



SOCIETA' ITALIANA  
 TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS  
 Sede legale: fraz. San Giuliano, 2 - 10059 Susa (TO)



MUSINET ENGINEERING S.p.A.  
 Cso Svizzera, 185  
 10149 TORINO  
 Tel. +39 011 5712411  
 Fax. +39 011 5712426  
 E-mail info@musinet.it  
 PEC musinet@legalmail.it

Gruppo SITAF

P.I.Iva 08015410015  
 Cap. Soc. E. 520.000 i.v.  
 Cod. fis.e Reg. Imprese  
 TO 08015410015  
 R.E.A. Torino 939200

# RILOCALIZZAZIONE DELL' AUTOPORTO DI SUSAS

## RELAZIONE IDROLOGICA RETE DI SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/07/2013	Première diffusion / Prima emissione	L. BARBERIS (MUSINET)	C. GIOVANNETTI (MUSINET)	M. BERTI (SITAF)
A	07/09/2013	Passage au statut AP / Passaggio allo stato AP	L. BARBERIS (MUSINET)	C. GIOVANNETTI (MUSINET)	M. BERTI MASSIMO (SITAF)

CODE DOC	P	D	2	C	3	A	M	U	S	1	6	0	0	A
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla		Émetteur / Emittente			Numero				Indice		

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	70	22	00	10	01
------------------------------	-----	----	----	----	----	----	----	----

ECHELLE / SCALA
-----------------

CUP	C11J05000030001
-----	-----------------



**SOMMAIRE / INDICE**

.....	
RESUME/RIASSUNTO .....	4
1. INTRODUZIONE .....	5
2. PLUVIOMETRIA .....	7
2.1 Precipitazioni intenze di durata superiore all'ora .....	7
2.1.1 Elaborazione statistica.....	8
2.1.2 Curve di possibilità climatica nelle stazioni di misura utilizzate.....	8
2.1.3 Regionalizzazione delle curve di possibilità climatica .....	9
2.2 Precipitazioni intense di durata inferiore all'ora .....	11
3. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE METEORICHE PRODOTTE DALLA PIATTAFORMA AUTOSTRADALE E VERIFICA DELLE RETI DI DRENAGGIO IN PROGETTO MEDIANTE L'APPLICAZIONE DI MODELLI DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI DEFLUSSI .....	14
3.1 Modelli di trasformazione afflussi-deflussi .....	14
3.2 Modello A/D della corrivazione .....	14
3.2.1 Dimensionamento e verifica delle canalizzazioni.....	20
4. PROGETTO DELLA RETE DI DRENAGGIO .....	20
4.1 Delimitazione dei bacini scolanti di piattaforma .....	20
4.2 Determinazione delle portata per tempo di ritorno 25 anni e dimensionamento della rete in progetto .....	28
4.3 Dimensionamento massimo interasse scarichi canalizzazioni superficiali dell'A3231	
4.4 Dimensionamento massimo interasse scarichi delle canalizzazioni superficiali dello svincolo .....	41
4.5 Dimensionamento tubazioni .....	45
4.6 Dimensionamento della rete di drenaggio del piazzale destinato ad autoporto.....	52
4.7 Sintesi dei risultati .....	54
5. TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA .....	55
5.1 Fenomeno di dilavamento stradale - first flush .....	55
5.2 Inquadramento normativo.....	56
5.3 Dimensionamento degli impianti per il trattamento delle acque di prima pioggia..	57

## RESUME/RIASSUNTO

Ce rapport illustre les résultats de l'étude hydrologique et hydraulique pour le dimensionnement et la vérification du réseau d'écoulement des eaux de pluie en projet pour l'autoroute A32 (Torino-Bardonecchia) dans le tronçon de la localité San Didero.

La presente relazione illustra i risultati dello Studio idrologico e idraulico utile al dimensionamento ed alla verifica della rete di drenaggio delle acque meteoriche in progetto per l'autostrada A32 (Torino-Bardonecchia) nel tratto ricadente in località San Didero.

## 1. Introduzione

La presente relazione illustra i risultati dello Studio idrologico e idraulico utile al dimensionamento ed alla verifica della rete di drenaggio delle acque meteoriche in progetto per l'autostrada A32 (Torino - Bardonecchia) nel tratto ricadente in località San Didero. In questa area sono previsti:

1. la realizzazione del nuovo Autoporto, ubicato in adiacenza al tracciato autostradale A32 in golena sinistra della Dora Riparia, interessata dall'esondazione delle piene di maggiore intensità;
2. la realizzazione del nuovo svincolo utile all'interscambio di traffico con la viabilità minore esistente, nelle direzioni Torino e Bardonecchia;
3. l'adeguamento della sede autostradale A32 (interclusa tra le rampe di approccio allo svincolo) nel tratto compreso tra i km 24+270 e 25+530 circa.

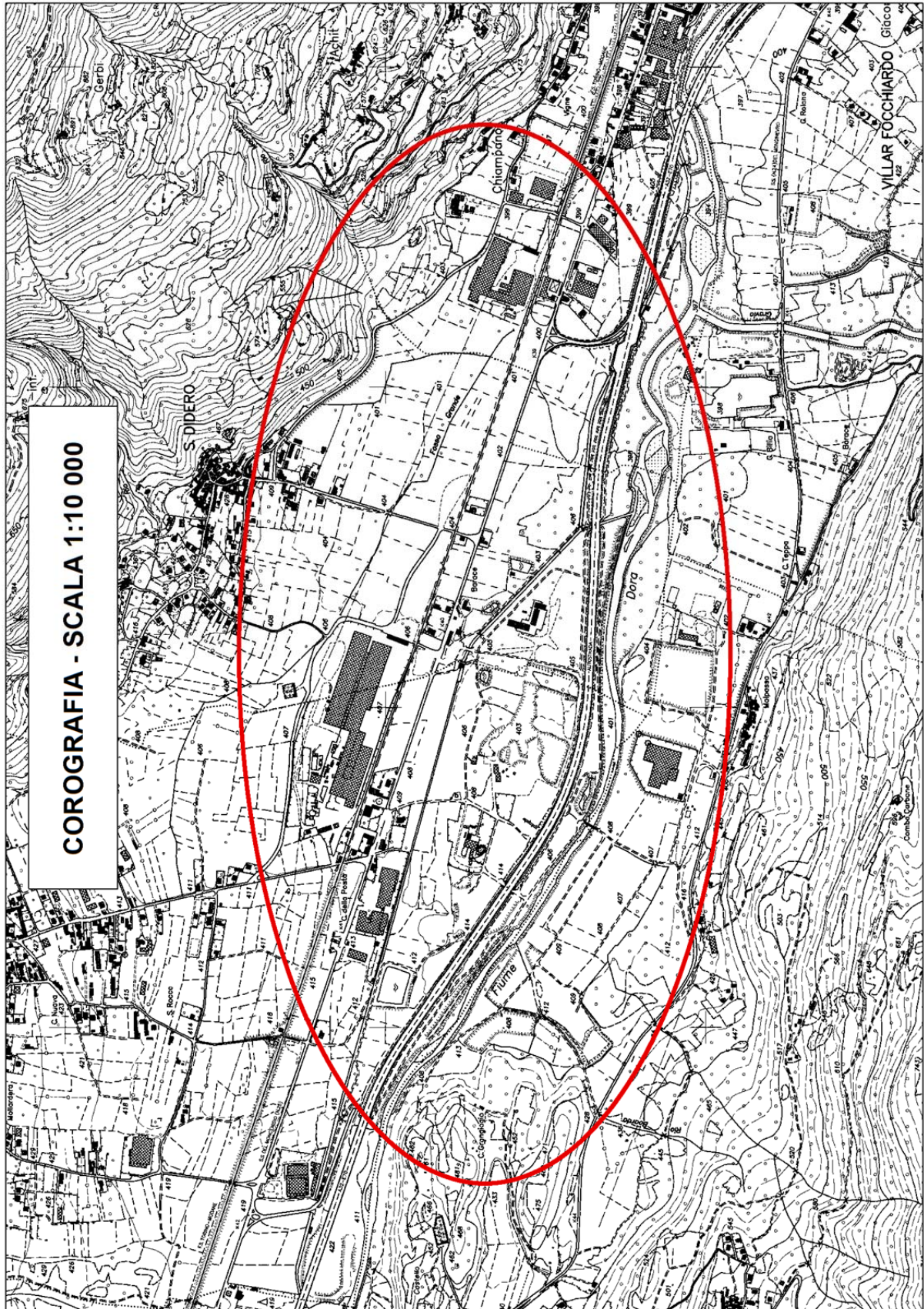
In particolare il sistema di drenaggio è stato progettato per smaltire i contributi meteorici prodotti dalla piattaforma autostradale, in occasione di eventi di pioggia di durata inferiore all'ora per tempo di ritorno pari a 25 anni. Si è inoltre dimensionato l'impianto di trattamento per i volumi di prima pioggia prodotti da tutte le superfici pavimentate ai punti sopra descritti.

Le metodologie di calcolo utilizzate per la determinazione dei valori di pioggia (durate superiori all'ora) per tempo di ritorno assegnato sono coerenti e congruenti con quanto prescritto 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.

Le condizioni di deflusso della rete in progetto, sono state riprodotte tramite l'applicazione di modelli di calcolo afflussi/deflussi di tipo concettuale, che hanno permesso di progettare tutte le strutture di drenaggio in funzione delle caratteristiche geometriche della piattaforma autostradale.

La localizzazione del tratto autostradale oggetto degli interventi sopra descritti è riportata nella seguente Fig. 1.





*Fig. 1 – Corografia dell'area di intervento.*

## 2. Pluviometria

Il calcolo delle portate meteoriche è stato eseguito sulla base delle precipitazioni intense regionalizzate per tempo di ritorno 25 anni e durata inferiore all'ora (desunte da quelle di durata superiore all'ora).

### 2.1 Precipitazioni intense di durata superiore all'ora

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 Tab. 1 ed in Fig. 2 si riportano le caratteristiche e l'ubicazione delle stazioni di registrazione presenti nei territori limitrofi all'autostrada A32, 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
1383	Bussoleno	Dora Riparia	1950	1986	26	353 450	4 999 731
1385	S. Valeriano	Dora Riparia	1951	1977	23	362 585	4 997 675
1386	Mocchie	Dora Riparia	1949	1973	23	365 246	4 999 470

Tab. 1 - Caratteristiche delle stazioni di misura utilizzate.

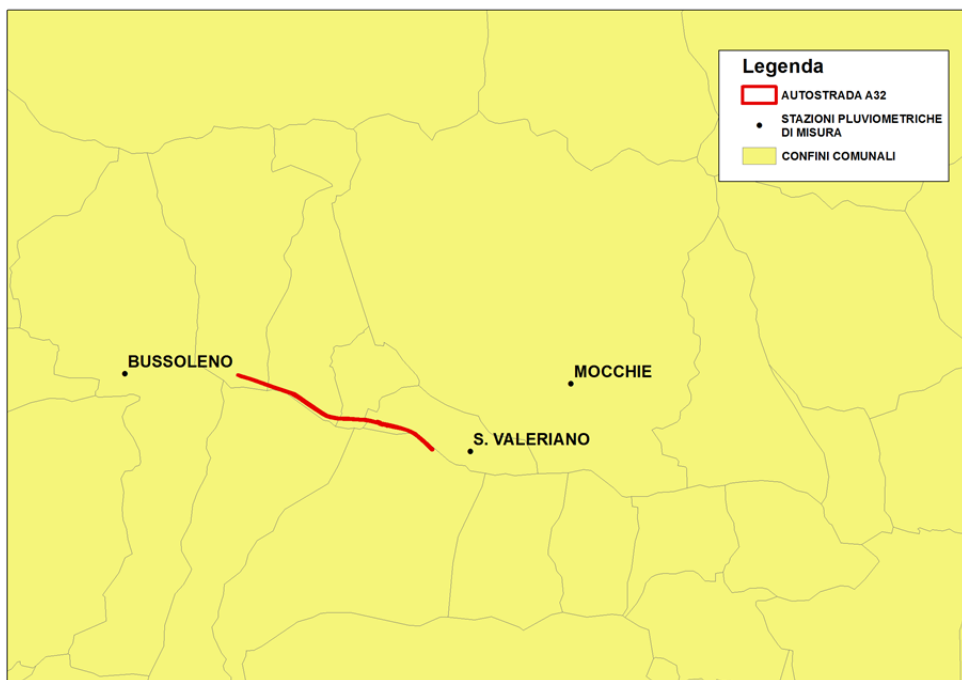


Fig. 2 - Ubicazione delle stazioni pluviometriche utilizzate.

### 2.1.1 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 Typpet Type 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 Ymp 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.

### 2.1.2 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 Tab. 2.



Codice stazione	Denominazione	a10	n10	a20	n20	a50	n50	a100	n100	a200	n200	a500	n500
1383	BUSSOLENO	24.03	0.457	27.47	0.458	31.94	0.460	35.28	0.461	38.61	0.462	43.00	0.463
1385	S. VALERIANO	30.58	0.384	34.76	0.382	40.18	0.379	44.23	0.377	48.28	0.375	53.61	0.373
1386	MOCCHIE	38.24	0.358	44.00	0.355	51.40	0.349	56.98	0.345	62.54	0.342	69.88	0.338

**Tab. 2 - Parametri a e n delle serie storiche di durata superiore all'ora regolarizzate per tempo di ritorno 10, 20, 50, 100, 200, 500 anni.**

### 2.1.3 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.

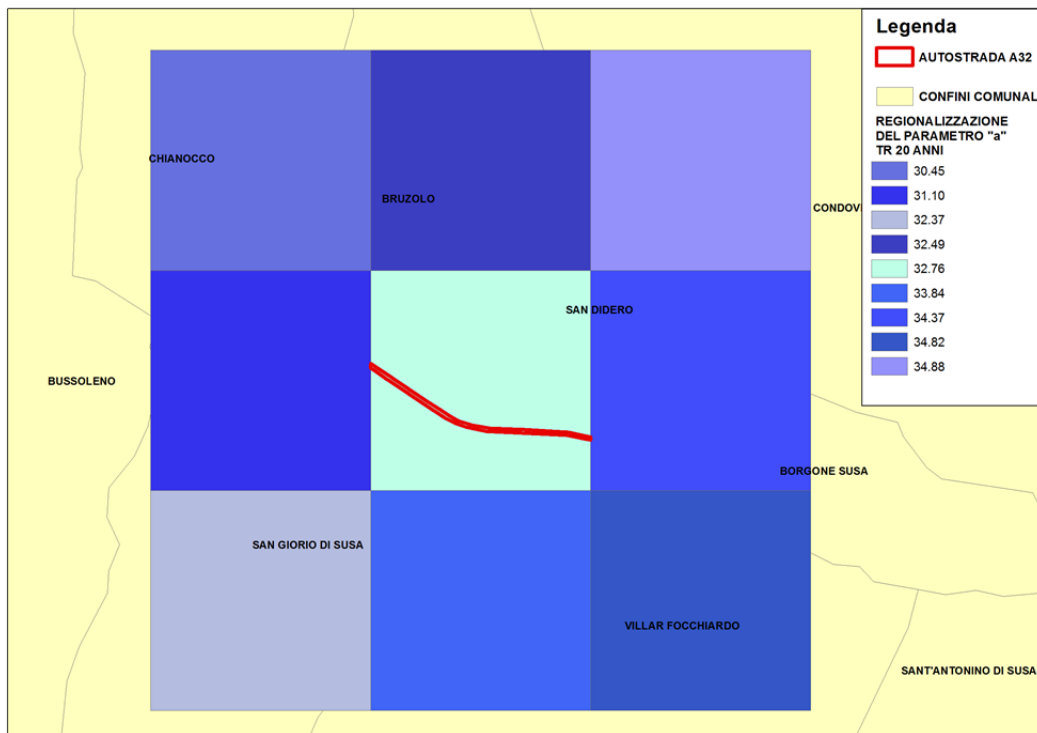
Tale procedura permette di definire in una qualsiasi area di un territorio (bacino idrografico, infrastruttura autostradale..), un'altezza di pioggia per assegnati durate e tempo di ritorno.

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".

