



TORINO - IVREA - QUINCINETTO  
 IVREA - SANTHIA'  
 SISTEMA AUTOSTRADALE  
 TANGENZIALE DI TORINO

VISTO per ATIVA S.p.A.



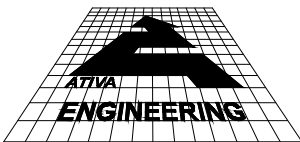
*Amministratore Delegato*  
 Dott. Ing. LUIGI CRESTA

## **AUTOSTRADA A4/A5 - A5 TORINO QUINCINETTO IVREA SANTHIA'**

### ***NODO IDRAULICO DI IVREA 2° FASE DI COMPLETAMENTO LOTTO 1B***

### ***PROGETTO ESECUTIVO***

### ***SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA Relazione idrologica ed idraulica***

IL PROGETTISTA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
  <i>Il Direttore Tecnico</i>  Dott. Ing. ROBERTO PETRALI ordine degli Ingegneri di Milano n° 14638	HYDRODATA S.p.A. M. Cerrina	HYDRODATA S.p.A. M. Buffo	ATIVA ENGINEERING V. Palmisano
	DATA MARZO 2020	REVISIONE	DATA
	SCALA -		
	UFFICIO SSP0101A050009PEIDR002--	COMMESSA	N° PROGETTO

## INDICE

1. PREMESSA	1
2. INTERVENTI E MISURE DI PREVENZIONE DELL'INQUINAMENTO DELLE ACQUE SUPERFICIALI	2
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 1B 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	19
4.1.3 Metodo cinematico per la verifica della capacità di smaltimento del sistema canaletta - cordolo – embrice e dell'interasse degli organi di scarico	21
4.1.4 Metodo cinematico per la verifica della capacità di smaltimento e determinazione dell'interasse dei punti di scarico del sistema canaletta - cordolo – caditoia	22
4.2 Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di piattaforma e laminazione delle portate di piena	25
4.2.1 Vasche di trattamento delle acque di prima pioggia	25
4.2.2 Bacini di biofiltrazione e per l'invaso delle portate di piena	27

## 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 1B- 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);
- bacini di laminazione e biofiltrazione.

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 per tutti i tratti soggetti a esondazione. Le vasche di trattamento delle acque di prima pioggia sono ubicate in corrispondenza di apposite piazzole idrauliche (in rilevato), in aree intercluse o comunque protette dagli eventi di piena. Per le vasche poste o collettibili verso aree protette, si prevede un sistema successivo di laminazione e affinamento del processo depurativo in specifici bacini di biofiltrazione. I bacini sono progettati per invasare completamente il volume di pioggia per eventi a TR 25 anni; si prevede comunque uno scarico di troppo pieno per garantirne lo svuotamento in caso portate superiori a quelle generate dall'evento con tempo di ritorno di riferimento.

## 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 recettore. 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 recettori.

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  $\mu\text{m}$ ); 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 sopracitato 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.

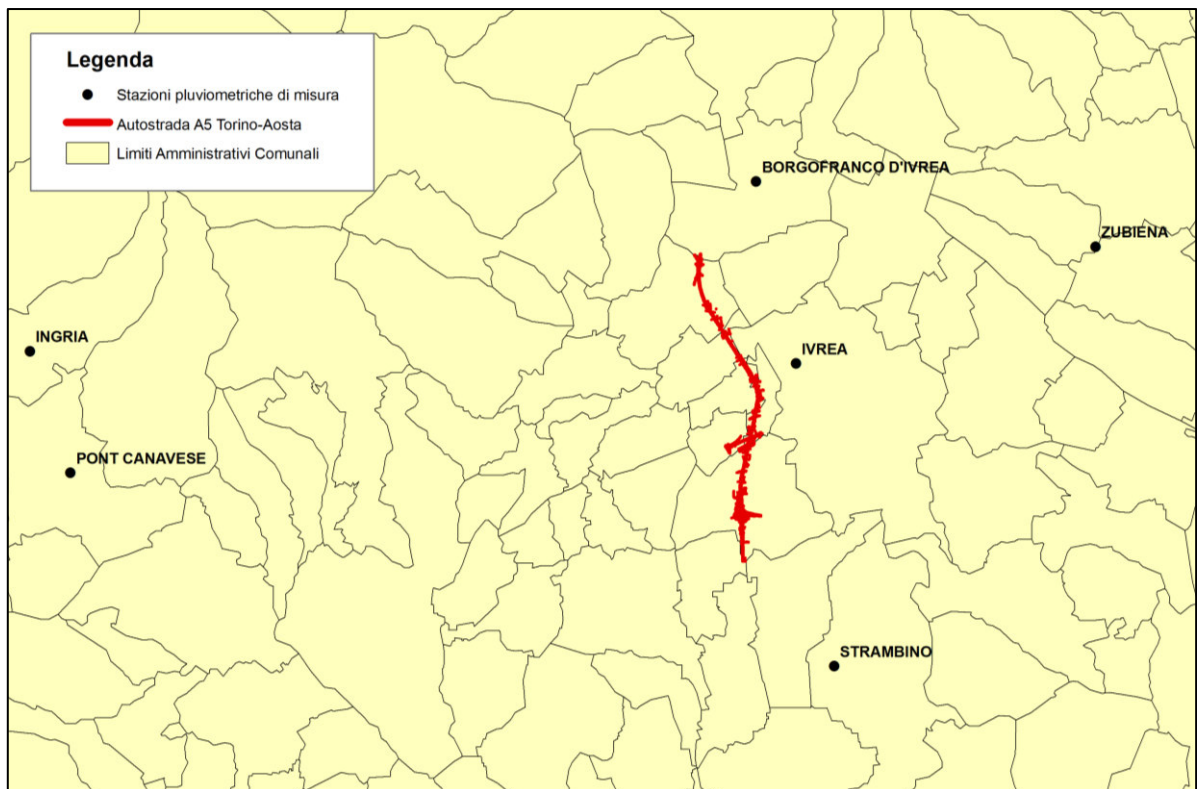


Figura 1 - Ubicazione delle stazioni pluviometriche utilizzate.

### 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)

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

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)

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

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 km<sup>2</sup>; 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 A5in oggetto è suddiviso in 3 lotti funzionaliciascuno dei quali è caratterizzatopluviometricamente 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:

<b>Lotto 1</b>	<b><math>a_{25} = 52.78</math></b>	<b><math>n_{25} = 0.299</math></b>
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 1B 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 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 di ciascun tratto di rete.

##### *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  $\varphi$  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:

- $\varphi$  [-] 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 Milano<sup>1</sup> (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:

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

<sup>1</sup> 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 Gissoni, 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<sup>n</sup>],  $n$  [-] 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.<sup>2</sup>, 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  $l(t)$  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:

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

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

<sup>2</sup>Becciu, 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 Desbordes<sup>3</sup> (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 Fantoli<sup>4</sup> (1904) come metodo di verifica, fu trasformato in metodo di progetto in particolare da Puppini<sup>5</sup> (1932) e Supino<sup>6</sup> (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.

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

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

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

<sup>6</sup>Supino, 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/h<sup>n</sup>].

Il parametro  $w$  [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>] 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 determinata<sup>7</sup> 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.

<sup>7</sup> 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 di fossi di guardia rivestiti o di tubazioni interrato (in c.a. o acciaio) che si sviluppino in piattaforma o al piede dei rilevati, in funzione della livelletta e della tipologia di sezione stradale (rilevato, trincea, viadotto ecc.).

