

**DIREZIONE OPERE PUBBLICHE**

<b>SCR PIEMONTE S.p.a.</b>		<b>CITTA' DI TORINO</b>	
LIVELLO PROGETTUALE		<b>PROGETTO ESECUTIVO</b>	
CUP <b>C13D21002930001</b>	TITOLO INTERVENTO <b>"TORINO, IL SUO PARCO, IL SUO FIUME: MEMORIA E FUTURO" INTERVENTI DI RIQUALIFICAZIONE E RECUPERO AREE VERDI DEL PARCO DEL VALENTINO</b>		
CODICE OPERA <b>22043D02</b>			
Tavola n. <b>105</b>	TITOLO TAVOLA <b>PE - RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA</b>		
DATA <b>01 DICEMBRE 2023</b>	SCALA	AREA PROGETTUALE <b>RI - REGIMAZIONE IDRAULICA</b>	
FORMATO ELABORATO <b>A4</b>	CODICE GENERALE ELABORATO <b>22043D02 0 0 E ID 00 CJ 105 0</b>		
NOME FILE <b>22043D02_0_0_E_ID_00_CJ_105_0</b>			
VERSIONE	DATA	DESCRIZIONE	
0	01 dicembre 2023	Prima redazione	
<b>RTP PROGETTAZIONE</b>  <b>AG&amp;P greenscape srl (mandataria)</b> via Savona 50 20144 Milan - Italy  <b>m t a ASSOCIATI (mandante)</b> Via Benedetto Marcello 10, 20124 Milano		<b>TIMBRI - FIRME</b> Responsabile del progetto: Arch. Paolo Palmulli Responsabile progetto architettonico: Arch. Antonio Troisi	
<b>RTI ESECUZIONE</b>  <b>CONSORZIO STABILE A.L.P.I. scarl</b> Viale Rimembranze 28 - 20045 Lainate (MI)			
ORGANISMO DI CONTROLLO		S.C.R. PIEMONTE S.P.A.	
Progetto Costruzione Qualità PCQ S.r.l. Responsabile di commessa: Ing. Nicola TORCIANTI		Responsabile del Procedimento: Dott. Davide Ceraso	

1.	PREMESSA.....	2
2.	SOTTOSERVIZI PRESENTI SULL'AREA DEL PARCO .....	3
3.	ASSETTO IDROLOGICO .....	3
4.	VERIFICHE IDRAULICHE PAVIMENTAZIONI DRENANTI .....	5
4.1.	PRECIPITAZIONI DI RIFERIMENTO .....	6
4.2.	VALUTAZIONE DELL'INFILTRAZIONE .....	6
5.	CONFRONTO DELL'INFILTRAZIONE PER LE VARIE SUPERFICI IN PROGETTO .....	14
6.	DESCRIZIONE RETE ACQUE BIANCHE IN PROGETTO .....	15
7.	VERIFICA DEL SISTEMA COLLETTAMENTO INTEGRATIVO DELLE ACQUE METEORICHE .....	17
8.	DESCRIZIONE DELLE OPERE FOGNARIE NERE IN PROGETTO .....	21
9.	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI ACQUEDOTTO.....	23
10.	PIANO DI BACINO: INQUADRAMENTO NORMATIVO DELLA PIANIFICAZIONE TERRITORIALE ....	24

## 1. PREMESSA

---

La presente relazione rappresenta il dimensionamento idrologico e idraulico degli interventi di restauro nell'ambito del progetto "TORINO, IL SUO PARCO, IL SUO FIUME: MEMORIA E FUTURO" INTERVENTI DI RIQUALIFICAZIONE E RECUPERO AREE VERDI DEL PARCO DEL VALENTINO". Nello specifico si riporta nel seguito gli apprestamenti progettuali e le scelte specifiche operate nel settore idrologico ed idraulico al fine di una corretta gestione delle acque meteoriche, dei reflui e dell'alimentazione idrica potabile perseguendo le scelte progettuali indicate nel PFTE. Nel seguito verranno nello specifico approfonditi i seguenti aspetti:

- 1) Descrizione dei sottoservizi riconosciuti durante lo studio presenti sull'area (fonte PFTE);
- 2) Inquadramento idrologico;
- 3) Opere idrauliche e scelte progettuali: gestione delle acque delle aree impermeabili, utenze nere e di acquedotto
- 4) Inquadramento normativo: Piano di gestione rischio alluvioni (PGRA) e Piano di assetto idrogeologico (PAI).

Il presente progetto prevede il rifacimento di alcune pavimentazioni esistenti con l'inserimento anche di nuove tratte, nuovi chioschi e nuovi servizi igienici all'interno dell'area del parco. In tal modo sono state studiate le modalità di gestione delle acque meteoriche e degli allacciamenti ai sottoservizi presenti seguendo le scelte progettuali previste nel **PFTE per mantenere un allineamento delle scelte tecniche ed economiche del progetto**. In particolare, sull'area del parco sono presenti i servizi a rete di acquedotto e fognature, quest'ultime separate tra bianche e nere. Le reti disponibili sono state individuate a partire dalle planimetrie del PFTE che provengono dal Gestore delle reti SMAT. L'obiettivo del progetto è consentire l'allacciamento delle nuove utenze bagno o chioschi oltre che, nelle tratte dove si opera modificando la tipologia di copertura del suolo, assicurare una corretta gestione dei deflussi meteorici senza sovraccaricare il sistema di collettamento esistente perseguendo il concetto di invarianza idraulica.

Per quanto attiene alla rete di acquedotto è prevista la realizzazione di allacci mediante la creazione di nuove prese sulla rete esistente di acqua potabile. Per le fognature nere, anche in tal caso, si tratta di realizzare degli allacci localizzati alla rete nera che, generalmente, risulta disponibile nelle vicinanze delle utenze proposte. Per il solo restauro delle latrine storiche, non essendo presente nelle vicinanze un sistema di raccolta dei reflui, si è proposta la realizzazione di una dorsale nera lungo viale Mattioli verso la rete esistente in via Virgilio che consentisse l'allacciamento delle latrine storiche oltre che di future utenze poste nella parte nord del parco. Per la gestione delle acque meteoriche è presente una rete di caditoie piuttosto capillare; l'obiettivo del progetto, che prevede un cambio radicale di pavimentazione, in questo caso consiste nell'alleggerimento del carico di acque meteoriche insistenti sulle reti di drenaggio. L'intervento in progetto consentirà quindi un

notevole incremento dei quantitativi di acqua meteorica destinati ad infiltrazione con parallela riduzione dell'entità dei colmi di portata, sia dal punto di vista del valore assoluto al colmo, sia per quanto attiene al volume dell'idrogramma generato da una precipitazione. Anche i tempi di corrivazione, per effetto delle migliorie apportate alla pavimentazione, sono destinati ad essere incrementati con evidente rallentamento nella formazione degli idrogrammi impulsivi tipici delle pavimentazioni come quelle attualmente presenti. Quest'ultimo aspetto di gestione delle acque meteoriche va nella direzione di realizzare non solo una invarianza idraulica della nuova pavimentazione (stesso valore al colmo se rapportato alle condizioni di naturalità in assenza di pavimentazione), ma realizza anche una migliore invarianza idrologica (stessa volumetria e tempistica dell'idrogramma generato se rapportato alle condizioni di naturalità in assenza di pavimentazione).

## 2. SOTTOSERVIZI PRESENTI SULL'AREA DEL PARCO

---

Con riferimento alla necessità di individuare in fase progettuale ed esecutiva l'eventuale presenza di sottoservizi sulle aree di intervento sono state considerate le indicazioni ricostruite nel PFTE, nello specifico il sistema di sottoservizi esistente viene riportato nelle tavole grafiche con codici 22043D02\_0\_0\_E\_IR\_00\_AA\_500, tali informazioni costituiscono il dettaglio dell'ubicazione dei sottoservizi a rete pervenuti a seguito delle richieste agli enti da parte di S.C.R. – Piemonte S.p.A. Il tracciato di ciascun sottoservizio a rete pervenuto è stato georiferito nella cartografia di base.

La tavola non va intesa come localizzazione certa del sottoservizio ma come censimento generale della presenza di quest'ultimo, rimandando, in caso di presenza segnalata, ad ulteriori approfondimenti. In particolare per la localizzazione effettiva occorre fare riferimento: in primis alla cartografia di dettaglio prodotta da ciascun ente disponibile agli atti, alle informazioni di localizzazione legate a eventuali sopralluoghi congiunti con gli enti, alla ricerca effettuata mediante strumentazione. Sarà onere dell'impresa esecutrice, prima di qualsiasi intervento, l'esatta definizione della posizione e consistenza di ciascun sottoservizio presente.

## 3. ASSETTO IDROLOGICO

---

Per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio delle acque meteoriche in progetto si è fatto riferimento all'atlante delle piogge del WebGis Arpa Piemonte con maglie a cella di 250 m di lato che coprono l'intera area di interesse, confermando l'impostazione progettuale del PFTE. Sulle due distribuzioni di pioggia presenti nel webGIS, regolarizzate con Gumbell o con metodologia GEV, si adottano le precipitazioni regolarizzate con Gumbell in quanto più cautelative in termini quantitativi sull'area in esame.

