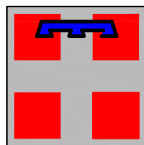




PROVINCIA DI ASTI



REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DI CUNEO

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE ASTI - CUNEO

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)

LOTTO 6 RODDI - DIGA ENEL

PROGETTO ESECUTIVO
STUDI E INDAGINI

IDROLOGIA ED IDRAULICA

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA
SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Codifica:
00	Apr. 2013	EMISSIONE	ing. Dal Col	ing. Ossesia	ing. Ghislandi	2.6 E - r B.4.1.03
Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Lotto Prog. Tipo Elaborato
01	Mar. 2015	Rev. a seguito richieste MIT-SVCA	ing. Dal Col	ing. Ossesia	ing. Ghislandi	Data: Marzo 2015
Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Scala:
Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	-



PROGETTISTA e RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Enrico Ghislandi
Albo di Milano
N° A 16993

CONCESSIONARIA:



INDICE

PREMESSA.....	3
1. INQUADRAMENTO GENERALE.....	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	4
3. ANALISI IDROLOGICA.....	5
3.1. PLUVIOMETRIA DELL'AREA IN STUDIO	5
3.1.1. Stazioni pluviometriche	5
3.2. ELABORAZIONI STATISTICHE	6
3.2.1. Leggi di probabilità.....	7
3.2.2. Regolarizzazione secondo la legge Log-normale a due parametri. 7	
3.2.3. Regolarizzazione secondo la legge di Gumbel.....	8
3.2.4. Test statistici	8
3.2.5. Curve di massima possibilità pluviometrica	9
3.3. SCELTA DEI VALORI PLUVIOMETRICI	10
3.4. CALCOLO DELLE PRECIPITAZIONI DI PROGETTO PER T < 1ORA.....	11
4. ANALISI IDRAULICA.....	14
4.1. RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE	14
4.1.1. Descrizione della rete di raccolta.....	14
4.1.2. Considerazioni relative alla tipologia di pavimentazione.....	19
4.1.3. Calcolo delle portate lungo la rete di raccolta – modelli di trasformazione afflussi-deflussi	21
4.1.4. Dimensionamento e verifica delle canalizzazioni	28
4.1.5. Dimensionamento e verifica dei sifoni	30
4.1.6. Metodo cinematico per la verifica della capacità di smaltimento del sistema canaletta/cordolo – embrice e dell'interasse degli organi di scarico	32
4.1.7. Dimensionamento dell'interasse degli embrici.....	34
4.1.8. Dimensionamento dell'interasse tra le caditoie nelle tubazioni.....	35
4.1.9. Verifica del fenomeno di aquaplaning.....	37
4.2. TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	38
4.2.1. Fenomeno di dilavamento stradale – first flush	38
4.2.2. Inquadramento normativo.....	39
4.2.3. Acque di “prima pioggia”.....	40
4.2.4. Dimensionamento degli impianti per il trattamento delle acque di prima pioggia	41
4.3. RECAPITO AI CORPI IDRICI RECETTORI.....	43
4.3.1. Recapito vasca V1 alla pk 0+000 nel rio S. Michele.....	44
4.3.2. Recapito vasca V2 alla pk 0+430 nel rio dei Deglia.....	44
4.3.3. Recapito vasche V3/V5 dalla pk 3+990 alla pk 4+700 in fiume Tanaro	45



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Relazione idrologica idraulica – Smaltimento acque di piattaforma

- 4.3.4. *Recapito vasche V6/V13 dalla pk 5+590 alla pk 7+830 in fiume Tanaro
46*
- 4.3.5. *Recapito vasca V14 alla pk 8+510 nel torrente Talloria 47*
- 4.3.6. *Recapito vasche V15/V16 dalla pk 9+105 alla pk 9+625 in bealera47*

Allegato 1 – Serie storiche delle precipitazioni

Allegato 2 – Curve di Possibilità Pluviometrica.....

Allegato 3 – Verifica della rete di raccolta.....

Allegato 4 – Scale di deflusso degli elementi marginali di raccolta

Allegato 5 – Verifica degli interassi degli organi di scarico

Allegato 6 – Dati caratteristici delle vasche di prima pioggia.....

Allegato 7 – Verifica della rete di scarico dalle vasche di trattamento.....

PREMESSA

La presente relazione descrive l'analisi e la verifica degli aspetti progettuali idrologici e idraulici relativi al progetto del collegamento stradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6, con riferimento alla determinazione delle portate di progetto per il dimensionamento e la verifica della rete di raccolta, trattamento e smaltimento delle acque della piattaforma autostradale.

L'elaborato espone l'analisi idrologica svolta, finalizzata alla determinazione della pluviometria dell'area in cui è ubicata l'opera in progetto; l'approccio utilizzato è quello di confronto tra differenti metodologie, al fine di garantire parametri idrologici sufficientemente cautelativi, vista l'importanza strategica e la vita utile dell'opera che caratterizza le grandi infrastrutture.

Nella seconda parte della relazione si approfondisce il tema dell'idrologia e idraulica di piattaforma, attraverso il calcolo delle portate defluenti sulla sede stradale e lungo la rete di raccolta, la progettazione e verifica della rete di drenaggio autostradale, il dimensionamento dei sistemi di trattamento e l'analisi dei recapiti.

1. INQUADRAMENTO GENERALE

Il tratto autostradale in progetto costituisce il Lotto 6 del Tronco II del collegamento Asti – Cuneo. Il Lotto II.6 corre lungo la Valle del F. Tanaro, dal versante in destra idrografica del Rio S. Michele (Comune di La Morra) al margine del territorio comunale di Alba. Lo sviluppo complessivo del Lotto è di 9.800 m, con un primo tratto che si svolge quasi completamente in galleria, da poco oltre l'inizio del Lotto (progr. 575), sino a poco prima del viadotto sul Canale del Molino (progr. 3780). La seconda parte del tracciato, di circa 6000 m, realizza il collegamento con il la tangenziale di Alba.

Il tracciato autostradale si mantiene ad una distanza consistente dall'alveo inciso del fiume Tanaro e risulta prossimo alla fascia B. La presenza del Canale Enel e del Canale del Molino condiziona inoltre la progettazione del sistema di smaltimento delle acque di piattaforma e in particolare del recapito. Per quest'ultimo è stata prevista un'apposita rete che conferisce le acque al fiume Tanaro. Inoltre, il fatto che il primo stralcio del lotto II.6 si sviluppi quasi interamente in galleria richiede che in tale tratto la raccolta delle acque di piattaforma avvenga mediante condotte posizionate al di sotto della piattaforma stradale. Laddove, invece, il tracciato si sviluppa in rilevato il progetto della rete di raccolta prevede, dove possibile, la posa di canalette al piede del rilevato. Tuttavia, in corrispondenza dei tratti in curva dove la carreggiata pende trasversalmente verso l'intradosso è stato necessario prevedere che la raccolta avvenga mediante canalette ad "asola". Inoltre, data la cospicua interferenza del tracciato autostradale con la rete irrigua esistente, si è ritenuto opportuno raccogliere le acque in testa al rilevato in modo da recapitarle al più vicino impianto di trattamento.

La necessità di realizzare gli impianti deriva dalla scelta di trattare le acque di prima pioggia, prima dell'immissione nel corpo idrico. Ciò ha comportato una revisione dell'intera rete di raccolta e smaltimento delle acque rispetto al progetto del Febbraio 2003, ponendo particolare attenzione all'ottimizzazione del posizionamento e del numero di vasche di trattamento, con l'obiettivo di:

- migliorare l'efficienza idraulica del sistema;
- migliorare l'efficacia del trattamento di depurazione del carico inquinante a tutela dell'ambiente;
- semplificare le operazioni di gestione e manutenzione dell'intero sistema.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

In questo paragrafo vengono elencati ed evidenziati i principali ambiti normativi di riferimento per la trattazione degli aspetti progettuali di competenza del presente elaborato. In relazione alla normativa di settore, è opportuno indicare i seguenti principali riferimenti normativi:

- R.D. 25 luglio 1904 n.523 “*Testo Unico delle disposizioni di legge interne alle opere idrauliche delle diverse categorie*”;
- Decreto Legislativo 11 maggio 1999, n. 152: “*Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole*”;
- *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce “A” e “B”* approvata con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 dell'11 maggio 1999, Autorità di Bacino del fiume Po;
- Decreto Legislativo 18 agosto 2000, n. 258: “*Disposizioni correttive ed integrative del decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152, in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, a norma dell'articolo 1, comma 4, della legge 24 aprile 1998, n. 128*”;
- LR 29 dicembre 2000, n. 61; “*Disposizioni per la prima attuazione del decreto legislativo 11 maggio 1999, n. 152 in materia di tutela delle acque*”.
- Autorità di Bacino del Fiume Po “*Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico*” ai sensi dell' art.1 c.1 L.3.08.98 n.267 e s.m.i (21/4/2001);
- “*Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*” adottata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po con il Piano di Assetto Idrogeologico (21/4/2001).
- Decreto Ministeriale 5 novembre 2001, n. 6792 “*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*”;
- Decreto 22 Aprile 2004 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*”;
- Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e s.m.i.: “*Norme in materia ambientale*”;
- D.P.G.R. 1/R del 20 febbraio 2006: “*Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di lavaggio di aree esterne*”.
- D.P.G.R. 7/R del 2 agosto 2006:” *Modifiche al regolamento regionale 20 febbraio 2006, n. 1/R*”.

3. ANALISI IDROLOGICA

Il presente capitolo ha lo scopo di caratterizzare i parametri pluviometrici relativi al lotto in esame (Tronco II, Lotto 6). In primo luogo si sono individuate le stazioni di misura attraverso cui caratterizzare il regime pluviometrico dell'area in studio. Le stazioni pluviometriche sono state scelte in maniera tale da garantire una serie storica sufficientemente lunga e rappresentativa e tali da "caratterizzare" idrologicamente l'area di interesse. È stato possibile così eseguire l'analisi pluviometrica mediante l'analisi statistica delle serie storiche registrate alle stazioni di misura delle precipitazioni.

I dati utilizzati sono stati quelli relativi alle massime precipitazioni orarie desunte dagli Annali Idrologici del S.I.M.N. L'analisi è stata condotta facendo ricorso a differenti leggi statistiche e differenti metodologie di elaborazione; tramite il confronto dei risultati ottenuti è stato possibile definire i parametri pluviometrici maggiormente cautelativi da utilizzarsi nelle successive fasi di elaborazione e verifica.

3.1. PLUVIOMETRIA DELL'AREA IN STUDIO

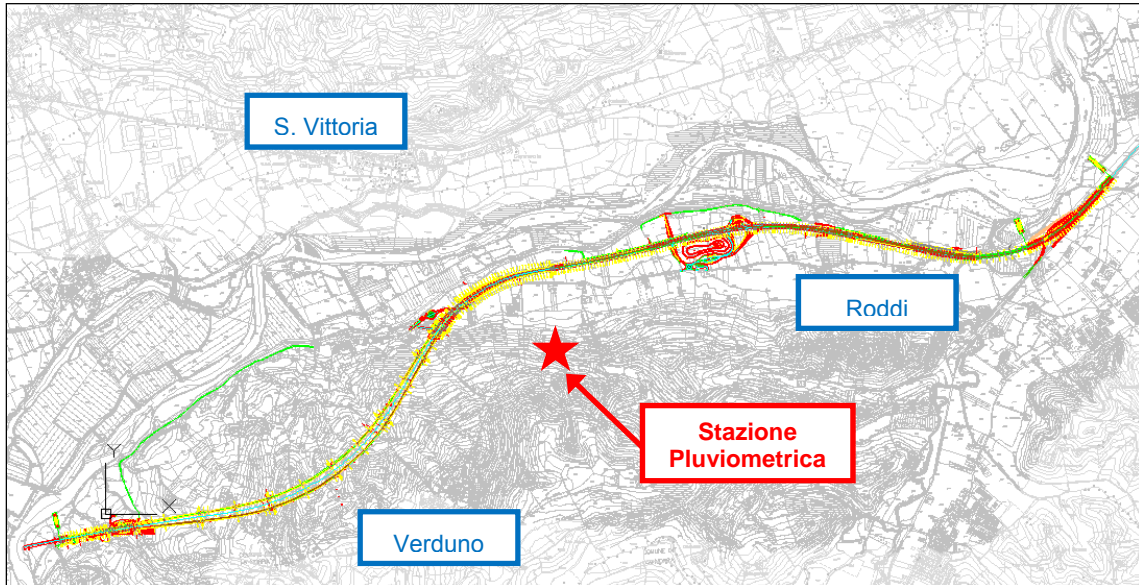
La definizione del regime pluviometrico caratteristico, in particolare in riferimento ad eventi meteorici di notevole intensità e breve durata, si è basata sull'analisi delle serie storiche al fine di ricavare le curve di massima possibilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 25, 50, 100, 200 e 500 anni; i risultati ottenuti sono stati confrontati con i dati proposti nella "*Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*" adottata dall'Autorità di Bacino del fiume Po con il Piano di Assetto Idrogeologico (21/4/2001), in relazione sia ai dati puntuali, riferiti alle singole stazioni pluviometriche, sia ai dati distribuiti sull'intero territorio del bacino, ottenuti mediante interpolazione con le celle di Kriging (celle quadrate di lato pari a 2 km).

3.1.1. Stazioni pluviometriche

L'analisi è stata condotta sulla base delle serie storiche di dati di pioggia registrati ai pluviometri presenti in prossimità del Lotto in progetto, in relazione alle massime precipitazioni orarie. Le stazioni pluviometriche sono state scelte in maniera tale da garantire una serie storica sufficientemente lunga e da risultare rappresentative delle aree di indagine, in quanto sufficientemente prossime ad esse.

I pluviometri posti nelle vicinanze del lotto in esame e quindi maggiormente indicati per la sua caratterizzazione si rilevano essere quelli di Alba, Bra e Verduno. Tra questi, quello che dal punto di vista idrologico risulta maggiormente significativo e che dalle analisi pluviometriche presenta i risultati più cautelativi dal punto di vista della progettazione idraulica, è posto presso l'abitato di Verduno, CN (cfr. Figura 1), che viene pertanto assunto quale riferimento per il calcolo delle precipitazioni di progetto dell'intera infrastruttura in esame. La serie storica dei dati pluviometrici disponibili è riportata nell'Allegato 1.

Figura 1 – Individuazione del pluviometro i cui dati sono stati assunti a base dell'analisi idrologica



3.2. ELABORAZIONI STATISTICHE

Per le successive fasi di elaborazioni e verifiche da condurre per la progettazione idraulica relativa al progetto autostradale, è necessario definire i principali parametri pluviometrici di assegnato tempo di ritorno. A tal fine, le serie storiche dei pluviometri sono state elaborate statisticamente per definire il legame funzionale esistente tra le grandezze fondamentali caratterizzanti un evento pluviometrico:

- l'altezza di pioggia, h ;
- la durata dell'evento, t ;
- la frequenza, F ;
- la distribuzione spaziale delle piogge, $h = h(t, F, x, y)$.

Limitando l'analisi ad un'unica località, si ottiene la relazione tra l'altezza di precipitazione, la durata e la frequenza dell'evento, $h = h(t, F)$.

Si definiscono curve di massima possibilità pluviometrica le curve $h = h(t)$ che nel piano h, t rappresentano detta relazione, considerando una frequenza costante. Le curve di massima possibilità pluviometrica presentano forma analitica del tipo $h = a \cdot t^n$, dove il coefficiente a e l'esponente n sono espressi in funzione del tempo di ritorno TR considerato. Nell'analisi condotta si sono ricavate le curve di possibilità pluviometrica riferite a tempi di ritorno di 20, 25, 100, 200 e 500 anni per i pluviometri studiati, al fine di disporre di un'analisi completa del regime idrologico.

3.2.1. Leggi di probabilità

Gli eventi idrologici sono generalmente considerati variabili stocastiche, trattabili con metodi tipici del calcolo delle probabilità; questo è dovuto all'elevato numero di fattori che influiscono sugli eventi stessi, con leggi poco note o incognite.

Un evento di pioggia di altezza h e durata t può essere considerato una variabile aleatoria, intesa come una quantità variabile a cui è possibile associare una funzione di frequenza $F(h)$ che, al tendere all'infinito del numero di osservazioni, tende alla probabilità $P(h)$.

Sulla base di queste considerazioni, alle serie pluviometriche a disposizione sono state applicate due distribuzioni probabilistiche per rappresentare la frequenza degli eventi idrologici: la Log-normale a due parametri e la Gumbel. La stima dei parametri per entrambe è stata condotta applicando il metodo dei momenti; questo prevede che, dato un campione di dimensione N , la media $\mu(x)$ e lo scarto quadratico medio $\sigma(x)$ vengano valutati sulla base degli "individui" che costituiscono il campione stesso secondo le seguenti relazioni:

$$\mu(x) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \qquad \sigma(x) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - x)^2}{N - 1}}$$

Per la stazione pluviometrica considerata, sulla base dei dati disponibili, si ricavano i parametri caratteristici delle distribuzioni di probabilità, per le diverse durate di evento (1, 3, 6, 12 e 24 ore). I risultati sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1 – Parametri delle distribuzioni del pluviometro considerato.

PLUVIOMETRO: Verduno					
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
$\mu(x)$	22.2	28.3	35.5	43.4	57.5
$\sigma(x)$	11.2	17.9	24.4	24.0	23.7

3.2.2. Regolarizzazione secondo la legge Log-normale a due parametri

La probabilità di superamento dei valori di massima precipitazione h_t , relativi ad una durata t dell'evento, può essere rappresentata dalla legge Log-normale a 2 parametri:

$$P(h_t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2}} dy$$

dove y è la variabile ridotta: $y = a \cdot \log(h \cdot t) + b$.

I coefficienti a e b vengono determinati sulla base dei valori di media e scarto quadratico medio della popolazione. Per ogni stazione pluviometrica, si ha a disposizione un campione costituito dall'altezza di pioggia registrata per ciascuna durata di evento considerata. I singoli campioni sono stati ordinati in maniera crescente, associando a ciascun dato un numero d'ordine crescente (1, 2, ..., n) ed una frequenza di non superamento F_{ns} , calcolata con la seguente formula:

$$F_{ns} = \frac{n}{N + 1}$$

Avendo assunto una distribuzione del tipo Log-normale per rappresentare i campioni, la retta regolatrice presenta la forma:

$$y = a \cdot \ln(x) + b$$

Le altezze di pioggia relative ad un assegnato tempo di ritorno, regolarizzate con la legge Log-normale, si ricavano con la seguente formula, ottenuta dalla rielaborazione delle espressioni precedentemente introdotte:

$$h_{t,TR} = e^{\frac{y-b}{a}}$$

I valori della variabile ridotta y sono noti, essendo nota la legge di distribuzione di probabilità $P(y)$, di tipo normale (Gauss). Introducendo il legame tra funzione di probabilità e tempo di ritorno ($P(y) = (TR-1)/TR$), è possibile dedurre i valori di y e, quindi, determinare la massima precipitazione relativa ad una durata di evento.

3.2.3. Regolarizzazione secondo la legge di Gumbel

La regolarizzazione dei valori di massima precipitazione relativi ad una durata h_t può essere fatta utilizzando la legge di Gumbel:

$$P(h_t) = \exp \left\{ - \exp \left[- \alpha_t (h_t - \varepsilon_t) \right] \right\}$$

I parametri della distribuzione α_t e ε_t possono essere determinati noti che siano i momenti della popolazione (la media e lo scarto quadratico medio). Introducendo il legame tra il tempo di ritorno e la funzione di probabilità, si ottiene la relazione che consente di determinare, imposto il TR, i valori di precipitazione massima relativi ad una durata di evento:

$$h_{t,TR} = \varepsilon_t - \frac{1}{\alpha_t} \ln \ln \frac{TR}{TR - 1}$$

Per ciascun pluviometro, si sono considerati i campioni costituiti dalle altezze di pioggia registrate per le diverse durate di evento. Questi sono stati quindi ordinati in maniera crescente, a ciascun valore è stato associato un numero ordinale crescente e la frequenza di non superamento (F_nS), calcolata con la formula precedentemente introdotta.

3.2.4. Test statistici

A ciascuno dei campioni costituito dai dati pluviometrici per assegnata durata di evento è stata associata un'ipotesi di tipo non parametrico, ossia si è assunto che i campioni appartengano ad una particolare distribuzione di probabilità. L'ipotesi deve però essere verificata, per valutare quanto la distribuzione di probabilità sia adatta a rappresentare il campione oggetto di studio.

La verifica comporta che venga definito un sistema di ipotesi, ossia due affermazioni reciprocamente esclusive. Viene individuata l'ipotesi nulla (H_0), assunta come vera in

partenza, e quindi da sottoporre alla verifica per essere confermata o rigettata. L'altra affermazione, H_1 , prende il nome di ipotesi alternativa.

Si giunge alla fine all'accettazione od al rifiuto dell'ipotesi nulla applicando un test statistico che, sulla base dell'informazione campionaria, consente di valutare l'accettabilità dell'ipotesi fatta.

Nel presente studio, la verifica della corrispondenza dei modelli di regolarizzazione con l'effettiva distribuzione della variabile casuale è stata condotta con il test di Kolmogorov. Questo definisce la grandezza statistica D_N , data dalla massima differenza in valore assoluto tra la frequenza cumulata $F(x)$ e la funzione di probabilità $P(x)$. La regione di accettazione dell'ipotesi nulla è: $[0; (1- \alpha)]$; dove $\alpha = 0,05$ è il livello di significatività prefissato. Per questo valore di α , la regione di accettazione coincide con l'insieme dei valori per i quali è soddisfatta la disuguaglianza:

$$D_N \leq \frac{1,3581}{\sqrt{N}}$$

In Tabella 2 si riportano i risultati del test di Kolmogorov condotto per i pluviometri in studio, in relazione alla normalizzazione con legge Log-normale a due parametri e con legge di Gumbel.

Tabella 2 – Risultati del test statistico di Kolmogorov.

Stazione	D_N	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore	Regione accettazione
Verduno	Log-normale	0.092	0.163	0.163	0.147	0.099	0.226
	Gumbel	0.087	0.177	0.190	0.160	0.091	0.226

3.2.5. Curve di massima possibilità pluviometrica

Le elaborazioni statistiche effettuate consentono, per assegnato valore del tempo di ritorno, di ricavare per ciascuna stazione pluviometrica la curva di massima possibilità pluviometrica, rappresentata dalla funzione:

$$h = a t^n$$

dove a e n vengono definiti attraverso l'analisi del campione di altezze di precipitazione. Sulla base dell'elaborazioni statistiche condotte nel presente studio è stato possibile valutare il valore assunto dal coefficiente a e dall'esponente n per la stazione pluviometrica analizzata, utilizzando entrambe le leggi di regolarizzazione. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 3 e nell'Allegato 2.

Tabella 3 – Valori di a e n determinati con le due leggi di regolarizzazione.

	$T_r=20$ anni		$T_r=25$ anni		$T_r=50$ anni	
	a	n	a	n	a	n
Legge Log-normale a due parametri						
Verduno	45.50	0.2710	48.26	0.2687	57.11	0.2620

Legge Gumbel						
Verduno	45.18	0.2719	47.46	0.2706	54.48	0.2674

	$T_r=100$ anni		$T_r=200$ anni		$T_r=500$ anni	
	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
Legge Log-normale a due parametri						
Verduno	66.44	0.2560	76.32	0.2505	90.28	0.2438
Legge Gumbel						
Verduno	61.46	0.2649	68.40	0.2629	77.57	0.2607

L'Autorità di Bacino ha condotto un'analisi statistica delle serie storiche dei pluviometri presenti sul territorio del bacino, riportando i risultati all'interno del Piano d'Assetto Idrogeologico. Nella "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per la progettazione e la verifica di compatibilità idraulica" adottata dall'Autorità di Bacino con il P.A.I. (21/04/01), sono riportati:

- i dati puntuali riferiti alle singole stazioni pluviometriche, ottenuti da analisi statistica;
- i valori distribuiti su tutta l'area del bacino, ricavate mediante interpolazione con il reticolo di Kriging.

Per quanto riguarda i dati misurati dal pluviometro considerato nella presente analisi, si riportano in Tabella 4 i valori di *a* e *n* desunti mediante l'applicazione del metodo dell'Autorità di Bacino del Fiume Po.

*Tabella 4 – Valori di *a* e *n* determinati dall'Autorità di Bacino.*

	$T_r=20$ anni		$T_r=100$ anni		$T_r=200$ anni		$T_r=500$ anni	
	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
Verduno	43.42	0.237	57.29	0.223	63.21	0.218	71.03	0.213

Nei punti privi di copertura di stazioni di misura, l'Autorità di Bacino ha condotto inoltre un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri *a* e *n* delle curve di massima possibilità pluviometrica, determinati per tutti i pluviometri disponibili e per assegnati tempi di ritorno. L'interpolazione utilizza un reticolo di 2 km di lato. L'elaborazione condotta consente di avere a disposizione i valori dei due parametri per qualsiasi punto del reticolo.

3.3. SCELTA DEI VALORI PLUVIOMETRICI

Le analisi condotte hanno consentito la caratterizzazione del regime pluviometrico del lotto, basato su diverse metodologie. In particolare, è stata condotta un'analisi statistica delle serie storiche registrate al pluviometro più prossimo al lotto in esame, confrontando quindi i risultati con le elaborazioni dell'Autorità di Bacino, riferite sia ai singoli pluviometri sia alle celle della griglia di interpolazione di pertinenza del lotto. Si riportano in sintesi nella Tabella 5 i risultati ottenuti applicando le diverse metodologie.

Dall'analisi dei risultati appare evidente come i valori riportati nel P.A.I. non siano quelli che consentono di garantire un maggiore grado di sicurezza, anche se risultano quelli che meglio rappresentano arealmente il comportamento idrologico del territorio del bacino, considerando i valori ottenuti con l'interpolazione di Kriging.

Per le successive elaborazioni si assumono pertanto validi, in quanto maggiormente cautelativi, i coefficienti di possibilità pluviometrica ottenuti mediante l'elaborazione con la legge Log-normale della serie storica del pluviometro di Verduno.

Tabella 5 – Confronto dei valori di a e n derivanti dalle diverse metodologie.

	TR=20 anni		TR =25 anni		TR =50 anni		TR=100 anni		TR=200 anni		TR=500 anni	
	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
Pluviometro Verduno (Log Normale)	45.50	0.27	48.26	0.27	57.11	0.26	66.44	0.26	76.32	0.25	90.28	0.24
Pluviometro Verduno (Gumbel)	45.18	0.27	47.46	0.27	54.48	0.27	61.46	0.26	68.40	0.26	77.57	0.26
dati P.A.I.	43.42	0.24	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	57.29	0.22	63.21	0.22	71.03	0.21
dati kriging	42.88	0.24	n.d.	n.d.	50.65	0.23	56.45	0.23	62.25	0.22	69.90	0.22

3.4. CALCOLO DELLE PRECIPITAZIONI DI PROGETTO PER T < 1 ORA

Le elaborazioni statistiche condotte consentono di definire la relazione monomia che lega l'altezza di pioggia h con la durata dell'evento t e con il tempo di ritorno dello stesso TR. Tale relazione, però, non risulta adatta a rappresentare bacini caratterizzati da tempi di corrivazione molto brevi (inferiori all'ora); infatti, considerando una durata dell'evento breve, tendente a zero, l'intensità di pioggia i, definita come dh/dt, tende all'infinito.

Al fine delle successive elaborazioni condotte, in particolare in riferimento allo smaltimento delle acque di piattaforma, la caratterizzazione dell'intensità di pioggia deve tener conto dei ridotti tempi di corrivazione della particella fluida caduta sulla carreggiata nel giungere agli organi di scarico. Risulta pertanto necessario caratterizzare la curva di possibilità pluviometrica per tempi di pioggia inferiori all'ora, mediante un approccio che consenta di adattare i parametri di precipitazione di progetto.

In letteratura sono 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 $p(t) = h(t)/h(1)$, 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).

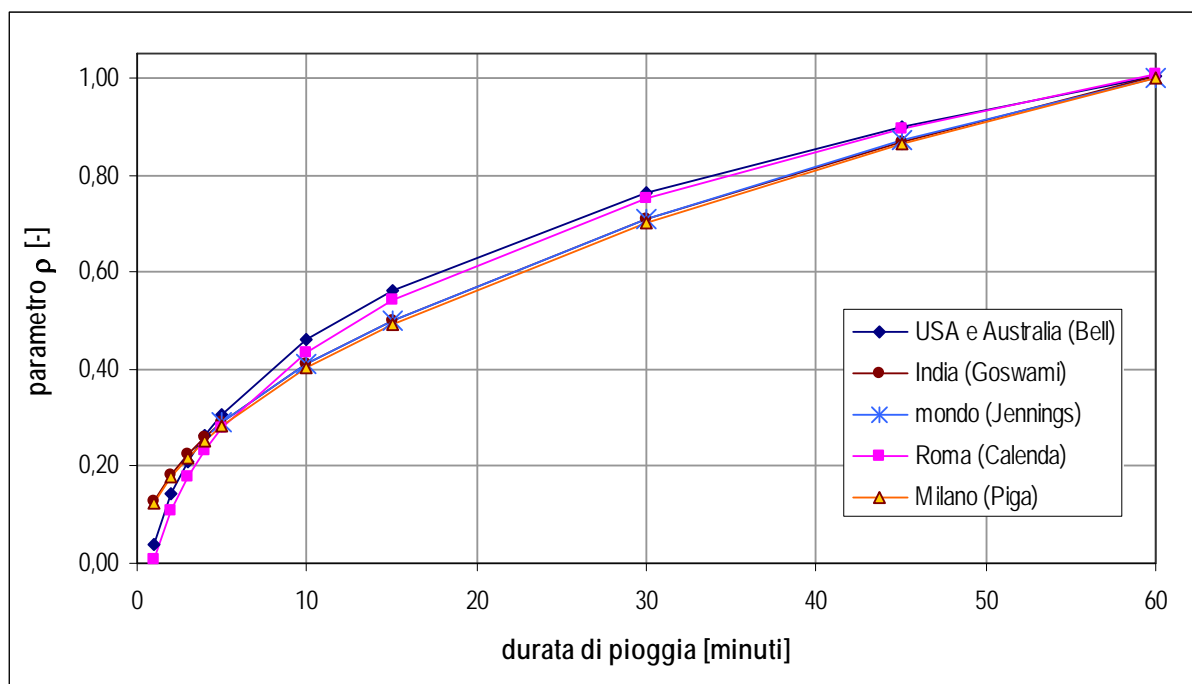
Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami¹ (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings² (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una *curva inviluppo delle massime 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 (Domanico³, 1986 e Calenda et al.⁴, 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Piga et al.⁵, 1990).

La Figura 2 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.

Figura 2 – Andamento del parametro $\rho(t)$ ottenuto in diversi studi.



¹ 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.

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

³ Domanico, R. (1986). *Piogge intense a Roma* – Tesi di laurea, Università "La Sapienza", Roma.

⁴ 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.

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

Sulla base di tali osservazioni sperimentali, è stata sviluppata dalla scrivente 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 inferiore all'ora.

In particolare l'andamento di $p(t)$ è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'involuppo dei valori riportati in Figura 2, 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 progetto, 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 $p(t)$, 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 $p(t)$, 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 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.

4. ANALISI IDRAULICA

4.1. RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

4.1.1. Descrizione della rete di raccolta

La raccolta delle acque di piattaforma per il lotto II.6 deve avvenire ponendo particolare attenzione alla localizzazione delle vasche di trattamento, in riferimento sia alle molteplici interferenze tra il tracciato autostradale e la rete irrigua, sia alla limitata presenza di corpi recettori in grado di smaltire la portata trattata e le portate di seconda pioggia provenienti dalla piattaforma autostradale, che alla necessità, nel tratto successivo alla galleria in direzione Asti, di oltrepassare per giungere a recapito in Tanaro i Canali del Molino, Erga e Verduno che alimentano una presa a scopo idropotabile nel Comune di Alba.

Il sistema di drenaggio è di tipo chiuso, si prevede cioè l'utilizzo di canalizzazioni rivestite e impermeabili, in modo da portare a trattamento tutta l'acqua di prima pioggia evitando la dispersione di inquinanti, e preferibilmente al piede del rilevato, con canalette ad embrice lungo le scarpate autostradali.

In alcuni tratti, in ragione della morfologia del piano campagna che non consente la realizzazione del fosso, si è reso necessario collettare l'acqua di piattaforma per mezzo di pozzetti e tubazioni da realizzarsi a lato della sede viabile in testa al rilevato.

Il dimensionamento degli organi di collettamento e trattamento è stato effettuato prendendo in considerazione un tempo di ritorno di 25 anni.

Gli organi di convogliamento che si prevede di inserire sono essenzialmente delle seguenti tipologie:

- tubazioni in cls di collettamento di diametri variabili DN300÷800 mm in funzione della portata convogliata e della pendenza imposta per i tratti in cui si prevede la raccolta in piattaforma, a lato della sede stradale;
- tubazioni in acciaio di collettamento di diametri variabili DN300÷450 mm in funzione della portata convogliata e della pendenza imposta per i tratti in cui si prevede la raccolta in viadotto;
- canalette in cls di sezione trapezia al piede del rilevato di larghezza alla base 0,70 m, altezza 0,70 m e larghezza in sommità 1,50 m;
- canaletta rettangolare in cls di larghezza alla base 0,65 m e altezza minima 0,40 m in corrispondenza della trincea di Cascina Spià;
- canaletta a fessura in galleria;
- canaletta ad asola di raccolta delle acque di piattaforma in spartitraffico nei tratti in curva.

I manufatti di raccolta delle acque di ruscellamento presenti lateralmente alla carreggiata autostradale sono essenzialmente di due tipi:

- le caditoie stradali, munite di griglia e le canalette grigliate ubicate lungo il cordolo in corrispondenza dei pozzetti per il convogliamento nelle tubazioni in cls;
- gli inviti per embrici nelle porzioni di rilevato in cui si prevede il collettamento delle acque tramite canaletta al piede;
- bocchette grigliate di scarico per la raccolta delle acque nelle tubazioni in acciaio nelle sezioni in viadotto.

Le acque di piattaforma raccolte vengono in seguito convogliate alle vasche di trattamento delle acque di prima pioggia. Per il lotto in esame si prevede di allocare 16 separatori di idrocarburi, prefabbricati, monoblocco in acciaio, in grado di depurare una portata massima di 100÷150 l/s, valore determinato in relazione alla superficie di piattaforma stradale sottesa. La portata complessiva del tratto autostradale afferente a ciascuna delle vasche di raccolta viene trattata all'interno delle stesse per la quota parte corrispondente alla prima pioggia - i primi 5 mm caduti in 15 minuti - mentre la restante parte, unita successivamente all'acqua trattata, viene convogliata tramite bypass ai corpi recettori individuati in dettaglio nei paragrafi successivi. Le vasche di portata nominale 100 e 150 l/s sono in grado di smaltire rispettivamente una portata di punta di 500 e 750 l/s.

Le vasche complessivamente previste per il tratto autostradale in oggetto sono:

- V1 (progr. 0+000) – settore di piattaforma afferente: da progr. 0+000 a progr. 0+275 lato CN, progr. 0+235 lato AT – 150 l/s;
- V2 (progr. 0+475) – settore di piattaforma afferente: da progr. 0+265 a progr. 0+565 – 150 l/s;
- V3 (progr. 3+990) – settore di piattaforma afferente: da progr. 3+760 a progr. 3+960 lato CN, progr. 3+980 lato AT – 150 l/s;
- V4 (progr. 4+350) – settore di piattaforma afferente: da progr. 3+960 lato CN, progr. 3+980 lato AT a progr. 4+350 – 100 l/s;
- V5 (progr. 4+700) – settore di piattaforma afferente: da progr. 4+350 a progr. 5+000 – 150 l/s;
- V6 (progr. 5+590) – settore di piattaforma afferente: da progr. 5+000 a progr. 5+600 – 150 l/s;
- V7 (progr. 5+900) – settore di piattaforma afferente: da progr. 5+600 a progr. 5+900 – 100 l/s;
- V8 (progr. 6+300) – settore di piattaforma afferente: svincolo Alba Ovest – 100 l/s;
- V9 (progr. 6+650) – settore di piattaforma afferente: rampe svincolo Alba Ovest – 100 l/s;
- V10 (progr. 6+775) – settore di piattaforma afferente: da progr. 6+225 a progr. 6+775 – 100 l/s;
- V11 (progr. 6+777) – settore di piattaforma afferente: da progr. 5+910 a progr. 6+750 – 150 l/s;
- V12 (progr. 7+105) – settore di piattaforma afferente: da progr. 6+750 a progr. 7+240 – 100 l/s;
- V13 (progr. 7+830) – settore di piattaforma afferente: da progr. 7+250 a progr. 7+950 – 150 l/s;
- V14 (progr. 8+235) – settore di piattaforma afferente: da progr. 7+830 lato CN a progr. 8+695 – 150 l/s;
- V15 (progr. 9+105) – settore di piattaforma afferente: da progr. 8+695 a progr. 9+030, insieme a parte della rampa in uscita del raccordo funzionale – 100 l/s;
- V16 (progr. 9+625) – settore di piattaforma afferente: da progr. 9+040 a progr. 9+650 – 150 l/s.

I punti di scarico delle acque di piattaforma trattate nei corpi idrici superficiali sono i seguenti:

- recapito in Rio San Michele (V1);
- recapito in Rio dei Deglia (V2);
- recapito in canale scaricatore dell'Erga in Tanaro alla progr. 4+710 (V3÷V5);
- recapito in canale scaricatore dell'Erga in Tanaro alla progr. 7+120 (V6÷V13);

- recapito nel torrente Talloria alla progr. 8+510 (V14);
- recapito nella bealera che oltrepassa mediante sifone il canale di Verduno (V15, V16).

Le canalizzazioni relative alla rete di scarico dalle vasche di trattamento sono rappresentate dalle seguenti tipologie:

- canalette in cls a sezione rettangolare di dimensioni b_xh di 1,50 x 1,00÷1,50 m;
- tubazioni in cls di diametri variabili DN600÷1000 mm;
- sifoni di diametri variabili DN1200÷1500 mm;
- ponti canali sul Canale Erga di dimensioni b_xh di 1,60 x 1,25 m.

Le canalizzazioni di scarico, in conseguenza della distanza tra vasche di trattamento e recapiti, presentano quasi sempre sviluppi decisamente elevati interferendo lungo il percorso con la rete irrigua esistente, attraversata con tombini di vario diametro dalla nuova opere autostradale. Per tale ragione si è reso necessario progettare l'intero sistema di scarico con particolare attenzione sulla funzionalità idraulica delle canalizzazioni al fine di garantire il rispetto delle pendenze minime necessarie e di ridurre a valori compatibili l'effetto dovuto all'inserimento di manufatti a sifone per l'attraversamento dei fossi irrigui intercettati.