Poiché 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:
  - sezione corrente: cunetta alla francese individuata dal cordolo con caditoia di scarico in pozzetti prefabbricati, collegati da tubazioni in calcestruzzo di diametro 300-1000 mm; interasse minimo 40-50 m in funzione della pendenza del tratto;
  - sezione con ricettore al piede rilevato: fosso di guardia trapezio rivestito in lastre prefabbricate di calcestruzzo con larghezza alla base 0.30 m, altezza 0.30 m e pendenza delle sponde 1/1, oppure avente larghezza alla base 0.50 m, altezza 0.50 m e pendenza delle sponde 1/1, alimentati da canalette prefabbricate ad embrice in calcestruzzo;
  - in corrispondenza dei viadotti: cunetta individuata dal cordolo, collettore di scarico con interasse 20 m e tubazione in acciaio sottostante all'impalcato di diametro 300-500 mm.
- Sezioni stradali in curva:
  - sezione corrente: cunetta alla francese individuata dal cordolo con caditoia di scarico in pozzetti prefabbricati, collegati da tubazioni in calcestruzzo di diametro 300-1000 mm;
  - rampa E: fosso di guardia trapezio rivestito in calcestruzzo con larghezza alla base 0.50 m, altezza 0.50 m e pendenza delle sponde 1/1; canaletta trapezia realizzata nell'area spartitraffico con larghezza alla base 0.30 m, altezza 0.30 m e pendenza delle sponde 1/1.

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.

---

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.

Nel caso specifico del LOTTO 1B, il recapito delle acque di piattaforma avvienepers i bacini B1 e B2 (funzionali alle rispettive vasche V1 e V2), nell'affluente in sinistra del torrente Chiusella.

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 nei recettori ma saranno adeguatamente trattate in appositi impianti separatori di idrocarburi prefabbricati in acciaio.

Le vasche complessivamente previste per il LOTTO 1B in oggetto sono 2:

- V1 (progr. pozzetto ingresso 37+100) – Settore di piattaforma afferente: da progr. 36+500 a progr. 37+800. Recapito nel rio Borra della Massa (affluente Chiusella), previo bacino di laminazione e biofiltrazione B1.
- V2 (progr. pozzetto ingresso 37+080) – Settore di piattaforma afferente: da progr. 36+500 a progr. 37+800. Recapito nel rio Borra della Massa (affluente Chiusella), previo bacino di laminazione e biofiltrazione B2.

Le caratteristiche dimensionali delle vasche, in termini di superficie impermeabile e portata trattata, sono riassunte nella Tabella 5 seguente, dove le colonne indicano i seguenti elementi:

- vasche: denominazione della vasca di trattamento di prima pioggia;
- superficie: superficie complessiva del bacino afferente alle vasche di trattamento;
- Q prima pioggia: portata di prima pioggia afferente alle vasche, determinata da un tirante idrico di 5 mm di pioggia distribuito sulla superficie complessiva, per un evento di pioggia di 15 minuti;
- Q punta: portata di piena generata sul bacino in esame da un evento meteorico con tempo di ritorno 25 anni;
- TN: taglia nominale, portata limite di prima pioggia che i separatori di idrocarburi sono in grado di trattare.

Vasche	Ubicazione	progressiva asse pozzetto ingresso	progressiva. asse piazzola	Superficie scolante	Q prima pioggia	Q TR25	TN
		(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(l/s)	(l/s)	(l/s)
V1	area interclusa	37100	-	38495	214	1296	250
V2	area interclusa	37080	-	34010	189	1149	250

Tabella 5 - Ubicazione e caratteristiche dimensionali delle vasche di trattamento di prima pioggia.

La portata complessiva del tratto autostradale sotteso a ciascuna delle vasche di raccolta viene parzialmente trattata all'interno delle stesse (per la quota parte 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.

A valle dei separatori di idrocarburi sono inoltre previsti dei bacini di laminazione e biofiltrazione dimensionati per garantire un effetto di laminazione della portata in uscita e un affinamento del trattamento di rimozione degli inquinanti tali da minimizzare gli impatti sui corpi idrici superficiali ricettori.

I bacini di laminazione e biofiltrazione sono dimensionati per invasare completamente la portata di piena con tempo di ritorno 25 anni; si prevede tuttavia uno scarico di troppo pieno per garantire lo svuotamento di tali invasi in caso di eventi di pioggia più gravosi e, al contempo, per evitare che si verifichino fenomeni di rigurgito nelle vasche di trattamento. Per tali ragioni, la quota di fondo scorrevole degli scarichi è prevista superiore alla quota di massimo invaso. Le caratteristiche dimensionali dei bacini risultano:



VASCA	Bacino di laminazione e fitodepurazione	Volume bacino totale (m <sup>3</sup> )	Volume bacino disponibile in vaso portata TR25 (m <sup>3</sup> )	Recapito
V1	bacino B1	7795	3950	affluente Chiusella
V2	bacino B2	7895	3695	affluente Chiusella

Tabella 6 - Sistema di trattamento delle acque di prima pioggia e di laminazione delle portate di piena.

Il sistema di trattamento delle acque di piattaforma e di laminazione delle portate di piena 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 in 2 punti definiti idonei per il trattamento delle acque di prima pioggia. Gli schemi dei bacini elementari di piattaforma introdotti nel modello sono riportati nello specifico elaborato grafico SSP0101A050009PEIDR404.

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.

VASCA V1 – Schematizzazione rete di drenaggio								
Immissioni	Rami della rete di drenaggio		Lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	Sezionecanaletta o tubazione	Dimensione principale D [mm]	Materialecanaletta o tubazione	Coefficiente scabrezza c [m <sup>1/3</sup> /s]
	ID	Descrizione						
	1	1.01	60.00	1.90	circolare	300	acciaio	100
1	2	1.22	137.25	1.90	circolare	450	acciaio	100
2	3	1.24	145.75	1.90	circolare	500	acciaio	100
3	4	1.02	135.69	12.60	circolare	600	cls	70
4+20	5	1.14	122.09	12.60	circolare	800	cls	70
5	6	1.23	48.06	12.60	circolare	800	cls	70
	7	1.20	72.50	3.30	circolare	300	acciaio	100
7	8	1.25	154.23	3.30	circolare	450	acciaio	100
8	9	1.26	168.21	3.30	circolare	500	acciaio	100
9	10	1.16	63.13	24.40	circolare	600	cls	70
10+16	11	1.17	90.22	24.40	circolare	600	cls	70
11	12	1.18	149.72	1.20	circolare	1 000	cls	70
	13	1.05	81.34	32.40	circolare	400	cls	70
13+24	14	1.21	73.54	33.20	circolare	400	cls	70
	15	1.06	85.61	14.30	circolare	400	cls	70
	16	1.15	161.43	42.00	circolare	400	cls	70
14+15	17	1.10	43.00	5.00	circolare	600	cls	70
17+21	18	1.11	11.18	3.50	circolare	600	cls	70
18+23	19	1.12	304.82	10.00	circolare	600	cls	70
19	20	1.13	10.05	2.00	circolare	800	cls	70
	21	1.07	85.85	14.30	circolare	400	cls	70
6+12	22	1.19	11.97	9.00	circolare	800	acciaio	100
	23	1.03	236.28	33.20	circolare	400	cls	70
	24	1.04	179.71	33.20	circolare	400	cls	70

