



Brescia | Verona | Vicenza | Padova

Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova SpA

via Flavio Gioia, 71 37135 Verona

tel. +39 0458272222 Fax +39 0458200051

www.autobspd.it autobspd@autobspd.it direzione@pec.autobspd.it

FUNZIONE COSTRUZIONI AUTOSTRADALI



RIQUALIFICAZIONE DEI COLLEGAMENTI VIARI TRA IL CASELLO DELL' AUTOSTRADA A31 DI THIENE E LA S.P. NUOVA GASPARONA

PROGETTO DEFINITIVO

DATA Giugno 2019

CUP G11B0700038005

WBS -

COMMITTENTE

AUTOSTRADA BRESCIA-VERONA-VICENZA-PADOVA S.p.A
Funzione Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Arch. M. Panarotto

R.T.I. Mandataria:

Mandanti:

RESPONSABILE INTEGRAZIONE

TRA LE VARIE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE

Ing. G. De Stavola

PROGETTISTA

Ing. R. Tonin



ELABORATO

IDRAULICA
RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

SCALA -

NOME FILE U25-EF00-HDG-SO_XXZZ00_Z-TR-CD-0001

Project	Originator	Volume	Location	Type	Role	Number	Suitability	Revision
U25	EF00	HDBG	SO_XXZZ00_Z	TR	CD	0001	D00S1	P01

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione
00	07.06.2019	Prima Emissione	MC	RT	GD

Riqualificazione dei collegamenti viari tra il casello dell'autostrada A31 di Thiene e la S.P. Nuova Gasparona

Servizi di progettazione definitiva ed esecutiva, prestazioni specialistiche connesse e di coordinamento della sicurezza in fase di progettazione

Relazione idraulica

CUP: G11B0 70003 80005

Committente:

Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova SpA

Capo Commessa: Arch. Mirco Panarotto

Progettista: Ingg. Gianmaria De Stavola – Rolando Tonin

Data: 07/06/2019, Rev. 00 (*nb: prima emissione = Rev. 00*)

Sommario

PREMESSA.....	3
RIFERIMENTI NORMATIVI.....	4
REGIME IDROLOGICO	8
Curve segnalatrici di Possibilità Pluviometrica	8
Pluviogrammi di progetto.....	10
ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO	12
VOLUMI DA RENDERE DISPONIBILI PER L'INVASO	14
Parametri adottati	14
Calcolo dei volumi da rendere disponibili per l'invaso.....	14
DESCRIZIONE DELLA RETE DI COLLETTAMENTO E INVASO	16
VERIFICA VOLUMI DI INVASO	19
DESCRIZIONE DELLA RETE DI INFILTRAZIONE.....	21
TRATTAMENTO ACQUE PRIMA PIOGGIA.....	25
PREDIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO	26
Ipotesi semplificative.....	26
Metodo cinematico	27
Verifiche.....	27
Presentazione dei risultati.....	28
MODELLIZZAZIONE MATEMATICA RETE DI COLLETTAMENTO.....	33
Equazioni alla base della modellazione	34
Modello di trasformazione afflussi-deflussi	37
Parametri caratteristici e condizioni al contorno	39
Eventi pluviometrici di progetto.....	41
Risultati della modellazione	42
CONCLUSIONI	45

PREMESSA

La presente relazione riferisce in merito ai principali aspetti idraulici connessi al progetto di “Miglioramento dei collegamenti viari tra il casello A31 di Thiene e la nuova SP Gasparona”.

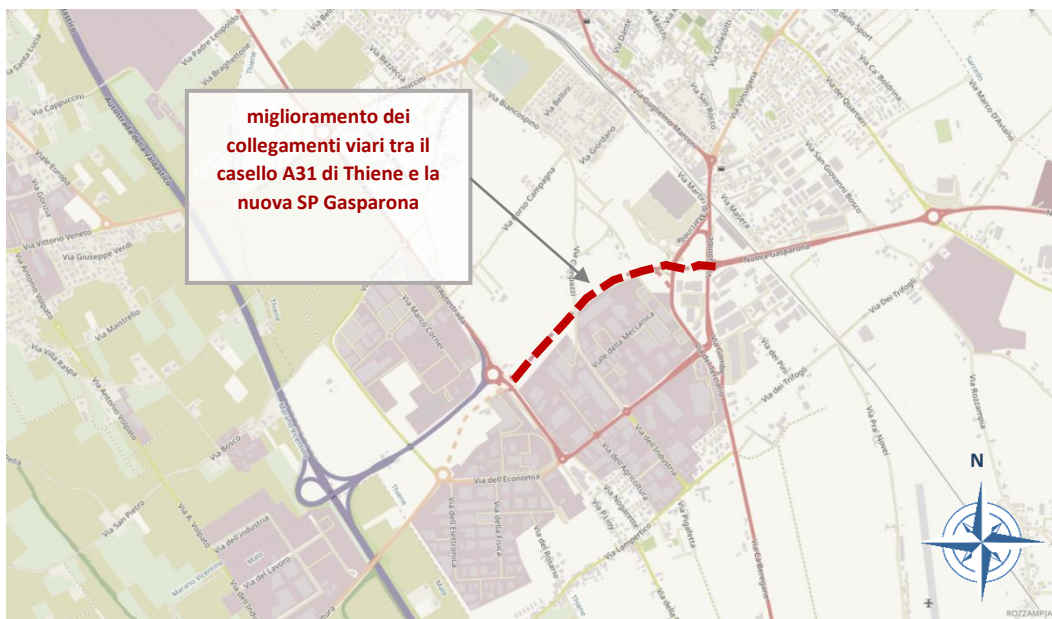


Figura 1 - Inquadramento geografico (fonte: OpenStreetMap).

In particolare, costituiscono oggetto della presente trattazione:

- lo studio volto all'individuazione delle misure compensative da realizzare al fine di non aggravare, con le opere di progetto, l'equilibrio idraulico dell'area nel rispetto del principio dell'invarianza idraulica;
- il dimensionamento della rete di collettamento e invaso delle acque meteoriche posta a servizio delle aree oggetto di intervento;
- la verifica della rete di cui al punto precedente, effettuata mediante modellazione matematica monodimensionale.

RIFERIMENTI NORMATIVI

Lo studio idrologico per la valutazione della compatibilità idraulica è volto all'individuazione delle misure compensative da realizzarsi al fine di garantire il principio dell'invarianza idraulica. La normativa cui si riferisce è fornita dalla D.G.R.V. N. 1322 del 10.05.2006, la quale è stata tuttavia integrata con la D.G.R.V. N. 1841 del 19.06.2007 e N. 2948 del 06.10.2009, a modifica di quanto precedentemente stabilito, fornendo un aggiornamento dei contenuti relativi alle modalità di valutazione della compatibilità idraulica degli interventi, subordinando quest'ultima al parere della competente autorità idraulica. In seguito agli eventi alluvionali del 26 Settembre 2007 ed alla nomina di Commissario Delegato per l'emergenza, sono state inoltre emanate le Ordinanze n. 2, 3 e 4 del 22 gennaio 2008, che impongono la redazione di relazioni di compatibilità idraulica a tutti gli interventi edificatori che comportano un'impermeabilizzazione superiore a mq 200; quindi ponendo un limite maggiormente restrittivo rispetto alla norma Regionale.

Per il comune di Thiene, le sopra citate Ordinanze risultano richiamate all'interno della relazione di compatibilità idraulica del Piano di Assetto del Territorio del Comune di Thiene (la cui approvazione è stata ratificata con Delibera di Giunta Regionale n.464 del 19.04.2011).

Tabella 1 Tabella riassuntiva per le soglie di superficie e volume di intervento ai fini della redazione di valutazione di compatibilità idraulica.

Ordinanza n.2 <i>Disposizioni inerenti l'efficacia dei titoli abilitativi relativi ad interventi edilizi non ancora avviati</i>	
Quando si applica	Per tutti gli interventi edilizi approvati, e già in possesso del titolo abilitativo rilasciato, <u>la cui costruzione non è ancora stata avviata</u>
Ordinanza n.3 <i>Disposizioni inerenti il rilascio di titoli abilitativi sotto il profilo edilizio ed urbanistico</i>	
Quando si applica	Per tutti i <u>nuovi</u> interventi edilizi soggetti al rilascio di titolo abilitativi, secondo i campi d'applicazione sotto riportati
Ordinanza n.4 <i>Disposizioni inerenti gli allacciamenti alla rete di fognatura pubblica</i>	
Quando si applica	<u>Esclusivamente</u> per gli interventi edilizi rientranti nelle Ordinanze nr. 2 e nr.3
Campi d'applicazione Ordinanze (V = volume; S = superficie) (VCI = Valutazione di Compatibilità Idraulica)	V < 1000 mc: non è richiesta alcuna valutazione idraulica
	1000 < V < 2000 mc necessaria la redazione della VCI, che andrà trasmessa al Comune senza il parere del Consorzio
	V > 2000 mc: necessaria la redazione della VCI con il parere del Consorzio di Bonifica competente
	S < 200 mq: non è richiesta alcuna valutazione idraulica
	200 < S < 1000 mq: necessaria la redazione della VCI, che andrà trasmessa al Comune senza il parere del Consorzio
	S > 1000 mq: necessaria la redazione della VCI con il parere del Consorzio di Bonifica competente

La tabella sopra riportata riassume i contenuti delle ordinanze del Commissario rendendo immediata, in funzione delle soglie dimensionali, l'individuazione nella necessità o meno di redazione di Valutazione di Compatibilità Idraulica nonché del soggetto competente al rilascio del parere.

Per i comuni che hanno recepito le ordinanze risulta quindi necessario rivedere la classificazione degli interventi indicata nella D.G.R.V. 1322/06 e s.m.i.. Per ogni classe d'intervento viene suggerito un criterio di dimensionamento da adottare per l'individuazione del volume d'invaso da realizzare al fine di limitare la portata scaricata ai ricettori finali (fognature bianche o miste, corpi idrici superficiali): metodo dell'invaso (criterio 1), metodo delle piogge critiche (criterio 2) e modello approfondito (criterio 3).

Tabella 2 Soglie dimensionali per gli interventi urbanistici indicate nella D.G.R.V 1322/06 riviste secondo ordinanze commissariali.

Riferimento	Classificazione intervento	Soglie dimensionali	Criteri da adottare
Ordinanze	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	$S^* < 200 \text{ mq}$	0
	Modesta impermeabilizzazione	$200 \text{ mq} < S^* < 1.000 \text{ mq}$	1
D.G.R. 1322/06	Modesta impermeabilizzazione potenziale	$1.000 \text{ mq} < S < 10.000 \text{ mq}$	1
	Significativa impermeabilizzazione potenziale	$10.000 \text{ mq} < S < 100.000 \text{ mq}$	2
	Marcata impermeabilizzazione potenziale	$S > 100.000 \text{ mq}$ e $\Phi < 0,3$	2
		$S > 100.000 \text{ mq}$ e $\Phi > 0,3$	3

▪ **Classe 1 - Trascurabile impermeabilizzazione potenziale**

È sufficiente adottare buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili, quali le superfici dei parcheggi, tetti verdi ecc.

▪ **Classe 2 - Modesta impermeabilizzazione**

È opportuno sovradimensionare la rete rispetto alle sole esigenze di trasporto della portata di picco realizzando volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene, in questi casi è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un diametro di 200 mm.

▪ **Classe 3 - Modesta impermeabilizzazione potenziale**

Oltre al dimensionamento dei volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un diametro di 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro.

▪ **Classe 4 - Significativa impermeabilizzazione potenziale**

Andranno dimensionati i tiranti idrici ammessi nell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione.

- **Classe 5 - Marcata impermeabilizzazione potenziale**

È richiesta la presentazione di uno studio di dettaglio molto approfondito.

REGIME IDROLOGICO

Nel presente capitolo vengono illustrati i dati pluviometrici utilizzati nel corso della trattazione per il calcolo degli eventi meteorici di progetto.

Il calcolo di leggi che restituiscano un valore atteso di precipitazione in funzione del tempo di ritorno e della durata di pioggia costituisce un passo fondamentale per il corretto dimensionamento delle opere idrauliche

Lo scopo di un'analisi pluviometrica consiste nel determinare una stima dell'altezza di pioggia puntuale $h(T)$ di durata d ed assegnato tempo di ritorno T . Il tempo di ritorno è definito come l'intervallo temporale entro cui una certa altezza di precipitazione viene eguagliata o superata mediamente una volta e misura quindi il grado di rarità di un evento.

La stima $h(d, T)$ viene generalmente espressa da curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, che per vari parametri T di riferimento (per esempio 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200 anni) esprimono la precipitazione attesa $h_t(d)$ in funzione della durata d .

Di norma, la stima delle altezze di precipitazione avviene mediante regolarizzazione statistica, individuando cioè una distribuzione teorica di probabilità che bene si accorda con i valori osservati. A tal proposito, la letteratura statistica ha sviluppato una varietà di metodi per la scelta della distribuzione più idonea alle differenti tipologie di dato e per l'inferenza dei parametri di una distribuzione a partire da un campione di misure.

Curve segnalatrici di Possibilità Pluviometrica

Quale riferimento per il calcolo delle altezze di precipitazione da utilizzare nella progettazione delle opere idrauliche, è stato inizialmente consultato lo studio condotto nell'ambito della *Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano di Assetto del Territorio del comune di Thiene (VI)*.