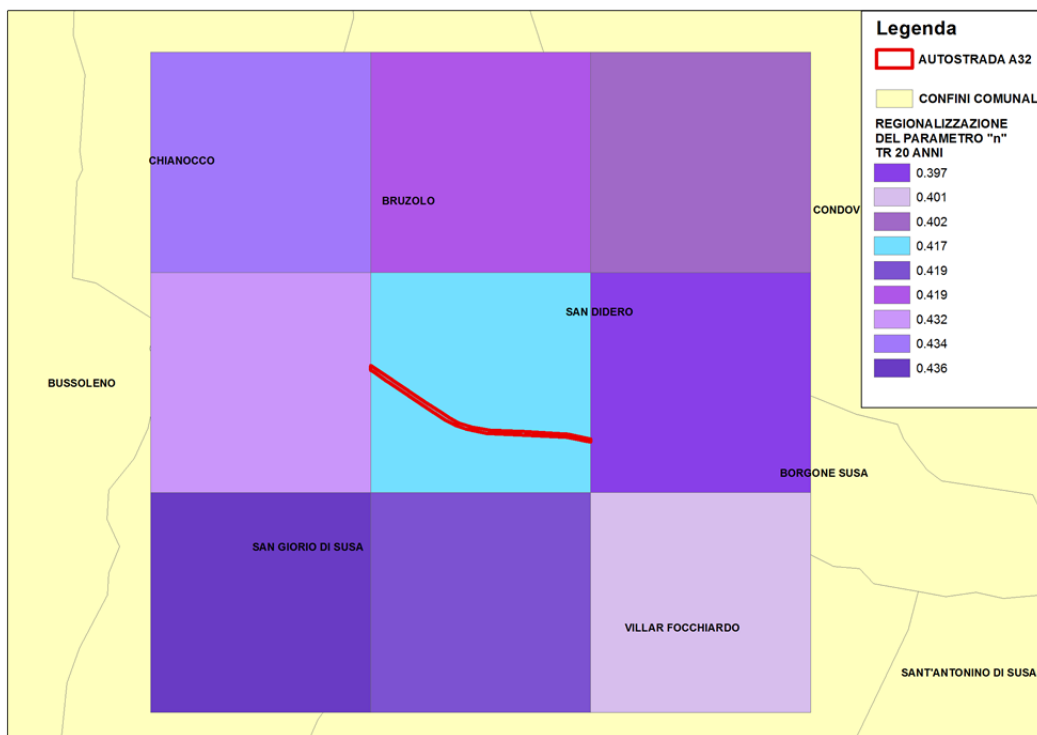
Il tratto autostradale in analisi è caratterizzato pluviometricamente dai parametri medi regionalizzati riportati in Tab. 3; inoltre a titolo di esempio si rappresentano graficamente le distribuzioni regionali dei parametri a ed n per tempo di ritorno 20 anni (Figura 3 e Fig .4).

a 10	n 10	a 20	n 20	a 50	n 50	a 100	n 100	a 200	n 200	a 500	n 500
28.71	0.418	32.76	0.417	38.00	0.415	41.93	0.414	45.86	0.413	51.01	0.412

**Tab. 3 - Valori medi regionalizzati dei parametri della curva di possibilità climatica di durata superiore all'ora che intersecano l'infrastruttura autostradale.**



**Figura 3 - Distribuzione regionale del parametro a della curva di possibilità climatica per Tr20 anni.**



**Fig .4 - Distribuzione regionale del parametro n della curva di possibilità climatica per Tr20 anni.**

I valori a ed n di durate superiori all'ora per tempo di ritorno 25 anni sono stati estratti tramite interpolazione esponenziale Fig. 5 da quelli medi regionalizzati riportati in Tab. 3.

I parametri ottenuti da interpolazione sono i seguenti:

- $a$  (Tr 25) = 33.65 [mm/h<sup>n</sup>];
- $n$  (Tr25) = 0.416 [-].

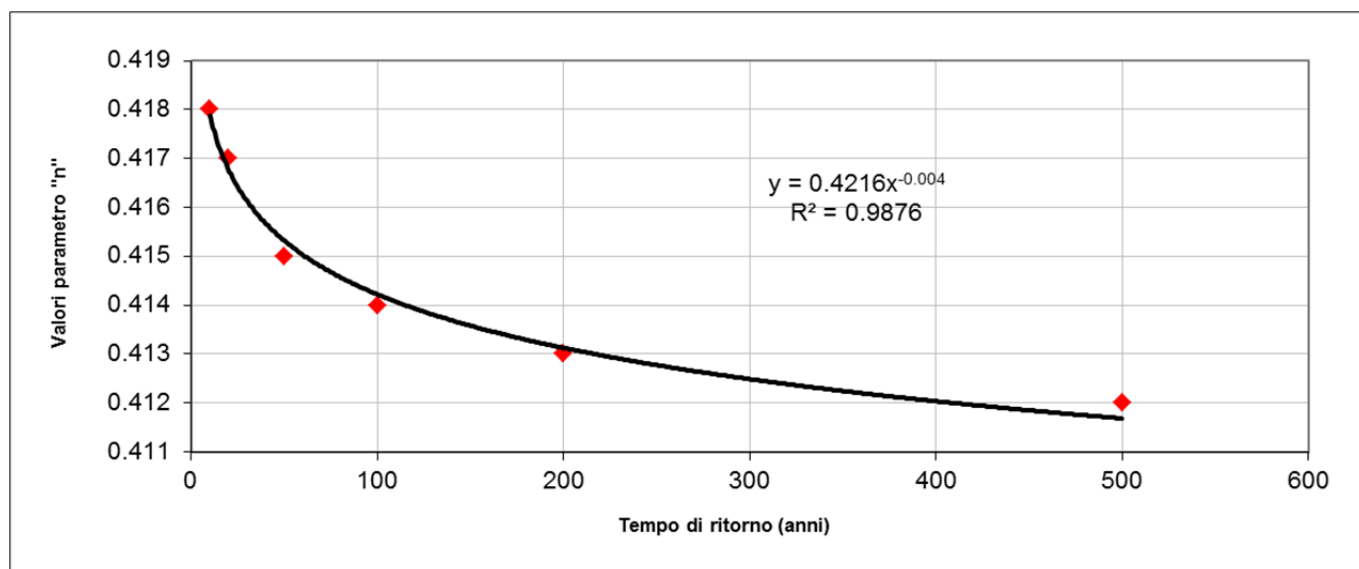
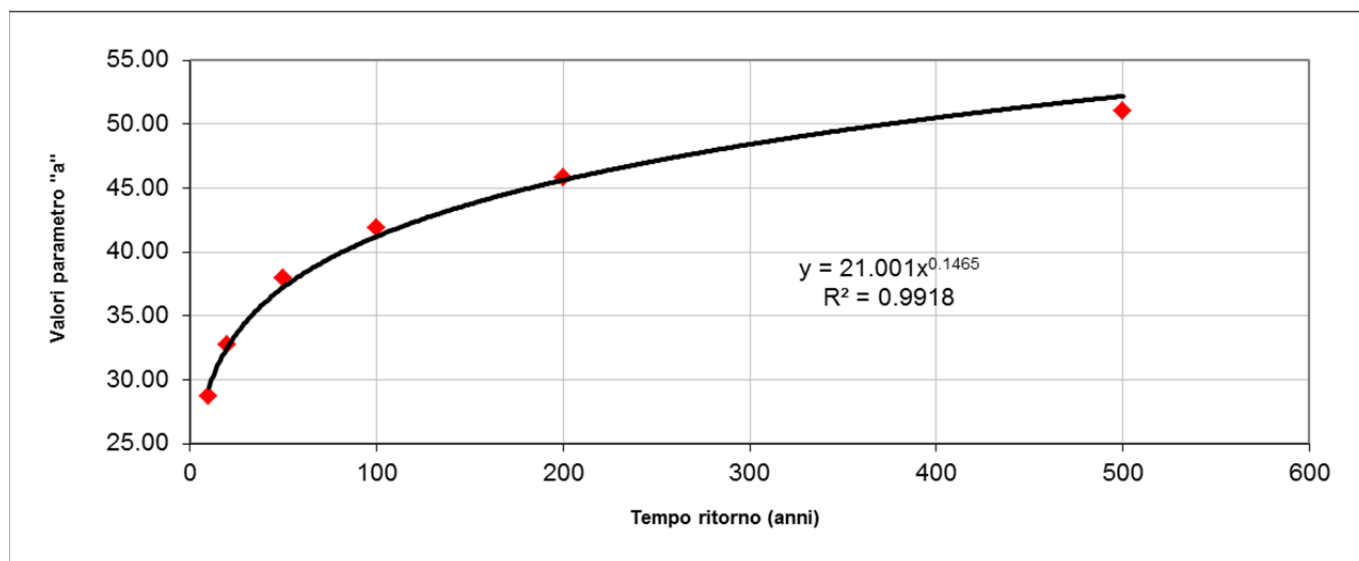


Fig. 5 - Interpolazione esponenziale dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati regionalizzati (durate superiori ora).

## 2.2 Precipitazioni intense di durata inferiore all'ora

Per quanto riguarda il dimensionamento idraulico della rete in esame, gli eventi idrologici maggiormente critici risultano quelli caratterizzati da precipitazioni intense di breve durata (inferiore all'ora).

Le curve di possibilità pluviometrica di progetto regionalizzate derivano invece da regressioni statistiche condotte su serie storiche di eventi di durata superiore all'ora (in particolare a partire da massimi annuali di pioggia per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore).

L'utilizzo di tali parametri per durate più brevi può portare ad una errata valutazione delle intensità di pioggia e pertanto delle altezze d'acqua considerate come riferimento. Per il presente

progetto si è fatto quindi riferimento ad una metodologia di stima derivante da osservazioni sperimentali.

In letteratura sono, infatti, disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico.

Più in dettaglio, definendo il parametro  $\rho(t) = h(t)/h(1)$ , ovvero il rapporto tra l'altezza di pioggia per durata  $t$  e quella per durata di 1 ora, è stato notato (Bell, 1969; Goswami, 1973) come esso risulti poco dipendente dalla località considerata, fintantoché si considerino durate brevi ( $t < 2$  ore).

Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami<sup>1</sup> (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings<sup>2</sup> (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una *curva inviluppo delle massime piogge osservate nel mondo*.

Per quanto riguarda il territorio italiano, il parametro  $\rho(t)$  è stato calcolato in alcuni studi disponibili in letteratura; si segnalano in particolare (per significatività dei dati) quelli relativi al pluviometro di Roma Macao, su un campione di 8 anni (Domanico<sup>3</sup>, 1986 e Calenda et al.<sup>4</sup>, 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Piga et al.<sup>5</sup>, 1990).

La Fig. 6 mette a confronto i valori medi del parametro  $\rho(t)$  ottenuti negli studi citati. Si osserva come effettivamente le differenze riscontrate tra i vari siti appaiano modeste, e si riscontri un andamento tipico poco dipendente dalla località considerata.

In particolare tutte le curve presentano all'incirca lo stesso valore per durate di circa 5 minuti, mentre gli scostamenti sono massimi tra i 15 e i 30 minuti. Tutte le curve assumono ovviamente valore unitario per  $t = 1$  ora.

<sup>1</sup> Goswami, A. C. (1973). *Short duration rainfall depth-duration-frequency map of India* – Decision with inadequate hydrologic data, Proceedings of the second Symposium on Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, pp.48-56.

<sup>2</sup> Jennings, A. H. (1950). *World's greatest observed point rainfall* – Monthly Weather Rev., n.78, pp.4-5.

<sup>3</sup> Domanico, R. (1986). *Pioggie intense a Roma* – Tesi di laurea, Università "La Sapienza", Roma.

<sup>4</sup> Calenda, G. et al. (1993). *Rainfall assessment with inadequate data* – In "Urban storm drainage" (edited by Cao, C. et al.), Water Resources Publication, Hyland Ranch, USA, pp.23-44.

<sup>5</sup> Piga, E. et al. (1990). *Analisi statistica delle piogge intense di breve e brevissima durata nell'area metropolitana di Milano* – Città Studi, Milano.



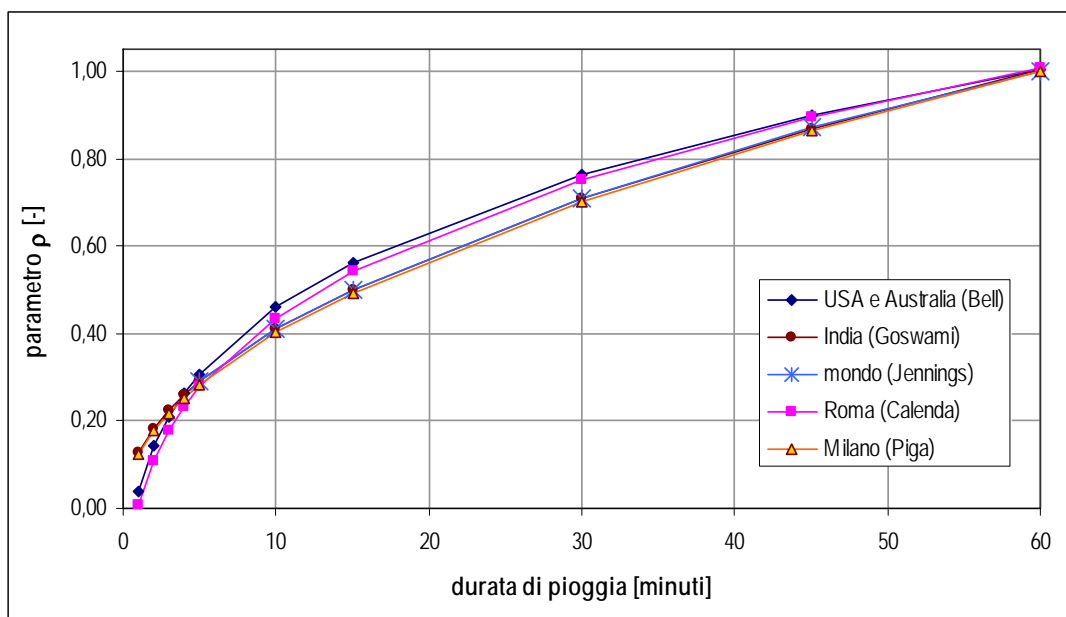


Fig. 6 - Andamento del parametro  $\rho(t)$  ottenuto in diversi studi.

Sulla base di tali osservazioni sperimentali, è stata sviluppata da Hydrodata una metodologia di stima in grado di fornire i parametri di precipitazione necessari ad una valutazione più accurata delle portate di piena su piccoli bacini, per i quali il tempo di pioggia critica è quello di durata inferiore all'ora.

In particolare l'andamento di  $\rho(t)$  è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'involuppo dei valori riportati in Fig. 6, così da introdurre unicamente possibili errori di sovrastima dell'altezza di pioggia.

In funzione dei parametri ( $a$ ,  $n$ ) della curva di possibilità pluviometrica (CPP) di riferimento, espressa nella forma monomia  $h=a \cdot t^n$ , si ottengono le altezze di pioggia  $h(t)$  relative a durate di 60 e 120 minuti. Applicando ad  $h(60)$  i valori assunti per il parametro  $\rho(t)$ , si ricavano quindi i valori di  $h(t)$  per durate inferiori.

Diagrammando su un piano bi-logaritmico [ $\ln(t)$ ,  $\ln(h)$ ] i punti ottenuti, per durate comprese tra 5 e 120 minuti, la validità della forma monomia (legge di potenza) come curva di adattamento dei dati presuppone che essi giacciono approssimativamente su una retta.

Effettuando pertanto una regressione lineare (con il metodo dei minimi quadrati) nel campo bi-logaritmico è possibile determinare i parametri della retta interpolante e pertanto ricavare ( $a'$ ,  $n'$ ), parametri della curva di possibilità pluviometrica per  $t < 60$  minuti.

I valori di  $h(t)$  stimati mediante  $\rho(t)$ , per  $t < 60$  minuti, dipendono da  $h(60)$ , ovvero unicamente da  $a$  (essendo  $t$  espresso in ore nella formula monomia, per  $t=1$  si ottiene  $h=a$ ). Estendendo la regressione anche all'altezza di pioggia per durate di 2 ore, anche il parametro  $n$  viene preso in conto nella regressione; questo permette di ottenere minori errori qualora la curva ( $a'$ ,  $n'$ ) sia utilizzata per la stima di portate prossime all'ora.

Applicando la sopra descritta procedura a partire dalle precipitazioni regionalizzate di durata superiore all'ora per tempo di ritorno 25 anni di valore  $a=33.65$  [ $\text{mm/h}^n$ ] ed  $n=0.416$  [-], si ottengono per durate inferiori all'ora valori di:

$$a = 34.05 \text{ [mm/h}^n\text{];}$$

$$n' = 0.454 \text{ [-].}$$

I valori di  $a$  e  $n'$  inferiori all'ora sono quelli utilizzati nel calcolo dei deflussi meteorici di piattaforma per tempo di ritorno 25 anni.

### **3. Determinazione delle portate meteoriche prodotte dalla piattaforma autostradale e verifica delle reti di drenaggio in progetto mediante l'applicazione di modelli di trasformazione afflussi deflussi**

#### **3.1 Modelli di trasformazione afflussi-deflussi**

Per la valutazione delle massime portate di progetto da assumere per il dimensionamento della rete in esame sono stati utilizzati modelli concettuali di trasformazione afflussi-deflussi, applicati all'evento di precipitazione critica associato ad un tempo di ritorno di 25 anni.

Di seguito si descrive sinteticamente la metodologia utilizzata.

La verifica del sistema di drenaggio in progetto 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 della corrivazione.

