88.00	2.21	0.008	0.24	0.03	1.18	1.07	93.55	7.62
0.84	92.40	2.32	0.009	0.26	0.03	1.18	1.12	93.46	7.96
0.88	96.80	2.43	0.009	0.27	0.03	1.17	1.15	92.84	8.22
0.92	101.20	2.57	0.009	0.28	0.03	1.16	1.17	91.52	8.37
0.96	105.60	2.74	0.009	0.30	0.03	1.13	1.17	89.13	8.36
1.00	110.00	3.14	0.009	0.35	0.03	1.00	1.00	79.18	7.13



ADEGUAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE DELLA RTN

RELAZIONE ACQUE METEORICHE

• Aree

a) $Q(A1) = 1 \times 47,33 \times 930 = 0,012 \text{ mc/s} = \mathbf{12,23 \text{ l/s}}$

b) $Q(A2) = 1 \times 47,33 \times 1.160 = 0,015 \text{ mc/s} = \mathbf{15,25 \text{ l/s}}$

f) $Q(C1) = 1 \times 47,33 \times 1.030 = 0,014 \text{ mc/s} = \mathbf{13,54 \text{ l/s}}$

DN 160

h/D	h	α	Ω	P	R	v/vsp	Q/Qsp	v	Q
	mm	rad	mq	m				cm/s	l/s
0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	6.40	0.40	0.000	0.06	0.00	0.38	0.01	23.40	0.06
0.08	12.80	0.57	0.001	0.09	0.01	0.59	0.05	36.67	0.28
0.12	19.20	0.71	0.001	0.11	0.01	0.77	0.12	47.41	0.65
0.16	25.60	0.82	0.002	0.13	0.02	0.92	0.21	56.65	1.18
0.20	32.00	0.93	0.003	0.15	0.02	1.05	0.33	64.81	1.86
0.24	38.40	1.02	0.004	0.16	0.02	1.17	0.48	72.12	2.68
0.28	44.80	1.12	0.005	0.18	0.03	1.28	0.65	78.72	3.63
0.32	51.20	1.20	0.006	0.19	0.03	1.37	0.85	84.70	4.70
0.36	57.60	1.29	0.007	0.21	0.03	1.46	1.06	90.13	5.87
0.40	64.00	1.37	0.008	0.22	0.03	1.54	1.29	95.06	7.14
0.44	70.40	1.45	0.009	0.23	0.04	1.61	1.53	99.52	8.48
0.48	76.80	1.53	0.010	0.24	0.04	1.68	1.78	103.53	9.88
0.52	83.20	1.61	0.011	0.26	0.04	1.74	2.04	107.11	11.32
0.56	89.60	1.69	0.012	0.27	0.04	1.79	2.30	110.26	12.77
0.60	96.00	1.77	0.013	0.28	0.04	1.83	2.56	113.00	14.23
0.64	102.40	1.85	0.014	0.30	0.05	1.87	2.82	115.32	15.67
0.68	108.80	1.94	0.015	0.31	0.05	1.90	3.07	117.21	17.07
0.72	115.20	2.03	0.015	0.32	0.05	1.92	3.31	118.66	18.39
0.76	121.60	2.12	0.016	0.34	0.05	1.94	3.53	119.63	19.61
0.80	128.00	2.21	0.017	0.35	0.05	1.95	3.73	120.09	20.71
0.84	134.40	2.32	0.018	0.37	0.05	1.95	3.90	119.98	21.63
0.88	140.80	2.43	0.019	0.39	0.05	1.93	4.02	119.18	22.33
0.92	147.20	2.57	0.019	0.41	0.05	1.90	4.10	117.49	22.74
0.96	153.60	2.74	0.020	0.44	0.05	1.86	4.09	114.43	22.70
1.00	160.00	3.14	0.009	0.50	0.02	1.00	1.00	61.68	5.55



ADEGUAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE DELLA RTN

RELAZIONE ACQUE METEORICHE

- Aree
 - c) $Q (A3 + C4 + C5) = 1 \times 47,33 \times 2.555 = 0,034 \text{ mc/s} = 33,59 \text{ l/s}$
 - d) $Q (A4 + C3) = 1 \times 47,33 \times 3.465 = 0,046 \text{ mc/s} = 45,55 \text{ l/s}$
 - e) $Q (A5 + C1 + C2) = 1 \times 47,33 \times 3.165 = 0,042 \text{ mc/s} = 41,61 \text{ l/s}$

