

REGIONE CAMPANIA

PROVINCIA DI NAPOLI COMUNE di Caivano

Istanza di Autorizzazione Integrata Ambientale Ai sensi del Dlgs 152/06 s.m.i.



Di Gennaro Spa

Sede Operativa: SS.87 Sannitica - Zona ASI - Loc. Pascarella 80023 Caivano (NA)
Tel.: (+39) 081.88.08.311 - Fax (+39) 081.88.08.312
www.digennarospa.it e-mail: info@digennarospa.it
Sede legale: Isola C2 - scala D - Centro Direzionale 80143 Napoli

IL TECNICO (timbro e firma)



Indice	Revisione / Revision / Modification	Data	Disegno
GRUPPO Group / Groupe SA1	DISEGNI DI RIFERIMENTO N°: Reference drawing / Plans de référence -----	SCALA DISEGNO: Drawing Scale Echelle Dessin 1:1	
		SCALA PLOTTAGGIO: Plot scale / Echelle de plot.	---
Relazione di dimensionamento idraulico		SOSTITUISCE IL NUM. Replaces Number Remplace Nombre	---
		DISEGNATO: Drawn by / Dessiné	28/10/2016 F.V. e M.N.
		VERIFICATO: Checked by / Vérifié	31/10/2016 C.A. e P.R.
		APPROVATO: Approved / Approuvé	02/11/2016 G.F.
COMMESSA: Job / Commande 16.062	LOCALITA': Locality / Localité Caivano (NA)	DISEGNO N° : Drawing N° / Dessin N° 16.062.SA1.022	
		Rev.	Pagina / page

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016
-------------------	--	----------------------------------

Sommario

1. PREMESSA	1
2. ANALISI IDROLOGICA	2
2.1 Precipitazioni di Elevata Intensità a Caivano	2
2.1.1 <i>Metodologia di calcolo.....</i>	3
2.1.1.1 <i>Il modello probabilistico.....</i>	3
2.1.1.2 <i>Valutazione del fattore regionale di crescita</i>	5
2.1.1.3 <i>Curve di probabilità pluviometrica per la Zona A2</i>	7
3. IL METODO DI CALCOLO IDRAULICO	9
3.1 Il Metodo del Volume di Invaso per il Calcolo di Reti di Acque Bianche.....	9
4. ACQUE DI PRIMA PIOGGIA - ANALISI IDRAULICHE	11
4.1 Criteri Generali di Progetto	11
4.2 Calcoli Idraulici	11
4.2.1 <i>Il programma di calcolo</i>	11
4.2.2 <i>Tabulati di calcolo – Sistema Raccolta acque “Area Rossa”</i>	14
4.2.3 <i>Tabulati di calcolo – Sistema Raccolta acque “Area Blu”</i>	15
4.3 Dimensionamento delle Vasche di Prima Pioggia.....	16
4.4 Descrizione del Funzionamento e delle Componenti.....	17
5. ACQUE BIANCHE - ANALISI IDRAULICHE.....	19
5.1 Criteri Generali di Progetto	19
5.2 Calcoli Idraulici	19
5.2.1 <i>Schema di calcolo</i>	19
6. ACQUE NERE - ANALISI IDRAULICHE	22
6.1 Criteri Generali di Progetto	22
6.2 Calcoli Idraulici	23
6.2.1 <i>Schema di Calcolo</i>	23
6.2.2 <i>Dimensionamento Vasca Imhoff</i>	26

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 1
-------------------	--	--

1. PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli idraulici della rete di smaltimento delle acque bianche provenienti dalle aree scolanti stradali, e che raccoglie la precipitazione di prima pioggia sull'area dello stabilimento della Di Gennaro S.p.A., sito nel Comune di Caivano (NA).

Il progetto prevede la realizzazione di quattro reti di scolo, costituite da condotte interrate, associate a canalette superficiali del tipo "alla francese", che immettono le acque nelle condotte stesse con discese in corrispondenza delle caditoie.

Le reti delle canalizzazioni principali confluiscono nella vasche di trattamento delle acque di prima pioggia, che vengono trattate in esse per 48 ore e trattate, come previsto dalla normativa vigente in Regione Campania.

Superato il valore massimo di precipitazione di prima pioggia, determinato dalla Relazione Idrologica, le acque affluenti non vengono immesse nelle vasche, ma vengono convogliate direttamente nei collettori consortili posti a nord e sud dell'impianto in oggetto.

I calcoli idraulici della rete scolante vengono effettuati con il metodo dell'invaso o "metodo italiano di Paladini-Fantoli".

I calcoli idraulici di dimensionamento e verifica del funzionamento a pelo libero delle condotte fanno riferimento ad una "pioggia di progetto" per un tempo di ritorno di 10 anni, tempo di ritorno assunto cautelativamente superiore a quello di 8 anni, usualmente utilizzato per reti cittadine di medie dimensioni.

Il calcolo idraulico è quindi preceduto dalla determinazione della curva di possibilità pluviometrica per $T_r = 10$ anni, che viene determinata in conformità al metodo indicato nel "progetto VAPI Campania", fornito dalla Autorità di Bacino regionale della Campania.

2. ANALISI IDROLOGICA

2.1 Precipitazioni di Elevata Intensità a Caivano

L'analisi idrologica delle precipitazioni di elevata intensità a Caivano si basa sulla documentazione fornita dalla Autorità di Bacino regionale della Campania Centrale "Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico", Relazione Idrologica. Per il territorio della Regione Campania è stata eseguita una nuova modellazione delle curve di probabilità pluviometriche partendo dalle risultanze del Progetto VA.PI. Campania ed individuando tre aree omogenee definite come: "litoranea", "pedemontana" ed "entroterra", come riportato nella seguente figura.

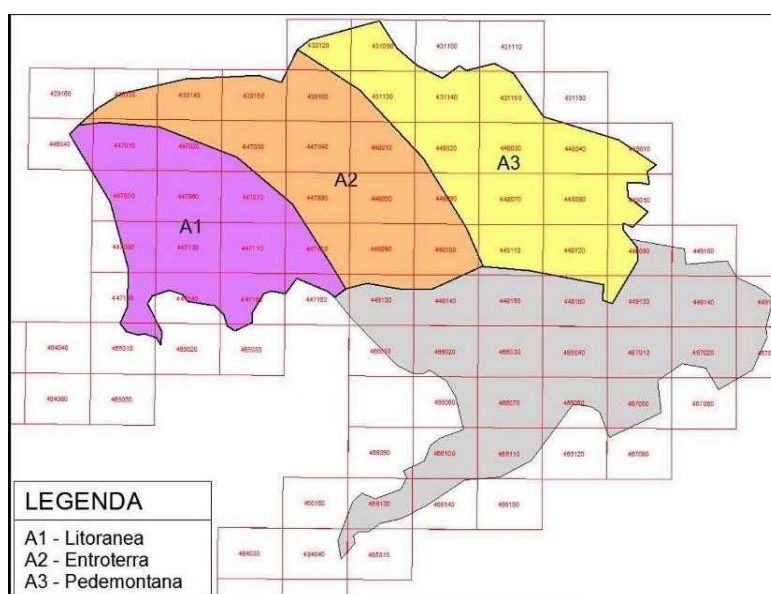


Figura 1 – Aree omogenee Progetto VA.PI. Campania

Il sito della Di Gennaro S.p.A., in Caivano (NA), rappresentato in Fig. 2 su foto aerea tratta da Google Earth, si trova nella Zona omogenea A2 – Entroterra, come si rappresenta sulla zonizzazione della Regione Campania in Fig. 2

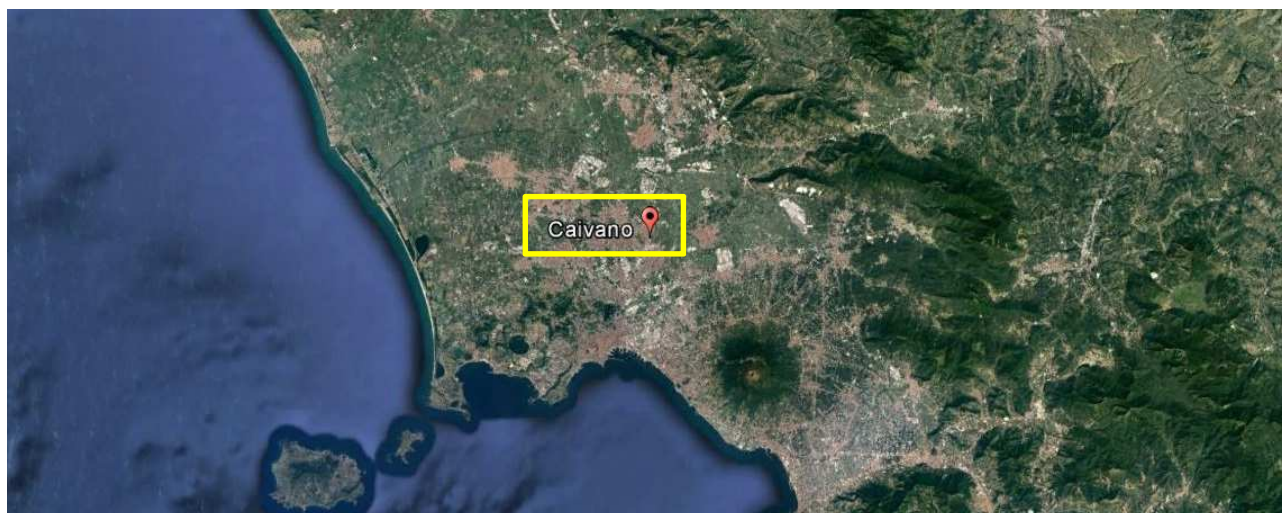


Figura 2 – Caivano (NA)

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 3
-------------------	--	--

2.1.1 Metodologia di calcolo

La metodologia utilizzata fa riferimento a quella proposta su scala nazionale dal progetto VAPI del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI). In particolare viene adottato un modello probabilistico a doppia componente (TCEV) che interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte di eventi (eventi massimi ordinari ed eventi massimi straordinari). Le elaborazioni relative all'applicazione di tale modello fanno riferimento ad una procedura di regionalizzazione gerarchica in cui i parametri vengono valutati a scale regionali differenti, in funzione dell'ordine statistico.

