



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA AD INIZIATIVA PRIVATA

(ai sensi dell' art. 28 L.1150/42 e s.m.i.)

Comune di Giugliano in Campania PROVINCIA DI NAPOLI



UBICAZIONE : VIA RIPUARIA - LOCALITA' "I GELSI"

R.02

RELAZIONE OPERE DI URBANIZZAZIONE

TAVOLA	TITOLO ELABORATO		
Aprile 2019	1	2	3
DATA	AGGIORNAMENTI		

PROPRIETARI :

Pianese Pasquale
Pianese Francesco
Pianese Edoardo

PROGETTISTI :

Arch. Gallo Vittorio
Arch. Lametta Gennaro

CONSULENZA SPECIALISTICA:

Ing. Panico Luigi

COLLABORATORI:

Arch. Pezone Angela
Arch. Carleo Giovanna

VITTORIO GALLO, Architetto

pec: vittorio.gallo-arch@rchawork.it

GENNARO LAMETTA, Architetto

pec: archgennarolametta@rchawork.it

Via G. Mazzini n° 14
80014 Giugliano in Campania (NA)

QUESTO DISEGNO E' TUTELATO A NORMA DI LEGGE

INDICE:

PARTE I – RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE

1. Premessa	PAG. 4
2. Descrizione delle Opere di Urbanizzazione Primaria	PAG. 6
3. Rete Viaria	PAG. 7
3.1 Viabilità interna di progetto	PAG. 7
3.2 Aree a parcheggio	PAG. 12
4. Rete Elettrica.....	PAG. 13
5. Rete Pubblica Illuminazione.....	PAG. 13
6 Rete Gas metano.....	PAG. 15
7. Rete Telefonica.....	PAG. 15
8. Elenco Tavole Reti di Progetto	PAG. 15

PARTE II – RELAZIONE IDRAULICA E DI CALCOLO DEL TRATTAMENTO DEI REFLUI E DELLE RETI FOGNARIA, IDRICA, ANTINCENDIO E RETE ACQUE TECNOLOGICHE.

1. Premessa.....	PAG. 16
2. Criteri di Dimensionamento e verifica delle reti di drenaggio delle acque meteoriche e delle acque domestiche	PAG. 16

2.1	Valutazione delle portate acque nere e dimensionamento della rete fognaria acque nere	Pag.17
2.2	Valutazione delle portate di origine meteorica.....	Pag.21
2.3	Calcoli idraulici	Pag.28
2.4	Materiali impiegati per le condotte e per le opere d'arte	Pag.29
2.5	Risultati dei calcoli di verifica eseguiti con riferimento a condizioni di moto uniforme.....	Pag.30
3.	Sistema di dispersione delle acque di pioggia nel sottosuolo.....	Pag. 32
4.	Condotta di adduzione idrica	Pag.36
4.1	Definizione delle portate di dimensionamento e verifica della condotta idrica	Pag. 38
5.	Trattamento dei reflui	Pag.39
5.1	Cenni sulla fitodepurazione	Pag.39
5.2	Obiettivi depurativi e dimensionamento dell'impianto	Pag.46
5.2.1	- Dati di progetto	Pag.46
5.2.2	- Modello di dimensionamento dei bacini - Geometria delle vasche.....	Pag.48
5.2.3	- Medium di riempimento	Pag.49
5.2.4	- Selezione della vegetazione	Pag.50
5.2.5	- Risultati del dimensionamento	Pag.52
5.2.6	- Impermeabilizzazione dei bacini	Pag.53
5.2.7	- Sistemi di alimentazione, regolazione e raccolta	Pag.54

PARTE I – RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE

1. PREMESSA

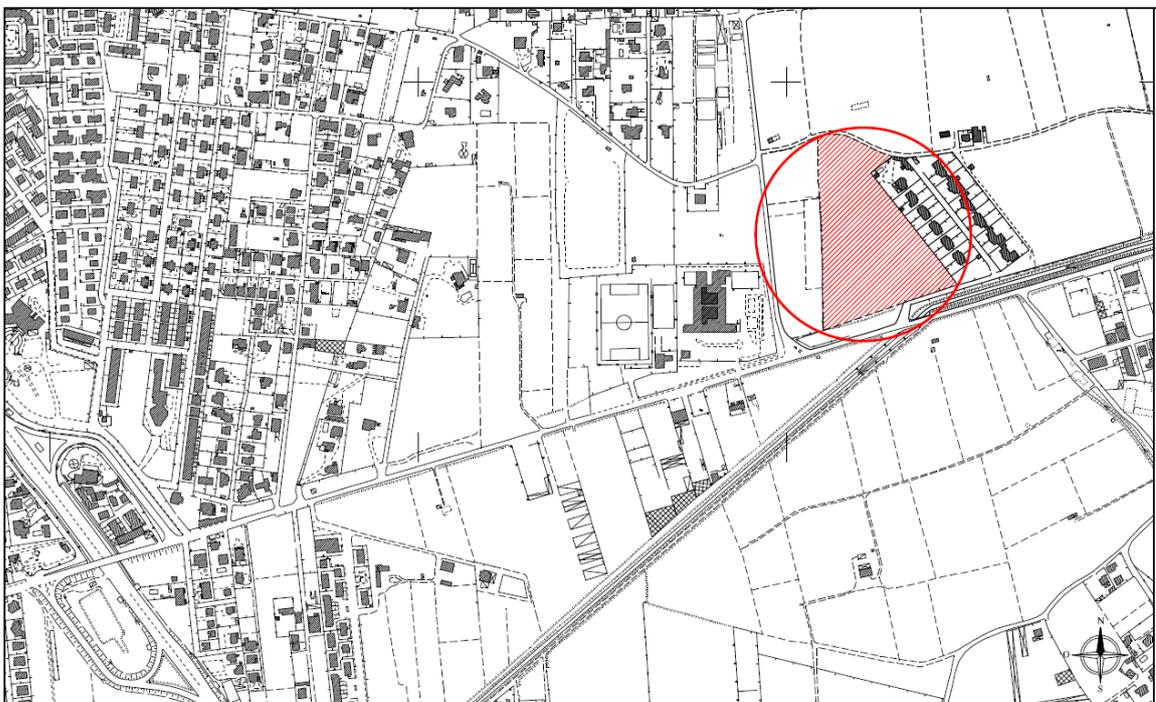
L'area interessata dal Piano di lottizzazione convenzionata ad iniziativa privata, denominato "I Gelsi", è ubicata lungo Via Ripuaria, in località Varcaturò, nel Comune di Giugliano in Campania (NA).

Nella vigente zonizzazione urbanistica del P.R.G. del Comune di Giugliano in Campania, l'area ricade nella Z.T.O. "C2 - "Zona di espansione residenziale costiera" catastalmente riportata al N.C.T. al foglio 67, p.lle n°27 e 97, con una superficie catastale complessiva di 30.198 mq, mentre la superficie reale rilevata è di 29.522 mq.

Il fondo in oggetto, attualmente utilizzato ai soli fini agricoli, risulta libero da ogni tipo di manufatto costruito, non è interessato dal passaggio di reti ed impianti di alcun genere e non è stato oggetto di attività estrattive.

La morfologia del sito si presenta pressoché pianeggiante, con una leggera pendenza in direzione nord-ovest, e con un dislivello di circa 2,00 ml rispetto alla Via Ripuaria, mentre rispetto alla Via Vicinale I Gelsi è praticamente alla stessa quota altimetrica.

L'area è attualmente servita da Rete fognaria comunale lungo la via Ripuaria, da Rete Enel, Rete Telecom, Rete Acquedotto comunale, metanodotto.



Inquadramento area oggetto di P.U.A.

I nuovi insediamenti di espansione residenziale costiera, integrati da attrezzature e servizi, fanno parte del presente P.U.A. "I Gelsi", redatto in conformità alle prescrizioni dello strumento urbanistico comunale ed alle disposizioni di legge nazionali e regionali vigenti.



PLANIMETRIA DI PROGETTO P.U.A. "I GELSI"

Tutte le opere di urbanizzazione primaria a servizio del P.U.A dovranno essere realizzate a cura e spese dei lottizzanti, sotto la sorveglianza dell'Ufficio Tecnico comunale, e cedute in proprietà all'Amministrazione Comunale in forma gratuita, unitamente alle aree per la realizzazione delle opere di urbanizzazione secondarie, la manutenzione delle opere di urbanizzazione primaria e la conservazione delle relative aree resta a totale carico dei lottizzanti solo sino alla data del verbale di consegna e di cessione.

A tal fine, verrà stipulato un apposito Atto di Convenzione (come da schema allegato al piano - Elaborato E.02) tra il Comune di Giugliano in Campania ed i proprietari lottizzanti, con il quale verranno regolati gli oneri, gli obblighi i tempi di realizzazione e le garanzie economiche per la puntuale esecuzione di tutte le opere da realizzare;

L' esecuzione delle opere di urbanizzazione a servizio del P.U.A. è subordinata all'approvazione del progetto esecutivo delle stesse che sarà depositato successivamente alla stipula dell'atto di convenzione.

Tutte le reti, nonché tutte le opere inerenti il ciclo delle acque, dall'approvvigionamento idrico fino al recapito finale degli scarichi liquidi di qualsiasi genere, saranno progettate in conformità alle disposizioni normative vigenti al momento della redazione del progetto esecutivo.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA

Nella presente relazione viene illustrato il progetto delle infrastrutture a servizio dell'insediamento residenziale in esame, descrivendo le scelte tecniche adottate al fine di conseguire il miglior rapporto tra i prevedibili benefici ed i costi globali di costruzione, manutenzione e gestione.

Le scelte progettuali privilegiano l'uso dei migliori materiali e tecnologie presenti sul mercato, che offrono maggiore garanzia di durevolezza, al fine di ridurre costi e le opere di manutenzione.

Le opere di urbanizzazione primaria del presente Piano di Lottizzazione sono funzionalmente collegabili con le infrastrutture attualmente presenti nella zona oggetto di piano del Comune di Giugliano in Campania (NA).

Tutte le opere di urbanizzazione sono indicate negli appositi elaborati grafici allegati.

Le opere delle infrastrutture da realizzare possono così riassumersi:

- Rete Viaria;
- Aree a Parcheggio;
- Rete di Distribuzione dell'energia Elettrica a servizio delle utenze;
- Rete Di Pubblica Illuminazione;
- Cabina di Trasformazione ENEL;
- Rete Gas Metano;
- Rete Telefonica;
- Reti Fognarie (Acque Bianche ed Acque Nere);
- Impianto Di Fitodepurazione;
- Rete adduzione Idrica;
- Rete Antincendio;
- Rete Acque Tecnologiche;

Di seguito vengono precisati i criteri e le scelte adottate per la progettazione delle singole opere.

3. RETE VIARIA

3.1 Viabilità di progetto

Il piano attuativo prevede la realizzazione di una viabilità veicolare pubblica, che attraversa l'area e si congiunge a sud con la prospiciente Strada Provinciale Via Ripuaria, e a nord con Via Vicinale I Gelsi.

Dal rilievo plano-altimetrico effettuato in sito, con la conseguente restituzione delle sezioni longitudinali e trasversali, si evince che per la realizzazione della strada di progetto sarà necessario eseguire modesti interventi di movimento terra, rispetto all'attuale quota di campagna.

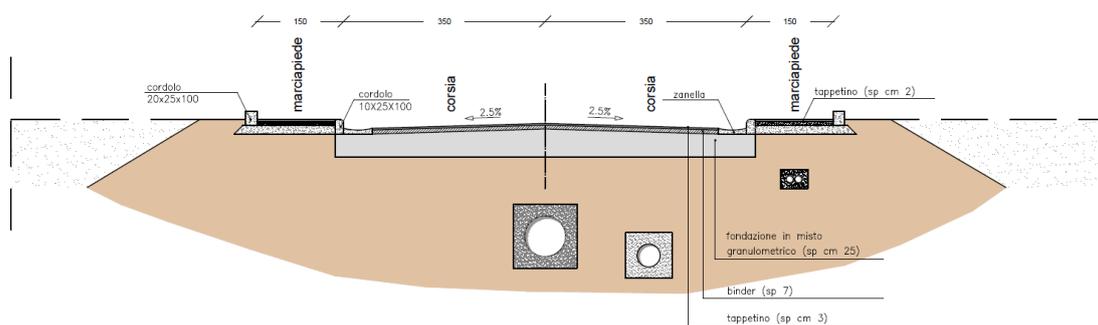
La *Viabilità di progetto* avrà una superficie complessiva di mq 5.150 e sarà identificata come "Strada urbana di quartiere" – Categoria E, secondo il Nuovo Codice della Strada, D.Lgs.30 Aprile 1992, n.285 e successive modificazioni, come segue: "E - Strada urbana di quartiere: strada ad unica carreggiata con almeno due corsie, banchine pavimentate e marciapiedi; per la sosta sono previste aree attrezzate con apposita corsia di manovra, esterna alla carreggiata."

La sezione stradale è costituita da due corsie per una larghezza di 7,00 ml, con marciapiedi sui due lati appositamente cordonati di 1,50 ml ciascuno;

per i percorsi pedonali a livello stradale o di raccordo tra questi e il livello della strada o in prossimità di passi carrabili, sono consentiti dislivelli di 15 cm e relative rampe con pendenza non superiore al 15%, come da L.13/89 e D.M.L.P.236/89.

Al fine di smaltire al meglio il traffico veicolare e per garantire la massima sicurezza alla circolazione veicolare ed ai pedoni, sono state previste una rotonda a sud verso Via Ripuaria, ed un'ulteriore rotonda a Nord in prossimità dell'ingresso/uscita su Via Vicinale I Gelsi.

Saranno progettate secondo i criteri stabiliti dalla Normativa italiana D.M.19/04/2006, inerente la classificazione delle rotonde.



Sezione stradale tipo

La costruzione della Viabilità di progetto prevede:

- strato di fondazione in misto granulare stabilizzato con legante naturale dello spessore di 25 cm;

- strato di base che sarà steso in strati di spessore finito non superiore a 15 cm e non inferiore a 10 cm e si dovrà presentare, dopo costipato, uniformemente miscelato in modo da non presentare segregazione dei suoi componenti;

- sovrastruttura stradale costituita da un doppio strato di conglomerato bituminoso steso a caldo, e precisamente, da uno strato inferiore di collegamento (binder) dello spessore di cm 7 e da uno strato superiore di usura dello spessore di 3 cm.

Il conglomerato per ambedue gli strati sarà costituito da una miscela di pietrischetti, graniglie, sabbie ed additivi, mescolati con bitume a caldo, e dovrà essere steso in opera mediante macchina vibrofinitrice e compattato con rulli gommati e lisci;

- cordoli di contenimento in conglomerato cementizio vibro-compreso per la formazione dei marciapiedi pedonali;

- marciapiedi con sottofondo in cls non strutturale a prestazione garantita, pavimentati con masselli autobloccanti in calcestruzzo vibro-compreso, modello "Recycle, Favaro1", in monostrato totalmente filtrante, realizzato con inerti in porfido di recupero, con una capacità filtrante di 50 litri al secondo/mq.

Al momento del contatto con la superficie l'acqua viene completamente assorbita, evitando il ruscellamento in superficie e demandando così la gestione idraulica agli strati drenanti sottostanti e al terreno.

Si riportano di seguito le specifiche del prodotto e la relativa scheda tecnica.

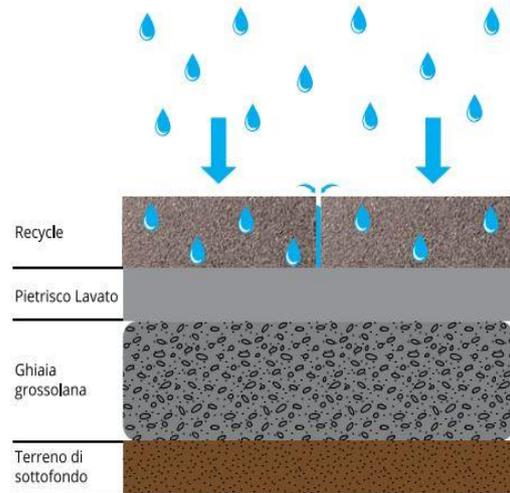
Materiale

Recycle® è realizzato con inerti in porfido di recupero o agglomerati di origine rocciosa. Presenta quindi i cromatismi tipici di una pietra naturale, è sostenibile e duraturo, ha un'ottima resistenza all'usura e un basso grado di assorbimento, evitando la stagnazione dell'acqua al suo interno. La struttura porosa del massello e la particolare posa con fughe drenanti permettono l'infiltrazione dell'acqua negli strati del sottofondo, contribuendo a risolvere il problema dello smaltimento delle acque anche in assenza di una rete di drenaggio.



Posa

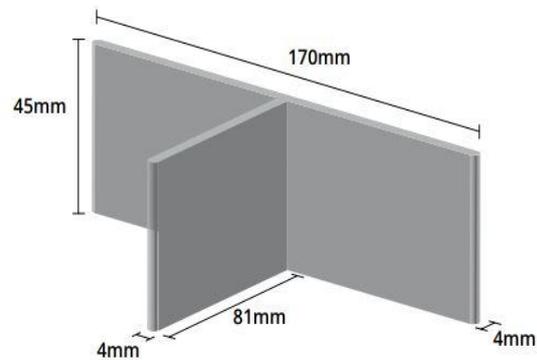
Considerata l'ottima permeabilità di Recycle® e la sua buona capacità di stoccaggio, la pavimentazione può essere posata in maniera perfettamente orizzontale perchè non è necessaria alcuna pendenza per il convoglio delle acque meteoriche ai corpi recettori. I masselli inoltre vengono posati in aderenza, senza sigillare le fughe, permettendo di avere superfici di grande dimensione senza apparente soluzione di continuità. Anche la cordonatura della pavimentazione è un elemento semplice e quasi invisibile: un piatto d'acciaio inserito nel terreno è sufficiente a contenere la ghiaia e a proteggere il bordo dei masselli.