DN 225

h/D	h	α	Ω	P	R	v/vsp	Q/Qsp	v	Q
	mm	rad	mq	m				cm/s	l/s
0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	9.00	0.40	0.001	0.09	0.01	0.60	0.04	29.37	0.16
0.08	18.00	0.57	0.001	0.13	0.01	0.94	0.16	46.03	0.69
0.12	27.00	0.71	0.003	0.16	0.02	1.21	0.36	59.51	1.61
0.16	36.00	0.82	0.004	0.19	0.02	1.45	0.66	71.11	2.92
0.20	45.00	0.93	0.006	0.21	0.03	1.66	1.04	81.35	4.61
0.24	54.00	1.02	0.007	0.23	0.03	1.84	1.50	90.52	6.64
0.28	63.00	1.12	0.009	0.25	0.04	2.01	2.04	98.80	9.00
0.32	72.00	1.20	0.011	0.27	0.04	2.16	2.64	106.32	11.66
0.36	81.00	1.29	0.013	0.29	0.04	2.30	3.30	113.13	14.58
0.40	90.00	1.37	0.015	0.31	0.05	2.43	4.01	119.32	17.72
0.44	99.00	1.45	0.017	0.33	0.05	2.54	4.76	124.91	21.05
0.48	108.00	1.53	0.019	0.34	0.05	2.64	5.54	129.95	24.52
0.52	117.00	1.61	0.021	0.36	0.06	2.74	6.35	134.44	28.09
0.56	126.00	1.69	0.023	0.38	0.06	2.82	7.17	138.40	31.71
0.60	135.00	1.77	0.025	0.40	0.06	2.89	7.99	141.84	35.33
0.64	144.00	1.85	0.027	0.42	0.06	2.95	8.80	144.75	38.90
0.68	153.00	1.94	0.029	0.44	0.07	2.99	9.58	147.12	42.36
0.72	162.00	2.03	0.031	0.46	0.07	3.03	10.32	148.94	45.64
0.76	171.00	2.12	0.032	0.48	0.07	3.06	11.01	150.16	48.69
0.80	180.00	2.21	0.034	0.50	0.07	3.07	11.62	150.74	51.40
0.84	189.00	2.32	0.036	0.52	0.07	3.06	12.14	150.60	53.69
0.88	198.00	2.43	0.037	0.55	0.07	3.04	12.54	149.60	55.44
0.92	207.00	2.57	0.038	0.58	0.07	3.00	12.76	147.48	56.44
0.96	216.00	2.74	0.039	0.62	0.06	2.92	12.74	143.63	56.34
1.00	225.00	3.14	0.009	0.71	0.01	1.00	1.00	49.14	4.42



- Area k) $Q(\text{IMPIANTO}) = 1 \times 47,33 \times 11.000 = 0,145 \text{ mc/s} = 144,60 \text{ l/s}$ DN 400

h/D	h mm	α rad	Ω mq	P m	R	v/vsp	Q/Qsp	v cm/s	Q l/s
0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	16.00	0.40	0.002	0.16	0.01	1.29	0.24	43.11	0.73
0.08	32.00	0.57	0.005	0.23	0.02	2.02	1.06	67.55	3.18
0.12	48.00	0.71	0.009	0.28	0.03	2.61	2.48	87.33	7.46
0.16	64.00	0.82	0.013	0.33	0.04	3.12	4.49	104.35	13.54
0.20	80.00	0.93	0.018	0.37	0.05	3.57	7.09	119.38	21.36
0.24	96.00	1.02	0.023	0.41	0.06	3.97	10.22	132.84	30.81
0.28	112.00	1.12	0.029	0.45	0.06	4.33	13.86	145.00	41.76
0.32	128.00	1.20	0.035	0.48	0.07	4.66	17.95	156.02	54.09
0.36	144.00	1.29	0.041	0.51	0.08	4.96	22.44	166.03	67.62
0.40	160.00	1.37	0.047	0.55	0.09	5.23	27.27	175.11	82.19
0.44	176.00	1.45	0.053	0.58	0.09	5.47	32.39	183.31	97.62
0.48	192.00	1.53	0.060	0.61	0.10	5.70	37.74	190.70	113.72
0.52	208.00	1.61	0.066	0.64	0.10	5.89	43.23	197.29	130.27
0.56	224.00	1.69	0.072	0.68	0.11	6.07	48.80	203.10	147.07
0.60	240.00	1.77	0.079	0.71	0.11	6.22	54.37	208.15	163.87
0.64	256.00	1.85	0.085	0.74	0.11	6.34	59.87	212.42	180.42
0.68	272.00	1.94	0.091	0.78	0.12	6.45	65.19	215.90	196.47
0.72	288.00	2.03	0.097	0.81	0.12	6.53	70.25	218.57	211.71
0.76	304.00	2.12	0.102	0.85	0.12	6.58	74.93	220.36	225.81
0.80	320.00	2.21	0.108	0.89	0.12	6.61	79.11	221.22	238.41
0.84	336.00	2.32	0.113	0.93	0.12	6.60	82.64	221.01	249.04
0.88	352.00	2.43	0.117	0.97	0.12	6.56	85.32	219.53	257.12
0.92	368.00	2.57	0.121	1.03	0.12	6.46	86.86	216.43	261.78
0.96	384.00	2.74	0.124	1.10	0.11	6.29	86.71	210.77	261.31
1.00	400.00	3.14	0.009	1.26	0.01	1.00	1.00	33.48	3.01



