

PROT. N. 2023-095

DOC. N. 23095SCRelTecComparto4

COMMITTENTE:

**IMMOBILIARE SAN NICOLÒ S.R.L.**

Via Emilia Est, 33 – 29010 Rottofreno (PC)

PROGETTO:

**Progetto definitivo impianto di scarico  
nuova lottizzazione sita in San Nicolò frazione di  
Rottofreno (PC), via Lampugnana/via Serena  
Comparto IV**

OGGETTO:

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO  
IMPIANTO DI SCARICO ACQUE METEORICHE**

IL COMMITTENTE

IL PROGETTISTA

Ing. Enio Novara

ALBO INGEGNERI

Prov. Piacenza N°1023

per PROTEC engineering srl

FILE	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO
23095SCRelTecComparto4	1	REVISIONE	27/05/21	E.N.	D.T.
23095SCRelTecComparto4	2	REVISIONE	28/09/23	T.D.	E.N.

## INDICE GENERALE

A	PREMESSA.....	3
B	INTRODUZIONE .....	4
C	intervento.....	5
D	VERIFICA IMPIANTO DI SCARICO ACQUE METEORICHE .....	6
D.1.	Calcolo delle portate di origine meteorica.....	6
D.1.1.	Studio della pluviometria con particolare riguardo per gli eventi di forte intensità e breve durata.....	6
D.1.1.1.	Curva di probabilità pluviometrica.....	6
D.1.2.	Metodologia utilizzata per il calcolo delle portate di piena.....	7
D.1.3.	Stima dei coefficienti di afflusso.....	8
D.1.4.	Calcolo portate pluviali interne ai lotti .....	9
D.1.5.	Calcolo portate pluviali esterne ai lotti .....	9
D.2.	CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI E DESCRITTIVE DEI MATERIALI.....	10
D.2.1.	Tubazioni in PVC.....	10
D.2.2.	Tubazioni in Calcestruzzo.....	11
D.2.3.	Pozzetti di ispezione .....	12
D.2.4.	Modalità di posa delle condotte.....	12
D.3.	Calcoli idraulici delle condotte a gravità.....	14
D.4.	Verifiche statiche delle condotte di scarico acque meteoriche.....	17
D.4.1.	Verifica Statica delle condotte flessibili.....	17
D.4.1.1.	Carico dovuto al rinterro.....	17
D.4.1.2.	Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili.....	18
D.4.1.3.	Verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine.....	19
D.4.1.4.	Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico.....	21
D.4.2.	Verifica Statica delle condotte rigide.....	21
D.4.2.1.	Carico dovuto al rinterro.....	22
D.4.2.2.	Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili.....	22
D.4.2.3.	Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo.....	22
D.4.2.4.	Verifica statica allo Stato limite Ultimo.....	23
D.5.	Vasca di laminazione.....	24
D.6.	Conclusioni.....	24

**A      PREMESSA**

Le reti di drenaggio acque meteoriche hanno la funzione di drenare le piogge che insistono su un'area analizzata e convogliare le stesse a sistemi/reti/vasche di smaltimento. Come è noto questi stessi eventi sono soggetti ad ampia variabilità (diverse analisi tecniche riferite a cambiamenti climatici ipotizzano inoltre nei prossimi anni un intensificarsi di fenomeni piovosi nei valori di picco) che nel nostro caso specifico il sistema di smaltimento convoglia in una vasca di laminazione il cui straripamento implica l'allagamento di proprietà circostanti. Di conseguenza oltre al rispetto della Normativa vigente e della buona tecnica realizzativa riteniamo necessario applicare a vantaggio di sicurezza, anche per la collettività, le seguenti ulteriori scelte progettuali:

- In questa tipologia di impianti, a seguito del riempimento della vasca di laminazione la rete di drenaggio acque meteoriche riempie le tubazioni di acqua meteorica entrando in parte anche in pressione. Per questo motivo il sistema fognario deve essere a tenuta idraulica fino ad una pressione minima 0,5 bar e realizzato con tubazioni e pezzi speciali in PVC al fine di impedire in caso di eventi meteorici critici la risalita delle acque di meteoriche all'interno delle abitazioni. Di conseguenza gli edifici con locali posti a quota inferiore al piano terra devono essere realizzati con tutti gli accorgimenti tecnici necessari ad evitare allagamenti a seguito dell'innalzamento del livello d'acqua (pressurizzazione delle tubazioni) nella rete di drenaggio acque meteoriche;
- Per il dimensionamento del volume della vasca di laminazione si sono utilizzati valori di Tempo di Ritorno delle piogge a vantaggio di sicurezza riferibili ad un Tempo di Ritorno  $T_r$  pari a 100 anni, nonostante la Normativa di riferimento e la letteratura tecnica richiedano per la progettazione di tali opere valori riferibili ad un  $T_r$  pari a 50 anni. La scelta di utilizzare valori per il calcolo riferibili a  $T_r=100$  anni è stata presa in comune accordo con la committenza, al fine di rendere più improbabile la possibilità di malfunzionamenti della rete di smaltimento acque meteoriche in situazioni critiche;
- L'area indicata in Tav. Sc300 per la realizzazione della vasca di laminazione è maggiore del minimo strettamente necessario al fine di permettere agli enti gestori e/o manutentori ampi allargamenti del volume della vasca di laminazione in caso questi si rendessero necessari;

Tutte le misure e i dati indicati negli elaborati di progetto sono stati effettuati utilizzando i documenti forniti dalla committenza, resta inteso che prima di redigere il progetto esecutivo sarà necessario effettuare rilievi catastali e frazionamenti al fine di definire con precisione le esatte dimensioni plano-altimetriche dei lotti analizzati. Questo documento è da considerarsi progetto definitivo utile a produrre il successivo progetto esecutivo solo dopo aver recepito ed essere stato di conseguenza integrato con tutte le richieste ed osservazioni poste dagli enti autorizzativi.

Come è noto i documenti (elaborati grafici, relazioni illustrative/tecniche, computi metrici stimativi, ecc) costituenti il presente progetto definitivo vengono consegnati (alla Committenza, al progettista urbanistico, ecc) a scopo illustrativo, gli stessi documenti necessitano di essere sottoposti nella loro completezza agli enti preposti al fine di ricevere le dovute e necessarie considerazioni, modifiche, integrazioni, eventuali aggiunte di opere e quant'altro ritenuto dagli stessi enti autorizzativi necessario al fine di autorizzare l'opera in oggetto. Solo a seguito del recepimento di quanto disposto dagli enti autorizzativi sarà redatto il successivo progetto definitivo finale.

