

COMUNE DI VENEZIA

PIANO DI LOTTIZZAZIONE

Z.T.O. D4.b-4 TERRAGLIO

ZONA PER ATTREZZATURE ECONOMICHE VARIE

P. di L. n°1 del P.C.P. APPROVATO CON D.C.C. n°74 DEL 09/02/2010

PROPONENTI:

TERRAGLIO S.p.a. - via postumia n°85 - 31047 Ponte di Piave TV
Istituto Diocesano per il sostentamento del Clero con sede in Venezia

PROGETTISTI:

PROGETTAZIONE URBANISTICA:

ing. arch. Alberto Arvalli  ARVALLI e ASSOCIATI s.r.l. arch. Giovanni Caprioglio 

ing. Luigi Endrizzi  studio **Endrizzi**
INGEGNERIA ARCHITETTURA URBANISTICA  
via Germania 7 int. 12-35010 Vigonza (Pd)
Tel (+39)049.8936131-049.8936135
Fax (+39)049.8935756 P.IVA 02335580284
e-mail: info@studioendrizzi.it

PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURE:

ing. Gianmaria De Stavola  EFarm
engineering & consulting 30175 Marghera (VE) - Via delle Industrie, 13
VEGA Parco Scientifico Tecnologico di Venezia



DISPOSIZIONI PLANIVOLUMETRICHE

Rete acque bianche e nere:
Relazione tecnica

SCALA

varie

TAVOLA

MARZO
2012

Ogni riproduzione, utilizzazione o cessione del presente disegno a terzi senza autorizzazione è punibile penalmente secondo i termini di legge

DpR09

Sommario

1	PREMESSA.....	2
2	OPERE A PROGETTO.....	2
3	SISTEMA DI SMALTIMENTO	3
3.1	SITUAZIONE ANTE OPERAM	3
3.2	STATO DI PROGETTO	4
4	FOGNATURA ACQUE BIANCHE	5
4.1	STIMA DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA	5
4.2	STIMA DELLE PORTATE	8
4.3	DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE.....	9
4.4	CALCOLO DEI BACINI DI LAMINAZIONE.....	10
4.5	DESCRIZIONE DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA.....	12
4.6	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI	14
5	FOGNATURA ACQUE NERE.....	15
5.1	STIMA DELLE PORTATE	15
5.2	DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE.....	17
5.3	DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO.....	17
5.4	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI	18
	<i>OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 1_33 (METODO CINEMATICO)</i>	<i>20</i>
	<i>OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 50_60 (METODO CINEMATICO).....</i>	<i>21</i>
	<i>OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 150_153 (METODO CINEMATICO)</i>	<i>22</i>
	<i>OUTPUT RETE FOGNARIA NERA</i>	<i>23</i>

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda lo studio idraulico ed idrologico relativo al progetto definitivo delle reti fognarie a servizio del “Comparto D4/b4 – Area Terraglio – Piano di lottizzazione n° 2 a Zelarino (Mestre), comune di Venezia.

Il sito sul quale sarà realizzato l'intervento è posto nella zona nord-ovest dell'abitato di Mestre, ed è individuato in Figura 1 sotto riportata, tratta dal software Google Earth 6.1.0.5001.

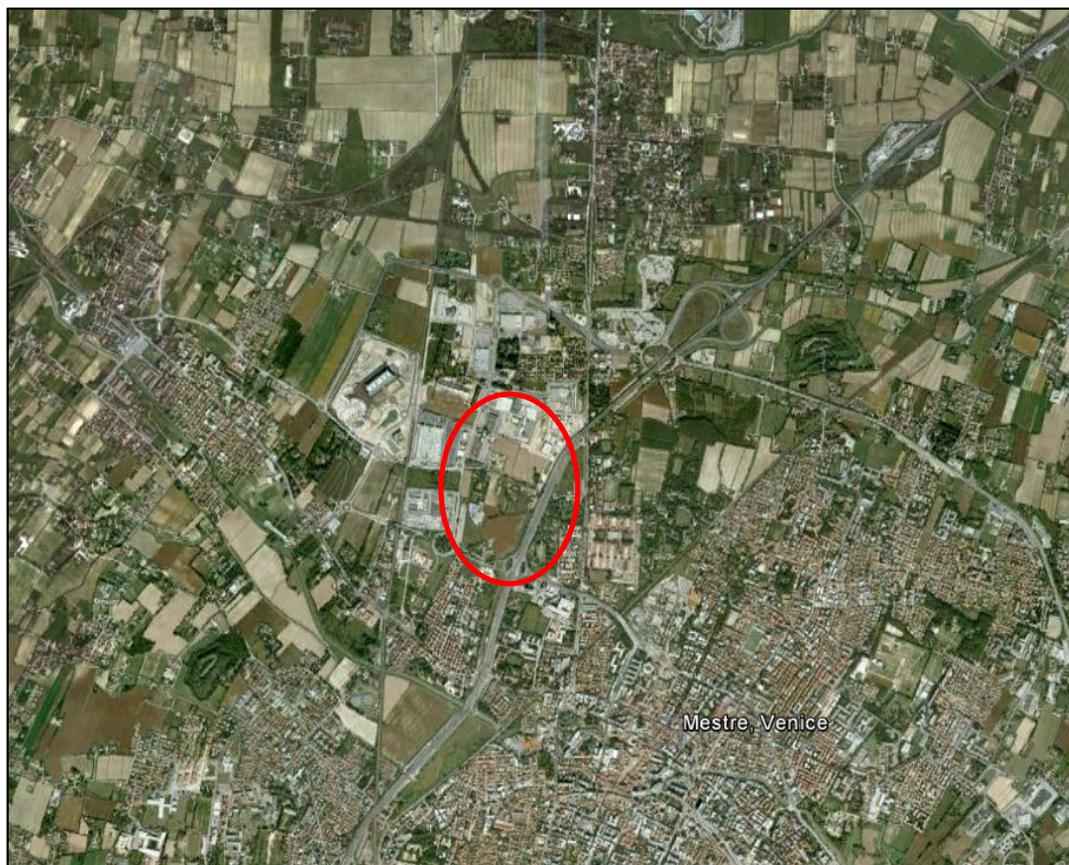


Figura 1 - Inquadramento satellitare dell'area di intervento

L'area è individuata catastalmente alla sezione di Mestre (foglio 8, mappali 28-219-223-844-1151-1167-1168-1175-1176-1193-1249-1320-1321-1322-1535-1602-1604-1622-839-5-967-968-810-1351-21-19) e in parte a quella di Zelarino (foglio 8-13, mappali 1022-79-694-779-695-700-486).

2 OPERE A PROGETTO

Il progetto prevede la lottizzazione di un'area di 86'568 m² complessivi. La lottizzazione in progetto considera 3 principali tipologie di destinazione delle aree in esame:

- superficie a destinazione residenziale ubicata nel settore nord-ovest del comparto;
- area a destinazione direzionale ubicata nel cuore del comparto, costituita da 5 edifici distinti e dotata di un parcheggio comprensivo di interrato. Le opere idrauliche a servizio di tale zona, pur non rientrando nella presente progettazione, sono state

comunque pre-dimensionate al fine di fornire una visione d'insieme complessiva di quanto si intende realizzare;

- area a destinazione commerciale occupante tutto il settore centro-meridionale d'ambito, costituita da un fabbricato e da un parcheggio in pavimentazione permeabile (grigliati).

Il lotto è completato dalla viabilità interna costituita da strade e rotonde asfaltate, e dalle aree a verde disposte in fascia perimetrale. All'interno di tali zone a verde, saranno realizzate 5 aree di laminazione ribassate, idraulicamente collegate tra loro, in grado di fungere da volumi di invaso necessari alla compensazione dell'impermeabilizzazione progettuale prevista.

I nuovi accessi alla lottizzazione saranno previsti a sud da via Caravaggio ed a ovest da via G. Bella.

3 SISTEMA DI SMALTIMENTO

Nel presente capitolo sarà analizzato il sistema di smaltimento delle acque caratteristico dell'area oggetto di intervento. Dapprima verrà individuato e descritto lo stato idraulico dell'area ante operam, prima quindi che si verifichi l'edificazione. Successivamente verrà analizzata con dovizia di particolari la situazione post operam, focalizzando l'attenzione sul tipo di smaltimento previsto dal progetto e sulla variazione di copertura del suolo che l'urbanizzazione comporterà.

3.1 SITUAZIONE ANTE OPERAM

Allo stato attuale, come si evince nella successiva Figura 2, il sedime oggetto di intervento è per lo più interessato da terreni ad uso agricolo per loro natura prettamente permeabili. In prossimità del limite meridionale d'ambito, in aderenza a via Caravaggio, trovano collocazione alcuni fabbricati ad uso residenziali piuttosto vetusti.

Per la valutazione del coefficiente udometrico ante operam, in accordo con quanto contenuto nella Valutazione di Compatibilità Idraulica redatta da Aequa Engineering S.r.l. dell'ing. Baldo, tutto l'ambito di intervento è assimilato ad un terreno completamente destinato ad uso agreste, con coefficiente udometrico pari a 10 l/s ha e coefficiente di deflusso pari a 0.1, in ottemperanza all'Allegato A Dgr n° 1322 del 10 maggio 2006 (Tabella 2 presente al Paragrafo 4.2).

Le acque meteoriche che dilavano l'area oggetto di intervento sono pertanto libere di infiltrarsi nei terreni agresti, nel rispetto del coefficiente di permeabilità degli stessi, rientrando così nel ciclo idrologico dell'acqua. A fronte di quanto sopra esposto, non si riscontra la presenza di opere e manufatti atti alla raccolta ed allo smaltimento delle acque bianche.

Anche per quanto riguarda lo smaltimento delle acque nere, all'interno del perimetro di intervento non si segnala la presenza di nessun sottoservizio. Gli edifici residenziali ubicati in aderenza al limite nord dell'ambito smaltiscono i propri reflui mediante vasche biologiche e dispersione sul suolo. Le più vicine condotte fognarie pubbliche (un colettore di acque nere ed uno di acque miste disposti in parallelo), gestite da Veritas S.p.A., sono ubicate lungo via G. Bella nel tratto compreso tra la rotatoria con via Borgo Pezzana (nord) e la rotatoria con via Caravaggio (sud).

Acque della Regione Veneto, secondo cui per “*parcheggi e piazzali di zone residenziali, commerciali o analoghe, depositi di mezzi di trasporto pubblici, aree intermodali, di estensione superiore o uguale a 5'000 m², le acque di prima pioggia sono riconducibili alle acque reflue industriali e devono essere stoccate in un bacino a tenuta e, prima dello scarico, opportunamente trattate, almeno con sistemi di sedimentazione accelerata o altri sistemi equivalenti per efficacia; se del caso, deve essere previsto anche un sistema di disoleatura*”.

A valle del manufatto ripartitore e del disoleatore per la prima pioggia, le acque meteoriche verranno immesse nei bacini previsti per garantire l'osservanza del principio di invarianza idraulica. Detti bacini saranno essenzialmente costituiti da aree verdi ribassate, collegati idraulicamente tra loro da tubi in cls $\Phi 100$ cm, ed aventi una quota di fondo diversa tra loro per permettere all'acqua di defluire a gravità verso le aree V3 e V4. In queste ultime aree saranno costruite le tubazioni di scarico nel canale Scolmatore, previo interposizione di idonei manufatti regolatori dotati di paratoie. Lo sbocco nel canale sarà presidiato da apposito manufatto idraulico (chiavica).

La rete destinata allo smaltimento delle acque nere sarà invece costituita da tubazioni in gres di diametro pari a 250 mm e pendenza minima del 3‰. L'asse principale di smaltimento seguirà la direzione nord-sud al fine di convogliare i reflui raccolti nella condotta pubblica posta nei pressi della rotatoria tra via G. Bella e via Caravaggio, previo interposizione di un sollevamento meccanico a completa gestione del lottizzante. La rete idraulica è stata pensata in modo tale da permettere anche il futuro allacciamento delle abitazione comprese tra il limite nord del comparto e via Borgo Pezzana attualmente non servite da pubblica fognatura.

Per quanto attiene la copertura del suolo post operam, come già anticipato, il progetto prevede la realizzazione di tre comparti destinati ad uso residenziale, direzionale e commerciale. Il lotto sarà completato dalla viabilità interna costituita da strade e rotonde asfaltate, e dalle aree a verde disposte in fascia perimetrale. All'interno di tali aree a verde, saranno realizzate 5 aree di laminazione ribassate, idraulicamente collegate tra loro, in grado di fungere da volumi di invaso necessari alla compensazione dell'impermeabilizzazione progettuale prevista. In accordo con l'allegato A della Dgr n° 1322 del 10 maggio 2006, il coefficiente di deflusso post operam risulta pari a 0.759, come riportato nella seguente Tabella 1.

SUPERFICIE SCOLANTE	COEFFICIENTI DI DEFLUSSO				SUP. TOTALE [m ²]	ϕ MEDIO
	0,20	0,40	0,60	0,90		
TOTALE	274	0	30.558	35.400	66.232	0,759

Tabella 1 - Stima del coefficiente di deflusso medio post operam

4 FOGNATURA ACQUE BIANCHE

Nei prossimi paragrafi si andrà ad analizzare la fognatura bianca prevista a servizio del nuovo intervento. Verranno innanzitutto riportate le curve di possibilità pluviometriche adottate in fase di dimensionamento, per poi descrivere dettagliatamente il procedimento di stima delle portate massime di progetto ed i sistemi di calcolo assunti per il dimensionamento dei vari manufatti idraulici.

4.1 STIMA DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

L'allegato A della delibera della Giunta Regionale del Veneto 10 maggio 2006 n° 1322 prevede che in relazione all'applicazione del principio dell'invarianza idraulica venga eseguita

un'analisi pluviometrica con ricerca delle curve di possibilità climatica per durate di precipitazione corrispondenti al tempo di corrivazione critico per le nuove aree da trasformare.

Lo studio e l'analisi delle precipitazioni rilevate dalle stazioni di misura pluviografica risultano tanto più affidabili quanto più esteso è il periodo di osservazione. A partire dai dati riportati negli Annali Idrologici, classificati per giorni piovosi e per durata di precipitazione, è possibile ricavare una prima stima della classificazione climatologica del territorio.

Per la valutazione delle portate associate ad eventi meteorici di assegnata frequenza probabile di accadimento si è fatto riferimento ai risultati ottenuti nello studio, affidato a Nordest Ingegneria S.r.l. dall'Ing. Mariano Carraro, Commissario Delegato per l'Emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione del Veneto nel giorno 26 settembre 2007, intitolato "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento".

Lo studio si prefigge di individuare, con l'applicazione di un'elaborazione all'avanguardia, le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento per le aree nelle province di Venezia, Padova e Treviso colpite dalle avversità atmosferiche del 2007.

Sulla base degli stessi obiettivi del Commissario e del progettista, il lavoro ha come scopo il calcolo di leggi che restituiscano un valore atteso di precipitazione in funzione del tempo di ritorno e della durata di pioggia, che costituisce un passo fondamentale per il corretto dimensionamento delle opere idrauliche. I risultati potranno quindi essere utilizzati sia nell'ambito degli interventi straordinari per la riduzione del rischio idraulico, sia come dati di riferimento per le opere di laminazione imposte ai privati dalla normativa regionale e dalle recenti ordinanze del Commissario.

Elaborazione dati

L'obiettivo delle elaborazioni svolte da Nordest Ingegneria S.r.l. per il Commissario degli allagamenti è quello di determinare delle altezze di pioggia attese per ciascuno dei classici dieci tempi di durata di precipitazione considerati (come negli Annali Idrologici 5, 10, 15, 30, 45 minuti, 1, 3, 6, 12 e 24 ore) e per ognuno dei tempi di ritorno ipotizzati, pari a 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100 e 200 anni.