3 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE

3.1 Rete di raccolta delle acque meteoriche ricadenti sulla pavimentazione esterna

La rete di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento da sottoporsi a trattamento, confluirà all'impianto di trattamento dedicato. L'impianto di trattamento è caratterizzato da un funzionamento in continuo con grigliatura, dissabbiatura con pacco lamellare e disoleatura con filtro a coalescenza, per ottenere in uscita acque conformi ai limiti della Tab.4 – All.5 D.Lgs 152/06 e s.m.i..

Le acque così trattate sono accumulate in una vasca a tenuta stagna (19 mc) per uso irriguo.

L'impianto così caratterizzato è dimensionato per una portata massima di 150 l/s garantendoci un franco di sicurezza maggiore rispetto ai 144,53 lt/s derivante da una superficie scolante di 11.000 mq, ed il relativo calcolo è stato descritto nel paragrafo dedicato.

Nel dimensionamento si è tenuto conto delle adduzioni degli scarichi e misurando il flusso di scarico in litri/secondo, il fattore di densità dei liquidi da separare, la quantità di fanghi presenti negli scarichi. Le SN 592000, le DIN 1999 che regolamentano in Europa il calcolo di dimensionamento degli impianti di separazione sono state armonizzate nella norma UNI EN 858:2033 parte I e II.

Il calcolo di dimensionamento del separatore è dato dalla formula:

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) f_d$$

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;

FATTORI DI MASSA VOLUMICA f_d

Massa volumica g/cm ³	fino a 0,85	da 0,85, escluso, fino a 0,90	da 0,90, escluso, fino a 0,95
Combinazione	Fattore di massa volumica f_d		
S-II-P	1	2	3
S-I-P	1 ^{a)}	1,5 ^{a)}	2 ^{a)}
S-II-I-P	1 ^{b)}	1 ^{b)}	1 ^{b)}

a) Solo per separatori di classe I che funzionano per gravità, utilizzare f_d per un separatore di classe II.
b) Per separatori di classe I e classe II.

FATTORI MINIMI DI IMPEDIMENTO f_x

Tipo di scarico secondo 4.1	f_x
a)	2
b)	non pertinente in quanto $Q_s = 0$ (solo acqua piovana)
c)	1



SEDIMENTATORE FANGHI. Per la raccolta del sedimento che potrebbe portare ad occludere le condotte del separatore si utilizza un'anticamera come parte integrante dello stesso oppure un contenitore a sé stante. Per il dimensionamento della "sludge trap" la EN 858, a seconda della prevedibile formazione di sedimento, richiede di moltiplicare la NS per un fattore 100, 200 o 300 e poi dividere il risultato per il fd.