Il calcolo idrologico idraulico è stato eseguito imponendo un tempo di pioggia minimo, derivante dalle valutazioni idrauliche eseguite sul tempo di concentrazione delle portate (descritte nei paragrafi successivi di questo documento), che considera complessivamente il tempo di accesso alla rete e il tempo di percorrenza della rete stessa. In particolare si è assunto un tempo di pioggia:

- pari a 10 minuti per i bacini di piattaforma appartenenti alla sede autostradale A32 e allo svincolo, caratterizzati da pendenze significative (valori compresi tra 0.5 e 6 %);
- pari a 60 minuti per il piazzale dell'autoporto caratterizzato da modeste pendenze, con conseguenti lunghi tempi di concentrazione dei deflussi.

#### **3.2 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 contribuyente.

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 contribuyente 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>6</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:

<sup>6</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 Gisogni, C., 2001).

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

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>7</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.

### **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:

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

<sup>7</sup> Becciu, G. et al. (1997). *Risk Design of Urban Drainage Networks on the basis of Experimental Data* – Excerpta, n.11.



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:

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

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>8</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].

<sup>8</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.

### Modello A/D italiano dell'invaso

Il metodo italiano dell'invaso lineare, originariamente concepito da Paladini (1901) e Fantoli<sup>9</sup> (1904) come metodo di verifica, fu trasformato in metodo di progetto in particolare da Puppini<sup>10</sup> (1932) e Supino<sup>11</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.

Anche il metodo italiano assume lineare il legame tra il volume complessivamente invaso  $W(t)$  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 contribuente;

<sup>9</sup> Fantoli, G. (1904). *Le acque di piena nelle reti delle fognature di Milano* – Comune di Milano: relazione della commissione Cipolletti, Fantoli, Soldati.

<sup>10</sup> Puppini, U. (1932). *Coefficienti udometrici per generica scala di deflusso* – L'Ingegnere.

<sup>11</sup> Supino, G. (1933). *Coefficienti udometrici per canali di fognatura* – Ricerche di Ingegneria.

$W_P$  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.

Nota  $W_M$ , la portata può essere determinata<sup>12</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.

### **Parametri idrologici ed idraulici assunti**

Il dimensionamento e la verifica idraulica della rete sono stati svolti assumendo i parametri idrologico-idraulici nel seguito descritti.

La pioggia di riferimento utilizzata è quella di durata inferiore all'ora a tempo di ritorno 25 anni caratterizzata dai seguenti parametri di possibilità pluviometrica:

$$a = 34.05 \text{ [mm/h}^n\text{]};$$

$$n' = 0.454 \text{ [-]}.$$

L'input idrologico applicato a ciascuna superficie scolante elementare corrisponde ad un tempo di pioggia pari a 10 minuti per le carreggiate viabili e 60 min per il piazzale dell'autoporto.

I coefficienti di deflusso inseriti in ogni schema modellistico di rete analizzato, sono stati assunti in base alle caratteristiche di permeabilità delle superfici scolanti sottese a ciascun ramo di collettore, che nel presente progetto sono totalmente pavimentate (asfalto); si è pertanto assunto un coefficiente di deflusso pari a 0.9.

Per quanto attiene alle strutture di drenaggio previste, si sono assunti i seguenti valori di resistenza distribuita (formulazione di Strickler):

- |                             |                          |
|-----------------------------|--------------------------|
| - tubazioni in PEAD e PVC   | 90 m <sup>1/3</sup> /s,  |
| - tubazioni in acciaio INOX | 100 m <sup>1/3</sup> /s, |
| - canalette in cls          | 60 m <sup>1/3</sup> /s,  |
| - cunetta in asfalto        | 60 m <sup>1/3</sup> /s.  |

I valori sopra riportati rappresentano le strutture di drenaggio in progetto in una configurazione idraulica corrispondente ad un utilizzo di lungo periodo, nell'ipotesi di condizioni di funzionamento in presenza di depositi e incrostazioni sul fondo..... Tali assunzioni sono sufficientemente cautelative ai fini della progettazione della rete, in quanto tengono conto dei fenomeni di diminuzione della capacità di deflusso che interessano le strutture di drenaggio nel corso degli anni.

<sup>12</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 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.

### 3.2.1 Dimensionamento e verifica delle canalizzazioni

L'impostazione generale prevede che le acque meteoriche raccolte in piattaforma vengano convogliate in un sistema chiuso costituito da canalette superficiali e tubazioni interrato (in PVC e PEAD) che si sviluppano in piattaforma o al piede dei rilevati, in funzione della livelletta e della tipologia di sezione autostradale.

In particolare al piede del rilevato si sviluppano i collettori principali (tubazioni in PEAD) che trasferiscono la portata Tr25 anni nel sistema di trattamento in progetto (vasche).

Il dimensionamento delle canalizzazioni è stata eseguito determinando per ciascun tratto di piattaforma la porzione di portata afferente. Come evidenziato nei paragrafi precedenti, la portata determinata nella sezione di scarico della tubazione, con il modello più conservativo di quelli afflussi deflussi applicati (metodo della corrivazione), è calcolata in funzione della tratta di canalizzazione e della superficie complessiva afferente.

Il moto all'interno dei vari rami della rete è stato descritto adottando uno schema di moto uniforme, come usualmente si rileva in casi simili dedotti da letteratura. Si è quindi fatto riferimento alla formula di Chèzy per ricavare le scale di deflusso delle tubazioni adottate e verificare il passaggio della portata calcolata in funzione della pendenza minima da conferire al collettore.

La legge di Chèzy è espressa dalla seguente espressione:

$$Q_j = K_s A R^{2/3} i^{1/2}$$

avendo indicato con:

- Q la portata di progetto del ramo j-esimo, identificata come descritto precedentemente;
- K<sub>s</sub> il coefficiente di resistenza distribuita di Strickler, in funzione del materiale costituente la canalizzazione;
- A l'area della sezione di deflusso della canalizzazione;
- R<sub>i</sub> il raggio idraulico della sezione;
- i la pendenza longitudinale della tubazione.

Le canalizzazioni superficiali recapitano la portata nelle tubazioni localizzate al di sotto della pavimentazione tramite pozzetti di scarico; i pozzetti e/o i punti di scarico delle canalizzazioni superficiali sono stati previsti secondo un interasse inferiore a quello massimo ammissibile in modo da non indurre rischi di acqua planning per il traffico veicolare; in particolare i diametri di progetto assunti, sono tali da garantire un riempimento delle canalizzazioni interrato (tubazioni) mai superiore al 75% della sezione massima disponibile per il deflusso.

## 4. Progetto della rete di drenaggio

### 4.1 Delimitazione dei bacini scolanti di piattaforma

In concomitanza alla costruzione dell'Autoporto viene realizzato il nuovo svincolo in località San Didero e l'adeguamento della piattaforma della sede dell'A32, quest'ultima nel tratto compreso circa tra i km 24+270 e 25+530; il nuovo svincolo è costituito da 4 rampe così denominate:

- SV-TO : ingresso su carreggiata in direzione Torino;
- SV-BA : ingresso su carreggiata in direzione Bardonecchia;
- TO-SV : uscita da carreggiata provenienti da Bardonecchia;



- BA- SV : uscita da carreggiata proveniente da Torino.

I bacini sono stati individuati sia in funzione delle caratteristiche geometriche della piattaforma (pendenze longitudinali e trasversali del piano viabile) sia in funzione degli scarichi esistenti, costituiti dai tombini scatolari di attraversamento dell'A32.

Le carreggiate dell'A32 (direzione Bardonecchia o Torino) misurano dimensione trasversale pari a 14.25 m nei tratti in cui la sede viene ampliata, per effetto della realizzazione delle corsie di immissione/uscita di collegamento alle rampe di svincolo; nei tratti in cui la sede non viene adeguata le carreggiate misurano invece un'ampiezza di 11.60 m.

Le rampe di svincolo misurano ampiezza pari a 6.5 m nei tratti ad unico senso di marcia e di 11.0 m in quelli a doppio senso di marcia.

L'autoporto viene realizzato nell'area interclusa tra le rampe di svincolo e la sede dell'A32; esso misura una superficie pavimentata pari a circa 4.62 ha.

Di seguito si riporta graficamente e tabularmente lo schema idrologico e idraulico individuato per la progettazione della rete di smaltimento delle acque di piattaforma, in cui sono individuati i rami scolanti della sede principale dell'autostrada A32, delle rampe di svincolo e del piazzale destinato ad autoporto; in particolare:

- in Fig. 7, Fig. 8 e Tab. 4 è rappresentata la schematizzazione idrologica e idraulica adottata per i bacini scolanti di piattaforma della sede autostradale A32 (nelle direzioni di marcia Bardonecchia e Torino rispettivamente di colore blu e rosa), che alimentano le canalizzazioni di drenaggio superficiali costituite da canalette. Ciascun bacino scolante coincide geometricamente con il tratto di piattaforma compreso tra 2 successivi tombini scatolari esistenti; i deflussi prodotti da ogni carreggiata vengono inizialmente collettati all'interno delle opere di attraversamento tramite tubazioni staffate al manufatto esistente e successivamente scaricati nei collettori principali in progetto localizzati al piede del rilevato (rappresentati in colore blu in Fig. 7 e Fig. 9 e contrassegnati dai codici da 27 a 29, e da 2, 40 a 46); questi ultimi trasferiscono la portata meteorica in direzione delle vasche di trattamento.
- in Fig. 9a e Tab. 5 è rappresentata la schematizzazione idrologica e idraulica adottata per i bacini scolanti sulle rampe di svincolo; in particolare in colore rosso sono indicati i rami scolanti sulle rampe ed in colore blu i collettori principali localizzati al piede dei rilevati;
- in Fig. 9b è rappresentata la schematizzazione idrologica (aree scolanti di colore azzurro) e idraulica (collettori di colore rosso) adottata per i bacini di alimentazione del piazzale dell'Autoporto.

rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	superficie direttamente afferente
ID	descrizione	L [m]	i [%o]	S [ha]
1	A32 Dir Bardonecchia da km 25+530 circa a scatolare km 25+478	55.00	12.18	0.0638
2	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+478.32 a 25+384.5	93.82	12.90	0.1337
3	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 5+384.5 a 25+331.11	53.39	10.11	0.0761
4	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+331.11 a 25+270.4	60.71	9.22	0.0865
5	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+270.4 a 25+207.03	63.37	3.16	0.0903
6	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+207.03 a 25+140.96	66.07	4.84	0.0941
7	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+140.96 a SVBA16	62.00	8.55	0.0884
8	A32 Dir Torino da km 25+530 circa a scatolare km 25+478	55.00	12.18	0.0638
9	A32 Dir Torino da scatolare km 25+478.32 a 25+384.5	93.82	12.90	0.1088
10	A32 Dir Torino da scatolare km 25+384.5 a 25+331.11	53.39	10.11	0.0619
11	A32 Dir Torino da scatolare km 25+331.11 a 25+270.4	60.71	9.22	0.0704

rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	superficie direttamente afferente
ID	descrizione	L [m]	i [%]	S [ha]
12	A32 Dir Torino da scatolare km 25+270.4 a 25+207.03	63.37	3.65	0.0735
13	A32 Dir Torino da scatolare km 25+207.03 a 25+140.96	66.07	4.88	0.0766
14	A32 Dir Torino da scatolare km 25+140.96 a SVBA16	62.00	8.55	0.0719
15	A32 Dir Bardonecchia da SVBA16 a scatolare km 24+973.36	90.00	1.00	0.1044
16	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+973.36 a 24+915.02	58.34	8.57	0.0677
17	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+915.02 a 24+833.31	81.71	4.28	0.0948
18	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+833.31 a 24+757.37	75.94	5.79	0.0881
19	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+757.37 a 24+677.58	79.79	3.63	0.0926
20	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+677.58 a 24+611.85	65.73	1.54	0.0762
21	A32 Dir Torino da SVBA16 a scatolare km 24+973.36	90.00	1.00	0.1044
22	A32 Dir Torino da scatolare km 24+973.36 a 24+915.02	58.34	8.57	0.0831
23	A32 Dir Torino da scatolare km 24+915.02 a 24+833.31	81.71	4.28	0.1164
24	A32 Dir Torino da scatolare km 24+833.31 a 24+757.37	75.94	5.79	0.1082
25	A32 Dir Torino da scatolare km 24+757.37 a 24+677.58	79.79	3.63	0.1137
26	A32 Dir Torino da scatolare km 24+677.58 a 24+611.85	65.73	1.54	0.0762
27	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+478 a scatolare km 25+384	55.00	4.18	0.0000
28	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+384 a scatolare km 25+331	147.00	4.18	0.0000
29	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+331 a scatolare km 25+207	124.00	4.18	0.0000
31	A32 dir. Bardonecchia da scatolare km 24+611 a inizio rampa uscita	92.50	2.00	0.1318
32	A32 dir. Torino da scatolare km 24+611 a inizio rampa uscita	92.50	2.00	0.1073

*Tab.4 - Schema dei bacini di piattaforma sulla sede autostradale A32 drenati mediante sistemi di canalette superficiali.*

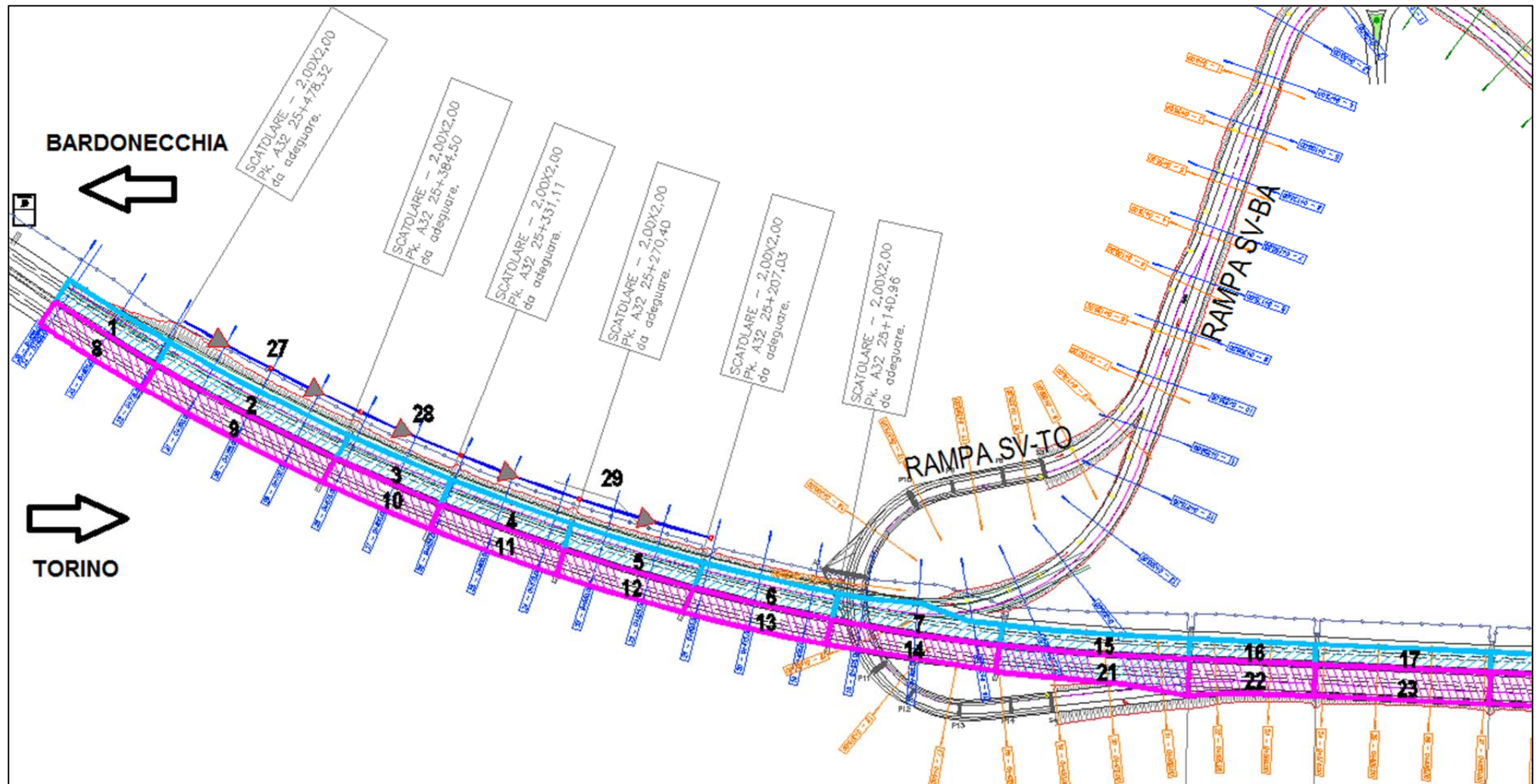


Fig. 7 – Schema dei bacini di piattaforma sulla sede autostradale A32 drenati mediante un sistema di canalette superficiali.