VASCA V1 - Caratteristiche schematiche del bacino afferente										
Immissioni	Rami della rete di drenaggio		Superficie direttamente afferente S [ha]	Coeff. di deflusso (ramo) $\phi$ [-]	Pendenza bacino (ramo) s [%]	Volume piccoli invasi w0 [mm]	Superficie afferente totale S <sub>T</sub> [ha]	Parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		Durata pioggia di progetto tp [min]
	ID	descrizione						a [mm/h <sup>n</sup> ]	n [-]	
-	1	1.01	0.1070	0.90	25	6.0	0.1070	52.78	0.299	15.0
1	2	1.22	0.2440	0.90	25	6.0	0.3510	52.78	0.299	15.0
2	3	1.24	0.2440	0.90	25	6.0	0.5950	52.78	0.299	15.0
3	4	1.02	0.3638	0.90	25	6.0	0.9588	52.78	0.299	15.0
4+20	5	1.14	0.1131	0.90	25	6.0	2.4871	52.78	0.299	15.0
5	6	1.23	0.0624	0.90	25	6.0	2.5495	52.78	0.299	15.0
	7	1.20	0.1280	0.90	25	6.0	0.1280	52.78	0.299	15.0
7	8	1.25	0.2730	0.90	25	6.0	0.4010	52.78	0.299	15.0
8	9	1.26	0.2730	0.90	25	6.0	0.6740	52.78	0.299	15.0
9	10	1.16	0.1430	0.90	25	6.0	0.8170	52.78	0.299	15.0
10+16	11	1.17	0.1120	0.90	25	6.0	1.1110	52.78	0.299	15.0
11	12	1.18	0.1890	0.90	25	6.0	1.3000	52.78	0.299	15.0
	13	1.05	0.0920	0.90	25	6.0	0.0920	52.78	0.299	15.0
13+24	14	1.21	0.1490	0.90	25	6.0	0.4300	52.78	0.299	15.0
	15	1.06	0.1620	0.90	25	6.0	0.1620	52.78	0.299	15.0
	16	1.15	0.1820	0.90	25	6.0	0.1820	52.78	0.299	15.0
14+15	17	1.10	0.0000	0.90	25	6.0	0.5920	52.78	0.299	15.0
17+21	18	1.11	0.0318	0.90	25	6.0	0.8038	52.78	0.299	15.0
18+23	19	1.12	0.2684	0.90	25	6.0	1.4152	52.78	0.299	15.0
19	20	1.13	0.0000	0.90	25	6.0	1.4152	52.78	0.299	15.0
	21	1.07	0.1800	0.90	25	6.0	0.1800	52.78	0.299	15.0
6+12	22	1.19	0.0000	0.90	25	6.0	3.8495	52.78	0.299	15.0
	23	1.03	0.3430	0.90	25	6.0	0.3430	52.78	0.299	15.0
	24	1.04	0.1890	0.90	25	6.0	0.1890	52.78	0.299	15.0

Tabella 7 - Schematizzazione della rete di drenaggio e caratteristiche del bacino afferente – Vasca V1.

VASCA V2 - Schematizzazione della rete di drenaggio								
Immissioni	Rami della rete di drenaggio		Lunghezza tratto L [m]	Pendenza longitudinale i [%]	Sezione canaletta o tubazione -	Dimensione principale D [mm]	Materiale canaletta o tubazione -	Coefficiente scabrezza c [m <sup>1/3</sup> /s]
	ID	descrizione						
-	1	2.01	60.00	1.90	circolare	300	acciaio	100
1	2	2.22	137.25	1.90	circolare	450	acciaio	100
2	3	2.24	145.75	1.90	circolare	500	acciaio	100
3	4	2.02	123.67	12.60	circolare	600	cls	70
4+27	5	2.13	11.11	2.00	circolare	800	cls	70
5	6	2.14	170.23	12.60	circolare	800	cls	70
6+15	7	2.06	8.63	12.60	circolare	800	cls	70
7+20	8	2.27	12.41	12.60	circolare	800	cls	70

VASCA V2 - Schematizzazione della rete di drenaggio								
Immissioni -	Rami della rete di drenaggio		Lunghezza tratto L [m]	Pendenza longitudinale i [‰]	Sezione canaletta o tubazione -	Dimensione principale D [mm]	Materiale canaletta o tubazione -	Coefficiente scabrezza c [m <sup>1/3</sup> /s]
	ID	descrizione						
	9	2.20	72.24	3.30	circolare	300	acciaio	100
9	10	2.25	153.86	3.30	circolare	450	acciaio	100
10	11	2.26	167.91	3.30	circolare	500	acciaio	100
11	12	2.09	156.69	24.40	circolare	600	cls	70
12+17	13	2.08	92.59	24.40	circolare	600	cls	70
13	14	2.05	44.49	1.20	circolare	800	cls	70
14	15	2.04	34.53	1.20	circolare	800	cls	70
	16	2.19	35.50	33.20	trapezia	300	cls	70
16	17	2.17	51.72	33.20	circolare	300	cls	70
	18	2.16	128.84	16.20	trapezia	500	cls	70
18	19	2.15	167.44	33.20	trapezia	500	cls	70
25	20	2.03	103.50	1.00	circolare	800	cls	70
	21	2.21	35.40	33.20	trapezia	300	cls	70
21	22	2.18	55.38	33.20	trapezia	500	cls	70
	23	2.11	148.50	16.20	trapezia	300	cls	70
23	24	2.10	159.64	33.20	trapezia	300	cls	70
26	25	2.30	17.81	10.00	circolare	800	cls	70
24	26	2.07	39.74	16.20	trapezia	300	cls	70
	27	2.12	113.29	13.40	circolare	600	cls	70

VASCA V2 - Caratteristiche schematiche del bacino afferente										
Immissioni -	Rami della rete di drenaggio		Superficie direttamente afferente S [ha]	Coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	Pendenza bacino (ramo) s [‰]	Volume piccoli invasi w0 [mm]	Superficie afferente totale S <sub>T</sub> [ha]	Parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		Durata pioggia di progetto tp [min]
	ID	descrizione						a [mm/h <sup>n</sup> ]	n [-]	
	1	2.01	0.1040	0.90	25	6.0	0.1040	52.78	0.299	15.0
1	2	2.22	0.2400	0.90	25	6.0	0.3440	52.78	0.299	15.0
2	3	2.24	0.2590	0.90	25	6.0	0.6030	52.78	0.299	15.0
3	4	2.02	0.2190	0.90	25	6.0	0.8220	52.78	0.299	15.0
4+27	5	2.13	0.0000	0.90	25	6.0	0.9070	52.78	0.299	15.0

