



TORINO - IVREA - QUINCINETTO

IVREA - SANTHIA'

SISTEMA AUTOSTRADALE
TANGENZIALE DI TORINO

VISTO per ATIVA S.p.A.



Amministratore Delegato
Dott. Ing. LUIGI CRESTA

AUTOSTRADA A4/A5 - A5 TORINO QUINCINETTO IVREA SANTHIA'

NODO IDRAULICO DI IVREA 2° FASE DI COMPLETAMENTO LOTTO 1D

PROGETTO ESECUTIVO

MANUFATTI IDRAULICI

Relazione idrologica ed idraulica

IL PROGETTISTA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
 <i>Il Direttore Tecnico</i> Ing. GIUSEPPE PASQUALATO Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n° A 19116	HYDRODATA S p.A. M.Cerrina	HYDRODATA S p.A. M.Buffo	ATIVA ENGINEERING V. Palmisano
	DATA AGOSTO 2021	REVISIONE	DATA
	SCALA -		
	UFFICIO SSP0101A050011	COMMESSA PEIDR50000	N° PROGETTO 11

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	INTERVENTI E MISURE DI PREVENZIONE DELL'INQUINAMENTO DELLE ACQUE SUPERFICIALI	1
2.1	Fenomeno di dilavamento stradale (first flush)	2
2.2	Inquadramento normativo del trattamento delle acque di piattaforma	3
3.	ANALISI IDROLOGICA	5
3.1	Pluviometria	5
3.1.1	Elaborazione statistica	6
3.1.2	Curve di possibilità climatica nelle stazioni di misura utilizzate	6
3.1.3	Regionalizzazione delle curve di possibilità climatica	7
3.2	Determinazione delle portate meteoriche prodotte dalla piattaforma autostradale relativa al lotto 1D dell'autostrada A5	8
3.2.1	Modelli di trasformazione afflussi - deflussi	8
3.2.1.1	Modello A/D della corrivazione	8
3.2.1.2	Modello A/D dell'invaso lineare (IUH)	10
3.2.1.3	Modello A/D italiano dell'invaso	11
4.	ANALISI IDRAULICA	13
4.1	Sistema di drenaggio delle acque di piattaforma	13
4.1.1	Modello geometrico della rete di drenaggio autostradale	15
4.1.2	Risultati ottenuti per il dimensionamento dei collettori principali	17
4.1.3	Verifica della capacità di smaltimento degli elementi di intercettazione del deflusso superficiale presenti in piattaforma	18
4.2	Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di piattaforma	20
4.2.1	Vasche di trattamento delle acque di prima pioggia	20
4.3	Dimensionamento collettore di recapito acque di piattaforma in rio Ribes e verifica compatibilità dello scarico	21

1. PREMESSA

La presente relazione idrologica e idraulica fa parte integrante della progettazione esecutiva relativa alla 2° fase di completamento del nodo idraulico di Ivrea sull'Autostrada A5 Torino – Quincinetto, Ivrea - Santhià- LOTTO 1D- ed ha come oggetto il dimensionamento dei dispositivi di raccolta delle acque meteoriche, il loro trattamento e smaltimento finale.

Il documento in oggetto recepisce le richieste emerse nel corso delle Conferenze di Servizi indette, dalla Regione Piemonte e dal Provveditorato alle OO.PP., per la Verifica di Compatibilità Urbanistica del Progetto Definitivo Nodo Idraulico di Ivrea – Lotto 1 e Lotto 2, all'interno della procedura di intesa Stato-Regione (Conferenza dei Servizi presso il Provveditorato OO.PP. del 28/11/2018, richieste dei Comuni di Banchette, Salerano, Samone, Pavone, Perosa Canavese, Conferenza dei Servizi presso la Regione Piemonte del 13/12/2018).

Il corretto dimensionamento delle opere per la raccolta e lo smaltimento delle acque di pioggia considera il migliore assetto da assegnare al sistema in funzione dei seguenti elementi:

- l'incidenza delle precipitazioni di progetto;
- i vincoli dettati dalla normativa vigente;
- la funzionalità del sistema di trattamento;
- la particolare situazione morfologica e idraulica dell'area interessata dall'intervento.

Le opere in progetto presentano il seguente insieme di componenti:

- rete di intercettazione delle portate di pioggia incidenti sulla piattaforma autostradale in progetto;
- vasche di trattamento di prima pioggia (separatori di idrocarburi costituiti da appositi comparti per la sedimentazione primaria, la disoleazione e l'isolamento di eventuali sversamenti accidentali);
- recapito delle portate trattate nel rio Ribes.

Le piogge di progetto considerate per il dimensionamento delle opere di drenaggio sono state determinate in modo coerente e congruente alle prescrizioni contenute nella *"Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica"*, emanata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi dell'art.10 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, e della Deliberazione 11 maggio 1999 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po *"Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B"* (Deliberazione n.2/99) e degli altri riferimenti normativi in essa citati.

La rete di collettamento delle acque meteoriche prodotte dalla piattaforma autostradale è stata dimensionata per tempo di ritorno 25 anni a partire dalle precipitazioni intense di durata inferiore all'ora.

Il sistema di drenaggio è chiuso e mantenuto in piattaforma tramite la rete di collettamento in progetto che collette i deflussi ventiquennali nell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia in progetto, denominato V3, che è ubicato alla progressiva km.38+160 lungo la carreggiata in direzione Torino. Le acque trattate uscenti dall'impianto vengono poi scaricate nel rio Ribes tramite un collettore in cls di diametro 1000 mm.

2. INTERVENTI E MISURE DI PREVENZIONE DELL'INQUINAMENTO DELLE ACQUE SUPERFICIALI

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale di eventi pluviometrici e sono caratterizzate da elevate concentrazioni di inquinanti. In conseguenza dell'evento meteorico infatti, le acque di pioggia operano il dilavamento delle superfici stradali causando il trasporto di sostanze quali solidi sedimentabili, sostanze nutritive, batteri, idrocarburi, oli minerali, grassi, metalli pesanti ecc.

Nel paragrafo seguente è fornito l'inquadramento normativo relativo al trattamento delle acque di piattaforma necessario per definire i criteri di base per la progettazione dei presidi sopra descritti.

2.1 Fenomeno di dilavamento stradale (first flush)

Numerosi studi condotti in diversi paesi hanno evidenziato che le acque meteoriche di dilavamento provenienti dalle pavimentazioni delle strade urbane ed extraurbane, nonché delle loro aree di pertinenza (aree a parcheggio, aree di servizio, aree di caselli a pedaggio ecc.) risultano contaminate e possono determinare un rilevante impatto negativo sulla qualità del corpo idrico ricettore. In molti stati la riduzione di questo impatto costituisce pertanto uno dei principali obiettivi dei piani di tutela ambientale. L'obiettivo può essere perseguito con molteplici metodologie indicate come "*Storm Water Best Management Practices*".

La mancata filtrazione delle acque fa perdere al suolo una delle sue funzioni principali, cioè quella di scambio tra lo strato più basso dell'atmosfera ed il sottosuolo. Ciò in parte protegge le falde, ma favorisce il dilavamento delle superfici e il trascinarsi (a volte anche la concentrazione) di inquinanti che confluiscono e impattano soprattutto sulle acque superficiali.

È quindi intuibile che nel corso di un evento piovoso molto prolungato, specialmente dopo un periodo di assenza di precipitazioni, i primi apporti che dilavano le superfici generano acque reflue più concentrate di inquinanti rispetto a quelle degli apporti successivi, per cui è diventato usuale distinguere varie tipologie di piogge e concentrare l'attenzione sulle cosiddette "*acque di prima pioggia*", che hanno così assunto il carattere di un fenomeno tipico delle aree fortemente antropizzate, urbanizzate o comunque impermeabilizzate. A seguito degli eventi di precipitazione, infatti, le acque meteoriche provocano il dilavamento delle superfici urbane e stradali (fenomeno noto con il termine di *first flush*), causando il trasporto di sostanze inquinanti tra le quali, principalmente, solidi sedimentabili (organici e/o inorganici), elementi nutritivi, batteri, oli, grassi e metalli pesanti.

Il fenomeno delle "acque di prima pioggia" si caratterizza principalmente per il meccanismo che lo genera (le piogge), il loro bersaglio (il suolo urbanizzato) e i corpi idrici ricettori.

Le sedi stradali e le loro aree di pertinenza contribuiscono all'inquinamento dei deflussi meteorici attraverso due fenomeni successivi:

- l'accumulo durante il tempo asciutto;
- il dilavamento operato dalla pioggia.

Il primo è di entità minore e si manifesta per particelle molto piccole (dimensioni inferiori a 60 μm); il secondo avviene attraverso due fasi successive: l'incorporazione di sostanze nelle goccioline d'acqua entro la nube e il dilavamento atmosferico.

Gli inquinamenti sulle superfici provengono dalla deposizione atmosferica di tempo asciutto, dal traffico veicolare (derivati di combustione dei carburanti, usura dei pneumatici, parti meccaniche, e impianto frenante dei veicoli, corrosione della carrozzeria dei veicoli, etc.), da rifiuti in prevalenza organici, dalla vegetazione, dall'erosione del manto stradale provocato dal traffico veicolare e dalla corrosione delle barriere.