Per il Parco del Valentino i valori di precipitazione sono poco variabili sull'estensione e pertanto si sono assunti i seguenti valori di precipitazione adottati come media di tre celle significative (ID 188250, ID 189523, ID 191468) che coprono le aree del parco:

Atlante piogge intense in Piemonte (precipitazioni in mm)							
Tempo Pioggia	Tempo ritorno 2anni	Tempo ritorno 5 anni	Tempo ritorno 10 anni	Tempo ritorno 20 anni	Tempo ritorno 50 anni	Tempo ritorno 100 anni	Tempo ritorno 200 anni
10 minuti	18.8	25.5	29.9	34.0	39.5	43.5	47.6
20 minuti	22.5	30.4	35.6	40.6	47.1	51.9	56.8
30 minuti	24.8	33.5	39.3	44.8	52.0	57.3	62.7
1 ora	29.3	39.6	46.3	52.9	61.3	67.7	74.0
3 ore	38.0	51.3	60.1	68.5	79.5	87.7	95.9
6 ore	44.8	60.4	70.8	80.8	93.7	103.3	113.0
12 ore	52.7	71.2	83.4	95.1	110.3	121.7	133.0
24 ore	62.1	83.9	98.3	112.1	130.0	143.4	156.8

Tabella 3.1

Per il dimensionamento degli elementi progettuali in oggetto si è mantenuta la scelta del PFTE di considerare come evento meteorico di progetto quello con tempo di ritorno di 20 anni per il dimensionamento delle condotte, mentre per i sistemi drenanti delle pavimentazioni si è proceduto a considerare eventi con tempo di ritorno di 200 anni adottando così la massima cautela.

Per la stima dei deflussi si è valutato nel seguito il massimo coefficiente di deflusso basando le valutazioni su una stima quantitativa basata su dati fisici relativi al fenomeno dell'infiltrazione e dell'invaso nello specifico strato drenante adottato.

Dai precedenti dati di precipitazione in sintesi si sono ottenute le seguenti curve di possibilità climatica per tempo di ritorno di 20, 100 e 200 anni

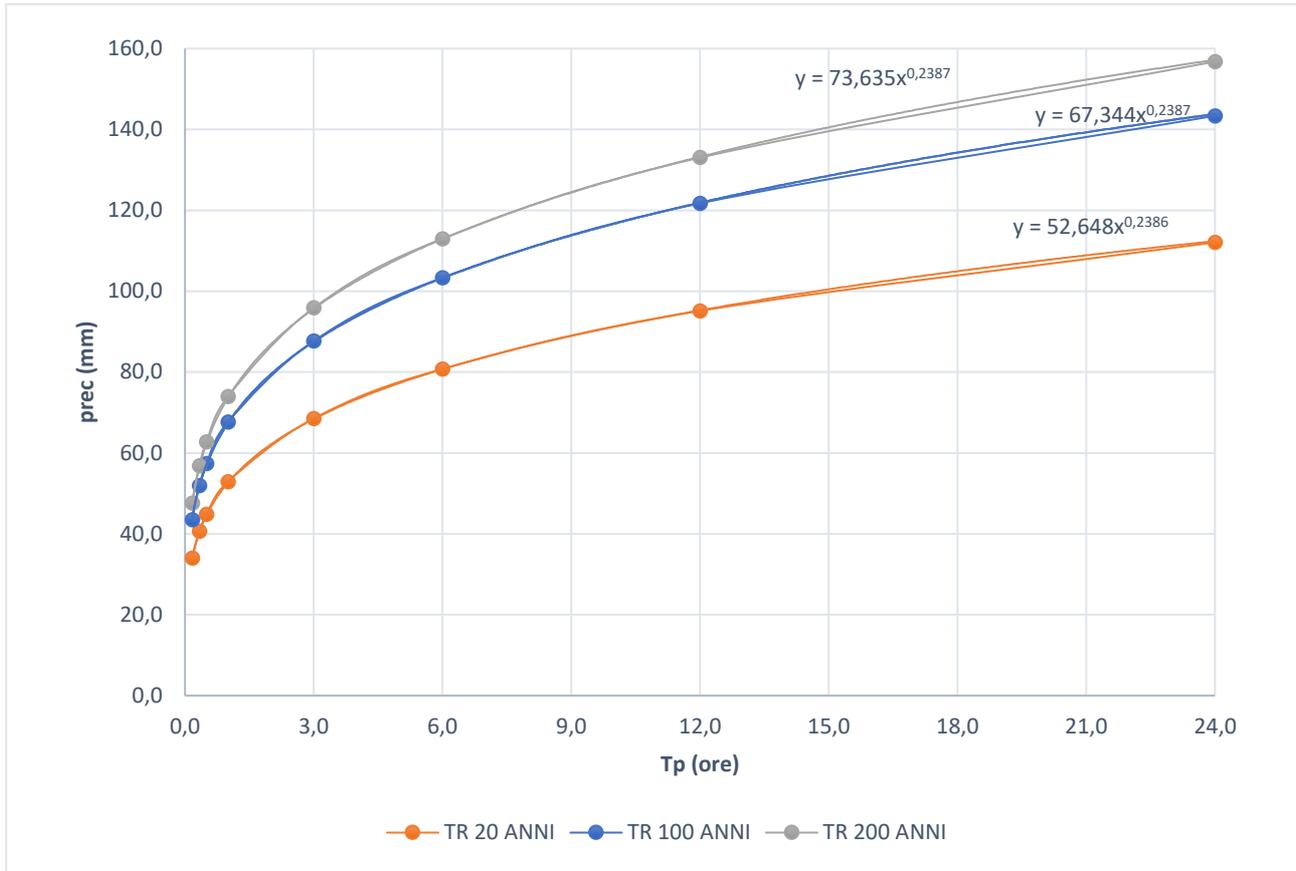


Figura 3.1

Per ciascuna curva sono forniti i parametri “a” ed “n” della legge segnalatrice che assume la forma seguente:

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

dove “a” è espresso in mm e “t” in ore

#### 4. VERIFICHE IDRAULICHE PAVIMENTAZIONI DRENANTI

Il passaggio dalla pavimentazione esistente, che si può considerare completamente impermeabile, ad una condizione di fondo in calcestruzzo drenante costituisce un drastico cambio di gestione delle intercettazioni delle acque meteoriche.

La stratigrafia prevista per il CLS drenante è costituita da: materiale di sottofondo stabilizzato riciclato in loco di spessore cm 20 cm, soprastante geotessile drenante di spessore 300 g/m<sup>2</sup>, pietrischetto drenante di collegamento per cm 10 di pezzatura 50-110 mm ed infine 15 cm di CLS drenante in sommità.

Complessivamente dal punto di vista idraulico occorre verificare che il pacchetto drenante sia in grado di soddisfare i requisiti di invarianza idraulica (Piano territoriale di coordinamento provinciale), di miglioramento delle condizioni di drenaggio superficiale (art. 30 C4 NTA PAI)

Il modello concettuale di infiltrazione delle acque proposto tiene conto:

- dell'afflusso meteorico definito nel precedente capitolo 3;
- del volume dei vuoti dei vari strati ipotizzati in condizioni cautelative – volume che costituisce un “invaso temporaneo” delle acque;
- della capacità di infiltrazione dei vari strati valutato sulla base della formulazione di Darcy;

Le precedenti assunzioni possono essere sintetizzate nell'assunzione di un coefficiente di deflusso sufficientemente cautelativo tale da poter verificare che la massima estensione sottesa da ciascuna caditoia sia adeguata alla capacità di smaltimento della caditoia stessa e delle tubazioni in progetto. Le assunzioni inoltre consentiranno di quantificare la riduzione di afflusso al sistema di drenaggio e pertanto il beneficio idrologico-idraulico connesso all'intervento

#### 4.1. PRECIPITAZIONI DI RIFERIMENTO

---

Occorre che gli stati drenanti siano in grado di funzionare non solo in occasione di eventi brevi ed intensi ma anche di eventi prolungati per durate di pioggia variabile.

In particolare, per le precipitazioni si adottano i seguenti valori:

Tempo Pioggia	10 minuti	20 minuti	30 minuti	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Tempo ritorno 200 anni	47.6	56.8	62.7	74	95.9	113	133	156.8

Tabella 4.1 afflusso meteorico per la verifica del CLS drenante: (tr 200 anni desunto da tabella 3.1)

#### 4.2. VALUTAZIONE DELL'INFILTRAZIONE

---

Ai fini della valutazione dell'infiltrazione si adotta la semplice formula di Darcy in forma non differenziale

$$V_{med} = K \cdot i$$

Per la componente verticale dell'infiltrazione si ipotizza una pendenza piezometrica  $i$  sia pari ad 1.0 in quanto sulla base dei dati di soggiacenza di falda la superficie di infiltrazione, posta alla base del materiale drenante, non interagisce con la superficie piezometrica molto più profonda. La velocità di infiltrazione verticale in tal

caso coinciderà con il valore di K (m/s) da stimarsi ragionevolmente sulla base di assunzioni di letteratura o relazioni disponibili sull'area. Il valore K di infiltrazione verticale sarà influenzato dal valore meno permeabile tra quelli presenti nei mezzi porosi attraversati dalle acque. La permeabilità più bassa, anche nel lungo termine a seguito di potenziali fenomeni di occlusione o lisciviazione o trasporto di materiale fine, è presumibilmente ubicata sul terreno di fondo "indisturbato" in corrispondenza del geotessuto. Il limite inferiore dell'intervento risulta quindi la superficie attraverso cui si svolge la reale infiltrazione all'interno del terreno di substrato; gli strati superiori drenanti presentano un valore di K superiore (stimabile in 0.5 cm/s) risultando assimilabili a delle ghiaie pulite. Lo strato al di sotto del geotessuto potrebbe, almeno in teoria, contenere strati meno permeabili come si deduce per esempio dalla relazione geologica a firma di geol Andrea Valente Arnaldi 2019 relativa all' "Incarico professionale per la redazione di una relazione geologica, una relazione geotecnica, una relazione idrologica, una relazione idraulica nonché una relazione ambientale al fine di verificare la fattibilità della riqualificazione del Padiglione 5 del complesso Torino Esposizioni" a committenza del Politecnico di Torino. Nella suddetta relazione si riporta un valore medio di conducibilità idraulica per gli acquiferi del complesso in esame, sulla base dei dati ottenuti da prove di acquifero, variabile da  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s, a  $5 \cdot 10^{-3}$  m/s. detti valori sono comunque dei valori di permeabilità piuttosto elevati ma si riferiscono certamente a zone meno superficiali.