In particolare, per quanto riguarda le canalizzazioni, si verifica in più situazioni la presenza di due fossi paralleli al piede del rilevato: il primo, costituito da un fosso rivestito in lastre prefabbricate di calcestruzzo armato, di sezione trapezia con altezza 0,70 m, larghezza di base 0,70 m e larghezza in sommità 1,50 m (distanza dal piede rilevato ad asse fosso=1,75 m), il secondo rappresentato da una canaletta in c.a. di sezione rettangolare con larghezza di fondo 1,50 m e altezza variabile (1,00-1,25-1,50 m) in funzione delle quote del piano campagna adiacente.

La presenza delle due canalizzazioni in parallelo è dovuta al tracciato della canaletta di scarico in c.a. che, dovendosi sviluppare per lunghi tratti in funzione del recapito finale, raccoglie lo scarico di più vasche di trattamento; la distanza tra l'asse delle due canalizzazioni è pari a 2,70 m.

Relativamente al sistema di trattamento, si prevede per tutti i casi considerati, la realizzazione di 2 pozzetti di testata, uno in ingresso, l'altro in uscita, collegati alla vasca tramite tubazioni in acciaio DN800 mm di lunghezza 1,80 m, misurata a partire dal manicotto di fissaggio.

I due pozzetti hanno dimensioni in pianta pari a 1,80 m in larghezza per 1,80 m in lunghezza, in modo tale da collegarsi sia a monte che a valle con la canaletta rettangolare in c.a. di larghezza alla base 1,50 m, ovvero con il fosso trapezio di larghezza in sommità 1,50 m.

Il pozzetto in ingresso sarà dotato di griglia metallica fissata su piastre metalliche e tassellate alla parete del pozzetto stesso all'imbocco della tubazione in acciaio che immette alla vasca, al fine di trattenere eventuale materiale grossolano in sospensione o flottante prima dell'ingresso nel separatore di idrocarburi prefabbricato.

L'altezza dei pozzetti è variabile in conseguenza dei seguenti elementi:

- altezza della canalizzazione in arrivo (generalmente il fosso di 0,70 m, ma in alcuni casi anche una tubazione di diverso diametro) e in partenza (generalmente la canaletta in c.a. di altezza da 1,00 a 1,50 m);

- quota fondo scorrevole della tubazione in acciaio DN800 che alimenta la vasca (sempre imposta a -20 cm rispetto al fondo scorrevole della canalizzazione in arrivo);
- quota fondo scorrevole della tubazione in acciaio DN800 mm in uscita dalla vasca (sempre imposta a -10 cm rispetto a quella in ingresso);
- quota fondo scorrevole della canalizzazione in uscita verso lo scarico (sempre imposta almeno a -10 cm rispetto al fondo scorrevole della tubazione in uscita dalla vasca).

La quota di fondo di entrambi i pozzetti è definita in generale a -10 cm rispetto alla quota di fondo scorrevole della canalizzazione di scarico.

In alcuni casi l'altezza del pozzetto in uscita è superiore per la necessità di rispettare vincoli specifici sulla tipologia di scarico.

Gli elaborati grafici sono stati organizzati per ciascun impianto di trattamento e riportano i seguenti dati di interesse:

- stralcio planimetrico con rappresentazione della rete di canalizzazioni e indicazione dei punti singoli che identificano gli elementi più rappresentativi, quali:
 - inizio dei singoli rami di fossi e/o canali rivestiti;
 - i punti di discontinuità altimetrica e/o planimetrica principali;
 - i punti di intersezione/scarico tra rami diversi;
 - i punti corrispondenti al cambio di tipologia della canalizzazione;
 - i punti di immissione/scarico nelle/dalle vasche;
 - i punti di inizio/fine dei manufatti singoli quali sifoni, tombini, pozzetti;
- schema planimetrico con rappresentazione delle coordinate di riferimento su tutti i punti singoli sopraccitati e delle caratteristiche dimensionali e di sviluppo di ciascun tratto di rete;
- profili longitudinali dei singoli tratti, sia per le canalizzazioni di alimentazione delle vasche, sia per quelle di scarico in uscita dalle vasche e rappresentazione delle sezioni tipo di canalizzazione previste con i riferimenti di posizione rispetto al rilevato autostradale;
- particolari costruttivi della vasca di trattamento, dei relativi pozzetti di alimentazione/scarico e delle opere accessorie;
- particolari costruttivi dei manufatti singoli lungo le canalizzazioni, quali: sifoni, pozzetti, tubazioni tombini, ponti-canale, opere di scarico.

Il dimensionamento idraulico del sistema di canalizzazioni dipende strettamente dalla superficie asfaltata e inerbita di competenza e dalle pendenze longitudinali e trasversali della carreggiata nei differenti tratti di interesse. La pendenza longitudinale del lotto, che condiziona quindi la capacità di smaltimento delle acque lungo la cunetta sul ciglio strada, l'interasse degli embrici e delle caditoie grigliate, risulta variabile tra lo 0,07 e il 2,50%.

Il lotto II.6 è fortemente caratterizzato dalla presenza della galleria di Verduno, per la quale è stato sviluppato un sistema di raccolta delle acque ad hoc, per la descrizione della quale si rimanda gli elaborati di progetto specifici. Si richiama qui in breve come la configurazione geometrica del tunnel, che vede cambi di pendenza in direzione trasversale, e la necessità di raccogliere anche i liquidi che si dovessero sversare accidentalmente sulla piattaforma autostradale abbiano determinato la scelta di porre

in opera delle canalette a fessura lungo l'intero sviluppo dei cigli stradali in ambedue le canne della galleria. Queste saranno interrotte dalla posa in opera di pozzetti rompi fiamma grigliati disposti ogni 50 m il cui scopo principale, oltre a favorire la raccolta delle acque, è quello di consentire il collegamento della rete superficiale (canalette) con la tubazione che verrà posata al di sotto della piattaforma. Quest'ultima, capace di smaltire l'intera portata di progetto nonostante le esigue pendenze longitudinali, conferirà la stessa alle vasche di accumulo poste agli imbocchi della galleria.

Le acque di calotta e il drenaggio dell'arco rovescio verranno raccolte da tubazioni in PVC collegate alle tubazioni di drenaggio esterne alla galleria mediante raccordi in PVC.

Per quanto riguarda la raccolta delle acque sul viadotto sulla SP7, sul viadotto Talloria e sui cavalcavia di svincolo, il progetto prevede la messa in opera di tubazioni in acciaio agganciate al di sotto dell'impalcato. Relativamente al Talloria, considerando la presenza del displuvio che si colloca all'incirca in corrispondenza della mezzeria del viadotto, le acque verranno conferite in parte all'impianto di trattamento posto alla pk 8+235 e in parte a quello situato in corrispondenza della pk 9+105.

Le verifiche idrauliche di dimensionamento della rete di drenaggio e degli impianti di trattamento sono riportate rispettivamente in Allegato 3 e Allegato 6.

Come anticipato, nel suo sviluppo in direzione del Tanaro, la rete di scarico presenta numerose interferenze con la rete irrigua locale, con le opere viarie in progetto, con il canale Erga e con gli ulteriori elementi antropici presenti. Tali interferenze saranno risolte mediante la realizzazione di appositi manufatti idraulici (sifoni, ponti-canale, tombini idraulici) rappresentati in dettaglio negli specifici elaborati progettuali.

Le verifiche idrauliche di dimensionamento delle canalizzazioni di scarico sono riportate in Allegato 7.

Per quanto riguarda i tombini idraulici, le verifiche sono state condotte mediante schematizzazione in moto uniforme analogamente a quanto svolto per le tubazioni di raccolta delle acque di piattaforma. Per una trattazione più completa si faccia riferimento al §4.1.4. Le verifiche idrauliche dei sifoni sono viceversa riportati al §4.1.5.

Per quanto concerne invece la descrizione dettagliata degli aspetti progettuali e di dimensionamento strutturale dei sifoni previsti lungo le canalizzazioni di scarico delle acque di prima pioggia si rimanda agli elaborati di progetto specifici.

All'inizio del lotto, in corrispondenza della trincea di Cascina Spià, si prevede la posa di canalizzazioni apposite per convogliare le acque esterne provenienti dal versante soprastante, in particolare:

- canaletta rettangolare in c.a. di dimensioni b x h di 0,70x0,50 m in testa alla paratia;
- canalette semicircolari in lamiera ondulata di diametro 0,30 m lungo le berme della sistemazione di versante;
- canalette semicircolari in lamiera ondulata di diametro 0,60 m lungo la linea di impluvio della sistemazione di versante, che raccolgono le canalette sulle berme.

La verifica idraulica di tali canalizzazioni è riportata al §4.1.4.

4.1.2. Considerazioni relative alla tipologia di pavimentazione

Il dimensionamento dei manufatti di raccolta delle acque meteoriche afferenti alla piattaforma stradale è stato effettuato mediante il metodo dell'invaso non lineare, come descritto in dettaglio nel paragrafo seguente.

È stata inoltre condotta un'analisi di approfondimento per la verifica del sistema di smaltimento delle acque di piattaforma autostradale, per la quale si prevede l'impiego di conglomerato bituminoso drenante in grado di permettere il drenaggio dell'acqua di infiltrazione per intensità di pioggia non estreme e di ridurre l'entità del rumore legato al traffico veicolare. In relazione a tali considerazioni sono stati valutati gli interessi minimi per l'ottimizzazione della funzionalità dei manufatti di scarico superficiale (caditoie ed inviti per embrici).

Nelle condizioni di intensità di pioggia rilevante (per tempi di ritorno elevati) il conglomerato drenante, seppure di permeabilità elevata, potrebbe raggiungere la condizione di saturazione. Invece, nelle condizioni di perfetta efficienza del dreno, la portata idrica caduta sulla superficie stradale viene convogliata per infiltrazione all'interno della canaletta formata tra il margine dello strato drenante medesimo e il cordolo bituminoso, in prossimità del limite esterno della banchina stradale.

Nel caso in cui l'affluenza idrica non fosse smaltibile direttamente dal mezzo drenante, esso tenderebbe a giungere alla condizione di saturazione, per poi non essere più in grado di drenare correttamente tutta la portata meteorica. Tale condizione si rileva solamente per eventi gravosi di intensità e durata eccezionali e lontano dalle condizioni usuali. La portata meteorica, non essendo smaltibile in maniera completa dallo strato drenante, procede pertanto al ruscellamento superficiale per la frazione eccedente la capacità di smaltimento dello strato bituminoso permeabile.

In ogni modo, l'intera portata in ingresso al sistema deve necessariamente concentrarsi nella porzione di strada interessata dalla banchina, sia nelle condizioni di perfetto drenaggio da parte del conglomerato bituminoso, sia in condizioni di saturazione dello stesso e conseguente parziale ruscellamento superficiale, al fine di scongiurare l'allagamento delle corsie stradali.

L'analisi è stata quindi condotta determinando innanzitutto il tempo di saturazione dello strato drenante nel corso dell'evento pluviometrico caratteristico del tempo di ritorno di progetto (TR 25 anni), derivante dalle curve di possibilità pluviometrica calcolate come descritto in precedenza, e il conseguente tempo di pioggia critico.

Si è proceduto pertanto con la valutazione della capacità da parte dello strato bituminoso drenante di immagazzinare la portata meteorica, ossia di evitare che si formi nelle prime fasi di pioggia, anche per intensità di pioggia elevate, una lama d'acqua al di sopra del conglomerato bituminoso prima che lo stesso giunga a saturazione; tale fattore è legato alla permeabilità dello strato medesimo. Lo strato drenante presenta una conducibilità idraulica desunta dalle caratteristiche del materiale costituente, secondo le seguenti prescrizioni desunte da letteratura: a compattamento effettuato la capacità drenante, controllata con permeametro a colonna d'acqua da 250 mm su area di 154 cm² e spessore di pavimentazione tra 4 e 5 cm., dovrà essere maggiore di 12 dm³/min per il fuso a massima capacità drenante e 8 dm³ per gli altri.

Verificata tale condizione, confrontando la permeabilità dello strato (assunta costante nelle tre direzioni) con l'intensità di pioggia corrispondente a tempi di pioggia crescenti, si può determinare, al variare del tempo, la portata idrica in ingresso nel sistema (ossia la portata che per unità di lunghezza della sede stradale giunge sulla sede medesima), la portata immagazzinata e la portata smaltita dal conglomerato bituminoso drenante.

In particolare, la portata smaltita dello strato drenante è funzione del livello idrico presente al suo interno, secondo la nota legge di Darcy, di seguito riportata:

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

avendo indicato con:

- Q la portata effluente;
- K la conducibilità idraulica dello strato;
- i la pendenza motrice, calcolata in funzione della pendenza longitudinale e trasversale della carreggiata, secondo la legge $i_L = \sqrt{i_l^2 + i_t^2}$;
- A la sezione di deflusso, riferita all'unità di lunghezza della sede stradale. La sezione di deflusso risulta quindi definita dalla altezza del livello idrico s(t) all'interno dello strato drenante.

Il volume immagazzinato nel tempo all'interno del dreno sarà quindi funzione della portata in ingresso, della portata smaltita e del grado di porosità dello strato, ipotizzato non superiore a 0.3.

La legge che regola la variazione di altezza idrica all'interno dello strato drenante in funzione della portata meteorica in ingresso e della portata in uscita dallo strato medesimo è di seguito riportata:

$$Q_i - Q_u = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

Avendo indicato con $\Delta V/\Delta t$ la variazione di volume all'interno dello strato drenante per lo step temporale considerato.

L'equazione sviluppata si mostra nella forma seguente:

$$p \cdot L \cdot I - s(t) \cdot I \cdot K \cdot i_L = \frac{\Delta s \cdot I \cdot L \cdot n}{\Delta t}$$

Indicando con:

- I : interasse tra gli organi di scarico, termine che si elide della equazione;
- p: intensità di pioggia per il tempo di pioggia legato univocamente dall'andamento della curva di possibilità pluviometrica;
- L: lunghezza effettiva del percorso di moto della particella idrica definito dalla relazione $L = b[1 + (i_l / i_t)^2]^{0.5}$, con b larghezza della superficie stradale.

Al variare del tempo, è quindi possibile calcolare la crescita del livello idrico all'interno dello strato drenante, in funzione del volume idrico immagazzinato e della variazione di intensità della precipitazione di progetto. Considerando lo step temporale j-esimo, si procede come di seguito:

- calcolo della portata in ingresso Q_i ;
- calcolo della portata in uscita Q_u in funzione della altezza del livello idrico definito allo step j-1;
- calcolo della variazione di volume per il Δt considerato;
- calcolo della variazione di livello s(t) per lo step considerato;
- verifica che lo strato drenante non sia giunto alle condizioni di saturazione;
- verifica che il tempo intercorso dall'inizio dell'evento sia inferiore al tempo di pioggia.

Con tale processo è possibile giungere alla determinazione del tempo di pioggia necessario (correlato alla intensità di pioggia dalla curva di possibilità pluviometrica) per giungere alla condizione di completa saturazione dello strato drenante. Per tempi di pioggia inferiori al tempo necessario alla completa saturazione dello strato, la portata in ingresso risulta essere “invasata” dal manto drenante. Conseguentemente la portata in uscita dal conglomerato bituminoso e giungente agli organi di scarico risulta essere istantaneamente inferiore alla portata meteorica totale in ingresso.

Questa condizione si presenta come situazione limite, ma tuttavia non coincide con il tempo di pioggia critico della superficie di interesse. Per definizione, il tempo di pioggia critico risulta essere quello che coincide con il tempo necessario affinché tutto il bacino (ossia la superficie stradale di interesse) contribuisca alla sezione di chiusura (coincidente con il manufatto di raccolta). Una volta giunti alla condizione di saturazione della superficie impermeabile, le particelle di fluido che non possono più infiltrarsi procedono nel moto di ruscellamento superficiale sul conglomerato bituminoso. Conseguentemente, il tempo necessario a far affluire anche le particelle fluide cadute nella porzione di carreggiata più lontana dal manufatto di smaltimento superficiale, risulta essere pari al tempo di corrivazione della carreggiata medesima, assumendo che la stessa sia in condizioni di impermeabilità.

La condizione limite di funzionamento senza allagamento della piattaforma stradale, risulta quindi quella causata da un tempo di pioggia critico pari alla somma del tempo di saturazione e del tempo di scorrimento superficiale. Infatti, al raggiungimento di tale condizione, la portata agli organi di raccolta risulta essere pari alla portata meteorica, causando un fenomeno parziale di ruscellamento superficiale (portata eccedente a quella di infiltrazione).

In definitiva, utilizzando un metodo di trasformazione afflussi/deflussi di tipo cinematico, per tener conto dell'effetto della pavimentazione drenante occorrerà incrementare il tempo di accesso alla rete drenante (e di conseguenza quello di precipitazione critico) del valore del tempo di saturazione.

Utilizzando un modello che schematizzi le dinamiche di invaso, tale effetto può essere considerato in prima battuta incrementando i volumi di invaso distribuiti per tener conto della porzione di afflusso che va a saturare il conglomerato. Nel presente progetto, in cui si è fatto riferimento ad una metodologia non-lineare per la determinazione della costante di invaso, con la finalità di individuare la condizione più critica (tenendo conto della variabilità di tale costante con l'intensità di pioggia), si è tenuto conto di tale effetto di invaso e filtrazione nel conglomerato (oltre che, più in generale, della congruenza tra i fenomeni fisici reali e la schematizzazione adottata) nell'imposizione un tempo minimo dell'evento di pioggia pari a 10 minuti.

4.1.3. Calcolo delle portate lungo la rete di raccolta – modelli di trasformazione afflussi-deflussi

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

Di seguito si descrive sinteticamente la metodologia utilizzata.

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

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

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

Il calcolo idrologico-idraulico è stato eseguito imponendo tempi di pioggia minimi pari a 10 minuti.

4.1.3.1. Modello A/D della corrivazione

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

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

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

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

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

- l [m] è la massima lunghezza di deflusso superficiale (nella rete secondaria fittizia);
 s [m/m] è la pendenza media del bacino;
 a [mm/h ^{n}], n [-] sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica di progetto.

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

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

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

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

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.

4.1.3.2. Modello A/D dell'invaso lineare (IUH)

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

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

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

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

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

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

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

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

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 Desbordes¹ (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].

4.1.3.3. Modello A/D italiano dell'invaso

Il metodo italiano dell'invaso lineare, originariamente concepito da Paladini (1901) e Fantoli² (1904) come metodo di verifica, fu trasformato in metodo di progetto in particolare da Puppini³ (1932) e Supino⁴ (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 invasato $W(t)$ e la portata $Q(t)$ contemporaneamente defluente nella sezione in esame; la portata al colmo viene però stimata in funzione del volume immagazzinato nel sistema bacino-rete, anziché in funzione della costante di invaso K .

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

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

¹ 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.

² Fantoli, G. (1904). *Le acque di piena nelle reti delle fognature di Milano* – Comune di Milano: relazione della commissione Cipolletti, Fantoli, Soldati.

³ Puppini, U. (1932). *Coefficienti udometrici per generica scala di deflusso* – L'Ingegnere.

⁴ Supino, G. (1933). *Coefficienti udometrici per canali di fognatura* – Ricerche di Ingegneria.

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 ^{n}].

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

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

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

dove:

w_0 è il volume dei piccoli invasi, ovvero un volume di invaso distribuito sulla superficie contribuyente;

W_P è il volume di invaso proprio, immagazzinato all'interno del ramo in esame;

W_i è il volume invasato nell' i -esimo tratto a monte di quello in esame.

Nota W_M , la portata può essere determinata¹ 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.

Il coefficiente di deflusso per le superfici asfaltate è stato assunto pari a 0.9, in accordo con dati di letteratura ed avvalorato ulteriormente dal fatto che lo strato drenante necessariamente comporta un immagazzinamento del volume idrico caduto sulla sede stradale (cfr. paragrafo 4.1.2).

¹ 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.

4.1.3.4. **Calcolo della portata delle acque esterne**

Il bacino idrografico soprastante alla trincea di Cascina Spià determina un contributo di acque meteoriche esterne che viene convogliato sulle seguenti canalizzazioni:

- canaletta in testa alla paratia, in parte mediante le apposite canalette ubicate lungo la sistemazione di versante;
- tratto V1.2 relativo alla vasca a progr. 0+000;
- tratto V1.1 relativo alla vasca a progr. 0+000.

La canaletta in testa alla paratia presenta uno spartiacque tra le sezioni AT15 e AT16, che determina, a sua volta, un contributo idrico verso i seguenti recapiti:

- tratto V1.1 afferente alla vasca a progr. 0+000, interconnesso alla canaletta stessa mediante pozzetto gettato in opera;
- Rio dei Deglia.

Al fine del corretto dimensionamento e verifica delle opere di drenaggio superficiale in progetto, atte a collettare le portate meteoriche generate dalle superfici scolanti localizzate in adiacenza del corpo autostradale, si sono eseguite delle valutazioni idrologiche ed idrauliche riferite ad un evento meteorico a tempo di ritorno 25 anni, che hanno comportato:

- individuazione dei bacini scolanti sottesi ai fossi di guardia e determinazione delle loro caratteristiche fisiografiche;
- determinazione del tempo di corrivazione dei bacini in esame;
- definizione dei coefficienti di deflusso di piena;
- determinazione delle portate di piena.

La determinazione dei bacini scolanti è avvenuta utilizzando le cartografie CTR della Regione Piemonte in scala 1:5000 e il rilievo aerofotogrammetrico di dettaglio eseguito appositamente per il presente progetto.

La caratterizzazione morfometrica e fisiografica dei bacini individuati è consistita nella determinazione dei seguenti parametri:

- l'area dei bacini (S) espressa in km²;
- la lunghezza del percorso idraulico (L) espressa in km;
- la pendenza media del percorso idraulico (i) espressa in m/m;
- le quote massima (Hmax), minima (Hmin) e media (Hmed) dei bacini espresse in m s.m.

La determinazione del valore del tempo di corrivazione per i bacini chiusi in corrispondenza dei fossi di guardia è stata effettuata avvalendosi delle formulazioni proposte da Pezzoli, Ventura e Pasini.

Le formule di calcolo del tempo di corrivazione, espresso in ore, per ognuno dei metodi adottati sono nel seguito esposte.

Formula di Giandotti:
$$tc = \frac{4 \cdot S^{0.5} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{(Hmed - Hmin)}}$$

Formula di Pezzoli:
$$tc = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$$

Formula di Ventura:
$$tc = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$$

Formula di Pasini:
$$t_c = 0.108 \cdot \frac{(S \cdot L)^{1/3}}{\sqrt{i}}$$

Come regola generale si è assunto un tempo di corrivazione effettivo (T_c assunto) pari alla media dei valori determinati con le formule di Giandotti, Pasini, Pezzoli e Ventura.

La determinazione della portata di piena è stata condotta mediante il metodo razionale, di correlazione afflussi – deflussi, basato sull’ipotesi che la portata massima in un bacino, dovuta a precipitazioni di intensità costante nel tempo, si ha per eventi di durata pari al tempo di corrivazione t_c del bacino stesso e si verifica dopo il tempo t_c dall’inizio del fenomeno.

Il calcolo della portata avviene mediante l’applicazione della formula di Turazza:

$$Q = \frac{c \cdot h \cdot S}{3.6 \cdot t_c} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

dove:

S – superficie del bacino (km²);

c – coefficiente di deflusso valutato in base a considerazioni di tipo generale basate sulla litologia, sull’uso del suolo ecc., assunto pari a 0,40;

h – altezza massima di precipitazione per durata pari al tempo di corrivazione del bacino (mm);

t_c – valore del tempo di corrivazione del bacino (ore).

Di seguito si riportano i valori delle portate a tempo di ritorno 25 anni per i bacini idrografici di interesse.

Tabella 6 – Portate a tempo di ritorno 25 anni generate dai bacini scolanti in esame.

Tratto di recapito	Denominazione bacino	Superficie (km ²)	Tc assunto (ore)	a200 (mm/h ⁿ)	n200 (-)	h (mm)	c (-)	Q (m ³ /s)
V1.2	1 (progr. 0+059-0+141)	0.006	0.09	47.25	0.432	17.07	0.40	0.111
V1.1	2 (progr. 0+141-0+185)	0.007	0.06	47.25	0.432	14.17	0.40	0.190
V1.1	3 (progr. 0+185-0+255)	0.003	0.04	47.25	0.432	11.96	0.40	0.105
R. Deglia	4 (progr. 0+255-0+141)	0.009	0.07	47.25	0.432	15.33	0.40	0.207

Per ogni indicazione di dettaglio si rimanda alla relazione descrittiva della vasca V1 a progr. 0+000. La porzione di bacino che si attesta sulla paratia e che converge verso il Rio dei Deglia è già stata considerata nella perimetrazione complessiva del bacino idrografico contribuente nel corso d’acqua (cfr. Relazione idrologica e idraulica – Idrografia minore).

4.1.4. Dimensionamento e verifica delle canalizzazioni

L’impostazione generale prevede che le acque raccolte in piattaforma vengano convogliate in un sistema chiuso di fossi di guardia rivestiti, di canalette o di tubazioni interrato (in c.a. o acciaio) che si sviluppino in piattaforma o al piede dei rilevati, in funzione della livelletta e della tipologia di sezione stradale (rilevato, viadotto ecc.).

Il sistema di raccolta delle acque con tubazioni in testa al rilevato è limitato a brevi tratti dove l'ottimizzazione del sistema di smaltimento e trattamento nelle vasche di prima pioggia non consente di raccogliere le acque al piede del rilevato.

La raccolta al piede del rilevato avviene viceversa attraverso canalette prefabbricate in cls di sezione trapezia. La base minore presenta ampiezza utile al deflusso di 70 cm, altezza di 70 cm e larghezza in sommità di 150 cm. La canaletta ha lo scopo di raccogliere le acque di piattaforma attraverso il recapito degli embrici e la raccolta delle acque provenienti dalle scarpate del rilevato stradale.

Il dimensionamento delle canalizzazioni è stato effettuato determinando, per i tratti in esame, la porzione di portata afferente. Come messo in evidenza nei paragrafi precedenti, la portata determinata con il metodo dell'invaso nella sezione di scarico della tubazione (in prossimità della vasca di prima pioggia) è calcolata in funzione della lunghezza della tratta di tubazione 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 si configura nel modo seguente:

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

avendo indicato con:

- Q la portata di progetto del ramo j-esimo, identificata come descritto precedentemente;
- K_s il coefficiente di Strickler, assunto per tubazioni in cls pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e per tubazioni in acciaio pari a $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- A l'area della sezione;
- R il raggio idraulico della sezione;
- i la pendenza longitudinale della tubazione.

Il dimensionamento dell'intero sistema è stato sviluppato calcolando per tratti le portate al colmo di piena corrispondenti al tempo di ritorno di progetto; quindi sono state determinate le caratteristiche geometriche delle canalizzazioni in maniera tale che queste abbiano capacità idraulica sufficiente per collettare le acque con un riempimento massimo prossimo al 70% (v. verifiche in Allegato 3).

Relativamente alle condotte destinate alla raccolta delle acque bianche in galleria (previste in PVC DN400 mm in corrispondenza delle banchine e in cls forato DN400 mm a monte del by-pass drenante e DN600 mm a valle, a drenaggio dell'arco rovescio), la capacità di deflusso a recapito con grado di riempimento 70% risulta, per la canna direzione Asti (pendenza 0,072%) di quasi 160 l/s, per la canna in direzione Cuneo (pendenza 0,2%), invece, di quasi 270 l/s. La capacità di deflusso totale del sistema drenaggio del by-pass drenante è dimensionato per circa 200 l/s. Si rileva come tale capacità di deflusso offerta sia ampiamente superiore al valore stimato per la portata drenata, in condizioni stabilizzate, in sede di caratterizzazione dell'assetto idrogeologico dell'ammasso gessoso-solfifero con by-pass drenanti in esercizio. In ogni caso, si evidenzia che anche la tubazione DN600 mm nella canna in direzione Asti è in grado di smaltire una portata di progetto di 200 l/s con un grado di riempimento 86% e un tirante idrico di 0,52 cm.

La verifica delle canalette preposte al drenaggio delle acque di versante è stata condotta considerando le condizioni più sfavorevoli al deflusso, caratterizzati dalla pendenza minima e un grado di riempimento massimo del 70% e una portata di riferimento con tempo di ritorno 25 anni, calcolata come descritto al par. 4.1.3.4. Ne deriva:

Tipologia	tratto	diametro/ dimensioni (m)	pendenza	C (m ^{1/3} /s)	Q tr 25 anni (l/s)	tirante idrico (m)	riempi- mento
semicircolare	berme	0,30	1,5%	90	21	0,08	53%
semicircolare	impluvio	0,60	25%	90	207	0,10	33%
rettangolare	testa paratia	0,70x0,50	0,75%	70	207	0,20	40%

La trattazione che ha portato alla determinazione del dimensionamento e della verifica delle tubazioni per lo smaltimento delle acque di piattaforma per il lotto in esame è stata effettuata imponendo l'utilizzazione di tubazioni in cls vibrocompresse.

La determinazione della quota minima di posa delle tubazioni è stata effettuata in funzione della verifica statica delle stesse secondo le prescrizioni delle norme tecniche vigenti in Italia. Lo scopo delle verifiche di sicurezza è di garantire che l'opera, cioè la struttura presa nel suo insieme e ciascuno dei suoi elementi costruttivi, sia in grado di resistere con adeguata sicurezza alle azioni cui potrà essere sottoposta, rispettando le condizioni necessarie per il suo esercizio normale e assicurando la sua conservazione nel tempo.

La verifica delle canalizzazioni rigide è stata condotta in funzione:

- del carico dovuto al rinterro della tubazione medesima;
- carico dovuto a sovraccarichi verticali mobili;
- carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta all'interno del tubo;
- carico dovuto alla eventuale pressione idrostatica esterna;
- coefficiente di posa per le tubazioni rigide.

I parametri di resistenza delle tubazioni sono stati assunti pari a 135 kN/m² per diametri fino a 800 mm, con un fattore di sicurezza di 1,5 alla imposizione di una quota di rinterro minima di 0,55 m. Al fine di garantire la perfetta tenuta delle tubazioni medesime anche nelle condizioni più gravose che possono interessare la superficie autostradale a seguito del transito di carichi eccezionali, si è scelto di predisporre un calottamento in calcestruzzo di classe di resistenza minima C20/25. La larghezza laterale minima del rinfiacco è stata imposta pari a 200 mm oltre il diametro del tubo per lato, secondo la normativa ASTM, determinando in funzione della tubazione caso per caso il valore di tale termine ed imponendo tale fattore eguale anche alla quota di sottofondazione.

4.1.5. Dimensionamento e verifica dei sifoni

Le verifiche idrauliche per il dimensionamento dei sifoni sono state effettuate determinando le perdite di carico che si generano all'interno del manufatto. Esse possono essere suddivise in perdite distribuite e in perdite localizzate.

Le perdite di carico distribuite sono state determinate considerando la parte di fluido che scorre in pressione all'interno delle canne del sifone utilizzando la formulazione di Chezy:

$$i = \frac{Q^2}{(\chi \cdot \Omega)^2 \cdot R}$$

dove:

- i = perdite di carico unitarie [m/m];
- Q = portata defluente [m³/s];
- R = raggio idraulico [m].

Le perdite di carico localizzate sono state valutate con la seguente formulazione:

$$\Delta H_{loc} = k \frac{V^2}{2g}$$

dove:

- ΔH_{loc} = perdite di carico localizzate [m];
- g = accelerazione di gravità [m/s²];
- k = coefficiente di perdita di carico [-];
- V = velocità media del flusso [m/s];
- $k = 0.5$ per la sezione di imbocco del sifone (coeff. di perdita loc.);
- $k = 1,0$ per la sezione di uscita del sifone (coeff. di perdita loc.).

In particolare, la verifica idraulica dell'opera in progetto consente di valutare il sovrizzo di livello a monte dell'imbocco, ritenendo accettabile un incremento pari a 6 cm, compatibile con il grado di riempimento della canalizzazione a monte (cfr. Tabella 6). Tale sovrizzo è stato calcolato mediante l'applicazione della formula illustrata qui di seguito.

$$dh = 0,5 \frac{Q^2}{A_1^2 \cdot 2g} + \frac{Q^2}{C_1^2 R_1^{4/3} A_1^2} \cdot L_1 + \frac{Q^2}{A_2^2 \cdot 2g} + \frac{Q^2}{C_2^2 R_2^{4/3} A_2^2} \cdot L_2 + \frac{Q^2}{A_3^2 \cdot 2g} + \frac{Q^2}{C_3^2 R_3^{4/3} A_3^2} \cdot L_3$$

dove:

Q = portata di dimensionamento;

A_1 = area di deflusso dell'imbocco a monte;

A_2 = area di deflusso della tubazione circolare;

A_3 = area di deflusso dello sbocco a valle;

C_1 = coefficiente di resistenza distribuita nel tratto di imbocco (70 m^{1/3}/s);

C_2 = coefficiente di resistenza distribuita nel tratto di tubazione circolare (70 m^{1/3}/s);

C_3 = coefficiente di resistenza distribuita nel tratto di sbocco (70 m^{1/3}/s);

R_1 = raggio idraulico della sezione di imbocco;

R_2 = raggio idraulico della sezione circolare;

R_3 = raggio idraulico della sezione di sbocco;

L_1 = lunghezza del manufatto di imbocco.

L_2 = lunghezza della tubazione circolare.

L_3 = lunghezza del manufatto di sbocco.

Tabella 7 – Sifoni idraulici.

PK	Dimensioni (mm)	Lunghezza (m)	Q manufatto (m ³ /s)	Elemento interferente	Sovralzo livello monte (m)	DN (m)	A (m ²)	perimetro (m)	R _{idr} (m)
4+030	cls DN1200	11,40	0,354	Canale del Molino	0,009	1,2	1,1304	3,768	0,3
5+600	cls DN1200	9,00	0,502	Fosso irriguo	0,017	1,2	1,1304	3,768	0,3
5+720	cls DN1200	14,00	0,502	Fosso irriguo	0,018	1,2	1,1304	3,768	0,3
5+927	cls DN1200	9,50	0,765	Fosso irriguo	0,039	1,2	1,1304	3,768	0,3
6+036	cls DN1200	11,00	0,765	Fosso irriguo	0,040	1,2	1,1304	3,768	0,3
6+213	cls DN1200	8,00	0,261	Fosso irriguo	0,005	1,2	1,1304	3,768	0,3
6+220	cls DN1200	9,00	0,765	Fosso irriguo	0,039	1,2	1,1304	3,768	0,3
sv. Alba Ovest	cls DN1200	8,00	0,47	Fosso irriguo	0,015	1,2	1,1304	3,768	0,3
6+795	cls DN1500	9,00	0,961	Fosso irriguo	0,025	1,5	1,76625	4,71	0,375
6+802	cls DN1500	9,00	1,519	Fosso irriguo	0,062	1,5	1,76625	4,71	0,375
7+220	cls DN1200	8,00	0,555	Fosso irriguo	0,020	1,2	1,1304	3,768	0,3
7+550	cls DN1200	11,00	0,555	Fosso irriguo	0,021	1,2	1,1304	3,768	0,3
9+185	cls DN1200	7,00	0,374	Fosso irriguo	0,009	1,2	1,1304	3,768	0,3

4.1.6. Metodo cinematico per la verifica della capacità di smaltimento del sistema canaletta/cordolo – embrice e dell'interasse degli organi di scarico

Il drenaggio della piattaforma è realizzato per mezzo di una canaletta confinata dal cordolo bituminoso delimitante la piattaforma al ciglio o da apposite canalette ad asola ubicate nello spartitraffico nel caso di sezioni in curva, che recapitano, a seconda della livelletta e delle caratteristiche geometriche e di funzionalità della rete di drenaggio, in inviti opportunamente sagomati per il deflusso negli embrici e di qui nei fossi di guardia, in caditoie su pozzetti collegati da tubazioni o in bocchette di scarico grigliate su tubazioni staffate agli impalcati dei viadotti.

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

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

dove:

φ = coefficiente di deflusso (assunto pari a 0.90 in modo da tener conto di un ritardo nella generazione della portata per effetto dell'invaso operato dell'asfalto drenante);

$A_{\text{piattaforma}}$ = area del bacino contribuente (carreggiata autostradale), compreso tra due embrici, scarichi o caditoie successivi;

i = intensità di pioggia di progetto (Tr25 anni) per evento di durata 10 min.

Applicando la nota formula di Chezy, è possibile determinare il livello idrico che si instaura in occasione dell'evento di riferimento nella sezione più critica (quella immediatamente a monte dello scarico).

Nell'espressione di Chezy.

$$Q = \chi \cdot \Omega \cdot (R \cdot i_f)^{0.5}$$

con:

$$\chi = C \cdot R^{(1/6)}$$

C coefficiente di resistenza distribuita secondo Strickler assunto pari a 70 [$m^{1/3}s^{-1}$],

Ω area bagnata della sezione idraulica [m^2],

R raggio idraulico [m],

i_f pendenza del fondo [m/m].

Nei tratti autostradali che presentano canalizzazioni rivestite a cielo aperto alimentate da embrici, la portata di pioggia, per raggiungere l'embrice, deve ruscellare nella canaletta realizzata al margine della carreggiata all'interno del "pacchetto" manto di usura – banchina e immettersi mediante invito a ventaglio posto esternamente alla carreggiata nell'embrice stesso. Nel caso di una rete di drenaggio costituita da tubazioni, viceversa, l'acqua meteorica convogliata dalla cunetta al ciglio deve poter essere smaltita attraverso caditoie grigliate all'interno dei pozzetti che mettono in comunicazione le condotte in cls per le sezioni in rilevato, oppure attraverso apposite bocchette di scarico, all'interno dei collettori in acciaio staffati agli impalcati dei viadotti. Affinché non si instaurino fenomeni di rigurgito e quindi l'innalzamento dei livelli sulla banchina, l'interasse degli organi di scarico deve essere tale da garantire lo smaltimento della portata defluente.

Nel caso in cui tale condizione non fosse verificata, infatti, la portata in ingresso dalla sede stradale e convogliata nella banchina non verrebbe smaltita completamente e continuerebbe a ruscellare nella banchina secondo la direzione del flusso, andandosi a sommare alla portata competente al tratto successivo di carreggiata stradale. Procedendo verso valle il sistema rischierebbe conseguentemente di andare in crisi, determinando un eccessivo allagamento della sede autostradale e connessi pericoli per il traffico veicolare. In particolare, risulta opportuno verificare che l'entità dell'allagamento della banchina sia in ogni modo inferiore al 70% della larghezza della stessa, al fine di non creare problemi legati all'aquaplaning.

Nel particolare di Figura 3 in cui si schematizza la geometria del sistema in esame, si evidenzia con *bb* l'entità dell'allagamento della banchina, e con *y_b* la quota della superficie idrica al di sopra della quota di base dello strato bituminoso drenante.

