

S.S.n. 106 "Ter"

Lavori occorrenti per la realizzazione della manovra di uscita e della viabilità complanare per il collegamento funzionale tra la SS 106 "Ter" e la viabilità per l'Aeroporto di Reggio Calabria in corrispondenza dello Svincolo di "Malderiti" e Rampa in direzione Sud di immissione sulla SS106 "Ter"

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO



PROGETTISTI

Ing. Roberta Maria IANNOLO
Geom. Antonio CANNATA'



RUP

Ing. Antonella PIRROTTA

Relazione idraulica e idrologica

PROGETTO	LIV. PROG	N. PROG.	FASE	COD. ELABORATO	REVISIONE	SCALA
CZ001Z	E	2201	PE	V001D001DRRE01_A	A	

REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

<u>1.</u>	<u>PREMESSA.....</u>	<u>2</u>
<u>2.</u>	<u>AREA DI INTERVENTO E SOVRAPPOSIZIONE CON AREE A RISCHIO IDRAULICO.....</u>	<u>2</u>
<u>3.</u>	<u>STATO DI FATTO</u>	<u>3</u>
<u>4.</u>	<u>INTERVENTI IN PROGETTO</u>	<u>6</u>
<u>5.</u>	<u>ANALISI IDROLOGICA DEL SITO IN ESAME.....</u>	<u>9</u>
5.1.	ANALISI PROBABILISTICA DELLE PIOGGE	10
5.2.	PRIMO LIVELLO DI REGIONALIZZAZIONE: VAPI	11
5.3.	CURVE DI PIOGGIA INFERIORI ALL'ORA	14
5.4.	BACINI IDROGRAFICI DI RIFERIMENTO	15
5.5.	QUOTE CARATTERISTICHE DEI BACINI	16
5.5.1.	<i>PENDENZA LONGITUDINALE DELLE ASTE MINORI.....</i>	<i>17</i>
5.5.2.	<i>CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE.....</i>	<i>17</i>
5.6.	STIMA DELLE PORTATE	18
<u>6.</u>	<u>COEFFICIENTE DI DEFLUSSO</u>	<u>19</u>
6.1.	RISULTATI OTTENUTI.....	20
<u>7.</u>	<u>IDRAULICA DI PIATTAFORMA</u>	<u>20</u>
7.1.	VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI DILAVAMENTO	22
7.2.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE CADITOIE.....	24
7.3.	VERIFICA IDRAULICA DEI COLLETTORI.....	27
7.4.	VERIFICA FOSSI DI GUARDIA.....	30
7.5.	VERIFICA IDRAULICA DELLE CANALETTE	32

1. PREMESSA

Il seguente studio idrologico e idraulico è parte integrante della progettazione "Lavori occorrenti per la realizzazione della manovra di uscita e della viabilità complanare per il collegamento funzionale tra la SS 106"Ter" e la viabilità per l'Aeroporto di Reggio Calabria in corrispondenza dello Svincolo di "Malderiti" e Rampa in direzione Sud di immissione sulla SS106"Ter", che completa una più complessa viabilità di raccordo autostradale della Città Metropolitana di Reggio Calabria a servizio soprattutto dell'Aeroporto dello Stretto "Tito Minniti".

Nei paragrafi, previo inquadramento dell'area oggetto di intervento, verranno mostrate le analisi idrologiche e le verifiche idrauliche che, a partire da un'analisi probabilistica delle precipitazioni, hanno consentito di stimare le portate di progetto ad assegnato tempo di ritorno, poste alla base del dimensionamento del sistema di drenaggio (quali fossi di scolo, tombini di attraversamento e cunette bordo strada).

2. AREA DI INTERVENTO E SOVRAPPOSIZIONE CON AREE A RISCHIO IDRAULICO

Il sito oggetto di studio è localizzato nel comune di Ravagnese in provincia di Reggio Calabria:



Figura 2-1- Inquadramento area di riferimento

Così come rappresentato in Figura 2-3, in cui si riporta la sovrapposizione del reticolo idrografico messo a disposizione dal Geoportale Nazionale con le opere in progetto, l'area viene attraversata da corsi d'acqua che confluiscono nell'asta principale del Vallone Menga. L'eventuale interferenza con le aree a rischio idraulico è stata verificata previa consultazione delle perimetrazioni messe a disposizione dal sito dell'Ente. Dalla Figura 2-4 si evidenzia come gli interventi interferiscono con le perimetrazioni delle aree d'attenzione PAI, per cui valgono le disposizioni delle NTA della ex AdB Calabria, e delle aree d'attenzione PGRA, per le quali, invece, valgono le disposizioni di cui all'articolo 4 delle PROPOSTE DI MISURE DI SALVAGUARDIA, **collegate alla adozione dei progetti di variante predisposti in attuazione degli aggiornamenti dei PAI alle nuove mappe del PGRA di cui alla delibera Cip n.1 del 20/12/2019.**