2.1.1.1 *Il modello probabilistico*

La stima dei massimi istantanei di una variabile aleatoria (altezza di pioggia, intensità di pioggia, portata di piena, etc.) corrispondenti ad assegnati valori del periodo di ritorno T può essere effettuata attraverso una metodologia di tipo probabilistico con diversi tipi di approcci. Tra questi, vengono spesso utilizzati il modello di Gumbel e il modello T.C.E.V.

Il modello di Gumbel, molto diffuso in campo tecnico, quando applicato all'analisi dei massimi annuali delle altezze di pioggia o delle portate al colmo di piena tende a sottostimare i valori più elevati osservati nel passato (valori corrispondenti ai periodi di ritorno più elevati).

Il modello T.C.E.V. (Two Components Extreme Value) risulta maggiormente rispondente alle esigenze di un'attenta valutazione delle altezze di pioggia o delle portate al colmo di piena che possono defluire nei tronchi di un corso d'acqua.

Di fatto, il modello T.C.E.V. costituisce una generalizzazione del modello di Gumbel.

Esso risulta, infatti, costituito dal prodotto di due leggi di Gumbel, la prima delle quali destinata ad interpretare e descrivere, in chiave probabilistica, i massimi valori *ordinari* e, la seconda, quelli *straordinari* (aventi, secondo il classico modello di Gumbel, una probabilità di superamento inferiore del 5% e, quindi, tali da potersi ritenere *eccezionali*). In base a tale modello, la generica variabile XT (altezza o intensità di pioggia, portata al colmo, etc.) corrispondente ad un assegnato valore del periodo di ritorno T può trarsi dall'espressione:

$$T = \frac{1}{1 - \exp \left[-\Lambda_1 e^{-\eta K_T} - \Lambda_2 \Lambda_1^{1/\Theta} e^{-\eta K_T / \Theta} \right]} \quad (3.)$$

$$K_T = \frac{X_T}{\mu_X} \quad (4.)$$

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 4
-------------------	--	--

nelle quali:

- K_T è il fattore di crescita col periodo di ritorno T , definito come il rapporto tra la variabile X_T corrispondente all'assegnato periodo di ritorno T e la media μ_X della distribuzione di probabilità della variabile X ;
- Λ^* e Θ^* sono parametri adimensionali dipendenti solo dal coefficiente di asimmetria e , pertanto, stimabili solo sulla base di un'indagine regionale ad amplissima scala (*Analisi regionale di I Livello*);
- Λ_1 è il *numero medio di eventi indipendenti, di tipo ordinario*, che si determinano nella zona (e , pertanto, è una caratteristica climatica di una zona omogenea che può essere valutata una volta noti Λ^* e Θ^* , attraverso un'*analisi regionale di II Livello*);
- η è un parametro strettamente dipendente da Λ_1 , Λ^* e Θ .

Nel caso specifico la variabile aleatoria presa in esame è il massimo annuale dell'altezza di pioggia $h_{d,T}$ di assegnata durata d , corrispondente al periodo di ritorno T

La legge

$$h_{d,T} = h_{d,T} (d, T) \quad (5.)$$

Viene, come noto, denominata “*curva di probabilità pluviometrica per assegnato periodo di ritorno T* ”. La 5.

Assume notoriamente l'espressione:

$$h_{d,T} = \zeta_{h_d} \cdot K_T \quad (6.)$$

dove

- ζ_{h_d} è il parametro centrale della distribuzione di probabilità del massimo annuale della altezza di pioggia in assegnata durata (per es. il valore modale (ϵ) o la media (μ), ovvero parametri legati a momenti del primo ordine);
- K_T è il *coefficiente di crescita col periodo di ritorno T* , che dipende per una data regione omogenea rispetto ai massimi annuali delle altezze di pioggia, dal modello probabilistico adottato e dal parametro ζ_{h_d} preso come riferimento.

Per quanto concerne la variabile ζ_{h_d} essa si assume comunemente corrispondente al valore della media

μ_{h_d} dei massimi annuali di pioggia di durata d

$$\zeta_{h_d} \equiv \mu_{h_d} \quad (7.)$$

Con riferimento al modello probabilistico T.C.E.V. si ha inoltre:

$$K_T = K_T(T, \eta, \Lambda^*, \Theta^*, \Lambda_1) \quad (8.)$$

Essendo Λ^* , Θ^* , Λ_1 i parametri della distribuzione.

Dal Rapporto VA.PI. ("Valutazione delle piene in Campania" elaborato dal G.N.D.C.I. del CNR) i valori di Λ^* e Θ^* validi per l'intera Regione Campania sono i seguenti:

- $\Lambda^* = 0.224$;
- $\Theta^* = 2.536$;
- $\Lambda_1 = 37$;
- $\mu = 4.909$;

I valori del coefficiente di crescita K_T sono riportati, per differenti periodi di ritorno T , nella successiva Tabella 1:

T	2	10	20	50	100	300
K_T	0.87	1.38	1.64	2.03	2.36	2.90

Tabella 1 - Coefficienti di crescita delle piogge per differenti valori del periodo di ritorno T

2.1.1.2 Valutazione del fattore regionale di crescita

Al fine di conseguire valutazioni del parametro μ_{hd} (media dei massimi annuali dell'intensità media di pioggia di durata d), si è ritenuto necessario fare riferimento ai dati provenienti da tutte e sole quelle stazioni pluviometriche che, ricadendo direttamente nelle aree di studio o nelle loro immediate vicinanze, possono fornire dati utili circa i valori massimi delle intensità medie di pioggia i_d di durata d .

In particolare, sono state prese a riferimento 50 stazioni di misura dell'altezza di pioggia (pluviometri e pluviografi); sulla base delle condizioni geomorfologiche, l'intera area di studio è stata divisa in tre diverse sottozone riportate nella Figura 1 come sottozone A1, A2 ed A3.

A partire da tali dati, si è innanzitutto individuato il tipo di modello di regressione in base al quale caratterizzare il legame esistente tra i valori dell'intensità media di pioggia

$$\mu_{id} = \frac{\mu_{hd}}{d}$$

Le durate d prese a riferimento e le quote z sul livello del mare relative alle singole stazioni di misura considerate; successivamente, si è passati a stimare i parametri in esso contenuti eseguendo una analisi di gruppo (cluster

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 16
-------------------	--	---

analysis) attraverso la massimizzazione del coefficiente di determinazione della regressione multipla.

Per quanto riguarda la forma del legame di regressione, si è fatto riferimento all'espressione:

$$\mu_{id} = \frac{I_o}{\left(1 + \frac{d}{d_c}\right)^{C+Dc}} \quad (9.)$$

Che presenta, rispetto alle più diffuse forme di tipo monomio, i seguenti vantaggi:

- Per durate $d \rightarrow 0$, risulta $\mu_{id} \rightarrow I_0$ e, quindi, anche per durate ridotte si ottengono valori non troppo elevati dell'intensità media di pioggia nella durata d ;
- La derivata di μ_{id} rispetto a d si presenta continua in tutto l'intervallo di durate, il che la rende notevolmente più duttile nella ricerca della durata critica con un approccio variazionale;
- Compare direttamente la quota z sul livello del mare.

Posto:

$$\begin{aligned} Y &= \log_{10} \mu_{id} \\ X_1 &= \log_{10} \left(1 + \frac{d}{d_c}\right) \\ X_2 &= z \log_{10} \left(1 + \frac{d}{d_c}\right) = zX_1 \\ A_0 &= \log_{10} I_o \\ A_1 &= -C \\ A_2 &= -D \end{aligned} \quad (10.)$$

La 9. può scriversi nella forma:

$$Y = A_0 + A_1 X_1 + A_2 X_2 \quad (11.)$$

Nella quale le costanti A_i possono ricavarsi in base ad un modello di regressione lineare multipla, valutando per tentativi il valore del parametro d_c in corrispondenza del quale si ottiene la massima correlazione tra il modello ed i dati.