CLASSI DEI SEPARATORI

Qualità di fango prevista, per esempio:		Volume minimo del sedimentatore
Nessuna	- Condensato	non richiesto
Ridotta	- Acque reflue di trattamento con volume di fango definito - Tutte le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotto dal traffico o similari, vale a dire bacini di raccolta in aree di stoccaggio carburante e stazioni di rifornimento coperte	$\frac{100 - NS}{f_d}$
Media	- Stazioni di rifornimento, autolavaggi manuali, lavaggio di componenti - Aree di lavaggio bus - Acque reflue da garage, aree di parcheggi veicoli - Centrali elettriche, impianti e macchinari	$\frac{200 - NS}{f_d}$
Elevata	- Impianti di lavaggio per veicoli da cantiere, macchine da cantiere, macchine agricole - Aree di lavaggio autocarri	$\frac{300 - NS}{f_d}$
	- Autolavaggio automatici (self service)	$\frac{300 - NS}{f_d}$

a) Non per separatori uguali o minori di NS 10, salvo per autoparcheggi coperti.
b) Volume minimo dei sedimentatori 600 l.
c) Volume minimo dei sedimentatori 5000 l.

Nel caso in oggetto il volume del sedimentatore fattore fd pari a 100 risulta pari a 15 mc. L'impianto progettato possiede un volume iniziale (sludge trap) destinato alla dissabbiatura pari a 18 mc.

La dissabbiatura è un trattamento finalizzato alla separazione delle particelle pesanti (sabbie) e la letteratura tecnica evidenzia che l'equazione che determina la velocità di risalita e di sedimentazione delle particelle è la Legge di Stokes:

$$v = \sqrt{\frac{8k}{f} g (v_s - 1) D}$$

dove:

- v = velocità di trascinamento (cm/s)
- f = coefficiente di attrito Darcy – Weisbach (adimensionale) dipendente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della parete;
- k = coefficiente dipendente dalle caratteristiche delle particelle;



- g = accelerazione di gravità
- γ_s = peso specifico del materiale
- D = diametro equivalente della particella

La dissabbiatura agisce di solito trattenendo particelle di peso specifico intorno a 2,65 Kg/dm³ e granulometria superiore a 0,2 mm, mentre la velocità dell'acqua in ogni punto dell'unità di trattamento non dovrà superare i 0,5 m/s. La velocità ottimale risulta 0,3 m/s. Minore è la velocità in vasca migliore è il rendimento del processo.

Si adatterà pertanto per ogni bacino considerato un dissabbiatore a canale dimensionato in maniera tale che la velocità orizzontale del flusso idrico (in funzione della portata di progetto) consenta la deposizione delle sostanze sedimentabili pesanti.

La velocità di ingresso in vasca risulta di $0,150 \text{ mc/s} / (2,24 \times 1,78) = 0,038 \text{ m/s} (\ll 0.3 \text{ m/s})$.

Se si pone:

- H diss = battente idrico del dissabbiatore a canale = 1,78 m
- Q max = portata massima di progetto (Tr = 5 anni);
- B = larghezza del dissabbiatore = 2,24 m

La relazione di progetto risulta essere: $H_{\text{diss}} = Q_{\text{max}} / (V \times B)$

Al diametro di 0,20 mm delle particelle, corrisponde mediamente una velocità di sedimentazione di circa $V_{\text{sed}} = 0,02 \text{ m/s}$ pertanto volendo ottenere un rendimento del 100% si ottiene:

$$L_{\text{diss}} = 0,038 \text{ [m/s]} \times H_{\text{diss}} / 0,02 \text{ [m/s]} = 3,35 \text{ m}$$

La lunghezza dello scomparto della defangazione risulta di 4,73 m (> 3,35 m).

Tali formule valgono se la dissabbiatura avviene in un canale libero, mentre nel caso di interposizione di setti verticali che costringono il flusso ad una discesa obbligata e ad una risalita, come nel nostro caso, il fenomeno della dissabbiatura avviene con un grado di sicurezza maggiore anche se turbolento per il quale deve essere corretto con opportuni coefficienti.

La sabbia decantata sul fondo del dissabbiatore verrà estratta periodicamente a mezzo autospurgo o Ditte autorizzate.

SEPARAZIONE OLI MINERALI. Per quanto riguarda la disoleazione, la dinamica di separazione delle sostanze leggere è regolata dalla Legge di Stokes, secondo la quale si ricava che la velocità di risalita degli oli aventi un peso specifico di 800 Kg/mc con un diametro di particelle di 150 μm è di 0,10 cm/s. Secondo le norme e la letteratura tecnica del settore (norme API e norme UNI) il



disoleatore dovrebbe avere una superficie minima che permetta, secondo la velocità orizzontale dell'acqua in vasca, un'adeguata risalita e un accumulo sulla superficie del pelo libero.

