

S.S. 89 "GARGANICA"
LAVORI DI REALIZZAZIONE DELLA VIABILITA' DI SAN GIOVANNI ROTONDO E
REALIZZAZIONE DELL'ASTA DI COLLEGAMENTO DA SAN GIOVANNI ROTONDO AL
CAPOLUOGO DAUNO

1° stralcio - Manfredonia (km 172+000) - Aeroporto militare di Amendola (km 186+000)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA28

PROGETTAZIONE: ANAS - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

IL PROGETTISTA E COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Ing. Alberto SANCHIRICO

IL GEOLOGO
Dott. Pasquale SCORCIA

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. Rocco LAPENTA



IDROLOGIA E IDRAULICA
Relazione Idraulica

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	TOO_ID00_IDR_RE02_A			
STBA0028	D	21	CODICE ELAB.	TOO ID00 IDR RE02	A	-
A	EMISSIONE PER CDS		Apr. 2021	Ing. V. Vitucci	Arch. R. Sanseverino	Ing. A. Sanchirico
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Indice

1. INTRODUZIONE	3
2. DIMENSIONAMENTO TOMBINI PRIMARI	4
2.1 SCHEMI DI VERIFICA	4
2.2 CONTROLLO ALL'IMBOCCO	5
2.3 VERIFICHE DI MOTO UNIFORME	7
2.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE	8
3. DIMENSIONAMENTO FOSSI DI GUARDIA E TOMBINI SECONDARI	11
3.1 DEFINIZIONE DELLE AREE AFFERENTI AI FOSSI DI GUARDIA	11
3.2 CARATTERISTICHE DEI BACINI – FOSSI DI GUARDIA	18
3.3 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE SUI FOSSI	20
3.4 VERIFICA IDRAULICA DEI FOSSI	21
3.5 PORTATE DEI BACINI - TOMBINI SECONDARI (FOSSI DI GUARDIA)	29
3.6 VERIFICA DEI TOMBINI MINORI (FOSSI DI GUARDIA)	32
4. VASCHE DI SEDIMENTAZIONE E DISOLEAZIONE	34
4.1 PORTATE CARATTERISTICHE	35
4.2 SEDIMENTAZIONE E SVILUPPO LONGITUDINALE DELLA VASCA	36
4.3 GALLEGGIAMENTO DEGLI OLI E DEL CARBURANTE TRASPORTATO DALL'ACQUA	37
4.4 FUNZIONAMENTO	38
5. DIMENSIONAMENTO OPERE DI SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA	42
5.1 STIMA DELLE PIOGGE DI PROGETTO	42
5.2 OPERE DI DRENAGGIO	44
5.2.1 <i>CALCOLO DEL VELO IDRICO SULLA PIATTAFORMA STRADALE</i>	44
5.2.2 <i>SEZIONI IN RILEVATO</i>	45
5.2.3 <i>SEZIONI IN TRINCEA</i>	46
5.2.4 <i>SEZIONI IN CURVA IN CORRISPONDENZA DELLO SPARTITRAFFICO</i>	47
5.2.5 <i>SEZIONI IN CORRISPONDENZA DI MURI</i>	48
5.2.6 <i>SEZIONI IN VIADOTTO E PONTE</i>	50
5.2.7 <i>SOTTOPASSI DELL'ASSE PRINCIPALE</i>	50
5.2.8 <i>VIABILITÀ SECONDARIE</i>	51
5.3 VERIFICHE IDRAULICHE DELLE OPERE DI DRENAGGIO	52
5.3.1 <i>VERIFICA DEI TRATTI IN RILEVATO</i>	53
5.3.2 <i>VERIFICA DEI TRATTI IN TRINCEA</i>	55

5.3.3	VERIFICA DEI TRATTI IN VIADOTTO	57
5.3.4	VERIFICA IDRAULICA DEI COLLETTORI	58
5.4	ALLEGATI	59
5.4.1	RETE DI SMALTIMENTO A	59
5.4.2	RETE DI SMALTIMENTO B	60
5.4.3	RETE DI SMALTIMENTO C	61
5.4.4	RETE DI SMALTIMENTO D	62
5.4.5	RETE DI SMALTIMENTO E	63
5.4.6	RETE DI SMALTIMENTO F	65
5.4.7	RETE DI SMALTIMENTO G	66

1. INTRODUZIONE

La presente relazione idraulica descrive le metodologie adottate e i dati elaborati per determinare le verifiche idrauliche necessarie al dimensionamento delle opere relative ai "Lavori di realizzazione della viabilità di San Giovanni Rotondo e realizzazione dell'asta di collegamento da San Giovanni Rotondo al capoluogo dauno - 1° stralcio - Manfredonia (km 172+000) - Aeroporto militare di Amendola (km 186+000)", a livello di progettazione definitiva. La determinazione delle forzanti idrologiche di progetto, di cui si riporta nella relazione idrologica, è funzionale al dimensionamento ed alla verifica di compatibilità idraulica sia delle opere di attraversamento idraulico, sia del drenaggio del sistema viario relativamente alle sue diverse componenti.

Per quanto riguarda le tematiche connesse agli effetti della realizzazione del progetto sul torrente Candelaro e alle variazioni sul profilo di rigurgito indotte dalla realizzazione della nuova opera, tali argomenti sono affrontati in una apposita relazione dedicata (Relazione di compatibilità idraulica del torrente Candelaro).

Nel capitolo 2 della presente relazione vengono dimensionati gli attraversamenti previsti per la risoluzione delle interferenze idrografiche che prevedono il passaggio attraverso il corpo stradale dell'asse viario principale (tombini primari), sulla base delle caratteristiche in canna e all'imbocco.

Nel capitolo 3 vengono dimensionati i fossi di guardia a presidio del corpo stradale e i tombini secondari di collegamento, inseriti tra le varie parti dei fossi stessi.

Nel capitolo 4 vengono dimensionate le vasche di sedimentazione e disoleazione per la salvaguardia delle acque avviate ai ricettori, in particolare in corrispondenza del torrente Candelaro e su quei tratti in cui lungo l'asse principale il sistema di collettamento ha determinato la concentrazione dei deflussi meteorici.

Il capitolo 5 tratta la descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse. Gli schemi della rete di smaltimento sono studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e vasche di prima pioggia. 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.

2. DIMENSIONAMENTO TOMBINI PRIMARI

Il progetto prevede la risoluzione di interferenze idrografiche minori costituite da compluvi di estensione limitata e canalizzazioni costituite dai fossi di gronda longitudinali all'asse viario, che raccolgono acque provenienti dai terreni adiacenti.

Le interferenze sono risolte attraverso la realizzazione di attraversamenti con opere a sezione chiusa, costituiti da tombini circolari di dimensione variabile.

Per nessuno dei corsi d'acqua trattati in questa sezione si riscontrano opere esistenti poste nelle immediate adiacenze delle opere di nuovo attraversamento che ne determinino una potenziale e prevedibile significativa riduzione della capacità idraulica rispetto a quanto prevedibile sulla base delle verifiche condotte (verifiche che vengono quindi eseguite attraverso procedure speditive).

E' prevista la realizzazione di tombini con diametro minimo DN 1500 (1,5 metri) in attraversamento dell'asse principale, per garantire sia la trasparenza idraulica dei rilevati, sia la continuità dei fossi di guardia al piede dei rilevati su entrambi i lati dell'asse. Il diametro minimo è inoltre compatibile con la ispezionabilità delle opere a sviluppo maggiore, che attraversano il futuro corpo stradale della SS89 Garganica.

Le verifiche degli attraversamenti sono state effettuate assumendo i valori di progetto per le portate contenuti nella relazione idrologica allegata al presente progetto.

Tipologie di opere adottate

Le opere previste di tipo scatolare sono dotate di inalveazioni a monte e a valle per raccordare l'opera di progetto all'alveo naturale del fosso naturale, ove presente. Le dimensioni e le tipologie costruttive adottate sono riportate nelle tavole relative alle opere stesse; esse possono ricondursi alle seguenti tipologie:

- tombini circolari tipo ARMCO diametro DN 1500 [mm]

2.1 Schemi di verifica

Il funzionamento idraulico di tali manufatti di attraversamento, a sezione chiusa, dipende in generale da numerosi fattori quali:

- la pendenza;
- la sezione;
- la forma e la geometria dell'imbocco;
- la scabrezza ;
- i livelli liquidi a monte e a valle del collettore.

Le verifiche necessarie per garantire la compatibilità idraulica dei tombini sono di diverso tipo a seconda che si consideri di determinarne il funzionamento all'imbocco (inlet control), il funzionamento all'interno della canna per le quali possono ritenersi cautelative le condizioni di moto uniforme, e il possibile effetto di rigurgito da valle (outlet control).

Per il progetto in esame, caratterizzato da situazioni con pendenza longitudinale assai variabile, le pendenze longitudinali degli attraversamento hanno come ordine di grandezza valori dal 4 al 10 per mille circa, e le condizioni vincolanti sono generalmente quelle di moto uniforme (corrente lenta, con altezza idrica maggiore dell'altezza critica) o quelle all'imbocco; è previsto infatti che i fossi posti allo sbocco non abbiano mai lo stesso sviluppo in altezza dei tombini, e non possano quindi determinare effetti significativi di rigurgito.

Verifiche

Le verifiche idrauliche compiute sono state finalizzate a verificare l'adeguatezza idraulica delle sezioni delle opere di progetto rispetto alla portata caratterizzata da un tempo di ritorno di 200 anni in accordo con quanto indicato in relazione idrologica. Esse sono consistite nella determinazioni delle condizioni di deflusso all'imbocco, e di quelle all'interno della canna. Tali verifiche vengono trattate separatamente nel seguito.

2.2 Controllo all'imbocco

La sola verifica di moto uniforme, rappresentativa delle condizioni di deflusso nella canna per tombini idraulicamente lunghi, non garantisce tuttavia in generale dal possibile funzionamento in pressione che può generarsi in corrispondenza dell'imbocco, a causa della modifica della geometria della sezione e della necessaria variazione di pendenza all'interno dell'opera realizzata.

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 tali 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 (m³/s);
- g = costante di gravità (m/s²);
- Ω = area della sezione bagnata (m²);
- 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 e 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 metro rispetto al valore della superficie libera, considerata la maggiore delle due:

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

2.3 Verifiche 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 4 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^2)

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:

$K = R^{1/6}/n$, 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 nelle successive tabelle.

2.4 Risultati delle verifiche

Di seguito si riportano le verifiche delle condizioni di imbocco. Sono indicati per ciascuna opera:

- l'ubicazione e(o la denominazione dell'opera di attraversamento
- la progressiva chilometrica o lo svincolo/strada di ubicazione
- la portata di progetto (TR=200 anni)
- il tipo di opera (geometria)
- il diametro e l'altezza
- l'altezza critica della corrente all'imbocco
- l'altezza delle condizioni di carico critico
- l'altezza cinetica critica
- il carico totale all'imbocco
- il rapporto del carico all'imbocco rispetto all'altezza dell'opera

tombino / opera	PK	Q idrologica	Opera	Diametro	H	altezza critica	carico critico	altezza cinetica critica	Carico all'imbocco (inlet control)	rapporto all'imbocco

		(m ³ /s)		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	%
TM 15 D1500 armco PK 173+500	173+500	1.01	Circ	1.50	-	0.51	0.69	0.09	0.71	47%
TM01 D1500 armco PK 174+370	174+370	1.27	Circ	1.50	-	0.58	0.79	0.11	0.82	54%
TM02 e TM03 (in prosecuzione) armco D2000 PK 175+736 e armco D2000 @ rotonda 2	175+736	2.69	Circ	2.00	-	0.78	1.07	0.15	1.11	55%
TM04 armco D1500 PK 177+730	177+730	3.13	Circ	1.50	-	0.90	1.29	0.27	1.31	88%
TM06 armco D1500 rampa B svincolo 1	Sv1	0.51	Circ	1.50	-	0.37	0.46	0.04	0.47	31%
TM05 armco D1500 rampa G svincolo 1	Sv1	0.08	Circ	1.50	-	0.14	0.15	0.01	0.15	10%
TM07 armco D1500 rampa B svincolo 1	Sv1	0.71	Circ	1.50	-	0.43	0.56	0.06	0.57	38%
TM08 armco D1500 svincolo 1 PK 178+600	178+600	0.90	Circ	1.50	-	0.48	0.64	0.08	0.66	44%
TM09 armco D2000 PK 179+462	179+462	1.33	Circ	2.00	-	0.55	0.71	0.08	0.72	36%
TM10 armco D2000 PK 179+560	179+560	1.45	Circ	2.00	-	0.57	0.74	0.08	0.76	38%
TM11 armco D1500 viab. Locale PK 180+060	180+060	0.51	Circ	1.50	-	0.37	0.46	0.04	0.47	31%
TM12 armco D1500 svincolo 2 rotonda 2	svincolo 2	0.78	Circ	1.50	-	0.45	0.59	0.07	0.60	40%
TM13 armco D2000 PK 181+270	PK 181+270	0.53	Circ	2.00	-	0.34	0.40	0.03	0.41	21%
TM17 armco D1500 strada vicinale 3	strada vicinale 3	0.64	Circ	1.50	-	0.41	0.52	0.06	0.53	36%

Di seguito si riportano le verifiche delle condizioni di moto uniforme. Sono indicati per ciascuna opera:

- l'ubicazione e(o la denominazione dell'opera di attraversamento
- la progressiva chilometrica o lo svincolo/strada di ubicazione
- la portata di progetto (TR=200 anni)
- il tipo di opera (geometria)
- il diametro
- l'altezza di moto uniforme

- la velocità di moto uniforme
- il rapporto di moto uniforme

tombino / opera	PK	Q idrologica (m ³ /s)	Opera	Diametro (m)	altezza moto uniforme (m)	velocità moto uniforme (m/s)	rapporto moto uniforme %
TM 15 D1500 armco PK 173+500	173+500	1.01	Circ	1.50	0.64	1.41	43%
TM01 D1500 armco PK 174+370	174+370	1.27	Circ	1.50	0.66	1.69	44%
TM02 e TM03 (in prosecuzione) armco D2000 PK 175+736 e armco D2000 @ rotatoria 2	175+736	2.69	Circ	2.00	0.87	2.04	44%
TM04 armco D1500 PK 177+730	177+730	3.13	Circ	1.50	1.18	2.12	79%
TM06 armco D1500 rampa B svincolo 1	Sv1	0.51	Circ	1.50	0.44	1.18	29%
TM05 armco D1500 rampa G svincolo 1	Sv1	0.08	Circ	1.50	0.17	0.71	11%
TM07 armco D1500 rampa B svincolo 1	Sv1	0.71	Circ	1.50	0.52	1.28	35%
TM08 armco D1500 svincolo 1 PK 178+600	178+600	0.90	Circ	1.50	0.60	1.36	40%
TM09 armco D2000 PK 179+462	179+462	1.33	Circ	2.00	0.65	1.50	32%
TM10 armco D2000 PK 179+560	179+560	1.45	Circ	2.00	0.68	1.53	34%
TM11 armco D1500 viab. Locale PK 180+060	180+060	0.51	Circ	1.50	0.44	1.18	29%
TM12 armco D1500 svincolo 2 rotatoria 2	svincolo 2	0.78	Circ	1.50	0.55	1.31	37%
TM13 armco D2000 PK 181+270	181+270	0.53	Circ	2.00	0.40	1.17	20%
TM17 armco D1500 strada vicinale 3	strada vicinale 3	0.64	Circ	1.50	0.49	1.25	33%

3. DIMENSIONAMENTO FOSSI DI GUARDIA E TOMBINI SECONDARI

In questa sezione di riportano i calcolo eseguiti per il dimensionamento del sistema dei fossi di guardia e dei tombini secondari posti a servizio dei fossi medesimi.

