

**S.S. 106 "JONICA"**

Lavori di realizzazione dell'asta di collegamento  
in dx idraulica del Torrente Gerace  
tra la SS 106 VAR/B (Svincolo Gerace) e la SS 106 al km 97+050

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. CZ311

IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
Ing. Francesco M. LA CAMERA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

**S.T.E.** s.r.l.

Structure and Transport Engineering

Direttore Tecnico  
Ing. E. Moroni  
Ordine Ing. Roma  
N. 10020

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  
Ing. Francesco M. LA CAMERA

**RKSOJL** S.p.A.

Direttore Tecnico  
Ing. G. Cassani  
Ordine Ing. Milano  
N.20997

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Fiorenza PENNINO Ordine Geol. Lombardia N. 1575

**E.D.IN. s.r.l.**  
Società di Ingegneria

Direttore Tecnico  
Ing. G. Grimaldi  
Ordine Ing. Roma  
N. 17703

L'ARCHEOLOGA: Dott.ssa Grazia SAVINO

Elenco MIBACT n. 3856 – archeologa di 1° fascia ai sensi del D.M. 244/2019

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Antonella PIRROTTA

**Prof. Arch. F. KARRER**

Ordine Arch. Roma  
N. 2097

**IDROLOGIA E IDRAULICA**

Relazione idraulica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00_ID00_IDR_RE03_C			
DPCZ0311	D 20	CODICE ELAB.	T00ID00IDRRE03	C	-
C	EMISSIONE PER PROCEDURA VASSVIA	Ottobre 2022	BONAMASSA	MORONI	LA CAMERA
B	EMISSIONE A SEGUITO RIESAME INTERMEDIO	Luglio 2022	BONAMASSA	MORONI	LA CAMERA
A	PRIMA EMISSIONE	Marzo 2022	BONAMASSA	MORONI	LA CAMERA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>1.1</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO</b>	<b>2</b>
<b>1.2</b>	<b>ELEMENTI DELLO STUDIO IDRAULICO</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>PIANIFICAZIONE DI BACINO</b>	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO</b>	<b>3</b>
<b>2.2</b>	<b>PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI ATTRAVERSAMENTO E CONVOGLIAMENTO</b>	<b>8</b>
<b>3.1</b>	<b>REGIME PLUVIOMETRICO PER LE BREVE DURATE</b>	<b>8</b>
<b>3.2</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEI TOMBINI</b>	<b>9</b>
3.2.1	Metodologia di verifica all'imbocco delle opere	9
3.2.2	Risultati della verifica all'imbocco	10
3.2.3	Verifica di moto uniforme	11
<b>3.3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI DI GUARDIA</b>	<b>13</b>
<b>4</b>	<b>SISTEMA DI DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA</b>	<b>17</b>
<b>4.1</b>	<b>EMBRICI</b>	<b>18</b>
4.1.1	Canale di bordo triangolare	18
4.1.2	Limite di interasse per gli embrici	20
<b>4.2</b>	<b>VERIFICA DEI BOCCHETTONI SU VIADOTTO</b>	<b>22</b>
<b>4.3</b>	<b>COLLETTORI SU VIADOTTO</b>	<b>23</b>
<b>4.4</b>	<b>CUNETTE</b>	<b>25</b>
<b>4.5</b>	<b>DRENAGGIO DEI MURI</b>	<b>26</b>
<b>4.6</b>	<b>VASCA DI PRIMA PIOGGIA (VIADOTTO GERACE)</b>	<b>30</b>

## 1 PREMESSA

### 1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione del collegamento diretto tra la SS 106 VAR/B (Megalotto 1) a 4 corsie e la SS 106 "litoranea". Tale collegamento è oggi garantito dall'esistente strada provinciale che attraversa il centro urbano di Locri nell'area in cui sono situati il presidio ospedaliero e alcuni istituti scolastici. Esso prevede la realizzazione di un nuovo asse viario - la "bretella" in oggetto - classificata come strada extraurbana secondaria cat. C1 secondo il DM 05/11/2001, dello sviluppo di circa 2 km, fra lo svincolo di Gerace e la SS 106 litoranea. Detto asse è previsto anche nello strumento urbanistico comunale vigente e la sua localizzazione è stata sostanzialmente rispettata nel progetto in descrizione, mantenendo la giacitura dell'infrastruttura in destra idraulica della fiumara Gerace, ma avendo cura di situarla al di fuori dell'area di vincolo idraulico. Nel corso dello sviluppo del progetto sono stati effettuati vari incontri con l'Amministrazione comunale della Città di Locri al termine dei quali il Sindaco ha condiviso la Progettazione definitiva in corso di redazione esprimendo parere positivo sulle scelte progettuali illustrate durante le riunioni.

La presente relazione, redatta nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento in oggetto, descrive le metodologie adottate e i risultati per le verifiche idrauliche sugli attraversamenti minori, sui fossi di guardia e sul sistema di drenaggio della piattaforma stradale.

### 1.2 ELEMENTI DELLO STUDIO IDRAULICO

Lo studio idraulico condotto ha previsto le seguenti attività:

- Analisi della pianificazione di bacino
- Caratterizzazione idrologica per gli elementi del sistema di drenaggio
- Dimensionamento idraulico dei tombini
- Dimensionamento idraulico dei fossi di guardia
- Dimensionamento idraulico del sistema di drenaggio della piattaforma stradale
- Presidi idraulici

## 2 PIANIFICAZIONE DI BACINO

Relativamente alla pianificazione di bacino, vengono presentati gli elementi pertinenti per zona e facenti parte del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico (PSAI) redatto dalla ex Autorità di bacino della Calabria e quelli del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA II ciclo) predisposto dall'Autorità di Bacino dell'Appennino Meridionale.

### 2.1 PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Il Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico è il documento programmatico che individua scenari di rischio collegati ai fenomeni franosi ed alluvionali presenti e/o previsti nel territorio ed associa ad essi normative, limitazioni nell'uso del suolo e tipologie di interventi, strutturali e non, che sono finalizzati alla mitigazione dei danni attesi. Il PAI costituisce il quadro di riferimento al quale devono adeguarsi e riferirsi tutti i provvedimenti autorizzativi e concessori. La valenza di Piano sovraordinato, rispetto a tutti i piani di settore, compresi i piani urbanistici, comporta nella gestione dello stesso il coordinamento degli enti operanti sul territorio. Ai sensi della legge 183/1989, il PAI della Regione Calabria è stato elaborato dalla ex Autorità di Bacino Distrettuale della Calabria ed adottato per la prima volta nel 2001 (figura 2.1), unitamente alle relative Norme di Attuazione ed alle linee guida per la redazione degli studi di compatibilità idraulica connessi al PAI del 2001 e la mappatura delle aree di attenzione, delle aree a pericolosità idraulica assegnata e delle aree a rischio idraulica. Una prima modifica del PAI del 2001, con una significativa variazione delle aree vincolate, è stata introdotta nel 2016 (ancora dalla Autorità di bacino regionale) e successivamente nel 2020, dopo che le competenze delle Autorità di Bacino nazionali e regionali sono passate alle Autorità di bacino Distrettuali. Per territorio, l'Autorità competente è l'Autorità di bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale – UoM Calabria.

Nel 2020 l'AbDAM ha apportato una variante al PAI includendo aree oggetto di modifica della perimetrazione e/o di modifica della classificazione della pericolosità e/o del rischio configurate nelle proposte di aggiornamento dei PAI alle nuove mappe del PGRA del Distretto Appennino Meridionale. Relativamente all'area in esame, tali varianti sono rappresentate in figura 2.2.

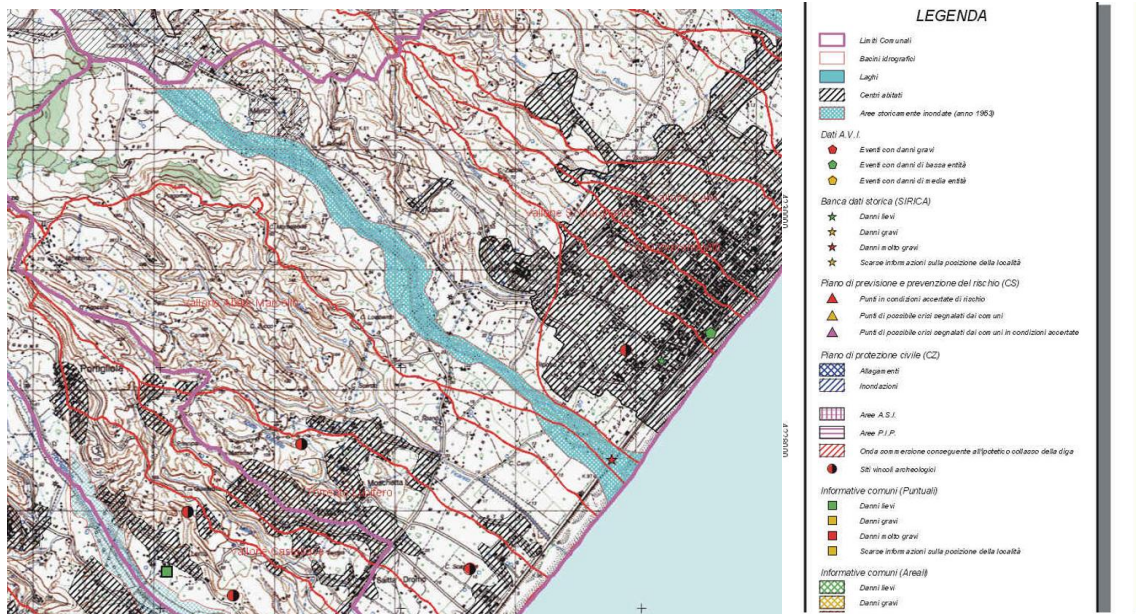


Figura 2.1 – ex AdB Calabria e AdB Distrettuale dell'Appennino Meridionale - Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico

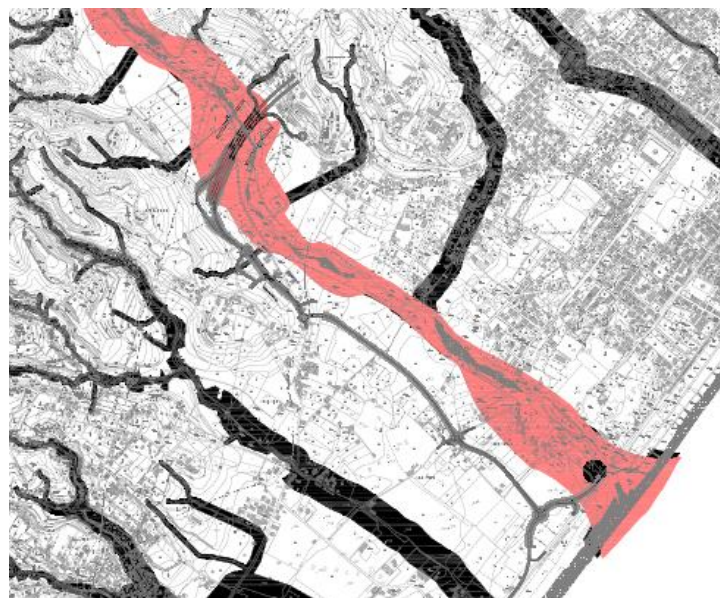


Figura 2.2 – Rosso: aree storicamente inondate (1953); Nero: aree oggetto di modifica della perimetrazione e/o di modifica della classificazione della pericolosità e/o del rischio configurate nelle proposte di aggiornamento dei PAI alle nuove mappe del PGRA del Distretto Appennino Meridionale

La mappa del rischio idraulico è stata redatta nell'ambito della Pianificazione di Bacino sulla base dell'art 2 del DPCM 29 settembre 1998 (4 classi di rischio); in particolare, le mappe del

rischio idraulico prevedono le seguenti suddivisioni del rischio sul territorio:

- Rischio moderato (R1): danni sociali, economici e al patrimonio ambientale solo marginali
- Rischio medio (R2): danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche
- Rischio elevato (R3): possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture, interruzione di funzionalità socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale
- Rischio molto elevato (R4): possibili perdita di vite umane o lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edificio, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, distruzione di attività socio-economiche

Il PSAI vigente sull'area oggetto dell'intervento riporta la presenza di una "area di attenzione" corrispondente all'area di potenziale esondazione della fiumara Gerace (figura 2.3)

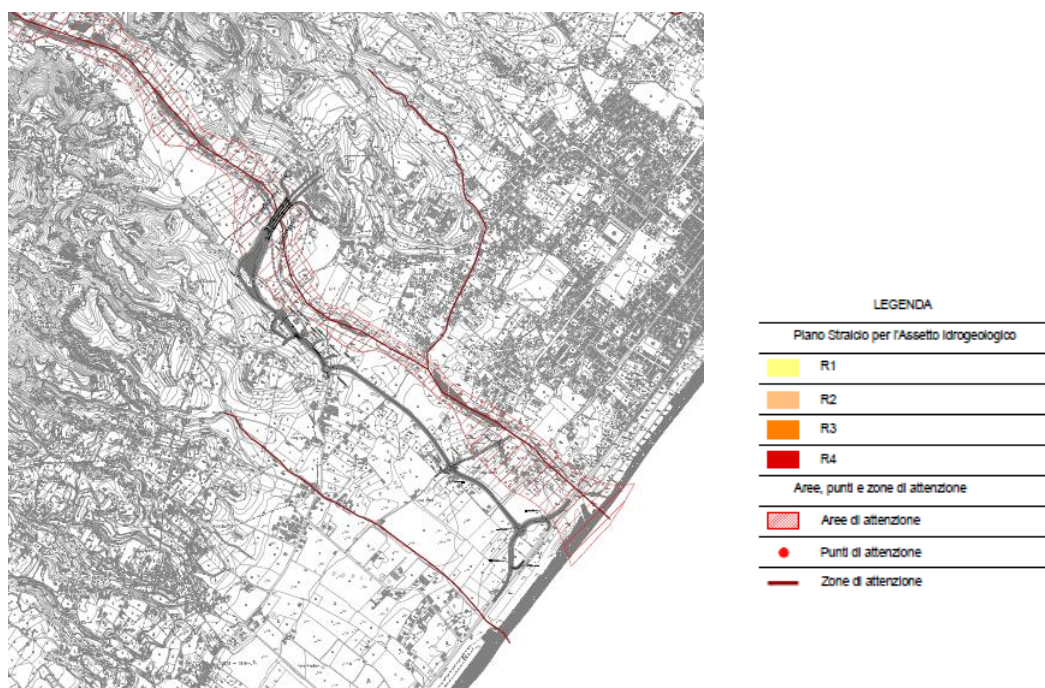


Figura 2.3 – Mappa del rischio idraulico

## 2.2 PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni dell' Autorità di Bacino dell'Appennino Meridionale attualmente vigente è stato predisposto nell'ambito del II ciclo di pianificazione previsto dalla Direttiva 2007/60/CE (direttiva alluvioni) e dal D. Lgs. 49/2010 di recepimento della Direttiva stessa nell'ordinamento italiano.

La mappa della pericolosità idraulica definita dal PGRA II ciclo per l'area comprendente l'intervento di progetto è riportata nella figura 2.3. La relazione metodologica che accompagna il PGRA indica che la delimitazione delle aree a pericolosità idraulica per alluvioni di origine fluviale è stata condotta facendo ricorso alternativamente a modellazioni idraulico – numeriche di tipo monodimensionale (tratti incassati e aree confinate), di tipo bidimensionale (aree di pianura e non confinate). Ulteriori aree suscettibili di allagamento sono state delimitate mediante criteri morfologici e storico – inventariali. Tale approccio è stato utilizzato lungo le aste del reticolo superficiale non interessate dalle modellazioni. In taluni casi si è fatto ricorso alla delimitazione delle aree suscettibili di allagamento mediante l'uso di geometrie speditive (buffer) attribuendo il livello di pericolosità massima (P3).

I range dei tempi di ritorno sono stati adottati in ottemperanza dell'art. 6, comma 3 della Direttiva 2007/60/CE e dell'art. 6, comma 2 del D. Lgs. 49/2010, congruentemente con le elaborazioni dei Piani stralcio vigenti redatti dalle ex Autorità di Bacino nazionali, interregionali e regionali operanti nel Distretto dell'Appennino Meridionale sulla base delle disposizioni del DPCM 29/09/1998.



**Autorità di Bacino dell'Appennino Meridionale**  
**Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA)**  
 Direttiva 2007/60/CE e D. Lgs. 49/2010

Perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica

Scenario	Scenario di scarsa probabilità	Scenario di media probabilità	Scenario di elevata probabilità
ID	LPH	MPH	HPH
pericolosità	Bassa (P1)	Media (P2)	Elevata (P3)
Tempo di ritorno adottato (anni)	500	200	30

Figura 2.3 – Mappa della pericolosità idraulica – Piano di gestione del Rischio dell'Autorità di bacino distrettuale dell'Appennino meridionale



### 3 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI ATTRAVERSAMENTO E CONVOGLIAMENTO

Vengono descritti in questo paragrafo le metodologie e i risultati relativi al dimensionamento delle opere di attraversamento minori (tombini idraulici) e ai fossi di guardia.

#### 3.1 REGIME PLUVIOMETRICO PER LE BREVE DURATE

Per quanto riguarda il dimensionamento delle opere minori e dei fossi è risultato necessario definire il clima di possibilità pluviometrica per le brevi durate.

A tal fine, si rimanda a quanto descritto nel paragrafo 3.1.4 della relazione idrologica.

Si riporta qui la tabella delle altezze di pioggia ridotte alle brevi durate, in funzione del tempo di ritorno.