Lo studio idrologico sopra citato è stato sviluppato utilizzando il metodo statistico-probabilistico di Gumbel sui dati di precipitazione della stazione di Thiene. Verificato quindi il buon adattamento della serie di Gumbel, l'elaborazione di serie storica trentennale per eventi con tempo di ritorno di 50 anni ha portato alla definizione della curva sotto riportata:

$$h = 55.973t^{0.338} \qquad TR = 50 \text{ anni} \qquad t < 1 \text{ ora}$$

È stato inoltre considerato lo studio redatto dall'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione, "Dimensionamento delle opere idrauliche", dal quale è stata estrapolata l'equazione sotto riportata, anch'essa con riferimento ad eventi con tempo di ritorno 50ennale.

$$h = 52.04t^{0.35} \qquad TR = 50 \text{ anni} \qquad t < 1 \text{ ora}$$

Come sopra illustrato, le analisi idrologiche condotte nell'ambito della Valutazione di Compatibilità Idraulica del PAT di Thiene riportano curve di possibilità pluviometrica con parametri relativi ad eventi con TR di 50 anni.

Tuttavia, sulla base delle indicazioni pervenute dal competente Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta, per la progettazione delle opere idrauliche in oggetto è emersa la necessità di ricostruire anche eventi di precipitazione con tempo di ritorno assegnato di 200 anni.

A tale scopo, si è ritenuto opportuno riferirsi quindi ai risultati dell'analisi statistica dei dati di precipitazione del territorio condotta nell'ambito della *Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del comune di Zanè (VI)*, all'interno del quale sono state considerate principalmente:

- per le precipitazioni di durata superiore all'ora, le piogge rilevate nello studio condotto dal CNR per conto della Regione Veneto "Distribuzione spazio temporale delle piogge intense nel Triveneto" dalla stazione pluviografica di Vicenza;
- per i brevi periodi inferiori all'ora (scrosci), le piogge rilevate dalla stazione ARPAV di Montecchio Precalcino, seppur con una limitata serie di dati in considerazione del modesto periodo di installazione della stazione di rilevamento.

Utilizzando quindi, anche in questo caso, la legge teorica di distribuzione delle probabilità di Gumbel, sulla base dei dati forniti si è pervenuto all'adozione delle curve di possibilità pluviometrica sotto riportate:

$h = 62.786t^{0.2157}$	$TR = 50 \text{ anni}$	$t > 1 \text{ ora}$
$h = 77.430t^{0.2018}$	$TR = 200 \text{ anni}$	
<i>h [mm] altezza di pioggia cumulata nell'intervallo di tempo t</i>		
<i>t [ore] durata della pioggia</i>		

$h = 6.8694t^{0.5665}$	$TR = 50 \text{ anni}$	$t < 1 \text{ ora}$
$h = 7.9582t^{0.5756}$	$TR = 200 \text{ anni}$	
<i>h [mm] altezza di pioggia cumulata nell'intervallo di tempo t</i>		
<i>t [min] durata della pioggia</i>		

Pluviogrammi di progetto

A partire dai parametri delle curve di possibilità pluviometrica, sono stati definiti i pluviogrammi di progetto.

In letteratura sono reperibili numerose metodologie per la costruzione di tali ietogrammi; nello studio in esame è stato utilizzato il cosiddetto **ietogramma Chicago**, costituito da una distribuzione temporale delle altezze di pioggia coincidente con la relazione altezza-durata.

Lo ietogramma riproduce quindi, per ciascuna durata, l'altezza di precipitazione prevista dalla assegnata curva di possibilità pluviometrica relativa al prefissato tempo di ritorno. L'altezza così calcolata risulta pertanto superiore a quella di ciascuno degli eventi reali che risultano critici per le diverse durate; è quindi ragionevole aspettarsi che l'uso dello ietogramma Chicago porti a sovrastimare le portate al colmo. Ciò nonostante, si è optato per tale assunzione cautelativa anche in ragione delle caratteristiche geolitologiche proprie dei terreni su cui insisteranno gli interventi di progetto, ad elevata capacità di accettazione delle piogge e permeabilità dei suoli moderatamente alta.

Fissato il tempo di ritorno, sono stati quindi estratti gli ietogrammi non depurati; la relazione altezza-durata è stata imposta crescente, con intensità massima raggiunta al termine dell'evento: tale condizione sfavorevole non si presenta di frequente ma è stata ritenuta opportuna nell'ambito dello studio in esame.

La tabella seguente riporta, a titolo esemplificativo, per un tempo di ritorno di 200 anni e varie durate di pioggia, l'altezza di precipitazione totale in millimetri, l'intensità media espressa in mm/ora e corrispondente intensità di picco.

Tabella 3. Intensità di pioggia espresse in millimetri all'ora per varie durate di pioggia e TR 200 anni.

TEMPO DI PIOGGIA	INTENSITA' MEDIA id	INTENSITÀ DI PICCO
minuti	millimetri/ora	millimetri/ora
5	238.55	238.55
15	150.38	
20	133.26	
25	121.34	
30	112.40	
60	84.01	

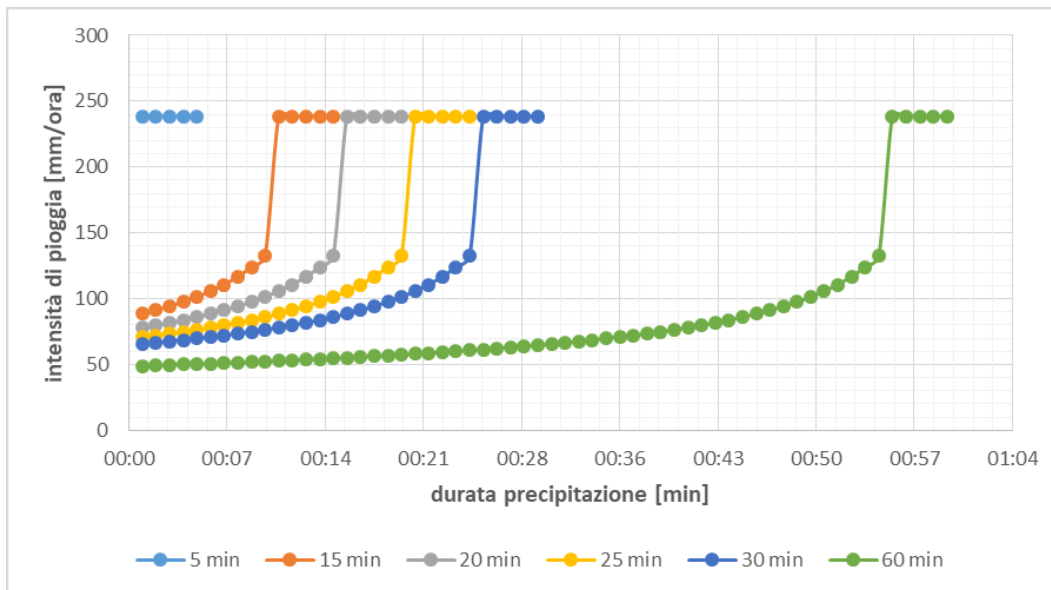


Figura 2. Ietogrammi triangolari per durata variabile e TR 50 anni (zona omogenea SW).

ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo tronco stradale di collegamento della rete viabilistica esistente in area sud dell'abitato di Thiene.

La nuova infrastruttura di collegamento avrà un andamento orientato secondo l'asse est-ovest e costituirà il prolungamento della strada SP111, con carreggiata a 4 corsie, con via dell'Autostrada, strada di accesso alla zona industriale ovest, a sua volta direttamente connessa al casello Autostradale "Thiene-Schio".

In particolare, sarà realizzato un tratto principale in trincea, che attraverserà sotto passando le infrastrutture viabilistiche minori preesistenti, fino al raccordo con la rotatoria di via dell'Autostrada preesistente.

L'asse principale sarà collegata alla rete secondaria mediante rampe alcune rampe di accesso, che permetteranno anche il collegamento con la viabilità di servizio di un'area commerciale esistente, posta a nord. Saranno conseguentemente mantenute e modificate le due rampe di collegamento tra la SP111 e via Gombe, strada extraurbana di notevole importanza che a sua volta costituisce un'arteria dell'asse Vicenza-Bassano –Trento.

Il presente intervento in progetto comprende anche una rete di viabilità ciclopedonale, e alcuni tratti di strada di servizio da utilizzare per le manutenzioni dei versanti e per mantenere il collegamento e l'accessibilità di tutti i fondi.

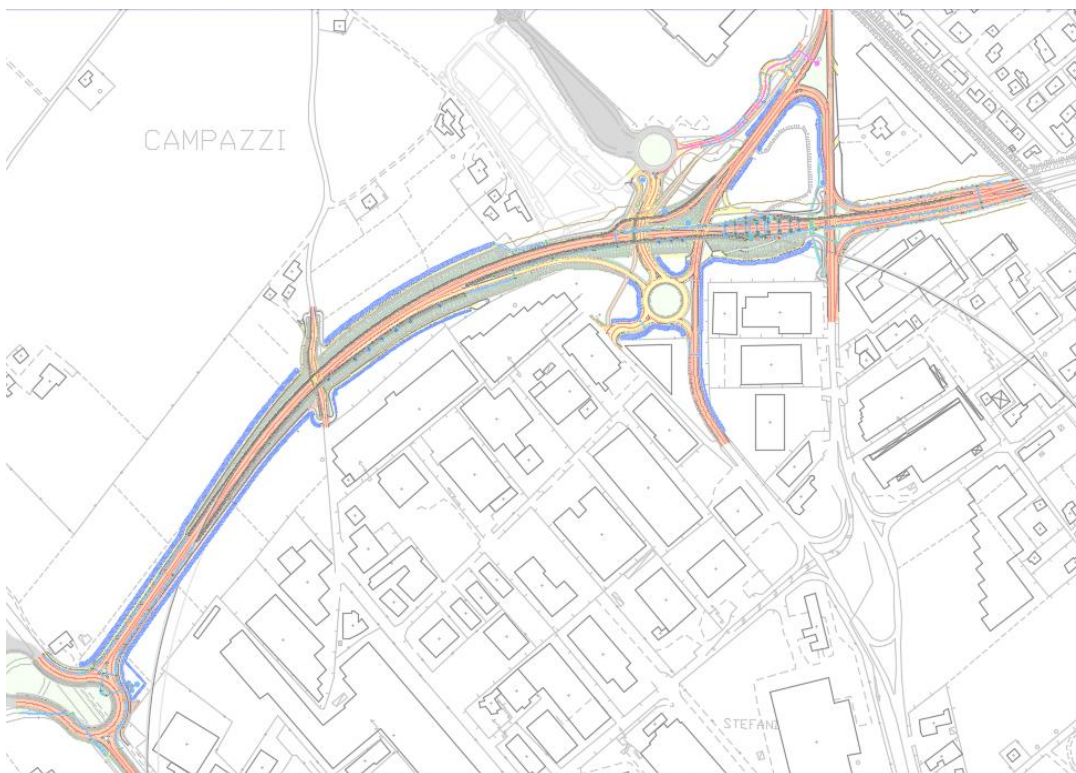


Figura 3 Planimetria generale dello stato di progetto.

Si tratta di un intervento in cui è prevista una modifica non trascurabile del grado di permeabilità del terreno.

Per il calcolo dei massimi volumi da rendere disponibili per l'invaso delle maggiori portate generate dall'incremento di impermeabilizzazione del suolo, si è fatto riferimento alle metodologie di calcolo riportate nel paragrafo successivo mediante il coefficiente di afflusso medio φ .

La Tabella 4 riporta la suddivisione per tipologia di copertura del suolo ed i corrispettivi coefficienti di deflusso medi.

Nelle suddivisione delle aree e nell'individuazione dei rispettivi coefficienti di deflusso si sono fatte le seguenti considerazioni:

- All'area occupata dalle superfici in conglomerato bituminoso, e comunque assimilabili a superfici impermeabili è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,9;
- All'area occupata da superfici semipermeabili e debolmente permeabili, quali viabilità drenante è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,6;
- Alle restanti aree a verde è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,2 ritenendo che queste siano totalmente permeabili e non essendo queste direttamente collegate alla rete di smaltimento acque meteoriche.

Tabella 4 tabella riassuntiva della configurazione di progetto dell'area, superfici in mq e corrispondenti coefficienti di afflusso.

STATO DI PROGETTO		
Tipologia uso del suolo	superficie mq	F
impermeabile	35026,50	0,90
semipermeabile	7604,08	0,60
verde	14678,82	0,20
Totale area	57309,40	0,68

VOLUMI DA RENDERE DISPONIBILI PER L'INVASO

Parametri adottati

In considerazione di quanto finora esposto ed a seguito confronto tecnico con il competente Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta, nell'ambito della presente Valutazione di Compatibilità Idraulica la definizione dei volumi d'invaso compensativi degli effetti di impermeabilizzazione indotti con le future opere di viabilità previste, ai sensi della DGR 2948/09, verrà effettuata utilizzando:

- evento di precipitazione di progetto definito per Tempo di Ritorno pari a **200 anni**;
- in considerazione dell'elevata capacità filtrante del terreno, definizione del volume di invaso minimo pari almeno al 25% del volume di invaso determinato per l'ambito imponendo una portata specifica uscente di **5 l/s,ha**.

A tali condizioni si aggiungono le prescrizioni contenute nello studio di Compatibilità Idraulica del Piano degli Interventi del comune di Thiene, il quale riferisce quanto segue:

"Se il singolo intervento viene realizzato su terreno permeabile, la falda è profonda e si intende smaltire parte degli afflussi per infiltrazione nel terreno, devono essere posizionati:

- un pozzo drenante di diametro interno pari a 1.5 m e profondità 3.5 m ogni 2000 mq o frazione di superficie coperta (si stima che l'adozione di questa misura corrisponda a smaltire in falda circa il 50% dell'aumento del deflusso per il bacino elementare di 2000 mq);
- 400 m di condotta DN 200 mm forata ogni 2000 mq di superficie coperta, stimando che l'adozione di questa misura corrisponda a smaltire in falda circa il 25% dell'aumento del deflusso per il bacino elementare.