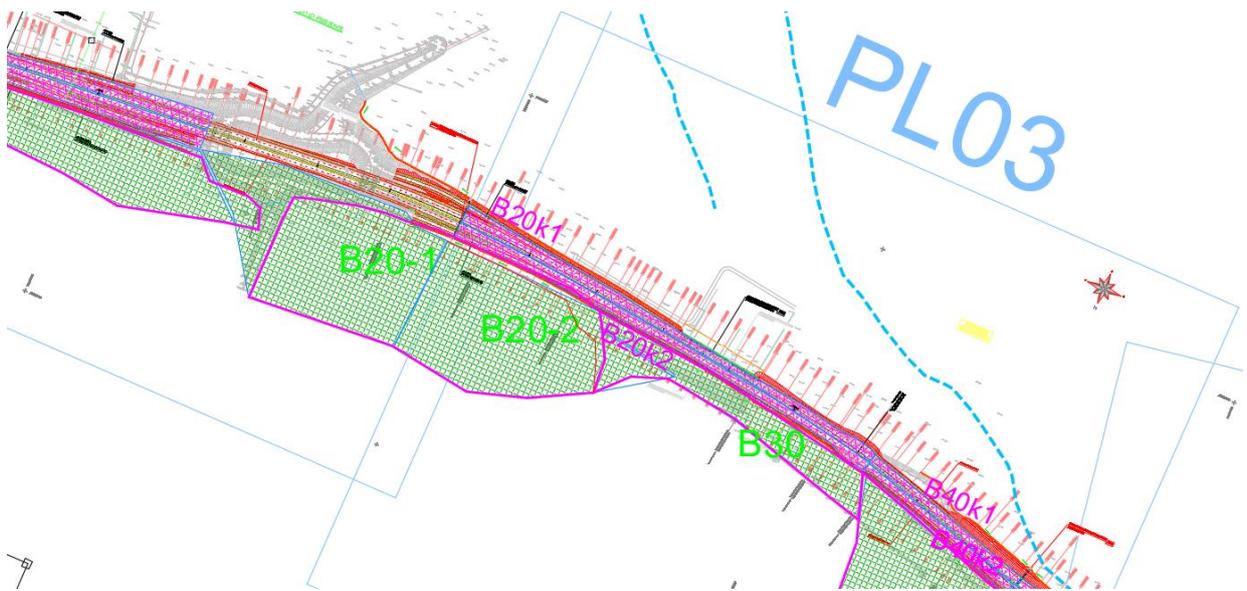
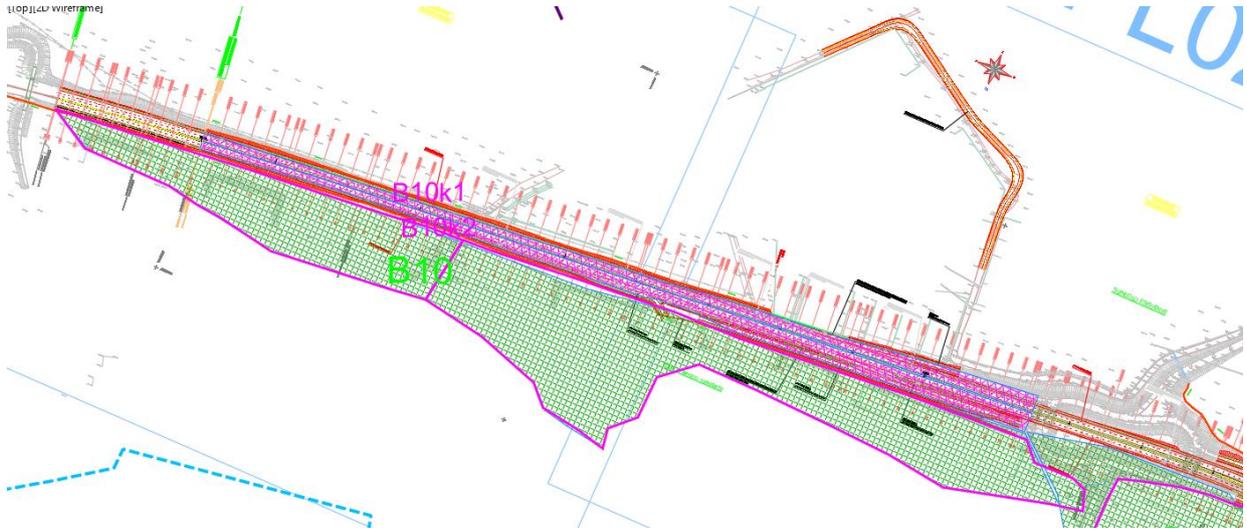
3.1 Definizione delle aree afferenti ai fossi di guardia

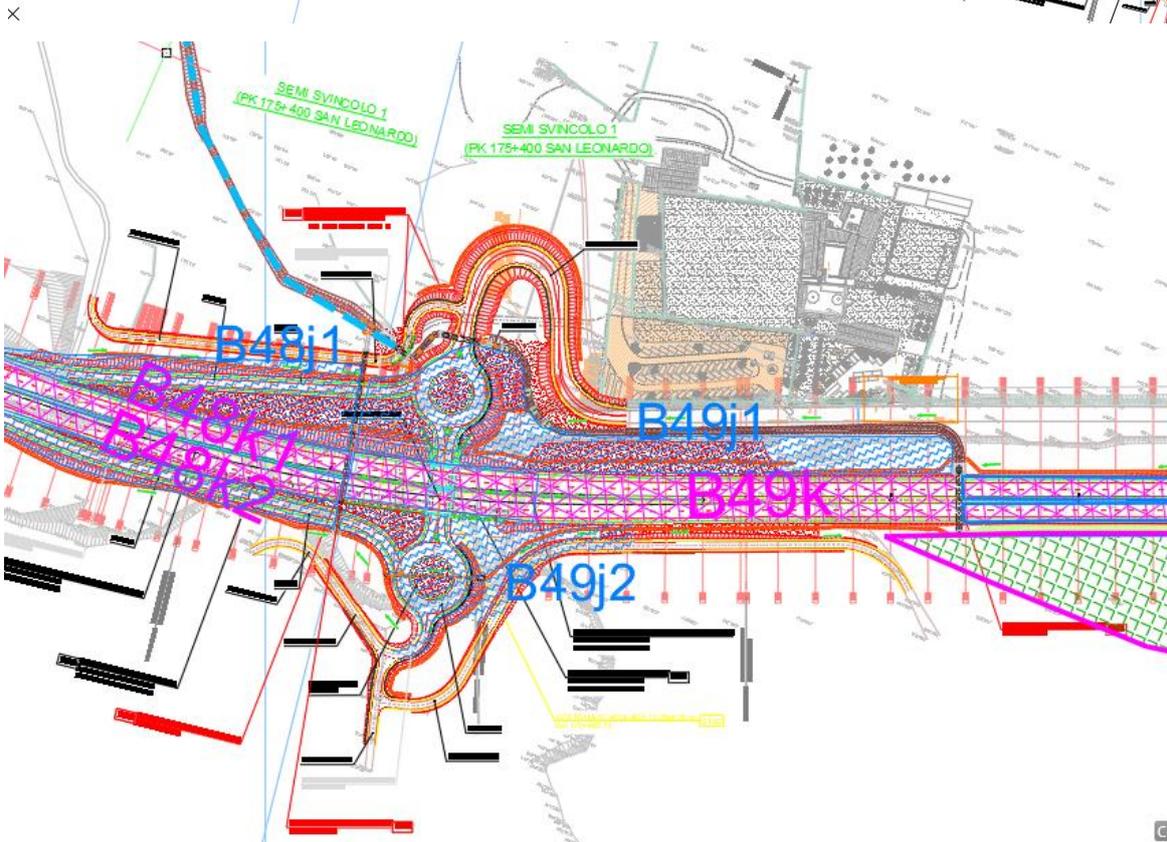
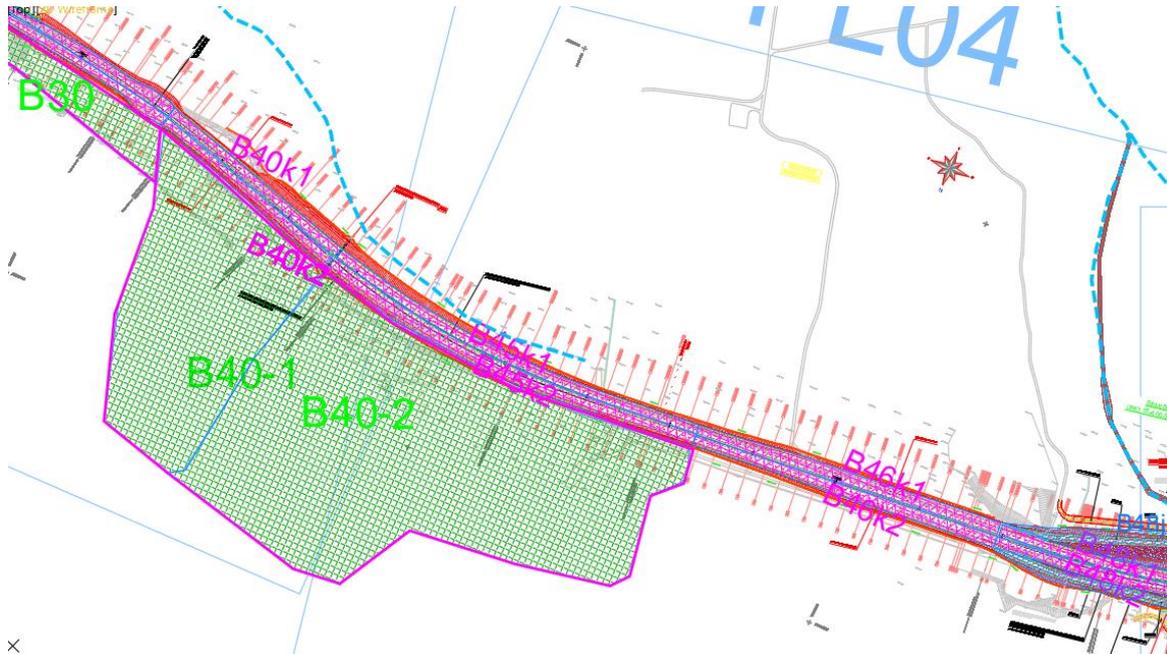
Per determinare le portate afferenti ai diversi fossi di guardia si sono eseguite delle perimetrazioni di dettaglio delle aree in adiacenza ai fossi stessi, attribuendo a ciascuna area un codice univoco. Tali codici, per i bacini principali, sono corrispondenti a quelli definiti ad una scala più vasta nella corografia dei bacini (bacini da B10 a B130).

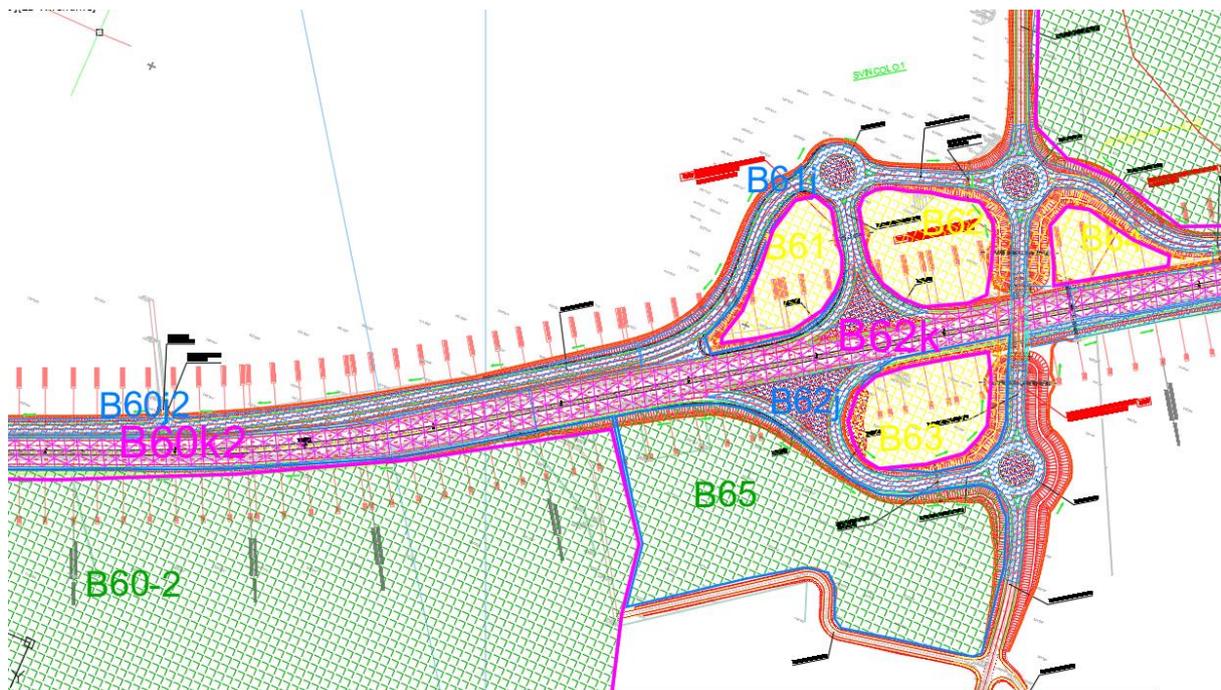
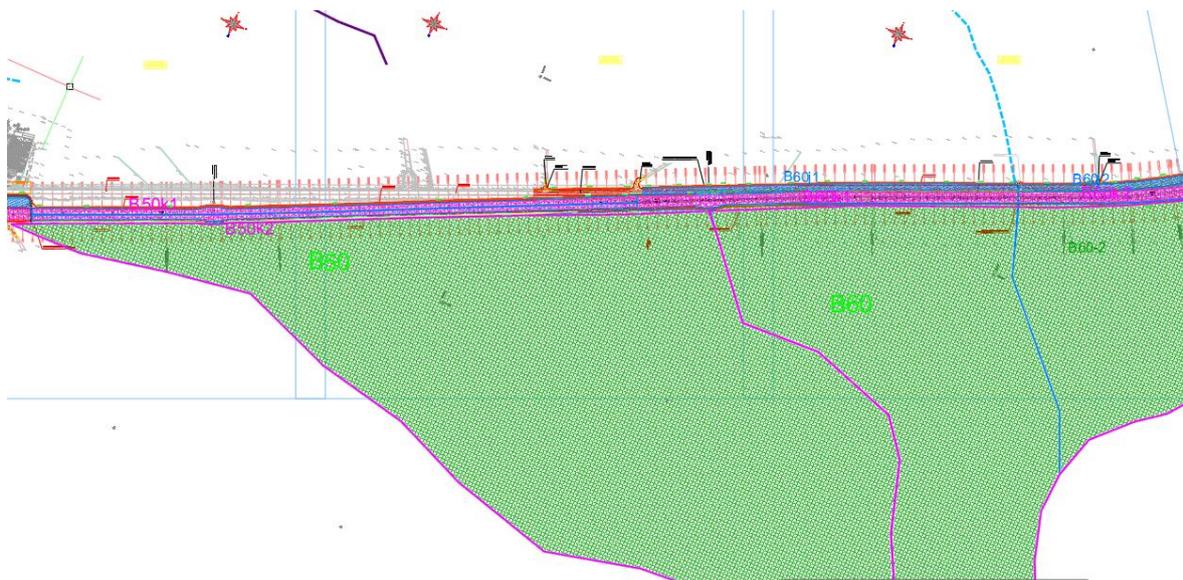
Mentre le portate calcolate nell'idrologia dei tombini principali riporta solo i totale delle aree afferenti, secondo le diverse classificazioni, nel seguito i diversi contributi (aree impermeabilizzate, aree coltivate e/o a pascolo, aree dei rilevati, delle aree intercluse e aree comprese tra rampe, complanare e viabilità principale) sono evidenziati singolarmente, avendo maggiore influenza sul dimensionamento del singolo fosso.