A tal fine sono state stimate le curve di possibilità pluviometrica che esprimono l'altezza di precipitazione sia in funzione del tempo di ritorno che della durata t della precipitazione.

In particolare, Nordest Ingegneria S.r.l. propone sia la canonica relazione a 2 parametri, avente la seguente forma:

$$h = a \cdot t^n$$

sia una formulazione a 3 parametri, che permette di ottenere una curva pluviometrica ottimizzata anche per durate di pioggia molto diverse tra loro:

$$h = \frac{a}{(t+b)^c} \cdot t$$

La stima dei coefficienti è stata eseguita sviluppando numericamente la consueta procedura di regolarizzazione ai minimi quadrati delle rette di regressione, mediante minimizzazione della somma dei quadrati degli errori relativi. Così operando, tutte le durate assumono eguale peso ai fini della regolarizzazione, a differenza di quanto sarebbe accaduto considerando gli errori assoluti di ciascuna regolarizzazione.

Le curve segnalatrici sono state determinate individuando sottoaree omogenee. A tale scopo, è stata effettuata un'indagine delle medie dei massimi annuali mediante tecniche di cluster analysis. Si tratta di un metodo matematico che consente di ottenere uno o più ottimali gruppi partendo da una serie di osservazioni, in modo tale che ciascun gruppo risulti omogeneo al proprio interno e distinto dagli altri.

Le zone individuate nello studio sono le seguenti:

- zona nord-orientale;
- zona interna nord-occidentale;
- zona costiera e lagunare;
- zona sud-occidentale.

Il territorio comunale di Mestre si colloca all'interno della “zona costiera e lagunare”. Nelle tabelle sottostanti sono fornite le altezze di pioggia che si riferiscono al tempo di ritorno pari a 50 anni, per la macroarea nord-orientale, suddivise in funzione della durata dell'evento piovoso.

Zona	Scrosci (h in mm)				
	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min
Costiera e Lagunare (con Mira)	17	29	37,9	56	66,3

Zona	Orarie (h in mm)				
	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Costiera e Lagunare (con Mira)	73,3	104,1	126,4	143,9	169,7

Per l'impiego dell'equazione della curva di possibilità pluviometrica a 3 parametri, i coefficienti da utilizzare sono indicati nella successiva rappresentazione tabellare (Tr = 20 e 50 anni).

Zona costiera e lagunare (con Mira)					
Tempo di ritorno = 20 anni			Tempo di ritorno = 50 anni		
a	35,2	[mm/min ^(1-c)]	a	39,7	[mm/min ^(1-c)]
b	15,3	[min]	b	16,4	[min]
c	0,809	[-]	c	0,800	[-]

Per completezza, a pagina seguente, si riportano anche i parametri caratterizzanti la curva di possibilità pluviometrica a due parametri (Tr = 20 e 50 anni), ovviamente suddivisi in base alla durata dell'evento piovoso considerato.

Curve di possibilità pluviometrica $T_r = 20$ anni						
Parametro	$t_p \approx 15$ min	$t_p \approx 30$ min	$t_p \approx 45$ min	$t_p \approx 1$ ora	$t_p \approx 3$ ore	$t_p \approx 6$ ore
a [mm/min ⁿ]	6,2	8,5	13,0	17,7	20,7	23,4
n	0,603	0,499	0,378	0,306	0,272	0,250

Curve di possibilità pluviometrica $T_r = 50$ anni						
Parametro	$t_p \approx 15$ min	$t_p \approx 30$ min	$t_p \approx 45$ min	$t_p \approx 1$ ora	$t_p \approx 3$ ore	$t_p \approx 6$ ore
a [mm/min ⁿ]	6,7	9,1	13,8	19,1	22,8	26,0
n	0,619	0,520	0,399	0,324	0,286	0,261

In considerazione del tipo di opera, il sistema di difesa adottato (bacini di laminazione), come indicato dalla normativa regionale, è stato dimensionato sulla base di eventi con tempo di ritorno 50 anni.

In considerazione del tipo di opera, il sistema di smaltimento delle acque meteoriche è stato dimensionato, in fase preliminare, sulla base di una precipitazione breve ed intensa (scroscio) con frequenza probabile di accadimento di 20 anni. Le condotte così dimensionate sono state verificate applicando uno ietogramma di progetto ricavato con curve di possibilità pluviometrica di 50 anni di tempo di ritorno. La verifica ha dato esito positivo.

4.2 STIMA DELLE PORTATE

I dati ottenuti dalla predetta elaborazione, sono stati utilizzati per effettuare il calcolo idraulico delle portate da smaltire, in relazione al coefficiente di deflusso delle superfici urbanizzate nella nuova rete.

La rete di raccolta è stata volutamente mantenuta con pendenza minima compresa tra l'1‰ e il 2‰, per ottenere un maggiore invaso e non interferire con la falda freatica.

Inizialmente, sono stati valutati i coefficienti di deflusso φ medi pesati di ogni bacino scolante in ragione della differente destinazione d'uso della superficie: zone adibite a viabilità, a parcheggio, a verde, coperture degli edifici, percorsi pedonali, ecc... Per le aree a verde ubicate sopra il piano interrato, il coefficiente di deflusso è stato maggiorato assegnando un valore medio pari a 0.30, in accordo con quanto contenuto nella Norma DIN, FLL, A.T.V., scala Frühling, UNI 11235.

L'elaborazione dei dati è avvenuta per mezzo di un modello matematico per la valutazione della capacità di portata delle canalizzazioni fognarie previste (metodo cinematico o razionale).

L'espressione per il calcolo della portata di deflusso del bacino usata nel metodo cinematico, anche detto metodo razionale, è la seguente:

$$Q_{\max} = \frac{S \cdot \varphi \cdot h(T_c)}{T_c}$$

in cui S è la superficie del bacino, φ è il coefficiente di deflusso, T_c è il tempo di corrivazione, (ovvero il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più lontano del bacino arriva alla sezione di chiusura dello stesso) mentre $h(T_c)$ è l'altezza di precipitazione considerata.

In termini di volume la precedente espressione diventa:

$$V_{\max} = S \cdot \varphi \cdot h(T_c)$$

Per quanto riguarda la stima del tempo di corrivazione, si è generalmente fatto riferimento alla formulazione proposta dal *Civil Engineering Departement dell'Università del Maryland (1971)*:

$$T_c = \left[\frac{26.3 \cdot \left(\frac{L}{K_s} \right)^{0.6}}{3600^{0.4(1-n)} \cdot a^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{(0.6+0.4n)}}$$

In cui L rappresenta la lunghezza dell'asta principale in metri, K_s il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler espresso in $m^{1/3}/s$, i la pendenza media dell'asta, a (m/ora^n) ed n parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

I coefficienti di deflusso φ adottati per lo stato di progetto (che a sua volta soggiacciono all'ipotesi di sviluppo urbanistico), come già precedentemente citato, sono stati attribuiti eseguendo una media pesata secondo la copertura del suolo dei singoli coefficienti di deflusso.

In accordo con l'allegato A della Dgr n°1322 del 10 maggio 2006, non avendo una determinazione sperimentale o analitica dei coefficienti di deflusso, nella successiva si riportano i valori di tale coefficiente per le differenti tipologie di copertura di uso del suolo.

Caratteristiche della superficie	φ
Superfici impermeabili (strade, tetti, ecc..)	0.90
Superfici semi-permeabili (stalli auto in grigliato, ecc...)	0.60
Superfici a verde sopra piano interrato	0.30
Superfici a verde, prato	0.20
Aree agricole	0.10

Tabella 2 - Coefficienti di deflusso secondo l'allegato A della Dgr. n°1322 del 10/05/2006

4.3 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE

Il grado di riempimento dei collettori, da cui dipende la capacità di invaso del sistema scolante, è correlato al dimensionamento idraulico, ovvero alla scelta delle condotte e delle condizioni di posa da adottare in funzione della portata attesa; note le caratteristiche idrauliche, tra cui la geometria e le dimensioni della sezione, la pendenza e la scabrezza del materiale, si ammette che il deflusso si possa descrivere come moto uniforme utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = A \cdot K_s \cdot \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Con:

Q = portata di deflusso in condotta (m^3/s);

A = sezione di drenaggio (m^2);

K_s = coefficiente di resistenza di Gaukler-Strickler ($m^{1/3}/s$);

P = perimetro bagnato della sezione di drenaggio (m);

i = pendenza della condotta (m/m).

Una volta scelta la dimensione della sezione della condotta, impostata la pendenza della tubazione e il coefficiente di scabrezza, dalla predetta formula sono stati ricavati i tiranti d'acqua riferiti alla portata ammissibile e alla portata massima di calcolo, ricavando così il grado di riempimento per ciascuna condotta.

4.4 CALCOLO DEI BACINI DI LAMINAZIONE

La restituzione della portata meteorica raccolta dal sistema drenante alla rete idrografica superficiale dovrà avvenire nel rispetto del principio di invarianza idraulica, secondo cui una qualsiasi trasformazione urbanistica deve compiersi senza alterare il regime idrologico allo stato di fatto del territorio interessato. In altre parole, agendo sui tempi di corrivazione e sulla capacità di invaso della rete di smaltimento di progetto, bisognerà garantire che la portata scaricata nel recettore naturale sia al massimo pari a quella immessa nel recettore stesso prima della realizzazione delle opere.

Ciò premesso, noto il coefficiente di afflusso medio dell'area oggetto di studio e le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, si sono calcolate per varie durate di precipitazione le altezze di pioggia efficaci e quindi i volumi di afflusso complessivi relativi alla superficie afferente.

Il calcolo dei volumi da rendere disponibili per l'invaso delle maggiori portate generate dalla nuova configurazione di progetto può essere con buona approssimazione condotto come differenza tra i volumi affluiti alla rete ed i volumi massimi ammessi alle rete idrografica recettiva.

Al fine di non aggravare, con le opere di progetto, l'equilibrio idraulico dell'area, si considera accettabile immettere alla rete idrografica una portata specifica di 10 l/s ha, peraltro in accordo con le specifiche dettate dal Consorzio di Bonifica competente.

La metodologia di calcolo applicata è quella basata sul modello delle sole piogge che, se confrontata con gli altri procedimenti di calcolo proposti in letteratura, fornisce generalmente risultati maggiormente cautelativi.

Tale modello si basa sul confronto tra la curva cumulata delle portate entranti e quella delle portate uscenti ipotizzando che sia trascurabile l'effetto della trasformazione afflussi-deflussi operata dal bacino e dalla rete drenante. Nelle condizioni sopra descritte, applicando uno ietogramma netto di pioggia a intensità costante, il volume entrante prodotto dal bacino scolante risulta pari a:

$$W_e = S \cdot \varphi \cdot h(\theta) = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove φ è il coefficiente di deflusso, S è la superficie del bacino drenato a monte della sezione di chiusura ed $h(\theta)$ è la curva di possibilità pluviometrica nella formulazione classica $h(\theta) = a \cdot t^n$.

Il volume in uscita dal sistema, considerando una laminazione ottimale $Q_u = Q_{u,max}$, risulta:

$$W_u = Q_{u,\max} \cdot \theta$$

Il volume massimo da invasare a questo punto è dato dalla massima differenza tra le due curve descritte dalle precedenti relazioni, e può essere individuato graficamente (Figura 3) riportando sul piano (h, θ) la curva di possibilità pluviometrica netta:

$$h_{netta} = \frac{\varphi \cdot a \cdot \theta^n}{S}$$

e la retta rappresentante il volume uscente dalla vasca, riferito all'unità di area del bacino scolante di monte:

$$h_u = \frac{Q_{u,\max} \cdot \theta}{S}$$

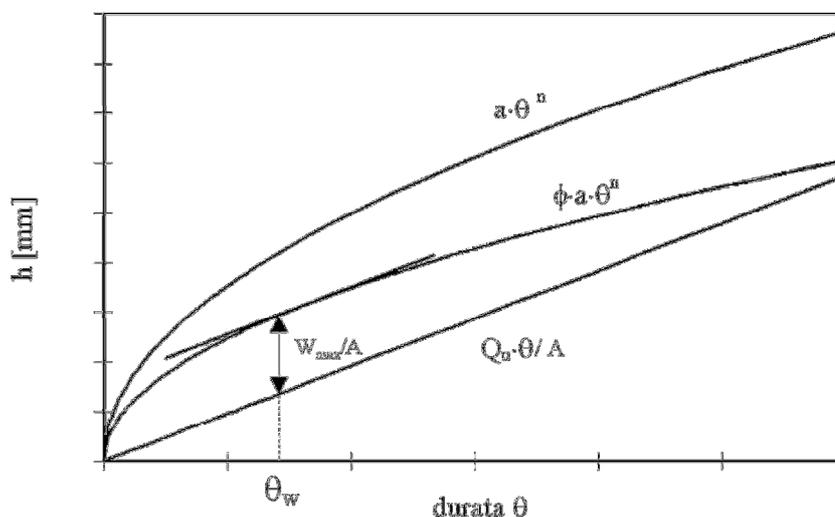


Figura 3 - Metodo delle sole piogge - Abaco per l'individuazione dei volumi di invaso

Esprimendo matematicamente la condizione di massimo, ossia derivando $\Delta W = h_{netta} - h_u$, si ricava la durata critica del sistema θ_c nel seguente modo:

$$\theta_c = \left(\frac{Q_{u,\max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

A questo punto il volume di invaso necessario per garantire l'invarianza idraulica può essere calcolato come segue:

$$W_{\max} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{u,\max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_{u,\max} \cdot \left(\frac{Q_{u,\max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

I calcoli specifici sono già stati svolti in fase di Valutazione di Compatibilità Idraulica redatta da Aequa Engineering S.r.l. dell'ing. Baldo. In questa sede ci si limiterà a verificare i risultati

riportati nel predetto studio mediante il modello di calcolo precedentemente citato ed a riportare i risultati stessi.

I volumi quindi necessari alla laminazione dell'onda di piena e tali da garantire il rispetto del principio di invarianza idraulica sono pari a 5'338 m³ (valore indicato nella Compatibilità Idraulica e verificato dallo scrivente). Gli invasi, come precedentemente accennato, verranno realizzati all'interno della lottizzazione creando delle aree a verde ribassate e idraulicamente collegate tra loro da tubazioni in cls armato.

In totale le aree depresse saranno 5 e presenteranno una quota di fondo diversa tra loro per permettere all'acqua di defluire a gravità verso il canale di scarico.

La seguente Tabella 3 illustra in dettaglio le caratteristiche geometriche delle 5 vasche.

VASCA	Ingombro al p.c. [m ²]	Superficie [m ²]	Tirante idrico max [m]	Volume invaso [m ³]
1	1'882	926	0.85	787.1
2	2'755	1985	1.05	2'084.25
3	340	166	1.15	190.9
4	1'850	830	1.15	954.5
5	1'835	825	1.05	866.25

Tabella 3 - Caratteristiche geometriche dei bacini di laminazione

Il totale del volume di invaso utile all'interno delle aree verdi è pari a 4'883 m³.

Tali apporti sono pienamente disponibili e non risentono del rischio di apporti provenienti dalla falda, la quale è mediamente posizionata tra i 6.5 ed i 7 m s.m.m. (2 - 2.5 metri sotto il piano campagna mediamente posto a 9 m s.m.m.).

In aggiunta a questo sarà disponibile un volume di invaso complementare dato dalla rete di tubi di scarico provenienti da strade, pluviali e piazzali, nonché dalle condotte di collegamento delle vasche. Tale volume, ben superiore a 600 m³, consente di soddisfare il minimo invaso prescritto per l'invarianza idraulica (5'338 m³).