Calcolo dei volumi da rendere disponibili per l'invaso

Fissati la portata specifica ed i tempi di ritorno, la determinazione del volume da invasare verrà effettuata utilizzando il metodo delle sole piogge.

Si possono calcolare, tramite l'equazione seguente, i massimi volumi di invaso relativi ad una determinata durata τ della precipitazione.

$$W_i = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot \left[\frac{a}{(t+b)^c} \cdot t \right] - Q_u \cdot t$$

dove:

W_i è il volume di invaso;

W_e è il volume in ingresso;

W_u è il volume in uscita;

S è la superficie scolante;

φ è il coefficiente di deflusso medio dell'area;

t è la durata della precipitazione.

La durata critica, ossia la durata per la quale si ha il massimo volume di invaso da rendere disponibile, si ottiene ponendo nulla la derivata prima, in funzione del tempo, dell'equazione sopra riportata.

Si ottiene dunque:

$$t = \sqrt[c]{\frac{Qu}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left[-\frac{c \cdot t}{t+b} + 1 \right]}} - b$$

che, a convergenza, porta a determinare:

$$t_{critico} = \sqrt[c]{\frac{Qu}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left[-\frac{c \cdot t_{critico}}{t_{critico} + b} + 1 \right]}} - b$$

e conseguentemente:

$$Wi = We - Wu = S \cdot \varphi \cdot \left[\frac{a}{(t_{critico} + b)^c} \cdot t_{critico} \right] - Qu \cdot t_{critico}$$

Tale metodo, trascurando il processo di trasformazione afflussi deflussi che avviene nel bacino scolante, comporta quindi, a favore di sicurezza, una sopravvalutazione delle portate di piena in ingresso alla rete e, conseguentemente, dei volumi in invaso.

L'applicazione delle equazioni sopra riportate al caso studio ha portato ad individuare:

TR 200 ANNI

portata consentita allo scarico

Q = 28.65 l/s

durata critica

t = 9.27 ore

volume di invaso

V = 3779.35 mc

Ciò comporta, sulla base delle indicazioni del Consorzio Alta Pianura Veneta, la definizione di un volume minimo di invaso, per il complesso degli interventi di progetto, pari al 25% del volume di invaso così definito, ovvero pari a **944.84 mc**.

DESCRIZIONE DELLA RETE DI COLLETTAMENTO E INVASO

Posti i vincoli e le prescrizioni derivanti dalla normativa e dagli strumenti di pianificazione vigenti già illustrati nei capitoli precedenti, si descrivono brevemente le opere idrauliche di progetto atte a consentire sia il collettamento delle acque meteoriche di ruscellamento che l'invaso dei contributi.

ASSE A: asse principale

La viabilità principale si estende per una lunghezza complessiva di circa 1500 mt; dal punto di vista idraulico, si può suddividere in n.3 porzioni, e nello specifico:

1. La porzione ad est della piazzola di sosta, che presenta strada in trincea con muri di sostegno ambo i lati e pendenza trasversale media del 2.5% verso il lato nord.

Il collettamento delle acque superficiali è garantito dalla presenza di cunetta stradale a sezione triangolare, larga alla base 1.50 m e di profondità massima pari a 0.17 m, posta a lato della banchina lungo il lato nord.

2. La porzione ad ovest della piazzola di sosta, ricompresa indicativamente tra le progressive +600 e +1250 mt, con sezione in trincea che presenta prevalentemente scarpate ambo i lati (salvo un breve tratto vicino all'area di sosta dove la scarpata a nord è sostituita da muro di sostegno).

Ai piedi delle scarpate sono opportunamente poste cunette stradali, larghezza 2.25 m e profondità massima 0.25 m, atte a raccogliere: le acque di ruscellamento della sede stradale (pendenza trasversale del 5%) lungo il lato sud; i contributi derivanti dalle scarpate a lato della banchina nord.

Al fine di intercettare il ruscellamento delle scarpate sud è stata inoltre predisposta, a monte della cunetta, la realizzazione di una trincea drenante della larghezza di 2 m, con tubo microforato DN 50 cm sul fondo posato all'interno di materiale arido.

3. L'ultima porzione ovest dell'asse principale, con sezione stradale a schiena d'asino, pendenza trasversale del 2.5% e collettamento delle acque meteoriche garantito da apposizione di caditoie classe D400 con passo 20 m lungo ambo i lati della strada.

4. Lungo quest'asse ed in particolare nel tratto finale in corrispondenza delle piazzole di sosta di progetto a lato strada, sarà infine realizzata una rete di pozzi disperdenti in cls prefabbricato con strato di ghiaia drenante perimetrale. La rete, che sfrutterà appieno le naturali attitudini del terreno in situ all'infiltrazione degli afflussi meteorici, sarà meglio descritta nei paragrafi successivi.

5. Nel punto opposto, ovvero all'estremità ovest del nuovo asse principale, lo scarico delle acque trattate e della seconda pioggia avviene all'interno di bacino di invaso dell'estensione di circa 640 mq con sfioro dei contributi verso n.4 pozzi perdenti che contribuiscono all'invaso, oltre che allo scarico dei deflussi nel sottosuolo.

ASSE B2: direzione sud

L'asse B2, coincidente con la viabilità esistente di via del Terziario, viene gestito principalmente mediante il risezionamento dei fossi già esistenti posti lato strada.

A nord della nuova viabilità principale lo scarico delle acque meteoriche è gestito mediante pozzi drenanti ed infiltrazione nel sottosuolo, mentre per il tratto a sud la continuità idraulica è garantita mediante la connessione con la rete di fognatura bianca comunale di Thiene esistente.

ASSE C: rampa sud-est e ASSE D: rampa nord-est

Gli interventi di progetto prevedono, per gli assi denominati C e D, il raccordo tra la viabilità esistente ed il nuovo asse principale in trincea, oltre che l'apposizione di sistema di raccolta delle acque meteoriche costituito da caditoie classe D400 con passo 20 m e dorsale di allontanamento di diametro massimo DN 40 cm.

È previsto il collettamento delle acque di prima pioggia, mediante tubazione DN 50 cm posta sotto il piano stradale dell'asse principale, verso l'area di trattamento concentrata in corrispondenza della piazzola di sosta.

ASSE E: rampa nord-ovest

Viabilità che si stacca dall'esistente via del Terziario per raccordarsi con l'asse principale della nuova strada in trincea. Le acque di ruscellamento vengono principalmente captate da cunetta stradale posta lungo il lato nord della viabilità e scaricate nel sottosuolo mediante connessione con n.1 pozzo perdente.

Presente scarico di troppo pieno che consente il collegamento dei deflussi con la dorsale di allontanamento dell'asse principale.

ASSE N: viabilità interna Carrefour

L'attuale linea di caditoie scarica su una dorsale posta in centro strada per poi terminare in un pozzo perdente esistente.

La configurazione di progetto prevede la sistemazione della rete esistente, mediante l'apposizione di caditoie classe D400 poste lato strada con passo 20 m e collegamenti alla dorsale di scarico esistente in asse strada.

ASSE R: rotatoria sud e ASSE T: collegamento via del Terziario

Per gli assi in oggetto, lo schema di raccolta e allontanamento delle acque meteoriche risulta costituito da fossati a cielo aperto con scarico di fondo connesso a n. 2 pozzi perdenti di caratteristiche analoghe ai precedenti.

A completamento di quanto sopra descritto, il progetto delle opere idrauliche a servizio del miglioramento dei collegamenti viari tra il casello di Thiene e la nuova SP Gasparona prevede anche la realizzazione di n.2 fossati a cielo aperto lungo l'asse principale "A" della nuova viabilità.

Il fosso posto a nord ha la funzione principale di garantire la continuità idraulica dei contributi provenienti dal fosso esistente di via Campazzi, intercettato dalla nuova viabilità di progetto; a valle, il fossato è collegato a pozzo drenante per lo scarico dei deflussi nel sottosuolo.

Il fossato ricavato lungo il lato sud della viabilità principale presenta invece, principalmente, funzione di vaso delle acque meteoriche, essendo opportunamente collegato sia alla trincea drenante posta

lungo la porzione 2 dell'asse A che al bacino destinato alla raccolta ed allo smaltimento dei contributi della porzione 3 del suddetto asse.

Altri pozzi perdenti risultano infine strategicamente disposti tra le opere di progetto al fine di garantire lo scarico di tutte le aree di progetto, intercettare il ruscellamento dalle scarpate e ridurre il ristagno idrico.

VERIFICA VOLUMI DI INVASO

Tra le opere idrauliche poste a servizio degli interventi di progetto brevemente descritte, il recupero del volume minimo di invaso previsto di 944.84 mc sarà garantito principalmente da:

- volume geometrico dei pozzi perdenti disposti lungo l'asse stradale (Tabella 5);
- volume messo a disposizione dalle dorsali di collettamento e dai tubi microforati posti lungo le trincee drenanti (Tabella 6);
- volume del bacino di invaso ricavato nei pressi della rotonda di via dell'Autostrada, ad ovest dell'asse stradale principale (Tabella 7);
- volume geometrico del fossato ricavato lungo il lato sud della viabilità principale, connesso alla trincea drenante mediante scarico di troppo pieno (Tabella 8).

Tabella 5 – Principali caratteristiche volumetriche dei pozzi perdenti posti a servizio dell'area oggetto di intervento.

pozzi perdenti		
livello falda profonda da p.c.	30.00	m
altezza pozzo perdente	3.50	m
altezza strato drenante pozzo z	3.50	m
dislivello fondo pozzo-livello falda L	26.50	m
diametro interno pozzo perdente	1.50	m
larghezza corona esterna in ghiaia	1.50	m
diametro esterno corona in ghiaia	4.5	m
area fittizia drenante pozzo Af	50.27	mq
numero di pozzi	41	
Volume dei pozzi	253.59	mc

Tabella 6– Volume di invaso disponibile nelle condotte (dorsali di allontanamento e trincee drenanti).

dorsali collettamento/drenaggio						
Verifica disponibilità di invaso		Ø 40	Ø 50	Ø 60	Ø 80	tot
lunghezza rete di pertinenza	ml	150	1390	200	219	410.2
D rete	m	0.4	0.5	0.6	0.6	
area	mq	0.13	0.20	0.28	0.28	
volume in condotta	mc	18.8	272.9	56.5	61.9	

Tabella 7 – Volume d’invaso disponibile all’interno del bacino posto a lato della rotonda di via dell’Autostrada.

bacino rotatoria H		
Verifica disponibilità di invaso		
depth	m	0.3
area	m ²	640.00
volume geometrico	m ³	192.0

Tabella 8 – Caratteristiche geometriche fossato posto lungo il lato sud dell’asse principale “A”.

fossati drenaggio			
Verifica disponibilità di invaso		asse A SE	tot
lunghezza rete di pertinenza	ml	585	1462.5
h rete	m	1	
area	m ²	2.50	
volume geometrico	m ³	1462.5	

Nel complesso, il sistema così costituito consente l’invaso di circa **2318 mc** >> 945 e pari al 60% del volume definito per l’area per un evento con tempo di ritorno di 200 anni e coefficiente idrometrico imposto allo scarico di 5 l/s,ha.

DESCRIZIONE DELLA RETE DI INFILTRAZIONE

A valle del trattamento delle acque di prima pioggia ruscellanti dalla sede stradale, in considerazione delle alte capacità filtranti del terreno si è optato, come già accennato nei capitoli precedenti, per un sistema di scarico a dispersione nel sottosuolo, costituito principalmente da pozzi perdenti opportunamente disposti lungo l'asse stradale.

Tutti i pozzi disperdenti del presente progetto definitivo presentano le stesse caratteristiche dimensionali e tipologiche, del tipo di quelle riportate negli specifici elaborati grafici.

Ciascun pozzo è costituito sostanzialmente da un condotto in calcestruzzo armato prefabbricato e forato del diametro interno pari a 1.50 m che penetra in verticale sotto la superficie del suolo, a profondità dell'ordine dei 3.5/4m, in modo da interessare strati particolarmente assorbenti.

Ciascun pozzo dopo la posa a scavo aperto viene avvolto da uno strato di tessuto a trama e ordito in polipropilene a grammatura pari o superiore a 40 gr/mq in modo da impedire il potenziale intasamento dei fori drenanti, che potrebbe diminuire nel tempo le capacità di infiltrazione del pozzo stesso.



Figura 4. Realizzazione di pozzi di infiltrazione.

Una volta avvolti i manufatti in cemento, si procede all'interrimento mediante ghiaia lavata di dimensioni 30-80 mm per uno strato perimetrale prefissato, in modo da ampliare la superficie

completamente drenante a contatto con il terreno in situ in cui deve avvenire la dispersione. Naturalmente la ghiaia dovrà essere posata per strati e continuamente rullata e compattata, in modo da presentare un sistema finale completamente compattato e nel quale i cedimenti successivi siano trascurabili.

Le condotte disperdenti previste a monte funzioneranno nello stesso modo, riempiendosi per i contributi meteorici in arrivo dalle trincee laterali e dalle cunette stradali. Esse raccoglieranno acqua sostanzialmente pulita che sarà filtrata attraverso lo strato di geotessuto perimetrale che tratterrà le particelle sabbiose convogliate. In questo modo le portate che scaricheranno nei pozzi avranno un trascurabile contenuto di sedimenti e garantiranno il buono stato di esercizio dei pozzi.

