

SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2° Stralcio

PROGETTO DEFINITIVO

COD. RM190

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Vladimiro Rotisciani
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A376

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.:

Dott. Ing.
Achille Devitofranceschi

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Arch. N. Kamenicky
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. E. Bartolucci
Dott. Geol. G. Cerquiglini
Geom. S. Scopetta
Dott. Ing. L. Sbrenna
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. E. Sellari
Dott. Ing. L. Dinelli
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Agr. F. Berti Nulli

Dott. Ing. D. Carliaccini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. V. De Gori
Dott. Ing. C. Consorti
Geom. M. Manzo

Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. F. Macchioni
Geom. C. Vischini
Dott. Ing. V. Piuanno
Dott. Ing. G. Pulli
C. Sugarani



IDROLOGIA ED IDRAULICA

Relazione idraulica del corpo stradale

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. DPRM0190 D 20	T00-ID00-IDR-RE04-A CODICE ELAB. T00ID00IDRRE04	A	-
A	Emissione	17/01/2021	G.Verini F.Macchioni N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1. INTRODUZIONE	2
2. QUADRO NORMATIVO VIGENTE	3
3. SISTEMA DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE	4
3.1 PREMESSA	4
3.2 STIMA DELLA PORTATA MASSIMA DI PIOGGIA E DELLE PIOGGE DI PROGETTO	5
3.3 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN RILEVATO	8
3.4 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN VIADOTTO.....	9
3.5 PRESIDI IDRAULICI PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	10
3.5.1 Vasca di prima pioggia	10
3.6 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – FOSSI DI GUARDIA.....	15
3.7 VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO	16
3.7.1 Verifica idraulica dei collettori.....	17
3.7.2 Verifica idraulica delle canalette.....	18
3.7.3 Capacità di smaltimento degli embrici.....	21
3.7.4 Verifica della capacità di deflusso delle caditoie	22
3.7.5 Verifica dei tratti in viadotto	24
3.7.6 Verifiche dei fossi di guardia	26
4. ALLEGATI DI CALCOLO	30
4.1 ALLEGATO A – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	30

1. INTRODUZIONE

Il progetto in esame rappresenta il naturale proseguimento della variante-argine dell'abitato di Monterotondo Scalo del quale oggi risulta in appalto il primo stralcio (progetto integrato del Collegamento Stradale tra l'autostrada "A1 DIR" e la S.S.4 Salaria a Monterotondo Scalo).

Il secondo stralcio dell'intervento SS4 "variante di Monterotondo Scalo" è un progetto che si compone di due fasi principali, la prima fase oggetto della seguente progettazione consiste nella realizzazione di una strada di Bypass dell'abitato di Monterotondo su un rilevato predisposto e realizzato per poter poi diventare argine in una seconda fase quando tutte le opere idrauliche complementari di difesa attiva e passiva a cura della Regione Lazio, saranno state realizzate.

Per questo motivo la progettazione è stata realizzata prevedendo tutti gli accorgimenti necessari affinché il rilevato stradale possa avere le caratteristiche meccaniche, e idrauliche per poter in una seconda fase assolvere la funzione di argine, ma verificando che fino a quando le opere complementari non saranno realizzate esso risulti trasparente rispetto alla piena del Tevere valutata per i diversi tempi di ritorno previsti in normativa, per non aggravare le condizioni a valle e quindi dell'area metropolitana di Roma.

In progetto sono previste opere d'arte quali scatolari idraulici per garantire la trasparenza idraulica nella prima fase e che saranno poi attrezzati con paratoie e altre opere connesse per garantire la tenuta idraulica del sistema arginale nella seconda fase.

Nei capitoli successivi viene affrontato il tema dell'idraulica di piattaforma, definendo i criteri di progetto e le caratteristiche dimensionali e le tecniche degli elementi idraulici previsti per il drenaggio della superficie stradale e delle opere idrauliche necessarie al presidio idraulico dell'infrastruttura.

Per quanto riguarda la definizione delle portate di progetto, si è fatto riferimento ai risultati dello studio idrologico, a cui si rimanda per ogni approfondimento del caso.

2. QUADRO NORMATIVO VIGENTE

In Italia i riferimenti normativi ai quali si deve attenere il progettista degli attraversamenti fluviali sono contenuti nel Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 *“Norme tecniche per le costruzioni”*. Le norme contengono i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali.

3. SISTEMA DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE

3.1 PREMESSA

Il presente paragrafo tratta del drenaggio di piattaforma, affrontando i problemi idraulici legati alle opere di raccolta, convogliamento e recapito delle acque meteoriche che insistono direttamente sulla piattaforma stradale e delle acque esterne non canalizzate che possono interessare il corpo stradale.

Gli schemi della rete di drenaggio e di smaltimento sono stati studiati in modo da consentire lo scarico a gravità delle acque verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e dai corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato.

E' prevista la realizzazione di due sistemi di smaltimento distinti. Il primo sistema, dedicato alla raccolta delle acque di piattaforma stradale, prevede la raccolta ed il convogliamento dei deflussi, a monte di ogni recapito, ad una vasca per il trattamento delle acque di prima pioggia raccolte. Il secondo sistema, dedicato alla raccolta delle acque di versante, prevede la raccolta ed il convogliamento delle portate direttamente al recapito finale.

In merito al dimensionamento, una volta tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile allontanamento delle acque dalle pavimentazioni, è opportuno assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto dovrà essere quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

I criteri progettuali adottati sono stati i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;

- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

3.2 STIMA DELLA PORTATA MASSIMA DI PIOGGIA E DELLE PIOGGE DI PROGETTO

Per la valutazione delle massime portate affluenti nelle canalizzazioni e nelle eventuali tubazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio è stata utilizzata la formula derivata dal metodo razionale, considerando tempi di ritorno $T=25$ anni anche per i fossi di guardia.

$$Q_p = \frac{\phi_c * b_c + \phi_s * b_s + \phi_e * b_e}{3600} * L * i_c \quad [l/s]$$

in cui:

- Q_p è la portata massima di pioggia [l/s];
- $\phi_c = 0.9$, è il coefficiente di deflusso della piattaforma stradale [adim.];
- $\phi_s = 0.45$, è il coefficiente di deflusso delle scarpate [adim.];
- $\phi_e = 0.45$, è il coefficiente di deflusso delle aree esterne [adim.];
- b_c è la larghezza della piattaforma stradale [mq];
- b_s è la larghezza della scarpata stradale [mq];
- b_e è la larghezza della fascia esterna [mq];
- L è la lunghezza del tratto [m];
- i_c è l'intensità della pioggia critica [mm/h] ($T=25$ anni, $t_c=10$ minuti per le cunette, canalette e collettori e $T=50$ anni, $t_c=30$ minuti per i fossi di guardia).

L'intensità di precipitazione i per un dato Tempo di Ritorno, che determina la massima portata di piena (intensità critica), è ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica che esprime la legge

di variazione dei massimi annuali di pioggia, in funzione della durata della precipitazione t ad assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno T .

