



REGIONE CAMPANIA
Struttura di missione Ecoballe UOD 01

Accordo Quadro triennale per l'affidamento di servizi di ingegneria e architettura - Lotto 2: Prov. (CE)

CIG: 73541547DC CUP: B93G17007480006

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI:



Capogruppo mandataria



Mandante



Mandante

Progettazione definitiva per la realizzazione dell'impianto per il trattamento della frazione organica in Casal di Principe (CE)

CAPOPROGETTO:
Dott. Ing. Rocco Martello

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Simone Venturini

RESPONSABILE UNICO DEL
PROCEDIMENTO:
Dott.ssa Ing. Liliana Monaco



TITOLO DELL'ELABORATO

**DOCUMENTI GENERALI
RELAZIONI SPECIALISTICHE
RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA**

ELABORATO. N°

RS-R-003-03

SCALA:

NOME FILE:
II091P-CP-PD-RS-R-003-03 .docx

REVISIONE	N.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
	0	22/09/2019	Prima emissione	R. IORIO	R. MARTELLO	S. VENTURINI
	1	20/12/2019	Seconda emissione	R. IORIO	R. MARTELLO	S. VENTURINI
	2	30/04/2020	Terza emissione	R. IORIO	R. MARTELLO	S. VENTURINI
	3	11/11/2021	Revisione per osservazioni verificatore	R. IORIO	R. MARTELLO	S. VENTURINI

INDICE

1	Premessa	3
2	Studio idrologico	3
2.1	Regime Pluviometrico	3
2.2	Stima del periodo di ritorno	5
2.3	Curva di probabilità pluviometrica	6
2.4	Stima delle portate di pioggia	6
3	Dimensionamento reti di drenaggio e scarico	7
3.1	Considerazioni di carattere generale nella realizzazione del sistema fognario	7
3.2	Calcolo delle condotte a gravità	8
3.3	Calcolo vasca di trattamento prima pioggia	11
3.4	Rete acque nere	12

1 PREMESSA

L’Amministrazione Regionale della Campania ha rilevato l’indifferibile necessità di procedere alla realizzazione del progetto di realizzazione di un impianto di compostaggio, per il trattamento della frazione organica dei rifiuti, nel comune di Casal di Principe.

A tale scopo, la Giunta Regionale della Campania, Struttura di Missione per lo Smaltimento dei Rifiuti Stoccati in Balle U.O.D. 70 05 01, ha predisposto uno studio di fattibilità tecnico economica delle opere, sulla base del quale, nell’ambito dell’accordo quadro, sottoscritto con l’RTI incaricato, ha avviato la progettazione definitiva dello stesso.

Nella presente relazione vengono determinate le portate meteoriche e quelle nere ai fini del dimensionamento delle reti di raccolta e smaltimento delle acque.

2 STUDIO IDROLOGICO

2.1 Regime Pluviometrico

Al fine della valutazione delle portate di pioggia provenienti dall’area del nuovo impianto si adotteranno i parametri desumibili dallo studio VAPI per la Regione Campania, redatto dal CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche.

La stima del valor medio del massimo annuale dell’intensità di pioggia per la Campania può essere ottenuta con una espressione del tipo:

$$m[I(d)] = m(I_0) / \left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^\beta \quad (1)$$

in cui d e d_c vanno espressi in ore, $m[I_0]$ e $m[I(d)]$ in mm/ora e vale:

$$\beta = C - D * Z \quad (2)$$

Con Z quota sul livello del mare (nel caso in esame si può considerare nulla).

I parametri delle 1 e 2 sono costanti all’interno di singole aree pluviometriche omogenee, e variano nel passare dall’una all’altra.

Per identificare in quale area omogenea rientra il bacino in studio, si può fare riferimento alla corografia in Fig. 1. Si osserva come l’area dell’impianto appartenga all’area A1.