Posto con:

- V = velocità orizzontale del flusso idrico;
- V_o = velocità di risalita dell'olio;
- H_o = battente idrico del disoleatore
- S_{dis} = superficie minima utile per la disoleazione
- B = larghezza del disoleatore

Si ottiene: $S_{dis} = (V \times V_o \times B) / H_{dis}$

Dato che il processo di dissabbiatura e disoleazione avviene nella stessa vasca.

Si pone $H_o = H_{diss}$

Fissata la larghezza B della vasca, si ottiene la lunghezza dello stadio di disoleazione (L). Normalmente tale lunghezza, date le notevoli portate, raggiunge valori molto elevati tali da non poter tecnicamente realizzare l'opera. Per ridurre la superficie totale derivante dal calcolo si interpongono al flusso idrico, dei pacchi coalescenti dotati di ampia superficie specifica (245 mq/mc di pacco) che hanno le seguenti funzioni:

- promuovere il fenomeno della coalescenza che permette a due particelle di olio che attraversanti il pacco, di "unirsi" in un'unica particella di diametro maggiore acquistando una velocità di risalita superiore a quella della singola particella;

- laminare il flusso che in condizioni di piena potrebbe presentarsi turbolento impedendo la perfetta risalita degli olii.

A vantaggio di sicurezza sarà realizzato un setto verticale con una luce inferiore che impedisce alle sostanze flottate di raggiungere il corpo idrico ricettore.

Il dimensionamento con i pacchi coalescenti si effettua applicando le Norme Api (a cui si rimanda la teoria) che prevedono di calcolare la superficie minima necessaria affinché una particella di olio di determinato diametro (150 μ m) riesca a raggiungere la superficie del pelo libero. Nel caso in questione si confronta tale valore con quello "virtuale" della superficie specifica generata dai pacchi.

Nell'impianto sono installati n.4 pacchi coalescenti di volume pari a $(0,20 \text{ mc} \times n.4) = 0,80 \text{ mc}$

Data la superficie specifica generata (245 mq/mc di pacco) risulta che sviluppano una superficie utile per la disoleazione pari a 197,57 mq.



RISERVA IDRICA. Ai sensi del comma 2 art 2 del Regolamento Regionale 26/2013 “2. In coerenza con le finalità della Legge Regionale n. 13/2008, è obbligatorio il riutilizzo delle acque meteoriche di dilavamento finalizzato alle necessità irrigue, domestiche, industriali ed altri usi consentiti dalla legge, tramite la realizzazione di appositi sistemi di raccolta, trattamento, ed erogazione, previa valutazione delle caratteristiche chimico - fisiche e biologiche per gli usi previsti.

Ai fini del riutilizzo le acque meteoriche di dilavamento, tranne i casi delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne per le fattispecie di cui al Capo II della presente disciplina, non sono soggette al rispetto dei limiti di cui al DM 185/03 e riportati nella Tab. 1 dell’allegato 1 del Regolamento Regionale n. 8 del 18 aprile 2012.” Le acque meteoriche di seconda pioggia trattate saranno accumulate in una vasca con volume utile totale interno di 19 mc per uso irriguo ed il troppo pieno verrà scaricato sul suolo rispettando la Tab.4 All.5 D.Lgs 152/06.