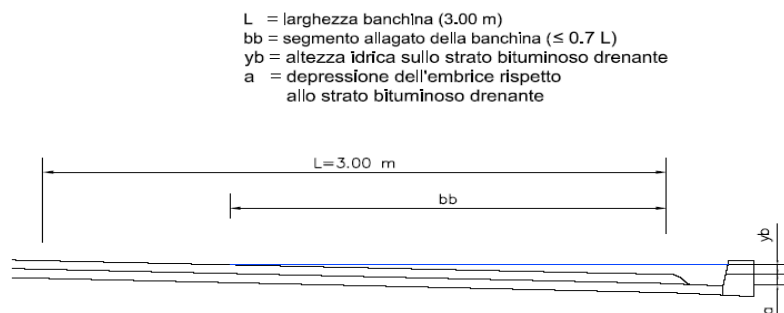


Figura 3 - Particolare dell'allagamento della banchina.

Imponendo che la portata defluente sulla sede stradale sia contenuta tutta all'interno della banchina, si determina il livello idrico che si genera e la porzione di banchina interessata dal deflusso longitudinale. Determinato conseguentemente il livello idrico

ammissibile è possibile pervenire alla determinazione dell'interasse degli organi di scarico, imponendo l'eguaglianza tra la portata smaltibile e la portata afferente per un tratto di lunghezza pari all'interasse.

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

- determinazione della portata affluente allo scarico in funzione dell'interasse assegnato, della larghezza della carreggiata e dei dati di possibilità climatica;
- individuazione del tratto più critico per le condizioni di deflusso, ovvero di minima pendenza longitudinale della sede stradale per le differenti tipologie di canalizzazione (cunetta al ciglio, canaletta ad asola, cunetta al ciglio su viadotto);
- definizione della capacità di portata delle differenti canalizzazioni per le pendenze minime individuate (cfr. scale di deflusso in moto uniforme in Allegato 4);
- confronto tra la portata affluente per i diversi interassi ipotizzati e la capacità di portata delle canalizzazioni;
- assegnazione dell'interasse minimo degli organi di scarico.

La stessa metodologia è stata impiegata per definire:

- gli interassi degli embrici che recapitano nei fossi di guardia rivestiti in cls al piede del rilevato;
- gli interassi delle caditoie grigliate che recapitano mediante pozzetti nelle tubazioni in cls per le sezioni in rettilineo;
- gli interassi degli scarichi delle canalette ad asola per le sezioni in curva;
- gli interassi delle bocchette di scarico in corrispondenza dei viadotti.

I risultati della procedura sopra descritta, le scale di deflusso degli elementi marginali (cunetta al ciglio della carreggiata, asola e cunetta al ciglio in corrispondenza dei viadotti) e l'individuazione degli interassi massimi per i tratti con condizione di deflusso più gravose sono riportati negli Allegati 4 e 5.

4.1.7. Dimensionamento dell'interasse degli embrici

Nelle sezioni interessate dallo smaltimento delle acque di piattaforma al piede del rilevato si prevede di allocare degli embrici lungo le scarpate dei rilevati trasversalmente alla sede stradale al fine di consentire alla portata di giungere alla canaletta di smaltimento al piede.

Al fine di permettere un ottimale dimensionamento degli embrici è stato preso in considerazione il tratto a minore pendenza longitudinale (0,106%), caratterizzato dalle condizioni più sfavorevoli per il deflusso.

La scelta di imporre un interasse unico alle differenti tratte del lotto in esame, pari a 20 m, garantisce maggiori facilitazioni in sede costruttiva e un approccio sufficientemente cautelativo al problema, sia per quanto concerne gli inviti degli embrici, ma anche per quanto riguarda le caditoie grigliate. Limitatamente ai tratti in cui sono presenti le barriere fonoassorbenti, tale interasse può variare sulla base di moduli di 3 m per esigenze di prefabbricazione dei conci di fondazione, fino ad raggiungere i 21 m.

Nell'ipotesi di embrici aventi interassi di 20 m, si verifica con il metodo cinematico (precipitazione di Tr 25 anni e durata 10 min) che per una larghezza media della

carreggiata di 13 m, la portata defluente nella canaletta posta al ciglio è pari a 10,12 l/s.

Tale portata per raggiungere l'invito dell'embrice ruscella nella canaletta con un'altezza d'acqua pari a 0,10 m, determinando la formazione di un velo d'acqua sul manto di usura larga circa 1,50 m al margine esterno della carreggiata (condizione di verifica <70% della larghezza complessiva della carreggiata, pari a 2,1 m).

La verifica idraulica di smaltimento della portata defluente nel sistema cordolo-embrice è stata effettuata schematizzando un "efflusso a stramazzo" all'imbocco sul cordolo e un moto uniforme nella sezione dell'embrice.

La portata smaltibile dagli inviti è definibile applicando la formula dello stramazzo in larga soglia per mezzo della relazione seguente:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove le grandezze utilizzate hanno il seguente significato:

- Q: portata defluente (m³/s);
- μ : coefficiente di efflusso pari a 0,385 (-);
- L: luce di efflusso = 0,95 (m), data la geometria dell'imbocco;
- h: carico idraulico che si instaura nel cordolo 0,05 (m);
- g: accelerazione di gravità (m/s²).

Fissando un livello massimo ammissibile del pelo libero nel cordolo all'imbocco dell'embrice pari a 0,05 m (tale da non interessare l'asfalto in superficie), dall'applicazione della formula sopra riportata risulta una portata massima di 18,11 l/s, sempre superiore alle portate effettive defluenti nelle canalette al margine della carreggiata (10,12 l/s); pertanto la sezione assegnata all'imbocco degli embrici è tale da garantire un corretto convogliamento delle acque di pioggia senza interessare il piano viabile.

Per quanto attiene alla verifica idraulica dell'embrice si è considerata una sezione rettangolare in cls di larghezza pari a 0,39 m, altezza di 0,08 m e pendenza pari a quella della scarpata del rilevato (3 su 2, equivalente a 0,667 m/m). Ipotizzando una schematizzazione di moto uniforme, si evince che la portata generata dal tronco autostradale di 20,0 m (10,12 l/s) transita all'interno dell'embrice con un tirante di 0,04 m e un franco di 0,04 m rispetto alla sommità dell'embrice stesso; la sezione di deflusso prevista risulta pertanto adeguata idraulicamente.

4.1.8. Dimensionamento dell'interasse tra le caditoie nelle tubazioni

Nei tratti di sede autostradale in cui è necessario effettuare lo smaltimento della portata a mezzo di tubazioni in cls poste al di sotto del piano stradale, risulta necessario provvedere alla raccolta delle acque di piattaforma a mezzo di caditoie a salto di fondo; i manufatti sono provvisti di griglie in ghisa, convoglianti la portata ruscellante in pozzetti intercettanti la tubazione di smaltimento e convogliamento.

Le barre della griglia devono essere posizionate in senso longitudinale, ossia parallele alla corrente. Secondo tale disposizione, infatti, corrispondono coefficienti di efflusso molto più alti di quelli che si riscontrano con barre disposte trasversalmente. Occorre sottolineare come la portata che interessa la caditoia possa interessare una porzione di superficie asfaltata superiore alla larghezza della caditoia. In ogni modo, in condizioni

di portata non eccezionale e di battenti idrici non ragguardevoli, la porzione di portata eccedente può essere in ogni modo smaltita dalla griglia stessa.

Al fine di dimensionare correttamente la griglia della caditoia e l'interasse tra le stesse si è fatto riferimento a due formulazioni differenti, provvedendo al confronto ed alla scelta dei risultati che si presentano più cautelativi.

La prima delle due trattazioni è quella proposta dalla John Hopkins University ed in parte riportata da Stephenson. Esse fanno riferimento alla teoria delle correnti in caduta libera, la cui validità fu approvata anche con salti muniti di barre longitudinali, purché con rapporto superficie dei vuoti su superficie dei pieni maggiore dell'unità. Quando nella cunetta la larghezza della corrente in sommità è maggiore della larghezza della luce, si possono utilizzare le espressioni ottenute su base sperimentali che legano la capacità della caditoia alla profondità della corrente ed alla geometria della luce. Nel caso di derivazione totale della portata si ha:

$$Q = 0.417 \cdot L \cdot h^2 \cdot g^{0.5} \cdot \left(h - \frac{W}{\operatorname{tg} \theta} \right)^{-0.5}$$

In cui:

- L è la lunghezza della luce per intercettare l'intera portata;
- g è l'accelerazione di gravità;
- W è la larghezza della griglia moltiplicata per il seno dell'angolo la cui tangente è rappresentata dalla pendenza trasversale della strada;
- θ è l'angolo complementare a quello la cui tangente è rappresentata dalla pendenza trasversale;
- h è la quota del livello idrico che grava sul cordolo;

La seconda delle due trattazioni è funzione del battente y che si instaura sulla grata medesima. Parametro fondamentale è la frazione efficace della grata per la derivazione della portata:

$$p = \frac{n \cdot L \cdot a}{l \cdot L} = \frac{n \cdot a}{l}$$

dove:

- L è la lunghezza della grata;
- l è la larghezza della grata;
- a è la larghezza di una singola fessura interessante la grata;
- n è il numero di fessure che si rilevano nella grata.

La determinazione del valore di L è quindi riconducibile alla relazione seguente:

$$\frac{L}{H} = \frac{1}{2C \cdot p} \left[\operatorname{sen}^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H}} + 3 \sqrt{\frac{y_0}{H} \left(1 - \frac{y_0}{H} \right)} \right]$$

con:

- y_0 altezza del battente idrico sulla caditoia;
- H è il carico idraulico che si ha sulla caditoia;
- C è un coefficiente di contrazione della portata.

Considerando, come già visto al paragrafo precedente, un valore minimo di interasse imposto di 20 m, la geometria assegnata alle caditoie che prevede una sezione utile

delle griglie di 50x50 cm, con sezioni di scolo della larghezza di 2.8 cm inframmezzate da elementi di giuntura di larghezza 1.6 cm, soddisfa le formulazioni riportate sopra, assicurando il corretto smaltimento nei pozzetti delle acque di piattaforma.

4.1.9. Verifica del fenomeno di aquaplaning

Le precipitazioni che si abbattano sulla sede stradale possono produrre, specie se brevi ed intense, un deflusso superficiale di non trascurabile entità, il quale può causare inconvenienti di rilievo. Il velo liquido sulla sede stradale deve essere contenuto entro determinati valori per non condizionare l'aderenza dei pneumatici.

Il fatto che per il tratto di autostrada in esame si sia scelto di considerare asfalto drenante, funge di per sé da verifica al fenomeno dell'aquaplaning, fino a tempi di ritorno di progetto dell'evento pluviometrico, pari a 25 anni, per cui si ha l'assenza di velo liquido sulle corsie. Tuttavia, al fine di pervenire a valori numerici dell'entità dell'aquaplaning in condizioni di mancata efficienza dell'asfalto drenante, risulta opportuno sviluppare di seguito i calcoli per la condizione più gravosa, corrispondente ad un valore di pendenza della carreggiata minima.

L'altezza del velo liquido dipende, oltre che dalla pendenza trasversale, dall'intensità di precipitazione e dal percorso che l'acqua compie per raggiungere il bordo della carreggiata, il quale dipende poi dalla larghezza della carreggiata e dalla pendenza longitudinale della stessa.

Una formula che esprime l'altezza y del velo liquido in funzione dei citati parametri è quella proposta in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory:

$$y = 0.0474 \cdot \sqrt{L \cdot j} \cdot I^{-\alpha}$$

essendo:

- y l'altezza del velo liquido in mm;
- j intensità di precipitazione in mm/ora, però riferita alla sua durata;
- L lunghezza del percorso dell'acqua in m;
- I la pendenza della strada lungo al linea di corrente;
- α = costante empirica.

La verifica deve essere condotta comparando l'entità della precipitazione per tempi di pioggia esigui (5 minuti) ad elevata intensità, con la capacità di smaltimento dello strato drenante. La larghezza della carreggiata considerata, ovviamente, risulta essere quella competente alle corsie di marcia, escludendo la porzione di banchina che potrebbe essere allagata fino al 70% della sua ampiezza.

Nel tratto in curva, tuttavia, occorre fare riferimento alla totalità della carreggiata in esame, ossia alla porzione di carreggiata corrispondente alla banchina, più le due corsie di marcia, per una larghezza L del tratto in esame di circa 11,2 m. Cautelativamente si è scelto di considerare ovunque una larghezza della carreggiata di 11,2 m.

Dalle verifiche condotte nelle sezioni rappresentative per pendenza trasversale e longitudinale della carreggiata, l'altezza massima di aquaplaning che si manifesta lungo tutto lo sviluppo del lotto supera di poco i 4 mm. Tale valore, da considerarsi comunque solo nell'ipotesi di saturazione dell'asfalto drenante, è comunque inferiore anche ai limiti riportati nelle stringenti norme della legislazione svizzera, denotando l'assenza di pericoli anche in condizioni di piogge intense.

4.2. TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

4.2.1. Fenomeno di dilavamento stradale – *first flush*

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

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

È quindi intuibile che nel corso di un evento piovoso molto prolungato, specialmente dopo un periodo di assenza di precipitazioni, i primi apporti che dilavano le superfici 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 loro 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 μm); il secondo avviene attraverso due fasi successive: l'incorporazione di sostanze nelle goccioline d'acqua entro la nube e il dilavamento atmosferico.

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

L'acqua di pioggia subisce una contaminazione dilavando l'atmosfera, le strade e le pertinenze stradali. La prima interazione tra l'acqua e gli inquinanti avviene in

atmosfera, in cui sono presenti inquinanti di origine naturale e antropica. Successivamente, l'acqua di pioggia dilava le superfici stradali trascinando una parte del materiale che si è accumulato durante il tempo asciutto.

I dati di letteratura mostrano un ampio ventaglio di concentrazioni di inquinanti nelle acque di pioggia quando giungono al suolo. In effetti, tali concentrazioni dipendono da fonti locali di inquinamento atmosferico, sia da fonti esterne e, quindi, dalle condizioni meteorologiche. In prevalenza il carico inquinante di origine atmosferica riguarda i composti disciolti (metalli, cloruri, sodio).

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

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.

4.2.2. 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 disciplinato una problematica particolarmente diffusa sul territorio e al tempo stesso estremamente complessa, in quanto caratterizzata da una spiccata variabilità locale. La parte più rilevante e di immediata applicazione del regolamento (il Capo II) si occupa in particolare delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, identificando in primo luogo le fattispecie che, per la loro potenzialità inquinante, meritano apposita disciplina.

Secondo il 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.

4.2.3. Acque di “prima pioggia”

Secondo la normativa italiana, le “*acque di prima pioggia*” rappresentano, per ogni evento meteorico, i primi 5 mm (o la quantità caduta nei primi 15 minuti dell'evento), uniformemente distribuiti sull'intera superficie scolante del bacino in esame. In alcuni casi, tali acque devono essere sottoposte ad adeguati sistemi di depurazione, come ad esempio per attività produttive particolari, le autofficine, i distributori di carburante, ecc. Esiste inoltre differenza tra le acque di lavaggio delle superfici urbane e le acque di dilavamento di superfici adiacenti ad autofficine, distributori di carburante, autolavaggi, ecc., considerate più inquinate e che quindi necessitano di trattamenti particolari, con i raccolti di liquidi nocivi a seguito di sversamenti accidentali.

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

L'analisi del regime pluviometrico consente di identificare gli eventi con carattere di prima pioggia. A titolo di esempio si riportano tre differenti definizioni utilizzate in diverse regioni italiane:

- pioggia: 50 mm/h, cui corrisponde una portata $Q = 50 \text{ l/m}^2/\text{h}$;
- pioggia intensa: 120 mm/h (30 mm in 15 minuti), cui corrisponde una portata $Q = 120 \text{ l/m}^2/\text{h}$;
- prima pioggia: 5 mm in 15 minuti, cui corrisponde una portata $Q = 20 \text{ l/m}^2/\text{h}$.

Come indicano in modo esplicito le normative regionali in materia di trattamento di acque di prima pioggia o, più in generale, di reflui urbani, possono essere considerate acque di prima pioggia quelle dei primi 2,5 – 5 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio; ai fini dei calcoli delle portate transitanti nel sistema di drenaggio stesso, si considera che tale quantità di pioggia sia caduta in un intervallo di tempo di 15 minuti. Il corrispondente volume d'acqua sarà di 25-50 m³ per ettaro di superficie considerata.

Infine, perché possano essere considerate di prima pioggia, le acque meteoriche devono essere associate ad un evento di pioggia preceduto da almeno 48 ore di tempo asciutto. Da tali indicazioni emerge come, ai fini dello studio degli impatti provocati dalle acque di prima pioggia debbano essere presi in considerazione eventi piovosi con caratteristiche ben precise:

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

Durata e intensità di un evento piovoso sono caratteristiche legate da una legge di proporzionalità inversa: tanto più un evento sarà intenso, tanto più sarà breve. L'assenza di precipitazione nel periodo antecedente all'evento è un'altra caratteristica che spesso contraddistingue le piogge brevi e intense.

4.2.4. Dimensionamento degli impianti per il trattamento delle acque di prima pioggia

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

- separazione dei solidi grossolani;
- separazione dei solidi sedimentabili mediante apposito comparto opportunamente dimensionato;
- separazione degli idrocarburi prima dell'immissione nel corpo recettore.

Nell'ottica di un inserimento ambientale dell'infrastruttura volto al rispetto della tutela ambientale del territorio e dei corpi idrici, nel lotto in progetto si prevede di utilizzare un sistema di trattamento in continuo, poiché si prevede il trattamento di tutte le acque di prima pioggia sottese dalla piattaforma stradale. 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.

I dati caratteristici dei separatori di idrocarburi sono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 8 – Specifiche idrauliche e tecniche delle vasche di trattamento.

Taglia	100 l/s	150 l/s
Portata di punta (l/s)	500	750
Volume utile (m ³)	19	28,5
Volume decantazione (m ³)	10	15
Volume idrocarburi (m ³)	1	1,5
Superficie lamellare attiva (m ²)	50	75
Coefficiente di separazione (m ³ /l/s)	0,5	0,5
Tempo di passaggio (s)	190	190
Lunghezza (m)	6,690	10,190
Diametro (m)	2,500	2,500
Altezza totale (m)	2,720	2,720
Peso (ton)	2,7	4,1

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

Il criterio di dimensionamento delle vasche è basato sul calcolo della portata scolante. Il volume di prima pioggia viene individuato dal prodotto dall'altezza d'acqua di prima pioggia h per l'estensione della superficie scolante ragguagliata.

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

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

Nel caso in cui la vasca ricevesse in ingresso le portate di prima pioggia provenienti da una superficie promiscua asfaltata e rinverditata, la portata di dimensionamento deve essere effettuata attraverso il calcolo pesato dei contributi delle due tipologie di superfici interessate.

Per quanto riguarda i coefficienti di deflusso delle superfici impermeabili si è assunto un valore di 0,9, in pieno accordo con dati di letteratura ed in funzione della capacità

drenante e quindi di immagazzinamento dell'asfalto drenante. Per quanto concerne le superfici inerbite si prevede di utilizzare un coefficiente di deflusso pari a 0,6, valore trova dei riscontri in letteratura e tramite l'applicazione della teoria del Soil Conservation Service (Curve Number), imponendo per la superficie in esame dei coefficienti che si rilevano essere assolutamente cautelativi.

Le normative vigenti identificano le acque di prima pioggia quelle corrispondenti ad una precipitazione meteorica di 5 mm da cui si ottiene un volume specifico di 50 m³/ha. Considerando che questo volume cada in un tempo di pioggia di 15 min si ottiene la portata da trattare all'interno delle vasche con principio di funzionamento in continuo. Le dimensioni dei separatori di idrocarburi prescelti sono tali da essere in grado di smaltire e trattare una portata in ingresso massima pari a 150 l/s. Le caratteristiche dimensionali delle 16 vasche previste per il tratto autostradale in esame sono riportate in Allegato 6.

4.3. RECAPITO AI CORPI IDRICI RECETTORI

Le portate in uscita dagli impianti di trattamento saranno recapitate al corpo recettore più prossimo ed idraulicamente compatibile o all'apposita rete di collettamento predisposta per lo scarico in fiume Tanaro, garantendo che lo scarico avvenga senza che si determinino significativi fenomeni di rigurgito, valutando la quota di scarico ed il livello idrico in relazione alla quota di fondo del recapito alla sezione di confluenza.

Si sottolinea che le portate di verifica mostrano valori elevati in quanto caratteristici di precipitazioni con tempo di ritorno di 25 anni; esse non sono quindi rappresentative delle portate di piattaforma che, in concomitanza con un evento pluviometrico maggiormente ricorrente, possono essere scaricate dopo il trattamento.

Per ogni recapito, ai paragrafi successivi, sono indicate le portate di interesse sia in uscita dalla vasca, sia quelle effettivamente recapitate dopo l'eventuale laminazione, nonché le portate naturali che caratterizzano il recettore e l'incidenza percentuale del contributo recapitato. Tale verifica è stata omessa per il fiume Tanaro, data l'esiguità del contributo rispetto alla portata mediamente presente nell'alveo del corso acqua.

In tabella è indicata inoltre la capacità idraulica del recettore, laddove sia definita la sezione e la pendenza del tratto, individuando la portata che potrebbe essere in esso contenuta (con un grado di riempimento del 70%).

Si fa presente che i valori di portata recapitati ai corpi recettori sono stati calcolati secondo la teoria dell'invaso non lineare, adottando la formulazione fornita da Desbordes descritta in dettaglio al paragrafo 4.1.3. In particolare nei calcoli si è tenuto in considerazione il bacino sotteso da ogni impianto di trattamento distinguendo le aree in funzione della permeabilità superficiale e lo sviluppo longitudinale complessivo del tratto di rete di raccolta di competenza in modo tale da tenere in considerazione l'immagazzinamento del volume idrico all'interno dei collettori.

Come recapito per gli impianti di trattamento posti dalla pk 3+990 alla pk 7+830 si è scelto di utilizzare due canali scaricatori dell'Erga nel fiume Tanaro.

Le canalizzazioni che costituiscono le linee di scarico presentano le seguenti differenti tipologie:

- canaletta prefabbricata a sezione rettangolare in calcestruzzo, di dimensioni b x h di 1,50 x 1,00÷1,50 m;
- tubazioni in calcestruzzo vibro compresso di diametro compreso tra i 600 e i 1000 mm;

- sifoni idraulici costituiti da tubazioni in calcestruzzo vibro compresso di diametro compreso tra i 1200 e i 1500 mm (cfr. 4.1.1).
- ponti canali sul Canale Erga di dimensioni bxh di 1,60 x 1,25 m.

Il dettaglio delle verifiche idrauliche condotte può essere ottenuto facendo riferimento all'Allegato 8. Per la descrizione approfondita dei sistemi di alimentazione e scarico dei singoli impianti di trattamento, si rimanda alle specifiche relazioni descrittive.

4.3.1. Recapito vasca V1 alla pk 0+000 nel rio S. Michele

La vasca V1 recapita le acque trattate nel Rio San Michele alla pk 0+000; le canalizzazioni di scarico sono costituite da una tubazione DN600 mm in cls di complessivi 21 m circa e da una canaletta trapezia in lastre di calcestruzzo armato, per ulteriori 11 m circa.

Il Rio San Michele riceve una portata riferita ad un tempo di ritorno di 25 anni pari a 16 m³/s, valore ottenuto mediante un processo di similitudine idrologica con il bacino del Rio dei Deglia.

Tenuto conto della laminazione della rete di scarico, l'apporto idrico della vasca è pari a 327 l/s; l'incidenza sulla portata naturale è pari al 2% e l'innalzamento dei livelli idrici in alveo risulta non apprezzabile.

Tabella 9 - Caratteristiche del recapito a pk 0+000 relativo alla vasca V1.

N. vasca (pk km)	Capacità vasca (l/s)	Portata in uscita (l/s)	Portata recapitata (l/s)	Portata recettore (m³/s)	Incidenza percentuale	Portata totale (m³/s)
0+000	100	733	733	16	4,58%	16,73

4.3.2. Recapito vasca V2 alla pk 0+430 nel rio dei Deglia

La vasca V2 recapita le acque trattate nel Rio dei Deglia alla pk 0+430 circa, con una tubazione in cls DN800 mm prevista tra le due carreggiate, di lunghezza 39,00 m.

Per il tempo di ritorno di 25 anni, tale corso d'acqua presenta una portata pari a 26 m³/s (QTr200 anni = 50 m³/s). Tenuto conto della laminazione nella rete di scarico, l'apporto idrico della vasca è pari a 499 l/s, per cui l'innalzamento dei livelli idrici in alveo ad essa dovuto risulta del tutto trascurabile per influire sulle condizioni idrodinamiche del corso d'acqua.

Tabella 10 – Caratteristiche del recapito a pk 0+430 relativo alla vasca V2.

N. vasca (pk km)	Capacità vasca (l/s)	Portata in uscita (l/s)	Portata recapitata (l/s)	Portata recettore (m ³ /s)	Incidenza percentuale	Portata totale (m ³ /s)
0+475	150	499	499	26	1,9%	26,5

4.3.3. Recapito vasche V3/V5 dalla pk 3+990 alla pk 4+700 in fiume Tanaro

Il recapito degli impianti di trattamento in progetto V3, V4 e V5 e delle reti di collettamento sottese è previsto che avvenga in fiume Tanaro mediante un canale scaricatore del Canale Erga e una rete appositamente predisposta alla pk 4+710. Essa è suddivisa in tre tronchi successivi, come indicato nello schema seguente.

Figura 4 – Rappresentazione schematica della rete di recapito delle acque di piattaforma in Tanaro alla pk 4+710



La canalizzazione di scarico denominata “scarico Tanaro 2” che raccoglie e convoglia il contributo delle 3 vasche, si sviluppa perpendicolarmente all’asse autostradale verso il Tanaro.

Per un primo tratto di lunghezza pari a circa 110 m, lo scarico è costituito da un canale in c.a. di sezione rettangolare con larghezza di base pari a 1,50 m e altezza 1,00 m; successivamente, è previsto l’attraversamento del canale Erga in ponte-canale con un manufatto scatolare in c.a. precompresso di larghezza di base 1,60 m e altezza 1,25 m. Al termine del ponte-canale, la canalizzazione prosegue, a valle di un pozzetto di salto, con una tubazione DN 1200 mm in calcestruzzo, parallelamente al canale Erga fino a recapitare nel canale di scarico in Tanaro dello stesso Erga.

Il canale di scarico in Tanaro dell’Erga, nel tratto in cui avviene il recapito, presenta una sezione rettangolare rivestita in calcestruzzo, di larghezza alla base 2,65 m e altezza 3,30 m circa. Il tratto di canale a sezione rettangolare presenta una lunghezza di 11,85 m con una pendenza del 6% circa e si immette, a valle, in un canale a sezione trapezia rivestita in calcestruzzo di larghezza alla base 5 m circa e altezza minima 2,50 m.

La portata idrica in grado di transitare con un grado di riempimento del 70% nel tratto di canale interessato dallo scarico è pari a quasi 70,26 m³/s.

Tenuto conto della laminazione della rete di scarico, l’apporto idrico della vasca è pari a 1,279 m³/s; l’incidenza sulla capacità di portata della canalizzazione di scarico è pari all’ 1,8% e l’innalzamento dei livelli idrici in alveo risulta inferiore ai 3 centimetri.

Nell’ipotesi di scaricare l’intera portata del Canale Erga (19,8 m³/s), insieme al contributo di scarico complessivo delle vasche di piattaforma V3-V5 (21,08 m³/s), la portata complessiva risulta comunque inferiore alla massima capacità di portata del canale scaricatore in esame.

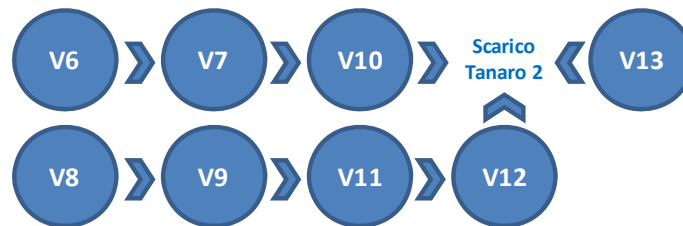
Tabella 11 - Caratteristiche del recapito a pk 4+800 relativo alle vasche V3, V4 e V5.

N. vasca (pk km)	Capacità vasca (l/s)	Portata in uscita (l/s)	Portata cumulata recapitata (l/s)	Portata recettore (m ³ /s)	Incidenza percentuale	Portata totale (m ³ /s)
3+990	150	354	354			
4+350	100	398	729			
4+700	150	603	1279			
totale			1279	70,26	1,8	21,08

4.3.4. Recapito vasche V6/V13 dalla pk 5+590 alla pk 7+830 in fiume Tanaro

Il recapito degli impianti di trattamento in progetto V6, V7, V8, V9, V10, V11, V12 e V13 e delle reti di collettamento sottese è previsto che avvenga in fiume Tanaro mediante un canale scaricatore del Canale Erga e una rete appositamente predisposta alla pk 7+120. Essa è suddivisa in otto tronchi, come indicato nello schema seguente.

Figura 5 – Rappresentazione schematica della rete di recapito delle acque di piattaforma in Tanaro alla pk 7+120



La canalizzazione di scarico denominata “scarico Tanaro 2” che raccoglie il contributo delle 8 vasche si sviluppa in direzione circa perpendicolare all’asse autostradale per uno sviluppo totale di 141,05 m, per immettersi in uno scaricatore in Tanaro del Canale Erga. Lungo il suo percorso questo tronco terminale di canale presenta:

- un primo tratto di 15,77 m di canale in c.a. di larghezza alla base 1,50 m e altezza 1,00 m;
- una tubazione DN1500 mm di lunghezza 14,30 m per l’attraversamento della viabilità secondaria;
- un secondo tratto di canale, analogo al precedente, di lunghezza 78,33 m;
- un ponte canale per l’attraversamento del Canale Erga di sezione rettangolare con larghezza di base 1,60 m, altezza 1,25 e lunghezza 28,00 m;
- tubazione in cls DN1500 di scarico, di lunghezza 12,95 m.

Il canale di scarico in Tanaro dell’Erga, nel tratto in cui avviene il recapito, presenta una sezione trapezia, rivestita in calcestruzzo, di larghezza alla base 9,10 m e altezza 1,70 m circa. Il tratto di canale a sezione rettangolare presenta una lunghezza di 20 m a valle del ponticello con una pendenza dello 0,4% circa e, si immette a valle in un canale a sezione trapezia rivestita in calcestruzzo di larghezza alla base 1,40 m circa e

lunghezza 23,90 m, per poi tornare a sezione rettangolare per 14,30 m e raccordarsi infine con il recapito in Tanaro, di larghezza alla base variabile e sezione trapezia non rivestita.

La portata idrica in grado di transitare con un grado di riempimento del 70% nel tratto di canale interessato dallo scarico è pari a 52,82 m³/s.

Tenuto conto della laminazione della rete di scarico, l'apporto idrico della vasca è pari a 3,012 m³/s; l'incidenza sulla capacità di portata della canalizzazione di scarico è pari all'5,7% e l'innalzamento dei livelli idrici in alveo risulta inferiore ai 4 centimetri.

Nell'ipotesi di scaricare l'intera portata del Canale Erga (19,8 m³/s), insieme al contributo di scarico complessivo delle vasche di piattaforma V6-V13 (19,8 + 3,012 m³/s), la portata complessiva (22,81 m³/s) risulta comunque decisamente inferiore alla massima capacità di portata del canale scaricatore in esame.

Tabella 12 - Caratteristiche del recapito a pk 7+120 relativo alle vasche V6-V13.

N. vasca (pk km)	Capacità vasca (l/s)	Portata in uscita (l/s)	Portata cumulata recapitata (l/s)	Portata recettore (m³/s)	Incidenza percentuale	Portata totale (m³/s)
5+590	150	502	501			
5+900	100	263	743			
6+775	100	196	921			
6+300	100	470	464			
6+650	100	333	776			
6+777	150	716	483			
7+105	100	414	2581			
7+830	150	555	3012			
totale		3449	3012	52,82	5,7	22,81

4.3.5. Recapito vasca V14 alla pk 8+510 nel torrente Talloria

La vasca V14 alla progressiva 8+235 recapita le acque trattate nel torrente Talloria a pk 8+510 con una tubazione in cls DN800 mm.

La tubazione parte direttamente dal pozzetto di scarico della vasca V14 a quota 174,07 m s.m. e si sviluppa tra la sede autostradale ed il canale Erga lungo e/o in affiancamento ad una strada vicinale di nuova realizzazione. Lo sviluppo complessivo della tubazione di scarico è di 265,80 m.

La portata di scarico dell'acqua trattata dalla vasca V14 è pari a 676 l/s (0,676 m³/s); tale valore, confrontato alla portata defluente nel tratto di torrente Talloria interessato (QTr200 anni = 426 m³/s), ne rappresenta lo 0,16%, quota del tutto trascurabile per influire sulle condizioni idrodinamiche del corso d'acqua.

4.3.6. Recapito vasche V15/V16 dalla pk 9+105 alla pk 9+625 in bealera

Il recapito degli impianti di trattamento in progetto V15 e V16 e delle reti di collettamento sottese è previsto che avvenga in un canale di scarico nella rete irrigua esistente in corrispondenza del Canale di Verduno. Essa è suddivisa in due tronchi, come indicato nello schema seguente.

Figura 6 – Rappresentazione schematica della rete di recapito delle acque di piattaforma in Bealera c/o Canale di Verduno



Lo scarico nella Bealera è previsto con una tubazione DN1200 mm in cls di lunghezza complessiva di 259 m circa.

La Bealera che attraversa il Canale di Verduno mediante sifone, nel tratto di valle in cui avviene il recapito, presenta una sezione rettangolare, non rivestita, di larghezza alla base 2,60 m e altezza 1,90 m circa. Il tratto di canale presenta una pendenza dello 0,25% circa.

La portata idrica in grado di transitare con un grado di riempimento del 70% nel tratto di bealera interessato dallo scarico è pari a 8,02 m³/s. Tale valore è decisamente più elevato rispetto alla portata in grado di defluire attraverso il sifone di monte (tubazione di diametro non superiore a 1 m).

In ogni caso, tenuto conto della laminazione della rete di scarico, l’apporto idrico della vasca è pari a 0,991 m³/s; l’incidenza sulla capacità di portata della bealera (calcolata al 70% di riempimento) dovuta al contributo della canalizzazione di scarico è pari al 12,5% e l’innalzamento dei livelli idrici in alveo derivante dalla somma delle due portate risulta di circa 9 centimetri, valore del tutto compatibile con le caratteristiche del fosso.

Tabella 13 - Caratteristiche del recapito a pk 9+625 relativo alle vasche V15 e V16.