Distanziali

Verifica dello strato strutturale del sottofondo per la valutazione del piano di posa, la portata del terreno dovrà garantire almeno 1 kg/cm². Contenimento laterale della pavimentazione. Si rende necessario per la posa del prodotto in un contesto carrabile, utilizzare i distanziatori plastici, in quanto consentono di:

- eseguire una posa regolare;
- distribuire le forze di torsione, causate dai movimenti veicolari;
- rendere compatta la pavimentazione ammortizzando eventuali spostamenti di assetamento.



Inoltre la pavimentazione drenante è anche un "cool pavement" che mitiga l'effetto dell'isola di calore: infatti i vuoti all'interno del massello aumentano la superficie delle zone d'ombra favorendo lo scambio termico.

Isola di calore

Nelle grandi aree urbane impermeabili si verifica il fenomeno dell'isola di calore, con un'elevata concentrazione di polvere sottili; la più diffusa è il particolato fine PM10, un insieme di microscopiche particelle solide e liquide che si disperdono nell'aria che respiriamo. Recycle® è invece un cool pavement e mitiga tale effetto, limitando l'innalzamento della temperatura superficiale: i vuoti nei masselli aumentano la superficie delle zone d'ombra, favorendo lo scambio termico convettivo, e immagazzinano l'acqua piovana, che evapora lentamente.

Le cavità tra i granuli assorbono inoltre le vibrazioni dovute al rotolamento dei pneumatici e agli urti sulla pavimentazione, riducendo di molto le immissioni sonore e rendendo così la superficie fonoassorbente.



Recycle 375x250

Scheda tecnica n° **V3002**
Revisione n°1 del 08/05/18

FAVARO



CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE UNI EN 1339*

*metodi di prova applicabili, non soggetto a marcatura CE

Dimensioni nominali (mm)	375 x 250
Spessore nominale (mm)	110
Tolleranze limite sullo spessore nominale (mm)	± 3
Resistenza caratteristica a flessione (MPa)	≥ 2,5
Carico di rottura minimo a flessione (kN)	≥15,0
Resistenza allo scivolamento/slittamento superficiale	≥ 79

ALTRE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

Pavimentazione antidrucciolo DM 14/06/1989 n. 236 par. 8.2.2	Conforme
---	----------

CARATTERISTICHE DI SOSTENIBILITÀ AMBIENTALE

Coefficiente minimo di permeabilità (k) a 10°C (m/sec)	$3,27 \cdot 10^{-3}$ (11.760 mm/h)
Contenuto di materiali riciclati DM 11/01/17	≥ 5,00 %
Indice di riflettanza solare SRI ASTM E1980	≥ 29 (**)
Amianto	Assente

** per grigio e colori a base bianca

Scheda tecnica - Tipologia pavimentazione drenante

Lungo i cordoni verrà posta in opera una *zanella* in cemento di adeguate dimensioni per il convogliamento delle acque piovane nei pozzetti di raccolta.

La sagoma stradale è costituita da due falde inclinate in senso opposto aventi pendenza trasversale del 2,50%, raccordate in asse da un arco di cerchio avente tangente di m 0,50.

Alle banchine è invece assegnata la pendenza trasversale del 2,50%.

Lungo i bordi o in mezzera delle pavimentazioni in progetto sarà realizzata la *segnalatica orizzontale*, costituita da strisce di margine con larghezza di 12 cm, eseguite con vernice rifrangente di colore bianco, secondo le indicazioni del locale Comando dei Vigili Urbani ed in conformità delle norme di sicurezza impartite dal vigente Codice della Strada e relative norme di attuazione.

La viabilità interna sarà a servizio degli immobili da realizzare, pertanto saranno previsti *passi carrai* per ciascun lotto residenziale dotati di cancello automatico, arretrato rispetto alla sede stradale per consentire la sosta temporanea del veicolo al di fuori della carreggiata. Allo stesso modo, saranno previsti passi carrai per il lotto commerciale, in prossimità della strada di servizio posteriore alla piattaforma.

Normativa Di Riferimento

Nello sviluppare la progettazione di dette opere si sono tenuti a riferimento le seguenti disposizioni di riferimento:

- C.N.R. - Istruzioni per la redazione dei progetti di strade (B.U.5 maggio 1980 n. 77);
- Bg C.N.R.-U.N.I. 10005-73 – Costruzione e manutenzione delle strade – Caratteristiche geometriche;
- C.N.R.-U.N.I. 10006-63 – Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre;
- Legge 20 marzo 1865 n. 2248 – allegato F e regolamento per la direzione, contabilità e collaudazione dei lavori dello Stato, approvato con R.D. 25 maggio 1895 n. 350;
- D.P.R. 27 aprile 1978 n. 384 – Legge 9 gennaio 1989 n. 13 e D.P.R. 14 giugno 1989 n. 236;
- D.P.R. 24 luglio 1996 n. 503 “Regolamento recante norme per l’eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici, spazi e servizi pubblici”;
- D.M. 5 novembre 2001: “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”;
- Legge n. 109 del 11 febbraio 1994 e successive modifiche ed integrazioni;
- D.M. 19 aprile 2006 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali.

3.2 Aree a parcheggio

Le Aree a parcheggio da realizzare al fine di rispettare le dotazioni minime, sono le seguenti:

- per l'area residenziale sono pari a mq 987,00, secondo il D.M.1444/68, collocate a nord dell'area di intervento;
- per l'area commerciale, sono previsti mq 1.600,00, secondo il D.M.1444/68, L.1150/42 e L.R.1/2014, adiacenti la piattaforma commerciale.

I posti auto saranno realizzati a raso e allo stesso modo, con una pavimentazione drenante con masselli autobloccanti in calcestruzzo vibro-compresso, modello "Recycle" Favaro1.

In conformità alla normativa per il superamento e l'eliminazione delle barriere architettoniche, che fornisce specifiche indicazioni sugli spazi minimi per la sosta dei veicoli di utenti diversamente abili, sono stati predisposti gli opportuni posti auto.

Per i parcheggi dunque valgono le norme del decreto del Ministro dei lavori pubblici 14 giugno 1989, n. 236, come segue:

"punto 4.2.3 - Lo spazio riservato alla sosta delle autovetture al servizio delle persone disabili deve avere dimensioni tali da consentire anche il movimento del disabile nelle fasi di trasferimento; deve essere evidenziato con appositi segnali orizzontali e verticali.";

"punto 8.2.3 - Nelle aree di parcheggio devono comunque essere previsti, nella misura minima di 1 ogni 50 o frazione di 50, posti auto di larghezza non inferiore a m 3,20, e riservati gratuitamente ai veicoli al servizio di persone disabili. Detti posti auto, opportunamente segnalati, sono ubicati in aderenza ai percorsi pedonali e nelle vicinanze dell'accesso dell'edificio o attrezzatura. Al fine di agevolare la manovra di trasferimento della persona su sedia a ruote in comuni condizioni atmosferiche, detti posti auto riservati sono, preferibilmente, dotati di copertura."

Normativa Di Riferimento

- Legge 1150/42, art.41 sexies *"Nelle nuove costruzioni ed anche nelle aree di pertinenza delle costruzioni stesse, debbono essere riservati appositi spazi per parcheggi in misura non inferiore ad un metro quadrato per ogni dieci metri cubi di costruzione."* Così come modificato dalla Legge 122/1989 (Legge Tognoli), all'art.2 che stabilisce un rapporto di un metro quadro di parcheggi per ogni dieci metri cubi di costruzione;
- D.M.1444/68, così come esplicitato dall'art. 5, comma 2) *"nei nuovi insediamenti di carattere commerciale e direzionale, a 100 mq di superficie lorda di pavimento di edifici previsti, deve corrispondere la quantità minima di 80 mq di spazio escluse le sedi viarie, di cui almeno la metà destinata a parcheggi"*;

- L.R.Campania 1/2014 "Nuova disciplina in materia di distribuzione commerciale – Allegato A1: Dotazione delle aree destinate a parcheggio", media struttura di vendita M A/M, con coefficiente 1,5 mq/ 1,00 mq di superficie di vendita;
- Decreto del Ministro dei lavori pubblici 14 giugno 1989, n. 236, "Prescrizioni tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visitabilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica sovvenzionata e agevolata, ai fini del superamento e dell'eliminazione delle barriere architettoniche."

4. RETE ELETTRICA

La rete di distribuzione dell'energia elettrica prevede l'installazione di N.1 cabina di trasformazione da media tensione a bassa tensione, dalla quale verranno alimentati in B.T. i quadri di distribuzione di ciascuna utenza.

La cabina sarà realizzata con:

- magrone di sottofondo per il basamento della cabina, realizzato con calcestruzzo non strutturale a prestazione garantita, classe di resistenza C12/15;
- basamento cabina Enel realizzato con calcestruzzo armato durabile a prestazione garantita, classe di resistenza C25/30.
- Cabina elettrica prefabbricata monolitica, da posizionare sul predetto basamento, omologata ENEL e della tipologia e potenza da concordare con l'ente erogatore.

L'impianto a rete, che andrà a collegarsi alla linea esistente posta lungo Via Ripuaria, sarà realizzato con cavidotto in tubazione flessibile corrugata a doppia parete in polietilene ad alta densità del diametro di 110 cm, e da pozzetti di ispezione e derivazione di idonee dimensioni con soprastanti chiusini in ghisa pesante DN 400. La tubazione sarà posta ad una profondità di circa 1,20 ml, rinfiancata con sabbia fine su tutti i lati e la sezione di scavo sarà riempita con materiale proveniente da scavi effettuati in loco.

Le opere verranno comunque realizzate in contraddittorio con l'ente erogatore del servizio.

5. RETE PUBBLICA ILLUMINAZIONE

Per la realizzazione della rete di pubblica illuminazione a servizio dell'area sono stati considerati alcuni elementi quali la specificità degli spazi pubblici, le caratteristiche della pavimentazione pedonale, le prestazioni fotometriche degli apparecchi d'illuminazione e le geometrie d'installazione.

La rete per la pubblica illuminazione sarà realizzata come segue:

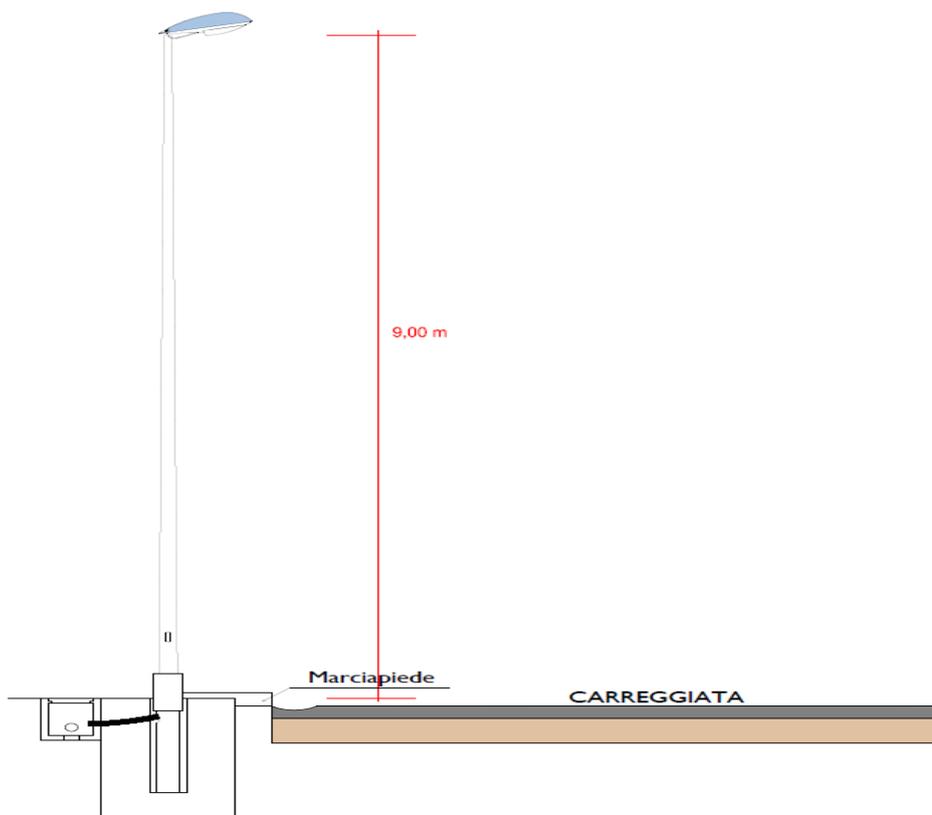
- cavidotto interrato per la distribuzione dell'energia elettrica, in tubazione flessibile corrugata a doppia parete in polietilene ad alta densità del diametro di 100 cm; l'alimentazione avverrà attraverso un quadro comando e controllo, collegato alla rete ENEL.

Fornitura e posa in opera con l'ausilio di idonei mezzi meccanici di lampioni stradali completi e funzionanti costituiti da:

- pali conici trafilati curvati in acciaio zincato di altezza fuori terra pari a circa 9,00 ml con apposito apparecchio illuminante, predisposti lungo i marciapiedi a ridosso delle recinzioni di ciascun lotto, e nelle aree a parcheggio, per una distanza l'uno dall'altro di circa 30 ml;
- plinti prefabbricati in cls con pozzetti incorporati da cm 40x40 al piede di ogni palo, destinati all'ispezione ed al collegamento della linea elettrica di alimentazione.
- centri luminosi del tipo monolampada, con accensione regolata da sensore crepuscolare o temporizzato. Le lampade saranno a LED di potenza adeguata ad ottenere un'elevata efficienza luminosa.

I cavi elettrici unipolare e/o multipolare in corda di rame flessibile secondo le vigenti Norme CEI, saranno posti nelle predisposte tubazioni corrugate interrato ad una profondità di circa 1,00 ml e rinfiancate con sabbia fine su tutti i lati; il riempimento della sezione di scavo sarà effettuato con materiale proveniente dagli scavi effettuati in loco.

In seguito al collaudo dei lavori, la nuova linea verrà collegata a quella esistente su Via Ripuaria.



Tipologia palo

6. RETE GAS METANO

La rete di distribuzione del gas metano si collegherà al metanodotto SNAM esistente su Via Ripuaria, mediante un'apposita tubazione interrata che seguirà il percorso stradale ed andrà a servire ciascun lotto edificato per alimentare le nuove utenze, secondo le modalità tecniche vigenti.

Le tubazioni saranno posate ad una profondità di circa 1,00 ml, mediante l'esecuzione di scavo a sezione obbligata eseguito con mezzi meccanici, saranno poi rinfiancate con sabbia fine su tutti i lati e completato il riempimento della sezione di scavo con materiale proveniente dagli scavi effettuati in loco.

Le opere verranno comunque realizzate in contraddittorio con l'ente erogatore del servizio.

7. RETE TELEFONICA

L'impianto prevede la predisposizione interrata di canalizzazioni corrugate a doppia parete in polietilene del diametro di 100 cm, che collegheranno tutti i pozzetti di ispezione e le camerette di derivazione, da cui verranno predisposte le derivazioni per ciascuna utenza.

Il cavidotto verrà posto ad una profondità di circa 0,90 ml, rinfiancato con sabbia fine su tutti i lati; lo scavo sarà riempito con materiale proveniente dagli scavi in loco.

Il nuovo impianto andrà a collegarsi alla linea principale passante lungo Via Ripuaria. Le opere verranno comunque realizzate in contraddittorio con l'ente erogatore del servizio.

8. ELENCO TAVOLE RETI DI PROGETTO

T.- Tavole Progettuali

T.14	Rete Viaria	Varie
T.15	Rete Fognaria e Trattamento Reflui	Varie
T.16	Rete Elettrica e Pubblica Illuminazione	Varie
T.17	Rete Idrica e Antincendio	Varie
T.18	Rete Gas e Rete Telefonica	Varie

R.0 – Relazioni Tecniche

R.02	Relazione Opere di Urbanizzazione
-------------	-----------------------------------

-PARTE II -**RELAZIONE IDRAULICA E DI CALCOLO DEL TRATTAMENTO
DEI REFLUI E DELLE RETI FOGNARIA, IDRICA, ANTINCENDIO
E RETE ACQUE TECNOLOGICHE.****1. PREMESSA**

Nella presente relazione si descrivono le metodologie di calcolo utilizzate per il dimensionamento e la verifica idraulica del sistema fognario e del sistema di adduzione idrica al servizio di un nuovo insediamento ubicato nel territorio comunale di Giugliano in Campania in via Ripuaria (località Carrafiello), di proprietà dei sig.ri Pianese Pasquale, Pianese Francesco e Pianese Edoardo, oggetto di un piano di lottizzazione convenzionata ad iniziativa privata.

Le aree interessate dal realizzando intervento, della superficie complessiva di circa 30.000 mq, sono censite nel NCT Giugliano in Campania, foglio 67, particelle 27 e 97, e nel vigente P.R.G. del Comune di Giugliano rientrano nella zona omogenea C2 "ZONA ESPANSIONE RESIDENZIALE COSTIERA".



Fig. 1 - L'area in cui è prevista la realizzazione dell'insediamento di progetto

L'area si affaccia a Sud su via Ripuaria, a Nord su via vicinale i gelsi; a Est confina con il complesso immobiliare "Parco Pellicano" e confina a ovest con un area libera.

L'attuale grado di completamento del sistema di collettori fognari dell'intera area costiera non consente l'allaccio diretto del realizzando insediamento nel collettore di via Ripuaria;

Analogamente, per la limitata officiosità dell'Alveo dei Camaldoli nel tratto in cui corre in fregio all'area di intervento, non è possibile utilizzarlo come recapito delle acque di pioggia.

