

COMUNE DI SANTARCANGELO DI ROMAGNA

PROVINCIA DI RIMINI

Piano Urbanistico Attuativo ITALPACK srl
Ambito APC.N 2.4 - Via Emilia Ovest -
per l'attuazione di interventi edilizi di ampliamento
di attività manifatturiere e assimilabili
in Santarcangelo di Romagna, via Emilia, via A.Costa.

COMMITTENTE: ITALPACK srl

Via A.Costa n.106 - Santarcangelo di R.

PROGETTISTA: Arch. GUERRINO PAGANELLI

Via Portici Torlonia n.16 - Santarcangelo di R.

CONSULENTE SPECIALISTICO: Massimo Ing. Plazzi

ELABORATO: Tav.30 - Relazione fogne e in varianza idraulica

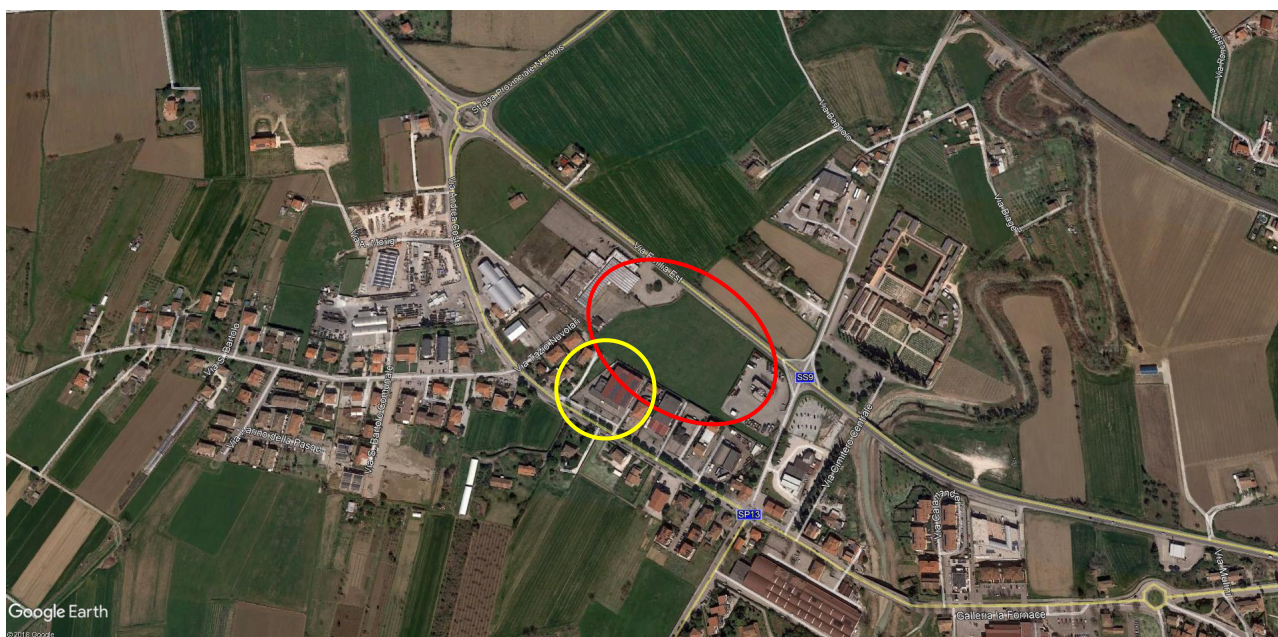
DATA ELABORAZIONE: MARZO 2020

Relazione Tecnica

Progetto fognatura bianca - Invarianza idraulica

1. PREMESSA

L'area oggetto dell'intervento è situata nella zona ovest di Santarcangelo di Romagna (RN), lungo la via Emilia; a sud confina con edifici (residenziali, commerciali, artigianali) esistenti, ad ovest con la ex concessionaria Adriaauto S.r.l. e ad est con la C.T.S. Trasporti e la via Santarcangelo-Bellaria. Essa è individuata nella scheda n. 15 del POC 1 del Comune di Santarcangelo, comparto APC.N.2.4 (inserito nell'ambito "Via Emilia Ovest", che ricomprende l'area che si estende tra le vie Andrea Costa, Santarcangelo-Bellaria, Emilia Est ed i fabbricati esistenti con affaccio lungo la via A. Costa, oltre alle aree ad ovest della via A. Costa e a nord di via San Bartolo e l'area lungo la via Santarcangelo Bellaria, ad ovest del cimitero comunale) ed interessa le particelle n. 12, 1134, 1137, 1226 e 1228 del Foglio n. 10 del Catasto Terreni del Comune di Santarcangelo di Romagna; l'area oggetto di intervento (indicata nella ortofoto con un cerchio di colore rosso) ha destinazione produttiva e si sviluppa per circa 19'900 mq.



Il presente Piano Urbanistico Attuativo prevede la realizzazione dell'ampliamento della attività manifatturiera già in essere nell'adiacente azienda "Italtack S.r.l." (indicata nella ortofoto con un cerchio di colore giallo), che produce confezionatrici automatiche per sacchetti di vario materiale. L'azienda esistente, con accesso dalla via Andrea Costa, data la necessità di ampliare la sede storica, ha acquistato l'area oggetto di intervento, contigua alla propria proprietà sia a nord che ad ovest.

Il progetto prevede una porzione privata nella quale sarà realizzato un edificio centrale, avente pianta di estensione pari a circa 6'900 mq, collegato a quello esistente, ed il piazzale aziendale, con i parcheggi per clienti e dipendenti/maestranze, ed una porzione pubblica con l'accesso dalla via Emilia (e relativo parcheggio con posti auto pubblici) ed un'ampia fascia di verde pubblico lungo i fronti ovest (in continuità con il verde pubblico di collegamento alla via Nuvolari, con pista ciclopeditonale), nord (fascia di rispetto sulla via Emilia), est (tra il lotto e la via Santarcangelo-Bellaria).

2. INQUADRAMENTO METAPROGETTUALE IN TERMINI DI NUOVA FOGNATURA BIANCA E IN MATERIA DI INVARIANZA IDRAULICA

Il progetto prevede la realizzazione di due reti di fognatura per il recapito delle acque meteoriche, una per la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche della porzione privata (piazzale e tetti, Lotto Italpack) e l'altra per la porzione del comparto a destinazione pubblica (strada di accesso dalla via Emilia, con parcheggio pubblico), oltre alla tombinatura parziale del fosso di guardia della Via Emilia.

La fognatura bianca privata si allaccerà a quella bianca pubblica di progetto nel pozzetto finale del parcheggio pubblico P3 e da qui le acque arriveranno al pozzetto di testa B6 della prevista nuova dorsale fognaria a servizio di più comparti ed individuata e caratterizzata in sede di redazione (ed approvazione) del vigente POC 1 del Comune di Santarcangelo di Romagna.

Su quest'ultimo aspetto è bene descrivere il quadro generale dell'assetto attuale e di progetto in materia di acque meteoriche.

Come riportato nella scheda di VALSAT del POC 1 alla voce "*Reti tecnologiche*", la rete fognaria è presente nelle aree urbanizzate limitrofe, ma risulta necessaria la realizzazione di nuove dorsali fognarie atte allo smaltimento delle acque meteoriche generate nelle aree di nuova urbanizzazione, come indicato nel quadro sinottico riportante le indicazioni di HERA sulla necessità di potenziamento delle reti idriche/fognarie per i vari comparti analizzati: relativamente alle acque meteoriche, per esse è previsto come recapito ultimo il fiume Uso, a seguito della necessaria realizzazione di un nuovo collettore (come riportato nella planimetria allegata in seguito, fig. 1).

In sede di stesura del POC 1, anche per determinare meglio le opere che ogni singolo Soggetto Attuatore sarebbe stato chiamato a realizzare, il Comune di Santarcangelo ha condotto uno studio di approfondimento dell'area e delle reti fognarie presenti, dal quale è risultata l'impossibilità altimetrica di realizzazione integrale della dorsale di fogna bianca prevista da HERA ed ha presentato una soluzione nuova progettuale volta a ridurre le opere da realizzare ed al tempo stesso a massimizzarne l'efficienza.

L'intervento proposto (riportato in coda alla scheda di POC ed in fig. 2) prevedeva la realizzazione di 5 tratti di fogna bianca dalla via Nuvolari sino allo scarico nel fiume Uso, da realizzarsi ad onere dei diversi Soggetti Attuatori: il tratto di monte, dalla via Nuvolari sino alla via Emilia – tratto V – in carico al comparto APC.E; i tratti VI e III in carico al comparto APC.N2.4 e quelli più vallivi (tratti II e I) a carico del comparto AAP.

Il progetto preliminare e definitivo della nuova dorsale fognaria prevista da POC 1 - a seguito di ulteriori e più approfonditi accertamenti e del fatto che il Comparto APC.E (tra via Nuvolari e la via Emilia) ha individuato una soluzione ottimale di assetto del proprio sistema fognario di comparto, in sede di presentazione di Piano particolareggiato, che implica anche il rifacimento di un tratto di fogna bianca della via Nuvolari che ne risolve integralmente le problematiche altimetriche e di sedime promiscuo pubblico/privato – prevede, come si osserva in fig. 3, la conferma di realizzazione dei tratti I, II, II e IV e la contestuale eliminazione del tratto V di testa, non più necessario (che tra l'altro avrebbe avuto sedime in una stretta striscia di verde pubblico, con pista ciclopeditone, di difficile accessibilità futura per le necessarie operazioni di manutenzione ed intervento emergenziale).

Ciò è imputabile, come detto, ad un affinamento progettuale derivato dalla conoscenza dei progetti dei singoli comparti (in primis, APC.E) che non prevede la realizzazione del tratto di monte, il più esteso, dalla via Nuvolari alla via Emilia (tratto V), per i motivi tecnici ed idraulici dettagliati appunto nella relazione idraulica di PUA del Comparto APC.E denominato "Adriaauto", sede precedentemente di una concessionaria auto.