Inoltre, è doveroso considerare che il franco medio di sicurezza all'interno delle vasche è dell'ordine di 0.85 metri. Per propria conformazione, si tratta di un volume potenzialmente a servizio di aree circostanti; infatti, in caso di eventi estremi, la rete potrebbe accettare afflussi temporanei anche provenienti dalle aree limitrofe, salvaguardando un porzione di territorio effettivamente più ampia di quella oggetto della presente relazione.

4.5 DESCRIZIONE DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

In ottemperanza all'art. 39 del Piano di Tutela delle Acque, è necessario predisporre adeguati manufatti idraulici capaci di separare la frazione meteorica di prima pioggia da quella di seconda pioggia, provvedendo alla depurazione della quota-parte maggiormente inquinata. A tal fine, lungo la rete di progetto e precisamente prima degli scarichi nei bacini, si predisporranno

opportuni manufatti ripartitori, capaci di operare la predetta classificazione mediante un sistema di paratoie piane a strisciamento comandate da sensori elettromagnetici. I manufatti saranno ciascuno costituiti da un pozzetto prefabbricato di dimensioni interne pari a 2 x 2 metri, dotato di un ingresso e due uscite separate, sensore di pioggia e sensore di portata in ingresso. Entrambe le uscite saranno dotate di paratoia di intercettazione comandata elettricamente. Il meccanismo di funzionamento sarà il seguente: all'inizio della precipitazione il sensore di pioggia si attiverà, inviando al PLC di controllo il relativo segnale, che consentirà di chiudere la paratoia di ingresso al bacino e di aprire quella di ingresso alla vasca di prima pioggia. L'intera portata di prima pioggia sarà pertanto inviata alla depurazione, senza scarico nel recettore finale. Nell'istante in cui la portata di prima pioggia arriverà al ripartitore, segnalato dall'apposito sensore di portata, si attiverà un temporizzatore che al termine di un periodo di 15 minuti (od altro periodo regolabile, da valutare sperimentalmente in sede di taratura del sistema) provvederà a chiudere la paratoia di ingresso alla vasca aprendo contestualmente la paratoia di ingresso al bacino di laminazione, permettendo al volume di seconda pioggia di immagazzinarsi all'interno delle apposite aree di invaso. La portata di prima pioggia (pari a 5 mm di pioggia caduti nei primi 15 minuti di evento), stoccata in vasca in cls realizzata in opera, verrà sollevata meccanicamente per essere inviata ad un impianto di trattamento in continuo, operante a coalescenza, previo interposizione di apposito pozzetto di calma al fine di ridurre l'energia della corrente idrica acquisita in fase di pompaggio.

Il volume di ciascuna vasca di prima pioggia è stato determinato come somma di due fattori:

- Volume di prima pioggia, calcolato con la seguente scrittura:

$$V_{PP} = S \cdot \varphi \cdot h$$

In cui S è la superficie dilavata, φ il coefficiente di afflusso medio dell'area e h l'altezza di pioggia caduta nei primi 15 minuti di evento e convenzionalmente pari a 5 mm.

- Volume di sedimentazione, calcolato nel seguente modo:

$$V_{SED} = Q \cdot C_f$$

Con:

$$Q = S \cdot \varphi \cdot i$$

$$C_f = 100$$

In cui i è l'intensità di pioggia pari a 5 mm in 15 minuti, S la superficie dilavata, φ il coefficiente di afflusso medio dell'area e C_f parametro in funzione del calcolo del volume minimo di sedimentazione in accordo alla norma UNI EN 858-2.

La metodologia di calcolo sopra riportata ha permesso di stimare il volume delle vasche di prima pioggia in:

- Vasca di prima pioggia 1 (a servizio delle aree private del comparto commerciale) = 66 m³ (dimensioni consigliate pari a 6.0 x 5.5 x 2.0 metri).
- Vasca di prima pioggia 2 (a servizio delle aree pubbliche del comparto commerciale) = 45 m³ (dimensioni consigliate pari a 5.0 x 4.5 x 2.0 metri).

- Vasca di prima pioggia 3 (a servizio del comparto direzionale, non oggetto del progetto ma comunque riportato) = 28 m³ (dimensioni consigliate pari a 4.0 x 3.5 x 2.0 metri).

Ogni vasca sarà dotata di un sistema di pompaggio costituito da una pompa di esercizio più una pompa di riserva, ciascuna con portata pari a 5 l/s e prevalenza di circa 2.5 - 3 metri.

Il pozzetto di calma posto tra la vasca di pioggia e l'impianto di trattamento sarà costituito da un semplice pozzetto prefabbricato di dimensioni interne 0.8 x 0.8 metri, avente al proprio interno un setto in cls capace di smorzare l'energia della corrente idrica in pressione.

Gli impianti di trattamento da installare a valle dei pozzetti di calma saranno in continuo e rispondenti alle norme UNI EN 858. Saranno pertanto tutti costituiti da un comparto di sedimentazione, uno per la separazione di oli per flottazione e separazione di idrocarburi, oli e residui gommosi per coalescenza ed uno per il campionamento. Gli impianti di trattamento saranno tutti uguali tra loro, tarati su una portata di 5 l/s ed aventi un volume minima di sfangazione pari a 5 m³ ($V_{DIS} = Q \cdot t_s$, con Q = portata della pompa pari a 5 l/s e t_s parametro stabilito dalla UNI EN 858 in funzione della densità degli oli da trattare). Le acque di prima pioggia così trattate saranno restituite prima alla rete di bacini di laminazione e dopo al recettore naturale.

4.6 DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI

La fognatura a servizio dell'area sarà di tipo separato, realizzata con tubazioni in calcestruzzo armato centrifugato con verniciatura di protezione epossidica interna per le condotte per acque meteoriche. Le acque bianche saranno raccolte da più reti di tubazioni collocate sotto la viabilità di servizio e le aree destinate a parcheggio e verranno convogliate nel canale Scolmatore, previo interposizione di opportuni volumi di invaso (bacini di laminazione) e disoleazione della frazione di prima pioggia. Alle condotte principali saranno collegati tutte le condotte secondarie derivanti dai vari sistemi di raccolta (caditoie, griglie, pluviali, ecc...).

La fognatura per acque meteoriche sarà costituita da:

- collettore principale in tubi di calcestruzzo armato vibrocentrifugati, con giunti a bicchiere e guarnizioni di tenuta elastomeriche, in elementi da m 2,00 del diametro interno da cm 30 a cm 100; i tubi verranno rivestiti in calcestruzzo a q.li 2,00 di cemento per m³ in corrispondenza di singolarità che lo richiedano, quali allacciamenti o di attraversamenti stradali per la raccolta di acque meteoriche stradali;
- attraversamenti stradali, per la raccolta di acque meteoriche dai pozzetti con caditoia, che saranno in tubi di PVC del diametro interno di cm 160 posati su sabbia;
- pozzetti sifonati in calcestruzzo di raccolta dell'acqua piovana saranno del "tipo Padova", delle dimensioni interne di cm 40x40x80, con rinfianco delle pareti d'ambito in calcestruzzo spessore medio di circa cm 15, distanti tra loro circa m 20,00 con relativa caditoia in ghisa del peso di Kg. 50-60 cadauna;
- pozzetti d'ispezione al collettore stradale, in calcestruzzo armato e vibrato se del tipo prefabbricato, ovvero gettati in opera, in corrispondenza di vertici o altre singolarità che lo richiedano; i pozzetti saranno di dimensioni adatte al diametro delle tubazioni impiegate (comunque di dimensioni interne non inferiori a cm. 80x80), e disposti ad interasse di m 25 - 40 mentre la profondità sarà variabile; nel caso di pozzetti gettati in opera, lo spessore delle pareti d'ambito, da eseguire in calcestruzzo a q.li 2,50 per

m³, sarà di cm 15-20; detti pozzetti avranno decantazione di almeno cm 25 e saranno completi di soletta di copertura in c.a., calcolata per sopportare i carichi e sovraccarichi stradali previsti per strade di prima categoria; nella soletta dovrà essere ricavato un foro per ispezione che garantisca una luce netta di cm 60x60; i chiusini saranno in ghisa sferoidale, completi di telaio pure in ghisa ed avranno diametro interno netto di cm 60 o luce netta di cm 60x60, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe D400 e completi di scritta: "Fognatura bianca";

- caditoie con feritoie complete di telaio in ghisa di prima fusione, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe D400;
- chiusini completi di telaio in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe D400;
- vasche di prima pioggia interrate in c.a. gettate in opera da destinare all'accumulo della prima pioggia, aventi volume indicato nel paragrafo 4.5;
- due manufatti di ripartizione a due vie costituiti da pozzetto prefabbricato in calcestruzzo armato e vibrato delle dimensioni interne di m 1.20 x 1.20 interrato e dotati di paratoia piana a strisciamento con tenuta su 4 lati, motorizzata ad azionamento mediante vite non saliente, in acciaio inossidabile AISI;
- stazioni di sollevamento ubicate internamente alla vasca di prima pioggia dotate di elettropompe sommergibili (portata = 5 l/s; prevalenza = 2.5 - 3 m) e relativi quadri elettrici di gestione ed azionamento;
- Pozzetti di calma, uno a valle di ogni impianto di sollevamento, costituito da un pozzetto in cls prefabbricato, a pianta quadrata di dimensioni pari a 0.8 x 0.8 m, con setto in cls interno capace di smorzare l'energia della vena liquida ingresso;
- Impianti di depurazione per acque meteoriche di prima pioggia a norme UNI EN 858 completamente prefabbricati tipo KMC-6/8-5.0-EN, vasca monoblocco in calcestruzzo ad alta resistenza, trattamenti di sedimentazione, separazione oli per flottazione e coalescenza (classi I e II), per portate da trattare di 5 l/s.

5 FOGNATURA ACQUE NERE

Nei prossimi paragrafi si andrà ad analizzare la fognatura nera prevista a servizio del nuovo intervento. Verranno descritti il procedimento di stima delle portate massime di progetto, riportando il numero di abitanti equivalenti previsto per ciascun comparto, ed i sistemi di calcolo assunti per il dimensionamento dei manufatti idraulici.

5.1 STIMA DELLE PORTATE

La portata delle acque nere è stata determinata considerando gli abitanti equivalenti che si potranno potenzialmente insediare nelle strutture oggetto di studio. La stima è stata effettuata sulla base della superficie fondiaria occupata dai singoli comparti a progetto e della destinazione d'uso degli stessi. Di seguito si riporta una tabella di sintesi in cui sono riportati gli abitanti equivalenti considerati per ciascun area.

Comparto	Abitanti Equivalenti
Residenziale	100
Direzionale	800
Commerciale	155

Tabella 4 - Abitanti equivalenti considerati per ogni fabbricato

Dalla precedente Tabella 4 si desume che il numero complessivo di abitanti equivalenti considerato nel calcolo della portata nera è pari a 1'055 unità.

A questo punto, assegnando una dotazione idrica media annua per ogni abitante (*dot*), la portata nera può essere calcolata con la seguente scrittura analitica:

$$Q_{mn} = \frac{(1 - e) \cdot d \cdot P}{86400}$$

dove:

Q_{mn} : portata di acque nere (l/s);

d : dotazione idrica media annuale per ogni abitante (300 l/d AE);

P : numero di abitanti equivalenti gravanti sulla fogna a monte della sezione di calcolo;

e : coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di dotazione idrica che non raggiunge la fogna, generalmente si assume un valore di $0,15 \div 0,20$.

Così come la portata acquedottistica, anche quella nera è soggetta ad un andamento variabile stagionalmente e nell'arco del giorno; occorre quindi determinare una portata nera di punta, correggendo quella media annuale sopra calcolata.

Nella bibliografia tecnica vengono riportate diverse relazioni che indicano la variabilità del coefficiente di punta, C_p , con la classe demografica del centro abitato.

Il presente modello di calcolo prevede l'impiego dell'espressione di Babbitt [Babbitt e Baumann, 1958], basato sulla seguente espressione:

$$C_p = \frac{5}{P^{1/5}}$$

dove con P si indica il numero di abitanti espressi in migliaia.

La portata nera di carico idrico si determina infine come:

$$Q_n = Q_{mn} \cdot C_p$$

Il valore di portata nera con l'impiego dei summenzionati parametri è risultato complessivamente pari a 21.50 l/s. Le condotte per le acque nere saranno in gres ed avranno pertanto pendenza del 3‰ e diametro precauzionale di 250 mm per tenere conto della futura edificazione del comparto ad ovest.

Lo schema fognario delle acque nere è di seguito riportato in planimetria allegata al presente studio.

5.2 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE

Il grado di riempimento dei collettori, da cui dipende la capacità di invaso del sistema scolante, è correlato al dimensionamento idraulico, ovvero alla scelta delle condotte e delle condizioni di posa da adottare in funzione della portata attesa; note le caratteristiche idrauliche, tra cui la geometria e le dimensioni della sezione, la pendenza e la scabrezza del materiale, si ammette che il deflusso si possa descrivere come moto uniforme utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = A \cdot K_s \cdot \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Con:

Q = portata di deflusso in condotta (m^3/s);

A = sezione di drenaggio (m^2);

K_s = coefficiente di resistenza di Gaukler-Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);

P = perimetro bagnato della sezione di drenaggio (m);

i = pendenza della condotta (m/m);

Una volta scelta la dimensione della sezione della condotta, impostata la pendenza della tubazione e il coefficiente di scabrezza, dalla predetta formula sono stati ricavati i tiranti di refluo riferiti alla portata ammissibile e alla portata massima di calcolo, ricavando così il grado di riempimento per ciascuna condotta.

5.3 DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

Le acque reflue raccolte dal sistema di collettamento sopra descritto saranno inizialmente recapitate ad un impianto di sollevamento ubicato in prossimità di via Caravaggio, nell'estremo meridionale del comparto in oggetto.

La realizzazione di un impianto di sollevamento meccanico a servizio della rete nera si rende necessario per vincere la differenza geodetica tra il livello minimo di scorrimento della rete e la quota di scorrimento del collettore che riceverà il liquame nella rete recettrice (rotatoria tra via G. Bella e via Caravaggio).

L'impianto di sollevamento sarà costituito da una pompa di esercizio più una di riserva e dovrà essere collocato in prossimità dell'ultimo pozzetto di ispezione all'interno del perimetro di intervento. Le pompe saranno anch'esse alloggiare in un pozzetto prefabbricato, capace di garantire un volume di funzionamento (volume compreso tra quota di azionamento e quota di spegnimento delle pompe) pari ad almeno 1.80 m^3 . A tale volume bisognerà aggiungere quello richiesto per la sommergenza delle pompe, pari a circa 30 cm moltiplicato per l'area di base del pozzetto.

Nello specifico, saranno montate due pompe (una di servizio e l'altra di riserva) con portata di esercizio pari a 28 l/s e prevalenza pari a circa 12 m ciascuna (2.5 m di dislivello geodetico e 9.5 m di perdite di carico lungo i 135 m di condotta in pressione); il serbatoio avrà volume tale da consentire il normale esercizio delle pompe. La determinazione del volume necessario al

funzionamento delle pompe (detto pozzo) è stata effettuata in relazione alla portata affluente, al numero massimo di avviamenti orari consentiti ed allo schema di funzionamento: avviamento a livello prefissato e successivo spegnimento al raggiungimento del livello minimo previsto nella vasca.

Il volume richiesto per il pozzo dipende dalla durata minima del tempo di ciclo della pompa, T_c , e dalla sua portata Q_p .