In corrispondenza dei vari valori di d_c , gli altri parametri assumono rispettivamente i valori riportati nella Tabella seguente:

	A ₀	A ₁	A ₂	C	D	I ₀
sottozona 1	1.9515657	-0.758	-0.000145	0.758	0.000145	89.44
sottozona 2	2.2080919	-0.731	-0.000144	0.731	0.000144	161.47
sottozona 3	2.0486359	-0.758	-0.000024	0.758	0.000024	111.89

Tabella 2 – Coefficienti delle sottozone

In definitiva, l'espressione del legame $\mu_{id} = \mu_{id}(d)$ è stata specializzata per le rispettive sottozone ed ha consentito di tracciare le “curve di probabilità pluviometrica”. In particolare si riportano le curve relative alla zona pluviometricamente omogenea “A2” nella Figura seguente:

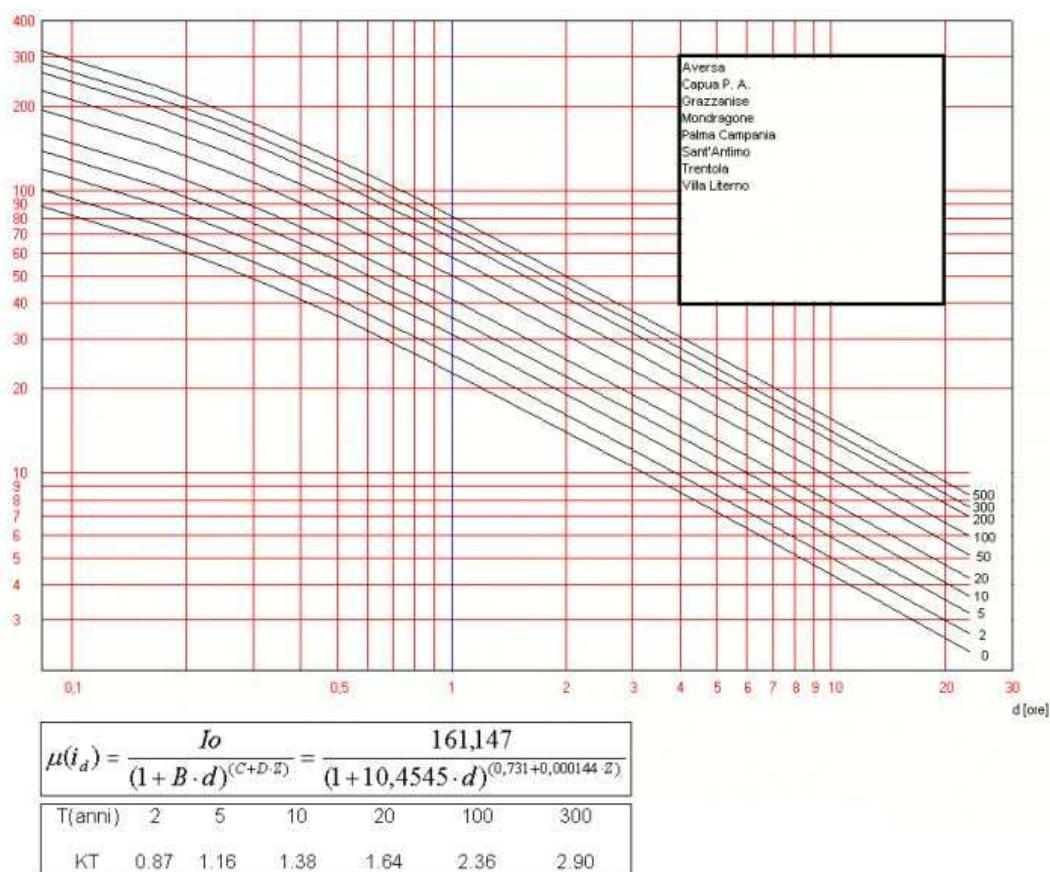


Figura 4 – Zona pluviometricamente omogenea A2

2.1.1.3 Curve di probabilità pluviometrica per la Zona A2

Si riportano i valori delle altezze di precipitazione di massima intensità ottenute dalle elaborazioni effettuate per i tempi di ritorno di 2, 5, 10 e 20 anni:

<i>T = 2 anni</i>		<i>T = 5 anni</i>		<i>T = 10 anni</i>		<i>T = 20 anni</i>	
d [ore]	hd [mm]	d [ore]	hd [mm]	d [ore]	hd [mm]	d [ore]	hd [mm]
0.5	18.27	0.5	24.36	0.5	28.97	0.5	34.43
1	23.34	1	31.12	1	37.02	1	43.99
3	32.62	3	43.49	3	51.74	3	61.49
6	39.64	6	52.85	6	62.88	6	74.72
12	47.90	12	63.87	12	75.98	12	90.29
24	57.71	24	76.95	24	91.54	24	108.79

Tabella 3 – Altezze di precipitazione massima relative a tempi di ritorno di 2, 5, 10 e 20 anni (sito in esame).

In particolare, per la progettazione di reti di smaltimento di acque bianche si fa riferimento alla curva di probabilità pluviometrica relativa al tempo di ritorno di 10 anni.

Mediante regressione di potenza si ottengono i parametri "a" ed "n" della curva $h = a$

$d^n T = 10$ Anni: $a = 36.547 \text{ mm/ore}^n$; $n = 0.2953$

Si riporta nella Figura seguente il relativo grafico.

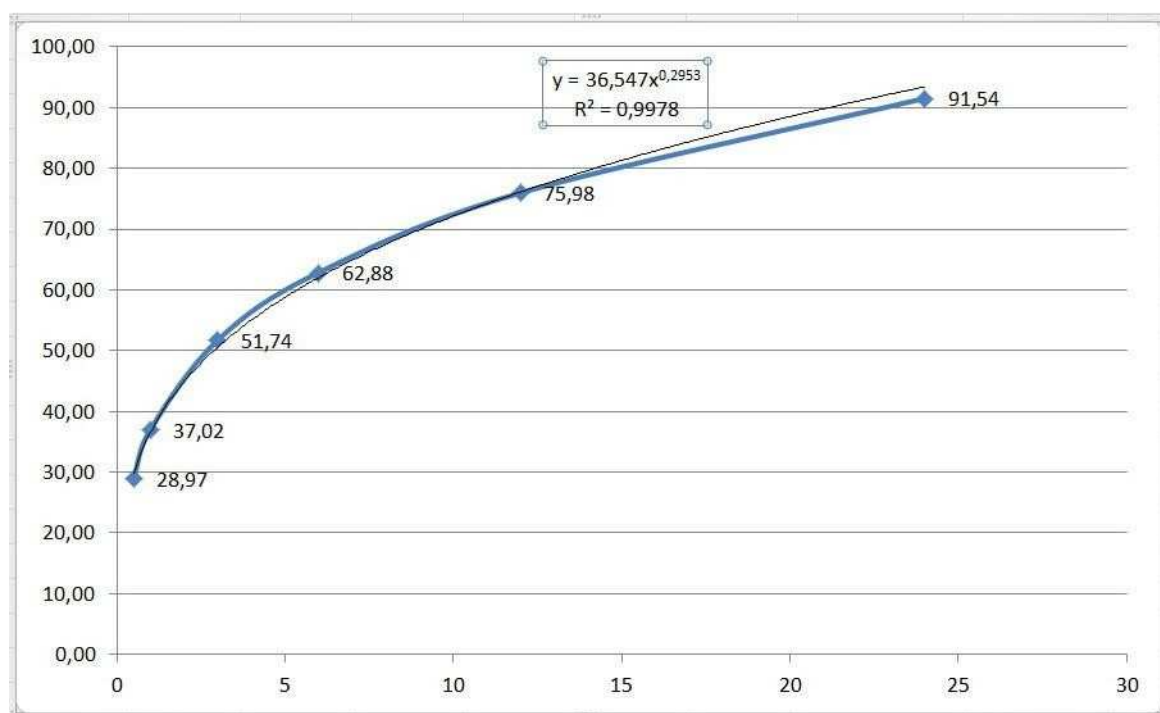


Figura 5 – Curva di probabilità pluviometrica per la Zona A2 – T = 10 anni

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 9
-------------------	--	--

3. IL METODO DI CALCOLO IDRAULICO

Il calcolo della portata di progetto dei collettori sotto suolo viene effettuato con il metodo del volume di invaso, noto in letteratura come metodo di Paladini-Fantoli.

3.1 Il Metodo del Volume di Invaso per il Calcolo di Reti di Acque Bianche

Il metodo dell'invaso di Paladini-Fantoli risolve la problematica di un canale di fognatura che serve un'area A, soggetta ad una pioggia di intensità I, funzionante senza produrre danni per un tempo T_c, somma del tempo T_r di riempimento del canale e T_f di funzionamento in pressione. Nel caso semplice di un canale isolato inizialmente vuoto il tempo di funzionamento compatibile con la data intensità di pioggia è espresso da

$$T_c = T_r + T_f = \frac{V_o}{Q} \cdot \left[\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} + \frac{\gamma}{\varepsilon - \vartheta} \right] \quad (1)$$

$$\text{in cui:} \quad v = \frac{V_f}{V_o} \quad \theta = \frac{Q_m}{Q} \quad \varepsilon = \frac{\Psi I A}{Q}$$

Q = portata a bocca piena con funzionamento a pelo libero. Valendo nella località la funzione delle massime possibilità pluviometriche $h = at^n$ segue che la pioggia di intensità I può durare al più un tempo.

$$T_p = \left(\frac{\varepsilon \cdot Q}{\Psi a A} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (2)$$

Come si deduce dalla espressione di ξ .