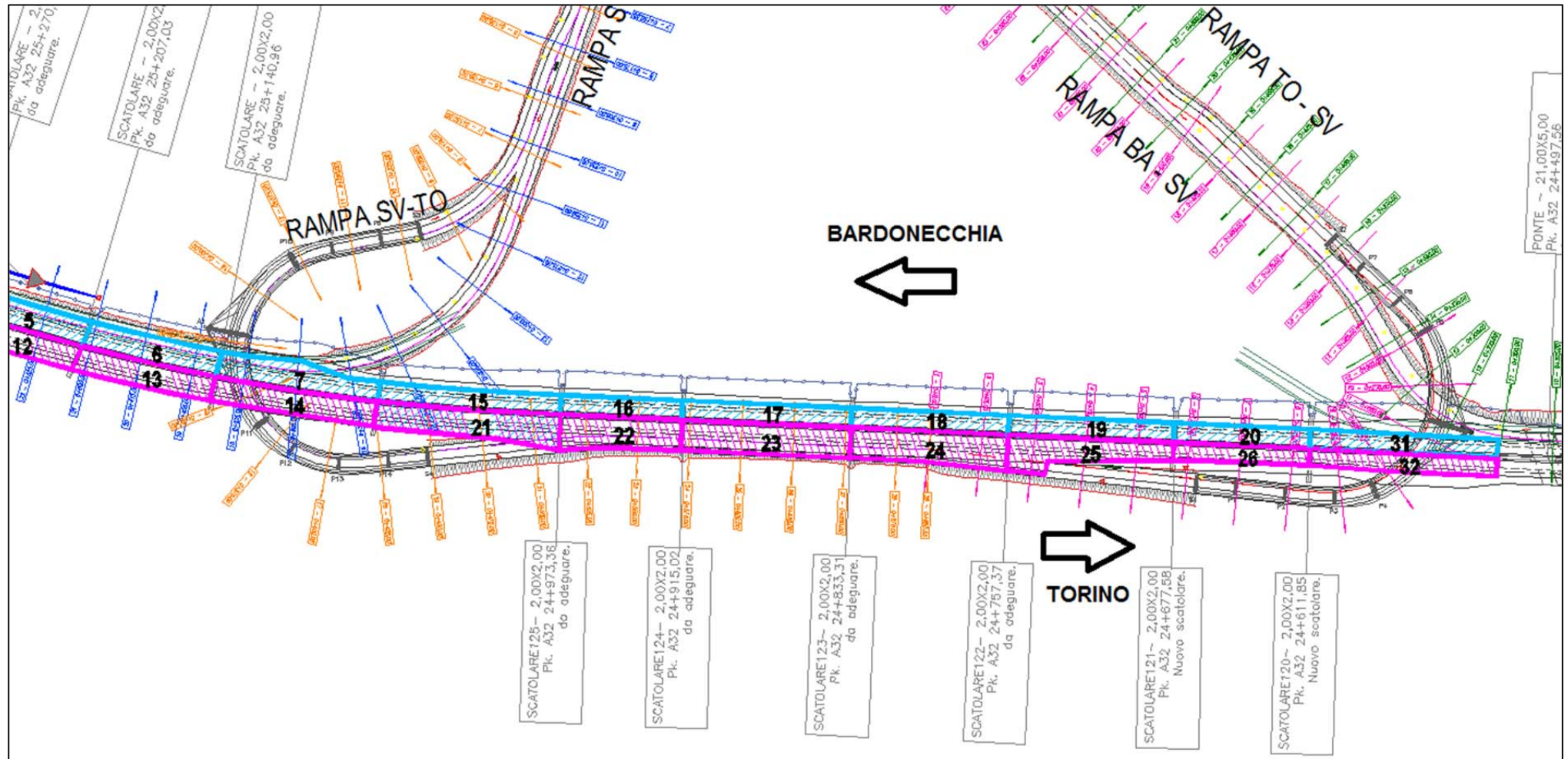


Fig. 8 – Schema dei bacini di piattaforma sulla sede autostradale A32 drenati mediante un sistema di canalette superficiali.



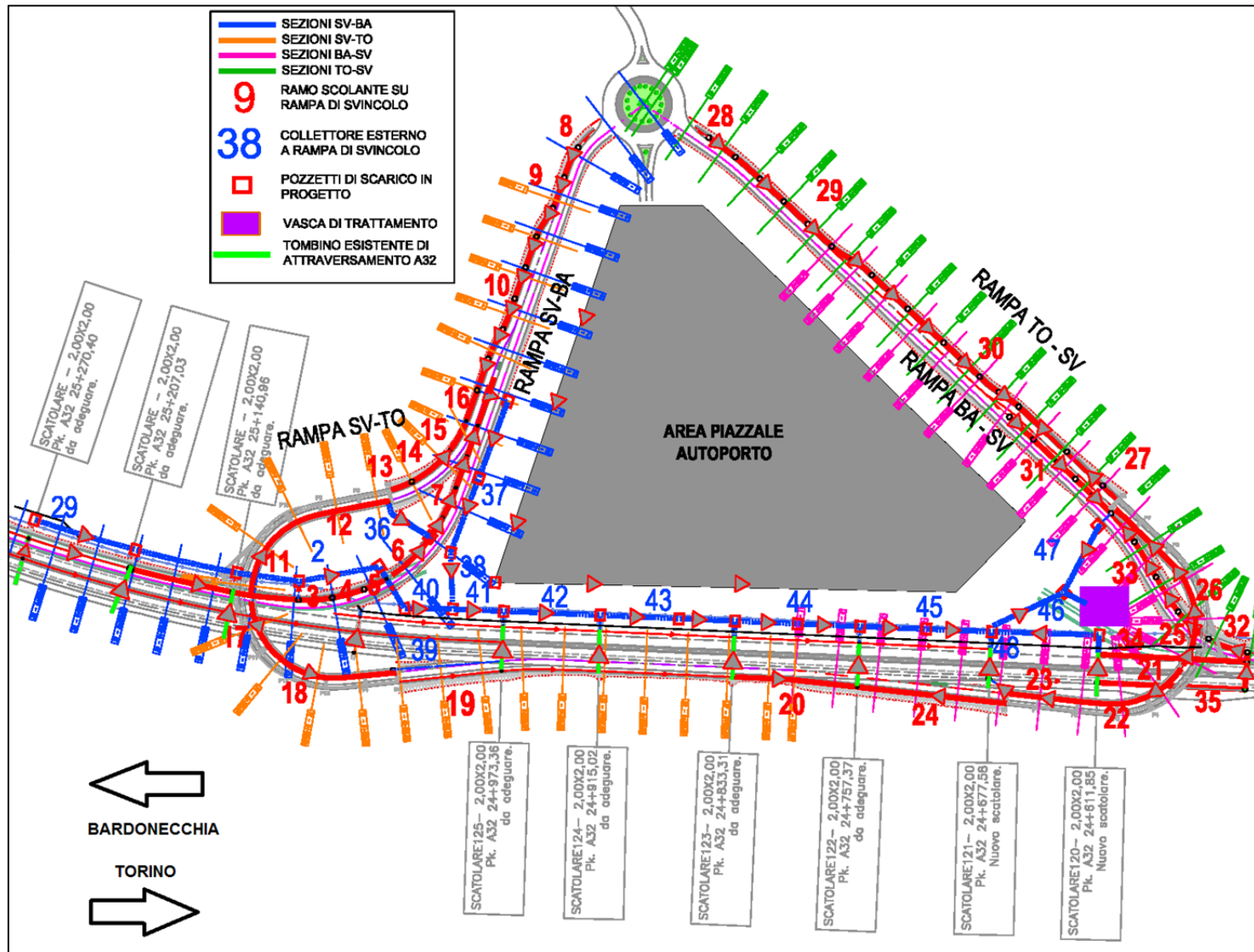


Fig. 9a – Schema dei bacini di alimentazione dei rami scolanti nell'area in progetto di San Didero.

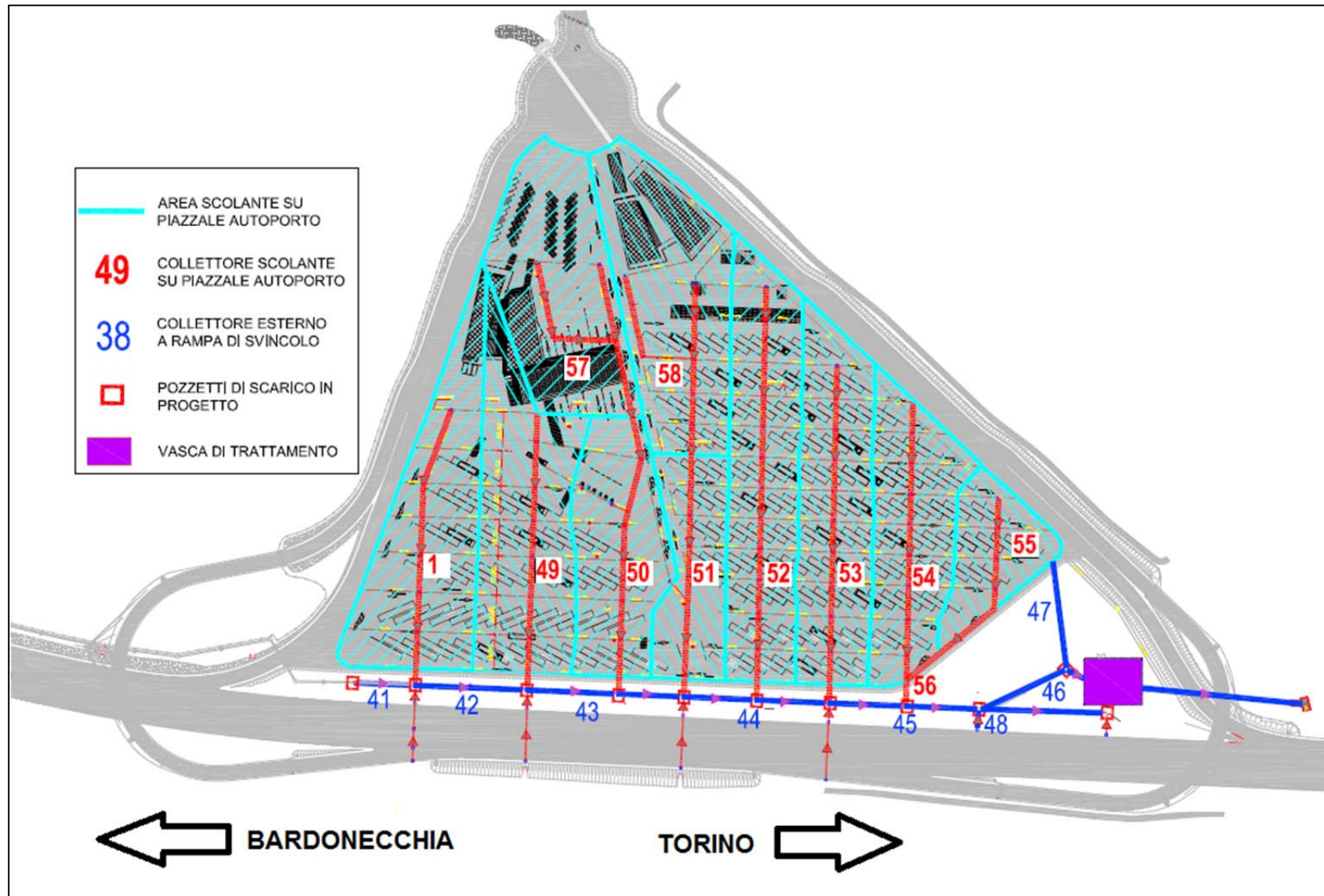


Fig. 9b – Schema dei bacini di alimentazione dei rami scolanti nel piazzale dell'autoporto in progetto di San Didero.

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	superficie direttamente afferente
-	ID	descrizione	L [m]	i [%]	S [ha]
<b>A32 bacino carreggiate To e Ba comprese tra prog. 25+478-25+207</b>	<b>2</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare 25+207.03 a PZ11	490.00	4.18	0.0000
	<b>3</b>	Rampa SV-BA progr. 400-375	25.00	13.20	0.0163
<b>3</b>	<b>4</b>	Rampa SV-BA progr. 375-350	25.00	32.80	0.0163
<b>4</b>	<b>5</b>	Rampa SV-BA progr. 350-325	25.00	24.80	0.0163
<b>5</b>	<b>6</b>	Rampa SV-BA progr. 325-300	25.00	18.40	0.0163
	<b>7</b>	Rampa SV-BA progr. 200-300	100.00	1.70	0.0731
	<b>8</b>	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 25-60	35.00	3.43	0.0228
<b>8</b>	<b>9</b>	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 60-80	20.00	3.00	0.0130
<b>9</b>	<b>10</b>	Rampa SV-TO progr. 0-125	125.00	4.72	0.1375
	<b>11</b>	Rampa SV-TO progr. 345-325	20.00	20.00	0.0130
<b>11</b>	<b>12</b>	Rampa SV-TO progr. 325-242.5	82.50	66.30	0.0536
	<b>13</b>	Rampa SV-TO progr. 242.5-200	42.50	42.82	0.0276
<b>13</b>	<b>14</b>	Rampa SV-TO progr. 200-175	25.00	38.00	0.0163
<b>14</b>	<b>15</b>	Rampa SV-TO progr. 175-150	25.00	18.00	0.0163
<b>15</b>	<b>16</b>	Rampa SV-TO progr. 150-125	25.00	1.60	0.0163
	<b>17</b>	Rampa SV-TO progr. 345-375	30.00	28.33	0.0195
<b>17</b>	<b>18</b>	Rampa SV-TO progr. 375-450	75.00	59.33	0.0488
	<b>19</b>	Rampa SV-TO progr. 450-500	50.00	30.20	0.0325
	<b>20</b>	Rampa BA-SV progr. 50-75	230.63	5.77	0.0105
	<b>21</b>	Rampa BA-SV progr. 237.5-225	12.50	9.60	0.0081
<b>21</b>	<b>22</b>	Rampa BA-SV progr. 225-185	40.00	52.00	0.0260
	<b>23</b>	Rampa BA-SV progr. 185-125	60.00	54.83	0.0390
	<b>24</b>	Rampa BA-SV progr. 125-75	50.00	12.40	0.0325
	<b>25</b>	Rampa BA-SV progr. 237.5-250	12.50	5.60	0.0081
<b>25</b>	<b>26</b>	Rampa BA-SV progr. 250-350	100.00	56.30	0.0650
	<b>27</b>	Rampa BA-SV progr. 425-350	75.00	30.93	0.0488
	<b>28</b>	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 725-675	50.00	5.00	0.0325
<b>28</b>	<b>29</b>	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 675-600	75.00	4.80	0.0488
<b>29</b>	<b>30</b>	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 600-450	150	5.00	0.1950
<b>27-30</b>	<b>31</b>	Rampa TO-SV progr. 475-375	100	5.00	0.0650
	<b>32</b>	Rampa TO-SV progr. 225-275	50	1.00	0.0725
<b>32-34-35</b>	<b>33</b>	Rampa TO-SV 275-375	100	18.00	0.0650
	<b>34</b>	A32 dir. Bardonecchia da scatolare 24+611.85 a inizio rampa uscita	93	2.00	0.1318



Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	superficie direttamente afferente
-	ID	descrizione	L [m]	i [%]	S [ha]
	35	A32 dir. Torino da scatolare 24+611.85 a inizio rampa uscita	93	2.00	0.1073
6-12	36	Rampa SV-TO 10 (scarico su spalla viadotto) da PZ10 a PZ26	20	10.00	0.0000
7-10-16	37	Tubazione da PZ24 a PZ26	98	5.00	0.0000
36-37	38	Tubazione da PZ26 a PZ12	35	5.00	0.0000
18	39	Tubazione lungo rampa SV-TO scarica in scatolare progr. 24+973 e quindi in PZ13	25	5.00	0.0000
2	40	Tubazione da PZ11 a PZ12	30	5.00	0.0000
38-40	41	Tubazione da PZ12 a PZ13	30	5.00	0.0000
39-41	42	Tubazione da PZ13 a PZ14	60	5.00	0.0000
42	43	Tubazione da PZ14 a PZ16	85	5.00	0.0000
43	44	Tubazione da PZ16 a PZ18	75	5.00	0.0000
44	45	Tubazione da PZ18 a PZ20 (vasche)	80	5.00	0.0000
	46	Tubazione da PZ21 a PZ20 (vasche)	65	5.00	0.0000
	47	Tubazione da PZ23 a PZ22 (vasche)	40	5.00	0.0000
	48	Scarico viadotto BA-SV progr. 237.5-125 (scarica in PZ20 e quindi in vasche)	20	5.00	0.0000

Tab. 5 - Schema dei bacini di alimentazione dei rami scolanti nell'area in progetto di San Didero.