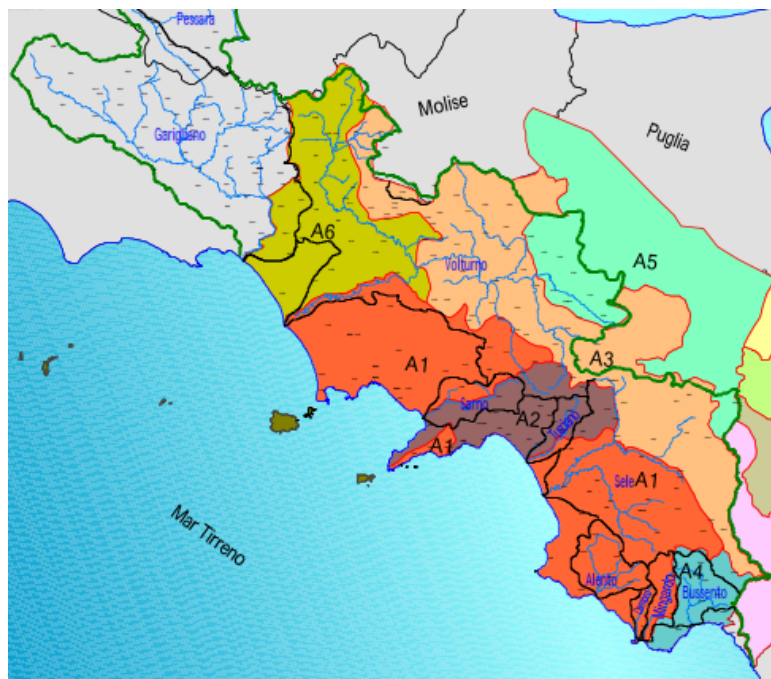


FIGURA 1 – AREE PLUVIOMETRICHE OMOGENEE DELLA REGIONE CAMPANIA

I parametri delle (1) e (2) sono forniti in Tabella 1.

Area omogenea	n. staz.	$\mu(h_0)$ (mm/ora)	d_c (ore)	C	$D \cdot 10^5$	ρ^2
1	21	77.08	0.3661	0.7995	8.6077	0.9994
2	18	83.75	0.3312	0.7031	7.7381	0.9991
3	11	116.7	0.0976	0.7360	8.7300	0.9980
4	7	78.61	0.3846	0.8100	24.874	0.9930
5	12	231.8	0.0508	0.8351	10.800	0.9993
6	28	87.87	0.2205	0.7265	8.8476	0.9969
7	11	83.75	0.3312	0.7031	7.7381	0.9989

TABELLA 1 - PARAMETRI STATISTICI DELLE LEGGI DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICHE REGIONALI PER OGNI AREA PLUVIOMETRICA OMOGENEA.

L’area oggetto della verifica ricade nell’Area Omogenea A1.

Pertanto il valor medio dei massimi annuali delle altezze di pioggia fornito dallo studio VAPI è definito dalla relazione (3)

$$m_d = \frac{77.08d}{\left(1 + \frac{d}{0.3661}\right)^{0.7995}} \quad (3)$$

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



2.2 Stima del periodo di ritorno

Anche la valutazione del periodo di ritorno sarà condotta con lo studio VAPI.

Il modello probabilistico assunto nel VAPI è il TCEV (Two Component Extreme Value). Esso interpreta il processo dei valori superiori ad una soglia mediante due sequenze di variabili casuali indipendenti e identicamente distribuite, ciascuna delle quali definisce un processo poissoniano con eccedenze distribuite con legge esponenziale.

Fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata (DPC) all’interno della sottozona pluviometrica omogenea previamente identificata, resta univocamente determinata la relazione fra periodo di ritorno T e valore del coefficiente di crescita K_T :

$$T = \frac{1}{1 - F_k(k)} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\eta k/\theta_*})} \quad (4)$$

I parametri ottenuti per l’intero compartimento di Napoli nell’ambito del VAPI sono riportati nella Tabella seguente n.2:

Piogge	$\theta_* = 2.136$	$\Lambda_* = 0.224$	$\Lambda_1 = 41$	$\eta = 4.688$
--------	--------------------	---------------------	------------------	----------------

TABELLA 2 - PARAMETRI DELLA DISTRIBUZIONE DI PROBABILITÀ DEI MASSIMI ANNUALI DELLE PIOGGE IN CAMPANIA

Più utile dal punto di vista pratico è la forma inversa della (3) per cui, fissato un valore T del periodo di ritorno, si ricava il corrispondente valore del coefficiente di crescita K_T . Per la distribuzione TCEV tale relazione non è analiticamente ottenibile. Si riportano di seguito, nella Tab. 3, i valori di K_T ottenuti numericamente dalla (1) per alcuni valori del periodo di ritorno.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
K_T (piogge)	0.93	1.22	1.43	1.65	1.73	1.90	1.98	2.26	2.55	2.95	3.26

TABELLA 3 - VALORI TEORICI DEL COEFFICIENTE PROBABILISTICO DI CRESCITA PER LE PIOGGE IN CAMPANIA, PER ALCUNI VALORI DEL PERIODO DI RITORNO.