Figura 2-2-Reticolo idrografico su area d'intervento

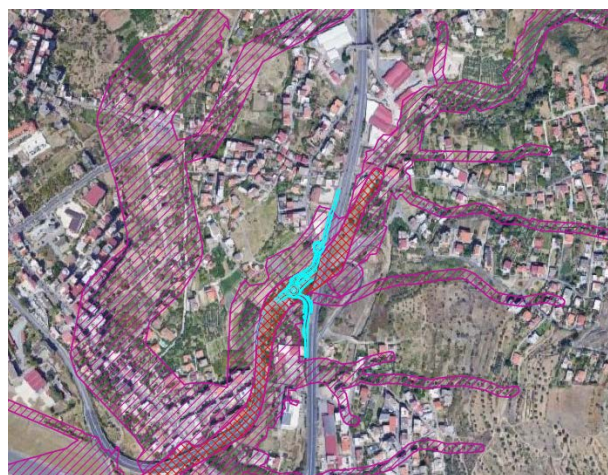


Figura 2-3-Sovrapposizione con aree a rischio idraulico e PGRA

3. STATO DI FATTO

Lo svincolo esistente al km 0+800 sulla SS106Ter non garantisce tutte le manovre necessarie soprattutto in direzione Aeroporto e verso la viabilità comunale (Via del Tordo), e lo stesso non consente un inserimento fruibile ed in completa sicurezza in direzione TA, per la mancanza di una

rampa che collega la viabilità principale alla rotonda esistente. Attualmente l'area di interesse si presenta come rappresentato nelle immagini fotografiche di seguito riportate.



Figura 3-1: Attuale uscita ex-SS106-ter verso centro abitato



Figura 3-2Innesto tra la viabilità complanare e la viabilità comunale esistente



Figura 3-3Vista del punto di recapito del nuovo ramo sulla viabilità locale esistente



Figura 3-4Mini-rotatoria di svincolo



Figura 3-5 Rampa di inserimento in direzione Taranto

Visto lo stato attuale, è risultato quindi opportuno procedere alla valutazione di una soluzione progettuale idoneo al completamento della fruibilità dei raccordi tra viabilità principale e secondarie e all'integrazione funzionale dello Svincolo "MALDERITI" oltre che alla sua messa in sicurezza.

4. INTERVENTI IN PROGETTO

Come sopra precisato, lo svincolo esistente non garantisce tutte le manovre necessarie soprattutto in direzione Aeroporto e Via del Tordo, lo stesso non consente un inserimento fruibile e in completa sicurezza in direzione TA soprattutto per la mancanza di una rampa che collega la viabilità principale alla rotatoria esistente. La soluzione progettuale qui proposta renderà la viabilità più sicura considerando anche gli aggiornamenti normativi, il tutto per consentire i flussi in tutte le direzioni.

Partendo dalle considerazioni qui riportate relative all' obiettivo stato dell'arte delle cose, si è operato in fase preliminare eseguendo una serie mirata ed organizzata di sopralluoghi atti ad individuare e meglio comprendere l'ambito di esecuzione dell'intervento; si è poi proceduto ad analizzare prima disgiuntamente e poi con una visione d'insieme i vari elementi di indagine raccolti nell'intento di poter affrontare nel modo più consono possibile la fase esecutiva di progetto. Si è

partiti da un'analisi della densità veicolare che interessa la zona, per poi passare ad un'analisi geomorfologica del sito e alla correlazione di questa con la geotecnica delle terre desunta per via preliminare dalla relazione geologica e geotecnica arrivando ad ipotizzare un progetto che, nelle intenzioni dei progettisti, sposa le prestazioni richieste dalla committenza ai requisiti di sicurezza che necessariamente devono contraddistinguere i tratti di strada di nuova realizzazione sempre e comunque nel pieno rispetto dell'ambiente circostante o comunque nell'ottica di operare scegliendo la strada a minor impatto ambientale possibile. Successivamente, a mezzo dell'effettuazione di opportuni sondaggi si è giunti a definire le tipologie fondali costruttive più idonee allo stato dei luoghi riscontrato. Detto intervento si concretizza con la realizzazione di uno svincolo atto a convogliare in sicurezza il traffico proveniente dalla ex SS106 in senso di marcia direzione sud diretto al centro del Paese; le caratteristiche geometriche, la posizione piano altimetrica dello svincolo e la relativa organizzazione della sede stradale, sono state fissate in modo da evitare quanto oggi potenzialmente può accadere ovvero sia la nascita di punti di conflitto tra i flussi veicolari.

E' risultato quindi opportuno prevedere la realizzazione di uno svincolo che consta di una rampa di decelerazione con una lunghezza di circa 120,00 metri una larghezza di circa 4,00 metri e con 1 metro di banchina per ogni lato, che si va ad inserire in una prima rotonda con diametro esterno 17 metri, quest'ultima avrà due diramazioni di cui una verso la viabilità Comunale (Via del Tordo) sulla SS106Ter, mentre l'altro confluirà nella seconda rotonda; quest'ultima di diametro esterno 25 metri si innestano 3 bracci di cui due esistenti mentre l'altra di nuova realizzazione costituisce la rampa di immissione sulla SS106.

Stante l'attuale elevata pericolosità dell'innesto comunale, che raccoglie e confluisce il traffico di un intero quartiere cittadino, e l'intenso traffico veicolare che interessa l'arteria principale, la soluzione progettuale proposta prevede la chiusura dell'attuale innesto, individuando con la realizzazione delle prima rotatoria un'immissione sicura alla rampa di collegamento che, confluyendo nella seconda rotatoria, avranno la possibilità di un'immissione nella rampa di accelerazione che verrà realizzata con lo stesso progetto, garantendo una fruibilità del traffico molto più sicura.