In ragione di ciò, a corredo delle reti di drenaggio delle acque usate e delle acque di pioggia, l'insediamento sarà dotato di un impianto di fitodepurazione, in grado di produrre effluenti idonei ad essere riutilizzati per l'irrigazione delle aree a verde non aperte al pubblico (oltre che come riserva di emergenza per l'antincendio), e di un sistema di bacini di accumulo e di dispersione nel terreno delle acque meteoriche, al cui dimensionamento, nell'ambito della presente relazione sono dedicati due specifici paragrafi .

2. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE RETI DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE E DELLE ACQUE DOMESTICHE

La fognatura a servizio dell'area sarà di tipo separato. Si realizzeranno, di conseguenza, due diverse reti: una per il drenaggio delle acque meteoriche ed un'altra per la raccolta delle acque reflue domestiche provenienti dai singoli lotti dell'insediamento.

Un'aliquota delle acque meteoriche drenate verrà localmente accumulata per il successivo riuso; la restante parte verrà smaltita attraverso un sistema di bacini di accumulo e dispersione nel sottosuolo.

Le acque reflue domestiche saranno prima sottoposte ad una chiarificazione, ottenuta con l'installazione di una vasca Imhoff prefabbricata in corrispondenza di ogni lotto dell'insediamento, successivamente sottoposte ad un trattamento di fitodepurazione e, quindi, accumulate e riutilizzate per l'irrigazione delle aree a verde presenti nell'insediamento (nonché come riserva di emergenza dell'impianto antincendio della adiacente piattaforma commerciale).

2.1 VALUTAZIONE DELLE PORTATE NERE E DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA NERA

La lottizzazione di progetto prevede la realizzazione di complessive 90 unità abitative, di tre tipologie diverse (si stima che ad opere complete gli insediamenti abitativi possano ospitare 330 persone); a queste devono inoltre aggiungersi i carichi provenienti da una piattaforma commerciale (circa 1000 mq di superficie commerciale utile).

TIPOLOGIA	DESCRIZIONE	COMPOSIZIONE UNITA'	UNITA'	POPOLAZIONE RESIDENTE
tipologia A	Ville a due piani bifamiliari	soluzione unica: n. 3 camere da letto, soggiorno, cucina, n. 3 bagni	18	90
tipologia B	Edificio a tre piani plurifamiliare (n. 6 unità abitative per piano)	soluzione 1: n. 1 camera da letto; soggiorno/cucina; bagno	18	36
		soluzione 2: n. 2 camere da letto; soggiorno/cucina; n. 2 bagni	36	144
tipologia C	edificio a tre piani plurifamiliare (n. 3 unità abitative per piano)	soluzione 1: n. 1 camera da letto; soggiorno/cucina; n. 1 bagni	6	12
		soluzione 2: n. 2 camere da letto; soggiorno/cucina; n. 2 bagni	12	48
tipologia D	Piattaforma commerciale		1	40

TABELLA 1 – CARATTERISTICHE DELLA LOTTIZZAZIONE E CALCOLO POPOLAZIONE RESIDENTE

Assimilando l'insediamento ad un quartiere di livello medio-alto, la dotazione idrica pro-capite corrispondente è di circa 300 litri abitante giorno; con coefficiente di riduzione della dotazione pari a 0,8, la portata di acque usate giornaliera in uscita dell'insediamento sarà pari a circa 80 mc/g, e sarà grossomodo concentrata nell'arco di 16 ore.

A queste portate vanno aggiunte quelle provenienti dalla piattaforma commerciale, stimate in ulteriori 10 mc/g (derivanti dal parametro di 10l per ogni mq di superficie commerciale) e, infine, vanno aggiunte le portate provenienti dalle aree destinate agli standard urbanistici. Queste ultime sono stimate in ulteriori 20 mc/g (corrispondenti ad una popolazione equivalente di ulteriori 80 unità).

Le portate afferenti ai singoli tronchi della rete nera, $Q_{m,n}$, vengono calcolate allo stesso modo, stimando di volta in volta il numero di utenti che gravano sul tronco stesso.

Infine, per la effettuazione delle verifiche, vengono calcolate anche le portate di punta $Q_{p,n}$ (ottenute moltiplicando il valore della portata media nera per un coefficiente di punta K_h), per tenere in conto dei consumi differenziati che si hanno nelle diverse ore della giornata.

Il coefficiente K_h utilizzato nella presente relazione è pari a 3, ed è stato mutuato dai numerosissimi studi disponibili in letteratura tecnica.

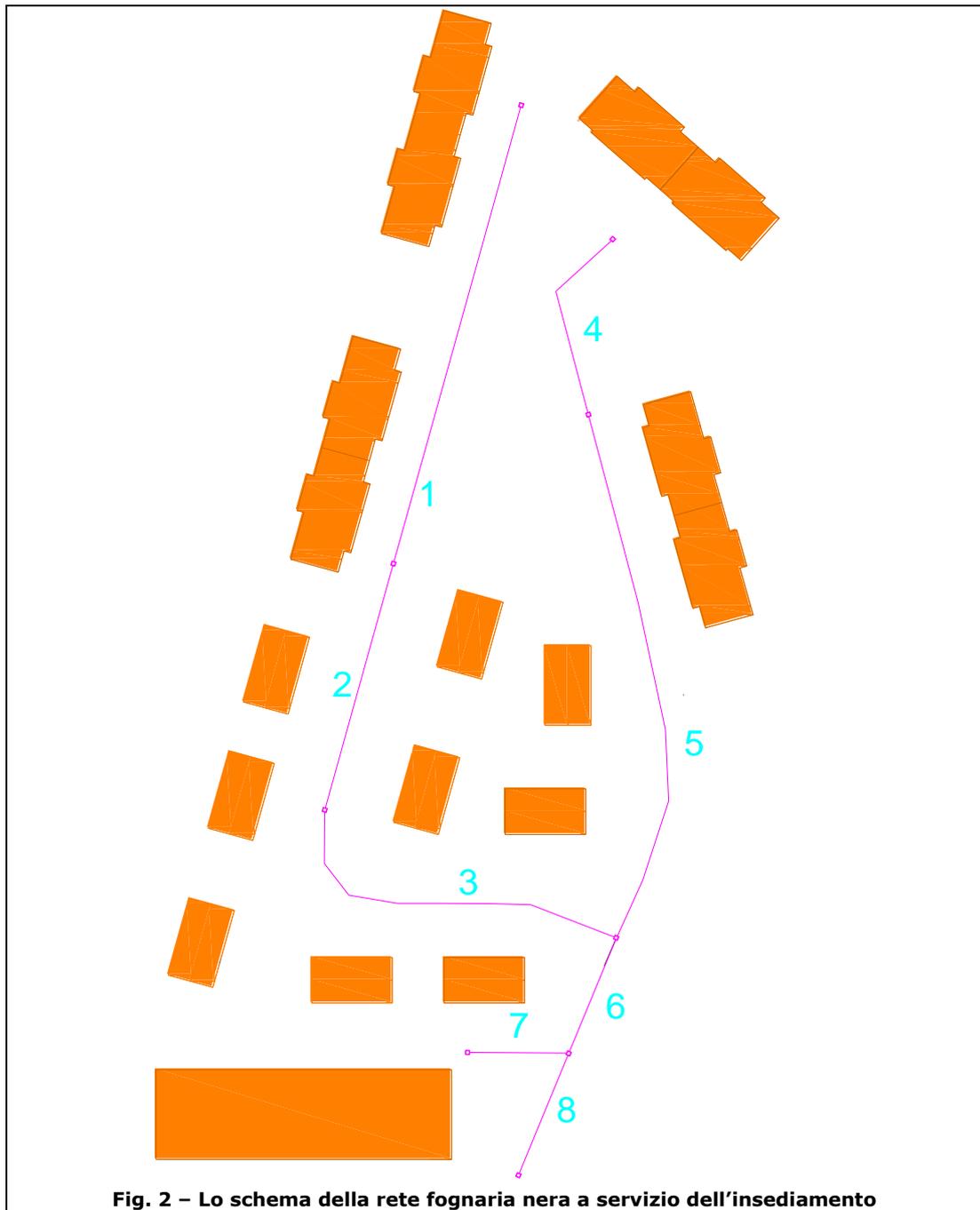
Nella tabella 2 vengono riportate oltre alle caratteristiche dei singoli tronchi di cui si compone la rete fognaria nera, anche le portate nere medie e di punta calcolate per gli stessi.

tronco	DN (mm)	Materiale	D interno (mm)	L (m)	i (m/m)	Abitanti tronco	Abitanti totali	Dotazione (l*ab/giorno)	Q m,n (l/s)	Q p,n (l/s)
1	250	PVC SN4 SDR41	237,6	90	0,006	120	120	300	0,50	1,50
2	250	PVC SN4 SDR41	237,6	50	0,006	40	160	300	0,67	2,00
3	250	PVC SN4 SDR41	237,6	72	0,006	40	200	300	0,83	2,50
4	200	PVC SN4 SDR41	190,2	40	0,006	30	30	300	0,13	0,38
5	250	PVC SN4 SDR41	237,6	140	0,008	100	130	300	0,54	1,63
6	315	PVC SN4 SDR41	299,6	25	0,008	80	410	300	1,71	5,13
7	200	PVC SN4 SDR41	237,6	20	0,008	30	30	300	0,13	0,38
8	315	PVC SN4 SDR41	299,6	25	0,008	0	440	300	1,83	5,50

Tabella 2: Caratteristiche idrauliche dei tronchi costituenti la rete fognaria nera

A monte dell'immissione dello scarico in rete di ogni edificio è prevista l'installazione di una piccola vasca *Imhoff*, con comparto di digestione avente volume calcolato in funzione di 60 litri/abitante edificio.

IN FIGURA 2 È INVECE RAPPRESENTATO LO SCHEMA DELLA RETE FOGNARIA NERA A SERVIZIO DELL'INSEDIAMENTO



2.2 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI ORIGINE METEORICA

La valutazione delle portate di origine meteorica che possono affluire alla fognatura di progetto necessaria per il dimensionamento e la verifica delle condotte, è stata effettuata utilizzando l'algoritmo di calcolo noto come "metodo razionale del volume di invaso", nella forma proposta da Supino e poi semplificata da Puppini e Del Pra.

Secondo tale metodo, la portata pluviale defluente in una fognatura a seguito di un evento meteorico può essere calcolata tramite l'espressione:

$$Q = uA \quad (1)$$

con Q = portata, in l/s;
 u = coefficiente udometrico, in l/s/ha;
 A = area del bacino, in ha.

Nota la curva di probabilità pluviometrica, per collettori prismatici semipieni, a sezione rettangolare o ad essa assimilabile, il coefficiente udometrico è calcolabile attraverso la relazione:

$$u = \frac{2518 n_o (\varphi a')^{\frac{1}{n_o}}}{w^{(1/n_o-1)}} \quad (2)$$

dove:

φ = valore medio del coefficiente di afflusso mediato sull'area totale del bacino sotteso dalla sezione di calcolo, relativo a piogge di durata inferiore a 1 ora;
 w = volume specifico, invasato nell'unità di superficie di bacino, in m³/m²;
 n_o e a' sono ricavati opportunamente da a ed n (parametri della curva di probabilità pluviometrica) per tenere conto sia dell'influenza della estensione dell'area colante sia della variabilità del valore di φ con la durata della pioggia.

Il volume specifico invasato w risulta definito dal rapporto:

$$w = \frac{W_p + W_o}{A} \quad (3)$$

dove:

W_p = volume di acqua invasato all'interno delle canalizzazioni, m³;

W_o = volume di acqua invasato sulle superfici del bacino, m³, (il cui valore specifico, w_o , è detto volume dei piccoli invasi ed è in genere espresso in m³/ha).

Per tener conto della variabilità della pioggia in funzione dell'area del bacino, è necessario, come detto, modificare opportunamente i valori di a ed n .

Puppini ha determinato le seguenti equazioni per la modifica delle dette costanti:

$$a' = a \left(1 - 0.052 \frac{A}{100} + 0.002 \left(\frac{A}{100} \right)^2 \right) \quad (4)$$

$$n' = n + 0.0175 \frac{A}{100} \quad (5)$$

Per considerare la variabilità del coefficiente di afflusso φ con la durata della pioggia, si è assunto il valore n_o al posto di n' uguale a:

$$n_o = \frac{4}{3} n' \quad (6)$$

Il volume specifico invasato w , come si vede dalla (3), risulta funzione, oltre che del volume dei piccoli invasi, anche dell'invaso proprio della fogna, che potrà essere determinato solo dopo aver definito la portata defluente nel canale relativo. D'altro canto, per conoscere la portata defluente nel collettore, si dovrà preventivamente calcolare il coefficiente udometrico u , che dipende, a sua volta, da w . Ne deriva la necessità di adottare una procedura di calcolo iterativa. Procedura che, avvalendosi dei calcolatori elettronici attualmente disponibili sul mercato, con opportuni accorgimenti, risulta, comunque, molto rapidamente convergente.

Per quanto riguarda la scelta del *coefficiente di afflusso* φ , va considerato che esso varia sensibilmente a seconda delle caratteristiche dei terreni presenti nel bacino nonché dell'andamento topografico, risentendo, altresì, dell'intensità e della durata della pioggia. Per definire il valore di φ , è prassi riferirsi ai dati scaturiti da indagini sperimentali e contemplati nella bibliografia tecnica.

Nel progetto in esame è stata adottata la classificazione indicata dal Prof. Ippolito, che prevede per φ , i valori di seguito riportati nella tabella 3:

Costruzioni dense	0,80 - 0,70
Costruzioni spaziate	0,60 - 0,50
Zone a villini	0,35 - 0,25
Aree non edificate	0,20 - 0,15
Giardini, parchi, boschi	0,10 - 0,00

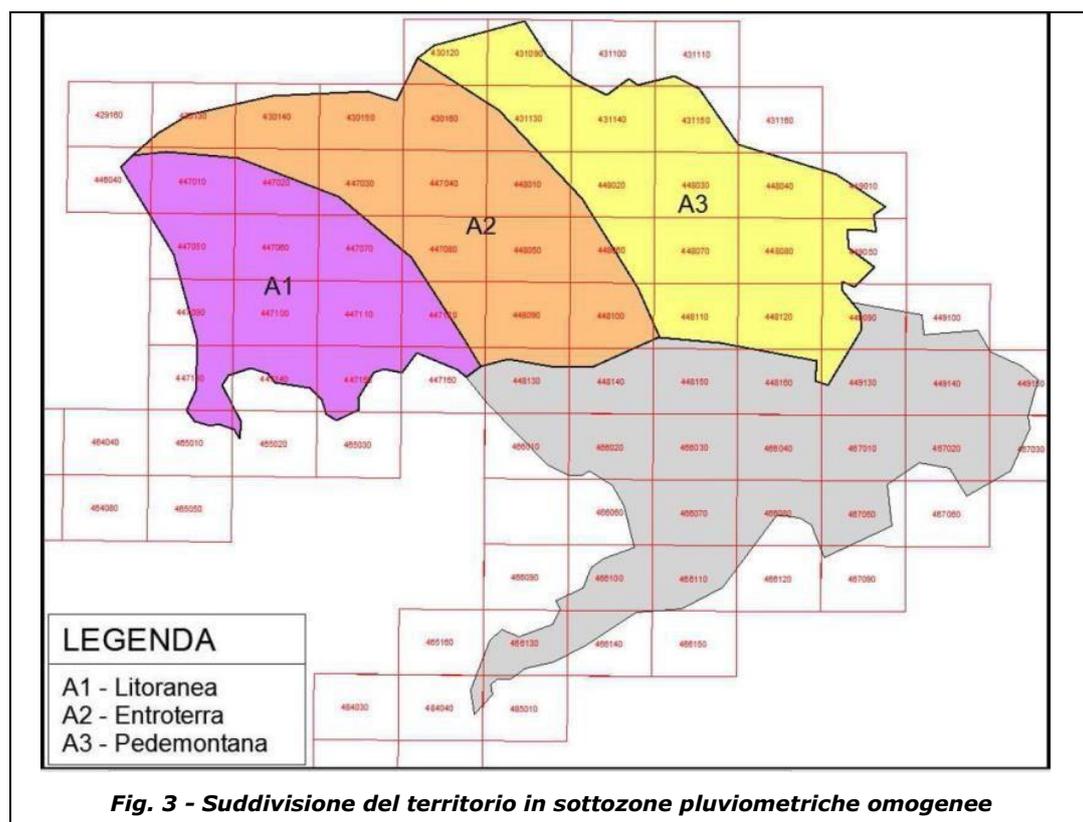
Tabella 3: Valori di φ nella classificazione del Prof. Ippolito

Il volume totale di invaso W corrispondente ad una certa sezione del generico tronco fognario si compone, come detto in precedenza, sia dei volumi di invaso di tutto il sistema di canalizzazioni che si trovano a monte della suddetta sezione, che delle capacità del bacino che vengono riempite dalle acque. Queste ultime, in particolare, vengono portate in conto considerando, per unità di superficie, il già definito volume dei piccoli invasi (w_o), a sua volta valutato ricorrendo, in genere,

a valori indicativi riportati in letteratura tecnica, tenendo conto che la sua scelta viene operata di concerto a quella effettuata per φ , in quanto laddove le costruzioni sono più rade φ diminuisce mentre w_o aumenta. Nel valore di w_o si dovrebbe comprendere non solo il volume di acqua invasato nelle piccole capacità della rete (pozzetti, fognoli interni ai singoli lotti, etc.) ma anche quello degli invasi superficiali direttamente collegate a qualche elemento della rete di drenaggio.