La letteratura indica in generale dei limiti molto variabili

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo e sabbia argillosa	$10^{-9} - 10^{-5}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$

Tabella 4.2

Anche la relazione geologica del presente progetto conferma nella sostanza i suddetti valori di permeabilità per l'acquifero freatico. Nell'ambito di prove in foro e da prove di pompaggio in pozzi, i parametri idrodinamici si attestano nell'ordine di  $1.0E-04$  m/s e  $1.0E-03$  m/s.

Per quanto attiene alla permeabilità del CLS drenante le schede tecniche dei produttori indicherebbero dei valori di permeabilità notevoli: Capacità drenante (valore medio) UNI EN 12697-40 -  $5,78 \cdot 10^{-3}$  m/s  $\geq$  1150-180/ litri/m<sup>2</sup>/minuto. Se tale prestazione risultasse effettivamente garantita non sarebbero necessarie, per l'area così pavimentata, la realizzazione della raccolta acqua in quanto tutto il flusso sarebbe infiltrato. Considerato che la prestazione indicata è tuttavia rappresentativa di una condizione di CLS drenante nuovo, nella presente valutazione si ritiene invece di adottare valori di infiltrazione relativi a condizioni di lungo termine ovvero assumere ipotesi altamente cautelative che possano rappresentare fenomeni di progressivo eventuale interramento o ostruzione dei pori per effetto di fenomeni di ruscellamento dall'esterno, lisciviazione,

ostruzione di fogliame ecc... non altrimenti modellabili o prevedibili. Si è ritenuto infatti di non dismettere completamente la rete di drenaggio esistente proprio in considerazione della volontà di rendere la nuova pavimentazione drenata, anche nel caso in cui a distanza di anni dovesse perdere parzialmente la sua capacità di infiltrazione.

Nel caso in esame le condizioni più gravose relativamente alla permeabilità si hanno nel caso in cui si verifichi un progressivo peggioramento della permeabilità dell'interfaccia tra la zona sistemata a CLS drenante ed il sottostante terreno. In tal caso a puro scopo cautelativo è preferibile adottare un valore per l'infiltrazione che possa prevedere anche la presenza di limi fluviali superficiali, si ipotizza cioè un progressivo intasamento della capacità drenante di fondo. Si adotta in via cautelativa un valore di K pari a  $5 \cdot 10^{-6}$  m/s che risulta di 2 ordini di grandezza inferiore rispetto ai valori di permeabilità profondi. Tale ipotesi cautelativa prevede quindi che la capacità drenante divenga pari ad almeno 1/100 di quella originale.

Nota pertanto la conduttività idraulica di infiltrazione a lungo termine assunta pari ai valori suddetti si ha la portata di infiltrazione calcolata come  $Q = V_{med} \cdot A$  con A superficie attraverso cui avviene il flusso.

Per un corretto dimensionamento dei sistemi di dispersione occorre garantire che il volume in afflusso dalla piattaforma sia sempre infiltrato o al più temporaneamente invasato nel mezzo poroso ed infiltrato in tempi brevi (24 ore o meno).

La prestazione di infiltrazione, in particolar modo nel caso in esame, va garantita non solo per le portate di punta ma anche per gli afflussi determinati da precipitazioni meno intense ma di maggior volume complessivo che potrebbero comunque saturare lo strato drenante.

La verifica della capacità di infiltrazione viene fatta per tutte le durate di pioggia. E per ciascuno di questi va valutata l'aliquota che non trovando sufficiente volume di invaso negli strati drenanti o non stazionando abbastanza a lungo da potersi infiltrare genererà un deflusso che andrà ad interessare il sistema di raccolta superficiale.

In via cautelativa si può assumere che la superficie A attraverso cui avviene il flusso sia costante ed assunta pari a quella di fondo strato drenante.

Le precedenti assunzioni determinano una portata di infiltrazione che risulta una costante funzione solo della superficie scelta, trascurando sia l'effetto delle imbibizioni iniziali sia l'effetto del livello variabile nello strato drenante che risultano difficilmente determinabili se non ricorrendo ad approcci di moto vario.

Al variare dell'afflusso potenziale, determinato dalle curve di possibilità pluviometriche valutate con differenti durate di pioggia, si determina un volume medio in afflusso per ciascuna durata e per tempo di ritorno duecentennale.

Vale pertanto che

$$V_{inv}(t_p) + V_{infiltrato}(t_p, A) = V_{afflusso}[h(t_p), Sp]$$

Dove  $V_{inv}$  è il volume da invasare ad una determinata durata di pioggia  $t_p$ , la parte di detto volume eventualmente non invasato andrà a costituire deflusso superficiale verso le caditoie.

$A$  è la superficie di infiltrazione,  $Sp$  è la superficie di piattaforma raccolta (nel caso la superficie unitaria),  $h$  la precipitazione (tempo di ritorno 200 anni per i vari tempi di pioggia indicati).

Nel seguito è possibile determinare, per una superficie unitaria sistemata con CLS drenante, le caratteristiche di infiltrazione.

Portata infiltrata per unità di superficie risulta pari a 0.005 l/s (in base alle assunzioni della legge di darcy citata in precedenza)

Volumi potenzialmente invasabili all'interno dello strato drenante risultano invece:

	Spessore strato (m)	Volume dei vuoti (%)	Volume vuoto nel drenante di estensione unitaria (litri/mq)
Pietrischetto	0.10	15	15
Cls drenante	0.15	15	22.5
		Tot. vuoto (litri/mq)	37.5

Tabella 4.3

Noto il precedente invaso è possibile stimare per ciascuna durata delle precipitazioni di riferimento le seguenti grandezze con riferimento al fenomeno dell'infiltrazione:

Volumi in afflusso e bilanciamento per i vari tempi di pioggia

Tempo di pioggia Tp (ore)	Afflusso h (mm) per TR 200 anni	A) Totale afflusso litri su superficie unitaria (litri/mq)	B) Totale volume potenzialmente infiltrabile a portata di infiltrazione costante (litri/mq)	C) Differenza tra volume affluito e volume infiltrato (A-B) (litri/mq)
0.2	47.6	47.6	3	44.6
0.3	56.8	56.8	6	50.8
0.5	62.7	62.7	9	53.7
1.0	74.0	74.0	18	56.0
3.0	95.9	95.9	54	41.9
6.0	113.0	113.0	108	5.0
12.0	133.0	133.0	216	0.0
24.0	156.8	156.8	432	0.0

Tabella 4.3

La colonna B) riporta un volume il cui calcolo è stimato in base alla durata dell'intervallo temporale considerato (tempo di pioggia)  $Vol_{infr} = Q_{infiltrata} * Tp$  nell'ipotesi che durante tale intervallo si determini una portata infiltrata costante  $Q_{infiltrata} = V * S$  dove la velocità V di infiltrazione calcolata secondo Darcy  $V = k * i$  ed S è la superficie unitaria attraverso cui avviene il flusso. Il calcolo è ipotizzato cautelativamente in condizioni di saturazione una volta esauriti i transitori di imbibimento che evidentemente comportano infiltrazioni maggiori nella fase iniziale.