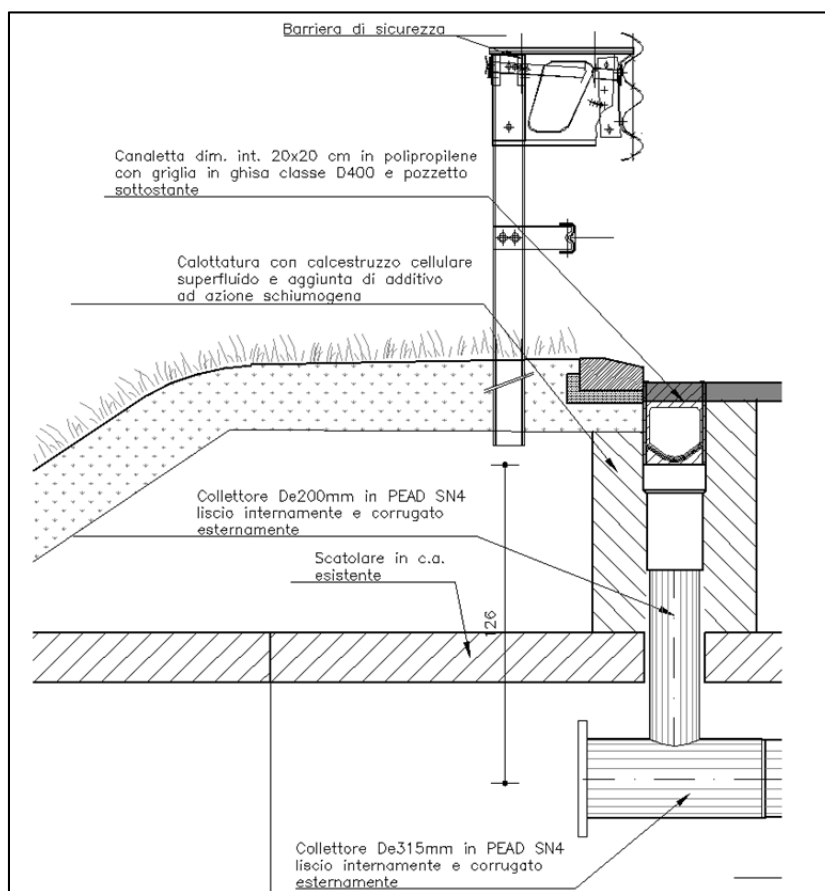
#### 4.2 Determinazione delle portate per tempo di ritorno 25 anni e dimensionamento della rete in progetto

La rete in progetto risulta costituita dalle seguenti strutture di collettamento:

- canalizzazioni a lato piattaforma per la sede dell'A32 in direzione Bardonecchia in tutto il tratto da adeguare (km 25+530-24+270 circa); la sezioni tipo previste sono quelle riportate in Fig. 10 e Fig. 11;
- canalizzazioni in spartitraffico per la sede dell'A32 in direzione Torino nel tratto in curva compreso tra le progressive km 25+530 circa e la sezione SV-BA16, secondo la sezione tipo riportata in Fig. 11; nel tratto in rettilineo compreso tra la sezione SV-BA16 e lo scatolare a progressiva km 24+611 sono previste invece canalizzazioni a lato piattaforma secondo la sezione tipo di Fig. 10;
- canalizzazioni a lato piattaforma sulle rampe di svincolo (sia per i tratti in curva che in rettilineo), costituite da cunette di geometria triangolare, formate dall'intersezione del piano viabile (in pendenza) con il cordolo in cls, posto a lato della piattaforma Fig. 12; ai fini della schematizzazione idraulica le cunette sono state considerate come canalizzazioni triangolari aventi un'altezza di 0.025 m e una larghezza in sommità pari a circa 1.0 m, imponendo quindi che il massimo deflusso che si genera a bordo strada comporti un'ampiezza di allagamento mai superiore a 1.0 m, tale cioè da non creare

condizioni di pericolo per il traffico veicolare. Nel dimensionamento idraulico si è definito l'interasse dei pozzetti di scarico;

- tubazioni in PEAD
  - localizzate sotto la pavimentazione di ciascuna rampa di svincolo, alimentate dai pozzetti di scarico;
  - localizzate esternamente alle rampe (collettori principali), con funzione di trasferimento della portata verso l'impianto di trattamento;
- tubazioni in acciaio INOX staffate all'impalcato nei tratti di attraversamento in viadotto per le rampe di svincolo SV-TO e BA-SV.



**Fig. 10 – Particolare canalizzazione di raccolta acque meteoriche localizzata a lato piattaforma dell'A32 nelle tratte in affiancamento alle rampe.**

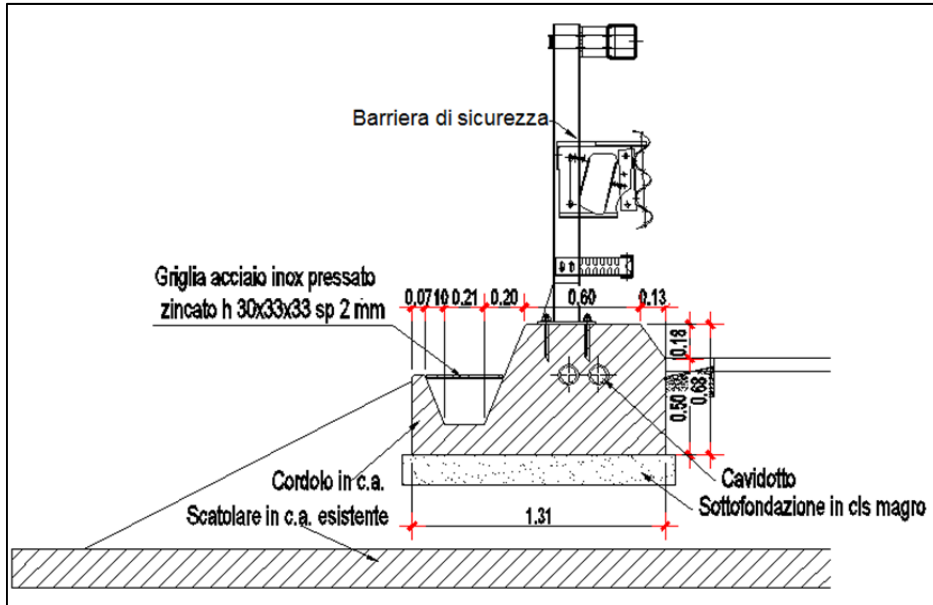


Fig. 11 – Particolare canalizzazione di raccolta acque meteoriche localizzata a lato piattaforma dell'A32.

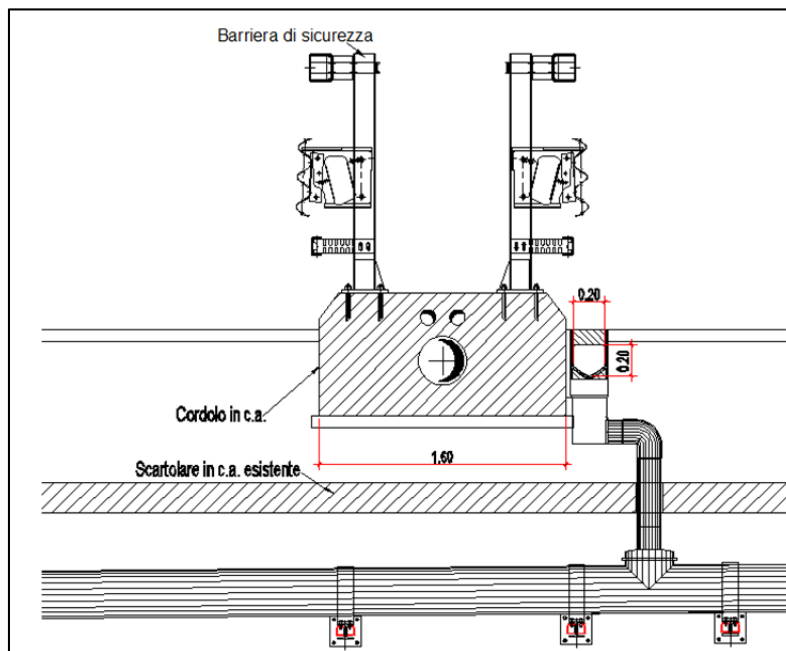


Fig. 12 – Particolare canalizzazione di raccolta acque meteoriche localizzata in spartitraffico dell'A32.

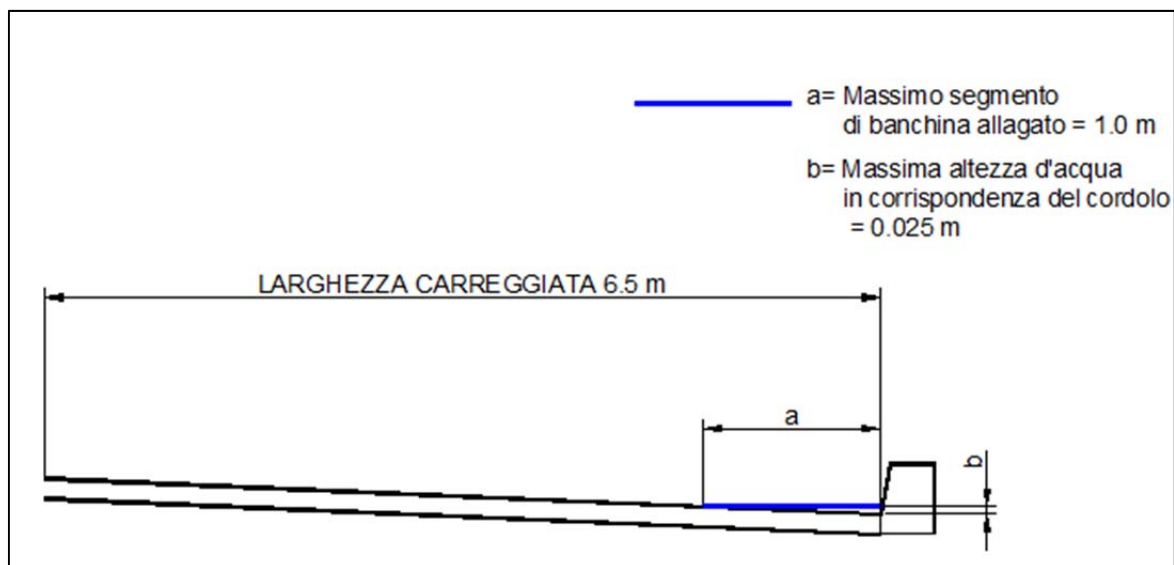


Fig. 13 – Sezione di deflusso in corrispondenza delle canalizzazioni localizzate in corrispondenza del cordolo in cls sulle rampe di svincolo.

Il dimensionamento della rete in progetto è avvenuto applicando, per un evento pluviometrico a tempo di ritorno 25 anni di durata inferiore all'ora, i modelli idrologico idraulici descritti in precedenza che permettono di determinare:

- il massimo interasse degli scarichi delle canalizzazioni superficiali, tramite i quali la portata defluente sulla piattaforma viene collettata nelle tubazioni localizzate al di sotto della pavimentazione autostradale;
- il diametro delle tubazioni sottese a ciascun bacino di piattaforma in funzione della massima portata generata.

Di seguito si allegano i calcoli idrologici ed idraulici eseguiti.

#### 4.3 Dimensionamento massimo interasse scarichi canalizzazioni superficiali dell'A32

Immissione	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro nominale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m <sup>1/3</sup> /s]	immissione portata costante Q <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> /s]
	da ramo	ID descrizione							
	1	A32 Dir Bardonecchia da km 25+530 circa a scatolare km 25+478	55.00	12.18	trapezia	200	cls	60	
	2	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+478.32 a 25+384.5	93.82	12.90	trapezia	200	cls	60	

Immissione	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro nominale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
	da ramo	ID				descrizione			
	<b>3</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+384.5 a 25+331.11	53.39	10.11	trapezia	200	cls	60	
	<b>4</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+331.11 a 25+270.4	60.71	9.22	trapezia	200	cls	60	
	<b>5</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+270.4 a 25+207.03	63.37	3.16	trapezia	200	cls	60	
	<b>6</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+207.03 a 25+140.96	66.07	4.84	trapezia	200	cls	60	
	<b>7</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+140.96 a SVBA16	62.00	8.55	trapezia	200	cls	60	
	<b>8</b>	A32 Dir Torino da km 25+530 circa a scatolare km 25+478	55.00	12.18	rettangolare	200	cls	60	
	<b>9</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+478.32 a 25+384.5	93.82	12.90	rettangolare	200	cls	60	
	<b>10</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+384.5 a 25+331.11	53.39	10.11	rettangolare	200	cls	60	
	<b>11</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+331.11 a 25+270.4	60.71	9.22	rettangolare	200	cls	60	
	<b>12</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+270.4 a	63.37	3.65	rettangolare	200	cls	60	

Immissione	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro nominale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
	da ramo	ID				descrizione			
		25+207.03							
	<b>13</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+207.03 a 25140.96	66.07	4.88	rettangolare	200	cls	60	
	<b>14</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+140.96 a SVBA16	62.00	8.55	rettangolare	200	cls	60	
	<b>15</b>	A32 Dir Bardonecchia da SVBA16 a scatolare km 24+973.36	90.00	1.00	trapezia	200	cls	60	
	<b>16</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+973.36 a 24+915.02	58.34	8.57	trapezia	200	cls	60	
	<b>17</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+915.02 a 24+833.31	81.71	4.28	trapezia	200	cls	60	
	<b>18</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+833.31 a 24+757.37	75.94	5.79	trapezia	200	cls	60	
	<b>19</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+757.37 a 24+677.58	79.79	3.63	trapezia	200	cls	60	
	<b>20</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+677.58 a 24+611.85	65.73	1.54	trapezia	200	cls	60	
	<b>21</b>	A32 Dir Torino da SVBA16 a	90.00	1.00	trapezia	200	cls	60	

Immissione	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro nominale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
	da ramo	ID				descrizione			
		scatolare km 24+973.36							
	<b>22</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+973.36 a 24+915.02	58.34	8.57	trapezia	200	cls	60	
	<b>23</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+915.02 a 24+833.31	81.71	4.28	trapezia	200	cls	60	
	<b>24</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+833.31 a 24+757.37	75.94	5.79	trapezia	200	cls	60	
	<b>25</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+757.37 a 24+677.58	79.79	3.63	trapezia	200	cls	60	
	<b>26</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+677.58 a 24+611.85	65.73	1.54	trapezia	200	cls	60	
<b>1-8</b>	<b>27</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+478 a scatolare 25+384	55.00	4.18	circolare	500	PEAD	90	
<b>27-2-3-9-10</b>	<b>28</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+384 a scatolare 25+331	147.00	4.18	circolare	500	PEAD	90	
<b>28-4-5-11-12</b>	<b>29</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+331 a scatolare 25+207	124.00	4.18	circolare	580	PEAD	90	
	<b>31</b>	A32 dir. Bardonecchia da scatolare km 24+611 a inizio rampa uscita	92.50	2.00	trapezia	200	cls	60	



Immissione	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro nominale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
da ramo	ID	descrizione	L [m]	i [%]		D [mm]		c [m <sup>1/3</sup> /s]	Q <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> /s]
	32	A32 dir. Torino da scatolare km 24+611 a inizio rampa uscita	92.50	2.00	trapezia	200	cls	60	

Tab. 6 - Schematizzazione della rete di drenaggio.