Il tempo fra due successivi avviamenti di una elettropompa, detto appunto tempo di ciclo T_c , è dato dalla somma del tempo di riempimento del volume utile V (quello compreso fra il livello minimo nella vasca ed il livello di avviamento della pompa) e del tempo di vuotamento dello stesso. Nella definizione precedente si sono supposti costanti la portata in ingresso q e la portata della pompa Q_p . Con la simbologia sopra indicata, il tempo di ciclo è fornito dalla relazione seguente:

$$T_c = \frac{V}{q} + \frac{V}{Q_p - q}$$

Dovendo essere vera la condizione $0 < q \leq Q_p$ affinché il pozzo possa vuotarsi, si può porre $q = \alpha Q_p$, con $0 < \alpha \leq 1$.

Introducendo tale simbologia nell'espressione del tempo di ciclo si ottiene:

$$T_c = \frac{V}{q} + \frac{V}{Q_p - q} = \frac{V}{Q_p} \left[\frac{1}{\alpha} + \frac{1}{1 - \alpha} \right]$$

Per determinare la portata critica, cioè quella che determina il maggior numero di avviamenti della pompa nell'unità di tempo è sufficiente derivare la precedente espressione rispetto ad α ed uguagliarla a zero, verificando che la condizione sia di minimo. Con semplici elaborazioni si ricava subito il valore $\alpha = 1/2$. Poiché il ciclo più breve si verifica quando la portata entrante vale la metà della portata della pompa, il volume utile minimo nel pozzo risulta essere:

$$V = \frac{T_{c \min} Q_p}{4}$$

Fissando un numero massimo di avviamenti orari pari a 10 e di conseguenza un tempo di ciclo di 360 secondi, utilizzando la portata massima effluente di 28 l/s (portata della pompa) gestita mediante una condotta di mandata DN100 in acciaio si ottiene per la stazione di sollevamento un volume necessario per un corretto funzionamento di ciascuna pompa per acque nere pari a 1.80 m³.

5.4 DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI

Il collettore principale della fognatura per acque nere si snoderà lungo via Monte Canin e sboccherà nel collettore principale di fognatura mista comunale. Alla rete di progetto si collegheranno alcuni rami secondari, in uscita dagli edifici.

La fognatura per acque nere sarà costituita da:

- collettori principali in tubi di gres a norme UNI EN 295, con giunti a bicchiere e guarnizioni di tenuta elastomeriche, in elementi da m 2,00 del diametro interno di cm

25; i tubi saranno rivestiti in calcestruzzo a q.li 2,00 di cemento per m³ in corrispondenza di singolarità che lo richiedano;

- le condutture secondarie per il collegamento ai pozzetti principali di ispezione saranno in tubi di gres del diametro interno di cm 20, posati su letto di sabbia; i tubi verranno rivestiti in calcestruzzo a q.li 2,00 di cemento per m³ in corrispondenza di singolarità che lo richiedano;
- pozzetti d'ispezione prefabbricati circolari in calcestruzzo vibrato del diametro di cm 100, costituiti da due soli elementi, base ed elemento di rialzo tronco-conico entrambi monolitici, con spessore delle pareti di cm 15 ed internamente rivestiti in resina epossidica sulle superfici interessate dal flusso dei liquami, dotati di anelli di tenuta in gomma sintetica per le tubazioni in gres e di fori con guarnizioni in gomma sintetica per l'innesto di tubazioni secondarie
- chiusini per pozzetti di ispezione completi di telaio in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe D400;
- chiusini per pozzetti condotte secondarie, completi di telaio in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe C250 o D400;
- stazione di sollevamento ubicata di un pozzetto in cls prefabbricato di volume utile minimo pari a 1.80 m³ dotata di elettropompe sommergibili (portata = 28 l/s; prevalenza = 12 m) e relativo quadro elettrico di gestione ed azionamento;
- condotta di mandata di lunghezza circa pari a 135 metri in acciaio DN100, per il collegamento tra la stazione di pompaggio e la rete recettrice ubicata nei pressi della rotatoria tra via Caravaggio e via G. Bella.

OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 1_33 (METODO CINEMATICO)

Tabella risultati (Verifica della condotta)

Nome	Mat.	Sz	Speco	h		G _r	Q _p	V	qt _m	qt _v
				[m]	[%]					
1-33___/ 33-32	CEMENTO	70	1	DN 500	0.30	62.75	73.348	0.59	0.00	0.00
1-33___/ 32-31	CEMENTO	70	1	DN 500	0.35	77.85	90.993	0.62	0.00	0.00
1-33___/ 31-28	CEMENTO	70	1	DN 500	0.34	74.84	87.477	0.62	0.00	0.00
28-30___/ 30-29	CEMENTO	70	1	DN 800	0.41	48.15	197.084	0.76	0.00	0.00
28-30___/ 29-28	CEMENTO	70	1	DN 800	0.51	68.29	279.521	0.83	0.00	0.00
1-33___/ 28-24	CEMENTO	70	1	DN 800	0.66	93.22	381.570	0.86	0.00	0.00
24-27___/ 27-25	CEMENTO	70	1	DN 300	0.20	72.83	21.801	0.44	0.00	0.00
25-26___/ 26-25	CEMENTO	70	1	DN 300	0.20	71.91	21.524	0.44	0.00	0.00
24-27___/ 25-24	CEMENTO	70	1	DN 400	0.29	81.60	52.607	0.54	0.00	0.00
1-33___/ 24-20	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.57	57.26	424.971	0.92	0.00	0.00
20-23___/ 23-21	CEMENTO	70	1	DN 500	0.38	85.83	100.329	0.63	0.00	0.00
21-22___/ 22-21	CEMENTO	70	1	DN 600	0.36	62.01	117.856	0.67	0.00	0.00
20-23___/ 21-20	CEMENTO	70	1	DN 800	0.42	51.08	209.102	0.78	0.00	0.00
1-33___/ 20-16	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.71	79.45	589.627	0.99	0.00	0.00
16-19___/ 19-17	CEMENTO	70	1	DN 400	0.20	47.96	30.916	0.48	0.00	0.00
17-18___/ 18-17	CEMENTO	70	1	DN 300	0.23	84.47	25.285	0.45	0.00	0.00
16-19___/ 17-16	CEMENTO	70	1	DN 400	0.34	94.65	61.017	0.54	0.00	0.00
1-33___/ 16-14	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.75	85.28	632.933	1.00	0.00	0.00
14-15___/ 15-14	CEMENTO	70	1	DN 300	0.23	85.30	25.532	0.45	0.00	0.00
1-33___/ 14-10	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.77	87.38	648.509	1.00	0.00	0.00
10-13___/ 13-11	CEMENTO	70	1	DN 400	0.20	47.86	30.855	0.48	0.00	0.00
11-12___/ 12-11	CEMENTO	70	1	DN 300	0.22	83.56	25.011	0.45	0.00	0.00
10-13___/ 11-10	CEMENTO	70	1	DN 400	0.33	94.43	60.876	0.54	0.00	0.00
1-33___/ 10-6	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.82	93.17	691.490	1.00	0.00	0.11
7-8___/ 8-7	CEMENTO	70	1	DN 600	0.47	88.14	167.534	0.71	0.00	0.00
6-9___/ 9-7	CEMENTO	70	1	DN 600	0.36	62.03	117.909	0.67	0.00	0.00
6-9___/ 7-6	CEMENTO	70	1	DN 800	0.50	66.49	272.180	0.82	0.00	0.00
1-33___/ 6-2	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.77	86.59	908.810	1.41	0.11	0.01
2-5___/ 5-3	CEMENTO	70	1	DN 400	0.21	48.92	31.537	0.48	0.00	0.00
3-4___/ 4-3	CEMENTO	70	1	DN 300	0.21	77.61	23.232	0.44	0.00	0.00
2-5___/ 3-2	CEMENTO	70	1	DN 500	0.29	58.14	67.953	0.58	0.00	0.00
1-33___/ 2-1	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.80	90.74	952.410	1.42	0.01	0.00

Legenda

Nome	Nome identificativo del tratto			Mat.	Materiale e scabrezza del tratto			
Sz	Codice sezione			Speco	Dimensioni condotta			
1	Circolare	[mm]	2	Cunetta Ovoidale	[cm]	3	Trapezia	[mt]
4	Triangolare	[mt]	5	Rettangolare	[mt]			
h	Altezza idrica			Gr	Grado di riempimento			
Qp	Portata di pioggia			V	Velocità			
qtm	Quota a monte			qtv	Quota a valle			

OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 50_60 (METODO CINEMATICO)

Tabella risultati (Verifica della condotta)

Nome	Mat.	Sz	Speco	h	Gr	Q _p	V	qt _m	qt _v	
				[m]	[%]	[l/s]	[m/s]	[m]	[m]	
50-60___/ 60-59	CEMENTO	70	1	DN 300	0.18	59.74	17.884	0.42	0.00	0.00
50-60___/ 59-58	CEMENTO	70	1	DN 400	0.28	77.49	49.953	0.53	0.00	0.00
50-60___/ 58-55	CEMENTO	70	1	DN 500	0.32	68.41	79.965	0.61	0.00	0.00
55-57___/ 57-56	CEMENTO	70	1	DN 500	0.27	51.95	60.717	0.57	0.00	0.00
55-57___/ 56-55	CEMENTO	70	1	DN 500	0.35	78.34	91.573	0.62	0.00	0.00
50-60___/ 55-53	CEMENTO	70	1	DN 800	0.39	44.81	183.421	0.75	0.00	0.00
53-54___/ 54-53	CEMENTO	70	1	DN 400	0.29	81.53	52.562	0.54	0.00	0.00
50-60___/ 53-52	CEMENTO	70	1	DN 800	0.45	55.78	228.322	0.79	0.00	0.00
50-60___/ 52-51	CEMENTO	70	1	DN 800	0.46	57.99	237.385	0.80	0.00	0.00
50-60___/ 51-50	CEMENTO	70	1	DN 800	0.49	63.46	259.785	0.82	0.00	0.00

Legenda

Nome	Nome identificativo del tratto			Mat.	Materiale e scabrezza del tratto			
Sz	Codice sezione			Speco	Dimensioni condotta			
1	Circolare	[mm]	2	Cunetta Ovoidale	[cm]	3	Trapezia	[mt]
4	Triangolare	[mt]	5	Rettangolare	[mt]			
h	Altezza idrica			Gr	Grado di riempimento			
Qp	Portata di pioggia			V	Velocità			
qtm	Quota a monte			qtv	Quota a valle			

OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 150_153 (METODO CINEMATICO)

Tabella risultati (Verifica della condotta)

Nome	Mat.	Sz	Speco	h [m]	Gr	Q _p	V	qt _m	qt _v	
					[%]	[l/s]	[m/s]	[m]	[m]	
50-60___/ 60-59	CEMENTO	70	1	DN 300	0.18	59.74	17.884	0.42	0.00	0.00
50-60___/ 59-58	CEMENTO	70	1	DN 400	0.28	77.49	49.953	0.53	0.00	0.00
50-60___/ 58-55	CEMENTO	70	1	DN 500	0.32	68.41	79.965	0.61	0.00	0.00
55-57___/ 57-56	CEMENTO	70	1	DN 500	0.27	51.95	60.717	0.57	0.00	0.00
55-57___/ 56-55	CEMENTO	70	1	DN 500	0.35	78.34	91.573	0.62	0.00	0.00
50-60___/ 55-53	CEMENTO	70	1	DN 800	0.39	44.81	183.421	0.75	0.00	0.00
53-54___/ 54-53	CEMENTO	70	1	DN 400	0.29	81.53	52.562	0.54	0.00	0.00
50-60___/ 53-52	CEMENTO	70	1	DN 800	0.45	55.78	228.322	0.79	0.00	0.00
50-60___/ 52-51	CEMENTO	70	1	DN 800	0.46	57.99	237.385	0.80	0.00	0.00
50-60___/ 51-50	CEMENTO	70	1	DN 800	0.49	63.46	259.785	0.82	0.00	0.00

Legenda

Nome	Nome identificativo del tratto			Mat.	Materiale e scabrezza del tratto			
Sz	Codice sezione			Speco	Dimensioni condotta			
1	Circolare	[mm]	2	Cunetta Ovoidale	[cm]	3	Trapezia	[mt]
4	Triangolare	[mt]	5	Rettangolare	[mt]			
h	Altezza idrica			Gr	Grado di riempimento			
Qp	Portata di pioggia			V	Velocità			
qtm	Quota a monte			qtv	Quota a valle			

OUTPUT RETE FOGNARIA NERA

Tabella risultati (Verifica della condotta a portata massima)

Nome	Mat.	Sz	Speco	h [m]	G _r	Q _{max}	V	qt _m	qt _v	
					[%]	[l/s]	[m/s]	[m]	[m]	
A-AD___/ AD-AC	GRES	100	1	DN 250	0.05	11.74	2.948	0.51	0.00	0.00
A-AD___/ AC-AA	GRES	100	1	DN 250	0.05	11.74	2.948	0.51	0.00	0.00
AA-AB___/ AB-AA	GRES	100	1	DN 250	0.05	11.74	2.948	0.51	0.00	0.00
A-AD___/ AA-V	GRES	100	1	DN 250	0.07	23.47	5.896	0.62	0.00	0.00
V-Z___/ Z-V	GRES	100	1	DN 250	0.04	9.60	2.411	0.48	0.00	0.00
A-AD___/ V-T	GRES	100	1	DN 250	0.08	33.07	8.307	0.68	0.00	0.00
T-U___/ U-T	GRES	100	1	DN 250	0.04	9.60	2.411	0.48	0.00	0.00
A-AD___/ T-R	GRES	100	1	DN 250	0.10	42.67	10.718	0.73	0.00	0.00
R-S___/ S-R	GRES	100	1	DN 250	0.03	4.78	1.250	0.39	0.00	0.00
A-AD___/ R-Q	GRES	100	1	DN 250	0.10	47.44	11.918	0.75	0.00	0.00
AI-AL___/ AL-AI	GRES	100	1	DN 250	0.03	3.61	0.907	0.36	0.00	0.00
Q-AI___/ AI-AG	GRES	100	1	DN 250	0.03	3.61	0.907	0.36	0.00	0.00
AG-AH___/ AH-AG	GRES	100	1	DN 250	0.03	3.69	0.928	0.37	0.00	0.00
Q-AI___/ AG-AE	GRES	100	1	DN 250	0.04	7.30	1.835	0.44	0.00	0.00
AE-AF___/ AF-AE	GRES	100	1	DN 250	0.03	3.61	0.907	0.36	0.00	0.00
Q-AI___/ AE-Q	GRES	100	1	DN 250	0.05	10.92	2.742	0.50	0.00	0.00
A-AD___/ Q-O	GRES	100	1	DN 250	0.10	32.19	14.660	0.79	0.00	0.00
O-P___/ P-O	GRES	100	1	DN 250	0.05	11.74	2.948	0.51	0.00	0.00
A-AD___/ O-N	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
A-AD___/ N-M	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
A-AD___/ M-L	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
A-AD___/ L-I	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
A-AD___/ I-G	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
G-H___/ H-G	GRES	100	1	DN 250	0.03	5.03	1.264	0.40	0.00	0.00
A-AD___/ G-E	GRES	100	1	DN 250	0.12	41.43	18.872	0.84	0.00	0.00
E-F___/ F-E	GRES	100	1	DN 250	0.03	5.43	1.364	0.41	0.00	0.00
A-AD___/ E-C	GRES	100	1	DN 250	0.12	44.43	20.236	0.85	0.00	0.00
C-D___/ D-C	GRES	100	1	DN 250	0.03	5.03	1.264	0.40	0.00	0.00
A-AD___/ C-B	GRES	100	1	DN 250	0.13	47.20	21.500	0.87	0.00	0.00
A-AD___/ B-A	GRES	100	1	DN 250	0.13	47.20	21.500	0.87	0.00	0.00

Legenda

Nome	Nome identificativo del tratto		Mat.	Materiale e scabrezza del tratto	
Sz	Codice sezione		Speco	Dimensioni condotta	
1	Circolare [mm]	2	Cunetta Ovoidale [cm]	3	Trapezia [mt]
4	Triangolare [mt]	5	Rettangolare [mt]		
h	Altezza idrica		G _r	Grado di riempimento	
Q _{max}	Portata massima		V	Velocità	
qt _m	Quota a monte		qt _v	Quota a valle	

Sommario

1	PREMESSA.....	2
2	OPERE A PROGETTO.....	2
3	SISTEMA DI SMALTIMENTO	3
3.1	SITUAZIONE ANTE OPERAM	3
3.2	STATO DI PROGETTO	4
4	FOGNATURA ACQUE BIANCHE	5
4.1	STIMA DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA	5
4.2	STIMA DELLE PORTATE	8
4.3	DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE.....	9
4.4	CALCOLO DEI BACINI DI LAMINAZIONE.....	10
4.5	DESCRIZIONE DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA.....	12
4.6	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI	14
5	FOGNATURA ACQUE NERE.....	15
5.1	STIMA DELLE PORTATE	15
5.2	DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE.....	17
5.3	DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO.....	17
5.4	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI	18
	<i>OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 1_33 (METODO CINEMATICO)</i>	<i>20</i>
	<i>OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 50_60 (METODO CINEMATICO).....</i>	<i>21</i>
	<i>OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 150_153 (METODO CINEMATICO)</i>	<i>22</i>
	<i>OUTPUT RETE FOGNARIA NERA</i>	<i>23</i>

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda lo studio idraulico ed idrologico relativo al progetto definitivo delle reti fognarie a servizio del “Comparto D4/b4 – Area Terraglio – Piano di lottizzazione n° 2 a Zelarino (Mestre), comune di Venezia.