Nell’ambito del presente studio, per il progetto della rete fognaria, si assumerà un periodo di ritorno $T = 10$ anni. Nonostante per le reti fognarie sia oggi comune l’assunzione di periodi di ritorno anche $T = 5$ anni, si è preferita la scelta $T = 10$ anni, maggiormente cautelativa, perché il malfunzionamento della rete di drenaggio può portare all’allagamento dei piazzali, e dunque a problematiche di carattere ambientale, atteso che negli stessi devono manovrare i mezzi di conferimento dei rifiuti. Non si ritiene, invece, necessaria l’adozione di un periodo di ritorno ancora maggiore,

perché porterebbe a un eccessivo dimensionamento delle opere, con importante aggravio dei costi. Pertanto si utilizzerà $K_T = 1.43$.

2.3 Curva di probabilità pluviometrica

Dallo studio riportato nei precedenti sottoparagrafi, la legge che descrive il massimo annuale delle altezze di pioggia a periodo di ritorno $T = 10$ anni è:

$$h_{d,10} = \frac{110.22d}{\left(1 + \frac{d}{0.3661}\right)^{0.7995}} \quad (5)$$

2.4 Stima delle portate di pioggia

La portata di pioggia al prefissato periodo di ritorno sarà valutata applicando il metodo razionale semplificato proposto da De Martino, valido per bacini di area inferiore ai 30 ha.

In tale approccio la portata pluviale viene calcolata mediante la formula:

$$Q = \frac{\varphi \cdot \psi \cdot i \cdot A}{0.36} \quad (6)$$

dove

Q = portata pluviale (m^3/s);

φ = coefficiente di afflusso, dipendente dal grado di impermeabilità del bacino considerato.

ψ = coefficiente di ritardo desunto dalla tabella A della pubblicazione dell'ing. De Martino (Pubblicazione n.55 degli Istituti di Idraulica dell'Università degli Studi di Napoli);

i = intensità massima di pioggia in m/h corrispondente alla durata di 15 minuti (pioggia critica per bacini inferiori a 30 ha);

A = area del bacino in ha.

Dalla (5) si calcola, per $d = 15' = 0.25$ h, $h_{0.25,10} = 18.7$ mm e pertanto $i_{0.25,10} = 74.8$ mm/h = 0.0748 m/h.

In base a tali considerazioni, nella seguente Tabella (u è il coefficiente udometrico) è riportato il calcolo delle portate pluviali rispettivamente per le due parti nelle quali si suddivide l'area complessiva: quella delle aree a verde e dei tetti (A_1) e quella dei piazzali (A_2).

Per quanto concerne il coefficiente di afflusso, qui viene stimato (American Society of Civil Engineers) pari a 0.65 per l'area A_1 e a 1 per quella A_2 (area impermeabile).

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



<i>Bacino</i>	ϕ	ψ	i (m/h)	A (ha)	Q (m ³ /s)	Q (l/s)	u (l/s/ha)
A1 (parzialmente impermeabilizzate+verde)	0.65	0.54	0.0748	4.0	0.2917	291.7	72.9
A2 (impermeabilizzate)	1.00	0.58	0.0748	2.0	0.2513	251.3	126

3 DIMENSIONAMENTO RETI DI DRENAGGIO E SCARICO

Nel presente capitolo verranno rappresentate le modalità di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche e delle acque nere, individuandone le caratteristiche dimensionali e tipologiche.

In particolare il sistema che si è deciso di utilizzare è un sistema di raccolta di tipo separato. In particolare si prevede:

- l’installazione di due vasche a tenuta per la raccolta delle acque nere, da allontanare periodicamente a mezzo di bottini che recapiteranno in impianti di trattamento autorizzati. Tali vasche saranno ubicate in prossimità dei servizi igienici locale pesa e locale uffici.
- Una rete di raccolta delle acque meteoriche dai piazzali, che è stata studiata in maniera tale da prevedere il convogliamento delle acque dalle strade e dai piazzali mediante sistemi di caditoie e tubazioni in PVC, per recapitare le stesse a una vasca di prima pioggia.
- Una rete di raccolta delle acque meteoriche dai tetti per convogliare le stesse, sempre tramite un sistema di pozzetti disposti al piede degli edifici e tubazioni in PVC, ad una vasca di accumulo utilizzata come laminazione e riserva idrica.