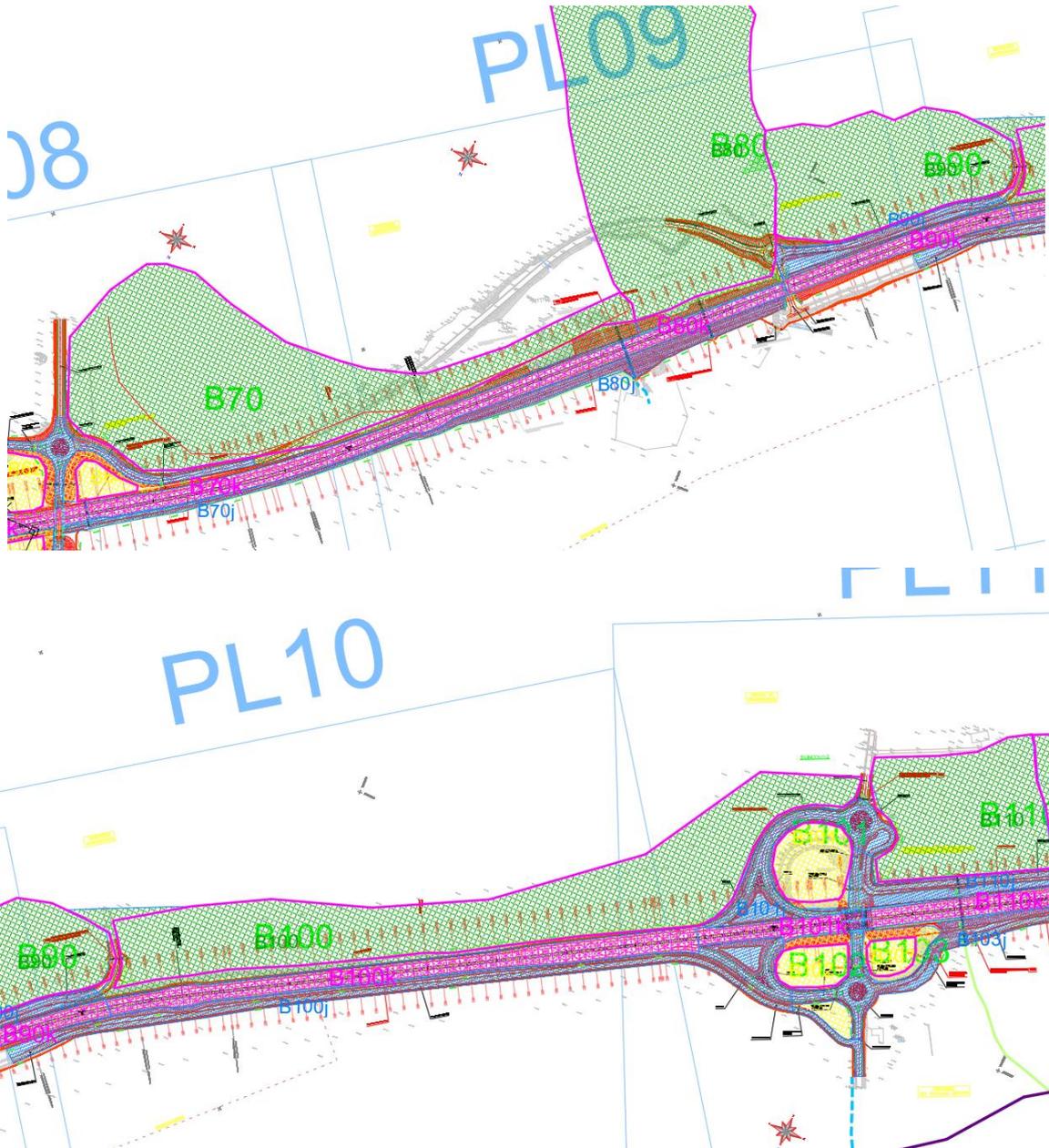
Di seguito si riportano delle immagini di dettaglio della suddivisione del territorio in aree contribuenti omogenee. I colori sono assegnati sulla base delle seguente classificazione:

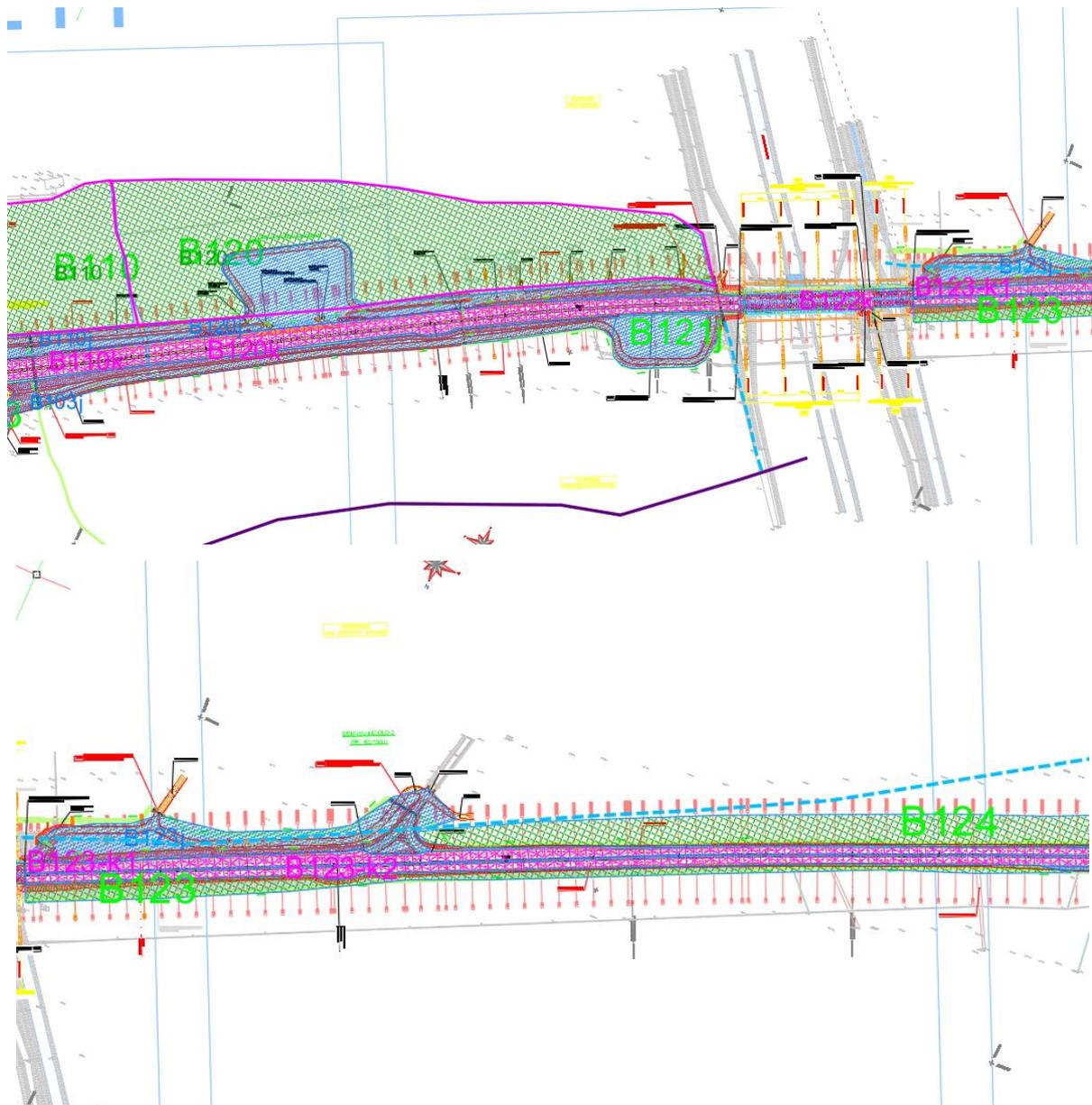
- parte agricola, incolta, a pascolo o non urbanizzata dei bacini (verde)
- parte dei bacini con componente di impermeabilizzata significativa (magenta)
- parte dei bacini costituita da aree a verde intercluse tra le rampe (gialla)
- rilevati, aree tra complanare e SS89, zone con presenza di rampe di scambio (blu)

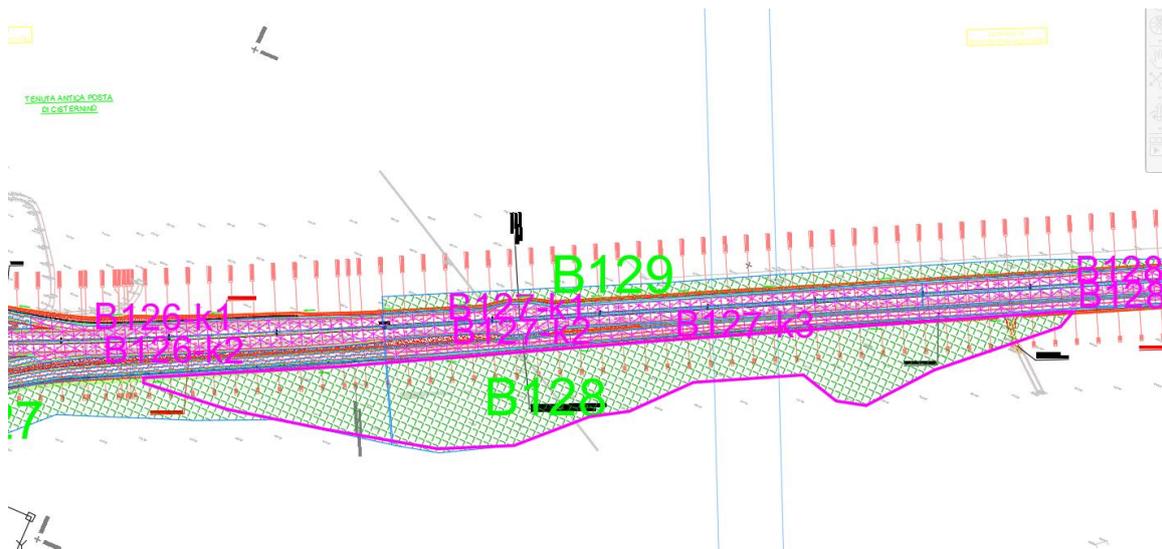
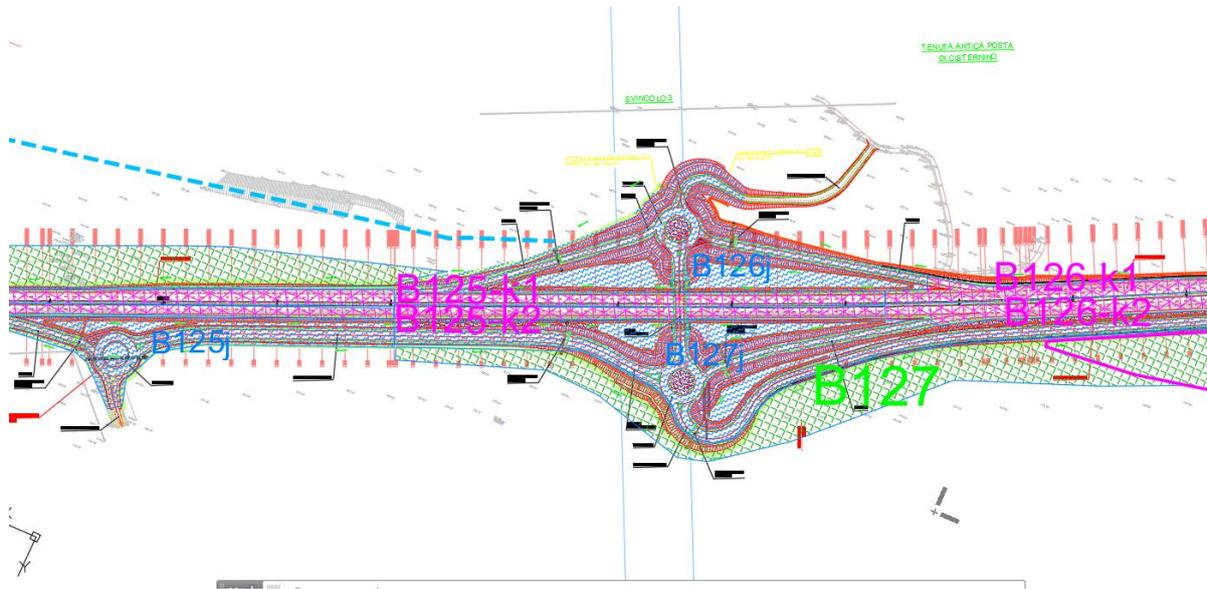














3.2 Caratteristiche dei bacini – fossi di guardia

Le aree dei sottobacini individuati nella precedente analisi di dettaglio sono espressi nella seguente tabella, suddivise per le diverse categorie:

- parte agricola, incolta, a pascolo o non urbanizzata dei bacini (verde)
- parte dei bacini con componente di impermeabilizzata significativa (magenta)
- parte dei bacini costituita da aree a verde intercluse tra le rampe (gialla)
- rilevati, aree tra complanare e SS89, zone con presenza di rampe di scambio (blu)

N° bacino	Nome bacino	Aree permeabili esterne al tracciato stradale	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde	N° bacino	Nome bacino	Aree permeabili esterne al tracciato stradale	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde
1	B10	123806				46	B90	54122			
2	B10-k1		15060			47	B90j				7538

N° bacino	Nome bacino	Aree permeabili esterne al tracciato stradale	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde	N° bacino	Nome bacino	Aree permeabili esterne al tracciato stradale	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde
3	B10-k2		15986			48	B90k		8358		
4	B20-1	45401				49	B100	107233			
5	B20-2	57004				50	B100k		22578		
6	B20-k1		8645			51	B100j				25838
7	B20-k2		8037			52	B101			12284	
8	B30	13188				53	B102			7397	
9	B40-k1		3085			54	B103			6534	
10	B40-k2		3232			55	B101j				13761
11	B40-1	47332				56	B101k		5882		
12	B40-2	110864				57	B110	42782			
13	B45-k1		5223			58	B110j				10111
14	B45-k2		7590			59	B110k		7961		
15	B46-k1		5125			60	B103j				23302
16	B46-k2		4623			61	B120	103655			
17	B48-k1		2510			62	B120j				28162
18	B48-k2		2723			63	B120k		20348		
19	B48-J1				5297	64	B121j				9283
20	B49-J1				9267	65	B122k (Candelaro)		5287		
21	B49k		7527			66	B123-k1		20219		
22	B50-k2		11616			67	B123-k2		17848		
23	B50-k1		13786			68	B123-j				18729
24	B50	581251				69	B123	14365			
25	B49-j2				7453	70	B124	43889			
26	B60-1	325986				71	B125j				11843
27	B60k-1		18342			72	B125-k1		4971		
28	B60j-1				9794	73	B125-k2		4813		
29	B60-2	179723				74	B126-j				21096
30	B60k-2		11247			75	B127-j				26445
31	B60j-2				7899	76	B127	29774			

N° bacino	Nome bacino	Aree permeabili esterne al tracciato stradale	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde	N° bacino	Nome bacino	Aree permeabili esterne al tracciato stradale	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde
32	B61			6857		77	B126-k1		4920		
33	B61-j				14672	78	B126-k2		4375		
34	B62			8993		79	B127-k1		4797		
35	B63			10057		80	B127-k2		5245		
36	B64			6686		81	B127-k3		7523		
37	B62-j				8594	82	B128	46245			
38	B62-k		11622			83	B129	11633			
39	B65	35514				84	B128-k1		5253		
40	B70	117523				85	B128-k2		5024		
41	B70-k		20752			86	B129-k1		4130		
42	B70-j				9935	87	B129-k2		3121		
43	B80	186632				88	B130	4101			
44	B80k		5293			89	B131	2166			
45	B80-j			5523							

3.3 Determinazione delle portate sui fossi

Per la definizione della portata di progetto in termini di deflussi, sui fossi di guardia si sono adottate scelte analoghe a quanto già operato per l'analisi degli attraversamenti principali.