Nel complesso, si può senz'altro ritenere che la somma del volume dei piccoli invasi sia proporzionale all'area colante. Occorre, però, assumere valori che siano soprattutto in relazione alla pendenza media del bacino, perché con pendenze maggiori sarà minore il volume invasato nei canali ultimi della rete, specialmente per il fatto che il loro riempimento non è in generale sincrono con quello dei canali maggiori ed è tanto più autonomo quanto maggiori sono le pendenze. Nel caso in esame, in base alle considerazioni sopra menzionate, è stato assunto, per i piccoli invasi, un volume pari a 40 m³ per ettaro.

Alla base dei calcoli, nel caso in esame, è stata adottata la curva di Probabilità pluviometrica suggerita dall'Autorità di Bacino Centrale della Campania.

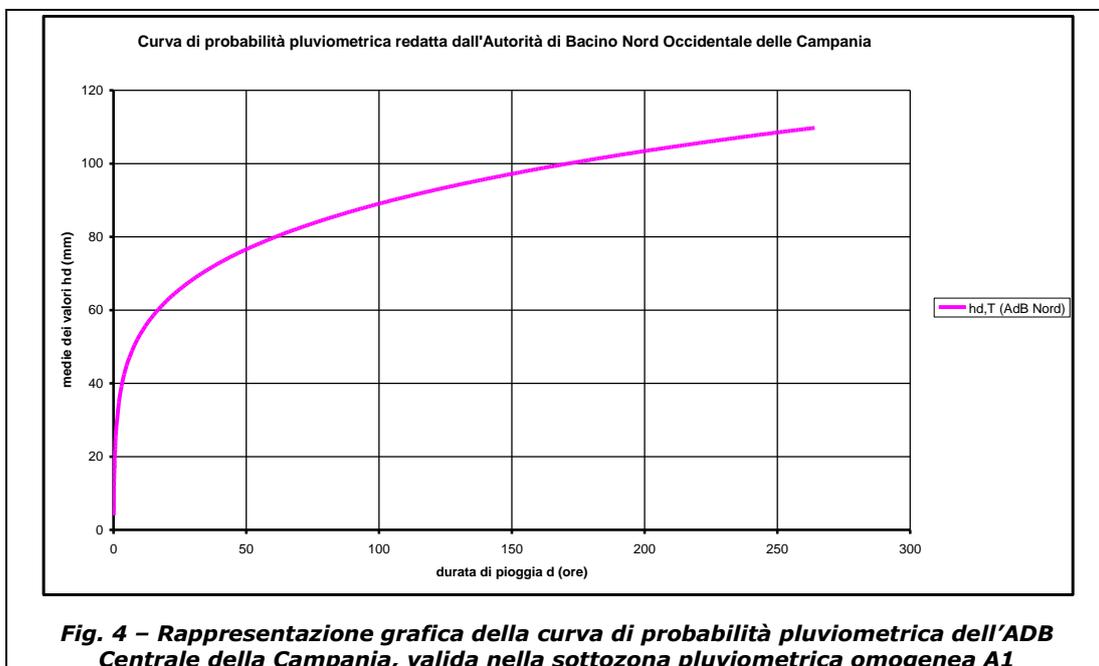


In particolare l'area oggetto dell'intervento ricade nella fascia litoranea, sottozona A1 del territorio dell'autorità di bacino, la cui curva di probabilità pluviometrica è:

$$\mu(i_d) = \frac{89,447}{(1 + 3,5185 \cdot d)^{(0,758+0,000145 \cdot Z)}}$$

ed in termini di massime altezze di pioggia nella generica durata d:

$$\mu(h_d) = \frac{89,447 \cdot d}{(1 + 3,5185 \cdot d)^{(0,758+0,000145 \cdot Z)}}$$



Tale espressione, per valori della durata d compresi tra i 10' e l'ora, e per una quota z pari a 20 m.s.m.m. (quella dell'area dell'insediamento), può essere molto bene approssimata mediante un'espressione di tipo monomia data da:

$$\varepsilon_{1,T} = 29,03 \cdot t^{0,532}$$

Detta espressione va infine modificata in funzione del coefficiente di crescita K_T relativo al periodo di ritorno adottato per il dimensionamento della rete.

Anche i coefficienti di crescita vengono suggeriti dall'Autorità di Bacino competente che, a sua volta, ha adottato quelli determinati attraverso la metodologia indicata nel Progetto Speciale VAPI (Valutazione delle Piene in Italia) dall'Unità Operativa (UO) del Gruppo Nazionale per la Previsione e Prevenzione delle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) presso l'Università di Salerno (Rossi e Villani, 1995).

Nella tabella che segue vengono riportati i coefficienti di crescita per alcuni periodi di ritorno.

<i>T(anni)</i>	2	3	5	10	20	50	75	90	100	200
<i>K_T</i>	0.87	1.00	1.16	1.38	1.64	2.03	2.22	2.31	2.36	2.71

Tabella 4: Coefficienti di crescita (piogge) per assegnati periodi di ritorno

L'espressione finale che si ottiene risulta essere, pertanto:

per $T=10$ anni, $d \leq 1$ ora: $H_{\tau,10} = 40,06 \cdot t^{0,532}$

per $T=20$ anni, $d \leq 1$ ora: $H_{\tau,20} = 47,60 \cdot t^{0,532}$

Nella tabella 5 vengono riportate le caratteristiche dei singoli tronchi di cui si compone la rete fognaria pluviale, con indicazione delle aree contribuenti sul singolo tratto ed i relativi coefficienti di afflusso.

tronco	DN (mm)	L (m)	Φ	i (m/m)	A propria (ha)	A tot (ha)
1A	315	42	0,63	0,006	0,112	0,112
2A	315	23	0,54	0,006	0,250	0,250
3A	400	25	0,6	0,006	0,128	0,490
4A	400	37	0,69	0,006	0,148	0,630
1B	400	24	0,52	0,006	0,280	0,280
2B	400	56	0,54	0,006	0,200	0,480
3B	500	35	0,53	0,006	0,200	0,680
1C	400	70	0,53	0,006	0,576	0,576
2C	500	50	0,50	0,006	0,313	0,889
3C	500	56	0,60	0,006	0,345	1,234
1D	400	75	0,80	0,006	0,180	0,180
2D	500	40	0,70	0,006	0,327	0,507

Tabella 5: Caratteristiche dei vari tronchi costituenti la rete fognaria meteorica

In figura 4 è invece rappresentato lo schema della rete fognaria pluviale.

In esso sono rappresentati i vari tronchi di calcolo della rete pluviale. I vari nodi costituiscono i punti di innesto delle condotte in uscita dai singoli lotti di cui si compone l'insediamento.

Per ulteriori dettagli si rimanda alle tavole grafiche allegate.

In ottemperanza a quanto indicato dalla Giunta Regionale della Campania nella deliberazione n. 659 del 18 aprile 2007 (Area Generale di Coordinamento N. 16 - Governo del Territorio, Tutela Beni, Paesistico-Ambientali e Culturali - Indirizzi in materia energetico - ambientale per la formazione del Regolamento Urbanistico Edilizio Comunale, ai sensi del comma 3 dell'art. 28 della legge regionale 16/2004) all'interno dei singoli lotti dell'insediamento la rete di drenaggio delle acque meteoriche consentirà di inviare le acque provenienti dalle coperture degli edifici in delle cisterne per il loro accumulo e successivo riutilizzo (con un volume di accumulo non inferiore a 50 litri per ogni mq di superficie coperta).

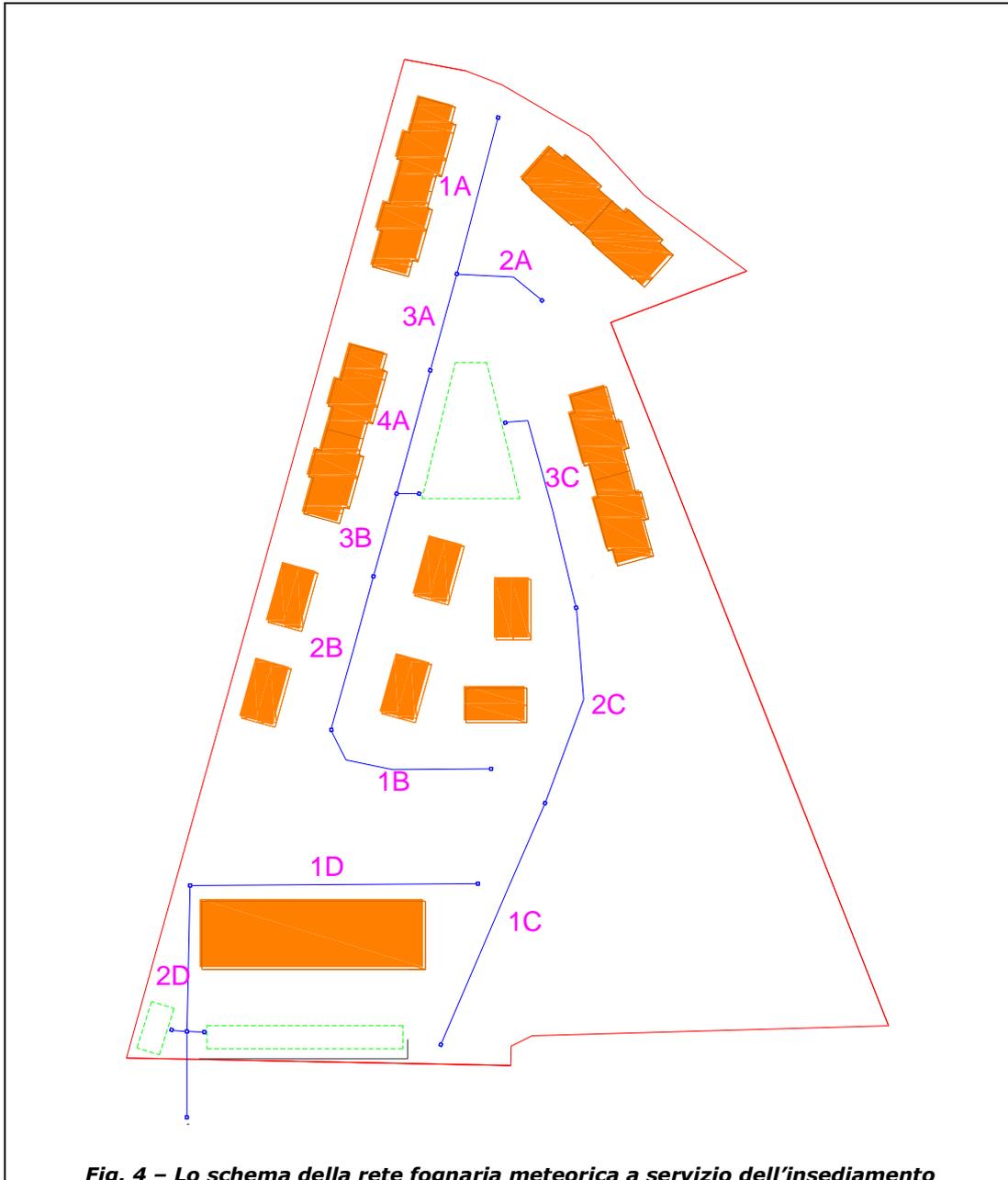


Fig. 4 – Lo schema della rete fognaria meteorica a servizio dell'insediamento

Infine, in progetto è previsto che almeno il 50% delle superfici esterne calpestabili di pertinenza dell'insediamento, pur consentendo la loro calpestabilità e/o carrabilità in svariate di condizioni di carico, siano permeabili, per il duplice scopo di permettere un agevole assorbimento di quota parte delle acque di origine meteorica (con conseguente riapprovvigionamento delle falde acquifere) e contemporaneamente di limitare l'afflusso in rete fognaria di sostanze oleose e/o inquinanti. In particolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo drenante pigmentato per la pavimentazione delle aree parcheggio e dei marciapiedi.

2.3 CALCOLI IDRAULICI

Note le portate di tempo asciutto nonché le massime portate che si verificano, con assegnato periodo di ritorno, in tempo di pioggia, per ciascuna condotta sono state effettuate le necessarie calcolazioni, facendo riferimento, a vantaggio di sicurezza, a condizioni di moto uniforme.

In base a quest'ipotesi, si considera che le correnti idriche abbiano, lungo i tronchi fognari, caratteristiche idrauliche (tirante, sezione, velocità) costanti ed invariabili nel tempo.

Per il calcolo dei tiranti idrici è stata adottata la formula di Gauckler - Strickler:

$$Q = K\sigma \cdot R^{2/3} i^{1/2}$$

nell'ipotesi che il funzionamento dei collettori risulti sincrono (cioè riempimento e svuotamento contemporaneo di tutti i canali) e autonomo (funzionamento indipendente di ciascun tronco).

Nella predetta espressione K' è il coefficiente di conduttanza di Strickler; R è il raggio idraulico (m); i è la pendenza di fondo della fogna ($m \cdot m^{-1}$); σ è la sezione idrica (m^2); Q è la portata defluente in moto uniforme ($m^3 \cdot s^{-1}$).

Allo scopo di ridurre le incertezze connesse alla scelta del parametro di scabrezza da utilizzarsi, si è cercato di portare in conto, oltre la scabrezza naturale delle pareti dei condotti, anche le influenze esercitate da numerosi fattori di disturbo, quali camerette di ispezione, giunti, pezzi speciali, curve, eventuale presenza di depositi sul fondo, etc. Nella letteratura tecnica sono disponibili valori 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 tubazioni in materiale sintetico, in condizioni di funzionamento simili, entrambi gli istituti consigliano valori di K' intorno a 90 (gli americani consigliano valori di K' intorno a 90; i tedeschi consigliano, per canalizzazioni con condotti affluenti lateralmente, allacciamenti di edifici e pozzetti stradali, camerette di ispezione, e posa effettuata secondo le regole generali della Tecnica, valori di esercizio del coefficiente di scabrezza ε delle formule logaritmiche del tipo proposta da Colebrook pari a 1.5 mm, corrispondente ad un valore del coefficiente K' di Strickler pressochè pari a 90).

Nei calcoli si è assunto pertanto un valore di $K' = 90$.

La scelta dei diametri è stata effettuata, da un lato, in ragione delle limitate pendenze disponibili e, dall'altro, verificando che i valori delle velocità corrispondenti al deflusso della portata meteorica non superasse il limite massimo fissato dalla normativa (5 m/s).

2.4 MATERIALI IMPIEGATI PER LE CONDOTTE E PER LE OPERE D'ARTE

Per la realizzazione dei tronchi fognari oggetto dell'intervento si è scelto di operare con tubazioni di materiale plastico. Il mercato offre in tal senso un'ampia gamma di materiali, quali in PVC, il PEAD (PE63, PE80, PE100, strutturato, spiralato), il PRFV (nelle varie classi).

Detti materiali si comportano dal punto di vista idraulico in modo assai simile, in quanto estremamente lisci, con leggere differenze essenzialmente dovute al fatto che, al variare del tipo di materiale (e della tecnologia di produzione), il diametro interno può essere sensibilmente diverso a parità di diametro nominale. La scelta progettuale è, di conseguenza, dettata sia da considerazioni di carattere economico che da considerazioni di carattere idraulico. Ad esempio il PEAD strutturato, a parità di diametro nominale, è generalmente meno costoso del PVC o del PEAD ordinario, tuttavia a parità di diametro nominale ha dimensioni interne sensibilmente inferiori al PVC, al PEAD ordinario o al PRFV. Il PVC SN4, per diametri che vanno oltre il DN 630 è molto più costoso rispetto agli altri plastici. Il PRFV (nelle varie classi) per diametri dal DN 800 in poi risulta essere più economico.

In ragione di questa serie di considerazioni si è optato per il PVC SN4 – SDR 41 con giunto a bicchiere ed anello elastomerico, con diametri che vanno dal DN 315 al DN 400 per la rete pluviale e dal DN 200 al DN 315 per la rete nera.

Le tubazioni adottate sono particolarmente versatili e prestanti. Sono facili da trasportate e da posare in opera; sono disponibili in canne di lunghezza notevole e necessitano, quindi, di un minor numero di giunti; hanno una buona resistenza ai fluidi e ai terreni aggressivi (almeno a temperature non troppo elevate); presentano una notevole resistenza all'abrasione; riducono la possibilità di depositi e incrostazioni; hanno basse perdite di carico per attrito delle pareti; hanno insensibilità al gelo; presentano facilità di giunzione; dispongono di buona resistenza meccanica, che consente di assorbire eventuali sollecitazioni causate da assestamenti del terreno o da irregolarità del fondo scavo. Inoltre, attese le buone caratteristiche meccaniche, le tubazioni adottate presentano un ottimo comportamento anche nei riguardi dei carichi normalmente applicati (permanenti ed accidentali), che ne consente un ricoprimento minimo di un metro per traffico leggero e 1.50 m per traffico veicolare di tipo pesante.

I pozzetti di ispezione, di curva e di confluenza sono previsti, in cav, di dimensioni interne sufficienti a rendere agevoli le normali operazioni di manutenzione. I chiusini hanno telaio e coperchio fusi in ghisa, catramati internamente ed esternamente a caldo. Le caditoie stradali, prefabbricate in calcestruzzo vibrato e debitamente sifonate, saranno munite di chiusini a griglia, con telaio e coperchio in ghisa, idonei a resistere ai carichi stradali che vi andranno a gravare. Saranno disposte a coppie (su ambo i lati dei viali) e saranno poste in prossimità dei pozzetti di ispezione della fogna, con un interasse di circa 25 m. Il collegamento ai collettori fognari sarà assicurato da due tubazioni in PVC SN4 del diametro nominale DN 200 mm (una per ciascuna caditoia), che andranno a sfociare nelle canne di discesa dei pozzetti, col fondo posizionato a dieci centimetri dal punto di attacco tra la canna di discesa e il pozzetto di ispezione vero e proprio.