Esaminando lo schema di generale di infiltrazione costituito dalla rete di pozzi immersi in un terreno fortemente permeabile con falde molto fonde, si osserva che per la gran parte degli eventi gli afflussi entreranno in pozzo dalle condotte di monte e da qui saranno infiltrate verso l'esterno (passando per il secondo strato geotessile), mentre le portate richiamate dall'esterno lungo la superficie laterale dei pozzi saranno molto ridotte. Questo fenomeno induce a ritenere che lo strato ghiaioso perimetrale non sarà in generale affetto da rischi di intasamento.

In ogni caso, anche per questo motivo, è stata utilizzata per i dimensionamenti una permeabilità caratteristica particolarmente cautelativa.

Quanto al posizionamento dei pozzi in asse principale, compatibilmente con le quote di progetto del nuovo asse stradale, il trattamento e successivo scarico delle acque di prima pioggia proveniente dalle porzioni 1 e 2 è stato concentrato all'interno della già richiamata piazzola di sosta. La configurazione di progetto prevede la disposizione di n.16 pozzi drenanti disposti su 2 file e connessi tra loro da tubi microfessurati DN 50 cm.

I contributi di seconda pioggia e le acque di ruscellamento delle scarpate vengono captati invece da trincee drenanti e direttamente scaricati nel suolo attraverso ulteriori 10 pozzi drenanti concentrati lungo il lato sud della porzione n.2.

La configurazione di progetto rispetta inoltre le prescrizioni contenute in merito nello studio di compatibilità idraulica del Piano degli Interventi di Thiene, ovvero:

- n.1 pozzo drenante di diametro interno pari a 1.5 m e profondità 3.5 m ogni 2000 mq di superficie impermeabilizzata;
- il pozzo deve essere rinterrato nel contorno con almeno 50 cm di materiale arido di nuova fornitura avente pezzatura dai 50 ai 150 mm;
- la batteria, o il singolo pozzo, deve essere preceduta dove possibile da un pozzetto di decantazione;
- per il pozzo perdente, o per la batteria, deve essere predisposto dove possibile un troppo pieno di sicurezza che consenta il recapito dei deflussi alla rete di smaltimento superficiale.

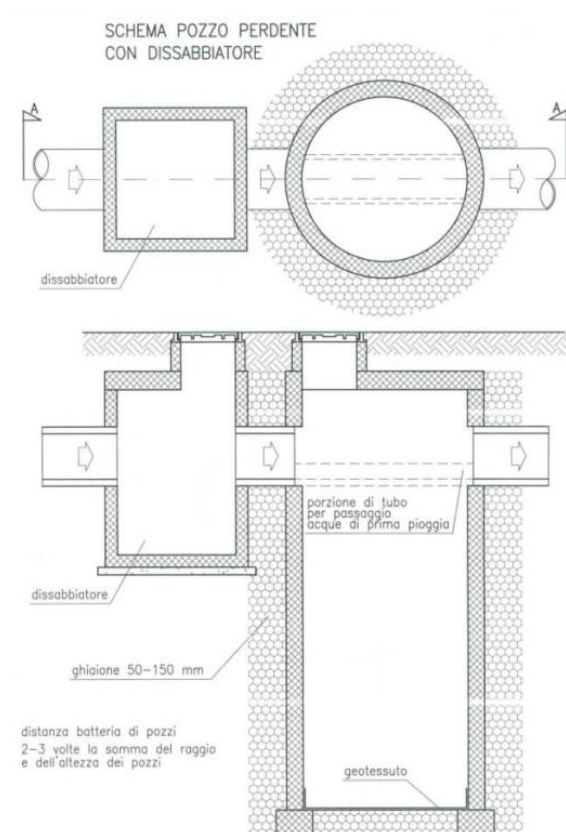


Figura 5 – Studio di compatibilità idraulica del P.I. di Thiene: schematizzazione indicativa di pozzo perdente con dissabbiatore.

Tabella 9. Tabella relativa alle caratteristiche geometriche e idrauliche dei pozzi di infiltrazione

pozzi perdenti		
Capacità di infiltrazione scelta	1000.00	mm/ora
Capacità di infiltrazione K	0.000278	m/s
livello falda profonda da p.c.	30.00	m
altezza pozzo perdente	3.50	m
altezza strato drenante pozzo z	3.50	m
dislivello fondo pozzo-livello falda L	26.50	m
diametro interno pozzo perdente	1.50	m
larghezza corona esterna in ghiaia	1.50	m
diametro esterno corona in ghiaia	4.5	m
area fittizia drenante pozzo Af	50.27	mq
Q di infiltrazione singolo pozzo	14.83	l/s
numero di pozzi	41	
Q infiltrazione totale	607.93	l/s
Portata scaricata dai pozzi	0.60793	mc/s
Portata specifica scaricata	106.08	l/s*ha
Durata critica	0.20	ore
Volume di invaso	1745.87	mc
Volume di invaso da confronto	1745.87	mc
Volume dei pozzi	253.59	mc
Tempo di svuotamento	0.80	ore

Come anticipato ai paragrafi precedenti, al servizio della porzione 3 (costituita dal tratto più a ovest del ramo principale, che è diretto verso la rotatoria ovest limite dell'intervento) è posto invece un di bacino di invaso dell'estensione di circa 640 mq con sfioro dei contributi verso n.4 pozzi perdenti che contribuiscono all'invaso, oltre che allo scarico dei deflussi nel sottosuolo.

TRATTAMENTO ACQUE PRIMA PIOGGIA

Il volume di acqua di prima pioggia (art. 39 NTA del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto) è inteso come la lama d'acqua di 5 mm uniformemente distribuita su tutta la superficie pavimentata. L'inquinamento prodotto dal dilavamento di acque meteoriche è dovuto essenzialmente alla presenza di sabbia, terriccio ed oli minerali leggeri.

Oltre a quanto previsto dal PTA, ove non in contrasto, per quanto attiene alle aree di sosta e movimentazione dei veicoli vale quanto riportato al capitolo 9 dello Studio di compatibilità idraulica del Piano degli Interventi del comune di Thiene:

“Se l’area di sosta e movimentazione dei veicoli è superiore a 1000 mq, le acque di prima pioggia devono transitare per un manufatto dissabbiatore e disoleatore opportunamente dimensionato”

“Se si intendono adottare dei manufatti di disoleazione in continuo, sarà necessario calcolare il deflusso scaturito dall’area impermeabilizzata, tenere in considerazione la portata massima consentita o la potenzialità del manufatto di disoleazione e calcolare l’eventuale volume di compensazione da disporre a monte.”

Sulla base di quanto sopra esposto ed in considerazione delle caratteristiche proprie dell'intervento oggetto di analisi, la configurazione di progetto della rete di invaso e collettamento è stata sviluppata antepoendo agli elementi costituenti il sistema di invaso il trattamento in continuo delle acque di prima pioggia.

Nello specifico, i contributi provenienti dai diversi punti dell'ambito di intervento vengono immessi in un pozzetto scolmatore dove, tramite un gioco di livelli di scorrimento, vengono separate le acque di prima pioggia dalle successive che, essendo diluite in termini di carico inquinante, possono essere inviate direttamente al corpo ricettore (rete di pozzi di infiltrazione già introdotti).

In considerazione delle quote del piano stradale di progetto e delle porzioni in cui gli interventi di progetto sono stati suddivisi, come già illustrato nel precedente capitolo, sono state individuate principalmente n.2 zone deputate al trattamento:

1. Piazzola di sosta lungo l'asse principale "A", costituita da n. 2+1 impianti di trattamento in continuo da 200 l/s ciascuno;
2. Rotatoria H (ovest) lungo via dell'Autostrada, in corrispondenza della quale è prevista l'installazione di n.1 impianto di trattamento in continuo da 100 l/s, destinato principalmente al trattamento della porzione n.3 dell'asse principale "A".

PREDIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI SCARICO

Nel presente paragrafo si fornirà un predimensionamento delle principali condotte di scarico previste in PVC e CLS. Si tratta di un predimensionamento poiché considera alcune ipotesi particolarmente semplificative, le quali potranno poi essere superate solo dall'utilizzo del modello, come si vedrà meglio nei paragrafi successivi.

Per procedere alla progettazione delle condotte, dei materiali e dei diametri di primo tentativo, sono stati fatti i seguenti passaggi preliminari:

- 1- Tracciamento planimetrico delle condotte, dei pozzetti e delle linee di caditoia in modo da meglio assecondare l'andamento delle portate di origine meteorica secondo la pendenza trasversale e quella longitudinale della nuova infrastruttura stradale di progetto;
- 2- Assegnazione di quote di scorrimento delle tubazioni di progetto, da verificare successivamente, in funzione delle pendenze longitudinali, imponendo pendenze delle condotte simili a quelle stradali e controllando in questo modo gli approfondimenti rispetto al piano strada, e considerando interferenze localizzate con futuri o preesistenti manufatti quali fondazioni muri interrati e altri potenziali ostacoli piano altimetrici;
- 3- Assegnazione di diametri di massima crescenti verso valle sulla base dell'esperienza per questo tipo di infrastrutture; i diametri andranno verificati prima dal calcolo del predimensionamento possibile con formule semplificate a moto uniforme, quindi dal calcolo del modello a moto vario.

Ipotesi semplificative

Prima di procedere al dimensionamento e alle verifiche idrauliche delle condotte di scarico in progetto, si riportano le numerose ipotesi semplificative introdotte nel calcolo preliminare, che saranno successivamente superate dal modello a moto vario descritto nei capitoli successivi.

- 1- Il modello tratterà il sistema considerando il moto vario, mentre le formule per il calcolo delle portate scaricabili dalle condotte prevedono l'imposizione, peraltro cautelativa delle leggi del moto uniforme;
- 2- Come spiegato in precedenza, il sistema di progetto avrà un comportamento fortemente condizionato in primo luogo dalle portate infiltranti all'interno delle trincee drenanti, anche per effetto di sfiori di troppo pieno in arrivo dalle cunette stradali tracimanti verso l'esterno strada; questi afflussi di sfioro infiltrati a lato strada, in gran parte intercettati dalle condotte drenanti saranno quindi avviati alla rete disperdente dei pozzi. Nel calcolo semplificato si considererà invece la capacità generale delle condotte di scaricare a valle portate di origine meteorica in arrivo dalla sola piattaforma stradale per eventi caratterizzati da un tempo di ritorno prefissato e pari a 200 anni, nell'ipotesi cautelativa di poter raccogliere il 100% dell'acqua di piattaforma senza sfioro;
- 3- Nel calcolo semplificato si esaminano solo le portate generate da eventi caratterizzati da una forte intensità di pioggia applicata ad una durata limitata (Scrosci).

Metodo cinematico

Il metodo cinematico permette di calcolare la massima portata di acque meteoriche in funzione del sottobacino sotteso e di stabilire pertanto le caratteristiche geometriche della rete in progetto.

Propedeutica all'applicazione del metodo stesso è la suddivisione dell'area di intervento in sottobacini, ciascuno dei quali afferirà ad un tratto della rete oggetto di progettazione.

Tale definizione è legata in particolar modo al piano quotato di progetto dell'ambito, che permette la definizione delle principali direzioni di drenaggio e l'individuazione di eventuali barriere al deflusso.

Vengono calcolate le seguenti grandezze:

φ = coefficiente di afflusso ponderato;

S_{tot} [ha] = area scolante totale;

L [m] = lunghezza del tratto;

D [m] = diametro della condotta, imposto per tentativi;

i = pendenza del tratto considerato, imposta per tentativi o vincolato dalle quote di scorrimento delle condotte esistenti;

K_s = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (per tubazioni in materiali plastici si pone pari a $100 \text{ m}^{\frac{1}{3}}$, mentre per tubazioni in cemento armato turbo centrifugato pari a $80 \text{ m}^{\frac{1}{3}}$);

R = raggio idraulico, per una tubazione circolare completamente riempita si ha $R = \frac{D}{4}$;

V_p = velocità a sezione piena, si calcola con la formula di Gauckler-Strickler: $V_p = K_s R^{2/3} i^{1/2}$ [m/s]

Q_p = portata a sezione piena, è: $Q_p = V_p \pi \left(\frac{D}{2}\right)^2$ [l/s];

j = intensità dell'evento pluviometrico di durata pari al T_c : $j = a T_c^{n-1}$ [mm/ora];

Q_b = massima portata bianca, derivante dai soli eventi meteorici: $Q_b = \varphi i S_{tot}$ [l/s].

Il confronto viene fatto tra la portata derivante dagli eventi meteorici e dalla portata convogliabile dalla condotta, le cui variabili dipendenti sono il diametro e la pendenza.