- Per la parte agricola o non urbanizzata dei bacini si è adottato un coefficiente di deflusso pari a 0,25, coefficiente che si è ritenuto cautelativo in assenza di significativa impermeabilizzazione; tale coefficiente risulta infatti superiore ai valori indicati in letteratura per suoli non urbanizzati, anche in presenza di terreni acclivi e per diverse tipologie di copertura del terreno (si confrontano, ad esempio, i valori suggeriti dall'American Society for Civil Engineers, sotto riportati);

suoli vegetati, permeabili	pendenza fino a 2%	0.05	0.1
	pendenza media tra 2% e 7%	0.1	0.15
	pendenza elevata oltre 7%	0.15	0.2
suoli vegetati, poco permeabili	pendenza fino a 2%	0.13	0.17
	pendenza media tra 2% e 7%	0.18	0.22
	pendenza elevata oltre 7%	0.25	0.35

- per bacini con componente di impermeabilizzata significativa si è adottato un coefficiente di deflusso pari a 0,9
- per le aree a verde intercluse tra le rampe si è adottato un coefficienti di deflusso pari a 0,4;
- infine per i rilevati, le aree tra complanare e SS89, e le zone con presenza di rampe di scambio si è adottato un coefficienti di deflusso pari a 0,6;

La stima della portata al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno TR è stata effettuata utilizzando la formula razionale:

$$Q(T) = \varphi A i_c(T)$$

Dove $Q(T)$, A e $i_c(T)$ indicano rispettivamente la portata al colmo di piena di tempo di ritorno (per i tempi di ritorno di 200), l'area del bacino e l'intensità della precipitazione relativa al centro di scroscio di durata pari al tempo τ_c critico del bacino; φ è il coefficiente di deflusso sopra introdotto, che tiene conto delle perdite per infiltrazione, e dell'effetto di laminazione del bacino.

La formula razionale può essere giustificata concettualmente assumendo uniforme nello spazio e nel tempo l'intensità di precipitazione e schematizzando il fenomeno di trasformazione afflussi–deflussi con un particolare modello cinematico.

Nella verifica dei fossi il tempo di concentrazione di rete è stato calcolato come

$$\tau_c = \tau_0 + L/V$$

Dove per τ_0 è stato assunto un valore pari a 15' mentre per v è stata adottata la velocità di 1m/s.

3.4 Verifica idraulica dei fossi

Di seguito sono riportate le verifiche sui fossi di guardia.

Per ciascuno di essi sono riportati:

- la denominazione del fosso
- la progressiva di verifica
- la progressiva di inizio tratta
- la progressiva di fine tratta

- la pendenza minima sulla tratta (m/m)
- l'elenco dei sottobacini unitari afferenti
- l'area drenata equivalente
- il tempo di concentrazione
- l'intensità di pioggia di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni
- la portata attesa
- il tipo di fosso assegnato
- il grado di riempimento del fosso

Per il fosso F0 (dimensioni di 50 x 50 x50 cm) si è adottata una sezione trapezia isoscele, calcolata in moto uniforme con un coefficiente di scabrezza pari a $0,025 \text{ sm}^{-1/3}$

Per il fosso F1 (dimensioni di 100 x 50 x100 cm) si è adottata una sezione trapezia isoscele, calcolata in moto uniforme con un coefficiente di scabrezza pari a $0,025 \text{ sm}^{-1/3}$

Ubicazione e denominazione del fosso	PK di verifica	PK inizio tratto	PK finetraggio	pendenza minima	sottobacini contribuenti	Area equivalente totale	Tempo di concentrazione	Intensità di pioggia	Q attesa	Fosso	Q max	rapporto di riempimento
	km	km	km	m/m		mq	h	Mm/h	M3/s		M3/s	%
FD20	172000	172000	173156	0.012	B20-1	49301	0.69	65	0.90	F0	0.576	156%
					B10							
					B10-k2							
FS20	172000	172000	173156	0.012	B10-k1	9521	0.69	65	0.17	F0	0.576	30%
FD30	173500	173500	174120	0.013	B30	21942	0.52	75	0.46	F0	0.599	76%
					B20-k2							
					B20-2							
FS30	173500	173500	174120	0.008	B20-k1	6613	0.42	83	0.15	F0	0.470	32%
FD40	174370	174120	174370	0.01	B40-1	16456	0.40	85	0.39	F0	0.525	74%
					B45-k2							
FS40	174370	174120	174370	0.01	B40-k1	2360	0.40	85	0.06	F0	0.525	11%
FD45	174370	174370	175194	0.017	B40-2	28481	0.61	69	0.55	F0	0.685	80%
					B46-k2							
FS45	174370	174370	175194	0.01	B45-k1	7916	0.61	69	0.15	F0	0.525	29%
					B46-k1							
FD48	175408	175194	175408	0.008	B48-k2	2083	0.32	95	0.05	F0	0.470	12%
FS48	175408	175194	175408	0.007	B48-k1	4781	0.32	95	0.13	F0	0.440	29%

Ubicazione e denominazione del fosso	PK di verifica	PK inizio tratto	PK finitratto	pendenza minima	sottobacini contribuenti	Area equivalente totale	Tempo di concentrazione	Intensità di pioggia	Q attesa	Fosso	Q max	rapporto di riempimento
	km	km	km	m/m		mq	h	Mm/h	M3/s		M3/s	%
					B48-J1							
FD49	175408	175408	175560	0.007	B49-j2	4025	0.30	97	0.11	F0	0.440	25%
FD50	115740	115740	177080	0.007	B50	139668	17.30	14	0.54	F1	1.811	30%
					B50-k2							
FS50	115740	115740	177080	0.01	B50-k1	10546	17.30	14	0.04	F0	0.525	8%
FS60-1 parziale	177700	176980	177300	0.005	B60j-1	2644	0.39	86	0.06	F0	0.371	17%
FS60-1	177730	177300	177730	0.006	B60j-1	5289	0.46	80	0.12	F0	0.407	29%
FS60-1-interno	177700	176980	177300	0.005	B60k-1	7016	0.34	92	0.18	F0	0.371	48%
FS60-1-interno	177730	177300	177730	0.006	B60k-1	14032	0.46	80	0.31	F0	0.407	76%
FS60-2	177730	177730	178325	0.003	B60j-2	4265	0.42	83	0.10	F0	0.288	34%
FS60-2-interno	177730	177730	178325	0.0035	B60k-2	8604	0.42	83	0.20	F0	0.311	64%
interclusa B61				0.003	B61	2469	0.28	101	0.07	F0	0.288	24%
interclusa B62				0.004	B62	5706	0.28	101	0.16	F0	0.332	48%
interclusa B64				0.005	B64	8113	0.28	101	0.23	F0	0.371	62%
					B62							
					B61							
FS70 parziale	179000	178600	179000	0.008	B70	13221	0.36	89	0.33	F0	0.470	70%
FS70	179432	179000	179432	0.006	B70	26443	0.37	88	0.65	F1	1.677	39%

Ubicazione e denominazione del fosso	PK di verifica	PK inizio tratto	PK finestrato	pendenza minima	sottobacini contribuenti	Area equivalente totale	Tempo di concentrazione	Intensità di pioggia	Q attesa	Fosso	Q max	rapporto di riempimento
	km	km	km	m/m		mq	h	Mm/h	M3/s		M3/s	%
FS70 interno	179432	178600	179432	0.008	B70-k	7938	0.48	78	0.17	F0	0.470	37%
FS80	179560	179432	179560	0.005	B80	23516	0.29	100	0.65	F1	1.531	43%
FS80	179560	179560	179680	0.005	B80	18477	0.28	100	0.52	F1	1.531	34%
FS90	180040	179680	180040	0.008	B90	13812	0.35	91	0.35	F0	0.470	74%
					B90j							
FS100	181134	180040	181134	0.005	B100	49011	0.55	73	0.99	F1	1.531	65%
					B100k							
					B90							
					B90j							
FS110	181134	181134	181420	0.011	B110	18131	0.33	93	0.47	F0	0.551	85%
					B110j							
					B110k							
FS120	182180	181420	182180	0.01	B120	38530	0.46	79	0.85	F1	2.165	39%
					B120j							
FD60-1	177700	177120	177730	0.014	B60-1	80363	0.42	83	1.86	F1	2.561	72%
					B60k-1							
FD60-2	177730	177730	178280	0.01	B60-2	44740	0.40	85	1.05	F1	2.165	49%
					B60k-2							
FDB65	178480	178280	178480	0.01	B65	7991	0.31	97	0.22	F0	0.525	41%
interclusa B63				0.012	B63	14860	0.25	107	0.44	F0	0.576	77%
					B65							

Ubicazione e denominazione del fosso	PK di verifica	PK inizio tratto	PK finestratto	pendenza minima	sottobacini contribuenti	Area equivalente totale	Tempo di concentrazione	Intensità di pioggia	Q attesa	Fosso	Q max	rapporto di riempimento
	km	km	km	m/m		mq	h	Mm/h	M3/s		M3/s	%
					B62-j							
FD70	179462	178600	179462	0.007	B63	46994	0.49	77	1.01	F1	1.811	56%
					B65							
					B62-j							
					B61							
					B61-j							
					B62-j							
					B64							
					B70-j							
					B70-k							
FD80	179462	179462	179680	0.008	B65	7991	0.31	96	0.21	F0	0.470	45%
FD90	181270	179680	181270	0.012	B90k	25205	0.69	65	0.46	F0	0.576	79%
					B90j							
					B100k							
					B100j							
interclusa B102				0.01	B102	14496	0.25	107	0.43	F0	0.525	82%
					B90k							
					B100k							
FD103				0.008	B103j	12583	0.25	107	0.37	F0	0.470	79%
FS131	186000	186000	186280	0.005	B129-k1	3647	0.33	94	0.09	F0	0.371	26%

Ubicazione e denominazione del fosso	PK di verifica	PK inizio tratto	PK finitratto	pendenza minima	sottobacini contribuenti	Area equivalente totale	Tempo di concentrazione tauc	Intensità di pioggia	Q attesa	Fosso	Q max	rapporto di riempimento
	km	km	km	m/m		mq	h	Mm/h	M3/s		M3/s	%
					B131							
FS129	185500	185500	186000	0.005	B127-k1	8529	0.47	79	0.19	F0	0.371	50%
					B128-k1							
					B129-k1							
					B129							
					B131							
FS126	184220	184220	185500	0.012	B125-k1	27487	0.82	60	0.46	F0	0.576	80%
					B126-j							
					B126-k1							
FS124	182420	182900	184220	0.005	B124	62943	1.11	52	0.91	F1	1.531	59%
					B123-k1							
					B123-j							
FD131	185800	185800	186280	0.007	B129-k2	3310	0.38	87	0.08	F0	0.440	18%
					B130							
FD129	185000	185000	185800	0.01	B128-k2	22016	0.73	64	0.39	F0	0.525	74%
					B127-k2							
					B127-k3							
					B128							
FD126	184203	184203	185000	0.005	B127	48024	0.95	56	0.75	F1	1.531	49%
					B126-k2							
					B127-j							

Ubicazione e denominazione del fosso	PK di verifica	PK inizio tratto	PK finestrato	pendenza minima	sottobacini contribuenti	Area equivalente totale	Tempo di concentrazione tauc	Intensità di pioggia	Q attesa	Fosso	Q max	rapporto di riempimento
	km	km	km	m/m		mq	h	Mm/h	M3/s		M3/s	%
					B125-k2							
FD124	182440	182440	184203	0.005	B123	72987	1.36	47	0.96	FR1	1.531	62%
					B123-k2							
					B125j							
					B125-k2							

3.5 Portate dei bacini - tombini secondari (a servizio dei fossi di guardia)

Per tutti i tombini secondari (fossi di guardia) si è fatto riferimento all'analisi di dettaglio già presentata per i fossi stessi, dal punto di vista della suddivisione del territorio in sottobacini elementari.

Per ciascun bacino versante sono indicate:

- l'identificazione e posizione dell'opera di riferimento
- l'area drenata (m²), suddivisa tra
 - area permeabile esterna all'infrastruttura
 - area impermeabile dovuta alla realizzazione dell'infrastruttura
 - aree verdi intercluse
 - aree di rampe di scambio, complanari, rilevati e relative zone intercluse
- l'area equivalente ottenuta applicando i coefficienti di deflusso sopra definiti (m²)
- la lunghezza dell'asta principale (m)
- la quota massima del bacino versante (m)
- la quota minima del bacino versante (m)
- la pendenza media(m/m)

	tombino / opera	PK	Bacini contribuenti	Aree permeabili esterne	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde	area equivalente principale	L max	H max	H min	pendenza
Min1	TM16 armco D1500 PK 175+408	PK 175+408	B48-k2	0	2723	0	0	13786	450	22	12	0.022
			B48-k1	0	2510	0	0					
			B49k	0	7527	0	0					
			B49-j2	0	0	0	7453					

	tombino / opera	PK	Bacini contribuenti	Aree permeabili esterne	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde	area equivalente principale	L max	H max	H min	pendenza
Min2	svincolo San Leonardo rotat. D1000	svincolo San Leonardo	B49-j2	0	0	0	7453	4025	378	26	12	0.037
min 3	svincolo 1 rampa C - tombino 11 D1000	svincolo 1	B65	35514	0	0	0	7991	186	111	98	0.070
B101	svincolo 2 SS 273 innesto 3 - D1000	svincolo 2	B101	0	0	12284	0	11853	354	21	14	0.020
			B101j	0	0	0	13761					
B102	svincolo 2 SS 273 innesto 2 - D1000	svincolo 2	B102	0	0	7397	0	2663	354	21	14	0.020
B103	svincolo 2 - D1000	svincolo 2	B103	0	0	6534	0	5015	280	18	11	0.025
			B102	0	0	7397	0					
	Tombino 25 D1000 - PK 181+842	PK 181+842	B120j	0	0	0	28162	15207	250	16	10	0.024
	Tombino TM20 - D1500 armco - rotatoria 3 PK 183+960	Rotatoria 3PK 183+960	B125j	0	0	0	11843	45731	250	16	10	0.024
			B125-k2	0	4813	0	0					
			B127-j	0	0	0	26445					
			B130	4101	0	0	0					
			B127	29774	0	0	0					
			B126-k2	0	4375	0	0					
			B128	46245	0	0	0					
	TM18 (strada vicinale 3) e		B124	43889	0	0	0	35640	250	16	10	0.024

tombino / opera	PK	Bacini contribuenti	Aree permeabili esterne	Aree impermeabilizzate	aree a verde intercluse rampe	aree con rampe, scambi di corsia e relative zone intercluse a verde	area equivalente principale	L max	H max	H min	pendenza
TM19 (PK 182+880) - D1500											
		B125-k1	0	4971	0	0					
		B126-j	0	0	0	21096					
		B126-k1	0	4920	0	0					
		B129-k1	0	4130	0	0					
		B131	2166	0	0	0					
		B129-k1	0	4130	0	0					

I valori del tempo di concentrazione (calcolato con la formula di Kirpich), del tempo di concentrazione adottato, della corrispondenza intensità di precipitazione (in mm/h) e della portata con tempo di ritorno di 200 anni sono riportati nella seguente tabella. Le portate calcolate sono utilizzate quindi per il dimensionamento (relazione idraulica).