Il recapito finale è il fosso perimetrale esistente.

3.1 Considerazioni di carattere generale nella realizzazione del sistema fognario

In generale un sistema fognario è costituito da canali a pelo libero, quindi, il suo andamento è strettamente legato alla conformazione topografica e all’altimetria del terreno. Il primo passo seguito è stato pertanto quello di effettuare uno studio plano-altimetrico dell’area in cui è collocato l’impianto. In particolare la conformazione del suolo è pianeggiante e presenta un’altimetria media di 5,30 m s.l.m.m.

Il recapito finale è un fosso che defluisce nel canale a piè d’argine dei Regi Lagni ad una quota pari a circa 3,70 m. Attesa l’impossibilità di elevare le quote di imposta dell’impianto a causa dei vincoli paesaggistici, si è optato per assegnare, ai fini della realizzazione delle reti di raccolta una pendenza del 2‰.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



Altro aspetto da curare nella progettazione della reti di drenaggio è quello delle velocità delle acque negli specchi ed in particolare i valori massimi e minimi.

Infatti, valori elevati di velocità (> 5 m/s) causano fenomeni di erosione ed abrasione dello speco provocati da sabbie e detriti contenuti nelle acque bianche.

Viceversa velocità troppo basse potrebbero causare problemi di sedimentazione di solidi sospesi nel tronco fognario formando depositi di materiale.

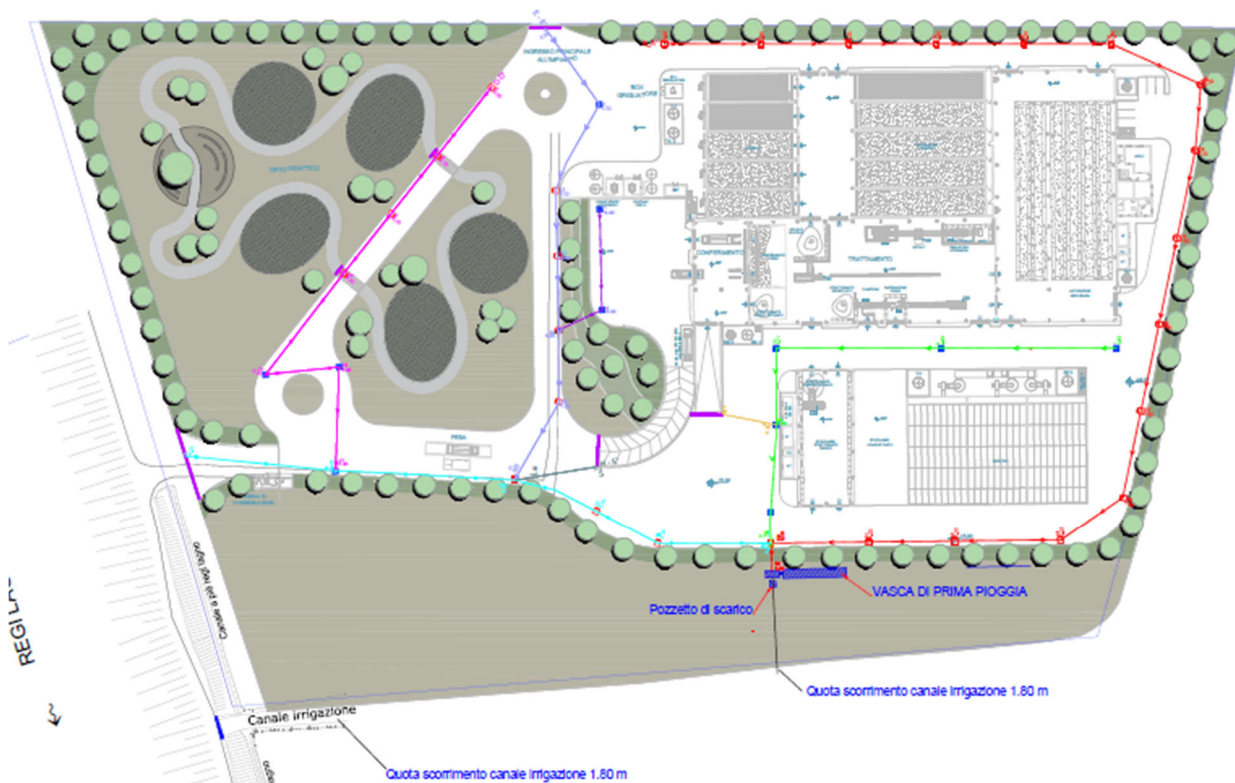
La velocità minima che la normativa suggerisce è pari a 0,5 m/s.