2.5 RISULTATI DEI CALCOLI DI VERIFICA ESEGUITI CON RIFERIMENTO A CONDIZIONI DI MOTO

UNIFORME

I risultati dei calcoli idraulici eseguiti con riferimento a condizioni di moto uniforme sono riportati, in forma sintetica, nelle tabelle che seguono.

Da essi si evince la piena sufficienza dei diametri e delle pendenze adottate nei confronti del deflusso sia delle portate di pioggia corrispondenti ad un periodo di ritorno T=20 anni che delle portate nere di punta.

Come già riferito nelle premesse, i reflui raccolti dalla rete nera saranno convogliati all'impianto di trattamento previsto nell'ambito del progetto, un impianto di fitodepurazione realizzato in un'area all'uopo dedicata all'interno del piano di lottizzazione. Gli effluenti trattati saranno riutilizzati presso l'insediamento per irrigare le aree a verde, per il lavaggio dei piazzali e come riserva antincendio per la piattaforma commerciale adiacente.

Le acque meteoriche saranno reimmesse in falda attraverso appositi bacini di dispersione realizzati in corrispondenza dei punti di confluenza dei tronchi fognari dimensionati.

Tabella 6: Risultati dei calcoli idraulici di moto permanente per la fognatura nera interna

N	DN (mm)	Materiale	D int (mm)	L (m)	i (m/m)	Abitanti tronco	Abitanti totali	Dot (l'ab/g)	Q m,n (l/s)	H m,n (m)	V m,n (m/s)	H/D m,n (m/m)	Q p,n (l/s)	H p,n (m)	V p,n (m/s)	H/D p,n (m/m)
1	250	PVC SN4 SDR41	237,6	90	0,008	120	120	300	0,67	0,018	0,451	0,074	2,00	0,03	0,628	0,125
2	250	PVC SN4 SDR41	237,6	50	0,008	40	160	300	0,89	0,02	0,493	0,085	2,67	0,034	0,686	0,144
3	250	PVC SN4 SDR41	237,6	72	0,008	40	200	300	1,11	0,023	0,525	0,094	3,33	0,038	0,732	0,16
4	200	PVC SN4 SDR41	190,2	40	0,008	30	30	300	0,17	0,009	0,297	0,039	0,50	0,016	0,428	0,086
5	250	PVC SN4 SDR41	237,6	140	0,008	100	130	300	0,72	0,018	0,462	0,077	2,17	0,031	0,644	0,13
6	315	PVC SN4 SDR41	299,6	25	0,008	80	410	300	2,28	0,03	0,634	0,099	6,83	0,05	0,88	0,168
7	200	PVC SN4 SDR41	237,6	20	0,008	30	30	300	0,17	0,009	0,297	0,039	0,50	0,016	0,428	0,086
8	315	PVC SN4 SDR41	299,6	25	0,008	0	440	300	2,44	0,031	0,646	0,102	7,33	0,052	0,9	0,174

Tabella 7: Risultati dei calcoli idraulici di moto permanente per la fognatura pluviale

tronco	DN (mm)	Materiale	D interno (mm)	L (m)	Q (l/s)	h (m)	h/D	V (m/s)	u (l/s *ha)	Wo	ϕ	ϕ m	k	i (m/m)	A propria (ha)	A tot (ha)
1A	315	PVC SN4 SDR41	299,6	42	21,37	0,100	0,334	1,02	190,80	40	0,63	0,63	90	0,006	0,112	0,112
2A	315	PVC SN4 SDR41	299,6	23	39,18	0,140	0,467	1,21	156,72	40	0,54	0,54	90	0,006	0,250	0,250
3A	400	PVC SN4 SDR41	380,4	25	81,45	0,184	0,484	1,45	166,22	40	0,6	0,576	90	0,006	0,128	0,490
4A	400	PVC SN4 SDR41	380,4	37	109,76	0,220	0,578	1,56	172,04	40	0,69	0,603	90	0,006	0,148	0,638
1B	315	PVC SN4 SDR41	299,6	36	41,38	0,150	0,501	1,22	147,79	40	0,52	0,52	90	0,006	0,280	0,280
2B	400	PVC SN4 SDR41	380,4	50	68,59	0,167	0,439	1,38	142,90	40	0,54	0,528	90	0,006	0,200	0,480
3B	400	PVC SN4 SDR41	380,4	25	97,09	0,203	0,534	1,51	142,78	40	0,53	0,529	90	0,006	0,200	0,680
1C	400	PVC SN4 SDR41	380,4	70	83,87	0,187	0,492	1,46	145,61	40	0,53	0,53	90	0,006	0,576	0,576
2C	500	PVC SN4 SDR41	475,4	50	120,64	0,205	0,431	1,59	135,70	40	0,5	0,52	90	0,006	0,313	0,889
3C	500	PVC SN4 SDR41	475,4	56	173,11	0,252	0,530	1,75	140,28	40	0,59	0,54	90	0,006	0,345	1,234
1D	400	PVC SN4 SDR41	380,4	75	48,67	0,138	0,363	1,26	270,39	40	0,8	0,8	90	0,006	0,180	0,180
2D	500	PVC SN4 SDR41	475,4	40	125,35	0,209	0,440	1,61	247,24	40	0,7	0,736	90	0,006	0,327	0,507

3. SISTEMA DI DISPERSIONE DELLE ACQUE DI PIOGGIA NEL SOTTOSUOLO

Come riferito nelle premesse, il realizzando insediamento ha la necessità di essere dotato di un sistema di bacini di accumulo e di dispersione nel terreno delle acque meteoriche.

La rete pluviale progettata prevede che le acque da essa drenate siano convogliate in due punti precisi dell'insediamento in cui saranno realizzati dei bacini disperdenti. In particolare si prevede la realizzazione di un bacino in corrispondenza del piazzale parcheggio della piattaforma commerciale e di un bacino in corrispondenza dell'area di parcheggio posta a nord nell'insediamento.

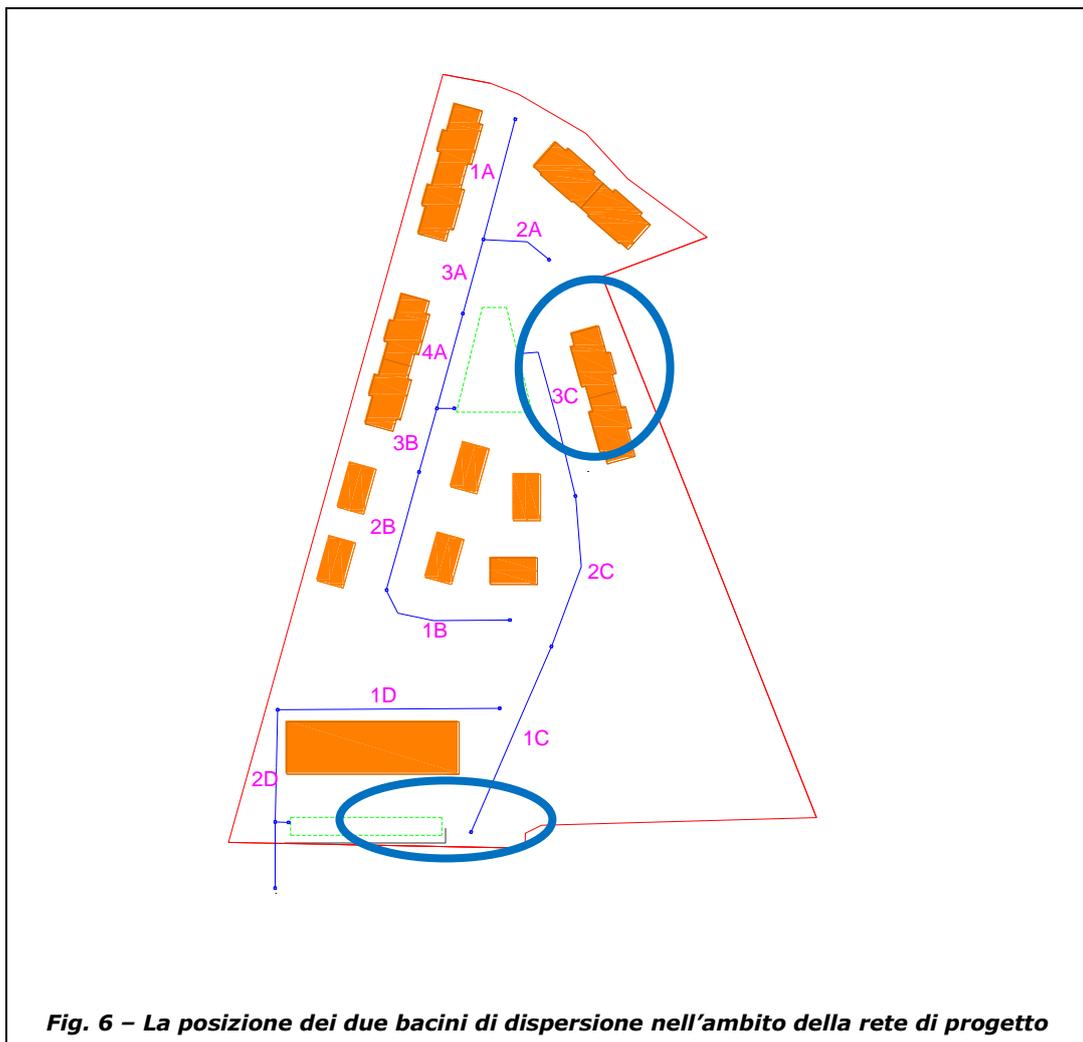


Fig. 6 – La posizione dei due bacini di dispersione nell'ambito della rete di progetto

Una volta note le caratteristiche di permeabilità dei terreni in cui debbono essere realizzati, il dimensionamento dei bacini disperdenti viene eseguito confrontando le portate in arrivo al sistema (l'idrogramma di piena di progetto) 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:

$$33Q_e(t) - Q_u(t) = dW(t)/dt$$

in cui:

- $Q_e(t)$ è la portata in ingresso ai sistemi filtranti all'istante generico (t); essa è funzione dell'evento di pioggia di riferimento, delle caratteristiche del bacino e della rete di drenaggio a monte del sistema di dispersione;
- $Q_u(t)$ è la portata in uscita, variabile nel tempo e dipendente dalle caratteristiche di permeabilità del terreno e dalle caratteristiche geometriche del sistema di dispersione.
- $W(t)$ è il volume invasato nel sistema di dispersione all'istante t;
- $dW(t)/dt$ è variazione del volume invasato nel mezzo filtrante nell'intervallo Dt .

Per l'idrogramma di piena, e quindi per l'individuazione della portata Q_p , si fa riferimento a periodi di ritorno commisurati alla importanza del patrimonio esposto al pericolo di allagamenti (in genere si fa riferimento a periodi di ritorno 2 - 5 anni ma, in caso di significativo patrimonio esposto all'allagamento si utilizzano periodi di ritorno maggiori).

Ulteriore parametro da fissare è la durata dell'evento di pioggia, che assume notevole importanza in tutti quei casi in cui entra in gioco la capacità d'invaso del sistema d'infiltrazione. In linea di massima vanno scelte brevi durate (da 10 minuti a 1 ora), e quindi elevate intensità di pioggia, nel caso di suoli molto permeabili, e al contrario lunghe durate (da qualche ora a 1 giorno), e quindi basse intensità di pioggia, nel caso di suoli con permeabilità modesta o bassa (come nel caso in esame).

La capacità d'infiltrazione può essere stimata in prima approssimazione con la legge di Darcy:

$$Q_f = K J A$$

dove:

Q_f portata d'infiltrazione [mc/s];

K permeabilità (o coefficiente di permeabilità) [m/s];

J cadente piezometrica [m/m];

A superficie netta d'infiltrazione [mq]

Tipo di suolo	K	Permeabilità
ciottoli, ghiaia (senza elementi fini)	$> 10^{-2}$	elevata
sabbia, sabbia e ghiaia	$10^{-2} + 10^{-5}$	buona
sabbia fine, limo, argilla con limo e sabbia	$10^{-5} + 10^{-9}$	cattiva
argilla omogenea	$10^{-9} + 10^{-11}$	impermeabile

Tabella 8: valori di K per alcuni suoli tipici

La cadente piezometrica J può essere posta pari a 1 qualora il tirante idrico sulla superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza della strato filtrante e la superficie della falda sia convenientemente al di sotto del fondo disperdente.

Nel caso di specie.

Per la caratterizzazione del suolo e la individuazione delle caratteristiche di permeabilità del terreno è stato possibile fare riferimento ad una campagna di indagini geologiche eseguite proprio sull'area in esame e commissionate dalla proprietaria dell'area nel marzo 2004 .

In particolare nella documentazione ricevuta è presente un sondaggio a carotaggio continuo (spinto fino ad una quota di 21 metri dal piano campagna) con la ricostruzione del profilo stratigrafico ed il prelievo di n. 2 campioni indisturbati (il primo ad una quota tra i 3,50 e i 4,00 dal piano campagna; il secondo ad una quota tra i 10 e i 10,50), sottoposti successivamente a prove di laboratorio per la individuazione delle caratteristiche fisiche generali, l'analisi granulometrica e la prova edometrica.

La ricostruzione stratigrafica ha escluso la presenza della falda fino alla profondità investigata.

Il terreno rinvenuto alle quote di interesse dei manufatti da realizzare (tra i 3,5 e i 4,0 metri di profondità dal piano campagna) è stato classificato come sabbia con limo ghiaiosa (Piroclastiti limoso-sabbiose), cui la componente limosa conferisce delle caratteristiche di scarsa permeabilità (dell'ordine dei 10^{-5} m/s).

In ragione di tale circostanza il dimensionamento dei bacini viene effettuato prendendo a riferimento una durata di 24 ore ed un periodo di ritorno pari a 20 anni.

- La curva di probabilità pluviometrica di riferimento, per una durata d pari a 24 ore ed un periodo di ritorno pari a 20 anni, restituisce un valore dell'altezza di pioggia pari a **120,42 mm**.
- In base alla superficie dell'intervento (Ha 3,059 con ϕ medio pari a 0,58) nelle 24 ore di riferimento il sistema deve essere in grado di accumulare e, successivamente, disperdere nel sottosuolo **circa 2150 mc di acque di pioggia**.
- Si assume per **K** il valore di **10^{-5} m s^{-1}** ;
- Si pone pari a **1** il valore della cadente piezometrica **J** (nel nostro caso il tirante idrico sulla superficie filtrante è trascurabile rispetto all'altezza della strato filtrante e la superficie della falda è di almeno 15 metri al di sotto del fondo disperdente);
- Si attribuisce ai due bacini di progetto una superficie disperdente pari a **600 mq** il primo e di **200 mq** il secondo (tale scelta progettuale, più che dagli spazi a disposizione, è dettata dalla distanza dagli edifici vicini che non deve essere inferiore ad 1,5 volte la profondità della loro fondazione);
- si tiene conto del fatto che nella durata presa a riferimento, nel mentre il sistema recepisce ed accumula i volumi di cui al calcolo, disperde comunque nel sottosuolo un'aliquota di quello che vi arriva: di conseguenza il volume necessario per l'accumulo si riduce dell'aliquota dispersa (il totale disperso nella durata presa a riferimento).

Nella tabella che segue sono riepilogate le calcolazioni relative al dimensionamento dei bacini di dispersione.

tronco	area servita	A tot (ha)	ϕ m	$h_{t,20}$ (mm)	Pioggia cumulata (mc)	Superficie disperdente (mq)	K (m/s)	Qf (mc/s)	V bacino disperdente (mc)	Numero teorico moduli	Periodo teorico di svuotamento (giorni)
A	area residenziale	0,638	0,603	120,41	463	630	0,00001	0,006	1154	2886	2,1
B		0,680	0,529		433						
C	area residenziale e standards	1,234	0,54		802						
D	piattaforma commerciale	0,507	0,736		449	200		0,002	277	691	

Tabella 9: calcoli di dimensionamento dei bacini di dispersione



Fig. 7 - Fase di realizzazione di un bacino disperdente

Questo tipo di bacini (o trincee) viene realizzato con dei moduli plastici in polipropilene a forma di parallelepipedo, composti nella geometria desiderata e interrati previo rivestimento con fogli di materiale geosintetico (cosa che consente la dispersione dell'acqua evitando l'intasamento delle maglie plastiche).

Lo standard dei moduli, cui si uniformano i vari produttori, ha dimensione 80 x 80 x 66 cm, un indice di vuoti dell'ordine dei 95% ed un volume utile di accumulo di circa 0,400 mc; i vari produttori inoltre forniscono soluzioni di giuntura per le installazioni a più strati, pezzi speciali di chiusura laterali, pozzetti di ispezione aventi stesso modulo con innesto per i tubi di ingresso di diametro assegnato, tubi

di prolunga: elementi che rendono estremamente agevole e particolarmente veloce la realizzazione del manufatto.

In condizioni ordinarie è possibile impilare fino a 4 strati di moduli sovrapposti con un massimo di ricopertura di 4 m di terreno e una profondità massima di posa dal piano campagna di 6 m; possono essere installati nel verde con ricoperture minime (in genere 40 cm di terreno per installazioni nel verde); sono idonei ad essere installati anche in zone di traffico veicolare pesante (con adeguato ricoprimento, almeno 80 cm per installazioni in zone di traffico veicolare).

Il primo bacino disperdente, della capacità di circa 1160 mc, sarà realizzato con complessivi 2904 moduli disposti su tre livelli (3 x 44 x 22 moduli); Il secondo bacino, della capacità di circa 280 mc, sarà realizzato con complessivi 700 moduli disposti su due livelli (2 x 7 x 50 moduli).

Entrambi i bacini avranno un ricoprimento adeguato a sopportare carichi veicolari (minimo 80 cm).