Per quanto riguarda il tempo di concentrazione, si è assunto un tempo minimo pari a 20 minuti.

tombino / opera	PK	tempo concentrazione Kirpich	tempo minimo adottato	intensità di precipitazione	Q idrologica	
		ore	ore	mm/h	m ³ /s	
Min1 – TM 16	TM16 armco D1500 PK 175+408	PK 175+408	0.21	0.33	113	0.43
Min2	svincolo San Leonardo rotat. D1000	svincolo San Leonardo	0.15	0.33	113	0.13
min 3	svincolo 1 rampa C - tombino 11 D1000	svincolo 1	0.07	0.33	113	0.25

	tombino / opera	PK	tempo concentrazione Kirpich	tempo minimo adottato	intensità di precipitazione	Q idrologica
			ore	ore	mm/h	m ³ /s
B101	svincolo 2 SS 273 innesto 3 - D1000	svincolo 2	0.18	0.33	113	0.37
B102	svincolo 2 SS 273 innesto 2 - D1000	svincolo 2	0.18	0.33	113	0.08
B103	svincolo 2 - D1000	svincolo 2	0.14	0.33	113	0.16
Min 4 – Tombino 25	Tombino 25 D1000 - PK 181+842	PK 181+842	0.13	0.33	113	0.48
Min 5 – TM 20	Tombino TM20 - D1500 armco - rotatoria 3 PK 183+960	Rotatoria 3PK 183+960	0.13	0.33	113	1.44
Min 6 – TM18/TM19	TM18 - D1500 strada vicinale 3 e TM 19 – D1500 PK 182+880		0.13	0.33	113	1.12

3.6 Verifica dei tombini minori (fossi di guardia)

	tombino / opera	PK	Opera	B/D	altezza critica	carico critico	velocità critica	Carico all'imbocco (inlet control)	rapporto all'imbocco	altezza moto uniforme	rapporto moto uniforme	velocità moto uniforme
				m	m	m	m/s	m	%	m	%	m/s
Min1 – TM 16	TM16 armco D1500 PK 175+408	PK 175+408	Circ	1.50	0.34	0.42	0.86	0.42	28%	0.40	27%	1.13

	tombino / opera	PK	Opera	B/D	altezza critica	carico critico	velocità critica	Carico all'imbocco (inlet control)	rapporto all'imbocco	altezza moto uniforme	rapporto moto uniforme	velocità moto uniforme
				m	m	m	m/s	m	%	m	%	m/s
Min2	svincolo San Leonardo rotat. D1500	svincolo San Leonardo	Circ	1.00	0.20	0.24	0.47	0.25	13%	0.25	25%	0.81
min 3	svincolo 1 rampa C - tombino 11 D1000	svincolo 1	Circ	1.00	0.28	0.37	0.89	0.38	38%	0.36	36%	0.99
B101	svincolo 2 SS 273 innesto 3 - D1000	svincolo 2	Circ	1.00	0.35	0.47	1.08	0.48	48%	0.45	45%	1.10
B102	svincolo 2 SS 273 innesto 2 - D1000	svincolo 2	Circ	1.00	0.16	0.19	0.51	0.19	19%	0.20	20%	0.74
B103	svincolo 2 - D1000	svincolo 2	Circ	1.00	0.22	0.28	0.70	0.28	28%	0.28	28%	0.87
Min 4 – Tombino 25	Tombino 25 D1000 - PK 181+842	PK 181+842	Circ	1.00	0.39	0.54	1.23	0.56	56%	0.52	52%	1.17
Min 5 – TM 20	Tombino TM20 - D1500 armco - rotatoria 3 PK 183+960	Rotatoria 3PK 183+960	Circ	1.50	0.61	0.85	1.57	0.88	59%	0.79	52%	1.54
Min 6 – TM18/TM19	TM18 - D1500 strada vicinale 3 e TM 19 – D1500 PK 182+880		Circ	1.50	0.54	0.74	1.38	0.76	50%	0.68	45%	1.44

4. VASCHE DI SEDIMENTAZIONE E DISOLEAZIONE

Il sistema di drenaggio della piattaforma stradale è per la maggior parte costituito da embrici con recapito al fosso di guardia, escludendo quindi generalmente la concentrazione dei deflussi in punti specifici con il conseguente aumento locale sia delle portate sversate sia dei relativi carichi inquinanti.

Nei punti in cui, per esigenze del sistema di drenaggio, l'asse principale prevede il collettamento delle acque di dilavamento e la concentrazione delle portate, sono state inserite delle vasche di trattamento delle acque di prima pioggia, finalizzate al trattenimento degli sversamenti accidentali (oli e/o carburanti) e di disoleazione e sedimentazione delle acque di prima pioggia; ciò in attuazione a quanto previsto dal Regolamento regionale della Regione Puglia del 9 dicembre 2013, n. 26 "Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia" (attuazione dell'art. 113 del Dl.gs. n. 152/06 e ss.mm. ed ii).

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 è da escludere per ciascuno di questi recapiti individuare 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.

Sono previste in totale 5 vasche di trattamento, di cui due a protezione delle acque sversate al torrente Candelaro.

4.1 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

$$Q_b = \max(Q_{pp}; Q_s) \quad (4.1)$$

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"

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 m³ circa) avvenga in tre minuti; ne consegue una portata di sversamento pari a 0,211 m³/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 m³ 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 m²; 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.

4.2 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:

$$v_s = \frac{g(\rho_s - \rho_a)D^2}{\mu} \quad (4.2)$$

Ove

v_s = velocità di sedimentazione, in m/s

g = accelerazione di gravità = 9.81 m/s²

ρ_s = densità delle particelle assunta pari a 2300 kg/m^3

ρ_a = densità dell'acqua assunta pari a 1000 kg/m^3

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.

μ = viscosità cinematica dell'acqua pari a $0,0013 \text{ kg/ms}$

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

$$t1 = L/V = L h b / Q \quad (4.3)$$

mentre il tempo di caduta verticale è $t2 = h/vs$

evidentemente $t1 = t2$, per cui si ha che lo sviluppo complessivo per la sedimentazione della particella di progetto è pari a :

$$L = h Q / (vs * b * h) = Q / (vs * b) \quad (4.4)$$

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.

4.3 Galleggiamento degli oli e del carburante trasportato dall'acqua

Per quanto riguarda le modalità di transito dell'acqua e/o del carburante da stoccare nelle vasche, 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^3 , e diametro pari a 0,5 mm, sempre in accordo alla legge di Stokes.

4.4 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

$$Q_s = \lambda b h_s \sqrt{2gh_s} \quad (6.27)$$

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 $Tr=25$ 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 per ciascuna vasca, con il numero della vasca, l'ubicazione e la progressiva, l'area di piattaforma contribuente, 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 dei manufatti.

N° vasca			1	2	3	4	5
Progressiva	[km+mmm]		172+610	182+160	182+437	184+530	186+630
Ubicazione/recapito			A fosso di guardia	Torrente Candelaro	Torrente Candelaro	A fosso di guardia	A fosso di guardia
Area drenata	[m2]	A	22032	4575	3970	9355	10289
Area equivalente	[m2]	A eq	19829	4118	3573	8419	9260
CARATTERISTICHE DI PORTATA							
intensità di pioggia di progetto	[mm/h]	i	95	95	95	95	95
volume corrispondente ai 5 mm di pioggia	[m3]	V	99	21	18	42	46
portata di prima pioggia	[m3/s]	Q pp	0.110	0.023	0.020	0.047	0.051
portata di base	[m3/s]	Q b	0.211	0.211	0.211	0.211	0.211
portata di progetto con Tr 25	[m3/s]	Q pr	0.522	0.108	0.094	0.221	0.244
SEDIMENTAZIONE DELLE PORTATE DI PRIMA PIOGGIA							
diametro della particella sedimentabile per Qpp	micron	d min	75	75	75	75	75
velocità di sedimentazione	[m/s]	vs	0.0031	0.0031	0.0031	0.0031	0.0031
sviluppo della vasca necessario per la sedimentazione della portata di prima pioggia	[m]	L1	17.98	3.73	3.24	7.63	8.40
SEDIMENTAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO							
diametro sedimentabile per Q= Qpr	[m]	D'					
GALLEGGIAMENTO MATERIALE LEGGERO							
diametro della particella minima galleggiante	[m]	d''	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
lunghezza minima per la separazione olii acque	[m]	Lsepa	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36
tempo di detenzione minimo	[min]		3	3	3	3	3
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E ALTEZZA DEI SETTI							
larghezza della sezione idraulica	[m]	b	2	2	2	2	2
altezza soglia in ingresso vasca	[m]	h*	2.24	2.24	2.24	2.24	2.24

N° vasca			1	2	3	4	5
Progressiva	[km+mmm]		172+610	182+160	182+437	184+530	186+630
quota minima bypass di ingresso	[m]	h bypass	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49
velocità orizzontale in corrispondenza della portata di sversamento	[m/s]	v or	0.0471	0.0471	0.0471	0.0471	0.0471
Dimensioni minime necessarie per l'intrappolamento Dei liquidi di sversamento							
cubatura minima complessiva	[m3]	Vmin	38	38	38	38	38
cubatura della vasca a metro lineare	[m3]/[m]	V_lineare	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
estensione minima per lo sversamento	[m]	A	10.4	10.4	10.4	10.4	10.4
sviluppo longitudinale fisso "costruttivo"	[m]	B	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
sviluppo della parte variabile minima per contenere lo sversamento (aggiuntivo allo sviluppo "costruttivo")	[m]	C=A-B	5	5	5	5	5
sviluppo della parte variabile minima per contenere la sedimentazione o il galleggiamento (aggiuntivo allo sviluppo "costruttivo")	[m]	D = L1	18.0	3.7	3.2	7.6	8.4
sviluppo della parte variabile minima per contenere la sedimentazione e il galleggiamento	[m]	MAX(D,Lsepa) - B	12.6	0.0	0.0	2.2	3.0
sviluppo del percorso variabile (per ciascun lato) per contenere sedimentazione, sversamento, disoleazione	[m]	max(C,E)/2	6.3	2.5	2.5	2.5	2.5
lunghezza parti fisse	[m]	L fisse	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
lunghezza totale della vasca	[m]	Lung tot	13.9	10.1	10.1	10.1	10.1
larghezza totale della vasca	[m]	Largh tot	4.9	4.9	4.9	4.9	4.9

5. DIMENSIONAMENTO OPERE DI SMALTIMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

5.1 Stima delle piogge di progetto

Per giungere al dimensionamento di tutti i rami della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di preassegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Come già illustrato in precedenza, le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile.

Per la valutazione delle massime portate, affluenti nelle tubazioni e nelle canalizzazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio, può essere utilizzata la formula, derivata dal metodo razionale:

$$Q_p = \frac{\phi_c \times b_c + \phi_s \times b_s + \phi_e \times b_e}{3600} \times L \times i_c$$

in cui:

- Q_p = portata massima di pioggia (l/s)
- $\phi_c = 1.0$ coefficiente di deflusso della piattaforma stradale (adim.);
- $\phi_s = 0.5$ coefficiente di deflusso delle scarpate (adim.);
- $\phi_e = 0.5$ coefficiente di deflusso delle aree esterne (adim.);
- b_c = larghezza della piattaforma stradale (mq);
- b_s = larghezza della scarpata stradale (mq);
- b_e = larghezza della fascia esterna (mq);
- L = lunghezza tratto (m);
- i_c = intensità della pioggia critica (mm/h) ($T_r=25$ anni, $T_c=5$ minuti o superiore per le reti).

Per il calcolo dell'intensità di pioggia si farà riferimento alle metodologie esposte nella Relazione Idrologica.

In particolare, per tutto il tratto oggetto dell'adeguamento si terrà conto dei dati pluviometrici della stazione di Manfredonia, come già riportato nell'elaborato della relazione Idrologica.

La forma della curva di possibilità pluviometrica è del tipo monomia:

$$h = a * t^n$$

dove:

t è la durata della pioggia critica in ore;

h rappresenta l'altezza di pioggia a (25 anni).

Per l'intensità di pioggia si è utilizzata l'equazione precedente nella seguente forma:

$$i = a * t^{n-1}$$

dove:

i è l'intensità di pioggia in mm/h.

Le opere di drenaggio delle acque meteoriche sono state dimensionate considerando un evento di intensità pari ad un tempo di ritorno di 25 anni.

Le durate critiche sono tutte inferiori all'ora, di conseguenza si è reso necessario individuare la curva segnalatrice per durate inferiori all'ora. Per stabilire i parametri della curva si è fatto uso dei fattori riduttivi registrati dal pluviografo Milano Monviso di cui si riportano qui di seguito i valori.

Altezze di pioggia ottenute con il pluviografo di Milano Monviso										
r	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
Durata (min)	1	2	3	4	5	10	15	30	45	60
h (Tr=25anni)	5,92	8,19	10,42	12,38	14,65	22,25	27,35	36,91	41,55	45,51

Tramite metodologia di interpolazione si è ottenuta la curva di possibilità pluviometrica con i parametri riportati nella tabella che segue.

Stazione pluviometrica	a	n
Manfredonia	50,699	0,5175

I parametri riportati differiscono da quelli utilizzati per il dimensionamento delle altre opere di difesa idraulica, in quanto si è ritenuto più cautelativo utilizzare quelli sopra riportati. Infatti, la

curva ottenuta con questi ultimi, approssima meglio l'intensità per durate critiche tipiche delle piattaforme stradali pari a 5 minuti.

5.2 Opere di drenaggio

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

5.2.1 *Calcolo del velo idrico sulla piattaforma stradale*

Il processo di deflusso dalla sede stradale agli elementi marginali è da considerare con attenzione, dato i problemi che il velo liquido può portare al traffico veicolare con fenomeni di acquaplaning. Le precipitazioni che si abbattono sulla sede stradale, soprattutto se brevi ed intense, possono produrre un deflusso superficiale di non trascurabile entità, il quale se non controllato con adatte disposizioni, può causare la perdita di aderenza. Il velo idrico sulla sede stradale deve, infatti, essere contenuto entro prefissati valori (non dovrebbe superare i 6 mm [Rooseboom ed altri, 1986]), per non condizionare l'aderenza degli pneumatici, per questo motivo è necessario assegnare un'opportuna pendenza trasversale alla sede stradale. L'altezza del velo liquido dipende, oltre che dalla pendenza trasversale, dall'intensità di precipitazione, dal percorso che compie l'acqua per raggiungere il bordo della carreggiata e dalla larghezza della strada e dunque dalla circostanza che il tratto stradale sia in rettilineo (in genere scola metà carreggiata per lato) o in curva (scola solo da una parte). Il valore del velo idrico massimo h_{max} [mm], viene determinato attraverso un'espressione derivata da alcune esperienze condotte in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory nella seguente forma:

$$h_{max} = 0.0474 * \sqrt{L_{eff} * p * i^{-0.2}}$$

Dove:

- L_{eff} : lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata [m], può essere calcolata sulla base della seguente formula:

$$L_{eff} = L_c \left[1 + \left(\frac{i_l}{i_t} \right) \right]^{0.5}$$

- i : pendenza della strada lungo la linea di corrente ricavata come risultante delle pendenze trasversali e longitudinali i_t e i_l :

$$i = (i_l^2 + i_t^2)^{0.5}$$

Lc : larghezza della carreggiata [m];

p : intensità di pioggia [mm/h];

Si riporta di seguito la verifica dei tratti considerati più critici con la combinazione dei 3 parametri che caratterizzano il tracciato stradale: pendenza trasversale, pendenza longitudinale e larghezza della carreggiata.

pendenza trasversale	pendenza longitudinale	larghezza carreggiata	intensità di pioggia	Pendenza della strada lungo la linea di corrente	Lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni	Velo idrico massimo
i_t	i_l	Lc	p	i	Leff	hmax
0,025	0,039	13,50	168,150	0,046	25,015	4,180
0,025	0,046	9,75	168,150	0,052	20,418	3,730
0,058	0,050	13,50	168,150	0,077	17,824	3,355

Lungo il tracciato non si è mai raggiunto il valore limite di 6 mm come si evince nella tabella. Inoltre, la presenza dello strato d'usura drenante contribuisce efficacemente allo smaltimento del velo idrico.