Sulla base dell'ultima colonna della tabella 4.3 è possibile stimare, sempre in funzione della durata della precipitazione, le seguenti grandezze:

Tempo di pioggia (ore)	D) Volume in eccesso a deflusso superficiale (non infiltrato – non invasato) (litri)	coefficiente deflusso stimato	Portata specifica (l/s/ha)
0.2	7.1	0.15	117.8
0.3	13.3	0.23	110.8
0.5	16.2	0.26	90.0
1.0	18.5	0.25	51.3
3.0	4.4	0.05	4.0
6.0	0.0	0.0	0.0
12.0	0.0	0.0	0.0
24.0	0.0	0.0	0.0

Tabella 4.4

Il coefficiente di deflusso nella tabella è stimato in base al rapporto tra la colonna D della tabella 4.4 e la colonna A della tabella 4.3

Le precedenti tabelle sono riassumibile nel seguente grafico

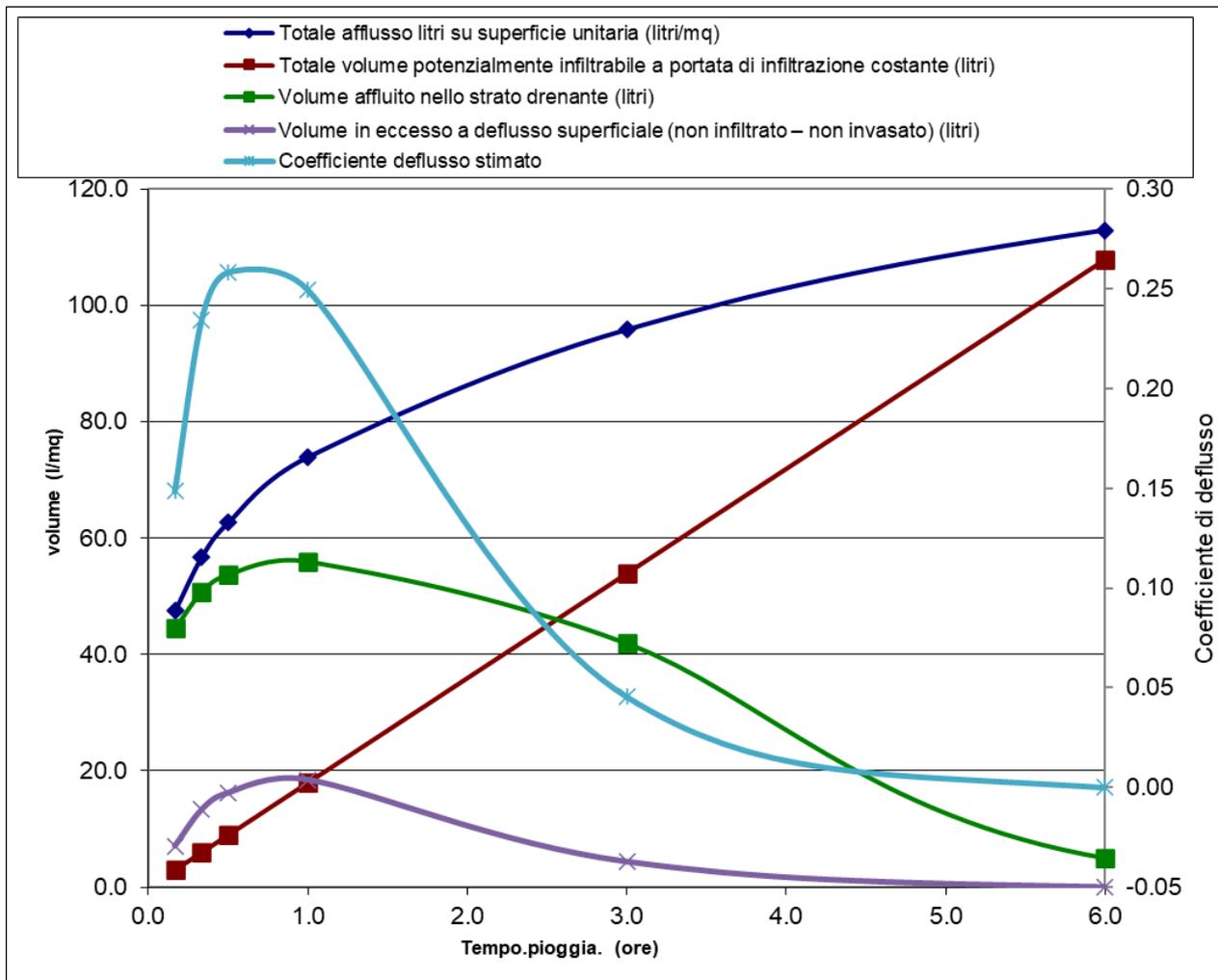


Figura 4.1

Si osserva che per precipitazioni brevi ed intense (fino ad 1 ora) lo strato drenante risulta impegnato ad invasare al suo interno le precipitazioni in afflusso e tuttavia si ha la formazione di deflusso superficiale legato al fatto che i fenomeni di infiltrazione si sviluppano su tempi più lunghi e che il volume affluito è maggiore rispetto al volume temporaneamente invasabile nello strato drenante. Per tempi di pioggia superiori il volume di deflusso progressivamente si riduce per effetto della portata che costantemente si infila nel terreno e dell'intensità media delle precipitazioni che decresce con la durata dell'evento. Il sistema di infiltrazione considerato nelle ipotesi precedentemente adottate può considerarsi molto migliorativo delle condizioni attuali in quanto consente, a parità di altri fattori, di passare da un coefficiente di deflusso di 0.8-0.9 (pavimentazione in asfalto) ad un valore di 0.26 massimo che rappresenta un valore molto più prossimo a quello di un'area verde che non a quello di una superficie pavimentata. I precedenti calcoli, relativi alle condizioni di usura a lungo termine della superficie drenante, cautelativi per le conduttività idrauliche adottate, per il tempo di ritorno e per la porosità del mezzo drenante, indicano che nelle condizioni di corretta posa, è possibile confermare che la pavimentazione in progetto ottempera alla finalità di invarianza idraulica rispetto alle condizioni di pavimentazione ed ottiene nel contempo un importante miglioramento delle condizioni di

drenaggio dell'area. Al di là della precedente verifica, nell'evenienza che l'intasamento del pacchetto drenante divenga, nel tempo, maggiore rispetto ai valori cautelativi adottati potranno allora verificarsi dei locali ruscellamenti superficiali che raggiungeranno la rizzata in ciottoli e da qui, ove presenti, le caditoie per sicurezza riallacciate in corrispondenza della rizzata stessa.

Una ulteriore verifica speditiva riguarda invece i tratti di viale in pendenza. Per tali tratti esiste certamente una componente di moto trasversale che, sfruttando la pendenza dei viali, potrebbe favorire lo scorrimento dell'acqua all'interno degli stati porosi, prima dell'infiltrazione profonda, anche senza emersione a giorno dal mezzo poroso. Tali flussi interni al pacchetto drenante potrebbero determinare un concentrazione di portata in aree specifiche alla base dei viali in pendenza, con emersione di ruscellamenti o pericoli di dilavamento. La quantificazione del fenomeno in tal caso è molto complessa, tuttavia, occorre perlomeno prevedere una stima della velocità di scorrimento apparente trasversale che consenta di prevedere se tale fenomeno possa verificarsi.

All'interno del mezzo poroso la conducibilità è superiore rispetto al terreno di base, trattandosi di materiale assimilabile a ghiaietto pulito si può adottare  $K=5,78 \cdot 10^{-3}$  m/s. Nello specifico occorre quindi verificare qual è lo spostamento trasversale massimo delle acque lungo la pendenza stradale, nel tempo necessario alla totale infiltrazione. L'evento che presenta il tempo massimo di infiltrazione è quello di 6 ore (colonna C da tabella 4.3). Per un evento di 6 ore infatti, anche se i deflussi superficiali sono minimi, vi è ancora all'interno del mezzo poroso un residuo di afflusso in fase di infiltrazione; per tempi di pioggia superiori le intensità di precipitazione progressivamente decrescenti e la capacità di infiltrazione sono prevalenti al moto trasversale.

L'ipotesi cautelativa è che lungo tutto l'evento di 6 ore l'acqua continui a spostarsi trasversalmente per effetto del viale in pendenza. In tal caso la velocità media nel mezzo poroso può ancora essere calcolata con la legge di Darcy, nell'ipotesi ragionevole che la pendenza piezometrica che determina il movimento lungo la strada sia pari alla sua pendenza. Si hanno i seguenti dati di massima:

pendenza media del viale Crivelli 5%

Pertanto, si ha:  $V=5,78 \cdot 10^{-3} \cdot 0,05 = 3 \cdot 10^{-4}$  m/s

Tale velocità trasversale se protratta per la durata di 6 ore porta al calcolo di uno spazio trasversale percorso pari a circa 6,3 m, pertanto, l'ordine di grandezza del potenziale movimento trasversale durante la fase di infiltrazione è molto limitato e può considerarsi trascurabile ed ininfluenza rispetto al fenomeno dell'infiltrazione stessa. Onde evitare comunque eventuali accumuli localizzati legati a flussi incontrollati ed eventuali fenomeni di riduzione di prestazione ed intasamenti nel lungo termine si è ipotizzato localmente la

creazione di rompitratte del moto di filtrazione che consentano di convogliare l'eccesso non infiltrato nelle apposite caditoie senza generare pozze o accumuli incontrollati.

## 5. CONFRONTO DELL'INFILTRAZIONE PER LE VARIE SUPERFICI IN PROGETTO

Le considerazioni del precedente capitolo approfondiscono in particolare lo studio dell'infiltrazione del CLS drenante che costituisce la parte preponderante delle modifiche alla pavimentazione ed alla riqualificazione del parco, tuttavia, in progetto vi sono anche altre tipologie di pavimentazione nel seguito elencate.

Tali pavimentazioni se analizzate dal punto di vista della capacità drenante ed, in ultima analisi, della tipologia di pavimentazione che normalmente verrà sostituita, rappresentano, generalmente parlando, un miglioramento della capacità drenante, in particolare se raffrontate alle classiche pavimentazioni in bitume.

Il coefficiente di deflusso in tal caso presenta, per le varie superfici, differenti valori; tali valori tuttavia possono essere variabili in funzione anche di altri fattori quali la pendenza, la precipitazione e la sua durata, l'estensione raccolta ecc.. Pertanto, al solo scopo di semplice raffronto tra le varie pavimentazioni è possibile evidenziare la seguente tabella che riporta per le varie tipologie di pavimentazione adottate un coefficiente di deflusso da raffrontare con quello previsto per la pavimentazione in asfalto attualmente presente.