Verifiche

Prima verifica: rapporto Q_b/Q_p

La prima verifica da effettuare è accertarsi che il rapporto tra la portata massima bianca ($Q_b = Q_{max}$) e la portata a sezione piena (Q_p) di ogni tratto sia inferiore a 1. Se ciò è verificato si può procedere con le altre verifiche.

$$\frac{Q_b}{Q_p} < 1$$

Seconda verifica: percentuale di riempimento ottimale

Affinché sia garantito un funzionamento ottimale della condotta è stato dimostrato che il valore del rapporto tra tirante idrico (h) e diametro della condotta (D) deve mantenersi attorno a 0,7-0,8. Ciò assicura la presenza di un franco libero per l'aerazione della condotta che, nel caso dell'instaurarsi di un moto ondoso, evita eventuali occlusioni momentanee della condotta stessa. Pertanto:

$$\frac{h}{D} \cong 0.7 - 0.8$$

Terza verifica: velocità massima

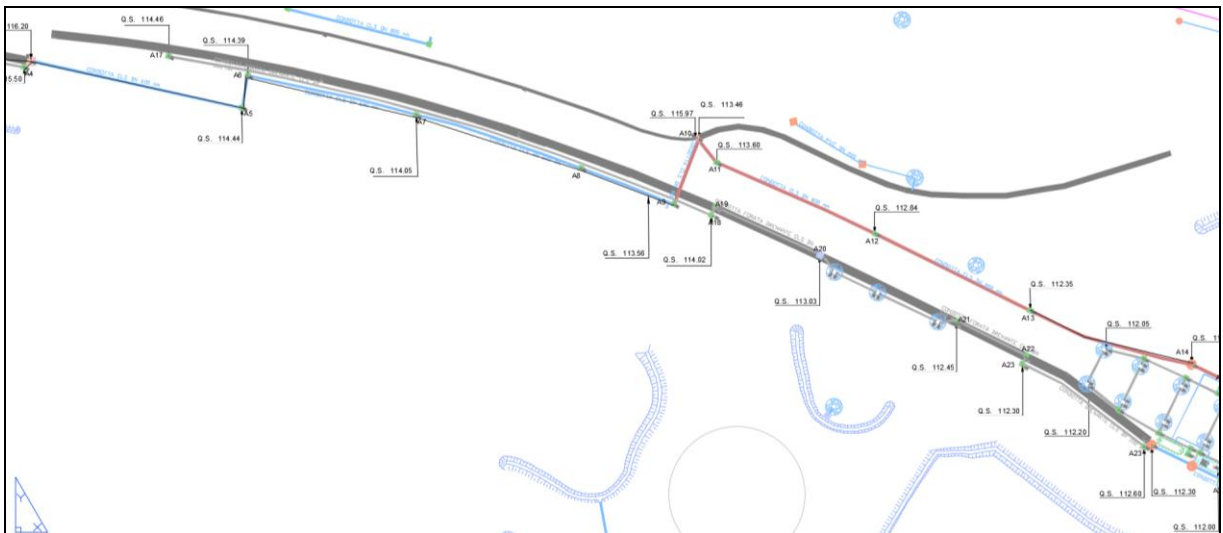
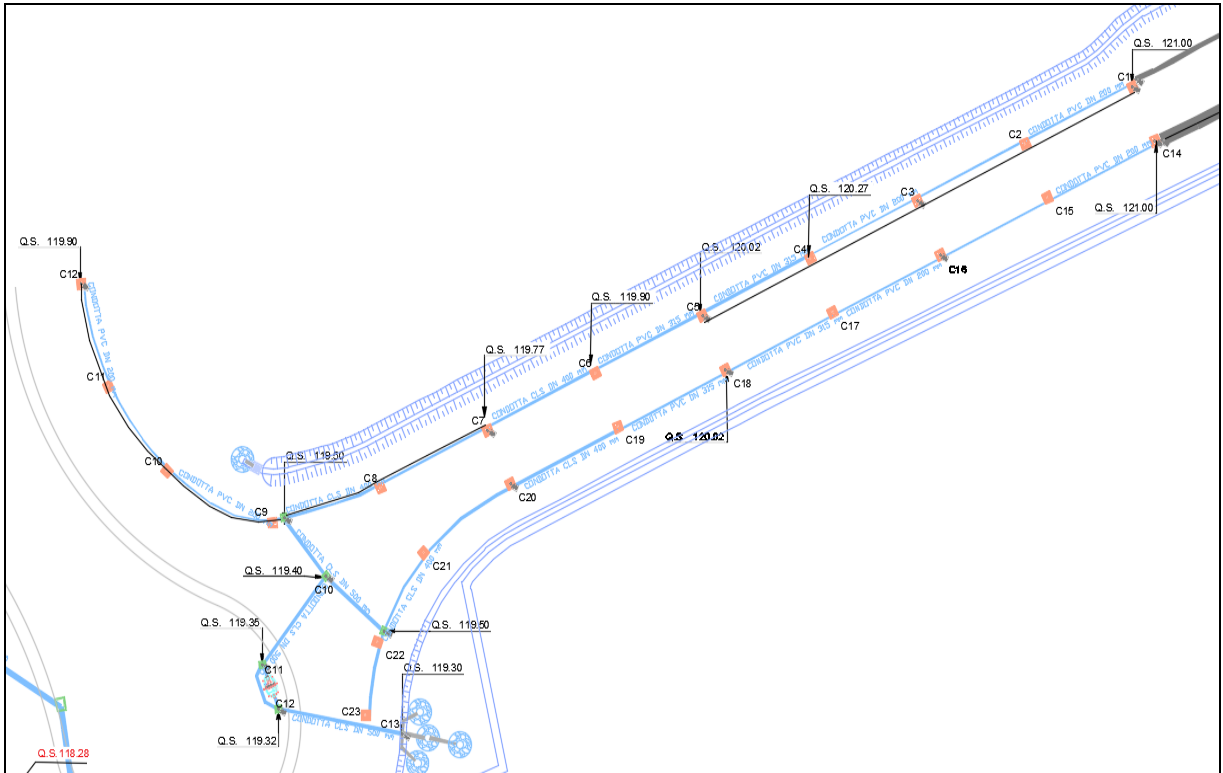
La velocità massima raggiunta dal fluido all'interno della condotta non può superare i 4 m/s. Si considera il valore assunto dal rapporto Q_{max}/Q_p nei vari tratti e si interpola, nella scala di deflusso numerica, il corrispondente valore di V_{max}/V_p che, moltiplicato per la velocità a sezione piena v_p , fornisce la velocità massima raggiungibile del flusso all'interno della condotta. Se questa velocità risulta inferiore a 4 m/s la verifica è soddisfatta altrimenti dovranno essere modificati i valori del diametro e/o della pendenza del tratto.

$$V_{max} < 4 \text{ m/s}$$

Presentazione dei risultati

Una volta tracciata sommariamente la rete piano altimetrica delle condotte di scarico, si è provveduto a numerare e vari pozzetti di ispezione e raccolta contrassegnandoli con numerazione progressiva, e dividendoli inoltre in tra macroaree contrassegnate da una lettera:

- RETE ACQUE METEORICHE ASSE PRINCIPALE RAMO CENTRALE DIRETTA A IMPIANTO DI TRATTAMENTO PIAZZOLA DI SOSTA LATO OVEST: LETTERA "A";
- RETE ACQUE METEORICHE ASSE PRINCIPALE RAMO EST DIRETTA A IMPIANTO DI TRATTAMENTO PIAZZOLA DI SOSTA LATO EST: LETTERA "B";
- RETE ACQUE METEORICHE ASSE PRINCIPALE RAMO OVEST DIRETTA A IMPIANTO DI TRATTAMENTO ROTATORIA OVEST: LETTERA "C".



I presente documento non potra' essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto di Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova SpA. Ogni utilizzo non autorizzato sara' perseguito a norma di legge.
This document may not be copied, reproduced or published, either in part or in its entirety, without the written permission of Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova SpA. Unauthorized use will be prosecuted by law.

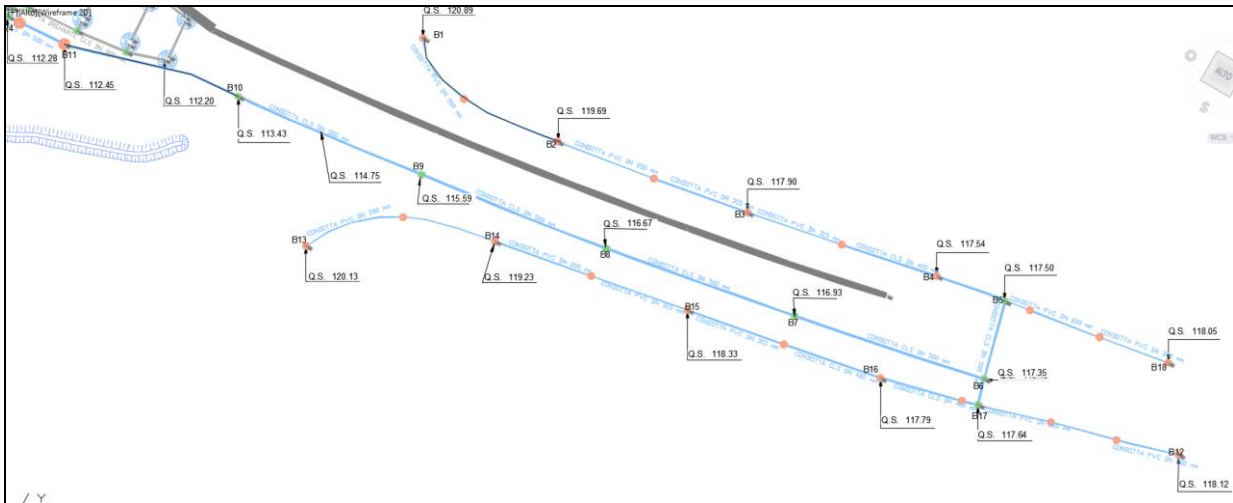


Figura 6. numerazione delle condotte e dei pozzetti di scarico di progetto.

Naturalmente ogni pozzetto risulta caratterizzato da una quota di scorrimento della condotta in arrivo a monte e in partenza a valle. Conseguentemente ad ogni condotta è associata una quota di scorrimento a monte e a valle e dunque una pendenza media al fondo di progetto. Trattandosi del solo contributo in arrivo dalla piattaforma stradale di progetto, il coefficiente di deflusso è sempre pari a 0.90 (altri contributi esterni, ad esempio quello delle sponde vanno ad interessare la rete di infiltrazione di seconda pioggia e non le condotte di scarico).

In considerazione delle caratteristiche proprie della configurazione di progetto, la rete di collettamento delle acque meteoriche relative all'asse principale risulta così suddivisa:

Tabella 10. Predimensionamento delle condotte di scarico a servizio dell'asse principale (metodo cinematico).

Tratto in esame	φ impermeabile	S_{tot} ha	L m	D interno m	i m/m	k_s $m^{1/3}s^{-1}$	V_p m/s	Q_p l/s	T_r min	T_c min	$i_{c,Gumbel}$ mm/h	Q_b l/s	Q_{max}/Q_p	h/d	V_{max}/V_p	V_{max} m/s
RETE ACQUE METEORICHE ASSE PRINCIPALE RAMO CENTRALE DIRETTA A IMPIANTO DI TRATTAMENTO PIAZZOLA DI SOSTA LATO OVEST																
A4-A5	0.90	0.62	41.0	0.6	0.026	80	3.63	1027	2.53	8.53	192.26	298	0.290	0.36	0.86	3.106
A5-A9	0.90	0.62	137.0	0.6	0.006	80	1.81	512	3.79	9.79	181.33	281	0.549	0.52	1.02	1.840
A9-A10	0.90	0.62	21.0	0.6	0.005	80	1.56	441	4.01	10.01	179.59	278	0.632	0.57	1.05	1.642
A10-A11	0.90	0.62	10.5	0.8	0.006	80	2.07	1040	4.10	10.10	178.95	277	0.267	0.35	0.84	1.743
A11-A12	0.90	0.62	51.0	0.8	0.011	80	2.87	1441	4.40	10.40	176.77	274	0.190	0.29	0.76	2.184
A12-A13	0.90	0.62	50.5	0.8	0.010	80	2.70	1355	4.71	10.71	174.56	271	0.200	0.30	0.78	2.092
A13-A14	0.90	0.62	50.0	0.8	0.004	80	1.81	912	5.17	11.17	171.48	266	0.291	0.36	0.86	1.552
A14-A16	0.90	0.62	22.0	0.8	0.001	80	0.82	415	5.61	11.61	168.66	261	0.630	0.57	1.05	0.869
RETE ACQUE METEORICHE ASSE PRINCIPALE RAMO EST DIRETTA A IMPIANTO DI TRATTAMENTO PIAZZOLA DI SOSTA LATO EST																
B1-B2	0.90	0.06	45.5	0.2	0.026	100	2.20	69	0.34	6.34	217.99	33	0.472	0.48	0.98	2.166
B2-B3	0.90	0.09	50.5	0.315	0.035	100	3.46	270	0.59	6.59	214.54	48	0.179	0.28	0.75	2.584
B3-B4	0.90	0.12	50.0	0.4	0.007	80	1.46	184	1.16	7.16	207.12	62	0.338	0.40	0.90	1.319
B4-B5	0.90	0.16	19.0	0.4	0.002	80	0.79	99	1.56	7.56	202.39	81	0.815	0.68	1.11	0.880
B5-B6	0.90	0.22	20.5	0.5	0.007	80	1.71	336	1.76	7.76	200.16	110	0.328	0.39	0.89	1.524
B18-B5	0.90	0.06	50.0	0.2	0.011	90	1.28	40	0.65	6.65	213.67	32	0.796	0.67	1.11	1.420
B6-B7	0.90	0.52	50.0	0.5	0.008	80	1.83	360	2.21	8.21	195.38	254	0.706	0.61	1.08	1.977
B7-B8	0.90	0.52	50.0	0.5	0.005	80	1.44	283	2.79	8.79	189.82	247	0.871	0.72	1.13	1.624
B8-B9	0.90	0.52	50.0	0.5	0.022	80	2.94	577	3.07	9.07	187.28	243	0.422	0.45	0.95	2.805
B9-B10	0.90	0.55	50.0	0.5	0.043	80	4.16	816	3.27	9.27	185.55	255	0.313	0.38	0.88	3.655
B10-B11	0.90	0.58	45.5	0.5	0.022	80	2.94	576	3.53	9.53	183.40	266	0.461	0.47	0.97	2.857
b11-a24	0.90	0.58	12.5	0.5	0.014	80	2.33	458	3.62	9.62	182.68	265	0.578	0.54	1.03	2.407
B13-B14	0.90	0.11	45.5	0.2	0.020	100	1.91	60	0.40	6.40	217.22	60	0.996	0.81	1.14	2.176
B14-B15	0.90	0.11	51.0	0.315	0.018	100	2.44	190	0.75	6.75	212.39	58	0.307	0.38	0.88	2.146
B15-B16	0.90	0.19	51.0	0.4	0.011	80	1.77	223	1.22	7.22	206.29	98	0.440	0.46	0.96	1.710
B16-B17	0.90	0.25	25.0	0.4	0.006	80	1.34	168	1.54	7.54	202.62	127	0.755	0.64	1.09	1.461
B17-B6	0.90	0.30	7.0	0.4	0.041	80	3.51	441	1.57	7.57	202.24	152	0.344	0.40	0.90	3.165
B12-B17	0.90	0.06	52.0	0.2	0.009	100	1.30	41	0.66	6.66	213.48	32	0.782	0.66	1.10	1.439