5.2.2 Sezioni in rilevato

Il sistema di raccolta dei deflussi meteorici per le sezioni in rilevato avviene tramite embrici e fossi. Il dimensionamento prevede l'allagamento del margine stradale limitatamente ad 1 metro di larghezza con scarico sui fossi tramite embrici posti al piede della scarpata.

Margine stradale con cordolo ed embrici

Nei tratti in rilevato in cui è disponibile lo spazio per lo smaltimento tramite fossi, si è adottato un passo degli embrici in funzione della pendenza longitudinale e trasversale del ciglio stradale. Di conseguenza il passo varia in funzione delle caratteristiche plano-altimetriche del tracciato, il quale sarà più fitto nei tratti con deboli pendenze e più ampio nei tratti con forti pendenze. L'acqua di piattaforma scorrerà lungo il ciglio stradale fino ad occupare al massimo 1 metro della banchina stradale.

Per le caratteristiche della superficie di scorrimento (conglomerato bituminoso) si è impiegato un coefficiente di scabrezza (Manning) pari a 0,016.

Nel calcolo idraulico, a favore di sicurezza, non si è tenuto conto della capacità drenante dello strato di usura che consente di avere un'ulteriore capacità di drenaggio.

La superficie drenante considerata tiene conto anche dei tratti di allargamento della piattaforma dovuti alle corsie di immissione e delle corsie di diversione.

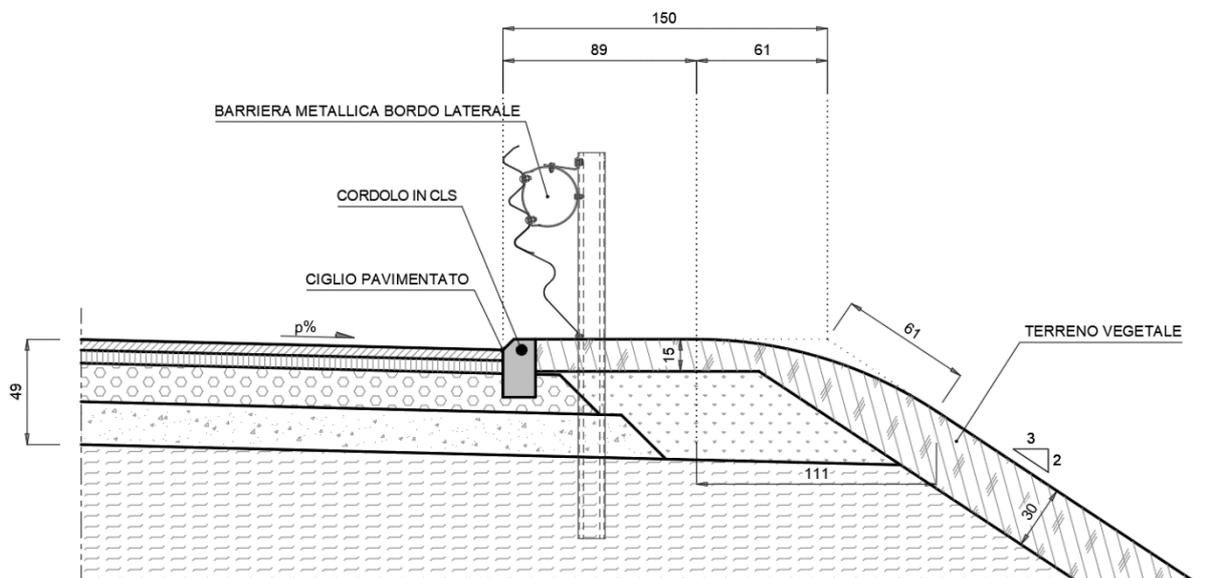


Figura 1 - Margine laterale in rilevato

5.2.3 Sezioni in trincea

Margine stradale con cunetta alla francese

Per la raccolta delle acque provenienti dalla piattaforma stradale, nei tratti al piede delle trincee è prevista l'esecuzione, in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza 1,2 m, con sottostante tubazione in PEAD di collettamento. La rete di collettori recapita le acque raccolte alla vasca di trattamento.

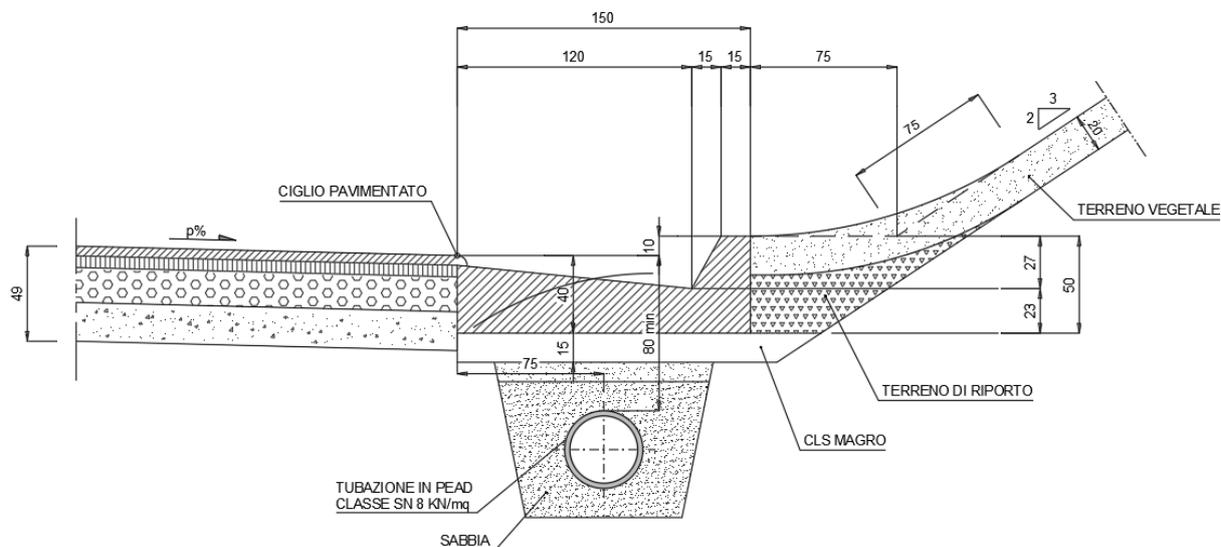


Figura 2 - Margine laterale in trincea per l'asse principale

In un primo momento, la raccolta delle acque avviene solamente mediante la cunetta, fin quando la capacità idraulica della cunetta stessa lo consente e non si rende necessaria l'introduzione del collettore sottostante. Dopodiché, le cunette scaricano le acque raccolte per mezzo di caditoie poste ad interasse minimo pari a 40 m, protette da griglie carrabili sagomate come la stessa cunetta, all'interno di pozzetti prefabbricati, posti ad interasse minimo pari a 40 m. Dai pozzetti si diparte la rete di collettori di progetto che recapita le acque alla vasca di trattamento.

Per i particolari costruttivi dei pozzetti di raccolta si rimanda ai relativi allegati grafici.

5.2.4 Sezioni in curva in corrispondenza dello spartitraffico

Nei tratti in curva con le due carreggiate complanari, la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla piattaforma avviene in corrispondenza dello spartitraffico, mediante una canaletta in cls 30 cm x 30 cm prefabbricata posizionata tra le due carreggiate, che consente lo scarico dei deflussi in una rete di collettori in PEAD.

Le acque provenienti dalla piattaforma defluiscono all'interno della canaletta prefabbricata posizionata a tergo della barriera spartitraffico.

Per la canaletta si adotta un coefficiente di riempimento dell'80%.

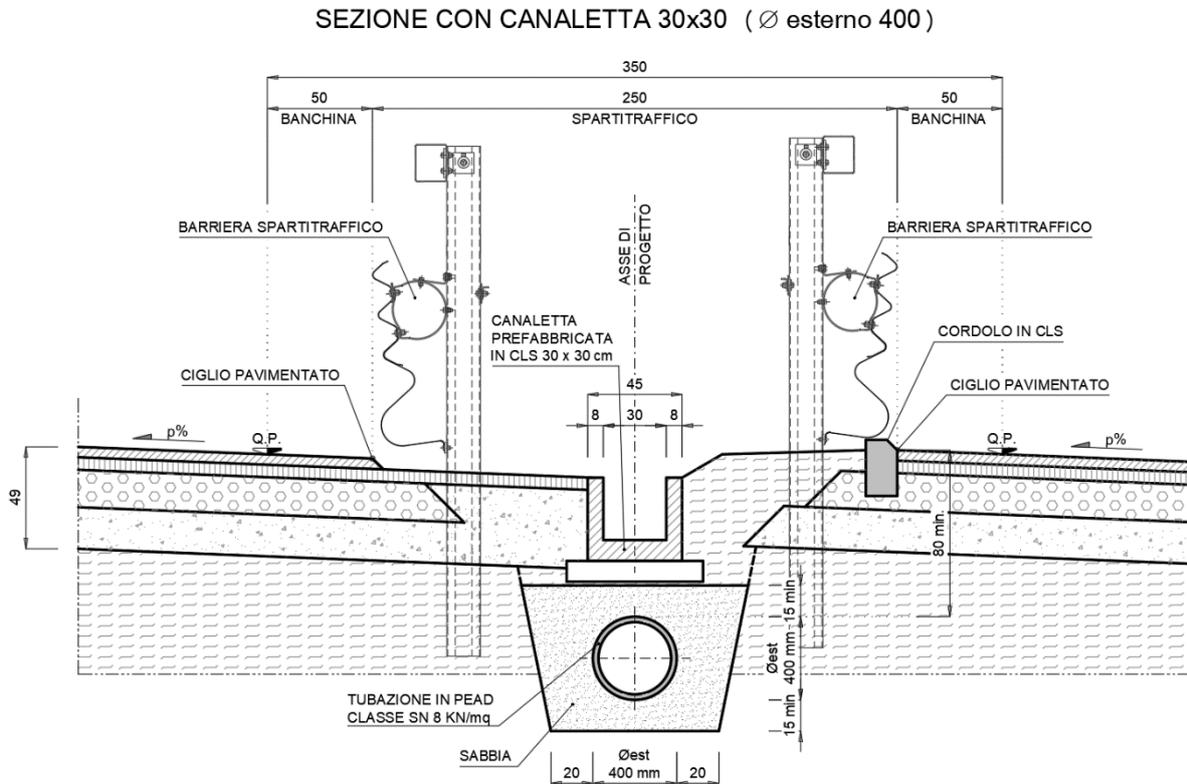


Figura 3 - Margine interno di spartitraffico

In un primo momento, la raccolta delle acque avviene solamente mediante la canaletta, fin quando la capacità idraulica della canaletta stessa lo consente e non si rende necessaria l'introduzione del collettore sottostante. Dopodiché, le canalette scaricano le acque raccolte all'interno di pozzetti prefabbricati, posti ad interasse minimo pari a 40 m, per mezzo di caditoie in cls prefabbricato. Dai pozzetti si diparte la rete di collettori di progetto, che recapita le acque alla vasca di trattamento ed in seguito al recapito finale.

5.2.5 Sezioni in corrispondenza di muri

In corrispondenza dei muri la soluzione adottata consiste nella raccolta dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma mediante un sistema di caditoie e di canalette tipo CB1, 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.

Margine stradale con canaletta CB1

La canaletta CB1 utilizzate nel progetto ha delle dimensioni interne di 20 cm x 25 cm. Per l'elemento idraulico si è scelto un coefficiente massimo di riempimento del 80% al fine di garantire

una elevata durabilità nel tempo nei confronti dei depositi di detriti sul fondo, provenienti dal traffico stradale e dall'usura della pavimentazione.

La canaletta, una volta raggiunto il suo massimo grado di riempimento, scaricherà in una condotta posta al di sotto della canaletta stessa tramite pozzetti posti ad un interasse di 40 metri come ricavato da calcolo idraulico.

Per il calcolo idraulico si è utilizzata la formula di Chezy con un coefficiente di Manning per la canaletta CB1 pari a 0,02.

Per le condotte in PEAD si è scelto un coefficiente di Manning pari a 0,011. Le condotte, come riportato nel capitolato Anas, dovranno avere un coefficiente di riempimento massimo di 0,50 per i diametri interni inferiori a 400 mm ed un coefficiente di 0,70 per i diametri interni maggiori o uguali a 400 mm. Sulla scorta di ciò, una volta che la tubazione sarà prossima al suo grado di riempimento massimo, si ricorrerà ad una tubazione con diametro superiore a partire dal successivo pozzetto.

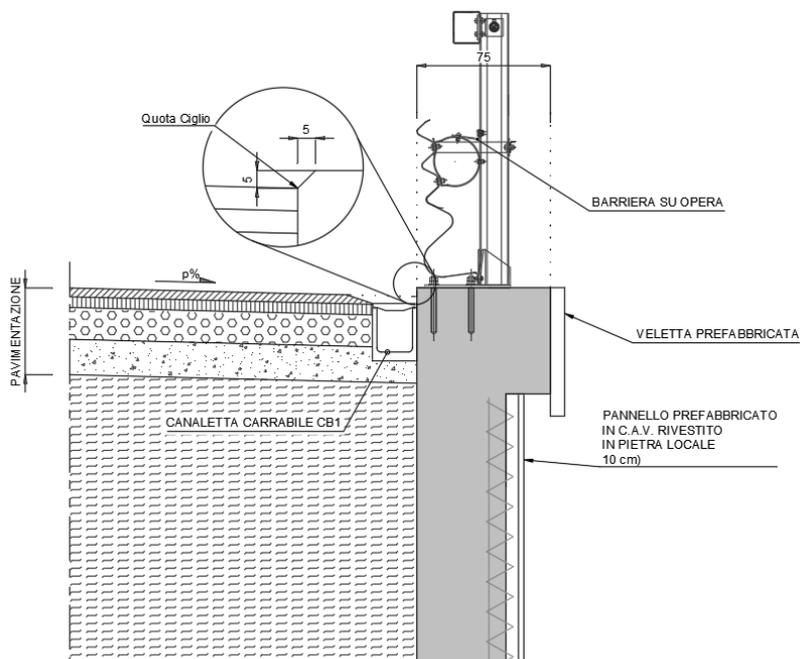


Figura 4 - Margine laterale con muro di sostegno

5.2.6 Sezioni in viadotto e ponte

Nel caso dei viadotti e dei ponti sono previste lungo le banchine, alloggiate in uno scasso del marciapiede, delle caditoie stradali con sottostanti bocchettoni munite di griglie realizzate mediante una lamiera mandorlata forata, collegate alla sottostante tubazione di raccolta in acciaio ancorata all'impalcato mediante staffaggi. Tale tubazione, di diametro minimo Φ 400 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.