N. vasca (pk km)	Capacità vasca (l/s)	Portata in uscita (l/s)	Portata cumulata recapitata (l/s)	Portata recettore (m³/s)	Incidenza percentuale
9+105	100	374	372		
9+625	150	650	991		
totale		1024	991	8,02	12,5



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Relazione idrologica idraulica – Smaltimento acque di piattaforma

ALLEGATI



ALLEGATO 1 – SERIE STORICHE DELLE PRECIPITAZIONI

Stazione di VERDUNO					
Anno	Massime Precipitazioni orarie				
	1ora	3ore	6ore	12ore	24ore
1935	19	23.8	32	37.4	57.8
1936	53	55.8	56.2	56.2	66.8
1937	33.6	35.8	36.6	36.8	57.4
1938	48.6	52	52.2	52.2	61.6
1939	33	36.4	36.6	47	55.8
1940	31	40.6	43.4	44	44
1942	32	41	41	42	52
1943	17	19	27.6	42.8	73.2
1945	14.2	16	18	27	43.6
1946	12.8	13	19	29	40.6
1947	24.2	25.2	57	76	85.2
1948	45	114	164	166.4	166.4
1951	18.6	21.6	34.6	48.6	51.8
1952	20	23	23	36	41
1953	20.6	28.6	45.8	49	63.6
1955	13	24.6	31.2	32.8	37.4
1956	28	28.2	31	31	56.8
1957	11	17.6	29	42	59
1958	30.6	33	35.4	38	56.8
1959	35	36.4	41.2	47	64.6
1960	16.4	17	27	41	53.2
1961	18	26	29.4	52	85
1962	7	19.4	34.6	46	70.2
1963	24	24.8	37	42.2	56.8
1964	27	29.4	29.4	29.4	43.2
1965	15.8	20	20	22.6	36
1966	15.2	19.2	24	27	31.4
1968	17	28	40	64	84.6
1969	18	19.6	21.6	34.4	50.6
1970	19.8	21	24	24.4	28
1971	16	16	16	20	37
1972	19.6	20.6	25	40	70
1978	8.2	16.2	22.4	35	51.3
1979	21.6	28.6	30.6	33.8	48.6
1980	10.4	16.6	21.2	31.6	34.6
1981	6.4	10.6	20.4	36.4	54.8



ALLEGATO 2 – CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Stazione di VERDUNO

Regolarizzazione secondo la legge di Gumbel

Analisi statistica del campione di dati

durata pioggia	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
media (x)	22.2	28.3	35.5	43.4	57.5
s.q.m. corr $\sigma(x)$	11.2	17.9	24.4	24.0	23.7
α	0.115	0.072	0.053	0.053	0.054
ϵ	17.218	20.244	24.515	32.553	46.862

Altezze di precipitazione calcolate con la legge di Gumbel

durata pioggia	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
ht 10 anni	36.8	51.6	67.3	74.7	88.4
ht 20 anni	43.0	61.7	80.9	88.2	101.7
ht 25 anni	45.0	64.8	85.3	92.4	105.9
ht 50 anni	51.2	74.7	98.6	105.6	118.9
ht 100 anni	57.2	84.4	111.9	118.7	131.8
ht 200 anni	63.3	94.1	125.1	131.7	144.6
ht 500 anni	71.3	106.9	142.6	148.9	161.6

Parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica

	a	n
Tr 10	37.99	0.2766
Tr 20	45.18	0.2719
Tr 25	47.46	0.2706
Tr 50	54.48	0.2674
Tr 100	61.46	0.2649
Tr 200	68.40	0.2629
Tr 500	77.57	0.2607

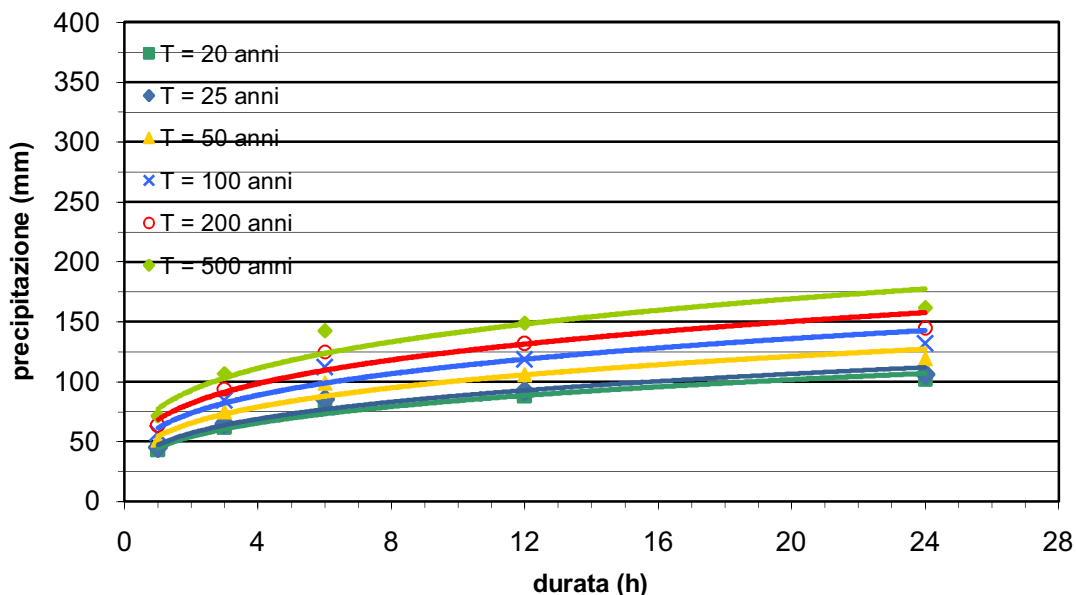
Altezze di precipitazione calcolate dalla curva di possibilità pluviometrica

coeff a e n	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
ht 10 anni	38.0	51.5	62.4	75.5	91.5
ht 20 anni	45.2	60.9	73.5	88.8	107.2
ht 25 anni	47.5	63.9	77.1	93.0	112.2
ht 50 anni	54.5	73.1	88.0	105.9	127.5
ht 100 anni	61.5	82.2	98.8	118.7	142.6
ht 200 anni	68.4	91.3	109.6	131.5	157.7
ht 500 anni	77.6	103.3	123.8	148.3	177.6

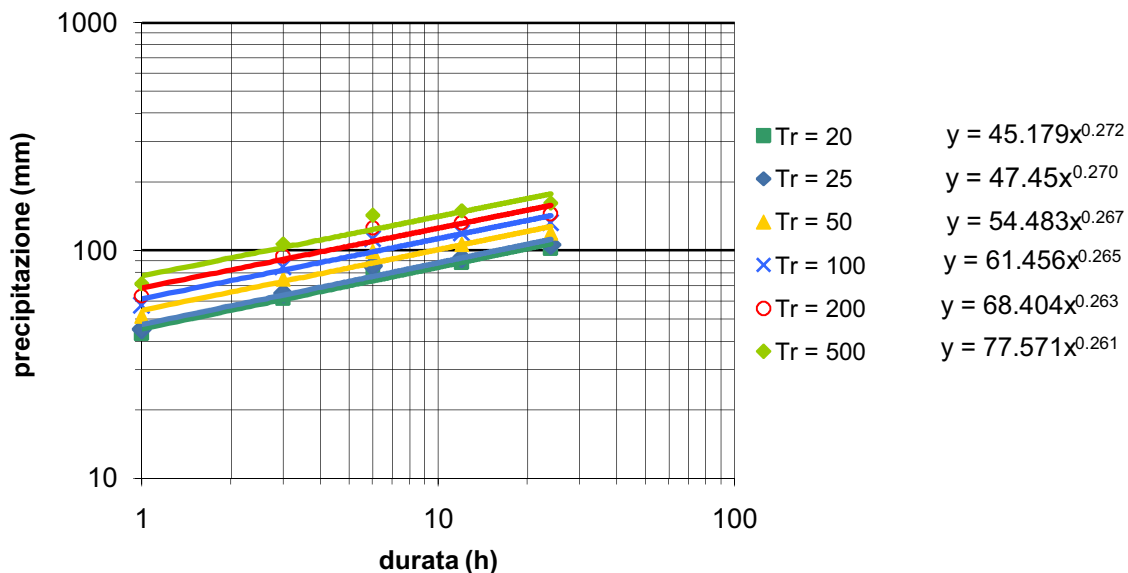
Stazione di VERDUNO

Regolarizzazione secondo la legge di Gumbel

curve di possibilità pluviometrica



curve di possibilità pluviometrica (scala logaritmica)



Risultati del test di adattamento di Kolmogorov

	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h	Regione di accettazione
D_N	0.087	0.177	0.190	0.160	0.091	0.226

Stazione di VERDUNO

Regolarizzazione secondo la legge Log Normale a 2 parametri

Analisi statistica del campione di dati

durata pioggia	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
media (x)	22.2	28.3	35.5	43.4	57.5
s.q.m. corr $\sigma(x)$	11.2	17.9	24.4	24.0	23.7
a	2.110	1.724	1.608	1.933	2.527
b	-6.310	-5.474	-5.430	-7.029	-10.041
media (y)	3.0	3.2	3.4	3.6	4.0
scarto (y)	0.5	0.6	0.6	0.5	0.4

Altezze di precipitazione calcolate con la legge Log normale

durata pioggia	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
ht 20 anni	43.3	62.1	81.3	88.8	102.0
ht 25 anni	45.6	66.0	86.9	93.8	106.3
ht 50 anni	52.6	78.7	104.9	109.7	119.9
ht 100 anni	59.9	92.2	124.2	126.4	133.5
ht 200 anni	67.4	106.5	145.1	143.8	147.4
ht 500 anni	77.7	126.9	175.1	168.1	166.1

Parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica

	a	n
Tr 20	45.50	0.2710
Tr 25	48.26	0.2687
Tr 50	57.11	0.2620
Tr 100	66.44	0.2560
Tr 200	76.32	0.2505
Tr 500	90.28	0.2438

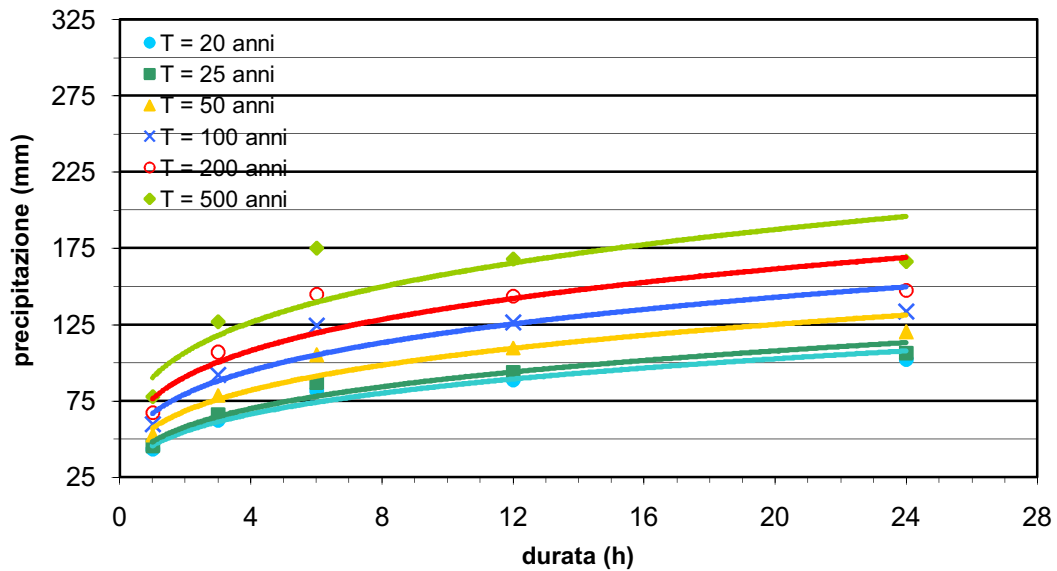
Altezze di precipitazione calcolate dalla curva di possibilità pluviometrica

coeff a e n	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
ht 20 anni	45.5	61.3	74.0	89.2	107.7
ht 25 anni	48.3	64.8	78.1	94.1	113.4
ht 50 anni	57.1	76.2	91.3	109.5	131.3
ht 100 anni	66.4	88.0	105.1	125.5	149.9
ht 200 anni	76.3	100.5	119.5	142.2	169.2
ht 500 anni	90.3	118.0	139.7	165.4	195.9

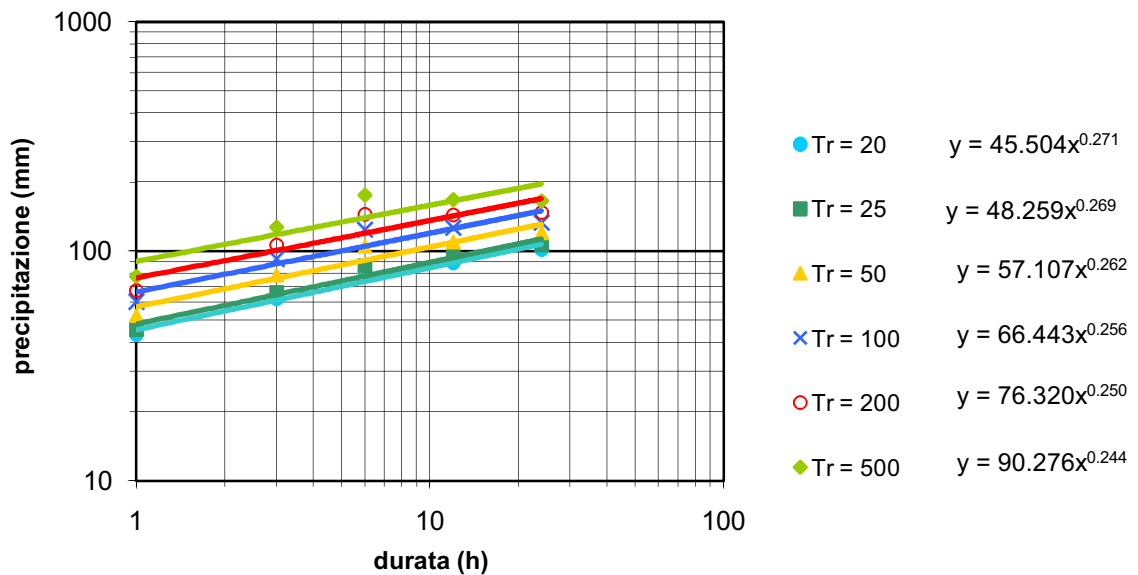
Stazione di VERDUNO

Regolarizzazione secondo la legge Log Normale a 2 parametri

curve di possibilità pluviometrica



curve di possibilità pluviometrica (scala logaritmica)



	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h	Regione di accettazione
D_N	0.09159	0.16305	0.16341	0.14744	0.099	0.226



ALLEGATO 3 – VERIFICA DELLA RETE DI RACCOLTA

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	Canale trapezio	95,06	28,10	trapezia	700	cls	70	0,295 (*)
2	Canale trapezio III	85,25	18,80	trapezia	700	cls	70	0,111 (*)
3	Canale trapezio II	12,08	18,80	trapezia	700	cls	70	
4	Canale trapezio I	72,55	13,00	trapezia	700	cls	70	
5	Canale trapezio unico tratto	285,59	16,30	trapezia	700	cls	70	
6	Tombino in cls	9,40	18,80	circolare	1 000	cls	70	
7	Tombino in cls	38,60	13,70	rettangolare	2 000	cls	70	
8	Canale trapezio unico tratto	72,79	30,80	trapezia	700	cls	70	

(*) contributo aggiuntivo acque di versante (406 l/s)

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	Canale trapezio	0,1714	0,83	46	5,6	0,1714	47,25	0,432	10,0
2	Canale trapezio III	0,2481	0,82	48	5,6	0,2481	47,25	0,432	10,0
3	Canale trapezio II	0,0000	0,90	25	6,0	0,2481	47,25	0,432	10,0
4	Canale trapezio I	0,2100	0,70	84	5,0	0,4581	47,25	0,432	10,0
5	Canale trapezio unico tratto	0,5868	0,70	83	5,0	0,7582	47,25	0,432	10,0
6	Tombino in cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,2481	47,25	0,432	10,0
7	Tombino in cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,1714	47,25	0,432	10,0
8	Canale trapezio unico tratto	0,0000	0,90	25	6,0	0,4581	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	Canale trapezio	trapezia	700	0,346	154	15,8%	2,85	2,38
2	Canale trapezio III	trapezia	700	0,185	119	11,9%	2,03	1,91
3	Canale trapezio II	trapezia	700	0,185	119	11,9%	2,03	1,91
4	Canale trapezio I	trapezia	700	0,238	154	15,8%	1,96	1,62
5	Canale trapezio unico tratto	trapezia	700	0,495	224	24,1%	2,67	1,85
6	Tombino in cls	circolare	1 000	0,185	160	16,0%	2,28	1,97
7	Tombino in cls	rettangolare	2 000	0,346	90	6,0%	1,92	1,65
8	Canale trapezio unico tratto	trapezia	700	0,238	119	11,9%	2,61	2,45



TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio					
rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID	descrizione	L [m]	i [%]	D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]
1	1-canaletta cls	130,50	1,70	rettangolare	650	cls	70
2	2-tubazione acciaio viadotto	54,00	22,57	circolare	450	acciaio	100
3	3-canale trapezio I	31,00	10,00	trapezia	700	cls	70
4	4-canale trapezio II	81,00	10,00	trapezia	700	cls	70
5	5-tubazione cls (galleria centro) I	1521,00	1,00	circolare	500	cls	80
6	6-tubazione cls (galleria centro) II	540,10	1,00	circolare	500	cls	80
7	7-tubazione cls (galleria - attravers.)	9,50	5,00	circolare	500	cls	70
8	8-tubazione cls	95,00	22,50	circolare	400	cls	70
9	9-tubazione acciaio viadotto	60,00	22,50	circolare	450	acciaio	100
10	10-tubazione cls	33,50	22,50	circolare	500	cls	70
11	11-canale trapezio	85,30	10,00	trapezia	700	cls	70
12	12-tubazione cls (galleria CN)	1439,60	2,00	circolare	500	cls	80
13	13-tubazione cls (galleria - attravers.)	16,60	5,00	circolare	500	cls	70
14	14-tubazione cls	92,00	5,00	circolare	500	cls	70
15	15-tubazione cls	21,85	34,90	circolare	500	cls	70
16	16-tubazione cls	26,90	8,80	circolare	500	cls	70
17	17- tubazione cls	16,00	8,80	circolare	500	cls	70

(*) contributo aggiuntivo acque di calotta della galleria (42 l/s)

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente						
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	S [ha]	ϕ [-]	s [%]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ¹]	n [-]	tp [min]
1	0,2094	0,90	25	6,0	0,2094	47,25	0,432	10,0
2	0,0605	0,90	25	6,0	0,2699	47,25	0,432	10,0
3	0,0189	0,69	87	4,9	0,2888	47,25	0,432	10,0
4	0,1672	0,83	44	5,7	0,1672	47,25	0,432	10,0
5	0,0010	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
6	0,0010	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
7	0,0001	0,90	25	6,0	0,0011	47,25	0,432	10,0
8	0,1403	0,90	25	6,0	0,1403	47,25	0,432	10,0
9	0,0672	0,90	25	6,0	0,2075	47,25	0,432	10,0
10	0,0368	0,90	25	6,0	0,2443	47,25	0,432	10,0
11	0,3255	0,79	58	5,4	0,3255	47,25	0,432	10,0
12	0,0010	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
13	0,0000	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
14	0,0000	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
15	0,0000	0,90	25	6,0	0,4560	47,25	0,432	10,0
16	0,0000	0,90	25	6,0	0,3255	47,25	0,432	10,0
17	0,0000	0,90	25	6,0	0,5698	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
rami della rete di drenaggio	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
ID	descrizione	D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
1	1-canaletta cls	rettangolare	650	0,068	160	40,0%	0,66	0,52
2	2-tubazione acciaio viadotto	circolare	450	0,088	117	26,0%	2,68	2,78
3	3-canale trapezio I	trapezia	700	0,093	91	8,9%	1,36	1,37
4	4-canale trapezio II	trapezia	700	0,093	91	8,9%	1,35	1,37
5	5-tubazione cls (galleria centro) I	circolare	500	0,100	340	68,0%	0,71	0,41
6	6-tubazione cls (galleria centro) II	circolare	500	0,100	340	68,0%	0,71	0,41

TABELLA DI OUTPUT 3/3			Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete				
rami della rete di drenaggio	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
ID	descrizione	D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
7	7-tubazione cls (galleria - attravers.)	500	0,100	220	44,0%	1,21	0,91
8	8-tubazione cls	400	0,046	108	27,0%	1,67	1,90
9	9-tubazione acciaio viadotto	450	0,068	104	23,0%	2,45	2,76
10	10-tubazione cls	500	0,080	130	26,0%	1,96	1,97
11	11-canale trapezio	700	0,135	119	11,9%	1,48	1,40
12	12-tubazione cls (galleria CN)	500	0,100	270	54,0%	0,93	0,63
13	13-tubazione cls (galleria - attravers.)	500	0,100	220	44,0%	1,21	0,91
14	14-tubazione cls	500	0,100	220	44,0%	1,21	0,91
15	15-tubazione cls	500	0,185	180	36,0%	2,91	2,45
16	16-tubazione cls	500	0,135	225	45,0%	1,58	1,21
17	17- tubazione cls	500	0,214	295	59,0%	1,78	1,13



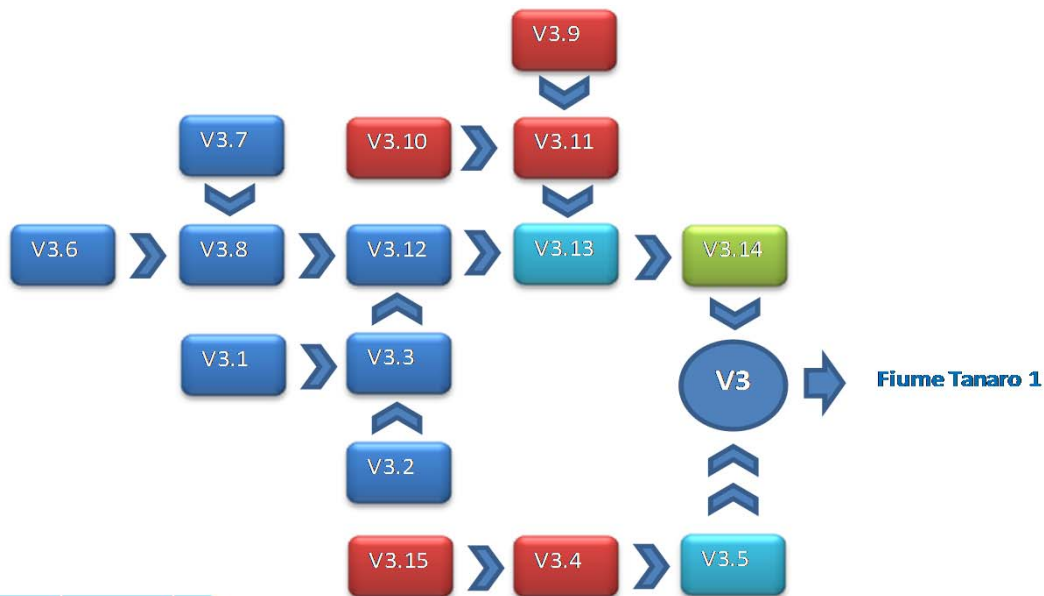
- canaletta rettangolare in cls
- canaletta trapezia rivestita in cls
- tubazione piattaforma in cls
- tubazione viadotto in acciaio
- tubazione galleria in cls

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%o]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1-tubazione cls (galleria centro) I	1712,00	5,00	circolare	500	cls	70	0,100
2	2-tubazione cls (galleria centro) II	510,00	5,00	circolare	500	cls	70	0,100
3	3-tubazione cls (galleria - attravers.)	18,00	5,00	circolare	500	cls	70	
4	4-tubazione cls	20,00	2,00	circolare	300	cls	70	
5	5-canale trapezio I	150,11	30,00	trapezia	700	cls	70	
6	6-tubazione cls (galleria centro) I	1774,00	5,00	circolare	500	cls	70	0,100
7	7-tubazione cls (galleria centro) II	149,00	5,00	circolare	500	cls	70	0,100
8	8-tubazione cls (galleria - attravers.)	18,00	5,00	circolare	500	cls	70	
9	9-tubazione cls I	60,00	2,00	circolare	300	cls	70	
10	10-tubazione cls II	40,00	2,00	circolare	400	cls	70	
11	11-tubazione cls III	20,00	2,00	circolare	500	cls	70	
12	12-tubazione cls	60,00	2,00	circolare	500	cls	70	
13	13-canale trapezio	126,57	13,10	trapezia	700	cls	70	
14	14-tombino cls	44,39	13,10	circolare	1 500	cls	70	
15	15-tubazione cls	14,00	2,00	circolare	300	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%o]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ¹] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	1-tubazione cls (galleria centro) I	0,0010	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
2	2-tubazione cls (galleria centro) II	0,0010	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
3	3-tubazione cls (galleria - attravers.)	0,0000	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
4	4-tubazione cls	0,0388	0,90	25	6,0	0,0660	47,25	0,432	10,0
5	5-canale trapezio I	0,3476	0,67	93	4,8	0,4136	47,25	0,432	10,0
6	6-tubazione cls (galleria centro) I	0,0010	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
7	7-tubazione cls (galleria centro) II	0,0010	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
8	8-tubazione cls (galleria - attravers.)	0,0000	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
9	9-tubazione cls I	0,1020	0,90	25	6,0	0,1020	47,25	0,432	10,0
10	10-tubazione cls II	0,1125	0,90	25	6,0	0,1125	47,25	0,432	10,0
11	11-tubazione cls III	0,0297	0,90	25	6,0	0,2442	47,25	0,432	10,0
12	12-tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,0010	47,25	0,432	10,0
13	13-canale trapezio	0,2192	0,90	25	6,0	0,4644	47,25	0,432	10,0
14	14-tombino cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,4644	47,25	0,432	10,0
15	15-tubazione cls	0,0272	0,90	25	6,0	0,0272	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1-tubazione cls (galleria centro) I	circolare	500	0,100	120	8,0%	1,51	1,62
2	2-tubazione cls (galleria centro) II	circolare	500	0,100	120	8,0%	1,51	1,62
3	3-tubazione cls (galleria - attravers.)	circolare	500	0,100	120	8,0%	1,51	1,62
4	4-tubazione cls	circolare	300	0,022	45	3,0%	1,40	1,41
5	5-canale trapezio I	trapezia	700	0,106	91	8,9%	1,54	1,56
6	6-tubazione cls (galleria centro) I	circolare	500	0,100	120	8,0%	1,51	1,62
7	7-tubazione cls (galleria centro) II	circolare	500	0,100	120	8,0%	1,51	1,62
8	8-tubazione cls (galleria - attravers.)	circolare	500	0,100	120	8,0%	1,51	1,62
9	9-tubazione cls I	circolare	300	0,033	60	4,0%	1,41	1,47
10	10-tubazione cls II	circolare	400	0,037	75	5,0%	1,11	1,52

TABELLA DI OUTPUT 3/3			Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete					
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
11	11-tubazione cls III	circolare	500	0,080	105	7,0%	1,47	1,59
12	12-tubazione cls	circolare	500	0,100	120	8,0%	1,51	1,62
13	13-canale trapezio	trapezia	700	0,249	161	16,6%	1,95	1,63
14	14-tombino cls	circolare	1 500	0,248	180	12,0%	2,07	1,71
15	15-tubazione cls	circolare	300	0,009	30	2,0%	1,05	1,32



- canaletta trapezia rivestita in cls
- tubazione piattaforma in cls
- tombino circolare in cls
- tubazione galleria in cls

TABELLA DI OUTPUT 1/3			Schematizzazione della rete di drenaggio					
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - tubazione acciaio viadotto	100,00	6,5	circolare	450	acciaio	100	
2	2 - tubazione cls	40,00	6,5	circolare	500	cls	70	
3	3 - canale trapezio	244,38	8,2	trapezia	700	cls	70	
4	4 - tubazione acciaio viadotto	120,00	6,5	circolare	450	acciaio	100	
5	5 - tubazione cls	80,00	6,5	circolare	500	cls	70	
6	6 - canale trapezio	149,40	4,0	trapezia	700	cls	70	
7	7 - tubazione cls	67,43	4,0	circolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3			Caratteristiche schematiche del bacino afferente						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	1 - tubazione acciaio viadotto	0,1483	0,90	25,00	6,0	0,1483	47,25	0,432	10,0
2	2 - tubazione cls	0,0516	0,90	25,00	6,0	0,1999	47,25	0,432	10,0
3	3 - canale trapezio	0,8232	0,51	138,27	4,1	1,0231	47,25	0,432	10,0
4	4 - tubazione acciaio viadotto	0,1806	0,90	25,00	6,0	0,1806	47,25	0,432	10,0
5	5 - tubazione cls	0,1032	0,90	25	6,0	0,2838	47,25	0,432	10,0
6	6 - canale trapezio	0,4858	0,52	135	4,1	0,7696	47,25	0,432	10,0
7	7 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	1,5	1,7927	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3			Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete					
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - tubazione acciaio viadotto	circolare	450	0,048	122	27,0%	1,40	1,49
2	2 - tubazione cls	circolare	500	0,065	165	33,0%	1,16	1,06
3	3 - canale trapezio	trapezia	700	0,217	168	17,4%	1,62	1,29
4	4 - tubazione acciaio viadotto	circolare	450	0,059	135	30,0%	1,47	1,49
5	5 - tubazione cls	circolare	500	0,093	195	39,0%	1,31	1,05
6	6 - canale trapezio	trapezia	700	0,184	189	19,8%	1,21	0,91
7	7 - tubazione cls	circolare	1 500	0,398	315	21,0%	1,48	0,99

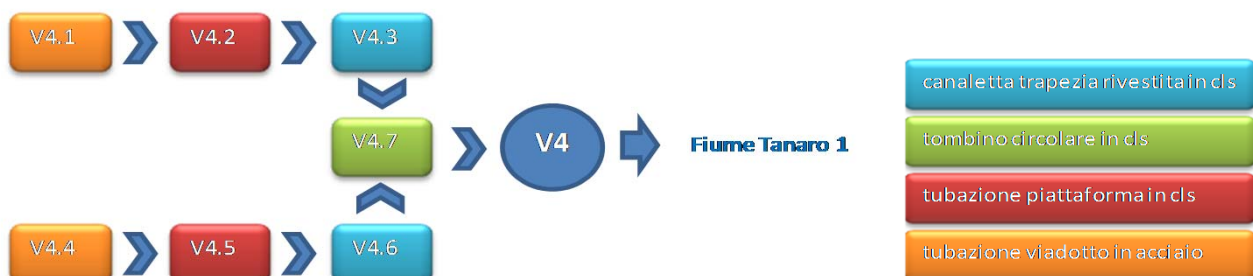


TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - canale trapezio	361,70	3,00	trapezia	700	cls	70	
2	2 - canale trapezio	359,40	5,10	trapezia	700	cls	70	
3	3 - tubazione cls	35,80	5,10	circolare	1 500	cls	70	
4	4 - canale trapezio	276,60	3,30	trapezia	700	cls	70	
5	5 - tubazione cls	85,00	2,00	circolare	400	cls	70	
6	6 - canale trapezio	270,40	3,70	trapezia	700	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _r [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ¹] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	1 - canale trapezio	0,8557	0,62	105,95	4,6	0,8557	47,25	0,432	10,0
2	2 - canale trapezio	0,8181	0,64	101,62	4,7	0,8181	47,25	0,432	10,0
3	3 - tubazione cls	0,0000	0,90	25,00	6,0	2,1558	47,25	0,432	10,0
4	4 - canale trapezio	0,3821	0,68	90,26	4,9	0,3821	47,25	0,432	10,0
5	5 - tubazione cls	0,1037	0,90	25	6,0	0,1037	47,25	0,432	10,0
6	6 - canale trapezio	0,3783	0,75	69	5,2	0,3783	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - canale trapezio	trapezia	700	0,193	217	23,2%	1,08	0,79
2	2 - canale trapezio	trapezia	700	0,189	182	19,0%	1,29	1,02
3	3 - tubazione cls	circolare	1 500	0,510	330	22,0%	1,77	1,12
4	4 - canale trapezio	trapezia	700	0,094	133	13,4%	0,91	0,81
5	5 - tubazione cls	circolare	400	0,034	172	43,0%	0,66	0,56
6	6 - canale trapezio	trapezia	700	0,103	133	13,4%	0,99	0,86

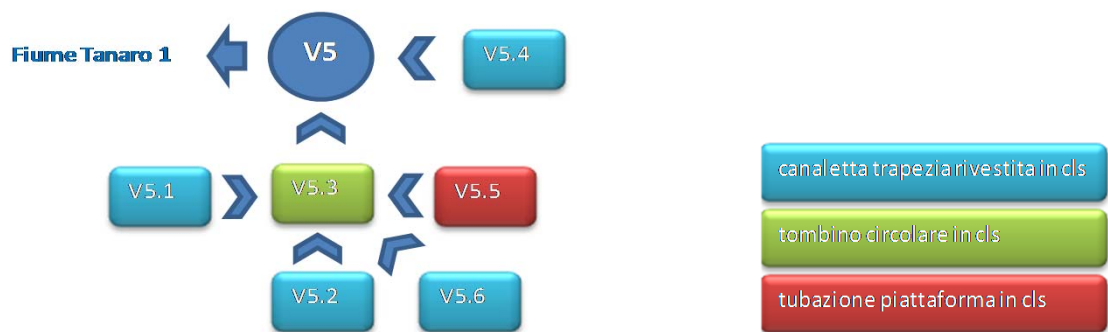


TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio					
rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID	descrizione	L [m]	i [‰]	D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - tubazione cls	140,00	1,10	circolare	600	cls	70
2	2 - canale trapezio	153,30	2,70	trapezia	700	cls	70
3	3 - tubazione cls	138,00	1,10	circolare	600	cls	70
4	4 - canale trapezio	150,50	2,20	trapezia	700	cls	70
5	5 - tubazione cls	30,42	7,60	circolare	1 000	cls	70

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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]	φ [-]	s [‰]	w0 [mm]	S _r [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]
1	1 - tubazione cls	0,1793	0,90	25,00	6,0	0,1793	47,25	0,432	10,0
2	2 - canale trapezio	0,2673	0,75	68,21	5,3	0,4466	47,25	0,432	10,0
3	3 - tubazione cls	0,2037	0,90	25,00	6,0	0,2037	47,25	0,432	10,0
4	4 - canale trapezio	0,2823	0,73	75,21	5,1	0,4861	47,25	0,432	10,0
5	5 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,4466	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
rami della rete di drenaggio	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
ID	descrizione	D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
1	1 - tubazione cls	circolare	600	0,059	228	38,0%	0,59	0,45
2	2 - canale trapezio	trapezia	700	0,131	175	18,2%	0,94	0,74
3	3 - tubazione cls	circolare	600	0,067	246	41,0%	0,61	0,44
4	4 - canale trapezio	trapezia	700	0,141	196	20,7%	0,89	0,68
5	5 - tubazione cls	circolare	1 000	0,131	170	17,0%	1,48	1,26



TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - canale trapezio	96,65	6,80	trapezia	700	cls	70	
2	2 - canale trapezio	11,86	5,00	trapezia	700	cls	70	
3	3 - tubazione cls	10,00	6,80	circolare	1 000	cls	70	
4	4 - canale trapezio	136,88	6,80	trapezia	700	cls	70	
5	5 - tubazione cls	36,10	12,46	circolare	800	cls	70	
6	6 - canale trapezio	277,62	4,50	trapezia	700	cls	70	
7	7 - tubazione cls	30,26	4,50	circolare	1 000	cls	70	
8	8 - canale trapezio	34,00	10,29	trapezia	700	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	1 - canale trapezio	0,1927	0,70	84	5,0	0,1927	47,25	0,432	10,0
2	2 - canale trapezio	0,0201	0,74	72	5,2	0,0201	47,25	0,432	10,0
3	3 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,2128	47,25	0,432	10,0
4	4 - canale trapezio	0,5790	0,71	79	5,1	1,0579	47,25	0,432	10,0
5	5 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,2661	47,25	0,432	10,0
6	6 - canale trapezio	0,7423	0,72	77	5,1	0,7423	47,25	0,432	10,0
7	7 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,7423	47,25	0,432	10,0
8	8 - canale trapezio	0,2661	0,75	69	5,2	0,2661	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - canale trapezio	trapezia	700	0,049	70	6,7%	0,94	1,10
2	2 - canale trapezio	trapezia	700	0,005	14	1,3%	0,54	0,76
3	3 - tubazione cls	circolare	1 000	0,054	110	11,0%	1,16	1,14
4	4 - canale trapezio	trapezia	700	0,276	210	22,4%	1,60	1,19
5	5 - tubazione cls	circolare	800	0,072	120	15,0%	1,53	1,53
6	6 - canale trapezio	trapezia	700	0,194	189	19,8%	1,27	0,96
7	7 - tubazione cls	circolare	1 000	0,194	240	24,0%	1,34	0,99
8	8 - canale trapezio	trapezia	700	0,072	77	7,4%	1,26	1,36

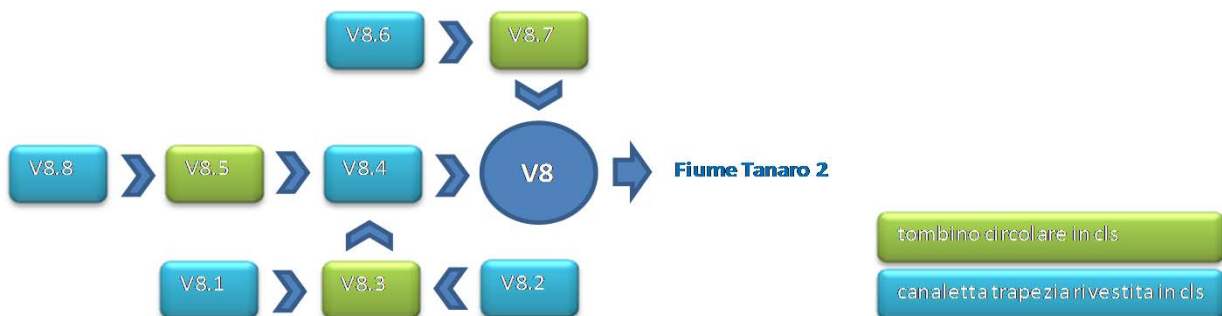
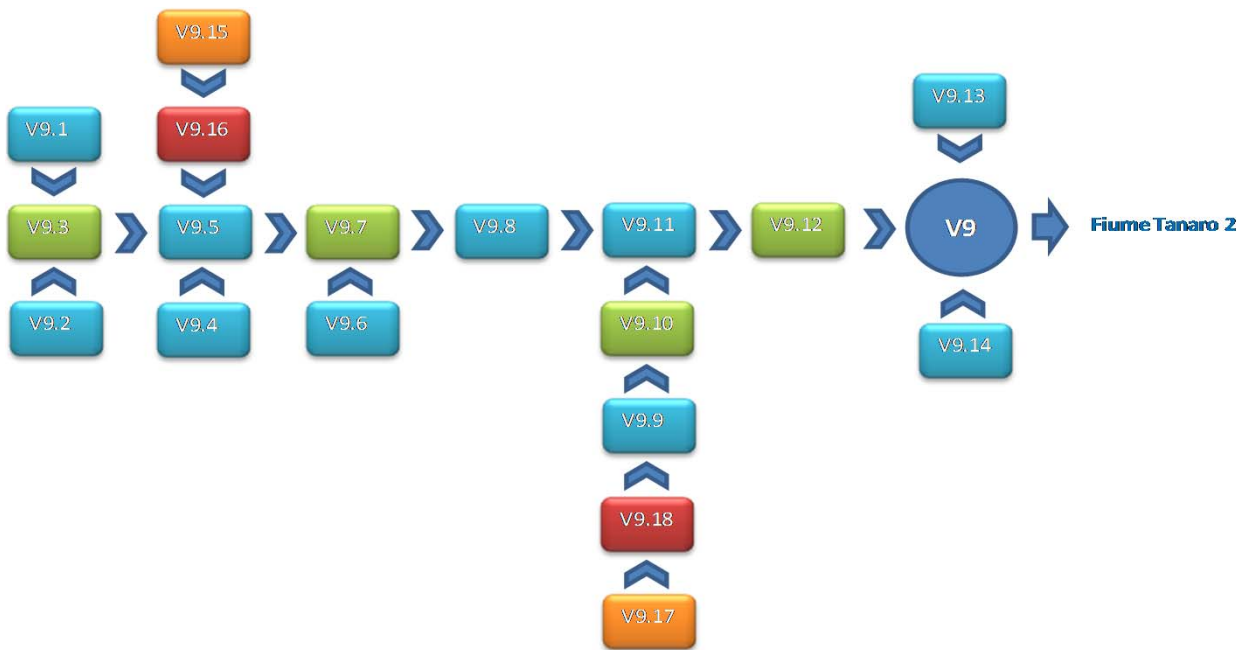


TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - canale trapezio	54,47	2,00	trapezia	700	cls	70	
2	2 - canale trapezio	174,67	5,00	trapezia	700	cls	70	
3	3 - tubazione cls	11,91	2,00	circolare	1 000	cls	70	
4	4 - canale trapezio	88,10	3,40	trapezia	700	cls	70	
5	5 - canale trapezio	36,79	2,00	trapezia	700	cls	70	
6	6 - canale trapezio	23,35	4,30	trapezia	700	cls	70	
7	7 - tubazione cls	5,00	1,90	circolare	1 000	cls	70	
8	8 - canale trapezio	145,25	1,90	trapezia	700	cls	70	
9	9 - canale trapezio	205,89	4,70	trapezia	700	cls	70	
10	10 - tubazione cls	5,00	4,70	circolare	1 000	cls	70	
11	11 - canale trapezio	92,67	1,90	trapezia	700	cls	70	
12	12 - tubazione cls	9,60	5,00	circolare	1 000	cls	70	
13	13 - canale trapezio	10,00	4,40	trapezia	700	cls	70	
14	14 - canale trapezio	364,04	4,40	trapezia	700	cls	70	
15	15 - tubazione acciaio viadotto	20,00	5,00	circolare	300	acciaio	100	
16	16 - tubazione cls	6,85	5,00	circolare	400	cls	70	
17	17 - tubazione acciaio viadotto	40,35	5,00	circolare	300	acciaio	100	
18	18 - tubazione cls	6,30	5,00	circolare	400	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	1 - canale trapezio	0,0417	0,71	80	5,1	0,0417	47,25	0,432	10,0
2	2 - canale trapezio	0,3104	0,77	63	5,3	0,3104	47,25	0,432	10,0
3	3 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,3521	47,25	0,432	10,0
4	4 - canale trapezio	0,1743	0,62	106	4,6	0,1743	47,25	0,432	10,0
5	5 - canale trapezio	0,0118	0,30	200	3,0	0,5841	47,25	0,432	10,0
6	6 - canale trapezio	0,0187	0,30	200	3,0	0,0187	47,25	0,432	10,0
7	7 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,6028	47,25	0,432	10,0
8	8 - canale trapezio	0,0000	0,90	25	6,0	0,6028	47,25	0,432	10,0
9	9 - canale trapezio	0,4044	0,62	108	4,6	0,4323	47,25	0,432	10,0
10	10 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,4323	47,25	0,432	10,0
11	11 - canale trapezio	0,0000	0,90	25	6,0	1,0351	47,25	0,432	10,0
12	12 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	1,0351	47,25	0,432	10,0
13	13 - canale trapezio	0,0036	0,30	200	3,0	0,0036	47,25	0,432	10,0
14	14 - canale trapezio	0,3790	0,58	118	4,4	0,3790	47,25	0,432	10,0
15	15 - tubazione acciaio viadotto	0,0459	0,90	25	6,0	0,0459	47,25	0,432	10,0
16	16 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,0459	47,25	0,432	10,0
17	17 - tubazione acciaio viadotto	0,0279	0,90	25	6,0	0,0279	47,25	0,432	10,0
18	18 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,0279	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - canale trapezio	trapezia	700	0,011	42	3,9%	0,36	0,56
2	2 - canale trapezio	trapezia	700	0,087	112	11,1%	1,01	0,98
3	3 - tubazione cls	circolare	1 000	0,097	210	21,0%	0,81	0,65