**Firma Committente**

.....

**PROTEC engineering srl**

.....

## **B INTRODUZIONE**

La presente relazione interessa le aree delle strade e dei marciapiedi, parcheggi e altre aree ad uso pubblico inserite nel contesto della sopra riportata lottizzazione di tipo civili abitazioni. La raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalle aree private interne ai lotti non sono oggetto di questa relazione essendo nelle stesse previsto un sistema di drenaggio superficiale autonomo.

Nelle successive pagine sono riportati valori di calcolo utili per il dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche. Tali valori sono di poco maggiorati al fine di permettere in fase di cantiere di apportare lievi modifiche al progetto senza che queste comportino modifiche alla presente relazione.

## C INTERVENTO

L'intervento consiste nella progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, per la nuova lottizzazione sita nel Comune di Rottofreno (PC) a San Nicolò in zona via Lampugnana, cosiddetto Comparto 4, di proprietà dell'Immobiliare San Nicolò S.r.l. con sede in via Emilia Est, n.33 - 29010 Rottofreno (PC).

Il lotto oggetto di intervento è di superficie pari a circa 1,35 ettari.

La fognatura prevista è costituita da una rete adibita alla raccolta e all'allontanamento delle acque di origine meteorica.

Nei successivi capitoli sono documentati i calcoli di dimensionamento idraulico della rete scarico acque meteoriche, dei rispettivi manufatti, della vasca di laminazione e le verifiche statiche relative alle condotte.

Di seguito riportiamo vista aerea della porzione di lotto oggetto di intervento.



## D VERIFICA IMPIANTO DI SCARICO ACQUE METEORICHE

### D.1. Calcolo delle portate di origine meteorica

D.1.1. Studio della pluviometria con particolare riguardo per gli eventi di forte intensità e breve durata.

#### D.1.1.1. Curva di probabilità pluviometrica

Per dimensionare o verificare un sistema di drenaggio delle acque meteoriche, è necessario stimare la quantità di pioggia che il sistema deve smaltire in occasione delle precipitazioni di maggiore intensità.

Dato il carattere aleatorio degli eventi di pioggia, la descrizione del regime delle piogge intense si deve fondare su un'analisi statistica delle osservazioni pluviometriche.

In particolare, per ricercare la durata critica e quindi l'intensità critica della pioggia, è necessario conoscere la legge secondo la quale varia, al variare della durata, l'altezza di precipitazione caratterizzata da un certo grado di rarità. Questa relazione, detta curva di probabilità pluviometrica, si rappresenta usualmente con l'espressione monomia:

$$(1) \quad h = a \cdot t^n$$

nella quale  $h$  è l'altezza di pioggia (mm),  $t$  è la durata (ore) e  $a$  e  $n$  sono parametri che variano a seconda della località indagata.

Per caratterizzare il grado di rarità dei valori  $h$  forniti dalla (1) si fa ricorso al concetto di *tempo di ritorno*  $T$ . Si definisce tempo di ritorno del valore  $h$  la lunghezza dell'intervallo di tempo  $T$  (anni) per la quale il valore di  $h$  è mediamente superato una volta.

La relazione monomia (1) fornisce i valori  $h$  dell'altezza di pioggia, relativi alle diverse durate, che hanno uno stesso valore del tempo di ritorno. Per rappresentare la pluviometria di una data località si adopera un fascio di curve, ciascuna caratterizzata da un particolare valore del tempo di ritorno.

In questo specifico caso abbiamo progettato l'insediamento in oggetto facendo riferimento alla curva di probabilità pluviometrica con tempo di ritorno  $T$  pari a 10 anni, utilizzando i valori forniti dalle "Linee Guida per l'individuazione dei criteri tecnici da adottare nella progettazione dei sistemi fognari" forniti da IREN:

“.....

#### Art. 2.1.2.3 Piacenza

*Attualmente è di consueto utilizzo un'unica curva di possibilità pluviometrica*

*valida per tempi di ritorno di 10 anni avente i seguenti parametri:*

*$a = 42 \text{ mm/h}$ ,  $n = 0.35$  (parametri curve possibilità pluviometrica per tempo di ritorno 10 anni).*

.....”

## D.1.2. Metodologia utilizzata per il calcolo delle portate di piena

Per il calcolo delle portate massime connesse con eventi meteorici intensi si è adottato il modello cinematico lineare secondo la procedura riportata nei seguenti manuali:

- Linee Guida per l'individuazione dei criteri tecnici da adottare nella progettazione dei sistemi fognari” forniti da IREN da ora denominate “Linee Guida” IREN;
- *Sistemi di Fognatura. Manuale di progettazione* - Ed. Centro Studi Deflussi Urbani – HOEPLI, Milano.

Per progettazioni non particolarmente complesse, ove non si necessita l'uso di modelli di simulazione idraulica delle reti, il dimensionamento delle condotte viene normalmente eseguito con modelli matematici più semplici mirati alla stima della massima portata al colmo, i quali hanno un limitato numero di parametri che solitamente riconducibili ad un preciso significato fisico e pertanto più intuitivi nel loro utilizzo. In IREN il modello più utilizzato è quello cinematico lineare o metodo della corrivazione.

Per il dimensionamento secondo questo metodo si parte dalla struttura della rete di studio o di progetto definendo le aree dei sottobacini afferenti alle sezioni di chiusura relative alle varie aste/tratti della rete, definendo per ognuno le caratteristiche idrologiche (impermeabilità, coefficiente di afflusso e tempo di corrivazione). Successivamente si procede con la definizione del tempo di accesso alla rete che permette di calcolare l'intensità di pioggia e la portata al colmo di progetto per tale sottobacino.

Il metodo cinematico calcola la portata al colmo con la seguente espressione:

$$Q = 2.78 \cdot \varphi \cdot i \cdot A = 2.78 \cdot \varphi \cdot a \cdot t_c^{n-1} \cdot A$$

- Q: portata massima di deflusso per ogni singolo tratto [l/s]
- A : area dei sottobacini afferenti a monte della sezione considerata [ha]
- $\varphi$  : coefficiente di afflusso medio dell'area scolante di monte [%]
- $t_c$  : tempo critico di corrivazione del bacino di monte [h]
- i : intensità di pioggia [mm/h]
- a, n : coefficienti della curva di possibilità pluviometrica [mm/hn , - ]

Il calcolo del tempo di corrivazione è determinato da due diversi apporti:

$$t_c = t_a + t_r$$

- $t_a$  : tempo di accesso, ovvero il tempo di ingresso in rete dal punto idraulicamente più lontano del sottobacino
- $t_r$  : tempo di rete, ovvero il tempo di percorrenza dell'acqua all'interno della rete

Per il calcolo del tempo di accesso in rete si è già proposta una espressione di calcolo all'interno del primo capitolo i cui valori portano solitamente a tempi compresi tra i 5 e i 15 minuti.