L'acqua di pioggia subisce una contaminazione dilavando l'atmosfera, le strade e le pertinenze stradali. La prima interazione tra l'acqua e gli inquinanti avviene in atmosfera, in cui sono presenti inquinanti di origine naturale e antropica. Successivamente, l'acqua di pioggia dilava le superfici stradali trascinando una parte del materiale che si è accumulato durante il tempo asciutto.

I dati di letteratura mostrano un ampio ventaglio di concentrazioni di inquinanti nelle acque di pioggia quando giungono al suolo. In effetti, tali concentrazioni dipendono da fonti locali di inquinamento atmosferico, sia da

fonti esterne e, quindi, dalle condizioni meteorologiche. In prevalenza il carico inquinante di origine atmosferica riguarda i composti disciolti (metalli, cloruri, sodio).

Le caratteristiche delle acque di prima pioggia, per la natura stessa dei processi idrologici che originano il dilavamento delle sostanze inquinanti dalle superfici urbane e stradali, risultano estremamente variabili e dipendenti dalla specificità del sito in esame ed in particolare dal regime pluviometrico, oltre che dalle caratteristiche climatiche e morfologiche dell'area drenata. I valori del carico inquinante veicolato variano in funzione, oltre che della natura dell'area esaminata (aree urbane, superfici stradali con intensità di traffico variabile ecc.), anche dell'intervallo di tempo intercorso dall'ultimo evento piovoso significativo e possono essere compresi tra 5 e 15 kg/ha/giorno di solidi sedimentabili.

Parametro	Concentraz. min.	Concentraz. max.	Concentraz. media	D.Lgs 152/06
	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
SS	200	435	320	80
COD	80	680	380	160
BOD	40*	340*	190*	20
TKN	2	88	24	
Cu	0,10	0,19	0,15	0,10
Pb	0,01	0,19	0,10	0,20
Zn	0,33	0,87	0,87	0,50

(*) I valori di BOD sono stati stimati sulla base dei risultati analitici relativi alla caratterizzazione sperimentale di acque di dilavamento di 7 punti vendita di carburanti a seguito di un evento meteorico, riportati nel manuale UNICHIM, che rileva un rapporto di BOD/COD massimo pari al 50%.

Tabella 1 - Valori minimi, massimi e medi delle concentrazioni dei nutrienti eutrofizzanti.

In linea generale si può affermare che il fenomeno del first flush si manifesta principalmente con i parametri SS, COD, Azoto e metalli pesanti (in particolare Cu, Zn e Pb), con un'entità tanto più pronunciata quanto maggiore è il periodo di tempo secco antecedente e quanto maggiore è l'intensità di precipitazione negli istanti iniziali dell'evento.

2.2 Inquadramento normativo del trattamento delle acque di piattaforma

La direttiva CEE 91/271 "Concerne il trattamento delle acque reflue urbane" prevede che entro il 31/12/2005 tutte le acque reflue domestiche, o il miscuglio di queste con le acque meteoriche di dilavamento, siano sottoposte, prima dello scarico, a un trattamento di depurazione per il raggiungimento di obiettivi di qualità nei corpi idrici recettori, identificati da valori limite di concentrazione di inquinanti in seno ai recettori stessi.

Nel recepire a livello nazionale tale direttiva, il D.Lgs. 152/99, successivamente integrato dal D.Lgs. 258/00, all'art. 39 affronta nello specifico il problema delle acque meteoriche di dilavamento e del trattamento delle acque di prima pioggia.

Ai fini della prevenzione di rischi idraulici-ambientali, si prevede che le regioni disciplinino le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate e i casi in cui "può essere richiesto che le acque di prima pioggia siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione". Analoghi concetti sono ripresi nell'art.113 del D.Lgs. 152/06, Testo Unico Ambientale attualmente vigente che ha abrogato il D.Lgs. 152/99.

Il regolamento della Regione Piemonte n. 1/R del 20/02/2006, entrato in vigore il 24/02/2006 e successivamente modificato con il regolamento regionale n. 7/R del 02/08/2006, disciplina le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio di acque esterne, in attuazione della legge regionale n. 61 del 29/12/2000.

Con tale atto l'Amministrazione regionale ha disciplinato una problematica particolarmente diffusa sul territorio e al tempo stesso estremamente complessa, in quanto caratterizzata da una spiccata variabilità locale.

La parte più rilevante e di immediata applicazione del regolamento (il Capo II) si occupa in particolare delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, identificando in primo luogo le fattispecie che, per la loro potenzialità inquinante, meritano apposita disciplina.

Secondo il sopraccitato Regolamento della Regione Piemonte, si definiscono *“acque di prima pioggia: quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche”*.

Definiti i possibili recapiti delle predette acque, la relativa disciplina piemontese si basa sull'adozione ed il mantenimento in buono stato di manutenzione dei sistemi di gestione, raccolta e trattamento, direttamente proposti dal titolare dell'insediamento in un apposito Piano di Prevenzione e di Gestione; tale piano viene direttamente redatto sulla base delle peculiarità locali e delle caratteristiche delle superfici interessate dal dilavamento meteorico o dalle operazioni di lavaggio ed approvato, con le prescrizioni del caso, dalla competente autorità di controllo.

Il trattamento delle acque di prima pioggia deve essere effettuato per gli eventi meteorici che si distanzino di almeno 48 ore l'uno dall'altro; la normativa richiede quindi la separazione dei primi 5 mm di pioggia per ogni evento meteorico con periodicità superiore a tale intervallo temporale.

Da tali indicazioni emerge come, ai fini dello studio degli impatti provocati dalle acque di prima pioggia debbano essere presi in considerazione eventi piovosi con caratteristiche ben precise:

- intensità relativamente elevata (comunque superiore ai 10 mm/h);
- durata breve (inferiore ai 60 minuti).

Durata e intensità di un evento piovoso sono caratteristiche legate da una relazione statistica di tipo inverso: tanto maggiore l'intensità, tanto più breve il tempo di pioggia. L'assenza di precipitazione nel periodo antecedente all'evento è un fattore critico che incrementa l'entità potenziale degli inquinanti trasportati dalle acque di dilavamento delle superfici considerate.

La pericolosità ambientale di queste acque dipende dalla natura del suolo (struttura, pendenze, permeabilità, tipo di superficie, ecc.), dal tipo di usi del suolo stesso (agricolo, civile, produttivo, dei servizi, ecc.) e quindi dalle sostanze che su di esso vengono disperse o ricadono dall'atmosfera a causa delle attività antropiche.

In alcuni casi, tali acque devono essere sottoposte a trattamento mediante adeguati sistemi di depurazione, come ad esempio per attività produttive particolari, autofficine, distributori di carburante, ecc., considerate più inquinate e che quindi necessitano di trattamenti particolari come la raccolta di liquidi nocivi a seguito di sversamenti accidentali.

La legge n. 4 del 24/03/2006 della Regione Lombardia, all'art. 5, dispone che la rete deve essere dimensionata sulla base degli eventi meteorici di breve durata e di elevata intensità caratteristici di ogni zona, e comunque assumendo *“quanto meno che l'evento si verifichi in 15 minuti e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari ad 1 per la superficie scolante e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo ad esse contigue, escludendo dal computo le superfici incolte e quelle di uso agricolo”*.

Alla luce di quanto sopra esposto si può affermare che secondo la normativa vigente, le *“acque di prima pioggia”* rappresentano, per ogni evento meteorico, i primi 5 mm (o caduta nei primi 15 minuti dell'evento), uniformemente distribuiti sull'intera superficie scolante.

3. ANALISI IDROLOGICA

3.1 Pluviometria

I dati pluviometrici sono stati desunti dagli Annali Idrologici pubblicati dall'Ufficio Idrografico e Mareografico di Parma. Tali dati sono indispensabili a determinare le leggi di possibilità climatica per tempo di ritorno assegnato, al fine del calcolo delle massime portate meteoriche di riferimento per la progettazione.

In Tabella 2 ed in Figura 1 si riportano le caratteristiche e l'ubicazione delle stazioni di registrazione presenti nei territori limitrofi all'area di progetto, nelle quali esistono serie storiche di massima intensità di pioggia per durate superiori all'ora.

Codice stazione	Denominazione	Bacino idrografico	Periodo di misura		Numero dati di osservazione	Coordinate UTM	
			Anno inizio	Anno fine		Est	Nord
1332	Pont Canavese	Orco	1938	1986	47	389 421	5 032 342
1338	Ingria	Orco	1951	1981	27	388 184	5 036 069
1311	Borgofranco D'Ivrea	Dora Baltea	1941	1986	39	410 413	5 041 268
1312	Ivrea	Dora Baltea	1935	1986	46	411 636	5 035 695
1317	Strambino	Dora Baltea	1951	1973	21	412 811	5 026 418
1227	Zubiena	Sesia	1955	1986	23	420 804	5 039 276

Tabella 2 - Caratteristiche delle stazioni di misura utilizzate.