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
4	4 - canale trapezio	trapezia	700	0,039	77	7,4%	0,69	0,78
5	5 - canale trapezio	trapezia	700	0,153	210	22,4%	0,89	0,65
6	6 - canale trapezio	trapezia	700	0,002	7	0,6%	0,41	0,64
7	7 - tubazione cls	circolare	1 000	0,155	270	27,0%	0,91	0,64
8	8 - canale trapezio	trapezia	700	0,155	217	23,2%	0,87	0,63
9	9 - canale trapezio	trapezia	700	0,099	126	12,6%	1,02	0,96
10	10 - tubazione cls	circolare	1 000	0,099	170	17,0%	1,12	0,99
11	11 - canale trapezio	trapezia	700	0,253	287	32,2%	1,02	0,64
12	12 - tubazione cls	circolare	1 000	0,253	270	27,0%	1,48	1,05
13	13 - canale trapezio	trapezia	700	0,000	0	0,0%	0,08	0,00
14	14 - canale trapezio	trapezia	700	0,080	112	11,1%	0,93	0,92
15	15 - tubazione acciaio viadotto	circolare	300	0,015	81	27,0%	0,97	1,22
16	16 - tubazione cls	circolare	400	0,015	88	22,0%	0,73	0,89
17	17 - tubazione acciaio viadotto	circolare	300	0,009	63	21,0%	0,85	1,21
18	18 - tubazione cls	circolare	400	0,009	68	17,0%	0,64	0,87



- canaletta trapezia rivestita in cls
- tombino circolare in cls
- tubazione piattaforma in cls
- tubazione viadotto in acciaio

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - canale trapezio	238,41	4,60	trapezia	700	cls	70	
2	3 - tubazione acciaio viadotto	60,45	5,00	circolare	300	acciaio	100	
3	4 - tubazione cls	3,00	5,00	circolare	400	cls	70	
4	5 - canale trapezio	79,80	4,60	trapezia	700	cls	70	
5	6 - tubazione acciaio viadotto	39,10	5,00	circolare	300	acciaio	100	
6	7 - tubazione cls	3,40	5,00	circolare	400	cls	70	
7	8 - canale trapezio	140,68	1,00	trapezia	700	cls	70	
8	9 - tubazione cls	5,00	1,00	circolare	1 000	cls	70	
9	10 - canale trapezio	32,86	1,90	trapezia	700	cls	70	
10	11 - tubazione cls	15,48	1,90	circolare	1 500	cls	70	
11	12 - canale trapezio	259,82	1,90	trapezia	700	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	1 - canale trapezio	0,2252	0,66	96	4,8	0,2252	47,25	0,432	10,0
2	3 - tubazione acciaio viadotto	0,0416	0,90	25	6,0	0,0416	47,25	0,432	10,0
3	4 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,0416	47,25	0,432	10,0
4	5 - canale trapezio	0,1760	0,52	136	4,1	0,4428	47,25	0,432	10,0
5	6 - tubazione acciaio viadotto	0,0275	0,90	25	6,0	0,0275	47,25	0,432	10,0
6	7 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,0275	47,25	0,432	10,0
7	8 - canale trapezio	0,2316	0,46	153	3,8	0,2591	47,25	0,432	10,0
8	9 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,2591	47,25	0,432	10,0
9	10 - canale trapezio	0,0295	0,57	122	4,3	0,0295	47,25	0,432	10,0
10	11 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,7314	47,25	0,432	10,0
11	12 - canale trapezio	0,2003	0,59	115	4,5	0,9317	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - canale trapezio	trapezia	700	0,054	84	8,2%	0,85	0,92
2	3 - tubazione acciaio viadotto	circolare	300	0,014	78	26,0%	0,93	1,22
3	4 - tubazione cls	circolare	400	0,014	84	21,0%	0,71	0,89
4	5 - canale trapezio	trapezia	700	0,100	126	12,6%	1,03	0,95
5	6 - tubazione acciaio viadotto	circolare	300	0,009	63	21,0%	0,83	1,21
6	7 - tubazione cls	circolare	400	0,009	68	17,0%	0,63	0,87
7	8 - canale trapezio	trapezia	700	0,048	126	12,6%	0,49	0,44
8	9 - tubazione cls	circolare	1 000	0,048	170	17,0%	0,54	0,46
9	10 - canale trapezio	trapezia	700	0,006	28	2,6%	0,30	0,52
10	11 - tubazione cls	circolare	1 500	0,153	225	15,0%	0,92	0,66
11	12 - canale trapezio	trapezia	700	0,196	245	26,7%	0,95	0,63

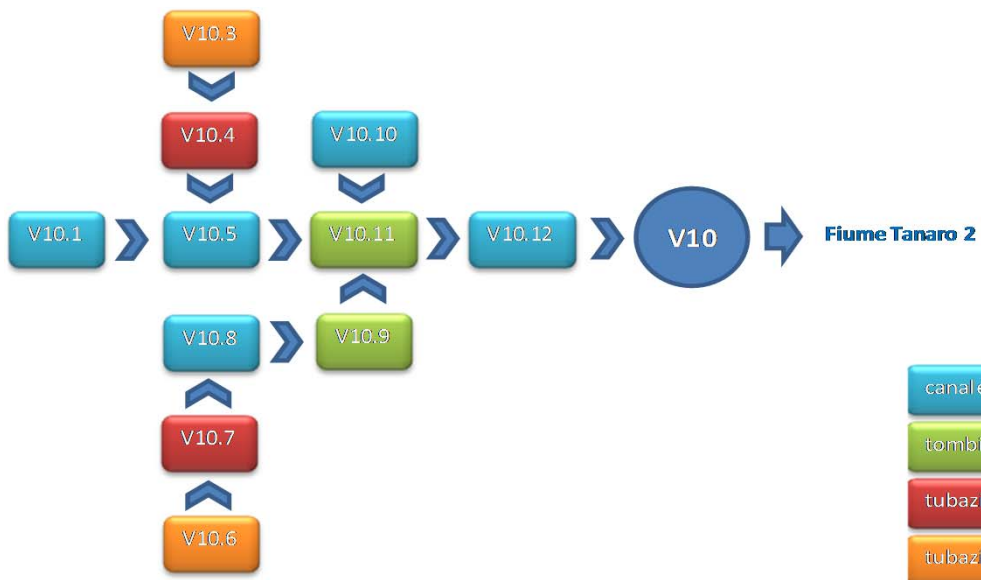
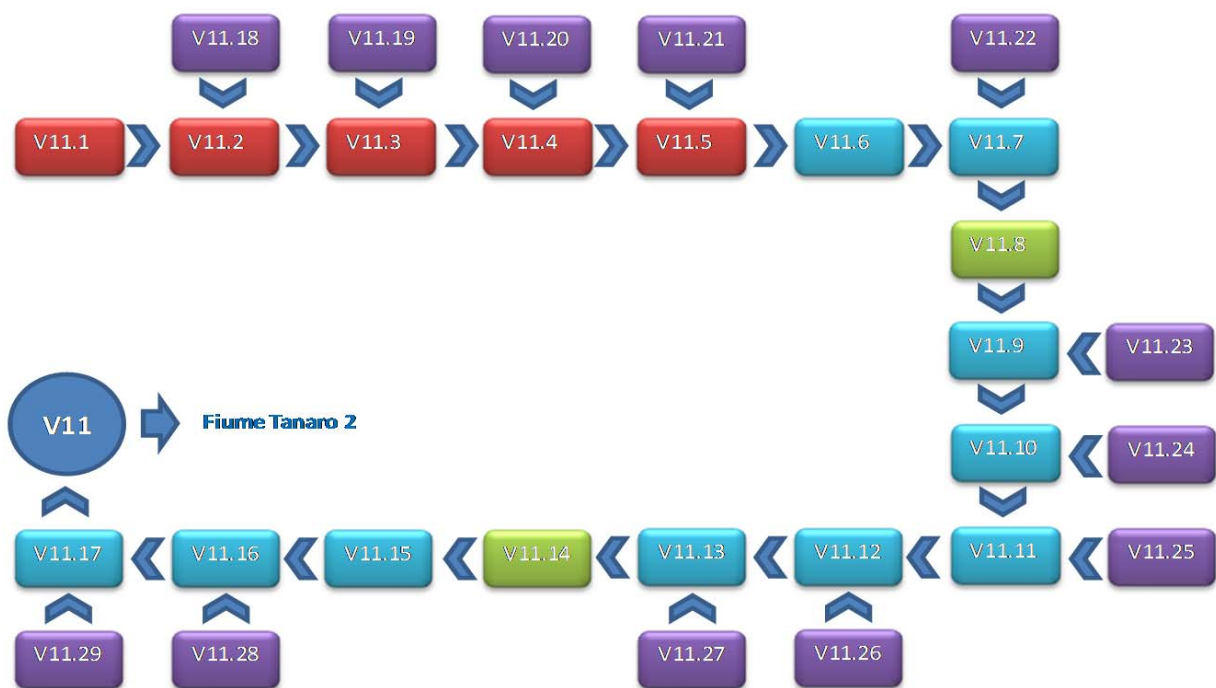


TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio					
rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID	descrizione	L [m]	i [%]	D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - tubazione cls	60,00	5,78	circolare	400	cls	70
2	2 - tubazione cls	60,00	5,78	circolare	500	cls	70
3	3 - tubazione cls	60,00	5,78	circolare	500	cls	70
4	4 - tubazione cls	60,00	5,78	circolare	600	cls	70
5	5 - tubazione cls	55,10	5,78	circolare	600	cls	70
6	6 - canale trapezio	31,00	2,40	trapezia	700	cls	70
7	7 - canale trapezio	75,00	2,40	trapezia	700	cls	70
8	8 - tubazione cls	10,20	2,40	circolare	1 000	cls	70
9	9 - canale trapezio	79,00	2,40	trapezia	700	cls	70
10	10 - canale trapezio	70,00	2,40	trapezia	700	cls	70
11	11 - canale trapezio	69,25	2,40	trapezia	700	cls	70
12	12 - canale trapezio	73,00	2,40	trapezia	700	cls	70
13	13 - canale trapezio	42,00	2,40	trapezia	700	cls	70
14	14 - tubazione cls	9,60	2,40	circolare	1 000	cls	70
15	15 - canale trapezio	30,00	2,40	trapezia	700	cls	70
16	16 - canale trapezio	70,00	2,40	trapezia	700	cls	70
17	17 - canale trapezio	47,00	2,40	trapezia	700	cls	70
18	18 - canaletta asola	76,85	5,78	rettangolare	300	cls	70
19	19 - canaletta asola	60,00	5,78	rettangolare	300	cls	70
20	20 - canaletta asola	60,00	5,78	rettangolare	300	cls	70
21	21 - canaletta asola	60,00	5,78	rettangolare	300	cls	70
22	22 - canaletta asola	75,90	5,78	rettangolare	300	cls	70
23	23 - canaletta asola	82,00	3,10	rettangolare	300	cls	70
24	24 - canaletta asola	70,00	3,10	rettangolare	300	cls	70
25	25 - canaletta asola	70,00	3,10	rettangolare	300	cls	70
26	26 - canaletta asola	64,20	3,10	rettangolare	300	cls	70
27	27 - canaletta asola	75,00	3,10	rettangolare	300	cls	70
28	28 - canaletta asola	70,00	3,10	rettangolare	300	cls	70
29	29 - canaletta asola	70,00	3,10	rettangolare	300	cls	70

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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	S [ha]	ϕ [-]	s [%]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ⁰]	n [-]	tp [min]	
1	1 - tubazione cls	0,1061	0,90	25	6,0	0,1061	47,25	0,432	10,0
2	2 - tubazione cls	0,0732	0,90	25	6,0	0,2858	47,25	0,432	10,0
3	3 - tubazione cls	0,0777	0,90	25	6,0	0,4449	47,25	0,432	10,0
4	4 - tubazione cls	0,0849	0,90	25	6,0	0,6090	47,25	0,432	10,0
5	5 - tubazione cls	0,0824	0,90	25	6,0	0,7736	47,25	0,432	10,0
6	6 - canale trapezio	0,0415	0,77	64	5,3	0,8151	47,25	0,432	10,0
7	7 - canale trapezio	0,1369	0,80	55	5,5	1,0434	47,25	0,432	10,0
8	8 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	1,0434	47,25	0,432	10,0
9	9 - canale trapezio	0,1674	0,75	69	5,3	1,2785	47,25	0,432	10,0
10	10 - canale trapezio	0,1183	0,78	61	5,4	1,4720	47,25	0,432	10,0
11	11 - canale trapezio	0,1063	0,78	61	5,4	1,6567	47,25	0,432	10,0
12	12 - canale trapezio	0,1057	0,78	59	5,4	1,8399	47,25	0,432	10,0
13	13 - canale trapezio	0,0598	0,69	86	5,0	1,9782	47,25	0,432	10,0
14	14 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	1,9782	47,25	0,432	10,0
15	15 - canale trapezio	0,0772	0,86	36	5,8	2,0554	47,25	0,432	10,0
16	16 - canale trapezio	0,1343	0,84	43	5,7	2,2556	47,25	0,432	10,0
17	17 - canale trapezio	0,0582	0,82	49	5,6	2,4041	47,25	0,432	10,0
18	18 - canaletta asola	0,1065	0,90	25	6,0	0,1065	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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]	ϕ [-]	s [‰]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ³]	n [-]	tp [min]
19	19 - canaletta asola	0,0814	0,90	25	6,0	0,0814	47,25	0,432	10,0
20	20 - canaletta asola	0,0792	0,90	25	6,0	0,0792	47,25	0,432	10,0
21	21 - canaletta asola	0,0822	0,90	25	6,0	0,0822	47,25	0,432	10,0
22	22 - canaletta asola	0,0914	0,90	25	6,0	0,0914	47,25	0,432	10,0
23	23 - canaletta asola	0,0677	0,90	25	6,0	0,0677	47,25	0,432	10,0
24	24 - canaletta asola	0,0752	0,90	25	6,0	0,0752	47,25	0,432	10,0
25	25 - canaletta asola	0,0784	0,90	25	6,0	0,0784	47,25	0,432	10,0
26	26 - canaletta asola	0,0776	0,90	25	6,0	0,0776	47,25	0,432	10,0
27	27 - canaletta asola	0,0784	0,90	25	6,0	0,0784	47,25	0,432	10,0
28	28 - canaletta asola	0,0659	0,90	25	6,0	0,0659	47,25	0,432	10,0
29	29 - canaletta asola	0,0903	0,90	25	6,0	0,0903	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
rami della rete di drenaggio	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
ID	descrizione	D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
1	1 - tubazione cls	circolare	400	0,035	132	33,0%	0,96	0,96
2	2 - tubazione cls	circolare	500	0,093	205	41,0%	1,23	0,99
3	3 - tubazione cls	circolare	500	0,145	265	53,0%	1,37	0,95
4	4 - tubazione cls	circolare	600	0,197	282	47,0%	1,51	1,00
5	5 - tubazione cls	circolare	600	0,249	330	55,0%	1,56	0,96
6	6 - canale trapezio	trapezia	700	0,261	273	30,3%	1,12	0,72
7	7 - canale trapezio	trapezia	700	0,328	315	36,0%	1,18	0,72
8	8 - tubazione cls	circolare	1 000	0,328	380	38,0%	1,20	0,72
9	9 - canale trapezio	trapezia	700	0,394	357	41,9%	1,22	0,72
10	10 - canale trapezio	trapezia	700	0,449	385	46,0%	1,27	0,72
11	11 - canale trapezio	trapezia	700	0,502	406	49,1%	1,33	0,72
12	12 - canale trapezio	trapezia	700	0,554	434	53,4%	1,35	0,73
13	13 - canale trapezio	trapezia	700	0,592	448	55,6%	1,38	0,73
14	14 - tubazione cls	circolare	1 000	0,592	530	53,0%	1,40	0,68
15	15 - canale trapezio	trapezia	700	0,615	462	57,8%	1,38	0,73
16	16 - canale trapezio	trapezia	700	0,673	483	61,2%	1,43	0,73
17	17 - canale trapezio	trapezia	700	0,716	504	64,7%	1,44	0,73
18	18 - canaletta asola	rettangolare	300	0,035	125	25,0%	0,93	0,80
19	19 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	105	21,0%	0,84	0,82
20	20 - canaletta asola	rettangolare	300	0,026	100	20,0%	0,86	0,82
21	21 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	105	21,0%	0,85	0,82
22	22 - canaletta asola	rettangolare	300	0,030	115	23,0%	0,87	0,81
23	23 - canaletta asola	rettangolare	300	0,022	115	23,0%	0,64	0,59
24	24 - canaletta asola	rettangolare	300	0,025	125	25,0%	0,66	0,59
25	25 - canaletta asola	rettangolare	300	0,026	125	25,0%	0,68	0,59
26	26 - canaletta asola	rettangolare	300	0,025	125	25,0%	0,68	0,59
27	27 - canaletta asola	rettangolare	300	0,026	125	25,0%	0,68	0,59
28	28 - canaletta asola	rettangolare	300	0,022	110	22,0%	0,65	0,60
29	29 - canaletta asola	rettangolare	300	0,030	140	28,0%	0,70	0,58



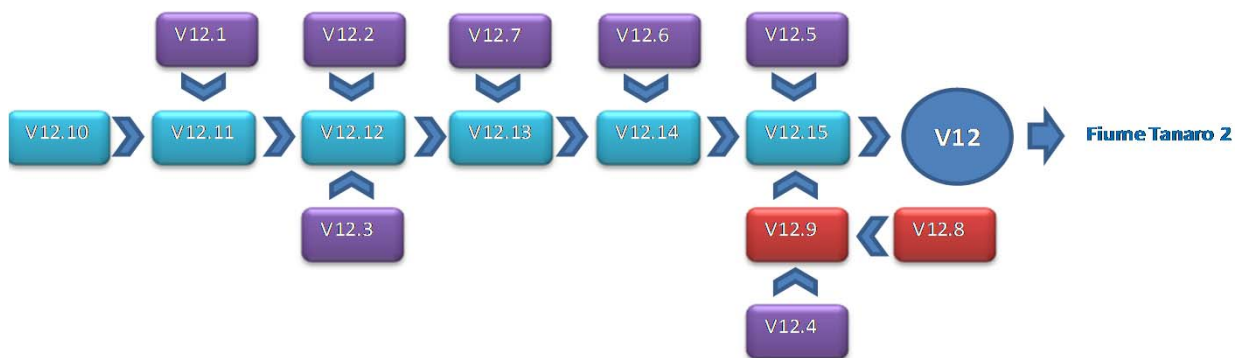
- tombino circolare in cls
- canaletta trapezia rivestita in cls
- canaletta ad asola in cls
- tubazione piattaforma in cls

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - canaletta asola	72,00	3,10	rettangolare	300	cls	70	
2	2 - canaletta asola	62,00	3,10	rettangolare	300	cls	70	
3	3 - canaletta asola	70,00	7,48	rettangolare	300	cls	70	
4	4 - canaletta asola	73,25	7,48	rettangolare	300	cls	70	
5	5 - canaletta asola	84,20	7,48	rettangolare	300	cls	70	
6	6 - canaletta asola	60,00	7,48	rettangolare	300	cls	70	
7	7 - canaletta asola	70,00	7,48	rettangolare	300	cls	70	
8	8 - tubazione cls	60,00	7,48	circolare	400	cls	70	
9	9 - tubazione cls	80,00	7,48	circolare	400	cls	70	
10	10 - canale trapezio	18,00	2,40	trapezia	700	cls	70	
11	11 - canale trapezio	62,00	2,40	trapezia	700	cls	70	
12	12 - canale trapezio	70,00	2,40	trapezia	700	cls	70	
13	13 - canale trapezio	70,00	2,40	trapezia	700	cls	70	
14	14 - canale trapezio	60,00	2,40	trapezia	700	cls	70	
15	15 - canale trapezio	11,00	2,40	trapezia	700	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	1 - canaletta asola	0,0834	0,90	25	6,0	0,0834	47,25	0,432	10,0
2	2 - canaletta asola	0,0693	0,90	25	6,0	0,0693	47,25	0,432	10,0
3	3 - canaletta asola	0,0787	0,90	25	6,0	0,0787	47,25	0,432	10,0
4	4 - canaletta asola	0,0817	0,90	25	6,0	0,0817	47,25	0,432	10,0
5	5 - canaletta asola	0,0944	0,90	25	6,0	0,0944	47,25	0,432	10,0
6	6 - canaletta asola	0,0672	0,90	25	6,0	0,0672	47,25	0,432	10,0
7	7 - canaletta asola	0,0783	0,90	25	6,0	0,0783	47,25	0,432	10,0
8	8 - tubazione cls	0,1104	0,90	25	6,0	0,1104	47,25	0,432	10,0
9	9 - tubazione cls	0,1104	0,90	25	6,0	0,3025	47,25	0,432	10,0
10	10 - canale trapezio	0,0702	0,86	36	5,8	0,0702	47,25	0,432	10,0
11	11 - canale trapezio	0,1171	0,81	50	5,6	0,2707	47,25	0,432	10,0
12	12 - canale trapezio	0,1365	0,80	54	5,5	0,5552	47,25	0,432	10,0
13	13 - canale trapezio	0,1352	0,79	57	5,5	0,7687	47,25	0,432	10,0
14	14 - canale trapezio	0,1118	0,78	61	5,4	0,9477	47,25	0,432	10,0
15	15 - canale trapezio	0,0120	0,57	123	4,3	1,3566	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	135	27,0%	0,67	0,58
2	2 - canaletta asola	rettangolare	300	0,023	115	23,0%	0,66	0,59
3	3 - canaletta asola	rettangolare	300	0,026	90	18,0%	0,95	0,95
4	4 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	95	19,0%	0,94	0,94
5	5 - canaletta asola	rettangolare	300	0,031	105	21,0%	0,98	0,93
6	6 - canaletta asola	rettangolare	300	0,022	80	16,0%	0,92	0,95
7	7 - canaletta asola	rettangolare	300	0,026	90	18,0%	0,95	0,95
8	8 - tubazione cls	circolare	400	0,036	124	31,0%	1,09	1,10
9	9 - tubazione cls	circolare	400	0,099	220	55,0%	1,39	1,03

TABELLA DI OUTPUT 3/3			Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete					
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
10	10 - canale trapezio	trapezia	700	0,022	56	5,3%	0,54	0,64
11	11 - canale trapezio	trapezia	700	0,084	133	13,4%	0,81	0,69
12	12 - canale trapezio	trapezia	700	0,171	210	22,4%	0,99	0,71
13	13 - canale trapezio	trapezia	700	0,235	259	28,5%	1,07	0,71
14	14 - canale trapezio	trapezia	700	0,287	294	33,1%	1,12	0,72
15	15 - canale trapezio	trapezia	700	0,414	364	42,9%	1,25	0,72

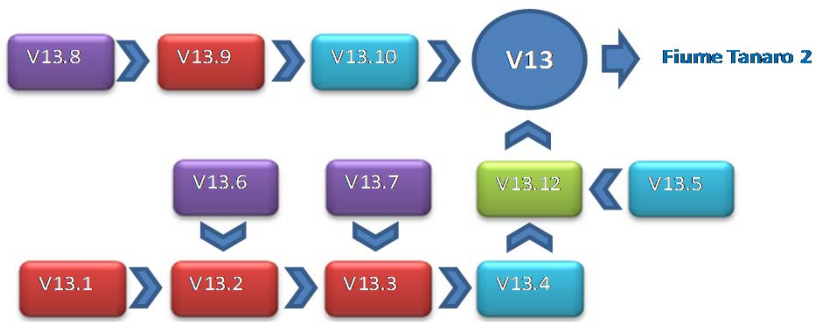


- canaletta trapezia rivestita in cls
- canaletta ad asola in cls
- tubazione piattaforma in cls

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante	
ID	descrizione	L [m]	i [%]	D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]	
1	1 - tubazione cls	60,00	7,32	circolare	400	cls	70	
2	2 - tubazione cls	80,00	7,32	circolare	600	cls	70	
3	3 - tubazione cls	151,00	7,32	circolare	800	cls	70	
4	4 - canale trapezio	268,35	2,70	trapezia	700	cls	70	
5	5 - canale trapezio	153,68	0,80	trapezia	700	cls	70	
6	6 - canaletta asola	80,00	7,32	rettangolare	300	cls	70	
7	7 - canaletta asola	80,00	7,32	rettangolare	300	cls	70	
8	8 - canaletta asola	84,30	7,32	rettangolare	300	cls	70	
9	9 - tubazione cls	66,00	7,32	circolare	600	cls	70	
10	10 - canale trapezio	268,07	2,00	trapezia	700	cls	70	
11	12 - tubazione cls	29,98	2,80	circolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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	S [ha]	φ [-]	s [%]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]	
1	1 - tubazione cls	0,1170	0,90	25	6,0	0,1170	47,25	0,432	10,0
2	2 - tubazione cls	0,1104	0,90	25	6,0	0,3227	47,25	0,432	10,0
3	3 - tubazione cls	0,2242	0,90	25	6,0	0,6365	47,25	0,432	10,0
4	4 - canale trapezio	0,4618	0,75	68	5,3	1,0983	47,25	0,432	10,0
5	5 - canale trapezio	0,1426	0,77	62	5,4	0,1426	47,25	0,432	10,0
6	6 - canaletta asola	0,0953	0,90	25	6,0	0,0953	47,25	0,432	10,0
7	7 - canaletta asola	0,0896	0,90	25	6,0	0,0896	47,25	0,432	10,0
8	8 - canaletta asola	0,1117	0,90	25	6,0	0,1117	47,25	0,432	10,0
9	9 - tubazione cls	0,0739	0,90	25	6,0	0,1856	47,25	0,432	10,0
10	10 - canale trapezio	0,4651	0,75	69	5,2	0,6507	47,25	0,432	10,0
11	12 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	1,2409	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
rami della rete di drenaggio	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
ID	descrizione	D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
1	1 - tubazione cls	circolare	400	0,038	132	33,0%	1,06	1,09
2	2 - tubazione cls	circolare	600	0,105	186	31,0%	1,41	1,16
3	3 - tubazione cls	circolare	800	0,206	240	30,0%	1,62	1,22
4	4 - canale trapezio	trapezia	700	0,330	308	35,0%	1,22	0,76
5	5 - canale trapezio	trapezia	700	0,040	119	11,9%	0,44	0,39
6	6 - canaletta asola	rettangolare	300	0,031	105	21,0%	0,99	0,92
7	7 - canaletta asola	rettangolare	300	0,029	100	20,0%	0,98	0,93
8	8 - canaletta asola	rettangolare	300	0,036	120	24,0%	1,01	0,91
9	9 - tubazione cls	circolare	600	0,061	144	24,0%	1,16	1,16
10	10 - canale trapezio	trapezia	700	0,187	238	25,8%	0,94	0,65
11	12 - tubazione cls	circolare	1 500	0,369	330	22,0%	1,28	0,83



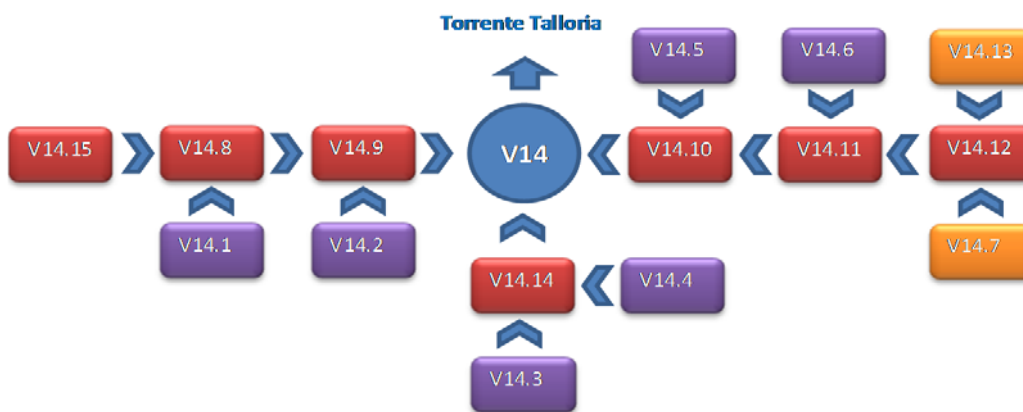
- tombino circolare in cls
- canaletta trapezia rivestita in cls
- canaletta ad asola in cls
- tubazione piattaforma in cls

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - canaletta asola	97,00	7,30	rettangolare	300	cls	70	
2	2 - canaletta asola	80,00	7,30	rettangolare	300	cls	70	
3	3 - canaletta asola	80,00	7,30	rettangolare	300	cls	70	
4	4 - canaletta asola	79,50	7,30	rettangolare	300	cls	70	
5	5 - canaletta asola	80,00	20,00	rettangolare	300	cls	70	
6	6 - canaletta asola	57,00	20,00	rettangolare	300	cls	70	
7	7 - tubazione acciaio viadotto	249,50	20,00	circolare	450	acciaio	100	
8	8 - tubazione cls	80,00	7,30	circolare	600	cls	70	
9	9 - tubazione cls	80,00	7,30	circolare	800	cls	70	
10	10 - tubazione cls	79,50	7,30	circolare	800	cls	70	
11	11 - tubazione cls	80,00	20,00	circolare	600	cls	70	
12	12 - tubazione cls	62,50	20,00	circolare	500	cls	70	
13	13 - tubazione acciaio viadotto	242,50	20,00	circolare	450	acciaio	100	
14	14 - tubazione cls	13,20	25,00	circolare	400	cls	70	
15	15 - tubazione cls	205,00	7,30	circolare	400	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto tp [min]
							a [mm/h ⁿ]	n [-]	
1	1 - canaletta asola	0,1873	0,90	25	6,0	0,1873	47,25	0,432	10,0
2	2 - canaletta asola	0,1008	0,90	25	6,0	0,1008	47,25	0,432	10,0
3	3 - canaletta asola	0,1008	0,90	25	6,0	0,1008	47,25	0,432	10,0
4	4 - canaletta asola	0,1065	0,90	25	6,0	0,1065	47,25	0,432	10,0
5	5 - canaletta asola	0,1072	0,90	25	6,0	0,1072	47,25	0,432	10,0
6	6 - canaletta asola	0,0838	0,90	25	6,0	0,0838	47,25	0,432	10,0
7	7 - tubazione acciaio viadotto	0,3425	0,90	25	6,0	0,3425	47,25	0,432	10,0
8	8 - tubazione cls	0,1008	0,90	25	6,0	0,5785	47,25	0,432	10,0
9	9 - tubazione cls	0,1008	0,90	25	6,0	0,7801	47,25	0,432	10,0
10	10 - tubazione cls	0,1002	0,90	25	6,0	1,1187	47,25	0,432	10,0
11	11 - tubazione cls	0,1008	0,90	25	6,0	0,9113	47,25	0,432	10,0
12	12 - tubazione cls	0,0788	0,90	25	6,0	0,7268	47,25	0,432	10,0
13	13 - tubazione acciaio viadotto	0,3055	0,90	25	6,0	0,3055	47,25	0,432	10,0
14	14 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,2073	47,25	0,432	10,0
15	15 - tubazione cls	0,2904	0,90	25	6,0	0,2904	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - canaletta asola	rettangolare	300	0,061	180	36,0%	1,13	0,85
2	2 - canaletta asola	rettangolare	300	0,033	110	22,0%	1,00	0,92
3	3 - canaletta asola	rettangolare	300	0,033	110	22,0%	1,00	0,92
4	4 - canaletta asola	rettangolare	300	0,035	115	23,0%	1,01	0,91
5	5 - canaletta asola	rettangolare	300	0,035	80	16,0%	1,46	1,56
6	6 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	70	14,0%	1,30	1,57
7	7 - tubazione acciaio viadotto	circolare	450	0,112	140	31,0%	2,66	2,62
8	8 - tubazione cls	circolare	600	0,187	258	43,0%	1,61	1,14
9	9 - tubazione cls	circolare	800	0,251	264	33,0%	1,74	1,22
10	10 - tubazione cls	circolare	800	0,357	320	40,0%	1,90	1,20

TABELLA DI OUTPUT 3/3			Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete					
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
11	11 - tubazione cls	circolare	600	0,292	252	42,0%	2,59	1,89
12	12 - tubazione cls	circolare	500	0,234	240	48,0%	2,52	1,80
13	13 - tubazione acciaio viadotto	circolare	450	0,100	131	29,0%	2,60	2,62
14	14 - tubazione cls	circolare	400	0,068	128	32,0%	1,95	2,01
15	15 - tubazione cls	circolare	400	0,095	216	54,0%	1,37	1,02

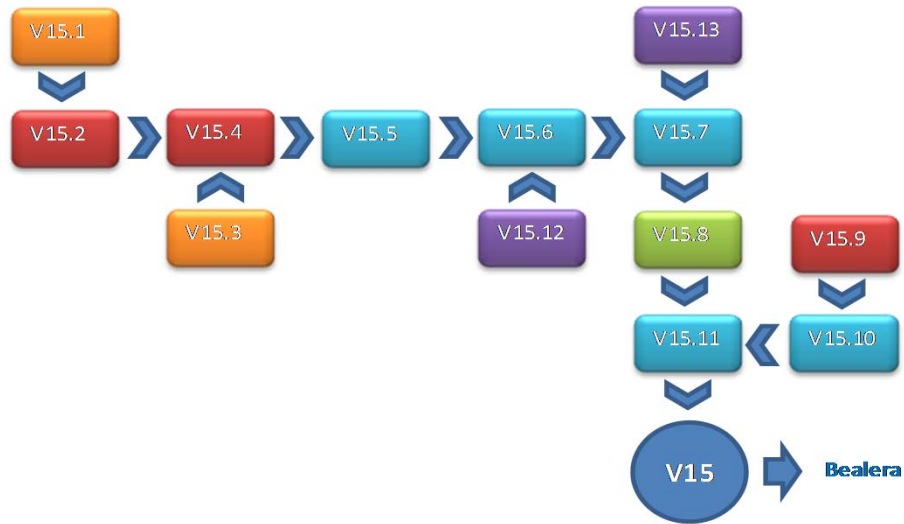


- tubazione piattaforma in cls
- tubazione viadotto in acciaio
- canaletta ad asola in cls

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - tubazione acciaio viadotto	186,00	11,70	circolare	450	acciaio	100	
2	2 - tubazione cls	13,00	25,00	circolare	600	cls	70	
3	3 - tubazione acciaio viadotto	194,00	11,70	circolare	450	acciaio	100	
4	4 - tubazione cls	7,50	4,10	circolare	600	cls	70	
5	5 - canale trapezio	62,00	4,10	trapezia	700	cls	70	
6	6 - canale trapezio	82,00	4,10	trapezia	700	cls	70	
7	7 - canale trapezio	106,00	2,60	trapezia	700	cls	70	
8	8 - tubazione cls	19,35	2,60	circolare	1 500	cls	70	
9	9 - tubazione cls	234,65	30,00	circolare	400	cls	70	
10	10 - canale trapezio	65,00	1,50	trapezia	700	cls	70	
11	11 - canale trapezio	37,60	1,50	trapezia	700	cls	70	
12	12 - canaletta asola	50,65	11,70	rettangolare	300	cls	70	
13	13 - canaletta asola	81,15	5,00	rettangolare	300	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _r [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto tp [min]
							a [mm/h ⁿ]	n [-]	
1	1 - tubazione acciaio viadotto	0,2413	0,90	25	6,0	0,2413	47,25	0,432	10,0
2	2 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,2413	47,25	0,432	10,0
3	3 - tubazione acciaio viadotto	0,2329	0,90	25	6,0	0,2329	47,25	0,432	10,0
4	4 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	0,4742	47,25	0,432	10,0
5	5 - canale trapezio	0,1886	0,63	104	4,7	0,6628	47,25	0,432	10,0
6	6 - canale trapezio	0,2210	0,58	118	4,4	0,9974	47,25	0,432	10,0
7	7 - canale trapezio	0,0213	0,30	200	3,0	1,1310	47,25	0,432	10,0
8	8 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	1,1310	47,25	0,432	10,0
9	9 - tubazione cls	0,1095	0,90	25	6,0	0,1095	47,25	0,432	10,0
10	10 - canale trapezio	0,0544	0,90	25	6,0	0,1639	47,25	0,432	10,0
11	11 - canale trapezio	0,0195	0,72	78	5,1	1,3144	47,25	0,432	10,0
12	12 - canaletta asola	0,1136	0,90	25	6,0	0,1136	47,25	0,432	10,0
13	13 - canaletta asola	0,1123	0,90	25	6,0	0,1123	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - tubazione acciaio viadotto	circolare	450	0,079	135	30,0%	1,96	2,00
2	2 - tubazione cls	circolare	600	0,079	120	20,0%	1,96	2,12
3	3 - tubazione acciaio viadotto	circolare	450	0,076	131	29,0%	1,98	2,00
4	4 - tubazione cls	circolare	600	0,154	270	45,0%	1,25	0,85
5	5 - canale trapezio	trapezia	700	0,197	196	20,7%	1,24	0,92
6	6 - canale trapezio	trapezia	700	0,280	245	26,7%	1,36	0,93
7	7 - canale trapezio	trapezia	700	0,318	301	34,1%	1,21	0,75
8	8 - tubazione cls	circolare	1 500	0,318	315	21,0%	1,18	0,80
9	9 - tubazione cls	circolare	400	0,036	88	22,0%	1,74	2,18
10	10 - canale trapezio	trapezia	700	0,053	119	11,9%	0,59	0,54
11	11 - canale trapezio	trapezia	700	0,374	392	47,0%	1,03	0,57
12	12 - canaletta asola	rettangolare	300	0,037	100	20,0%	1,24	1,17
13	13 - canaletta asola	rettangolare	300	0,037	140	28,0%	0,87	0,73