RETE ACQUE METEORICHE ASSE PRINCIPALE RAMO OVEST DIRETTA A IMPIANTO DI TRATTAMENTO ROTATORIA OVEST																
C1-C4	0.90	0.05	75.0	0.2	0.010	100	1.34	42	0.93	6.93	209.93	26	0.624	0.57	1.05	1.410
C4-C6	0.90	0.08	50.0	0.315	0.007	100	1.58	123	1.46	7.46	203.50	41	0.330	0.39	0.89	1.408
C6-C7	0.90	0.11	25.0	0.4	0.005	80	1.24	156	1.80	7.80	199.74	55	0.352	0.40	0.90	1.121
C7-C9	0.90	0.13	45.0	0.4	0.006	80	1.34	168	2.36	8.36	193.92	63	0.376	0.42	0.92	1.233
C12-C9	0.90	0.03	67.0	0.2	0.006	100	1.05	33	1.06	7.06	208.26	16	0.474	0.48	0.98	1.030
C9-C10	0.90	0.16	14.0	0.5	0.007	80	1.69	332	2.50	8.50	192.58	77	0.232	0.32	0.80	1.359
C10-C11	0.90	0.29	20.0	0.5	0.003	80	1.00	196	2.83	8.83	189.46	137	0.700	0.61	1.08	1.078
C11-C12	0.90	0.29	15.0	0.5	0.002	80	0.89	176	3.11	9.11	186.97	136	0.772	0.65	1.10	0.983
C12-C13	0.90	0.29	25.0	0.5	0.001	80	0.69	136	3.71	9.71	181.97	132	0.970	0.79	1.14	0.789
C14-C17	0.90	0.05	75.0	0.2	0.010	100	1.34	42	0.93	6.93	209.93	26	0.624	0.57	1.05	1.410
C17-C19	0.90	0.08	50.0	0.315	0.007	100	1.58	123	1.46	7.46	203.50	41	0.330	0.39	0.89	1.408
C19-C20	0.90	0.11	25.0	0.4	0.005	80	1.24	156	1.80	7.80	199.74	55	0.352	0.40	0.90	1.121
C20-C22	0.90	0.13	45.0	0.4	0.006	80	1.34	168	2.36	8.36	193.92	63	0.376	0.42	0.92	1.233

Naturalmente i valori al contorno relativi alle superfici tributarie, alla lunghezza e pendenza dei tratti sono stati posti come condizione iniziale e per essi è stato identificato un diametro di progetto ed un materiale tali per cui le velocità in condotta e soprattutto il grado di riempimento h/d potessero attestarsi su valori accettabili. In particolare le condotte sono state scelte in modo da non portare mai oltre l'80% il grado di riempimento, almeno per l'evento considerato in questo punto della progettazione.

Si ricorda nuovamente che il predimensionamento presentato non tiene conto di effetti relativi al possibile sfioro delle acque di seconda pioggia verso la rete di infiltrazione né della capacità di smaltimento delle cunette stradali.

Pertanto le condotte ipotizzate finora andranno studiate in maniera più dettagliata all'interno di un modello a moto vario, che consideri, oltre alla possibilità di infiltrare le eventuali portate pulite per sfioro, anche gli eventuali contributi del sistema in arrivo dai versanti inclinati, che pure non contribuiranno alla formazione di portate all'interno delle condotte appena studiate, ma andranno ad alimentare direttamente ed unicamente la rete di infiltrazione.

Infine si osserva che anche l'attraversamento stradale della viabilità principale, schematizzato dal tronco A9-A10 è stato dimensionato e verificato come il resto dei tratti di condotta, e in generale avrà un grado di riempimento molto al di sotto del 100%, livello che vedrebbe la possibilità di rigurgiti e problematiche di sicurezza stradale.

MODELLIZZAZIONE MATEMATICA RETE DI COLLETTAMENTO

Per il dimensionamento e la simulazione idraulica della rete di drenaggio brevemente descritta nel capitolo precedente, si è utilizzato il programma *Storm Water Management Model* (SWMM).

Il software, risolvendo le equazioni di De Saint Venant a moto vario, consente di verificare il comportamento dei canali e delle condotte a seguito di un evento pluviometrico di progetto. Sebbene il programma sia nato per il calcolo della rete urbana tombinata è possibile applicarlo anche a tratti di canali, sia con forma regolare che con forma varia e tiene conto di particolari manufatti di regolazione delle portate, bocche tarate ed invasi di laminazione.

A tal scopo, la rete di collettamento è stata schematizzata come una sequenza di nodi e tronchi. I bacini imbriferi afferenti ai diversi tronchi e nodi della rete sono stati anch'essi schematizzati, caratterizzandoli in base alla forma, alle dimensioni, alla tipologia e all'uso del suolo.

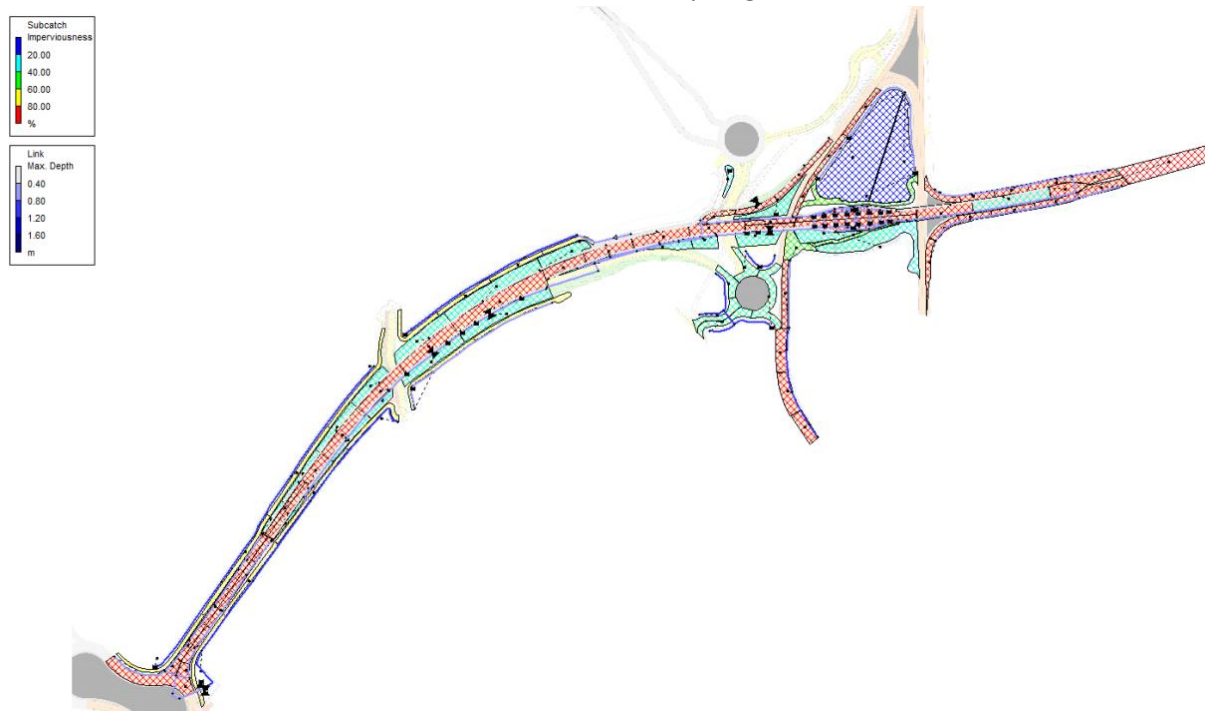


Figura 7 – Geometria del modello matematico implementato.

Il modello di simulazione implementato è rappresentato in Figura 7 ed è costituito dai seguenti elementi:

- **sottobacini** (“*subcatchments*”): essi sono stati definiti tenendo in considerazione la configurazione esistente e di progetto dell’area;
- **nodi** (“*junction nodes*”), contenenti principalmente informazioni di carattere altimetrico;
- **rete di collettamento** (“*link*”): costituita da elementi a sezione chiusa secondo lo schema previsto da progetto;
- **bacini di invaso** (“*storage units*”).

Equazioni alla base della modellazione

Le equazioni alla base del codice usato da SWMM sono le equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine di De Saint Venant, composte da:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (0.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gAS \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (0.2)$$

Dove:

- A è l'area bagnata del flusso;
- Q è la portata;
- x è la distanza lungo l'asse del condotto;
- t è il tempo;
- g è la costante gravitazionale;
- H è il carico idraulico totale dato da z + h;
- z è il livello dello scorrimento;
- h è il livello idrico;
- Sf è la cadente piezometrica.

La (0.1) è l'equazione di continuità del moto vario in assenza di flussi e deflussi laterali, la (0.2) è l'equazione del momento della quantità di moto.

Considerando che:

$$\frac{Q^2}{A} = V^2 A \quad (0.3)$$

$$\frac{\partial (V^2 A)}{\partial x} = 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (0.4)$$

dove con V si intende la velocità media lungo il condotto.

Sostituendo nell'equazione del momento della quantità di moto (0.2):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (0.5)$$

Sapendo che $Q=AV$ l'equazione di continuità (0.1) può essere riformulata come:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad (0.6)$$

nella quale, moltiplicando per V :

$$AV \frac{\partial V}{\partial x} = -V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (0.7)$$

Sostituendo quest'ultima equazione (0.7), nell'equazione (0.5) si ottiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (0.8)$$

che è l'equazione del moto risolta lungo i rami da SWMM.

La formula adottata per descrivere la perdita di carico è definita dall'equazione di Manning:

$$S_f = \frac{k}{gAR_H^{4/3}} Q|V| \quad (0.9)$$

dove:

- k è un parametro dato da gn^2 ;
- n è il coefficiente di scabrezza di Manning;
- g è la costante gravitazionale;
- Q è la portata;
- V è la velocità media;
- RH è il raggio idraulico.

Il termine V compare in valore assoluto per rendere direzionale la grandezza S_f , assicurando, inoltre, che le forze di attrito siano sempre opposte al moto.

Sostituendo la (0.9) nella (0.8) ed esprimendo il tutto alle differenze finite:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R^{4/3}} |V_t| Q_{t+\Delta t} + 2V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + V^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - gA \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \quad (0.10)$$

dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- L è la lunghezza del condotto.

Risolviendo la precedente equazione (0.10) si ottiene:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{R^{4/3}} |V_t|} \left[Q_t + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - g\bar{A} \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \right] \quad (0.11)$$

Dove \bar{V} , \bar{R} ed \bar{A} sono le medie pesate, al tempo t, lungo il condotto e $\left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t$ è calcolata al passo temporale precedente.

Le incognite dell'equazione (0.11) sono $Q_{t+\Delta t}$, H_1 e H_2 . E' possibile esprimere le variabili \bar{V} , \bar{R} ed \bar{A} in funzione di Q e di H.

Ora si rende necessario mettere a sistema un'ulteriore equazione, che può essere ricavata scrivendo l'equazione di continuità del moto:

$$\left(\frac{\partial H}{\partial t}\right)_t = \left(\frac{\sum Q_t}{A_s}\right)_t \quad (0.12)$$

dove A_s è l'area della superficie libera al nodo.

La precedente equazione (0.12) può essere scritta alle differenze finite:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \left(\frac{\sum Q_t \Delta t}{A_s}\right)_t \quad (0.13)$$

Le equazioni (0.11) e (0.13) possono essere risolte tramite il metodo di Eulero modificato.

Il metodo permette di arrivare ad una soluzione numerica dell'equazione del moto per il calcolo delle portate nei rami e dell'equazione di continuità per il calcolo del carico idraulico nei nodi.

Si presta bene all'implementazione per la sua semplicità, che induce una minore memoria utilizzata per i calcoli, ma proprio per questa il metodo non è stabile e richiede passi di calcolo brevi.

Dall'esperienza è risultato che il programma è numericamente stabile quando si verificano le seguenti condizioni:

Per i rami:

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{gD}}$$

dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- L è la lunghezza della condotta;
- g è la costante gravitazionale;
- D è il diametro della condotta.

Questa non è altro che una forma della condizione di Courant, in cui il passo di calcolo temporale è limitato dal tempo necessario alla propagazione dell'onda nella condotta.

Per i nodi:

$$\Delta t \leq \frac{C' A_s \Delta H_{\max}}{Q}$$

dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- C' è una costante adimensionale approssimativamente pari a 0,1;
- A_s è l'area della superficie libera corrispondente al nodo;
- ΔH_{\max} è il massimo sovralzato della superficie dell'acqua durante il passo di calcolo Δt ;
- Q afflusso netto al nodo.