Il nuovo tracciato è progettato in categoria stradale B in uscita su strada di categoria C.

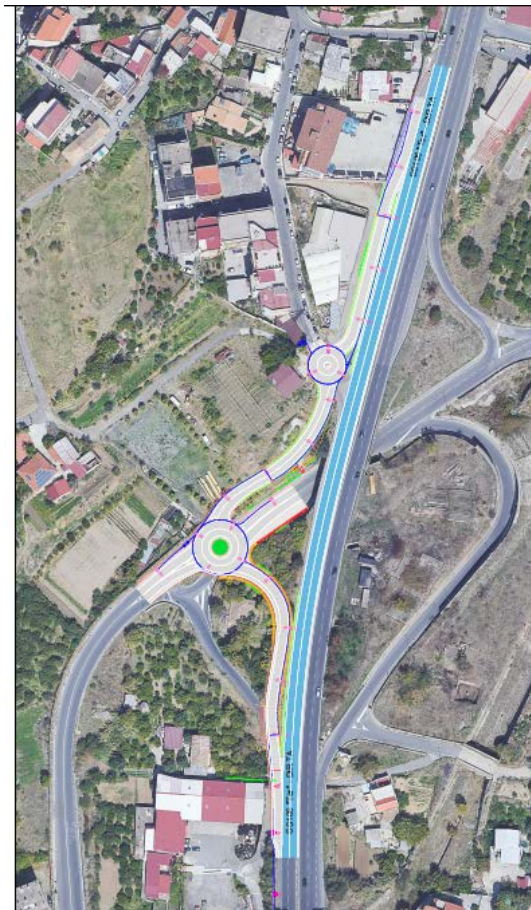


Figura 4-1 - Tracciato di intervento

Data la morfologia del territorio, dato il contesto di attuazione, date le caratteristiche geotecniche ed idrogeologiche dei terreni, si è operato una scelta progettuale nell'intento di accomunare, valutandone per ciascuna parte il peso, una molteplicità di aspetti, taluni puramente tecnici, altri che concorrono all'efficacia dell'intervento strutturale, all'impatto dei lavori sulla popolazione residente durante la fase realizzativa, alla tutela e alla salvaguardia del patrimonio ambientale paesaggistico e culturale, al pieno soddisfacimento delle esigenze e delle prestazioni richieste.

Sono di seguito descritti, in via sintetica ed esemplificativa, gli interventi previsti:

- realizzazione di una doppia rotatoria per consentire il completamento della fruibilità dei raccordi tra viabilità principale e secondarie
- collegamento della SS106Ter alla nuova rampa di svincolo e realizzazione dei necessari raccordi planoaltimetrici con realizzazione della viabilità complanare per l'uscita in diversione dalla viabilità principale;
- realizzazione delle opere di sostegno per l'esecuzione della rampa con pendenza a norma;
- esecuzione pacchetto stradale;
- completamento impianto di barriere di sicurezza laterali e spartitraffico;
- canalizzazione e collegamento della viabilità inferiore, urbana locale con demolizioni ed ampliamenti necessari per eseguire raccordi a norma;
- collegamento del tratto complanare esistente con la viabilità locale comunale;
- esecuzione segnaletica orizzontale e verticale;
- predisposizione e realizzazione dell'impianto d'illuminazione;
- opere minori di completamento.

5. ANALISI IDROLOGICA DEL SITO IN ESAME

Si riportano di seguito le fasi dello studio idrologico effettuato per la determinazione delle portate di progetto.

5.1. ANALISI PROBABILISTICA DELLE PIOGGE

Per definire le curve di possibilità pluviometriche (CPP) è stato effettuato uno studio probabilistico analizzando le curve di frequenza cumulata (CDF) costruite per le serie storiche dei massimi annuali delle piogge di durata 1,3,6,12,24. Il modello probabilistico adoperato è TCEV (Two Component Extreme Value), la cui funzione di probabilità è di tipo:

$$F_x(x) = \exp \left\{ -\Lambda_1 \exp \left(-\frac{x}{\theta_1} \right) - \Lambda_2 \exp \left(-\frac{x}{\theta_2} \right) \right\}, \quad x \geq 0$$

in base al pedice è possibile distinguere una componente base (pedice 1), relativa agli eventi normali e più frequenti, mentre le componenti base (pedice 2), sono relative a eventi più gravosi e rari. La legge probabilistica appena citata è funzione di quattro parametri $\Lambda_1, \theta_1, \Lambda_2, \theta_2$. Tali parametri esprimono il numero medio di eventi indipendenti superiori ad una soglia nelle due popolazioni (Λ_1 e Λ_2) e il loro valore medio (θ_1 e θ_2).

Ponendo la seguente:

$$\theta_* = \frac{\theta_2}{\theta_1} \quad e \quad \Lambda_* = \frac{\Lambda_2}{\Lambda_1 \theta_*}$$

la funzione di probabilità diventa

$$F_x(x) = \exp \left\{ -\Lambda_1 \exp \left(-\frac{x}{\theta_1} \right) - \Lambda_* \Lambda_1^{\frac{1}{\theta_*}} \exp \left[-\frac{x}{(\theta_* \theta_1)} \right] \right\}, \quad x \geq 0$$

e il valore della variabile casuale x , corrispondente al periodo di ritorno T , dipende dai 4 parametri Δ_x , θ_x , Δ_1 , θ_1 , la cui stima può essere effettuata con il metodo dei momenti o della massima verosimiglianza.