### D.1.3. Stima dei coefficienti di afflusso

Come è noto, il coefficiente di afflusso rappresenta il rapporto, ad un dato istante, fra la pioggia netta (cioè quella che viene raccolta dalla fognatura) e la pioggia effettiva ragguagliata al bacino.

E' inoltre noto che il coefficiente di afflusso dipende, oltre che dalle caratteristiche del bacino (permeabilità, pendenza, ecc.) dalle caratteristiche della pioggia (essenzialmente durata e intensità).

La determinazione del coefficiente d'afflusso medio del singolo sottobacino è direttamente legata al grado di impermeabilità delle superfici presenti al suo interno e al tempo di ritorno della pioggia di progetto e quindi alla gravosità dell'evento piovoso considerato, avviene secondo la seguente espressione:

$$\phi = \phi_{imp} \cdot I_m + \phi_{per} \cdot (1 - I_m)$$

Dove:

- $\phi_{imp}$ : coefficienti di afflusso/deflusso medi relativi ad aree impermeabili
- $\phi_{per}$  : coefficienti di afflusso/deflusso medi relativi ad aree permeabili
- $I_m$  : % impermeabilità, rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del lotto

Conformemente a quanto riportato in letteratura si applicano i seguenti valori per i coefficienti  $\phi_{imp}$  e  $\phi_{perm}$  in funzione del tempo di ritorno adottato per la progettazione:

Tempo di ritorno	$\Phi_{imp}$	$\Phi_{per}$
$T_r \leq 5$ anni	0.7 - 0.75	0.05 - 0.15
$5 \text{ anni} \leq T_r \leq 10$ anni	0.75 - 0.80	0.15 - 0.20
$T_r > 10$ anni	0.80 - 0.90	0.20 - 0.25



D.1.4. Calcolo portate pluviali interne ai lotti

Ogni lotto sarà dotato di una rete di raccolta acque meteoriche provenienti dalla copertura e dalle superfici pavimentate interne ai lotti. La rete avrà funzione di convogliare le stesse ad un punto di scarico interno al lotto realizzato mediante una trincea laminante e disperdente. La trincea sarà realizzata secondo analisi dei volumi di pioggia in ingresso, di pioggia accumulata e volumi di acqua dispersi. Le analisi per il dimensionamento del sistema di raccolta, laminazione e dispersione saranno redatte secondo le caratteristiche della copertura e delle pavimentazioni esterne realizzate su ogni singolo lotto secondo analisi e caratteristiche del terreno riportate in specifica relazione tecnica redatta da geologo iscritto all'ordine.

D.1.5. Calcolo portate pluviali esterne ai lotti

Le acque meteoriche provenienti dalle aree stradali vengono raccolte mediante caditoie stradali ed allontanate attraverso una rete composta da un ramo principale e due rami secondari passanti, come si evince dall'elaborato grafico SC300, lungo le strade della lottizzazione.

I risultati dei calcoli, effettuati sulla base dei criteri sopra definiti, sono riassunti nelle seguenti tabelle:

	Im -	$\phi$ %	tcrit [min]	Portata pioggia [l/min mq]
Rete	1,00	0,8	7,00	2,27

## D.2. CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI E DESCRITTIVE DEI MATERIALI

Il sistema di collegamento oggetto della presente progettazione è di tipo separato, cioè costituito da n. due reti separate: rete nera (atto a smaltire le acque reflue di origine civile e produttiva) e rete bianca (atto a smaltire le acque di origine meteorica).

Le condotte della rete bianca devono essere in grado di convogliare portate piuttosto consistenti in concomitanza di eventi meteorici intensi.

La scelta del tipo di materiale da impiegare dipende quindi da differenti fattori:

- condizioni idrauliche (portata massima, portata nera di punta);
- condizioni topografiche (profondità di posa);
- caratteristiche delle acque trasportate (aggressività, presenza di corpi solidi);
- condizioni economiche (costi di investimento e di esercizio, durata dell'opera).

Sulla base delle considerazioni sopra esposte, in questo progetto sono state adottate le tubazioni presentate di seguito.

### D.2.1. Tubazioni in PVC

Per la realizzazione della fognatura è previsto l'impiego di tubazioni in PVC, queste devono essere conformi alle norme UNI EN 1401-1 tipo SN 8 – SDR 34.

La scelta del PVC è giustificata dalla bontà e dall'affidabilità, ormai universalmente riconosciute, di questo materiale; nel campo dei diametri qui impiegati.

Fra le qualità del materiale meritano di essere ricordate: l'ottima resistenza agli attacchi chimici dei liquami trasportati, l'idoneità a garantire un più facile deflusso dei liquami in tempo asciutto grazie alle pareti molto lisce e l'ottima resistenza nei confronti dei fenomeni abrasivi.

Inoltre la scelta del PVC è determinata dalla necessità di realizzare un sistema fognario a perfetta tenuta idraulica, che il tipo di giunzione e i pezzi speciali disponibili per il PVC sono in grado di garantire.

E' noto, infatti, che il dimensionamento di una fognatura bianca si basa sulla scelta di una "pioggia di progetto" a cui è associata una prefissata probabilità di non superamento che, però, è del tutto normale che in qualche occasione possa essere superata. Poiché, un'eventuale insufficienza della fognatura rispetto ad un evento meteorico più gravoso rispetto a quello di progetto, potrebbe provocare all'interno del lotto danni ai beni ivi depositati, si ritiene opportuno che nel caso in cui una portata eccessiva mandi in pressione la fognatura, questa riesca a contenere al suo interno l'acqua, scaricandola eventualmente verso l'esterno. Ciò è appunto garantito da un sistema fognario a tenuta idraulica minimo 0,5 bar, quale quello realizzabile con tubazioni e pezzi speciali in PVC.

## D.2.2. Tubazioni in Calcestruzzo

Tubi in cemento armati tipo circolari prodotti secondo le norme DIN 4035-UNI EN 1916:04 (CE) UNI EN 1916:2004 (CE) per il convogliamento delle acque di fognatura, meteoriche e superficiali, in condutture interrate.