Il sito sul quale sarà realizzato l'intervento è posto nella zona nord-ovest dell'abitato di Mestre, ed è individuato in Figura 1 sotto riportata, tratta dal software Google Earth 6.1.0.5001.

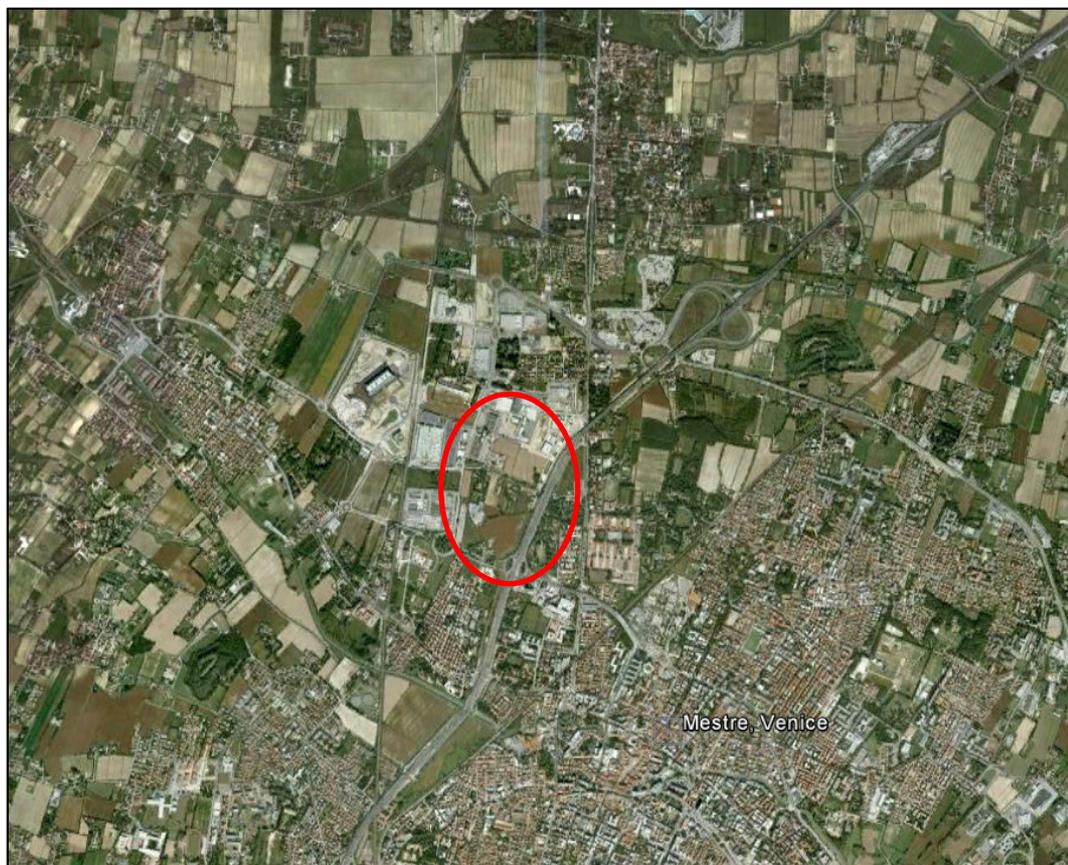


Figura 1 - Inquadramento satellitare dell'area di intervento

L'area è individuata catastalmente alla sezione di Mestre (foglio 8, mappali 28-219-223-844-1151-1167-1168-1175-1176-1193-1249-1320-1321-1322-1535-1602-1604-1622-839-5-967-968-810-1351-21-19) e in parte a quella di Zelarino (foglio 8-13, mappali 1022-79-694-779-695-700-486).

2 OPERE A PROGETTO

Il progetto prevede la lottizzazione di un'area di 86'568 m² complessivi. La lottizzazione in progetto considera 3 principali tipologie di destinazione delle aree in esame:

- superficie a destinazione residenziale ubicata nel settore nord-ovest del comparto;
- area a destinazione direzionale ubicata nel cuore del comparto, costituita da 5 edifici distinti e dotata di un parcheggio comprensivo di interrato. Le opere idrauliche a servizio di tale zona, pur non rientrando nella presente progettazione, sono state

comunque pre-dimensionate al fine di fornire una visione d'insieme complessiva di quanto si intende realizzare;

- area a destinazione commerciale occupante tutto il settore centro-meridionale d'ambito, costituita da un fabbricato e da un parcheggio in pavimentazione permeabile (grigliati).

Il lotto è completato dalla viabilità interna costituita da strade e rotonde asfaltate, e dalle aree a verde disposte in fascia perimetrale. All'interno di tali zone a verde, saranno realizzate 5 aree di laminazione ribassate, idraulicamente collegate tra loro, in grado di fungere da volumi di invaso necessari alla compensazione dell'impermeabilizzazione progettuale prevista.

I nuovi accessi alla lottizzazione saranno previsti a sud da via Caravaggio ed a ovest da via G. Bella.

3 SISTEMA DI SMALTIMENTO

Nel presente capitolo sarà analizzato il sistema di smaltimento delle acque caratteristico dell'area oggetto di intervento. Dapprima verrà individuato e descritto lo stato idraulico dell'area ante operam, prima quindi che si verifichi l'edificazione. Successivamente verrà analizzata con dovizia di particolari la situazione post operam, focalizzando l'attenzione sul tipo di smaltimento previsto dal progetto e sulla variazione di copertura del suolo che l'urbanizzazione comporterà.

3.1 SITUAZIONE ANTE OPERAM

Allo stato attuale, come si evince nella successiva Figura 2, il sedime oggetto di intervento è per lo più interessato da terreni ad uso agricolo per loro natura prettamente permeabili. In prossimità del limite meridionale d'ambito, in aderenza a via Caravaggio, trovano collocazione alcuni fabbricati ad uso residenziali piuttosto vetusti.

Per la valutazione del coefficiente udometrico ante operam, in accordo con quanto contenuto nella Valutazione di Compatibilità Idraulica redatta da Aequa Engineering S.r.l. dell'ing. Baldo, tutto l'ambito di intervento è assimilato ad un terreno completamente destinato ad uso agreste, con coefficiente udometrico pari a 10 l/s ha e coefficiente di deflusso pari a 0.1, in ottemperanza all'Allegato A Dgr n° 1322 del 10 maggio 2006 (Tabella 2 presente al Paragrafo 4.2).

Le acque meteoriche che dilavano l'area oggetto di intervento sono pertanto libere di infiltrarsi nei terreni agresti, nel rispetto del coefficiente di permeabilità degli stessi, rientrando così nel ciclo idrologico dell'acqua. A fronte di quanto sopra esposto, non si riscontra la presenza di opere e manufatti atti alla raccolta ed allo smaltimento delle acque bianche.

Anche per quanto riguarda lo smaltimento delle acque nere, all'interno del perimetro di intervento non si segnala la presenza di nessun sottoservizio. Gli edifici residenziali ubicati in aderenza al limite nord dell'ambito smaltiscono i propri reflui mediante vasche biologiche e dispersione sul suolo. Le più vicine condotte fognarie pubbliche (un colettore di acque nere ed uno di acque miste disposti in parallelo), gestite da Veritas S.p.A., sono ubicate lungo via G. Bella nel tratto compreso tra la rotatoria con via Borgo Pezzana (nord) e la rotatoria con via Caravaggio (sud).

Acque della Regione Veneto, secondo cui per “*parcheggi e piazzali di zone residenziali, commerciali o analoghe, depositi di mezzi di trasporto pubblici, aree intermodali, di estensione superiore o uguale a 5'000 m², le acque di prima pioggia sono riconducibili alle acque reflue industriali e devono essere stoccate in un bacino a tenuta e, prima dello scarico, opportunamente trattate, almeno con sistemi di sedimentazione accelerata o altri sistemi equivalenti per efficacia; se del caso, deve essere previsto anche un sistema di disoleatura*”.

A valle del manufatto ripartitore e del disoleatore per la prima pioggia, le acque meteoriche verranno immesse nei bacini previsti per garantire l'osservanza del principio di invarianza idraulica. Detti bacini saranno essenzialmente costituiti da aree verdi ribassate, collegati idraulicamente tra loro da tubi in cls $\Phi 100$ cm, ed aventi una quota di fondo diversa tra loro per permettere all'acqua di defluire a gravità verso le aree V3 e V4. In queste ultime aree saranno costruite le tubazioni di scarico nel canale Scolmatore, previo interposizione di idonei manufatti regolatori dotati di paratoie. Lo sbocco nel canale sarà presidiato da apposito manufatto idraulico (chiavica).

La rete destinata allo smaltimento delle acque nere sarà invece costituita da tubazioni in gres di diametro pari a 250 mm e pendenza minima del 3‰. L'asse principale di smaltimento seguirà la direzione nord-sud al fine di convogliare i reflui raccolti nella condotta pubblica posta nei pressi della rotatoria tra via G. Bella e via Caravaggio, previo interposizione di un sollevamento meccanico a completa gestione del lottizzante. La rete idraulica è stata pensata in modo tale da permettere anche il futuro allacciamento delle abitazione comprese tra il limite nord del comparto e via Borgo Pezzana attualmente non servite da pubblica fognatura.

Per quanto attiene la copertura del suolo post operam, come già anticipato, il progetto prevede la realizzazione di tre comparti destinati ad uso residenziale, direzionale e commerciale. Il lotto sarà completato dalla viabilità interna costituita da strade e rotonde asfaltate, e dalle aree a verde disposte in fascia perimetrale. All'interno di tali aree a verde, saranno realizzate 5 aree di laminazione ribassate, idraulicamente collegate tra loro, in grado di fungere da volumi di invaso necessari alla compensazione dell'impermeabilizzazione progettuale prevista. In accordo con l'allegato A della Dgr n° 1322 del 10 maggio 2006, il coefficiente di deflusso post operam risulta pari a 0.759, come riportato nella seguente Tabella 1.

SUPERFICIE SCOLANTE	COEFFICIENTI DI DEFLUSSO				SUP. TOTALE [m ²]	ϕ MEDIO
	0,20	0,40	0,60	0,90		
TOTALE	274	0	30.558	35.400	66.232	0,759

Tabella 1 - Stima del coefficiente di deflusso medio post operam

4 FOGNATURA ACQUE BIANCHE

Nei prossimi paragrafi si andrà ad analizzare la fognatura bianca prevista a servizio del nuovo intervento. Verranno innanzitutto riportate le curve di possibilità pluviometriche adottate in fase di dimensionamento, per poi descrivere dettagliatamente il procedimento di stima delle portate massime di progetto ed i sistemi di calcolo assunti per il dimensionamento dei vari manufatti idraulici.

4.1 STIMA DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

L'allegato A della delibera della Giunta Regionale del Veneto 10 maggio 2006 n° 1322 prevede che in relazione all'applicazione del principio dell'invarianza idraulica venga eseguita

un'analisi pluviometrica con ricerca delle curve di possibilità climatica per durate di precipitazione corrispondenti al tempo di corrivazione critico per le nuove aree da trasformare.

Lo studio e l'analisi delle precipitazioni rilevate dalle stazioni di misura pluviografica risultano tanto più affidabili quanto più esteso è il periodo di osservazione. A partire dai dati riportati negli Annali Idrologici, classificati per giorni piovosi e per durata di precipitazione, è possibile ricavare una prima stima della classificazione climatologica del territorio.

Per la valutazione delle portate associate ad eventi meteorici di assegnata frequenza probabile di accadimento si è fatto riferimento ai risultati ottenuti nello studio, affidato a Nordest Ingegneria S.r.l. dall'Ing. Mariano Carraro, Commissario Delegato per l'Emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione del Veneto nel giorno 26 settembre 2007, intitolato "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento".

Lo studio si prefigge di individuare, con l'applicazione di un'elaborazione all'avanguardia, le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento per le aree nelle province di Venezia, Padova e Treviso colpite dalle avversità atmosferiche del 2007.

Sulla base degli stessi obiettivi del Commissario e del progettista, il lavoro ha come scopo il calcolo di leggi che restituiscano un valore atteso di precipitazione in funzione del tempo di ritorno e della durata di pioggia, che costituisce un passo fondamentale per il corretto dimensionamento delle opere idrauliche. I risultati potranno quindi essere utilizzati sia nell'ambito degli interventi straordinari per la riduzione del rischio idraulico, sia come dati di riferimento per le opere di laminazione imposte ai privati dalla normativa regionale e dalle recenti ordinanze del Commissario.

Elaborazione dati

L'obiettivo delle elaborazioni svolte da Nordest Ingegneria S.r.l. per il Commissario degli allagamenti è quello di determinare delle altezze di pioggia attese per ciascuno dei classici dieci tempi di durata di precipitazione considerati (come negli Annali Idrologici 5, 10, 15, 30, 45 minuti, 1, 3, 6, 12 e 24 ore) e per ognuno dei tempi di ritorno ipotizzati, pari a 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100 e 200 anni.

A tal fine sono state stimate le curve di possibilità pluviometrica che esprimono l'altezza di precipitazione sia in funzione del tempo di ritorno che della durata t della precipitazione.

In particolare, Nordest Ingegneria S.r.l. propone sia la canonica relazione a 2 parametri, avente la seguente forma:

$$h = a \cdot t^n$$

sia una formulazione a 3 parametri, che permette di ottenere una curva pluviometrica ottimizzata anche per durate di pioggia molto diverse tra loro:

$$h = \frac{a}{(t+b)^c} \cdot t$$

La stima dei coefficienti è stata eseguita sviluppando numericamente la consueta procedura di regolarizzazione ai minimi quadrati delle rette di regressione, mediante minimizzazione della somma dei quadrati degli errori relativi. Così operando, tutte le durate assumono eguale peso ai fini della regolarizzazione, a differenza di quanto sarebbe accaduto considerando gli errori assoluti di ciascuna regolarizzazione.