Quindi, dalle precedenti disuguaglianze si deduce che il passo di calcolo massimo ammissibile Δt è determinato dal più piccolo e corto condotto con elevati afflussi.

In genere un passo di calcolo di 5-10 secondi è sufficientemente piccolo da garantire idrogrammi esenti da oscillazioni irregolari e soddisfa la continuità della massa in condizioni di allagamento.

Modello di trasformazione afflussi-deflussi

Per stimare l'idrogramma di piena a partire dalla conoscenza della precipitazione di progetto, è necessario utilizzare un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

La simulazione mediante modelli matematici del processo di trasformazione delle precipitazioni in deflussi, che si verifica in un bacino idrografico, per la complessità dei fenomeni fisici coinvolti, rende necessaria l'introduzione di semplificazioni che riguardano sia le leggi che governano le varie fasi del processo che la rappresentazione geomorfologica ed idrografica del bacino stesso.

Con riferimento allo studio in esame, è stato utilizzato il modello hortoniano di generazione dei deflussi superficiali.

Si è quindi ipotizzato che l'acqua di precipitazione in parte si accumuli nelle depressioni superficiali del terreno ed in parte si infiltri nel terreno fino a saturarlo; a questo punto l'acqua meteorica si infiltra solamente in minima parte e praticamente tutta scorre in superficie fino a raggiungere la rete drenante.

La formulazione matematica del processo di infiltrazione sopra descritto è riassumibile nella curva di Horton:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

- $f(t)$ è la capacità di infiltrazione nel tempo espressa in mm/h;
- f_0 è l'infiltrazione massima che si verifica al tempo $t = 0$;
- f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente ad un tempo infinito;
- k è una costante che qualifica la velocità dell'esaurimento, cioè del passaggio dal valore f_0 al valore f_c .

Per quanto riguarda i valori da attribuire ai parametri della legge di Horton, lo statunitense Soil Conservation Service (SCS) propone quattro differenti classi di suoli con copertura erbosa, riportati in Tabella 11.

Tabella 11 - Tipologie di suolo previste dal metodo del CN

Classe	Descrizione
A	<u>Scarsa potenzialità di deflusso</u> . Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	<u>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa</u> . Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	<u>Potenzialità di deflusso moderatamente alta</u> . Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	<u>Potenzialità di deflusso molto alta</u> . Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Per ciascuna delle quattro tipologie di suolo sopra illustrate, sono stati definiti quindi i parametri caratteristici della curva di Horton, riepilogati in Tabella 12.

Con specifico riferimento al caso in esame, in considerazione delle caratteristiche geolitologiche dei terreni la scelta è ricaduta sulla classe di suolo "A", con corrispondenti parametri caratteristici assegnati agli elementi modellati.

Tabella 12 – Parametri delle curve di Horton proposti dal Soil Conservation Service [1956].

Classe suolo	f_0 [mm/ora]	f_c [mm/ora]	k [ore ⁻¹]
A	250	25.4	2
B	200	12.7	2
C	125	6.3	2
D	76	2.5	2

Parametri caratteristici e condizioni al contorno

In seguito alla definizione della geometria degli elementi costituenti il modello, per l'attribuzione dei parametri caratteristici, in particolare dei sottobacini inseriti, sono state fatte le seguenti considerazioni:

- la percentuale di impermeabilizzazione di ciascuno dei sottobacini tracciati è stata imposta sulla base della configurazione d'uso del suolo di progetto, con %imperv pari al 100% per la sede stradale e stimata al 30% per le scarpate a verde nelle sezioni in trincea;
- il parametro caratteristico "width", definito come il rapporto tra l'area del sottobacino e la lunghezza calcolata tra la particella più distante del sottobacino e l'outlet dello stesso, è stato calcolato come da definizione per ciascuno dei sottobacini individuati;
- i parametri della curva di Horton sono stati univocamente assegnati a ciascun sottobacino come da indicazioni riportate nel precedente paragrafo 0.

In aggiunta a quanto sopra, in configurazione finale sono quindi stati assegnati i coefficienti sotto elencati:

- valori di pendenza (%Slope) come da progetto stradale assegnato;
- la dimensione dei piccoli invasi su terreno impermeabile ("Dstore Imperv");
- la dimensione dei piccoli invasi su terreno permeabile ("Dstore Perv");
- la percentuale, all'interno di un sottobacino, di terreno impermeabile con assenza di piccoli invasi ("%Zero Imperv");

Tabella 13 - Valori assegnati ai parametri caratteristici del modello idrologico.

Dstore Imperv	0.5
Dstore Perv	5
Poned Area rete tubata	10
Poned Area rete a cielo aperto	100
%Zero Imperv	15
N (Manning)-Imperv	0.03
N (Manning)-Perv	0.06

Gli interventi di miglioramento oggetto del presente studio si inseriscono poi in un ambito prettamente rurale, interferendo con il naturale scorrimento di alcuni fossati esistenti; tale criticità è stata superata mediante la predisposizione di nuovi fossi di progetto posti lungo l'asse principale, che garantiscono la continuità dei deflussi provenienti dai bacini a nord dell'area di intervento.

In prima approssimazione, non disponendo di elementi utili a ricostruire nel dettaglio l'idrogramma di piena del fosso intercettato alla sezione di chiusura posta immediatamente a monte degli interventi di progetto, è stata posta in ingresso al nuovo fosso di progetto una portata costante di 100 l/s.

In considerazione inoltre del collegamento con l'esistente viabilità della SP111, valutata la fattibilità che parte dei contributi meteorici provenienti dalla sede stradale a monte possa giungere, per ruscellamento, agli elementi di captazione di progetto, è stata imposta cautelativamente una condizione al contorno di portata.

Tale condizione è stata simulata mediante l'inserimento di un sottobacino impermeabile di estensione pari a circa 0.5 ha in immissione alle condotte di progetto schematizzate.

Caso particolare è infine quello dei pozzi perdenti, dispositivi presenti in gran numero tra le opere idrauliche di progetto che sfruttano la naturale permeabilità del terreno convogliando e disperdendo le acque nel sottosuolo.

Per la schematizzazione di tali elementi nel modello, sono state sfruttate le indicazioni fornite in merito dal Consorzio di Bonifica Piave, il quale riferisce, sulla base dell'esperienza maturata, un valore di portata uscente pari a 15 l/s valido per un manufatto "tipo" del diametro di 2 m e profondità pari a 3 m, con un certo grado di ostruzione.

Tali manufatti sono stati inseriti nella modellazione come elementi "Storage" aventi una certa capacità di invaso (rappresentata dal volume del pozzo stesso) ed ai quali sono state assegnate anche specifiche proprietà del terreno che consentano di simulare perdite attraverso il fondo "seepage loss", ovvero dispersione nel sottosuolo delle acque meteoriche.

Ciascuno dei pozzi inseriti presenta quindi area e profondità assegnata da progetto ed univoco valore di permeabilità del fondo, "conductivity", in mm/ora, ricavato dall'indicazione sopra riportata.

Al netto dell'area, infatti, l'indicazione di portata fornita si traduce in 17200 mm/ora.

Eventi pluviometrici di progetto

Gli eventi di precipitazione critici per il sistema in esame sono stati definiti individuando, per il tempo di ritorno di progetto di 200 anni:

- la durata di precipitazione che massimizza le portate di picco
- la durata di pioggia che determina l'instaurarsi dei massimi volumi e livelli idrometrici

La sezione di riferimento per il confronto dei risultati ottenuti dal modello idrologico-idraulico al solo fine dell'individuazione delle durate critiche è stata scelta immediatamente a monte del pozzetto scolmatore nord, cui giungono i contributi di ruscellamento dell'asse stradale principale ed a valle del quale è posto il trattamento in continuo della prima pioggia.

I risultati ottenuti, in termini di portate, sono illustrati in Figura 8.

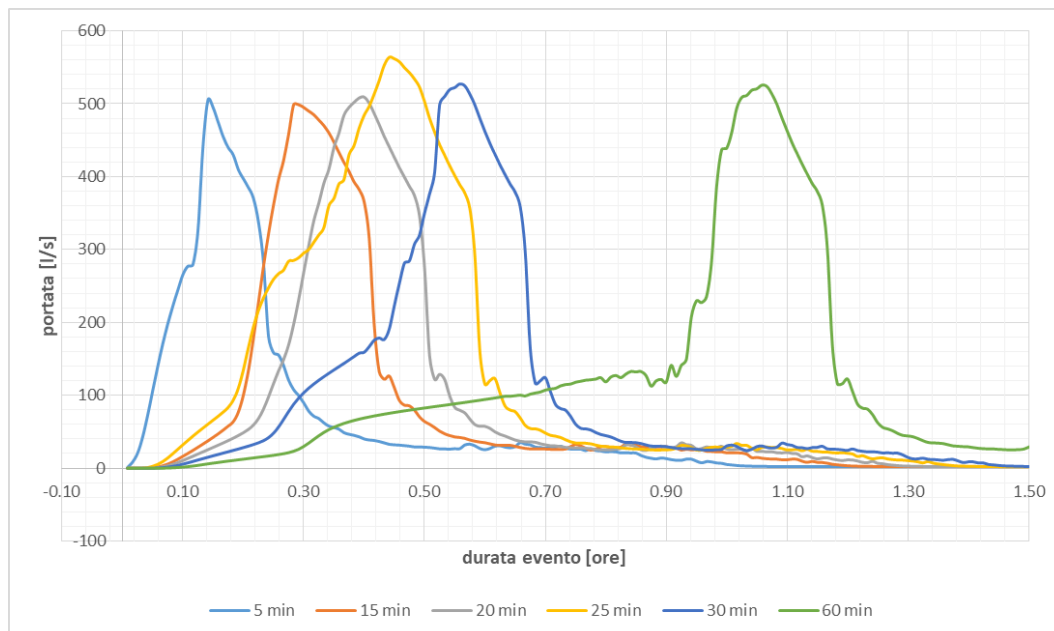


Figura 8 – Idrogrammi di piena estratti a monte dell'impianto di trattamento della prima pioggia per l'asse principale.

Individuata quindi in **25 minuti** la durata dell'evento critico che soddisfa entrambe le condizioni sopra riportate, l'evento così definito è stato inserito nel modello sotto forma di ietogramma tipo Chicago, come già precedentemente definito ai paragrafi precedenti.

Risultati della modellazione

Vengono di seguito riportati alcuni dei risultati più significativi in termini di massimi livelli raggiunti all'interno della rete di collettamento di progetto.

Quanto illustrato fa riferimento allo scenario di progetto con Tempo di Ritorno di 200 anni e durata della precipitazione critica di 25 minuti; per brevità di trattazione, si mostreranno solo le dorsali principali, interessate dai maggiori tiranti idraulici.

ASSE A – porzione est: cunetta stradale e condotta a monte del trattamento

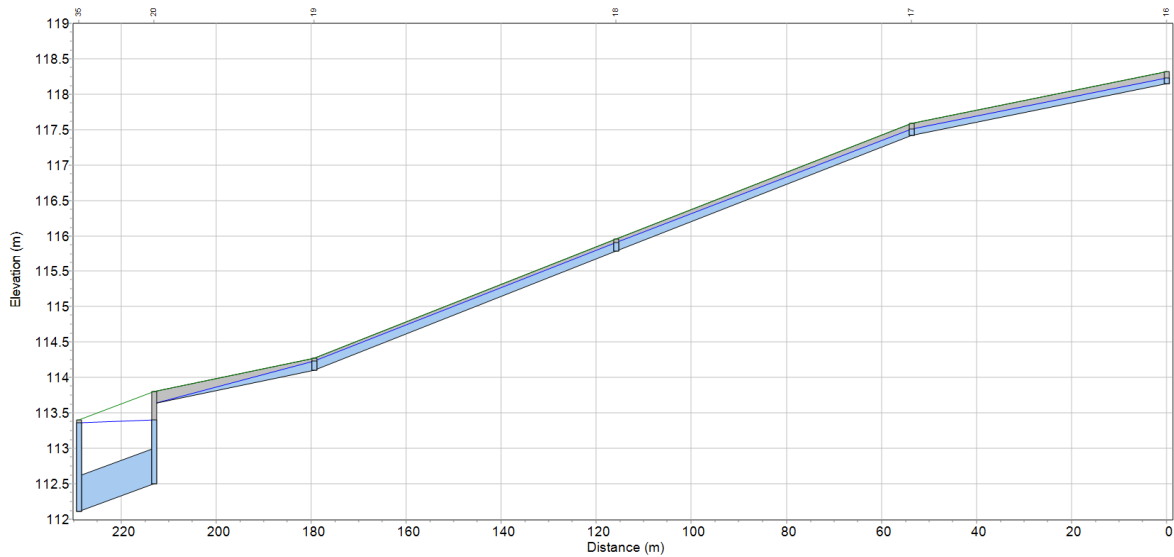


Figura 9 – profilo disposto lungo la cunetta stradale posta a servizio dell'asse A, porzione est..