Il canale poi risulta opportunamente proporzionato per una data pioggia quando la durata di quest'ultima sia uguale alla durata di funzionamento del canale, quando sia

$$\frac{V_o}{Q} \left[\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} + \frac{\gamma}{\varepsilon - \vartheta} \right] = \left(\frac{\varepsilon \cdot Q}{\Psi I A} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e conseguentemente risulti

$$Q = V_o^{\frac{n-1}{n}} \left(\frac{\Psi \cdot a \cdot A}{\varepsilon} \right)^{\frac{1}{n}} \left[\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1} + \frac{\gamma}{\varepsilon - \vartheta} \right]^{\frac{n-1}{n}} \quad (3)$$

La portata Q richiesta al canale, con riferimento ad un deflusso a bocca piena e a pelo libero, varia da una pioggia all'altra; la massima portata si richiede per

$$\frac{dQ}{d\varepsilon} = 0 ;$$

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 10
-------------------	--	---

$$n-1 + \frac{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} + \frac{\gamma}{\varepsilon-\vartheta}}{\frac{1}{(\varepsilon-1)} + \frac{\varepsilon \cdot \gamma}{(\varepsilon-\vartheta)^2}} = 0 \quad (4)$$

Noto n dalla linea segnalatrice valida per la zona considerata, fissati γ e ϑ , si può allora dedurre l' ε che annulla la (4); il valore così ottenuto, sostituito nella (3) permette di conoscere la portata necessaria (a boccapiena e con deflusso a pelo libero) perché il canale possa funzionare senza inconvenienti.

Determinato ε (e perciò noti n , ϑ e γ) risulta nota la funzione

$$f(\vartheta, \gamma, n) = \varepsilon^{-\frac{1}{n}} \left[\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon-1} + \frac{\gamma}{\varepsilon-\vartheta} \right]^{\frac{n-1}{n}}$$

La (3) si può allora scrivere nella forma

$$Q = A \cdot f(\vartheta, \gamma, n) \cdot \frac{(\psi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{v^{\left(\frac{1}{n}-1\right)}}$$

Riferendosi alle portate per unità di area servita, cioè ad $u = Q/A$, segue

$$u = f(\vartheta, \gamma, n) \cdot \frac{(\psi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{v^{\left(\frac{1}{n}-1\right)}} \quad (5)$$

La Funzione $f(\vartheta, \gamma, n)$ viene calcolata numericamente. Se il funzionamento del canale è a pelo libero ($\vartheta=0$), si ha come valore approssimato

$$u = 2168 \cdot n \cdot \frac{(\psi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{v^{\left(\frac{1}{n}-1\right)}} \quad (6)$$

L'analisi viene effettuata iterativamente convergendo al valore della portata di progetto. Per le analisi viene utilizzato un codice di calcolo denominato Hydrocad.

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 11
-------------------	--	---

4. ACQUE DI PRIMA PIOGGIA - ANALISI IDRAULICHE

4.1 Criteri Generali di Progetto

A seguito di un rilievo piano altimetrico, si dispone di tutti gli elementi per poter tracciare i percorsi dei collettori principali in progetto, che verranno dimensionati in relazione alla pendenza di progetto ed alle superfici scolanti afferenti.

E' stata effettuata una analisi sulle direzioni delle pendenze e sui valori dei dislivelli dei diversi tratti stradali, al fine di ottimizzare il percorso dei tronchi dei collettori, da realizzarsi sotto suolo, minimizzando le profondità ed i volumi di scavo.

Seguendo questa procedura e dall'analisi dei dati raccolti è stata redatto quanto riportato nell'allegato - Planimetria reti fognarie (Rev3).

Alla luce delle risultanze dei rilievi topografici, le scelte progettuali sono tali da poter realizzare collettori ovunque per sola caduta, evitando l'installazione di stazioni di pompaggio, salvo nelle aree ove ubicata la vasca di accumulo per le acque di prima pioggia, presso la quale è prevista l'installazione di una elettropompa di rilancio delle stesse acque al locale con il disoleatore. Per maggiori approfondimenti nell'allegato - Planimetria reti fognarie (Rev3).

Si riportano nel seguito i calcoli idraulici definitivi delle reti.

4.2 Calcoli Idraulici

4.2.1 Il programma di calcolo

I calcoli idraulici effettuati con il metodo dell'invaso di Paladini-Fantoli vengono elaborati con il codice proprietario Hydrocad², che effettua l'analisi di reti di fognatura o di bonifica.

Il programma consente sia un calcolo di verifica di una rete esistente che di progetto, per il dimensionamento automatico degli specchi.

Il calcolo della rete di canali viene effettuato con il metodo dell'invaso di Paladini - Fantoli, mediante la soluzione rigorosa secondo Supino, consentendo l'analisi di:

- a) Reti a funzionamento autonomo e sincrono;
- b) Reti a funzionamento autonomo non sincrono;
- c) Reti a funzionamento non autonomo;
- d) Condotte a pelo libero o sotto carico;
- e) Tronchi di canali con portate indipendenti dalla pioggia.

Assegnata la curva delle massime possibilità pluviometriche per un tempo di ritorno prefissato, viene effettuata la correzione dei parametri in funzione della superficie del bacino imbrifero.

Per ogni tronco viene calcolato il coefficiente di deflusso medio ponderato in relazione alla superficie sottesa.

Si possono assegnare le caratteristiche geometriche delle sezioni dei tronchi, che possono essere dei seguenti tipi: circolare, ovoidale inglese, a tre centri, trapezia o rettangolare, ad alveo trapezio con golene ed argini.

Si possono considerare diverse leggi per il calcolo della portata, con le relative scabrezze: Strickler, Manning, Kutter, Bazin, Colebrook.

In seguito al calcolo iterativo del volume invasato in ogni tronco, vengono calcolati: il coefficiente udometrico, la portata di pioggia massima, la portata nera, i coefficienti caratteristici del livello di funzionamento della sezione, la velocità massima, la velocità minima, il tirante idrico nella condotta.

Viene effettuato anche il computo dei volumi di scavo, dei materiali impiegati, delle tubazioni e dei pozzetti.

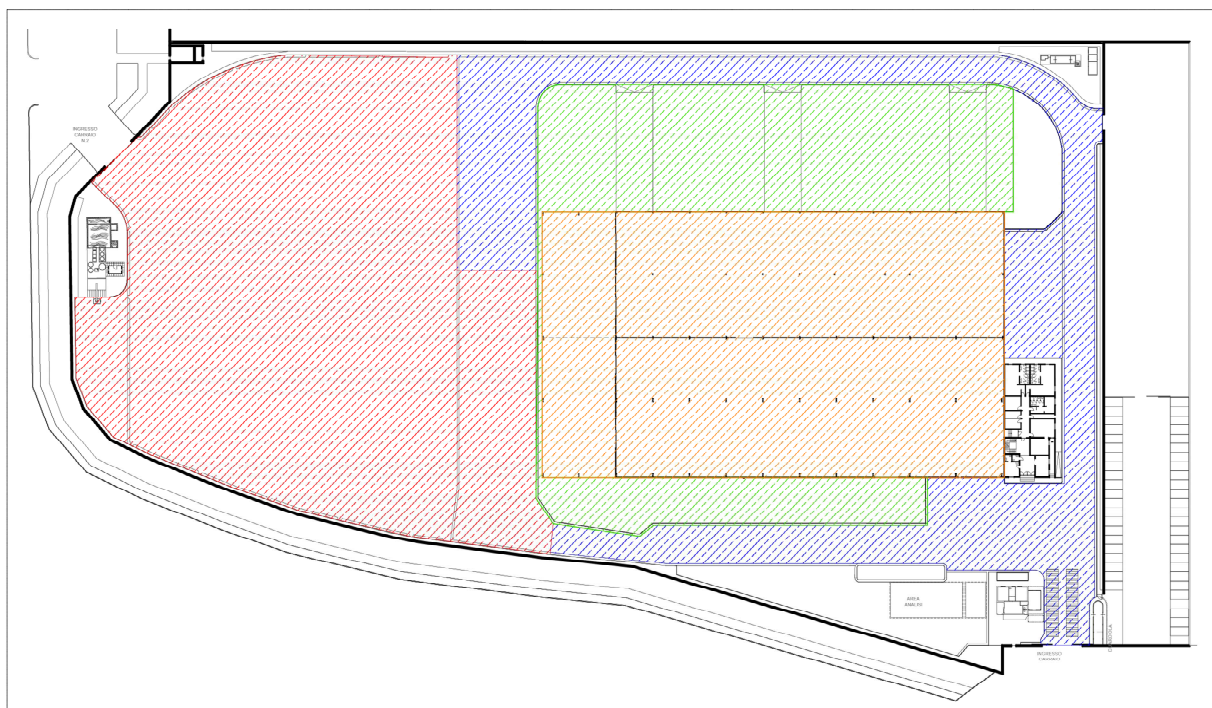


Figura 6 – Individuazione Aree Scolanti

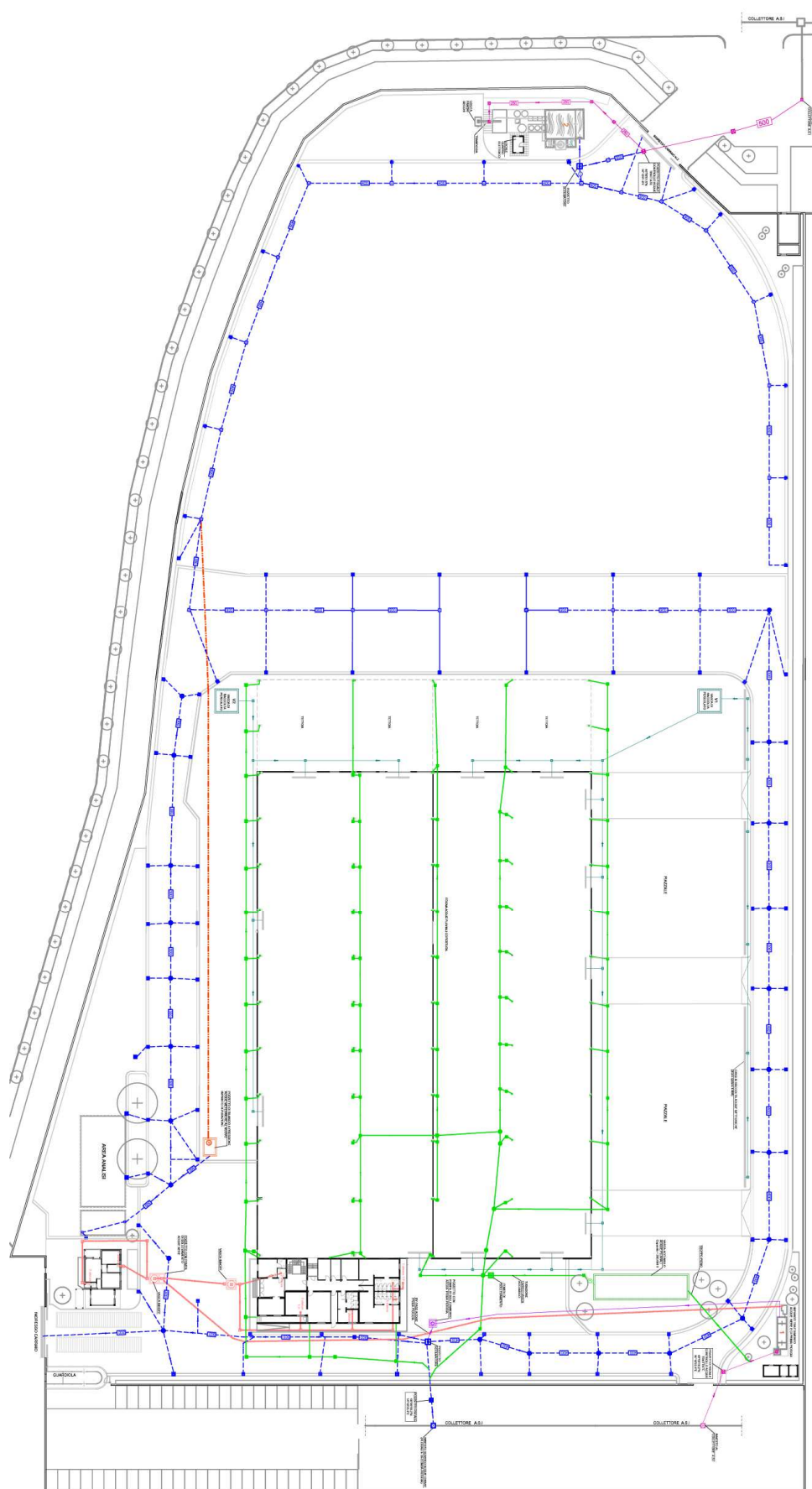


Figura 7 – Schema di una rete di canalizzazioni

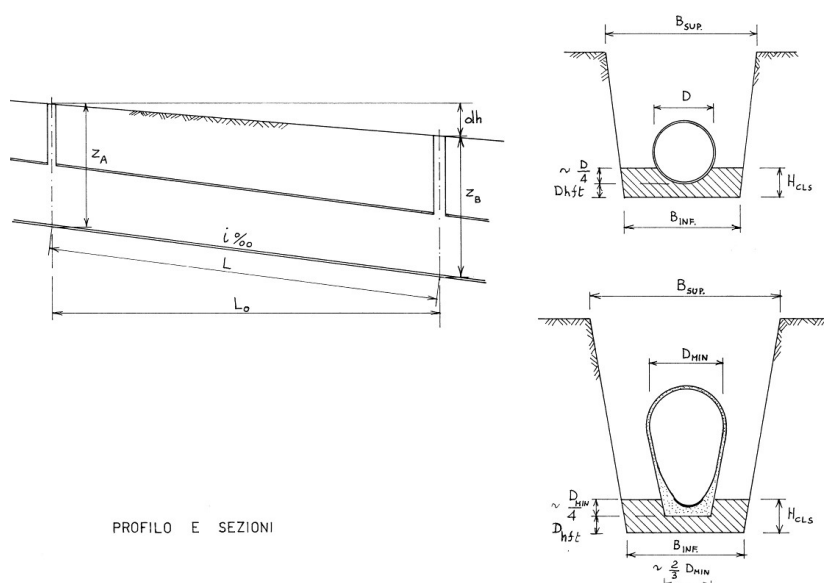


Figura 8 – Profilo e sezioni tipo

Si riportano i calcoli effettuati con il metodo dell'invaso per i due tratti terminali.

4.2.2 Tabulati di calcolo – Sistema Raccolta acque “Area Rossa”

ANALISI DI RETE DI CANALIZZAZIONI CON IL METODO DELL'INVASO

SOFTWARE HYDROCAD

DATI GENERALI DELLA RETE:

1. Numero tronchi della rete $N_{tr} = 36$
2. Numero di picchetti $N_p = 16$
3. Tempo di ritorno $Tr = 10$ [anni]
4. Coeff. A della curva $h=at^n$ $a = 36.547$ [mm/h^n]
5. Coeff. n della curva $h=at^n$ $n = 0.2953$ [-]
6. Coeff. <a>, <n> variab. con Sup. bacino = NO
7. Volume invasi superficiali (cost.) $V_{is} = 50$ [m³/ha]
8. Dotazione media annua acquedotto. $D_{mg} = 0$ [l/abg]
9. Coeff. riduz. consumi acq. Alfa = 0
10. Coeff. ora di punta Beta = 0
11. Param. coeff. udom. costanti per la rete = SI
12. Costante del coeff. udometrico $ku = 2168$

4.3 Dimensionamento delle Vasche di Prima Pioggia

Il calcolo del volume affluente ai serbatoi di depurazione o accumulo temporaneo è stato effettuato moltiplicando le superfici scolanti dei diversi collettori per l'altezza di precipitazione di prima pioggia, assunta pari a 3,5 mm.

Tuttavia sia le vasche che la rete stessa sono comunque in grado di far defluire in totale sicurezza i primi 5 mm di pioggia.

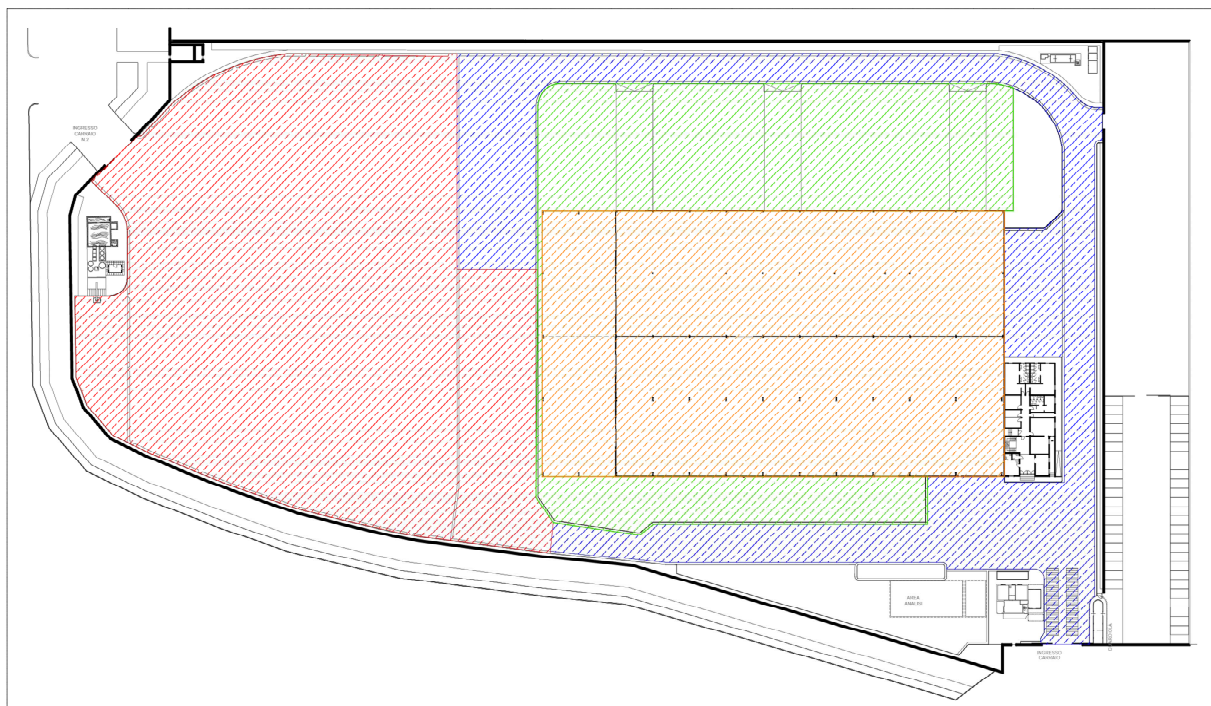


Figura 9 – Individuazione Aree Scolanti

Si riportano nella seguente Tabella i valori delle superfici scolanti delle sole strade e piazzali di transito mezzi.

Vasca d'accumulo	Superficie scolante strade e piazzali [m ²]	Volume di prima pioggia [m ³]
Area Rossa	13.225,00	66,13
Area Blu	8.700,00	43,50

Tabella 7 – Superfici scolanti e volumi di prima pioggia

Verranno quindi realizzate due vasche una da 70 e una da 45 mc.

Il volume totale invasato nelle vasche di prima pioggia sarà infine inviato al trattamento nelle 48 (72) ore successive all'evento piovoso.

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 17
-------------------	--	---

4.4 Descrizione del Funzionamento e delle Componenti

Il trattamento delle acque di prima pioggia prevede un sistema integrato per la depurazione delle acque dilavanti strade e piazzali.

Il sistema sarà costituito da:

- a) Sistema di accumulo e separazione (con scolmatore/separatore nel pozzetto di monte) per una durata non inferiore a 15 minuti;
 - b) Sistema di sedimentazione e disoleazione (per i metalli pesanti, solidi sospesi, fanghi, sabbia e altro) e in alcuni casi coincide con la vasca di accumulo;
 - c) Sistema di filtrazione a carboni attivi;
 - d) Sistema di disinfezione.
-
- a) SEPARAZIONE: Le acque di prima pioggia vengono convogliate tramite un pozzetto di by-pass (separatore acque di prima pioggia dalle acque di seconda pioggia) in apposite vasche dette "Vasche di prima pioggia".
 - b) SEDIMENTAZIONE: per assicurare il corretto funzionamento del disoleatore è necessaria la presenza a monte del sistema di separazione, di una adeguata vasca di sedimentazione delle sabbie e dei fanghi, cioè dei corpi e delle particelle che tendono a depositarsi avendo una densità superiore a quella dell'acqua (fenomeno di decantazione). Il comparto di decantazione risulta essere una vasca a se situata subito a monte del bacino di raccolta refluo e del modulo di separazione degli oli. Lo scopo principale della vasca è quello di trasferire il refluo nel disoleatore senza solidi sospesi e poi di favorire il flusso del refluo nel disoleatore senza turbolenze.
 - c) DISOLEAZIONE: la separazione di oli leggeri non emulsionati dell'acqua di scarico avviene secondo il principio fisico della "forza di gravità". Gli oli leggeri nell'acqua di scarico si presentano, in seguito a flussi e turbolenze, sotto forma di goccioline finemente ripartite con diverse dimensioni. In condizioni di calma queste goccioline (avendo una densità inferiore all'acqua) tendono a risalire verso la superficie dello specchio liquido con velocità diversa a seconda delle loro dimensioni. La velocità di risalita dipende oltre che dal diametro e dalla massa volumetrica, anche dalla viscosità, dalla temperatura e dalla durata in tempo delle condizioni di calma che permettono la separazione. La presenza tensioattivi diminuisce la tensione tra fase oleosa e acqua in quanto favorisce il formarsi di emulsioni per cui ostacola tale fenomeno di separazione. Parte dell'olio minerale presente nelle acque di lavaggio viene estratta già

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 18
-------------------	--	---

nella prima vasca di sedimentazione, mentre la rimanente parte difficilmente separabile dell'acqua viene trattata nell'apposito disoleatore. Tramite un dispositivo di estrazione regolabile, (l'olio viene periodicamente convogliato in un comparto di raccolta per essere successivamente aspirato e smaltito da aziende autorizzate.

- d) **FILTRAZIONE:** successivamente al disoleatore il refluo viene filtrato attraverso mezzi porosi (filtri) insolubili ed inattaccabili dall'acqua stessa. I filtri agiscono su vari letti filtranti, a varia granulometria e di materiale inerte costituiti da sabbia silicea e carboni attivi. Il letto filtrante è sistemato all'interno di serbatoi in vetroresina ove, al raggiungimento del "ciclo di filtrazione", cioè della portata d'acqua tale per cui il filtro si è portato ad un certo livello d'intasamento (evidenziato dalla differenza di pressione tra monte e valle del filtro indicata dal manometri) oppure quando si verifica un peggioramento della qualità del refluo filtrato, il filtro entra nella fase di "lavaggio". L'avvio del lavaggio (mediante acqua in controcorrente) avviene attraverso un programmatore a volume.
- e) **DISINFEZIONE:** La disinfezione avviene sia a servizio delle acque meteoriche che di quelle civili. Il trattamento avviene mediante una vasca opportunamente sagomata per ottenere una omogenizzazione ed un tempo di contatto di circa 15' tra il refluo ed il cloro. E' presente un sistema automatico per il dosaggio ed il mantenimento della concentrazione del cloro libero, mantenendo lo stesso nei limiti imposti dalla legge 0,2 ppm. Dalla sommità di questa vasca, il refluo sterilizzato stramazza nel pozzetto finale di raccolta, di cui convogliato al pozzetto ispezione finale.
- Il refluo, dopo il trattamento di disinfezione è inviato nel pozzetto fiscale di ispezione.

Nella pratica corrente, le acque di prima pioggia vengono separate da quelle successive (seconda pioggia) e rilanciate all'unità di trattamento (Disoleatori NS) tramite un bacino di accumulo interrato di capacità tale da contenere tutta la quantità di acque meteoriche di dilavamento risultante dai primi 5mm di pioggia caduta sulla superficie scolante di pertinenza dell'impianto.

Il bacino è preceduto da un pozzetto separatore che contiene al proprio interno uno stramazzone su cui sfiorano le acque di seconda pioggia dal momento in cui il pelo libero dell'acqua nel bacino raggiunge il livello della soglia dello stramazzone.

Nel bacino è installata una pompa di svuotamento che viene attivata automaticamente dal quadro elettrico tramite un microprocessore che elabora il segnale di una sonda rivelatrice di pioggia installata sulla condotta di immissione del pozzetto. Alla fine della precipitazione, la sonda invia un segnale al quadro elettrico il quale avvia

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 19
-------------------	--	---

la pompa di rilancio dopo un intervallo di tempo pari a 96 h meno il tempo di svuotamento previsto. Se durante tale intervallo inizia una nuova precipitazione, la sonda riavverte il tempo di attesa. Una volta svuotato il bacino, l'interruttore di livello disattiva la pompa e il sistema si rimette in situazione di attesa.

Per assicurare il corretto funzionamento

5. ACQUE BIANCHE - ANALISI IDRAULICHE

5.1 Criteri Generali di Progetto

A seguito di un rilievo piano altimetrico, si dispone di tutti gli elementi per poter tracciare i percorsi dei collettori principali in progetto, che verranno dimensionati in relazione alla pendenza di progetto ed alle superfici scolanti afferenti.

Come per la rete di collettamento delle acque di prima pioggia è stata effettuata una analisi sulle direzioni delle pendenze e sui valori dei dislivelli dei diversi tratti stradali, al fine di ottimizzare il percorso dei tronchi dei collettori, da realizzarsi sotto suolo, minimizzando le profondità ed i volumi di scavo.

Dall'analisi derivano i tracciati dei collettori in progetto riportati nell'allegato - Planimetria punti di approvvigionamento acque e reti degli scarichi idrici. Alla luce delle risultanze dei rilievi topografici, le scelte progettuali sono tali da poter realizzare collettori ovunque per sola caduta, evitando l'installazione di stazioni di pompaggio, salvo nelle aree ove strettamente necessarie e comunque opportunamente individuate nella allegato grafico di riferimento. Per maggiori approfondimenti nell'allegato – Planimetria punti di approvvigionamento acque e reti degli scarichi idrici.

Si riportano nel seguito i calcoli idraulici definitivi delle reti.

5.2 Calcoli Idraulici

5.2.1 Schema di calcolo

Lo schema proposto, riportato nelle planimetrie di progetto, presenta dei rami principali in PVC, sui quali gravano le acque di pioggia di coperture; tutti i rami scaricano a gravità nel punto di recapito evidenziato negli allegati grafici. I rami in PVC a diametro crescente raccolgono invece le acque pluviali e le raccolgono al ramo principale. La verifica dell'efficienza idraulica dei diametri proposti è di seguito riportata assumendo, come detto, un riempimento idraulico massimo del 80%. L'area oggetto di intervento risulta schematizzata dalla rete di collettori principali di seguito riportata. A ciascun collettore compete una specifica area di drenaggio che determinerà il valore della portata di progetto che verrà determinato per ciascun collettore.

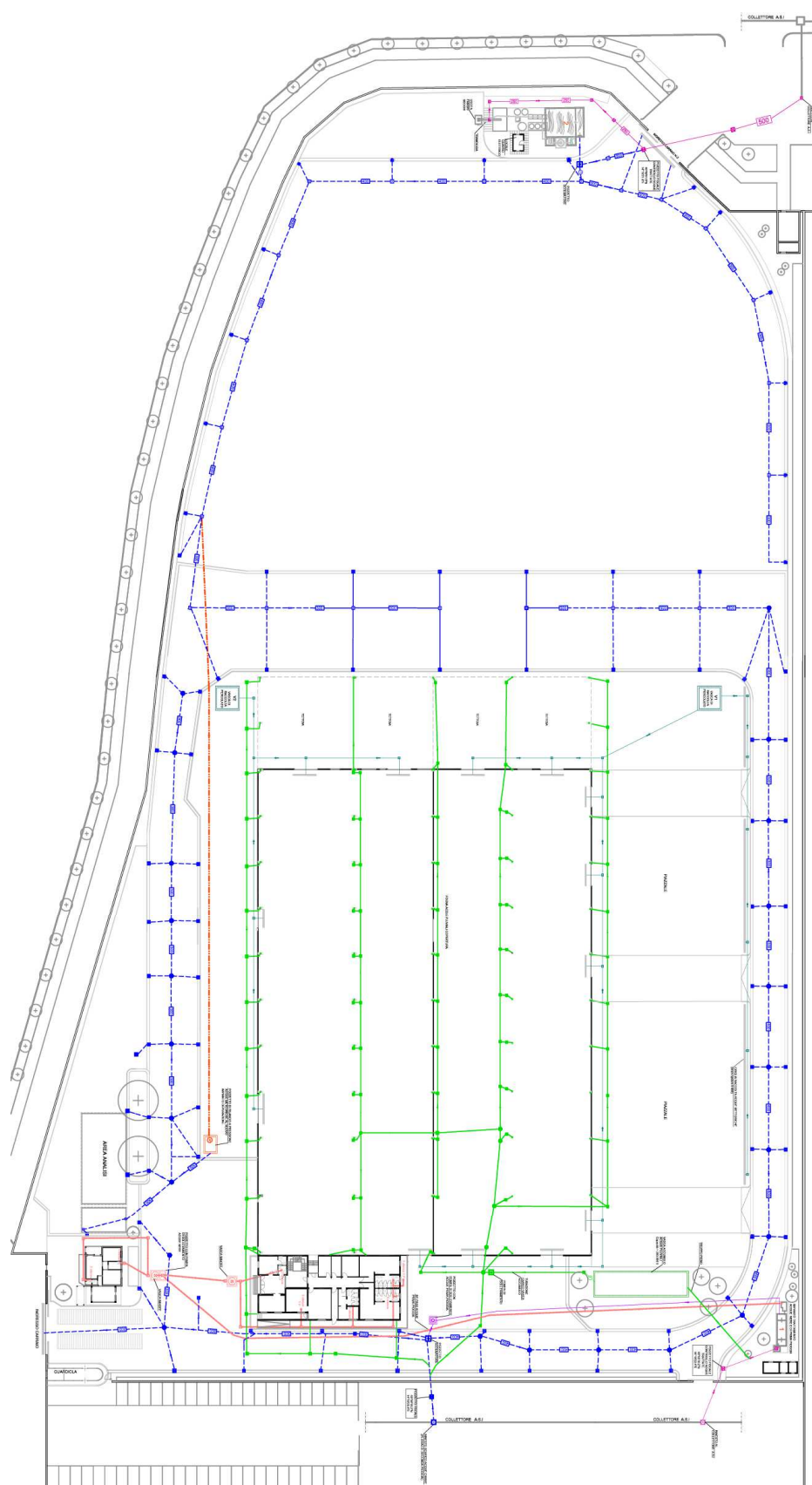


Figura 10 – Schema di una rete di canalizzazioni

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 21
-------------------	--	---

Come si può osservare dalla planimetria sopra riportata, la rete di collettori principali risulta essere costituita da 5 tratti, tutti al servizio del principale manufatto edilizio posto al centro del sito in oggetto. Per il dimensionamento dei collettori principali è stata calcolata la portata massima in corrispondenza della sezione di chiusura di ciascuna area tramite la Formula Razionale di seguito riportata:

$$Q = c \cdot i \cdot A$$

dove:

- i è l'intensità corrispondente alla durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- A è l'area del bacino versante o superficie contribuyente;
- c è il coefficiente di deflusso complessivo del bacino assunto pari a 0,90.

L'intensità di pioggia di progetto per un $Tr=20$ anni corrispondente ad una durata pari al tempo di corrivazione è stata calcolata ed è pari a 125,40 mm/ora. Con tale valore di intensità e considerando le aree di pertinenza di ogni singolo collettore sono state calcolate le portate massime utili ai fini del dimensionamento delle condotte.

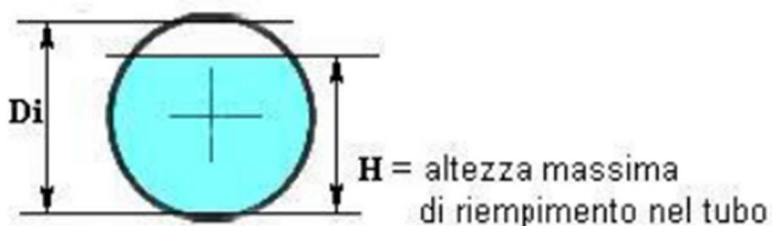
La verifica dei collettori viene eseguita in regime di moto permanente nel caso particolare di moto uniforme mediante la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

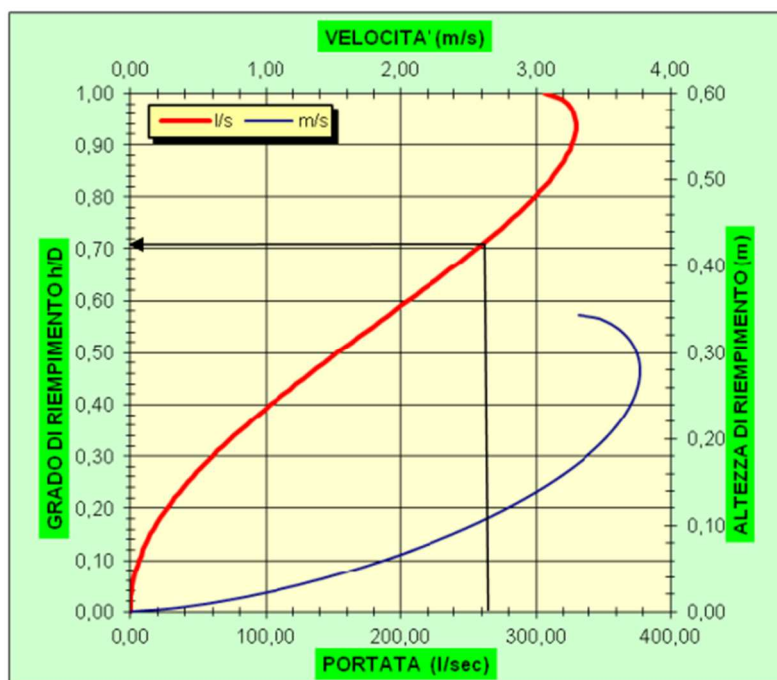
Dove:

- $k_s = 100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler;
- A = superficie della sezione bagnata;
- R_h = raggio idraulico;
- i = pendenza del tratto di verifica.

Di = diametro interno del tubo (mm)



Scala di deflusso del tratto del tratto DN 400



Tutti i tratti risultano verificati.

6. ACQUE NERE - ANALISI IDRAULICHE

6.1 Criteri Generali di Progetto

A seguito di un rilievo piano altimetrico, si dispone di tutti gli elementi per poter tracciare i percorsi dei collettori principali in progetto, che verranno dimensionati in relazione alla pendenza di progetto ed alle superfici scolanti afferenti.

Come per la rete di collettamento delle acque di prima pioggia è stata effettuata una analisi sulle direzioni delle pendenze e sui valori dei dislivelli dei diversi tratti stradali, al fine di ottimizzare il percorso dei tronchi dei collettori, da realizzarsi sotto suolo, minimizzando le profondità ed i volumi di scavo.

Alla luce delle risultanze dei rilievi topografici, le scelte progettuali sono tali da poter realizzare collettori ovunque per sola caduta, evitando l'installazione di stazioni di pompaggio. Per maggiori approfondimenti nell'allegato – Planimetria reti fognarie (Rev3). Lo smaltimento delle acque nere dell'urbanizzazione di progetto è stato concepito in modo che ogni corpo di fabbrica abbia il suo sistema di raccolta e trattamento.

Si riportano nel seguito i calcoli idraulici definitivi delle reti.

Di Gennaro S.p.A.	RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	Revisione: 0 Data: 02/11/2016 Pagina 23
-------------------	--	---

6.2 Calcoli Idraulici

6.2.1 Schema di Calcolo

Ogni singolo allaccio alla rete di urbanizzazione sarà munito dei trattamenti preliminare utili per il corretto smaltimento del liquame. Per il dimensionamento dei singoli tratti di condotta è stata effettuata una valutazione del numero di utenze servite, è stato considerato un afflusso medio pari all'80% della dotazione idrica ed un coefficiente di punta pari a 4, per tener conto degli afflussi incontrollati che potrebbero verificarsi in tempo di pioggia.

La verifica dei collettori in Pead è stata eseguita mediante la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Dove:

- $k_s = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (scabrezza per tubi in servizio con lievi incrostazioni);
- A = superficie della sezione bagnata;
- R_H = raggio idraulico;
- i = pendenza del tratto di verifica;

I risultati dei calcoli lungo i tratti di condotta più significativi sono riportati nel paragrafo successivo:

- Diametro della condotta;
- Portata di progetto;
- Velocità;
- Riempimento;
- Portata a sezione piena e relativa velocità.

La portata di progetto è stata calcolata come segue:

$$Q_{\text{prog}} = [(1 - \text{coeff. dispersione}) \times (\text{dotazione idrica} \times n^{\circ} \text{abitanti}) \times \text{coeff. punta}] / 86400$$

- Coefficiente di dispersione = 0.15;
- Coefficiente di punta = 4;
- Dotazione idrica (l/ab d) = 250;
- N° abitanti equivalenti* = 50.

(*) 1 abitante equivalente corrisponde a:	
1	Utilizzatore domestico abituale per camera da letto con superficie fino a 14 m ²
2	Utilizzatori domestici abituali per camera da letto con superficie superiore a 14 m ²
1	Persona in alberghi e complessi ricettivi per stanza con superficie fino a 14 m ²
2	Persone in alberghi e complessi ricettivi per stanza con superficie fino a 20 m ²
2	Dipendenti in fabbrica e laboratori artigianali
3	Addetti in ditte e uffici commerciali
3	Coperti di ristoranti e trattorie
7	Persone in bar, circoli e club
10	Scolari
30	Spettatori in cinema, stadi e teatri
3	Turisti in campeggi e centri balneari

Quindi otteniamo una portata di progetto pari

$$Q_{\text{prog}} = 0,49 \text{ l/s} \approx 0,50 \text{ l/s}$$

Di seguito sono riportate le verifiche dei collettori di progetto delle acque nere.

Per la verifica dei collettori di acque nere si è proceduto nel seguente modo:

- Si è dapprima verificato il numero di fruitori dei servizi igienici e calcolati gli abitanti equivalenti che gravano su ciascun tratto della linea;
- Stimando la dotazione idrica per ogni abitante si è calcolata la portata di progetto di afflusso alla sezione di verifica;
- Mediante la relazione di Gauckler-Strickler (descrittore il moto uniforme nei collettori), si è calcolato il grado di riempimento e la velocità nel collettore in funzione della pendenza e del diametro assegnato.

Dal punto di vista plano-altimetrico il nuovo collettore fognario si presenta come una spezzata ai cui nodi sono stati ubicati pozzetti di ispezione.

Il profilo longitudinale della fognatura verrà tracciato tenendo conto del profilo di progetto del terreno e rispettando i seguenti vincoli:

- Garantire al di sopra della generatrice superiore della tubazione un'altezza di ricoprimento pari ad almeno 120 cm, in modo da fornire adeguata protezione da carichi ed erosioni superficiali;
- Utilizzare pendenze di fondo in modo da avere velocità di scorrimento del refluo non inferiori a 0.5

m/s e non superiori a 2 m/s e contenendo, allo stesso tempo, le profondità di scavo.

Il limite inferiore di 0.5 m/s per la velocità di scorrimento del refluo garantisce adeguate tensioni tangenziali sul fondo della condotta necessarie ad asportare i sedimenti solidi affluenti in fogna ed evitare così il loro accumulo nei punti di minore pendenza del tracciato.

Vista la morfologia del terreno si pone la necessità di prevedere una stazione di sollevamento. Di seguito sono riportate le verifiche eseguite per ogni collettore di fognatura nera. La verifica verrà effettuata per la portata di punta, in modo da soddisfare tutte le linee della rete.

Il diametro del ramo principale proposto in progetto è il Dn100; assunto una pendenza minima del 1% si ottiene il riempimento del 30% ed una velocità di 1.64 m/s (vedi figura seguente), ritenuta accettabile per la funzione svolta. Tutte le tubazioni sono verificate con riempimenti e velocità nella norma.

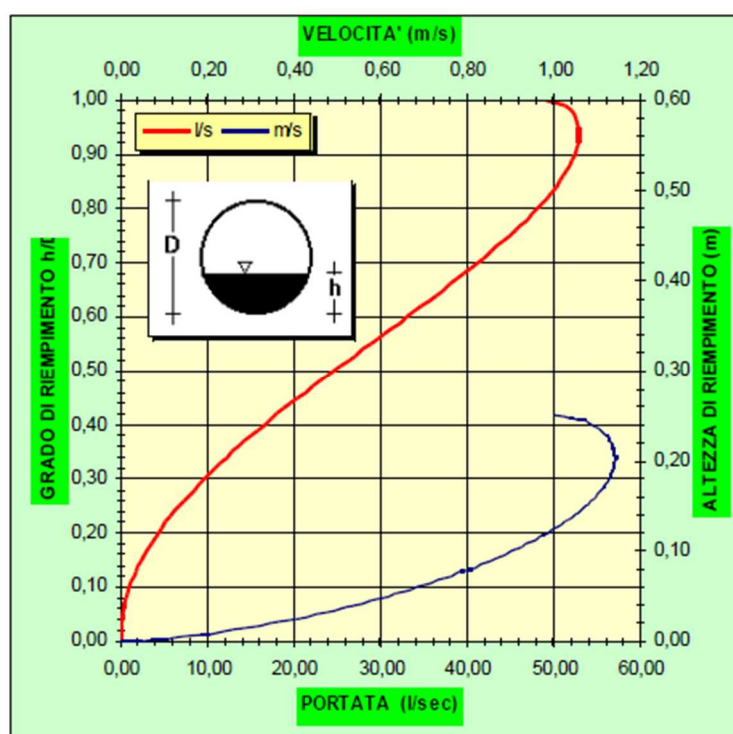


Figura 11 esempio scala di deflusso tipo

Il recapito finale della rete acque nere è il ramo di fognatura comunale; esso non subisce aggravamenti dalla esecuzione delle opere di allaccio della rete acque nere in progetto in quanto già afferenti al recapito menzionato.

6.2.2 Dimensionamento Vasca Imhoff

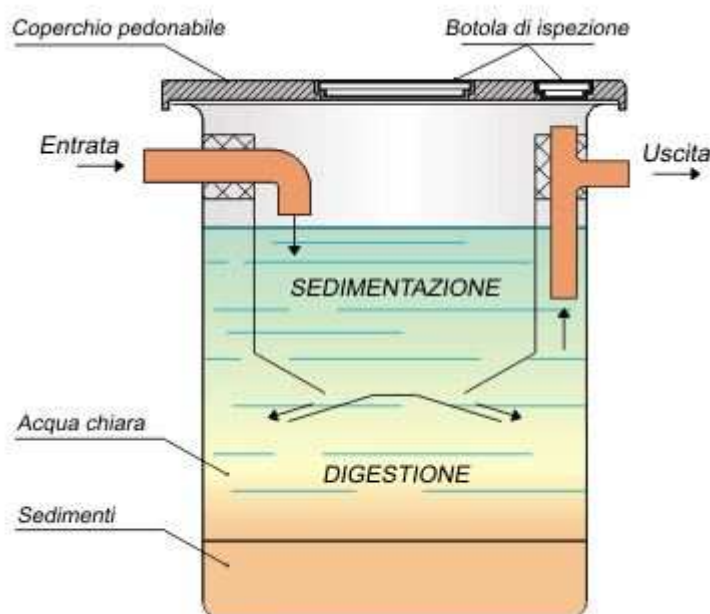
Le Acque nere così irreggimentate vengono a essere raccolte in un manufatto del tipo vasca imhoff.

Le vasche settiche tipo Imhoff sono costituite da una vasca principale (digestione anaerobica) che contiene al suo interno un vano secondario (di sedimentazione).

L'affluente entra nel comparto di sedimentazione, che ha lo scopo di trattenere i corpi solidi e di destinare il materiale sedimentato attraverso l'apertura sul fondo inclinato, al comparto inferiore di digestione. È proporzionato in modo tale da garantire il giusto tempo di ritenzione e da impedire che fenomeni di turbolenza, causati dal carico idrico, possano diminuire l'efficienza di sedimentazione. Il comparto di digestione è dimensionato affinché avvenga la stabilizzazione biologica delle sostanze organiche sedimentate (fermentazione o digestione anaerobica).

Sono costruite in conformità alle descrizioni, al proporzionamento dei volumi ed alla capacità di depurazione sancite dal Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento nella delibera del 04/02/77 (S.O.G.U. n. 48 del 21/02/77).

Il volume di ognuna delle due vasche da installare è stato scelto in base al numero massimo degli abitanti equivalenti precedentemente determinati:



- N° abitanti equivalenti* = 50.

(*) 1 abitante equivalente corrisponde a:	
1	Utilizzatore domestico abituale per camera da letto con superficie fino a 14 m ²
2	Utilizzatori domestici abituali per camera da letto con superficie superiore a 14 m ²
1	Persona in alberghi e complessi ricettivi per stanza con superficie fino a 14 m ²
2	Persone in alberghi e complessi ricettivi per stanza con superficie fino a 20 m ²
2	Dipendenti in fabbrica e laboratori artigianali
3	Addetti in ditte e uffici commerciali

Quindi in base a quanto detto in precedenza andremo ad installare due vasche del tipo:

Codice	Capacità litri	Abitanti equivalenti *	Diametro cm	H totale cm	Ø raccordi mm
VI-PE-6T	910	6	117	121	100
VI-PE-9E	1295	9	131	150	110
VI-PE-10T	1500	10	136	150	125
VI-PE-15T	2250	15	146	187	125
VI-PE-20T	3000	20	165	189	125
VI-PE-25T	3750	25	184	199	125
VI-PE-30T	4500	30	185	221	125