Le curve segnalatrici sono state determinate individuando sottoaree omogenee. A tale scopo, è stata effettuata un'indagine delle medie dei massimi annuali mediante tecniche di cluster analysis. Si tratta di un metodo matematico che consente di ottenere uno o più ottimali gruppi partendo da una serie di osservazioni, in modo tale che ciascun gruppo risulti omogeneo al proprio interno e distinto dagli altri.

Le zone individuate nello studio sono le seguenti:

- zona nord-orientale;
- zona interna nord-occidentale;
- zona costiera e lagunare;
- zona sud-occidentale.

Il territorio comunale di Mestre si colloca all'interno della “zona costiera e lagunare”. Nelle tabelle sottostanti sono fornite le altezze di pioggia che si riferiscono al tempo di ritorno pari a 50 anni, per la macroarea nord-orientale, suddivise in funzione della durata dell'evento piovoso.

Zona	Scrosci (h in mm)				
	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min
Costiera e Lagunare (con Mira)	17	29	37,9	56	66,3

Zona	Orarie (h in mm)				
	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Costiera e Lagunare (con Mira)	73,3	104,1	126,4	143,9	169,7

Per l'impiego dell'equazione della curva di possibilità pluviometrica a 3 parametri, i coefficienti da utilizzare sono indicati nella successiva rappresentazione tabellare (Tr = 20 e 50 anni).

Zona costiera e lagunare (con Mira)					
Tempo di ritorno = 20 anni			Tempo di ritorno = 50 anni		
a	35,2	[mm/min ^(1-c)]	a	39,7	[mm/min ^(1-c)]
b	15,3	[min]	b	16,4	[min]
c	0,809	[-]	c	0,800	[-]

Per completezza, a pagina seguente, si riportano anche i parametri caratterizzanti la curva di possibilità pluviometrica a due parametri (Tr = 20 e 50 anni), ovviamente suddivisi in base alla durata dell'evento piovoso considerato.

Curve di possibilità pluviometrica $T_r = 20$ anni						
Parametro	$t_p \approx 15$ min	$t_p \approx 30$ min	$t_p \approx 45$ min	$t_p \approx 1$ ora	$t_p \approx 3$ ore	$t_p \approx 6$ ore
a [mm/min ⁿ]	6,2	8,5	13,0	17,7	20,7	23,4
n	0,603	0,499	0,378	0,306	0,272	0,250

Curve di possibilità pluviometrica $T_r = 50$ anni						
Parametro	$t_p \approx 15$ min	$t_p \approx 30$ min	$t_p \approx 45$ min	$t_p \approx 1$ ora	$t_p \approx 3$ ore	$t_p \approx 6$ ore
a [mm/min ⁿ]	6,7	9,1	13,8	19,1	22,8	26,0
n	0,619	0,520	0,399	0,324	0,286	0,261

In considerazione del tipo di opera, il sistema di difesa adottato (bacini di laminazione), come indicato dalla normativa regionale, è stato dimensionato sulla base di eventi con tempo di ritorno 50 anni.

In considerazione del tipo di opera, il sistema di smaltimento delle acque meteoriche è stato dimensionato, in fase preliminare, sulla base di una precipitazione breve ed intensa (scroscio) con frequenza probabile di accadimento di 20 anni. Le condotte così dimensionate sono state verificate applicando uno ietogramma di progetto ricavato con curve di possibilità pluviometrica di 50 anni di tempo di ritorno. La verifica ha dato esito positivo.

4.2 STIMA DELLE PORTATE

I dati ottenuti dalla predetta elaborazione, sono stati utilizzati per effettuare il calcolo idraulico delle portate da smaltire, in relazione al coefficiente di deflusso delle superfici urbanizzate nella nuova rete.

La rete di raccolta è stata volutamente mantenuta con pendenza minima compresa tra l'1‰ e il 2‰, per ottenere un maggiore invaso e non interferire con la falda freatica.

Inizialmente, sono stati valutati i coefficienti di deflusso φ medi pesati di ogni bacino scolante in ragione della differente destinazione d'uso della superficie: zone adibite a viabilità, a parcheggio, a verde, coperture degli edifici, percorsi pedonali, ecc... Per le aree a verde ubicate sopra il piano interrato, il coefficiente di deflusso è stato maggiorato assegnando un valore medio pari a 0.30, in accordo con quanto contenuto nella Norma DIN, FLL, A.T.V., scala Frühling, UNI 11235.

L'elaborazione dei dati è avvenuta per mezzo di un modello matematico per la valutazione della capacità di portata delle canalizzazioni fognarie previste (metodo cinematico o razionale).

L'espressione per il calcolo della portata di deflusso del bacino usata nel metodo cinematico, anche detto metodo razionale, è la seguente:

$$Q_{\max} = \frac{S \cdot \varphi \cdot h(T_c)}{T_c}$$

in cui S è la superficie del bacino, φ è il coefficiente di deflusso, T_c è il tempo di corrivazione, (ovvero il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più lontano del bacino arriva alla sezione di chiusura dello stesso) mentre $h(T_c)$ è l'altezza di precipitazione considerata.

In termini di volume la precedente espressione diventa:

$$V_{\max} = S \cdot \varphi \cdot h(T_c)$$

Per quanto riguarda la stima del tempo di corrivazione, si è generalmente fatto riferimento alla formulazione proposta dal *Civil Engineering Departement dell'Università del Maryland (1971)*:

$$T_c = \left[\frac{26.3 \cdot \left(\frac{L}{K_s} \right)^{0.6}}{3600^{0.4(1-n)} \cdot a^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{(0.6+0.4n)}}$$

In cui L rappresenta la lunghezza dell'asta principale in metri, K_s il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler espresso in $m^{1/3}/s$, i la pendenza media dell'asta, a (m/ora^n) ed n parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

I coefficienti di deflusso φ adottati per lo stato di progetto (che a sua volta soggiacciono all'ipotesi di sviluppo urbanistico), come già precedentemente citato, sono stati attribuiti eseguendo una media pesata secondo la copertura del suolo dei singoli coefficienti di deflusso.

In accordo con l'allegato A della Dgr n°1322 del 10 maggio 2006, non avendo una determinazione sperimentale o analitica dei coefficienti di deflusso, nella successiva si riportano i valori di tale coefficiente per le differenti tipologie di copertura di uso del suolo.

Caratteristiche della superficie	φ
Superfici impermeabili (strade, tetti, ecc..)	0.90
Superfici semi-permeabili (stalli auto in grigliato, ecc...)	0.60
Superfici a verde sopra piano interrato	0.30
Superfici a verde, prato	0.20
Aree agricole	0.10

Tabella 2 - Coefficienti di deflusso secondo l'allegato A della Dgr. n°1322 del 10/05/2006

4.3 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE

Il grado di riempimento dei collettori, da cui dipende la capacità di invaso del sistema scolante, è correlato al dimensionamento idraulico, ovvero alla scelta delle condotte e delle condizioni di posa da adottare in funzione della portata attesa; note le caratteristiche idrauliche, tra cui la geometria e le dimensioni della sezione, la pendenza e la scabrezza del materiale, si ammette che il deflusso si possa descrivere come moto uniforme utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = A \cdot K_s \cdot \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Con:

Q = portata di deflusso in condotta (m^3/s);

A = sezione di drenaggio (m^2);

K_s = coefficiente di resistenza di Gaukler-Strickler ($m^{1/3}/s$);

P = perimetro bagnato della sezione di drenaggio (m);

i = pendenza della condotta (m/m).

Una volta scelta la dimensione della sezione della condotta, impostata la pendenza della tubazione e il coefficiente di scabrezza, dalla predetta formula sono stati ricavati i tiranti d'acqua riferiti alla portata ammissibile e alla portata massima di calcolo, ricavando così il grado di riempimento per ciascuna condotta.

4.4 CALCOLO DEI BACINI DI LAMINAZIONE

La restituzione della portata meteorica raccolta dal sistema drenante alla rete idrografica superficiale dovrà avvenire nel rispetto del principio di invarianza idraulica, secondo cui una qualsiasi trasformazione urbanistica deve compiersi senza alterare il regime idrologico allo stato di fatto del territorio interessato. In altre parole, agendo sui tempi di corrivazione e sulla capacità di invaso della rete di smaltimento di progetto, bisognerà garantire che la portata scaricata nel recettore naturale sia al massimo pari a quella immessa nel recettore stesso prima della realizzazione delle opere.

Ciò premesso, noto il coefficiente di afflusso medio dell'area oggetto di studio e le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, si sono calcolate per varie durate di precipitazione le altezze di pioggia efficaci e quindi i volumi di afflusso complessivi relativi alla superficie afferente.

Il calcolo dei volumi da rendere disponibili per l'invaso delle maggiori portate generate dalla nuova configurazione di progetto può essere con buona approssimazione condotto come differenza tra i volumi affluiti alla rete ed i volumi massimi ammessi alle rete idrografica recettiva.

Al fine di non aggravare, con le opere di progetto, l'equilibrio idraulico dell'area, si considera accettabile immettere alla rete idrografica una portata specifica di 10 l/s ha, peraltro in accordo con le specifiche dettate dal Consorzio di Bonifica competente.

La metodologia di calcolo applicata è quella basata sul modello delle sole piogge che, se confrontata con gli altri procedimenti di calcolo proposti in letteratura, fornisce generalmente risultati maggiormente cautelativi.

Tale modello si basa sul confronto tra la curva cumulata delle portate entranti e quella delle portate uscenti ipotizzando che sia trascurabile l'effetto della trasformazione afflussi-deflussi operata dal bacino e dalla rete drenante. Nelle condizioni sopra descritte, applicando uno ietogramma netto di pioggia a intensità costante, il volume entrante prodotto dal bacino scolante risulta pari a:

$$W_e = S \cdot \varphi \cdot h(\theta) = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove φ è il coefficiente di deflusso, S è la superficie del bacino drenato a monte della sezione di chiusura ed $h(\theta)$ è la curva di possibilità pluviometrica nella formulazione classica $h(\theta) = a \cdot t^n$.

Il volume in uscita dal sistema, considerando una laminazione ottimale $Q_u = Q_{u,max}$, risulta:

$$W_u = Q_{u,\max} \cdot \theta$$

Il volume massimo da invasare a questo punto è dato dalla massima differenza tra le due curve descritte dalle precedenti relazioni, e può essere individuato graficamente (Figura 3) riportando sul piano (h, θ) la curva di possibilità pluviometrica netta:

$$h_{netta} = \frac{\varphi \cdot a \cdot \theta^n}{S}$$

e la retta rappresentante il volume uscente dalla vasca, riferito all'unità di area del bacino scolante di monte:

$$h_u = \frac{Q_{u,\max} \cdot \theta}{S}$$

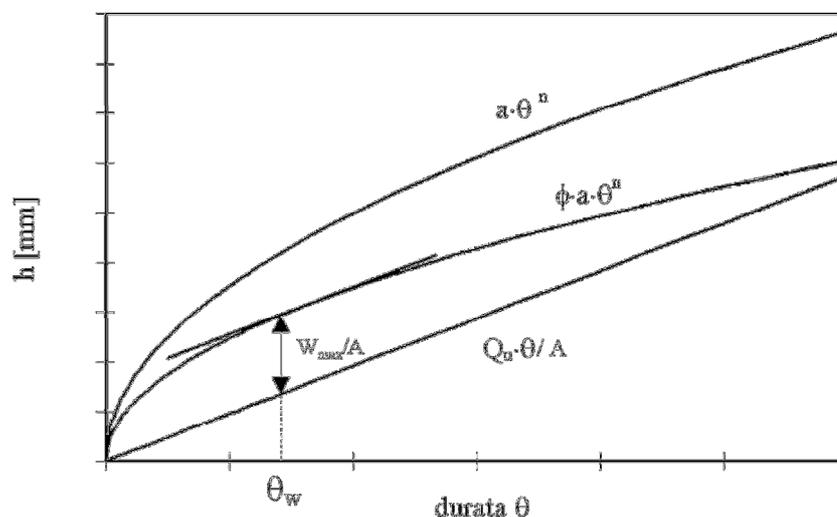


Figura 3 - Metodo delle sole piogge - Abaco per l'individuazione dei volumi di invaso

Esprimendo matematicamente la condizione di massimo, ossia derivando $\Delta W = h_{netta} - h_u$, si ricava la durata critica del sistema θ_c nel seguente modo:

$$\theta_c = \left(\frac{Q_{u,\max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

A questo punto il volume di invaso necessario per garantire l'invarianza idraulica può essere calcolato come segue:

$$W_{\max} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_{u,\max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_{u,\max} \cdot \left(\frac{Q_{u,\max}}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

I calcoli specifici sono già stati svolti in fase di Valutazione di Compatibilità Idraulica redatta da Aequa Engineering S.r.l. dell'ing. Baldo. In questa sede ci si limiterà a verificare i risultati

riportati nel predetto studio mediante il modello di calcolo precedentemente citato ed a riportare i risultati stessi.

I volumi quindi necessari alla laminazione dell'onda di piena e tali da garantire il rispetto del principio di invarianza idraulica sono pari a 5'338 m³ (valore indicato nella Compatibilità Idraulica e verificato dallo scrivente). Gli invasi, come precedentemente accennato, verranno realizzati all'interno della lottizzazione creando delle aree a verde ribassate e idraulicamente collegate tra loro da tubazioni in cls armato.

In totale le aree depresse saranno 5 e presenteranno una quota di fondo diversa tra loro per permettere all'acqua di defluire a gravità verso il canale di scarico.

La seguente Tabella 3 illustra in dettaglio le caratteristiche geometriche delle 5 vasche.

VASCA	Ingombro al p.c. [m ²]	Superficie [m ²]	Tirante idrico max [m]	Volume invaso [m ³]
1	1'882	926	0.85	787.1
2	2'755	1985	1.05	2'084.25
3	340	166	1.15	190.9
4	1'850	830	1.15	954.5
5	1'835	825	1.05	866.25

Tabella 3 - Caratteristiche geometriche dei bacini di laminazione

Il totale del volume di invaso utile all'interno delle aree verdi è pari a 4'883 m³.

Tali apporti sono pienamente disponibili e non risentono del rischio di apporti provenienti dalla falda, la quale è mediamente posizionata tra i 6.5 ed i 7 m s.m.m. (2 - 2.5 metri sotto il piano campagna mediamente posto a 9 m s.m.m.).

In aggiunta a questo sarà disponibile un volume di invaso complementare dato dalla rete di tubi di scarico provenienti da strade, pluviali e piazzali, nonché dalle condotte di collegamento delle vasche. Tale volume, ben superiore a 600 m³, consente di soddisfare il minimo invaso prescritto per l'invarianza idraulica (5'338 m³).

Inoltre, è doveroso considerare che il franco medio di sicurezza all'interno delle vasche è dell'ordine di 0.85 metri. Per propria conformazione, si tratta di un volume potenzialmente a servizio di aree circostanti; infatti, in caso di eventi estremi, la rete potrebbe accettare afflussi temporanei anche provenienti dalle aree limitrofe, salvaguardando un porzione di territorio effettivamente più ampia di quella oggetto della presente relazione.