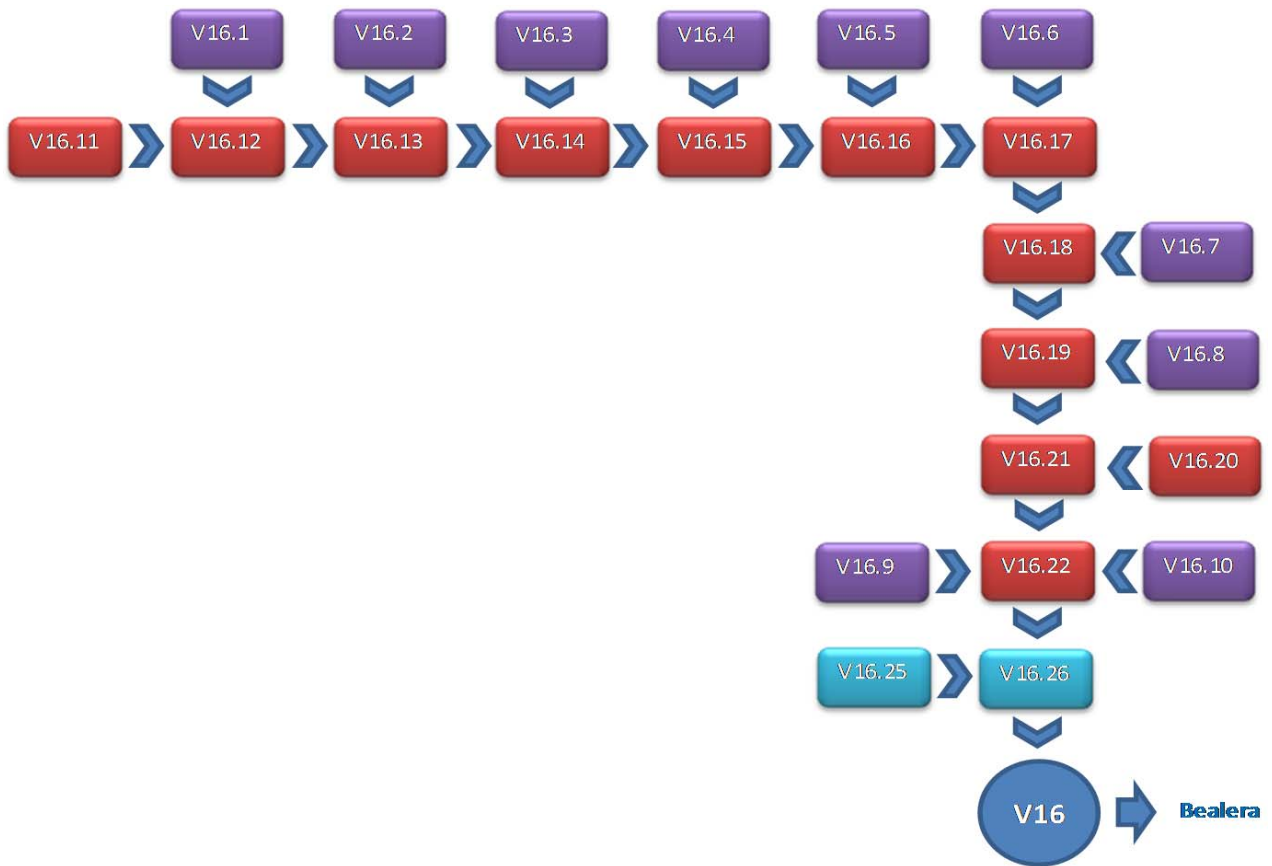
- canaletta trapezia rivestita in cls
- tombino circolare in cls
- tubazione piattaforma in cls
- tubazione viadotto in acciaio
- canaletta ad asola in cls

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	1 - canaletta asola	53,14	5,00	rettangolare	300	cls	70	
2	2 - canaletta asola	60,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
3	3 - canaletta asola	61,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
4	4 - canaletta asola	60,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
5	5 - canaletta asola	60,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
6	6 - canaletta asola	61,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
7	7 - canaletta asola	60,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
8	8 - canaletta asola	60,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
9	9 - canaletta asola	60,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
10	10 - canaletta asola	53,00	5,00	rettangolare	300	cls	70	
11	11 - tubazione cls	40,00	5,00	circolare	400	cls	70	
12	12 - tubazione cls	60,00	5,00	circolare	500	cls	70	
13	13 - tubazione cls	60,00	5,00	circolare	600	cls	70	
14	14 - tubazione cls	60,00	5,00	circolare	600	cls	70	
15	15 - tubazione cls	60,00	5,00	circolare	600	cls	70	
16	16 - tubazione cls	60,00	5,00	circolare	800	cls	70	
17	17 - tubazione cls	60,00	5,00	circolare	800	cls	70	
18	18 - tubazione cls	60,00	5,00	circolare	800	cls	70	
19	19 - tubazione cls	60,00	5,00	circolare	800	cls	70	
20	20 - tubazione cls	40,00	5,00	circolare	400	cls	70	
21	21 - tubazione cls	11,00	5,00	circolare	1 000	cls	70	
22	22 - tubazione cls	26,00	5,00	circolare	1 000	cls	70	
23	25 - canale trapezio	433,33	1,60	trapezia	700	cls	70	
24	26 - canale trapezio	10,00	1,60	trapezia	700	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _r [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	1 - canaletta asola	0,1293	0,90	25	6,0	0,1293	47,25	0,432	10,0
2	2 - canaletta asola	0,0816	0,90	25	6,0	0,0816	47,25	0,432	10,0
3	3 - canaletta asola	0,0830	0,90	25	6,0	0,0830	47,25	0,432	10,0
4	4 - canaletta asola	0,0816	0,90	25	6,0	0,0816	47,25	0,432	10,0
5	5 - canaletta asola	0,0816	0,90	25	6,0	0,0816	47,25	0,432	10,0
6	6 - canaletta asola	0,1066	0,90	25	6,0	0,1066	47,25	0,432	10,0
7	7 - canaletta asola	0,1055	0,90	25	6,0	0,1055	47,25	0,432	10,0
8	8 - canaletta asola	0,0966	0,90	25	6,0	0,0966	47,25	0,432	10,0
9	9 - canaletta asola	0,0979	0,90	25	6,0	0,0979	47,25	0,432	10,0
10	10 - canaletta asola	0,0878	0,90	25	6,0	0,0878	47,25	0,432	10,0
11	11 - tubazione cls	0,1167	0,90	25	6,0	0,1167	47,25	0,432	10,0
12	12 - tubazione cls	0,0756	0,90	25	6,0	0,3216	47,25	0,432	10,0
13	13 - tubazione cls	0,0769	0,90	25	6,0	0,4801	47,25	0,432	10,0
14	14 - tubazione cls	0,0747	0,90	25	6,0	0,6377	47,25	0,432	10,0
15	15 - tubazione cls	0,0750	0,90	25	6,0	0,7943	47,25	0,432	10,0
16	16 - tubazione cls	0,0797	0,90	25	6,0	0,9556	47,25	0,432	10,0
17	17 - tubazione cls	0,0663	0,90	25	6,0	1,1285	47,25	0,432	10,0
18	18 - tubazione cls	0,0654	0,90	25	6,0	1,2994	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) ϕ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto tp [min]
							a [mm/h ¹]	n [-]	
19	19 - tubazione cls	0,0654	0,90	25	6,0	1,4614	47,25	0,432	10,0
20	20 - tubazione cls	0,0534	0,90	25	6,0	0,0534	47,25	0,432	10,0
21	21 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	1,5148	47,25	0,432	10,0
22	22 - tubazione cls	0,0000	0,90	25	6,0	1,7005	47,25	0,432	10,0
23	25 - canale trapezio	0,7323	0,42	166	3,6	0,7323	47,25	0,432	10,0
24	26 - canale trapezio	0,0111	0,30	200	3,0	2,4439	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	1 - canaletta asola	rettangolare	300	0,042	155	31,0%	0,91	0,72
2	2 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	110	22,0%	0,81	0,76
3	3 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	110	22,0%	0,82	0,76
4	4 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	110	22,0%	0,81	0,76
5	5 - canaletta asola	rettangolare	300	0,027	110	22,0%	0,81	0,76
6	6 - canaletta asola	rettangolare	300	0,035	135	27,0%	0,86	0,74
7	7 - canaletta asola	rettangolare	300	0,034	135	27,0%	0,85	0,74
8	8 - canaletta asola	rettangolare	300	0,032	125	25,0%	0,84	0,75
9	9 - canaletta asola	rettangolare	300	0,032	125	25,0%	0,85	0,75
10	10 - canaletta asola	rettangolare	300	0,029	115	23,0%	0,83	0,75
11	11 - tubazione cls	circolare	400	0,038	144	36,0%	0,94	0,89
12	12 - tubazione cls	circolare	500	0,105	225	45,0%	1,22	0,91
13	13 - tubazione cls	circolare	600	0,156	258	43,0%	1,34	0,94
14	14 - tubazione cls	circolare	600	0,206	306	51,0%	1,42	0,92
15	15 - tubazione cls	circolare	600	0,256	348	58,0%	1,51	0,88
16	16 - tubazione cls	circolare	800	0,307	328	41,0%	1,58	0,99
17	17 - tubazione cls	circolare	800	0,360	360	45,0%	1,64	0,98
18	18 - tubazione cls	circolare	800	0,413	392	49,0%	1,69	0,97
19	19 - tubazione cls	circolare	800	0,463	416	52,0%	1,75	0,96
20	20 - tubazione cls	circolare	400	0,017	96	24,0%	0,75	0,89
21	21 - tubazione cls	circolare	1 000	0,479	380	38,0%	1,75	1,04
22	22 - tubazione cls	circolare	1 000	0,535	400	40,0%	1,82	1,03
23	25 - canale trapezio	trapezia	700	0,111	182	19,0%	0,76	0,57
24	26 - canale trapezio	trapezia	700	0,650	532	69,4%	1,22	0,60



- canaletta trapezia rivestita in cls
- canaletta ad asola in cls
- tubazione piattaforma in cls



**ALLEGATO 4 – SCALE DI DEFLUSSO DEGLI ELEMENTI
MARGINALI DI RACCOLTA**

Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

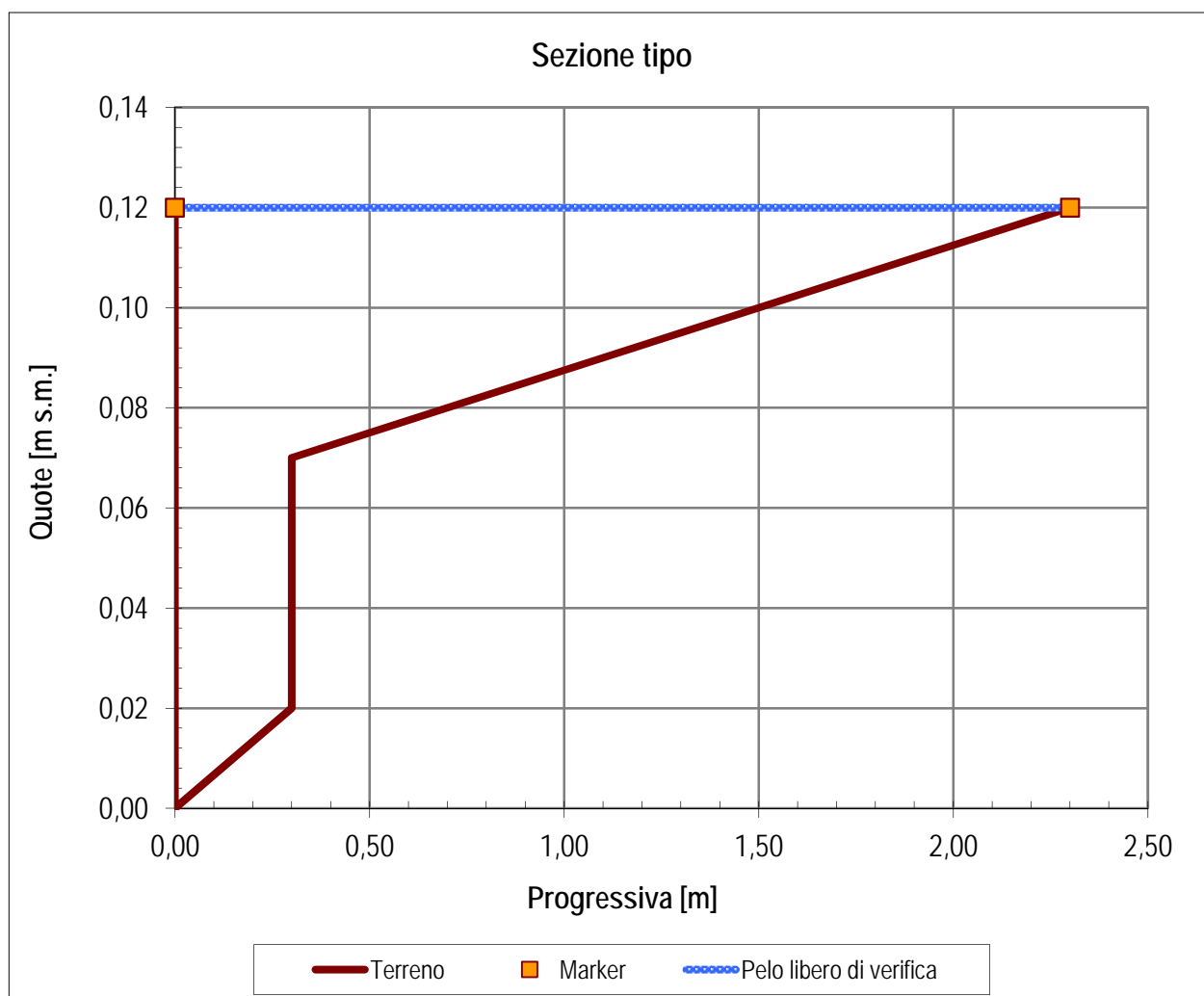
Sezione di verifica: Cunetta ciglio carreggiata - pendenza 0,106%

Dati geometrici

Livello idrico minimo:	Yo [m]	0,00
Livello idrico massimo:	Ymax [m]	0,12
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0,12
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		5
Pendenza longitudinale:	i [%]	0,11%

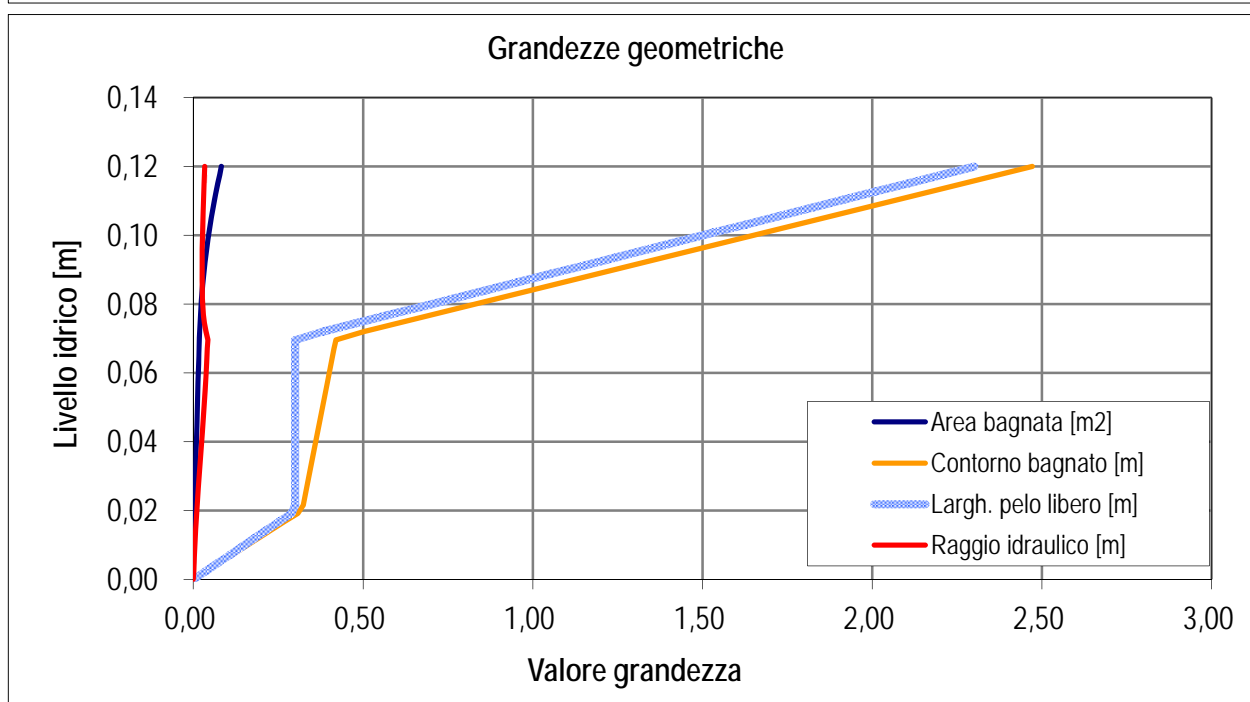
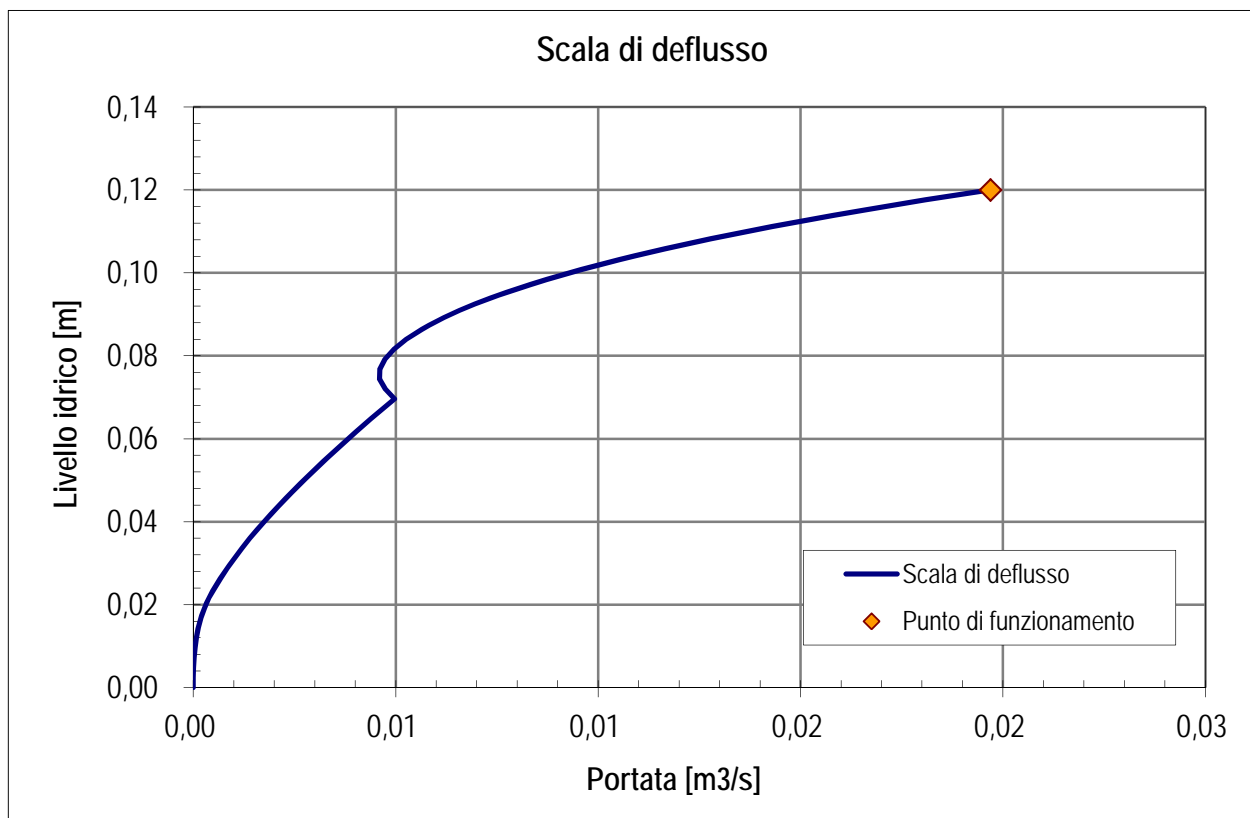
Risultati

Portata massima defluibile:	Q_{max} [m ³ /s]	0,01969
Portata di verifica:	Q [m ³ /s]	0,01969
Riempimento:	r [%]	100,0%
Area bagnata	A [m ²]	0,08
Perimetro bagnato	B [m]	2,47
Larghezza pelo libero	b [m]	2,30
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	60,0



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

Sezione di verifica: Cunetta ciglio carreggiata - pendenza 0,106%



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

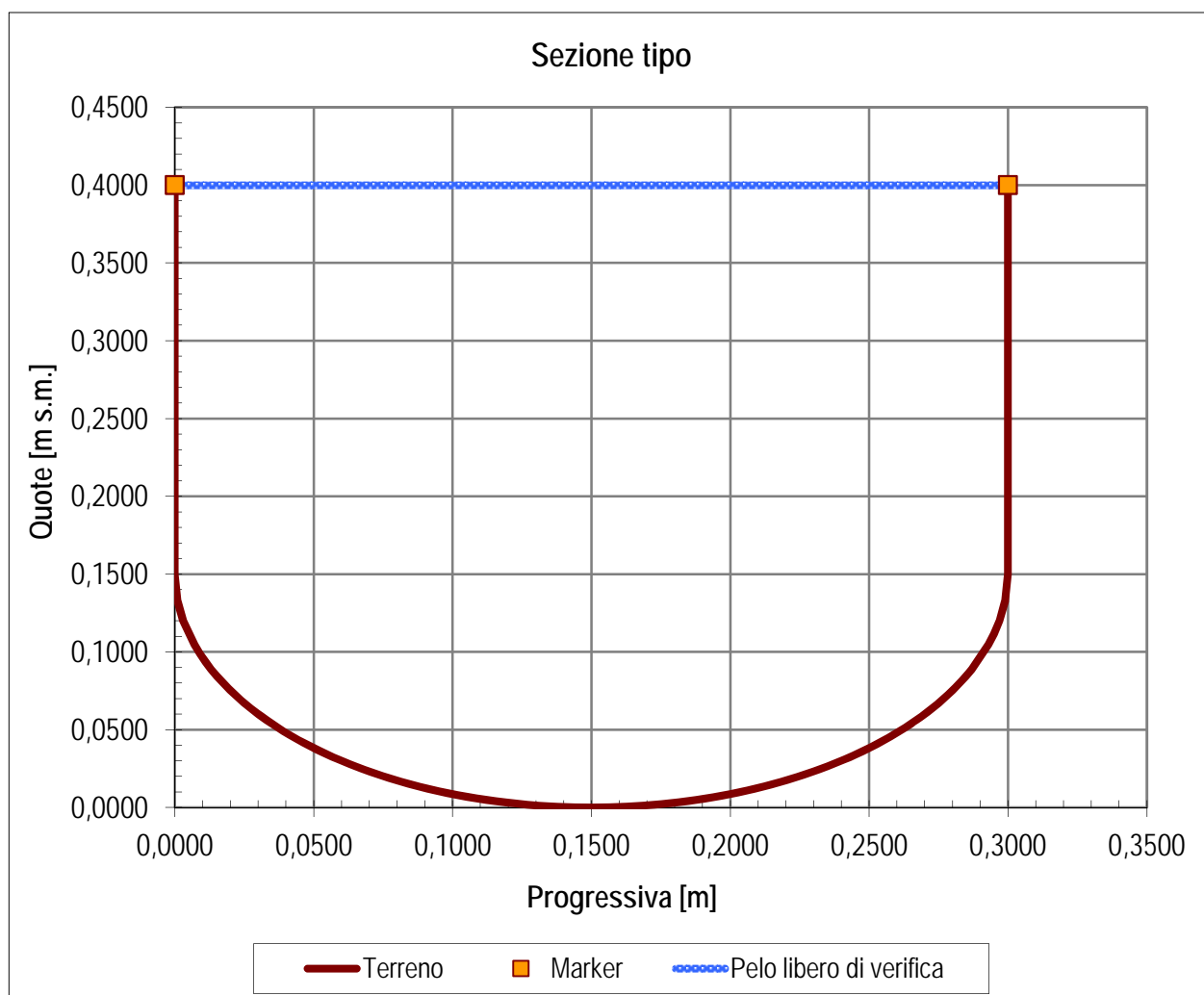
Sezione di verifica: Canaletta ad asola - pendenza 0,106%

Dati geometrici

Livello idrico minimo:	Y_0 [m]	0,00
Livello idrico massimo:	Y_{max} [m]	0,40
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0,40
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		100
Pendenza longitudinale:	i [%]	0,11%

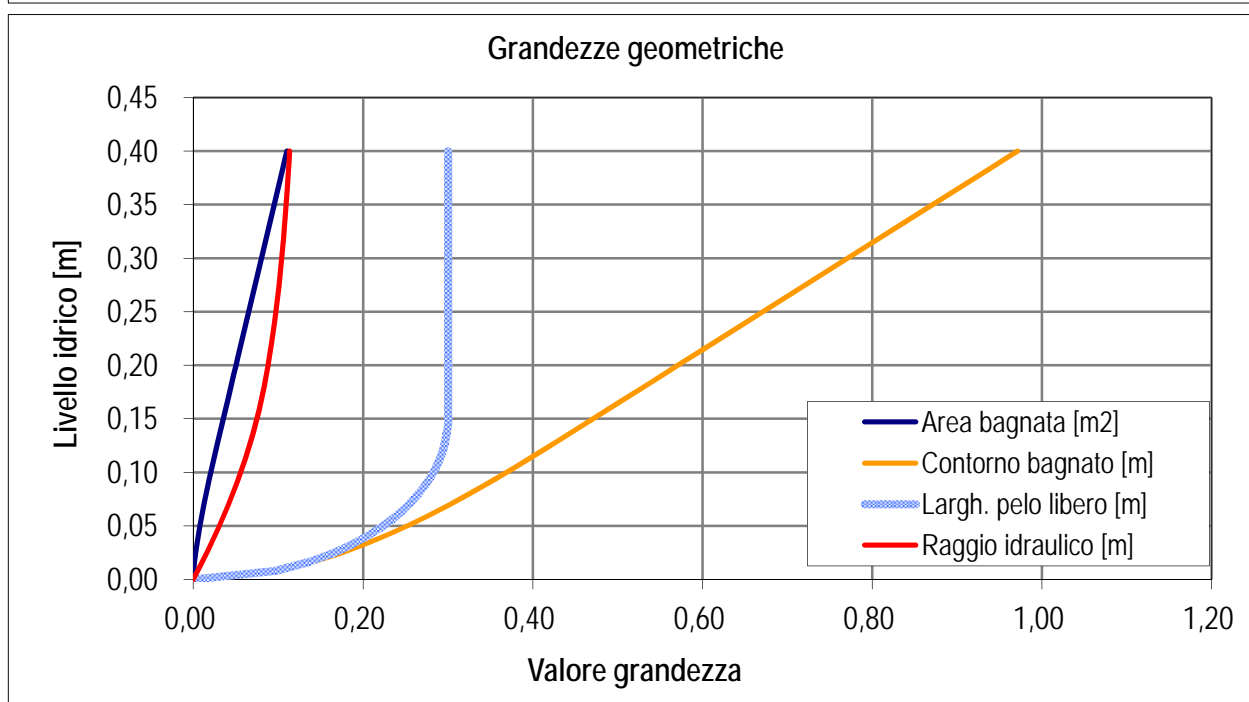
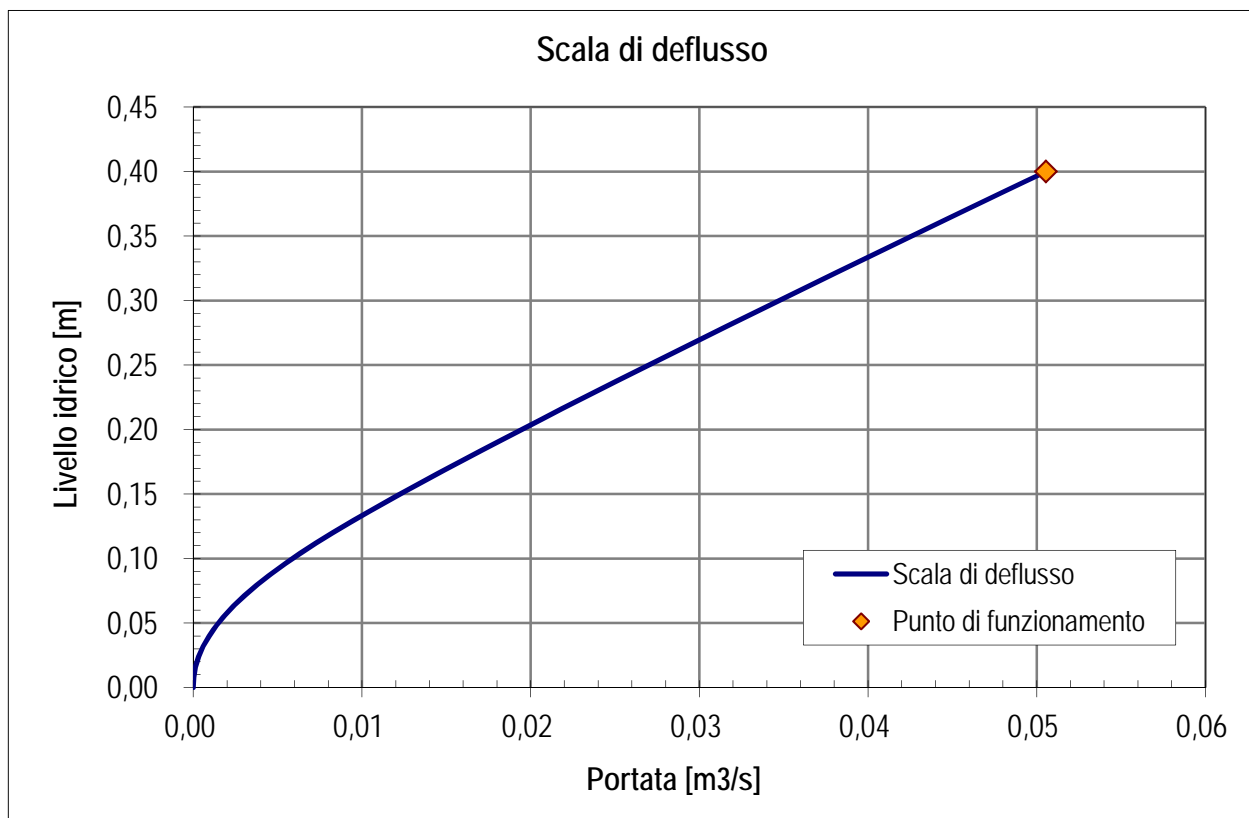
Risultati

Portata massima defluibile:	Q_{max} [m ³ /s]	0,05055
Portata di verifica:	Q [m ³ /s]	0,05055
Riempimento:	r [%]	100,0%
Area bagnata	A [m ²]	0,11
Perimetro bagnato	B [m]	0,97
Larghezza pelo libero	b [m]	0,30
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	60,0



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

Sezione di verifica: Canaletta ad asola - pendenza 0,106%



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

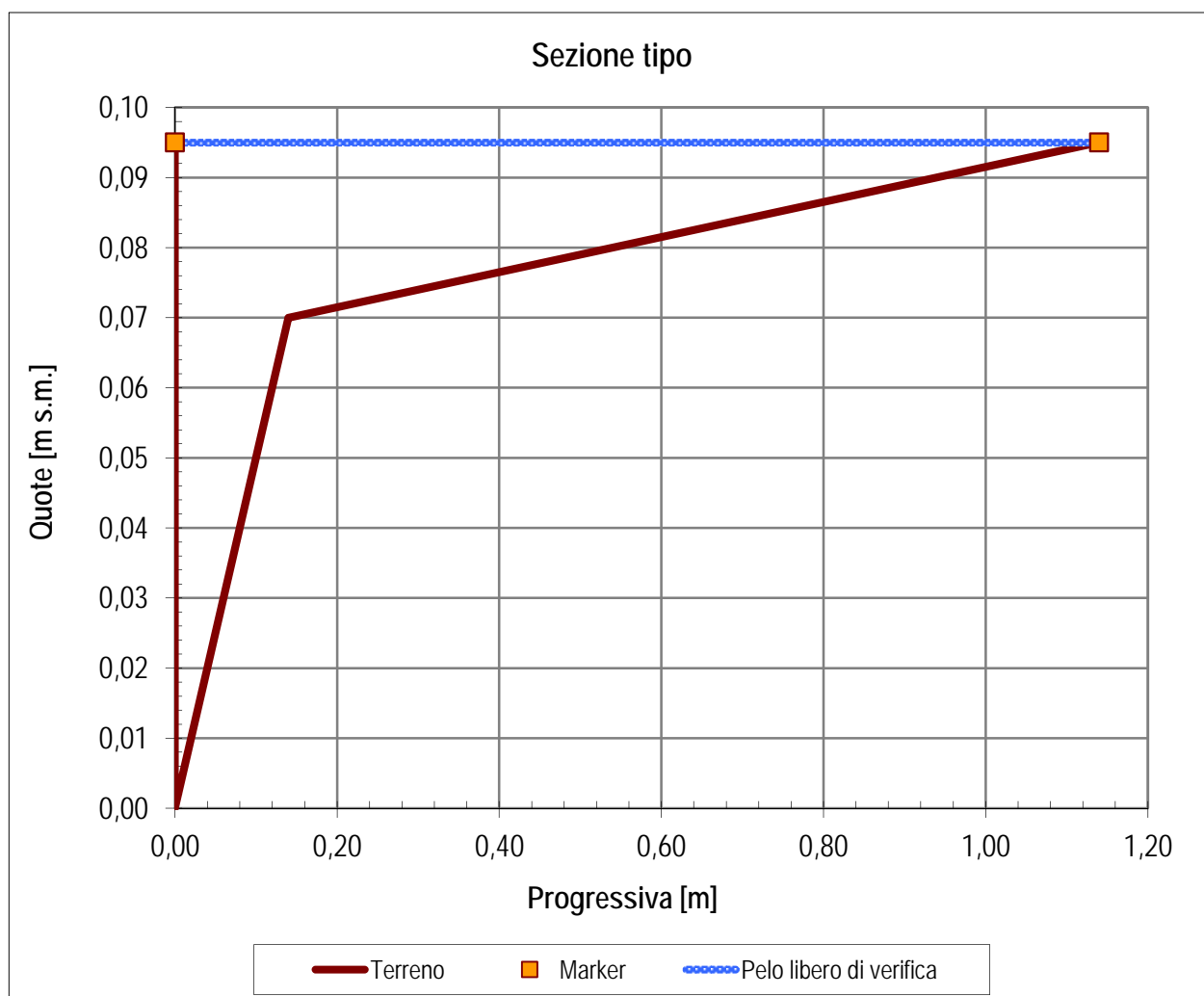
Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto Deglia (lato AT)

Dati geometrici

Livello idrico minimo:	Y_0 [m]	0,00
Livello idrico massimo:	Y_{max} [m]	0,10
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0,10
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		4
Pendenza longitudinale:	i [%]	2,26%

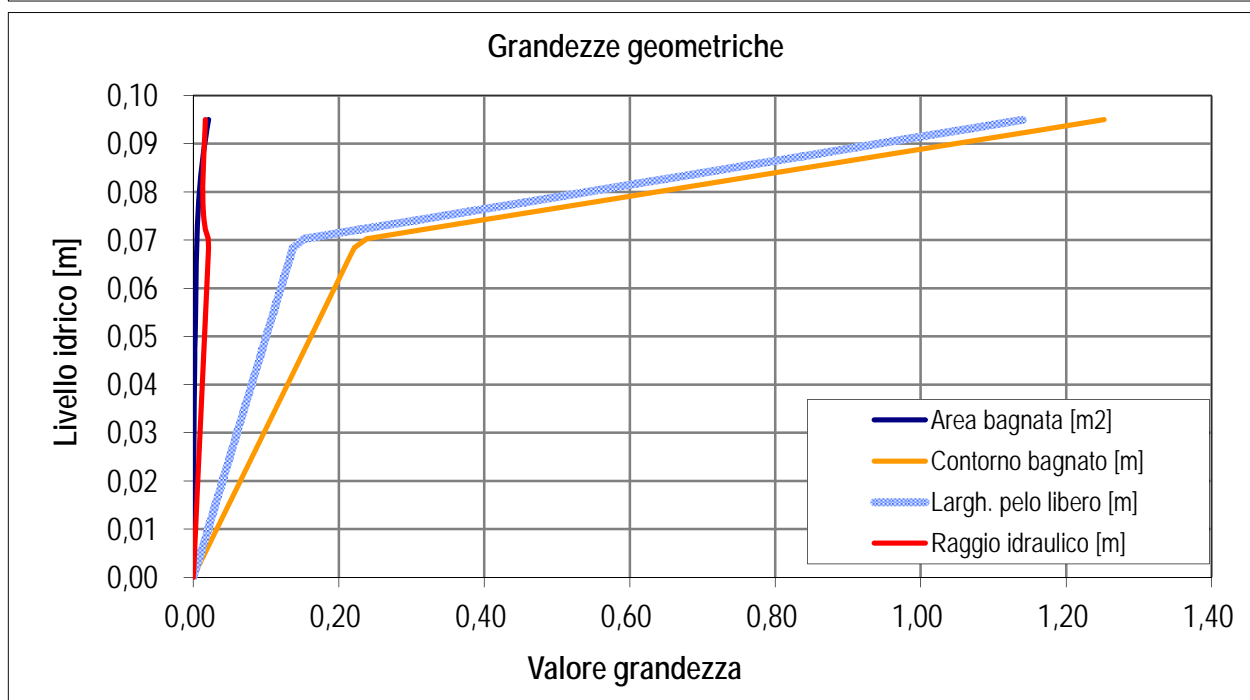
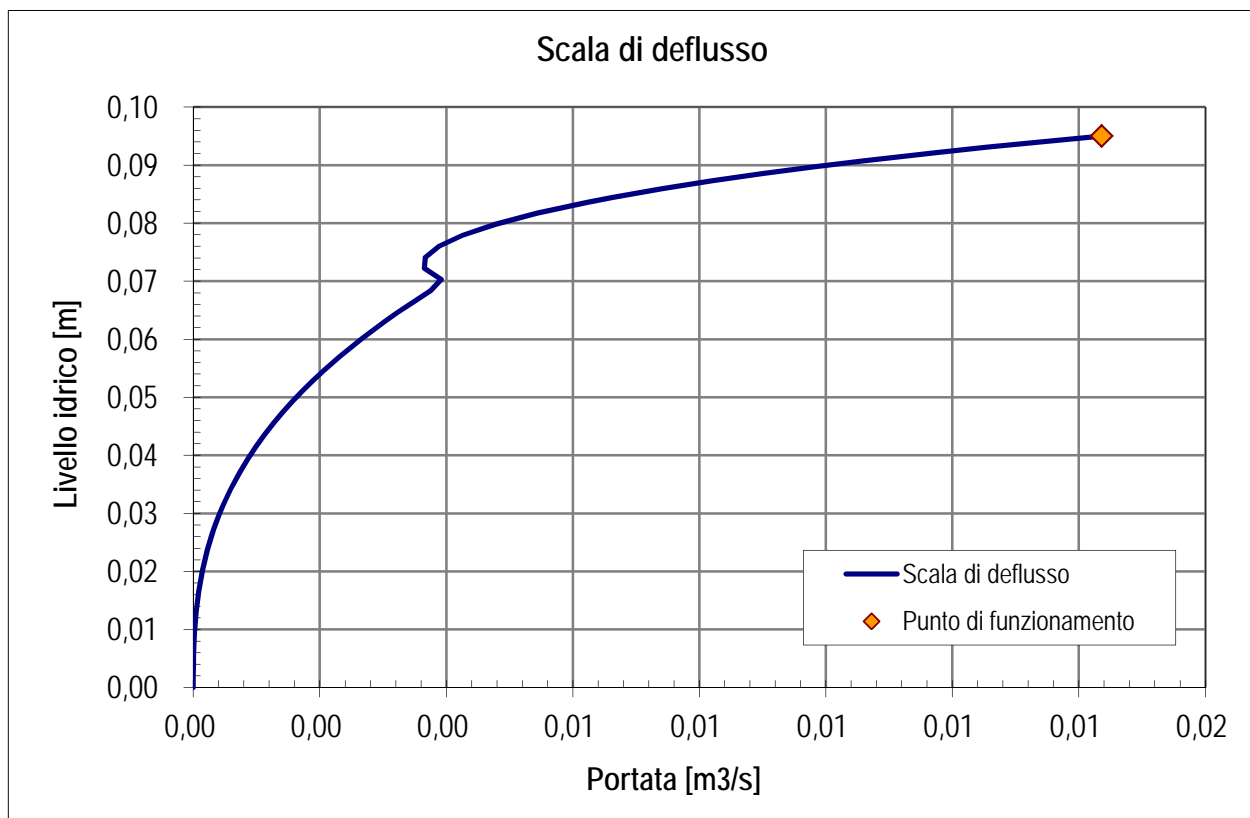
Risultati

Portata massima defluibile:	Q_{max} [m ³ /s]	0,01436
Portata di verifica:	Q [m ³ /s]	0,01436
Riempimento:	r [%]	100,0%
Area bagnata	A [m ²]	0,02
Perimetro bagnato	B [m]	1,25
Larghezza pelo libero	b [m]	1,14
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70,0



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto Deglia (lato AT)



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

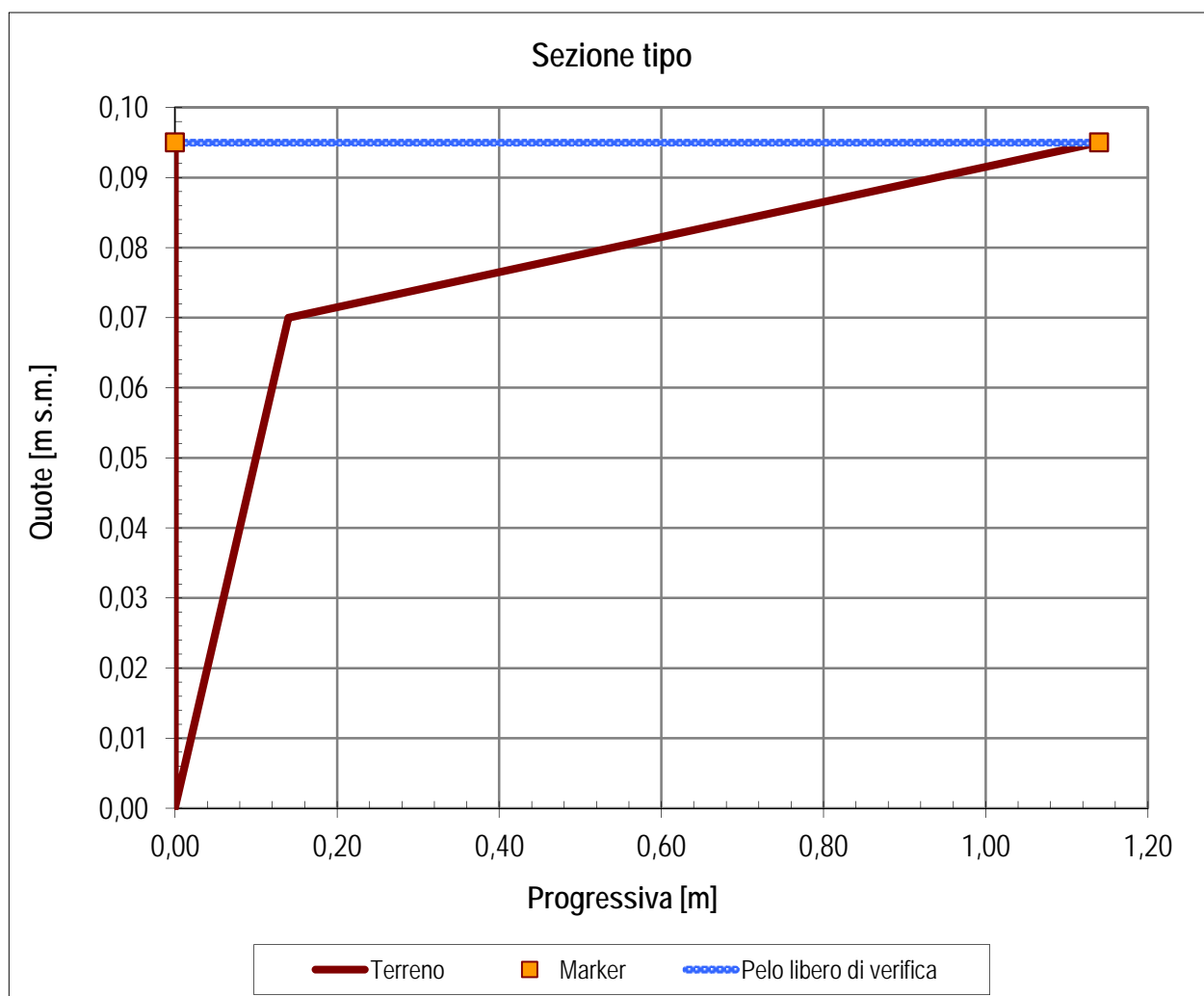
Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto Deglia (lato CN)

Dati geometrici

Livello idrico minimo:	Y_0 [m]	0,00
Livello idrico massimo:	Y_{max} [m]	0,10
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0,10
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		4
Pendenza longitudinale:	i [%]	2,25%

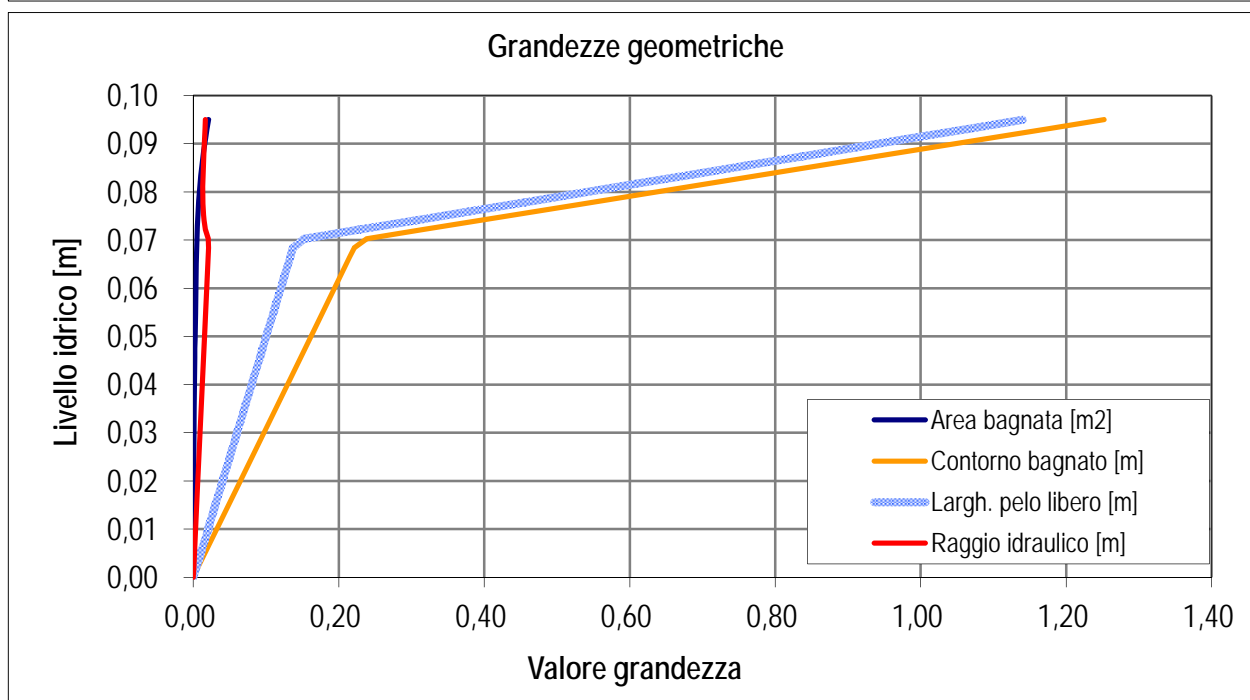
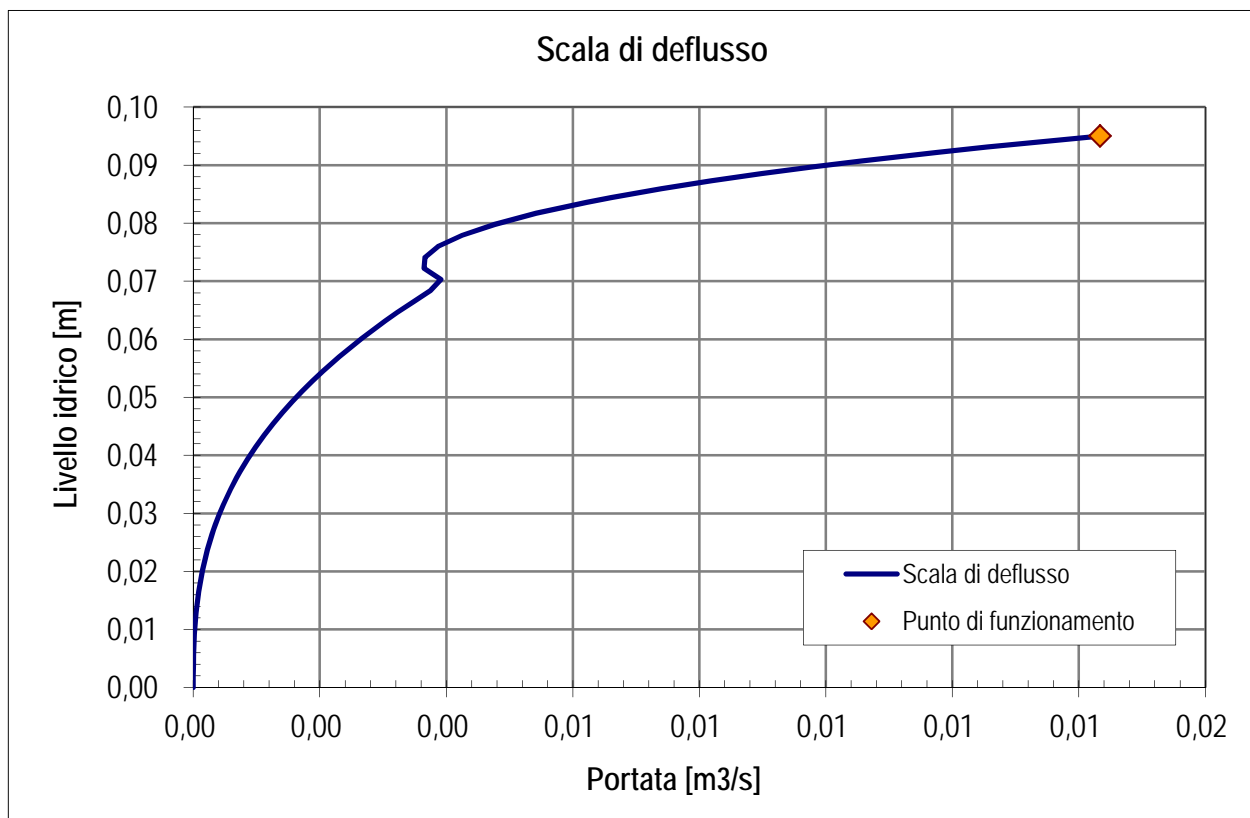
Risultati

Portata massima defluibile:	Q_{max} [m ³ /s]	0,01434
Portata di verifica:	Q [m ³ /s]	0,01434
Riempimento:	r [%]	100,0%
Area bagnata	A [m ²]	0,02
Perimetro bagnato	B [m]	1,25
Larghezza pelo libero	b [m]	1,14
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70,0



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto Deglia (lato CN)



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

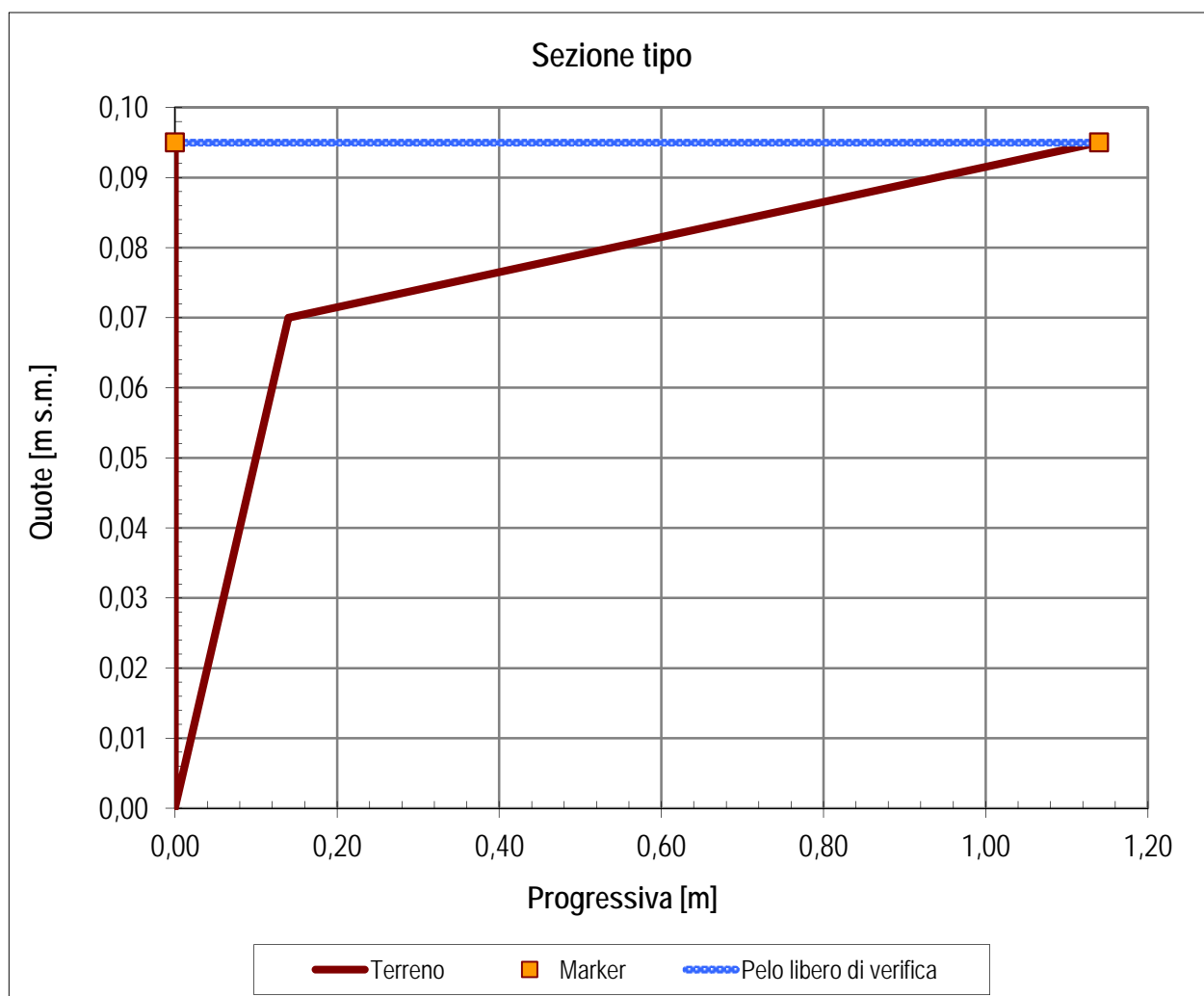
Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto SP7

Dati geometrici

Livello idrico minimo:	Y_0 [m]	0,00
Livello idrico massimo:	Y_{max} [m]	0,10
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0,10
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		4
Pendenza longitudinale:	i [%]	0,65%

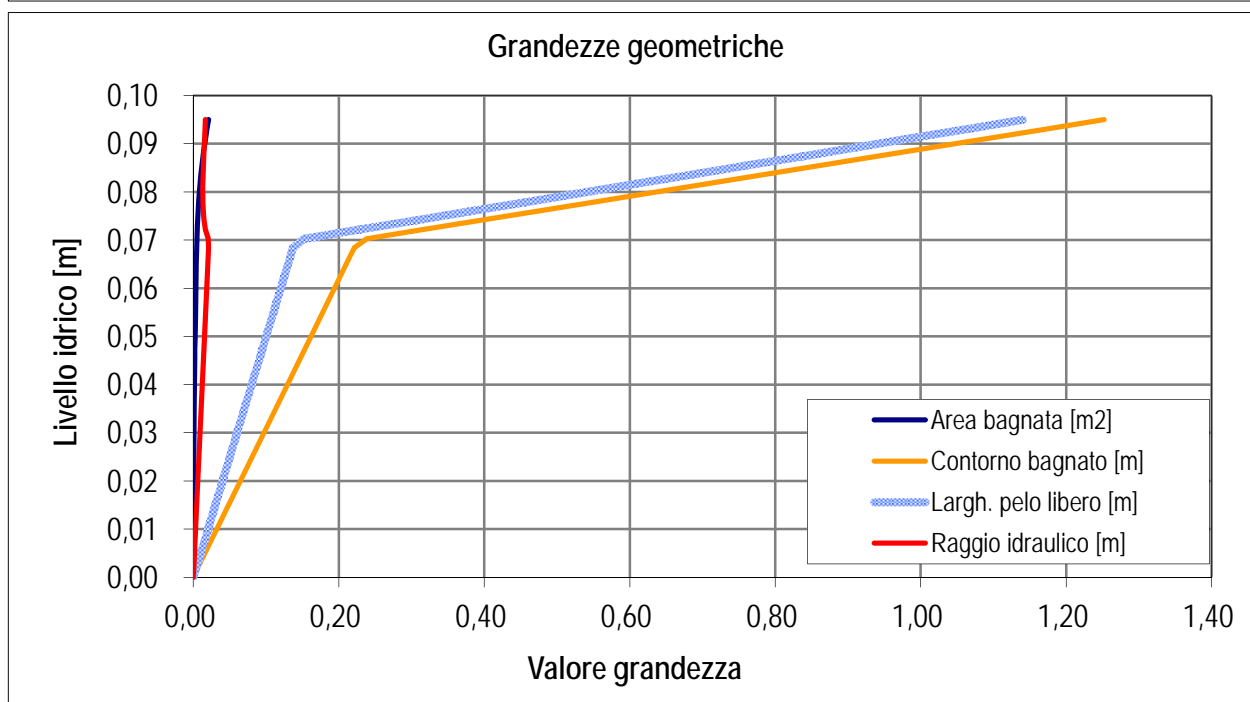
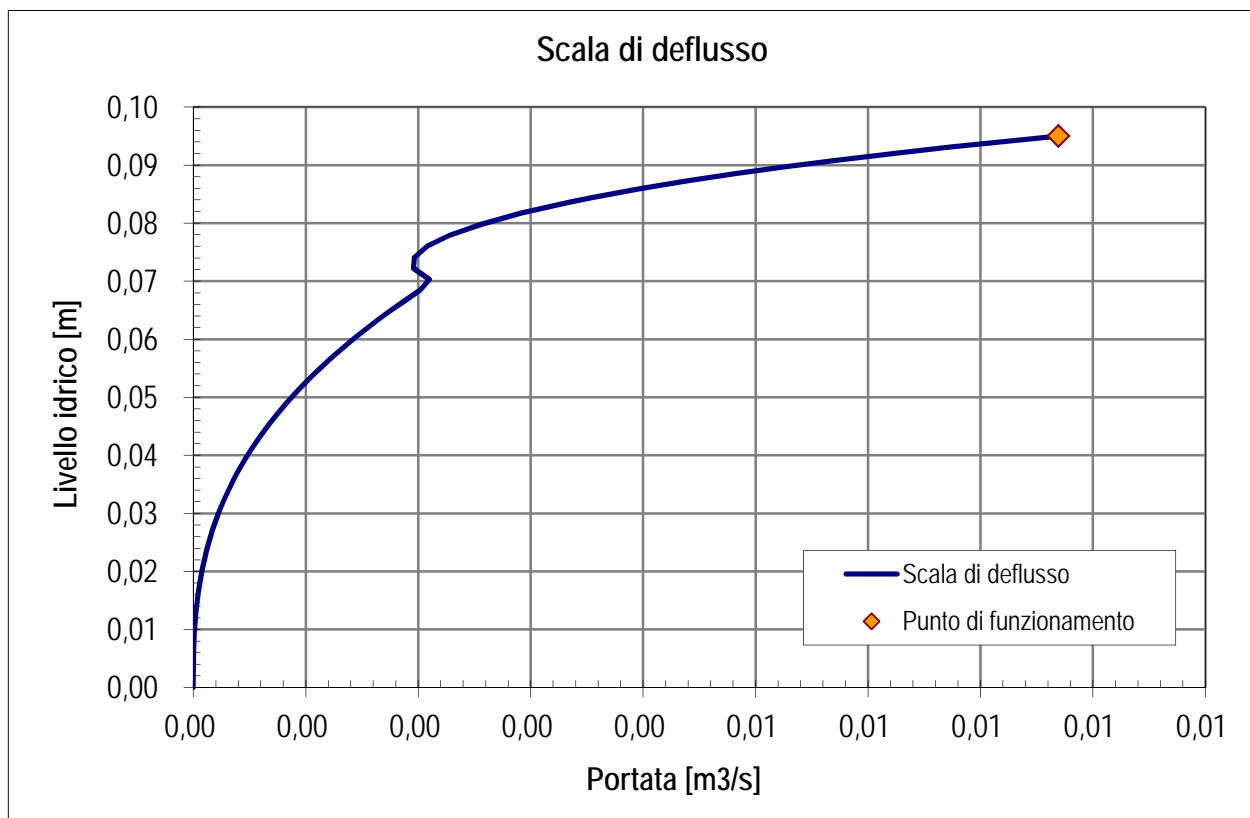
Risultati

Portata massima defluibile:	Q_{max} [m ³ /s]	0,00769
Portata di verifica:	Q [m ³ /s]	0,00769
Riempimento:	r [%]	100,0%
Area bagnata	A [m ²]	0,02
Perimetro bagnato	B [m]	1,25
Larghezza pelo libero	b [m]	1,14
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70,0



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto SP7



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

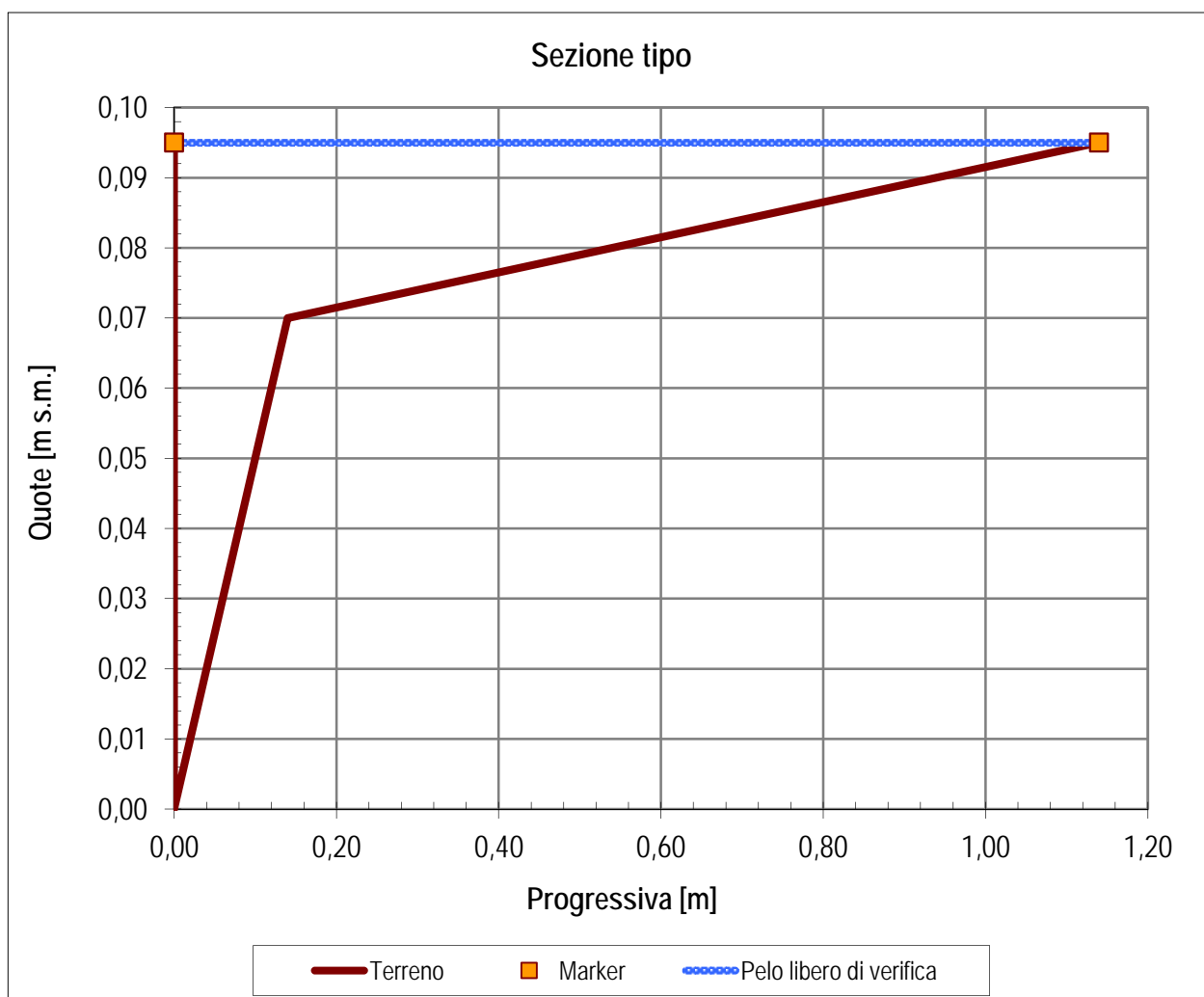
Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto Talloria (lato AT)

Dati geometrici

Livello idrico minimo:	Yo [m]	0,00
Livello idrico massimo:	Ymax [m]	0,10
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0,10
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		4
Pendenza longitudinale:	i [%]	1,17%

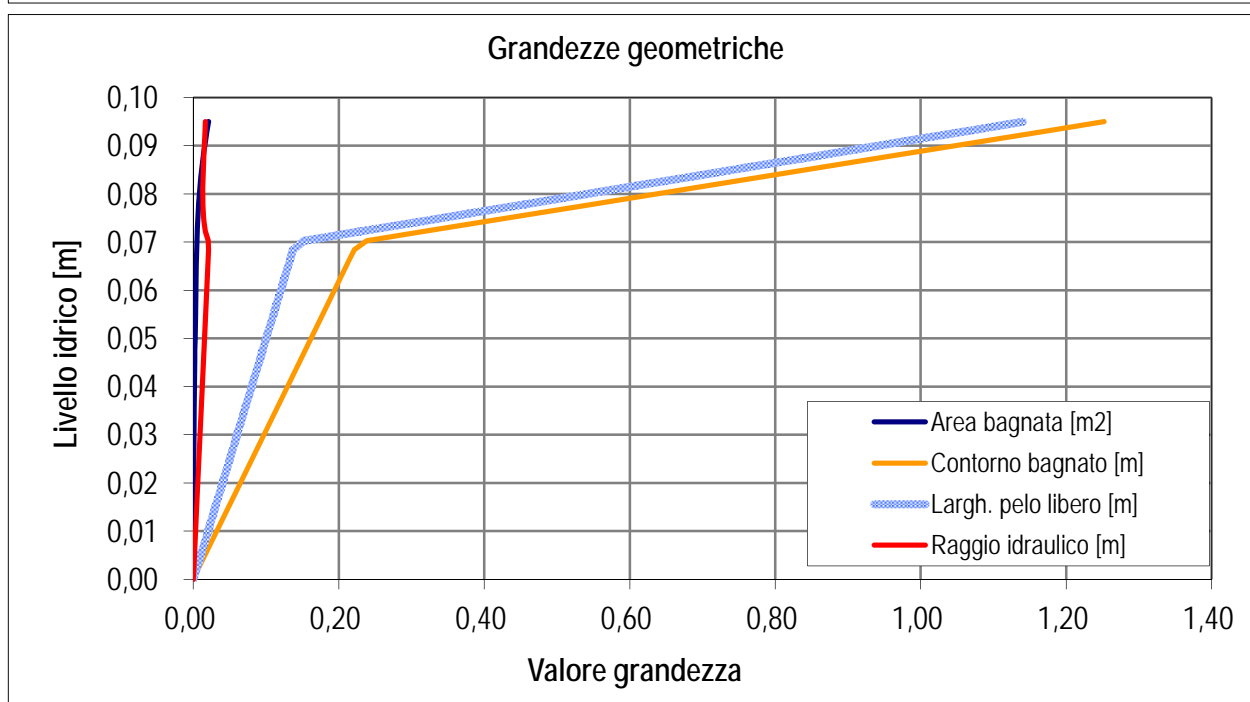
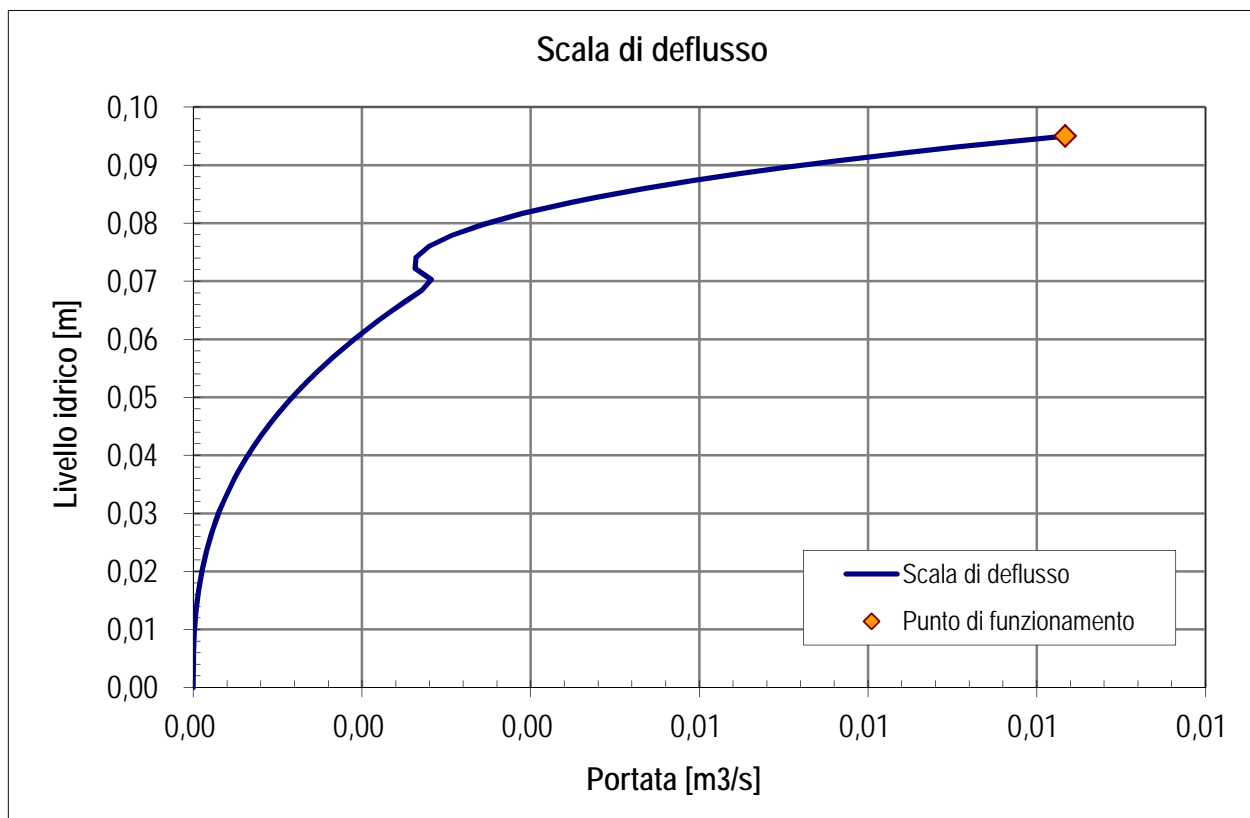
Risultati

Portata massima defluibile:	Q_{max} [m ³ /s]	0,01034
Portata di verifica:	Q [m ³ /s]	0,01034
Riempimento:	r [%]	100,0%
Area bagnata	A [m ²]	0,02
Perimetro bagnato	B [m]	1,25
Larghezza pelo libero	b [m]	1,14
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70,0



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto Talloria (lato AT)



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

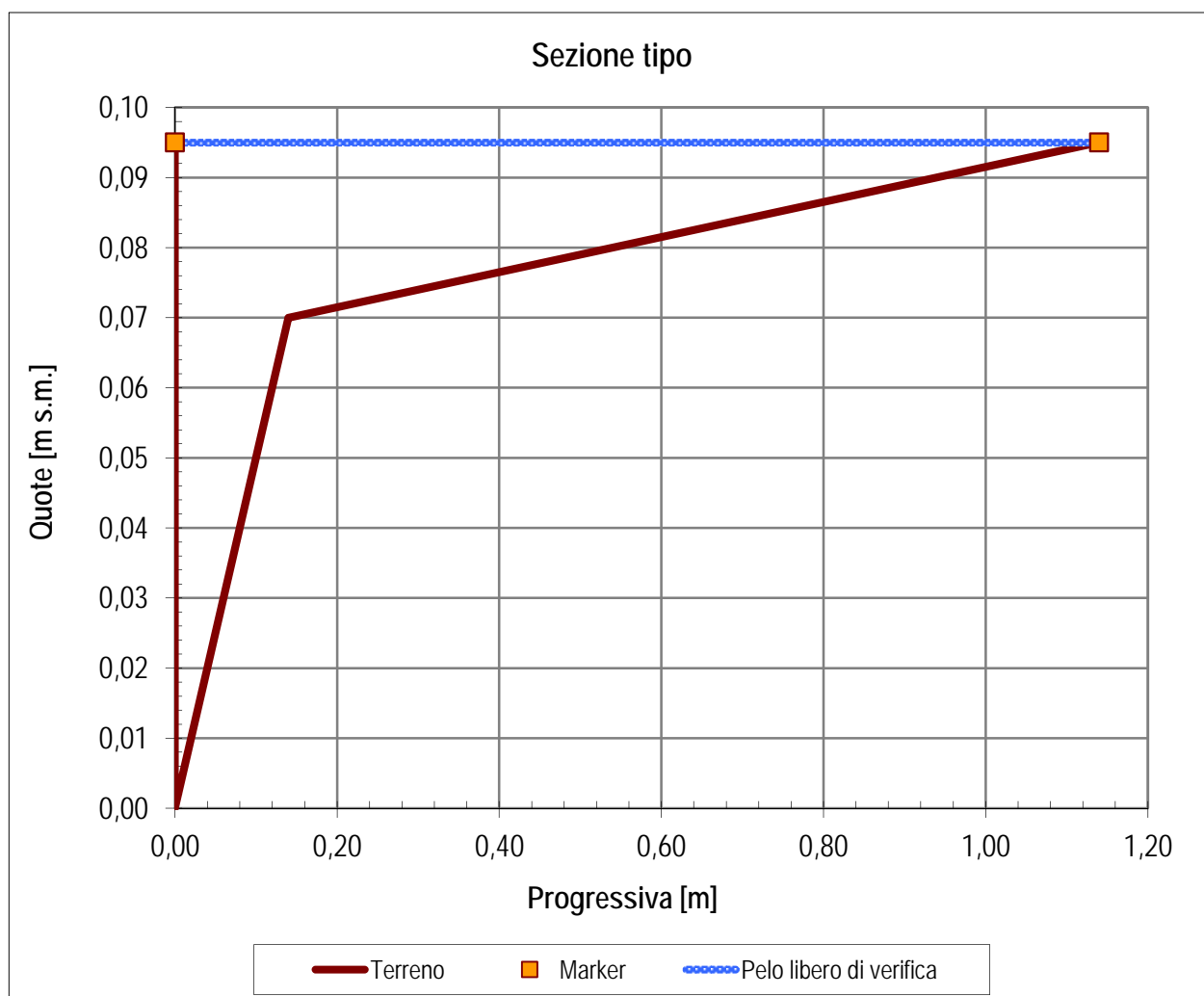
Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto Talloria (lato CN)

Dati geometrici

Livello idrico minimo:	Y_0 [m]	0,00
Livello idrico massimo:	Y_{max} [m]	0,10
Livello idrico di verifica:	Y [m]	0,10
Picchetto di marker sinistro:		1
Picchetto di marker destro:		4
Pendenza longitudinale:	i [%]	2,00%