Dettagli tipologici pavimentazioni	materiale	Coefficiente di deflusso	note
Non in progetto	Pavimentazione in asfalto	$1 \div 0.9$	Condizioni di rilievo attuale
02	Calcestre	$0.6 \div 0.4$	
03	Lastre di diorite pedonale	$0.80 \div 0.70$	Rispetto ad asfalto superficie maggiormente scabba
04	Lastre di diorite carrabile	$0.9 \div 0.8$	
05	Pavimentazione in ciottoli	$0.9 \div 0.8$	
06	Cubetti di porfido pedonale	$0.80 \div 0.70$	Sabbia di allettamento maggiormente drenante
07	Cubetti di diorite carrabile	$0.80 \div 0.70$	
08	Passi persi in diorite	$0.6 \div 0.4$	
09	Pietra di luserna pedonale	$0.9 \div 0.8$	
12	Rizzata in ciottoli	$0.9 \div 0.8$	Rispetto ad asfalto superficie maggiormente scabba

Dettagli tipologici pavimentazioni	materiale	Coefficiente di deflusso	note
	Bitume colorato	$1 \div 0.9$	Coefficiente di deflusso invariato sul Padiglione Morandi trattandosi di una copertura
	Area a verde di nuova realizzazione	0.1	Ipotesi per prato ben curato in piano
	Calcestruzzo drenante	0.26	Vedi precedete capitolo

Tabella 5.1

A solo scopo di chiarificazione delle condizioni ante e post intervento è possibile evidenziare il seguente confronto per il caso del CLS drenante che rappresenta la maggior porzione di intervento con effetti idrologici sull'area. La superficie ad oggi pavimentata con asfalto, che diverrà drenante, è stimabile in circa 25000 mq. Assunto un tempo di ritorno delle precipitazioni pari a 20 anni (tipico per le fognature bianche) allora è possibile definire la seguente tabella di confronto tra le condizioni ante e post intervento, considerato anche che oltre al coefficiente di deflusso migliore, anche il tempo critico di pioggia subisce un concreto miglioramento.

Tipo di superficie	coeff deflusso	tempo critico di pioggia (min)	Precipitazione (mm)	Intensità (mm/h)	portata generata complessiva su 25000 mq (l/s)
Asfalto	0.90	10.0	34.0	204.0	1275
Calcestruzzo drenante	0.26	30.0	44.6	89.24	161

Tabella 5.2

È evidente che si tratta di grandezze medie ed il deflusso sarà complessivamente distribuito e raccolto dal sistema di caditoie e tuttavia si ritiene che il confronto risulti significativo del beneficio apportato.

## 6. DESCRIZIONE RETE ACQUE BIANCHE IN PROGETTO

La gestione delle acque bianche sulle aree soggette ad intervento si basa sui seguenti elementi progettuali:

- Capacità di infiltrazione delle superfici di progetto
- Capacità di invaso degli stati drenanti
- Recapito al sistema di caditoie ed alla rete di drenaggio in progetto
- Collegamenti delle reti in progetto con la rete esistente e recapito nell'attuale assetto di rete bianca separativa delle sole acque bianche in eccesso rispetto ai quantitativi trattenuti o infiltrati

Con riferimento ai primi due punti del precedente elenco, nei paragrafi precedenti è stata definita sia la capacità di infiltrazione delle acque che la capacità di ritenuta dei vari strati permeabili. Le valutazioni effettuate dimostrano che per le aree oggetto di intervento vi è un'effettiva riduzione dei deflussi insistenti sulla rete di raccolta.

La rete di raccolta attuale sulle aree di intervento presenta caditoie esistenti, molte delle quali sono costituite da un doppio pozzetto posto in adiacenza.

Il sistema di raccolta in progetto prevede la demolizione delle suddette caditoie, poste ai margini della viabilità esistente, in quanto tale posizione, in linea generale, risulta in corrispondenza della fascia verde di nuova realizzazione connessa alla sistemazione di progetto.

Un adeguato numero di nuove caditoie (82) verrà posato in corrispondenza della rizzata in ciottoli ai margini del CLS drenante. Tale posizione risulta quella più adeguata ad una efficace raccolta delle acque di ruscellamento non infiltrate che, vista la disposizione a schiena d'asino delle livellette della pavimentazione, convoglierà l'eventuale eccesso proprio in corrispondenza dell'acciottolato e delle nuove caditoie. Per le suddette nuove caditoie è previsto il riallaccio sulla medesima tubazione a servizio della caditoia demolita in considerazione della vicinanza tra le due posizioni. Onde evitare i moti di filtrazione trasversali e ruscellamenti nelle zone dei viali in pendenza, si è previsto la realizzazione, su alcune sezioni specifiche, di teli rompitratta inclusi all'interno dello strato drenante. Tali teli favoriranno l'emersione di eventuali deflussi eccessivi di acque non infiltrate e potenzialmente "dilavanti" verso il sistema delle caditoie. Raccogliendo tali acque si eviterà la formazione di pozze o accumuli eccessivi nelle aree sistemate potenzialmente depresse rispetto al deflusso delle acque.

In conclusione, non avendo riscontrato segnalazioni di criticità sul funzionamento della rete esistente da parte degli enti gestori del sistema di collettamento e del parco, si ritiene che l'intervento in progetto vada a costituire una condizione migliorativa nel sistema di intercettazione delle acque meteoriche in quanto gli afflussi risulteranno alleggeriti rispetto alle attuali condizioni. La rete in progetto non stravolgerà o modificherà in profondità il sistema di raccolta esistente prevedendo generalmente dei riallacci alla raccolta in essere. Per l'integrazione di nuove linee di condotte per l'inserimento di nuove intercettazioni sulle pavimentazioni in progetto si è proceduto a confermare le scelte progettuali del PFTE aggiornando alcuni dettagli, e integrando alcune tratte con nuovi rami di condotte per l'inserimento di nuove caditoie.

Per quanto attiene agli aspetti tecnici la raccolta sarà costituita da tubazioni Dn 200 – 300, SN 16 a norma EN 13478-1 posate su letto di materiale riciclato costituito da pezzatura simile alla sabbia vagliata specifica per letto di posa. Le caditoie saranno invece costituite da pozzetti prefabbricati in CLS delle dimensioni interne di cm 50x50x80 (h) ed esterne cm 90x90x100. Le griglie infine saranno in ghisa sferoidale a norma uni en 124-

2, piane con telaio autobloccante, classe C 250 - dim 500 x 500 mm, peso 25 kg. Oltre alla caditorie sono stati previsti dei pozzetti di ispezione in modo da garantire una maggior facilità alla manutenzione delle reti.

## 7. VERIFICA DEL SISTEMA COLLETTAMENTO INTEGRATIVO DELLE ACQUE METEORICHE

---

Sulla base delle assunzioni operate in merito all'infiltrazione delle acque meteoriche, considerata la natura della pavimentazione, è possibile verificare la rete di raccolta stimando le condizioni di verifica più cautelative. In particolare, viene adottato un coefficiente di deflusso cautelativo pari a 0.3 (0.26 sarebbe il dato calcolato sulla base dell'infiltrazione) ed una precipitazione con tempo di ritorno di 20 anni. La corrispondente portata può essere valutata dalla formulazione razionale adottato un tempo di corrivazione pari a 30 minuti (valore che determina il coefficiente di deflusso maggiore).

$$Q_{MAX} = \frac{C \cdot h \cdot S}{3.6 \cdot T_C}$$

dove:

c = coefficiente di deflusso (variabile secondo le caratteristiche orografiche, di copertura vegetale e l'estensione del bacino)

h = altezza di pioggia dedotta dalle curve di possibilità pluviometrica per un tempo t = tc (tempo di corrivazione)

S = superficie del bacino in Km<sup>2</sup>

In tal modo viene determinata la portata che rimane come deflusso superficiale e che se gestita da un sistema di intercettazione di caditoie deve essere commisurata alla capacità di deflusso della rete di condotte che la smaltisce, viceversa tale deflusso viene lasciato scorrere in banchina tra il cordolo del marciapiede e il ciglio strada, mentre laddove previsto all'interno delle apposite rizzate che permettono di defluire le acque e drenarle.