L'equazione della curva di possibilità pluviometrica normalizzata diventa, in tal modo, per ciascun tempo di ritorno T :

$$h'(t) = a \cdot t^n$$

- t = durata della pioggia critica;
- a = coefficiente della curva di possibilità climatica;
- n = esponente della curva di possibilità climatica;

da cui può ricavarsi l'intensità di precipitazione:

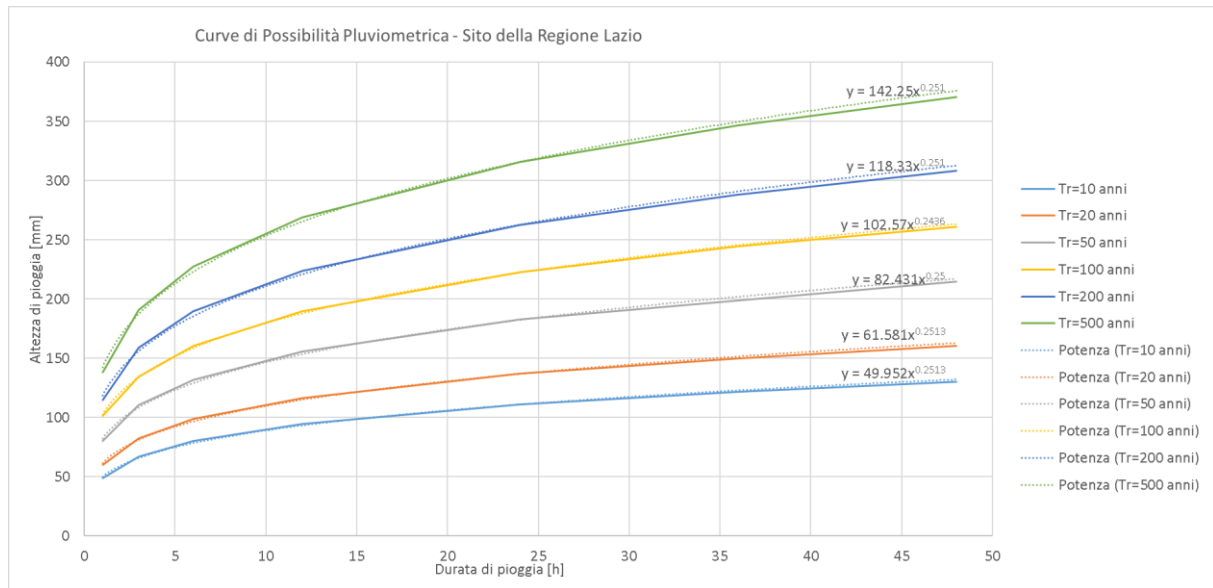
$$i = a \cdot t^{n-1}$$

Per la stima delle acque meteoriche ricadenti sulla piattaforma stradale si è fatto riferimento alle Curve di Possibilità Pluviometrica valutate dalla Regione Lazio Ufficio Idrografico e Mareografico di Roma riferite al pluviometro di Monterotondo, assumendo, per i Tempi di ritorno di 25 e 50 anni, i valori riportati nella seguente tabella:

Tr	a	n
anni	mm/h	adim
25	65.056	0.251
50	82.431	0.25

Tabella 1 - LSPP Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica

RELAZIONE IDRAULICA



Le intensità di pioggia di progetto relative al progetto degli elementi responsabili dello smaltimento delle acque di piattaforma e delle acque di versante sono di seguito riportate:

Tr=25 anni		Tr=50 anni	
d (h)	i (mm/h)	d (h)	i (mm/h)
0.167	248.91	0.500	138.63

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

In allegato si riportano le verifiche idrauliche dei collettori suddivise per ramo. Per ogni elemento è stata determinata la portata corrispondente ad un grado di riempimento pari al 50% per $DN \leq 400$ e del 70% per diametri superiori che viene confrontata con la portata transitante in ogni tronco.

Per ogni pozzetto o caditoia è stato determinato il contributo di portata, la portata di progetto, ovvero la portata che defluisce nei collettori, è data dalla somma dei singoli contributi.

3.3 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN RILEVATO

La soluzione adottata consiste nella raccolta dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma, mediante una canaletta in cls prefabbricata ed il loro scarico in una rete di collettori in PEAD, in grado di convogliare le portate prima ad una vasca di trattamento e successivamente allo scarico finale.

I deflussi meteorici vengono allontanati dalla piattaforma mediante degli imbrocchi ad embrice in cls, che recapitano le portate all'interno delle canalette in cls prefabbricate, poste al lato del cordolo. Gli imbrocchi ad embrice vengono sistemati lungo il cordolo ad interasse costante pari a 10 m nei tratti in rettilineo e interasse pari a 7 metri nei tratti in curva, dove per via della pendenza trasversale le acque meteoriche sono raccolte su un solo lato.

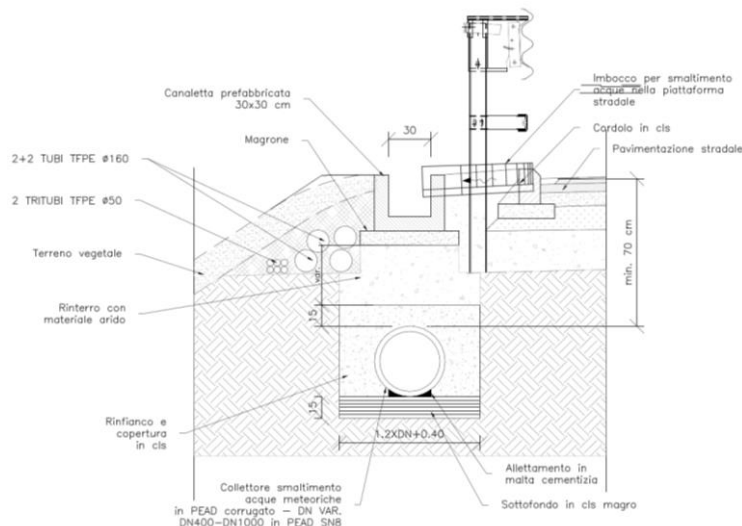


Figura 1 – Schema drenaggio rilevato.

La raccolta delle acque avviene mediante canaletta e collettori sottostanti da entrambi i lati della carreggiata in caso di rettilineo e dal lato interno nel caso di tratto in curva. In corrispondenza dell'Asse 1 tra le pk 1+958.37 e 2+029.57 la raccolta delle acque avviene mediante canaletta senza collettori sottostanti per evitare l'interferenza con il tombino TM03. Le canalette scaricano le acque raccolte all'interno di pozzetti prefabbricati, posti ad interasse massimo pari a 15 m,

per mezzo di caditoie in acciaio. Dai pozzetti si diparte la rete di collettori di progetto che recapita le acque alla vasca di trattamento.