Immissione	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
da ramo	ID	descrizione	S [ha]	$\phi$ [-]	s [%]	w0 [mm]	S <sub>T</sub> [ha]	a [mm/h <sup>n</sup> ]	n [-]	tp [min]
	1	A32 Dir Bardonecchia da km 25+530 circa a scatolare km 25+478	0.0638	0.90	25	6.0	0.0638	34.05	0.454	10.0
	2	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+478.32 a 25+384.5	0.1337	0.90	25	6.0	0.1337	34.05	0.454	10.0
	3	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+384.5 a 25+331.11	0.0761	0.90	25	6.0	0.0761	34.05	0.454	10.0
	4	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+331.11 a 25+270.4	0.0865	0.90	25	6.0	0.0865	34.05	0.454	10.0
	5	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+270.4 a 25+207.03	0.0903	0.90	25	6.0	0.0903	34.05	0.454	10.0
	6	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+207.03 a 25+140.96	0.0941	0.90	25	6.0	0.0941	34.05	0.454	10.0
	7	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 25+140.96 a SVBA16	0.0884	0.90	25	6.0	0.0884	34.05	0.454	10.0

Immissione	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	
	da ramo	ID						descrizione	S [ha]		$\phi$ [-]
		<b>8</b>	A32 Dir Torino da km 25+530 circa a scatolare km 25+478	0.0638	0.90	25	6.0	0.0638	34.05	0.454	10.0
		<b>9</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+478.32 a 25+384.5	0.1088	0.90	25	6.0	0.1088	34.05	0.454	10.0
		<b>10</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+384.5 a 25+331.11	0.0619	0.90	25	6.0	0.0619	34.05	0.454	10.0
		<b>11</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+331.11 a 25+270.4	0.0704	0.90	25	6.0	0.0704	34.05	0.454	10.0
		<b>12</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+270.4 a 25+207.03	0.0735	0.90	25	6.0	0.0735	34.05	0.454	10.0
		<b>13</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+207.03 a 25+140.96	0.0766	0.90	25	6.0	0.0766	34.05	0.454	10.0
		<b>14</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 25+140.96 a SVBA16	0.0719	0.90	25	6.0	0.0719	34.05	0.454	10.0
		<b>15</b>	A32 Dir Bardonecchia da SVBA16 a scatolare km 24+973.36	0.1044	0.90	25	6.0	0.1044	34.05	0.454	10.0
		<b>16</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+973.36 a 24+915.02	0.0677	0.90	25	6.0	0.0677	34.05	0.454	10.0
		<b>17</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+915.02 a 24+833.31	0.0948	0.90	25	6.0	0.0948	34.05	0.454	10.0
		<b>18</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+833.31 a 24+757.37	0.0881	0.90	25	6.0	0.0881	34.05	0.454	10.0
		<b>19</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+757.37 a	0.0926	0.90	25	6.0	0.0926	34.05	0.454	10.0

Immissione	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	
	da ramo	ID						descrizione	S [ha]		$\phi$ [-]
		24+677.58									
	<b>20</b>	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+677.58 a 24+611.85	0.0762	0.90	25	6.0	0.0762	34.05	0.454	10.0	
	<b>21</b>	A32 Dir Torino da SVBA16 a scatolare km 24+973.36	0.1044	0.90	25	6.0	0.1044	34.05	0.454	10.0	
	<b>22</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+973.36 a 24+915.02	0.0831	0.90	25	6.0	0.0831	34.05	0.454	10.0	
	<b>23</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+915.02 a 24+833.31	0.1164	0.90	25	6.0	0.1164	34.05	0.454	10.0	
	<b>24</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+833.31 a 24+757.37	0.1082	0.90	25	6.0	0.1082	34.05	0.454	10.0	
	<b>25</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+757.37 a 24+677.58	0.1137	0.90	25	6.0	0.1137	34.05	0.454	10.0	
	<b>26</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+677.58 a 24+611.85	0.0762	0.90	25	6.0	0.0762	34.05	0.454	10.0	
<b>1-8</b>	<b>27</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+478 a scatolare 25+384	0.0000	0.90	25	6.0	0.1276	34.05	0.454	10.0	
<b>27-2-3-9-10</b>	<b>28</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+384 a scatolare 25+331	0.0000	0.90	25	6.0	0.5842	34.05	0.454	10.0	
<b>28-4-5-11-12</b>	<b>29</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+331 a scatolare 25+207	0.0000	0.90	25	6.0	0.9915	34.05	0.454	10.0	
	<b>31</b>	A32 dir. Bardonecchia da scatolare km 24+611 a inizio rampa uscita	0.1318	0.90	25	6.0	0.1318	34.05	0.454	10.0	
	<b>32</b>	A32 dir. Torino	0.1073	0.90	25	6.0	0.1073	34.05	0.454	10.0	



Immissione	rami della rete di drenaggio		sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro effettivo	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
da ramo	ID	descrizione		D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
	9	A32 Dir Torino da scatolare km 25+478.32 a 25+384.5	rettangolare	200	0.025	124	62.0%	0.99	0.90
	10	A32 Dir Torino da scatolare km 25+384.5 a 25+331.11	rettangolare	200	0.014	88	44.0%	0.80	0.84
	11	A32 Dir Torino da scatolare km 25+331.11 a 25+270.4	rettangolare	200	0.016	100	50.0%	0.80	0.79
	12	A32 Dir Torino da scatolare km 25+270.4 a 25+207.03	rettangolare	200	0.017	148	74.0%	0.56	0.46
	13	A32 Dir Torino da scatolare km 25+207.03 a 25+140.96	rettangolare	200	0.017	138	69.0%	0.63	0.54
	14	A32 Dir Torino da scatolare km 25+140.96 a SVBA16	rettangolare	200	0.016	106	53.0%	0.77	0.75
	15	A32 Dir Bardonecchia da SVBA16 a scatolare km 24+973.36	trapezia	200	0.024	186	50.2%	0.39	0.34
	16	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+973.36 a 24+915.02	trapezia	200	0.015	78	16.4%	0.78	0.96
	17	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+915.02 a 24+833.31	trapezia	200	0.021	117	27.1%	0.66	0.69
	18	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+833.31 a 24+757.37	trapezia	200	0.020	102	22.8%	0.73	0.80
	19	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km 24+757.37 a 24+677.58	trapezia	200	0.021	120	28.0%	0.62	0.63
	20	A32 Dir Bardonecchia da scatolare km	trapezia	200	0.017	138	33.6%	0.43	0.42

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro effettivo	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
	ID	descrizione		D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
		24+677.58 a 24+611.85							
	<b>21</b>	A32 Dir Torino da SVBA16 a scatolare km 24+973.36	trapezia	200	0.024	186	50.2%	0.39	0.34
	<b>22</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+973.36 a 24+915.02	trapezia	200	0.019	87	18.7%	0.84	0.96
	<b>23</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+915.02 a 24+833.31	trapezia	200	0.026	132	31.7%	0.69	0.69
	<b>24</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+833.31 a 24+757.37	trapezia	200	0.025	114	26.2%	0.78	0.80
	<b>25</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+757.37 a 24+677.58	trapezia	200	0.026	135	32.6%	0.66	0.64
	<b>26</b>	A32 Dir Torino da scatolare km 24+677.58 a 24+611.85	trapezia	200	0.017	138	33.6%	0.43	0.42
<b>1-8</b>	<b>27</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+478 a scatolare 25+384	circolare	427	0.029	111	26.0%	0.98	1.07
<b>27-2-3-9-10</b>	<b>28</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+384 a scatolare 25+331	circolare	427	0.132	260	61.0%	1.45	0.96
<b>28-4-5-11-12</b>	<b>29</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare km 25+331 a scatolare 25+207	circolare	500	0.224	330	66.0%	1.63	0.95
	<b>31</b>	A32 dir. Bardonecchia da scatolare km 24+611 a inizio rampa uscita	trapezia	200	0.030	186	50.2%	0.50	0.42
	<b>32</b>	A32 dir. Torino da scatolare km 24+611 a inizio rampa uscita	trapezia	200	0.024	168	43.7%	0.46	0.42

Tab. 8 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete.

#### 4.4 Dimensionamento massimo interasse scarichi delle canalizzazioni superficiali dello svincolo

rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione cunetta	larghezza base cunetta	materiale cunetta	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID descrizione	L [m]	i [‰]		D [mm]		c [m <sup>1/3</sup> /s]	Q <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> /s]
3 Rampa SV-BA progr. 400-375	30.00	13.20	triangolare	0	asfalto	60	
4 Rampa SV-BA progr. 375-350	30.00	32.80	triangolare	0	asfalto	60	
5 Rampa SV-BA progr. 350-325	35.00	24.80	triangolare	0	asfalto	60	
6 Rampa SV-BA progr. 325-200	30.00	18.40	triangolare	0	asfalto	60	
7 Rampa SV-BA progr. 187.5-200	12.50	1.70	triangolare	0	asfalto	60	
8 Rampe SV-TO e SV-BA progr. 25-60	18.00	3.43	triangolare	0	asfalto	60	
9 Rampe SV-TO e SV-BA progr. 60-80	15.00	3.00	triangolare	0	asfalto	60	
10 Rampa SV-TO progr. 0-125	15.00	4.72	triangolare	0	asfalto	60	
11 Rampa SV-TO progr. 345-325	25.00	20.00	triangolare	0	asfalto	60	
12 Rampa SV-TO progr. 325-242.5	50.00	66.30	triangolare	0	asfalto	60	
13 Rampa SV-TO progr. 242.5-200	35.00	42.82	triangolare	0	asfalto	60	
14 Rampa SV-TO progr. 200-175	35.00	38.00	triangolare	0	asfalto	60	
15 Rampa SV-TO progr. 175-150	30.00	18.00	triangolare	0	asfalto	60	
16 Rampa SV-TO progr. 150-125	15.00	1.60	triangolare	0	asfalto	60	
17 Rampa SV-TO progr. 345-375	30.00	28.33	triangolare	0	asfalto	60	
18 Rampa SV-TO progr. 375-450	45.00	59.33	triangolare	0	asfalto	60	
19 Rampa SV-TO progr. 450-500	35.00	30.20	triangolare	0	asfalto	60	
20 Rampa SV-TO progr. 500-730.63	15.00	5.77	triangolare	0	asfalto	60	
21 Rampa BA-SV progr. 237.5-225	20.00	9.60	triangolare	0	asfalto	60	
22 Rampa BA-SV progr. 225-185	45.00	52.00	triangolare	0	asfalto	60	
23 Rampa BA-SV progr. 185-125	40.00	54.83	triangolare	0	asfalto	60	
24 Rampa BA-SV progr. 125-75	20.00	12.40	triangolare	0	asfalto	60	
25 Rampa BA-SV progr. 237.5-250	15.00	5.60	triangolare	0	asfalto	60	
26 Rampa BA-SV progr.	45.00	56.30	triangolare	0	asfalto	60	



rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione cunetta	larghezza base cunetta	materiale cunetta	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID	descrizione	L [m]	i [‰]		D [mm]		c [m <sup>1/3</sup> /s]	Q <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> /s]
	250-350							
27	Rampa BA-SV progr. 425-350	35.00	30.93	triangolare	0	asfalto	60	
28	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 725-675	20.00	5.00	triangolare	0	asfalto	60	
29	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 675-600	20.00	4.80	triangolare	0	asfalto	60	
30	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 600-450	15.00	4.93	triangolare	0	asfalto	60	
31	Rampa TO-SV progr. 475-375	15.00	4.90	triangolare	0	asfalto	60	
32	Rampa TO-SV progr. 225-275	10.00	1.40	triangolare	0	asfalto	60	
33	Rampa TO-SV 275-375	28.00	18.40	triangolare	0	asfalto	60	

Tab. 9 - Schematizzazione della rete di drenaggio.

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]	$\phi$ [-]	s [‰]	w0 [mm]	S <sub>T</sub> [ha]	a [mm/h <sup>n</sup> ]	n [-]	tp [min]
3	Rampa SV-BA progr. 400-375	0.0195	0.90	25	6.0	0.0195	34.05	0.454	10.0
4	Rampa SV-BA progr. 375-350	0.0195	0.90	25	6.0	0.0195	34.05	0.454	10.0
5	Rampa SV-BA progr. 350-325	0.0228	0.90	25	6.0	0.0228	34.05	0.454	10.0
6	Rampa SV-BA progr. 325-200	0.0195	0.90	25	6.0	0.0195	34.05	0.454	10.0
7	Rampa SV-BA progr. 187.5-200	0.0081	0.90	25	6.0	0.0081	34.05	0.454	10.0
8	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 25-60	0.0117	0.90	25	6.0	0.0117	34.05	0.454	10.0
9	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 60-80	0.0098	0.90	25	6.0	0.0098	34.05	0.454	10.0
10	Rampa SV-TO progr. 0-125	0.0165	0.90	25	6.0	0.0165	34.05	0.454	10.0
11	Rampa SV-TO progr. 345-325	0.0163	0.90	25	6.0	0.0163	34.05	0.454	10.0
12	Rampa SV-TO progr. 325-242.5	0.0325	0.90	25	6.0	0.0325	34.05	0.454	10.0
13	Rampa SV-TO progr. 242.5-200	0.0228	0.90	25	6.0	0.0228	34.05	0.454	10.0
14	Rampa SV-TO progr. 200-175	0.0228	0.90	25	6.0	0.0228	34.05	0.454	10.0
15	Rampa SV-TO progr. 175-150	0.0195	0.90	25	6.0	0.0195	34.05	0.454	10.0
16	Rampa SV-TO progr.	0.0098	0.90	25	6.0	0.0098	34.05	0.454	10.0

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]	$\phi$ [-]	s [%o]	w0 [mm]	S <sub>T</sub> [ha]	a [mm/h <sup>n</sup> ]	n [-]	tp [min]
	150-125								
17	Rampa SV-TO progr. 345-375	0.0195	0.90	25	6.0	0.0195	34.05	0.454	10.0
18	Rampa SV-TO progr. 375-450	0.0293	0.90	25	6.0	0.0293	34.05	0.454	10.0
19	Rampa SV-TO progr. 450-500	0.0228	0.90	25	6.0	0.0228	34.05	0.454	10.0
20	Rampa SV-TO progr. 500-730.63	0.0098	0.90	25	6.0	0.0098	34.05	0.454	10.0
21	Rampa BA-SV progr. 237.5-225	0.0130	0.90	25	6.0	0.0130	34.05	0.454	10.0
22	Rampa BA-SV progr. 225-185	0.0293	0.90	25	6.0	0.0293	34.05	0.454	10.0
23	Rampa BA-SV progr. 185-125	0.0260	0.90	25	6.0	0.0260	34.05	0.454	10.0
24	Rampa BA-SV progr. 125-75	0.0130	0.90	25	6.0	0.0130	34.05	0.454	10.0
25	Rampa BA-SV progr. 237.5-250	0.0098	0.90	25	6.0	0.0098	34.05	0.454	10.0
26	Rampa BA-SV progr. 250-350	0.0293	0.90	25	6.0	0.0293	34.05	0.454	10.0
27	Rampa BA-SV progr. 425-350	0.0228	0.90	25	6.0	0.0228	34.05	0.454	10.0
28	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 725-675	0.0130	0.90	25	6.0	0.0130	34.05	0.454	10.0
29	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 675-600	0.0130	0.90	25	6.0	0.0130	34.05	0.454	10.0
30	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 600-450	0.0165	0.90	25	6.0	0.0165	34.05	0.454	10.0
31	Rampa TO-SV progr. 475-375	0.0098	0.90	25	6.0	0.0098	34.05	0.454	10.0
32	Rampa TO-SV progr. 225-275	0.0065	0.90	25	6.0	0.0065	34.05	0.454	10.0
33	Rampa TO-SV 275-375	0.0182	0.90	25	6.0	0.0182	34.05	0.454	10.0

Tab. 10 - Caratteristiche schematiche del bacino afferente.

rami della rete di drenaggio		sezione cunetta	larghezza base cunetta	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
ID	descrizione		D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
3	Rampa SV-BA progr. 400-375	triangolare	0	0.004	25	96.0%	0.37	1.04
4	Rampa SV-BA progr. 375-350	triangolare	0	0.004	21	68.9%	0.51	1.59
5	Rampa SV-BA progr. 350-325	triangolare	0	0.005	23	84.6%	0.49	1.41

rami della rete di drenaggio	sezione cunetta	larghezza base cunetta	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
ID	descrizione	D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
6	Rampa SV-BA progr. 325-200	triangolare	0	0.004	23	84.6%	0.42	1.21
7	Rampa SV-BA progr. 187.5-200	triangolare	0	0.002	25	100.0%	0.64	0.37
8	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 25-60	triangolare	0	0.003	25	100.0%	0.81	0.53
9	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 60-80	triangolare	0	0.002	25	100.0%	0.72	0.50
10	Rampa SV-TO progr. 0-125	triangolare	0	0.004	25	100.0%	1.15	0.62
11	Rampa SV-TO progr. 345-325	triangolare	0	0.004	21	72.3%	0.41	1.25
12	Rampa SV-TO progr. 325-242.5	triangolare	0	0.007	22	77.4%	0.76	2.29
13	Rampa SV-TO progr. 242.5-200	triangolare	0	0.005	21	68.9%	0.60	1.82
14	Rampa SV-TO progr. 200-175	triangolare	0	0.005	21	72.3%	0.57	1.72
15	Rampa SV-TO progr. 175-150	triangolare	0	0.004	23	86.5%	0.41	1.20
16	Rampa SV-TO progr. 150-125	triangolare	0	0.002	25	100.0%	0.72	0.36
17	Rampa SV-TO progr. 345-375	triangolare	0	0.004	21	72.3%	0.49	1.49
18	Rampa SV-TO progr. 375-450	triangolare	0	0.007	22	74.0%	0.72	2.16
19	Rampa SV-TO progr. 450-500	triangolare	0	0.005	22	79.2%	0.52	1.55
20	Rampa SV-TO progr. 500-730.63	triangolare	0	0.002	22	77.4%	0.23	0.67
21	Rampa BA-SV progr. 237.5-225	triangolare	0	0.003	23	81.0%	0.29	0.87
22	Rampa BA-SV progr. 225-185	triangolare	0	0.007	22	77.4%	0.68	2.03
23	Rampa BA-SV progr. 185-125	triangolare	0	0.006	21	70.6%	0.67	2.06
24	Rampa BA-SV progr. 125-75	triangolare	0	0.003	21	72.3%	0.33	0.98
25	Rampa BA-SV progr. 237.5-250	triangolare	0	0.002	22	79.2%	0.22	0.67
26	Rampa BA-SV progr. 250-350	triangolare	0	0.007	22	75.7%	0.70	2.10
27	Rampa BA-SV progr. 425-350	triangolare	0	0.005	22	79.2%	0.52	1.57
28	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 725-675	triangolare	0	0.003	25	100.0%	0.87	0.64
29	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 675-600	triangolare	0	0.003	25	100.0%	0.87	0.63
30	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 600-450	triangolare	0	0.004	25	100.0%	1.15	0.64

rami della rete di drenaggio	sezione cunetta	larghezza base cunetta	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
ID	descrizione	D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
<b>31</b>	Rampa TO-SV progr. 475-375	0	0.002	23	82.8%	0.21	0.63
<b>32</b>	Rampa TO-SV progr. 225-275	0	0.001	25	98.0%	0.12	0.34
<b>33</b>	Rampa TO-SV 275-375	0	0.004	23	81.0%	0.41	1.21

Tab. 11 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete.