Tabella 3.1 – coefficienti di riduzione delle piogge orarie secondo lo studio del pluviografo di Milano Monviso

applicazione dei coefficienti di riduzione di Milano Monviso										
<i>r</i>	0.13	0.18	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.811	0.913	1
Durata (h)	0.02	0.03	0.05	0.07	0.08	0.17	0.25	0.50	0.75	1.00
<i>Durata (min)</i>	1	2	3	4	5	10	15	30	45	60
h in mm (Tr=25anni)	11	15	19	22	27	40	50	67	75	83
<i>i (mm/h, TR=25 anni)</i>	645	447	379	337	<b>320</b>	243	199	134	101	83
h in mm (Tr=50anni)	13	18	22	27	31	48	59	79	89	97
<i>i (mm/h, TR= 50 anni)</i>	760	526	446	398	377	286	<b>234</b>	158	119	97
h in mm (TR=100 anni)	15	20	26	31	36	55	68	92	103	113
<i>i (mm/h, TR= 100 anni)</i>	880	609	517	460	436	331	271	183	137	113
h in mm (TR=200 anni)	17	23	29	35	41	63	77	104	117	129
<i>i (mm/h, TR= 200 anni)</i>	1003	694	589	524	497	377	<b>309</b>	209	156	129

Risultano di particolare importanza nel dimensionamento le seguenti intensità di precipitazione:

- per il dimensionamento delle opere di attraversamento, l'intensità di pioggia in corrispondenza della durata di 15 minuti e per un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 309 mm/h
- per il dimensionamento dei fossi di guardia, l'intensità di pioggia in corrispondenza della durata di 15 minuti e per un tempo di ritorno di 50 anni, pari a 234 mm/h
- per il dimensionamento del sistema idraulico di piattaforma, l'intensità di pioggia in corrispondenza della durata di 5 minuti e per un tempo di ritorno di 25 anni, pari a 320 mm/h
- per quanto riguarda il sistema di collettamento delle acque di dilavamento, si è fatto

riferimento alla curva di probabilità pluviometrica di 50 anni, valutando per ciascuna tratta il relativo tempo di concentrazione

## 3.2 DIMENSIONAMENTO DEI TOMBINI

### 3.2.1 Metodologia di verifica all'imbocco delle opere

Al fine di determinare in modo cautelativo la capacità idraulica della sezione di progetto dell'opera, si è verificata la capacità della sezione d'imbocco, considerando che in corrispondenza dello stesso possano verificarsi condizioni di passaggio attraverso lo stato critico (transizione da corrente lenta a corrente veloce). In tale condizioni, appare comunque adeguatamente cautelativo fare riferimento alle quote del carico idraulico totale a monte dell'opera stessa, includendo le perdite di carico che possono verificarsi in corrispondenza dell'imbocco stesso.

Per quanto riguarda le determinazioni delle caratteristiche del deflusso in corrispondenza dell'imbocco si è ipotizzato il passaggio attraverso le condizioni critiche, caratterizzate per la sezione generica dall'equazione

$$\left. \frac{dE}{dh} \right|_{cr} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g \Omega^3} \frac{d\Omega}{dh} = 0$$

- Q portata di progetto (m<sup>3</sup>/s);
- g = costante di gravità (m/s<sup>2</sup>);
- Ω = area della sezione bagnata (m<sup>2</sup>);
- α = Coefficiente di Coriolis

l'equazione precedente può essere risolta numericamente per le sezioni circolari, mentre per quelle rettangolari ci si avvale della formula esplicita:

$$h_{cr} = \left( \frac{\alpha Q^2}{g b^2} \right)^{1/3}$$

Affinché il passaggio avvenga in condizioni critiche, l'energia che ci si deve attendere a monte dell'imbocco deve essere pari all'energia minima per l'attraversamento della sezione chiusa con la portata assegnata (e dunque l'energia in condizioni critiche), data da

$$E_{cr} = h_{cr} + \frac{\alpha Q^2}{2g\Omega_{cr}^2}$$

L'innalzamento del livello idrico all'imbocco non potrà in ogni caso superare dunque il valore ottenuto di tale energia, a meno delle perdite di carico all'imbocco (generalmente rappresentate da una modesta aliquota dell'altezza cinetica, in quanto la corrente è accelerata). Si è adottato per le perdite di carico all'imbocco una altezza pari al 20% dell'altezza cinetica nelle condizioni critiche  $h_{cr}$ .

Il funzionamento a superficie libera è garantito nel caso in cui l'energia a monte dell'opera non superi 1,5 volte l'altezza del tombino, ossia  $E' \leq 1,5D$

Si è ritenuto tuttavia di operare in modo più cautelativo, imponendo che la capacità della sezione di imbocco sia verificata se il riempimento  $r$  calcolato come segue

$$r = \frac{E'}{D}$$

con  $E'$  carico idraulico a monte dell'imbocco, e  $D$  è l'altezza totale dell'opera, non superiore al 90%. Si è in ogni caso assicurato un franco libero di 0,5 metri rispetto al valore della superficie libera, considerata la maggiore delle due:

- altezza critica
- altezza di moto uniforme (punto successivo)

Solo per quanto riguarda il tombino TO58, posto su una viabilità secondaria, si è accettato un livello del carico a monte dell'opera pari al 94%.

### 3.2.2 Risultati della verifica all'imbocco

Per ciascuna opera vengono definiti:

- i bacini contribuenti
- le caratteristiche dell'opera di attraversamento
- le portate di calcolo con tempo di ritorno di 200 anni
- l'altezza critica
- il carico idraulico all'imbocco e il relativo riempimento
- il franco idraulico.

Tabella 3.2 – risultati della verifica all'imbocco

Nome opera	Bacini connessi	opera	larghezza	altezza	Portata TR = 200 anni	altezza critica	carico all'imbocco	rapporto all'imbocco	franco
			m	m	m <sup>3</sup> /s	m	m	%	m
TO10	BA00 BA10 BA11	Box	3	2	8.9	0.96	1.54	77%	1.04
TO20	BA20	Circ	2	-	3.2	0.85	1.23	62%	1.15
TO35	BA30	Box	2	2	3.4	0.67	1.07	54%	1.33
TO40 / TO45	BA40	Circ	2	-	3.1	0.83	1.20	60%	1.17
TO50	BA50	Box	4	3	16.1	1.18	1.89	63%	1.82
TO58	BA50	Box	4	2	16.1	1.18	1.89	94%	0.82
TO60	BA60	Box	3	3	8.5	0.93	1.49	50%	2.07
TO70	BA70	Circ	1.5	-	0.7	0.44	0.58	39%	1.06
TO15	BA15+BA16	Circ	1.5	-	0.7	0.42	0.55	37%	1.08
TO80	BA80 BA85	Circ	1.5	-	1.8	0.68	1.00	66%	0.82
Tom- bino rampa D	BA 90	Circ	1.5	-	1.3	0.58	0.82	55%	0.92
Tom- bino rampa E	BA 100	Circ	1.5	-	1.7	0.66	0.97	65%	0.84
TO11	BA11	Circ	1.5	-	0.4	0.33	0.42	28%	1.17
TO16	BA16	Circ	1.5	-	0.2	0.25	0.29	20%	1.25
TO30	BA20 BA30	Box	3	2	6.7	0.80	1.27	64%	1.20
TO85	BA85	Circ	1.5	-	0.7	0.44	0.58	39%	1.06
TO55	solo fosso F50C	Circ	1.5	-	0.1	0.13	0.13	9%	1.37

### 3.2.3 Verifica di moto uniforme

Le condizioni di moto uniforme sono utili alla determinazione dei tiranti e delle velocità che sono da attendersi nel caso la canna dell'opera abbia sufficiente lunghezza da permettere l'instaurarsi di un regime di condizioni uniformi. Tali verifiche sono state utilizzate per determinare in modo congiunto dimensioni trasversali e pendenze longitudinali dell'opera di modo da

contenere le velocità all'interno dei tombini. Tali velocità sono state limitate a 5 m/s in considerazione della resistenza e durabilità dei materiali e all'azione abrasiva dell'acqua e del materiale trasportato in sospensione e sul fondo.

Le verifiche sono state effettuate considerando la formula di Chezy

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

nella quale

A è l'area della sezione bagnata (m<sup>2</sup>)

R è il raggio idraulico (m)

i la pendenza di progetto (m/m)

K il coefficiente di scabrezza, per il quale è stato utilizzata l'espressione alla Manning:

$$K = R^{1/6} / n, \text{ per la quale è stato utilizzato il valore di } 0,025 \text{ sm}^{-1/3}$$

La soluzione in forma implicita dell'equazione di Chezy fornisce i valori di tirante e velocità una volta assegnate per tentativo la geometria della sezione e la pendenza longitudinale dell'opera.

I risultati sono espressi nella successiva tabella ove sono indicati

- i bacini contribuenti
- le caratteristiche dell'opera di attraversamento
- le portate di calcolo con tempo di ritorno di 200 anni
- l'altezza di moto uniforme
- il grado di riempimento in moto uniforme
- la velocità di moto uniforme
- il franco idraulico.

Tabelle 3.3 – verifiche di moto uniforme

Nome opera	Bacini connessi	opera	larghezza	altezza	Portata TR = 200 anni	altezza moto uniforme	rapporto moto uniforme	velocità moto uniforme	franco
			m	m	m <sup>3</sup> /s	m	%	m/s	m
TO10	BA00 BA10 BA11	Box	3	2	8.9	1.32	66%	2.23	0.68
TO20	BA20	Circ	2	-	3.2	0.94	47%	2.22	1.06

Nome opera	Bacini connessi	opera	larghezza	altezza	Portata TR = 200 anni	altezza moto uniforme	rapporto moto uniforme	velocità moto uniforme	franco
			m	m	m <sup>3</sup> /s	m	%	m/s	m
TO35	BA30	Box	2	2	3.4	0.97	49%	1.77	1.03
TO40 / TO45	BA40	Circ	2	-	3.1	0.91	45%	2.19	1.09
TO50	BA50	Box	4	3	16.1	1.22	41%	2.76	1.78
TO58	BA50	Box	4	2	16.1	1.22	73%	2.76	0.78
TO60	BA60	Box	3	3	8.5	1.28	43%	2.21	1.72
TO70	BA70	Circ	1.5	-	0.7	0.47	32%	1.52	1.03
TO15	BA15+BA16	Circ	1.5	-	0.7	0.45	30%	1.49	1.05
TO80	BA80 BA85	Circ	1.5	-	1.8	0.78	52%	1.91	0.72
Tom-bino rampa D	BA 90	Circ	1.5	-	1.3	0.64	43%	1.76	0.86
Tom-bino rampa E	BA 100	Circ	1.5	-	1.7	0.75	50%	1.89	0.75
TO11	BA11	Circ	1.5	-	0.4	0.36	24%	1.32	1.14
TO16	BA16	Circ	1.5	-	0.2	0.26	18%	1.13	1.24
TO30	BA20 BA30	Box	3	2	6.7	1.07	54%	2.07	0.93
TO85	BA85	Circ	1.5	-	0.7	0.47	31%	1.52	1.03
TO55	solo fosso F50C	Circ	1.5	-	0.1	0.14	9%	0.80	1.36

### 3.3 DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI DI GUARDIA

I fossi di guardia costituiscono elementi di trasporto delle acque raccolte dagli elementi superficiali e dalle acque esterne al corpo stradale.