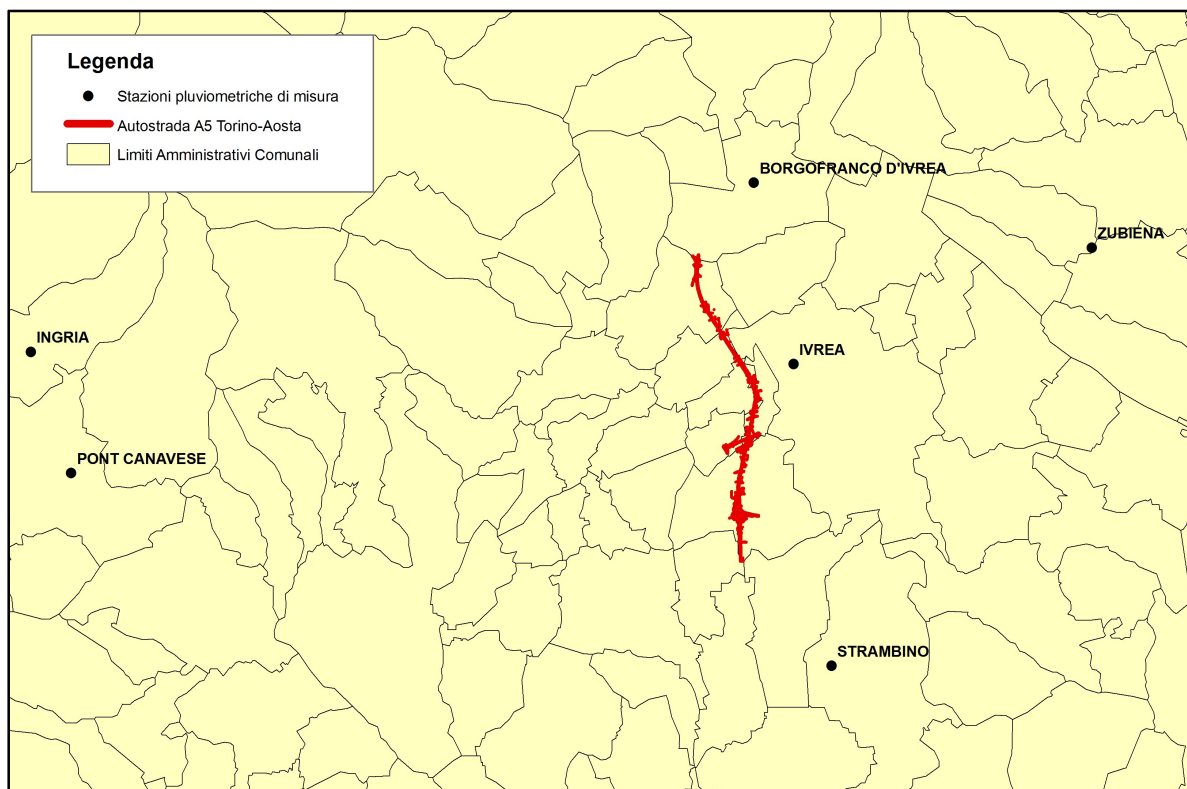


Figura 1 - Ubicazione delle stazioni pluviometriche utilizzate.

3.1.1 Elaborazione statistica

Le su elencate serie storiche di precipitazione intensa di durata superiore all'ora, sono state elaborate statisticamente mediante una procedura di regolarizzazione, al fine di determinare le curve di possibilità climatica $h = a \cdot t^n$ sulle stazioni di registrazione.

La regolarizzazione per assegnati tempi di ritorno è avvenuta utilizzando diverse leggi probabilistiche di previsione. Ad ogni serie storica vengono adattati i seguenti tipi di distribuzione probabilistica:

1. distribuzione log-normale (Galton)

$$f(y) = \frac{0.3989}{y \cdot s} * e^{-(\ln y - m)^2 / 2s^2} dy$$

con parametri s,m.

2. distribuzione di Pearson Type III (funzione Gamma)

$$f(y)dy = \frac{1}{s \chi(p)} * \left(\frac{y-a}{s}\right)^{(p-1)} * e^{-\left(\frac{y-a}{s}\right)} dy$$

con parametri s,p,a,

3. distribuzione di Fischer TyppetType I (Gumbel)

$$f(y)dy = \frac{1}{a} * e^{(-\frac{y-z}{a}) - e^{-\frac{y-z}{a}}} dy$$

con parametri a,z.

La stima dei parametri avviene utilizzando il metodo della massima verosimiglianza (maximum likelihood). Noti i parametri per i diversi tipi di distribuzione, i valori richiesti di Y di pioggia massima per un assegnato tempo di ritorno soddisfano la condizione per cui l'integrale esteso tra Y e infinito di $F(y) dy$ sia uguale a $1/(TR)$, dove TR è il tempo di ritorno assegnato; tale valore rappresenta la probabilità che in un anno l'altezza di pioggia superi Y.

Per indirizzare la scelta del tipo di distribuzione che meglio si adatta alla serie storica delle osservazioni, vengono calcolati i valori di SQM e PROB.

Il primo rappresenta lo scarto quadratico medio degli scostamenti tra le distribuzioni teoriche ed osservate delle frequenze di non superamento.

Il secondo rappresenta la probabilità, secondo il test di Kolgomorov Smirnov, che la distribuzione teorica rappresenti adeguatamente la distribuzione osservata. In particolare i valori di Y_{mp} rappresentano le massime altezze di pioggia di diversa durata, soddisfacenti la condizione di massima verosimiglianza.

La legge probabilistica che meglio rappresenta le distribuzioni è risultata quella di Gumbel.

3.1.2 Curve di possibilità climatica nelle stazioni di misura utilizzate

I risultati dei parametri a e n della curva di possibilità climatica $h = a \cdot t^n$, regolarizzati secondo Gumbel, sono riportati in Tabella 3.

Codice stazione	Denominazione	a10	n10	a20	n20	a50	n50	a100	n100	a200	n200	a500	n500
1332	Pont Canavese	52.19	0.363	59.89	0.362	69.86	0.359	77.33	0.357	84.78	0.355	94.60	0.354
1338	Ingria	40.44	0.528	46.21	0.528	53.68	0.529	59.27	0.530	64.85	0.530	72.21	0.531
1311	Borgofranco D'Ivrea	47.24	0.318	54.47	0.315	63.80	0.308	70.80	0.304	77.77	0.300	87.00	0.296
1312	Ivrea	44.36	0.316	50.48	0.316	58.38	0.315	64.31	0.315	70.24	0.314	78.03	0.314
1317	Strambino	45.04	0.279	51.84	0.277	60.63	0.273	67.22	0.270	73.78	0.267	82.45	0.265
1227	Zubiena	52.57	0.319	60.31	0.319	70.26	0.319	77.75	0.319	85.19	0.319	95.08	0.319

Tabella 3 - Parametri a e n delle serie storiche di durata superiore all'ora regolarizzate per tempo di ritorno 10, 20, 50, 100, 200, 500 anni.

3.1.3 Regionalizzazione delle curve di possibilità climatica

Le curve di possibilità climatica, definite sulla singola stazione di misura, danno una rappresentazione puntuale della legge caratteristica di pioggia; per ottenere la distribuzione della precipitazione sulla porzione di territorio ricompreso tra le stazioni strumentate in precedenza considerate, si è operata una regionalizzazione dell'informazione intensa pluviometrica oraria mediante ragguaglio alla superficie dei parametri a ed n delle curve di possibilità climatica, secondo una maglia costituita da un'area di dimensioni pari a 4 km²; l'operazione è stata eseguita utilizzando il metodo KRIGING.

Tale procedura permette di definire in una qualsiasi area di un territorio un'altezza di pioggia per assegnati durate e tempo di ritorno.

I dati regionalizzati sono stati confrontati quelli contenuti all'interno della "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" redatta dall'Autorità di bacino del fiume Po; tale confronto ha mostrato piena compatibilità e congruenza tra i parametri di pioggia "a" ed "n".

Il tratto di autostrada A5 in oggetto è suddiviso in 3 lotti funzionali ciascuno dei quali è caratterizzato pluviometricamente dai seguenti parametri regionalizzati (nel presente documento si assumeranno quelli relativi al Lotto 1):

Lotto 1

a 10	n 10	a 20	n 20	a 50	n 50	a 100	n 100	a 200	n 200	a 500	n 500
44.99	0.301	51.50	0.299	59.92	0.297	66.23	0.295	72.52	0.293	80.82	0.292

Lotto 2

a 10	n 10	a 20	n 20	a 50	n 50	a 100	n 100	a 200	n 200	a 500	n 500
44.72	0.312	51.07	0.311	59.26	0.309	65.40	0.308	71.54	0.307	79.62	0.306

Lotto 3

a 10	n 10	a 20	n 20	a 50	n 50	a 100	n 100	a 200	n 200	a 500	n 500
45.15	0.320	51.65	0.319	60.05	0.316	66.35	0.315	72.64	0.313	80.92	0.311

Tabella 4 - Valori regionalizzati dei parametri della curva di possibilità climatica di durata superiore all'ora che intersecano l'infrastruttura autostradale.