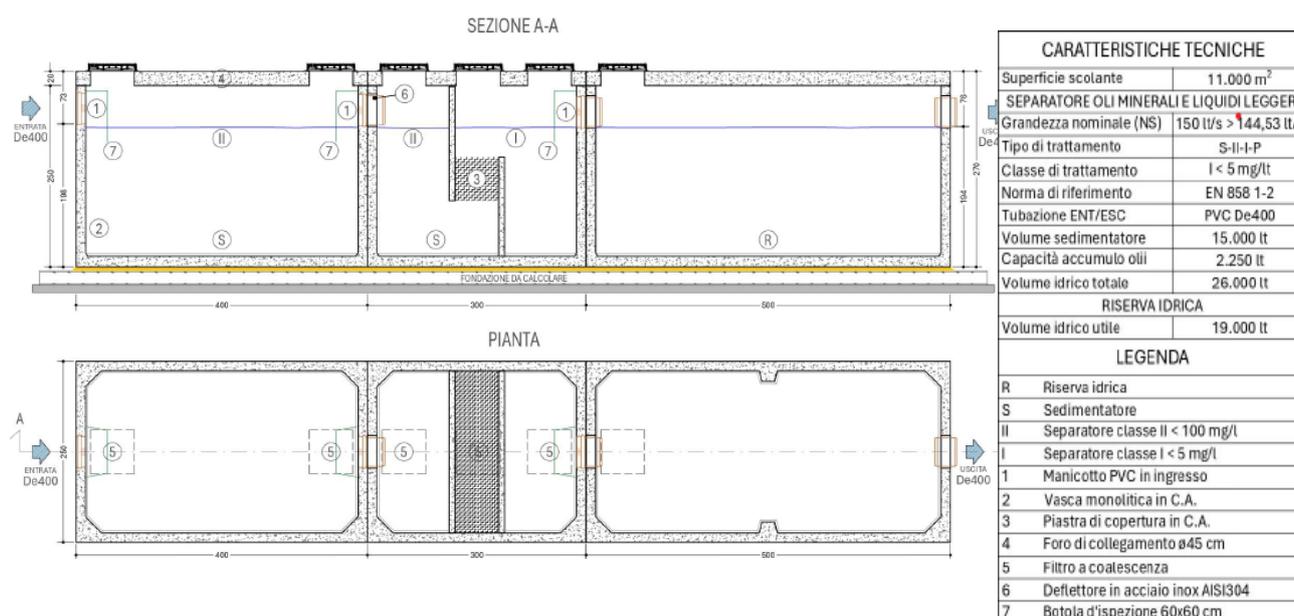


Figura 8: Pianta e sezione impianto trattamento.



4 LIMITI E PARAMETRI DA MONITORARE ALLO SCARICO

Tabella 4 Allegato 5 alla parte III del D.Lgs. 152/06

		Unità di misura	il valore della concentrazione deve essere minore o uguale a quello indicato
1	pH		6 – 8
2	SAR		10
3	Materiali grossolani	-	assenti
4	Solidi sospesi totali	mg/L	25
5	BOD5	mg O ₂ /L	20
6	COD	mg O ₂ /L	100
7	Azoto totale	mg N/L	15
8	Azoto ammoniacale	mg NH ₄ /L	5
9	Fosforo totale	mg P/L	2
10	Tensioattivi totali	mg/L	0,5
11	Alluminio	mg/L	1
12	Berillio	mg/L	0,1
13	Arsenico	mg/L	0,05
14	Bario	mg/L	10
15	Boro	mg/L	0,5
16	Cromo totale	mg/L	1
17	Cromo VI	mg/L	0,05
18	Ferro	mg/L	2
19	Manganese	mg/L	0,2
20	Nichel	mg/L	0,2



21	Piombo	mg/L	0,1
22	Rame	mg/L	0,1
23	Selenio	mg/L	0,002
24	Stagno	mg/L	3
25	Vanadio	mg/L	0,1
26	Zinco	mg/L	0,5
27	Solfuri	mg H ₂ S/L	0,5
28	Solfiti	mg SO ₃ /L	0,5
28	Solfati	mgSO ₄ /L	500
30	Cloro attivo	mg/L	0,2
31	Cloruri	mg Cl/L	100
32	Fluoruri	mg F/L	1
33	Fenoli totali (1)	mg/L	0,1
33	Aldeidi totali	mg/L	0,5
35	Composti organici aromatici totali (2)	mg/L	0,01
36	Composti organici azotati totali (1)	mg/L	0,01
37	Pesticidi fosforati	mg/L	0,01
38	Saggio di tossicità su Daphnia magna (vedi nota 8 di tabella 3)	LC5024h	il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 50% del totale
39	Escherichia coli	UFC/100 mL	

1. Il limite è valido solo per i composti pericolosi quali ad esempio i clorofenoli .

2. Si intendono comunque esclusi i composti alogenati e le sostanze che possono dare origine a tali composti nell'ambiente idrico, per cui vige comunque il divieto di scarico sul suolo.



5 VERIFICA CORPO ROCETTORE

Su scala di bacino è stata verificata la sezione trasversale del canale posto a tergo della strada esistente e nel quale si prevede di recapitare le acque trattate.