Le acque di piattaforma vengono convogliate ai fossi per mezzo di embrici o tramite collettori di scarico. In alcuni casi anche le cunette presenti nei tratti in trincea vengono fatte scaricare nei fossi di guardia al termine dei tratti in trincea stessi.

I fossi longitudinali hanno tuttavia anche il compito di proteggere la sede stradale dalle acque di versante esterne alla sede, recapitandola agli attraversamenti più vicini (tombini o fossi di recapito alla fiumara Gerace).

I fossi corrono longitudinalmente in adiacenza al tracciato di progetto, sono utilizzati sia quando la sezione stradale è in rilevato sia quando è in trincea.

Nel primo caso il fosso è posto al piede del rilevato e la sua funzione è quella di raccogliere le acque che ruscellano sulla scarpata del rilevato stesso tramite embrici o per il tramite di collettori.

In trincea i fossi ricevono unicamente i contributi delle acque di versante.

Il tempo di ritorno di progetto per tutti fossi è di 50 anni.

La stima della portata massima esitabile è stata effettuata con la legge di Chèzy:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} j^{1/2}$$

con:

$n = 0,02$  coefficiente di scabrezza di Manning  $\text{sm}^{-1/3}$  (pari a Gauckler-strickler 50);

$A$  Area bagnata ( $\text{m}^2$ );

$C$  Contorno bagnato (m);

$R$  Raggio idraulico (m);

$j$  = pendenza longitudinale.

La portata specifica dell'elemento risulta:

$$Q_{SP} = \frac{1}{n} AR^{2/3} =$$

Nella tabella sottostante sono riportati i dati idraulici per i tre tipi di fosso

Le tipologie di fossi utilizzati sono:

- F0, profondità 0,5 metri, larghezza alla base 0,5 metri, sponde 1:1
- F1, profondità 1 metri, larghezza alla base 1 metri, sponde 1:1
- F2, profondità 1 metri, larghezza alla base 1,5 metri, sponde 1:1

Tutti i fossi previsti sono in calcestruzzo.

La determinazione delle portate specifiche per i fossi di progetto è indicata nella tabella seguente

Denominazione fosso	$h \times b \times h$	$A$	$p$	$R$	$Q$
------------------------	-----------------------	-----	-----	-----	-----

	Dimensioni	area se- zione ba- gnata	perimetr	raggio idraulico	portata specifica
	cm	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /s
Fosso F0	50 50 50	0.36	1.63	0.221	6.58
Fosso F1	100 100 100	1.44	3.26	0.442	41.76
Fosso F2	100 150 100	1.84	3.76	0.489	57.13

Nella tabella successiva sono indicate le caratteristiche idrologiche per il calcolo della portata afferente a ciascun fosso:

- identificativo del fosso
- baine contribuente
- area drenata
- lunghezza dell'asta principale
- quote minime e massime del bacino
- pendenza
- stima del tempo di concentrazione
- intensità di pioggia
- portata attesa (tempo di ritorno di 50 anni)

Tabella 3.4 – caratteristiche idrologiche dei fossi di guardia

Nome fosso	Bacino contribuente	Area	Lunghezza	H max	H min	pendenza %	tempo concentrazione <i>Kirnich</i>	tempo concentrazione <i>Pezzali</i>	valore finale tempo di concentrazione	intensità di pioggia (tempo di ritorno di 50 anni)	portata (tempo di ri- torno di 50 anni)
		[km <sup>2</sup> ]	[km]	[m]	[m]	[m/m]	[h]	[h]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]
F00	BA 10 BA 11 BA 00	0.172	0.754	134	27	14%	0.11	0.15	0.25	234	5.59
	BA15	0.008	0.316	38	27	3%	0.10	0.13	0.25	234	0.27
F20a /F20b	BA20	0.062	0.297	97	34	21%	0.05	0.05	0.25	234	2.03
F35	BA30	0.067	0.289	79	27	18%	0.05	0.05	0.25	234	2.17
F40d	BA40	0.059	0.155	66	23	28%	0.03	0.02	0.25	234	1.93
F50b F50d	BA50	0.231	0.818	55	11	5%	0.18	0.26	0.25	234	7.52



Nome fosso	Bacino contribuyente	Area	Lunghezza	H max	H min	pendenza %	tempo concentrazione <i>Kirrnich</i>	tempo concentrazione <i>Pezzali</i>	valore finale tempo di concentrazione	intensità di pioggia (tempo di ritorno di 50 anni)	portata (tempo di ri- torno di 50 anni)
		[km <sup>2</sup> ]	[km]	[m]	[m]	[m/m]	[h]	[h]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]
F60a	BA60	0.165	0.502	13	5	2%	0.19	0.30	0.25	234	5.35
F70	BA70	0.014	0.19	6	4	1%	0.11	0.14	0.25	234	0.46
F15	BA15+BA16	0.013	0.316	38	27	3%	0.10	0.13	0.25	234	0.42
F80	BA80	0.020	0.2	7	4	2%	0.10	0.12	0.25	234	0.68
TO11	BA11	0.008	0.141	48	30	13%	0.03	0.03	0.25	234	0.27
TO11	BA11	0.008	0.141	48	30	13%	0.03	0.03	0.25	234	0.27
F10a	BA10a	0.022	0.141	101	35	47%	0.02	0.02	0.25	234	0.72
F11a / F11b	BA11	0.008	0.141	48	30	13%	0.03	0.03	0.25	234	0.27
	BA00	0.104	0.695	134	28	15%	0.10	0.13	0.25	234	3.37
F10b	BA10	0.060	0.372	101	27	20%	0.06	0.06	0.25	234	1.95
F16	BA16	0.005	0.08	46	30	20%	0.02	0.01	0.25	234	0.15
F30	BA20 BA30	0.129	0.311	97	27	23%	0.05	0.05	0.25	234	4.21
F20c	BA20c	0.005	0.08	46	30	20%	0.02	0.01	0.25	234	0.17
F85	BA85	0.014	0.1	7	4	3%	0.04	0.04	0.25	234	0.46
fosso F50C	fosso F50C	0.003	0.818	55	11	5%	0.18	0.26	0.25	234	0.08
F30b	F30b	0.002	0.1	42	30	12%	0.03	0.02	0.25	234	0.05
F40a	BA40a	0.026	0.32	66	23	13%	0.06	0.07	0.25	234	0.83
F40b	BA40b	0.034	0.1	58	23	35%	0.02	0.01	0.25	234	1.09
F50a	BA50a	0.104	0.1	55	15	40%	0.02	0.01	0.25	234	3.37
F60b	F60b	0.009	0.1	42	30	12%	0.03	0.02	0.25	234	0.31
F60d	F60b F60a F70	0.188	0.1	42	30	12%	0.03	0.02	0.25	234	6.12

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche idrauliche dei fossi stessi.

Tabella 3.5 – verifica dei fossi di guardia

<i>opera</i>	<i>bacini</i>	<i>tipo fosso</i>	<i>pen- denza minima</i>	<i>Area</i>	<i>Q 50</i>	<i>Q max</i>
			m/m	Km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
F00	BA 10 BA 11 BA 00	F2	0.040	0.172	5.59	11.42
F20a /F20b	BA20	F1	0.010	0.062	2.03	4.16
F35	BA30	F1	0.010	0.067	2.17	4.16
F40d	BA40	F1	0.010	0.059	1.93	4.16
F50b F50d	BA50	F2	0.020	0.231	7.52	8.08
F60a	BA60	F2	0.015	0.165	5.35	6.99
F70	BA70	F0	0.010	0.014	0.46	0.66
F15	BA15+BA16	F0	0.010	0.013	0.42	0.66
F80	BA80	F1	0.010	0.020	0.68	4.16
F10a	BA10a	F1	0.010	0.022	0.72	4.16
F11a / F11b	BA11	F0	0.015	0.008	0.27	0.81
F10b	BA10	F1	0.015	0.060	1.95	5.09
F16	BA16	F0	0.015	0.005	0.15	0.81
F30	BA20 BA30	F2	0.015	0.129	4.21	6.99
F20c	BA20c	F0	0.015	0.005	0.17	0.81
F85	BA85	F0	0.010	0.014	0.46	0.66
fosso F50C	fosso F50C	F0	0.010	0.003	0.08	0.66
F30b	F30b	F0	0.015	0.002	0.05	0.81
F40a	BA40a	F1	0.015	0.026	0.83	5.09
F40b	BA40b	F1	0.015	0.034	1.09	5.09
F50a	BA50a	F1	0.020	0.104	3.37	5.88
F60b	BA60b	F0	0.015	0.009	0.31	0.81
F60d	F60b F60a F70	F2	0.015	0.188	6.12	6.99

## 4.1 EMBRICI

### 4.1.1 Canale di bordo triangolare

La sistemazione con canale di bordo e scarico ad embrici è prevista nei tratti in rilevato, ove la pendenza della scarpata è pari a 2:3. Gli embrici sono presenti sia in rettilo sul lato esterno della carreggiata sia in curva, sul ciglio interno.