#### 4.5 Dimensionamento tubazioni

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro nominale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
-	ID	L [m]	i [%]		D [mm]		c [m <sup>1/3</sup> /s]	Q <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> /s]
<b>A32 bacino carreggiate To e Ba comprese tra prog. 25+478-25+207</b>	<b>2</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare 25+207.03 a PZ11	490.00	4.18	circolare	580	PEAD	90
	<b>3</b>	Rampa SV-BA progr. 400-375	25.00	13.20	circolare	315	PEAD	90
<b>3</b>	<b>4</b>	Rampa SV-BA progr. 375-350	25.00	32.80	circolare	315	PEAD	90
<b>4</b>	<b>5</b>	Rampa SV-BA progr. 350-325	25.00	24.80	circolare	315	PEAD	90
<b>5</b>	<b>6</b>	Rampa SV-BA progr. 325-300	25.00	18.40	circolare	315	PEAD	90
	<b>7</b>	Rampa SV-BA progr. 200-300	100.00	1.70	circolare	315	PEAD	90
	<b>8</b>	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 25-60	35.00	3.43	circolare	315	PEAD	90
<b>8</b>	<b>9</b>	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 60-80	20.00	3.00	circolare	315	PEAD	90
<b>9</b>	<b>10</b>	Rampa SV-TO progr. 0-125	125.00	4.72	circolare	315	PEAD	90
	<b>11</b>	Rampa SV-TO progr. 345-325	20.00	20.00	circolare	250	ACCIAIO	100
<b>11</b>	<b>12</b>	Rampa SV-TO progr. 325-242.5	82.50	66.30	circolare	250	ACCIAIO	100
	<b>13</b>	Rampa SV-TO progr. 242.5-200	42.50	42.82	circolare	250	ACCIAIO	100
<b>13</b>	<b>14</b>	Rampa SV-TO progr. 200-175	25.00	38.00	circolare	315	PEAD	90

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro nominale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
	ID	descrizione							
14	15	Rampa SV-TO progr. 175-150	25.00	18.00	circolare	315	PEAD	90	
15	16	Rampa SV-TO progr. 150-125	25.00	1.60	circolare	315	PEAD	90	
	17	Rampa SV-TO progr. 345-375	30.00	28.33	circolare	250	ACCIAIO	100	
17	18	Rampa SV-TO progr. 375-450	75.00	59.33	circolare	250	ACCIAIO	100	
	19	Rampa SV-TO progr. 450-500	50.00	30.20	circolare	315	PEAD	90	
	20	Rampa BA-SV progr. 50-75	230.63	5.77	circolare	315	PEAD	90	
	21	Rampa BA-SV progr. 237.5-225	12.50	9.60	circolare	250	ACCIAIO	100	
21	22	Rampa BA-SV progr. 225-185	40.00	52.00	circolare	250	ACCIAIO	100	
	23	Rampa BA-SV progr. 185-125	60.00	54.83	circolare	250	ACCIAIO	100	
	24	Rampa BA-SV progr. 125-75	50.00	12.40	circolare	315	PEAD	90	
	25	Rampa BA-SV progr. 237.5-250	12.50	5.60	circolare	250	ACCIAIO	100	
25	26	Rampa BA-SV progr. 250-350	100.00	56.30	circolare	250	ACCIAIO	100	
	27	Rampa BA-SV progr. 425-350	75.00	30.93	circolare	315	PEAD	90	
	28	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 725-675	50.00	2.50	circolare	315	PEAD	90	
28	29	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 675-600	75.00	2.50	circolare	315	PEAD	90	
29	30	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 600-450	150	2.50	circolare	400	PEAD	90	
27-30	31	Rampa TO-SV progr. 475-375	100	6.00	circolare	400	PEAD	90	
	32	Rampa TO-SV progr. 225-275	50	1.40	circolare	315	PEAD	90	
32-34-35	33	Rampa TO-SV 275-375	100	18.40	circolare	315	PEAD	90	
	34	A32 dir. Bardonecchia da scatolare 24+611.85 a inizio rampa uscita	93	1.54	trapezia	200	cls	60	
	35	A32 dir. Torino da scatolare 24+611.85 a inizio rampa uscita	93	1.54	trapezia	200	cls	60	
6-12	36	Rampa SV-TO 10 (scarico su spalla	20	10.00	circolare	315	PEAD	90	

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro nominale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
	ID	descrizione							
		viadotto) da PZ10 a PZ26							
<b>7-10-16</b>	<b>37</b>	Tubazione da PZ24 a PZ26	98	4.50	circolare	400	PEAD	90	
<b>36-37</b>	<b>38</b>	Tubazione da PZ26 a PZ12	35	5.00	circolare	400	PEAD	90	
<b>18</b>	<b>39</b>	Tubazione lungo rampa SV-TO scarica in scatolare progr. 24+973 e quindi in PZ13	25	5.00	circolare	315	PEAD	90	*0.037
<b>2</b>	<b>40</b>	Tubazione da PZ11 a PZ12	30	5.00	circolare	580	PEAD	90	
<b>38-40</b>	<b>41</b>	Tubazione da PZ12 a PZ13	30	5.00	circolare	800	PEAD	90	*0.042
<b>39-41</b>	<b>42</b>	Tubazione da PZ13 a PZ14	60	5.00	circolare	800	PEAD	90	*0.090
<b>42</b>	<b>43</b>	Tubazione da PZ14 a PZ16	85	5.00	circolare	800	PEAD	90	*0.173
<b>43</b>	<b>44</b>	Tubazione da PZ16 a PZ18	75	5.00	circolare	1000	PEAD	90	*0.160
<b>44</b>	<b>45</b>	Tubazione da PZ18 a PZ20 (vasca)	80	5.00	circolare	1000	PEAD	90	*0.138
	<b>46</b>	Tubazione da PZ21 a PZ20 (vasca)	65	5.00	circolare	315	PEAD	90	*0.042
	<b>47</b>	Tubazione da PZ23 a PZ22 (vasca)	40	5.00	circolare	500	PEAD	90	
	<b>48</b>	Scarico viadotto BA-SV progr. 237.5-125 (scarica in PZ20 e quindi in vasca)	20	5.00	circolare	315	PEAD	90	

Nota: (\*) valore somma delle portate confluenti nel collettore principale al piede dell'A32; i deflussi sono generati dal piazzale dell'autoporto e dal tratto di piattaforma A32 (questi ultimi sono recapitati dalle canalizzazioni superficiali nelle tubazioni staffate all'intradosso degli scatolari esistenti tra le progressive 25+062 e 24+611).

**Tab. 12 - Schematizzazione della rete di drenaggio.**

Immissione da ramo	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]	$\phi$ [-]	
<b>A32 bacino carreggiate To e Ba comprese tra prog. 25+478-25+207</b>	<b>2</b>	Tubazione al piede rilevato da scatolare 25+207.03 a PZ11	1.0504	0.90	25	6.0	1.0504	34.05	0.454	10.0
	<b>3</b>	Rampa SV-BA progr. 400-375	0.0163	0.90	25	6.0	0.0163	34.05	0.454	10.0
	<b>3</b>	<b>4</b> Rampa SV-BA progr. 375-350	0.0163	0.90	25	6.0	0.0325	34.05	0.454	10.0
	<b>4</b>	<b>5</b> Rampa SV-BA progr. 350-325	0.0163	0.90	25	6.0	0.0488	34.05	0.454	10.0
	<b>5</b>	<b>6</b> Rampa SV-BA progr. 325-300	0.0163	0.90	25	6.0	0.0650	34.05	0.454	10.0
		<b>7</b> Rampa SV-BA progr. 200-300	0.0731	0.90	25	6.0	0.0731	34.05	0.454	10.0
		<b>8</b> Rampe SV-TO e SV-BA progr. 25-60	0.0228	0.90	25	6.0	0.0228	34.05	0.454	10.0
	<b>8</b>	<b>9</b> Rampe SV-TO e SV-BA progr. 60-80	0.0130	0.90	25	6.0	0.0358	34.05	0.454	10.0
	<b>9</b>	<b>10</b> Rampa SV-TO progr. 0-125	0.1375	0.90	25	6.0	0.1733	34.05	0.454	10.0
		<b>11</b> Rampa SV-TO progr. 345-325	0.0130	0.90	25	6.0	0.0130	34.05	0.454	10.0
	<b>11</b>	<b>12</b> Rampa SV-TO progr. 325-242.5	0.0536	0.90	25	6.0	0.0666	34.05	0.454	10.0
		<b>13</b> Rampa SV-TO progr. 242.5-200	0.0276	0.90	25	6.0	0.0276	34.05	0.454	10.0
	<b>13</b>	<b>14</b> Rampa SV-TO progr. 200-175	0.0163	0.90	25	6.0	0.0439	34.05	0.454	10.0
	<b>14</b>	<b>15</b> Rampa SV-TO progr. 175-150	0.0163	0.90	25	6.0	0.0601	34.05	0.454	10.0
	<b>15</b>	<b>16</b> Rampa SV-TO progr. 150-125	0.0163	0.90	25	6.0	0.0764	34.05	0.454	10.0
		<b>17</b> Rampa SV-TO progr. 345-375	0.0195	0.90	25	6.0	0.0195	34.05	0.454	10.0
	<b>17</b>	<b>18</b> Rampa SV-TO progr. 375-450	0.0488	0.90	25	6.0	0.0683	34.05	0.454	10.0
		<b>19</b> Rampa SV-TO progr. 450-500	0.0325	0.90	25	6.0	0.0325	34.05	0.454	10.0
		<b>20</b> Rampa BA-SV progr. 50-75	0.0105	0.90	25	6.0	0.0105	34.05	0.454	10.0
		<b>21</b> Rampa BA-SV progr. 237.5-225	0.0081	0.90	25	6.0	0.0081	34.05	0.454	10.0
	<b>21</b>	<b>22</b> Rampa BA-SV progr. 225-185	0.0260	0.90	25	6.0	0.0341	34.05	0.454	10.0
		<b>23</b> Rampa BA-SV progr. 185-125	0.0390	0.90	25	6.0	0.0390	34.05	0.454	10.0
		<b>24</b> Rampa BA-SV progr.	0.0325	0.90	25	6.0	0.0325	34.05	0.454	10.0



Immissione da ramo	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]	$\phi$ [-]	
		125-75								
	<b>25</b>	Rampa BA-SV progr. 237.5-250	0.0081	0.90	25	6.0	0.0081	34.05	0.454	10.0
<b>25</b>	<b>26</b>	Rampa BA-SV progr. 250-350	0.0650	0.90	25	6.0	0.0731	34.05	0.454	10.0
	<b>27</b>	Rampa BA-SV progr. 425-350	0.0488	0.90	25	6.0	0.0488	34.05	0.454	10.0
	<b>28</b>	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 725-675	0.0325	0.90	25	6.0	0.0325	34.05	0.454	10.0
<b>28</b>	<b>29</b>	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 675-600	0.0488	0.90	25	6.0	0.0813	34.05	0.454	10.0
<b>29</b>	<b>30</b>	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 600-450	0.1950	0.90	25	6.0	0.2763	34.05	0.454	10.0
<b>27-30</b>	<b>31</b>	Rampa TO-SV progr. 475-375	0.0650	0.90	25	6.0	0.3900	34.05	0.454	10.0
	<b>32</b>	Rampa TO-SV progr. 225-275	0.0725	0.90	25	6.0	0.0725	34.05	0.454	10.0
<b>32-34-35</b>	<b>33</b>	Rampa TO-SV 275-375	0.0650	0.90	25	6.0	0.3766	34.05	0.454	10.0
	<b>34</b>	A32 dir. Bardonecchia da scatolare 24+611.85 a inizio rampa uscita	0.1318	0.90	25	6.0	0.1318	34.05	0.454	10.0
	<b>35</b>	A32 dir. Torino da scatolare 24+611.85 a inizio rampa uscita	0.1073	0.90	25	6.0	0.1073	34.05	0.454	10.0
<b>6-12</b>	<b>36</b>	Rampa SV-TO 10 (scarico su spalla viadotto) da PZ10 a PZ26	0.0000	0.90	25	6.0	0.1316	34.05	0.454	10.0
<b>7-10-16</b>	<b>37</b>	Tubazione da PZ24 a PZ26	0.0000	0.90	25	6.0	0.3228	34.05	0.454	10.0
<b>36-37</b>	<b>38</b>	Tubazione da PZ26 a PZ12	0.0000	0.90	25	6.0	0.4544	34.05	0.454	10.0
<b>18</b>	<b>39</b>	Tubazione lungo rampa SV-TO scarica in scatolare progr. 24+973 e quindi in PZ13	0.0000	0.90	25	6.0	0.0683	34.05	0.454	10.0
<b>2</b>	<b>40</b>	Tubazione da PZ11 a PZ12	0.0000	0.90	25	6.0	1.0504	34.05	0.454	10.0
<b>38-40</b>	<b>41</b>	Tubazione da PZ12 a PZ13	0.0000	0.90	25	6.0	1.5048	34.05	0.454	10.0
<b>39-41</b>	<b>42</b>	Tubazione da PZ13 a PZ14	0.0000	0.90	25	6.0	1.5730	34.05	0.454	10.0
<b>42</b>	<b>43</b>	Tubazione da PZ14 a PZ16	0.0000	0.90	25	6.0	1.5730	34.05	0.454	10.1
<b>43</b>	<b>44</b>	Tubazione da PZ16 a PZ18	0.0000	0.90	25	6.0	1.5730	34.05	0.454	10.4
<b>44</b>	<b>45</b>	Tubazione da PZ18 a PZ20 (vasca)	0.0000	0.90	25	6.0	1.5730	34.05	0.454	10.8
	<b>46</b>	Tubazione da PZ21 a PZ20 (vasca)	0.0000	0.90	25	6.0	0.0000	34.05	0.454	10.0

Immissione da ramo	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]	$\phi$ [-]	
	47	Tubazione da PZ23 a PZ22 (vasca)	0.0000	0.90	25	6.0	0.7666	34.05	0.454	10.0
	48	Scarico viadotto BA-SV progr. 237.5-125 (scarica in PZ20 e quindi in vasca)	0.0000	0.90	25	6.0	0.0731	34.05	0.454	10.0

Tab. 13 - Caratteristiche schematiche del bacino afferente.

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro effettivo	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
	ID	descrizione		D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
<b>A32 bacino carreggiate To e Ba comprese tra prog. 25+478-25+207</b>	2	Tubazione al piede rilevato da scatolare 25+207.03 a PZ11	circolare	500	0.238	345	69.0%	1.65	0.93	
		3	Rampa SV-BA progr. 400-375	circolare	271	0.004	35	13.0%	0.84	1.67
	3	4	Rampa SV-BA progr. 375-350	circolare	271	0.007	38	14.0%	1.50	2.65
	4	5	Rampa SV-BA progr. 350-325	circolare	271	0.011	51	19.0%	1.45	2.37
	5	6	Rampa SV-BA progr. 325-300	circolare	271	0.015	62	23.0%	1.47	2.06
		7	Rampa SV-BA progr. 200-300	circolare	271	0.017	127	47.0%	0.62	0.61
		8	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 25-60	circolare	271	0.005	57	21.0%	0.59	0.89
	8	9	Rampe SV-TO e SV-BA progr. 60-80	circolare	271	0.008	76	28.0%	0.61	0.84
	9	10	Rampa SV-TO progr. 0-125	circolare	271	0.039	160	59.0%	1.11	0.96
		11	Rampa SV-TO progr. 345-325	circolare	250	0.003	28	11.0%	1.00	2.21
	11	12	Rampa SV-TO progr. 325-242.5	circolare	250	0.015	45	18.0%	2.51	4.23
		13	Rampa SV-TO progr. 242.5-200	circolare	250	0.006	33	13.0%	1.67	3.30
	13	14	Rampa SV-TO progr. 200-175	circolare	271	0.010	43	16.0%	1.67	2.89
	14	15	Rampa SV-TO progr. 175-150	circolare	271	0.014	62	23.0%	1.36	2.04

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro effettivo	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
	ID	descrizione		D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
15	16	Rampa SV-TO progr. 150-125	circolare	271	0.017	136	50.0%	0.60	0.59
	17	Rampa SV-TO progr. 345-375	circolare	250	0.004	30	12.0%	1.32	2.66
17	18	Rampa SV-TO progr. 375-450	circolare	250	0.015	48	19.0%	2.38	4.02
	19	Rampa SV-TO progr. 450-500	circolare	271	0.007	41	15.0%	1.36	2.56
	20	Rampa BA-SV progr. 50-75	circolare	271	0.002	35	13.0%	0.54	1.10
	21	Rampa BA-SV progr. 237.5-225	circolare	250	0.002	25	10.0%	0.72	1.51
21	22	Rampa BA-SV progr. 225-185	circolare	250	0.008	35	14.0%	1.85	3.66
	23	Rampa BA-SV progr. 185-125	circolare	250	0.009	38	15.0%	1.91	3.78
	24	Rampa BA-SV progr. 125-75	circolare	271	0.007	49	18.0%	1.04	1.67
	25	Rampa BA-SV progr. 237.5-250	circolare	250	0.002	30	12.0%	0.55	1.18
25	26	Rampa BA-SV progr. 250-350	circolare	250	0.017	50	20.0%	2.37	3.93
	27	Rampa BA-SV progr. 425-350	circolare	271	0.011	49	18.0%	1.56	2.63
	28	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 725-675	circolare	271	0.007	73	27.0%	0.59	0.76
28	29	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 675-600	circolare	271	0.018	122	45.0%	0.73	0.75
29	30	Rampe TO-SV e BA-SV progr. 600-450	circolare	343	0.063	226	66.0%	0.97	0.69
27-30	31	Rampa TO-SV progr. 475-375	circolare	343	0.088	209	61.0%	1.50	1.11
	32	Rampa TO-SV progr. 225-275	circolare	271	0.016	136	50.0%	0.57	0.55
32-34-35	33	Rampa TO-SV 275-375	circolare	271	0.085	171	63.0%	2.23	1.84
	34	A32 dir. Bardonecchia da scatolare 24+611.85 a inizio rampa uscita	trapezia	200	0.030	186	50.2%	0.50	0.42
	35	A32 dir. Torino da scatolare 24+611.85 a inizio rampa uscita	trapezia	200	0.024	168	43.7%	0.46	0.42
6-12	36	Rampa SV-TO 10 (scarico su spalla viadotto) da PZ10 a PZ26	circolare	271	0.030	108	40.0%	1.38	1.51
7-10-16	37	Tubazione da PZ24 a PZ26	circolare	343	0.073	206	60.0%	1.26	0.97

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		sezione canaletta o tubazione	dimensione principale o diametro effettivo	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
	ID	descrizione		D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
36-37	38	Tubazione da PZ26 a PZ12	circolare	343	0.103	254	74.0%	1.40	0.91
18	39	Tubazione lungo rampa SV-TO scarica in scatolare progr. 24+973 e quindi in PZ13	circolare	271	0.052	190	70.0%	1.22	0.92
2	40	Tubazione da PZ11 a PZ12	circolare	500	0.238	320	64.0%	1.79	1.07
38-40	41	Tubazione da PZ12 a PZ13	circolare	690	0.383	345	50.0%	2.05	1.23
39-41	42	Tubazione da PZ13 a PZ14	circolare	690	0.525	421	61.0%	2.20	1.16
42	43	Tubazione da PZ14 a PZ16	circolare	690	0.696	524	75.0%	2.28	1.01
43	44	Tubazione da PZ16 a PZ18	circolare	853	0.850	495	58.0%	2.47	1.22
44	45	Tubazione da PZ18 a PZ20 (vasca)	circolare	853	0.982	546	64.0%	2.54	1.17
	46	Tubazione da PZ21 a PZ20 (vasca)	circolare	271	0.042	163	60.0%	1.16	1.00
	47	Tubazione da PZ23 a PZ22 (vasca)	circolare	427	0.174	295	69.0%	1.65	1.00
	48	Scarico viadotto BA-SV progr. 237.5-125 (scarica in PZ20 e quindi in vasca)	circolare	271	0.017	95	35.0%	0.92	1.08

Tab. 14 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete.

#### 4.6 Dimensionamento della rete di drenaggio del piazzale destinato ad autoporto

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione tubazione	diametro nominale	materiale tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
	ID	descrizione							
	1	Ramo 1	144.90	4.00	circolare	315	PEAD	90	
	2	Ramo 49	143.05	4.00	circolare	315	PEAD	90	
57	3	Ramo 50	144.92	4.00	circolare	400	PEAD	90	
58	4	Ramo 51	125.70	4.00	circolare	400	PEAD	90	
	5	Ramo 52	214.00	4.00	circolare	315	PEAD	90	
	6	Ramo 53	175.00	4.00	circolare	315	PEAD	90	
	7	Ramo 54	144.50	4.00	circolare	315	PEAD	90	

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%o]	sezione tubazione	diametro nominale D [mm]	materiale tubazione	coefficiente scabrezza c [m <sup>1/3</sup> /s]	immissione portata costante
	ID	descrizione							Q <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> /s]
-	8	Ramo 55	116.00	4.00	circolare	315	PEAD	90	
54-55	9	Ramo 56	13.50	4.00	circolare	400	PEAD	90	
	10	Ramo 57	81.33	4.00	circolare	315	PEAD	90	
	11	Ramo 58	88.31	4.00	circolare	315	PEAD	90	

Tab. 15 - Schematizzazione della rete di drenaggio.

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%o]	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	Ramo 1	0.5600	0.90	4.00	6.0	0.5600	34.05	0.454	60.0
	2	Ramo 49	0.5500	0.90	4.00	6.0	0.5500	34.05	0.454	60.0
57	3	Ramo 50	0.4400	0.90	4.00	6.0	0.9900	34.05	0.454	60.0
58	4	Ramo 51	0.2500	0.90	4.00	6.0	0.8300	34.05	0.454	60.0
	5	Ramo 52	0.5600	0.90	4.00	6.0	0.5600	34.05	0.454	60.0
	6	Ramo 53	0.4900	0.90	4.00	6.0	0.4900	34.05	0.454	60.0
	7	Ramo 54	0.4200	0.90	4.00	6.0	0.4200	34.05	0.454	60.0
	8	Ramo 55	0.2200	0.90	4.00	6.0	0.2200	34.05	0.454	60.0
54-55	9	Ramo 56	0.0000	0.90	4.00	6.0	0.6400	34.05	0.454	60.0
	10	Ramo 57	0.5500	0.90	4.00	6.0	0.5500	34.05	0.454	60.0
	11	Ramo 58	0.5800	0.90	4.00	6.0	0.5800	34.05	0.454	60.0

Tab. 16 - Caratteristiche schematiche del bacino afferente.

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio		sezione tubazione	diametro effettivo D [mm]	portata di progetto Q [m <sup>3</sup> /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
	ID	descrizione							
	1	Ramo 1	circolare	271	0.048	195	72.0%	1.07	0.80
	2	Ramo 49	circolare	271	0.047	192	71.0%	1.07	0.80
57	3	Ramo 50	circolare	343	0.084	237	69.0%	1.24	0.85
58	4	Ramo 51	circolare	343	0.070	209	61.0%	1.19	0.91

Immissione da ramo	rami della rete di drenaggio	sezione tubazione	diametro effettivo	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
-	ID descrizione		D [mm]	Q [m <sup>3</sup> /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
	<b>5</b> Ramo 52	circolare	271	0.048	195	72.0%	1.07	0.80
	<b>6</b> Ramo 53	circolare	271	0.042	176	65.0%	1.05	0.85
	<b>7</b> Ramo 54	circolare	271	0.036	160	59.0%	1.01	0.88
	<b>8</b> Ramo 55	circolare	271	0.019	108	40.0%	0.87	0.96
<b>54-55</b>	<b>9</b> Ramo 56	circolare	343	0.054	175	51.0%	1.15	0.96
	<b>10</b> Ramo 57	circolare	271	0.047	192	71.0%	1.07	0.80
	<b>11</b> Ramo 58	circolare	271	0.049	201	74.0%	1.08	0.78

*Tabella 17 - Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete.*

#### 4.7 Sintesi dei risultati

La rete di drenaggio in progetto è costituita da più direttrici di deflusso che trasferiscono la portata meteorica all'impianto di trattamento.

Le vasche di trattamento sono localizzate nel piazzale dell'Autoporto circa in corrispondenza del pozzetto PZ22, nell'area compresa tra la rampa di svincolo TO-SV e la carreggiata A32 in direzione Bardonecchia; esse ricevono i contributi da alcune direttrici di deflusso così articolate:

1. Collettore principale (rami 27, 28, 29 di Fig. 7 e rami 2, 40, 41, 42, 43, 44 e 45 di Fig. 9a) che si origina dal pozzetto di scarico PZ1 (localizzato in corrispondenza dell'imbocco del tombino scatolare esistente alla progressiva km 25+478), si sviluppa parallelamente alla sede autostradale lato monte e, dopo aver attraversato le rampe SV-TO e SV-BA, termina in corrispondenza del pozzetto PZ20; esso riceve gli apporti meteorici delle 2 carreggiate dell'A32 (attraverso le tubazioni staffate all'intradosso dei tombini esistenti nel tratto compreso tra le progressive km 25+478 e 24+677), quelli delle rampe SV-TO e SV-BA e del piazzale dell'autoporto. Il collettore principale è costituito da una tubazione in PEAD, che nel tratto tra PZ1 e PZ4 (rami 27 e 28 di Fig. 7) ha un diametro pari a 500 mm per poi diventare di 580 mm da PZ4 a PZ12 (rami 29 di Fig. 7, 2 e 40 di Fig. 9a). Il collettore prosegue da PZ12 a PZ16 con diametro pari a 800 mm (rami da 41 a 43 di Fig. 9a) per poi diventare 1000 mm nel tratto tra PZ16 a PZ20 (rami 44 e 45). La portata totale collettata in PZ20 è pari a 982 l/s.
2. Al pozzetto PZ20 confluisce anche il collettore secondario (ramo 46 di Fig. 9a) che collette la portata meteorica di 42 l/s, prodotta dalle 2 carreggiate dell'A32 comprese tra gli scolarari al km 24+677 e 24+611, di diametro 315 mm;
3. Allo stesso pozzetto PZ20 confluisce il collettore secondario (ramo 48 di Fig. 9a) di diametro 315 mm che scarica la portata di 17 l/s, prodotta da un tratto di rampa del cavalcavia BA-SV;
4. Collettore principale di diametro pari a 1000 mm compreso tra PZ20 e PZ22 in prosecuzione del collettore di cui al precedente punto 1, che convoglia alle vasche di trattamento la somma dei contributi dei collettori precedenti, pari a 1041 l/s.

5. Collettore principale (ramo 47 di Fig. 9a) che riceve i contributi prodotti dalle due rampe BA-SV e TO-SV e da entrambe le carreggiate per un tratto dell'A32; esso ha diametro pari a 500 mm e colletta nel pozzetto PZ22 la portata di 174 l/s,
6. Collettori di drenaggio del piazzale di autoporto (Fig. 9b) costituiti da tubazioni di diametri pari a 315 e 400 mm che si immettono nel collettore principale in progetto al piede del rilevato dell'A32, nel tratto compreso tra i rami 42 e 45; la portata meteorica complessiva generata dal piazzale è pari a 393 l/s ed è trasferita nel collettore principale tramite i rami 1, 49, 50, 51, 52, 53 e 56.

La portata totale in arrivo alle vasche di trattamento è di **1215 l/s**, pari alla somma dei contributi di seconda pioggia trasferiti dai **rami 45, 46, 47 e 48** (982+42+174+17 l/s).

## 5. Trattamento delle acque di prima pioggia

### 5.1 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 più o meno impermeabili 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.

Il fenomeno delle "*acque di prima pioggia*" si caratterizza principalmente per il meccanismo che lo genera (le piogge), il suo bersaglio (il suolo più o meno urbanizzato) e i corpi idrici recettori. Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale defluite nei primi minuti di un evento di precipitazione e caratterizzate da elevate concentrazioni di sostanze inquinanti. 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.

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.

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.

## 5.2 Inquadramento normativo

La Direttiva CEE 91/271 "*Concernente il trattamento delle acque reflue urbane*" prevede che entro il 31 dicembre 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, affronta nello specifico il problema delle acque meteoriche di dilavamento e del trattamento delle acque di prima pioggia all'Art. 39. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici e 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".

Il regolamento della Regione Piemonte 1/R del 20 febbraio 2006, entrato in vigore il 24 febbraio 2006 e successivamente modificato con il regolamento regionale 2 agosto 2006, n. 7/R, disciplina le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio di aree esterne, in attuazione della legge regionale 29 dicembre 2000, n. 61. Con tale atto l'Amministrazione regionale ha regolamentato 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 (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 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 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 alle 48 ore.

La legge della Regione Lombardia del 24 marzo 2006 n° 4, inoltre, all'articolo 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 quanto meno assumendo che l'evento si verifichi in *quindici minuti* e che il coefficiente di afflusso alla rete sia pari a 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.

### **5.3 Dimensionamento degli impianti per il trattamento delle acque di prima pioggia**

Prima di essere immesse nel corpo ricettore, 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 presente 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 autostradale e dal piazzale destinato ad autoporto. 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.

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

dove  $S$  è l'area della pavimentazione di piattaforma  $[\text{m}^2]$  e  $h$  l'altezza di pioggia  $[\text{m}]$  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.

L'impianto di trattamento è localizzato nel piazzale dell'Autoporto in corrispondenza del pozzetto PZ22, tra la rampa di svincolo TO-SV e la carreggiata A32 in direzione Bardonecchia; esso riceve i contributi dalle seguenti superfici pavimentate:

- rampe di svincolo SV-TO, SV-BA, BA-SV e TO-SV (per complessivi 0.95 ha);
- tratto di A32 compreso tra i km 24+270 e 25+530 circa (per complessivi 2.45 ha);
- piazzale dell'Autoporto (per complessivi 4.62 ha).

La superficie totale pavimentata risulta pertanto pari a 8.02 ha, che in considerazione di un volume unitario specifico di 50 m<sup>3</sup>/ha genera un volume di prima pioggia da trattare pari a 401 m<sup>3</sup>, corrispondente ad una portata di circa 446 l/s.

La portata massima calcolata per le acque di seconda pioggia (evento con tempo di ritorno TR 25 anni) è pari a 1215 l/s.

L'impianto di trattamento in progetto viene alimentato per mezzo di un pozzetto ripartitore da cui partono 2 tubazioni in PEAD De 800 mm ed è costituito da 2 separatori di idrocarburi affiancati in grado di smaltire e trattare una portata di prima pioggia pari a 250 l/s ciascuno, valore superiore alla portata massima calcolata. Tali sistemi essendo dotati di bypass integrato, sono inoltre dimensionati per una portata di punta in ingresso di 1250 l/s (acque di seconda pioggia).

In sintesi, ciascuno dei 2 separatori avrà le seguenti caratteristiche:

- portata trattata 250 l/s,
- portata di punta 1250 l/s,
- volume utile totale 47.5 m<sup>3</sup>,
- volume decantazione 25 m<sup>3</sup>,
- volume idrocarburi 2.5 m<sup>3</sup>,
- superficie lamellare attiva 132.5 m<sup>2</sup>.

In uscita dall'impianto, le 2 tubazioni confluiranno in un pozzetto da cui parte il collettore di scarico; quest'ultimo previsto in PEAD di diametro De pari a 1000 mm confluisce, tramite un pozzetto, nel collettore in cls di diametro 1500 mm previsto per lo scarico delle acque di esondazione di Dora dell'area a monte del piazzale di Autoporto.

A monte della rotatoria è prevista la realizzazione di un manufatto di imbocco del collettore costituito da un pozzetto a pianta rettangolare e dimensioni 4,00x2,00 m e altezza 1,45 m. La quota di sommità è fissata a 404,25 m s.m., il fondo pozzetto è previsto a 402,80 m s.m.; il collettore Ø1500 mm in cls prende origine a quota fondo 403,40 m s.m., per mezzo di un manufatto in c.a. che si raccorda adeguatamente al pozzetto.

Nell'area adiacente il pozzetto è prevista anche una sistemazione in materassi metallici tipo "Reno" di spessore 30 cm e dimensioni 8,60x4,30 m ed un rimodellamento del terreno per favorire l'immissione delle acque di esondazione nel manufatto che alimenta il collettore. La funzionalità idraulica del sistema è garantita solo se si rispettano le quote sopra definite.

Il collettore attraversa la rotatoria e si sviluppa in affiancamento alla rampa proveniente da Torino fino al pozzetto denominato PZ-11A.

Tale collettore, dopo aver raccolto le acque trattate dall'impianto, sottopassa la rampa di svincolo in uscita dalla carreggiata proveniente da Torino e si immette nel canale di scarico esistente in Dora Riparia sottopassante la A32 subito a valle dell'area sede del nuovo Autoporto.

Anche in questo caso è prevista la realizzazione di un manufatto di scarico in c.a. di lunghezza 6,20 m (misurata in asse al manufatto) e larghezza 2,50 m; il manufatto è protetto sulla sponda del canale mediante una difesa in massi cementati di lunghezza pari a 7,00 m e si sviluppa, a monte, fino in prossimità del ponticello stradale esistente.

E' prevista, infine, la posa di un parapetto di protezione lungo lo sviluppo del muro in c.a. che delimita il manufatto di sbocco del collettore; in testa a quest'ultimo si disporrà una valvola anti-riflusso a clapet in acciaio Ø1500 per impedire la risalita dell'acqua per rigurgito in occasione delle piene di Dora.