VASCA V2 - Caratteristiche schematiche del bacino afferente										
Immissioni	Rami della rete di drenaggio		Superficie direttamente afferente S [ha]	Coeff. di deflusso (ramo) $\phi$ [-]	Pendenza bacino (ramo) s [‰]	Volume piccoli invasi w0 [mm]	Superficie afferente totale S <sub>T</sub> [ha]	Parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		Durata pioggia di progetto tp [min]
	ID	descrizione						a [mm/h <sup>n</sup> ]	n [-]	
5	6	2.14	0.2030	0.90	25	6.0	1.1100	52.78	0.299	15.0
6+15	7	2.06	0.0000	0.90	25	6.0	2.1420	52.78	0.299	15.0
7+20	8	2.27 in vasca 2	0.0000	0.90	25	6.0	3.4010	52.78	0.299	15.0
	9	2.20	0.0770	0.90	25	6.0	0.0770	52.78	0.299	15.0
9	10	2.25	0.1630	0.90	25	6.0	0.2400	52.78	0.299	15.0
10	11	2.26	0.1840	0.90	25	6.0	0.4240	52.78	0.299	15.0
11	12	2.09	0.2510	0.90	25	6.0	0.6750	52.78	0.299	15.0
12+17	13	2.08	0.1850	0.90	25	6.0	0.8600	52.78	0.299	15.0
13	14	2.05	0.0900	0.90	25	6.0	0.9500	52.78	0.299	15.0
14	15	2.04	0.0820	0.90	25	6.0	1.0320	52.78	0.299	15.0
	16	2.19	0.0400	0.90	25	6.0	0.0400	52.78	0.299	15.0
16	17	2.17	0.0600	0.90	25	6.0	0.1000	52.78	0.299	15.0
	18	2.16	0.2090	0.90	25	6.0	0.4450	52.78	0.299	15.0
18	19	2.15	0.2790	0.90	25	6.0	0.7240	52.78	0.299	15.0
25	20	2.03	0.1210	0.90	25	6.0	1.2590	52.78	0.299	15.0
	21	2.21	0.0540	0.90	25	6.0	0.0540	52.78	0.299	15.0
21	22	2.18	0.0820	0.90	25	6.0	0.1360	52.78	0.299	15.0
	23	2.11	0.1770	0.90	25	6.0	0.1770	52.78	0.299	15.0
23	24	2.1	0.1920	0.90	25	6.0	0.3690	52.78	0.299	15.0
26	25	2.3	0.0000	0.90	25	6.0	0.4140	52.78	0.299	15.0
24	26	2.07	0.0450	0.90	25	6.0	0.4140	52.78	0.299	15.0
	27	2.12	0.0850	0.90	25	6.0	0.0850	52.78	0.299	15.0

Tabella 8 - Schematizzazione della rete di drenaggio e caratteristiche del bacino afferente – Vasca V2.

I coefficienti di deflusso sono stati assunti in base alle caratteristiche di permeabilità delle superfici scolanti di ciascun tratto di autostrada; in particolare per le superfici pavimentate costituite da asfalto drenante, è stato assunto un coefficiente di deflusso pari a 0.90 mentre per quelle di scarpata (a verde) 0.30.

Come già detto in precedenza la durata della pioggia di progetto è stata assunta per il LOTTO 1B pari a 15 minuti.

#### 4.1.2 Risultati ottenuti

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 (tubazioni staffate ai viadotti, tratti terminali delle reti afferenti alle vasche) è stato ritenuto adeguato anche un riempimento maggiore in ragione delle esigenze realizzative della rete di drenaggio.

VASCA V1 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete									
Immissioni	Rami della rete di drenaggio		Sezione canaletta o tubazione	Dimensione principale D [mm]	Portata di progetto Q [m³/s]	Tirante idrico y [mm]	Grado di riempimento R [%]	Velocità media v [m/s]	Numero di Froude Fr [-]
	ID	descrizione							
	1	1.01	circolare	300	0.037	180	60.0%	0.84	0.68
1	2	1.22	circolare	450	0.122	293	65.0%	1.12	0.71
2	3	1.24	circolare	500	0.207	395	79.0%	1.25	0.62
3	4	1.02	circolare	600	0.333	306	51.0%	2.30	1.45
4+20	5	1.14	circolare	800	0.850	456	57.0%	2.87	1.48
5	6	1.23	circolare	800	0.870	464	58.0%	2.85	1.47
	7	1.20	circolare	300	0.045	168	56.0%	1.10	0.92
7	8	1.25	circolare	450	0.140	266	59.0%	1.43	0.97
8	9	1.26	circolare	500	0.235	345	69.0%	1.62	0.92
9	10	1.16	circolare	600	0.284	234	39.0%	2.78	2.10
10+16	11	1.17	circolare	600	0.385	276	46.0%	3.03	2.06
11	12	1.18	circolare	1 000	0.450	550	55.0%	1.02	0.48
	13	1.05	circolare	400	0.032	80	20.0%	1.79	2.25
13+24	14	1.21	circolare	400	0.150	184	46.0%	2.65	2.25
	15	1.06	circolare	400	0.056	136	34.0%	1.50	1.52
	16	1.15	circolare	400	0.063	108	27.0%	2.32	2.60
14+15	17	1.10	circolare	600	0.206	306	51.0%	1.42	0.92
17+21	18	1.11	circolare	600	0.279	420	70.0%	1.31	0.67
18+23	19	1.12	circolare	600	0.489	432	72.0%	2.23	1.12
19	20	1.13	circolare	800	0.489	592	74.0%	1.23	0.51
	21	1.07	circolare	400	0.063	140	35.0%	1.60	1.51
6+12	22	1.19	circolare	800	1.296	536	67.0%	3.62	1.66
	23	1.03	circolare	400	0.120	160	40.0%	2.55	2.29
	24	1.04	circolare	400	0.066	116	29.0%	2.18	2.32

Tabella 9 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete – Vasca V1.

VASCA V2 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete									
Immissioni	Rami della rete di drenaggio		Sezione canaletta o tubazione -	Dimensione principale D [mm]	Portata di progetto Q [m³/s]	Tirante idrico y [mm]	Grado di riempimento R [%]	Velocità media v [m/s]	Numero di Froude Fr [-]
	ID	descrizione							
	1	2.01	circolare	300	0.036	177	59.0%	0.84	0.69
1	2	2.22	circolare	450	0.120	288	64.0%	1.12	0.71
2	3	2.24	circolare	500	0.210	400	80.0%	1.25	0.61
3	4	2.02	circolare	600	0.286	282	47.0%	2.19	1.48
4+27	5	2.13	circolare	800	0.315	432	54.0%	1.14	0.60
5	6	2.14	circolare	800	0.385	288	36.0%	2.36	1.59
6+15	7	2.06	circolare	800	0.735	432	54.0%	2.77	1.50
7+20	8	2.27	circolare	800	1.149	488	61.0%	2.94	1.44
	9	2.20	circolare	300	0.027	126	42.0%	0.95	0.98
9	10	2.25	circolare	450	0.084	194	43.0%	1.28	1.04
10	11	2.26	circolare	500	0.148	255	51.0%	1.47	1.03
11	12	2.09	circolare	600	0.235	210	35.0%	2.66	2.12
12+17	13	2.08	circolare	600	0.299	252	42.0%	2.96	2.09
13	14	2.05	circolare	800	0.330	576	72.0%	0.94	0.41
14	15	2.04	circolare	800	0.358	616	77.0%	0.94	0.38
	16	2.19	trapezia	300	0.014	33	6.1%	1.27	2.16
16	17	2.17	circolare	300	0.035	93	31.0%	1.87	2.21
	18	2.16	trapezia	500	0.155	80	9.3%	1.57	1.71
18	19	2.15	trapezia	500	0.252	110	13.4%	2.53	2.53
25	20	2.03	circolare	800	0.435	392	49.0%	0.76	0.43
	21	2.21	trapezia	300	0.019	39	7.3%	1.42	2.20
21	22	2.18	trapezia	500	0.047	50	5.5%	1.72	2.33
	23	2.11	trapezia	300	0.062	99	21.9%	1.56	1.68
23	24	2.1	trapezia	300	0.129	123	28.9%	2.47	2.46
26	25	2.3	circolare	800	0.144	184	23.0%	1.65	1.42
24	26	2.07	trapezia	300	0.144	162	41.6%	1.93	1.75
	27	2.12	circolare	600	0.030	84	14.0%	1.23	1.50

Tabella 10 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete – Vasca V2.