Tale sistemazione, dal punto di vista idraulico, è schematizzata con la predisposizione di un canale triangolare di bordo limitato dall'arginello.

Lo scopo di questi elementi puntuali è l'allontanamento dalla sede stradale delle acque meteoriche che si raccolgono nella banchina limitata all'estremità esterna dall'arginello.

I dettagli costruttivi sono riportati nella figura successiva

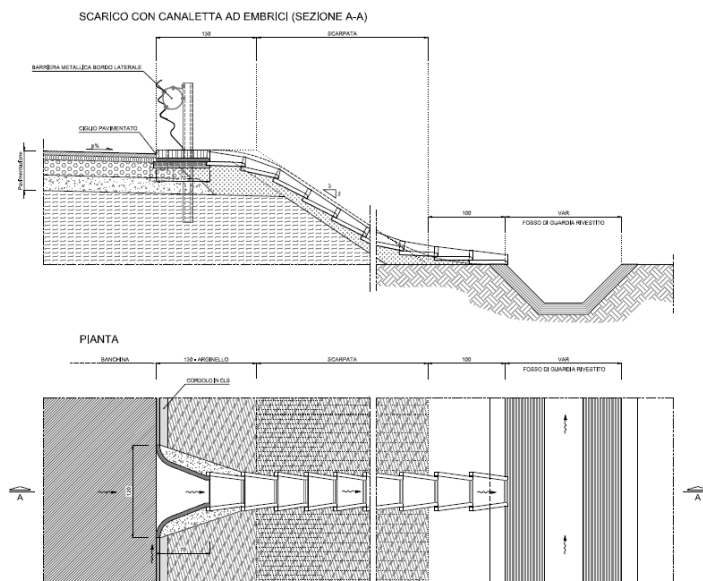


Figura 4.1 – particolare dello scarico tramite embrici

In tutti questi casi le acque intercettate sono solo acque di dilavamento della piattaforma stradale, e non sono presenti acque di versante. Per tale ragione si è ritenuto cautelativo assumere un tempo di ritorno della precipitazione di progetto di 25 anni.

Di seguito viene determinata la metodologia di calcolo della portata massima e dei massimi interassi per i canali di bordo triangolari.

Si realizza a margine della carreggiata un canale di bordo triangolare con una larghezza  $L = 1$  m, avendo previsto una tale ampiezza massima d'impegno della banchina, e con un tirante d'acqua, detto  $H$ , dipendente dalla pendenza trasversale  $jt$  della carreggiata. In rettilo (condizione più cautelativa), tale tirante assume un valore di circa 2,5 centimetri, mentre in curva assume valori maggiori e determina quindi capacità maggiori.

Per la determinazione dell'interasse tra gli embrici si utilizza, la formula di Chèzy applicata ad un canale di sezione triangolare:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} j^{1/2}$$

con:

$Q$  = portata convogliata ( $m^3/s$ )

$n = 0,015 m^{-1/3}s$  coefficiente di Manning pari a Gauckler-Strickler circa uguale a  $70 m^{1/3}s^{-1}$ ;

$j$  = pendenza longitudinale;

$A$  = Area Bagnata ( $m^2$ );

$C$  = Contorno bagnato (m);

$R$  = Raggio idraulico (m).

La pendenza trasversale  $j_{tr}$ , della carreggiata varia tra 2,5% per tratti in rettilo e 7,0% per i tratti in curva, la portata specifica dell'elemento drenante risulta dunque variabile con la pendenza trasversale, tra un valore massimo assunto in curva ed un valore minimo assunto in rettilo. Cautelativamente il dimensionamento dell'elemento è stato condotto utilizzando le caratteristiche idrauliche dei tratti in rettilo, considerando cioè la pendenza trasversale minima  $j_{tr}=0.025$ .

La portata massima esitabile dal canale triangolare di bordo è riportata nella figura 4.2 per alcune pendenze trasversali (2,5%, 4% e 5%) e in funzione della pendenza longitudinale.

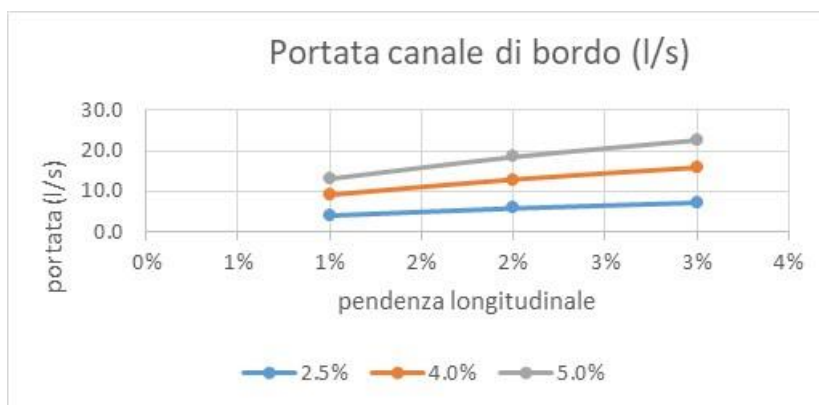


Figura 4.2 – andamento della portata di scarico con embrici in funzione della pendenza longitudinale e per le pendenza trasversali di 2,5%, 4% e 5%.

Le portate contribuenti in rettilo sono indicate nella tabella successiva (il tempo di concentrazione è stato assunto pari a 5 minuti)

Tabella 4.1 – contributo di portata in rettilo

<b>Semifalda (rettifilo)</b>		
interasse	1	m
sezione contribuente	6	m
Cx di deflusso	0.9	
area drenata	5.4	m <sup>2</sup>
intensità di precipitazione 5'	320	mm/h
portata	0.5	l/s

Le portate contribuenti in curva (falda unica) sono indicate nella tabella successiva (il tempo di concentrazione è stato assunto pari a 5 minuti)

Tabella 4.2 – contributo di portata in curva

<b>Falda unica (curva)</b>		
interasse	1	m
sezione contribuente	12	m
Cx di deflusso	0.9	
area drenata	10.8	m <sup>2</sup>
intensità di precipitazione 5'	320	mm/h
portata	1	l/s

Gli interassi massimi di calcolo per diverse pendenza longitudinali e trasversali sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 4.3 – interassi massimi in metri di posizionamento degli embrici in funzione della pendenza longitudinale e trasversale

pendenza trasversale	p long 0.5%	p long 0.8%	p long 1%	p long 2%	p long 3%	p long 5%
0.025	6.1	8.1	8.7	12.3	15.0	19.4
0.04	6.7	8.8	9.4	13.4	16.4	42.2
0.05	9.7	12.7	13.6	19.3	23.6	61.0
0.06	13.0	17.2	18.4	26.0	31.9	82.3

#### 4.1.2 Limite di interasse per gli embrici

Nel caso degli embrici lo scarico è rappresentato dal punto più stretto del canale ad embrici, che può essere considerato come una bocca a stramazzo di larghezza pari a 100 centimetri (la larghezza effettiva è in realtà maggiore, e pari a 120 cm):

$$Q = C_s b h \sqrt{2gh}$$

$Q$  = portata convogliata ( $m^3/s$ )

$C_s = 0,39$  coefficiente degli stramazzi a larga soglia

$A$  = Area della luce che stramazza ( $m^2$ );

$g = 9.81$  accelerazione di gravità ( $m/s^2$ );

$h$  = Altezza del tirante sulla luce, posta pari a 5 centimetri

Tabella 4.5 – portata massima smaltibile dal singolo embrice

larghezza embrice nel punto di strizione	1	m
altezza livello idrico su embrice	0.05	m
coefficiente srtramazzi	0.4	m
portata smaltibile	20.5	m <sup>3</sup> /s

Assumendo una intensità di pioggia di 320 mm/h (tempo di ritorno di 25 anni, durata della precipitazione di 5 minuti), questa limitazione impone interassi pari a 25 metri in rettilineo e 20 metri in curva.

#### 4.1.3 Interassi effettivi

Gli interassi effettivi di calcolo sulle diverse tratte sono riportati nella tabella seguente, in funzione della pendenza longitudinale. Per ciascuna pendenza longitudinale effettiva si sono adottati gli interassi della tabella 4.3 corrispondenti alla pendenza immediatamente inferiore (ad esempio per le pendenze tra 3% e 4,9% si è adottata quella corrispondente al 3%.

Ove il limite di interasse dovuto all'esito delle portate dallo stramazzo dell'embrice in testa risultasse inferiore, si è adottata quest'ultimo.