Nella redazione del presente progetto si è assunto di dimensionare la rete di drenaggio delle acque di piattaforma per tempo di ritorno 25 anni; tale assunzione ha richiesto l'interpolazione dei parametri di pioggia regionalizzati sopra esposti al fine di ottenere il valore di progetto.

L'interpolazione è avvenuta su scala logaritmica ed ha consentito la determinazione dei seguenti valori pluviometrici:

Lotto 1	$a_{25} = 52.78$	$n_{25} = 0.299$
Lotto 2	$a_{25} = 52.46$	$n_{25} = 0.311$
Lotto 3	$a_{25} = 53.08$	$n_{25} = 0.319$

I parametri di progetto a tempo di ritorno 25 anni sono relativi a precipitazioni intense di durata superiore all'ora; essi sono stati utilizzati nel dimensionamento della rete di drenaggio di piattaforma in progetto in quanto forniscono valori di portata di maggiore entità e quindi più cautelativi.

3.2 Determinazione delle portate meteoriche prodotte dalla piattaforma autostradale relativa al lotto 1D dell'autostrada A5

3.2.1 Modelli di trasformazione afflussi - deflussi

La valutazione delle massime portate di riferimento da assumere per il dimensionamento della rete di drenaggio in progetto, è stata eseguita avvalendosi di modelli concettuali di trasformazione afflussi-deflussi, applicati all'evento di precipitazione associato a tempo di ritorno di 25 anni.

Di seguito si descrive sinteticamente la metodologia utilizzata.

La verifica del sistema di drenaggio esistente è avvenuta applicando preliminarmente 3 metodologie concettuali di calcolo e successivamente scegliendo quella che rappresenta l'involuppo delle condizioni più gravose; in particolare i metodi applicati sono i seguenti:

- modello A/D della corrivazione;
- modello A/D dell'invaso lineare (IUH);
- modello A/D italiano dell'invaso.

Il metodo che prende in considerazione le condizioni idrodinamiche più gravose è risultato quello dell'invaso lineare (IUH).

Il calcolo idrologico-idraulico è stato eseguito imponendo in linea generale tempi di pioggia minimi pari a 15 minuti per tratti di rete di drenaggio di estensione inferiore a 1000 m e di 20 minuti per tratti di rete di drenaggio di estensione superiore, in ragione dei tempi di arrivo delle portate al colmo nelle sezioni terminali; nel presente Lotto si sono assunti tempi di pioggia pari a 15 minuti.

3.2.1.1 Modello A/D della corrivazione

Il modello concettuale di trasformazione afflussi-deflussi della corrivazione, o cinematico, considera come variabile fondamentale del processo di formazione della piena, la modalità di scorrimento delle acque di pioggia entro il bacino contribuente ed in particolare il "tempo di corrivazione", impiegato da una goccia caduta in un determinato punto per raggiungere la sezione di chiusura.

Esso è un modello di tipo lineare ovvero si basa sull'ipotesi che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo (l'idrogramma che si forma a causa di un dato pluviogramma è solo funzione di caratteristiche del bacino stazionarie ed indipendenti dall'evento in esame o da quelli pregressi): risulta pertanto possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

Sotto questa ipotesi, la portata defluente legata ad un afflusso $A(t)$ sarà data dall'integrale nel tempo t di un idrogramma unitario istantaneo (o IUH) $u(t)$, generato da un afflusso di altezza unitaria e durata infinitesima, moltiplicato per l'entità della precipitazione, ovvero dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^{t^*} [u(t - \tau) \cdot A(\tau)] \cdot d\tau.$$

Si ipotizza inoltre che l'idrogramma di afflusso sia costante e pari a:

$$A(t) = \varphi \cdot I(t_p) \cdot S,$$

con φ coefficiente di deflusso, $I(t_p)$ intensità media della pioggia di durata t_p , ed S superficie contribuente.

Il metodo cinematico definisce un tempo di corrivazione (o di concentrazione) t_c del bacino, pari al tempo impiegato dalla goccia caduta nel punto idraulicamente "più lontano" per giungere alla sezione di chiusura. Quando il tempo di pioggia t_p uguaglia t_c , tutto il bacino contribuisce al deflusso e (nell'ipotesi di afflusso costante) si ha il massimo di portata, il cui valore non aumenta più per $t_p > t_c$.

La soluzione dell'integrale di convoluzione porta pertanto a valutare la portata massima defluente come:

$$Q[m^3/s] = \frac{\varphi \cdot I(t_c) \cdot S}{360}, \quad [1]$$

con:

- φ [-] coefficiente di deflusso medio del bacino;
- $I(t_c)$ [mm/h] intensità media della pioggia di durata pari a t_c ;
- S [ha] superficie contribuente complessiva.

Per una rete di drenaggio il tempo di corrivazione sarà dato dalla somma $t_c = t_a + t_r$, dove:

- t_a è il *tempo di accesso* alla rete (ovvero quello massimo che la goccia d'acqua impiega a percorrere il bacino e raggiungere un punto della rete);
- t_r è il *tempo di rete*, impiegato dalla goccia per percorrere la rete fino alla sezione in esame.

Il tempo di accesso è generalmente di incerta determinazione, dipendendo nella realtà dalle caratteristiche del bacino (pendenza, uso del suolo, sviluppo della rete di drenaggio minore) e dalle condizioni di saturazione del terreno.

Esistono tuttavia in letteratura numerose formule empiriche per la stima di tale parametro, tra le quali in particolare la seguente, sviluppata dal Politecnico di Milano¹ (Mambretti e Paoletti, 1997), utilizza il modello del condotto equivalente, partendo dall'idea che il deflusso superficiale avvenga in realtà in una rete di piccole canalizzazioni incognite (grondaie, cunette, canalette, ecc.); poiché si fa riferimento ad una rete secondaria fittizia incognita, è possibile stimare l in funzione di S , sulla base di studi statistici sulla struttura topologica delle reti, ottenendo:

$$t_{ai} = \left(\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0,30}}{S_i^{0,375} \cdot (a \cdot \varphi_i)^{0,25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}, \quad [2]$$

¹ Mambretti, S. e Paoletti, A. (1997). *Il metodo del condotto equivalente nella simulazione del deflusso superficiale in ambiente urbano* - Atti del seminario "Modelli di dimensionamento per le fognature urbane" di S.Cassiano (BZ), 28-31/03/95. Modificata considerando una formula empirica per la stima di l (Rasulo, G. e Gisogni, C., 2001).

dove il pedice i indica il sottobacino i -esimo, mentre (oltre alle grandezze già citate):

l [m] è la massima lunghezza di deflusso superficiale (nella rete secondaria fittizia);

s [m/m] è la pendenza media del bacino;

a [mm/h ^{n}], n [-] sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica di progetto.

Per quanto riguarda invece il tempo di rete, nell'ipotesi di moto uniforme esso è valutabile semplicemente come rapporto tra la lunghezza del percorso e la velocità media della corrente. Alcune ricerche eseguite presso il Politecnico di Milano (Mignosa et al., 1995; Becciu et al.², 1997) mostrano tuttavia come il criterio di moto uniforme possa in realtà portare ad apprezzabili sovrastime del tempo di rete, con conseguente sottostima della portata al colmo. Risultati più soddisfacenti si ottengono invece con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot v_i}, \quad [3]$$

in cui il t_r [s] per il ramo in esame è dato dalla sommatoria (per il ramo stesso e per tutti quelli a monte lungo il percorso più lungo della rete) del rapporto lunghezza L [m] / velocità v [m/s] diviso per il fattore 1.5.

Sommando la [2] e la [3] è dunque possibile ottenere il tempo di concentrazione t_c per la sezione in esame, e quindi, ponendo $t_p=t_c$, determinare la relativa intensità di pioggia $I(t_p)$; dall'applicazione della [1] si ricava la portata massima di progetto Q , sulla base della quale può essere dimensionata la rete.

Si nota come la velocità della corrente nel tratto in esame dipenda dalla portata defluente, per cui viene svolta un'iterazione andando a sostituire nella [3] il valore di v ottenuto dalla Q appena determinata, ricalcolando poi la nuova Q e ripetendo i medesimi passaggi fino a convergenza.

3.2.1.2 Modello A/D dell'invaso lineare (IUH)

Il modello dell'invaso lineare deriva anch'esso dall'integrale di convoluzione descritto per il metodo cinematico; valgono le stesse considerazioni già espresse relativamente alle ipotesi di base (sistema lineare ed invariante, afflusso costante nel tempo).

Il metodo considera come predominante, anziché il moto di deflusso, l'effetto di laminazione degli afflussi meteorici svolto dal volume d'acqua W_x che si deve immagazzinare (sulla superficie del bacino contribuente e all'interno degli stessi rami della rete) affinché la portata Q defluisca attraverso la sezione in esame.