#### 4.1.3 Metodo cinematico per la verifica della capacità di smaltimento del sistema canaletta - cordolo – embrice e dell'interasse degli organi di scarico

Il drenaggio della piattaforma è realizzato per mezzo di una canaletta confinata dal cordolo bituminoso delimitante la piattaforma al ciglio o da apposite canalette ubicate nello spartitraffico, che recapitano, a seconda della livelletta e delle caratteristiche della rete di drenaggio, in inviti opportunamente sagomati per il deflusso negli embrici e di qui nei fossi di guardia.

L'espressione che permette di ricavare la portata prodotta da un tratto di piattaforma autostradale è quella del metodo cinematico:

$$Q = \frac{1}{3.6 \cdot 10^6} \varphi A i$$

dove:

- $\varphi$  = coefficiente di deflusso (assunto pari a 0.90 in modo da tener conto di un ritardo nella generazione della portata per effetto dell'invaso operato dell'asfalto drenante);
- $A_{\text{piattaforma}}$  = area del bacino contribuente (carreggiata autostradale), compreso tra due embrici, scarichio caditoie successivi;
- $i$  = intensità di pioggia di progetto (TR25 anni) per evento di durata 15 min.

La portata di pioggia, per raggiungere l'embrice, deve ruscellare nella canaletta alla franceserealizzata al margine della carreggiata, avente la geometria raffigurata nella figura riportata qui di seguito, e immettersi mediante invito a ventaglio posto esternamente alla carreggiata nell'embrice stesso.

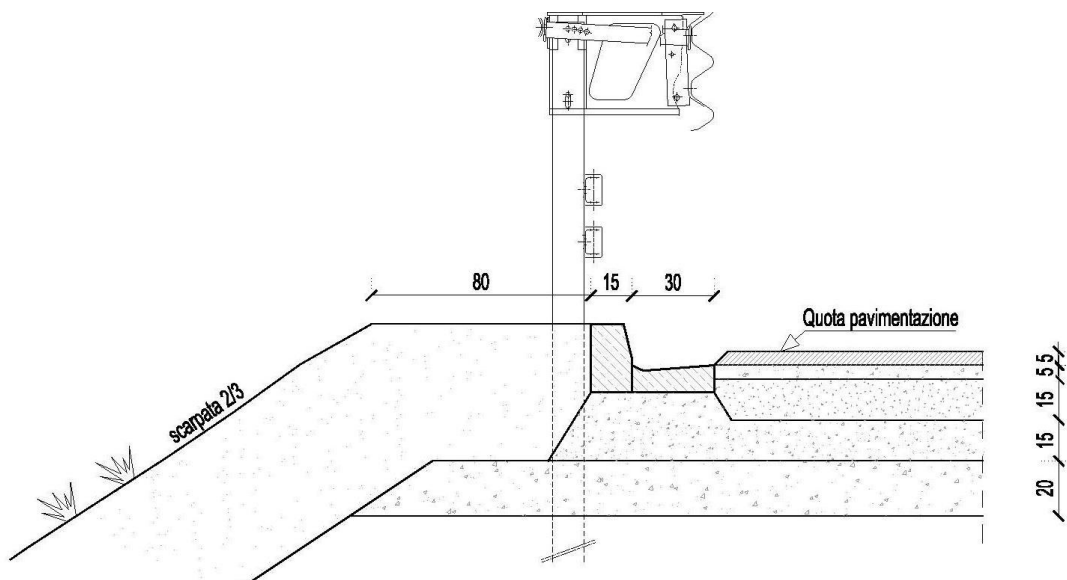


Figura 2 - Schematizzazione della cunetta al ciglio della carreggiata.

Nell'ipotesi di embrici aventi interassi di 20 m, l'applicazione del metodo cinematico per una larghezza della carreggiata di 14.7 m, porta a considerare una portata affluente di 10,5l/s.

Si è applicata la nota formula di Chezy per determinare il livello idrico che si instaura in occasione dell'evento di riferimento nella sezione più critica (quella immediatamente a monte dell'imbocco dell'embrice).

Nell'espressione di Chezy.

$$Q = \chi \cdot \Omega \cdot (R \cdot i_f)^{0.5} \quad \text{con } \chi = C \cdot R^{(1/6)}$$

C	coefficiente di resistenza distribuita secondo Strickler assunto pari a 70 [m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> ],
Ω	area bagnata della sezione idraulica [m <sup>2</sup> ],
R	raggio idraulico [m],
i <sub>f</sub>	pendenza del fondo assunta pari al 1,2‰ per il tratto autostradale più gravoso [m/m].

Come si evince dalla scala di deflusso, una portata di 10,5 l/s determina la formazione di un velo d'acqua sul manto di usura che interessa una fascia di asfalto larga circa di 1 m al margine esterno della carreggiata.

Affinché non si instaurino fenomeni di rigurgito della portata e quindi l'innalzamento dei livelli sulla banchina, la portata defluente deve essere smaltita dagli inviti, posti con interasse assegnato. La verifica idraulica del sistema cordolo embrice è stata effettuata schematizzando un "efflusso a stramazzo" all'imbocco sul cordolo e un moto uniforme nella sezione dell'embrice.

La verifica del cordolo è avvenuta applicando la formula dello stramazzo in larga soglia espresso dalla formulazione

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,01811 \text{ (m}^3\text{/s)} = 18,11 \text{ (l/s)}$$

dove le grandezze utilizzate hanno il seguente significato:

- Q: portata defluente (m<sup>3</sup>/s);
- μ: coefficiente di efflusso pari a 0,385 (-);
- L: luce di efflusso = 0,95 (m), data la geometria dell'imbocco;
- h: carico idraulico che si instaura nel cordolo 0,05 (m);
- g: accelerazione di gravità (m/s<sup>2</sup>).

Fissando un livello massimo ammissibile del pelo libero nel cordolo all'imbocco dell'embrice pari a 0,05 m (tale da non interessare l'asfalto in superficie), dall'applicazione della formula sopra riportata risulta una portata massima di 18,11 l/s, sempre superiore alle portate effettive defluenti negli embrici (10,5 l/s); pertanto la sezione assegnata all'imbocco degli embrici è tale da garantire un corretto convogliamento delle acque di pioggia senza interessare il piano viabile.

#### 4.1.4 Metodo cinematico per la verifica della capacità di smaltimento e determinazione dell'interasse dei punti di scarico del sistema canaletta - cordolo – caditoia

Una metodologia analoga a quella del paragrafo precedente, è stata impiegata per determinare gli interassi delle caditoie e quindi degli scarichi nei pozzetti per le sezioni in rettilineo o in curva.

La verifica degli interassi minimi di progetto è stata condotta secondo i seguenti step successivi:

- determinazione della portata affluente allo scarico in funzione dell'interasse assegnato, della larghezza della carreggiata e dei parametri di possibilità climatica;
- individuazione del tratto più critico per le condizioni di deflusso, ovvero di minima pendenza longitudinale della sede stradale per le differenti tipologie di canalizzazione (cunetta al ciglio, cunetta alla francese, cunetta al ciglio su viadotto);
- confronto tra la portata affluente per i diversi interassi ipotizzati e la capacità di portata delle canalizzazioni;
- assegnazione dell'interasse minimo degli organi di scarico.

In particolare l'interasse di progetto delle caditoie è stato calcolato tramite l'applicazione della formula razionale per valutare la portata generata da un tratto elementare di piattaforma; la lunghezza della superficie di asfalto drenata che genera una portata compatibile con la capacità di smaltimento delle canalizzazioni è pari all'interasse di progetto degli scarichi tramite caditoie. Il tirante generato dalla lama d'acqua che scorre nella



cunetta alla francese a lato strada, unitamente al perimetro idraulicamente attivo, sono utilizzati come input per la determinazione della portata smaltibile dalla caditoia stessa.