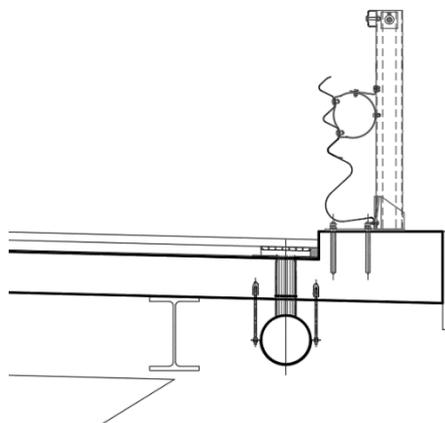


Figura 5 - Margine laterale su viadotto

L'interasse massimo degli scarichi è stato posto cautelativamente pari a 5 m.

5.2.7 Sottopassi dell'asse principale

Nel tratto in sottopasso è previsto un sistema di drenaggio costituito da una canaletta CB1 e da tubazioni in PEAD a partire dal diametro 400 mm, poste al di sotto della banchina. Le canalette scaricano nelle tubazioni tramite pozzetti posti ad interasse ogni 40 m.

La canaletta CB1 ha le medesime caratteristiche dimensionali già menzionate nel paragrafo 5.2.5.

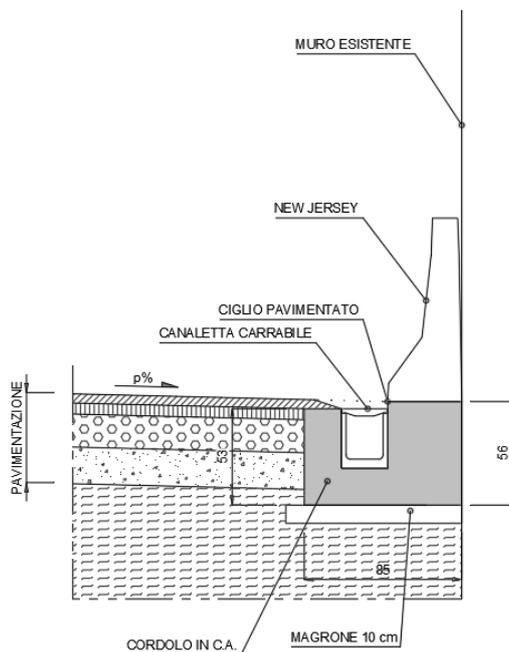


Figura 6 - Margine laterale nei sottopassi

5.2.8 Viabilità secondarie

In corrispondenza delle viabilità secondarie con sede carrabile di larghezza pari o superiore a 6,00 m, si prevede un sistema di smaltimento delle acque meteoriche di tipo aperto, con le seguenti modalità di raccolta:

- In trincea, la realizzazione in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza 0,77 m, con sottostante tubazione in PEAD di collettamento per l'allontanamento delle acque in adiacente recapito o vasca di trattamento. In un primo momento, la raccolta delle acque avviene solamente mediante la cunetta, fin quando la capacità idraulica della cunetta stessa lo consente e non si rende necessaria l'introduzione del collettore sottostante.
- In rilevato le acque verranno trattenute da cordoli longitudinali e successivamente scaricate, attraverso embrici prefabbricati in cls, negli adiacenti fossi di guardia. L'interasse degli embrici viene calcolato tramite la formula di Chezy, adoperando un coefficiente di Manning pari a 0,011.

In caso di viabilità secondarie con sede carrabile di larghezza inferiore a 6,00 m, si prevede sistema di smaltimento delle acque meteoriche di tipo aperto, con le seguenti modalità di raccolta:

- In trincea, la realizzazione in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza 0,5 m. Le acque raccolte verranno recapitate, mediante collettori in PEAD DN 400 nei fossi esistenti o nei fossi di guardia.
- In rilevato, la configurazione prevista consente l'allontanamento delle acque nei fossi adiacenti.

5.3 Verifiche idrauliche delle opere di drenaggio

La verifica di un idoneo dimensionamento delle canalizzazioni di drenaggio viene eseguita, facendo riferimento alle condizioni di moto uniforme, attraverso la relazione di Chezy:

$$V = K \times R_i^{2/3} \times J^{1/2}$$

in cui:

- V = velocità media del flusso (m/s)
- K = coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ($m^{1/3}/s$)
- R_i = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica $A(m^2)$ e contorno bagnato $C(m)$;
- J = pendenza longitudinale (m/m)

associata all'equazione di continuità:

$$Q_p = V \times A$$

ove:

- Q_p = portata (m^3/s)
- A = area bagnata (m^2).

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

- $m = 0,02$ per le canalizzazioni aperte in C.A.
- $m = 0,011$ per le tubazioni in PEAD.
- $m = 0,014$ per le tubazioni in acciaio.

In Allegato vengono riportati i tabulati delle verifiche condotte per i diversi tratti interessati dalla raccolta delle acque meteoriche. Le verifiche sono state condotte a partire dalla caratterizzazione pluviometrica adottata per il presente progetto.

Il collettamento delle acque di piattaforma comporta la realizzazione di una rete di smaltimento che viene riportata per intero verificando per ciascun tratto delle tubazioni il grado di riempimento.

5.3.1 Verifica dei tratti in rilevato

Nei tratti del tracciato che presentano una sezione in rilevato con allontanamento delle acque di piattaforma tramite embrici, si è proceduto al calcolo del passo di questi ultimi.

Il calcolo del passo degli embrici è stato eseguito rapportando la portata drenata, calcolata come segue,

$$Q = \frac{\Phi \cdot l \cdot L \cdot i(\tau)}{3600}$$

e la portata del ciglio della piattaforma. Il valore ottenuto indica il passo da adottare per il tratto oggetto di studio.

Per la determinazione della portata massima smaltibile dal ciglio stradale, è stata utilizzata la relazione di Chezy.

$$V = K \times R_i^{2/3} \times J^{1/2}$$

in cui:

- V = velocità media del flusso (m/s)
- K = coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ($m^{1/3}/s$)
- R_i = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica $A(m^2)$ e contorno bagnato $C(m)$;
- J = pendenza longitudinale (m/m)

associata all'equazione di continuità:

$$Q_p = V \times A$$

ove:

- Q_p = portata (m^3/s)
- A = area bagnata (m^2).

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto $K=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Si riportano di seguito i tabulati di calcolo eseguiti.

Portata del ciglio della piattaforma	Pt pend. Trasn. Piattaf. [m/m]	0,025	0,03	0,035	0,04	0,045	0,05	0,055	0,06		
	B largh. Banchina [m]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,91	0,83		
	h altezza cordolo bagnato [m]	0,025	0,03	0,035	0,04	0,045	0,05	0,05	0,05		
	n coeff. Scabrezza	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016		
	A area [mq]	0,012	0,015	0,017	0,020	0,022	0,025	0,023	0,021		
	C contorno bagnato [m]	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,05	0,96	0,88		
	R raggio idraulico [m]	0,012	0,015	0,017	0,019	0,022	0,024	0,024	0,024		
	i pendenza ciglio	Q portata [l/s]	0,001	1,31	1,77	2,28	2,84	3,44	4,09	3,70	3,38
			0,002	1,85	2,50	3,22	4,01	4,86	5,78	5,24	4,78
			0,0025	2,07	2,79	3,60	4,48	5,44	6,46	5,85	5,35
			0,005	2,93	3,95	5,09	6,34	7,69	9,14	8,28	7,56
			0,01	4,14	5,59	7,20	8,97	10,88	12,92	11,71	10,70
			0,015	5,07	6,85	8,82	10,98	13,32	15,82	14,34	13,10
			0,02	5,85	7,90	10,19	12,68	15,38	18,27	16,56	15,13
			0,025	6,54	8,84	11,39	14,18	17,20	20,43	18,51	16,91
			0,03	7,17	9,68	12,47	15,53	18,84	22,38	20,28	18,52
			0,035	7,74	10,46	13,47	16,78	20,35	24,17	21,90	20,01
			0,04	8,28	11,18	14,40	17,93	21,75	25,84	23,41	21,39
			0,045	8,78	11,86	15,28	19,02	23,07	27,41	24,83	22,69
0,05	9,25	12,50	16,10	20,05	24,32	28,89	26,18	23,92			
0,055	9,71	13,11	16,89	21,03	25,51	30,30	27,45	25,08			
0,06	10,14	13,69	17,64	21,97	26,64	31,65	28,68	26,20			

Intensità [mm/h] di pioggia 5 min									
168,15									
Coeff. di deflusso pavimentazioe									
1		Interasse embrici (m)							
Larghezza equivalente carreggiata [m]	Portata drenata al metro [l/s]	Pendenza trasversale							
14,00	0,654	0,025	0,03	0,035	0,04	0,045	0,05	0,055	0,06
Pendenza ciglio	0,001	2	3	3	4	5	6	6	5
	0,002	3	4	5	6	7	9	8	7
	0,0025	3	4	6	7	8	10	9	8
	0,005	4	6	8	10	12	14	13	12
	0,01	6	9	11	14	17	20	18	16
	0,015	8	10	13	17	20	24	22	20
	0,02	9	12	16	19	24	28	25	23
	0,025	10	14	17	22	26	31	28	26
	0,03	11	15	19	24	29	34	31	28
	0,035	12	16	21	26	31	37	33	31
	0,04	13	17	22	27	33	40	36	33
	0,045	13	18	23	29	35	42	38	35
	0,05	14	19	25	31	37	44	40	37
	0,055	15	20	26	32	39	46	42	38
0,06	16	21	27	34	41	48	44	40	

5.3.2 Verifica dei tratti in trincea

Le cunette sono previste sul margine esterno della strada ed hanno le caratteristiche geometriche indicate nelle sezioni tipo. La loro funzione è quella di raccogliere le acque provenienti dalla piattaforma stradale e dalle scarpate.

La portata massima smaltibile dalla cunetta in funzione della pendenza longitudinale della strada è stata calcolata con la legge di Gauckler-Strickler-Manning, avendo fissato il massimo riempimento della superficie della cunetta.

La portata vale:

$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_f^{2/3} \cdot j_c^{1/2};$$

$K = 0,02$ (Coefficiente di Manning);

j_c = pendenza longitudinale

A_c = Area Bagnata in mq con

$$A_c = \frac{b \cdot y}{2};$$

dove b è la larghezza della cunetta

R = Raggio idraulico in m, con

$$R = \frac{A_c}{C} \text{ e}$$

$$C = y \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{1}{j^2}} \right) = \text{Contorno bagnato}$$

La portata affluente è stata calcolata con la formula seguente:

$$Q = \frac{(\Phi_1 \cdot l + \Phi_2 \cdot S) \cdot L \cdot i(25, \tau)}{3600}$$

dove:

L = sviluppo massimo assegnabile alla cunetta in m;

Q = portata massima di smaltimento in l/s;

l = larghezza di piattaforma più cunetta in m;

S = larghezza media, in proiezione orizzontale, della scarpata verticale;

Φ_1 = coefficiente di deflusso della superficie pavimentata = 1.0;

Φ_2 = coefficiente di deflusso della scarpata = 0.5.

Quando l'apporto di acqua piovana di un determinato tratto di strada raggiunge la predetta portata massima, la canaletta non sarà più in grado di smaltire le portate affluenti, per cui si dovrà prevedere una caditoia, che consenta di deviare le acque defluenti nel tubo collettore posto al di sotto della cunetta.

Con questo procedimento si ricava l'interasse tra i pozzetti di raccolta; il calcolo dell'interasse massimo prima dello scarico può essere determinato per ciascuna pendenza longitudinale. In

considerazione del fatto che è necessario garantire la manutenzione della condotta, si è scelto di portare l'interasse minimo a 40 metri, anche quando il calcolo consentirebbe un interasse più ampio.

5.3.3 Verifica dei tratti in viadotto

Per i tratti in viadotto si è considerato ammissibile l'allagamento dello spazio intercluso tra il cordolo del viadotto e l'interruzione dello strato di usura.

Si realizza così un canale di bordo rettangolare con una larghezza $B = 0.35$ m e con un tirante d'acqua di 5 cm per tutto il tratto in viadotto.

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 $\Phi 300$ 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-Manning, applicata ad un canale di sezione triangolare:

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

con $K = 62,5 \text{ m}^{1/3} \text{ sec}^{-1}$ pari a Manning $n = 0.016$

$A =$ area bagnata $= 0,009 \text{ mq}$

$C =$ contorno bagnato $= 0,45 \text{ m}$

$R =$ raggio idraulico $= A/C = 0,019$

Fissando l'area bagnata come una costante ed una pendenza trasversale di 2,5% dal calcolo per il tratto interessato, si ottiene che l'interasse da adottare è pari a 5 m.

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. 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:

$$Q = C_q h \pi D \sqrt{2gh} \text{ con } C_q = 0,35 .$$

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

$$Q = C_q A \sqrt{2gh} \text{ con } C_q = 0,6 \text{ e } A = \text{area del discendente.}$$

Le due relazioni forniscono lo stesso risultato quando:

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

I bocchettoni di progetto hanno un carico all'imbocco pari a circa 5.0 cm e un discendente Φ 125 mm. Per questa geometria si deve utilizzare la prima formula che fornisce un valore di portata massima smaltibile pari a 7.85 l/s.

Tale valore risulta essere sempre superiore ai valori di portata drenata dalla piattaforma con gli interassi degli scarichi precedentemente assegnanti (5 metri sull'asse principale e 10 metri sulle complanari).

5.3.4 Verifica idraulica dei collettori

La determinazione del diametro D dei tubi di collegamento tra i pozzetti di raccolta sottostanti la cunetta, le canalette CB1 o attraversanti la carreggiata e quelli di allontanamento, dovrà essere effettuata con la formula di Gauckler-Strickler-Manning con

$$K = 1/n = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1} \text{ per le tubazioni in acciaio con } n = 0,014$$

$$K = 90 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1} \text{ per le tubazioni in PEAD con } n = 0,011$$

e ipotizzando un riempimento massimo delle tubazioni pari al 50% per le tubazioni con diametro interno inferiore ai 400 mm e un grado di riempimento del 70% per i diametri pari o superiori a 400 mm.

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} i^{1/2} \frac{\text{mc}}{\text{sec}}$$

con:

i = pendenza longitudinale della tubazione

$A = \pi D^2/4$ = Area Bagnata in mq

$C = \pi D$ = Contorno bagnato in m

$R = D/4$ = Raggio idraulico in m

I collettori usati hanno diametri minimi pari a ϕ 400. Per permettere l'ispezionabilità dei collettori si è posto pari a circa 40 metri l'interasse massimo dei pozzetti.

In allegato si riportano i risultati delle verifiche idrauliche dei collettori, realizzati nelle sezioni in trincea, in rilevato o nello spartitraffico, suddivise per recapito finale.

5.4 Allegati

Si riporta qui di seguito i tabulati delle verifiche eseguite sulle reti di collettori.