Il legame portata/volume viene assunto lineare, definendo un parametro K (costante d'invaso), dimensionato come un tempo, tale che:

$$Q(t) = \frac{W_x(t)}{K}.$$

Integrando rispetto al tempo tale relazione e l'equazione di continuità, per la quale l'afflusso netto $I(t)$ nel tempo sarà pari alla portata defluente più la variazione di volume di invaso, si ottiene l'idrogramma unitario istantaneo (IUH) dell'invaso lineare, ovvero:

$$u(t) = \frac{1}{K} e^{-\frac{t_p}{K}},$$

che sostituito nell'integrale di convoluzione porta, sempre nell'ipotesi di afflusso costante, a determinare la portata massima di piena come:

²Becciu, G. et al. (1997). *Risk Design of Urban Drainage Networks on the basis of Experimental Data* – Excerpta, n.11.

$$Q[m^3 / s] = \varphi \cdot \frac{I(t_p) \cdot S}{360} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t_p}{K}}\right), \quad [4]$$

con S in ha, I in mm/h, t_p e K nella medesima unità di misura.

Nota la curva di possibilità pluviometrica di progetto, uguagliando a zero la derivata della [4] rispetto a t_p è possibile determinare la durata di pioggia critica, ovvero quella che produce la portata massima.

Definendo il parametro adimensionale $r = t_p/K$, nel caso di una curva di possibilità pluviometrica monomia (legge di potenza) di parametri (a, n), tale condizione risulta verificata quando:

$$n = 1 - r \cdot \frac{e^{-r}}{1 - e^{-r}}. \quad [5]$$

La costante di invaso K esprime l'effetto combinato di tutti i fattori che determinano il complesso fenomeno della formazione della piena nel bacino, e riveste pertanto il significato di un parametro di taratura.

In letteratura sono disponibili diverse formule di tipo empirico per la stima di questo parametro. Poiché il fenomeno di formazione delle piene non segue in realtà leggi di tipo lineare, una maggiore accuratezza della stima è stata verificata da diversi Autori con l'adozione di ipotesi di quasi linearità, ovvero considerando il fenomeno lineare per il singolo evento di precipitazione, ma con la costante K variabile da evento a evento, in relazione all'afflusso meteorico.

In particolare, si fa riferimento alla relazione proposta da Desbordes³ (1975):

$$K[\text{min}] = \frac{4 \cdot S^{0.18} \cdot L^{0.15} \cdot t_p^{0.21}}{h^{0.07} \cdot (1 + \varphi)^{1.9} \cdot (100 \cdot s)^{0.36}} - 0.21, \quad [6]$$

dove, oltre ai parametri già citati, h [mm] è l'altezza di pioggia totale del pluviogramma netto, L[m] la lunghezza dell'asta principale di drenaggio.

Determinato quindi K, ed ottenuto r dalla relazione [5], può essere calcolato il tempo di pioggia $t_p = K \cdot r$. Poiché secondo la [6] K dipende da t_p , occorre iterare l'applicazione delle formule fino a convergenza. La portata massima di progetto Q viene quindi determinata dall'applicazione della [4].

3.2.1.3 Modello A/D italiano dell'invaso

Il metodo italiano dell'invaso lineare, originariamente concepito da Paladini (1901) e Fantoli⁴ (1904) come metodo di verifica, fu trasformato in metodo di progetto in particolare da Puppini⁵ (1932) e Supino⁶ (1933), che determinarono la durata della pioggia critica e il valore della corrispondente portata in funzione di alcune caratteristiche del bacino, della rete e della curva di possibilità pluviometrica, ben prima che nella bibliografia internazionale apparisse il metodo dell'invaso lineare (IUH) descritto in precedenza.

³Desbordes, M. (1975). *Un essai de modélisation des phénomènes de ruissellement pluvial urbain* – T.S.M. L'EAU, n.3, mars, pp.121-126, Francia.

⁴Fantoli, G. (1904). *Le acque di piena nelle reti delle fognature di Milano* – Comune di Milano: relazione della commissione Cipolletti, Fantoli, Soldati.

⁵Puppini, U. (1932). *Coefficienti udometrici per generica scala di deflusso* – L'Ingegnere.

⁶Supino, G. (1933). *Coefficienti udometrici per canali di fognatura* – Ricerche di Ingegneria.

Anche il metodo italiano assume lineare il legame tra il volume complessivamente invasato $W(t)$ e la portata $Q(t)$ contemporaneamente defluente nella sezione in esame; la portata al colmo viene però stimata in funzione del volume immagazzinato nel sistema bacino-rete, anziché in funzione della costante di invaso K .

Riconducendoci al metodo generale dell'invaso lineare, assumendo $K = Q / W_M$, dove Q e W_M rappresentano rispettivamente la portata massima e il volume di invaso massimo, la [4] può essere riscritta, adottando una CPP monomia di parametri (a , n) e imponendo che il valore di Q sia massimo (secondo la relazione [5]), come:

$$Q = n \cdot (\varphi \cdot a \cdot S)^{\frac{1}{n}} \cdot W_M^{\frac{n-1}{n}} \cdot f(n),$$

dove $f(n)$ è una funzione che dipende solo da n .

In particolare, $f(n)$ risulta poco variabile con n (per valori di n compresi tra 0,3 e 0,6 essa assume valori variabili tra 0,78 e 0,84). Assumendo quindi cautelativamente per $f(n)$ un valore costante pari a 0,78, la relazione precedente può essere scritta come:

$$Q[m^3 / s] = \frac{u \cdot S}{1000}, \quad [8.1]$$

con S in [ha], dove u [l/s/ha] è il coefficiente udometrico, definito come:

$$u = 2168 \cdot \frac{n \cdot (\varphi \cdot a)^{\frac{1}{n}}}{w^{\left(\frac{1}{n}-1\right)}}, \quad [8.2]$$

dove il parametro a va inserito in [m/hⁿ].

Il parametro w [m³/m²] rappresenta il volume di invaso specifico, ovvero $w = W_M/S$.

Il volume di invaso massimo W_M può essere determinato come somma dei seguenti fattori:

$$W_M = w_0 \cdot S + W_P + \sum_i W_i, \quad [9]$$

dove:

- w_0 è il volume dei piccoli invasi, ovvero un volume di invaso distribuito sulla superficie contribuyente;
- W_P è il volume di invaso proprio, immagazzinato all'interno del ramo in esame;
- W_i è il volume invasato nell' i -esimo tratto a monte di quello in esame.

Noto W_M , la portata può essere determinata⁷ mediante la [8.2] e la [8.1]; poiché però il volume di invaso proprio dipende dal livello idrico nel collettore in esame, e quindi dalla portata in esso defluente, occorre procedere per via iterativa fino a convergenza.

⁷ Si nota come la formulazione adottata per il calcolo della portata sia conforme a quanto proposto nella stesura originaria degli Autori del metodo. Nell'ambito dell'ingegneria italiana è stata diffusamente utilizzata una successiva rielaborazione, che comporta l'introduzione di un valore maggiorato dell'esponente della curva di possibilità pluviometrica, $n_0 = 4/3 \cdot n$. Tale assunzione deriva dalla generalizzazione di un'esperienza di Fantoli (1904) che sulla base di un'analisi di 6 eventi di precipitazione nell'area urbana milanese ipotizzò una dipendenza del coefficiente di deflusso dalla radice cubica dell'altezza (e quindi del tempo) di pioggia.

Per quanto esista in generale una tendenza all'aumento del coefficiente di deflusso al crescere dell'altezza totale di pioggia, essa non risulta tuttavia descritta universalmente da una legge di potenza con esponente 1/3, ma varia grandemente da sito a sito, e in

4. ANALISI IDRAULICA

4.1 Sistema di drenaggio delle acque di piattaforma

Di seguito si descrivono i criteri generali adottati nell'impostazione dello schema di raccolta e smaltimento delle acque di piattaforma e le soluzioni tecniche realizzative previste.

In particolare, sono stati definiti e sviluppati gli elementi tipologici di intercettazione in piattaforma, di convogliamento e di trattamento che permettono di minimizzare gli impatti a salvaguardia di una zona sensibile, interessata da diversi attingimenti a scopo idropotabile e da potenziali eventi di piena di notevole impatto sul territorio.

L'impostazione generale prevede che le acque raccolte in piattaforma vengano convogliate in un sistema chiuso caratterizzato da tubazioni interrate (in c.a. o acciaio) che si sviluppano in piattaforma o al piede dei rilevati, in funzione della livelletta e della tipologia di sezione stradale (rilevato, trincea, viadotto ecc.).

Poiché in generale i Lotti 1 e 3 dell'autostrada ricadono in aree esondabili, tale impostazione è anche compatibile con l'esigenza di preservare il sistema di raccolta e trattamento da possibili rischi connessi al verificarsi di eventi di piena particolarmente gravosi.

Le caratteristiche tipologiche e funzionali dei manufatti per la raccolta e il convogliamento degli afflussi meteorici, classificati in base alla tipologia di sezione stradale, risultano:

- Sezioni stradali in rettilineo (Figura 2):
 - sezione corrente: cunetta alla francese a lato carreggiata con scarico in pozzetti prefabbricati, collegati da tubazioni in calcestruzzo di diametro 600-800 mm; l'interasse longitudinale minimo viene assunto pari a 50 m in funzione della pendenza minima del tratto che limita la capacità di portata della cunetta.
- Sezioni stradali in curva (Figura 3):
 - sezione corrente: canaletta ad asola grigliata ($B \times H = 0.3 \times 0.5$ m) in centro strada con scarico in pozzetti prefabbricati, collegati da tubazioni in calcestruzzo di diametro 600-800 mm, l'interasse longitudinale minimo viene assunto pari a 50 m in funzione della pendenza minima del tratto che limita la capacità di portata della canaletta.

relazione alla tipologia di evento. Non appare inoltre possibile l'applicazione di tale ipotesi allo scroscio critico di progetto (intenso e di breve durata), il quale può essere contenuto in un evento di precipitazione più ampio.