3.2 Calcolo delle condotte a gravità

Per la progettazione del sistema fognario si è suddivisa l'intera superficie dell'area di impianto in aree colanti servite dai singoli fognoli e si è determinata la portata influente sulla base dei coefficienti udometrici determinati con la legge di pioggia.

In particolare nel seguito si è proceduto a determinare, in maniera separata le portate meteoriche che afferiscono e pertanto al dimensionamento delle acque dei tetti e delle acque dei piazzali.

Per quanto riguarda le acque dei piazzali la rete e le relative aree sono riportate in figura seguente e riportate nella tavola II091P-CP-PD-IM-D-024.



Sulla base della legge di pioggia, come sopra determinata e suddividendo l'intera area in aree colanti, si sono determinate le portate afferenti i singoli tratti di rete. Una

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



volta individuate le portate di progetto con assegnato periodo di ritorno, sono stati dimensionati i vari tratti dei collettori a servizio dell'area.

La legge di resistenza utilizzata per i calcoli idraulici di dimensionamento e verifica degli specchi è la legge di Gauckler-Strickler, nell'ipotesi che il funzionamento dei collettori risultasse sincrono (cioè riempimento e svuotamento contemporaneo di tutti i canali) e autonomo (funzionamento indipendente di ciascun tronco):

$$Q = K' \cdot \Omega \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

nella quale :

K' è il coefficiente di conduttanza di Strickler;

R è il raggio idraulico (m);

i è la pendenza di fondo del collettore (m/m);

Ω è la sezione idrica (m²);

Q è la portata defluente in moto uniforme (mc/s).

Per la scelta del parametro di scabrezza da utilizzarsi, si farà soprattutto riferimento ai valori, riportati nella letteratura tecnica, del coefficiente di Strickler K' , o del suo inverso M (definito da Manning), consigliati negli Stati Uniti dall'ASTM-WPCF e in Germania dall'ATV. Per i materiali plastici il valore K' è pari a 120.

La pendenza assegnata è stata fissata pari al 2 ‰, per consentire il deflusso con velocità superiori ai 0,5 m/s.

Per quanto sopra esposto si riportano di seguito le tabelle di dimensionamento dei vari rami dei singoli collettori.

Tratto	Area colante [ha]	u [l/s/ha]	Q[l/s]	Q[mc/s]	K'	i [m/m]	DN [mm]	Grado di Riempimento	v [m/s]
C-D'	0.09127	126	11.500	0.011	120	0.002	200	50%	0.73
D-D'	0.69461	126	87.520	0.088	120	0.002	350	72%	1.06
D'-E'	1.51921	126	191.420	0.191	120	0.002	450	80%	1.25
E-F'	0.18628	126	23.471	0.023	120	0.002	250	54%	0.85
F-F'	0.13980	126	17.615	0.018	120	0.002	200	68%	0.73
F'-E'	0.51244	126	64.568	0.065	120	0.002	300	80%	0.95
H-E'	0.13863	126	17.468	0.017	120	0.002	250	45%	0.85
E'-A'	2.53888	126	319.898	0.320	120	0.002	500	74%	1.34
B-A'	0.23304	126	29.363	0.029	120	0.002	250	63%	0.85

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:

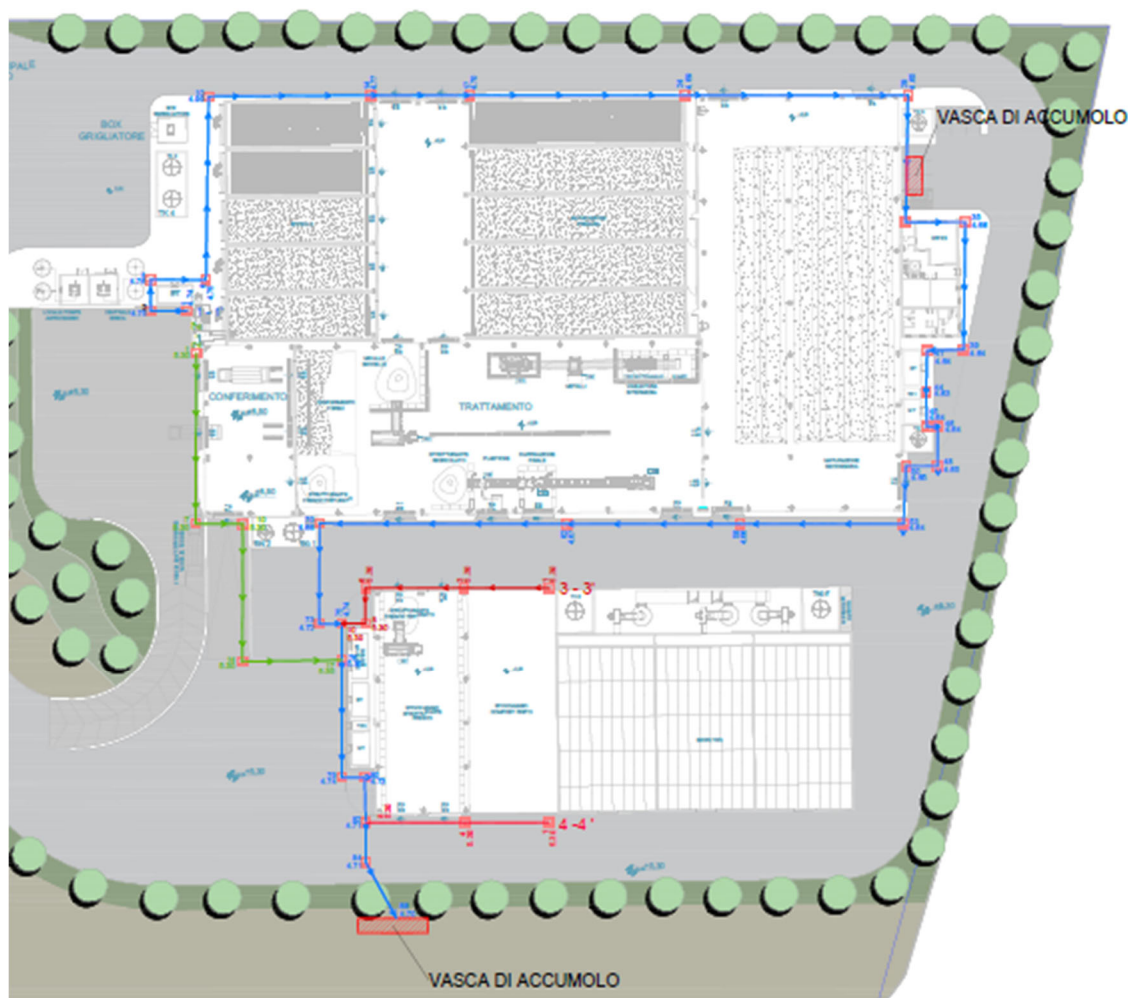


G-G'	0.01760	126	2.218	0.002	120	0.002	150	30%	0.60
A-A'	0.61159	126	77.060	0.077	120	0.002	350	65%	1.06

Per quanto riguarda le acque drenate dai tetti, come detto verranno raccolte con una linea separata e convogliate in una vasca di accumulo per essere riutilizzate per l'irrigazione.

Per il dimensionamento delle reti così come eseguito con le acque di piazzale si procede alla suddivisione in aree colanti le superfici di copertura dei capannoni e degli uffici.

Per quanto riguarda le reti acque dai tetti sono rappresentate nella tavola grafica II091P-CP-PD-IM-D-025 e le aree sono quelle dei capannoni e degli uffici, riportate in figura seguente.