La relazione utilizzata è la seguente (ASCE e WEF, 1992):

$$Q=1.66 \cdot P \cdot h^{3/2}$$

dove:

- $P = 2(L+W-n \cdot s)$  perimetro idraulicamente attivo;
- $W, L$  lunghezza e larghezza della griglia;
- $n, s$  numero e spessore delle barre della griglia;
- $h$  tirante idrico sull'asfalto.

In riferimento alla Figura 3 si evidenziano le grandezze riportate nelle formulazioni.

I calcoli sono stati eseguiti in riferimento a 2 valori di pendenza delle carreggiate nella direzione di marcia:

- pari allo 0.12% che rappresenta il valore minimo per la carreggiata autostradale;
- pari allo 0.30% che ne rappresenta circa il valore medio della carreggiata autostradale.

Sulla base dei calcoli che esposti nel seguito si evince che il passo tra le caditoie può essere assunto di valore non inferiore a 25 m nel caso in cui si raggiunga la pendenza minima (tratto di A5 in corrispondenza dello scarico nelle vasche), mentre di valore pari a 50 m per la pendenza media della carreggiata. La caditoia con copertura grigliata in acciaio prevista ha dimensione di 0.7x1.1 m.

Viste le dimensioni, dai calcoli si evince che la portata della caditoia è sempre superiore a quello prodotto dall'area elementare della carreggiata anche nell'ipotesi di superficie scolante e pendenza più elevate.

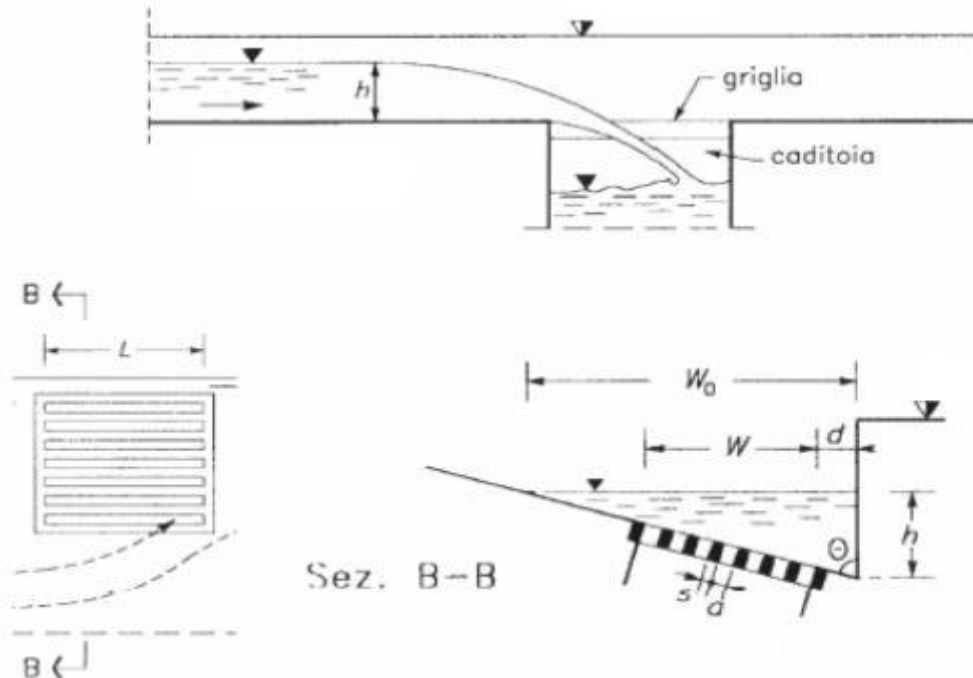


Figura 3 – Schema di calcolo di verifica di una caditoia tipo – METODO ASCE).

Di seguitosi riportano i calcoli svolti nel dettaglio per la determinazione rispettivamente delle portate di riferimento e delle capacità di portata per le porzioni elementari di carreggiata di pendenza pari allo 0.12% e 0.30% e della capacità di smaltimento della caditoia.

ANALISI IDROLOGICA METODO RAZIONALE	
Pendenza longitudinale (m/m)	0.0012
Pendenza trasversale strada (m/m)	0.025
scabrezza cunetta ( $m^{1/3}/s$ )	70
Lunghezza carreggiata - Interasse caditoie (m)	25
Larghezza di pertinenza carreggiata (m)	14.7
v particella liquida ipotizzata su asfalto drenante (m/s)	0.03
coefficiente di deflusso $\Phi$	0.90
a (mm/h <sup>n</sup> )	52.78
n (-)	0.299
Superficie servita (ha)	0.03675
Superficie servita (m <sup>2</sup> )	367.5
L asta principale (m)	25
tempo di rete $T_r = L/v$ (s)	833
Ta tempo d'accesso (s)	200
$T_c = T_r + t_a$ (s)	1033
$T_c = T_r + t_a$ (h)	0.287
<b>portata massima di deflusso Q max (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>0.01163</b>
<b>portata massima di deflusso Q max (l/s)</b>	<b>11.63</b>

Tabella 11 – Calcolo portata carreggiata area elementare con pendenza 0.12%.

ANALISI IDROLOGICA METODO RAZIONALE	
Pendenza longitudinale (m/m)	0.003
Pendenza trasversale strada (m/m)	0.025
scabrezza cunetta ( $m^{1/3}/s$ )	70
Lunghezza carreggiata - Interasse caditoie (m)	50
Larghezza di pertinenza carreggiata (m)	14.7
v particella liquida ipotizzata su asfalto drenante (m/s)	0.03
coefficiente di deflusso $\Phi$	0.90
a (mm/h <sup>n</sup> )	52.78
n (-)	0.299
Superficie servita (ha)	0.0735
Superficie servita (m <sup>2</sup> )	735
L asta principale (m)	50
tempo di rete $T_r = L/v$ (s)	1667
Ta tempo d'accesso (s)	200
$T_c = T_r + t_a$ (s)	1867
$T_c = T_r + t_a$ (h)	0.519
<b>portata massima di deflusso Q max (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>0.01537</b>
<b>portata massima di deflusso Q max (l/s)</b>	<b>15.37</b>

Tabella 12 – Calcolo portata carreggiata area elementare con pendenza 0.30%.

MASSIMA CAPACITÀ DI DEFLUSSO CUNETTA ALLA FRANCESE	
"W <sub>0</sub> " larghezza trasversale pozzanghera (m)	1.50
Pendenza trasversale sponda cunetta (m/m)	0.3
"h" tirante adiacenza cordolo in cls (m)	0.1
Contorno bagnato asfalto (m)	1.70
Area deflusso cunetta in arrivo su caditoia (m <sup>2</sup> )	0.0435
Raggio idraulico cunetta (m)	0.0256
<b>Q portata massima cunetta (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>0.01178</b>
<b>Q portata massima cunetta (l/s)</b>	<b>11.78</b>

Tabella 13 – Calcolo massima capacità di deflusso cunetta/cordolo con pendenza 0.12%.