Per ridurre l'incertezza della stima ottenuta con le serie storiche disponibili, si utilizzano delle tecniche di analisi regionale che si basano sull'individuazione di vaste aree, indicate come zone o sottozone omogenee, all'interno delle quali è possibile assumere la costanza di alcuni parametri.

- Al 1° livello di regionalizzazione, i parametri θ_x e Δ_x del modello assumono un valore costante all'interno di ampie zone omogenee.
- Al 2° livello di regionalizzazione, oltre alle zone omogenee vengono identificate anche delle sottozone omogenee, per cui oltre ai valori costanti di θ_x e Δ_x si può ritenere costante anche il parametro di scala Δ_1 .
- Al 3° livello di regionalizzazione si persegue in modo regionale anche alla stima del 4° parametro, che, in dipendenza dal metodo che si vuole adottare, può essere θ_1 o μ , quest'ultimo definito valore indice e rappresentante un valore caratteristico della distribuzione.

Le analisi idrologiche condotte nel seguente studio vengono condotte adoperando il primo livello di regionalizzazione.

5.2. PRIMO LIVELLO DI REGIONALIZZAZIONE: VAPI

Il modello TCEV di I livello è stato applicato sul campione di dati della stazione di REGGIO CALABRIA, dalla quale sono stati estrapolati 51 anni di misurazioni dal 1928 al 2013.

51 [Misurazioni]	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
ANNO	mm	mm	mm	mm	mm
1928	15	24	30	36	50.5
1929	20	38.2	50.4	50.8	50.8
1930	12.4	16	21.4	38	43.9
1933	30.5	40	44	58	66
1934	33	38.2	51.6	52	74.5
1936	20.2	30	36.8	62	70.5
1937	16.8	29.2	42.4	59.8	66.6
1938	28.2	32.6	33.8	40.6	44
1939	34.6	34.8	39	43.4	58.6
1941	17	25	33.4	33.4	51.4
1942	22	40	42.8	48.4	49.8
1948	40	47.2	80	85.6	88.6
1950	15	28.6	34	44	48.2
1951	24	28.2	38.8	46.4	60.4
1952	11	17	21.8	22.2	24.4
1953	37	52	58	81.4	112.1
1954	13.6	15.4	26	35	45.4
1955	30	45	50.2	50.6	56.6
1957	16	22.2	36.2	39.6	47.4
1958	20	22	29.4	35.2	39.4
1959	49	60.4	62.6	63	63
1960	80	117.8	122.3	124.8	127.6
1961	24.6	38.2	61.4	68.4	70.8
1962	22.8	42.8	46.2	46.4	51.8
1963	26.8	31.2	31.4	34	41.8
1964	15.4	18.4	24.8	35.6	55.4
1965	42	47.2	47.8	47.8	48.2
1966	13.2	24	33	51.4	54.3
1967	31.6	33.8	40.2	45.8	49.4
1973	12.6	25.8	30.2	30.2	30.2
1988	22	44.8	54.2	57	58.6
1991	38.2	41.6	41.6	47	54
1993	27.4	27.6	27.6	27.8	33.8

1994	20.6	25.8	27.2	53	59.6
1995	11.4	16.4	19.4	29	33
1996	45.4	55	80.2	141.4	176.8
1997	27.4	29.8	32	36.2	40.6
1998	23.2	24.8	24.8	24.8	25.8
1999	24.6	25.6	39.4	40	42.2
2000	35.4	37.8	56.6	73.8	89.6
2003	23.8	27.6	37.6	44.4	54.4
2004	36.6	38.4	38.4	43.6	49.2
2005	22.4	28.6	29.8	31.6	35.8
2006	24.4	25.8	28.4	30.6	30.6
2007	18.4	24.8	28.4	28.6	29.4
2008	47.8	59.6	59.8	59.8	59.8
2009	25.2	28.6	43.6	51.8	63.6
2010	91.2	117.2	119.4	121.4	131
2011	26.4	50.8	70.2	77.8	79.6
2012	22	24	24.8	31	34.4
2013	25.8	36.2	37.4	42	42

Nella ipotesi che la Calabria possa essere considerata come una unica zona pluviometrica omogenea:

$$g^* = 0.418$$

$$\Lambda^* = 2.154$$

Applicando il I Livello di regionalizzazione sono stati ottenuti i seguenti risultati:

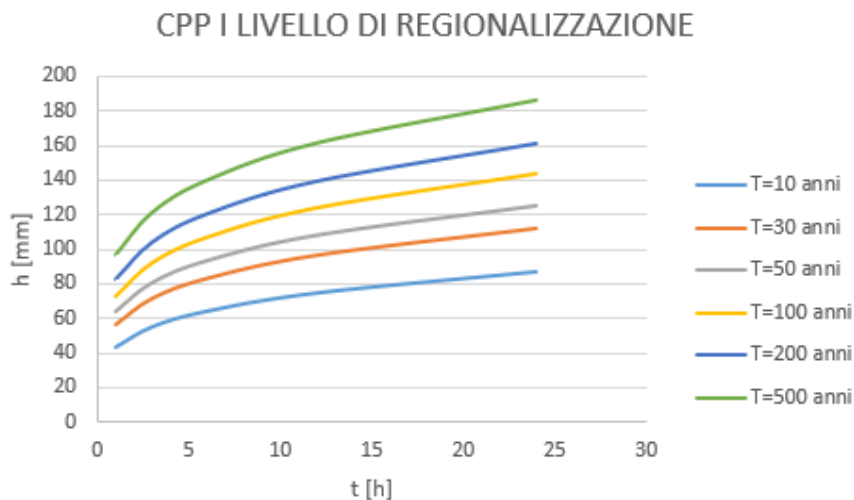


Figura 5-1 - CPP I livello di regionalizzazione

T [anni]	10		30		50		100		200		500	
	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
t [h]	43.06	0.221	56.82	0.215	63.69	0.213	73.33	0.211	83.2	0.209	96.4	0.207
1	43.06		56.82		63.69		73.33		83.2		96.4	
3	54.89		71.96		80.48		92.46		104.67		121.02	
6	63.98		83.52		93.29		107.02		120.99		139.69	
12	74.57		96.94		108.13		123.88		139.85		161.24	
24	86.92		112.52		125.33		143.39		161.65		186.11	

Tabella 1- CPP I livello di regionalizzazione

5.3. CURVE DI PIOGGIA INFERIORI ALL'ORA

La definizione delle curve di possibilità pluviometrica, per eventi di durata inferiore all'ora, è stata effettuata mediante l'applicazione della seguente formula:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = \left(\frac{t}{60}\right)^s,$$

Dove s = 0.39 per la Calabria.

Di seguito vengono riportate le curve di pioggia ottenute per tempi di ritorno T pari a 10,25,50,100,200,500 anni.

T [anni]	10		30		50		100		200		500	
	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
	43.06	0.39	56.82	0.39	63.69	0.39	73.33	0.39	83.20	0.39	96.40	0.39
1	43.06		56.82		63.69		73.33		83.2		96.4	
3	66.09		87.21		97.76		112.55		127.70		147.96	
6	86.61		114.28		128.10		147.49		167.34		193.89	
12	113.49		149.76		167.86		193.27		219.28		254.07	
24	148.72		196.24		219.97		253.26		287.35		332.93	

Tabella 2 - CPP curve inferiori all'ora

5.4. BACINI IDROGRAFICI DI RIFERIMENTO

Le analisi idrologica è stata condotta sul bacino di riferimento, la cui delimitazione è stata definita in funzione delle curve di livello estrapolate dal DTM 5x5 (messo a disposizione dal Geoportale Regionale), mediante strumentazione GIS, e successivamente rappresentate sulla cartografia IGM, come si evince dalla Figura 4-2.

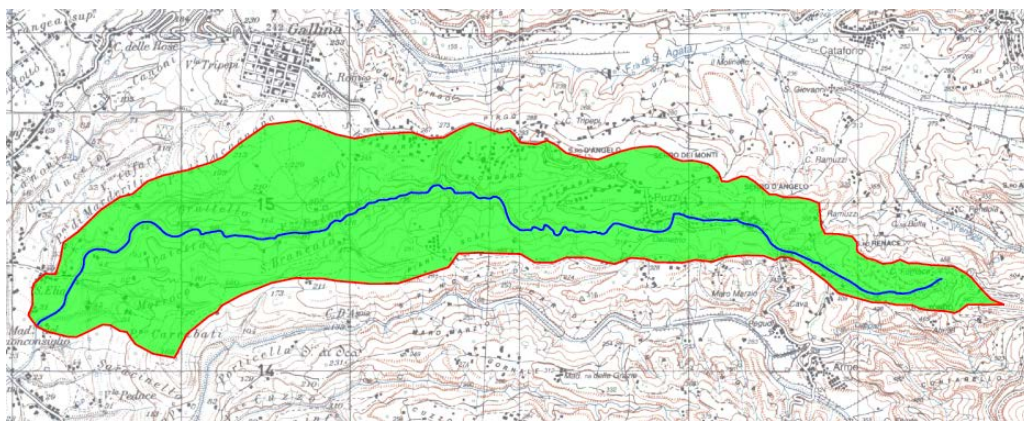


Figura 5-2- Bacino idrografico di riferimento da IGM

Di seguito vengono riportati le caratteristiche del bacino:

BACINO	A [mq]	A [Kmq]	L[m]	L [Km]
BACINO 1	3615375.90	3.62	6404.25	6.40

Tabella 3 - Parametri dei bacini idrografici e delle aste principali

Si riporta di seguito le caratteristiche plano altimetriche individuate per il bacino in esame, usate come riferimento per il calcolo delle portate ad assegnato tempo di ritorno.

5.5. QUOTE CARATTERISTICHE DEI BACINI

Per poter meglio definirne l'idrologia dell'area, per ciascun bacino di riferimento è stata ricavata l'altitudine media, mediante strumentazione GIS, a partire dal DTM messo a disposizione dal geoportale della Regione Calabria, sfruttando un plugin del software, capace di restituire l'altitudine massima, l'altitudine minima, l'altitudine media dell'area e la pendenza dei versanti del bacino.