ASSE A – porzione ovest: cunetta stradale e dorsale DN60, fino all'attraversamento sotto strada

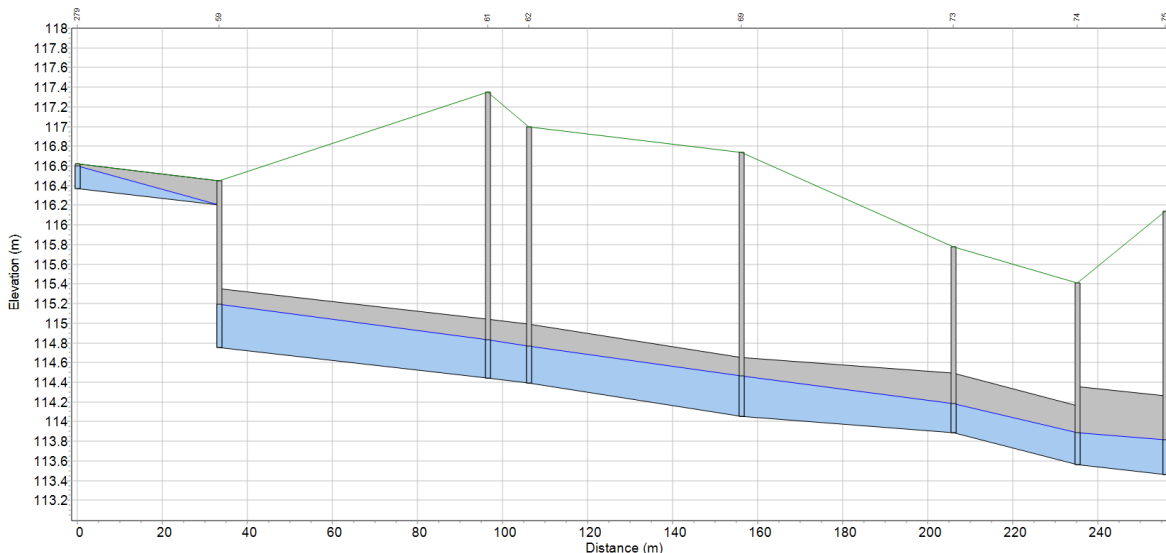


Figura 10 – profilo disposto lungo la dorsale di collettamento posta a servizio dell'asse A, porzione ovest..

ASSE A – porzione ovest: dorsale DN80, dall’attraversamento sotto strada al trattamento

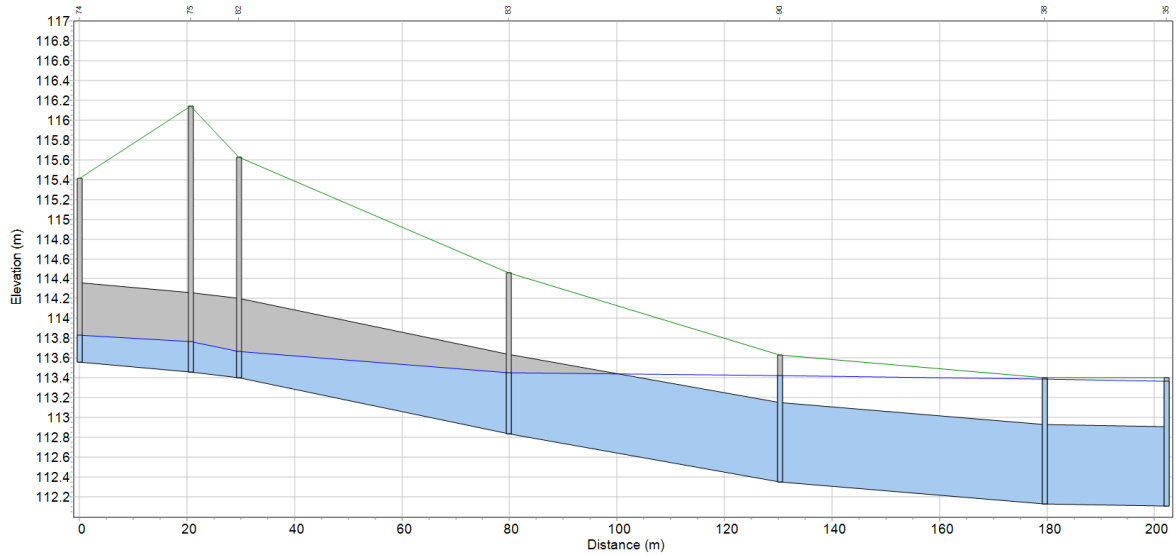


Figura 11 – profilo disposto lungo la dorsale di collettamento posta a servizio dell’asse A, porzione ovest..

ASSE C – ASSE D: dorsale collettamento sotto l’asse principale, fino al trattamento

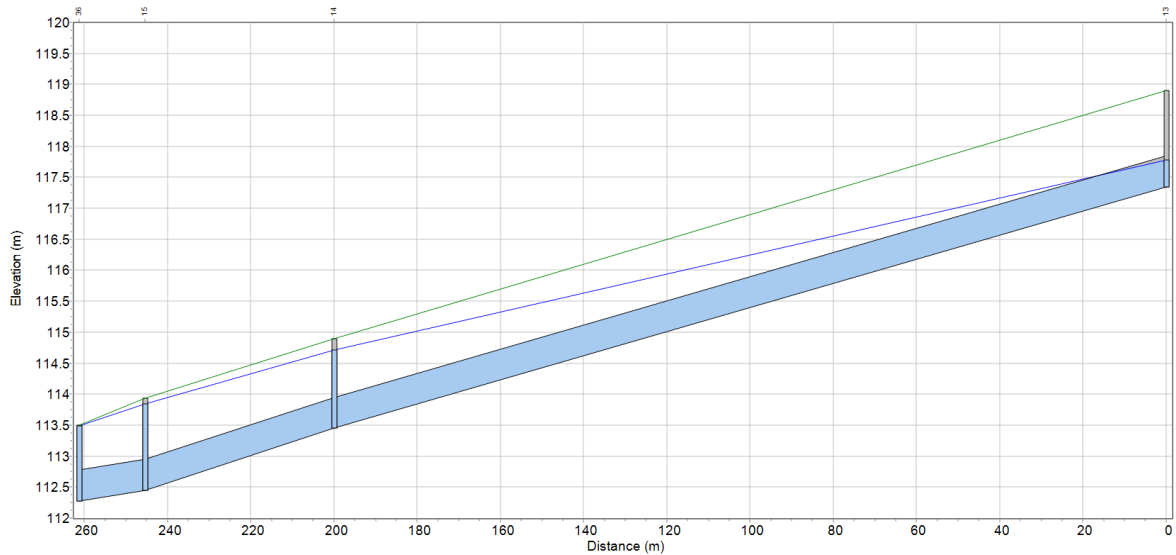


Figura 12 – profilo disposto lungo la dorsale che raccoglie i contributi degli assi C e D al raggiungimento dei massimi livelli.

PIAZZOLA DI SOSTA – scolmatore e pozzi perdenti lato nord area trattamento

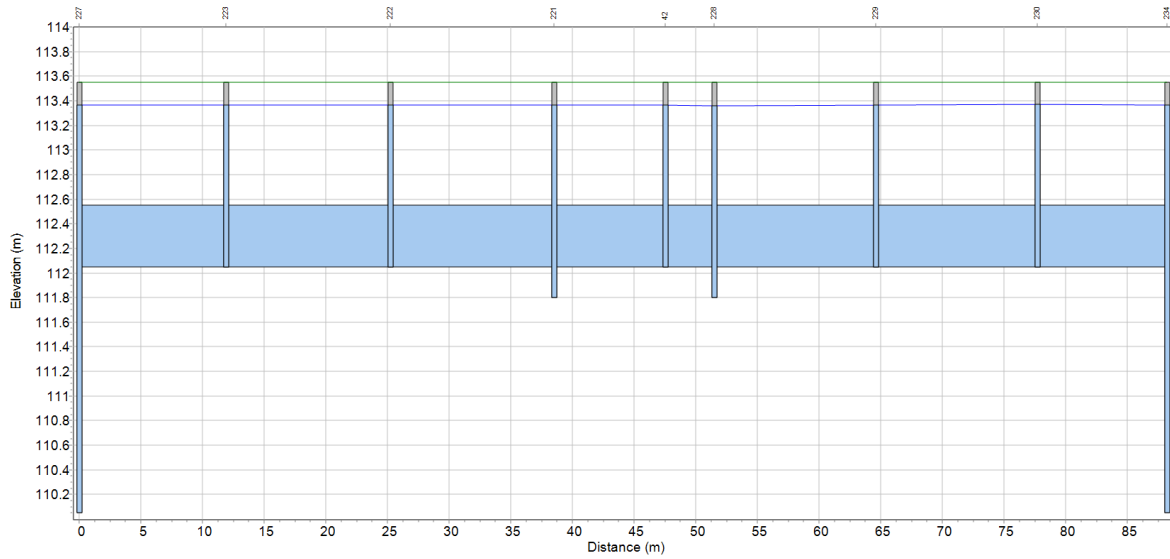


Figura 13 – profilo disposto al raggiungimento dei livelli massimi in corrispondenza del trattamento-piazzola di sosta.

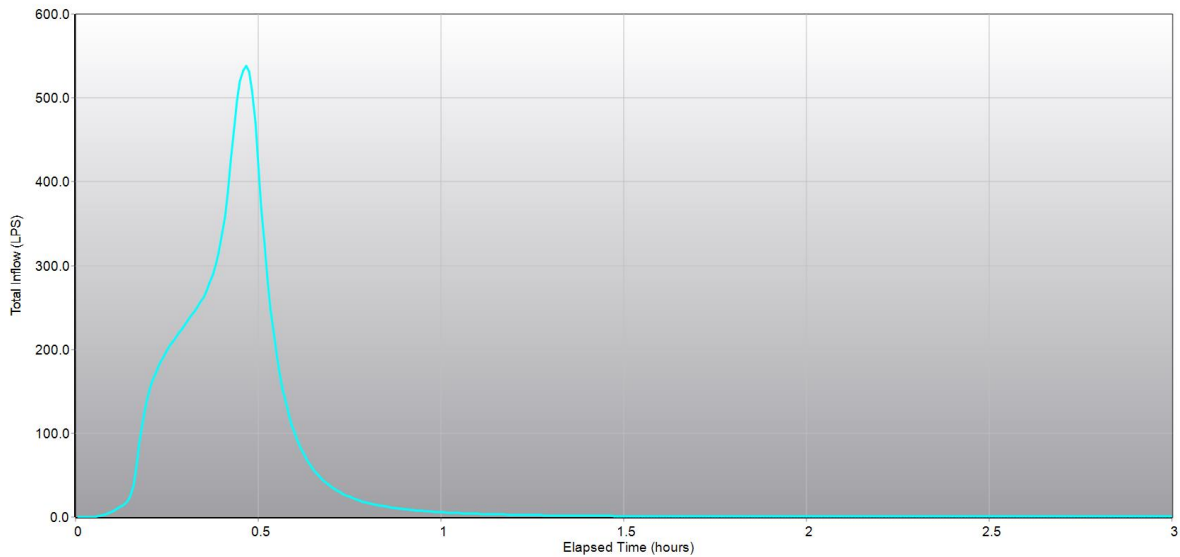


Figura 14 – portate in arrivo dall'Asse A, porzione ovest e dirette al trattamento.

CONCLUSIONI

Il modello idraulico sopradescritto ha permesso il corretto dimensionamento di ogni ramo della rete di collettamento, scarico e infiltrazione descritta in precedenza. Per un dettaglio dei singoli diametri, delle lunghezze e delle quote di posa delle condotte interrato si rimanda agli specifici elaborati grafici descrittivi della rete delle acque meteoriche.

Di seguito si elencano per punti le principali conclusioni a coronamento dei dimensionamenti e delle verifiche idrauliche finora condotte:

- 1- E' stato dimostrato che la rete di raccolta e di scarico acque delle acque meteoriche è in grado di smaltire portate caratterizzate da un tempo di ritorno dell'ordine di 200 anni senza dare luogo a significativi fenomeni di allagamento localizzato, nemmeno nelle aree altimetricamente più depresse. In particolare, l'effetto di abbattimento delle portate ad opera dei pozzi in linea, sia di quelli in ambito delle piazzole di sosta si rivelerà di primaria importanza.
- 2- La rete descritta in precedenza, oltre a garantire lo scarico delle portate di progetto, è in grado di fornire un volume di invaso complessivo comunque superiore al valore minimo richiesto. Nel complesso, il sistema consente, infatti, l'invaso di circa 2318 mc >> 945 e pari al 60% del volume definito per l'area per un evento con tempo di ritorno di 200 anni e coefficiente idrometrico imposto allo scarico di 5 l/s,ha.
- 3- La distribuzione nella rete degli impianti di trattamento in continuo è stata progettata con lo scopo di minimizzare per quanto possibile il percorso degli afflussi meteorici in condotta. In questo modo è previsto il regolare trattamento delle acque di prima pioggia per un range molto ampio di eventi meteorici.
- 4- La scelta di sistemi di trattamento in continuo è stata preferita in quanto, esaminando l'ammontare degli afflussi meteorici ricadenti in un ampio orizzonte temporale, è molto maggiore la percentuale trattata rispetto a sistemi di trattamento dei soli afflussi di prima pioggia.
- 5- Si ricorda infine che nei dimensionamenti della rete è stata considerata una permeabilità del terreno in situ pari a circa 3×10^{-4} m/s, caratteristica propria dei terreni a buona permeabilità. Tale valore è molto più cautelativo rispetto a quello misurato in sito da specifiche prove di misura quali le prove Lefranc a carico costante, che valutano una permeabilità dell'ordine dei 3×10^{-3} m/s. Nel caso in esame, tuttavia è stato utilizzato un coefficiente particolarmente cautelativo che tenga conto di due fattori: l'abbattimento della permeabilità del terreno in condizioni di persistente saturazione, tipica di eventi meteorici di lunga durata; la graduale leggera diminuzione nel lungo termine delle capacità di infiltrazione del sistema condotte drenanti-pozzi, per effetto di sedimentazioni e ostruzioni, anche accidentali, oggi non prevedibili. Il progetto da questo punto di vista si caratterizza pertanto per un elevato grado di sicurezza.