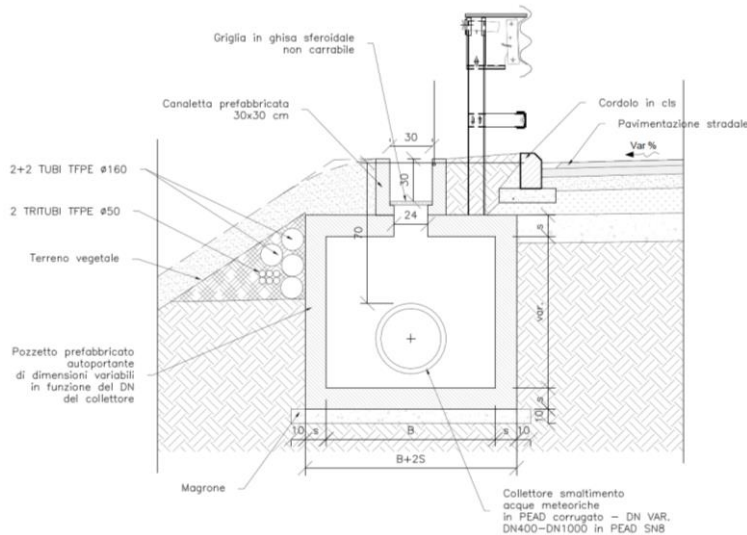


Figura 2 – Sezione in corrispondenza del pozzetto.

3.4 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – SEZIONE IN VIADOTTO

In corrispondenza del viadotto Pantanella sono previste lungo le banchine caditoie stradali, con interasse massimo di 10 m, munite di griglie carrabili in ghisa, collegate alla sottostante tubazione di raccolta in acciaio ed ancorata all'impalcato mediante staffaggi. Tale tubazione, di diametro minimo Φ 200 mm, consentirà di dare continuità ai collettori di raccolta delle acque di piattaforma e di addurre i drenaggi ai collettori posti al termine dell'opera.

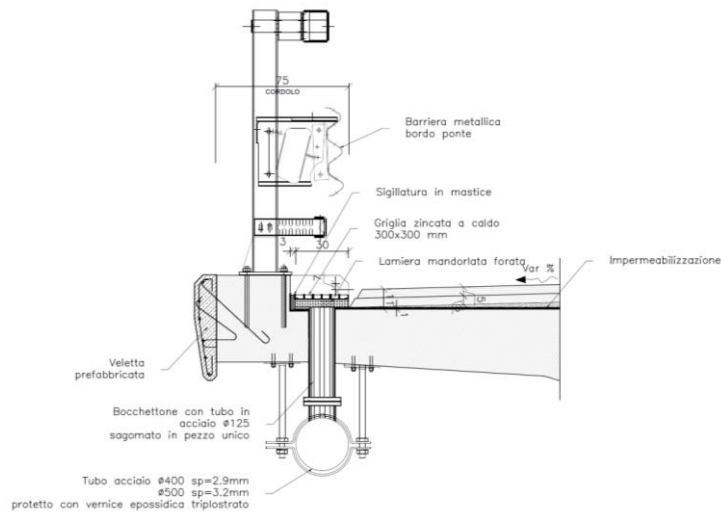


Figura 3 – Sezione tipo in viadotto.

3.5 PRESIDI IDRAULICI PER IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

È stata prevista la realizzazione di vasche per il trattenimento degli sversamenti accidentali (oli e/o carburanti) e di disoleazione e sedimentazione delle acque di prima pioggia.

È stato previsto il presidio idraulico dell'intera tratta stradale interessata dal progetto, con la realizzazione di vasche per il trattamento delle acque di prima pioggia.

È stata quindi prevista la realizzazione di n. 6 vasche di prima pioggia a servizio della piattaforma stradale interessata dagli interventi di progetto.

3.5.1 Vasca di prima pioggia

Le vasche, finalizzate alla disoleazione e alla sedimentazione delle acque di prima pioggia drenate dalla piattaforma stradale, sono state posizionate a monte di ogni scarico, in maniera opportuna per permettere le usuali operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria (in caso di sversamenti accidentali di oli e/o carburanti).

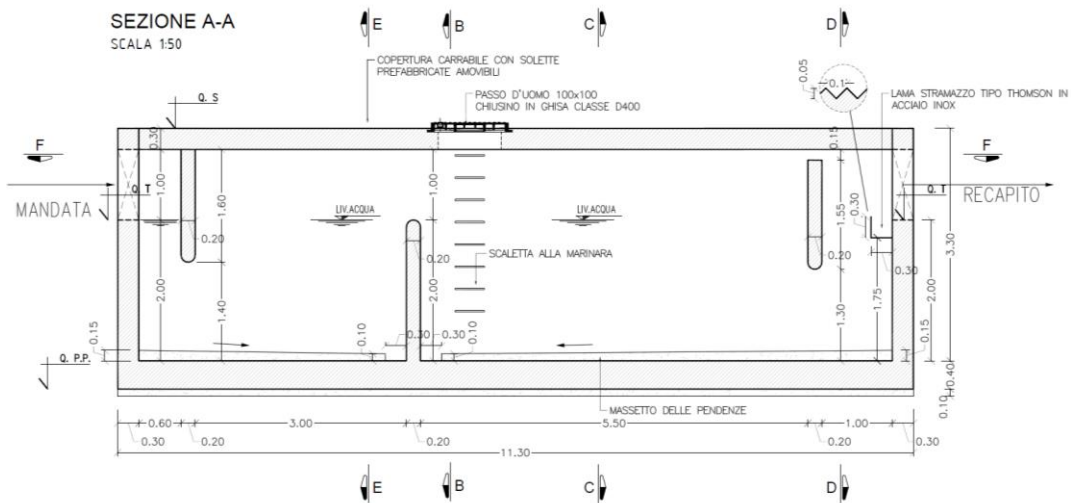


Figura 4 - Sezione tipo vasca di prima pioggia.

Tali manufatti, per esigenze legate alla morfologia del terreno ove si sviluppa il tracciato stradale, sono ubicati in maniera tale da poter consentire sempre lo scolo delle acque per gravità, senza l'impiego di sistemi di pompaggio e di essere di facile accesso e, quindi, di agevole manutenzione.

I criteri a base della progettazione delle vasche si possono riassumere in:

1. limitare al minimo la necessità di manutenzione, consentendo interventi molto diluiti nel tempo;
2. far transitare nella vasca le acque di prima;
3. "catturare" gli eventuali sversamenti;
4. far assumere al flusso in entrata una velocità tale da consentire la risalita in superficie degli oli e la sedimentazione dei solidi in sospensione;
5. mantenere all'interno della vasca gli oli in superficie.

Il trattamento delle acque di “prima pioggia” è realizzato mediante un impianto alimentato a gravità e a funzionamento “continuo”, ovvero capace di trattare le portate addotte senza l'ausilio di sistemi di pompaggio o di paratoie di intercettazione.