Figura 5-3 - Calcolo dell'altitudine media del bacino (Ritaglio DTM Bacini)

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti per il bacino in esame:

BACINO	A [mq]	A [Kmq]	L[m]	L [Km]	H _{max} [m s.l.m]	H _{med} [m s.l.m]	H _{min} [m s.l.m]	iv
BACINO 1	3615375.90	3.62	6404.25	6.40	599.99	227.63	24.49	0.36

Tabella 4 - Aree parziali ed altezza media del bacino

5.5.1. PENDENZA LONGITUDINALE DELLE ASTE MINORI

Si è proceduto a calcolare la pendenza dell'asta principale con la formula di Taylor- Schwartz, suddividendo il corpo idrico in una serie di tratti di lunghezza L_j con pendenza i_j praticamente uniforme.

$$i_m = \frac{L^2}{\left(\sum_i \frac{L_j}{\sqrt{i_j}}\right)^2}$$

Il calcolo della pendenza media è stato effettuato sull'intero tratto d'asta, ottenendo i seguenti risultati:

H [m.s.l.m]	H [m.s.l.m]	L [m]	ΔH [m]	ij	L/ij ^{0.5}
457.83	450	33.561	7.83	0.23	69.48
450	400	468.231	50	0.11	1432.86
400	350	572.762	50	0.09	1938.55
350	300	701.43	50	0.07	2627.19
300	250	707.856	50	0.07	2663.38
250	200	561.864	50	0.09	1883.48
200	150	667.888	50	0.07	2441.02
150	100	709.521	50	0.07	2672.78
100	50	1005.031	50	0.05	4505.93
50	25.49	974.365	24.51	0.03	6143.43

Tabella 5 - Pendenze dell'asta principale Bacino

Applicando la formula sopra riportata è stato ottenuto un valore di pendenza media di circa 0.059.

5.5.2. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per procedere al calcolo della portata di piena ad assegnato tempo di ritorno è necessario valutare il tempo di corrivazione, inteso come il tempo impiegato da una goccia di acqua, caduta nel punto

più sfavorito, per raggiungere la sezione di chiusura. Considerate le dimensioni dei bacini, la stima di tale parametro è stata effettuata facendo riferimento ad un valore medio tra la formula empirica di Kirpich, così espressa:

$$t_c = 0.000325 * L^{0.77} * \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{-0.385},$$

e la formula di Puglisi:

$$t_c = 6L^{\frac{2}{3}} * \Delta H^{-\frac{1}{3}},$$

in cui t_c è misurato in ore, L (lunghezza dell’asta principale) in *m*, ΔH è il dislivello del bacino.

Sostituendo nelle formule precedenti i parametri di ciascun bacino, sono stati ottenuti i seguenti valori:

BACINO	t _c [h]		
	Kirpich	Puglisi	Media
BACINO 1	0.41	2.49	1.45

Tabella 6 - Tempo di corrivazione del bacino in esame

5.6. STIMA DELLE PORTATE

La stima delle portate ad assegnato tempo di ritorno è stata effettuata mediante la formula razionale, il cui approccio si basa sull’utilizzo della curva di possibilità pluviometrica e sull’ipotesi che a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo maggiore è prodotta dall’evento la cui durata è identica al tempo di corrivazione.

$$Q = \frac{\Phi i_c A}{3.6}$$

in cui

- Φ è il coefficiente di deflusso, indicante il rapporto tra i deflussi e gli afflussi [ad];
- i_c è l'intensità di pioggia di un evento avente durata $d = t_c$ [mm/ora];
- A è la superficie del bacino (o area scolante) [Km²]
- Q è la portata al colmo di piena che defluisce alla sezione di chiusura in corrispondenza di un evento di durata t_c e tempo di ritorno T [m³/s].

6. COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Considerata la descrizione dei luoghi precedentemente riportata si è deciso di adottare cautelativamente un valore di Φ pari 0.75, superiore a quello corrispondente a terreni poco permeabili e soggetti alle pratiche agricole di cui alla tabella di seguito riportata.

Tipo di suolo	Copertura del bacino		
	Cultivi	Pascoli	Boschi
Suoli molto permeabili sabbiosi o ghiaiosi	0,20	0,15	0,10
Suoli mediamente permeabili (senza strati di argilla). Terreni di medio impasto o simili	0,40	0,35	0,30
Suoli poco permeabili Suoli fortemente argillosi o simili. con strati di argilla vicino alla superficie. Suoli poco profondi sopra roccia impermeabile.	0,50	0,45	0,40

Tabella 7 - Coefficienti di deflusso da letteratura

6.1. RISULTATI OTTENUTI

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dall'applicazione della formula razionale. Nelle tabelle, le intensità di pioggia sono espresse in mm/h . Adottando opportuni fattori di scala sono state successivamente ottenute le portate in m^3/s .