Il calcolo della capacità di deflusso delle condotte e dei sistemi di collettamento superficiali (savenella e rizzata), è stato effettuato in moto uniforme adottando la formula di Chezy.

$$u = X \cdot \sqrt{(Rm \cdot if)}$$

ovvero:

$$Q = u \cdot \Omega = X \cdot \Omega \cdot \sqrt{(Rm \cdot if)}$$

Dove:

$u$  = è la velocità in m/s;

$\Omega$  = è la sezione di deflusso in  $m^2$

$R_m$  = è il raggio idraulico in m

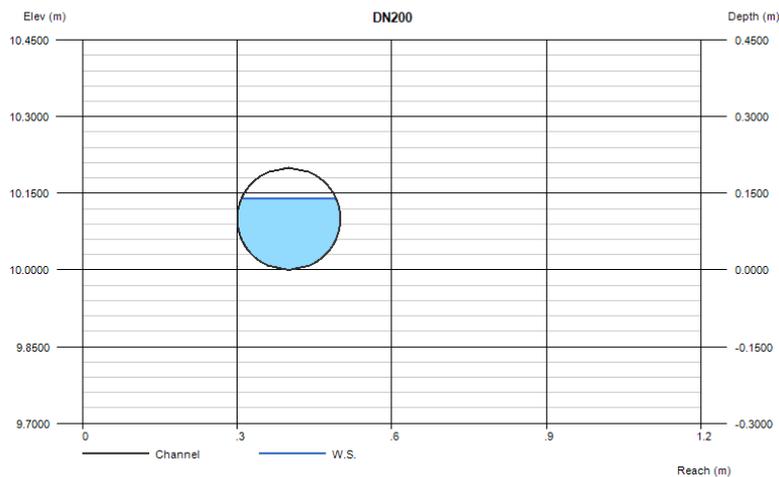
If = è la pendenza della sezione considerata

$X = C R_m^{1/6}$  adottando la scabrezza di Strickler C ( $m^{1/3} s^{-1}$ )

Si è adottato una C di Strickler pari a  $80 m^{1/3} s^{-1}$ . Per le condotte si è definito il riempimento limite dell'80 % superato il quale la tubazione è da considerarsi insufficiente. La ricostruzione delle scale di deflusso sono state effettuate mediante l'utilizzo del software Hydraflow Express che permette di ricostruire il funzionamento idraulico di una serie di dispositivi idraulici applicando vari metodi tra cui il moto uniforme. L'approccio di verifica scelto è stato quello di verificare la pendenza minima dei dispositivi idraulici necessaria per smaltire la portata di riferimento. Questo è utile ai fini progettuali per indicare, laddove non ci sono sufficienti dati di rilievo delle condizioni geometriche del sito, per identificare un tipologico di posa imponendo una condizione minima da rispettare oltre alla quale è possibile adattarsi alle differenti condizioni che si possono riscontrare nella realtà della posa dei presidi idraulici previsti.

Per quanto riguarda la verifica della capacità di smaltimento del ramo di rete previsto su viale Crivelli, si evidenzia che la portata massima di deflusso superficiale sull'intera area del viale (2500 mq circa) è di 20 l/s.

Di seguito si riporta la scala di deflusso dove si evince che per smaltire la portata di 20 l/s con una condotta di diametro DN200 con un riempimento massimo dell'8.5% occorre una pendenza minima del 0.5%. Si evidenzia inoltre che la pendenza inferiore del tratto, desumibile da profilo risulta pari al 2.1%.

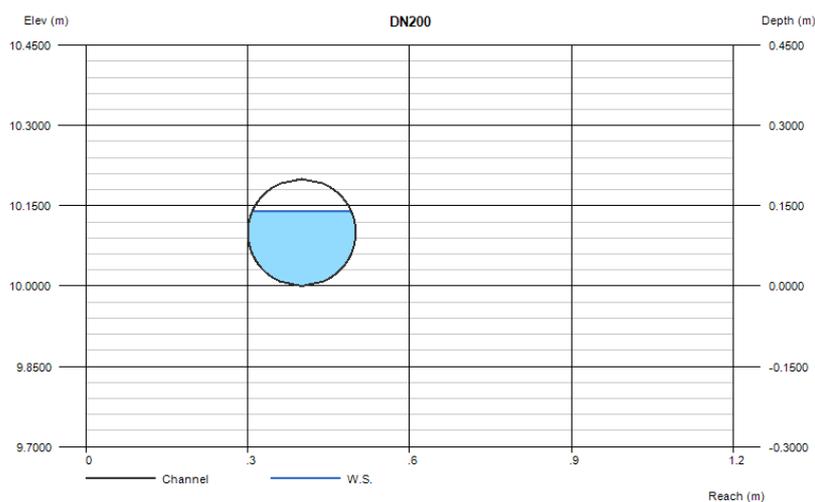


Depth (m)	Q (cms)	Area (sqm)	Veloc (m/s)	Wp (m)	Yc (m)	TopWidth (m)	Energy (m)
0.0600	0.005	0.008	0.6207	0.2320	0.0610	0.1834	0.0796
0.0800	0.008	0.012	0.7213	0.2740	0.0792	0.1960	0.1065
0.1000	0.013	0.016	0.8007	0.3150	0.0975	0.2000	0.1327
0.1200	0.017	0.020	0.8579	0.3550	0.1128	0.1958	0.1575
0.1400	0.021	0.024	0.8954	0.3970	0.1250	0.1831	0.1809
0.1600	0.025	0.027	0.9111	0.4430	0.1372	0.1599	0.2023

Figura 4.2

Per quanto riguarda la verifica della capacità di smaltimento del ramo di rete previsto su piazza Rita Levi Montalcini, si evidenzia che la portata massima di deflusso superficiale sull'intera area del viale (1500 mq circa) è di 11,2 l/s.

Di seguito si riporta la scala di deflusso dove si evince che per smaltire la portata di 11.2 l/s con una condotta di diametro DN200 con un riempimento massimo dell'80% occorre una pendenza minima del 0.2%. Si evidenzia che la pendenza stradale in quel tratto è di circa 0.8%, quindi garantendo il ricoprimento minimo delle condotte, si può tranquillamente posare tale tratto in andamento con la pendenza della viabilità.

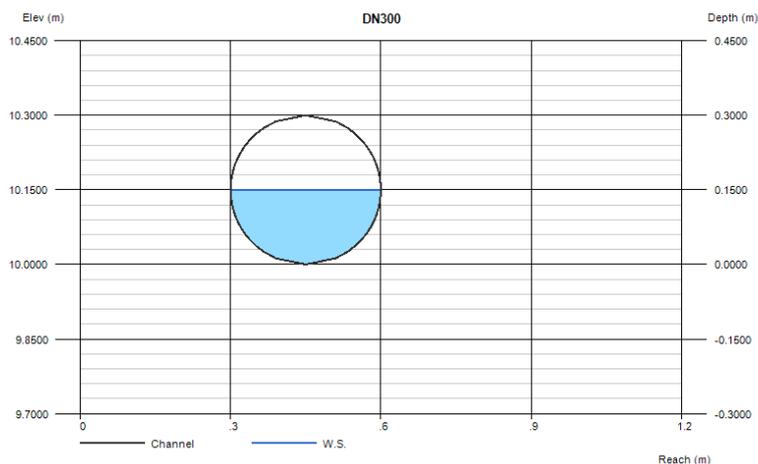


Depth (m)	Q (cms)	Area (sqm)	Veloc (m/s)	Wp (m)	Yc (m)	TopWidth (m)	Energy (m)
0.0600	0.003	0.008	0.3925	0.2320	0.0488	0.1834	0.0679
0.0800	0.005	0.012	0.4562	0.2740	0.0640	0.1960	0.0906
0.1000	0.008	0.016	0.5064	0.3150	0.0762	0.2000	0.1131
0.1200	0.011	0.020	0.5426	0.3550	0.0884	0.1958	0.1350
0.1400	0.013	0.024	0.5663	0.3970	0.1006	0.1831	0.1564
0.1600	0.016	0.027	0.5762	0.4430	0.1067	0.1599	0.1769

Figura 4.3

Per quanto riguarda la verifica della capacità di smaltimento del ramo di rete previsto su viale Boiardo, si evidenzia che la portata massima di deflusso superficiale sull'intera area del viale (1973 mq circa) è di 14,7 l/s. In tale tratto si è predisposto una condotta del diametro DN300 per lasciare la possibilità eventuale di estendere il ramo per sviluppi futuri e collettare quindi più acqua.

Di seguito si riporta la scala di deflusso dove si evince che per smaltire la portata di 14.7 l/s con una condotta di diametro DN300 con un riempimento massimo dell'80% occorre una pendenza minima del 0.1%. Si evidenzia che la pendenza stradale in quel tratto è di circa 1.8%, quindi garantendo il ricoprimento minimo delle condotte, si può tranquillamente posare tale tratto in andamento con la pendenza della viabilità.