Per limitare gli interventi di manutenzione si è optato per un sistema di estrema semplicità, non elettrificato, e privo di sensori o di valvole automatiche che, se non periodicamente verificate e controllate, possono rendere completamente inefficace la realizzazione di tali sistemi di trattamento. La manutenzione di cui necessita il sistema proposto, è limitato al periodico svuotamento della camera di dissabbiatura e di disoleatura con seguente conferimento dei materiali presso siti autorizzati per il loro smaltimento.

L'impianto sarà costituito da una vasca in cemento armato successivamente attrezzata con le apparecchiature idrauliche (tubi di adduzione e uscita acque, canaletta di sfioro, etc.) idonee a garantire la separazione delle sostanze inquinanti a diverso peso specifico rispetto all'acqua.

Le vasche di prima pioggia saranno composte dalle seguenti apparecchiature principali, complete di raccordi ed accessori necessari al loro corretto funzionamento:

- un pozzetto sfioratore/scolmatore per il controllo della portata derivata;
- una camera di dissabbiatura per la separazione dei materiali pesanti;
- un separatore/disoleatore di tipo statico per la separazione dei liquidi leggeri.

Il pozzetto scolmatore è costituito da una soglia tarata, avente cioè un'altezza calibrata sulla massima portata derivata, tale da limitare l'ingresso al sistema di trattamento della sola portata di prima pioggia.

La camera di dissabbiatura rappresenta il primo trattamento in cui avviene la separazione statica di elementi inquinanti ad alto peso specifico. In questa camera vengono trattenute le sostanze di maggiore densità (come ad es. inerti, gomma, sabbia, ecc.) proteggendo il disoleatore da possibili intasamenti. e consentire la sedimentazione naturale delle particelle più pesanti sul fondo del manufatto. La rimozione del materiale sedimentato sarà effettuata mediante autospurgo.

A valle del dissabbiatore è previsto un separatore/disoleatore di sostanze "leggere" (oli, benzine, ecc.) di tipo statico, con estrazione manuale periodica dei residui.

Il suo funzionamento è fondato sul principio del galleggiamento delle sostanze a più basso peso specifico rispetto a quello dell'acqua (densità di $0,8 \div 0,85 \text{ g/cm}^3$).

Il manufatto dovrà essere realizzato con impiego di calcestruzzo additivato per essere reso impermeabile e resistente all'aggressione dei liquidi. Le pareti interne dovranno essere trattate con resine antiolio e gli elementi metallici saranno in acciaio INOX AISI 304.

La portata di prima pioggia viene determinata assumendo una lama d'acqua di 5 mm per una durata di 15 min. uniformemente distribuita su tutta la superficie, per la quale si assume un coefficiente di deflusso pari a 1.

Le portate di prima pioggia pertanto risultano essere le seguenti in funzione delle aree scolanti:

ID Impianto	S _{dren} (m ²)	Q _p (l/s)
1	6699	37.22
2	5771	32.06
3	3813	21.18
4	4260	23.67
5	3907	21.71
6	6850	38.06

Viste le dimensioni simili di alcune delle aree scolanti si raggruppano le vasche in due tipologie in base alla portata di picco assunta. Il dimensionamento della camera di dissabbiatura si basa sul 'tempo di ritenzione' corrispondente alla massima portata immessa e che deve essere pari ad almeno 3 minuti:

RELAZIONE IDRAULICA

ID Impianto	S _{dren} (m ²)	Q _p (l/s)	Dissabbiatore				
			B (m)	L (m)	H _{utile} (m)	V _{utile} (m ³)	t _{ritenzione} (min)
1	6699	37.22	5.00	3.00	1.30	19.50	8.73
2	5771	32.06	5.00	3.00	1.30	19.50	10.14
3	3813	21.18	4.00	2.00	1.30	10.40	8.18
4	4260	23.67	4.00	2.00	1.30	10.40	7.32
5	3907	21.71	4.00	2.00	1.30	10.40	7.99
6	6850	38.06	4.00	2.00	1.30	10.40	4.55

Il dimensionamento della camera di disoleatura si basa sulla velocità ascensionale minima dei liquidi leggeri come idrocarburi, olio per lubrificazione, kerosene, ecc. che si intendono separare. Si assume una velocità pari a 15 m/h e pari a 0.0052 m/s (valore riferito a densità di 0,8 ÷ 0,85 g/cm³).

ID Impianto	S _{dren} (m ²)	Q _p (l/s)	Disoleatore			
			B (m)	L (m)	S (m ²)	V _{ascensionale} (m/s)
1	6699	37.22	5.00	5.50	27.50	0.0014
2	5771	32.06	5.00	5.50	27.50	0.0012
3	3813	21.18	4.00	4.00	16.00	0.0013
4	4260	23.67	4.00	4.00	16.00	0.0015
5	3907	21.71	4.00	4.00	16.00	0.0014
6	6850	38.06	4.00	4.00	16.00	0.0024

Le dimensioni interne delle vasche di prima pioggia sono riassunte nella seguente tabella:

ID Impianto					TIPO			
	B (m)	L (m)	H _{utile} (m)	V _{tot} (m ³)		B (m)	L (m)	H (m)
1	5.00	8.50	1.30	55.25	A	5.60	11.30	3.00
2	5.00	8.50	1.30	55.25	A	5.60	11.30	3.00
3	4.00	6.00	1.30	31.20	B	4.60	8.80	3.00
4	4.00	6.00	1.30	31.20	B	4.60	8.80	3.00
5	4.00	6.00	1.30	31.20	B	4.60	8.80	3.00
6	4.00	6.00	1.30	31.20	B	4.60	8.80	3.00

3.6 OPERE DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE – FOSSI DI GUARDIA

Le acque di versante e i deflussi delle zone limitrofe all'infrastruttura in progetto vengono invece raccolti mediante fossi di guardia rivestiti in cls collocati al piede dei rilevati. I flussi vengono raccolti e recapitati direttamente al reticolo idrografico superficiale.

Per i fossi di guardia in progetto si prevedono due geometrie di tipo trapezoidale, quelli lato Tevere hanno una base di 50 cm con sponde con pendenza 1/1 e profondità di 50 cm. Lato Monterotondo si prevede un fosso di guardia di dimensione 100 cm di base, altezza 100 cm e sponde con pendenza 1/1.