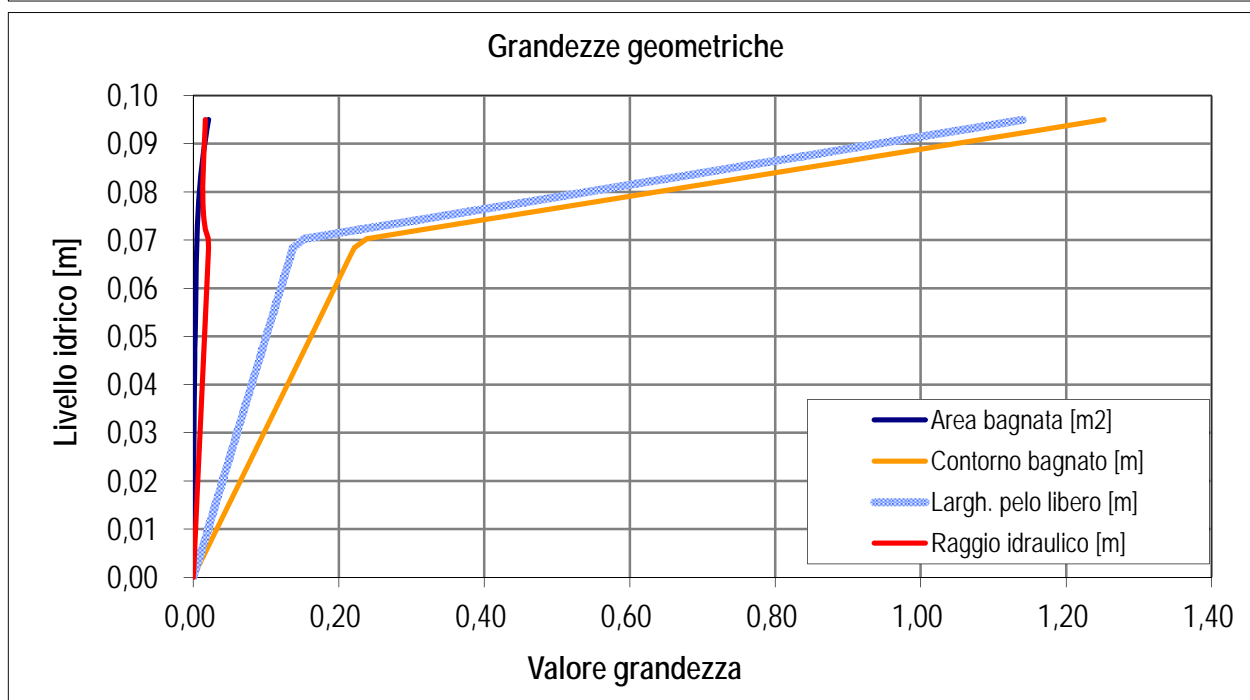
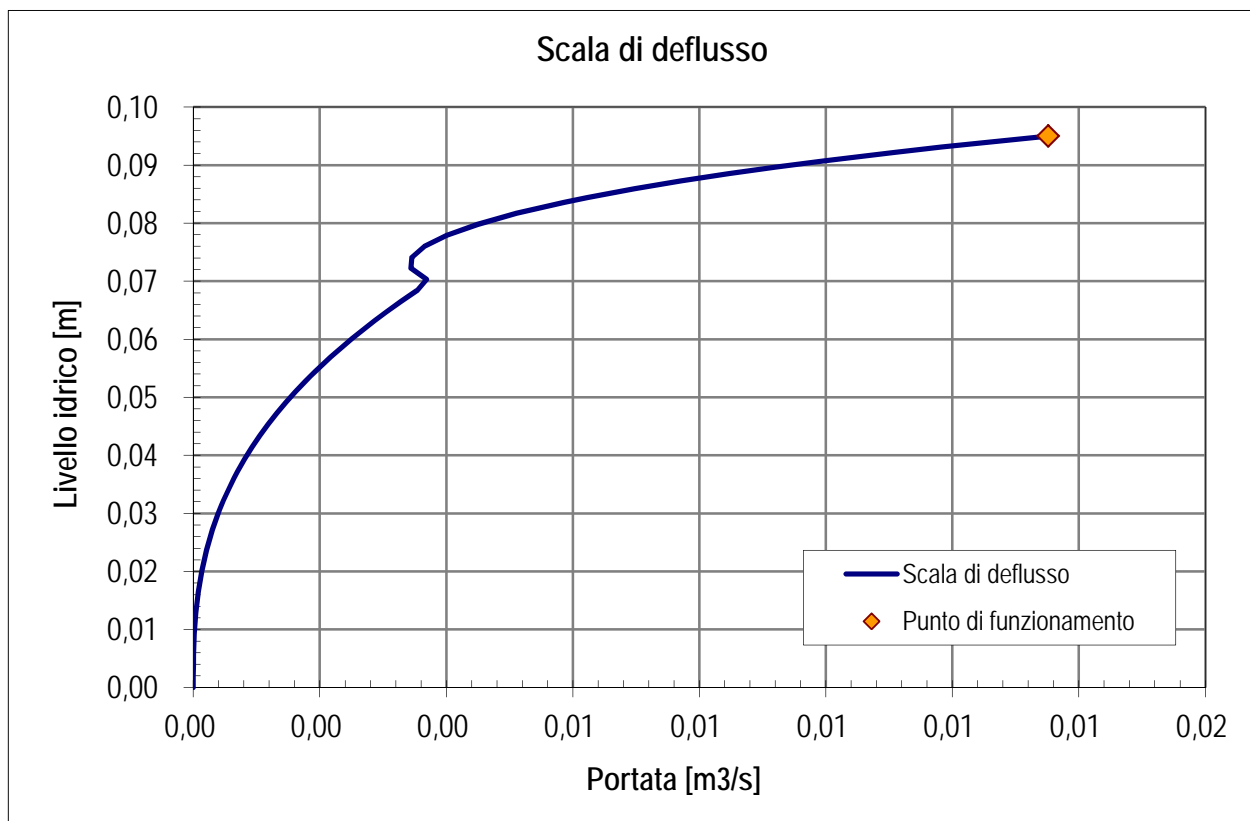
Risultati

Portata massima defluibile:	Q_{max} [m ³ /s]	0,01352
Portata di verifica:	Q [m ³ /s]	0,01352
Riempimento:	r [%]	100,0%
Area bagnata	A [m ²]	0,02
Perimetro bagnato	B [m]	1,25
Larghezza pelo libero	b [m]	1,14
Scabrezza media equivalente:	c' [m ^{1/3} /s]	70,0



Scala di deflusso in moto uniforme, sezione generica

Sezione di verifica: Cunetta ciglio viadotto Talloria (lato CN)



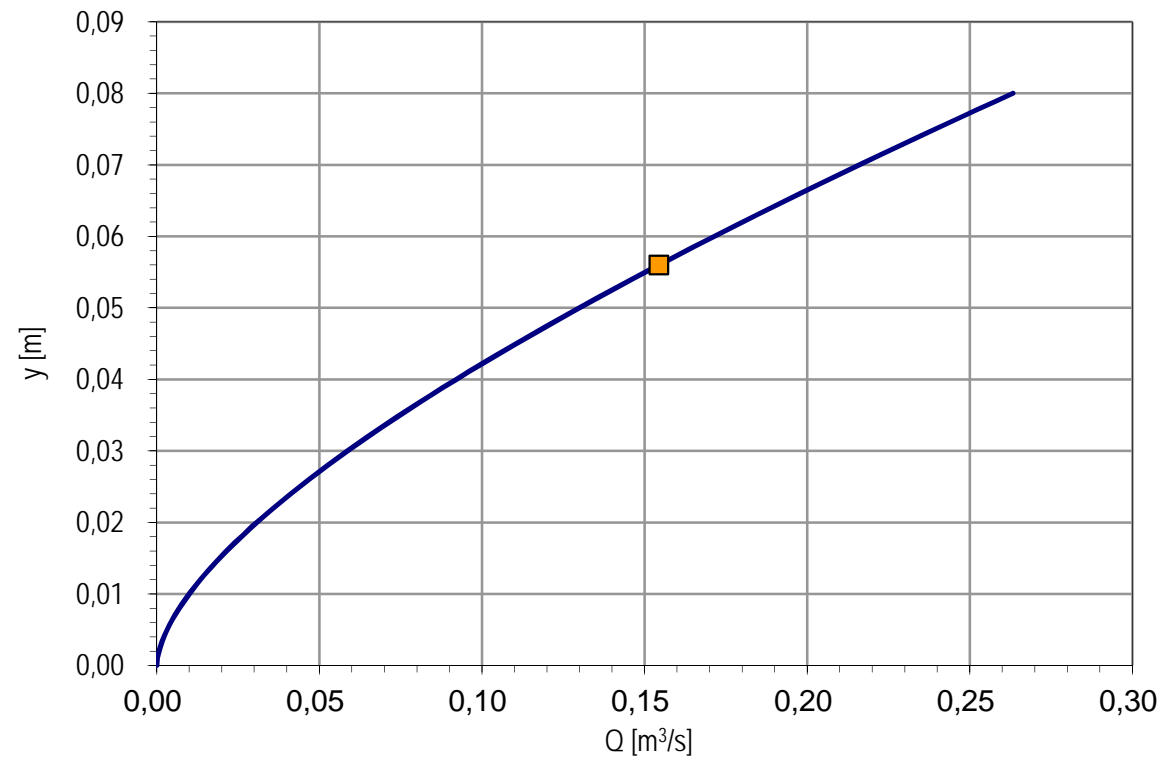
Moto uniforme in canaletta trapezia*canaletta ad embrice - pendenza 66,7%*

L (m)	0,39
h (m)	0,08
y/x[SX]	10000000
y/x[DX]	10000000
SX (ø)	0,00
DX (ø)	0,00
Yo (m)	0,00
dY (m)	0,00
i (‰)	667,00

c [L]	70
c [SX]	70
c [DX]	70

Ymax [m]	0,08
Qmax [m ³ /s]	0,26

Riempimento [frazione]	0,70
Q [m ³ /s]	0,15
Y [m]	0,06
v [m/s]	7,07





ALLEGATO 5 – VERIFICA DEGLI INTERASSI DEGLI ORGANI DI SCARICO

interasse (m)	larghezza carreggiata (m)	dati idrologici					Q affluente (l/s)	pendenza longitudinale minima i (%)			Q capacità portata canalizzazione (l/s)	interasse di verifica Q _{can} >Q _{affluente} (m)	tratto interessato
		a	n	t (min)	h (mm)	i (mm/h)		cunetta ciglio	asola	viadotto			
		47,25	0,432	10	25,96	155,76							
20	13						10,12						
21	13						10,63						
								0,106			19,69	21(*)	
								0,106			19,69	20	
												embrici: progr. 4+600-5+000, 5+375-5+600	
												caditoie: progr. 5+000-5+735, 5+600-5+750	
85	13						43,03						
100	13						50,62						
									0,106		50,55	85	
									0,732		132,84	100	
												progr. 4+735-4+840	
												progr. 7+965-8+062	
14	11,5						6,27						
15	11,5						6,72						
18	11,5						8,06						
20	11,5						8,96						
										1,170	10,34	20	
										2,000	13,52	20	
										2,257	14,36	20	
										2,250	14,34	20	
										0,648	7,69	15	
												viadotto Talloria, lato Asti	
												viadotto Talloria, lato Cuneo	
												viadotto Deglia, lato Asti	
												viadotto Deglia, lato Cuneo	
												viadotto SP7	

(*) l'interasse fra gli embrici, assunto normalmente di 20 m, è pari a 21 m in presenza delle barriere fonoassorbenti.



ALLEGATO 6 – DATI CARATTERISTICI DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

	VASCHE PK	Portata (l/s)	Superficie asfaltata (m ²)	Superficie inerbata (m ²)	Volume di pioggia (m ³)	Portata di pioggia (l/s)	Taglia impianto (l/s)
V1	0+000	733	8 983	3 180	49,96	55,52	150
V2	0+475	499	9 399	859	44,87	49,86	150
V3	3+990	354	5 879	2 891	35,13	39,03	150
V4	4+350	398	9 547	8 380	68,10	75,67	100
V5	4+700	603	15 454	9 925	99,32	110,35	150
V6	5+590	502	14 792	2 724	74,74	83,04	150
V7	5+900	263	7 857	1 470	39,77	44,19	100
V8	6+300	470	12 641	5 361	72,97	81,08	100
V9	6+650	333	8 297	5 880	54,98	61,09	100
V10	6+775	196	4 392	4 925	34,54	38,38	100
V11	6+777	716	22 157	1 884	105,36	117,06	150
V12	7+105	414	12 587	979	59,58	66,20	100
V13	7+830	555	16 312	2 604	81,22	90,24	150
V14	8+235	676	21 061	0	94,77	105,31	150
V15	9+105	374	10 849	2 295	55,71	61,90	100
V16	9+625	650	18 448	5 991	100,99	112,21	150

(*) il valore complessivo è dato dalla somma del contributo di piattaforma di 327 l/s e delle acque di versante di 406 l/s.



ALLEGATO 7 – VERIFICA DELLA RETE DI SCARICO DALLE VASCHE DI TRATTAMENTO

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante	
ID	descrizione	L [m]	i [‰]	D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]	
1	0+000	671,32	19,79	trapezia	700	cls	0,408	
2	tubazione	21,00	200,20	circolare	600	cls		
3	canaletta cls	11,20	17,90	trapezia	700	cls		

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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	S [ha]	φ [-]	s [‰]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]	
1	0+000	1,2163	0,74	5,2	1,2163	47,25	0,432	10,0	
2	tubazione	0,0000	0,90	6,0	1,2163	47,25	0,432	10,0	
3	canaletta cls	0,0000	0,90	6,0	1,2163	47,25	0,432	10,0	

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
rami della rete di drenaggio	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
ID	descrizione	D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
1	0+000	700	0,733	273	30,3%	3,14	2,05	
2	tubazione	600	0,733	222	37,0%	7,71	6,04	
3	canaletta cls	700	0,733	280	31,3%	3,05	1,95	

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio					
rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID	descrizione	L [m]	i [‰]	D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]
1	0+480	4280,85	5,91	trapezia	700	cls	0,194
2	tubazione	39,00	3,00	circolare	800	cls	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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]	φ [-]	s [‰]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]
1	0+480	1,0258	0,85	40	5,7	1,0258	47,25	0,432	10,0
2	tubazione	0,0000	0,90	25	6,0	1,0258	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
rami della rete di drenaggio	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
ID	descrizione	D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
1	0+480	trapezia	700	0,499	308	35,0%	1,85	1,13
2	tubazione	circolare	800	0,499	520	65,0%	1,44	0,68

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	3+990	4702,00	6,87	rettangolare	1 500	cls	70	0,136
2	1-canale	103,57	32,80	rettangolare	1 500	cls	70	
3	2-tombino	17,50	32,80	circolare	1 000	cls	70	
4	4-canale	325,06	2,40	rettangolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _r [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	3+990	0,8770	0,70	83	5,0	0,8770	47,25	0,432	10,0
2	1-canale	0,0001	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0
3	2-tombino	0,0000	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0
4	4-canale	0,0000	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	3+990			0,354				
2	1-canale	rettangolare	1 500	0,354	90	9,0%	2,63	2,51
3	2-tombino	circolare	1 000	0,354	200	20,0%	3,17	2,64
4	4-canale	rettangolare	1 500	0,354	220	22,0%	1,07	0,72

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	3+990	4702,00	6,87	rettangolare	1 500	cls	70	0,136
2	1-canale	103,57	32,80	rettangolare	1 500	cls	70	
3	2-tombino	17,50	32,80	circolare	1 000	cls	70	
4	4-canale	325,06	2,40	rettangolare	1 500	cls	70	
5	4+350	801,21	6,00	rettangolare	1 500	cls	70	
6	5-canale	378,77	4,50	rettangolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	3+990	0,8770	0,70	83	5,0	0,8770	47,25	0,432	10,0
2	1-canale	0,0001	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0
3	2-tombino	0,0000	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0
4	4-canale	0,0000	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0
5	4+350	1,7927	0,62	107	4,6	1,7927	47,25	0,432	10,0
6	5-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6698	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	3+990	rettangolare	1 500	0,354	150	15,0%	1,58	1,20
2	1-canale	rettangolare	1 500	0,354	90	9,0%	2,63	2,51
3	2-tombino	circolare	1 000	0,354	200	20,0%	3,17	2,64
4	4-canale	rettangolare	1 500	0,354	220	22,0%	1,07	0,72
5	4+350	rettangolare	1 500	0,398	170	17,0%	1,56	1,12
6	5-canale	rettangolare	1 500	0,729	290	29,0%	1,68	0,98

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	3+990	4702,00	6,87	rettangolare	1 500	cls	70	0,136
2	1-canale	103,57	32,80	rettangolare	1 500	cls	70	
3	2-tombino	17,50	32,80	circolare	1 000	cls	70	
4	4-canale	325,06	2,40	rettangolare	1 500	cls	70	
5	4+330	801,21	6,00	rettangolare	1 500	cls	70	
6	5-canale	378,77	4,50	rettangolare	1 500	cls	70	
7	4+700	1388,90	3,60	rettangolare	1 500	cls	70	0,004
8	6-canale	109,15	3,70	rettangolare	1 500	cls	70	
9	7-ponte canale	24,00	4,50	rettangolare	1 600	cls	70	
10	8-tubazione	81,00	10,30	circolare	1 200	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	3+990	0,8770	0,70	83	5,0	0,8770	47,25	0,432	10,0
2	1-canale	0,0001	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0
3	2-tombino	0,0000	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0
4	4-canale	0,0000	0,90	25	6,0	0,8771	47,25	0,432	10,0
5	4+330	1,7927	0,62	107	4,6	1,7927	47,25	0,432	10,0
6	5-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6698	47,25	0,432	10,0
7	4+700	2,5379	0,67	93	4,8	2,5379	47,25	0,432	10,0
8	6-canale	0,0000	0,90	25	6,0	5,2077	47,25	0,432	10,0
9	7-ponte canale	0,0000	0,90	25	6,0	5,2077	47,25	0,432	10,0
10	8-tubazione	0,0000	0,90	25	6,0	5,2077	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	3+990	rettangolare	1 500	0,354	150	15,0%	1,58	1,20
2	1-canale	rettangolare	1 500	0,354	90	9,0%	2,63	2,51
3	2-tombino	circolare	1 000	0,354	200	20,0%	3,17	2,64
4	4-canale	rettangolare	1 500	0,354	220	22,0%	1,07	0,72
5	4+330	rettangolare	1 500	0,398	170	17,0%	1,56	1,12
6	5-canale	rettangolare	1 500	0,729	290	29,0%	1,68	0,98
7	4+700	rettangolare	1 500	0,603	270	27,0%	1,49	0,88
8	6-canale	rettangolare	1 500	1,280	460	46,0%	1,85	0,87
9	7-ponte canale	rettangolare	1 600	1,280	400	32,0%	2,00	0,98
10	8-tubazione	circolare	1 200	1,279	492	41,0%	2,93	1,53

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	5+590	1194,75	1,96	rettangolare	1 500	cls	70	
2	2-Canale	99,79	0,90	rettangolare	1 500	cls	70	
3	4-Canale	179,65	1,00	rettangolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto tp [min]
							a [mm/h ⁿ]	n [-]	
1	5+590	1,7516	0,81	52	5,5	1,7516	47,25	0,432	10,0
2	2-Canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,7516	47,25	0,432	10,0
3	4-Canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,7516	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	5+590	rettangolare	1 500	0,502	301	43,0%	1,11	0,65
2	2-Canale	rettangolare	1 500	0,502	390	39,0%	0,86	0,43
3	4-Canale	rettangolare	1 500	0,501	375	25,0%	0,89	0,46

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	5+590	1194,75	1,96	rettangolare	1 500	cls	70	
2	2-Canale	99,79	0,90	rettangolare	1 500	cls	70	
3	4-Canale	179,65	1,00	rettangolare	1 500	cls	70	
4	5+900	612,22	2,94	rettangolare	1 500	cls	70	
5	6-canale	137,00	2,00	rettangolare	1 500	cls	70	
6	8-canale	298,99	4,20	rettangolare	1 500	cls	70	
7	10-canale	515,76	1,90	rettangolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	5+590	1,7516	0,81	52	5,5	1,7516	47,25	0,432	10,0
2	2-Canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,7516	47,25	0,432	10,0
3	4-Canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,7516	47,25	0,432	10,0
4	5+900	0,9327	0,78	53	5,5	0,9327	47,25	0,432	10,0
5	6-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0
6	8-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0
7	10-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	5+590	rettangolare	1 500	0,502	301	43,0%	1,11	0,65
2	2-Canale	rettangolare	1 500	0,502	390	39,0%	0,86	0,43
3	4-Canale	rettangolare	1 500	0,501	375	25,0%	0,89	0,46
4	5+900	rettangolare	1 500	0,263	168	24,0%	1,05	0,79
5	6-canale	rettangolare	1 500	0,748	388	31,0%	1,29	0,65
6	8-canale	rettangolare	1 500	0,746	300	24,0%	1,66	0,95
7	10-canale	rettangolare	1 500	0,743	390	39,0%	1,27	0,63

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
rami della rete di drenaggio		lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID	descrizione	L [m]	i [‰]		D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]
10	6+300	633,37	7,14	rettangolare	1 500	cls	70	
11	14-canale	401,25	3,80	rettangolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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]	φ [-]	s [‰]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]
10	6+300	1,8002	0,72	77	5,1	1,8002	47,25	0,432	10,0
11	14-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8002	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
rami della rete di drenaggio		sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude
ID	descrizione		D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]
10	6+300	rettangolare	1 500	0,466	182	26,0%	1,71	1,23
11	14-canale	rettangolare	1 500	0,464	220	22,0%	1,41	0,90

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio					
rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID	descrizione	L [m]	i [%]	D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]
10	6+300	633,37	7,14	rettangolare	1 500	cls	70
11	14-canale	401,25	3,80	rettangolare	1 500	cls	70
12	6+650	1300,24	3,76	rettangolare	1 500	cls	70
13	15-canale	144,96	2,10	rettangolare	1 500	cls	70

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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]	φ [-]	s [%]	w0 [mm]	S _r [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]
10	6+300	1,8002	0,72	77	5,1	1,8002	47,25	0,432	10,0
11	14-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8002	47,25	0,432	10,0
12	6+650	1,4177	0,65	98	4,8	1,4177	47,25	0,432	10,0
13	15-canale	0,0000	0,90	25	6,0	3,2179	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
rami della rete di drenaggio	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	portata di progetto	tirante idrico	grado di riempimento	velocità media	numero di Froude	
ID	descrizione	D [mm]	Q [m ³ /s]	y [mm]	R [%]	v [m/s]	Fr [-]	
10	6+300	rettangolare	1 500	0,466	182	26,0%	1,71	1,23
11	14-canale	rettangolare	1 500	0,464	220	22,0%	1,41	0,90
12	6+650	rettangolare	1 500	0,330	182	26,0%	1,21	0,89
13	15-canale	rettangolare	1 500	0,776	392	56,0%	1,32	0,66

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	5+590	1194,75	1,96	rettangolare	1 500	cls	70	
2	2-Canale	99,79	0,90	rettangolare	1 500	cls	70	
3	4-Canale	179,65	1,00	rettangolare	1 500	cls	70	
4	5+900	612,22	2,94	rettangolare	1 500	cls	70	
5	6-canale	137,00	2,00	rettangolare	1 500	cls	70	
6	8-canale	298,99	4,20	rettangolare	1 500	cls	70	
7	10-canale	515,76	1,90	rettangolare	1 500	cls	70	
8	6+775	878,00	3,35	rettangolare	1 500	cls	70	
9	12-canale	320,92	2,80	rettangolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _r [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	5+590	1,7516	0,81	52	5,5	1,7516	47,25	0,432	10,0
2	2-Canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,7516	47,25	0,432	10,0
3	4-Canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,7516	47,25	0,432	10,0
4	5+900	0,9327	0,78	53	5,5	0,9327	47,25	0,432	10,0
5	6-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0
6	8-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0
7	10-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0
8	6+775	0,9317	0,58	118	4,4	0,9317	47,25	0,432	10,0
9	12-canale	0,0000	0,90	25	6,0	3,6160	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	5+590	rettangolare	1 500	0,502	301	43,0%	1,11	0,65
2	2-Canale	rettangolare	1 500	0,502	390	39,0%	0,86	0,43
3	4-Canale	rettangolare	1 500	0,501	375	25,0%	0,89	0,46
4	5+900	rettangolare	1 500	0,263	168	24,0%	1,05	0,79
5	6-canale	rettangolare	1 500	0,748	388	31,0%	1,29	0,65
6	8-canale	rettangolare	1 500	0,746	300	24,0%	1,66	0,95
7	10-canale	rettangolare	1 500	0,743	390	39,0%	1,27	0,63
8	6+775	rettangolare	1 500	0,196	133	19,0%	0,98	0,83
9	12-canale	rettangolare	1 500	0,921	400	40,0%	1,54	0,76

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
10	6+300	633,37	7,14	rettangolare	1 500	cls	70	
11	14-canale	401,25	3,80	rettangolare	1 500	cls	70	
12	6+650	1300,24	3,76	rettangolare	1 500	cls	70	
13	15-canale	144,96	2,10	rettangolare	1 500	cls	70	
14	6+777	1735,10	3,73	rettangolare	1 500	cls	70	
15	17-canale	310,00	4,00	rettangolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
10	6+300	1,8002	0,72	77	5,1	1,8002	47,25	0,432	10,0
11	14-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8002	47,25	0,432	10,0
12	6+650	1,4177	0,65	98	4,8	1,4177	47,25	0,432	10,0
13	15-canale	0,0000	0,90	25	6,0	3,2179	47,25	0,432	10,0
14	6+777	2,4041	0,85	39	5,8	2,4041	47,25	0,432	10,0
15	17-canale	0,0000	0,90	25	6,0	5,6220	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
10	6+300	rettangolare	1 500	0,466	182	26,0%	1,71	1,23
11	14-canale	rettangolare	1 500	0,464	220	22,0%	1,41	0,90
12	6+650	rettangolare	1 500	0,330	182	26,0%	1,21	0,89
13	15-canale	rettangolare	1 500	0,776	392	56,0%	1,32	0,66
14	6+777	rettangolare	1 500	0,716	301	43,0%	1,58	0,89
15	17-canale	rettangolare	1 500	1,440	483	69,0%	1,99	0,90

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
10	6+300	633,37	7,14	rettangolare	1 500	cls	70	
11	14-canale	401,25	3,80	rettangolare	1 500	cls	70	
12	6+650	1300,24	3,76	rettangolare	1 500	cls	70	
13	15-canale	144,96	2,10	rettangolare	1 500	cls	70	
14	6+777	1735,10	3,73	rettangolare	1 500	cls	70	
15	17-canale	310,00	4,00	rettangolare	1 500	cls	70	
16	7+105	922,45	4,86	rettangolare	1 500	cls	70	
17	18--tombino	38,50	4,70	circolare	1 500	cls	70	
18	19-tombino	17,80	62,50	circolare	1 200	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _r [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
10	6+300	1,8002	0,72	77	5,1	1,8002	47,25	0,432	10,0
11	14-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8002	47,25	0,432	10,0
12	6+650	1,4177	0,65	98	4,8	1,4177	47,25	0,432	10,0
13	15-canale	0,0000	0,90	25	6,0	3,2179	47,25	0,432	10,0
14	6+777	2,4041	0,85	39	5,8	2,4041	47,25	0,432	10,0
15	17-canale	0,0000	0,90	25	6,0	5,6220	47,25	0,432	10,0
16	7+105	1,3566	0,86	38	5,8	1,3566	47,25	0,432	10,0
17	18--tombino	0,0000	0,90	25	6,0	6,9786	47,25	0,432	10,0
18	19-tombino	0,0000	0,90	25	6,0	10,5946	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
10	6+300	rettangolare	1 500	0,466	182	26,0%	1,71	1,23
11	14-canale	rettangolare	1 500	0,464	220	22,0%	1,41	0,90
12	6+650	rettangolare	1 500	0,330	182	26,0%	1,21	0,89
13	15-canale	rettangolare	1 500	0,776	392	56,0%	1,32	0,66
14	6+777	rettangolare	1 500	0,716	301	43,0%	1,58	0,89
15	17-canale	rettangolare	1 500	1,440	483	69,0%	1,99	0,90
16	7+105	rettangolare	1 500	0,414	189	27,0%	1,46	1,02
17	18--tombino	circolare	1 500	1,800	660	44,0%	2,40	1,06
18	19-tombino	circolare	1 200	2,581	432	36,0%	7,04	3,80

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [%]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	5+590	1194,75	1,96	rettangolare	1 500	cls	70	
2	2-Canale	99,79	0,90	rettangolare	1 500	cls	70	
3	4-Canale	179,65	1,00	rettangolare	1 500	cls	70	
4	5+900	612,22	2,94	rettangolare	1 500	cls	70	
5	6-canale	137,00	2,00	rettangolare	1 500	cls	70	
6	8-canale	298,99	4,20	rettangolare	1 500	cls	70	
7	10-canale	515,76	1,90	rettangolare	1 500	cls	70	
8	6+775	878,00	3,35	rettangolare	1 500	cls	70	
9	12-canale	320,92	2,80	rettangolare	1 500	cls	70	
10	6+300	633,37	7,14	rettangolare	1 500	cls	70	
11	14-canale	401,25	3,80	rettangolare	1 500	cls	70	
12	6+650	1300,24	3,76	rettangolare	1 500	cls	70	
13	15-canale	144,96	2,10	rettangolare	1 500	cls	70	
14	6+777	1735,10	3,73	rettangolare	1 500	cls	70	
15	17-canale	310,00	4,00	rettangolare	1 500	cls	70	
16	7+105	922,45	4,86	rettangolare	1 500	cls	70	
17	18-tombino	38,50	21,40	circolare	1 500	cls	70	
18	19-tombino	17,80	62,50	circolare	1 200	cls	70	
19	7+830	1321,38	5,41	rettangolare	1 500	cls	70	
20	20-canale	109,21	1,00	rettangolare	1 500	cls	70	
21	22-canale	237,52	1,00	rettangolare	1 500	cls	70	
22	24-tombino	120,00	1,00	circolare	1 200	cls	70	
23	25-canale	84,19	1,00	rettangolare	1 500	cls	70	
24	26-tombino	12,68	1,00	circolare	1 200	cls	70	
25	28-canale	97,86	1,00	rettangolare	1 500	cls	70	
26	30-canale	15,77	3,80	rettangolare	1 500	cls	70	
27	31-tubazione	14,30	3,80	circolare	1 500	cls	70	
28	32-canale	78,33	3,80	rettangolare	1 500	cls	70	
29	33-ponte canale	28,00	3,90	rettangolare	1 600	cls	70	
30	34-tubazione	13	18	circolare	1 500	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto tp [min]
							a [mm/h ²]	n [-]	
1	5+590	1,7516	0,81	52	5,5	1,7516	47,25	0,432	10,0
2	2-Canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,7516	47,25	0,432	10,0
3	4-Canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,7516	47,25	0,432	10,0
4	5+900	0,9327	0,78	53	5,5	0,9327	47,25	0,432	10,0
5	6-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0
6	8-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0
7	10-canale	0,0000	0,90	25	6,0	2,6843	47,25	0,432	10,0
8	6+775	0,9317	0,58	118	4,4	0,9317	47,25	0,432	10,0
9	12-canale	0,0000	0,90	25	6,0	3,6160	47,25	0,432	10,0
10	6+300	1,8002	0,72	77	5,1	1,8002	47,25	0,432	10,0
11	14-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8002	47,25	0,432	10,0
12	6+650	1,4177	0,65	98	4,8	1,4177	47,25	0,432	10,0
13	15-canale	0,0000	0,90	25	6,0	3,2179	47,25	0,432	10,0
14	6+777	2,4041	0,85	39	5,8	2,4041	47,25	0,432	10,0
15	17-canale	0,0000	0,90	25	6,0	5,6220	47,25	0,432	10,0
16	7+105	1,3566	0,86	38	5,8	1,3566	47,25	0,432	10,0
17	18-tombino	0,0000	0,90	25	6,0	6,9786	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) ϕ [-]	pendenza bacino (ramo) s [%o]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto tp [min]
							a [mm/h ^h]	n [-]	
18	19-tombino	0,0000	0,90	25	6,0	10,5946	47,25	0,432	10,0
19	7+830	1,8916	0,82	49	5,6	1,8916	47,25	0,432	10,0
20	20-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8916	47,25	0,432	10,0
21	22-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8916	47,25	0,432	10,0
22	24-tombino	0,0000	0,90	25	6,0	1,8916	47,25	0,432	10,0
23	25-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8916	47,25	0,432	10,0
24	26-tombino	0,0000	0,90	25	6,0	1,8916	47,25	0,432	10,0
25	28-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,8916	47,25	0,432	10,0
26	30-canale	0,0000	0,90	25	6,0	12,4862	47,25	0,432	10,0
27	31-tubazione	0,0000	0,90	25	6,0	12,4862	47,25	0,432	10,0
28	32-canale	0,0000	0,90	25	6,0	12,4862	47,25	0,432	10,0
29	33-ponte canale	0,0000	0,90	25	6,0	12,4862	47,25	0,432	10,0
30	34-tubazione	0,0000	0,90	25	6,0	12,4862	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	5+590	rettangolare	1 500	0,502	301	43,0%	1,11	0,65
2	2-Canale	rettangolare	1 500	0,502	390	39,0%	0,86	0,43
3	4-Canale	rettangolare	1 500	0,501	375	25,0%	0,89	0,46
4	5+900	rettangolare	1 500	0,263	168	24,0%	1,05	0,79
5	6-canale	rettangolare	1 500	0,748	388	31,0%	1,29	0,65
6	8-canale	rettangolare	1 500	0,746	300	24,0%	1,66	0,95
7	10-canale	rettangolare	1 500	0,743	390	39,0%	1,27	0,63
8	6+775	rettangolare	1 500	0,196	133	19,0%	0,98	0,83
9	12-canale	rettangolare	1 500	0,921	400	40,0%	1,54	0,76
10	6+300	rettangolare	1 500	0,466	182	26,0%	1,71	1,23
11	14-canale	rettangolare	1 500	0,464	220	22,0%	1,41	0,90
12	6+650	rettangolare	1 500	0,330	182	26,0%	1,21	0,89
13	15-canale	rettangolare	1 500	0,776	392	56,0%	1,32	0,66
14	6+777	rettangolare	1 500	0,716	301	43,0%	1,58	0,89
15	17-canale	rettangolare	1 500	1,440	483	69,0%	1,99	0,90
16	7+105	rettangolare	1 500	0,414	189	27,0%	1,46	1,02
17	18-tombino	circolare	1 500	1,800	435	29,0%	4,23	2,32
18	19-tombino	circolare	1 200	2,581	432	36,0%	7,04	3,80
19	7+830	rettangolare	1 500	0,548	224	32,0%	1,63	1,08
20	20-canale	rettangolare	1 500	0,547	400	40,0%	0,91	0,46
21	22-canale	rettangolare	1 500	0,546	390	26,0%	0,93	0,46
22	24-tombino	circolare	1 200	0,545	588	49,0%	0,99	0,46
23	25-canale	rettangolare	1 500	0,545	400	40,0%	0,91	0,46
24	26-tombino	circolare	1 200	0,545	588	49,0%	0,99	0,46
25	28-canale	rettangolare	1 500	0,544	400	40,0%	0,91	0,46
26	30-canale	rettangolare	1 500	3,014	850	85,0%	2,36	0,81
27	31-tubazione	circolare	1 500	3,014	975	65,0%	2,48	0,85
28	32-canale	rettangolare	1 500	3,013	850	85,0%	2,36	0,81
29	33-ponte canale	rettangolare	1 600	3,012	788	63,0%	2,39	0,85
30	34-tubazione	circolare	1 500	3,012	600	40,0%	4,56	2,09

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	8+235	1565,70	13,56	trapezia	700	cls	70	0,021
2	1-tubazione	265,80	4,00	circolare	800	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _T [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	8+235	2,1061	0,90	25	6,0	2,1061	47,25	0,432	10,0
2	1-tubazione	0,0000	0,90	25	6,0	2,1061	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]
1	8+235	trapezia	700	0,676	287	32,2%	2,72	1,70
2	1-tubazione	circolare	800	0,673	584	73,0%	1,71	0,73

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio					
rami della rete di drenaggio	lunghezza tratto	pendenza longitudinale	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza	immissione portata costante
ID	descrizione	L [m]	i [‰]	D [mm]		c [m ^{1/3} /s]	Q ₀ [m ³ /s]
1	9+105	1138,90	8,89	rettangolare	1 500	cls	70
2	1-tubazione	154,00	1,40	circolare	1 000	cls	70
3	2-canale	452,42	1,40	rettangolare	1 500	cls	70

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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]	φ [-]	s [‰]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]
1	9+105	1,3144	0,80	56	5,5	1,3144	47,25	0,432	10,0
2	1-tubazione	0,0000	0,90	25	6,0	1,3144	47,25	0,432	10,0
3	2-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,3144	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
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]	φ [-]	s [‰]	w0 [mm]	S _T [ha]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]
1	9+105	rettangolare	1 500	0,374	147	21,0%	1,69	1,36	10,0
2	1-tubazione	circolare	1 000	0,373	470	47,0%	1,03	0,54	10,0
3	2-canale	rettangolare	1 500	0,372	270	27,0%	0,92	0,55	10,0

TABELLA DI OUTPUT 1/3		Schematizzazione della rete di drenaggio						
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	lunghezza tratto L [m]	pendenza longitudinale i [‰]	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	materiale canaletta o tubazione	coefficiente scabrezza c [m ^{1/3} /s]	immissione portata costante Q ₀ [m ³ /s]
1	9+105	1138,90	8,89	rettangolare	1 500	cls	70	
2	1-tubazione	154,00	1,40	circolare	1 000	cls	70	
3	2-canale	452,42	1,40	rettangolare	1 500	cls	70	
4	9+625	1628,47	4,72	rettangolare	1 500	cls	70	
5	3-tubazione	266,00	1,90	circolare	1 200	cls	70	

TABELLA DI OUTPUT 2/3		Caratteristiche schematiche del bacino afferente							
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	superficie direttamente afferente S [ha]	coeff. di deflusso (ramo) φ [-]	pendenza bacino (ramo) s [‰]	volume piccoli invasi w0 [mm]	superficie afferente totale S _r [ha]	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale a [mm/h ⁿ] n [-]		durata pioggia di progetto tp [min]
1	9+105	1,3144	0,80	56	5,5	1,3144	47,25	0,432	10,0
2	1-tubazione	0,0000	0,90	25	6,0	1,3144	47,25	0,432	10,0
3	2-canale	0,0000	0,90	25	6,0	1,3144	47,25	0,432	10,0
4	9+625	2,4439	0,75	68	5,3	2,4439	47,25	0,432	10,0
5	3-tubazione	0,0000	0,90	25	6,0	3,7583	47,25	0,432	10,0

TABELLA DI OUTPUT 3/3		Portate massime di progetto e verifica idraulica della rete						durata pioggia di progetto tp [min]	
ID	rami della rete di drenaggio descrizione	sezione canaletta o tubazione	dimensione principale D [mm]	portata di progetto Q [m ³ /s]	tirante idrico y [mm]	grado di riempimento R [%]	velocità media v [m/s]	numero di Froude Fr [-]	durata pioggia di progetto tp [min]
1	9+105	rettangolare	1 500	0,374	147	21,0%	1,69	1,36	10,0
2	1-tubazione	circolare	1 000	0,373	470	47,0%	1,03	0,54	10,0
3	2-canale	rettangolare	1 500	0,372	270	27,0%	0,92	0,55	10,0
4	9+625	rettangolare	1 500	0,650	266	38,0%	1,63	1,01	10,0
5	3-tubazione	circolare	1 200	0,991	696	58,0%	1,46	0,61	10,0