5.4.1 Rete di smaltimento A

Ubicazione	Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico canaletta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diam. condotta	Velocità di deflusso max	Tempo Corriv.	Portata drenata (l/s)	% grado riemp.
Spartitraffico	25-a	24-a	180	40	0,025	400	2,90	5,00	121,07	44,39%
Spartitraffico	24-a	23-a	-	40	0,025	500	3,76	5,23	144,80	35,38%
Spartitraffico	23-a	22-a	-	20	0,025	500	3,76	5,41	168,39	38,36%
Condotta al pozzetto di confluenza	22-a	16-a	-	9,5	0,01	500	2,38	5,50	179,93	51,59%
marg. carr. Dx	21-a	20-a	80	40	0,025	400	2,90	5,00	53,81	28,79%
marg. carr. Dx	20-a	19-a	-	40	0,025	400	2,90	5,23	78,98	35,17%
marg. carr. Dx	19-a	18-a	-	40	0,03	400	3,17	5,46	103,14	38,64%
marg. carr. Dx	18-a	17-a	-	40	0,03	400	3,17	5,67	126,60	43,25%
marg. carr. Dx	17-a	16-a	-	20	0,03	400	3,17	5,88	149,27	47,49%
Pozzetto di confluenza										
marg. carr. Dx	16-a	15-a	-	40	0,02	500	3,36	6,08	330,54	60,73%
marg. carr. Dx	15-a	14-a	-	40	0,02	500	3,36	6,28	349,57	63,07%
marg. carr. Dx	14-a	13-a	-	40	0,02	500	3,36	6,48	368,11	65,38%
marg. carr. Dx	13-a	12-a	-	40	0,02	630	3,92	6,65	387,00	45,97%
marg. carr. Dx	12-a	11-a	-	40	0,025	630	4,39	6,80	406,00	44,34%
marg. carr. Dx	11-a	10-a	-	40	0,025	630	4,39	6,95	424,64	45,48%
marg. carr. Dx	10-a	9-a	-	40	0,025	630	4,39	7,10	442,95	46,59%
marg. carr. Dx	9-a	8-a	-	20	0,025	630	4,39	7,18	463,28	47,81%
marg. Carr. Sx	34-a	33-a	80	40	0,02	400	2,59	5,26	52,52	30,11%
marg. Carr. Sx	33-a	32-a	-	40	0,02	400	2,59	5,51	76,99	36,83%
marg. Carr. Sx	32-a	31-a	-	40	0,02	400	2,59	5,77	100,41	42,56%
marg. Carr. Sx	31-a	30-a	-	40	0,025	400	2,90	6,00	123,17	44,83%
marg. Carr. Sx	30-a	29-a	-	40	0,03	400	3,17	6,21	145,37	46,76%
marg. Carr. Sx	29-a	28-a	-	20	0,03	500	4,12	6,29	168,55	36,54%
Condotta al pozzetto di confluenza	28-a	8-a	-	20	0,01	500	2,38	6,43	178,68	51,43%
Pozzetto di confluenza										
marg. carr. Dx	8-a	7-a	-	80	0,03	630	4,81	7,45	632,40	54,50%
marg. carr. Dx	7-a	6-a	-	40	0,03	630	4,81	7,59	670,78	56,54%
marg. carr. Dx	6-a	5-a	-	40	0,03	630	4,81	7,73	686,75	57,39%
marg. carr. Dx	5-a	4-a	-	40	0,03	630	4,81	7,87	702,50	58,23%

Ubicazione	Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico canaletta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diam. condotta	Velocità di deflusso max	Tempo Corriv.	Portata drenata (l/s)	% grado riemp.
marg. Carr. Sx	27-a	26-a	70	40	0,03	400	3,17	5,21	46,16	25,42%
Condotta al pozzetto di confluenza	26-a	4-a	-	30	0,01	400	1,83	5,48	70,77	42,47%
Pozzetto di confluenza										
marg. carr. Dx	4-a	3-a	-	40	0,03	630	4,81	8,01	776,98	62,17%
marg. carr. Dx	3-a	2-a	-	40	0,03	630	4,81	8,15	791,83	62,97%
marg. carr. Dx	2-a	1-a	-	40	0,03	630	4,81	8,29	806,49	63,76%
Condotta alla vasca di trattamento	1-a	vasca 1	-	70	0,03	630	4,81	8,53	816,13	64,29%

5.4.2 Rete di smaltimento B

Semisvincolo 1 San Leonardo

Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico cunetta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta	Velocità di deflusso max	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
6-b	7-b	78	8	0,01	400	1,83	5,00	20,04	22,04%
7-b	8-b	30	32	0,01	400	1,83	5,07	29,73	26,86%
8-b	9-b	-	18	0,01	400	1,83	5,36	47,79	34,43%
9-b	1-b	-	16	0,01	400	1,83	5,53	57,81	38,02%
2-b	10-b	-	8,5	0,01	400	1,83	5,08	9,27	15,09%
10-b	1-b	-	8,5	0,01	400	1,83	5,15	14,16	18,56%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
Portata in ingresso al pozzetto 1-b (l/s)	71,97								
11-b	fosso	48	23	0,01	400	1,83	5,00	28,03	26,06%
17-b	18-b	55	32	0,03	400	3,17	5,00	26,97	19,44%
18-b	14-b	-	10	0,01	400	1,83	5,17	34,64	29,05%
14-b	15-b	-	20	0,01	400	1,83	5,26	34,35	28,92%
15-b	12-b	-	22	0,01	400	1,83	5,44	38,72	30,77%
12-b	fosso	-	8	0,01	400	1,83	6,06	41,91	32,06%
23-b	22-b	37	15	0,01	400	1,83	5,00	9,51	15,28%
22-b	21-b	-	18	0,01	400	1,83	5,14	18,03	20,90%

Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico cunetta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta	Velocità di deflusso max	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
21-b	20-b	-	20	0,01	400	1,83	5,30	27,97	26,04%
20-b	19-b	-	12	0,01	400	1,83	5,48	32,44	28,08%
19-b	26-b	20	10	0,01	400	1,83	5,59	35,05	29,22%
24-b	27-b	37	13	0,01	400	1,83	5,00	9,51	15,28%
27-b	25-b	-	17	0,01	400	1,83	5,12	16,90	20,25%
25-b	16-b	-	17	0,01	400	1,83	5,27	26,34	25,27%
16-b	26-b	-	22	0,01	400	1,83	5,43	35,51	29,41%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
26-b	fosso	-	10	0,01	400	1,83	5,68	88,88	48,34%

5.4.3 Rete di smaltimento C

Svincolo 1

Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico cunetta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta	Velocità di deflusso max	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
1-c	2-c	68	40	0,015	400	2,24	5,00	39,70	28,08%
2-c	3-c	-	40	0,015	400	2,24	5,30	61,33	35,21%
3-c	4-c	-	40	0,015	400	2,24	5,59	81,85	41,15%
4-c	5-c	-	34	0,015	400	2,24	5,89	101,41	46,39%
5-c	6-c	-	23	0,015	500	2,60	6,14	117,35	36,24%
12-c	8-c	30	28	0,015	400	2,24	5,00	17,52	18,65%
8-c	7-c	-	33	0,015	400	2,24	5,21	24,23	21,89%
7-c	6-c	-	40	0,015	400	2,24	5,45	31,83	25,09%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
6-c	9-c	-	10	0,015	500	2,60	6,29	160,21	42,94%
9-c	10-c	78	40	0,015	500	2,60	6,36	205,19	49,45%
10-c	11-c	-	29	0,015	500	2,60	6,61	221,73	51,78%
11-c	fosso	-	10	0,015	500	2,60	6,80	233,39	53,41%
13-c	14-c	58	40	0,015	400	2,24	5,00	44,70	29,84%
14-c	fosso	33	50	0,015	400	2,24	5,30	99,42	45,89%
15-c	16-c	62	40	0,02	400	2,59	5,00	47,78	28,69%
16-c	17-c	-	40	0,02	400	2,59	5,26	76,73	36,75%

Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico cunetta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta	Velocità di deflusso max	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
17-c	18-c	-	40	0,02	400	2,59	5,51	104,39	43,49%
18-c	19-c	-	40	0,02	500	3,01	5,77	123,91	34,55%
19-c	20-c	-	33	0,02	500	3,01	5,99	143,07	37,29%
20-c	fosso	-	30	0,02	500	3,01	6,18	158,41	39,42%

5.4.4 Rete di smaltimento D

Viabilità Cava di pietra

Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico cunetta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
3-d	2-d	6,5	13	0,01	400	5,00	3,80	9,83%
2-d	1-d	-	12	0,01	400	5,12	11,26	16,59%
13-d	1-d	100	45	0,04	400	5,00	25,69	17,69%
POZZETTO DI CONFLUENZA								
1-d	12-d	-	12	0,01	400	5,23	50,62	35,42%
14-d	12-d	80	45	0,04	400	5,00	20,55	15,86%
POZZETTO DI CONFLUENZA								
12-d	11-d	-	12	0,012	400	5,34	93,25	47,14%
11-d	10-d	-	10	0,012	400	5,44	97,27	48,30%
10-d	9-d	-	13	0,012	400	5,52	100,57	49,25%
9-d	14-d	-	50	0,012	400	5,63	102,79	49,88%
3-d	4-d	6,5	17	0,01	400	5,00	3,80	9,84%
5-d	4-d	68	14	0,04	400	5,00	17,47	14,66%
POZZETTO DI CONFLUENZA								
4-d	7-d	-	12	0,01	400	5,15	20,95	22,53%
6-d	7-d	52	15	0,04	400	5,00	13,36	12,88%
7-d	8-d	-	22	0,01	400	5,26	33,77	28,67%
8-d	15-d	-	52	0,01	400	5,83	37,41	30,22%
15-d	14-d	-	10	0,01	400	6,30	36,02	29,64%
POZZETTO DI CONFLUENZA								
14-d	fosso	-	20	0,01	500	6,30	137,53	44,16%

5.4.5 Rete di smaltimento E

Viadotto Candelaro

Coeff. di manning	0,014	ACCIAIO							
Coeff. di manning	0,011	PEAD							
Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta DN	Tipo collettore	Velocità di deflusso max	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
Mezzeria viadotto	2-e	83	0,003	400	ACCIAIO	0,83	5,00	38,77	42,85%
Mezzeria viadotto	1-e	83	0,003	300	ACCIAIO	0,72	5,00	19,38	41,02%
1-e	2-e	5	0,01	300	ACCIAIO	1,31	6,93	16,56	27,48%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
2-e	3-e	42	0,01	400	PEAD	1,83	6,93	49,67	38,14%
3-e	4-e	33	0,01	400	PEAD	1,83	7,32	64,72	43,80%
11-e	4-e	84	0,01	400	PEAD	1,83	5,00	39,24	30,97%
4-e	8-e	21	0,01	500	PEAD	2,38	8,00	105,56	38,18%
Mezzeria viadotto	5-e	66	0,003	400	ACCIAIO	0,83	5,00	30,83	37,78%
Mezzeria viadotto	6-e	66	0,003	300	ACCIAIO	0,72	5,00	15,41	36,23%
6-e	5-e	5	0,01	300	ACCIAIO	1,31	6,54	13,54	24,83%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
5-e	7-e	42	0,01	400	PEAD	1,83	6,54	40,63	31,56%
7-e	8-e	33	0,01	400	PEAD	1,83	6,92	56,30	37,50%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
8-e	fosso	11	0,01	500	PEAD	2,38	7,60	174,58	50,67%

Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta DN	Tipo collettore	Velocità di deflusso max	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
Mezzeria viadotto	19-e	83	0,003	400	ACCIAIO	0,83	5,00	38,77	42,84%
Mezzeria viadotto	12-e	83	0,003	300	ACCIAIO	0,72	5,00	19,38	41,03%
12-e	19-e	5	0,01	300	ACCIAIO	1,31	6,93	16,56	27,48%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
19-e	9-e	42	0,01	400	ACCIAIO	1,94	6,93	49,67	35,34%

Coeff. di manning	0,014	ACCIAIO							
Coeff. di manning	0,011	PEAD							
Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta DN	Tipo collettore	Velocità di deflusso max	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
9-e	10-e	33	0,01	400	ACCIAIO	1,52	7,30	64,81	40,80%
10-e	18-e	21	0,01	500	PEAD	2,38	8,02	74,20	31,67%
Mezzeria viadotto									
16-e	17-e	12	0,003	400	ACCIAIO	0,83	5,00	38,77	42,84%
17-e	18-e	55	0,003	400	ACCIAIO	0,83	5,24	43,38	45,63%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
18-e	15-e	55	0,01	500	PEAD	1,99	6,34	145,59	39,83%
Mezzeria viadotto									
13-e	14-e	12	0,005	300	ACCIAIO	1,18	5,00	19,38	35,71%
14-e	15-e	55	0,005	300	ACCIAIO	1,18	5,17	21,83	38,08%
POZZETTO DI CONFLUENZA									
15-e	vasca 3	42	0,01	500	PEAD	2,38	5,00	185,44	52,54%

5.4.6 Rete di smaltimento F

Complanare Ovest – Asse principale

Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico cunetta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
1-f	2-f	40	40	0,003	400	5,00	19,62	29,55%
2-f	3-f	-	40	0,003	400	5,66	36,94	41,36%
3-f	4-f	-	40	0,003	500	6,33	52,53	36,26%
4-f	5-f	-	40	0,003	500	6,84	67,46	41,53%
5-f	6-f	-	40	0,003	500	7,35	81,44	46,16%
POZZETTO DI CONFLUENZA								
13-f	14-f	40	40	0,003	400	5,00	30,83	37,48%
14-f	15-f	-	40	0,003	500	5,66	58,05	38,26%
15-f	16-f	-	40	0,003	500	6,18	83,52	46,82%
16-f	17-f	-	28	0,003	500	6,69	107,17	54,27%
POZZETTO DI CONFLUENZA								
19-f	18-f	40	40	0,003	400	5,00	23,35	32,35%
18-f	17-f	-	21	0,003	500	5,66	51,02	35,71%
POZZETTO DI CONFLUENZA								
17-f	6-f	-	49	0,003	630	5,93	198,20	54,20%
POZZETTO DI CONFLUENZA								
6-f	7-f	-	40	0,003	800	7,86	267,61	44,51%
7-f	8-f	-	40	0,003	800	8,24	277,09	45,41%
8-f	9-f	-	40	0,003	800	8,61	286,31	46,24%
9-f	10-f	-	40	0,003	800	8,99	295,28	47,07%
10-f	11-f	-	40	0,003	800	9,36	304,03	47,86%
11-f	12-f	-	12	0,003	800	9,73	312,56	48,62%
12-f	vasca 4	-	10	0,01	800	9,85	315,08	35,02%

5.4.7 Rete di smaltimento G

Svincolo 4

Ubicazione	Pozzetto X	Pozzetto Y	Sviluppo primo scarico canaletta	Sviluppo tubazione	Pendenza condotta	Diametro condotta	Velocità di deflusso max	Tempo di corrivazione (min)	Portata drenata (l/s)	% Riempimento
marg. carr. Dx	1-g	2-g	40	40	0,005	400	1,30	5,00	24,29	28,93%
marg. carr. Dx	2-g	3-g	40	21	0,005	500	1,68	5,51	69,50	36,73%
marg. carr. Dx	3-g	4-g	-	40	0,003	500	1,16	5,72	80,22	45,77%
marg. carr. Dx	4-g	5-g	-	40	0,003	500	1,16	6,30	98,34	51,53%
marg. carr. Dx	5-g	6-g	-	40	0,003	500	1,16	6,87	115,14	56,75%
marg. carr. Dx	6-g	7-g	-	40	0,003	500	1,16	7,44	130,82	61,63%
marg. carr. Dx	7-g	8-g	-	41	0,003	500	1,16	8,01	145,57	66,35%
marg. Carr. Sx	9-g	10-g	40	40	0,003	400	1,00	6,73	21,04	30,64%
marg. Carr. Sx	10-g	11-g	-	40	0,003	400	1,00	5,66	45,74	46,62%
marg. Carr. Sx	11-g	12-g	-	40	0,003	500	1,30	6,18	65,80	40,96%
marg. Carr. Sx	12-g	13-g	-	40	0,003	500	1,30	6,69	84,43	47,13%
marg. Carr. Sx	13-g	14-g	-	40	0,003	500	1,30	7,20	101,85	52,61%
Condotta al pozzetto di confluenza	15-g	8-g	-	17	0,003	500	1,30	7,42	120,48	58,40%
Pozzetto di confluenza										
marg. carr. Dx	8-g	16-g	-	40	0,003	800	1,78	10,65	245,39	42,39%
marg. carr. Dx	16-g	17-g	-	19	0,003	800	1,78	13,66	260,35	43,81%
marg. carr. Dx	17-g	vasca 5	-	25	0,003	800	1,78	16,84	267,46	44,48%