T = 50 ANNI							
BACINO	A [Kmq]	a	n	t_c [h]	i[mm/h]	ϕ	Q[mc/S]
BACINO 1	3.62	63.69	0.21	1.45	47.54	0.75	35.81
T = 100 ANNI							
BACINO	A [Kmq]	a	n	t_c [h]	i[mm/h]	ϕ	Q[mc/S]
BACINO 1	3.62	73.33	0.21	1.45	54.69	0.75	41.20
T = 200 ANNI							
BACINO	A [Kmq]	a	n	t_c [h]	i[mm/h]	ϕ	Q[mc/S]
BACINO 1	3.62	83.20	0.21	1.45	62.01	0.75	46.71
T = 500 ANNI							
BACINO	A [Kmq]	a	n	t_c [h]	i[mm/h]	ϕ	Q[mc/S]
BACINO 1	3.62	96.40	0.21	1.45	71.79	0.75	54.07

Tabella 8 - Calcolo portate per tempo di ritorno di 50, 100 e 200 anni

7. IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Il progetto prevede la realizzazione di un sistema di drenaggio e collettamento delle acque derivanti da tutti i tratti stradali in progetto che, in funzione dell'andamento trasversale e longitudinale, prevede la captazione delle acque meteoriche di piattaforma tramite pozzetti con caditoia disposti lungo i margini della carreggiata e da embrici in cls lungo il cordolo che delimita la carreggiata nei tratti di strada in rilevato.

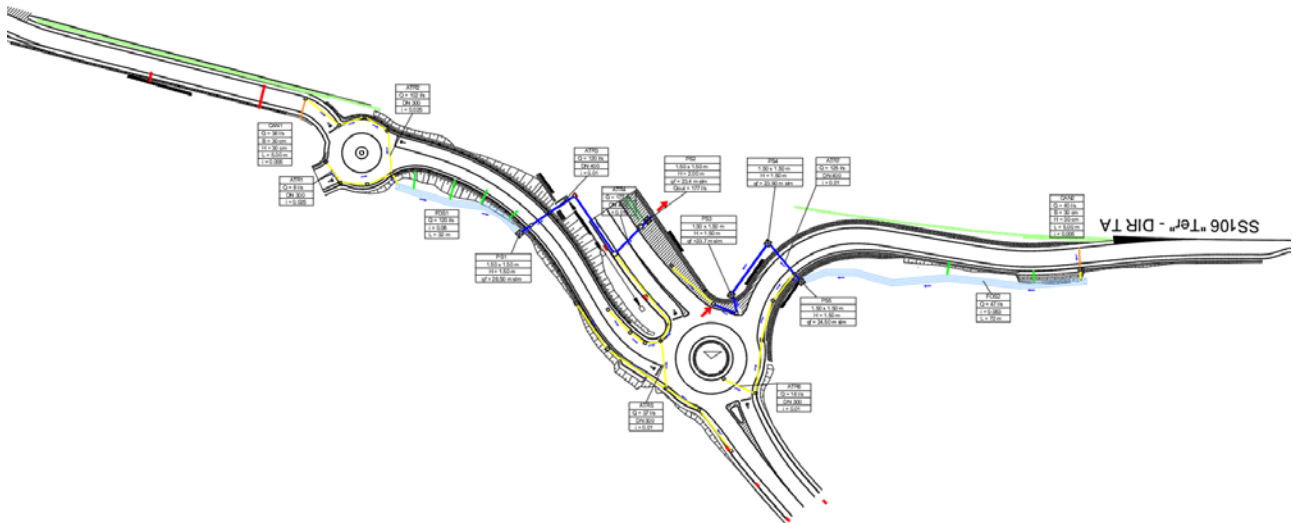


Figura 6-1 - *Planimetria Idraulica.*

Il sistema in progetto prevede che le acque di dilavamento della piattaforma stradale, seguendo la pendenza trasversale delle falde della strada, vengano indirizzate ai bordi della strada e quindi, seguendo i cordoli presenti, possano essere intercettate da caditoie ed embrici posizionati con un interasse tale da garantire la completa captazione della portata defluente in cunetta. Tali sistemi di captazione sono tra loro interconnessi con condotte in materiale plastico di opportuno diametro che convogliano le acque verso il pozzetto di scarico esistente.

Il sistema di drenaggio esistente, costituito da griglie trasversali sulla rampa di uscita e da caditoie e griglia ed a bocca di lupo lungo le cunette della viabilità verso l'aeroporto, laddove interferenti con il sistema di drenaggio in progetto, sarà integrato e collettato alle condotte in progetto.