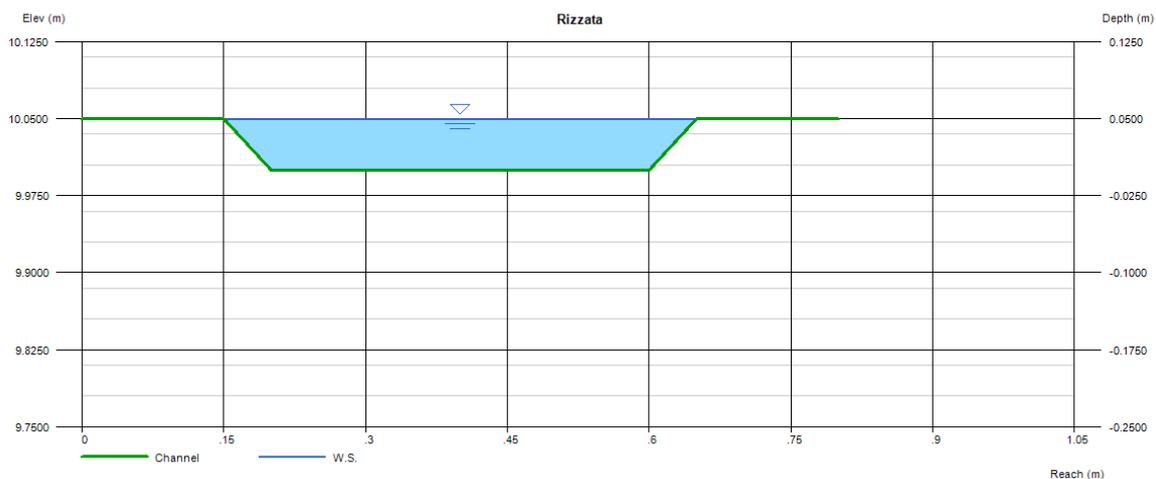
Depth (m)	Q (cms)	Area (sqm)	Veloc (m/s)	Wp (m)	Yc (m)	TopWidth (m)	Energy (m)
0.0300	0.001	0.004	0.1884	0.1935	0.0213	0.1804	0.0318
0.0600	0.003	0.010	0.2890	0.2790	0.0427	0.2405	0.0643
0.0900	0.006	0.018	0.3638	0.3480	0.0610	0.2750	0.0967
0.1200	0.011	0.026	0.4228	0.4110	0.0823	0.2940	0.1291
0.1500	0.017	0.036	0.4693	0.4725	0.0975	0.3000	0.1612
0.1800	0.022	0.044	0.5028	0.5325	0.1158	0.2938	0.1929

Figura 4.4

Infine, è stata effettuata una verifica della capacità di deflusso della rizzata che è un sistema di intercettazione delle acque di dilavamento superficiali sui cigli stradali utile per allontanare le acque dalla piattaforma stradale e convogliarle all'interno degli appositi recapiti, da progetto è larga 50 cm e alta 5 cm.

La sezione di deflusso effettiva è stata paragonata per necessità di implementazioni modellistiche del software ad una sezione trapezia.

Come si evince, per esempio, una rizzata con una pendenza del 1% è in grado di smaltire a massimo riempimento una portata di circa 13 l/s.



Depth (m)	Q (cms)	Area (sqm)	Veloc (m/s)	Wp (m)	Yc (m)	TopWidth (m)	Energy (m)
0.0250	0.004	0.011	0.3990	0.4707	0.0244	0.4500	0.0331
0.0300	0.006	0.013	0.4453	0.4849	0.0274	0.4600	0.0401
0.0350	0.007	0.015	0.4879	0.4990	0.0335	0.4700	0.0471
0.0400	0.009	0.018	0.5275	0.5131	0.0396	0.4800	0.0542
0.0450	0.011	0.020	0.5646	0.5273	0.0427	0.4900	0.0613
0.0500	0.013	0.022	0.5995	0.5414	0.0488	0.5000	0.0683

Figura 4.5

Quindi valutando la portata di deflusso superficiale su viale Boiardo calcolata precedentemente di circa 14,7 l/s, e considerando che la pendenza del viale è superiore a 1.5%, si dimostra che il dispositivo di intercettazione superficiale rizzata è in grado di collettare a pieno le portate di deflusso in progetto.

Anche per viale Turr che conta una superficie di circa 1800 m<sup>2</sup> e una pendenza trasversale superiore al 2%, si stima una portata massima di deflusso superficiale di progetto per l'evento meteorico di riferimento pari a circa 13.4 l/s. Pertanto, confrontando tale valore con la capacità di deflusso della rizzata che peraltro è prevista su entrambe i cigli stradali, si evince che il presidio previsto è in grado di collettare il dilavamento delle acque superficiali che non si infiltrano nel manto drenante previsto.

## 8. DESCRIZIONE DELLE OPERE FOGNARIE NERE IN PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di alcuni nuovi tratti fognari neri a servizio di nuove utenze. In particolare, si fa riferimento alla creazione di due nuovi chioschi denominati chiosco grande e piccolo, si prevede inoltre la ristrutturazione delle Latrine storiche e la realizzazione di un nuovo impianto di bagni. L'ubicazione dei punti di utenza comporta la realizzazione di 4 nuovi allacciamenti alla fognatura nera.

La rete nera generalmente risulta disponibile nelle vicinanze delle utenze proposte. Per il solo restauro delle latrine storiche, non essendo presente nelle vicinanze un sistema di raccolta dei reflui, si è proposta la realizzazione di una dorsale nera lungo viale Mattioli verso la rete esistente in via Virgilio che consentisse l'allacciamento delle latrine storiche oltre che di future utenze poste nella parte nord del parco. Il tratto lungo viale Mattioli risulta della lunghezza complessiva di 346 m e del diametro del 250 mm adottato non tanto in considerazione della portata esigua ma dell'esigenza di avere canalizzazioni che non siano soggette ad intasamenti per effetto di materiali grossolani che possano giungere alla rete.

L'allacciamento proposto risulta realizzato secondo le indicazioni dell'ente gestore e risulta di pendenze non inferiori all'0.75% e non superiori al 3.4%. Inoltre, onde evitare la risalita di odori viene previsto a filo dell'edificio servito sul primo pozzetto un sifone ispezionabile per ciascun allaccio.

Per quanto attiene agli aspetti tecnici la raccolta sarà costituita da tubazioni Dn 250 SN 16 a norma EN 13478-1 posate su letto di materiale riciclato costituito da pezzatura simile alla sabbia vagliata specifica per letto di posa. I pozzetti prefabbricati in CLS delle dimensioni interne come da tavole grafiche e capitolato tecnico. I chiusini infine saranno in ghisa sferoidale a norma uni en 124-2, con telaio autobloccante, classe C 400 - dim 62.5 cm.

Con riferimento alla definizione dei valori di portata nera si è considerato per ciascuna nuova utenza di allacciamento (chiosco/bagno) la presenza di almeno 15 apparecchi erogatori per ciascun nuovo allaccio. Ciascuno dei precedenti punti di erogazione di acqua eroga una portata di almeno 0.15 l/s con un rapporto di contemporaneità di utilizzo delle utenze che per una realtà di piccole dimensioni può essere assunta cautelativamente pari al 60% pertanto la massima portata di acquedotto erogata risulta pari a  $q=15 \cdot 0.15 \cdot 0.6 = 1.4$  l/s. Tale valore rappresenta anche una stima dell'entità del refluo prodotto.

la tubazione adottata per la fognatura nera è pari al 250, la pendenza inferiore del tratto, desumibile da profilo risulta pari al 0.75% da cui è possibile definire la seguente scala di deflusso:

diametro esterno (mm)		250
diametro interno (m)	=	0.231
pendenza (m/m)	=	0.0075
C di Strickler ( $m^{1/3}/s$ )	=	80

livello (m)	h/D	sup (mq)	perimetro bagnato (m)	r (m)	idr	velocità (m/s)	portata (l/sec)
0.012	0.05	0.001	0.104	0.008		0.266	0.2
0.023	0.1	0.002	0.149	0.015		0.415	0.9
0.035	0.15	0.004	0.184	0.021		0.535	2.1

livello (m)	h/D	sup (mq)	perimetro bagnato (m)	r (m)	idr	velocità (m/s)	portata (l/sec)
0.046	0.2	0.006	0.214	0.028		0.636	3.8
0.058	0.25	0.008	0.242	0.034		0.725	5.9
0.069	0.3	0.011	0.268	0.039		0.803	8.5
0.081	0.35	0.013	0.292	0.045		0.872	11.4
0.092	0.4	0.016	0.316	0.049		0.933	14.6
0.104	0.45	0.018	0.339	0.054		0.987	18.0
0.115	0.5	0.021	0.363	0.058		1.035	21.6
0.127	0.55	0.024	0.386	0.061		1.075	25.4
0.138	0.6	0.026	0.409	0.064		1.109	29.1
0.150	0.65	0.029	0.433	0.067		1.137	32.7
0.162	0.700	0.031	0.458	0.068		1.158	36.2
0.173	0.75	0.034	0.483	0.070		1.173	39.5
0.185	0.8	0.036	0.511	0.070		1.179	42.3
0.196	0.85	0.038	0.542	0.070		1.177	44.6
0.208	0.9	0.040	0.577	0.069		1.163	46.1
0.219	0.95	0.041	0.621	0.066		1.133	46.5
0.231	1	0.042	0.725	0.058		1.035	43.3

Tabella 8.1

In base alla precedente tabella per un riempimento pari all'80% la massima portata smaltibile risulta pari a 42 l/s, pertanto, superiore al valore di portata da smaltire (1.4 l/s), la tubazione è pertanto sovrabbondante ma necessaria in quanto per la fognatura nera il diametro minimo deve tenere in conto anche altri fattori quali gli intasamenti ed il trasporto nel refluo di solidi.

## 9. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI ACQUEDOTTO

L'intervento in oggetto prevede la predisposizione di quattro prese di rete di acquedotto in corrispondenza di quattro nuove utenze costituite da due chioschi (di cui per il chiosco piccolo si ipotizza la sola predisposizione) da un nuovo bagno collocato in prossimità di Viale Virgilio ed infine dell'utenza prevista per il ripristino delle latrine storiche.

Per la realizzazione dei nuovi allacci di utenza, si prevede l'impiego di tubazioni in Pead PE100, diametro DN 32 PN16 saldati in opera. Per ciascuna presa sono da predisporre: lo scavo di allaccio, i collari di presa sulla tubazione principale, la tubazione di diramazione, i due pozzetti prefabbricati per alloggiamento rispettivamente di saracinesca e del contatore (contatore non conteggiato) ed i due chiusini.