MASSIMA CAPACITÀ DI DEFLUSSO CUNETTA ALLA FRANCESE	
"W <sub>0</sub> " larghezza trasversale pozzanghera (m)	1.50
Pendenza trasversale sponda cunetta (m/m)	0.3
"h" tirante adiacenza cordolo in cls (m)	0.1
Contorno bagnato asfalto (m)	1.70
Area deflusso cunetta in arrivo su caditoia (m <sup>2</sup> )	0.0435
Raggio idraulico cunetta (m)	0.0256
<b>Q portata massima cunetta (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>0.01655</b>
<b>Q portata massima cunetta (l/s)</b>	<b>16.55</b>

**Tabella 14 – Calcolo massima capacità di deflusso cunetta/cordolo con pendenza 0.30%.**

CAPACITÀ SMALTIMENTO CADITOIA METODO ASCE	
W - larghezza effettiva caditoia (m)	0.70
L - lunghezza effettiva caditoia (m)	1.10
s barra longitudinale griglia (m)	0.028
n numero barre griglia	28
P perimetro attivo (m)	0.41
h altezza d'acqua a filo cordolo (m)	0.100
<b>Q caditoia (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>0.0214</b>
<b>Q caditoia (l/s)</b>	<b>21.42</b>

**Tabella 15 – Portata massima smaltibile da caditoia.**

I risultati sopra esposti mostrano che sia nella configurazione di superficie scolante elementare avente pendenza 0.12% e estensione 25 m che in quella di pendenza 0.3% e estensione 50 m le portate generate dalla pavimentazione sono compatibili con la capacità di deflusso della canaletta assunta riempita da un tirante che allaga una fascia di asfalto larga circa di 1.0 - 1.2 m al margine esterno della carreggiata; la portata scaricabile dalla caditoia supera abbondantemente quella in arrivo lungo la pavimentazione e quindi il sistema risulta verificato

## **4.2 Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di piattaforma e laminazione delle portate di piena**

### **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 prima dell'immissione nel corpo recettore.

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.

Le vasche di trattamento delle acque di prima pioggia sono costituite 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. E' 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 delle vasche 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.

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

dove S è l'area [m<sup>2</sup>] e h l'altezza di pioggia [m] e  $\phi$  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 m<sup>3</sup>/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 delle 9 vasche previste per il tratto autostradale in esame sono riportate nella seguente tabella.

Vasche	Ubicazione	progr. asse pozzetto ingresso (m)	progr. asse piazzola (m)	S scolante (m <sup>2</sup> )	V prima pioggia (m <sup>3</sup> )	Q prima pioggia (l/s)	Q TR25 (l/s)	Separatori di idrocarburi	
								TN (l/s)	Q punta smaltibile (l/s)
V1	area interclusa	37100	-	38495	192	214	1296	250	1250
V2	area interclusa	37080	-	34010	170	189	1149	250	1250

Tabella 16 -Dimensionamento delle vasche di trattamento delle acque di prima pioggia.

#### 4.2.2 Bacini di biofiltrazione e per l'invaso delle portate di piena

A valle dei separatori di idrocarburi preposti al trattamento delle acque di prima pioggia è prevista la realizzazione di 2 bacini di laminazione e fitodepurazione, che raccolgono le acque trattate dalle vasche e la quota parte di portata meteorica relativa all'evento di pioggia di riferimento bypassate dai sistemi di trattamento. In particolare, saranno previsti i seguenti bacini:

- B1, ubicata nell'area interclusa individuata dalla rampa E e dalla rampa A, a servizio della vasca V1;
- B2, ubicata nell'area interclusa individuata dalla rampa E e dalla rampa C, a servizio della vasca V2;

Al fine di valutare la capacità di laminazione delle vasche previste in funzione della portata di piena in esse invasabile, si è innanzitutto definito il volume TR25 anni affluente, applicandolo schema proposto dal Soil Conservation Service, che determina per il bacino B1 un idrogramma in portata di forma triangolare avente valore al colmo pari a 1296 l/s prodotti dal tratto di tubazione terminale denominato 1.19 (cfr. Tabella 9) e per il bacino B2 di 1149 l/s prodotti dal tratto di tubazione terminale denominato 2.27 (cfr. Tabella 10). Il colmo di portata (individuato al termine del ramo di crescita) si verifica dopo una durata temporale pari al tempo di corrivazione, che per entrambe le carreggiate è risultato pari a 900 s (15 min), mentre il ramo di esaurimento si annulla dopo una durata pari a circa 2 volte il tempo di corrivazione stesso.

In ciascun bacino sono presenti a monte lo scarico del manufatto di depurazione, caratterizzato da una tubazione di diametro pari a 800 mm, ed a valle uno scarico di sicurezza (troppo pieno) costituito da una tubazione di diametro 500 mm; lo scarico di troppo pieno è posto a quota più depressa di quello di monte.

La verifica della capacità di invaso di ciascun bacino è avvenuta determinando che:

- il volume ottenuto dalla differenza tra quello affluente prodotto dalle carreggiate e quello defluente attraverso lo scarico di troppo pieno, sia contenuto all'interno della vasca, considerata riempita di acqua fino alla quota di fondo dello scarico di troppo pieno, senza generare allagamento del territorio circostante;
- il sovrizzo di livello idrico nella vasca induca un rigurgito contenuto sullo scarico del manufatto di depurazione di monte, tale da minimizzarne la parzializzazione della sezione di deflusso e garantendone quindi il funzionamento tramite continuità di recapito di portata nella vasca stessa.

Infatti sulla base delle informazioni disponibili, in relazione alle caratteristiche del sottosuolo in corrispondenza del sito in cui sono previsti i 2 bacini, si può stimare un coefficiente di permeabilità molto basso che determina una lenta infiltrazione delle acque invase. Per tale ragione e per motivi di sicurezza nel caso di eventi con tempo di ritorno superiore di quello di progetto o nel caso di eventi con uguale tempo di ritorno, i bacini sono stati considerati ancora pieni e inoltre si è previsto uno scarico di troppo pieno per ciascuno di essi.

Il bacino B1, realizzato in scavo, è caratterizzato da una profondità di 3.1 m rispetto al p.c. (quota sommità pari a 229.80 m s.m. e fondo a 226.70 m s.m.), ed è stato considerato riempito d'acqua per un'altezza pari a 1.53 m al momento dell'afflusso della portata TR25 anni; il volume in arrivo dalla piattaforma A5 (definito dall'idrogramma in portata di colore blu di Figura 4) è pari a 1749.6 m<sup>3</sup> mentre quello defluente attraverso lo scarico di troppo pieno è di 554.52 m<sup>3</sup> (colore rosso). Il volume residuo in vasca risulta quindi pari a 1195.08 m<sup>3</sup> che genera sovrizzo di livello pari a 0.48 m, corrispondente al funzionamento quasi in pressione dello scarico di troppo pieno ma comportando un tirante di rigurgito di modesta entità sulla tubazione a diametro 800 mm di scarico del depuratore, pari a 0.34 m che ne permette il funzionamento; il franco di sicurezza rispetto alla sommità della vasca è di 1.09 m.