4. CONDOTTA DI ADDUZIONE IDRICA

Nell'ambito del P.R.G. di Giugliano in Campania, vigente dal 1984, l'insediamento di progetto ricade in zona omogenea C2 "ZONA ESPANSIONE RESIDENZIALE COSTIERA", affacciandosi a sud su Via Ripuaria.

La predetta arteria, nel tratto in cui corre in fregio all'area dell'insediamento è servita da una condotta in ghisa grigia DN 150 che in corrispondenza del previsto ingresso all'area in una cameretta di recente realizzazione si raccorda ad una condotta in acciaio catramato DN 100.

La condotta idrica esistente sarà intercettata proprio in corrispondenza del predetto manufatto: in essa sarà operata una derivazione flangiata DN 100 su cui si innesterà la condotta di adduzione all'insediamento.

La condotta sarà disposta seguendo l'andamento della strada di accesso fino ad un primo manufatto (in corrispondenza dell'ingresso della piattaforma commerciale) in cui sarà operata una prima derivazione dedicata alla piattaforma commerciale; un secondo manufatto verrà realizzato immediatamente a monte della prima rotonda: da qui si dipartiranno due condotte di pari diametro che seguiranno il percorso della viabilità interna della lottizzazione a costituire un anello che si chiuderà chiuso in un terzo manufatto che sarà realizzato immediatamente a valle della seconda rotonda (quella posta nell'area nord della lottizzazione).

Le tubazioni utilizzate saranno in **PEAD PE 100 DN 110 PN16 SDR 11**.

Tali tipo di tubazioni plastiche, per loro natura, non hanno problemi di corrosione evitando la necessità di provvedere ad una protezione catodica dei vari tronchi (con risparmio di tutti gli oneri derivanti, in fase di realizzazione e di esercizio, dall'esecuzione e dalla gestione di un impianto di protezione di questo tipo). Inoltre questo tipo di materiale, disponibile anche in rotoli per il diametro scelto, consente di ridurre drasticamente il numero di giunti necessari per la stesura della condotta; la perfetta tenuta dei giunti è garantita dalla estrema versatilità del materiale che è saldabile con apparecchiature leggere e, soprattutto, estremamente affidabili; estremamente liscio, assicura bassi valori delle perdite di carico per tutta la durata di vita della condotta.

Il ricorso a tubazioni in PEAD, inoltre, risulta particolarmente efficace in relazione alla resistenza a sollecitazioni di tipo dinamico, quali – ad esempio - le oscillazioni sismiche.

Com'è noto, il sisma sviluppa all'interno del terreno un'oscillazione di tipo periodico, ma non modifica in maniera sostanziale né le caratteristiche di carico del terreno sulla condotta né lo stato di pressione interna della condotta stessa: le tubazioni in PEAD presentano caratteristiche meccaniche di resistenza e di mobilità tali da consentire di seguire senza rotture il movimento del terreno ove esso si mantiene continuo, per sisma anche di rilevante intensità.

I suddetti vantaggi, uniti a quelli derivanti dalla capacità di resistere ormai ad elevate pressioni di esercizio e alla possibilità di realizzare ampie deviazioni angolari che rendono superfluo l'uso di pezzi speciali, consentono, in definitiva, una notevole economia di installazione e di gestione della rete, nonché un'elevata durata ed affidabilità dell'intero impianto.

La condotta di adduzione sarà corredata, ancora, da una serie di idranti antincendio di tipo sottosuolo (DN 80 attacco UNI 70), ciascuno dei quali a servizio di un'area compresa entro un raggio di 75 m circa dalla bocchetta, così come di norma previsto per un agevole uso delle manichette in dotazione ai Vigili del Fuoco.



4.1 DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA CONDOTTA IDRICA

Come già detto in precedenza, per il dimensionamento della condotta fognaria a servizio della lottizzazione, si è stimato in circa 330 il numero di abitanti che a regime risiederanno nell'area. A questi devono aggiungersene almeno altri 110 tra i fluttuanti della piattaforma commerciale e le aree standards.

In base alla dotazione idrica pro capite ipotizzata, assunta pari a 300 l/giorno, il fabbisogno idrico f dell'insediamento può assumersi pari a:

$$f = \text{Dotazione} \cdot \text{Abitanti} / \text{Giorno} = 300 \cdot 440 / 86400 = 1,53 \text{ l/s}$$

Quest'ultimo valore rappresenta il valore medio della portata distribuita nel corso delle 24 ore. Tale valore, però, non può essere assunto alla base del dimensionamento della condotta idrica, in quanto non tiene conto delle maggiori richieste istantanee che si verificano nel corso della giornata e che determinano una portata erogata, detta di punta, maggiore di quella media.

Il rapporto tra la portata di punta e la portata media, noto come coefficiente di punta (K), non è di immediata determinazione, ma risulta essere funzione delle dimensioni del centro da servire, delle attività che ivi si svolgono. Per valutare il coefficiente di punta è possibile riferirsi ai valori riportati in bibliografia (cui si rimanda) oppure ad espressioni empiriche. Nel caso in esame, il valore di K può essere posto pari a 6, portando la portata da erogare a 9,20 l/s. Altra portata da valutare è quella definita come portata antincendio, cioè quella che viene convenzionalmente fissata in uscita da un idrante nel caso in cui si sviluppi un incendio. Essa viene, di norma, valutata assumendo il più grande tra il valore di 15 l/s (che si considera un minimo inderogabile) e quello che si ricava applicando la formula del Conti:

$$Q_i = 6 \cdot P_i^{0,5}$$

dove P_i è il numero di abitanti, espresso questa volta in migliaia.

Tale formula a rigore non potrebbe essere usata nel caso in esame, in quanto viene consigliata per centri con numero di abitanti superiore a qualche migliaia.

Tuttavia, anche nell'ipotesi di considerare l'area occupata da 1000 persone, la formula del Conti fornisce una portata pari a 6 l/s,

per cui Q_i viene fissato pari a 15 l/s.

Tale portata è quella erogata da un idrante antincendio di diametro DN 70 mm con un carico residuo di poco più di cinque metri.

E' chiaro, quindi che, in questo caso, il dimensionamento della condotta di adduzione idrica è dettato, più che dalle esigenze delle utenze, dalla portata antincendio che deve essere erogata.

Fatto questo assunto progettuale, la verifica del funzionamento della condotta consiste semplicemente nel verificare che, in corrispondenza della condizione di funzionamento più sfavorevole (l'incendio), la quota piezometrica in corrispondenza degli idranti antincendio sia tale da garantire la portata di 15 l/s con un carico residuo di almeno 5 m.

Nel caso in esame, è stata adottata la formula di resistenza di Hazen-Williams:

$$\Delta H = J \quad L = \frac{10,675}{C^{1,852}} \frac{Q^{1,852}}{D^{4,8704}} L$$

valida per condotte di materiali diversi per diametri inferiori a 1,8 m. In essa la portata Q è espressa in l/s, C è un coefficiente di scabrezza caratteristico del materiale (nel caso della PEAD è pari a 150), D è il diametro interno della condotta espresso in mm (nel caso del PEAD DN 110 PE100 PN16 il diametro interno è 90 mm); ΔH rappresenta la perdita di carico complessiva lungo il tracciato della condotta. Nel nostro caso il tracciato della condotta dalla diramazione da via Ripuaria all'ultimo idrante, si sviluppa per circa 300 m; a questa lunghezza vanno aggiunti ulteriori 50 metri di condotta equivalente per tenere conto delle perdite di carico localizzate in corrispondenza dei vari manufatti di diramazione e confluenza.

La perdita di carico complessiva calcolata è pari a 17,70 m.

Nell'ipotesi che il carico sulla condotta principale di 30 m di colonna d'acqua (valore estremamente cautelativo), nelle condizioni di esercizio più sfavorevoli (in caso d'incendio) nel punto della condotta di adduzione più distante dalla presa si avrà un carico residuo superiore ai 12 m di colonna d'acqua.

5. TRATTAMENTO DEI REFLUI

Per le circostanze illustrate nelle premesse i reflui prodotti nell'area dell'insediamento non potranno, almeno in questa fase, essere scaricati in pubblica fognatura.

Per ovviare a questo problema i reflui prodotti dall'insediamento saranno trattati localmente.

Gli effluenti prodotti dall'impianto, saranno accumulati in un apposito bacino e ed utilizzati ancora una volta nelle aree a verde previste dalla lottizzazione; costituiranno inoltre una ulteriore riserva per l'impianto antincendio.

L'impianto previsto dovrà trattare, a regime, i circa 110 mc di reflui (circa 1,3 l/s) che si stima saranno prodotti nell'insediamento e sarà un impianto di **fitodepurazione a flusso sommerso orizzontale doppio stadio**.

La normativa cui si è fatto riferimento è il **D. Lgs. 152/2006 e s.m.i.** (che alla Parte III detta i principi per la tutela delle acque dall'inquinamento), mentre per il dimensionamento del sistema si è operato secondo quanto riportato nella **Guida Tecnica per la progettazione e gestione di sistemi di fitodepurazione delle acque reflue urbane** edita dall'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA) approvata nella seduta del 05/04/2012 (manuali e linee guida 81/2012).

5.1 CENNI SULLA FITODEPURAZIONE

La fitodepurazione è un sistema di trattamento dei reflui basato su processi biologici, fisici e chimico fisici caratteristici degli ambienti acquatici e delle zone umide.

I sistemi di fitodepurazione sono ambienti umidi riprodotti artificialmente in bacini impermeabilizzati, attraversati, con diversi regimi di flusso, dalle acque reflue opportunamente collettate.

Tali sistemi sono caratterizzati dalla presenza di specie vegetali tipiche delle zone umide (macrofite igrofile), radicate ad un substrato di crescita o flottanti sullo specchio d'acqua.

Sono anche definiti sistemi naturali in quanto tendono a riprodurre in ambiente controllato i processi di autodepurazione che avvengono nelle zone umide naturali, in cui sono coinvolte, oltre alle specie vegetali, anche i microrganismi associati, per il trattamento delle acque reflue.

In tali ambienti si realizzano i naturali processi di autodepurazione delle zone umide per degradare gli inquinanti contenuti nelle acque reflue.

Le aree umide costruite offrono un maggior grado di controllo rispetto agli ambienti umidi naturali, consentendo una precisa valutazione dell'efficacia depurativa sulla base della conoscenza della natura del substrato, delle tipologie vegetali e dei percorsi idraulici.

Oltre a ciò, le zone umide artificiali offrono ulteriori vantaggi quali la scelta del sito, la flessibilità nelle scelte di dimensionamento e nelle geometrie e, soprattutto, il controllo dei flussi idraulici e dei tempi di ritenzione.

Il potere depurativo dei trattamenti naturali che riproducono gli ecosistemi umidi deriva dalla combinazione di processi fisici, chimici e biologici, quali l'attività microbica, l'assunzione diretta da parte delle piante, la sedimentazione, la filtrazione e l'adsorbimento.

Le numerose esperienze italiane ed estere hanno da tempo confermato le buone rese depurative di questi sistemi applicati sia per il trattamento secondario, sia per l'affinamento di reflui provenienti da un sistema tecnologico.

I sistemi di fitodepurazione, sperimentati e studiati a livello internazionale, sono classificati in base al tipo di **macrofite utilizzate** (galleggianti, radicate sommerse, radicate emergenti) ed alle **caratteristiche del percorso idraulico del reflu**.

La classificazione in funzione delle caratteristiche delle specie vegetali utilizzate, comunemente accettata nei settori tecnico-scientifici che si occupano di depurazione naturale, è quella proposta da Brix (1993):

- **Sistemi con macrofite galleggianti** (Lemna, Giacinto d'acqua, ecc.);
- **Sistemi a macrofite radicate sommerse** (Potamogeton, Myriophyllum, ecc.);
- **Sistemi a macrofite radicate emergenti** (Fragmiti, Tife, ecc.);
- **Sistemi misti**;

In relazione al percorso idraulico del reflu, i sistemi di fitodepurazione si distinguono in:

- **SFS-h o HF** (Subsurface Flow System - horizontal o Horizontal Flow): i sistemi a flusso sommerso orizzontale sono bacini riempiti con materiale inerte, dove i reflui scorrono in senso orizzontale in condizioni di saturazione continua (reattori "plug-flow") e le specie vegetali utilizzate appartengono alle macrofite radicate emergenti;
- **SFS-v o VF** (Subsurface Flow System - vertical o Vertical Flow): i sistemi a flusso sommerso verticale sono vassoi riempiti con materiale inerte, dove i reflui scorrono in senso verticale in condizioni di saturazione alternata (reattori "batch") e le specie utilizzate appartengono alle macrofite radicate emergenti;
- **FW o FWS** (Free Water o Free Water Surface): i sistemi a flusso libero riproducono, quanto più fedelmente, una zona palustre naturale, dove l'acqua è a diretto contatto con l'atmosfera e generalmente poco profonda, e le specie vegetali che vi vengono inserite appartengono ai gruppi delle idrofite e delle elofite;

Le diverse tipologie di sistemi di fitodepurazione possono essere combinate con l'obiettivo di ottimizzare le rese depurative di un particolare tipo di refluo.

Questi sistemi combinati prendono il nome di "Sistemi ibridi" (Vymazal, 2005).

Attualmente in Europa sono in funzione alcune decine di migliaia di impianti di fitodepurazione, la maggior parte dei quali localizzata nei Paesi del Nord dove già da molti anni sono utilizzati come strategia per la riduzione dell'inquinamento proveniente da piccole e medie utenze, e sono maggiormente diffusi i sistemi a flusso sommerso orizzontale e verticale (più del 75%), utilizzati prevalentemente per il trattamento secondario di acque reflue domestiche e civili (Vymazal ed altri, 1998).

La classificazione basata sulle caratteristiche del percorso idraulico del refluo distingue i sistemi di **fitodepurazione in sistemi a flusso sommerso** (orizzontale e verticale) e **sistemi a flusso libero**.

I sistemi a flusso sommerso o sub-superficiale sono canali o bacini, naturalmente o artificialmente impermeabilizzati, riempiti con materiale inerte ad elevata conducibilità idraulica (ghiaia, sabbia o terreno naturale) che funge da supporto di crescita per le macrofite emergenti e per la popolazione microbica. Rispetto ai sistemi a flusso superficiale, in cui lo sviluppo di colonie di microorganismi è limitato ai soli fusti sommersi delle macrofite, la pellicola batterica dispone in questo caso di una maggiore superficie di adesione dovuta alla presenza del medium di crescita, riducendo così l'area richiesta dall'impianto.

I sistemi a flusso sommerso si distinguono in **sistemi a flusso orizzontale** e **sistemi a flusso verticale** in base alla modalità di alimentazione del refluo e al regime di flusso.

I sistemi a flusso sommerso orizzontale sono costituiti da vasche opportunamente impermeabilizzate con manti plastici, riempite di materiale inerte di opportuna granulometria (es. ghiaie), in cui si sviluppano le radici di macrofite emergenti (comunemente utilizzata è la *Phragmites australis*), come rappresentato schematicamente nella figura seguente:

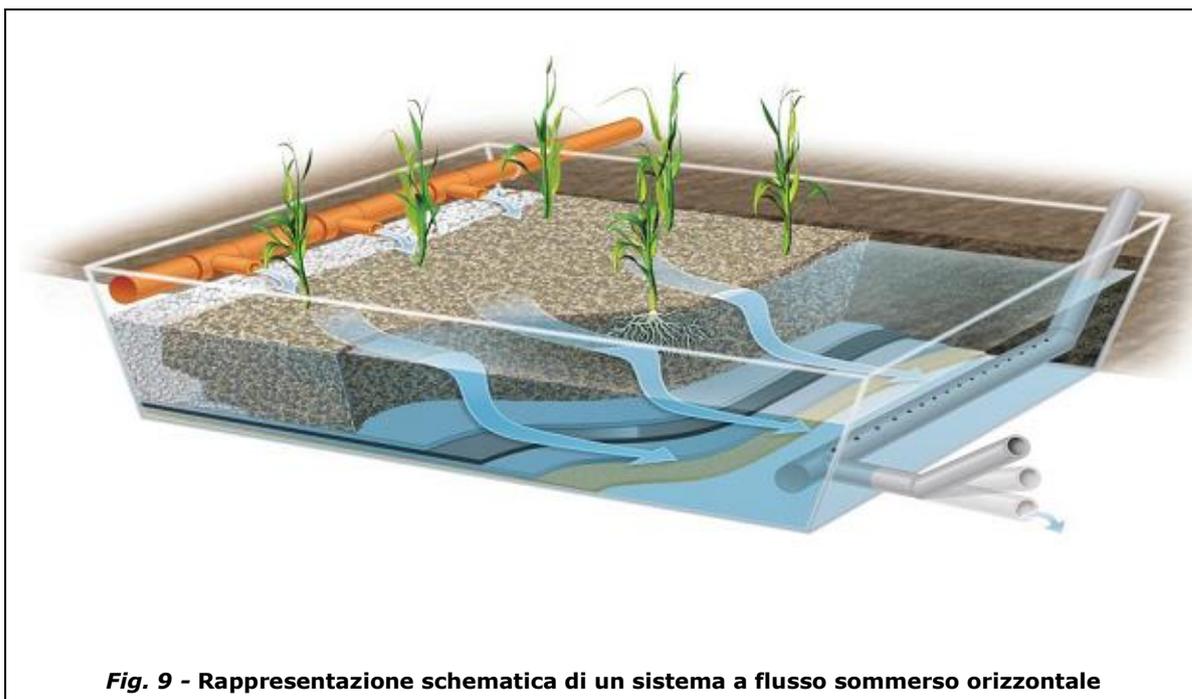


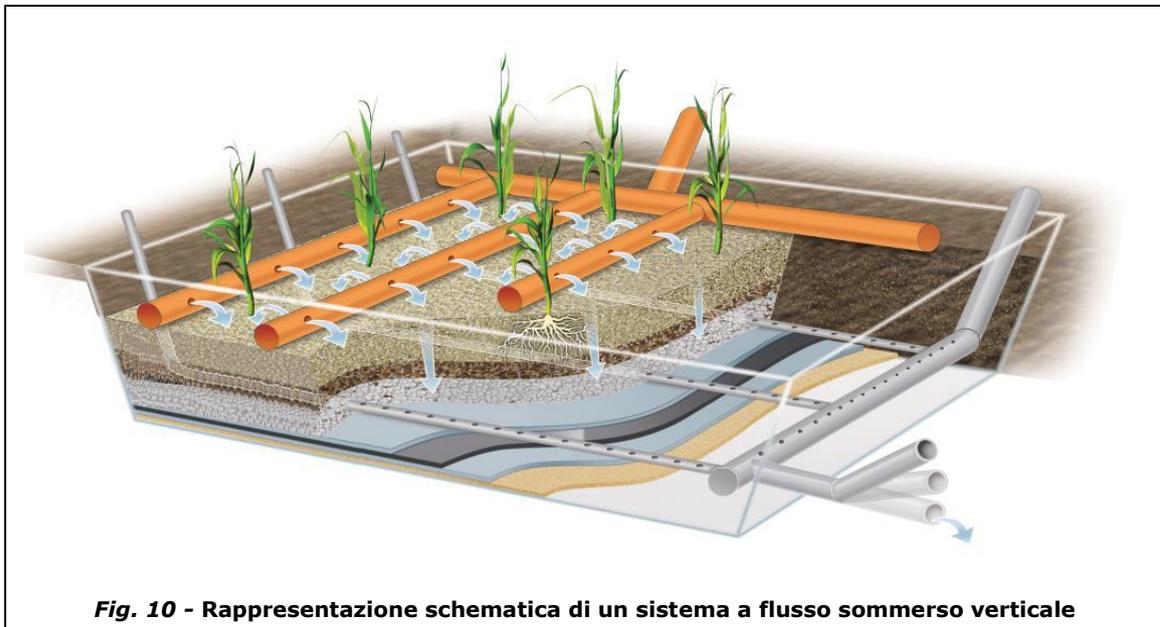
Fig. 9 - Rappresentazione schematica di un sistema a flusso sommerso orizzontale