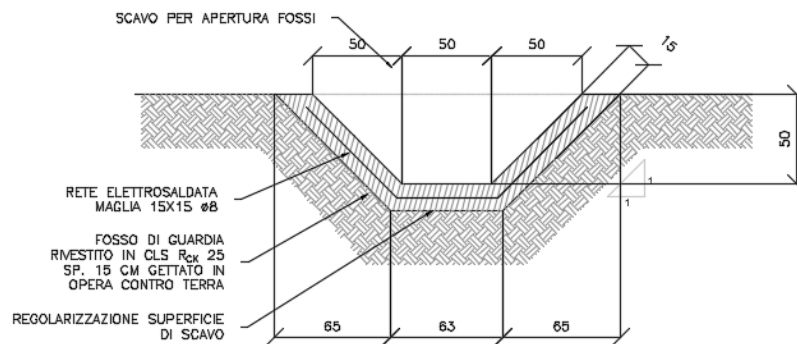


Figura 5 - Fossi di guardia lato Tevere Tipo A

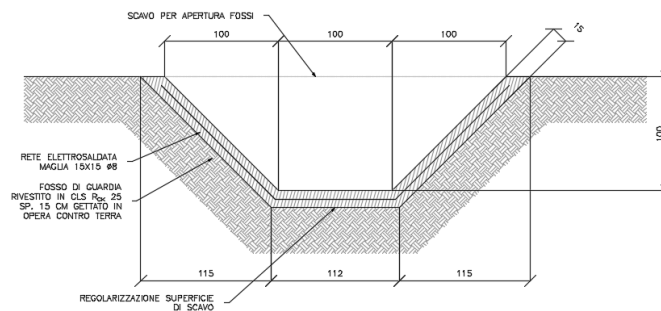


Figura 6 - Fossi di guardia lato Monterotondo Tipo B

Per i fossi di guardia che convogliano le acque nel TM03 si prevedono due geometrie di tipo trapezoidale, quelli lato Tevere hanno una larghezza di base di 90 cm e altezza 30 cm con sponde

di pendenza pari a 1/1, quelli lato Monterotondo hanno una larghezza di base pari a 240 cm e altezza 30 cm con pendenza delle sponde pari a 1/1.

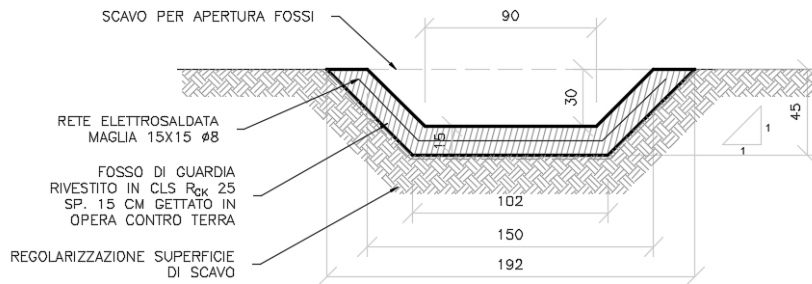


Figura 7 - Fossi di guardia lato Tevere.

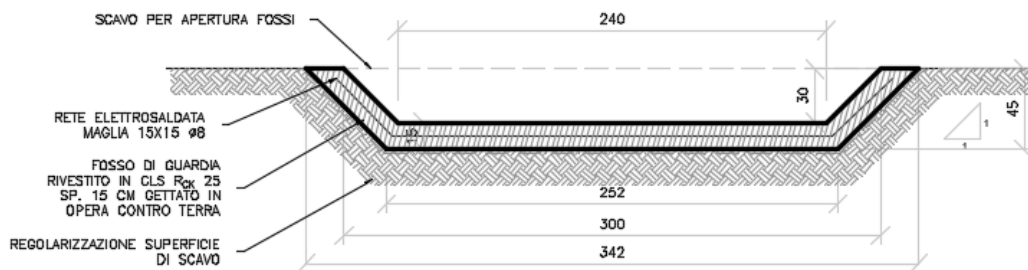


Figura 8 - Fossi di guardia lato Monterotondo.

I fossi di guardia convogliano le acque raccolte verso l'imbocco e l'uscita dei tombini scatolari che attraversano il rilevato stradale scaricando nei fossi naturali individuati.

3.7 VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO

Le condotte a pelo libero sono state dimensionate nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$

Dove:

- i = pendenza del tronco di condotta;
- R_0 = raggio idraulico della sezione;
- A_0 = area bagnata;
- c = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- Q = portata.

Per ogni elemento è stata determinata la portata corrispondente ad un grado di riempimento pari al 70% per tutte le tubazioni, un grado di riempimento pari al 50% per le condotte con diametro inferiore a DN400, ed è stata confrontata con la portata transitante in ogni tronco.

Per ogni pozzetto o caditoia è stato determinato il contributo di portata, la portata di progetto, ovvero la portata che defluisce nei collettori, è data dalla somma dei singoli contributi.

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le canalizzazioni aperte in C.A.;
- $K=83 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in PEAD;
- $K=110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in acciaio.

La portata smaltita dai collettori è stata determinata in funzione dell'area drenata, data dall'interasse tra i pozzetti per la larghezza della corsia pari a 9.75 m nel caso di sezione in curva e pari a 4.75 m per le sezioni in rettilineo.

3.7.1 Verifica idraulica dei collettori

Le condotte a pelo libero sono state dimensionate nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$

Dove:

- i = pendenza del tronco di condotta;
- R_0 = raggio idraulico della sezione;
- A_0 = area bagnata;
- c = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- Q = portata.

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- $K=83 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in PEAD;
- $K=110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in acciaio.

Per ogni elemento è stata determinata la portata corrispondente ad un grado di riempimento pari al 70% per tutte le tubazioni, un grado di riempimento pari al 50% per le condotte con diametro inferiore a DN400, ed è stata confrontata con la portata transitante in ogni tronco.

Per ogni pozzetto o caditoia è stato determinato il contributo di portata, la portata di progetto, ovvero la portata che defluisce nei collettori, è data dalla somma dei singoli contributi.

3.7.2 Verifica idraulica delle canalette

Le canalette di raccolta delle acque meteoriche a sezione quadrata 30x30 cm sono state dimensionate nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$

Dove:

- i = pendenza del tronco di condotta;
- R_0 = raggio idraulico della sezione;
- A_0 = area bagnata;
- c = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- Q = portata.

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Le canalette sono disposte su entrambi i cigli esterni della carreggiata o su un unico ciglio esterno nel tratto in curva. Le acque meteoriche che precipitano sulla piattaforma stradale sono convogliate nelle canalette mediante delle aperture sulla cordonata o con embrici e da qui finiscono nei collettori attraverso delle caditoie con pozzetto.

Il dimensionamento delle canalette viene eseguito considerando la portata massima che viene smaltita dal singolo pozzetto nella condizione più gravosa, in funzione dell'area drenata.

Dall'analisi del profilo stradale si ricava che, nelle condizioni più gravose tra le pk 1+850 e 2+029.57 circa dell'Asse 1, la pendenza longitudinale media è pari a 1.50%.