La tubazione in calcestruzzo deve avere caratteristiche di tenuta all'acqua: nessuna perdita del giunto o del tubo a 50 kPa (0,5 bar) internamente con prova da effettuarsi in sito e buone caratteristiche di resistenza allo schiacciamento con classe di resistenza variabile in funzione del diametro e spessore del tubo secondo normativa vigente, come da dichiarazione di prestazione da allegarsi alla fornitura in cantiere.

I tubi, oltre che resistere ai carichi esterni, devono nell'accoppiamento garantire la tenuta, perciò si deve prestare particolare attenzione al sistema di giunzione, che di solito è costituito da un finale maschio e un finale femmina. La guarnizione delle tubazioni, deve nel modo più assoluto impedire la fuoriuscita dalla condotta di fluidi, come pure le infiltrazioni.

Nella progettazione della fognatura in oggetto è stato previsto l'utilizzo dei tubi di calcestruzzo per i seguenti motivi:

- Il tubo sopporta bene i carichi statici e dinamici;
- Le pareti del tubo sono praticamente impermeabili;
- L'uso della giunzione elastica può essere realizzata in modo che il tubo meglio si adatti ai piccoli movimenti del terreno garantendone la tenuta;
- La grande durata: esistono condutture con più di 75 anni senza che si sia evidenziato alcun deterioramento delle tubazioni;
- La condotta, una volta installata e in servizio, richiede solo una minima manutenzione;
- I tubi in calcestruzzo armato non richiedono, in condizioni normali, di speciali mezzi di protezione contro la corrosione, in quanto le reazioni di idratazione dei costituenti il cemento producono il conosciuto effetto della passivazione delle armature metalliche;
- Non galleggiano in presenza di falda;
- L'ampia gamma di scelta (circolari, ovoidali, rettangolari, ellittici);
- L'ampia gamma dimensionale (da 300 mm a 3000 mm.);
- Resistenza all'alta pressione per il lavaggio;

### D.2.3. Pozzetti di ispezione

I pozzetti di ispezione saranno realizzati in elementi prefabbricati posti ad una distanza massima di circa 50 m le une dalle altre.

La soletta di copertura sarà tale da sopportare idonei carichi stradali di 1a categoria e avranno un'apertura a passo d'uomo per permettere l'ispezione del pozzetto stesso e le necessarie operazioni di pulizia delle tubazioni fognarie.

### D.2.4. Modalità di posa delle condotte

La trincea di scavo per la posa della tubazione è stata prevista a sezione obbligata con larghezze di scavo funzione del diametro delle tubazioni come indicato nelle tavole allegate.

Nelle stesse tavole sono indicate le sezioni tipo indicanti le diverse modalità di posa delle tubazioni, a seconda del grado di collaborazione che è necessario attribuire al comportamento statico della tubazione.

In particolare per la rete in oggetto sono stati previsti i seguenti criteri di posa:

- per tubazioni di diametro pari a 315 rinterro poco profondo con densità Proctor  $\geq 95\%$  o materiale di letto e rinfiacco di tipo ghiaioso leggermente costipato con densità Proctor  $\geq 70\%$ ;
- per tubazioni di diametro superiore a 315 installazione della tubazione su fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo.
- l'appoggio delle tubazioni in calcestruzzo deve essere realizzato su letto di materiale granulare fine e rinfiacco con materiale granulare fine o con materiale proveniente dagli scavi leggermente costipato.

Le modalità di posa che vanno adottate per i vari tratti se indicate negli elaborati di progetto sostituisco quanto precedentemente esposto, in quanto sono state seguite le "Linee Guida" fornite da IREN. Segue breve riassunto delle specifiche richieste nelle "Linee Guida" IREN.

### Art. 3.4

"Con riferimento alle sezioni tipo, schematicamente illustrate il figura sotto, l'altezza di reinterro R vale generalmente 1,0 m ÷ 1,2 m, allo scopo di garantire un'adeguata ripartizione dei carichi indotti dal traffico stradale. Qualora non sia possibile eseguire un conveniente reinterro della condotta **e la stessa non risulti verificata staticamente, sarà necessario provvedere alla posa lastre di ripartizione in calcestruzzo**).

La larghezza della trincea (v. UNI EN 1610) è definita in funzione delle dimensioni della tubazione e degli spazi necessari all'esecuzione delle operazioni di posa in opera. Salvo quanto sopra, la larghezza del fondo dello scavo assume normalmente il seguente valore

minimo:  $B = D + 0,40 \text{ m}$  , da incrementarsi adeguatamente nel caso sia richiesta la sbadacchiatura delle pareti dello scavo:  $B = D + 0,70 \text{ m}$  . Nel caso in cui si debba provvedere alla costipazione meccanica con piastra vibrante del materiale di rinfiaccio si assume  $B = D + 0,6 \div 0,90\text{m}$  . In entrambi i casi è da tenere presente che la dimensione della trincea influisce sulle classi di resistenza e posa delle tubazioni.”

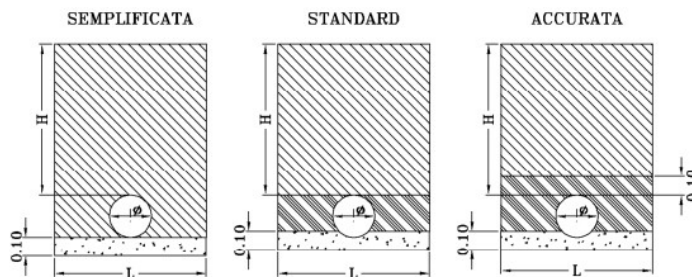
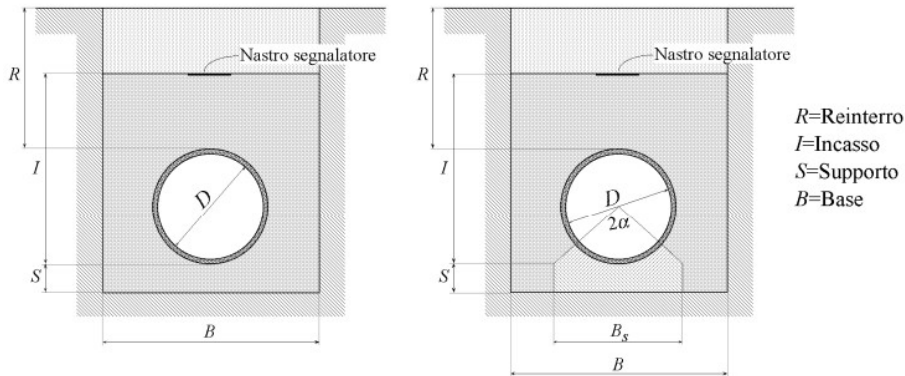