Il flusso d'acqua è mantenuto costantemente al di sotto della superficie del materiale di riempimento, all'interno del quale si crea un ambiente prevalentemente anossico, ricco tuttavia di micro-siti aerobici posti in corrispondenza delle radici delle piante, che funzionano sostanzialmente come sistemi di trasferimento dell'ossigeno dall'atmosfera all'interno del letto filtrante. E' proprio questa varietà delle condizioni redox del sistema a renderlo estremamente elastico, versatile ed efficiente a fronte di diverse tipologie di reflui da trattare e di variazioni del contenuto inquinante. Mentre il refluo attraversa il materiale di riempimento e viene in contatto con la rizosfera delle macrofite (che costituiscono un sistema a biomassa adesa), la sostanza organica e azotata in esso contenuta viene degradata dall'azione microbica; invece il fosforo ed i metalli pesanti vengono fissati per adsorbimento sul materiale di riempimento. Le specie vegetali contribuiscono al processo depurativo, favorendo da un lato lo sviluppo di un'efficiente popolazione microbica aerobica nella rizosfera e, dall'altro, attraverso l'azione di pompaggio dell'ossigeno atmosferico dalla parte emersa all'apparato radicale alla porzione di terreno circostante, con conseguente migliore ossidazione del refluo e creazione di una alternanza di zone aerobiche, anossiche ed anaerobiche, consentendo lo sviluppo di diverse famiglie di microrganismi specializzati e la scomparsa pressoché totale dei patogeni, particolarmente sensibili ai rapidi cambiamenti del tenore di ossigeno disciolto.

I sistemi a flusso sommerso orizzontale assicurano una maggiore protezione termica dei liquami nella stagione invernale.

I sistemi a flusso sommerso verticale hanno una configurazione geometrica molto simile a quella sistemi a flusso sommerso orizzontale.

Anche in questo caso si hanno delle vasche impermeabilizzate riempite con materiale inerte su cui vengono fatte sviluppare macrofite radicate emergenti.



Come rappresentato schematicamente nella figura, la differenza principale consiste nel modo in cui il refluo scorre attraverso il medium di riempimento.

Mentre nei sistemi HF si ha un flusso con alimentazione continua e uno scorrimento prevalente in direzione orizzontale, secondo uno schema di reattore "plug-flow", nei sistemi VF il refluo da trattare viene immesso nelle vasche in modo discontinuo e scorre in direzione prevalentemente verticale.

L'alimentazione intermittente con cicli di riempimento e svuotamento, regolati da un sistema temporizzato o da sifoni auto innescanti, ricrea le condizioni di un reattore "batch" e necessita spesso di almeno due vasche in parallelo, che funzionano a flusso alternato, in modo da poter regolare i tempi di riossigenazione del letto variando frequenza e quantità del carico idraulico del refluo in ingresso. Il medium di riempimento di questa tipologia di sistemi deve essere costituito da inerte a granulometria più fine rispetto ai sistemi a flusso orizzontale in modo da consentire una lenta percolazione delle acque e quindi una distribuzione quanto più omogenea possibile su tutta la superficie del letto. Le sabbie grossolane utilizzate generalmente nei sistemi VF presentano una conducibilità idraulica adeguata alla filtrazione verticale lenta e offrono, inoltre, un rapporto tra volume e superficie più elevato rispetto alle ghiaie adoperate nei sistemi HF, a vantaggio dell'attecchimento della biomassa. L'alimentazione intermittente del liquame, associata ad un substrato a granulometria differenziata, facilita il drenaggio nel medium di crescita che viene a trovarsi alternativamente in condizioni di carenza e di eccesso di ossigeno. La maggiore areazione del substrato incrementa così i processi aerobici come la rimozione della sostanza organica e la nitrificazione. I fenomeni di deposizione di materiali sulla superficie del medium di riempimento, dovuti al continuo apporto di solidi sospesi e di sostanza organica, favoriscono in un primo periodo la diffusione omogenea del refluo su tutta la superficie del letto mentre, nel lungo periodo, tali fenomeni devono essere tenuti sotto controllo al fine di evitare formazioni stagnanti nel sistema ed una drastica diminuzione delle capacità ossidative del sistema (e quindi di nitrificazione).

I sistemi a flusso libero o superficiale sono costituiti da bacini o canali, naturalmente o artificialmente impermeabilizzati, in cui il livello dell'acqua è costantemente mantenuto sopra la superficie del medium, con un battente idrico tipicamente compreso tra 0,3 e 0,6 m.

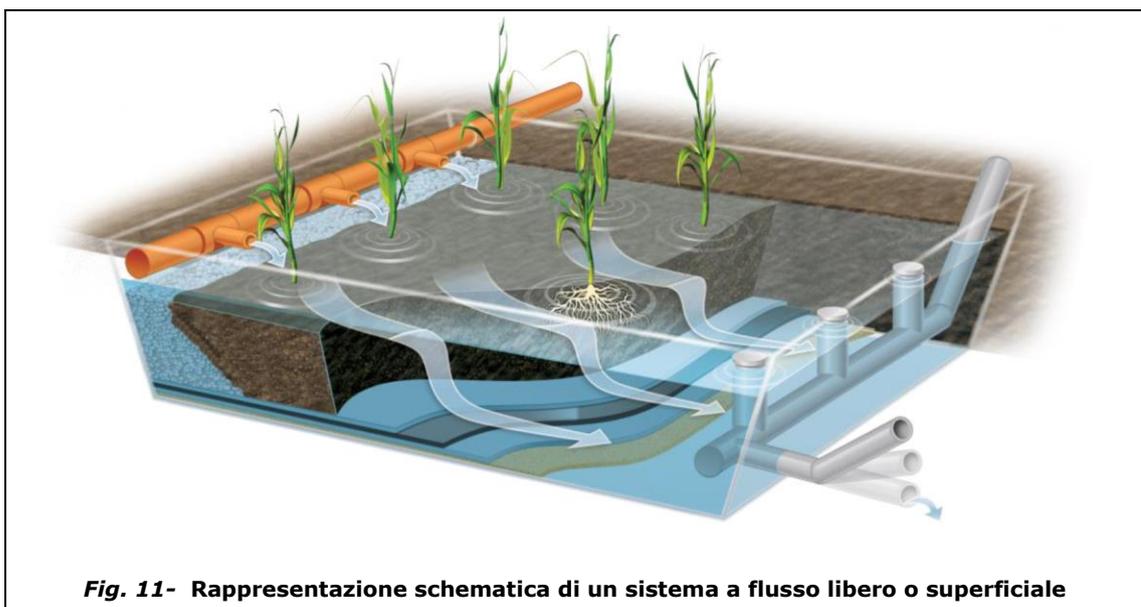


Fig. 11- Rappresentazione schematica di un sistema a flusso libero o superficiale

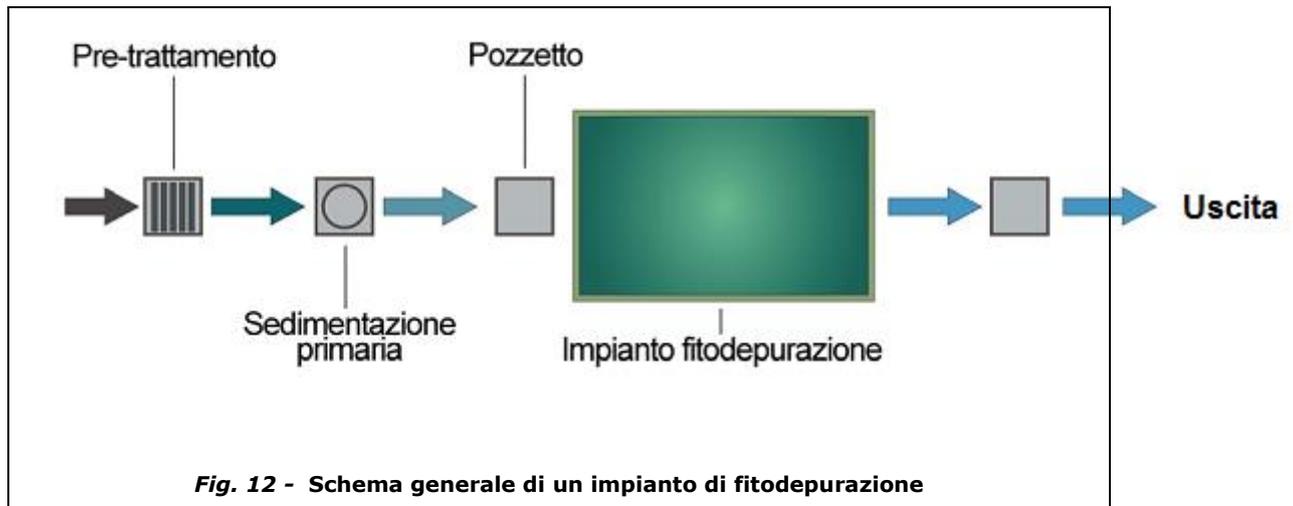
Il flusso è indirizzato all'interno attraverso un percorso che comprende la zona di inlet e tutte le aree del sistema fino a una o più strutture di outlet. Le zone a bassa profondità, con bassa velocità di scorrimento e con la presenza dei fusti delle piante, regolarizzano il flusso attraverso la formazione di una moltitudine di piccoli canali che simulano il comportamento di un reattore plug-flow. Uno dei principali obiettivi della progettazione di un sistema FW è garantire il contatto del refluo con la superficie biologica attiva del sistema, per consentire un effettivo tempo di residenza idraulica del refluo nel sistema ed evitare la formazione di corti-circuiti idraulici (Vymazal, 2008). In questi sistemi i meccanismi di rimozione delle sostanze inquinanti riproducono esattamente quelli presenti nel processo di autodepurazione delle zone umide naturali per la rimozione di organismi patogeni, BOD, COD, solidi sospesi e sostanze nutritive, nonché metalli pesanti e altri micro inquinanti. Le sostanze organiche e azotate sono rimosse principalmente attraverso processi biologici in condizioni ossigenate (in corrispondenza della superficie) o anossiche (in profondità), mentre i solidi sospesi possono da un lato essere rimossi (per sedimentazione e/o filtrazione attraverso le piante), dall'altro essere prodotti (ad esempio per la presenza di microalghe, frammentazione dei tessuti vegetali, produzione di fitoplancton, formazione di precipitati chimici). La rimozione del fosforo avviene a ratei piuttosto bassi, attraverso processi di adsorbimento, assorbimento, complessazione, precipitazione. I sistemi a flusso libero sono generalmente considerati molto efficaci nella rimozione dei microrganismi patogeni. Tale efficacia, tuttavia, presenta un'estrema variabilità dovuta principalmente alla complessa combinazione di fattori fisici, chimici e biologici che influenzano i meccanismi di rimozione, come ad esempio l'intrappolamento dei microrganismi nel sedimento, l'irraggiamento UV nelle aree più profonde non occupate dalla vegetazione, la presenza di colonie di uccelli che possono provocare apporto di sostanze fecali (Ghermandi, et al., 2007). Infine i metalli pesanti presenti in un refluo possono essere rimossi attraverso processi come l'up-take delle piante, l'interazione fisica-chimica con il suolo, la formazione di complessi e la conseguente precipitazione (Kleinmann and Girts, 1987). Le piante maggiormente utilizzate nei sistemi FWS sono tipiche specie paludose come *Scirpus* sp., *Eleocharis* sp., *Cyperus* sp., *Juncus* sp., *Phragmites australis*, *Phalaris arundinacea*, *Glyceria maxima* e *Typha* sp. La maggior parte degli impianti utilizza specie singole o in combinazione con specie sommerse, che permettono la presenza di specchi d'acqua liberi. Queste zone garantiscono una maggiore aerazione del refluo consentendo una maggiore rimozione dell'azoto incrementando la nitrificazione.

Lo **schema generale** di un impianto di fitodepurazione è molto simile a quello dei comuni impianti di depurazione biologici.

Nella maggioranza dei casi è presente uno stadio di trattamento preliminare per l'eliminazione dei solidi grossolani, seguito da una sedimentazione primaria, mentre il sistema di fitodepurazione costituisce lo stadio di trattamento secondario.

La differenza fondamentale si riscontra nella linea fanghi: in un impianto di depurazione biologica convenzionale i fanghi prodotti dal sistema di trattamento secondario (biologico "a fanghi attivi") sono in parte utilizzati in ricircolo nel reattore ed in parte allontanati e smaltiti come fanghi di supero, mentre negli impianti di fitodepurazione non si ha alcuna produzione di fanghi nello stadio di

trattamento secondario. Gli unici fanghi prodotti sono quelli derivanti dallo stadio di sedimentazione primaria, che in genere vengono periodicamente rimossi ed adeguatamente smaltiti.



La complessità e la tipologia dei sistemi di pre-trattamento dipendono essenzialmente dalle caratteristiche del refluo da trattare ed hanno la funzione di eliminare le particelle grossolane che potrebbero causare fenomeni di intasamento.

I trattamenti più comuni sono la grigliatura e la dissabbiatura.

Lo stadio successivo di sedimentazione primaria, invece, ha la funzione di rimuovere buona parte dei solidi sedimentabili e può essere costituito da una vasca Imhoff, da una vasca tricamerale o da una classica vasca di sedimentazione.

Il trattamento secondario di fitodepurazione può essere costituito da sistemi di diversa tipologia che possono essere combinati in serie o in parallelo con l'obiettivo di realizzare un trattamento più spinto. In questo caso il sistema di fitodepurazione è definito, comunemente, **ibrido o multistadio**.

La configurazione impiantistica (o "lay-out" dell'impianto) dipende da numerosi fattori quali le peculiari caratteristiche qualitative del refluo da trattare, gli specifici obiettivi depurativi, le caratteristiche dell'area di intervento (morfologiche, urbanistiche, paesaggistiche, etc).

I sistemi a flusso sommerso orizzontale HF costituiscono una soluzione ottimale per utenze piccole e medie quando l'obiettivo è ottenere elevati abbattimenti di carico organico, di solidi sospesi e di carica batterica ma non è richiesta una ossidazione spinta delle sostanze azotate ridotte e di conseguenza un'elevata rimozione dell'azoto.

La filiera di trattamento può prevedere la presenza di più sistemi HF posti in parallelo, al fine di facilitare le operazioni di manutenzione, mentre la disposizione di più sistemi in serie permette di ottenere rendimenti depurativi più elevati.

5.2 OBIETTIVI DEPURATIVI E DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO

Il dimensionamento dell'impianto di fitodepurazione è stato fatto dopo aver fissato gli obiettivi depurativi (**finalizzato al riutilizzo del refluo**) e dopo aver scelto la tipologia di trattamenti e lo schema di impianto più adeguati.

Il layout dell'impianto è stato definito in base alle caratteristiche morfologiche dell'area di inserimento assegnata.

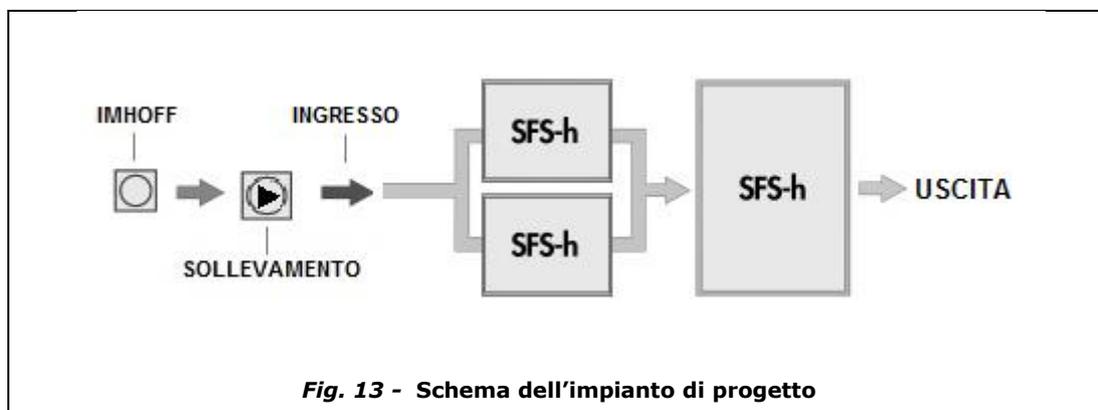


Fig. 13 - Schema dell'impianto di progetto

Il ciclo previsto consta in due stadi a flusso sommerso orizzontale posti in serie: il primo è costituito da 2 vasche in parallelo, il secondo da un'unica vasca.