Per tali ragioni si è ritenuto opportuno non adottare alcuna maggiorazione dell'esponente n , che peraltro risulta nella stima di portate al colmo di entità minore.

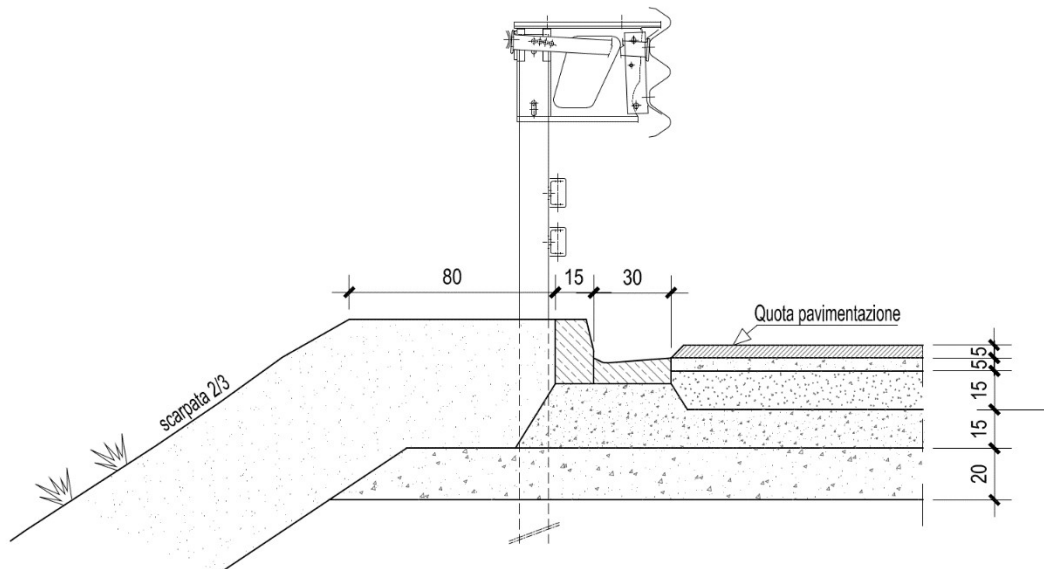


Figura 2 – Sezione stradale in rettilineo – cunetta alla francese con scarico in pozzetti prefabbricati

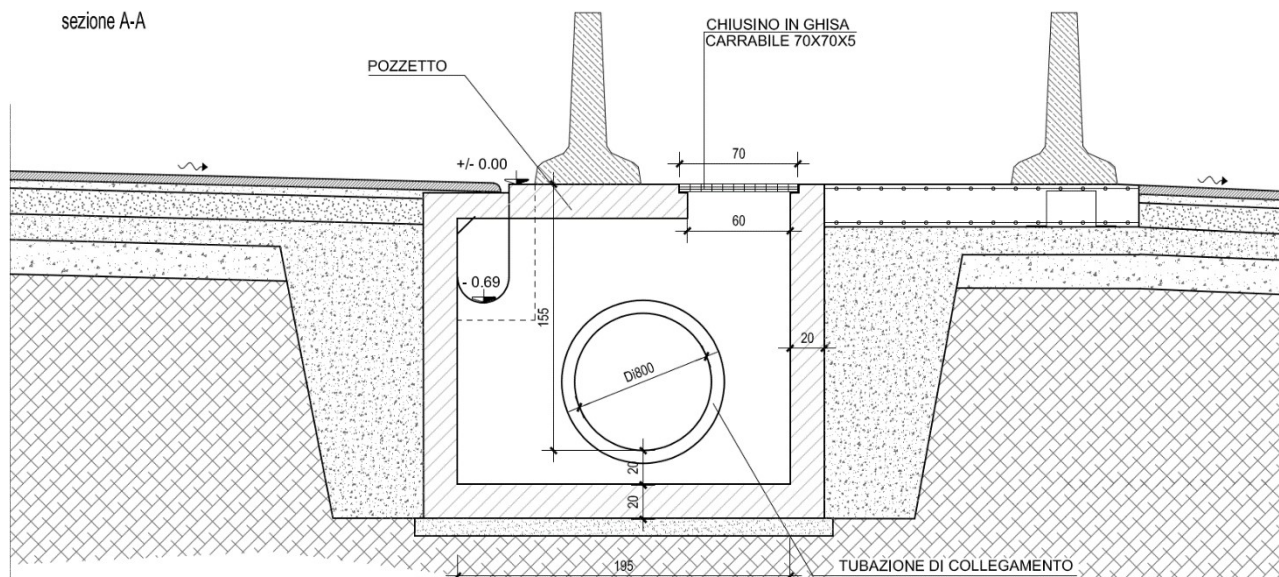


Figura 3 – Sezione stradale in curva – canaletta ad asola con scarico in pozzetti prefabbricati

Come prescritto dalla normativa, i recapiti avverranno nell'idrografia superficiale, in recettori finali selezionati in base a caratteristiche funzionali e idrauliche tali da privilegiare i corpi idrici che:

- non assolvano funzioni irrigue;
- presentino una sezione idraulica tale da assorbire senza condizionamenti sensibili la nuova portata scaricata;
- presentino quote altimetriche compatibili con le esigenze di recapito.

Nel caso specifico del LOTTO 1D, il recapito delle acque di piattaforma avviene nel rio Ribes.

Le acque di piattaforma raccolte, con particolare riferimento alle acque affluenti nella fase iniziale degli eventi meteorici (acque di prima pioggia), non verranno in nessun caso immesse direttamente nel Ribes ma saranno adeguatamente trattate nell'apposito impianto separatore di idrocarburi prefabbricato in acciaio. La portata complessiva del tratto autostradale sotteso all'impianto è quella denominata di prima pioggia corrispondente ai primi 5 mm caduti in 15 minuti, mentre la restante parte viene fatta fluire attraverso il bypass integrato alla vasca e viene convogliata al recapito, insieme all'acqua trattata. Il sistema è dimensionato per garantire allo

scarico un tenore di idrocarburi liberi inferiori a 5 mg/l nelle condizioni di prova previsti dalla norma EN858 ed è configurato in modo da ottenere un carico idraulico superficiale inferiore a 50 m/h. Il volume complessivo da trattare tramite l'impianto è pari a **108.8 m³**, in ragione di una superficie complessiva di piattaforma (del Lotto 1D) di circa **21750 m²** e di un apporto pluviometrico di **0.005 m**. Il sistema di trattamento delle acque di piattaforma verrà trattato nel dettaglio al successivo paragrafo 4.2.

4.1.1 Modello geometrico della rete di drenaggio autostradale

Dall'analisi della geometria del tratto autostradale oggetto di intervento sono stati individuati i bacini elementari scolanti che recapitano la portata all'impianto localizzato, come già detto alla progressiva km 38+160 lungo la carreggiata in direzione Torino. Gli schemi dei bacini elementari di piattaforma introdotti nel modello sono riportati nello specifico elaborato grafico SSP0101A050011PEIDR201.

La geometria della piattaforma, che definisce la dimensione di ciascun bacino scolante, è stata desunta in termini di larghezza e pendenze longitudinali e trasversali dagli elaborati del progetto stradale. Il coefficiente di deflusso assunto per la pavimentazione, costituita da asfalto drenante, è pari a 0.9. Come già detto in precedenza la durata della pioggia di progetto (TR 25 anni) è stata assunta pari a 15 minuti. La scabrezza della rete in progetto è stata assunta pari a 70 m^{1/3}/s, in ragione del materiale (cls) costituente i collettori di drenaggio.

Qui di seguito si riportano le tabelle relative alla schematizzazione della rete di drenaggio, specificando le caratteristiche geometriche ed i valori delle resistenze distribuite della rete, le caratteristiche fisiografiche ed i coefficienti di deflusso delle superfici scolanti ad essa sottesi.

Schematizzazione rete di drenaggio								
Immissioni	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza
	ID	descrizione						
-	1	3.01	96.80	3.00	circolare	600	cls	70
1	2	3.02	25.60	3.00	circolare	600	cls	70
2	3	3.03	323.80	3.00	circolare	800	cls	70
3+5	4	3.04	12.20	5.00	circolare	800	cls	70
6	5	3.05	52.50	8.00	circolare	600	cls	70
7	6	3.06	52.50	5.00	circolare	600	cls	70
8	7	3.07	52.50	14.00	circolare	600	cls	70
	8	3.08	110.10	7.00	circolare	600	cls	70
	9	3.09	51.95	7.00	circolare	600	cls	70
9	10	3.10	51.95	12.00	circolare	600	cls	70
10	11	3.11	9.65	16.00	circolare	600	cls	70
11	12	3.12	159.45	15.00	circolare	600	cls	70
4+12+14	13	3.13	20.35	5.50	circolare	800	cls	70

Schematizzazione rete di drenaggio								
Immissioni	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza
	-	ID						
15	14	3.14	327.95	3.00	circolare	800	cls	70
16	15	3.15	25.90	3.00	circolare	600	cls	70
17	16	3.16	16.65	3.00	circolare	600	cls	70
	17	3.17	96.53	3.00	circolare	600	cls	70

Tabella 5 - Schematizzazione della rete di drenaggio.