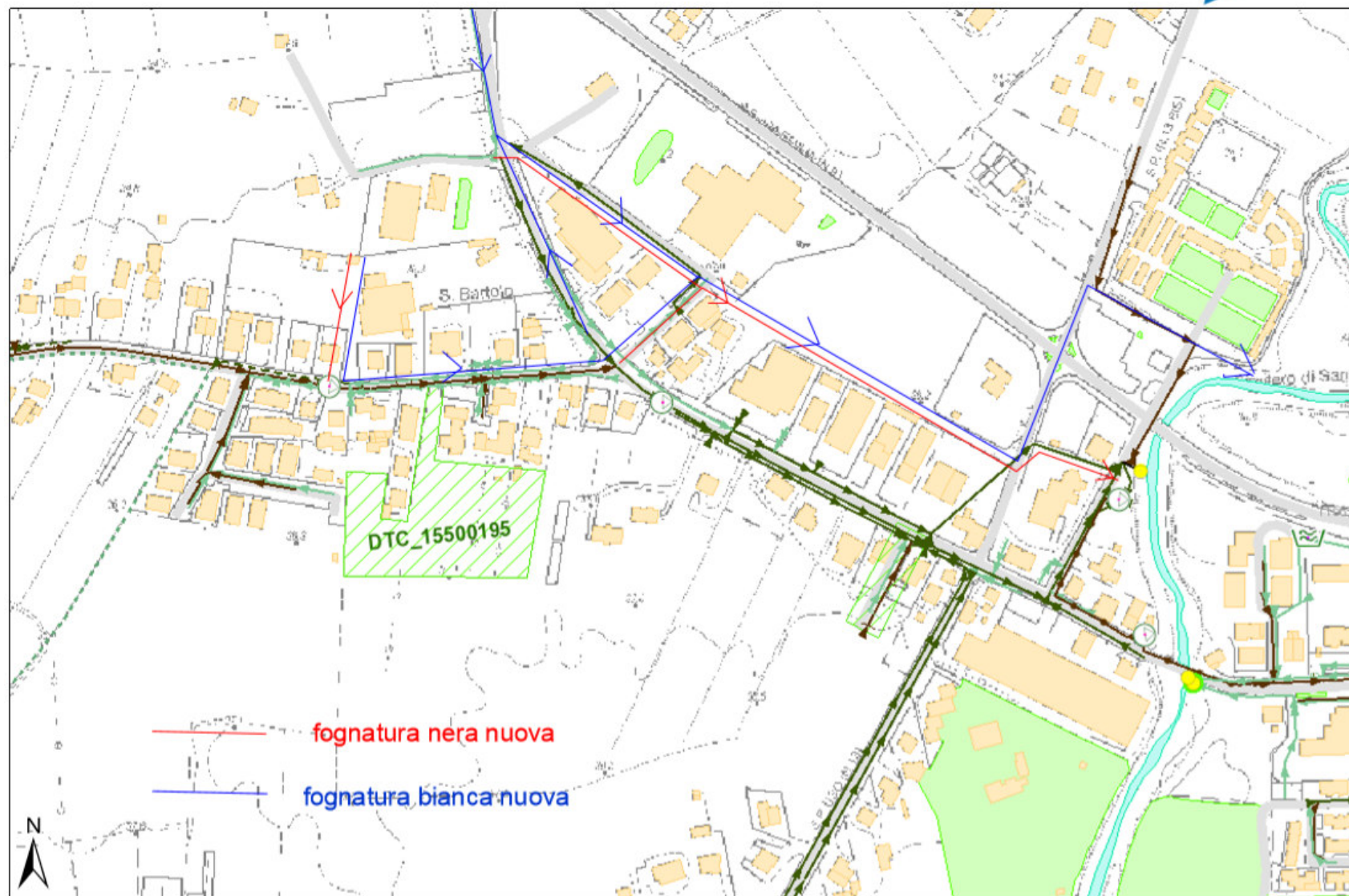


Fig. 1 – Indicazione del tracciato delle dorsali fognarie previste da HERA, necessarie per la sostenibilità dei comparti dell'area Emilia Ovest

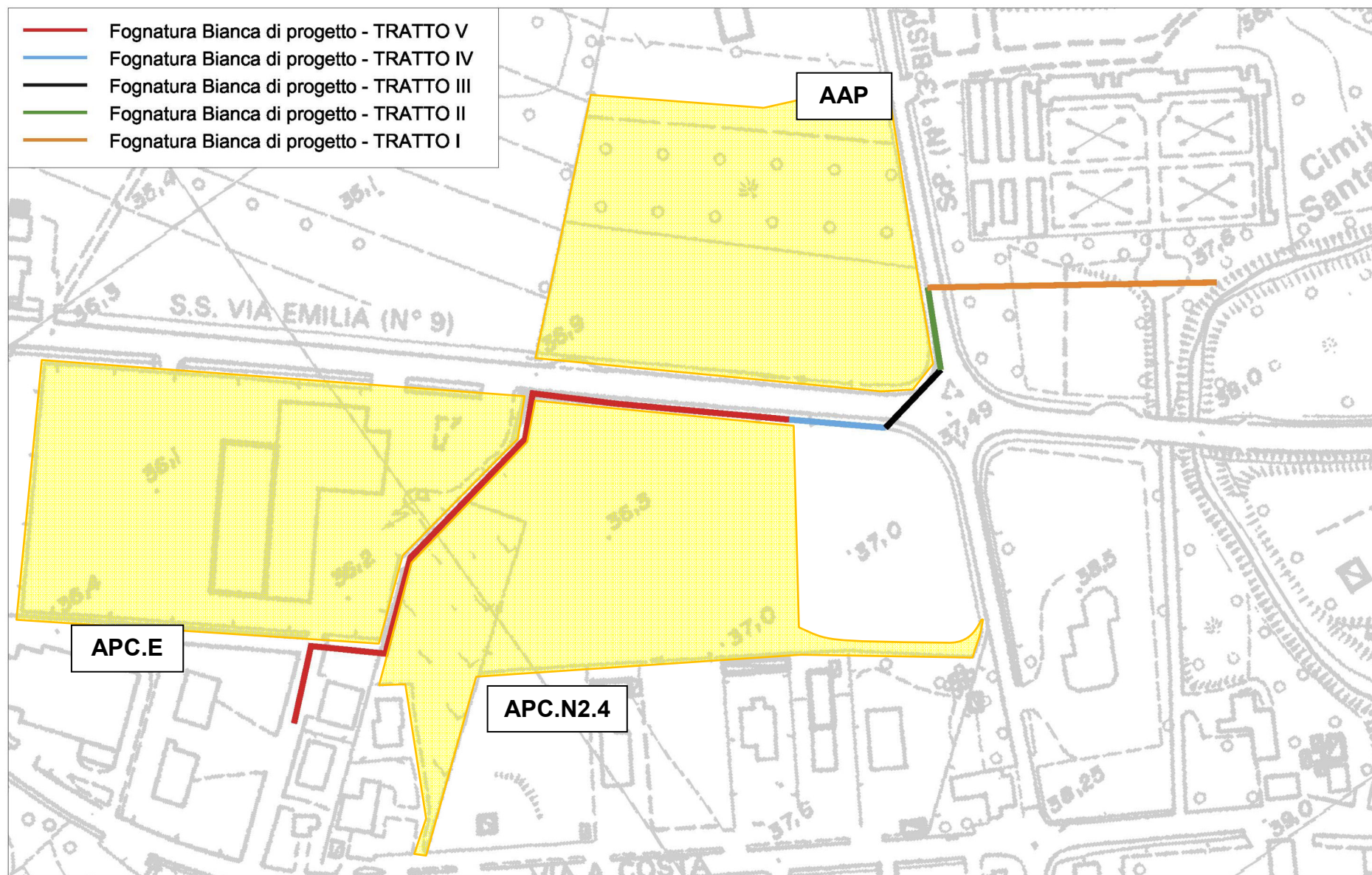


Fig. 2 – Fognatura bianca di nuova realizzazione a carico dei Soggetti Attuatori come da previsione di massima del POC 1, suddivisa per tratti

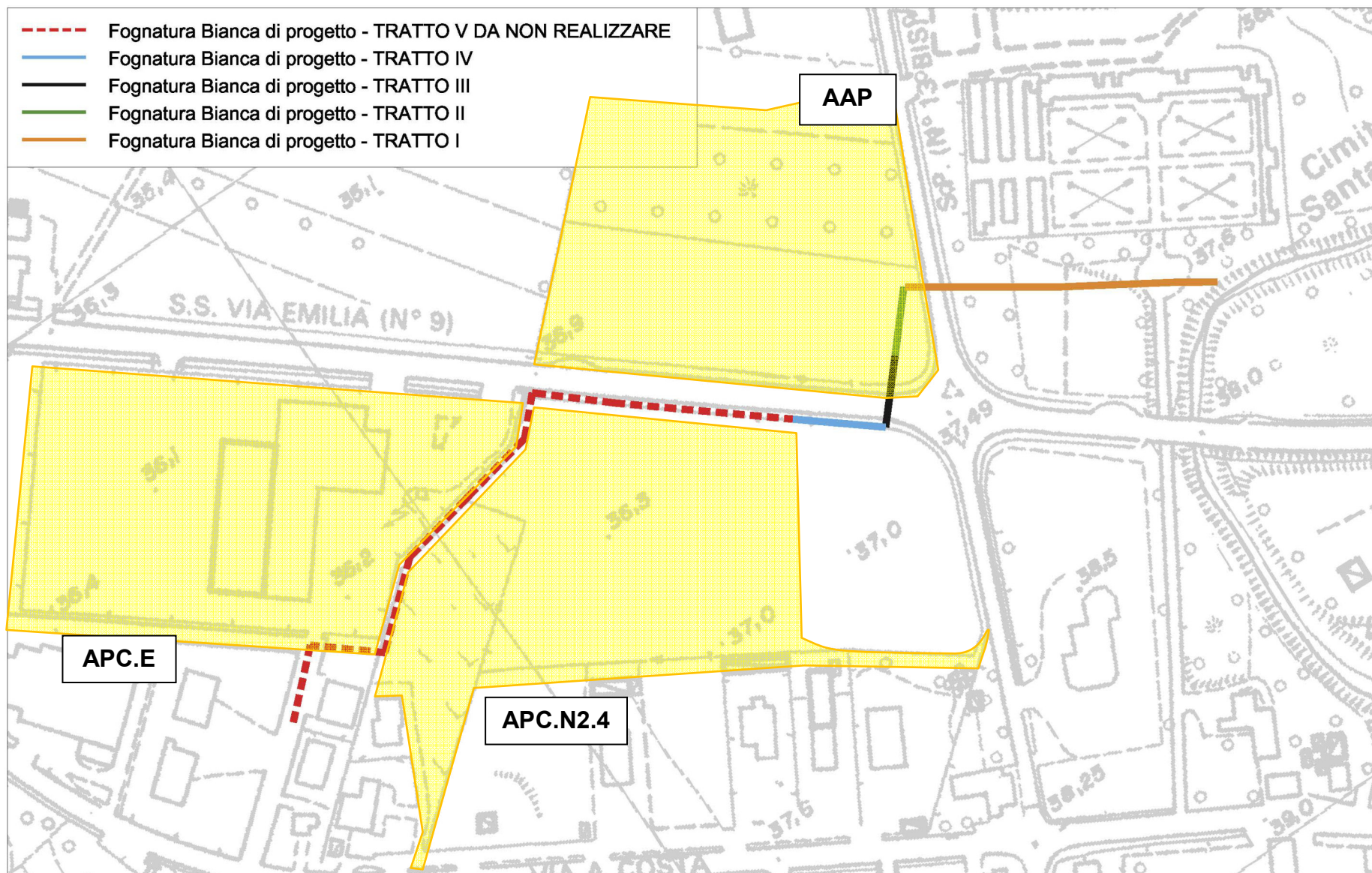


Fig. 3 – Fognatura bianca di nuova realizzazione a carico dei Soggetti Attuatori prevista dal relativo progetto preliminare/definitivo, suddivisa per tratti

A questo punto, individuata chiaramente la logica progettuale ed il conseguente sedime e sviluppo planoaltimetrico della nuova dorsale fognaria a fiume Uso (profonda oltre 2 metri già in corrispondenza del pozzetto di testa B6 e pertanto atta a ricevere le acque del comparto in esame APC.N.2.4 (oltre, più a valle, del comparto a nord della via Emilia AAP), appare scontata l'immissione appunto della fogna bianca di comparto in B6.

Si descriveranno nel successivo paragrafo le scelte dimensionali, materiche e di pendenza fatte per le tubazioni pubbliche (park fronte via Emilia) e per l'allaccio terminale della fogna interna dell'unico lotto presente.

Resta in ultimo da accennare sinteticamente alla questione dell'invarianza idraulica.

Già in sede di POC 1, e più precisamente nell'elaborato di Valsat (contenente l'approfondimento fatto sul sistema di smaltimento delle acque meteoriche nell'ampio spicchio territoriale a ridosso della scheda "Emilia Ovest"), si era arrivati alle seguenti:

"... ASSUNZIONI DEFINITIVE SUL FUTURO ASSETTO FOGNARIO DEGLI AMBITI DELLA SCHEDA "EMILIA OVEST" ... Per la fognatura bianca si assume che:

- *la soluzione della nuova dorsale, che possa portare a Fiume Uso tutte le acque meteoriche se altimetricamente ed idraulicamente possibile, viene ritenuta la migliore, seguendo lo schema indicativo presente nelle osservazione di HERA alla Valsat del POC-1, prima versione;*
- *la succitata dorsale dovrà pertanto prioritariamente convogliare a F. Uso, senza necessità di ulteriori opere di presidio idraulico (ad es., dispositivi d'invarianza idraulica, essendo gli eventi critici per le urbanizzazioni degli ambiti di scheda di POC totalmente diversi da quelli che possono mettere in sofferenza l'asta valliva del Fiume Uso), i due ambiti AAP e APC.N2.4 di nuova impermeabilizzazione, cioè quelli planimetricamente più vicini all'alveo recettore ed altimetricamente servibili. A tal fine, serve un primo tratto di valle, che partendo appena a sud della via Emilia (entro il comparto APC.N2.4) attraversi la SS9, corra lungo via Santarcangelo Bellaria (adiacente all'ambito AAP) e svolti poi in Piazzale Vittime dei lager, costeggiando l'area cimiteriale, fino al nuovo manufatto di scarico nel fiume (in curva destrorsa, con adeguate protezione in massi). Questo fa sì che i suddetti ambiti rappresentino una "invariante idraulica" rispetto sia al sistema fognario esistente che ai fossi stradali (in primis, della via Emilia), anzi un leggero miglioramento viene già determinato dal fatto che le attuali portate generate da tali Comparti, per quanto tipicamente "agricole" e quindi modeste, vengano comunque da progetto integralmente deviate a fiume ...".*

Appare chiaro quindi che i comparti immissari nella nuova dorsale (da progettazione preliminare/definitiva presentata in Comune), AAP ed il presente APC.N.2.4, siano esenti dalla necessità di prevedere specifici dispositivi invarianti, avendo lo studio di Valsat di fatto adempiuto all'Art. 2.5 del vigente PTCP di Rimini e quindi anche all'Art. 11 del PAI.

Inoltre, si segnala che – a seguito dell'osservanza di altro articolo normativo (art. 14.4 del PSC, in applicazione alle disposizioni del PTCP, art. 3.5) - la totalità del sedime dei succitati comparti è inserita nelle "Aree di ricarica indiretta della falda", circostanza che comporta comunque un alto indice territoriale di permeabilità (almeno il 50%) e quindi l'utilizzo di materiali fortemente drenanti e permeabili anche per le superfici trasformate (asfalti e cementi drenanti, betonelle ad elevato rapporto vuoti/pieno, ...). Tale condizione comporta un notevole abbattimento delle portate unitarie in ingresso alla fogna principale, realizzando dunque una discreta "invarianza idrologica" ancor prima di quella idraulica.

Terminata la fase descrittiva della rete, si passa ora al suo dimensionamento.

3. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA BIANCA

3.1 DETERMINAZIONE DEI BACINI TRIBUTARI

Il primo passo dello studio è la valutazione dei bacini tributari (in termini di deflussi meteorici) per determinare l'origine delle acque che transitano nella dorsale fognaria.

Di seguito in figura 4 si riportano i due bacini identificati sull'area in esame (B1 e B2) come tributari di condotti fognari; le aree residue sono a verde pubblico permeabile.

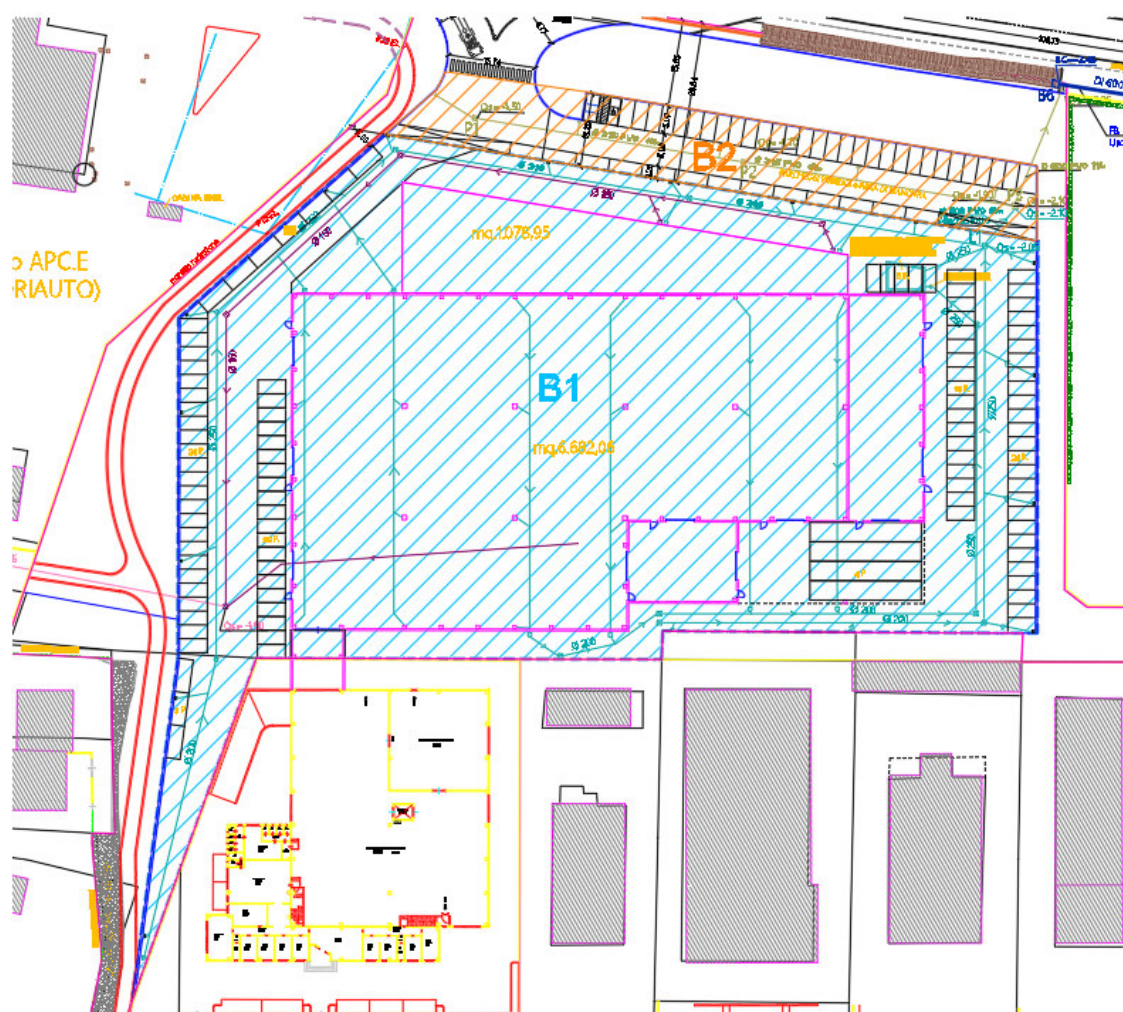


Figura 4: Identificazione dei bacini tributari delle dorsali fognarie

BACINO	AREA [mq]
B1 (Lotto privato)	12929.4
B2 (park pubblico e accesso da via Emilia)	1494.6

Tabella 1: Aree bacini scolanti acque meteoriche

Il ramo fognario P1-P3 (DN 315 PVC, $p=4\%$) di Figura , a servizio del parcheggio pubblico, si fa carico delle portate provenienti dal bacino B2, mentre il ramo L1-P3 (DN 500 PVC, $p=6\%$), a servizio del lotto privato, si fa carico delle portate provenienti dal bacino B1. Questi due rami si uniscono nel pozzetto P3 e le loro acque a valle si immettono nel collettore terminale, sempre pubblico, P3-B6 (DN 500 PVC $p=7\%$).

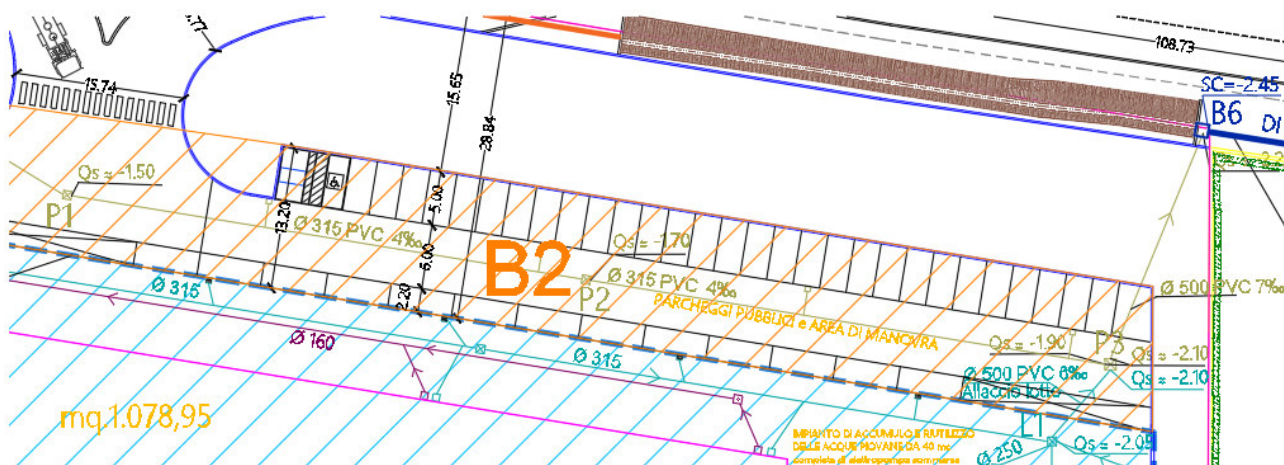


Figura 5: Rami fognari dei bacini con rispettivi pozzetti

3.2 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI IDROLOGICI/IDRAULICI

Per la determinazione della portata meteorica defluente dai singoli bacini tributari è necessario conoscere, oltre all'estensione areale degli stessi, alcuni parametri di natura idrologico/idraulica. Innanzitutto è necessario determinare un coefficiente di deflusso (medio), che rappresenta la quota parte di precipitazione che si trasforma in deflusso superficiale e raggiunge la rete fognaria. Tale parametro dipende dalle percentuali di aree permeabili e impermeabili che insistono sul bacino.

Si specifica che gli stalli verranno realizzati in materiale semi-permeabile (betonella). Nonostante vengano utilizzati materiali ad alto tasso di permeabilità, a scopo cautelativo si utilizzano nelle successive calcolazioni coefficienti di deflusso molto elevati, pari a:

B1 (Area fondiaria privata) $\Phi = 0.90$

B2 (Parcheggio pubblico per auto) $\Phi = 0.80$

Di seguito si riportano alcune tabelle desunte dalla bibliografia comunemente utilizzata nella pratica ingegneristica.

TIPOLOGIA	IMPERMEABILITÀ MEDIA (%)	COEFF. DI DEFLUSSO
aree commerciali	85	0.70
aree industriali	70	0.60
aree residenziali	60	0.55
	40	0.55
	30	0.42
	20	0.36
parcheggi, tetti, strade asfaltate		0.85
strade inghiaiate e selciate		0.55
strade in terra		0.45
Terreno coltivato pendente con o senza interventi di conservazione		0.45
aree verdi regimate e sistemate		0.30
aree verdi attrezzate		0.20
aree verdi pianeggianti urbane		0.10
aree verdi pianeggianti rurali		0.05

	φ
parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0.70 ÷ 0.90
zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0.50 ÷ 0.70
Zone urbane destinate al tipo di città giardino	0.25 ÷ 0.50
zone urbane destinate a restare fabbricate e non pavimentate	0.10 ÷ 0.30
prati e parchi	0.00 ÷ 0.25

Oppure:

costruzioni dense	0.80
costruzioni spaziate	0.60
aree con grandi cortili e grandi giardini	0.50
zone a villini	0.30 ÷ 0.40
giardini, prati e zone non destinate né a costruzioni né a strade	0.20
parchi e boschi	0.05 ÷ 0.10

Tabella 2: Coefficienti di deflusso desunti dalla bibliografia

Un ulteriore parametro da definire è il tempo di corrivazione, ossia il tempo impiegato dalla goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura, in questo caso il tombino su cui si innesta la nuova tratta di dorsale; tale tempo è ottenibile dalla somma del tempo di accesso alla rete (tempo necessario a raggiungere i collettori fognari, solitamente compreso tra i 5 e i 10 minuti) e del tempo di rete (tempo di percorrenza all'interno dei collettori fognari/dei fossi a cielo aperto).

La determinazione di tale tempo è di fondamentale importanza nell'applicazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi in quanto la portata massima defluente da un bacino, secondo la teoria del metodo cinematico, è quella generata da una pioggia di intensità costante e durata pari al tempo di corrivazione, t_c , del bacino stesso.

Per precipitazioni con durata inferiore di t_c , infatti, solo una porzione di bacino contribuirà alla formazione dei deflussi in corrispondenza della sezione di chiusura (ossia i punti del bacino per i quali t_c è inferiore o uguale alla durata dell'evento meteorico); per precipitazioni con durata superiore a t_c , tutto il bacino contribuirà alla formazione dei deflussi in corrispondenza della sezione di chiusura, ma il valore della portata si manterrà costante una volta superato un tempo pari a t_c e l'intensità di pioggia risulterà inferiore a quella corrispondente a t_c .

Il tempo di accesso alla rete, per il lotto (bacino B1, di estensione notevole e con tetti intercettanti) è stato assunto pari a 10 minuti, mentre per il parcheggio (bacino B2, di modesta estensione) è pari a 5 minuti. Sono valori sicuramente cautelativi considerando anche la non elevatissima impermeabilità delle aree e la possibilità che si creino piccoli invasi temporanei sia puntuali (pozzanghere, avvallamenti, contropendenze, ecc.) che diffusi (lama d'acqua sulla superficie) che rallentano il percorso verso i manufatti di captazione (pozzetti a caditoia, bocche di lupo, griglie, ecc).

Nella tabella seguente si riportano i tempi di corrivazione calcolati nei nodi della dorsale fognaria sui quali insistono i bacini.

BACINO	Area (mq)	Area (ha)	L asta principale (m)	Area cumulata (ha)	Φ medio (-)	T_acc (min)	T_rete (min)	T_corr (min)
B1	12929	1.29	273.10	1.29	0.90	10.00	4.55	14.55
B2	1495	0.15	104.50	1.44	0.80	5.00	1.74	6.74

Tabella 3: Tempi di corrivazione dei bacini tributari

Determinato il tempo di corrivazione ($t_c = t_{acc} + t_{rete}$) dei bacini è possibile calcolare l'intensità di pioggia i_c (cioè la critica, corrispondente al tempo di pioggia $t_p = t_c$) ed infine, grazie alla formula matematica che verrà descritta nel prossimo paragrafo, la portata di picco Q_{max} .

3.3 ANALISI PLUVIOMETRICA E DETERMINAZIONE DELLA PORTATA IDROLOGICA MASSIMA

3.3.1 Analisi pluviometrica

Per determinare le portate massime di deflusso superficiale generato dai bacini, è necessario innanzitutto determinare la sollecitazione meteorica che produce tali deflussi.

Le curve segnalatrici di probabilità pluviometrica (o curve di possibilità climatica) mettono in relazione l'altezza di pioggia h e la durata dell'evento meteorico t , per un assegnato valore del tempo di ritorno Tr (tempo medio di attesa tra il verificarsi di due eventi successivi di stessa o superiore altezza di pioggia e durata). Per descrivere tale curva, solitamente si usa un'equazione, di tipo monomio, a due parametri del tipo:

$$h_t(Tr) = a \cdot t^n$$

i cui parametri caratteristici a [mm/h] ed n dipendono dal tempo di ritorno Tr .

L'intensità è data dal rapporto tra l'altezza di pioggia h_t e la durata t durante la quale essa è caduta:

$$i_t(Tr) = h_t(Tr)/t = a \cdot t^{n-1}$$

I parametri a ed n necessari per il calcolo dell'altezza di pioggia di durata t e tempo di ritorno Tr sono sito-specifici e possono essere determinati mediante un'analisi delle serie storiche dei massimi di pioggia (dati desumibili, ad esempio, dagli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano, che per le principali stazioni di misura spesso riportano le serie storiche per le durate temporali significative: $t = 1, 3, 6, 12$ e 24 ore).

I coefficienti idrologici, a ed n , possono essere più speditivamente evinti:

- per il territorio sul quale opera il Consorzio di Bonifica della Romagna, ricomprensente anche l'area di Santarcangelo di Romagna, sono stati riportati i parametri statistici dipendenti dal tempo di ritorno per la determinazione delle altezze di pioggia critiche (Regolamento di polizia idraulica) per durate di pioggia inferiori e superiori all'ora:

Tp < 1h			Tp > 1h		
Tr	10 anni	30 anni	Tr	10 anni	30 anni
a	43.3	54.64	a	51.09	40.86
n	0.67	0.73	n	0.27	0.28

Tabella 4: Parametri a ed n desunti dal Regolamento di polizia idraulica

- per il territorio di competenza di HERA Rimini (nel quale ricade integralmente il Comune di Santarcangelo di Romagna), si possono utilizzare - così come viene sempre fatto in fase di progettazione dei PUA - le indicazioni contenute nel documento "Regolamento di Fognatura della Provincia di Rimini", e più specificatamente all'Allegato 5 "*Criteri per il dimensionamento e la gestione delle opere laminazione e potenziamento della rete, per nuovi insediamenti industriali, commerciali e residenziali*":

Tp < 1h			Tp > 1h		
Tr	10 anni	25 anni	Tr	10 anni	25 anni
a	47.6	57.8	a	63.2	51.0
n	0.77	0.83	n	0.18	0.20

Tabella 5: Parametri a ed n desunti dal Regolamento di Fognatura della Provincia di Rimini

La scelta del tempo di ritorno T_r è di norma effettuata sulle caratteristiche generali dell'area di intervento e sull'importanza economica delle opere da proteggere. Secondo le buone pratiche di progettazione, per le zone residenziali e commerciali si consigliano tempi di ritorno compresi tra 2 e 10 anni.

Il valore minimo si può adottare per quartieri periferici a edificazione aperta e ove l'insufficienza dei condotti non determini scorrimenti superficiali pericolosi (zone pianeggianti).

Il valore massimo si può adottare per quartieri centrali a edificazione intensiva, per quartieri commerciali, o nel caso in cui l'insufficienza dei condotti determini scorrimenti superficiali pericolosi (zone a forte pendenza) o allagamenti concentrati di non trascurabile entità.

Per zone industriali o commerciali di elevata importanza economica e per siti in cui l'insufficienza dei condotti possa innescare frane o generare allagamenti con gravi danni agli insediamenti, si possono adottare tempi di ritorno compresi tra 10 e 20 anni.

Lo stesso Allegato 5 del Regolamento di Fognatura della Provincia di Rimini redatto da HERA, "*Criteri per il dimensionamento e la gestione delle opere laminazione e potenziamento della rete, per nuovi insediamenti industriali, commerciali e residenziali*", indica come tempo di ritorno di progetto per il calcolo del volume di laminazione $T_r = 10$ anni.

Tempi di ritorno nei sistemi di drenaggio urbano

<i>Tempi di ritorno T [anni]</i>	<i>Condotti fognari e vie d'acqua superficiali</i>
1 ÷ 5	Condotti fognari la cui insufficienza determini scorrimenti idrici superficiali non pericolosi e con possibilità di smaltimento alternativo agevole verso recapiti esterni (aree verdi e/o corpi idrici ricettori)
5 ÷ 10	Condotti fognari la cui insufficienza determini scorrimenti idrici superficiali e/o allagamenti aventi carattere di entità e pericolosità non altrimenti eliminabile
10 ÷ 20	Condotti fognari situati in siti pianeggianti di naturale confluenza delle acque meteoriche, privi di possibilità di smaltimento alternativo delle stesse e la cui insufficienza determini situazioni pericolose
20 ÷ 100	Vie superficiali di convogliamento delle acque meteoriche eccedenti la capacità idraulica delle fognature, in siti urbanizzati in cui l'allagamento provochi danni inaccettabili agli insediamenti

Tabella 6: Tempi di ritorno per condotti fognari

Nella presente trattazione si adotta un tempo di ritorno di riferimento "base" di 10 anni rispetto al quale verificare la prestazionalità del sistema fisico indagato in termini di risposta idraulica.

Sono state calcolate le altezze di pioggia critiche (ossia di durata pari a t_c) per $T_r = 10$ anni, utilizzando i parametri statistici a ed n forniti dal Consorzio di Bonifica e da HERA.

Vengono scelti i parametri a ed n che restituiscono le portate più critiche e considerando che i tempi critici di pioggia dei bacini in esame sono inferiori a 1 ora, la legge di possibilità climatica qui adottata è la seguente:

$$h_t (T_r = 10 \text{ anni}) = 47,6 \cdot t^{0.77}$$

BACINO	Area (mq)	Area (ha)	Φ medio (-)	T_{acc} (min)	T_{rete} (min)	T_{corr} (min)	$h_{c,10}$ (mm)
B1	12929	1.29	0.9	10	4.55	14.55	15.99
B2	1495	0.15	0.8	5	1.74	6.74	8.84

Tabella 7: Altezze di pioggia per un tempo di ritorno 10 anni

3.3.2 Determinazione della portata idrologica massima

La portata massima defluente da un bacino, secondo la teoria del metodo cinematico, è quella generata da una pioggia di intensità costante e durata pari al tempo di corrivazione, t_{ci} , del bacino stesso. La portata massima, relativa al tempo di ritorno T_r , per il bacino i -esimo sarà:

$$Q_{\max_i} = \Phi_i \cdot i(t_{ci}, T_r) \cdot A_i$$

con Φ_i : coefficiente di afflusso del bacino i -esimo;

A_i : area del bacino i -esimo;

$i(t_{ci}, T_r)$: intensità media di precipitazione di durata t_{ci} (tempo di corrivazione del bacino i -esimo).

Come osservato al paragrafo precedente, nella presente trattazione, considerata la tipologia di edificazione presente, si adotta un tempo di ritorno di riferimento "base" di 10 anni per la prestazionalità dell'opera in progetto.

Dalle altezze di pioggia calcolate al paragrafo precedente, è stato possibile giungere alle seguenti intensità di precipitazione e portate al colmo:

BACINO	Area (mq)	Area (ha)	Φ medio (-)	T_{acc} (min)	T_{rete} (min)	T_{corr} (min)	$h_{c,10}$ (mm)	$i_{c,10}$ (mm/h)	Q_{10} (l/s)	U (l/s*ha)
B1	12929	1.29	0.90	10	4.55	14.55	15.99	65.9	213.1	165
B2	1495	0.15	0.80	5	1.74	6.74	8.84	78.7	26.1	175

Tabella 8: Portate relative al tempo di ritorno 10 anni

Cautelativamente si ipotizza una perfetta sincronia dei picchi, provenienti dai due rami fognari, che affluiscono alla dorsale terminale (tratto P3-B6). Perciò dalla somma dei due apporti dei bacini si ottiene la portata idrologica del collettore terminale, che è pari a 239,2 l/sec.

3.4 VALUTAZIONE DELL'OFFICIOSITÀ IDRAULICA

Per i calcoli idraulici della verifica delle condotte fognarie è possibile determinare la portata massima smaltibile a bocca piena con la nota formula di moto uniforme generalmente usata per le correnti a pelo libero, ossia la formula di Chezy, per la quale:

$$v = C \sqrt{R i}$$

dove v : velocità media del fluido (m/s);

C : coefficiente di conduttanza che dipende: dalla scabrezza omogenea equivalente ϵ (mm), dal numero di Reynolds Re e dal coefficiente di forma della sezione trasversale ϕ (uguale ad 1 per la sezione circolare);

R : raggio idraulico definito come rapporto tra la superficie della sezione del flusso S ed il contorno dello stesso B .

La portata risulta quindi dalla formula:

$$Q = S C \sqrt{R i}$$

Nel caso di moto assolutamente turbolento, tipico per le reti di fognatura, si annulla la dipendenza del coefficiente di conduttanza dal numero di Reynolds Re. In questo caso sono molto usate le seguenti formule empiriche che legano il coefficiente di conduttanza C alla scabrezza della parete ed al raggio idraulico R:

Gauckler-Stricker $C_{GS} = c R^{1/6}$

Manning $CM = (1/n) R^{1/6}$

I valori dei parametri di scabrezza ($c = 1/n$) delle formule di moto uniforme vanno assegnati sulla base della natura, dello stato di conservazione e d'impiego del materiale costituente le pareti del condotto/canale. Nella tabella seguente sono elencati alcuni valori normalmente utilizzati per condotti/canali convoglianti acque bianche e nere.

TIPO CANALIZZAZIONE	Gauckler – Strickler c [$m^{1/3}/s$]	Manning n [$m^{1/3}/s$]
Condotta in materiale plastico/ceramico	100	0.011
Condotta in conglomerato cementizio	65 - 70	0.015

Tabella 9: Parametri di scabrezza per canali e condotte [Marchi e Rubatta, 1981]

Nella tabella seguente si dimostra che:

- con una condotta DN 500 PVC si è in grado di smaltire la portata decennale del bacino B1 con un grado di riempimento del 61 %;
- con una condotta DN 315 PVC si è in grado di smaltire la portata decennale del bacino B2 con un grado di riempimento del 41 %;
- Il collettore terminale DN 500 PVC è in grado convogliare le due portate decennali provenienti dai bacini B1 e B2, con un grado di riempimento del 62%.

(Scala delle portate e della velocità nelle figure seguenti)

BACINO	Area (mq)	Φ medio (-)	Q ₁₀ (l/s)	U (l/s*ha)	DN (mm)	p (%)	Q _{off} (l/s)	GdR (%)
B1	12929	0.90	213.1	165	500	0.6	332	61
B2	1495	0.80	26.1	175	315	0.4	79	41

Tabella 10: Portata decennale e officiosità idraulica delle condotte fognarie

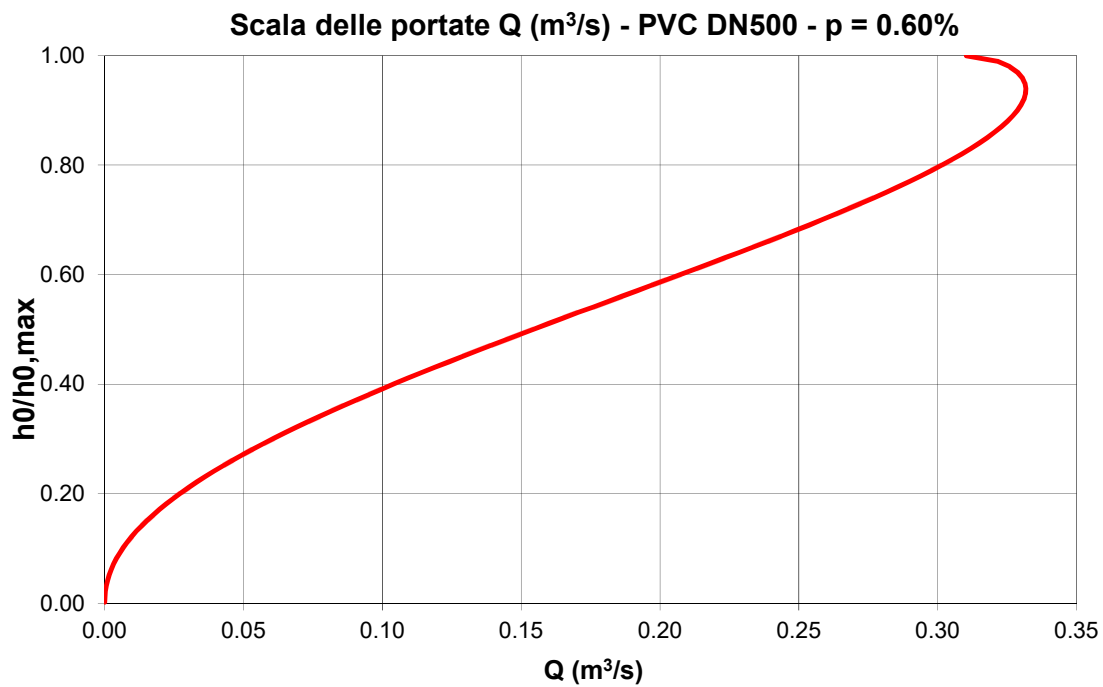


Figura 6: Scala delle portate nella condotta DN 500 in PVC con $p=6\text{‰}$

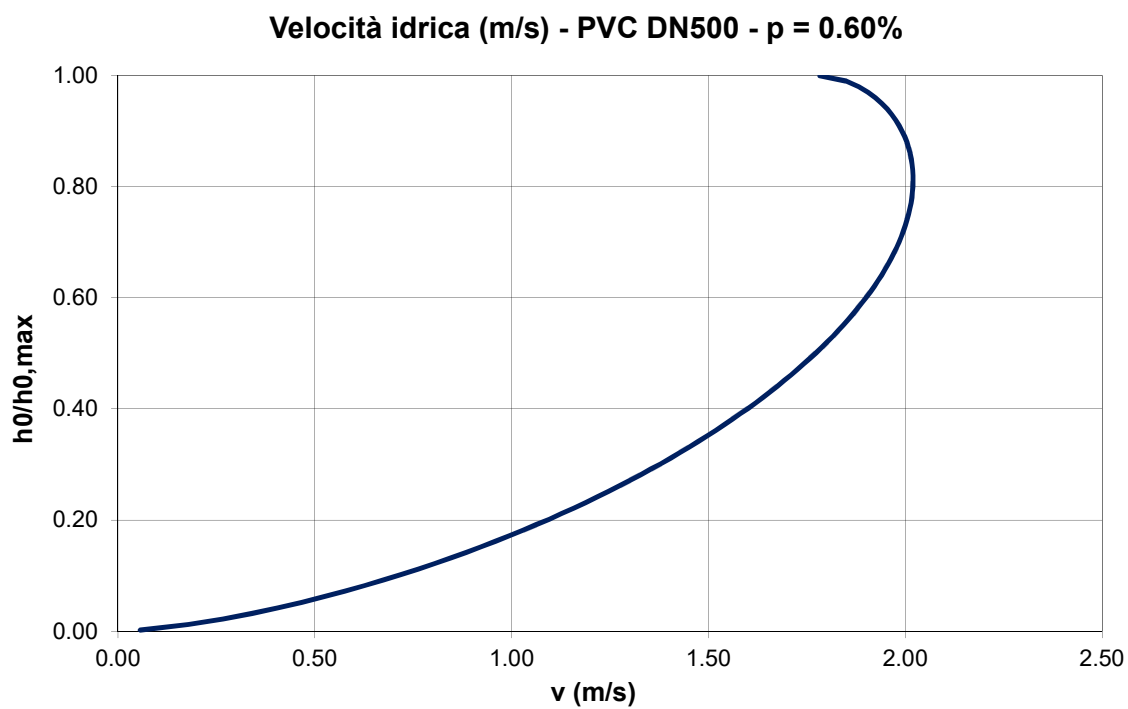


Figura 7: Scala delle velocità nella condotta DN 500 in PVC con $p=6\text{‰}$

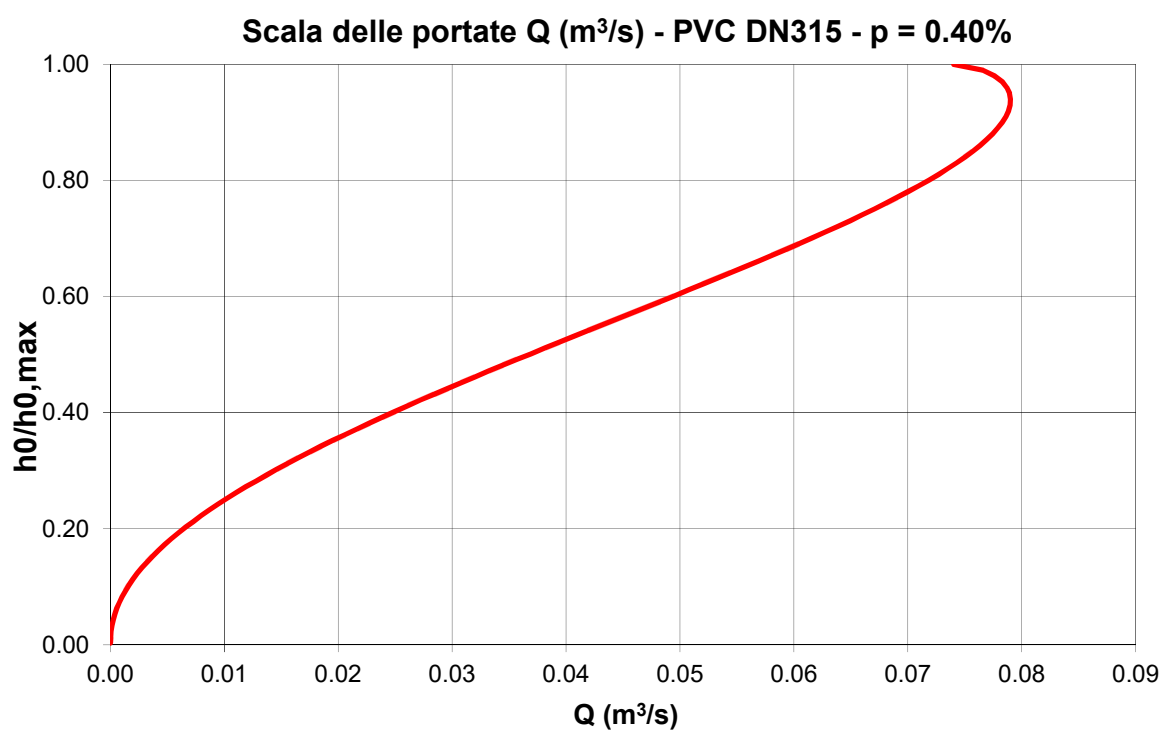


Figura 8: Scala delle portate nella condotta DN 315 in PVC con $p=4\%$

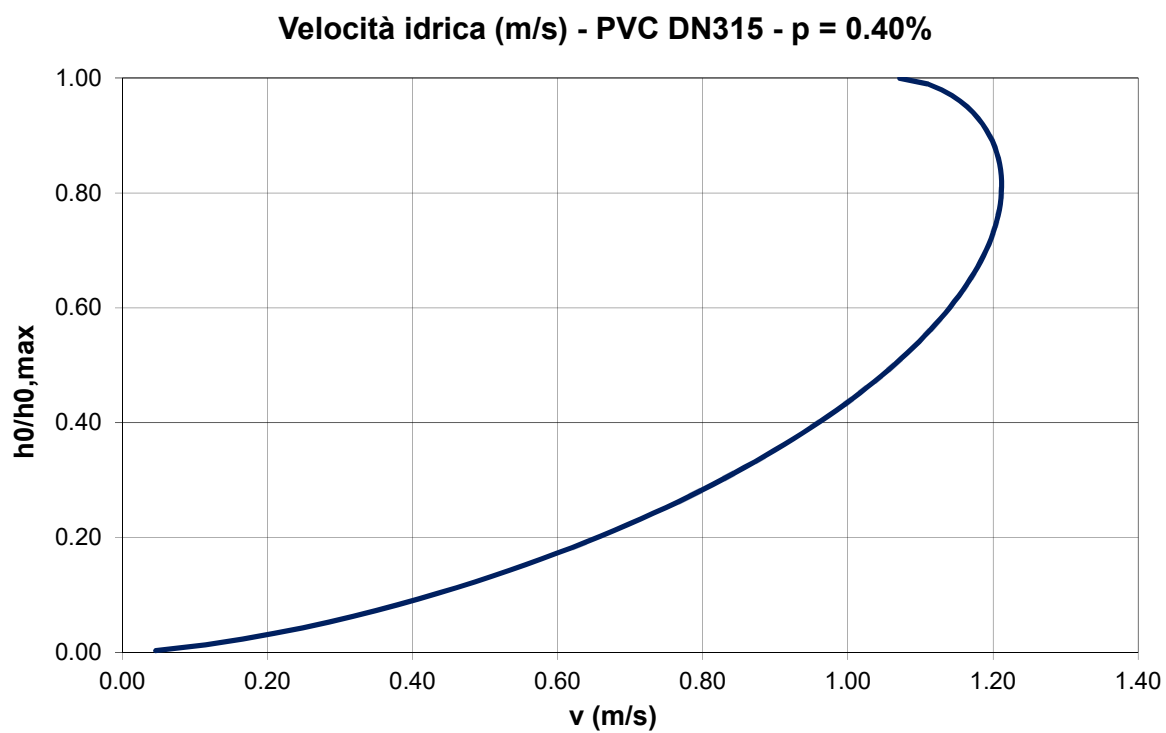


Figura 9: Scala delle velocità nella condotta DN 315 in PVC con $p=4\%$

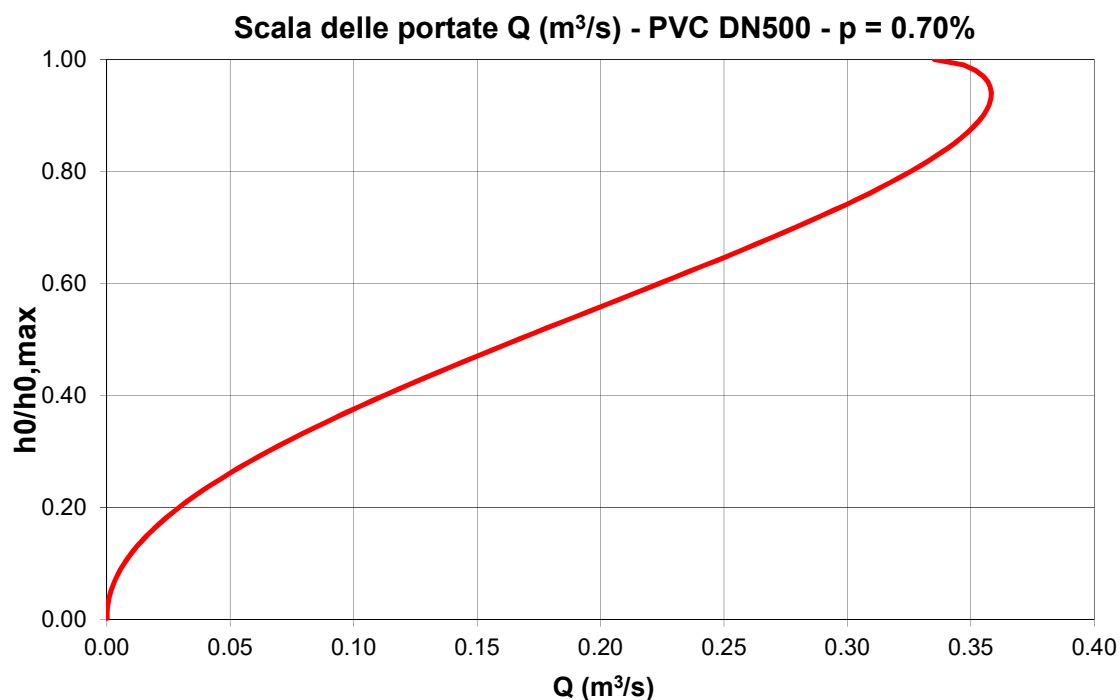


Figura 10: Scala delle portate nella condotta terminale DN 500 in PVC con $p=7‰$

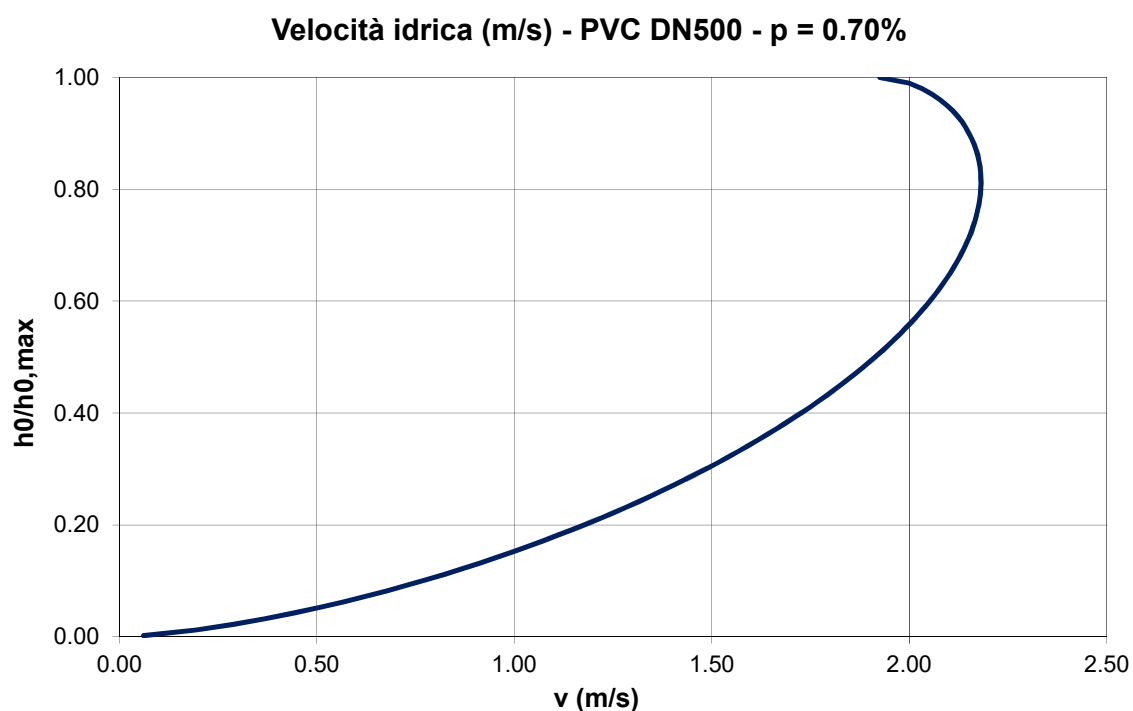


Figura 11: Scala delle velocità nella condotta terminale DN 500 in PVC con $p=7‰$

In sintesi la condotta di smaltimento delle acque meteoriche a servizio del lotto sarà composta da una fognatura DN500 PVC con pendenza di posa 0,6% (compresa tra i pozzetti L1 e P3), la condotta di smaltimento delle acque meteoriche a servizio del parcheggio pubblico sarà composta da una fognatura DN315 PVC con pendenza di posa 0,4% (compresa tra i pozzetti P1 e P3) e la condotta terminale, su cui convogliano le precedenti fognature, sarà composta da una fognatura DN500 PVC con pendenza di posa 0,7% (compresa tra i pozzetti P3 e B6).

4. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA NERA

Per quanto riguarda l'assetto della fognatura nera, esistente e di progetto, la situazione è più semplice. L'unico recettore possibile al contorno è rappresentato dalla dorsale DN200 di via Nuvolari, che presenta un pozzetto di testa all'estremità nord della strada proprio in corrispondenza del verde pubblico del nuovo Comparto.

È quindi possibile, con un semplice allaccio DN160 PVC dal nuovo lotto - senza la necessità di realizzare alcuna rete pubblica di comparto di futura cessione – collettare le acque reflue del nuovo lotto fondiario alla rete pubblica per acque nere.

Altimetricamente, ciò è possibile grazie al fatto che il nuovo lotto presenterà quote altimetriche più elevate di circa un metro rispetto alla via Nuvolari (in quanto manterrà le quote esistenti della sede aziendale, similari a quelle della contigua via Costa, ben più alte) e dunque sarà agevole collettare la rete privata interna (che manterrà adeguati ricoprimenti soprattutto nell'area privata pertinenziale) fino al pozzetto di testa della fogna di via Nuvolari (con scorrimento a circa 113 cm dalla botola).

In termini di carico idraulico indotto dal nuovo insediamento produttivo, il calcolo di massima della portata generata può essere eseguito in base ai dati di consumo procapite dell'acqua potabile, utilizzando la seguente formula e considerando che alla sezione di chiusura siano "serviti" cautelativamente circa 65 abitanti equivalenti. Utilizzando le medie provinciali (che stimano in meno di 25 A.E. per ettaro la capacità di consumo idrico in aree produttive/commerciali) ed applicandovi un coefficiente moltiplicatore di sicurezza pari a 2, infatti, si considera nella presente relazione un indice unitario di "produzione di scarico idrico" pari a 50 Abitanti Equivalenti per ettaro di superficie fondiaria (pari, nel caso specifico, a quasi 1,3 ettari).

Inoltre, si considera cautelativamente una dotazione idrica giornaliera alta, pari a 250 litri.

Nel caso di **carico idraulico medio** si ha pertanto:

$$q_{NERA,n} = \omega \cdot \beta \cdot c_{disp,n} \cdot N_n \cdot d_n$$

dove con le seguenti posizioni si è indicato:

ω = coefficiente di contemporaneità o di punta =	1
β = periodo di smaltimento della portata [1/h] =	1/24
c_{disp} = coefficiente di dispersione =	1
N = numero di abitanti sul ramo complessivi =	65
d = dotazione idrica [l/ab.g] =	250

da cui, in corrispondenza del tronco terminale, si ha:

$$Q_{nera,med} = (1 \cdot 65 \cdot 1 \cdot 250) / (24 \cdot 3600) \cong 0.19 \text{ l/s}$$

Nel caso di **carico idraulico massimo** si ha:

$$q_{NERA,n} = \omega \cdot \beta \cdot c_{disp,n} \cdot N_n \cdot d_n$$

dove con le seguenti posizioni si è indicato:

ω = coefficiente di contemporaneità o di punta =	10
β = periodo di smaltimento della portata [1/h] =	1/24
c_{disp} = coefficiente di dispersione =	1
N = numero di abitanti sul ramo complessivi =	65
d = dotazione idrica [l/ab.g] =	250

da cui, in corrispondenza del tronco terminale, si ha:

$$Q_{\text{nera,max}} = (10 \cdot 65 \cdot 1 \cdot 250) / (24 \cdot 3600) \cong 1.88 \text{ l/s}$$

Si ha quindi che – come dimostrato nel seguito - la geometria fognaria prevista è del tutto sufficiente a smaltire i reflui prodotti nel Comparto, anche nei momenti di massima “produzione”, in quanto (in condizioni ipotizzate di moto uniforme) un condotto DN160 in PVC con pendenza pari allo 0.50% (allacciamento terminale dal lotto) e scabrezza di Gauckler-Strickler pari a 90 ha un’officiosità idraulica pari a circa 10 l/s con grado di riempimento ottimale del 60-70%.

I calcoli idraulici per la verifica dei condotti sono stati fatti con la formula di moto uniforme generalmente usata per le correnti a pelo libero, ossia la formula di Chèzy:

$$v = \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove v è la velocità media del fluido [m/s], χ un coefficiente di conduttanza dipendente dalla scabrezza omogenea equivalente ϵ (mm), dal numero di Reynolds Re , e dal coefficiente di forma del canale, ϕ (uguale ad 1 per la sezione circolare), R è il raggio idraulico definito come rapporto tra la superficie della sezione del flusso S ed il contorno dello stesso B .

Nel caso di moto assolutamente turbolento, tipico per le reti di fognatura, si annulla la dipendenza del coefficiente di conduttanza dal numero di Reynolds Re . In questo caso sono molto usate le seguenti formule empiriche che legano il coefficiente di conduttanza χ alla scabrezza della parete ed al raggio idraulico R :

$$\text{Gauckler-Stricker } \chi_{GS} = K_s R^{1/6}$$

$$\text{Manning } \chi_M = (1/n) R^{1/6}$$

L’espressione della portata è invece:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

I valori dei parametri di scabrezza ($K_s = 1/n$) delle formule di moto uniforme vanno assegnati sulla base della natura, dello stato di conservazione e d'impiego del materiale costituente le pareti del condotto/canale.

Per condotti/canali convoglianti acque bianche e nere, a titolo indicativo, nella Tabella 11 (già utilizzata per il calcolo delle fogne bianche) sono elencati alcuni valori normalmente utilizzati.

Per i materiali plastici. Si assume un coefficiente di scabrezza K_s minimo pari a 90.

Si riportano nel seguito (figg. 12 e 13) i diagrammi esplicativi della “scala delle portate” [Q-h] del condotto DN160 in PVC previsto (con pendenza dello 0.50%) e la relativa scala delle velocità medie.

Si evince da essi che la portata massima prodotta dal Comparto in termini di acque reflue domestiche (circa 1,88 l/s) è trasferita al recettore con grado di riempimento inferiore al 25% e velocità idriche dell'ordine di 0.51 m/s.

Il primo valore è da ritenersi ottimale e tale da consentire sicuramente un'ampia capacità residua per eventuali ed ulteriori acque industriali o di altra natura (tipo acque di prima pioggia) che dovessero essere prodotte dall'azienda insedianda.

La velocità idrica (maggiore di una velocità limite minima, solitamente assunta pari a 0.30 m/s) è invece relativamente modesta ma comunque ben sufficiente per evacuare i reflui prodotti senza particolari rischi di depositi eccessivi, incrostazioni ed occlusioni locali della sezione interna del condotto.

In ultimo, la fognatura nera pubblica di via Nuvolari (DN200) appare, visti gli scarsi apporti delle residenze frontiste ed il corpo recettore profondo e meccanicamente sollevato poco dopo in via Costa, del tutto adeguata a ricevere gli apporti (acque reflue domestiche) dell'unico lotto di nuovo insediamento previsto nel Comparto in progetto.

Il sistema di scarico complessivo delle acque nere è in conclusione da considerarsi, nella configurazione finale prevista, idraulicamente efficiente e ben strutturato.

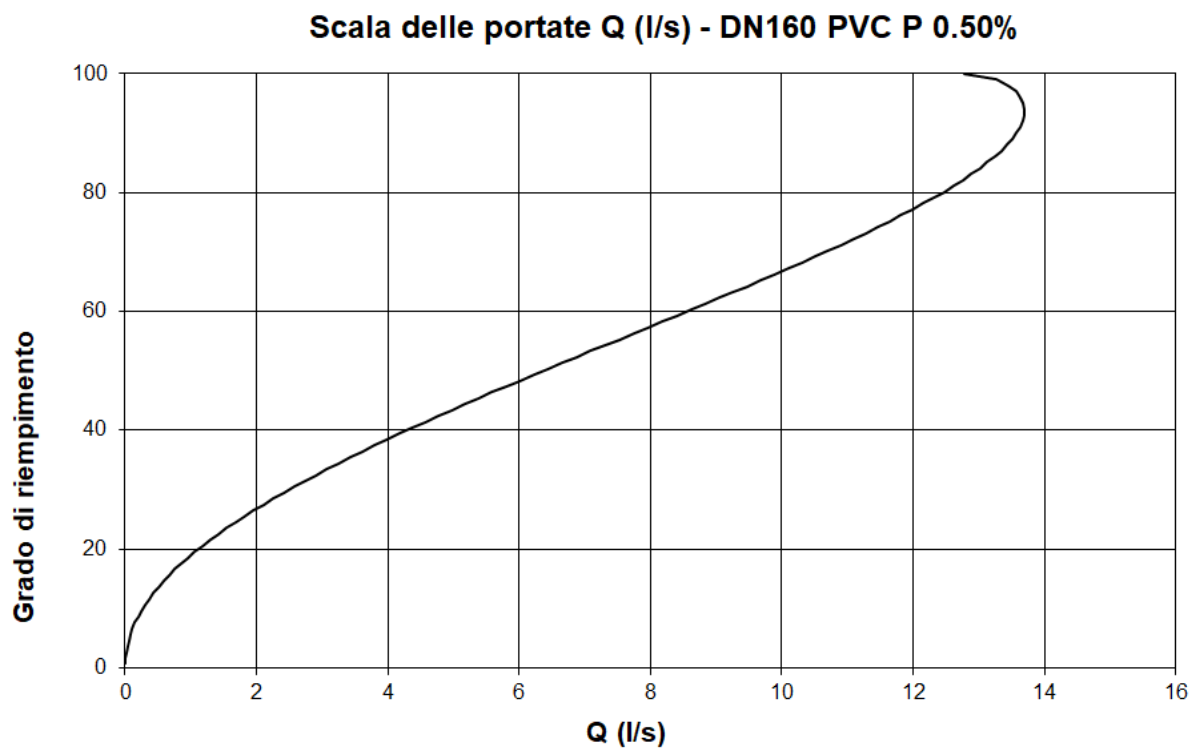


Figura 12: Scala delle portate nella condotta terminale DN 160 in PVC con $p=5\text{‰}$

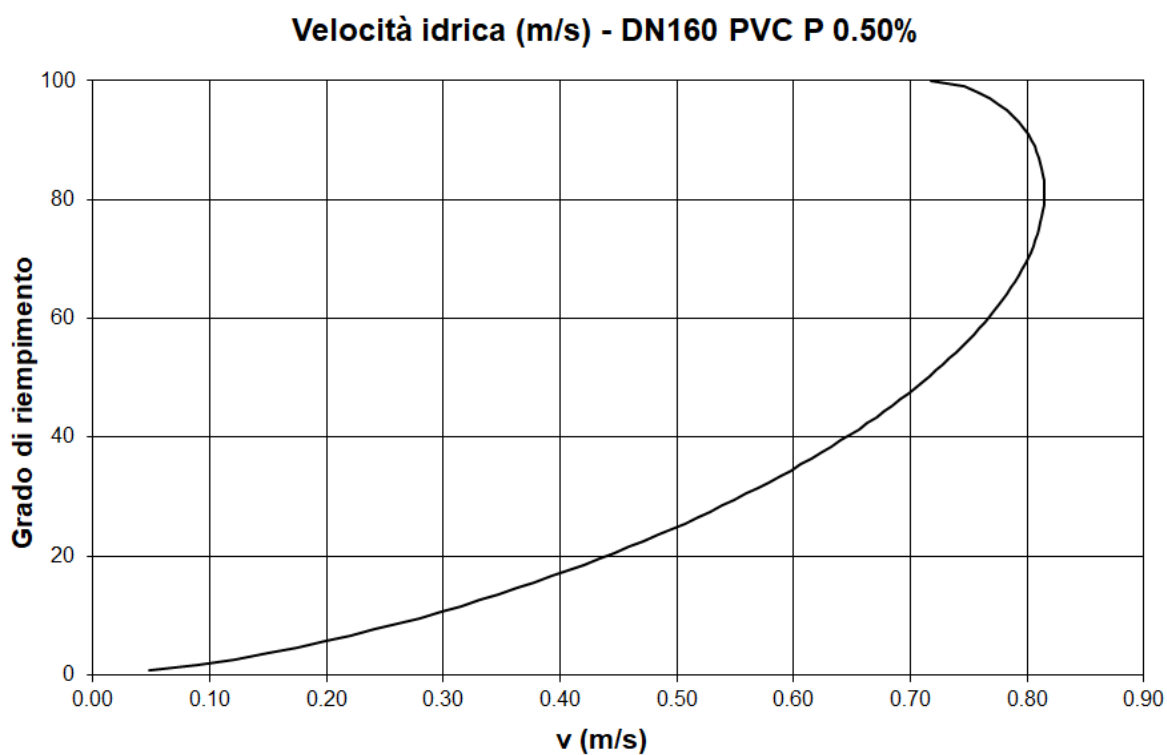


Figura 13: Scala delle velocità nella condotta terminale DN 160 in PVC con $p=5\text{‰}$

**SCHEDE TECNICHE PAVIMENTAZIONI DRENANTI UTILIZZATI
NEL COMPARTO AMBITO APC.N.2.4 VIA EMILIA OVEST
(VEDI TAVOLA n.29 – PLANIMETRIA VERIFICA DI PERMEABILITA’)**

DRENOMAT



Spessori del massello disponibili (mm)	80
Classe limite d'impiego consigliata	3
Peso teorico (kg/m ²)	180
Incidenza in opera (masselli/m ²)	45
Dimensioni del rettangolo circoscritto (mm)	103 x 208

VOCE DI CAPITOLATO

Pavimentazione modello 4D, Serie DRENANTI DRENOMAT, realizzato in calcestruzzo vibrocompresso multistrato di formato mm 103 x 208, spessore cm 8, colore da posare a secco su letto di ghiaino (4/8 mm) di spessore 4 - 5 cm su idoneo sottofondo composto da ghiaietto (20/40mm) per uno spessore di almeno 20 cm, vibrocompattato con piastra.

Il massello dovrà essere realizzato con una miscela di aggregati tale da consentire una permeabilità almeno pari a 70 l/min · m² mentre il coefficiente di permeabilità verticale non dovrà essere inferiore a $2,34 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Lo strato di usura del massello, dello spessore di almeno 6 mm, dovrà essere realizzato con una miscela di quarzi selezionati a granulometria massima di 2 mm, al fine di ottenere un manufatto con eccezionali prestazioni di resistenza all'abrasione ed un elevato grado di finitura superficiale del massello con colorazione omogenea e brillante.

Il fornitore del massello dovrà produrre certificazione di Sistema Gestione Qualità Aziendale UNI EN ISO 9001:2008.

I masselli dovranno rispondere ai seguenti requisiti tecnici minimi per i quali la conformità dovrà essere dichiarata dal produttore:

CARATTERISTICA TECNICA	NORMA DI RIFERIMENTO	UNITÀ DI MISURA	VALORI
Tolleranze ammissibili: spessore	UNI EN 1338 *	mm	±2
Resistenza caratteristica a trazione indiretta per taglio		MPa	≥3,6
Resistenza all'abrasione		mm	≤20
Resistenza allo scivolamento/slittamento		USRV	≥60

* La normativa di riferimento non prevede prove specifiche per i masselli di tipo drenante; pertanto, per garantire la qualità del prodotto, sono state eseguite le prove previste dalla normativa UNI EN 1338 relativa ai masselli in calcestruzzo.



4D S.r.l.

Sede Legale: Via Brenta, 3 - 35010 Pieve di Curtarolo (PD) Sede Operativa: Via Capitello, 60 - 45100 Sarzano di Rovigo (RO)
Tel. 0425.1885808 - 0425.490 364 - Fax 0425.1885819 C.F. / P. IVA: 04813510288 - REA PD: 420436

ordini@4dpavimentazioni.com - www.4dpavimentazioni.com

CARATTERISTICHE IDRAULICHE

CARATTERISTICA TECNICA	NORMA DI RIFERIMENTO	UNITÀ DI MISURA	VALORI
Coefficiente di permeabilità	UNI CEN ISO/TS 17892 - 11 **	m/s	$2,34 \cdot 10^{-3}$
Permeabilità all'acqua	-	l/min • m ²	≥70
→ Capacità drenante			100%

** La prova di permeabilità è stata eseguita utilizzando un permeametro a colonna d'acqua del diametro di 70 mm e carico idraulico di 1010 mm

PARTICOLARITÀ DEL MASSELLO DRENOMAT

Al giorno d'oggi, aree sempre più vaste sono soggette all'impermeabilizzazione del suolo; la perdita di tale risorsa produce conseguenze negative soprattutto per la naturale gestione delle acque meteoriche.

Il massello Drenomat è una valida soluzione per gestire in modo sostenibile il ciclo delle acque. Tale prodotto offre infatti un perfetto drenaggio che facilita il reintegro delle falde acquifere e riduce il carico sulle fognature. L'utilizzo di materiali di primissima qualità garantisce inoltre una resistenza ottimale anche con carichi elevati (Classe limite di impiego consigliata: 3). Il massello Drenomat può essere richiesto con varie rifiniture in base alla tipologia di impiego.

É particolarmente indicato per la realizzazione di parcheggi di grandi aree.



4D S.r.l.

Sede Legale: Via Brenta, 3 - 35010 Pieve di Curtarolo (PD) Sede Operativa: Via Capitello, 60 - 45100 Sarzano di Rovigo (RO)

Tel. 0425.1885808 - 0425.490 364 - Fax 0425.1885819 C.F. / P. IVA: 04813510288 - REA PD: 420436

ordini@4dpavimentazioni.com - www.4dpavimentazioni.com



PESARESI GIUSEPPE spa
Via Emilia, 190 – 47922 Rimini

SCHEDA TIPO PRODOTTO
– CALCESTRUZZO DRENANTE –



CERTIFICATO

ICMQ-CLS-1080

Descrizione prodotto

Il calcestruzzo drenante è un prodotto impiegato per pavimentazioni continue con altissima capacità drenante. Può essere impiegato per realizzare marciapiedi, aree di sosta e parcheggio, piste ciclo-pedonali, aree ad utenza promiscua e “zona 30” ed viali e strade in zone sottoposte a tutela ambientale.

Il calcestruzzo drenante può essere realizzato in colorazione naturale grigia, pigmentato (giallo, rosso, arancio, marrone,...) oppure verniciato superficialmente.

La sua capacità drenante e quindi il contenuto di vuoti è ottenuta da una meticolosa selezione degli aggregati e di tutti i materiali che lo compongono e dall'utilizzo o meno di sabbie.

Dati tecnici prodotto

Massa volumica fresco	$\geq 1700 \text{ kg/mc} \leq 1850 \text{ kg/mc}$
Percentuale di vuoti	$\geq 15\% \leq 25\%$
Resistenza a compressione (28 gg)	$> 10 \text{ Mpa}$
Resistenza a flessione	$> 1,5 \text{ Mpa}$
Diametro massimo aggregato	variabile da 8mm a 16mm
Capacità di drenaggio	$\geq 300 \text{ lt/m}^2/\text{min} \leq 1350 \text{ lt/m}^2/\text{min}$