Adottando lo stesso criterio di dimensionamento utilizzato per le acque di piazzale si è proceduto al dimensionamento dei vari rami della rete, come da tabella allegata.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



Tratto	Area colante [ha]	u [l/s/ha]	Q[l/s]	Q[mc/s]	K'	i [m/m]	DN [mm]	Grado di Riempimento
1-Picchetto 75	0.84410	126	106.35 7	0.106	120	0.002	400	64%
2-2'	0.06625	126	8.347	0.008	120	0.002	200	40%
3-3'	0.06335	126	7.982	0.008	120	0.002	200	40%
4-4'	0.06983	126	8.799	0.009	120	0.002	200	45%
Picchetto 75- 1'	1.04353	126	131.48 5	0.131	120	0.002	400	75%

Le portate da inviare allo scarico sono quindi pari a 131 l/s per le acque dai tetti e 405 l/s per le acque dai piazzali. Per queste ultime si procederà nel paragrafo successivo a calcolare il volume delle vasche di prima pioggia.

3.3 Calcolo vasca di trattamento prima pioggia

La vasca di prima pioggia è ubicata all'interno dell'area verde e fuori dalla fascia di rispetto del fosso, e serve la viabilità dell'impianto che è caratterizzata da una superficie complessiva di circa 25600 mq.

Sulla base delle superfici impermeabilizzate destinate a viabilità e tenuto conto che la portata di prima pioggia corrisponde ai primi 5 mm, ne discende che il volume d'acqua da convogliare alle vasche risulta:

Vasca area servizi 128 mc

L'impianto è costituito da una pozzetto separatore/scolmatore in c.a.v. recante tre fori; ingresso acqua di pioggia dalla rete drenante, uscita prima pioggia, uscita seconda pioggia per troppo pieno. Le acque di prima pioggia verranno quindi inviate ad un comparto di accumulo pari al volume sopra determinato. Nella vasca di accumulo verrà installata una pompa di svuotamento che viene attivata automaticamente da un quadro elettrico programmato con PLC sulla base del segnale di una sonda rivelatrice di pioggia (pluviometro) montata all'esterno.

Quando la sonda segna l'inizio e la fine di un evento meteorico, il quadro avvia un contatore che dopo un certo tempo di attesa (24 ore meno il tempo di svuotamento) attiva la pompa che invia l'acqua allo scarico previsto. Una volta attivata la pompa, parte un secondo contatore che si interrompe quando l'interruttore di livello della pompa segnala il completo svuotamento del bacino. Se tale evento non si verifica entro un prestabilito periodo di tempo, il quadro attiva un allarme acustico per avvertire l'operatore di un possibile malfunzionamento della pompa.

Le acque sollevate vengono inviate al comparto di disoleaggio.

Nel disoleatore è installata una valvola di sicurezza a galleggiante in acciaio inox AISI 304 che blocca il flusso quando il livello dell'olio sale.

In uscita dal disoleatore, le portate chiarificate defluiscono a gravità attraverso una soglia stramazzante ad una vasca di sollevamento per l'invio allo scarico.

Il sistema proposto è un sistema prefabbricato monoblocco corredato da :

- N° 1 vasca in c.a.v. per interro completa di soletta carrabile e chiusini in ghisa misura 2500x2500xH2500, senza setti di separazione interni.
- N° 1 vasca in c.a.v. per interro completa di soletta carrabile e chiusini in ghisa misura 10000x2500xH2500, suddivisa in tre vani; accumulo, disoleatura, sollevamento.
- N° 1 pozzetto in c.a.v. scolmatore 4000x2000xH2300 mm completo di soletta carrabile.
- N° 2 pompe sommerse complete di tubazioni di mandata
- N° 1 quadro elettrico completo di PLC
- N° 1 rilevatore di pioggia montato esternamente (pluviometro)
- N° 1 valvola di sicurezza a galleggiante in acciaio inox

Atteso che nell'area in esame la falda è da considerarsi affiorante, al fine di evitare che, a vasca vuota e falda affiorante si verifichino fenomeni di galleggiamento delle stesse, si prevede di realizzare un appesantimento in grado di controbilanciare le spinte che si generano.

A tale scopo si è optato per un appesantimento in calcestruzzo magro, dotato di peso specifico pari a 2,7 t/mc, mentre le spinte che si generano, per metro quadro di superficie sono pari a 2,3 t/mc, si ha necessità di uno spessore di calcestruzzo sulla soletta di copertura di spessore pari a 85 cm.