TABELLA DIMENSIONALE POSA

DN	TIPO POSA	H <sub>min</sub> [m]	L [m]	DN	TIPO POSA	H <sub>min</sub> [m]	L [m]
150 + 250	1	0.60/0.90	0.80	700 + 900	1	0.80/0.90	1.50
	2	0.60/0.70	0.80		2	0.70/0.80	1.50
	3	0.60	0.80		3	0.60	1.50
300 + 450	1	0.80/0.90	1.00	1000 + 1200	1	0.80/0.90	1.80
	2	0.70/0.80	1.00		2	0.70/0.80	1.80
	3	0.60	1.00		3	0.60	1.80
500 + 600	1	0.80/0.90	1.20	1400 + 1800	1	0.80/0.90	2.40
	2	0.70/0.80	1.20		2	0.80	2.40
	3	0.60	1.20		3	0.80	2.40

**Legenda materiali di reintegro**

- non compattato privo di pietre
- letto di posa in sabbia e ghiaia
- compattato privo di pietre

**Figura 3.9 - Tipi di trincee di scavo per ambiente e materiali**

### D.3. Calcoli idraulici delle condotte a gravità

Fermo restando che, in base alla normativa in vigore e alle buone regole dell'arte, per le fognature per acque bianche va utilizzato un diametro minimo di 160 mm per le meteoriche interne ai lotti e 315 mm per i collettori pubblici, i calcoli idraulici sono stati effettuati ipotizzando condizioni di moto uniforme con la formula di Gauckler- Strickler:

$$Q = k_s \Sigma R^{2/3} i^{1/2} \quad (9)$$

nella quale i simboli assumono il seguente significato:

- Q = portata di progetto [m<sup>3</sup>/s];
- k<sub>s</sub> = coefficiente di conduttanza idraulica;
- Σ = area bagnata [m<sup>2</sup>];
- R = raggio idraulico [m];
- i = pendenza della fognatura [m/m],

I calcoli idraulici sono stati effettuati assumendo, per il coefficiente di conduttanza idraulica k<sub>s</sub>, un valore pari a 80 per il PVC.

I risultati dei calcoli relativi alle reti di fognatura bianca sono riassunti nelle tabelle seguenti.

<b>Materiale tubazione</b>	<b>Ks</b>	
PVC =	<b>80</b>	m <sup>^(1/3)</sup> /s
Calcestruzzo =	<b>70</b>	m <sup>^(1/3)</sup> /s

**Ramo principale**

**Curva pluviometrica di calcolo**

Periodo di ritorno pari a 10 anni

a= 42 mm/(ora^n) Tab. par. 2.1.2.3 Linee Guida IREN – Piacenza  
 n= 0,350

**Dati della bacino e della rete**

Tab. par. 2.1.3 Linee Guida IREN

- S1 Strade e superfici asfaltate
- S2 Coperture metalliche o tradizionali discontinue con inclinazione >5%
- S3 Pavimentazione a lastre/cubetti continue senza sigillatura (pietra, calcestruzzo...)
- S4 Aiuole verdi, giardini, aree verdi in ambito urbano

Tempo di ritorno	$\phi_{imp}$	$\phi_{per}$
$T_r \leq 5$ anni	0.7 - 0.75	0.05 - 0.15
$5 \text{ anni} \leq T_r \leq 10$ anni	0.75 - 0.80	0.15 - 0.20
$T_r > 10$ anni	0.80 - 0.90	0.20 - 0.25

**Par. 2.1.4 Linee Guida IREN**

$\phi_{imp}$  0,8 Coeff. Di afflusso/deflusso medi relativi ad aree impermeabili  
 $\phi_{perm}$  0,2 Coeff. Di afflusso/deflusso medi relativi ad aree permeabili

L 3 m Lunghezza media di accesso alla rete  
 Ks 40  $m^{1/3}/s$   
 a 0,04  $m/(h^n)$   
 i 0,01 pendenza media superficie scolante

ta calc 0,34 min  
 ta min 5 min  
 ta 5 min ok

**Rete principale**

ID	Di m	Li m	i m/m	Imp 1	Imp 2	Imp 3	Ks	tc min	V m/s	Q l/s	Q/Qr -	U l/min/mq
				1	0,9	0,2						
P1a	0,3	49,3	0,30%	0,045	0,000	0,000	80	5,7	0,75	19	0,36	2,58
P2a	0,3	47,8	0,30%	0,056	0,000	0,000	80	6,3	0,91	41	0,76	2,42
P3a	0,5	46	0,30%	0,153	0,000	0,000	80	6,8	1,14	98	0,53	2,32
P4a	0,5	34,8	0,30%	0,067	0,000	0,000	80	7,1	1,19	120	0,66	2,25
P5a	0,6	26,8	0,30%	0,198	0,000	0,000	80	7,3	1,34	190	0,56	2,2
P6a	0,6	7,78	0,30%	0,033	0,000	0,000	70	7,4	1,40	201	0,68	2,19

V max 1,4 m/s OK

Tabella 12.9 Sezione circolare CSDU-Hoepli

Q/Qr max 0,76 OK h/r 1,500 V/Vr 1,133 Q/Qr 0,912

**Ramo secondario** (immissione nella rete principale al pozzetto P5a)

**Curva pluviometrica di calcolo**

Periodo di ritorno pari a 10 anni

a= 42 mm/(ora^n) Tab. par. 2.1.2.3 Linee Guida IREN – Piacenza  
n= 0,350

**Dati della bacino e della rete**

Tab. par. 2.1.3 Linee Guida IREN

- S1 Strade e superfici asfaltate
- S2 Coperture metalliche o tradizionali discontinue con inclinazione >5%
- S3 Pavimentazione a lastre/cubetti continue senza sigillatura (pietra, calcestruzzo...)
- S4 Aiuole verdi, giardini, aree verdi in ambito urbano

Tempo di ritorno	$\Phi_{imp}$	$\Phi_{per}$
$T_r \leq 5$ anni	0.7 - 0.75	0.05 - 0.15
$5 \text{ anni} \leq T_r \leq 10$ anni	0.75 - 0.80	0.15 - 0.20
$T_r > 10$ anni	0.80 - 0.90	0.20 - 0.25

**Par. 2.1.4 Linee Guida IREN**

$\phi_{imp}$  0,8 Coeff. Di afflusso/deflusso medi relativi ad aree impermeabili  
 $\phi_{perm}$  0,2 Coeff. Di afflusso/deflusso medi relativi ad aree permeabili

L 3 m Lunghezza media di accesso alla rete  
Ks 40  $m^{1/3}/s$   
a 0,04  $m/(h^n)$   
i 0,01 pendenza media superficie scolante

ta calc 0,34 min  
ta min 5 min  
ta 5 min ok

**Rete principale**

ID	Di m	Li m	i m/m	Imp 1			Imp 2			Imp 3			Ks	tc min	V m/s	Q l/s	Q/Qr	U l/min/mq
				S1 ha	S2 ha	S4 ha	S1 ha	S2 ha	S4 ha	S1 ha	S2 ha	S4 ha						
P7a	0,3	31,3	0,25%	0,018	0,000	0,000	80	5,6	0,55	8	0,16	2,61						
P8a	0,3	31,2	0,25%	0,040	0,000	0,000	80	6,1	0,75	24	0,49	2,48						
P9a	0,4	34,2	0,25%	0,032	0,000	0,000	80	6,6	0,82	35	0,38	2,36						
P10a	0,4	33,9	0,25%	0,040	0,000	0,000	80	7,0	0,89	49	0,53	2,27						

V max 0,89 m/s OK

Tabella 12.9 Sezione circolare CSDU-Hoepli

Q/Qr max 0,53 OK h/r 1,500 V/Vr 1,133 Q/Qr 0,912



#### D.4. Verifiche statiche delle condotte di scarico acque meteoriche

In questo capitolo sono descritti i calcoli di verifica statica delle tubazioni adottate per la realizzazione del sistema fognario precedentemente descritto.

Per la verifica statica delle condotte in PVC si è fatto riferimento a quanto previsto dalla normativa AWWA (American Water Works Association), che si riferisce ai tubi in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro, ma che può essere estesa a tutte le tubazioni plastiche e flessibili in generale. Per la fognatura di progetto, come descritta negli elaborati allegati e nei capitoli precedenti, si è esaminata la situazione di posa in condizioni di massimo e di minimo ricoprimento, per le due diverse situazioni di posa (in strada e in campagna).

In merito alle condotte con struttura rigida (calcestruzzo, gres, ecc.), la funzionalità è soddisfatta quando lo stato di tensione interno è compatibile con le tensioni ammissibili del materiale (stato limite ultimo di rottura) senza una deformazione significativa della sezione.

##### D.4.1. Verifica Statica delle condotte flessibili

Nel caso di condotte flessibili, le verifiche vanno effettuate considerando le condizioni di resistenza dei materiali a lungo termine; è noto infatti che le caratteristiche meccaniche dei materiali plastici presentano un decadimento nel tempo.

I carichi agenti sulla tubazione sono distinti in carichi dovuti al rinterro e in carichi mobili verticali, dovuti ai veicoli transitanti sulla strada al di sopra della tubazione.

##### D.4.1.1. Carico dovuto al rinterro

Si distinguono due casi, a seconda del tipo di trincea di posa. Detto  $H$  il ricoprimento sulla generatrice superiore del tubo,  $B$  la larghezza della trincea (all'altezza della generatrice superiore del tubo) e  $D$  il diametro esterno del tubo, si ha:

- Posa in trincea stretta se:
  - $B \leq 2 D$  e  $H \geq 1,5 B$  oppure
  - $2 D < B < 3 D$  e  $H \geq 3,5 B$
- Posa in trincea larga negli altri casi.

Nel caso di posa in trincea stretta, il carico di rinterro è calcolato con la formula:

$$Q_{ST} = C_t \gamma_t B^2 \quad (11)$$

nella quale i simboli assumono il seguente significato:

- $Q_{ST}$  = carico verticale sul tubo [N/m];
- $\gamma_t$  = peso specifico del terreno di rinterro [N/m<sup>3</sup>];
- $C_t$  = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta.

Il coefficiente  $C_t$ , che è funzione del rapporto H/B, dell'angolo  $\rho$  di attrito interno del rinterro e dell'angolo  $\rho'$  tra il rinterro e il terreno naturale, può essere calcolato con le espressioni:

$$C_t = \frac{1 - e^{-2k \left(\frac{H}{B}\right) \text{tg}\rho'}}{2 K \text{tg}\rho'} \quad (12)$$

$$k = \text{tg}^2(45^\circ - \rho / 2) \quad (13)$$

Normalmente si pone  $\rho' = \rho$ , data l'estrema difficoltà di attribuire a  $\rho'$  un valore diverso giustificabile.

Qualora il valore del carico fornito dalla (11) risulti minore del peso del prisma sovrastante ( $\gamma_t D H$ ), si assume  $Q_{ST} = \gamma_t D H$ .

Nel caso di posa in trincea larga, il carico di rinterro è calcolato con la formula:

$$Q_{ewt} = C_e \gamma_t D^2 \quad (14)$$

nella quale i simboli assumono il seguente significato:

- $Q_{ewt}$  = carico verticale sul tubo [N/m];
- $C_e$  = coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga.

Il coefficiente  $C_e$ , che è funzione del rapporto H/D, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa, può essere cautelativamente calcolato con le espressioni:

$$C_e = 0,1 + 0,85 \left(\frac{H}{D}\right) + 0,33 \left(\frac{H}{D}\right)^2 \quad \text{per } H/D \leq 2,66 \quad (15)$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 \left(\frac{H}{D}\right) \quad \text{per } H/D > 2,66 \quad (16)$$

#### D.4.1.2. Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

Per il calcolo dei sovraccarichi mobili stradali è stata considerata la condizione più gravosa che corrisponde a quella di carico concentrato (veicoli su ruote) che può essere calcolato con l'espressione:

$$P_{vc} = p_v D \varphi \quad (17)$$

nella quale i simboli assumono il seguente significato:

- $P_{vc}$  = carico verticale sul tubo dovuto ai sovraccarichi mobili [N/m];
- $p_v$  = pressione verticale sul tubo dovuta ai sovraccarichi mobili [N/m<sup>2</sup>];
- $\varphi$  = fattore dinamico.

Il carico più oneroso per la circolazione su strada, secondo la legge n° 313/76, è quello connesso con il convoglio HT45 (massa del convoglio 45 t; tre assi; sovraccarico ruota anteriore 7500 kgf; sovraccarico ruota posteriore 7500 kgf). Per questo convoglio, il valore di  $p_v$  può essere calcolato con la seguente espressione:

$$p_v = 43100 H^{-1,206} \quad (18a)$$

Per la situazione di posa in campagna, è stato assunto un carico mobile corrispondente al transito su strada di campagna di un convoglio LT6. Per questo convoglio, il valore di  $p_v$  può essere calcolato con la seguente espressione:

$$p_v = 10700 H^{-1,518} \quad (18b)$$

Il fattore dinamico  $\varphi$  può essere calcolato con l'espressione:

$$\varphi = 1 + \frac{0,3}{H} \quad (19)$$

Per il Teorema di Clapeyron sul lavoro di deformazione, il fattore dinamico  $\varphi$  non può comunque superare il valore 2.

#### D.4.1.3. Verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine

Una volta definiti i carichi cui è soggetta la condotta flessibile, è possibile valutare l'inflessione massima anticipata nella tubazione attraverso l'espressione seguente:

$$\Delta y = \frac{(D_e W_c + W_L) K_x r^3}{E_t I + 0,061 K_a E_s r^3} + \Delta a \quad (22)$$

nella quale i simboli assumono il seguente significato:

- $\Delta y$  = inflessione verticale del tubo [cm];
- $D_e$  = fattore di ritardo di inflessione;
- $W_c$  = carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [N/ cm];
- $W_L$  = carico mobile sul tubo per unità di lunghezza [N/ cm];
- $K_x$  = coefficiente di inflessione;
- $r$  = raggio medio del tubo, pari a  $(D-s)/2$  [cm];
- $E_t I$  = fattore di rigidità trasversale della tubazione [N.cm];
- $E_s$  = modulo elastico del terreno [N/ cm<sup>2</sup>];
- $K_a, \Delta a$  = parametri per passare dal valore medio al valore caratteristico dell'inflessione.

Il valore del fattore di ritardo  $D_e$  e del coefficiente di inflessione  $K_x$  dipendono dalle modalità di posa e dal grado di costipamento del rinfiango, e nel caso specifico sono assunti rispettivamente pari a 2,0 e 0,083 equivalenti ad un grado di costipamento del materiale da moderato ad elevato.

I moduli elastici della tubazione a lungo termine e del terreno, assumono rispettivamente i valori:

$$E_t = 150.000 \text{ N/cm}^2$$

$$E_s = 280 \text{ N/cm}^2$$

I parametri  $K_a$  e  $\Delta a$  dipendono, oltre che dal costipamento, dall'altezza del rinterro H; poiché nel caso in esame tale valore si mantiene inferiore a 4,9 m, per  $K_a$  si assume il valore di 0,75 mentre  $\Delta a$  è posto a zero.

Per tubazioni in PVC l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta.

I risultati dei calcoli sono così riassunti:

Pozzetto	L parziale m	Pendenza m/m	Dint m	Qewt N/m	Pv N/m	De tab 13.4 pag 511	Kx tab 13.5 pag 511	s: spess. tub m	DeltaA	Df tab 13.7 pag 513	Epsilon ultima	
P1a	49,30	0,30%	0,297	9.196	52.589	1,50	0,0830	0,0092	0	4,0	2,10%	Verificato
P2a	47,80	0,30%	0,297	11.660	43.557	1,50	0,0830	0,0092	0	5,0	2,42%	Verificato
P3a	46,00	0,30%	0,471	17.899	37.221	1,50	0,1100	0,0117	0	5,0	1,91%	Verificato
P4a	34,80	0,30%	0,471	20.363	33.456	1,50	0,1100	0,0146	0	5,0	2,12%	Verificato
P5a	26,80	0,30%	0,593	25.353	31.004	1,50	0,1100	0,0184	0	5,0	1,81%	Verificato
P6a	7,78	0,30%	0,593	25.997	30.352	1,50	0,1100	0,0184	0	5,0	1,82%	Verificato

Poiché l'inflessione diametrale a lungo termine non supera il 5% del diametro iniziale della condotta, la verifica dell'inflessione diametrale risulta positiva.

#### D.4.1.4. Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la *pressione ammissibile di buckling*  $q_a$  con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati; in presenza di sovraccarichi mobili dovrà essere:

$$\gamma_w H_w + R_w \left( \frac{W_c}{D} \right) + \left( \frac{W_L}{D} \right) \leq q_a \quad (23)$$

$$q_a = \left( \frac{1}{FS} \right) \left( 32 R_w B' E_s \frac{E_t I}{D^3} \right)^{1/2} \quad (24)$$

$$B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0.213H}} \quad (25)$$

nelle quali:

- $\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua [N/cm<sup>3</sup>];
- $H_w$  = altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione [cm];
- $R_w$  = fattore di spinta idrostatica della falda,  $R_w = 1 - 0,33(H_w/H)$ ;
- $B'$  = coefficiente empirico di supporto elastico;
- $H$  = altezza di rinterro [cm].

In questo caso il fattore di spinta idrostatica della falda è assunto pari a 1 (assenza della falda), mentre per il fattore di progettazione FS si adotta il valore 2,5.

Poiché la *pressione ammissibile di buckling*  $q_a$  risulta superiore in ogni caso alla risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati, la verifica statica delle tubazioni può essere considerata positiva.

#### D.4.2. Verifica Statica delle condotte rigide

La grande influenza della forma e del materiale di appoggio della condotta sulla resistenza della tubazione interrata è stata dimostrata da Marston che ha rilevato come una diversa modalità di allettamento possa più che raddoppiare il carico di rottura di una condotta.

Il tipo di allettamento e la sua rigidità agiscono da un parte direttamente sulle reazioni di appoggio influenzando in grado di concentrazione (angolo del settore di appoggio), la direzione (verticale, radiale, ecc.) e la distribuzione (uniforme sulla corda o sull'arco di appoggio) e dall'altra indirettamente sulla distribuzione delle pressioni attive sul tubo. A favore di sicurezza, nelle verifiche statiche è stato adottato un settore di appoggio della condotta di 90° con lo schema di carico riportato nei punti seguenti.

D.4.2.1. Carico dovuto al rinterro

Nelle condizioni di posa in trincea stretta il carico dovuto al terreno di riempimento vale:

$$P = c_t \gamma_t B^2$$

con  $c_t = f(H/B, \phi)$ ,  $\gamma_t$  e  $\phi$  rispettivamente peso specifico e angolo di attrito interno del terreno costituente il riempimento dello scavo. L'espressione del coefficiente  $c_t$  è la seguente:

$$c_t = \frac{1 - e^{-2k(H/B)\tan\phi'}}{2k \tan\phi'}$$

con  $k = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$ ,  $\phi' = c \cdot \phi$  angolo di attrito interno modificato in funzione del grado di compattazione del materiale come di seguito riportato.

Grado di compattazione	c
Compattazione scarsa	0,33
Compattazione media	0,67
Compattazione buona	1,00

Nelle condizioni di posa in trincea larga, il carico dovuto al terreno di riempimento vale:

$$P = c_e \gamma_t D^2$$

con  $c_e = f(H/D, \phi, P_j \cdot r_s)$  diagrammato in opportuni abachi,  $P_j = h/D$  rapporto di proiezione,  $r_s$  tasso di assestamento; per gli altri simboli vale il significato prima visto. I valori di  $P_j$  e  $r_s$  sono anch'essi tabellati per ogni tipologia di posa così come previsto dalla succitata Norma UNI 7517/76.

D.4.2.2. Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

Per il calcolo dei sovraccarichi mobili stradali è stata considerata la condizione più gravosa che corrisponde a quella di carico concentrato (veicoli su ruote) che può essere calcolato con l'espressione:

$$P_{vc} = P_v \cdot D \cdot \Phi$$

dove  $\Phi = 1 + 0,3/H$  è il fattore di carico dinamico per strade ed autostrade (pari all'unità nel caso di carico statico),  $H$  profondità della generatrice superiore della tubazione rispetto al piano viario,  $D$  diametro della tubazione,  $P_v$  è la pressione verticale a livello della generatrice superiore del tubo funzione del tipo di convoglio considerato e dedotto dalla teoria di Boussinesq (ipotesi di terreno elastico, omogeneo ed isotropo). Il valore  $P_v$  è desumibile da formule e grafici forniti dalla normativa. Nel caso in esame, è stato considerato un convoglio da 60 ton. (HT60) con tre assi, con sovraccarico pari a 10.000 kg = 98,100 kN per ruota, per il quale si assume:

$$P_v = 66.541 H^{-0,450}$$

D.4.2.3. Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo dovuto alla massa dell'acqua si calcola secondo Norma UNI 7517 con la formula:

$$P_a = 5788 D^2$$

Pa [N/m]

d [m]

#### D.4.2.4. Verifica statica allo Stato limite Ultimo

La verifica deve dimostrare che sotto l'effetto delle azioni agenti sulla condotta le sollecitazioni che ne derivano sono minori delle resistenze meccaniche di riferimento per un coefficiente di sicurezza:

$$Q_t \leq K Q / u$$

$Q_t$  = Carico esterno

$K$  = coefficiente di posa (in letteratura)

$u$  = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento (in letteratura)

## D.5. Vasca di laminazione

Come richiesto durante gli incontri tenuti con la committenza, e durante gli incontri con il Consorzio di Bonifica, ARPAE e con gli enti Comunali è stata prevista la realizzazione di n. 1 vasca laminante (da ora denominata "Vasca") per lo smaltimento delle acque meteoriche in riferimento alla lottizzazione "Prato verde".

Il progetto della Vasca è legato alla determinazione della capacità d'invaso  $W_m$ , in funzione della portata massima accettabile all'uscita  $Q_{out,max}$ , atta a contenere il più critico evento meteorico in riferimento ad un assegnato Tempo di Ritorno TR.

Per il dimensionamento del volume della Vasca si sono utilizzati valori a vantaggio di sicurezza riferibili ad un Tempo di Ritorno  $T_r$  pari a 100 anni.

La scelta di utilizzare valori per il calcolo riferibili a  $T_r=100$  anni è stata presa in comune accordo con la committenza, al fine di rendere più improbabile la possibilità di malfunzionamenti della rete di smaltimento acque meteoriche in situazioni critiche

Per il calcolo del volume di invaso della vasca di laminazione si è utilizzato il metodo delle sole piogge proposto dalla letteratura tecnica.

Il volume invasato risulta essere pari a :

$$W = W_e - W_u, \text{ dove}$$

$W_e$  volume d'acqua entrante nella vasca;

$W_u$  volume d'acqua uscente dalla vasca.

Il volume da assegnare alla vasca risulta essere il valore massimo  $W_m$  che si ottiene per una precipitazione di durata critica per la vasca.

Il volume d'acqua uscente è garantito attraverso due sistemi, uno disperdente e uno per mezzo dell'installazione di un gruppo pompe con portata pari a  $5\text{l/s}\cdot\text{ha}$  di superficie disperdente-

Si riporta in allegato copia della Relazione del Geol. Damiano Gritti con i calcoli effettuati per il dimensionamento delle vasche di accumulo e delle aree disperdenti.

## D.6. Conclusioni

Come è noto la lottizzazione oggetto del presente intervento risulta essere parte di un'area più ampia con forte espansione urbanistica. Nei documenti di pianificazione territoriale viene individuata un'area destinata alla raccolta delle acque meteoriche mediante la realizzazione una grande vasca di laminazione dotata di impianti pressurizzati di smaltimento delle acque meteoriche con recapito finale a grande distanza dalla vasca stessa. Considerato che quanto previsto dal piano regolatore ad oggi non risulta esserne prevista la realizzazione e che la zona in oggetto non risulta essere dotata di altre reti pubbliche di smaltimento per le acque meteoriche, si è resa necessaria la ricerca di una soluzione alternativa essendo il problema di evidente notevole complessità.

Di conseguenza il progetto proposto prevede metodi di dispersione superficiale delle acque meteoriche interne ai lotti privati (al fine di ridurre i volumi d'acqua complessivi da smaltire e



da laminare) e la realizzazione di una vasca di laminazione con scarico delle acque raccolte dalle restanti aree pubbliche in un adiacente vasca di laminazione e dispersione con sistema di pompaggio di emergenza nel recettore canale Rio Gragnano avente lo stesso anche funzione irrigua.

Vista la complessità e l'innovativo sistema di drenaggio dell'opera proposta si ritiene opportuno e necessario che venga effettuata la raccolta formale di pareri/autorizzazioni degli enti preposti alla verifica della qualità delle acque smaltite, nonché della proprietà e/o gestore del canale Rio Gragnano.

Firma  
il Committente  
.....

Firma  
il Progettista  
.....