Geometria della sezione

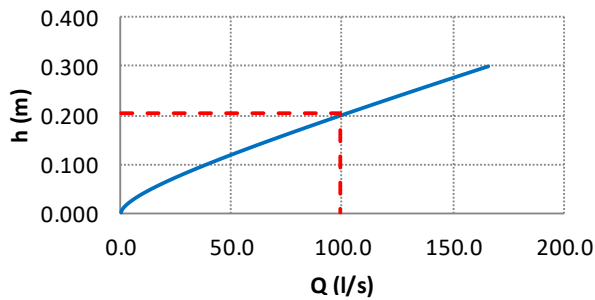
Sezione trapezia

B =	0.30 m	base
H =	0.300 m	altezza
n =	0 °	inclinazione
i =	0.015	1.500% pendenza
c =	70 mm ^{1/3} /s	Coeff. di scabrezza Gauckler Strickler

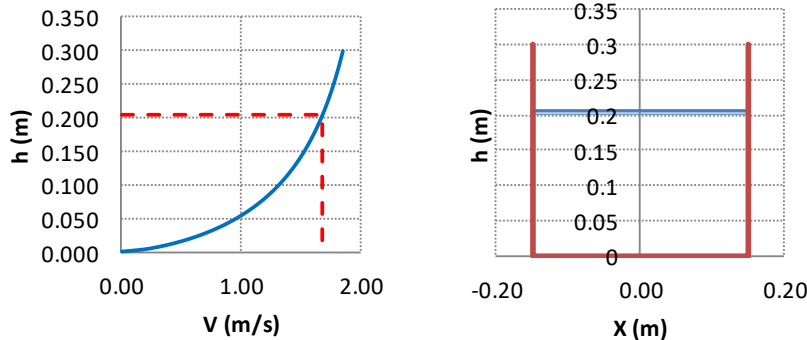
Verifiche

Q _{max} =	166.23 l/s	Portata massima smaltita
Q _P =	98.82 l/s	Portata di progetto
V =	1.68 m/s	Velocità massima
GR =	68%	Grado di riempimento
h =	0.20 m	Tirante idrico

Scala dei deflussi



Scala delle velocità



Nelle condizioni più gravose il grado di riempimento massimo che si verifica nelle canalette rettangolari è pari al 68%.

3.7.3 Capacità di smaltimento degli embrici

Il sistema di drenaggio delle acque meteoriche è alimentato dagli embrici che raccolgono le acque di ruscellamento sulla piattaforma stradale e le convogliano nella canaletta laterale.

La capacità di evacuazione degli embrici può essere stimata ipotizzando un funzionamento a soglia sfiorante di larghezza L e altezza d'acqua h secondo la relazione:

$$Q = c_q(L * h)\sqrt{2gh}$$

dalla quale, ponendo:

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (accelerazione di gravità);
- $c_q = 0.385$ (coefficiente di portata);
- $L = 0.5 \text{ m}$ (larghezza di invito dell'embrice, ridotta del 50% in favore di sicurezza);
- $h = 0.075 \text{ m}$ è stato valutato come il minore tra il valore ricavato con il seguente metodo:

$$h = h_1 + h_2$$

dove $h_1 = 0.04 \text{ m}$ pari allo spessore dello strato di usura drenate, infatti la testa degli embrici va impostata sulla sommità dello strato di binder

$$h_2 = 0,025 \quad \text{è il minore tra i seguenti valori}$$

- o assumendo una pendenza trasversale pari al 2,5% ed avendo una larghezza della banchina pari 1,25 la massima altezza dell'acqua sul cordolo è pari a 3.13 cm;
- o altezza della lama d'acqua pari alla metà dell'altezza massima del cordolo come previsto dal DM 05/11/2001 pari a 5,0 cm;

Si ottiene una portata massima di evacuazione pari a:

$c_q =$	0.385	coeff. di efflusso
$g =$	9.81 m/s ²	accelerazione di gravità
$L =$	1 m	larghezza di invito
$f_s =$	0.5	fattore di sicurezza
$h_1 =$	0.03 m	spessore dello strato di usura drenante
$l =$	0.5 m	larghezza banchina
$h_c =$	0.05 m	altezza cordolo
$h_2 =$	0.0125 m	min tra $l \cdot p$ e $h_c/2$
$h =$	0.0425 m	$h = h_1 + h_2$ carico idraulico
$Q =$	7.47 l/s	portata

L'interasse tra gli embrici viene calcolato verificando che la portata che defluisce dalle aperture è maggiore della portata calcolata per l'area da drenare per un tempo di corrivazione di 5 min.

Interasse tra embrici rettili

$i =$	395.76 mm/h	intensità di pioggia per $t_c=5$ min
$\phi =$	0.9	coeff. Di afflusso
$L =$	4.75 m	larghezza carreggiata
$l =$	10 m	interasse embrici
$Q =$	4.70 l/s	portata da smaltire

Interasse tra embrici curva

$i =$	395.76 mm/h	intensità di pioggia per $t_c=5$ min
$\phi =$	0.9	coeff. Di afflusso
$L =$	9.5 m	larghezza carreggiata
$l =$	7 m	interasse embrici
$Q =$	6.58 l/s	portata da smaltire

3.7.4 Verifica della capacità di deflusso delle caditoie

Il drenaggio superficiale per lo smaltimento delle acque ricadenti sulla superficie stradale è realizzato, in generale, da canalette collocate al ciglio della carreggiata recapitanti in caditoie collegate tramite collettori al sistema di trattamento delle acque di piattaforma. Le verifiche sono eseguite per un tempo di ritorno pari a 20 anni.

Le canalette in calcestruzzo sono del tipo rettangolare 30x30 cm che recapitano in caditoie a salto di fondo con griglia orizzontale poste ad interasse pari a 15 m.

Si procede alla verifica della caditoia considerando un tirante idrico massimo sulla caditoia pari ad $h = 0,01$ m. Utilizzando la relazione sviluppata da McGhee, la capacità di smaltimento della caditoia è calcolabile tramite la seguente:

$$Q = k A h^{1/2} \eta$$

in cui:

A è l'area libera della luce;

K è una costante pari a 2,96 nel S.I.;

η è un coefficiente riduttivo per mettere in conto il possibile intasamento della griglia.

Adottando caditoie piane 100x30 cm si ha:

k =	2.96	coeff. di efflusso
η =	0.75	coeff. riduttivo
h =	0.01 m	battente idraulico
b =	1 m	base caditoia
h =	0.3 m	altezza caditoia
a =	30%	percentuale luce libera
A =	0.09 mq	area libera
Q =	19.98 l/s	portata smaltita

Le caditoie sono disposte con interasse di 15 m e risulta:

Interasse tra caditoie rettilifeo

i =	395.76 mm/h	intensità di pioggia per tc=5min
φ =	0.9	coeff. Di afflusso
L =	4.75 m	larghezza carreggiata
I =	15 m	interasse caditoie
Q =	7.05 l/s	portata da smaltire

Interasse tra caditoie curva

i =	395.76 mm/h	intensità di pioggia per tc=5min
φ =	0.9	coeff. Di afflusso
L =	9.5 m	larghezza carreggiata
I =	15 m	interasse caditoie
Q =	14.10 l/s	portata da smaltire

Per tutti gli assi in progetto l'interasse di 15 m consente di smaltire la portata di progetto proveniente dalla piattaforma stradale.

3.7.5 Verifica dei tratti in viadotto

Per i tratti in viadotto, analogamente a quanto esposto per la verifica degli interassi degli embrici, si è considerato ammissibile l'allagamento di un metro di piattaforma a margine della carreggiata.

Si realizza così un canale di bordo triangolare con una larghezza $B = 1$ m, avendo previsto una tale ampiezza massima d'impegno della banchina, e con un tirante d'acqua dipendente dalla pendenza trasversale i della carreggiata.

Lo scarico dell'acqua di raccolta è affidato a bocchettoni posti ad opportuno interasse tra loro, che convogliano l'acqua in un tubo di dimensioni minime $\Phi 125$ mm in acciaio, posto sotto l'impalcato stesso dell'opera.

Per la determinazione dell'interasse tra i bocchettoni può essere utilizzata la formula di Gauckler-Strickler, applicata ad un canale di sezione triangolare:

$$Q = K * A * R^{2/3} i^{1/2}$$

con $K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, pari a Manning $n = 0.014$

Con pendenza trasversale p_t variabile, si ha:

$$A = \text{area bagnata} = p_t \cdot B^2 / 2$$

$$C = \text{contorno bagnato} = B(1 + p_t)$$

$$R = \text{raggio idraulico} = A/C = \frac{B}{2} * \frac{p_t}{1 + p_t}$$

Fissando la larghezza massima impegnata dal canale di bordo pari a 1.0 m ed una pendenza trasversale cautelativamente fissata al 2,5%. La pendenza longitudinale del viadotto Pantanella è pari allo 0.24%.

Lungo tutto lo sviluppo del viadotto si prevedono caditoie con interasse pari a 10 m.

La portata di progetto viene calcolata considerando un tempo di corrivazione di 5 min:

Interasse tra caditoie

$i =$	418.30 mm/h	intensità di pioggia per $t_c=5\text{min}$
$\phi =$	0.9	coeff. Di afflusso
$L =$	9.5 m	larghezza carreggiata
$I =$	10 m	interasse caditoie
$Q =$	9.93 l/s	portata da smaltire

Una volta stabilito l'interasse tra i bocchettoni, occorre verificare che questi siano in grado di smaltire la portata in arrivo. In particolare si possono utilizzare le formule classiche degli stramazzi.

Per la caditoia si considera la relazione precedentemente illustrata:

Caditoie

$k =$	2.96	coeff. di efflusso
$\eta =$	0.75	coeff. riduttivo
$h =$	0.01 m	battente idraulico
$b =$	0.3 m	base caditoia
$h =$	0.3 m	altezza caditoia
$a =$	50%	percentuale luce libera
$A =$	0.045 mq	area libera
$Q =$	9.99 l/s	portata smaltita

Il dimensionamento del bocchettone può farsi trattandolo come soglia sfiorante a pianta circolare o come luce sotto battente a secondo del carico h all'imbocco (pari all'altezza tra la base della grata e l'inizio del discendente).

Se il funzionamento è a soglia sfiorante di diametro D , la portata massima è pari a:

$$Q = C_q * h * \pi * D \sqrt{2gH} \quad \text{con} \quad C_q = 0.35$$

Se il funzionamento è sotto battente la portata massima è pari a:

$$Q = C_q * A * \sqrt{2gH} \quad \text{con} \quad C_q = 0.6 \text{ e } A = \text{area del discendente}$$

Le due relazioni forniscono lo stesso risultato quando:

$$h = \frac{0.6D}{4 * 0.35} = 0.429D$$

Bocchettone

$h =$	0.1 m	carico idraulico
$D =$	0.125 m	diametro bocchettone
<i>Relazione da considerare:</i>		Soglia sfiorante

Soglia sfiorante

$C_q =$	0.35	coeff. di efflusso
$h =$	0.1 m	carico idraulico
$D =$	0.125 m	diametro
$Q =$	19.252 l/s	portata effluente

Tale valore risulta essere sempre superiore ai valori di portata drenata dalla piattaforma con gli interassi degli scarichi precedentemente assegnanti.

3.7.6 Verifiche dei fossi di guardia

I fossi di guardia a pelo libero sono stati dimensionati nell'ipotesi di moto uniforme, con la relazione di Gauckler - Strickler:

$$Q = A_0 K_0 \sqrt{R_0 i}$$

$$K_0 = c R_0^{1/6}$$

Dove:

- i = pendenza del tronco di condotta;
- R_0 = raggio idraulico della sezione;
- A_0 = area bagnata;
- c = coefficiente di Gauckler - Strickler;
- Q = portata.

Tr=50 anni	
d (h)	i (mm/h)
0.500	138.63

La portata di progetto viene calcolata con l'intensità di pioggia con durata di 30 minuti e tempo di ritorno di 50 anni.

Per le geometrie descritte in precedenza, è stata individuata l'area scolante maggiore pari a 52185 m² per il lato Monterotondo e pari a 6792 m² per il lato Tevere.

La portata di progetto da considerare per i fossi di guardia lato Monterotondo è:

A =	52185 m ²	Area scolante
φ =	0.3	coeff. di afflusso
i =	138.63 mm/h	intensità di pioggia per $t_c = 30$ min
Q_p =	0.602875 m ³ /s	
Q_p =	602.88 l/s	portata da smaltire

La portata di progetto da considerare per i fossi di guardia lato Tevere è:

A =	6792 m ²	Area scolante
φ =	0.3	coeff. di afflusso
i =	138.63 mm/h	intensità di pioggia per $t_c = 30$ min
Q_p =	0.078466 m ³ /s	
Q_p =	78.47 l/s	portata da smaltire

I profili dei fossi di guardia hanno una pendenza dello 0.28%.

Di seguito si riportano le scale dei deflussi per la sezione trapezia nelle condizioni più gravose e per le due geometrie considerate.

Geometria della sezione

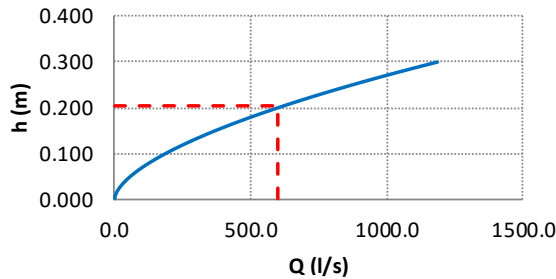
Sezione trapezia

B =	2.40 m	base
H =	0.300 m	altezza
n =	45 °	inclinazione
i =	0.003	0.280% pendenza
c =	70 mm ^{1/3} /s	Coeff. di scabrezza Gauckler Strickler

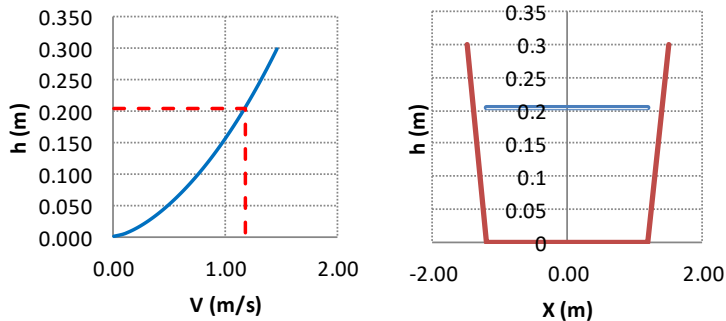
Verifiche

Q _{max} =	1188.58 l/s	Portata massima smaltita
Q _P =	602.88 l/s	Portata di progetto
V =	1.17 m/s	Velocità massima
GR =	68%	Grado di riempimento
h =	0.20 m	Tirante idrico