Le prime due vasche SFS-h sono funzionanti in parallelo al fine di rendere agevoli le operazioni di manutenzione mentre la presenza di due stadi in serie è stata prevista al fine di aumentare l'efficienza depurativa.

Il trattamento di sedimentazione primaria verrà effettuato presso i singoli edifici costituenti l'insediamento a monte della immissione nella fognatura nera dedicata. Quest'ultima, in corrispondenza dell'impianto, ha una profondità di arrivo di circa 3 m sotto il piano strada: in ragione di ciò l'impianto sarà alimentato da una stazione di sollevamento che, con due prementi separate, addurrà i liquami da trattare nelle due vasche del primo stadio; primo e secondo stadio avranno un funzionamento a gravità e il refluo sarà accumulato in un bacino a tenuta da cui sarà poi riutilizzato per alimentare la rete di acque tecnologiche ad uso delle aree a verde.

5.2.1 - DATI DI PROGETTO

Abitanti equivalenti (A.E.):	440 (residenti + piattaforma commerciale + standards)
Dotazione idrica procapite:	300 l/A.E.g
Coefficiente di apporto:	0,8
Portata giornaliera a regime:	105.600 l/g (106 mc/g)

Nella tabella successiva sono ricapitolati i conseguenti carichi organici.

Parametro	<i>g/A.E. giorno</i>	<i>kg/giorno</i>	<i>mg/l</i>
BOD5	60	26,4	250
COD	120	52,8	500
SS	80	35,2	333
TKN	12	5,28	50
P	3	1,32	13

Tabella 10: Carichi organici, unitari, totali e specifici

Come già riferito il trattamento di sedimentazione primaria verrà effettuato presso i singoli edifici costituenti l'insediamento a monte della immissione nella fognatura, con la installazione di una vasca IMHOFF con comparto di digestione pari a 60 l/abitate servito. Questa fase di processo consentirà la rimozione del 60% dei solidi sospesi totali e del 30% di BOD5 e COD.

Il doppio stadio di trattamento, con il primo costituito da due bacini funzionanti in parallelo, è finalizzato al contenimento della superficie necessaria per la realizzazione dell'impianto, al miglioramento del rendimento depurativo e alla possibilità di poter parzializzare l'impianto in fase di realizzazione dell'intero insediamento.

Le ipotesi di progetto sono le seguenti:

- abbattimento del 30% BOD₅ nei **trattamenti primari** (a monte dell'impianto di fitodepurazione), per cui il carico specifico in ingresso all'impianto è pari a 175 mg/l ($0,70 \times 250 \text{ mg/l} = 175 \text{ mg/l}$);
- dimensionamento **primo stadio** al fine di garantire un abbattimento del 70% BOD₅ in ingresso, per cui il carico specifico in uscita dal primo stadio sarà pari a circa 60 mg/l ($0,70 \times 175 \text{ mg/l} = 53 \text{ mg/l}$);
- dimensionamento del **secondo stadio** al fine di garantire un abbattimento del 60% BOD₅ in ingresso, per cui il carico specifico in uscita dal secondo stadio sarà pari a circa 20 mg/l ($0,60 \times 53 \text{ mg/l} = 21 \text{ mg/l}$);
- temperatura di esercizio: 12 °C

L'impianto dovrà garantire un abbattimento del BOD5 e dei SST superiore al 90% (92%), e superiori all'80% per il COD.

Parametro	<i>Ingresso mg/l</i>	<i>Uscita mg/l</i>
BOD5	250	21
COD	500	100
SST	333	28

Tabella 11: valori in ingresso e uscita di alcuni parametri secondo le ipotesi di progetto

5.2.2 – MODELLO DI DIMENSIONAMENTO DEI BACINI - GEOMETRIA DELLE VASCHE

Per il calcolo della superficie dei bacini necessaria per l'abbattimento del BOD5 si fa riferimento al modello proposto dall'USEPA (United States Environmental Protection Agency):

$$A_s = \frac{Q \cdot 1n \left(\frac{C_a}{C_e} \right)}{K_T \cdot 0,95 \cdot d \cdot n} \quad (5.1)$$

Dove:

A_s = area superficie del bacino (mq)

Q = portata media influente (mc/d)

C_a = carico organico in ingresso (mg/l)

C_e = carico organico in uscita (mg/l)

d = profondità del bacino (m)

n = porosità effettiva del medium di riempimento (%)

K_T = costante cinetica dipendente dalla temperatura e dalle piante (d-1)

L'espressione di K_T correntemente utilizzata in letteratura è quella di Arrhenius-Van't Hoff:

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20^\circ)} \quad (5.2)$$

in cui:

T è la temperatura del liquame (°C)

$K_{20} = 1,104$ (USEPA)

$\theta = 1,06$ (USEPA)

L'area trasversale minima, necessaria a smaltire la portata di refluo di progetto, viene calcolata con l'equazione di Darcy:

$$A_t = \frac{Q_s}{k_f \cdot \frac{dh}{ds}} \quad (5.3)$$

in cui:

A_t = area trasversale (mq)

Q_s = portata media influente (mc/d)

k_f = conducibilità idraulica del medium (m/s)

dh/ds = pendenza bacino

Fissata la temperatura di esercizio t , dalla (5.2) si ottiene la costante cinetica K_T ;

Nota la portata media influente (Q), il carico organico in ingresso (C_a), fissati il carico organico in uscita (C_e), le caratteristiche di porosità del medium (n) e della vegetazione (incidenti sulla profondità d del bacino), dalla (5.1) si ottiene la superficie del bacino A_s ;

Fissata K_f la (conducibilità idraulica del medium) e la pendenza del bacino dalla (5.3) si ottiene l'area della sezione trasversale del bacino che, divisa per la profondità d ci fornisce la larghezza L_1 del bacino; dividendo il valore A_s per la larghezza L_1 si ottiene il valore della lunghezza del bacino L_2 .

5.2.3 - MEDIUM DI RIEMPIMENTO

Nei sistemi a flusso sommerso orizzontale deve essere assicurata una conducibilità idraulica di almeno 100 m/g; si utilizza comunemente la ghiaia di granulometria variabile, pulita e lavata.

Nei sistemi a flusso sommerso orizzontale è generalmente utilizzata ghiaia del diametro medio compreso tra 4 e 16 mm; è consigliabile inoltre l'impiego di pietrisco di almeno 80 -120 mm per una lunghezza di almeno 1 m dalla sezione di ingresso, per evitare fenomeni di intasamento.

Il medium prescelto viene disposto in modo uniforme all'interno del letto, per uno spessore direttamente correlato alla profondità delle radici dell'essenza vegetale impiegata.

<i>Tipologia</i>	<i>Dimensione grani (mm)</i>	<i>Porosità (%)</i>	<i>Conducibilità idraulica (Ks = m/d)</i>
Sabbia	1-2	30-32	420-480
Ghiaia	8-16	35-38	500-800
Pietrisco	32-128	40-45	1200-1500

Tabella 12: Caratteristiche di alcuni medium utilizzati per impianti a flusso sommerso

Nell'impianto di progetto si utilizzerà un medium di riempimento differenziato tra primo e secondo stadio.

- Il riempimento del primo stadio sarà costituito da ghiaia, con granulometria media 8-16 mm, porosità 38%, conducibilità idraulica dell'ordine dei 750 m/giorno.
- Il riempimento del secondo stadio sarà costituito da ghiaia, con granulometria media 8-12 mm, porosità 35%, conducibilità idraulica dell'ordine dei 600 m/giorno.

5.2.4 - SELEZIONE DELLA VEGETAZIONE

La selezione delle specie vegetali viene in genere effettuata tenendo conto delle condizioni climatiche del sito in cui si intende realizzare l'impianto di fitodepurazione, delle caratteristiche delle acque reflue da trattare, della qualità richiesta dell'effluente.

Le specie vegetali utilizzate appartengono prevalentemente a specie erbacee che, in relazione all'ambiente di crescita, possono essere suddivise in **idrofite** e macrofite emergenti o **elofite**.

Nome	Descrizione	Aspetto
Cannuccia di palude (<i>Phragmites australis o communis</i>)	Specie erbacea, perenne, rizomatosa; può raggiungere anche 4 m di altezza. Foglie, opposte, ampie e laminari, lunghe 15-60 cm, larghe 1 - 6 cm, glabre, verdi o glauche. All'apice del fusto è presente una pannocchia di colore bruno o violaceo, lunga fino a 40 cm. Germoglia a marzo e fiorisce a luglio.	
Mazzasorda o Mazza di tamburo (<i>Typha latifolia</i>)	Specie erbacea, alta anche 2,5 m. Infiorescenze femminili formate da migliaia di piccolissimi fiori di colore bruno circondati da peli. Le spighe cilindriche marroni ed a forma di salsiccia sono lunghe fino a 30 cm.	
Giunco (<i>Juncus spp</i>)	Specie erbacea perenne, rizomatosa. Può raggiungere 1-1,5 m. di altezza sviluppando fusti verdi, privi di foglie o con foglie avvolte intorno al fusto.	

Tabella 13: Caratteristiche di alcune macrofite radicate emergenti per impianti a flusso sommerso

Le **idrofite** sono piante acquatiche perenni le cui gemme si trovano sommerse o natanti (es. *Lemna spp*, *Ranunculus aquatilis*, *Potamogeton spp*, *Nymphaea spp*). Alcuni autori suddividono le idrofite in due sottogruppi: pleustofite, se non ancorate al substrato e liberamente natanti in superficie e rizofite (idrofite sommerse e idrofite flottanti) se ancorate al fondo mediante il loro apparato radicale.

Le **elofite**, dette anche macrofite radicate emergenti sono piante terrestri, che nel tempo si sono adattate alla vita su suoli parzialmente o completamente saturi d'acqua.

Sono solitamente presenti nelle paludi e sulle rive dei laghi. Pur avendo caratteristiche morfologiche diverse, la maggior parte delle specie emergenti presenta un esteso sviluppo di tessuti aerati (aerenchimi), che consente il trasporto di ossigeno dalle foglie alle radici (Brix, 1993) e al suolo circostante. Tali piante trovano utilizzo nei sistemi di fitodepurazione, in particolare nei sistemi a

pelo libero d'acqua ed in quelli a flusso sub superficiale orizzontale e verticale. I sistemi più diffusi in Europa sono quelli che utilizzano macrofite radicate emergenti (HF e VF). Le specie vegetali utilizzate sono numerose; ma in generale, per ottenere i migliori risultati in termini di sviluppo della vegetazione, si utilizzano specie vegetali autoctone, già adattate alle condizioni ambientali del sito.

In ambito europeo sono utilizzate piante appartenenti al gen. *Phragmites* in quanto presentano numerosi vantaggi, quali la scarsa manutenzione richiesta e la maggiore velocità di accrescimento e di diffusione, soprattutto rispetto al giunco di palude (*Scirpus lacustris*). Le specie comunemente utilizzate in Italia sono *Phragmites australis*, *Schoenoplectus lacustris* (o *Scirpus lacustris*) e *Typha latifolia*. Nei sistemi a flusso sommerso la scelta delle piante deve tener conto della penetrazione dell'apparato radicale (Tabella 13), utile per calcolare l'altezza dei letti.

Pianta acquatica	Penetrazione delle radici (cm)
<i>Phragmites australis (o communis)</i>	70
<i>Typha latifolia</i>	30 - 40
<i>Schoenoplectus lacustris</i>	80
<i>Juncus effusus</i>	60 - 90

Tabella 14: Profondità radicale delle comuni specie acquatiche utilizzate nei sistemi a flusso sommerso orizzontale

Nell'impianto di progetto, per le circostanze e i vantaggi sopra illustrati, si utilizzeranno piante appartenenti al genere *Phragmites australis*. La penetrazione dell'apparato radicale di tale essenza richiede la realizzazione di bacini di profondità non inferiore agli 80 cm.

5.2.5 – RISULTATI DEL DIMENSIONAMENTO

Applicando la procedura illustrata al punto 5.2.2 si ottiene, per il primo stadio:

Dimensionamento bacini 1° stadio (Modello EPA)			
<u>Costante cinetica (Arrhenius-Van't Hoff)</u>			
kt	0,500284		
k20	1,104		
θ	1,06		
t°	12	°C	
<u>Superficie bacini</u>			
As	191,8064	m ²	superficie bacino
Q	53	mc/giorno	portata influente
BOD i	175	mg/l	carico organico ingresso
Bod U	52,5	mg/l	carico organico uscita
K	0,500284	1/giorno	Costante cinetica (Arrhenius-Van't Hoff)
d	0,8	m	altezza bacino
n	0,38	%	porosità medium
<u>Calcolo sezione trasversale</u>			
At	7,066667	m ²	sezione trasversale
Q	53	mc/giorno	portata influente
k	750	m/giorno	conducibilità idraulica del medium (m/s)
i	0,01	m/m	pendenza fondo
L1	8,833333	m	larghezza bacino
L2	21,71394	m	lunghezza bacino

Tabella 15: Dimensionamento dei bacini costituenti il primo stadio

Si realizzeranno pertanto due bacini in parallelo ognuno largo 9 metri, lungo 22 metri e profondo 80, con pendenza longitudinale dell'1%.

Applicando la procedura illustrata al punto 5.2.2, si ottiene per il secondo:

Dimensionamento bacino 2° stadio (Modello USEPA)			
<u>Costante cinetica (Arrhenius-Van't Hoff)</u>			
kt	0,500284		
k20	1,104		
θ	1,06		
t°	12	°C	
<u>Superficie bacino</u>			
As	316,9752	m ²	superficie bacino
Q	106	mc/giorno	portata influente
BOD i	52,5	mg/l	carico organico ingresso
Bod U	21	mg/l	carico organico uscita
K	0,500284	1/giorno	Costante cinetica (Arrhenius-Van't Hoff)
d	0,8	m	altezza bacino
n	0,35	%	porosità medium
<u>Calcolo sezione trasversale</u>			
At	8,833333	m ²	sezione trasversale
Q	53	mc/giorno	portata influente
k	600	m/giorno	conducibilità idraulica del medium (m/s)
i	0,01	m/m	pendenza fondo
L1	11,04167	m	larghezza bacino
L2	28,70719	m	lunghezza bacino

Tabella 16: Dimensionamento del bacino costituente il secondo stadio

Si realizzerà un bacino largo 12 metri, lungo 28 metri e profondo 80, con pendenza longitudinale dell'1%.

5.2.6 – IMPERMEABILIZZAZIONE DEI BACINI

I bacini così come dimensionati devono essere impermeabilizzati per evitare involontarie dispersioni di liquami nel sottosuolo.

Fondo e pareti dei singoli bacini saranno impermeabilizzati utilizzando delle geomembrane in EPDM (Etilene Propilene Diene di classe M) dello spessore di 1,02 mm; tali geomembrane disponibili sul mercato in dimensioni anche notevolmente più ampie di bacini di cui al presente impianto.

A valle dalla realizzazione dello scavo della singola vasca, si provvederà a liberare il terreno da eventuali materiali grossolani e a compattare il terreno in sito; si stenderanno quindi un sottotelo di protezione in TNT con grammatura 300/mq e successivamente il telo in EPDM che, una volta centrato sul bacino si dovrà sul perimetro zavorrandolo, eventualmente anche con il materiale costituente il medium di riempimento.



Fig. 14 - Posa in opera di una geomembrana in EPDM

5.2.7 - SISTEMI DI ALIMENTAZIONE, REGOLAZIONE E RACCOLTA

Il sistema di alimentazione di ciascuno dei bacini sarà realizzato con una tubazione forata (o con elementi di distribuzione a T), collocata superficialmente o immersa nel medium di riempimento, lunga quanto larga la vasca; garantirà una distribuzione del flusso uniforme lungo tutta la larghezza del bacino; in corrispondenza della sezione di ingresso nel bacino, per una striscia larga almeno un 1 nel senso longitudinale del bacino, sarà realizzato con materiale inerte di grossa pezzatura, in modo da limitare al massimo gli intasamenti nella zona di ingresso che potrebbero instaurare linee di flusso preferenziali all'interno del letto.

Analogamente il sistema di uscita di ciascuno dei bacini sarà realizzato con una tubazione drenante posta sul fondo, al piede del bacino nella sezione finale, per tutta la sua larghezza e collegata con una tubazione ad un pozzetto in cui è alloggiato un dispositivo che garantisce la regolazione del livello idrico all'interno del sistema mediante tubi comunicanti posti sul fondo.

Per la realizzazione del drenaggio saranno utilizzati tubazioni in PEAD con saldatura dei giunti testa a testa.

I reflui trattati saranno accumulati in un bacino a tenuta (della capacità di circa 150 mc) da cui, tramite un gruppo di pressione, alimenteranno la rete di acque tecnologiche a servizio dell'insediamento.

Giugliano in Campania, li 28.02.2019

I TECNICI

dott.Arch.Vittorio Gallo

dott.Arch.Gennaro Lametta

Progettista delle opere

idrauliche

dott. Ing. Luigi Panico