La tubazione in progetto sarà posata ad una profondità media di 1.20 m, in un cassonetto di sabbia di riciclato (circa 0.20-0.25 mc/m minimo) e successivamente ricoperta con il materiale proveniente dagli scavi adeguatamente compattato, previa posa del nastro monitore. Si prevede una larghezza media di scavo di 60 cm circa.

## 10. PIANO DI BACINO: INQUADRAMENTO NORMATIVO DELLA PIANIFICAZIONE TERRITORIALE

---

L'area del parco risulta inclusa all'interno della pianificazione territoriale di Bacino del Fiume Po, e in parti dal PGRA e dal PAI.

Sulla base delle precedenti assunzioni il presente intervento ha tenuto in conto sia dei vincoli presenti sull'area che dell'esondazione effettiva prevista, collocando gli apprestamenti ed in particolare i nuovi bagni di viale Virgilio in una zona maggiormente sicura rispetto alle alluvioni.

Con riferimento agli strumenti di PRGC, al quadro dell'assetto idrogeologico individuato sia dal PAI che dal PGRA si riporta nel seguito una sintesi completa dei vincoli e del quadro del dissesto in essere.

Limite fascia A

--- Limite fascia A

Limite fascia B

— Limite fascia B

Limite fascia B di progetto

●●● Limite fascia B di progetto

Limite fascia C

--- Limite fascia C

Scenari di alluvioni - Pericolosità' - 2020

■ Probabilità di alluvioni elevata (tr. 10/20)

■ Probabilità di alluvioni media (tr. 100/200)

■ Probabilità di alluvioni scarsa (tr. 500)

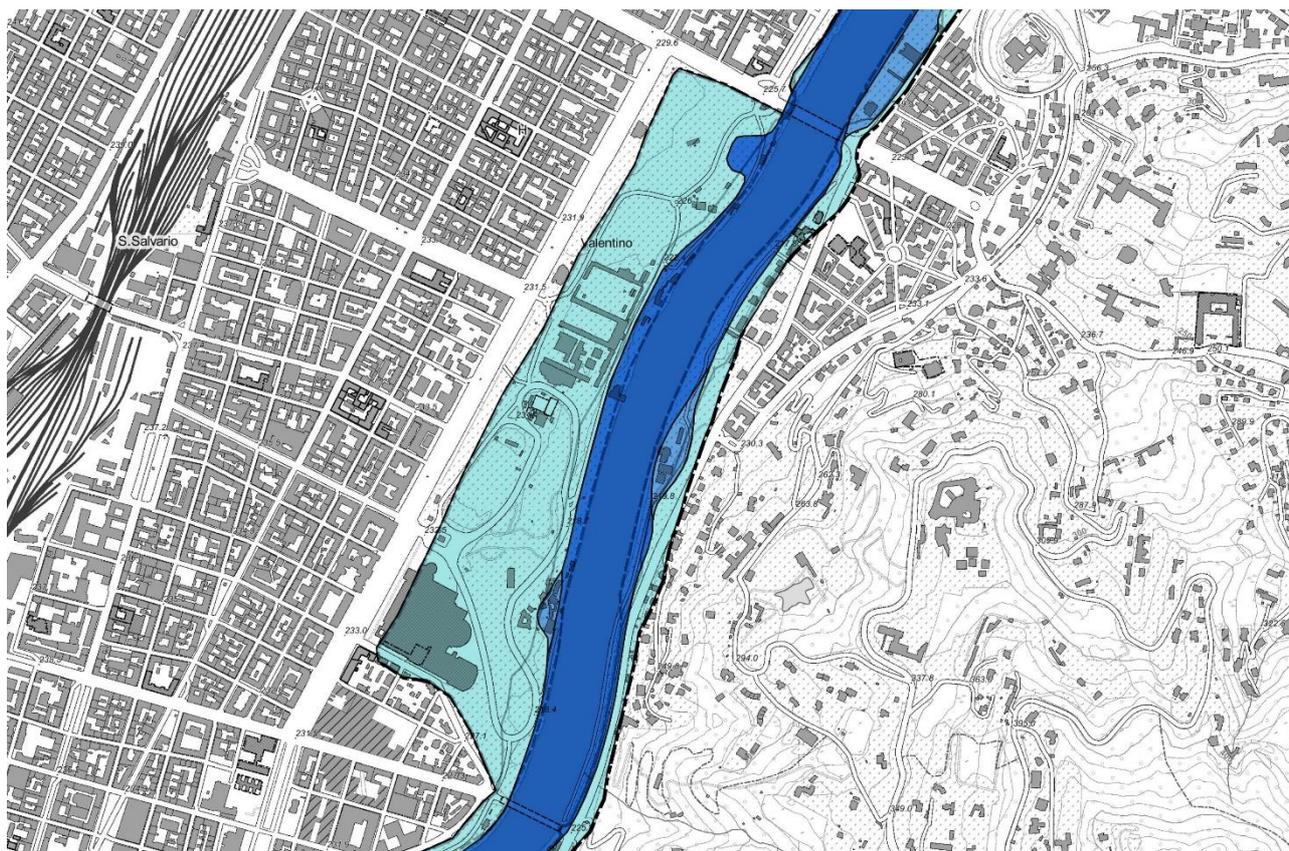


Figura 10.1 vincoli idraulici

In particolare, le NTA del PAI riportano agli articoli 28-31 i vincoli esistenti sulle aree interessate dalle fasce fluviali:

*“Fascia di deflusso della piena (Fascia A), costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente del deflusso della corrente per la piena di riferimento, .... , ovvero che è costituita dall'insieme delle forme fluviali riattivabili durante gli stati di piena.*

*– Fascia di esondazione (Fascia B), esterna alla precedente, costituita dalla porzione di territorio interessata da inondazione al verificarsi della piena di riferimento (TR200 anni) come definita nell'Allegato 3 al Titolo II delle NTA. Il limite di tale fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena di riferimento, ovvero sino alle opere idrauliche esistenti o programmate di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento). ...*

– Area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C), costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quella di riferimento, come definita nell'Allegato 3 al Titolo II soprarichiamato”

“Art. 30. Fascia di esondazione (Fascia B)

1). Nella Fascia B il Piano persegue l'obiettivo di mantenere e migliorare le condizioni di funzionalità idraulica ai fini principali dell'invaso e della laminazione delle piene, unitamente alla conservazione e al miglioramento delle caratteristiche naturali e ambientali.

2). Nella Fascia B sono vietati: a) gli interventi che comportino una riduzione apprezzabile o una parzializzazione della capacità di vaso, salvo che questi interventi prevedano un pari aumento delle capacità di vaso in area idraulicamente equivalente; b) la realizzazione di nuovi impianti di smaltimento e di recupero dei rifiuti, l'ampliamento degli stessi impianti esistenti, nonché l'esercizio delle operazioni di smaltimento e recupero dei rifiuti, così come definiti dal D.Lgs. 5 febbraio 1997, n. 22, fatto salvo quanto previsto al precedente art. 29, comma 3, let. l); c) in presenza di argini, interventi e strutture che tendano a orientare la corrente verso il rilevato e scavi o abbassamenti del piano di campagna che possano compromettere la stabilità delle fondazioni dell'argine.

3). Sono per contro consentiti, oltre agli interventi di cui al precedente comma 3 dell'art. 29: a) gli interventi di sistemazione idraulica quali argini o casse di espansione e ogni altra misura idraulica atta ad incidere sulle dinamiche fluviali, solo se compatibili con l'assetto di progetto dell'alveo derivante dalla delimitazione della fascia b) gli impianti di trattamento d'acque reflue, qualora sia dimostrata l'impossibilità della loro localizzazione al di fuori delle fasce, nonché gli ampliamenti e messa in sicurezza di quelli esistenti; i relativi interventi sono soggetti a parere di compatibilità dell'Autorità di bacino ai sensi e per gli effetti del successivo art. 38, espresso anche sulla base di quanto previsto all'art. 38 bis; c) la realizzazione di complessi ricettivi all'aperto, previo studio di compatibilità dell'intervento con lo stato di dissesto esistente; d) l'accumulo temporaneo di letame per uso agronomico e la realizzazione di contenitori per il trattamento e/o stoccaggio degli effluenti zootecnici, ferme restando le disposizioni all'art. 38 del D.Lgs. 152/1999 e successive modifiche e integrazioni; e) il completamento degli esistenti impianti di smaltimento e recupero dei rifiuti a tecnologia complessa, quand'esso risultasse indispensabile per il raggiungimento dell'autonomia degli ambiti territoriali ottimali così come individuati dalla pianificazione regionale e provinciale; i relativi interventi sono soggetti a parere di compatibilità dell'Autorità di bacino ai sensi e per gli effetti del successivo art. 38, espresso anche sulla base di quanto previsto all'art. 38 bis.

4). Gli interventi consentiti debbono assicurare il mantenimento o il miglioramento delle condizioni di drenaggio superficiale dell'area, l'assenza di interferenze negative con il regime delle falde freatiche presenti e con la sicurezza delle opere di difesa esistenti.”

Rispetto a tali indicazioni la collocazione di uno dei chioschi all'interno della fascia B risulta possibile in quanto non comporta alcuna riduzione di vaso, nel rispetto tuttavia di norme urbanistiche di maggiore dettaglio cui si rimanda.