Scala dei deflussi



Scala delle velocità



Geometria della sezione

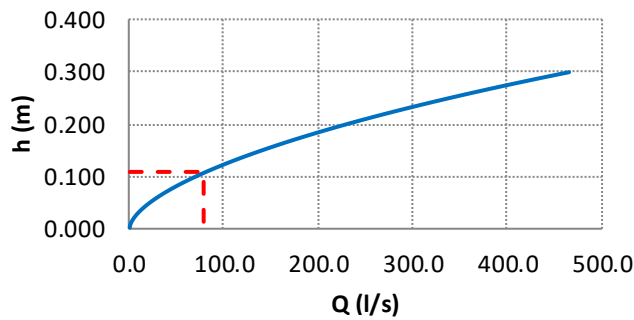
Sezione trapezia

B =	0.90 m	base
H =	0.300 m	altezza
n =	45 °	inclinazione
i =	0.003	0.280% pendenza
c =	70 mm ^{1/3} /s	Coeff. di scabrezza Gauckler Strickler

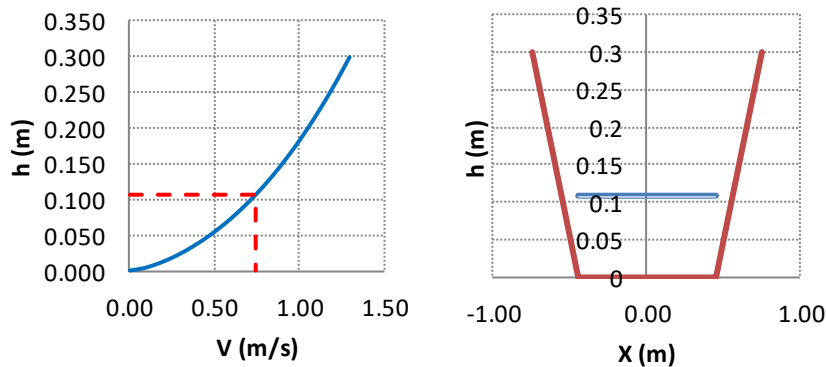
Verifiche

Q _{max} =	464.94 l/s	Portata massima smaltita
Q _p =	78.47 l/s	Portata di progetto
V =	0.75 m/s	Velocità massima
GR =	36%	Grado di riempimento
h =	0.11 m	Tirante idrico

Scala dei deflussi



Scala delle velocità



4. ALLEGATI DI CALCOLO

4.1 ALLEGATO A – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Node iniziale	Node finale	Lunghezza (m)	i (%)	Materiale	c (mm ^{1.75} /s)	DN	R (m)	h _{1.0-2%} (m)	R-h (m)	veloc (rad/s)	A1 (m ²)	A2 (m ²)	Ph (m)	Ay (m ²)	Rc (m)	Ks	Q _{cap,mm} (m ³ /s)	i (mm/h)	L (m)	B (m)	Q _p (m ³ /s)	Qp < Q _{cap,2%} (m ³ /s)
1.0-25	1.0-26	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.304	si
1.0-26	1.0-27	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.314	si
1.0-27	1.0-28	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.318	si
1.0-28	1.0-29	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.322	si
1.0-29	1.0-30	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.327	si
1.0-30	1.0-31	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.331	si
1.0-31	1.0-32	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.336	si
1.0-32	1.0-33	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.340	si
1.0-33	1.0-34	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.345	si
1.0-34	1.0-35	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.349	si
1.0-35	1.0-36	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.354	si
1.0-36	1.0-37	15.00	0.20%	PEAD	83	800	0.3455	0.4684	-0.14	3.96	0.24	-0.04	1.37	0.28	0.20	63.72	0.361	248.91	15.00	4.75	0.358	si
1.0-37	1.1-12	15.00	0.20%	PEAD	83	1000	0.4275	0.599	-0.17	3.96	0.36	0.07	1.69	0.43	0.25	66.02	0.638	248.91	15.00	4.75	0.362	si
1.1-01	1.1-02	15.00	0.20%	PEAD	83	315	0.1165	0.137	0.03	3.14	0.03	0.00	0.43	0.03	0.07	53.06	0.038	248.01	15.00	4.75	0.024	si
1.1-02	1.1-03	15.00	0.20%	PEAD	83	315	0.1165	0.137	0.00	3.14	0.03	0.00	0.43	0.03	0.07	53.06	0.038	248.01	15.00	4.75	0.024	si
1.1-03	1.1-04	15.00	0.20%	PEAD	83	315	0.1165	0.137	0.00	3.14	0.03	0.00	0.43	0.03	0.07	53.06	0.038	248.01	15.00	4.75	0.033	si
1.1-04	1.1-05	15.00	0.20%	PEAD	83	315	0.1165	0.137	0.00	3.14	0.03	0.00	0.43	0.03	0.07	53.06	0.038	248.01	15.00	4.75	0.038	si
1.1-05	1.1-06	15.00	0.20%	PEAD	83	400	0.172	0.241	-0.07	3.96	0.06	-0.01	0.68	0.07	0.10	56.73	0.056	248.91	15.00	4.75	0.022	si
1.1-06	1.1-07	15.00	0.20%	PEAD	83	400	0.172	0.241	-0.07	3.96	0.06	-0.01	0.68	0.07	0.10	56.73	0.056	248.91	15.00	4.75	0.027	si
1.1-07	1.1-08	15.00	0.20%	PEAD	83	400	0.172	0.241	-0.07	3.96	0.06	-0.01	0.68	0.07	0.10	56.73	0.056	248.91	15.00	4.75	0.031	si
1.1-08	1.1-09	15.00	0.20%	PEAD	83	400	0.172	0.241	-0.07	3.96	0.06	-0.01	0.68	0.07	0.10	56.73	0.056	248.91	15.00	4.75	0.035	si
1.1-09	1.1-10	15.00	0.20%	PEAD	83	400	0.172	0.241	-0.07	3.96	0.06	-0.01	0.68	0.07	0.10	56.73	0.056	248.91	15.00	4.75	0.040	si
1.1-10	1.1-11	15.00	0.20%	PEAD	83	400	0.172	0.241	-0.07	3.96	0.06	-0.01	0.68	0.07	0.10	56.73	0.056	248.91	15.00	4.75	0.044	si
1.1-11	1.1-12	15.00	0.20%	PEAD	83	400	0.172	0.241	-0.07	3.96	0.06	-0.01	0.68	0.07	0.10	56.73	0.056	248.91	15.00	4.75	0.048	si
1.1-12	VP1	26.65	0.20%	PEAD	83	1000	0.4275	0.599	-0.17	3.96	0.36	0.07	1.69	0.43	0.25	66.02	0.638	248.91	15.00	4.75	0.416	si

sez circolare