Caratteristiche schematiche del bacino afferente										
Immissioni	rami della rete di drenaggio		superficie direttamente afferente	coeff. di deflusso (ramo)	pendenza bacino (ramo)	volume piccoli invasi	superficie afferente totale	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto
	-	ID						descrizione	S [ha]	
	1	3.01	0.1803	0.90	25	6.0	0.1803	52.78	0.299	15.0
1	2	3.02	0.0366	0.90	25	6.0	0.2169	52.78	0.299	15.0
2	3	3.03	0.4688	0.90	25	6.0	0.6857	52.78	0.299	15.0
3+5	4	3.04	0.0000	0.90	25	6.0	1.0604	52.78	0.299	15.0
6	5	3.05	0.0818	0.90	25	6.0	0.3747	52.78	0.299	15.0
7	6	3.06	0.0736	0.90	25	6.0	0.2929	52.78	0.299	15.0
8	7	3.07	0.0736	0.90	25	6.0	0.2193	52.78	0.299	15.0
	8	3.08	0.1457	0.90	25	6.0	0.1457	52.78	0.299	15.0
	9	3.09	0.0756	0.90	25	6.0	0.0756	52.78	0.299	15.0
9	10	3.10	0.0756	0.90	25	6.0	0.1512	52.78	0.299	15.0
10	11	3.11	0.0000	0.90	25	6.0	0.1512	52.78	0.299	15.0
11	12	3.12	0.2326	0.90	25	6.0	0.3838	52.78	0.299	15.0
4+12+14	13	3.13	0.0000	-	-	-	2.1749	52.78	0.299	15.0
15	14	3.14	0.4744	0.90	25	6.0	0.7307	52.78	0.299	15.0
16	15	3.15	0.0472	0.90	25	6.0	0.2563	52.78	0.299	15.0
17	16	3.16	0.0000	-	-	-	0.2091	52.78	0.299	15.0
	17	3.17	0.2091	0.90	25	6.0	0.2091	52.78	0.299	15.0

Tabella 6 -Caratteristiche dei bacini afferenti.

4.1.2 Risultati ottenuti per il dimensionamento dei collettori principali

Nelle tabelle di seguito esposte vengono illustrati i risultati della verifica e del dimensionamento delle canalizzazioni di drenaggio per ciascuna direttrice di deflusso. Le opere di canalizzazione sono state considerate adeguate idraulicamente quando il loro riempimento, per la portata di progetto, si mantiene inferiore o uguale al 70%.

Solo in alcuni isolati casi è stato ritenuto adeguato anche un riempimento maggiore in ragione delle esigenze realizzative della rete di drenaggio.

Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete									
Immissioni	rami della rete di drenaggio		sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
	-	ID							
	1	3.01	circolare	600	0.063	180	30.0%	0.88	0.74
1	2	3.02	circolare	600	0.076	198	33.0%	0.93	0.74
2	3	3.03	circolare	800	0.239	328	41.0%	1.23	0.77
3+5	4	3.04	circolare	800	0.368	360	45.0%	1.68	0.98
6	5	3.05	circolare	600	0.131	204	34.0%	1.54	1.21
7	6	3.06	circolare	600	0.102	204	34.0%	1.20	0.96
8	7	3.07	circolare	600	0.076	132	22.0%	1.66	1.59
	8	3.08	circolare	600	0.051	132	22.0%	1.10	1.13
	9	3.09	circolare	600	0.026	96	16.0%	0.90	1.10
9	10	3.10	circolare	600	0.053	114	19.0%	1.41	1.46
10	11	3.11	circolare	600	0.053	108	18.0%	1.52	1.68
11	12	3.12	circolare	600	0.134	174	29.0%	1.97	1.67
4+12+14	13	3.13	circolare	800	0.746	552	69.0%	2.02	0.89
15	14	3.14	circolare	800	0.254	344	43.0%	1.23	0.77
16	15	3.15	circolare	600	0.089	222	37.0%	0.94	0.74
17	16	3.16	circolare	600	0.073	198	33.0%	0.90	0.74
	17	3.17	circolare	600	0.073	198	33.0%	0.90	0.74

Tabella 7 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete.

4.1.3 Verifica della capacità di smaltimento degli elementi di intercettazione del deflusso superficiale presenti in piattaforma

Il drenaggio della piattaforma è realizzato:

- nei tratti in rettilineo da una cunetta alla francese in cls, avente la geometria di Figura 2, posta al bordo esterno della corsia di emergenza;
- nei tratti in curva da una canaletta ad asola in cls con griglia in superficie, avente fondo arcuato di dimensioni $B \times H = 0.3 \times 0.5$ m.

Al fine di stabilire l'interasse minimo di posizionamento degli scarichi per i suddetti elementi di intercettazione, si sono valutate le portate massime smaltibili delle canalizzazioni superficiali in relazione alla portata prodotta da una superficie elementare di piattaforma ad esse sottesa.

Questa valutazione è stata parimenti eseguita tramite il modello già utilizzato per il dimensionamento dei collettori principali assumendo gli stessi parametri idrologici e idraulici al contorno.

Per quanto attiene la cunetta alla francese, i tratti più critici sono caratterizzati da pendenza minima longitudinale pari allo 0.3%, valore che garantisce un deflusso massimo pari a 24 l/s con un tirante di 0.12 m, producendo un allagamento della corsia di emergenza per una ampiezza di circa 1.00 m, misurata esternamente alla cunetta stessa. Tale portata è generata da una superficie elementare di piattaforma di estensione longitudinale di 50.0 m e larghezza media 14.2 m. In ragione di queste valutazioni idrologiche si è quindi assunto un interasse per gli scarichi non superiore a 50 m.

Per quanto attiene la canaletta ad asola, essa ha una capacità di deflusso più elevata in ragione delle sue maggiori dimensioni rispetto alla cunetta. Anche nei tratti più critici, a pendenza minima pari allo 0.3%, essa è in grado di trasferire portate molto superiori. Anche in questo caso si è eseguita una valutazione della portata generata da una superficie elementare di piattaforma di estensione longitudinale questa volta pari a 50.0 m e larghezza media di 14.2 m; la portata generata è pari a 25 l/s che transita nella canaletta ad asola generando un riempimento pari al 20.9 %. Si è scelto per ragioni legate al posizionamento della canaletta in centro strada di prevedere uno scarico ogni 50 m, data la difficoltosa manutenzione della stessa canaletta nel tempo. In questo modo il rischio di un suo intasamento risulta molto basso, permettendo interventi di manutenzione più protratti nel tempo.

Di seguito si allegano i calcoli idraulici in moto uniforme eseguiti per la cunetta alla francese (Figura 4) e per la canaletta ad asola (Figura 5).

Dati geometrici		
Livello idrico minimo:	Yo [m]	0.00
Livello idrico massimo:	Ymax [m]	0.12
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0.12
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		7
Pendenza longitudinale:	i [%]	0.30%

Risultati		
Portata massima defluibile:	Q _{max} [m ³ /s]	0.025
Portata di verifica:	Q [m³/s]	0.025
Riempimento:	r [%]	100.0%
Area bagnata	A [m ²]	0.06
Perimetro bagnato	B [m]	1.55
Larghezza pelo libero	b [m]	1.43
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70.0

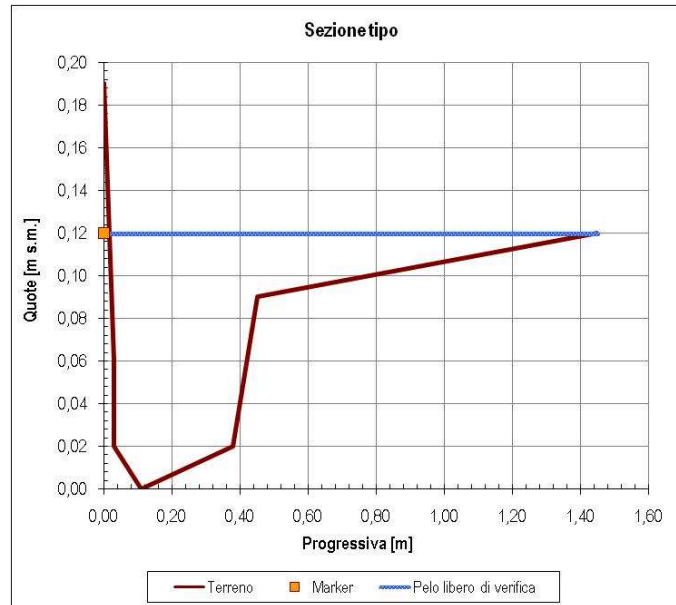


Figura 4 – Scala di deflusso in moto uniforme per la cunetta alla francese.