La verifica è stata condotta con la simulazione del passaggio dell'onda di piena con tempo di ritorno di 200 anni. Il bacino idrografico di riferimento ha i seguenti parametri geomorfologici:

Bacino 1 – intersezione 1		
Superficie del Bacino	[Kmq]	0,809
Lungh. dell'asta princ.	[Km]	1,992
H massima del bacino	[m]	593,00
H monte dell'asta	[m]	458,50
H sezione chiusura	[m]	269,35

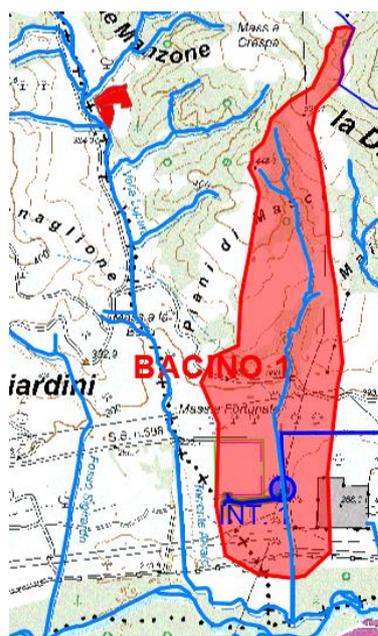
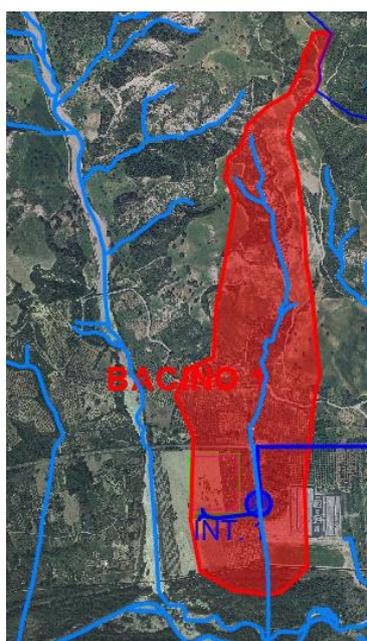


Figura 9: Inquadramento bacino idrografico su base Ortofoto e CTR.



La portata ottenuta con la metodologia del Vapi, per l'area Omogena 1 che comprende i bacini del Bradano, Basento, Cavone ed Agri per i vari tempi di ritorno risulta:

Q(m ³ /sec)	Alta Pericolosità idraulica	Media Pericolosità idraulica	Bassa Pericolosità idraulica
	T _r = 30 anni	T _r = 200 anni	T _r = 500 anni
BACINO 1	5,23	8,75	10,43

La simulazione è stata effettuata con il software HEC-RAS versione 6.3.1, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Il calcolo è stato svolto in condizioni di moto permanente utilizzando valori delle portate di piena con tempi di ritorno pari a 30, 200 e 500 anni, come richiesto dall'Autorità di Bacino della Basilicata per l'identificazione delle aree caratterizzate rispettivamente da alta (AP), media (MP) e bassa (BP) pericolosità idraulica.

Sul canale in corrispondenza della interferenza della strada di progetto con il reticolo superficiale è stato previsto l'inserimento di un tombino scatolare delle dimensioni interne di 2 m di larghezza per 2.5 m di altezza con un franco di circa 1.14 m su tirante idrico duecentennale, nel rispetto della circolare NTC 2018 (cap.5) che per portate inferiori a 50 mc/sec nel caso di funzionamento a superficie libera, prevede che il tirante idrico non superi i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m.