4.5 DESCRIZIONE DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

In ottemperanza all'art. 39 del Piano di Tutela delle Acque, è necessario predisporre adeguati manufatti idraulici capaci di separare la frazione meteorica di prima pioggia da quella di seconda pioggia, provvedendo alla depurazione della quota-parte maggiormente inquinata. A tal fine, lungo la rete di progetto e precisamente prima degli scarichi nei bacini, si predisporranno

opportuni manufatti ripartitori, capaci di operare la predetta classificazione mediante un sistema di paratoie piane a strisciamento comandate da sensori elettromagnetici. I manufatti saranno ciascuno costituiti da un pozzetto prefabbricato di dimensioni interne pari a 2 x 2 metri, dotato di un ingresso e due uscite separate, sensore di pioggia e sensore di portata in ingresso. Entrambe le uscite saranno dotate di paratoia di intercettazione comandata elettricamente. Il meccanismo di funzionamento sarà il seguente: all'inizio della precipitazione il sensore di pioggia si attiverà, inviando al PLC di controllo il relativo segnale, che consentirà di chiudere la paratoia di ingresso al bacino e di aprire quella di ingresso alla vasca di prima pioggia. L'intera portata di prima pioggia sarà pertanto inviata alla depurazione, senza scarico nel recettore finale. Nell'istante in cui la portata di prima pioggia arriverà al ripartitore, segnalato dall'apposito sensore di portata, si attiverà un temporizzatore che al termine di un periodo di 15 minuti (od altro periodo regolabile, da valutare sperimentalmente in sede di taratura del sistema) provvederà a chiudere la paratoia di ingresso alla vasca aprendo contestualmente la paratoia di ingresso al bacino di laminazione, permettendo al volume di seconda pioggia di immagazzinarsi all'interno delle apposite aree di invaso. La portata di prima pioggia (pari a 5 mm di pioggia caduti nei primi 15 minuti di evento), stoccata in vasca in cls realizzata in opera, verrà sollevata meccanicamente per essere inviata ad un impianto di trattamento in continuo, operante a coalescenza, previo interposizione di apposito pozzetto di calma al fine di ridurre l'energia della corrente idrica acquisita in fase di pompaggio.

Il volume di ciascuna vasca di prima pioggia è stato determinato come somma di due fattori:

- Volume di prima pioggia, calcolato con la seguente scrittura:

$$V_{PP} = S \cdot \varphi \cdot h$$

In cui S è la superficie dilavata, φ il coefficiente di afflusso medio dell'area e h l'altezza di pioggia caduta nei primi 15 minuti di evento e convenzionalmente pari a 5 mm.

- Volume di sedimentazione, calcolato nel seguente modo:

$$V_{SED} = Q \cdot C_f$$

Con:

$$Q = S \cdot \varphi \cdot i$$

$$C_f = 100$$

In cui i è l'intensità di pioggia pari a 5 mm in 15 minuti, S la superficie dilavata, φ il coefficiente di afflusso medio dell'area e C_f parametro in funzione del calcolo del volume minimo di sedimentazione in accordo alla norma UNI EN 858-2.

La metodologia di calcolo sopra riportata ha permesso di stimare il volume delle vasche di prima pioggia in:

- Vasca di prima pioggia 1 (a servizio delle aree private del comparto commerciale) = 66 m³ (dimensioni consigliate pari a 6.0 x 5.5 x 2.0 metri).
- Vasca di prima pioggia 2 (a servizio delle aree pubbliche del comparto commerciale) = 45 m³ (dimensioni consigliate pari a 5.0 x 4.5 x 2.0 metri).

- Vasca di prima pioggia 3 (a servizio del comparto direzionale, non oggetto del progetto ma comunque riportato) = 28 m³ (dimensioni consigliate pari a 4.0 x 3.5 x 2.0 metri).

Ogni vasca sarà dotata di un sistema di pompaggio costituito da una pompa di esercizio più una pompa di riserva, ciascuna con portata pari a 5 l/s e prevalenza di circa 2.5 - 3 metri.

Il pozzetto di calma posto tra la vasca di pioggia e l'impianto di trattamento sarà costituito da un semplice pozzetto prefabbricato di dimensioni interne 0.8 x 0.8 metri, avente al proprio interno un setto in cls capace di smorzare l'energia della corrente idrica in pressione.

Gli impianti di trattamento da installare a valle dei pozzetti di calma saranno in continuo e rispondenti alle norme UNI EN 858. Saranno pertanto tutti costituiti da un comparto di sedimentazione, uno per la separazione di oli per flottazione e separazione di idrocarburi, oli e residui gommosi per coalescenza ed uno per il campionamento. Gli impianti di trattamento saranno tutti uguali tra loro, tarati su una portata di 5 l/s ed aventi un volume minima di sfangazione pari a 5 m³ ($V_{DIS} = Q \cdot t_s$, con Q = portata della pompa pari a 5 l/s e t_s parametro stabilito dalla UNI EN 858 in funzione della densità degli oli da trattare). Le acque di prima pioggia così trattate saranno restituite prima alla rete di bacini di laminazione e dopo al recettore naturale.

4.6 DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI

La fognatura a servizio dell'area sarà di tipo separato, realizzata con tubazioni in calcestruzzo armato centrifugato con verniciatura di protezione epossidica interna per le condotte per acque meteoriche. Le acque bianche saranno raccolte da più reti di tubazioni collocate sotto la viabilità di servizio e le aree destinate a parcheggio e verranno convogliate nel canale Scolmatore, previo interposizione di opportuni volumi di invaso (bacini di laminazione) e disoleazione della frazione di prima pioggia. Alle condotte principali saranno collegati tutte le condotte secondarie derivanti dai vari sistemi di raccolta (caditoie, griglie, pluviali, ecc...).

La fognatura per acque meteoriche sarà costituita da:

- collettore principale in tubi di calcestruzzo armato vibrocentrifugati, con giunti a bicchiere e guarnizioni di tenuta elastomeriche, in elementi da m 2,00 del diametro interno da cm 30 a cm 100; i tubi verranno rivestiti in calcestruzzo a q.li 2,00 di cemento per m³ in corrispondenza di singolarità che lo richiedano, quali allacciamenti o di attraversamenti stradali per la raccolta di acque meteoriche stradali;
- attraversamenti stradali, per la raccolta di acque meteoriche dai pozzetti con caditoia, che saranno in tubi di PVC del diametro interno di cm 160 posati su sabbia;
- pozzetti sifonati in calcestruzzo di raccolta dell'acqua piovana saranno del "tipo Padova", delle dimensioni interne di cm 40x40x80, con rinfianco delle pareti d'ambito in calcestruzzo spessore medio di circa cm 15, distanti tra loro circa m 20,00 con relativa caditoia in ghisa del peso di Kg. 50-60 cadauna;
- pozzetti d'ispezione al collettore stradale, in calcestruzzo armato e vibrato se del tipo prefabbricato, ovvero gettati in opera, in corrispondenza di vertici o altre singolarità che lo richiedano; i pozzetti saranno di dimensioni adatte al diametro delle tubazioni impiegate (comunque di dimensioni interne non inferiori a cm. 80x80), e disposti ad interasse di m 25 - 40 mentre la profondità sarà variabile; nel caso di pozzetti gettati in opera, lo spessore delle pareti d'ambito, da eseguire in calcestruzzo a q.li 2,50 per

m³, sarà di cm 15-20; detti pozzetti avranno decantazione di almeno cm 25 e saranno completi di soletta di copertura in c.a., calcolata per sopportare i carichi e sovraccarichi stradali previsti per strade di prima categoria; nella soletta dovrà essere ricavato un foro per ispezione che garantisca una luce netta di cm 60x60; i chiusini saranno in ghisa sferoidale, completi di telaio pure in ghisa ed avranno diametro interno netto di cm 60 o luce netta di cm 60x60, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe D400 e completi di scritta: "Fognatura bianca";

- caditoie con feritoie complete di telaio in ghisa di prima fusione, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe D400;
- chiusini completi di telaio in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe D400;
- vasche di prima pioggia interrate in c.a. gettate in opera da destinare all'accumulo della prima pioggia, aventi volume indicato nel paragrafo 4.5;
- due manufatti di ripartizione a due vie costituiti da pozzetto prefabbricato in calcestruzzo armato e vibrato delle dimensioni interne di m 1.20 x 1.20 interrato e dotati di paratoia piana a strisciamento con tenuta su 4 lati, motorizzata ad azionamento mediante vite non saliente, in acciaio inossidabile AISI;
- stazioni di sollevamento ubicate internamente alla vasca di prima pioggia dotate di elettropompe sommergibili (portata = 5 l/s; prevalenza = 2.5 - 3 m) e relativi quadri elettrici di gestione ed azionamento;
- Pozzetti di calma, uno a valle di ogni impianto di sollevamento, costituito da un pozzetto in cls prefabbricato, a pianta quadrata di dimensioni pari a 0.8 x 0.8 m, con setto in cls interno capace di smorzare l'energia della vena liquida ingresso;
- Impianti di depurazione per acque meteoriche di prima pioggia a norme UNI EN 858 completamente prefabbricati tipo KMC-6/8-5.0-EN, vasca monoblocco in calcestruzzo ad alta resistenza, trattamenti di sedimentazione, separazione oli per flottazione e coalescenza (classi I e II), per portate da trattare di 5 l/s.

5 FOGNATURA ACQUE NERE

Nei prossimi paragrafi si andrà ad analizzare la fognatura nera prevista a servizio del nuovo intervento. Verranno descritti il procedimento di stima delle portate massime di progetto, riportando il numero di abitanti equivalenti previsto per ciascun comparto, ed i sistemi di calcolo assunti per il dimensionamento dei manufatti idraulici.

5.1 STIMA DELLE PORTATE

La portata delle acque nere è stata determinata considerando gli abitanti equivalenti che si potranno potenzialmente insediare nelle strutture oggetto di studio. La stima è stata effettuata sulla base della superficie fondiaria occupata dai singoli comparti a progetto e della destinazione d'uso degli stessi. Di seguito si riporta una tabella di sintesi in cui sono riportati gli abitanti equivalenti considerati per ciascun area.

Comparto	Abitanti Equivalenti
Residenziale	100
Direzionale	800
Commerciale	155

Tabella 4 - Abitanti equivalenti considerati per ogni fabbricato

Dalla precedente Tabella 4 si desume che il numero complessivo di abitanti equivalenti considerato nel calcolo della portata nera è pari a 1'055 unità.

A questo punto, assegnando una dotazione idrica media annua per ogni abitante (*dot*), la portata nera può essere calcolata con la seguente scrittura analitica:

$$Q_{mn} = \frac{(1 - e) \cdot d \cdot P}{86400}$$

dove:

Q_{mn} : portata di acque nere (l/s);

d : dotazione idrica media annuale per ogni abitante (300 l/d AE);

P : numero di abitanti equivalenti gravanti sulla fogna a monte della sezione di calcolo;

e : coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di dotazione idrica che non raggiunge la fogna, generalmente si assume un valore di 0,15÷0,20.

Così come la portata acquedottistica, anche quella nera è soggetta ad un andamento variabile stagionalmente e nell'arco del giorno; occorre quindi determinare una portata nera di punta, correggendo quella media annuale sopra calcolata.

Nella bibliografia tecnica vengono riportate diverse relazioni che indicano la variabilità del coefficiente di punta, C_p , con la classe demografica del centro abitato.

Il presente modello di calcolo prevede l'impiego dell'espressione di Babbitt [Babbitt e Baumann, 1958], basato sulla seguente espressione:

$$C_p = \frac{5}{P^{1/5}}$$

dove con P si indica il numero di abitanti espressi in migliaia.

La portata nera di carico idrico si determina infine come:

$$Q_n = Q_{mn} \cdot C_p$$

Il valore di portata nera con l'impiego dei summenzionati parametri è risultato complessivamente pari a 21.50 l/s. Le condotte per le acque nere saranno in gres ed avranno pertanto pendenza del 3‰ e diametro precauzionale di 250 mm per tenere conto della futura edificazione del comparto ad ovest.

Lo schema fognario delle acque nere è di seguito riportato in planimetria allegata al presente studio.

5.2 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE

Il grado di riempimento dei collettori, da cui dipende la capacità di invaso del sistema scolante, è correlato al dimensionamento idraulico, ovvero alla scelta delle condotte e delle condizioni di posa da adottare in funzione della portata attesa; note le caratteristiche idrauliche, tra cui la geometria e le dimensioni della sezione, la pendenza e la scabrezza del materiale, si ammette che il deflusso si possa descrivere come moto uniforme utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = A \cdot K_s \cdot \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Con:

Q = portata di deflusso in condotta (m^3/s);

A = sezione di drenaggio (m^2);

K_s = coefficiente di resistenza di Gaukler-Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);

P = perimetro bagnato della sezione di drenaggio (m);

i = pendenza della condotta (m/m);

Una volta scelta la dimensione della sezione della condotta, impostata la pendenza della tubazione e il coefficiente di scabrezza, dalla predetta formula sono stati ricavati i tiranti di refluo riferiti alla portata ammissibile e alla portata massima di calcolo, ricavando così il grado di riempimento per ciascuna condotta.

5.3 DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

Le acque reflue raccolte dal sistema di collettamento sopra descritto saranno inizialmente recapitate ad un impianto di sollevamento ubicato in prossimità di via Caravaggio, nell'estremo meridionale del comparto in oggetto.

La realizzazione di un impianto di sollevamento meccanico a servizio della rete nera si rende necessario per vincere la differenza geodetica tra il livello minimo di scorrimento della rete e la quota di scorrimento del collettore che riceverà il liquame nella rete recettrice (rotatoria tra via G. Bella e via Caravaggio).

L'impianto di sollevamento sarà costituito da una pompa di esercizio più una di riserva e dovrà essere collocato in prossimità dell'ultimo pozzetto di ispezione all'interno del perimetro di intervento. Le pompe saranno anch'esse alloggiare in un pozzetto prefabbricato, capace di garantire un volume di funzionamento (volume compreso tra quota di azionamento e quota di spegnimento delle pompe) pari ad almeno 1.80 m^3 . A tale volume bisognerà aggiungere quello richiesto per la sommergenza delle pompe, pari a circa 30 cm moltiplicato per l'area di base del pozzetto.

Nello specifico, saranno montate due pompe (una di servizio e l'altra di riserva) con portata di esercizio pari a 28 l/s e prevalenza pari a circa 12 m ciascuna (2.5 m di dislivello geodetico e 9.5 m di perdite di carico lungo i 135 m di condotta in pressione); il serbatoio avrà volume tale da consentire il normale esercizio delle pompe. La determinazione del volume necessario al

funzionamento delle pompe (detto pozzo) è stata effettuata in relazione alla portata affluente, al numero massimo di avviamenti orari consentiti ed allo schema di funzionamento: avviamento a livello prefissato e successivo spegnimento al raggiungimento del livello minimo previsto nella vasca.

Il volume richiesto per il pozzo dipende dalla durata minima del tempo di ciclo della pompa, T_c , e dalla sua portata Q_p .

Il tempo fra due successivi avviamenti di una elettropompa, detto appunto tempo di ciclo T_c , è dato dalla somma del tempo di riempimento del volume utile V (quello compreso fra il livello minimo nella vasca ed il livello di avviamento della pompa) e del tempo di vuotamento dello stesso. Nella definizione precedente si sono supposti costanti la portata in ingresso q e la portata della pompa Q_p . Con la simbologia sopra indicata, il tempo di ciclo è fornito dalla relazione seguente:

$$T_c = \frac{V}{q} + \frac{V}{Q_p - q}$$

Dovendo essere vera la condizione $0 < q \leq Q_p$ affinché il pozzo possa vuotarsi, si può porre $q = \alpha Q_p$, con $0 < \alpha \leq 1$.