Dati geometrici		
Livello idrico minimo:	Yo [m]	0.00
Livello idrico massimo:	Ymax [m]	0.50
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0.13
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		100
Pendenza longitudinale:	i [%]	0.73%

Risultati		
Portata massima defluibile:	Q _{max} [m ³ /s]	0.204
Portata di verifica:	Q [m³/s]	0.029
Riempimento:	r [%]	20.9%
Area bagnata	A [m ²]	0.03
Perimetro bagnato	B [m]	0.43
Larghezza pelo libero	b [m]	0.30
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70.0

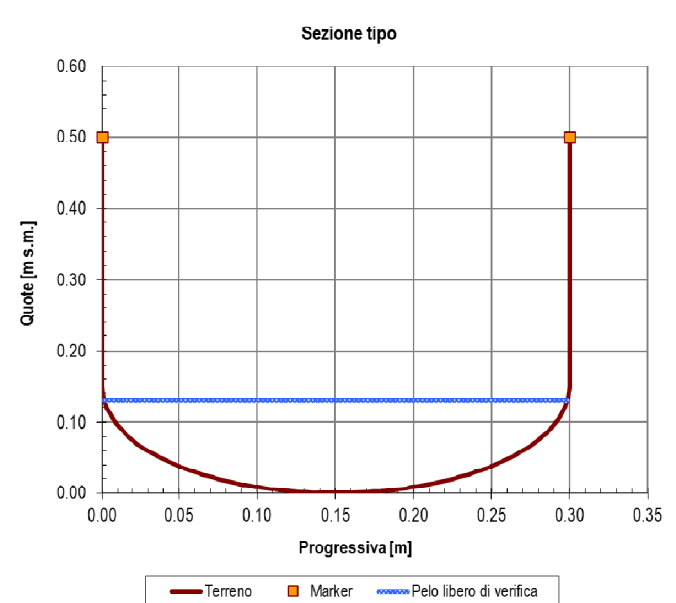


Figura 5 – Scala di deflusso in moto uniforme per la canaletta ad asola.

4.2 Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di piattaforma

4.2.1 Vasche di trattamento delle acque di prima pioggia

Prima di essere immesse nel corpo recettore, le acque di origine meteorica (estremamente cariche di sostanze inquinanti) devono subire i seguenti trattamenti:

- separazione dei solidi grossolani;
- separazione dei solidi sedimentabili mediante apposito comparto opportunamente dimensionato;
- separazione degli idrocarburi.

Nell'ottica di un inserimento ambientale dell'infrastruttura, volto al rispetto della tutela ambientale del territorio e dei corpi idrici, nel Lotto in progetto si prevede di utilizzare un sistema di trattamento in continuo, poiché si prevede il trattamento di tutte le acque di prima pioggia sottese dalla piattaforma stradale, lungo tratti di lunghezza anche rilevante. Tale sistema garantisce una buona efficienza depurativa delle acque anche per portate di seconda pioggia, ma soprattutto è caratterizzato da un funzionamento a gravità, senza l'impiego di organi elettromeccanici automatizzati (sistemi di pompaggio), che richiederebbero un elevato onere in termini di esecuzione impiantistica, gestione e manutenzione.

La vasca di trattamento delle acque di prima pioggia è costituita da impianti separatori di idrocarburi prefabbricati in acciaio dotati di:

- scolmatore di piena e by-pass integrati per la deviazione delle portate in ingresso eccedenti quelle trattabili;
- comparto di decantazione per la rimozione dei solidi sedimentabili;
- filtro coalescente lamellare in polipropilene a nido d'ape per l'aggregazione dei liquidi leggeri per facilitarne la flottazione;
- otturatore automatico galleggiante a protezione dell'uscita.

L'impianto prevede uno scomparto scolmatore di piena, uno scomparto di decantazione e uno scomparto di separazione oli con filtro a coalescenza munito di dispositivo di scarico con otturatore a galleggiante mobile opportunamente tarato; tale da impedire la fuoriuscita di oli quando la camera di raccolta è completamente riempita.

Il decantatore è configurato in modo da ottenere un carico idraulico superficiale inferiore a 50 m/h. Il volume utile del decantatore è di 100 litri per l/s trattato ed è tale da condurre ad un tempo di transito superiore ai 190 secondi, tempo sufficiente a consentire la separazione dalle sostanze sedimentabili. Le acque così pretrattate vengono avviate attraverso la sezione di separazione oli, dove subiscono una flottazione delle sostanze leggere. Il sistema è dimensionato per garantire allo scarico un tenore di idrocarburi liberi inferiori a 5 mg/l nelle condizioni di prova previsti dalla norma EN858.

Per consentire di abbattere il carico inquinante, garantendo così il rispetto dei limiti agli scarichi imposti dal Decreto Legislativo n. 152 del 2006, viene impiegato il filtro a coalescenza. Con questo sistema le microparticelle di oli aderiscono ad un particolare materiale coalescente (effetto di assorbimento), che ne determina un incremento delle dimensioni (effetto di coalescenza), risultando così favorita la flottazione in superficie.

In relazione alla manutenzione ordinaria del sistema di depurazione, occorre prevedere almeno un'estrazione semestrale dei liquidi leggeri e ad uno svuotamento annuale dei fanghi. È necessario tuttavia evidenziare che la frequenza delle operazioni di manutenzione è funzione del carico inquinante a cui il separatore è sottoposto. Le operazioni di manutenzione consistono nella rimozione del solido sedimentato e asportazione degli idrocarburi flottanti, nonché nella pulitura dei filtri a coalescenza con idropulitrice.

Il criterio di dimensionamento degli impianti di trattamento è basato sul calcolo della portata scolante. Il volume di prima pioggia viene individuato dal prodotto dall'altezza d'acqua di prima pioggia h per l'estensione della superficie scolante ragguagliata dell'intera infrastruttura autostradale.

$$V = \varphi \cdot S \cdot h \text{ [m}^3\text{]}$$

dove S è l'area [m²] e h l'altezza di pioggia [m] e φ indica il coefficiente di deflusso per la superficie considerata (considerato cautelativamente pari a 1).

Le normative vigenti identificano le acque di prima pioggia quelle corrispondenti ad una precipitazione meteorica di 5 mm da cui si ottiene un volume specifico di 50 m³/ha. Considerando che questo volume cada in un tempo di pioggia di 15 min si ottiene la portata da trattare all'interno delle vasche con principio di funzionamento in continuo. Le dimensioni dei separatori di idrocarburi prescelti sono tali da essere in grado di smaltire e trattare una portata in ingresso massima pari a 250 l/s. Le caratteristiche dimensionali della vasca prevista per il tratto autostradale in esame è riportata nella seguente tabella.

progressiva asse pozzetto ingresso (km)	S scolante (m ²)	V prima pioggia (m ³)	Q prima pioggia (l/s)	Q TR25 (l/s)	Separatore di idrocarburi	
					TN (l/s)	Q punta smaltibile (l/s)
38+160	21750	108.8	121	746	250	1250

Tabella 8 -Dimensionamento dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia.

4.3 Dimensionamento collettore di recapito acque di piattaforma in rio Ribes e verifica compatibilità dello scarico

Dallo sbocco dell'impianto di trattamento, la portata meteorica a tempo di ritorno 25 anni viene trasferita tramite un collettore di diametro 1000 mm nel rio Ribes. Il collettore si sviluppa secondo un'estensione pari a circa 620 m in cui sono previsti 11 pozzetti di ispezione di dimensioni BxL=1.5x1.5 m ed è caratterizzato da una pendenza di fondo pari all'1.33 %

La portata meteorica generata dalla piattaforma autostradale dell'intero Lotto 1D è pari a 746 l/s; essa viene trasferita in Ribes dal collettore in progetto con un riempimento del 38%, un'altezza d'acqua di 0.38 m e una velocità media di 2.82 m/s.

Il bacino idrografico del rio Ribes e la superficie scolante complessiva autostradale hanno tempi di corrivazione molto diversi tra loro; il rio Ribes, infatti, a valle dell'infrastruttura autostradale in progetto ha un tempo di corrivazione di 3.75 ore a fronte del tempo di corrivazione della piattaforma autostradale del Lotto 1D che risulta pari a 5.9 minuti.

Il colmo dell'idrogramma della portata a tempo di ritorno 25 anni generata dalla piattaforma autostradale arriva nella sezione di confluenza in Ribes molto anticipato rispetto al deflusso del corso d'acqua stesso. Va aggiunto che in ogni caso la portata con tempo di ritorno 25 anni del Ribes non è contenuta nella sistemazione di progetto prevista.

Pertanto la verifica di compatibilità idraulica dello scarico in Ribes è stata eseguita prendendo in conto la massima capacità di portata dello stesso Ribes pari a 35 m³/s; tale portata defluisce nella sezione sistemata del Ribes con un tirante di 1.78 m ed un franco di sicurezza rispetto alla sommità delle sponde di 0.22 m, in ragione di un'altezza della sezione sistemata di 2.00 m.

La portata TR25 anni in arrivo dall'autostrada ($0.746 \text{ m}^3/\text{s}$) risulta pari al 2.13% di quella massima ammissibile del Ribes e quindi non produce alcuna perturbazione significativa sul deflusso del rio.