Tabella 4.4 – interassi effettivi di calcolo degli embrici

Asse Gerace	da Pk	a PK	pendenza longitudinale	rettilineo	curva
	0	165	0.059	19	20

	165	360	0.044	15	20
	360	400	0.004	5	5
	400	580	0.0565	19	20
	580	965	0.0155	10	15
	965	1040	0.01	9	14
	1040	1260	0.009	8	13
	1260	1320	0.007	6	10
	1320	1640	0.023	12	19
	1640	1843	0.023	12	19
	da Pk	a PK	pendenza longitudinale	rettifilo	curva
rampa B	0	75	0.0125	9	14
	75	271	0.066	19	61
	271	475	0.07	19	20
	da Pk	a PK	pendenza longitudinale	rettifilo	curva
rampa C	0	110	0.042	15	20
	110	180	0.045	15	20
	180	292	0.01	9	14
	da Pk	a PK	pendenza longitudinale	rettifilo	curva
rampa E	0	175	0.020	12	19
	175	300	0.055	19	61
	da Pk	a PK	pendenza longitudinale	rettifilo	curva
rampa D	0	130	0.075	19	61
	130	244	0.035	15	24
	da Pk	a PK	pendenza longitudinale	rettifilo	curva
rampa approccio via- dotto Gerace asse Nord	5450	5500	0.003	6	10
	da Pk	a PK	pendenza longitudinale	rettifilo	curva
rampa approccio via- dotto Gerace asse Sud	5460	5444	0.005	6	10

#### 4.2 VERIFICA DEI BOCCHETTONI SU VIADOTTO

I bocchettoni posti sul ciglio del viadotto scaricano in un tubo di acciaio longitudinale corrente tramite un tubo di raccordo del diametro di 20cm. In questo caso l'elemento limitante risulta essere il minimo tra la massima portata convogliabile dal canale di bordo triangolare e la massima portata transitabile nel discendente. La portata è stata stimata assimilando il funzionamento a quello di una luce sotto battente:

$$Q = C_f A \sqrt{2gh}$$

con

$Q$  = portata convogliata ( $m^3/s$ )

$C_f = 0,6$  coefficiente di contrazione della vena fluida;

$A = 0.0314$  Area della luce ( $m^2$ );

$g = 9.81$  accelerazione di gravità ( $m/s^2$ );

$h = 0.2$  Altezza del tirante sulla luce, posta pari all'altezza del bocchettone (m).

La portata convogliata risulta essere  $Q=0,037 m^3/s$ ; assumendo una carreggiata drenata larga 12 m la portata corrisponde ad una lunghezza di circa 35 m quindi sempre superiore all'interasse massimo di 10 m fissato per i bocchettoni, pertanto è possibile concludere che l'elemento limitante è sempre la capacità idraulica dell'arginello.

Per quanto riguarda la portata smaltibile in viadotto dal canale di bordo triangolare, questa è calcolata in funzione delle pendenze longitudinali del viadotto con la metodologia già descritta nel punto 4.1.

I risultati sono riportati nella tabella 4.5

Tabella 4.5 – interassi massimi degli scarichi in viadotto (canale di bordo triangolare)

da PK	a PK	pendenza longitudinale	interasse
Asse nord	Asse nord	m/m	m
5500	5565	0.014	11
5565	5658	0.021	12
5658	5723	0.025	14
asse sud	asse sud		
5444	5504	0.013	11
5504	5594	0.021	12
5594	5636	0.024	14

### 4.3 COLLETTORI SU VIADOTTO

I collettori costituiscono un sistema idraulico il cui compito è quello di trasportare verso i ricettori le acque raccolte dai bocchettoni sul viadotto. Gli elementi superficiali recapitano le acque raccolte, al sistema di collettori quando la loro capacità idraulica non è in grado di smaltire la portata afferente. Il collegamento tra i due sistemi è assicurato da pozzetti e discendenti.

Il sistema dei collettori è costituito da tubi in Pead che corrono longitudinalmente alla carreggiata ed hanno generalmente la stessa pendenza dell'elemento superficiale; la loro disposizione sui viadotti di scavalco della fiumata Gerace è prevista come nella figura che segue



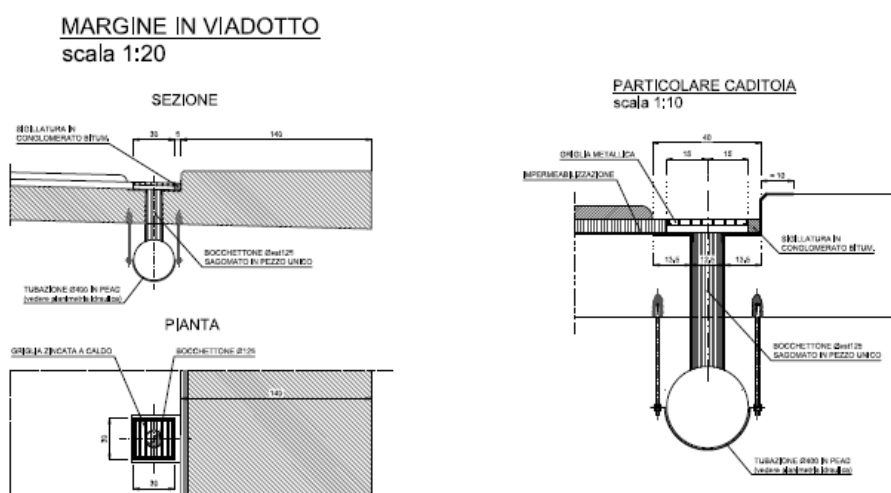


Figura 4.3 – dettaglio dei collettori correnti sotto il viadotto Gerace

In questa sezione vengono riportate le verifiche idrauliche effettuate per il collettori. Vengono riportati:

- 1) Prog: le progressiva stradale di riferimento di inizio
- 2) Prog: le progressiva stradale di riferimento di fine
- 3) la pendenza longitudinale
- 4)  $A_{eq}$ : l'area equivalente ( $A_{eq} = \sum A_i \phi_i$ ). Si noti che per il dimensionamento dei collettori le aree sono state ridotte del 5% (coefficiente di deflusso pari a 0.95) per tenere conto del fatto che parte dell'acqua – sulle durate brevi – rimane intrappolata nell'asfalto.
- 5) la pendenza della canalizzazione
- 5) la velocità di trasferimento nella canalizzazione
- 6) t: il tempo di concentrazione
- 7)  $i(t)$  l'intensità di precipitazione
- 8) Q: la portata di progetto
- 10) DN: il diametro nominale della condotta
- 11) r : il riempimento
- 12) la velocità nel collettore

Tabella 4.6 – verifiche dei collettori su viadotto

	da PK	a PK	pen- denza long	A dre- nata	tempo di concentra- zione	inten- sità di piog- gia	por- tata	Dia- metro	% riempi- mento	velo- cità
	m	m	m/m	m <sup>2</sup>	h	mm/h	m <sup>3</sup> /s			m/s
Asse N	5500	5565	0.014	650	0.095	376	0.065	D400	36%	1.56
Asse N	5565	5658	0.021	1580	0.106	353	0.147	D400	51%	2.23
Asse N	5658	5723	0.025	2230	0.114	341	0.201	D400	60%	2.55
	da PK	a PK	pen- denza long	A dre- nata	tempo di concentra- zione	inten- sità di piog- gia	por- tata	Dia- metro	% r	velo- cità
	m	m	m/m	m <sup>2</sup>	h	mm/h	m <sup>3</sup> /s			m/s
Asse S	5444	5504	0.013	600	0.095	377	0.060	D400	36%	1.47
Asse S	5504	5594	0.021	1500	0.106	354	0.140	D400	50%	2.20
Asse S	5594	5636	0.024	1920	0.111	346	0.175	D400	54%	2.48

#### 4.4 CUNETTE

Nei tratti in trincea è prevista una cunetta avente larghezza utile pari a 80 centimetri (larghezza totale 1 metro, come da dettaglio della figura seguente) e tirante massimo pari a 12 centimetri.

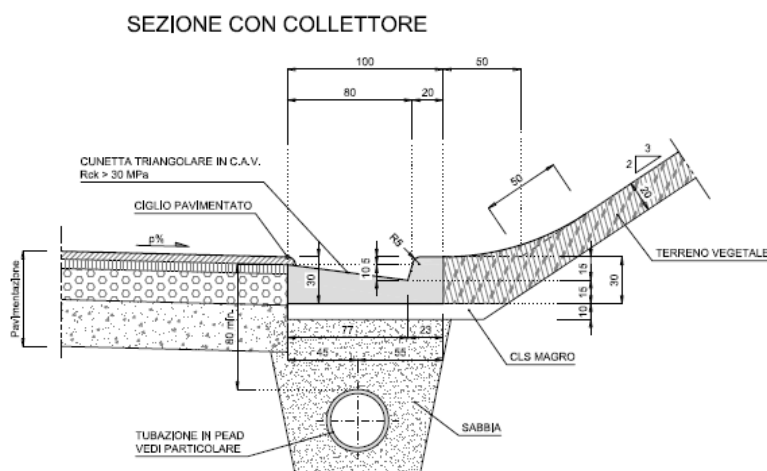


Figura 4.4. – dettaglio della cunetta nei tratti in trincea

In tali condizioni, adottando una scabrezza pari a  $0,014 \text{ sm}^{-1/3}$  la portata massima specifica per l'elemento di drenaggio in questione è pari a  $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Le verifiche per i brevi tratti di cunetta del progetto sono riportate nella tabella 4.7.