Introducendo tale simbologia nell'espressione del tempo di ciclo si ottiene:

$$T_c = \frac{V}{q} + \frac{V}{Q_p - q} = \frac{V}{Q_p} \left[\frac{1}{\alpha} + \frac{1}{1 - \alpha} \right]$$

Per determinare la portata critica, cioè quella che determina il maggior numero di avviamenti della pompa nell'unità di tempo è sufficiente derivare la precedente espressione rispetto ad α ed uguagliarla a zero, verificando che la condizione sia di minimo. Con semplici elaborazioni si ricava subito il valore $\alpha = 1/2$. Poiché il ciclo più breve si verifica quando la portata entrante vale la metà della portata della pompa, il volume utile minimo nel pozzo risulta essere:

$$V = \frac{T_{c \min} Q_p}{4}$$

Fissando un numero massimo di avviamenti orari pari a 10 e di conseguenza un tempo di ciclo di 360 secondi, utilizzando la portata massima effluente di 28 l/s (portata della pompa) gestita mediante una condotta di mandata DN100 in acciaio si ottiene per la stazione di sollevamento un volume necessario per un corretto funzionamento di ciascuna pompa per acque nere pari a 1.80 m³.

5.4 DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI

Il collettore principale della fognatura per acque nere si snoderà lungo via Monte Canin e sboccherà nel collettore principale di fognatura mista comunale. Alla rete di progetto si collegheranno alcuni rami secondari, in uscita dagli edifici.

La fognatura per acque nere sarà costituita da:

- collettori principali in tubi di gres a norme UNI EN 295, con giunti a bicchiere e guarnizioni di tenuta elastomeriche, in elementi da m 2,00 del diametro interno di cm

25; i tubi saranno rivestiti in calcestruzzo a q.li 2,00 di cemento per m³ in corrispondenza di singolarità che lo richiedano;

- le condutture secondarie per il collegamento ai pozzetti principali di ispezione saranno in tubi di gres del diametro interno di cm 20, posati su letto di sabbia; i tubi verranno rivestiti in calcestruzzo a q.li 2,00 di cemento per m³ in corrispondenza di singolarità che lo richiedano;
- pozzetti d'ispezione prefabbricati circolari in calcestruzzo vibrato del diametro di cm 100, costituiti da due soli elementi, base ed elemento di rialzo tronco-conico entrambi monolitici, con spessore delle pareti di cm 15 ed internamente rivestiti in resina epossidica sulle superfici interessate dal flusso dei liquami, dotati di anelli di tenuta in gomma sintetica per le tubazioni in gres e di fori con guarnizioni in gomma sintetica per l'innesto di tubazioni secondarie
- chiusini per pozzetti di ispezione completi di telaio in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe D400;
- chiusini per pozzetti condotte secondarie, completi di telaio in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI EN 124, classe C250 o D400;
- stazione di sollevamento ubicata di un pozzetto in cls prefabbricato di volume utile minimo pari a 1.80 m³ dotata di elettropompe sommergibili (portata = 28 l/s; prevalenza = 12 m) e relativo quadro elettrico di gestione ed azionamento;
- condotta di mandata di lunghezza circa pari a 135 metri in acciaio DN100, per il collegamento tra la stazione di pompaggio e la rete recettrice ubicata nei pressi della rotatoria tra via Caravaggio e via G. Bella.

OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 1_33 (METODO CINEMATICO)

Tabella risultati (Verifica della condotta)

Nome	Mat.	Sz	Speco	h	G _r	Q _p	V	qt _m	qt _v	
				[m]	[%]	[l/s]	[m/s]	[m]	[m]	
1-33___/ 33-32	CEMENTO	70	1	DN 500	0.30	62.75	73.348	0.59	0.00	0.00
1-33___/ 32-31	CEMENTO	70	1	DN 500	0.35	77.85	90.993	0.62	0.00	0.00
1-33___/ 31-28	CEMENTO	70	1	DN 500	0.34	74.84	87.477	0.62	0.00	0.00
28-30___/ 30-29	CEMENTO	70	1	DN 800	0.41	48.15	197.084	0.76	0.00	0.00
28-30___/ 29-28	CEMENTO	70	1	DN 800	0.51	68.29	279.521	0.83	0.00	0.00
1-33___/ 28-24	CEMENTO	70	1	DN 800	0.66	93.22	381.570	0.86	0.00	0.00
24-27___/ 27-25	CEMENTO	70	1	DN 300	0.20	72.83	21.801	0.44	0.00	0.00
25-26___/ 26-25	CEMENTO	70	1	DN 300	0.20	71.91	21.524	0.44	0.00	0.00
24-27___/ 25-24	CEMENTO	70	1	DN 400	0.29	81.60	52.607	0.54	0.00	0.00
1-33___/ 24-20	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.57	57.26	424.971	0.92	0.00	0.00
20-23___/ 23-21	CEMENTO	70	1	DN 500	0.38	85.83	100.329	0.63	0.00	0.00
21-22___/ 22-21	CEMENTO	70	1	DN 600	0.36	62.01	117.856	0.67	0.00	0.00
20-23___/ 21-20	CEMENTO	70	1	DN 800	0.42	51.08	209.102	0.78	0.00	0.00
1-33___/ 20-16	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.71	79.45	589.627	0.99	0.00	0.00
16-19___/ 19-17	CEMENTO	70	1	DN 400	0.20	47.96	30.916	0.48	0.00	0.00
17-18___/ 18-17	CEMENTO	70	1	DN 300	0.23	84.47	25.285	0.45	0.00	0.00
16-19___/ 17-16	CEMENTO	70	1	DN 400	0.34	94.65	61.017	0.54	0.00	0.00
1-33___/ 16-14	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.75	85.28	632.933	1.00	0.00	0.00
14-15___/ 15-14	CEMENTO	70	1	DN 300	0.23	85.30	25.532	0.45	0.00	0.00
1-33___/ 14-10	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.77	87.38	648.509	1.00	0.00	0.00
10-13___/ 13-11	CEMENTO	70	1	DN 400	0.20	47.86	30.855	0.48	0.00	0.00
11-12___/ 12-11	CEMENTO	70	1	DN 300	0.22	83.56	25.011	0.45	0.00	0.00
10-13___/ 11-10	CEMENTO	70	1	DN 400	0.33	94.43	60.876	0.54	0.00	0.00
1-33___/ 10-6	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.82	93.17	691.490	1.00	0.00	0.11
7-8___/ 8-7	CEMENTO	70	1	DN 600	0.47	88.14	167.534	0.71	0.00	0.00
6-9___/ 9-7	CEMENTO	70	1	DN 600	0.36	62.03	117.909	0.67	0.00	0.00
6-9___/ 7-6	CEMENTO	70	1	DN 800	0.50	66.49	272.180	0.82	0.00	0.00
1-33___/ 6-2	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.77	86.59	908.810	1.41	0.11	0.01
2-5___/ 5-3	CEMENTO	70	1	DN 400	0.21	48.92	31.537	0.48	0.00	0.00
3-4___/ 4-3	CEMENTO	70	1	DN 300	0.21	77.61	23.232	0.44	0.00	0.00
2-5___/ 3-2	CEMENTO	70	1	DN 500	0.29	58.14	67.953	0.58	0.00	0.00
1-33___/ 2-1	CEMENTO	70	1	DN 1000	0.80	90.74	952.410	1.42	0.01	0.00

Legenda

Nome	Nome identificativo del tratto		Mat.	Materiale e scabrezza del tratto	
Sz	Codice sezione		Speco	Dimensioni condotta	
1	Circolare [mm]	2	Cunetta Ovoidale [cm]	3	Trapezia [mt]
4	Triangolare [mt]	5	Rettangolare [mt]		
h	Altezza idrica		Gr	Grado di riempimento	
Qp	Portata di pioggia		V	Velocità	
qtm	Quota a monte		qtv	Quota a valle	

OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 50_60 (METODO CINEMATICO)

Tabella risultati (Verifica della condotta)

Nome	Mat.	Sz	Speco	h	G _r	Q _p	V	qt _m	qt _v	
				[m]	[%]	[l/s]	[m/s]	[m]	[m]	
50-60___/ 60-59	CEMENTO	70	1	DN 300	0.18	59.74	17.884	0.42	0.00	0.00
50-60___/ 59-58	CEMENTO	70	1	DN 400	0.28	77.49	49.953	0.53	0.00	0.00
50-60___/ 58-55	CEMENTO	70	1	DN 500	0.32	68.41	79.965	0.61	0.00	0.00
55-57___/ 57-56	CEMENTO	70	1	DN 500	0.27	51.95	60.717	0.57	0.00	0.00
55-57___/ 56-55	CEMENTO	70	1	DN 500	0.35	78.34	91.573	0.62	0.00	0.00
50-60___/ 55-53	CEMENTO	70	1	DN 800	0.39	44.81	183.421	0.75	0.00	0.00
53-54___/ 54-53	CEMENTO	70	1	DN 400	0.29	81.53	52.562	0.54	0.00	0.00
50-60___/ 53-52	CEMENTO	70	1	DN 800	0.45	55.78	228.322	0.79	0.00	0.00
50-60___/ 52-51	CEMENTO	70	1	DN 800	0.46	57.99	237.385	0.80	0.00	0.00
50-60___/ 51-50	CEMENTO	70	1	DN 800	0.49	63.46	259.785	0.82	0.00	0.00

Legenda

Nome	Nome identificativo del tratto				Mat.	Materiale e scabrezza del tratto			
Sz	Codice sezione				Speco	Dimensioni condotta			
1	Circolare	[mm]	2	Cunetta Ovoidale	[cm]	3	Trapezia	[mt]	
4	Triangolare	[mt]	5	Rettangolare	[mt]				
h	Altezza idrica				Gr	Grado di riempimento			
Qp	Portata di pioggia				V	Velocità			
qtm	Quota a monte				qtv	Quota a valle			

OUTPUT RETE FOGNARIA BIANCA 150_153 (METODO CINEMATICO)

Tabella risultati (Verifica della condotta)

Nome	Mat.	Sz	Speco	h [m]	Gr	Q _p	V	qt _m	qt _v	
					[%]	[l/s]	[m/s]	[m]	[m]	
50-60___/ 60-59	CEMENTO	70	1	DN 300	0.18	59.74	17.884	0.42	0.00	0.00
50-60___/ 59-58	CEMENTO	70	1	DN 400	0.28	77.49	49.953	0.53	0.00	0.00
50-60___/ 58-55	CEMENTO	70	1	DN 500	0.32	68.41	79.965	0.61	0.00	0.00
55-57___/ 57-56	CEMENTO	70	1	DN 500	0.27	51.95	60.717	0.57	0.00	0.00
55-57___/ 56-55	CEMENTO	70	1	DN 500	0.35	78.34	91.573	0.62	0.00	0.00
50-60___/ 55-53	CEMENTO	70	1	DN 800	0.39	44.81	183.421	0.75	0.00	0.00
53-54___/ 54-53	CEMENTO	70	1	DN 400	0.29	81.53	52.562	0.54	0.00	0.00
50-60___/ 53-52	CEMENTO	70	1	DN 800	0.45	55.78	228.322	0.79	0.00	0.00
50-60___/ 52-51	CEMENTO	70	1	DN 800	0.46	57.99	237.385	0.80	0.00	0.00
50-60___/ 51-50	CEMENTO	70	1	DN 800	0.49	63.46	259.785	0.82	0.00	0.00

Legenda

Nome	Nome identificativo del tratto			Mat.	Materiale e scabrezza del tratto			
Sz	Codice sezione			Speco	Dimensioni condotta			
1	Circolare	[mm]	2	Cunetta Ovoidale	[cm]	3	Trapezia	[mt]
4	Triangolare	[mt]	5	Rettangolare	[mt]			
h	Altezza idrica			Gr	Grado di riempimento			
Qp	Portata di pioggia			V	Velocità			
qtm	Quota a monte			qtv	Quota a valle			

OUTPUT RETE FOGNARIA NERA

Tabella risultati (Verifica della condotta a portata massima)

Nome	Mat.	Sz	Speco	h [m]	G _r	Q _{max}	V	qt _m	qt _v	
					[%]	[l/s]	[m/s]	[m]	[m]	
A-AD___/ AD-AC	GRES	100	1	DN 250	0.05	11.74	2.948	0.51	0.00	0.00
A-AD___/ AC-AA	GRES	100	1	DN 250	0.05	11.74	2.948	0.51	0.00	0.00
AA-AB___/ AB-AA	GRES	100	1	DN 250	0.05	11.74	2.948	0.51	0.00	0.00
A-AD___/ AA-V	GRES	100	1	DN 250	0.07	23.47	5.896	0.62	0.00	0.00
V-Z___/ Z-V	GRES	100	1	DN 250	0.04	9.60	2.411	0.48	0.00	0.00
A-AD___/ V-T	GRES	100	1	DN 250	0.08	33.07	8.307	0.68	0.00	0.00
T-U___/ U-T	GRES	100	1	DN 250	0.04	9.60	2.411	0.48	0.00	0.00
A-AD___/ T-R	GRES	100	1	DN 250	0.10	42.67	10.718	0.73	0.00	0.00
R-S___/ S-R	GRES	100	1	DN 250	0.03	4.78	1.250	0.39	0.00	0.00
A-AD___/ R-Q	GRES	100	1	DN 250	0.10	47.44	11.918	0.75	0.00	0.00
AI-AL___/ AL-AI	GRES	100	1	DN 250	0.03	3.61	0.907	0.36	0.00	0.00
Q-AI___/ AI-AG	GRES	100	1	DN 250	0.03	3.61	0.907	0.36	0.00	0.00
AG-AH___/ AH-AG	GRES	100	1	DN 250	0.03	3.69	0.928	0.37	0.00	0.00
Q-AI___/ AG-AE	GRES	100	1	DN 250	0.04	7.30	1.835	0.44	0.00	0.00
AE-AF___/ AF-AE	GRES	100	1	DN 250	0.03	3.61	0.907	0.36	0.00	0.00
Q-AI___/ AE-Q	GRES	100	1	DN 250	0.05	10.92	2.742	0.50	0.00	0.00
A-AD___/ Q-O	GRES	100	1	DN 250	0.10	32.19	14.660	0.79	0.00	0.00
O-P___/ P-O	GRES	100	1	DN 250	0.05	11.74	2.948	0.51	0.00	0.00
A-AD___/ O-N	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
A-AD___/ N-M	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
A-AD___/ M-L	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
A-AD___/ L-I	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
A-AD___/ I-G	GRES	100	1	DN 250	0.11	38.66	17.608	0.82	0.00	0.00
G-H___/ H-G	GRES	100	1	DN 250	0.03	5.03	1.264	0.40	0.00	0.00
A-AD___/ G-E	GRES	100	1	DN 250	0.12	41.43	18.872	0.84	0.00	0.00
E-F___/ F-E	GRES	100	1	DN 250	0.03	5.43	1.364	0.41	0.00	0.00
A-AD___/ E-C	GRES	100	1	DN 250	0.12	44.43	20.236	0.85	0.00	0.00
C-D___/ D-C	GRES	100	1	DN 250	0.03	5.03	1.264	0.40	0.00	0.00
A-AD___/ C-B	GRES	100	1	DN 250	0.13	47.20	21.500	0.87	0.00	0.00
A-AD___/ B-A	GRES	100	1	DN 250	0.13	47.20	21.500	0.87	0.00	0.00

Legenda

Nome	Nome identificativo del tratto		Mat.	Materiale e scabrezza del tratto	
Sz	Codice sezione		Speco	Dimensioni condotta	
1	Circolare [mm]	2	Cunetta Ovoidale [cm]	3	Trapezia [mt]
4	Triangolare [mt]	5	Rettangolare [mt]		
h	Altezza idrica		G _r	Grado di riempimento	
Q _{max}	Portata massima		V	Velocità	
qt _m	Quota a monte		qt _v	Quota a valle	