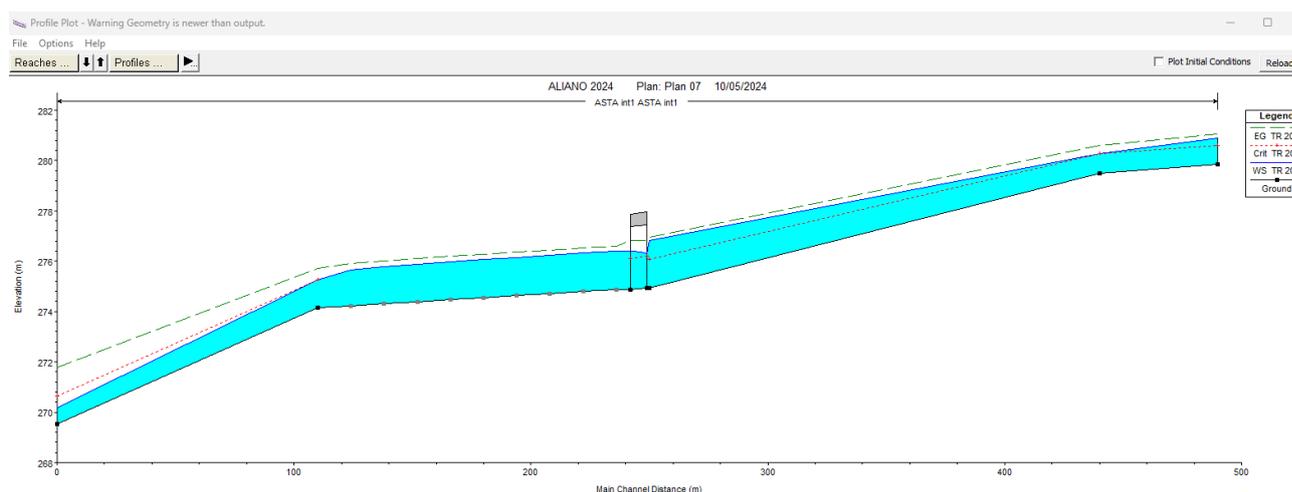


Figura 10: Profilo longitudinale di moto permanente



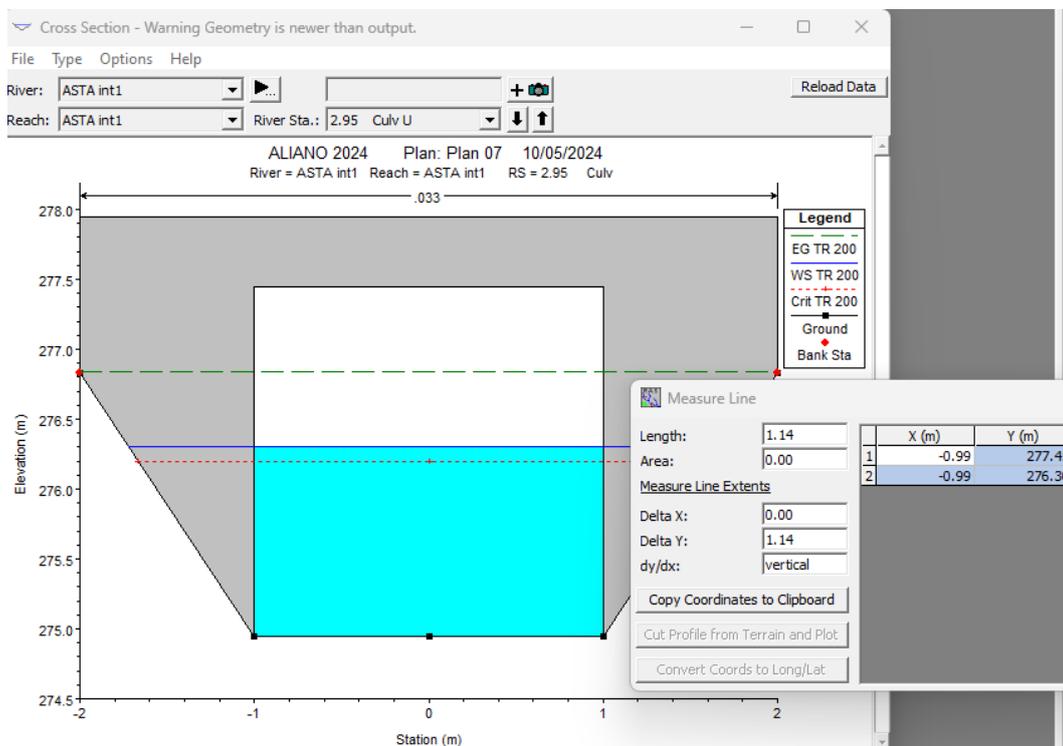


Figura 11: Sezione trasversale in corrispondenza dell'attraversamento.

Dalla simulazione effettuata è emerso che il canale riesce a contenere il transito della portata duecentennale comprendente anche l'aliquota derivante dall'impianto di trattamento in progetto ($Q = 150 \text{ l/s} = 0.15 \text{ mc/sec}$).