Tabella 4.7

grandezza	u.m.	cunetta rampa D	cunetta rampa B	cunetta rotatoria B
intensità di precipitazione	mm/h	320	320	320
lunghezza della tratta	m	52	75	86
sezione stradale	m	12	12	12
Area drenata	m <sup>2</sup>	561.6	810	928.8
portata idrologica	m <sup>3</sup> /s	0.05	0.07	0.08
pendenza longitudinale	m/m	0.015	0.022	0.02
portata massima	m <sup>3</sup> /s	0.075	0.090	0.086

#### 4.5 DRENAGGIO DEI MURI

Il drenaggio dei muri avviene attraverso una canaletta di forma quadrata di lato pari a 40 centimetri.

La stima della portata massima esitabile è stata effettuata con la legge di Chèzy. Il riempimento massimo consentito è del 80% a cui corrisponde un tirante idrico di 32 cm.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} j^{1/2}$$

con:

$n = 0,015$  coefficiente di scabrezza di Manning;

$A = 0,128 \text{ m}^2$  Area bagnata;

$C = 1,040 \text{ m}$  Contorno bagnato;

$R = 0,12 \text{ m}$  Raggio idraulico;

$j =$  pendenza longitudinale.

La portata specifica dell'elemento drenante risulta di

$$Q_{SP} = \frac{1}{n} AR^{2/3} = 2.11 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Nella tabella e nella figura sottostanti è riportata la portata massima esitabile dalla canaletta in funzione della pendenza longitudinale.

Tabella 4.8 - Portate massime della canaletta 40x40cm.

Pendenza Longitudinale	Q Massima
m/m	m <sup>3</sup> /s
0.001	0.067
0.002	0.094
0.003	0.116
0.005	0.149
0.010	0.211
0.011	0.221
0.015	0.259
0.020	0.299
0.025	0.334
0.030	0.366

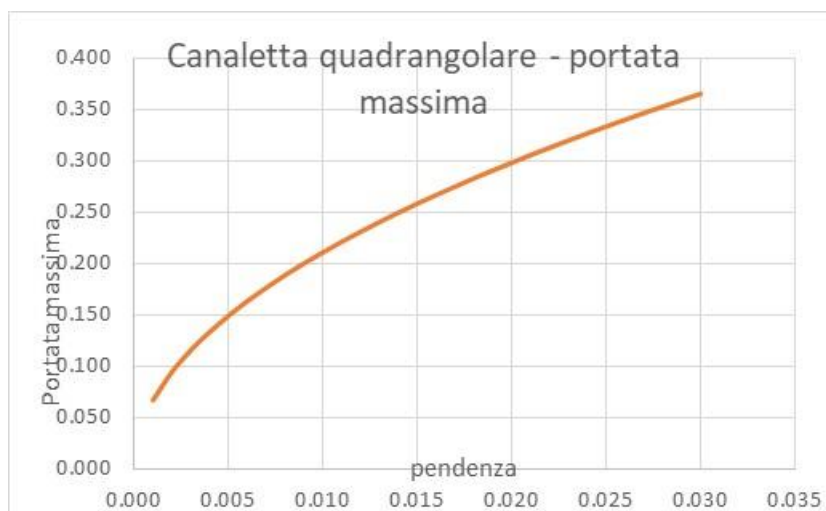


Figura 4.5 – portate massime della canaletta 40x40 per differenti pendenze longitudinali.

La portata affluente è stata stimata mediante la formula razionale ipotizzando un tempo di accesso costante di 5' ed un tempo di ritorno di 25 anni

$$Q = \frac{(\varphi_b \cdot b + \varphi_{b_{int}} b_{int}) \cdot L \cdot i}{3600000}$$

con

$Q$  = portata affluente (m<sup>3</sup>/s);

$L$  = interasse massimo tra due scarichi (m);

$b$  = larghezza di piattaforma (m);

$b_{int}$  = larghezza della zona interclusa (m);

$\varphi_b$  = 0,95 coefficiente di deflusso della superficie pavimentata;

$\varphi_{b_{int}}$  = 0,95 coefficiente di deflusso della superficie della zona interclusa assimilata cautelativamente a superficie pavimentata.

$i$  = intensità di pioggia (mm/h) di 5' con un tempo di ritorno di 25 anni pari a 320 mm/h

Viene assegnata una pendenza minima alle canalette pari a 0,005 m/m cui corrisponde una portata massima di 0,150 m<sup>3</sup>/s.

Le portate massima scaricate sui singoli muri sono indicate nella seguente tabella.

Tabella 4.9 - Stima delle portate per le canalette su muro

grandezza	u.m.	Muro PK 40 -140	rotatoria A	muro PK 175 - 257	muro PK 400 - 489
intensità di precipitazione	mm/h	320	320	320	320
lunghezza della tratta	m	98	55	84	89
sezione stradale	m	12	12	12	12
Area drenata	m <sup>2</sup>	1058.4	594	907.2	961.2
portata idrologica	m <sup>3</sup> /s	0.09	0.05	0.08	0.09

#### 4.6 VASCA DI PRIMA PIOGGIA (VIADOTTO GERACE)

Il contesto normativo, regolato dal D.L. 152/06, dalla Legge Regionale della Calabria n.10 del 3/10/1997 e ss.mm.ii e dalla Legge Regionale della Calabria n.18 del 18/5/2017, prevede per le acque meteoriche la sola richiesta di autorizzazione allo scarico. Le indicazioni contenute nello Studio di Impatto Ambientale definiscono, tuttavia, che le acque a recapito diretto della fiumara Gerace (viadotto Gerace) al fine di meglio proteggere il corpo idrico ricettore dagli effetti del potenziale inquinamento da acque di prima pioggia - risulta necessario il trattamento delle acque di dilavamento delle superfici prima del rilascio ai ricettori stessi. Tali zone hanno come recapito i seguenti ricettori:

Nelle aree aventi recapito diretto su tali corsi d'acqua 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.

Tali manufatti sono stati posizionati in accordo alla morfologia del terreno ove si sviluppa il tracciato stradale, ubicandoli in maniera tale da poter consentire sempre lo scolo delle acque per gravità, senza l'impiego di sistemi di pompaggio; inoltre è stato necessario trovare posizione che garantissero un facile accesso e, quindi, una agevole manutenzione.

Dal punto di vista funzionale, occorre premettere che non si è individuato un sistema di depurazione o trattamento esistente, cui avviare le acque di dilavamento (acque di prima pioggia). In tal senso, non potendo disporre di un sistema esistente, è chiaro che il sistema di progetto deve essere basato su uno schema che avvii al trattamento le portate più basse, mentre per le portate più diluite deve essere consentito lo scarico a gravità fino alla portata di progetto. E' quindi necessario che le portate più basse transitino direttamente nelle vasche di nuova realizzazione.

Il sistema deve quindi avere questa caratteristiche:

- intercettare le portate relative ad eventi di bassa intensità e massima concentrazione (acque di prima pioggia)
- avviare direttamente al ricettore le portate superiori ad una certa prefissata soglia, per le quali le concentrazioni di inquinanti saranno notevolmente inferiori
- garantire lo stoccaggio di acque derivanti a sversamenti accidentali.

Data l'acclività del luogo, si è esclusa la possibilità di realizzare bacini di trattamento all'aperto, che in genere necessitano di ampie aree pianeggianti e sono di gestione più complessa.

##### *Portate caratteristiche*

Le vasche sono dimensionate sia per la situazione in cui debbano intrappolare solo eventuali sversamenti accidentali sia per trattare anche le acque di piattaforma.

Dal punto di vista funzionale la vasca prevede un pozzetto in entrata tale da consentire l'ingresso non rigurgitato nella vasca vera e propria della portata  $Q_b$  (portata di base o portata di attivazione del by-pass) che sarà data dalla maggiore tra le due portate seguenti: 1) portata di prima pioggia  $Q_{pp}$ ; 2) portata di sversamento  $Q_s$ .

Ossia

$$Q_b = \max(Q_{pp}; Q_s)$$

Il by-pass inizia a funzionare solo per portate superiori a tale portata di attivazione  $Q_b$ .

Per quanto riguarda la portata delle acque di prima pioggia, si è preso come riferimento quanto previsto dalla legge regionale della Lombardia n° 62/85, che recita: "Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate."

Il testo indica inoltre di far riferimento ad un tempo di pioggia, corrispondente ai 5 mm, di 15', determinando così un'intensità di pioggia di 20 mm/h.

Sulla base di tale criterio, si è calcolata la portata di prima pioggia  $Q_{pp}$  per ciascuna vasca.

La portata di sversamento è stata invece determinata ipotizzando che lo sversamento della massima cisterna (volume dello sversamento di 38 m<sup>3</sup> circa) avvenga in tre minuti; ne consegue una portata di sversamento pari a 0,211 m<sup>3</sup>/s.

Si nota infine che la portata massima adottata per il dimensionamento dei bypass ( $T_r=25$  anni) definita portata di progetto  $Q_{pr}$  può risultare in generale maggiore o minore della portata di sversamento  $Q_s$ ; in entrambi i casi questo non pregiudica l'esercizio delle vasche né la correttezza del loro schema progettuale. Esse continueranno a svolgere la loro funzione di sedimentatori/disoleatori al variare della portata, seppur con minore efficienza (intesa come rapporto tra solidi intrappolati e solidi sversati).

#### *Volume minimo di intrappolamento e sviluppo longitudinale minimo*

Il volume compreso fra il bordo inferiore del setto e lo sfioratore in uscita è a disposizione degli oli di prima pioggia, che quindi, in assenza di sversamenti, possono essere allontanati con cadenza anche di qualche mese; gli sversamenti vanno invece allontanati a breve scadenza in quanto saturano parzialmente la capacità disponibile.

Il dimensionamento delle vasche tiene conto del volume massimo dello sversamento (38 m<sup>3</sup> circa). Poiché la distanza tra la generatrice inferiore del setto calato dall'alto per l'intrappolamento degli oli è pari a 20 cm, e l'altezza del setto di valle è stata fissata pari a 2 metri, l'altezza di intrappolamento è pari a 1,8 metri e l'area trasversale di intrappolamento (essendo la sezione pari a 2 metri) risulta di 3,6 metri m<sup>2</sup>; se ne ottiene che lo sviluppo longitudinale complessivo in pianta della sezione trasversale della vasca debba essere pari a 10,3 metri (si noti che le vasche, come da disegno tipologico, sono fatte ad "U").



Questo valore individuato rappresenta solo il valore minimo di tale sviluppo, che può risultare superiore per esigenze legate alla sedimentazione e al galleggiamento degli oli.

#### *Sedimentazione e sviluppo longitudinale della vasca*

La determinazione dello sviluppo complessivo della vasca si effettua sulla base della portata di prima pioggia stante tuttavia il limite minimo corrispondente al volume di sversamento prima determinato.

Facendo ricorso alla legge di Stokes, la velocità di sedimentazione è pari a:

$$v_s = \frac{g(\rho_s - \rho_a)D^2}{\mu}$$

Ove

$v_s$  = velocità di sedimentazione, in m/s

$g$  = accelerazione di gravità = 9.81 m/s<sup>2</sup>

$\rho_s$  = densità delle particelle assunta pari a 2300 kg/m<sup>3</sup>

$\rho_a$  = densità dell'acqua assunta pari a 1000 kg/m<sup>3</sup>

$D$  = diametro della particella, in mm, assunto pari a 0,000075 (75 micron). La sedimentazione del materiale in sospensione con diametro maggiore di tale valore di riferimento, da evidenze sperimentali su viabilità urbana ed extraurbana, permette di sedimentare fino al 90% dei solidi sospesi totali.

$\mu$  = viscosità cinematica dell'acqua pari a 0,0013 kg/ms

Con riferimento ad una vasca rettangolare, il tempo di percorrenza orizzontale vale:

$$t_1 = L/V = L h b / Q$$

mentre il tempo di caduta verticale è  $t_2 = h/v_s$

evidentemente  $t_1 = t_2$ , per cui si ha che lo sviluppo complessivo per la sedimentazione della particella di progetto è pari a :

$$L = h Q / (v_s * b * h) = Q / (v_s * b)$$

Ovviamente, anche in occasione della portata di progetto  $Q_{pr}$  la vasca continuerà a svolgere la sua funzione di sedimentatore. Il diametro minimo che sedimenta per la portata  $Q_{pr}$  dipenderà tuttavia dalla lunghezza complessiva della vasca e dalla portata di progetto stessa; esso è stato determinato per ciascuna vasca, come verifica dell'efficienza in condizioni di portate elevate.

#### *Galleggiamento degli oli e del carburante trasportato dall'acqua*

Per quanto riguarda le modalità di transito dell'acqua e/o del carburante da stoccare nella vasca, si è imposto che il tempo di detenzione minimo sia pari a 3 minuti con una velocità massima dell'acqua, nel tratto ove avviene la separazione oli/acque, pari a 0,05 m/s. Tali limiti sono stati prefissati in maniera tale che la componente olio/carburante, più leggera, possa venire in superficie; si noti che tale condizione permette il galleggiamento fino in superficie di una particella di densità pari a 700 kg/m<sup>3</sup>, e diametro pari a 0,5 mm, sempre in accordo alla legge di Stokes.

### *Funzionamento*

L'acqua di piattaforma che entra nella vasca dissipa dapprima la sua energia, quindi entra attraverso i fori nella vasca vera e propria. La quota che si stabilisce all'interno della vasca è quella dello sfioratore a valle (o di scarico), che si è posta pari a 2 metri; la portata in transito è data dal dislivello fra lo sfioro in entrata e quello in uscita, e la portata transitante defluisce al di sotto del setto alla fine della vasca.

Si è imposto che la portata  $Q_b$  passi al di sopra dello stramazzo di imbocco della vasca vera e propria senza essere rigurgitata da valle; questo determina la quota dello stramazzo di ingresso. Infatti in accordo con l'espressione degli stramazzi in parete grossa

$$Q_s = \lambda b h_s \sqrt{2gh_s}$$

sd una portata pari a  $Q_b$  - che è uguale alla portata di sversamento  $Q_s$  per ciascuna vasca del presente progetto- corrisponde un'altezza idrica di 25 cm.

Di conseguenza, affinché lo stramazzo d'ingresso non sia rigurgitato, la soglia di ingresso deve essere pari a 2,25 metri.

Per definire la quota dello stramazzo che serve da by-pass si procede allo stesso modo, determinando così l'altezza del bypass che deve essere pari a circa 2,50 metri.

Quando la portata complessiva che giunge al manufatto supera la portata di progetto di prima pioggia, ma è minore della portata di sversamento, detta portata continua a transitare entro la vasca che ovviamente si trova ad avere ancora funzionalità di sedimentazione anche se con minore efficienza. Nel momento in cui la portata di  $T_r=25$  anni, supera la portata di progetto di prima pioggia, ma è anche superiore alla portata di sversamento, la portata in esubero sfiora dallo stramazzo-bypass e giunge attraverso la condotta di uscita, direttamente alla rete idrografica.

### *Schema geometrico*

Ciascuna vasca si compone di una parte di sviluppo fissa, determinata dalle esigenze della costruzione dei tratti di imbocco, sbocco e curva, pari a metri 5,4. Il restante tratto di lunghezza dello sviluppo necessario all'intrappolamento, alla sedimentazione o al galleggiamento viene ottenuto estendendo lo sviluppo della vasca di una parte variabile, quantificata dal calcolo, e ripartita su entrambi i lati della "U" che la vasca forma in planimetria.

Per lunghezza complessiva della vasca si intende invece la sua dimensione geometrica esterna lungo la dimensione prevalente; la larghezza, comprensiva delle due sezioni della U e degli spessori del calcestruzzo, è pari a 4,9 metri.

### *Ubicazione*

Per l'ubicazione delle vasche di prima pioggia si rimanda alle planimetrie di progetto, dove è rappresentata anche l'ubicazione dei tubi collettori delle acque meteoriche in ingresso dalla piattaforma stradale.

Nella tabella seguente sono riportati i calcoli effettuati, che riportano l'area di piattaforma contribuyente, la portata di prima pioggia, la portata di base e la portata di progetto, gli sviluppi necessari rispettivamente per la sedimentazione, il galleggiamento degli oli e degli idrocarburi e le dimensioni finali del manufatto.

Tabella 4.10 - caratteristiche della vasca di prima pioggia sul viadotto Gerace

			vasca viadotto Gerace
Ubicazione/recapito			spalla Nord asse Sud viadotto Gerace
Area drenata	[m <sup>2</sup> ]	A	6885
CARATTERISTICHE DI PORTATA			
intensità di pioggia di progetto	[mm/h]	i	199
volume corrispondente ai 5 mm di pioggia	[m <sup>3</sup> ]	V	34.43
portata di prima pioggia	[m <sup>3</sup> /s]	Q pp	0.038
portata di base	[m <sup>3</sup> /s]	Q b	0.211
portata di progetto con Tr 25	[m <sup>3</sup> /s]	Q pr	0.381
SEDIMENTAZIONE DELLE PORTATE DI PRIMA PIOGGIA			
diametro della particella sedimentabile per Qpp	micron		75
velocità di sedimentazione	[m/s]	vs	0.0031
sviluppo della vasca necessario per la sedimentazione della portata di prima pioggia	[m]	L	6.2
SEDIMENTAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO			
diametro sedimentabile per Q= Qpr	[m]	D'	238
GALLEGGIAMENTO MATERIALE LEGGERO			
diametro della particella minima galleggiante	[m]	d''	0.0005
lunghezza minima per la separazione olii acque	[m]	L	3.36
tempo di detenzione minimo	[min]		3
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E ALTEZZA DEI SETTI			
larghezza della sezione idraulica	[m]	b	2
altezza soglia in ingresso vasca	[m]	h*	2.24
quota minima bypass di ingresso	[m]	h bypass	2.49
velocità orizzontale in corrispondenza della portata di sversamento	[m/s]	v or	0.0471
Dimensioni minime necessarie per l'intrappolamento Dei liquidi di sversamento			



sviluppo longitudinale fisso "costruttivo"	[m]		5.4
sviluppo della parte variabile minima per contenere lo sversamento (aggiuntivo allo sviluppo "costruttivo")	[m]		5
sviluppo della parte variabile minima per contenere la sedimentazione o il galleggiamento (aggiuntivo allo sviluppo "costruttivo")	[m]		0
lunghezza dello sviluppo variabile aggiuntivo (per ciascun lato) per contenere sedimentazione, sversamento, disoleazione	[m]		2.5
<b>lunghezza totale della vasca</b>	[m]		<b>10.1</b>
<b>larghezza totale della vasca</b>	[m]		<b>4.9</b>