3.4 Rete acque nere

Ai fini della raccolta delle acque nere, visto l'esiguo numero di operatori ed attesa l'impossibilità di recapitare le stesse in collettori fognari esistenti, si prevede di operare con la predisposizione di due vasche a tenuta prefabbricate in c.a.v. per interro complete di soletta carrabile e chiusini in ghisa una a servizio degli uffici di misura 6000x2500xH2500 ed una per il locale pesa di dimensioni 2500x2500xH2500.

Il calcolo delle portate fecali nelle aree di progetto è stato fatto valutando un numero di operatori a vantaggio di sicurezza pari a $P=10$ unità. La dotazione idrica è posta pari a $d=150$ l/ab giorno.

Pertanto il volume complessivo giornaliero è calcolato pari a $V=d \cdot P$, pari a 1,5 mc/giorno. In tal modo le vasche a tenuta dovranno essere svuotate almeno una volta al mese.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



Ai fini del dimensionamento la base dei calcoli delle tubazioni è costituita dall' "unità di scarico", corrispondente allo scarico di circa 28 litri di liquame al minuto; considerando le seguenti unità di scarico dei diversi apparecchi:

Specie di apparecchio	Unità di scarico
Lavabo	1
Vaso	4
Doccia	6

Le apparecchiature previste al presente stadio di progettazione sono:

Locale Uffici	
Lavabo	3
Vaso	3
Doccia	7

Edificio pesa	
Lavabo	1
Vaso	1
Doccia	0

La portata nera può essere calcolata come:

$$Q_n = NK \frac{28}{60} [l/s]$$

In cui N è il numero totale di unità di scarico (unità di scarico per tipo di apparecchiatura per il numero n di apparecchiature), e K è un coefficiente di contemporaneità ($K = \sqrt{n-1}$).

Complessivamente si ottiene:

Per il locale uffici

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



	n	unità/n	N	K	Q [l/s]
Vasi	3	0,4	12	1,41	0,79
lavabi	3	0,11	3	1,41	0,20
docce	7	0,6	42	2,45	4,80

Quindi una portata totale $Q_n = 5,79$ l/s.

Per il locale pesa:

	n	unità/n	N	K	Q [l/s]
Vasi	1	0,4	0,4	1	0,19
lavabi	1	0,1	0,1	1	0,05

Quindi una portata totale $Q_n = 0,24$ l/s.

La legge di resistenza utilizzata per i calcoli idraulici di dimensionamento e verifica degli specchi è la già richiamata legge di Gauckler-Strickler, nell'ipotesi che il funzionamento dei collettori risultasse sincrono (cioè riempimento e svuotamento contemporaneo di tutti i canali) e autonomo (funzionamento indipendente di ciascun tronco):

$$Q = K' \cdot \Omega \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot s^{\frac{1}{2}}$$

nella quale :

K' è il coefficiente di conduttanza di Strickler;

R è il raggio idraulico (m);

s è la pendenza di fondo del collettore (m/m);

Ω è la sezione idrica (m²);

Q è la portata defluente in moto uniforme (mc/s).

Per la scelta del parametro di scabrezza da utilizzarsi, si farà soprattutto riferimento ai valori, riportati nella letteratura tecnica, del coefficiente di Strickler K' , o del suo inverso M (definito da Manning), consigliati negli Stati Uniti dall'ASTM-WPCF e in Germania dall'ATV.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:



Per il caso specifico, sono stati utilizzati collettori a sezione circolare con funzionamento a pelo libero, considerando la tubazioni con incrostazioni, per tener conto del funzionamento anche in presenza di eventuali depositi, e pertanto si è adottato un coefficiente di scabrezza pari a

$$K_s = 80$$

Per il dimensionamento si è imposta una pendenza massima del $i=0,05$ m/m e si è optato per un diametro pari a 125 mm per il locale pesa (da considerarsi minimale, onde consentirne la disostruzione in caso di ostruzione). In base a tali parametri si è determinata la velocità in condotta pari 0,62 m/s, compatibile con le prescrizioni normative.

Invece per il locale uffici la velocità in condotta che si ha con il diametro 125 mm è di 1,5 m/s, anch'essa compatibile con le prescrizioni normative.

Raggruppamento Temporaneo di Imprese:

