

Provincia di Forlì - Cesena

COMUNE DI FORLIMPOPOLI

Proprietà: SIF S.r.l.
con sede a Forlimpopoli
via Togliatti n. 19

Isolanti S.r.l.
con sede a Forlimpopoli
via Togliatti n. 19

Edil Esterni S.r.l.
con sede a Forlimpopoli
via Cardano n. 2/D

Acquisti Edda e Bartolomei Dario S.n.c.
con sede a Forlimpopoli
via dell'Artigiano n. 22

**ACCORDO OPERATIVO AI SENSI DELL'ART 38 LR 24/2017 Piano Urbanistico Attuativo
Ambito A13-06 2° Stralcio - Comparto Produttivo Melatello – Scheda n. 16-45-46-49**

RELAZIONE FOGNATURE E INVARIANZA IDRAULICA

Allegato n. 11 - int.

Forlì, 22/03/2023

Progettisti del Piano Urbanistico
Arch. Maurizio Vitali
Ing. Roberto Santolini

Progettista idraulico
Ing. Massimo Plazzi

INDICE

0. PREMESSA.....	1
1. STATO ATTUALE DEL SISTEMA FOGNARIO	2
2. STATO DI PROGETTO DEL SISTEMA FOGNARIO.....	3
3. INVARIANZA IDRAULICA	6
3.1 Metodo di calcolo dei volumi di compensazione idraulica	6
3.2 Individuazione delle superfici impermeabili e permeabili ante e post operam.....	8
3.3 Determinazione dei volumi per l'invarianza idraulica	11
3.4 Reperimento dei volumi per l'invarianza idraulica.....	17
4. VERIFICA IDRAULICA DELLE DIMENSIONI DELLA STROZZATURA FINALE	20
5. ANALISI DEGLI SVILUPPI FUTURI DEL COMPARTO	24
6. VALUTAZIONE DELL'OFFICIOSITÀ IDRAULICA DELLE DORSALI DI FOGNA BIANCA.....	26
7. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA NERA	35

0. PREMESSA

Nella presente relazione specialistica vengono espone le scelte metodologiche e progettuali adottate per il dimensionamento della rete di drenaggio pubblica delle acque meteoriche, a servizio dell'intervento urbanistico in oggetto da realizzarsi in Comune di Forlimpopoli – ambito A13-06 2^a Stralcio – con particolare attenzione al dimensionamento dei dispositivi atti a garantire l'invarianza idraulica (in osservanza all'Art. 9 "Invarianza idraulica" delle Norme di Piano del vigente Piano Stralcio di bacino per il Rischio Idrogeologico). Verranno inoltre descritte le scelte adottate per la progettazione e il dimensionamento della rete fognaria pubblica di acque nere (acque reflue).

Di seguito si riporta una veduta su base fotografica aerea dell'area.



Il progetto consiste nella realizzazione di 7 lotti privati a destinazione terziaria/commerciale, unitamente alla realizzazione di due aree dedicate a parcheggi pubblici e di un'area, localizzata a Nord del comparto, destinata a verde pubblico.

Si prevede inoltre la realizzazione di una viabilità interna di collegamento tra i lotti di progetto e le vie del Campo e dell'Unità d'Italia, entrambe adiacenti al comparto in esame a Nord dello stesso.

Per ulteriori dettagli e per una più chiara comprensione di quanto di seguito esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Nei capitoli seguenti vengono riportate le scelte progettuali adottate ed i calcoli per il dimensionamento delle reti fognarie per acque meteoriche e per acque nere a servizio dell'area di intervento. Si evidenzia che tutte le grandezze in gioco sono state stimate cautelativamente al fine di dimensionare l'intervento con un buon margine di sicurezza idraulica.

Inoltre, l'iter progettuale ha sempre tenuto in debita considerazione tutte le indicazioni e/o le regole di buona pratica costruttiva fornite dal Consorzio di Bonifica della Romagna e dall'ente gestore delle fognature nere/miste, HERA.

1. STATO ATTUALE DEL SISTEMA FOGNARIO

Per poter avere tutti gli elementi utili necessari per descrivere in modo esaustivo le scelte metodologiche e progettuali adottate per la rete fognaria di progetto (vedi capitoli successivi), vengono di seguito riportate le principali caratteristiche della rete fognaria bianca e nera esistente a servizio dell'area di interesse.

Per una più chiara comprensione di quanto di seguito esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto, tra i quali quello relativo alle reti fognarie a servizio dell'area in esame, di cui successivamente se ne riporta un estratto.

Fognatura bianca

Attualmente il lotto in esame risulta totalmente sprovvisto di una dorsale fognaria per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche, sia pubblica che privata, in quanto attualmente l'area di intervento risulta totalmente verde ad eccezione di un'area di 74 mq extra comparto, la quale risulta semipermeabile e coincide con parte del sedime di Via del Campo che sarà attraversata dal prolungamento di via dell'unità d'Italia.

Nelle aree adiacenti al comparto in esame si individua un solo possibile recettore per la rete fognaria bianca di progetto da realizzarsi a servizio del PUA. In particolare, in via del Campo, lungo il lato Sud della carreggiata e quindi a Nord del comparto, vi è lo Scolo Melatello.

Fognatura nera

Per quanto riguarda la fognatura nera si individua un solo possibile recettore per la rete fognaria nera di progetto da realizzarsi a servizio del PUA. In particolare, essa è caratterizzata da condotte in GRES DN250 con sedime prima lungo via dell'Unità d'Italia poi lungo via del Campo, fino all'impianto di sollevamento "ex ferrovia".

2. STATO DI PROGETTO DEL SISTEMA FOGNARIO

Fognatura bianca

Prendendo a riferimento gli interventi in progetto si è ritenuto adeguato adottare la soluzione a seguito della quale le acque meteoriche defluenti dall'area di intervento siano scaricate attraverso una rete fognaria bianca pubblica di progetto nello Scolo Melatello.

Il comparto oggetto di intervento sarà quindi servito da una rete fognaria bianca pubblica per le acque meteoriche defluenti dalla nuova viabilità interna al comparto e dalle aree dedicate a parcheggio pubblico, unitamente alle acque raccolte dai pluviali dei lotti privati di progetto. La rete sarà caratterizzata da una dorsale principale in CLS con sedime lungo la sede stradale di progetto interna al comparto, costituita da un tratto vallivo con tubazioni DN1000 e pendenza 0.10% (tratto B2-B9 e tratto B21-B5), da un secondo tratto intermedio con DN800 e pendenza 0.15% (tratto B9-B11) e da un ultimo ramo di monte sempre DN800 e pendenza 0.10% (tratto B11-B12). In corrispondenza del pozzetto B8 verrà collegata una seconda dorsale fognaria bianca pubblica di progetto realizzata con tubazioni in CLS DN800 e pendenza costante pari allo 0.10%: essa permetterà la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sul parcheggio pubblico di progetto e sul Lotto 1 (tratti B8-B17 e B14-B15).

In corrispondenza del pozzetto B2 verrà previsto il tratto terminale della rete fognaria bianca di progetto, realizzato con una condotta in PVC DN200 e con inserito all'interno un tronchetto DN160 (come si vedrà nel seguito, poiché l'area sottesa potrebbe in futuro aumentare), con pendenza pari allo 0.30%, rappresentante la strozzatura limitatrice di portata richiesta ai fini dell'invarianza idraulica a seguito degli interventi di progetto (tratto B1-B2). La strozzatura succitata convoglierà la sua portata nello Scolo Melatello, reputato senz'altro essere il miglior recettore possibile per le acque meteoriche tributarie della porzione di comparto servita dalla rete fognaria bianca di progetto descritta, utilizzando una Concessione di scarico di DN200 PVC già in essere a seguito di precedente progetto di lottizzazione sulla medesima area, poi non attuato (n. 8709 del 27.01.2009).

Lungo lo sviluppo della dorsale fognaria pubblica di progetto a servizio del comparto verranno posizionati dei pozzetti di ispezione in CLS, di dimensione interna 150 x 150 cm per i tratti DN1000 e 120 x 120 cm per i tratti DN800.

I pozzetti verranno posti in corrispondenza di ogni cambio di direzione e comunque con interdistanza compresa tra 40.00 e 65.00 m circa, affinché sia possibile effettuare le normali operazioni di ispezione, manutenzione e pulizia in condizioni ottimali.

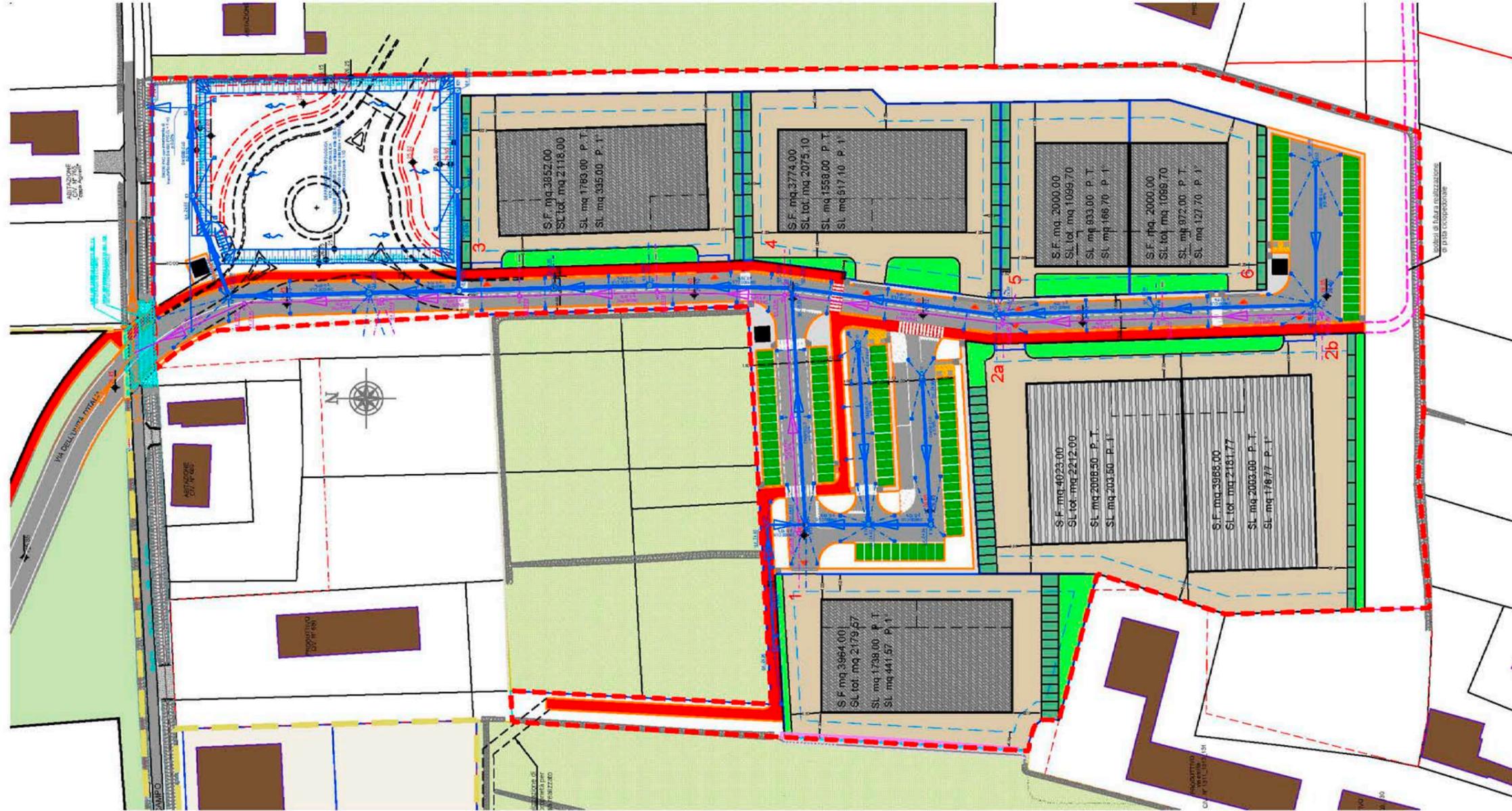
La viabilità interna al comparto verrà inoltre dotata di caditoie stradali e bocche di lupo posizionate con un'interdistanza di circa 11.00 – 18.00 m. Si precisa che tutti i pozzetti con caditoia o con bocca di lupo sono da prevedersi sifonati e di dimensione interna 0.50 x 0.50 m, dotati di chiusino in ghisa sferoidale conforme alla norma UNI EN 124 e classe D400. Per quanto riguarda invece il tratto di pista ciclabile sito a ovest, esso sarà servito con una dorsale fognaria bianca DN500 solo nel primo tratto adiacente al parcheggio di progetto, il tratto successivo verrà realizzato con una dolce pendenza verso il verde di comparto e quindi senza una dorsale fognaria a servizio della stessa.

Fognatura nera

Per quanto riguarda la fognatura nera pubblica di progetto si prevede, con schema tipologico ed impianto planimetrico analogo alla fognatura bianca di progetto, una rete con sviluppo lungo la sede stradale interna al comparto, al servizio dei lotti privati di progetto. La dorsale fognaria verrà realizzata con condotte in PVC SN8 con diametro DN200/250 e pendenza di posa costante pari allo 0.30%. In particolare, sarà costituita da una dorsale principale con sedime lungo la strada interna al comparto (tratto N1-N9) e da un secondo ramo, collegato a quello principale in corrispondenza del pozzetto N6, con sviluppo nel parcheggio pubblico di progetto (tratto N6-N10). La rete nera di progetto succitata convoglierà le acque reflue raccolte nella rete fognaria nera pubblica esistente in gres DN250, collegandosi al pozzetto d'angolo localizzato in corrispondenza dell'incrocio tra via del Campo e via dell'Unità d'Italia (pozzetto N1), utilizzando una Concessione di sottoattraversamento con DN250 (n. 9012 del 20.07.2010) di un nuovo tratto di tombinatura dello scolo Melatello (anch'esso concesso, con Aut. n. 8709 del 27.01.2009), già in essere a seguito di precedente progetto di lottizzazione sulla medesima area, poi non attuato. Lungo lo sviluppo della dorsale fognaria nera di progetto, più precisamente in corrispondenza dei cambi di direzione e comunque con interdistanza compresa tra 40.00 e 65.00 m circa, verranno posizionati dei pozzetti di ispezione in CLS con dimensione interna minima pari a 0.80 x 0.80 m (o, equivalentemente, di diametro interno pari a 100 cm), da definirsi nel dettaglio in sede di progettazione definitiva/esecutiva delle opere di urbanizzazione, sentiti gli uffici competenti di HERA.

Per una più chiara comprensione di quanto esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto, ed in particolare a quello relativo alle reti fognarie a servizio dell'area in esame, di cui di seguito se ne riporta un estratto.

<p>— Fognatura bianca pubblica di progetto CLS DN500/800/1000 - PVC DN125/150/200</p> <p>— Fognatura bianca pubblica di progetto: caditoie/bocche di lupo PVC DN160 - allacci ai lotti PVC DN200</p> <p>☒ Pozzetto di ispezione fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 150x150 cm</p> <p>☒ Pozzetto di ispezione fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 120x120 cm</p> <p>☐ Pozzetto di ispezione fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 100x100 cm</p> <p>☒ Griglia per depressione morfologica di laminazione su fognatura bianca pubblica di progetto</p>	<p>☒ Bocca di lupo fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 50x50 cm</p> <p>☒ Caditoia fognatura bianca pubblica di progetto dim. int. 50x50 cm</p> <p>— Fognatura nera pubblica di progetto PVC DN200/250</p> <p>— Fognatura nera pubblica di progetto: allacci ai lotti PVC DN160</p> <p>☒ Pozzetto di ispezione fognatura nera pubblica di progetto dim. int. min. 80x80 cm</p> <p>— Fognatura bianca pubblica esistente SCAT CLS 120x80</p> <p>— Fognatura nera pubblica esistente PVC DN250 - GRES DN250</p>
---	--



3. INVARIANZA IDRAULICA

3.1 Metodo di calcolo dei volumi di compensazione idraulica

Lo scopo principale di questo paragrafo è quello di riassumere le valutazioni inerenti le modifiche prodotte dall'intervento di progetto al regime idraulico esistente, al fine di dimensionare i dispositivi atti a garantire l'invarianza idraulica secondo la normativa vigente. La normativa di riferimento è rappresentata dall'Art. 9 "Invarianza idraulica" delle Norme di Piano del vigente Piano Stralcio di bacino per il Rischio Idrogeologico (PSRI).

Il calcolo dei volumi di stoccaggio temporaneo dei deflussi ai fini dell'invarianza idraulica è stato svolto impiegando i parametri predisposti dall'Autorità di Bacino, secondo il metodo di calcolo contenuto nella normativa del vigente Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico.

In particolare il Comma 5 dell'Art. 9 del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico indica *"Il volume minimo di cui ai commi precedenti deve essere calcolato secondo la procedura riportata nel capitolo 7 della "Direttiva per le verifiche e il conseguimento degli obiettivi di sicurezza idraulica", approvata con Delibera Comitato Istituzionale n. 3/2 del 20/10/2003 e s. m. e i., che vale ai fini del presente articolo come Regolamento di Attuazione. I Comuni, nell'approvare gli interventi previsti dagli Strumenti urbanistici e regolamenti comunali, secondo le vigenti norme e in base alle procedure correnti, verificano la rispondenza dei piani attuativi e dei progetti ai requisiti di volume di invaso. In base alle indicazioni tecniche di cui al capitolo 7 alla citata Direttiva idraulica, sono fissati i criteri per considerare nel computo del volume richiesto anche il contributo delle reti fognarie. Le caratteristiche funzionali dei sistemi di raccolta delle acque piovane sono stabilite, anche in caso di scarico indiretto nei corsi d'acqua o nei canali di bonifica, dall'Autorità idraulica competente con la quale devono essere preventivamente concordati i criteri di gestione e alla quale dovrà essere consentito il controllo funzionale nel tempo dei sistemi di raccolta"*.

Ciò premesso, si specificheranno nella presente relazione solamente gli elementi di valutazione ed i riferimenti più importanti, fatto salvo tutto quanto è prescritto e definito nelle norme, articoli e pubblicazioni succitate.

Di seguito si riporta uno stralcio fondamentale del Cap. 7 della Direttiva Idraulica e citato dall'Art. 9 del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico *"La misura del volume minimo d'invaso da prescrivere in aree sottoposte a una quota di trasformazione I (% dell'area che viene trasformata) e in cui viene lasciata inalterata una quota P (tale che I + P = 100%) è data dal valore convenzionale:*

$$W = w^{\circ} \left(\frac{\phi}{\phi^{\circ}} \right)^{\frac{1}{1-n}} - 15 I - w^{\circ} P$$

essendo $w^{\circ} = 50 \text{ mc/ha}$, ϕ coefficiente di deflusso dopo la trasformazione, ϕ° coefficiente di deflusso prima della trasformazione, $n = 0.48$ (esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora, stimato nell'ipotesi che le percentuali della pioggia oraria cadute nei 5', 15' e 30' siano rispettivamente il 30%, 60% e 75%, come risulta – orientativamente – da vari studi sperimentali; si veda ad es. CSDU, 1997), ed I e P espressi come frazione dell'area trasformata.

Il volume così ricavato è espresso in mc/ha e deve essere moltiplicato per l'area totale dell'intervento (superficie territoriale, St), a prescindere dalla quota P che viene lasciata inalterata.

Per la stima dei coefficienti di deflusso φ e φ° si fa riferimento alla relazione convenzionale:

$$\varphi^\circ = 0.9 Imp^\circ + 0.2 Per^\circ$$

$$\varphi = 0.9 Imp + 0.2 Per$$

in cui Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima della trasformazione (se connotati dall'apice °) o dopo (se non c'è l'apice °).

Il calcolo del volume di invaso richiede quindi la definizione delle seguenti grandezze:

- quota dell'area di progetto che viene interessata dalla trasformazione (I); è da notare che anche le aree che non vengono pavimentate con la trasformazione, ma vengono sistemate e regolarizzate, devono essere incluse a computare la quota I.

- quota dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione (P): essa è costituita solo da quelle parti che non vengono significativamente modificate, mediante regolarizzazione del terreno o altri interventi anche non impermeabilizzanti".

Le varie tipologie di superficie vengono ulteriormente chiarite e specificate nella Direttiva Idraulica che cita testualmente "Si pone il problema di valutare che cosa sia permeabile. In generale, ogni tipo di copertura che consenta la percolazione nel suolo almeno ai tassi di infiltrazione propri del suolo "naturale" in posto è da considerare permeabile.

Sono quindi certamente permeabili tutte le superfici mantenute a verde, a meno dell'ovvio controesempio di verde al di sopra di elementi interrati quali scantinati e similari, e di giardini pensili. Le coperture del suolo che possono essere considerate permeabili comprendono il caso delle griglie plastiche portanti e di dispositivi similari. Si tratta di strutture di pavimentazione costituite da elementi a griglia con percentuale di vuoti molto alta, e con caratteristiche tali da non indurre una compattazione spinta del terreno.

Nel caso invece di elementi di pavimentazione tipo "Betonella" e similari, occorre valutare caso per caso il grado di impermeabilizzazione indotto, anche tenendo conto che, essendovi una percentuale di vuoti molto minore e una forte possibilità di compattazione del terreno al di sotto e negli interstizi degli elementi di pavimentazione si può configurare una situazione di impermeabilità di fatto.

Con le stesse cautele devono essere trattate le superfici in misto granulare stabilizzato e altri materiali analoghi.

In linea di massima, si può considerare superfici di queste ultime due tipologie come permeabili al 50%.

Sono invece certamente impermeabili le superfici asfaltate e cementificate, oltre alle coperture degli edifici anche qualora presentino elementi a verde, giardini pensili ecc".

A seguito di quanto riportato nella Direttiva Idraulica del Piano Stralcio, di cui alcuni stralci sopra riportati, si deduce che la grandezza più importante da valutare per il computo dei volumi di compensazione idraulica è rappresentata dall'incidenza delle superfici permeabili e impermeabili pre operam e post operam.

Il comparto allo stato attuale risulta quasi totalmente permeabile: il coefficiente di deflusso pre intervento sarà quindi molto prossimo a 0.2.

3.2 Individuazione delle superfici impermeabili e permeabili ante e post operam

Prima di procedere alla stima dei volumi invarianti (e della strozzatura per la loro attivazione) per il presente progetto, occorre innanzitutto individuare il recettore ottimale nel quale convogliare le acque meteoriche scaricate dal comparto oggetto di intervento.

In particolare, le acque meteoriche convogliate dalla dorsale fognaria di progetto a servizio dell'area di comparto verranno smaltite nello Scolo Melatello, presente lungo la via del Campo.

Successivamente all'individuazione del recettore finale, la grandezza fondamentale da valutare per il computo dei volumi minimi di compensazione idraulica da reperire ai fini dell'invarianza idraulica è rappresentata dall'incidenza delle superfici permeabili e impermeabili pre o post intervento.

Si sottolinea che nello stato attuale l'area oggetto di intervento risulta totalmente occupata da superficie permeabile in quanto dedicata ad attività agricola, ad eccezione dell'area extracomparto (74 mq) costituita dal sedime della Via del Campo ad oggi in stabilizzato e quindi semipermeabile.

Nelle tabelle di seguito allegate vengono riportate invece le superfici costituenti l'area di PUA nello stato post operam, considerate per il dimensionamento dei volumi minimi da laminare.

Questi dati verranno utilizzati nelle pagine seguenti per determinare il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica, ai sensi di quanto previsto dalle norme del Piano Stralcio e di quanto indicato nel Regolamento di Polizia Idraulica del Consorzio di Bonifica.

Si evidenzia, inoltre, che alla base dei calcoli per la verifica di invarianza idraulica, e quindi per il dimensionamento dei volumi minimi da laminare, con riferimento allo stato post operam il reperimento dei volumi di compensazione avverrà considerando le porzioni private e le porzioni pubbliche separatamente. L'invarianza idraulica verrà quindi verificata suddividendola per competenza e cioè distinguendo le aree private e quelle pubbliche.

Si sottolinea che nei calcoli sono state considerate anche due aree extracomparto: la prima è costituita da un parte della Via del campo succitata ed ha una estensione di 74 mq, la seconda è costituita dallo verde dello scolo consorziale Melatello ed ha un'estensione di 104 mq. Entrambe queste aree verranno impermeabilizzate con l'intervento in oggetto.

Fatte queste premesse generali, si può quindi procedere al calcolo dei volumi da reperire per l'invarianza idraulica, disponendo dei seguenti quadri sinottici delle superfici permeabili/impermeabili/semipermeabili nello stato di progetto dei due "subcomparti idraulici" prima identificati.

Superfici pubbliche

STATO DI FATTO

Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	37
Superfici permeabili	20'163

STATO DI PROGETTO

Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	8'592.40
Superfici semipermeabili	1'273.30
Superfici permeabili	10'334.30
Superficie totale	20'200.00

(Nota: entro comparto 20022 mq + extra comparto 178 mq = 20200 mq aree pubbliche totali)

Superfici private

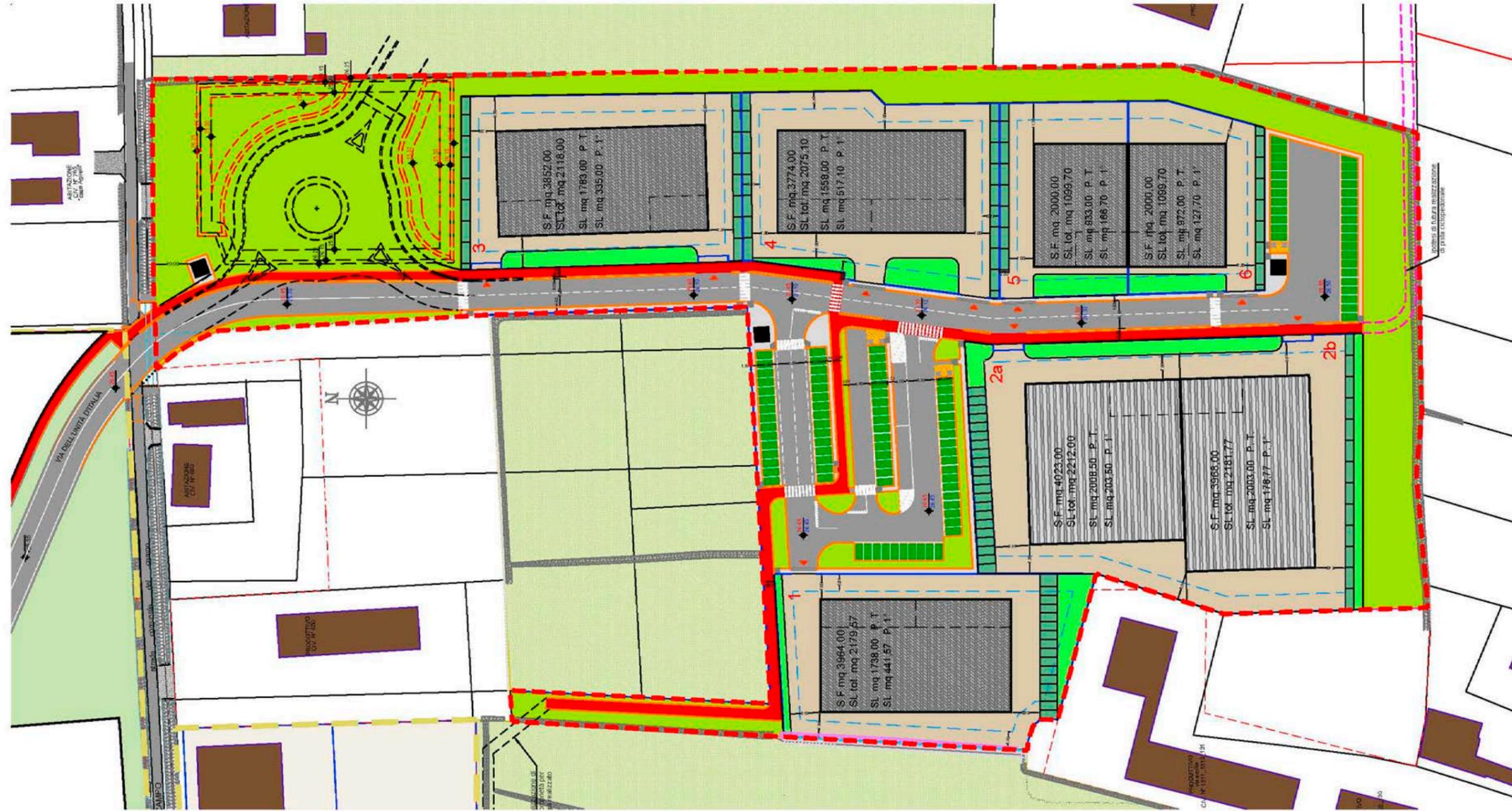
STATO DI FATTO

Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	0
Superfici permeabili	23'581

STATO DI PROGETTO

Tipologia superficie	Area [mq]
Superfici impermeabili	20'633.38
Superfici semipermeabili	0.00
Superfici permeabili	2947.63
Superficie totale	23'581.00

Per maggiore chiarezza si riporta la planimetria dello stato di progetto dell'area di intervento in cui risultano suddivise le superfici impermeabili da quelle permeabili e semipermeabili (stalli auto nel parcheggio).



3.3 Determinazione dei volumi per l'invarianza idraulica

Per la determinazione dei volumi da garantire per l'invarianza idraulica sono stati condotti i calcoli riportati nella Direttiva inerente *“le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, ai sensi degli art. 2 ter, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 del Piano”*.

Come già anticipato nel capitolo precedente, la grandezza fondamentale da valutare per il computo dei volumi minimi di compensazione idraulica da reperire ai fini dell'invarianza idraulica è rappresentata dall'incidenza delle superfici permeabili e impermeabili pre e post intervento. Si farà riferimento alle tabelle precedentemente riportate relativamente alle superfici permeabili ed impermeabili costituenti lo stato post operam a seguito dell'intervento di progetto. Si ricorda nuovamente che lo stato ante operam risulta invece quasi totalmente permeabile.

Ciò premesso, nei fogli di calcolo allegati di seguito si riporta la stima del volume minimo d'invaso necessario per garantire l'invarianza idraulica con riferimento alle superficie pubbliche e private separatamente.

Ai fini della stima dei volumi minimi compensativi si sottolinea nuovamente quanto indicato nella Direttiva Idraulica *“Nel caso invece di elementi di pavimentazione tipo “Betonella” e similari, occorre valutare caso per caso il grado di impermeabilizzazione indotto, anche tenendo conto che, essendovi una percentuale di vuoti molto minore e una forte possibilità di compattazione del terreno al di sotto e negli interstizi degli elementi di pavimentazione si può configurare una situazione di impermeabilità di fatto. Con le stesse cautele devono essere trattate le superfici in misto granulare stabilizzato e altri materiali analoghi. In linea di massima, si può considerare superfici di queste ultime due tipologie come permeabili al 50%”*.

Vengono ora riportati i calcoli condotti per la stima del volume minimo da reperire al fine dell'invarianza idraulica, ai sensi di quanto previsto dall'Art. 9 “Invarianza idraulica” delle Norme di Piano del vigente Piano Stralcio di bacino per il Rischio Idrogeologico (PSRI).

Come sopra anticipato, si sottolinea che la stima dei volumi minimi da reperire ai fini dell'invarianza idraulica verrà condotta separatamente per le superficie pubbliche e private.

SUPERFICI PUBBLICHE

Si farà ora riferimento alle superficie pubbliche di PUA. Dal confronto tra lo stato di fatto totalmente permeabile di estensione pari a 20200 mq circa, ad eccezione di 74 mq (stabilizzato) costituiti dalla via del Campo, e lo stato di progetto, caratterizzato da una superficie impermeabile di estensione pari a 8592.4 mq circa e da superficie permeabili e semipermeabili pari rispettivamente a 10334.3 mq e 1273.3 mq risulta un volume minimo d'invaso da reperire al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica per la porzione pubblica di PUA considerata pari a 595.91 mc circa.

Si sottolinea che il volume minimo di laminazione è stato stimato conteggiando la superficie impermeabile al 100%, mentre la superficie semipermeabile come permeabile al 50% e impermeabile per il restante 50%.

$$W_{\text{Pubblico}} = 595.91 \text{ mc}$$

CALCOLO DEI VOLUMI MINIMI PER L'INVARIANZA IDRAULICA

(inserire i dati esclusivamente nei campi cerchiati)

	Superficie fondiaria =	<input type="text" value="20'200.00"/>	mq	inserire la superficie totale scolante all'interno del nuovo scarico acque meteoriche di progetto
ANTE OPERAM	Superficie impermeabile esistente =	<input type="text" value="37.00"/>	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Imp° =	0.00		
	Superficie permeabile esistente =	<input type="text" value="20'163.00"/>	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Per° =	1.00		
	Imp°+Per° =	1.00		corretto: risulta pari a 1
POST OPERAM	Superficie impermeabile di progetto =	<input type="text" value="9'229.05"/>	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Imp =	0.46		
	Superficie permeabile progetto =	<input type="text" value="10'970.95"/>	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Per =	0.54		
	Imp+Per =	1.00		corretto: risulta pari a 1
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA	Superficie trasformata/livellata =	<input type="text" value="20'200.00"/>	mq	inserire la superficie di tutte le aree non agricole di progetto. Comprese aree verdi
	I =	1.00		
	Superficie agricola inalterata =	<input type="text" value="0.00"/>	mq	inserire la superficie agricola di progetto (ovvero la superficie agricola inalterata)
	P =	0.00		
	I+P =	1.00		corretto: risulta pari a 1

CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM

$$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0,2 \times \text{Per}^{\circ} = 0.9 \times 0.00 + 0.2 \times 1.00 = 0.20 \quad \phi^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0,2 \times \text{Per} = 0.9 \times 0.46 + 0.2 \times 0.54 = 0.52 \quad \phi$$

CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO

$$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 \quad I - w^{\circ} P = 50 \times 6.20 - 15 \times 1.00 - 50 \times 0.00 = 295.00 \text{ mc/ha} \quad w$$

$$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} = 295.00 \times 20'200 : 10'000 = 595.91 \text{ mc} \quad W$$

SUPERFICI PRIVATE

Le superfici private sono caratterizzate da un'estensione complessiva di 23581 mq circa: in particolare sono costituite da 20633.38 mq circa di superfici impermeabili, mentre la restante area risulta permeabile per 2947.62 mq circa (pari al 12,5% della superficie fondiaria)

Dal foglio di calcolo di seguito allegato risulta un volume minimo d'invaso da reperire al fine dell'invarianza idraulica pari a 1711.61 mc circa.

$$W_{\text{Privato}} = 1711.61 \text{ mc}$$

CALCOLO DEI VOLUMI MINIMI PER L'INVARIANZA IDRAULICA

(inserire i dati esclusivamente nei campi cerchiati)

	Superficie fondiaria =	<input type="text" value="23'581.00"/>	mq		inserire la superficie totale scolante all'interno del nuovo scarico acque meteoriche di progetto
ANTE OPERAM	Superficie impermeabile esistente =	<input type="text" value="0.00"/>	mq		inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Imp° =	0.00			
	Superficie permeabile esistente =	<input type="text" value="23'581.00"/>	mq		inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Per° =	1.00			
	Imp°+Per° =	1.00			corretto: risulta pari a 1
POST OPERAM	Superficie impermeabile di progetto =	<input type="text" value="20'633.38"/>	mq		inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Imp =	0.88			
	Superficie permeabile progetto =	<input type="text" value="2'947.63"/>	mq		inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Per =	0.13			
	Imp+Per =	1.00			corretto: risulta pari a 1
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA	Superficie trasformata/livellata =	<input type="text" value="23'581.00"/>	mq		inserire la superficie di tutte le aree non agricole di progetto. Comprese aree verdi
	I =	1.00			
	Superficie agricola inalterata =	<input type="text" value="0.00"/>	mq		inserire la superficie agricola di progetto (ovvero la superficie agricola inalterata)
	P =	0.00			
	I+P =	1.00			corretto: risulta pari a 1

CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM

$$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0.2 \times \text{Per}^{\circ} = 0.9 \times 0.00 + 0.2 \times 1.00 = 0.20 \quad \phi^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0.2 \times \text{Per} = 0.9 \times 0.88 + 0.2 \times 0.13 = 0.81 \quad \phi$$

CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO

$$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 I - w^{\circ} P = 50 \times 14.82 - 15 \times 1.00 - 50 \times 0.00 = 725.84 \text{ mc/ha} \quad w$$

$$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} = 725.84 \times 23'581 : 10'000 = 1'711.61 \text{ mc} \quad W$$

Per completezza, la stima del volume minimo di compensazione da reperire ai fini dell'invarianza idraulica, ai sensi di quanto previsto dall'Art. 9 "Invarianza idraulica" delle Norme del vigente Piano Stralcio, viene di seguito implementata facendo riferimento anche alla superficie complessiva di PUA.

Nel caso specifico, la superficie di PUA di interesse ha estensione pari a 43781 mq (43603 mq superficie totale PUA e 178 mq extracomparto): risulta costituita in fase post operam da una superficie di 29861.43 mq circa impermeabili e da superfici permeabili pari a 13918.57 mq circa rispettivamente, avendo avuto cura di ripartire tra loro il semipermeabile al 50%. Analogamente a quanto visto fino ad ora, dal foglio di calcolo di seguito allegato risulta un volume minimo d'invaso da reperire al fine dell'invarianza idraulica pari complessivamente a 2207.93 mc circa.

W_{PUA} = 2207.93 mc

CALCOLO DEI VOLUMI MINIMI PER L'INVARIANZA IDRAULICA

(inserire i dati esclusivamente nei campi cerchiati)

	Superficie fondiaria = <input type="text" value="43781.00"/> mq	inserire la superficie totale scolante all'interno del nuovo scarico acque meteoriche di progetto
ANTE OPERAM	Superficie impermeabile esistente = <input type="text" value="37.00"/> mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Imp° = 0.00	
	Superficie permeabile esistente = <input type="text" value="43744.00"/> mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Per° = 1.00	
	Imp°+Per° = 1.00	corretto: risulta pari a 1
POST OPERAM	Superficie impermeabile di progetto = <input type="text" value="29861.43"/> mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Imp = 0.68	
	Superficie permeabile progetto = <input type="text" value="13918.58"/> mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.
	Per = 0.32	
	Imp+Per = 1.00	corretto: risulta pari a 1
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA	Superficie trasformata/livellata = <input type="text" value="43781.00"/> mq	inserire la superficie di tutte le aree non agricole □ di progetto. Comprese aree verdi
	I = 1.00	
	Superficie agricola inalterata = <input type="text" value="0.00"/> mq	inserire la superficie agricola di progetto □ (ovvero la superficie agricola inalterata)
	P = 0.00	
	I+P = 1.00	corretto: risulta pari a 1

CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM

$$\phi^{\circ} = 0.9 \times \text{Imp}^{\circ} + 0,2 \times \text{Per}^{\circ} = 0.9 \times 0.00 + 0.2 \times 1.00 = 0.20 \quad \phi^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \times \text{Imp} + 0,2 \times \text{Per} = 0.9 \times 0.68 + 0.2 \times 0.32 = 0.68 \quad \phi$$

CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO

$$w = w^{\circ} (f/f^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 \text{ l} - w^{\circ} P = 50 \times 10.39 - 15 \times 1.00 - 50 \times 0.00 = 504.31 \text{ mc/ha} \quad w$$

$$W = w \times \text{Superficie fondiaria (ha)} = 504.31 \times 43781 : 10'000 = 2'207.93 \text{ mc} \quad W$$

Dal confronto tra il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica, considerando nel primo caso le superfici pubbliche e private separatamente mentre nel secondo caso la superficie di PUA complessiva, il primo risulta quello più gravoso in termini di reperimento dei volumi di compensazione.

Infatti **dalla prima ipotesi deriva un volume minimo da garantire pari a 2307.52 mc circa (595.91 mc W Pubblico + 1711.61 mc W Privato) a fronte dei 2207.93 mc sopra stimati con riferimento alla superficie di PUA complessiva.**

A seguito di quanto detto, il volume minimo d'invaso da reperire in termini di invarianza idraulica per le superfici pubbliche e private di PUA risulta quindi pari a 23307.52 mc circa complessivi, così suddivisi:

W Pubblico = 595.91 mc

W Privato = 1711.61 mc

Le linee guida del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico forniscono una classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici, che permette di definire soglie dimensionali in base alle quali applicare considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento.

La classificazione è riportata nella seguente tabella.

Classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici ai fini dell'invarianza idraulica

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Con riferimento alla superficie totale di PUA, sempre al netto del tratto di percorso ciclabile da considerare a parte, l'intervento in oggetto ricade nel caso degli interventi a "significativa impermeabilizzazione potenziale" in quanto la superficie ha estensione di quasi 4.38 ha e quindi superiore a 1 ha. Nel caso di superfici con estensione maggiore di 1 ha è opportuno eseguire una verifica di maggior dettaglio dell'effettivo comportamento laminativo dei dispositivi di invaso previsti da progetto, ulteriori rispetto alle formule sopra riportate. In particolar modo, nel caso di significativa impermeabilizzazione nelle linee guida si consiglia il dimensionamento dei dispositivi di laminazione in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata di 2 ore e tempo di ritorno 30 anni.

Per definire l'altezza di pioggia caratterizzata da durata 2 ore e tempo di ritorno 30 anni è necessario fissare i coefficienti a ed n della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica, che mette in relazione l'altezza di pioggia h e la durata dell'evento meteorico d per un assegnato tempo di ritorno Tr .

I parametri a ed n necessari per il calcolo dell'altezza di pioggia di durata d 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). Nel caso specifico, per eventi meteorici trentennali i parametri a ed n assumo valori pari a 48 e 0.30 rispettivamente per quanto riguarda la zona di Forlì, di riferimento per l'intervento di progetto.

Il volume da laminare (W') è pari alla differenza tra il volume in ingresso e il volume in uscita Vu . In particolare la portata in uscita è pari alla portata in ingresso generata dalla precipitazione $Qe(t)$ fintanto che $Qe(t) < Qu$, con Qu la portata massima ammissibile in uscita. Quando la portata in ingresso supera quella massima ammissibile allo scarico Qu (determinata in 10 l/s per ha per le aree permeabili e in 90 l/s per ha per le aree impermeabili), i dispositivi di laminazione entrano in funzione in modo tale da accumulare il volume eccedente W' affinché $Qe = Qu$.

Dal foglio di calcolo allegato risulta un volume minimo da garantire ai fini dell'invarianza idraulica pari a 1435 mc circa.

La formula del W precedentemente impiegata risulta quindi molto più cautelativa in termini di volume minimo, in quanto restituisce un volume minimo di molto maggiore rispetto a quello stimato considerando precipitazioni trentennali con durata pari a 2 ore.

$$W = 2207.93 \text{ mc} > W' = 1435.33 \text{ mc}$$

VERIFICA DELLA VOLUMETRIA PER PIOGGE CON TR 30 ANNI E DURATA d 2h

Da effettuarsi per casi di Superficie fondiaria > 1 ha

Inserire dati esclusivamente nei campi cerchiati

Superficie fondiaria	4.38 ha	superficie totale dell'intervento
TR	30 anni	tempo di ritorno di riferimento
a	48	inserire parametro di zona (vedi tabella)
n	0.30	inserire parametro di zona (vedi tabella)
tp	2.00 ore	durata di pioggia
φ	0.68	coeff. di deflusso dopo la trasformazione
h	59.09 mm	altezza pioggia in tp
Vp	2'587.24 mc	Volume piovuto in tp
Ve	1'752.70 mc	Volume effluente in vasca in tp
Qu	44.08 l/sec	Portata scaricabile dalla strozzatura adottata
Vu	317.37 mc	Volume scaricato dalla vasca nel ricettore in tp
Ve-Vu	1'435.33 mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore
W	2'207.93 mc	Volume di laminazione (formula del w)

VERIFICATO

W FINALE da adottare= 2'207.93 mc

Per Tp>1h e TR 30 anni	RIMINI	CESENA	FORLI	RAVENNA
a	51	51	48	51
n	0.27	0.29	0.30	0.28

Riassumendo, dal confronto tra il volume minimo da reperire stimato con eventi di pioggia trentennali e durata 2 ore e con l'applicazione della formula del W, quest'ultima risulta maggiormente cautelativa in quanto restituisce volumi maggiori da reperire.

Applicando poi la formula del W in un primo caso alla superficie complessiva di PUA e in un secondo caso alle superfici pubbliche e private separatamente, quest'ultimo risulta quello peggiore in termini di reperimento di volumi minimi.

Concludendo i volumi minimi da reperire per il rispetto dell'invarianza idraulica sono i seguenti:

$W_{\text{Pubblico}} = 595.91 \text{ mc}$
$W_{\text{Privato}} = 1711.61 \text{ mc}$

Il progetto prevede la realizzazione nella porzione privata di PUA di 7 lotti.

Come si vedrà anche al prossimo paragrafo 3.4, il volume minimo di invarianza da reperire per la porzione privata pari a 1803 mc circa verrà quindi suddivisa tra i 7 lotti (**ipotizzati per ora al massimo tasso di impermeabilizzazione possibile!**) in funzione della superficie fondiaria degli stessi:

Lotto	S.F. [mq]	% totale	Volume minimo invarianza [mc]
1	3964.00	16.81	287.72
2a	4023.00	17.06	292.01
2b	3968.00	16.83	288.01
3	3852.00	16.34	279.59
4	3774.00	16.00	273.93
5	2000.00	8.48	145.17
6	2000.00	8.48	145.17
tot.	23581.00	100.00	1711.61

3.4 Reperimento dei volumi per l'invarianza idraulica

Definiti i volumi di compensazione idraulica da reperire al fine dell'invarianza idraulica, è necessario determinare in quali dispositivi individuare tali volumetrie.

In particolare il volume minimo da reperire per l'invarianza sarà individuato all'interno dei seguenti dispositivi compartecipi:

- depressione morfologica nel verde pubblico;
- dispositivi fognari all'interno delle condotte e dei pozzetti, i quali vengono conteggiati all'80% del loro volume complessivo.

Di seguito verranno quindi descritti i volumi reperiti di invarianza idraulica, individuati separatamente per le superfici pubbliche e private.

SUPERFICI PUBBLICHE

Il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica per la porzione pubblica di PUA, al netto del tratto di pista ciclabile considerata separatamente risulta:

$W_{\text{Pubblico}} = 595.91 \text{ mc}$

DEPRESSIONE MORFOLOGICA NEL VERDE PUBBLICO

Per reperire il volume minimo utile ai fini dell'invarianza idraulica, la scelta progettuale seguita si basa sull'individuazione di un'area verde sfruttabile per la realizzazione di una depressione morfologica.

Si prevede infatti la realizzazione di una depressione morfologica in corrispondenza della porzione di area verde interna alla superficie pubblica di PUA localizzata a Nord-Est della stessa; la depressione sarà atta ad invasare, in caso di necessità, la totalità del volume minimo da reperire al fine di garantirne il rispetto dell'invarianza idraulica.

Prevedendo una depressione caratterizzata da una superficie al fondo di 2888 mq circa (quota media 25.85), in sommità di 3747 mq (quota ciglio 26.25) ed una superficie massima di speco d'acqua di 3503 mq circa a quota 26.15 (pendenza sponde 1:10), con un tirante idrico "medio" massimo di 30 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a:

$$W_{DEP} = (2888 \text{ mq} + 3503 \text{ mq})/2 \times 0.30 \text{ m} = 958.6 \text{ mc}$$

Il volume utile reperibile all'interno della depressione è quindi pari a 958.6 mc, a fronte dei 595.91 mc minimi da reperire per il rispetto dell'invarianza idraulica; il volume reperibile all'interno della depressione morfologica è ampiamente sufficiente a garantire il rispetto dell'invarianza idraulica del comparto pubblico, ed inoltre ad esso si può aggiungere quello fornito dalla fognatura pubblica bianca.

VOLUME INTERNO DELLA FOGNATURA BIANCA PUBBLICA

Ulteriore volume utile può essere reperito all'interno dei condotti fognari e dei pozzetti costituenti la rete fognaria bianca pubblica di progetto, conteggiati all'80% del loro volume.

All'interno della fognatura bianca pubblica di progetto il volume reperibile, dato dalla somma dei volumi utili stimati nelle condotte e nei pozzetti, è pari a:

$$W_{FOG} = 314.29 \text{ mc} + 42.01 \text{ mc} = 356.3 \text{ mc}$$

Di seguito si riporta un riassunto in forma tabellare delle condotte adottate ai fini del calcolo del volume reperito, stimato pari all'80% del volume effettivo, con le rispettive lunghezze e dimensioni interne, e dei pozzetti di ispezione previsti lungo la dorsale di progetto, anch'essi computati all'80% del loro volume effettivo.

DN [mm]	A [mq]	L [m]	Vol. [mc]	Vol. 80% [mc]
1000 CLS	0.7854	288.1	226.27	181.02
800 CLS	0.5027	314.4	158.03	126.43
500 CLS	0.1963	43.6	8.56	6.85
			tot.	314.29

Pozzetti	A [mq]	H [m]	n	Vol. [mc]	Vol. 80% [mc]
150 x 150	2.25	1.52	11	37.50	30.00
120 x 120	1.44	1.17	8	13.48	10.78
80 x 80	0.64	1.2	2	1.54	1.23
				tot.	42.01

Il volume totale reperito nella depressione morfologica e all'interno della dorsale fognaria bianca pubblica di progetto è quindi pari a 1314.9 mc circa, per cui ben maggiore dei 595.91 mc circa minimi richiesti per garantire il rispetto dell'invarianza idraulica.

Si sottolinea che nel conteggio del volume minimo reperito è stato trascurato cautelativamente il volume utile all'interno dei pozzetti a caditoia/bocche di lupo e dei fognoli di collegamento, i quali fornirebbero comunque ulteriore volume utile.

$$W_{TOT} = 1314.9 \text{ mc} \gg W = 595.91 \text{ mc}$$

SUPERFICI PRIVATE

Il volume minimo complessivo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica per la porzione privata di PUA risulta:

$$W_{Privato} = 1711.61 \text{ mc}$$

Come già anticipato precedentemente, il volume complessivo minimo da reperire per le superfici private verrà suddiviso tra i 7 lotti privati di progetto in funzione della loro superficie fondiaria: nella tabella di seguito sono indicati i volumi minimi di invarianza che dovranno essere garantiti per ogni singolo lotto privato di progetto, nell'ipotesi di minor tasso di permeabilità ammesso all'interno del lotto.

Lotto	S.F. [mq]	% totale	Volume minimo invarianza [mc]
1	3964.00	16.81	287.72
2a	4023.00	17.06	292.01
2b	3968.00	16.83	288.01
3	3852.00	16.34	279.59
4	3774.00	16.00	273.93
5	2000.00	8.48	145.17
6	2000.00	8.48	145.17
tot.	23581.00	100.00	1711.61

Ogni singolo lotto dovrà quindi garantire il reperimento, tramite la realizzazione di depressioni morfologiche private - se possibile - e all'interno della rete fognaria privata di progetto, la quota parte dei volumi da garantire.

Naturalmente, il volume da "invariare" in ogni lotto è al momento calcolato sulla massima impermeabilizzazione possibile. Nel caso in sede di richiesta di Permesso di Costruire di ogni singolo lotto dovesse essere presente una permeabilità di progetto maggiore, dovrà essere ricalcolato il suo specifico volume minimo di invarianza.

4. VERIFICA IDRAULICA DELLE DIMENSIONI DELLA STROZZATURA FINALE

Per il sistema di fognatura bianca pubblica di progetto a servizio del PUA in esame resta solamente da verificare l'efficacia idraulica della tubazione terminale, avente la funzione di "strozzatura limitatrice di portata" in uscita verso il recettore. L'obiettivo progettuale è di limitare il coefficiente udometrico post intervento delle aree passate da permeabili ad impermeabili a 10 l/s per ha, pari cioè a quello per aree agricole pre-intervento urbanistico stabilito dal Consorzio di Bonifica della Romagna competente. Per le aree già impermeabilizzate si considera invece un coefficiente udometrico cautelativo pari a 90 l/s per ha, come previsto dal Regolamento di Polizia Consorziale locale.

Con riferimento all'area di PUA la superficie complessiva risulta pari a 43781 mq circa. In particolare essa risulta totalmente ad oggi permeabile ad eccezione di 74 mq semipermeabili e, in fase post operam, costituita da una superficie di 29862 mq circa impermeabili e da superfici permeabili pari a 13919 mq circa rispettivamente, avendo avuto cura di ripartire tra loro il semipermeabile al 50%.

La portata massima in uscita dal comparto risulta pari a 44.08 l/s:

$$Q_{MAX(COMPARTO)} = 10 \text{ l/s per ha} \times 43744 \text{ mq} / 10000 + 90 \text{ l/s per ha} \times 37 \text{ mq} / 10000 = \mathbf{44.08 \text{ l/s}}$$

Per stimare la portata defluente dalla strozzatura, si possono usare diverse formule, dipendenti dalle modalità idrauliche di funzionamento nel condotto e quindi dalle condizioni al contorno. In particolare, ipotizzando cautelativamente un funzionamento a battente con tratto breve e sbocco libero, si è utilizzata la seguente formula:

$$Q = \mu \times A \times (2 \times g \times h)^{0.5}$$

con Q la portata defluente dalla strozzatura (l/s), $\mu = 0.6$ e h il battente.

Considerando un battente di 155 cm circa (dislivello che si realizza tra la quota di massimo invaso all'interno della depressione morfologica (+26.15 m slrif) ed il baricentro della strozzatura), la portata massima teoricamente ammessa transita con un diametro interno di 130 mm circa.

Portata amm.le (Qagr.=10 l/sec/ha* Perm _o +90l/sec/ha*Imp _o)	44.08 l/sec	portata ammissibile effluente al ricettore
Battente massimo h	1.55 m	inserire il valore di progetto (calcolato esplicitamente in relazione) del battente sopra l'asse della strozzatura
DN max condotta di scarico	130.24 mm	
Si adotta condotta DN	150.60 mm	inserire il diametro della condotta scelta, che deve essere inferiore a DN max. Si consente un minimo funzionale DN 125
Portata uscente con la condotta adottata	58.96 l/sec	

Il diametro commercialmente immediatamente inferiore è rappresentato dalla condotta in PVC DN125 (diametro interno 117.6 mm) mentre quello superiore è il DN160 (diametro interno 150.6 mm).

In particolare, con il metodo di funzionamento a battente e sbocco libero, la condotta DN125 garantisce lo smaltimento di una portata pari a 35.95 l/s, mentre con DN160 la portata defluente risulta 58.96 l/s.

mu = 0,6	Diametro tubo di scarico (mm)									
	battente	80	100	120	150	160	180	200	250	296
h (ml)	portata defluente in l/sec									
0.2	5.97	9.33	13.44	20.99	23.88	30.23	37.32	58.31	81.75	92.58
0.3	7.31	11.43	16.45	25.71	29.25	37.02	45.71	71.42	100.12	113.38
0.4	8.44	13.19	19.00	29.69	33.78	42.75	52.78	82.47	115.61	130.92
0.5	9.44	14.75	21.24	33.19	37.77	47.80	59.01	92.20	129.25	146.38
0.6	10.34	16.16	23.27	36.36	41.37	52.36	64.64	101.00	141.59	160.35
0.7	11.17	17.45	25.14	39.27	44.68	56.55	69.82	109.09	152.93	173.20
0.8	11.94	18.66	26.87	41.99	47.77	60.46	74.64	116.63	163.49	185.15
0.9	12.67	19.79	28.50	44.53	50.67	64.13	79.17	123.70	173.41	196.39
1.0	13.35	20.86	30.04	46.94	53.41	67.59	83.45	130.39	182.79	207.01
1.1	14.00	21.88	31.51	49.23	56.02	70.89	87.52	136.76	191.71	217.11
1.2	14.63	22.85	32.91	51.42	58.51	74.05	91.42	142.84	200.24	226.77
1.25	14.93	23.33	33.59	52.48	59.71	75.57	93.30	145.78	204.37	231.44
1.3	15.22	23.79	34.25	53.52	60.89	77.07	95.15	148.67	208.41	236.03
1.4	15.80	24.69	35.55	55.54	63.19	79.98	98.74	154.28	216.28	244.94
1.5	16.35	25.55	36.79	57.49	65.41	82.79	102.21	159.70	223.87	253.53
1.6	16.89	26.39	38.00	59.38	67.56	85.50	105.56	164.93	231.21	261.85
1.7	17.41	27.20	39.17	61.20	69.64	88.13	108.81	170.01	238.33	269.91
1.8	17.91	27.99	40.31	62.98	71.65	90.69	111.96	174.94	245.24	277.73
1.9	18.40	28.76	41.41	64.70	73.62	93.17	115.03	179.73	251.96	285.34
2.00	18.88	29.50	42.49	66.38	75.53	95.59	118.02	184.40	258.50	292.76
2.1	19.35	30.23	43.54	68.02	77.40	97.95	120.93	188.96	264.89	299.99
2.2	19.80	30.94	44.56	69.62	79.22	100.26	123.78	193.40	271.12	307.04

Si sottolinea che il funzionamento a battente si adatta bene ai tratti brevi per i quali si instaura un funzionamento a battente e a sbocco libero. Nei tratti di lunghezza medio-lunga, come nel caso qui esaminato (lunghezza della strozzatura di 11.00 m circa), e con frequente possibilità di essere rigurgitati da valle (no sbocco libero), in quanto lo scarico risulta a quote poco più alte del fondo alveo dello Scolo Melatello, è più plausibile ipotizzare l'instaurarsi (dopo un transitorio) di un funzionamento in condizioni di moto uniforme o quasi.

La portata massima in moto uniforme può essere calcolata applicando la formula di Chézy:

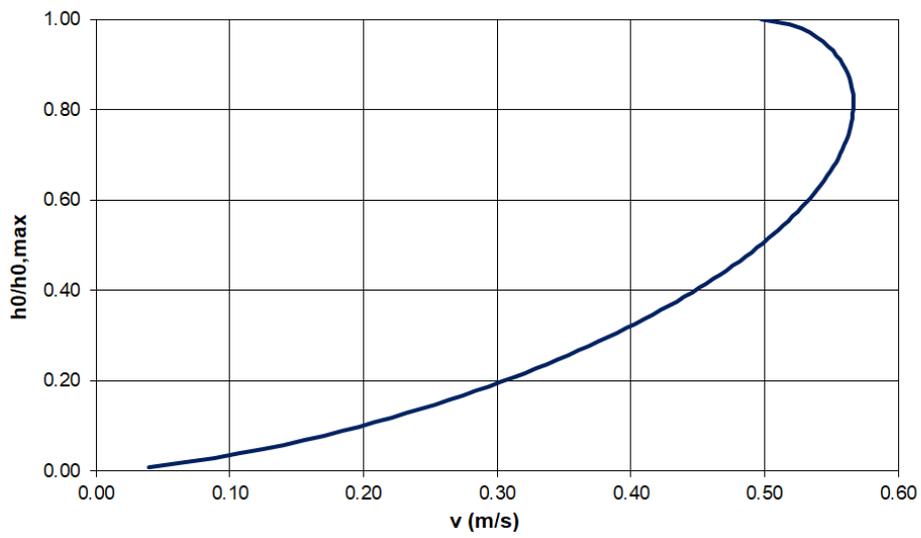
$$Q_{unif} = k_s \times A \times (R \times i)^{0.5}$$

con k_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, A l'area bagnata della condotta, R il raggio idraulico (pari a $D/4$ per le condotte circolari) e i la pendenza di posa della condotta.

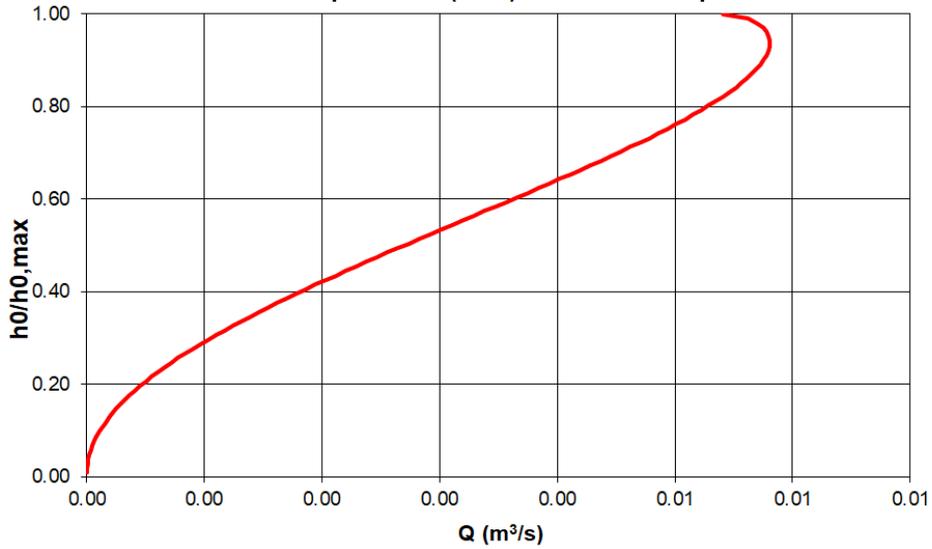
La portata massima a bocca piena smaltibile dalla condotta in PVC DN125 (diametro interno 117.6 mm) avente pendenza di posa pari allo 0.30%, calcolata in condizioni di moto uniforme considerando un coefficiente di scabrezza di Manning di $0.0105 \text{ s/m}^{1/3}$, è pari a 6.00 l/s, quindi una portata notevolmente inferiore rispetto a quella massima ammissibile, mentre risulta 11 l/s con DN160.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in PVC DN125 e DN160, pendenza 0.30%.

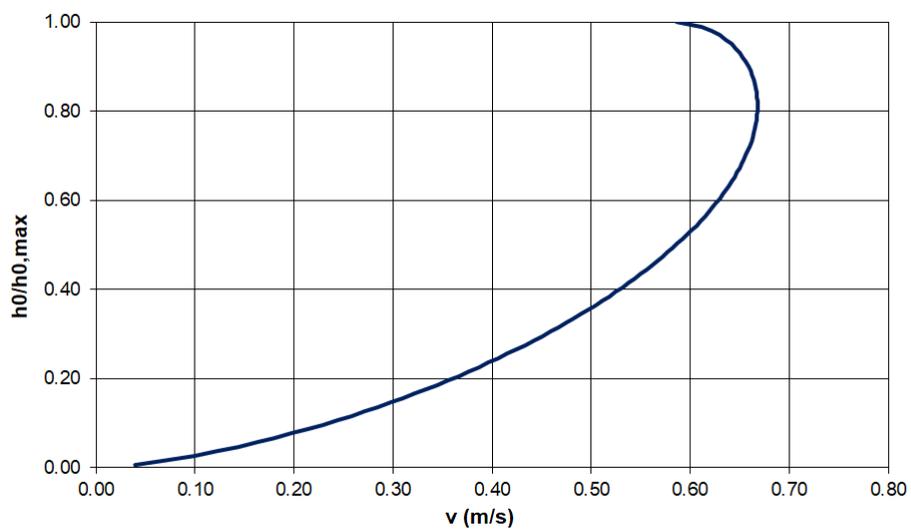
Velocità idrica (m/s) - PVC DN125 - p = 0.30%

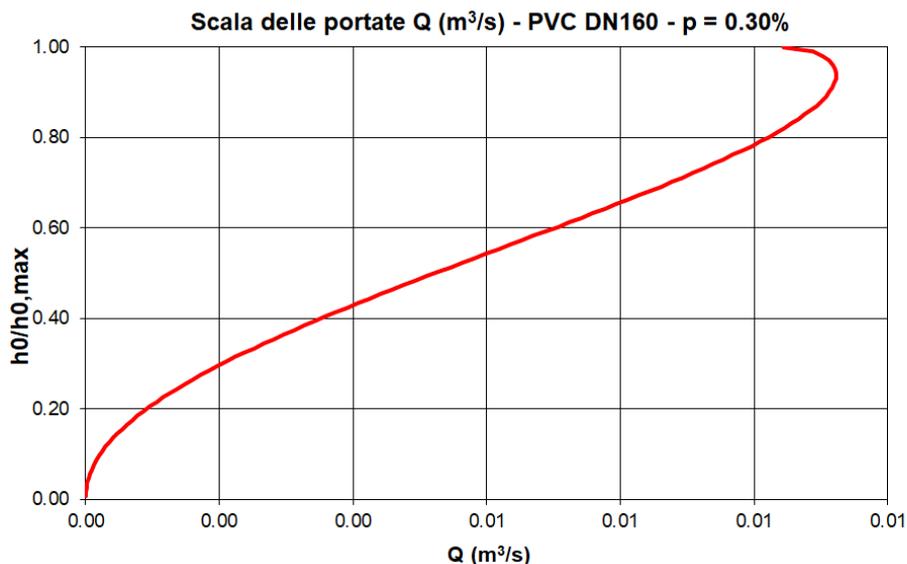


Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN125 - p = 0.30%



Velocità idrica (m/s) - PVC DN160 - p = 0.30%





Il reale funzionamento del tratto strozzato è quindi intermedio tra il funzionamento a battente e quello in moto uniforme; il dimensionamento della strozzatura si baserà quindi su un comportamento intermedio, evidenziando comunque che il funzionamento risulterà più verosimile al moto uniforme. A seguito di quanto sopra si reputa adeguato realizzare la strozzatura con una condotta in PVC DN160: la portata massima effettivamente in uscita dal tratto “strozzato” assumerà infatti un valore intermedio tra gli 11.00 l/s ed i 59.00 l/s dei due funzionamenti “estremi”, e comunque più vicino al moto uniforme data la lunghezza non trascurabile della condotta (quindi più prossimo a 11 l/s).

Si può quindi affermare che il tratto di rete fognaria terminale con funzione di “strozzatura” risulta adeguatamente dimensionato con una condotta DN160 in PVC, pendenza 0.3%.

In particolare, si sottolinea che la strozzatura verrà realizzata con una condotta in PVC DN200, con inserito all’interno un tronchetto DN160 opportunamente fissato nel pozzetto finale B2 e di lunghezza pari ad almeno 1 metro.

Il PUA in oggetto rappresenta infatti una riproposizione “in reductione” di un PUA più esteso, presentato e approvato in precedenza ma mai attuato. Tale PUA prevedeva la realizzazione di una strozzatura in PVC DN200, attualmente già concessionata, perché la superficie territoriale trasformata risultava molto più ampia del presente progetto. Visto che in futuro anche le aree qui non ricomprese potrebbe essere trasformate ed “agganciate” alla rete fognaria pubblica in progetto, si prevede di mantenere una strozzatura di scarico con il diametro allora fissato (DN200), inserendo al suo interno un’ulteriore strozzatura DN160 atta a garantire l’invarianza del presente progetto; ciò permette al tempo stesso di strozzare adeguatamente il presente PUA ed in futuro di poter far fronte a potenziali estensioni di bacino sotteso (per eventuali stralci successivi di urbanizzazione), senza dover attuare inutili e costose demolizioni/sostituzioni di tubazioni di strozzatura.

5. ANALISI DEGLI SVILUPPI FUTURI DEL COMPARTO

Nel presente paragrafo si riferisce della possibile futura realizzazione di una rotonda nel sedime di verde pubblico sito, da progetto, nel lato nord del comparto. In particolare, tale rotonda potrà essere realizzata in concomitanza con la realizzazione di altro comparto adiacente.

Risulta fondamentale verificare se anche con la costruzione della nuova rotonda saranno potenzialmente ancora presenti dispositivi di accumulo dotati dei volumi minimi atti a garantire il rispetto del principio di invarianza idraulica. Come si evince dagli elaborati di progetto e dall'immagine riportata sotto, infatti, la nuova rotonda sarà ubicata nel verde dove verrà realizzata la depressione morfologica descritta nei paragrafi precedenti.

A causa della rotonda e del suo sedime d'occupazione, della grande depressione morfologica qui progettata resteranno due depressioni più modeste, rispettivamente a sud ed a nord della rotonda stessa: esse continueranno ad utilizzare le caditoie di collegamento già predisposte per l'attuale depressione di progetto, la cui pendenza di fondo a due falde è stata appositamente studiata per funzionare in entrambe le configurazioni.

Di seguito si riporta il pre-dimensionamento delle due depressioni morfologiche "residue".

La depressione a sud della rotonda sarà caratterizzata da una superficie al fondo di 208.9 mq circa ed una superficie in sommità (livello di massimo invaso) di 509.8 mq circa (pendenza sponde 1:10), con un tirante idrico "medio" massimo di 30 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a:

$$W_{\text{dep sud}} = (208.9 \text{ mq} + 509.8 \text{ mq}) / 2 \times 0.30 \text{ m} = 107.8 \text{ mc}$$

La depressione a nord della rotonda sarà caratterizzata da una superficie al fondo di 261.4 mq circa ed una superficie in sommità (livello di massimo invaso) di 665.8 mq circa (pendenza sponde 1:10), con un tirante idrico "medio" massimo di 30 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a:

$$W_{\text{dep nord}} = (261.4 \text{ mq} + 665.8 \text{ mq}) / 2 \times 0.30 \text{ m} = 139.0 \text{ mc}$$

Ovviamente, i volumi fognari contribuenti all'invarianza resteranno, anche in presenza della rotonda, gli stessi qui stimati, se non leggermente superiori grazie all'apporto di qualche caditoia e/o qualche rametto secondario di fognatura da implementare (si considera qui cautelativamente il medesimo valore qui calcolato, pari 356.30 mc).

In conclusione, i volumi invarianti totali reperiti all'interno del comparto pubblico a seguito della realizzazione della rotonda sarebbero almeno:

$$W_{\text{tot}} = W_{\text{fog}} + W_{\text{dep sud}} + W_{\text{dep nord}} = 356.3 \text{ mc} + 107.8 \text{ mc} + 139.0 = 603.1 \text{ mc} > 595.91 \text{ mc}$$

Come si evince dai calcoli appena riportati, anche con la futura ed eventuale realizzazione della rotatoria sarà garantito comunque il reperimento minimo dei volumi invarianti per la parte pubblica del comparto.



6. VALUTAZIONE DELL'OFFICIOSITÀ IDRAULICA DELLE DORSALI DI FOGNA BIANCA

Rimane ora da verificare idraulicamente la rete fognaria bianca di progetto; vengono di seguito verificati i seguenti tratti principali della rete di fognatura bianca pubblica di progetto:

- Tratto B13-B8: condotta DN800 CLS pendenza 0.10%
- Tratto B10-B9: condotta DN800 CLS pendenza 0.15%
- Tratto B3-B2: condotta DN1000 CLS pendenza 0.10%

I calcoli idraulici per la verifica dell'officiosità dei vari tratti della dorsale fognaria di progetto sono stati condotti con la formula di moto uniforme generalmente usata per le correnti a pelo libero, ossia la formula di Chézy, la quale permette di determinare la portata massima smaltibile dalla rete considerando la condizione di bocca piena della condotta:

$$Q_{unif} = k_s \times A \times (R \times i)^{0.5}$$

con k_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, A l'area bagnata della condotta, R il raggio idraulico (pari a $D/4$ per le condotte circolari) e i la pendenza di posa della condotta. Il valore del parametro di scabrezza va assegnato sulla base della natura, dello stato di conservazione e d'impiego del materiale costituente le pareti della condotta: nel caso in esame il coefficiente di scabrezza k_s è stato attribuito sulla base dei valori presenti in letteratura in considerazione del materiale con cui è realizzata la condotta.

Applicando questa formula a ciascuno dei tratti di rete fognaria sopra elencati si è optato di valutare l'officiosità prendendo a riferimento eventi di precipitazione caratterizzati da tempo da T_r 30 anni, disponendo dei coefficienti a ed n della curva di possibilità pluviometrica per precipitazione di durata inferiore all'ora e $T_r = 30$ anni per l'area di Forlì, di riferimento per il comparto in esame.

$$a = 47 - n = 0.48$$

L'officiosità di ogni singola condotta verificata verrà poi confrontata con la portata massima afferente alla stessa.

Di seguito verrà descritto il procedimento di calcolo per la stima della portata meteorica massima afferente ad ogni singola condotta da verificare.

Per valutare la portata di afflusso in primo luogo risulta necessario conoscere l'estensione areale del bacino afferente ad ogni tratto fognario da verificare. In particolare la condotta in CLS DN800 tratto B13-B8 drena esclusivamente le acque meteoriche ricadenti sul parcheggio pubblico di progetto, unitamente alle acque raccolte dai pluviali del lotto privato n.1 (bacino B3). Il tratto B10-B9 in CLS DN800 servirà invece le portate defluenti dalla porzione Sud della viabilità interna al comparto e delle acque meteoriche raccolte dai pluviali dei lotti privati 2, 5 e 6 previsti nella porzione Sud di comparto (bacino B2). Per quanto riguarda invece il tratto B3-B2 in CLS DN1000, sarà collettore finale delle acque meteoriche convogliate dai due tratti fognari a monte succitati, unitamente alle acque ricadenti sul tratto centrale e Nord di viabilità interna al comparto e a quelle raccolte dai pluviali da tutti i restanti lotti privati (bacino B1+B2+B3).

Si richiede inoltre di fissare alcuni parametri idrologici/idraulici: innanzitutto si deve determinare il 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 sui bacini afferenti ai tratti fognari da verificare. Il coefficiente medio viene stimato prendendo come valori di partenza i coefficienti della tabella riportata nelle Linee Guida di HERA e di seguito allegata, pari a 0.10 e 0.90 rispettivamente per le aree permeabili ed impermeabili.

Superficie tipo	Coefficiente di afflusso
Tetti, cortili lastricati, strade	0.9
Misto	0.2- 0.4
Verde, terreno naturale	0.1

Con riferimento allo stato post operam, il coefficiente di deflusso per i singoli bacini viene fissato costante e pari a 0.65, calcolato considerando l'area complessiva di PUA. L'area interessata ha estensione pari a 43781 mq circa, di cui 29862 mq impermeabili ai quali si è associato il coefficiente 0.9 e 13919 mq circa permeabili con coefficiente 0.1, coerentemente con le disposizioni delle Linee Guida di HERA.

Tipologia superficie	Area [mq]	Coeff. Deflusso
Superfici impermeabili	29'862	0.9
Superfici permeabili	13'919	0.1
Coeff. Deflusso medio		0.65

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. 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 precipitazione con durata inferiore di t_c 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 invece 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 corrivazione è ottenibile dalla somma del tempo di accesso alla rete (tempo necessario a raggiungere i collettori fognari, solitamente compreso tra i 10 e i 15 minuti) e del tempo di rete (tempo di percorrenza all'interno dei collettori fognari). Il tempo di accesso alla rete è stato assunto pari a 10 minuti, mentre il tempo di rete viene stimato applicando il rapporto L/v , con L la lunghezza dell'asta principale [m] e v la velocità all'interno della rete [m/s] ipotizzata pari a 1 m/s.

Come visto precedentemente, i coefficienti a ed n della curva di possibilità pluviometrica saranno necessari per calcolare l'altezza e l'intensità di pioggia di riferimento di durata d :

$$h_d(\text{Tr}) = a \times d^n$$

$$i_d(\text{Tr}) = h_d(\text{Tr}) / d = a \times d^{n-1}$$

A questo punto la stima delle portate meteoriche da considerare è data dalla formula:

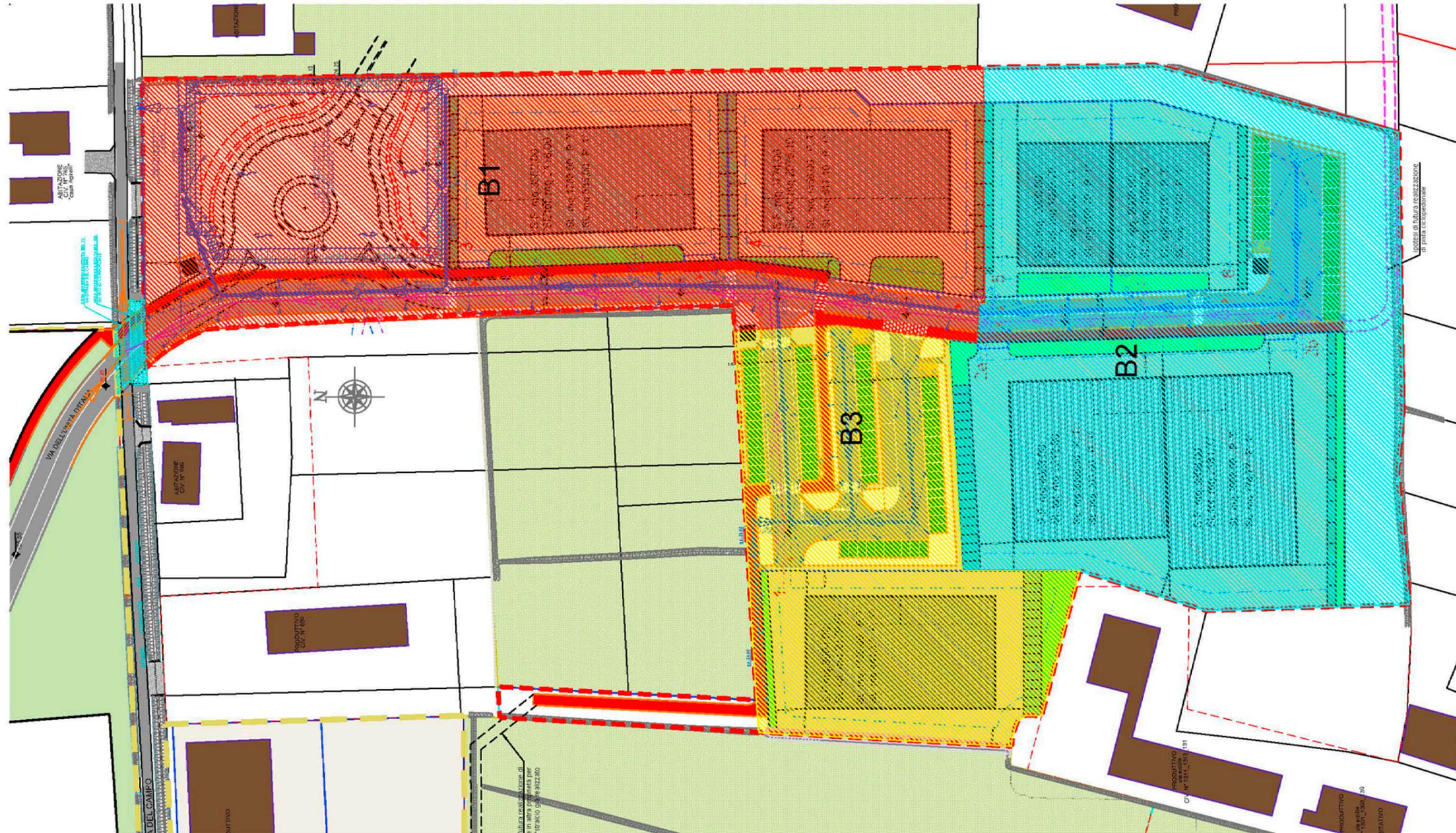
$$Q_{\text{max}} = C \times i_d(\text{Tr}) \times A$$

con C il coefficiente di deflusso medio del bacino, A l'estensione areale del bacino e i l'intensità dell'evento di pioggia di riferimento.

Nella tabella di seguito allegata sono riassunti i valori di portata massima afferenti ad ogni singolo tratto fognario oggetto di verifica, stimati con il metodo sopra esposto; inoltre si allega anche la planimetria di PUA con l'indicazione dei 3 bacini afferenti ai tratti fognari verificati.

Tratto dorsale	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)	ϕ medio (-)	t_c (min)	h_c (mm)	i_c (mm/ora)	Q (l/ora)	Q (l/s)
TRATTO B13-B8	B3	8275	0.83	0.65	12	22.05	106.70	573903	159
TRATTO B10-B9	B2	17726	1.77	0.65	13	22.67	103.56	1193179	331
TRATTO B3-B2	B1+B2+B3	43004	4.30	0.65	17	25.66	90.55	2531193	703

-  Bacino B1 - area 1.70 ha
-  Bacino B2 - area 1.72 ha
-  Bacino B3 - area 0.82 ha



TRATTO B13-B8

Il tratto fognario B13-B8 verrà realizzato con una condotta in CLS DN800 e pendenza 0.10%; sarà collettore delle portate meteoriche defluenti dal bacino B3 di estensione pari a 8275 mq circa.

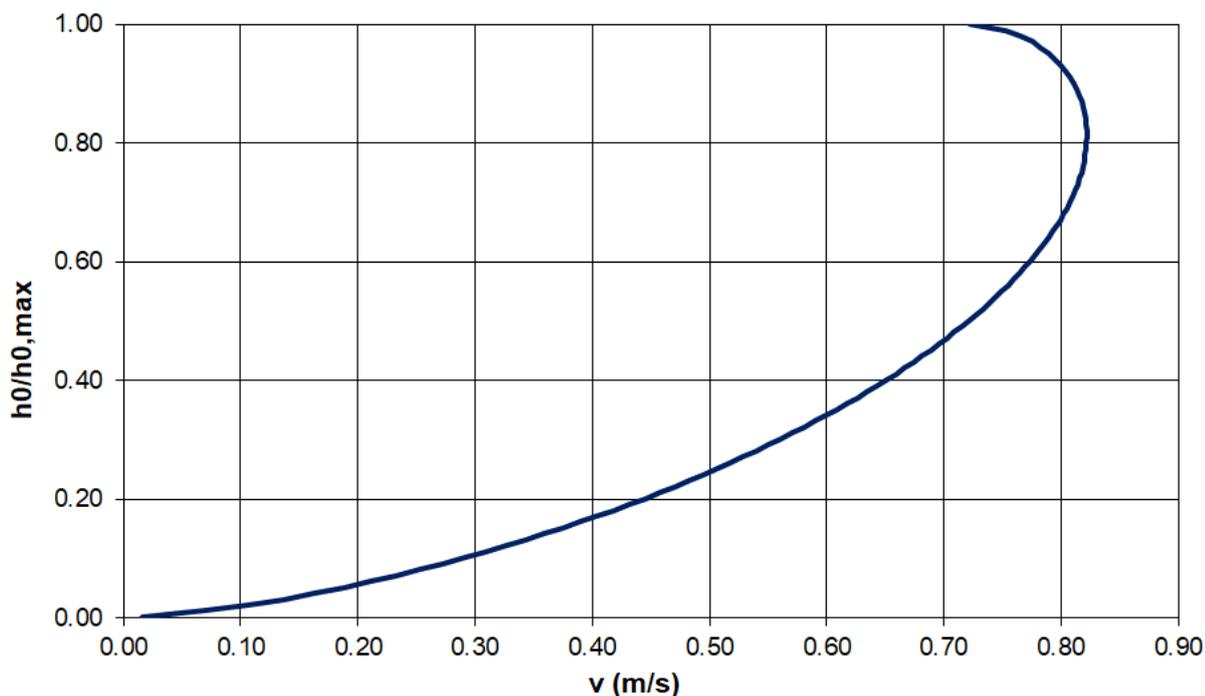
Fissando il tempo di corrivazione t_c pari a 12 minuti circa (10 minuti: tempo di accesso alla rete – 2 minuti: tempo di rete) e quindi inferiore all'ora, con un coefficiente di deflusso medio $C = 0.65$, la portata massima complessiva defluente dal bacino risulta pari a 159 l/s.

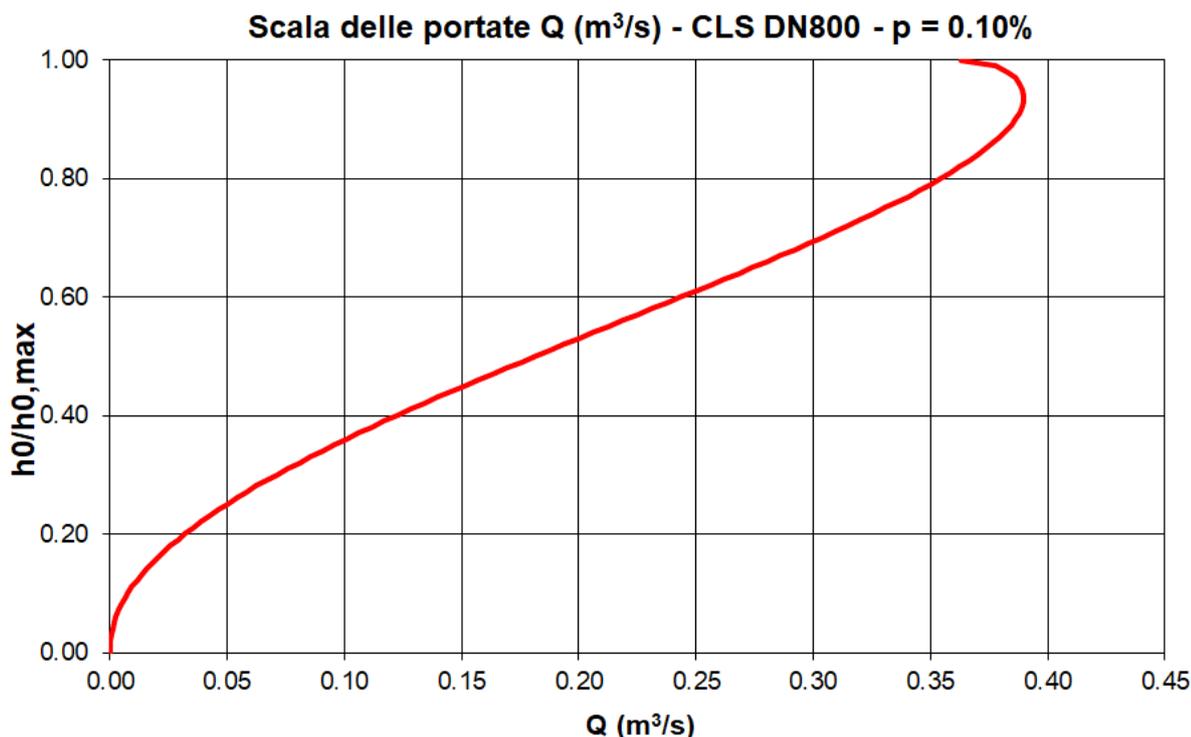
Dall'applicazione della formula di Chézy, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0.015 \text{ s/m}^{1/3}$, la portata massima smaltibile dalla condotta è pari a 390 l/s e quindi nettamente superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 159 l/s.

Si dimostra quindi che la condotta di progetto in CLS DN800 e pendenza 0.10% (tratto B13-B8) è ampiamente in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 30 anni, con un grado di riempimento del 47% circa.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in CLS DN800 e pendenza 0.10%.

Velocità idrica (m/s) - CLS DN800 - p = 0.10%





TRATTO B10-B9

Il tratto fognario B10-B9 verrà realizzato con una condotta in CLS DN800 e pendenza 0.15%; sarà collettore delle portate meteoriche defluenti dal bacino B2 di estensione pari a 17726 mq circa.

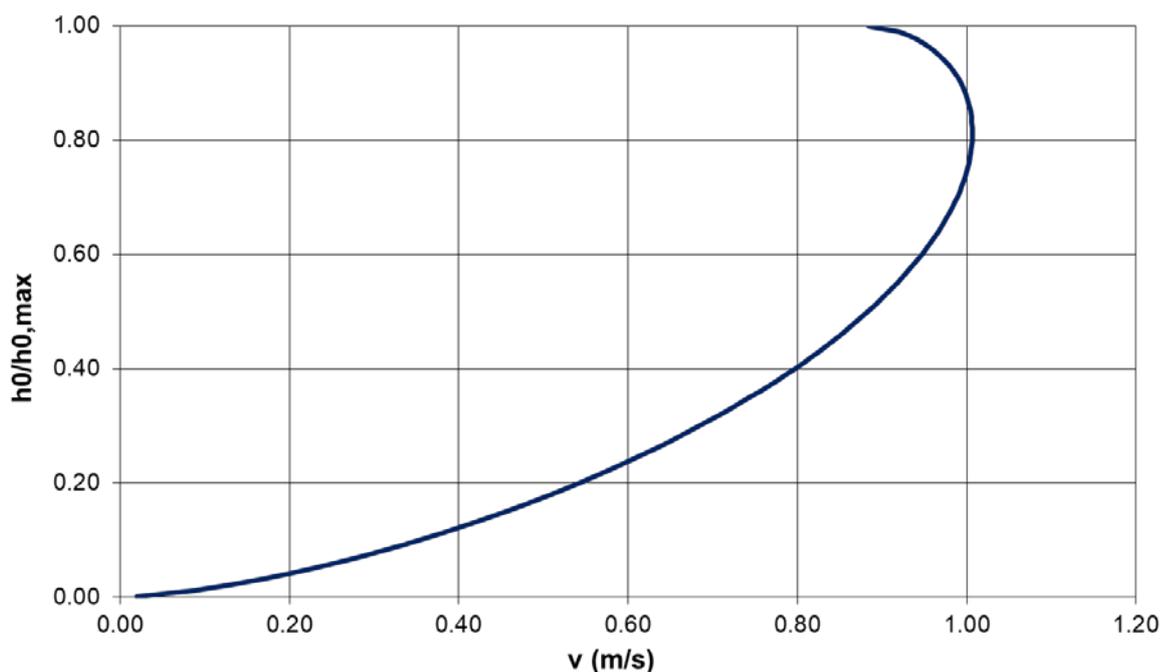
Fissando il tempo di corrvazione t_c pari a 13 minuti circa (10 minuti: tempo di accesso alla rete – 3 minuti: tempo di rete) e quindi inferiore all'ora, con un coefficiente di deflusso medio $C = 0.65$, la portata massima complessiva defluente dal bacino risulta pari a 331 l/s.

Dall'applicazione della formula di Chézy, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0.015 \text{ s/m}^{1/3}$, la portata massima smaltibile dalla condotta è pari a 477 l/s e quindi superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 331 l/s.

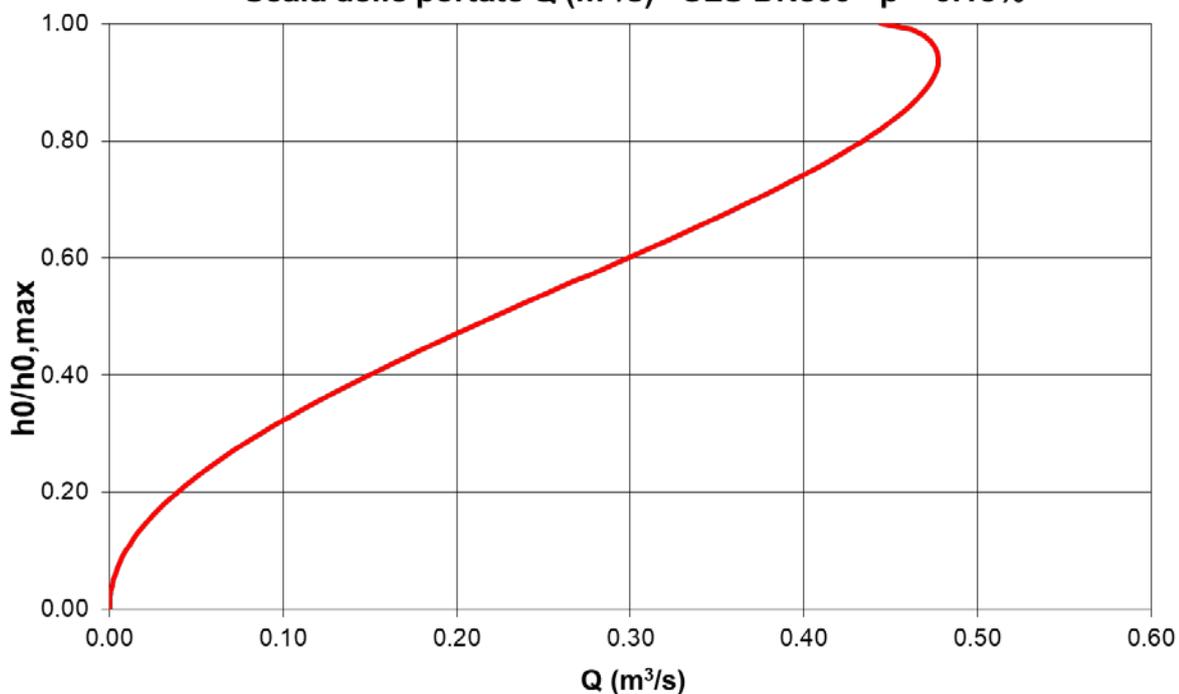
Si dimostra quindi che la condotta di progetto in CLS DN800 e pendenza 0.15% (tratto B10-B9) è in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 30 anni, con un grado di riempimento del 65%.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in CLS DN800 e pendenza 0.15%.

Velocità idrica (m/s) - CLS DN800 - p = 0.15%



Scala delle portate Q (m³/s) - CLS DN800 - p = 0.15%



TRATTO B3-B2

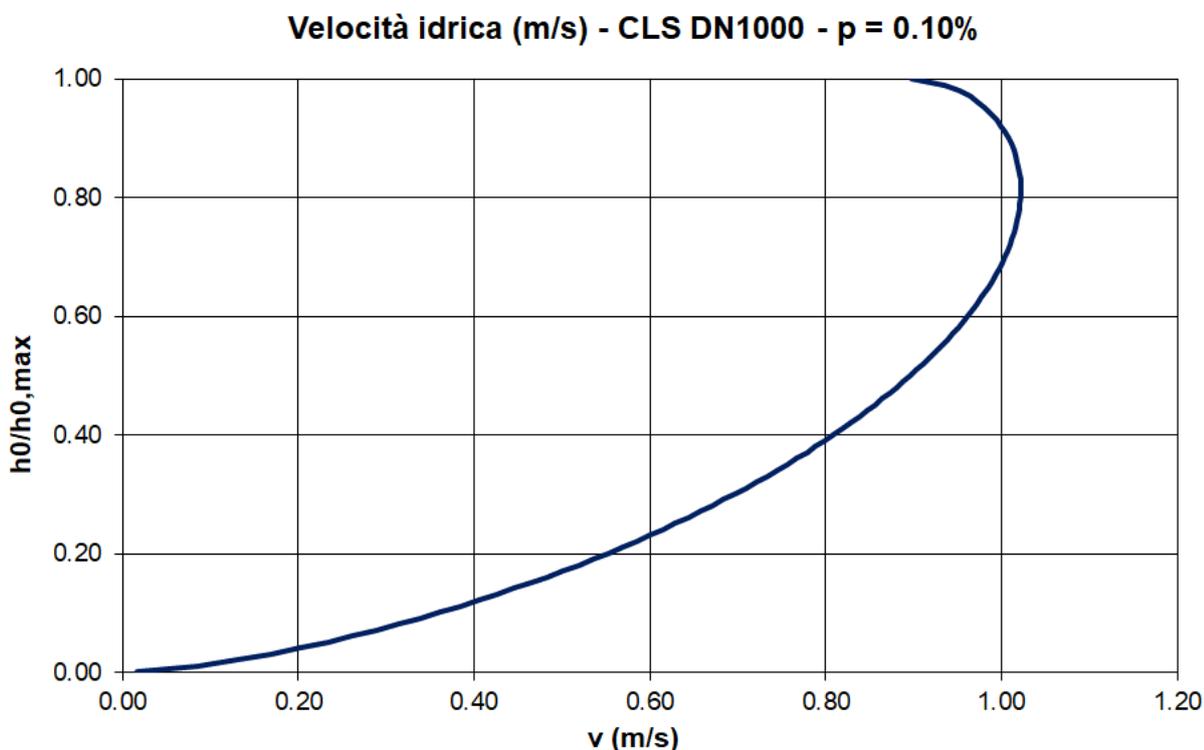
Il tratto fognario B3-B2 verrà realizzato con una condotta in CLS DN1000 e pendenza 0.10%; sarà tributario delle portate meteoriche defluenti dal bacino B1, unitamente alle portate convogliate dai due tratti fognari precedentemente verificati, ovvero le portate defluenti dai bacini B3 (tratto B13-B8) e B2 (tratto B10-B9), di estensione complessiva pari a 43004 mq circa.

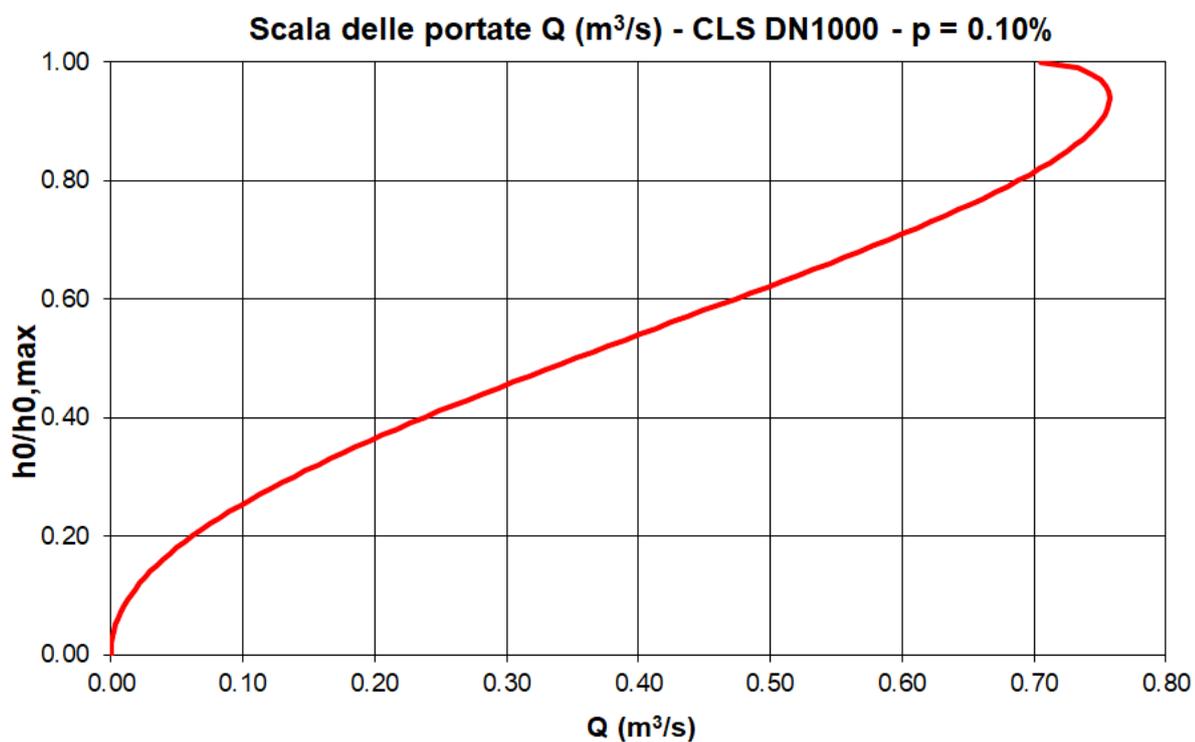
Fissando il tempo di corrivazione t_c pari a 17 minuti circa (10 minuti: tempo di accesso alla rete – 7 minuti: tempo di rete) e quindi inferiore all'ora, con un coefficiente di deflusso medio $C = 0.65$, la portata massima complessiva defluente dal bacino risulta pari a 703 l/s.

Dall'applicazione della formula di Chézy, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0.014 \text{ s/m}^{1/3}$, la portata massima smaltibile dalla condotta è pari a 757 l/s e quindi superiore alla sollecitazione massima stimata pari a 703 l/s.

Si dimostra quindi che la condotta di progetto in CLS DN1000 e pendenza 0.10% (tratto B3-B2) è in grado di smaltire la portata meteorica stimata per un tempo di ritorno prefissato di 30 anni, con un grado di riempimento del 82%.

Le figure di seguito rappresentano rispettivamente la scala della velocità e delle portate per la condotta in CLS DN1000 e pendenza 0.10%.





Tratto dorsale	Bacino tributario	Area (mq)	Area (ha)	ϕ medio (-)	tc (min)	h_c (mm)	i_c (mm/ora)	Q (l/ora)	Q (l/s)	DN (mm)	p (%)	Qoff (l/s)
TRATTO B13-B8	B3	8275	0.83	0.65	12	22.05	106.70	573903	159	DN800 CLS	0.10	390
TRATTO B10-B9	B2	17726	1.77	0.65	13	22.67	103.56	1193179	331	DN800 CLS	0.15	477
TRATTO B3-B2	B1+B2+B3	43004	4.30	0.65	17	25.66	90.55	2531193	703	DN1000 CLS	0.10	757

7. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA NERA

Per un corretto dimensionamento della rete fognaria nera è necessario innanzitutto definire la potenzialità dell'insediamento, ovvero la "sollecitazione" massima in termini di portata di acque reflue scaricate dalla lottizzazione di nuova realizzazione.

Si sottolinea da subito che, similmente a quanto fatto per lo scarico della fogna bianca pubblica nello scolo Melatello, anche per il solo tratto finale della fognatura nera sottopassante lo scolo stesso si manterrà un DN250 (come da PUA precedente non attuato, ai sensi della Conc. N. 9012 del 20.07.2010 del Consorzio di Bonifica della Romagna), in quanto su di esso potrebbe essere in futuro collettati altri lotti da nuovi stralci attuativi, mentre tutta la rete restante viene dimensionata con un DN200 PVC al 3 per mille di pendenza, già esuberante rispetto alle mere esigenze idrauliche del comparto in progetto.

Il calcolo della portata reflua si basa sulla stima del numero di Abitanti Equivalenti (A.E.): il concetto di Abitante Equivalente consente infatti di stimare il contributo idraulico degli occupanti in relazione al tipo di attività svolta.

In particolare la stima del numero di Abitanti Equivalenti fa riferimento alla tabella riportata nelle Linee Guida di HERA e di seguito allegata.

Tipo di comunità	Parametro
Residenziale (stimato sulla superficie delle singole camere da letto)	1 A.E. per superfici fino a 14 m ² 2 A.E. per superfici comprese tra 14 e 20 m ² 1 A.E. aggiuntivo ogni 6 m ² di superficie eccedenti i 14 m ²
Alberghi e complessi ricettivi	1 A.E. per avventore stimato sulla capacità ricettiva complessiva (la potenzialità ricettiva è determinata sulla base degli atti di autorizzazione sanitaria o usando il criterio del conteggio dei posti letto come per le civili abitazioni).
Fabbriche, laboratori artigiani	1 A.E. ogni 2 dipendenti fissi e stagionali calcolati nel periodo di maggiore attività.
Ditte e uffici commerciali	1 A.E. ogni 3 dipendenti fissi e stagionali calcolati nel periodo di maggiore attività.
Mense	1 A.E. ogni 3 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e dal numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive delle sale da pranzo per 1 m ²).
Ristoranti e trattorie	1 A.E. ogni 3 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e dal numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive delle sale da pranzo per 1,2 m ²).
Bar, circoli, club	1 A.E. ogni 7 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e dal numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive per 1,2 m ²).
Cinema, stadi, teatri	1 A.E. ogni 30 unità di capacità massima ricettiva rilevata dai provvedimenti di agibilità ex TULPS.
Scuole	1 A.E. ogni 10 alunni stimati sulla potenzialità ricettiva complessiva.

Il PUA in esame prevede la realizzazione di 7 nuovi lotti a destinazione terziaria/commerciale; allo stato attuale delle conoscenze non è ancora noto quali aziende si insedieranno, quindi conseguentemente non sono noti neanche la tipologia di attività e il numero di dipendenti presenti.

Per tale motivo il numero di A.E. verrà stimato facendo riferimento alle medie provinciali, che stimano in meno di 25 A.E. per ettaro la capacità di consumo idrico in aree a destinazione produttiva/commerciale. A seguito di ciò, cautelativamente per le stime di seguito implementate verrà considerato un indice unitario di "produzione di scarico idrico" pari a 30 A.E. per ettaro di superficie fondiaria.

Si ottengono, arrotondando per eccesso, 73 A.E. così suddivisi:

Lotto	S.F. [mq]	A.E.
1	3964.00	12.00
2a	4023.00	13.00
2b	3968.00	12.00
3	3852.00	12.00
4	3774.00	12.00
5	2000.00	6.00
6	2000.00	6.00
tot.	23581.00	73.00

Successivamente al calcolo degli Abitanti Equivalenti si può quindi procedere alla stima della sollecitazione massima in termini di portata di acque reflue che verrà scaricata dalla futura lottizzazione nella rete fognaria nera pubblica esistente.

Il calcolo della portata massima giornaliera Q_{max} , cioè la portata reflua di dimensionamento della rete fognaria nera di progetto a servizio dell'intervento in esame, viene eseguito utilizzando la seguente relazione:

$$Q_{max} = C_{max} \times Q_{med}$$

con C_{max} il coefficiente di punta per le portate nere massime e Q_{med} la portata media giornaliera [l/s].

Portata media giornaliera Q_{med}

Il calcolo della portata media giornaliera Q_m viene eseguito utilizzando il procedimento di seguito illustrato; si evidenzia che per il dimensionamento della fognatura si considera una dotazione idrica pari a 250 l/ab per gg (dimostratasi in questi ultimi anni di attività di telecontrollo già esuberante rispetto ai reali consumi unitari dell'area), ipotizzando inoltre cautelativamente un coefficiente di rientro in fognatura pari all'unità (cioè che tutta l'acqua dell'acquedotto utilizzata venga scaricata in fogna nera).

$$Q_{med} = P \times d \times \phi / 86400$$

con P la popolazione prevista, cioè il numero di Abitanti Equivalenti, D la dotazione idrica giornaliera per abitante [l/ab x gg] e ϕ il coefficiente di afflusso alla rete di fognatura nera.

A seguito di quanto sopra, per un numero di Abitanti Equivalenti stimato pari a 73, fissata la dotazione idrica di 250 l/ab per gg e il coefficiente di afflusso pari all'unità, la portata media giornaliera assume il valore di:

$Q_{med} = 0.211 \text{ l/s}$

Coefficiente di punta massimo C_{max}

Per la determinazione del coefficiente di punta per le portate nere massime C_{max} viene adottata la legge di seguito riportata (vedi *Depurazione delle acque*, pag. 35, Masotti):

$$C_{max} = 15.84 \times P^{-0.167}$$

Essendo P la popolazione prevista, ovvero il numero di Abitanti Equivalenti stimato pari a 73, il coefficiente di punta risulta:

$C_{max} = 7.62$

Portata massima giornaliera Q_{max}

Nota la portata media giornaliera Q_{med} di 0.211 l/s e il coefficiente di punta per le portate nere massime C_{max} di 7.62, la portata massima giornaliera Q_{max} – portata massima di progetto – assume un valore pari a:

$Q_{max} = 1.61 \text{ l/s}$
--

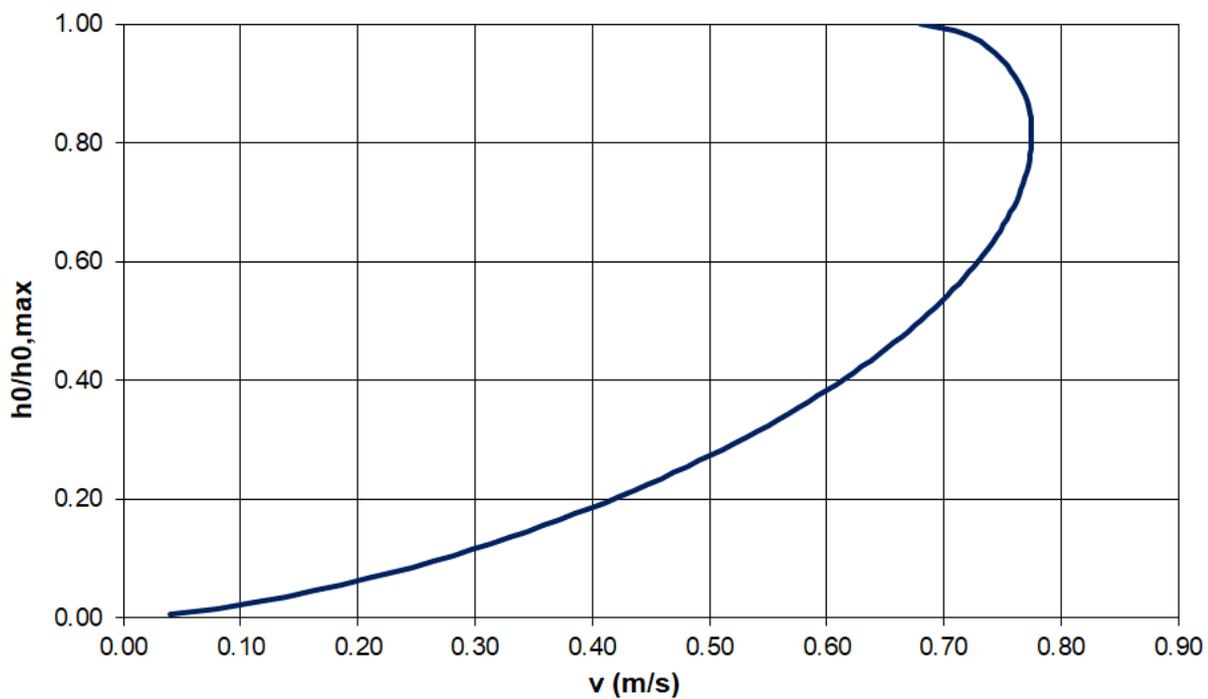
Per trasferire verso valle tale portata risulta senz'altro sufficiente una condotta in PVC DN200 con pendenza di posa pari allo 0.30%, in grado di trasferire verso valle in moto uniforme ed applicando la nota formula di Chézy circa 20 l/s a bocca piena, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning di $0.0105 \text{ s/m}^{1/3}$, a fronte dei 1.61 l/s di progetto.

In particolare, la rete fognaria nera di progetto verrà totalmente realizzata impiegando tubazioni DN200 (diametro interno 188.2 mm) PVC – pendenza di posa 0.30% - classe di rigidità SN8, per condotte di reflui a pelo libero (con maggiorazione del solo tratto finale, di sottopasso dello scolo Melatello, a DN250 PVC), che consente il passaggio dei previsti 1,61 l/s con grado di riempimento pari al 20% circa e velocità ottimali dell'ordine di 0,4 m/s.

La fognatura nera di comparto verrà realizzata inoltre conformemente alle prescrizioni tecnico-costruttive dettate dal Gestore HERA attraverso le Linee Guida per le urbanizzazioni, fornite ai progettisti e sempre richiamate nei pareri di competenza.

Di seguito si allega la scala della velocità e delle portate per la condotta costituente la rete fognaria nera di progetto, DN200 PVC con pendenza 0.30%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN200 - p = 0.30%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN200 - p = 0.30%