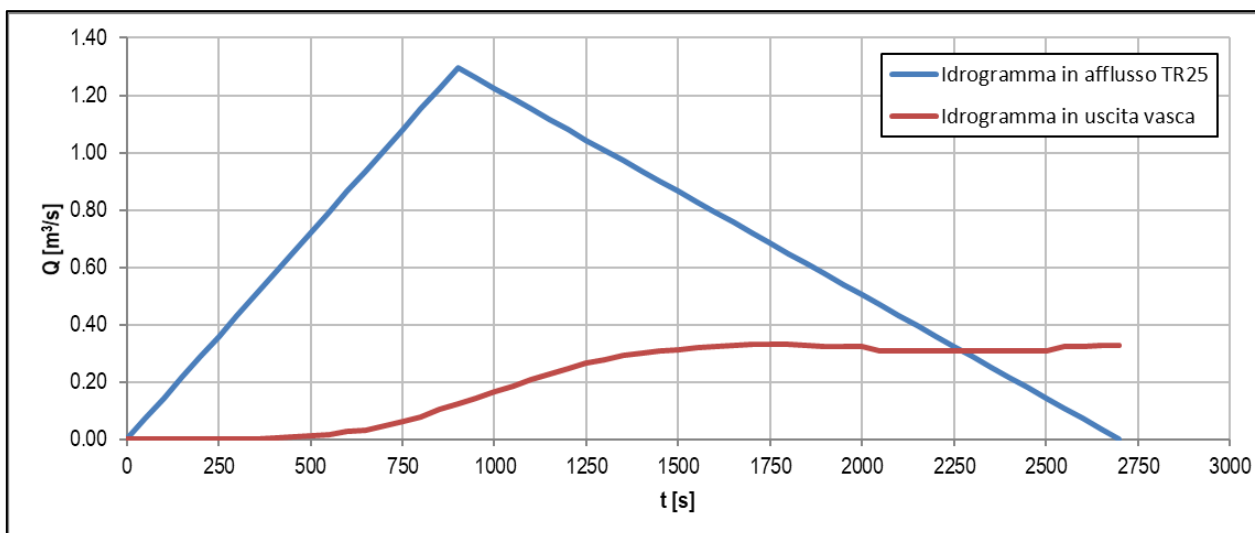


Figura 4 – Idrogrammi a tempo di ritorno 25 anni sul bacino 1

Il bacino B2, anch'esso realizzato in scavo, è caratterizzato da una profondità di 3.1 m rispetto al p.c. (quota sommità pari a 228.95 m s.m. e fondo a 225.85 m s.m.), ed è stato considerato riempito d'acqua per un'altezza pari a 1.65 m al momento dell'afflusso della portata TR25 anni; il volume in arrivo dalla piattaforma A5 (definito dall'idrogramma in portata di colore blu di Figura 5) è pari a 1551.15 m<sup>3</sup> mentre quello defluente attraverso lo scarico di troppo pieno è di 520.08 m<sup>3</sup> (colore rosso). Il volume residuo in vasca risulta quindi pari a 1031.07 m<sup>3</sup>, che genera sovralzato di livello pari a 0.40 m, corrispondente al funzionamento quasi in pressione dello scarico di troppo pieno; esso comporta un tirante di rigurgito di modesta entità sulla tubazione a diametro 800 mm di scarico del depuratore, pari a 0.33 m, permettendone il funzionamento; il franco di sicurezza rispetto alla sommità della vasca è di 1.05 m.

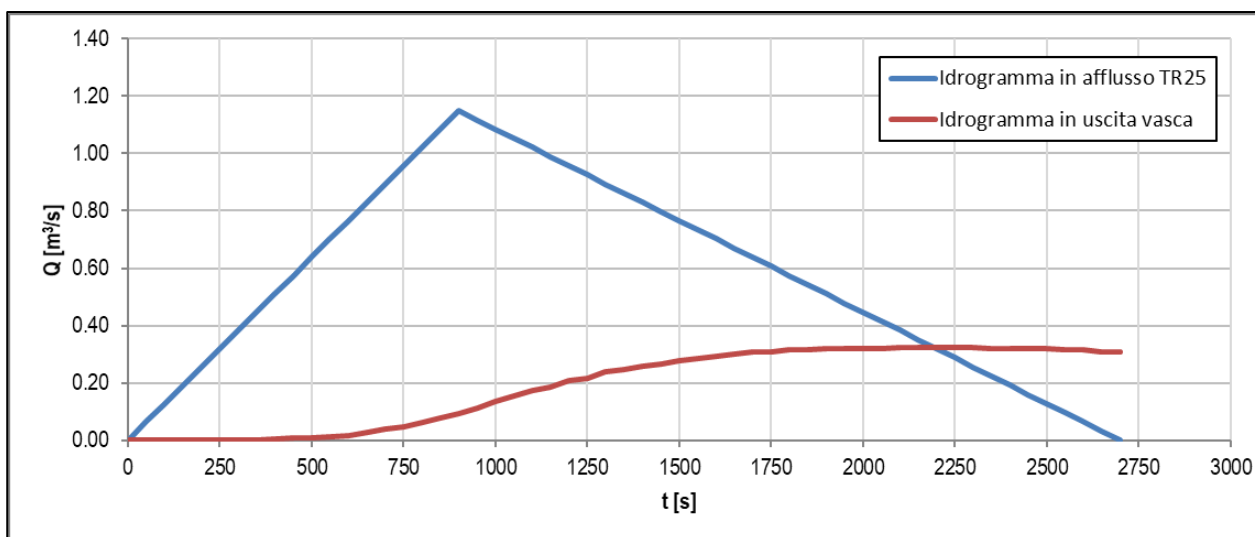


Figura 5 – Idrogrammi a tempo di ritorno 25 anni sul bacino 2

Il trattamento di fitodepurazione ha lo scopo di abbattere il carico di nutrienti (azoto e fosforo) delle acque. Lo scopo è quello di realizzare un biotipo che abbia oltre alla funzione di riqualificazione naturalistica anche quella di creare un'area in grado di ottenere un trattamento qualitativo e quantitativo delle acque.

Si è scelto di fare coincidere i bacini di fitodepurazione con le vasche di laminazione delle portate. La coesistenza dei due sistemi è infatti possibile con gli opportuni accorgimenti. Durante gli eventi meteorici di normale intensità l'area può fungere da bacino di fitodepurazione, mentre durante gli eventi di forte intensità e

di lunga durata può fungere da bacino di laminazione. Infatti è più che plausibile che durante quest'ultimi eventi il carico inquinante sia molto diluito e che l'efficacia del trattamento di fitodepurazione sarebbe compromessa.

Per quanto riguarda la stima dell'abbattimento delle sostanze inquinanti in soluzione e che quindi non sono state rimosse per sedimentazione o adsorbimento, si è fatto riferimento ai dati di letteratura di seguito riportati:

- apporto minimo di ossigeno =  $4.5 - 9.0 \text{ g/m}^2 \times \text{d}$  (Brix, 1994);
- azoto ammoniacale nitrificabile =  $0.5 - 1.9 \text{ g N/d}$  (Tanner 1994);
- apporto di C organico da parte delle radici =  $0.7 - 1.5 \text{ g/m}^2 \times \text{d}$  (Radtke, 1985);
- denitrificazione = variabile (diminuisce drasticamente a  $T < 5 \text{ C}^\circ$ ); il solo apporto di C organico da parte delle radici consente di abbattere circa  $0.3 - 0.7 \text{ g N/m}^2 \times \text{d}$  (Radtke 1950).

Tenendo conto di tutte le fonti di carbonio organico, il dato più probabile per l'abbattimento di azoto ossidato può essere assunto cautelativamente pari a  $2.23 \text{ mg N/l}$  (Piatzer 1996).

I bacini verranno fatti colonizzare da macrofite le cui radici saranno in grado di trasferire ossigeno al di sotto della superficie di impregnazione totale con acqua. La phragmites è una canna autoctona molto resistente ed infestante, in grado di eliminare altre essenze competendo con esse, con il pregio di non richiedere particolare manutenzione.

Il dimensionamento dei bacini di fitodepurazione si basa tutt'ora su criteri di natura semi empirica. Ciò è dovuto alla difficoltà di rappresentare in modo matematico i complessi meccanismi di rimozione degli inquinanti e il ruolo giocato dai fattori ambientali, quali la temperatura.