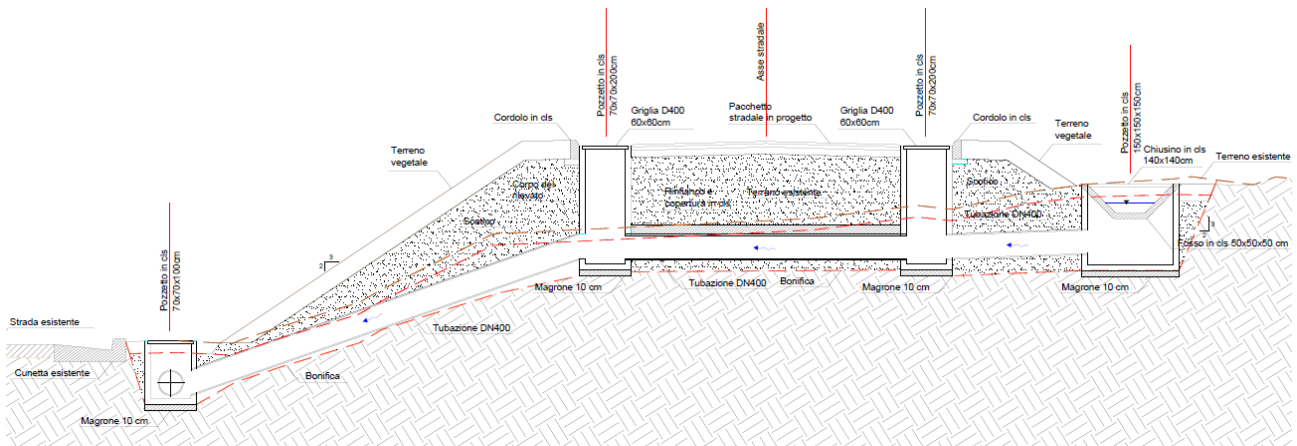


Figura 6-2 - Sezioni tipologica attraversamento carreggiata.

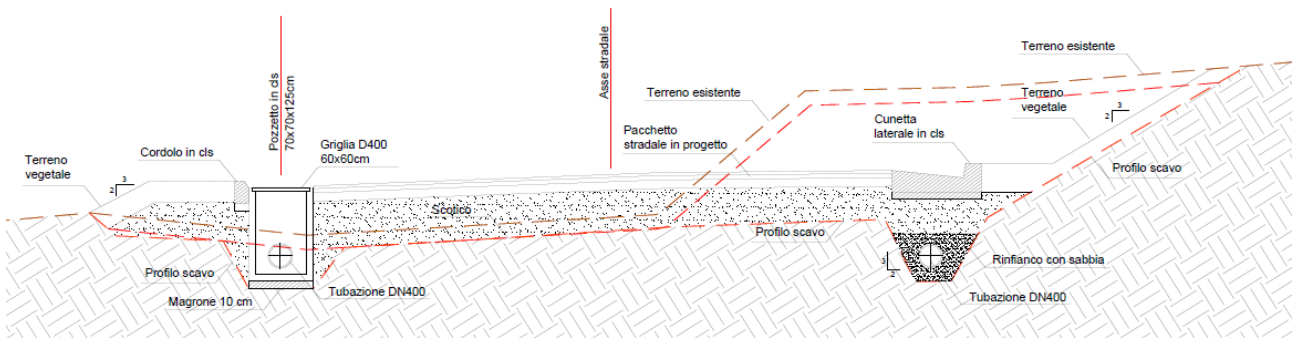


Figura 6-3 - Sezioni tipologica drenaggio laterale.

7.1. VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI DILAVAMENTO

Il calcolo delle portate di progetto è stato effettuato facendo riferimento alla classica formula razionale, procedimento particolarmente semplice ed efficace per calcolare la portata al colmo di piena Q per un dato tempo di ritorno (TR=30 anni) assegnato alle sezioni di chiusura di volta in volta considerate.

$$Q = (\phi i A)/3.60$$

in cui:

Q, indica la portata di pioggia che defluisce nella superficie scolante A [m³/s];

Φ, indica il coefficiente di deflusso, indicante il tipo di copertura dei suoli [-];

i è l'intensità di pioggia, data dal rapporto tra l'altezza di precipitazione e la durata dell'evento posto pari al tempo di corrivazione [mm/h];

A, indica l'area scolante interessata dal deflusso superficiale [km²]

Il coefficiente di deflusso φ tiene conto in primo luogo delle perdite, che, a differenza dell'assunzione precedentemente esposta, non manifestano una proporzionalità lineare con l'intensità di pioggia. La stima di tale coefficiente rappresenta la variabile di maggiore incertezza nella valutazione della portata, pertanto a vantaggio di sicurezza è stato impostato un coefficiente pari a 1.00 per tutte le superfici drenanti all'interno dei bacini stradali individuati.

Considerato la presenza dell'infrastrutture esistenti, per valutare il tempo di corrivazione, definito come l'arco temporale utile affinché, alla sezione di chiusura (caditoia/canaletta) di volta in volta considerata, si raggiunga la portata massima, è stata considerata la formula, suggerita dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland (1971), secondo la quale il tempo di corrivazione può essere stimato secondo la seguente relazione:

$$\tau_c = \left[26,3 \frac{(L/K_s)^{0.6}}{3600^{0.4(1-n)} a^{0.4} i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{0.6+0.4n}}$$

In cui:

L [m] indica la distanza massima percorribile dalla goccia di pioggia fino all'ingresso nel sistema di raccolta, corrispondente alla somma tra la larghezza della superficie scolante e l'interasse tra le caditoie stradali;

$ks[m^{1/3}/s]$, indica il coefficiente di scabrezza di Strickler della superficie scolante;

$a [mm/h]$ ed $n [-]$, rappresentano i parametri della CPP relativa ad un TR = 30 anni;

$i [-]$, indica la pendenza della superficie scolante.

I calcoli relativi alla stima del tempo di corrivazione sono proposti nella tabella sottostante, dalla quale, noti i parametri della CPP relativa ad un TR= 30 anni, emerge la validità dell'approssimazione dedotta dalla letteratura tecnica, che consiglia **un tempo di corrivazione medio pari a 5.00 minuti.**

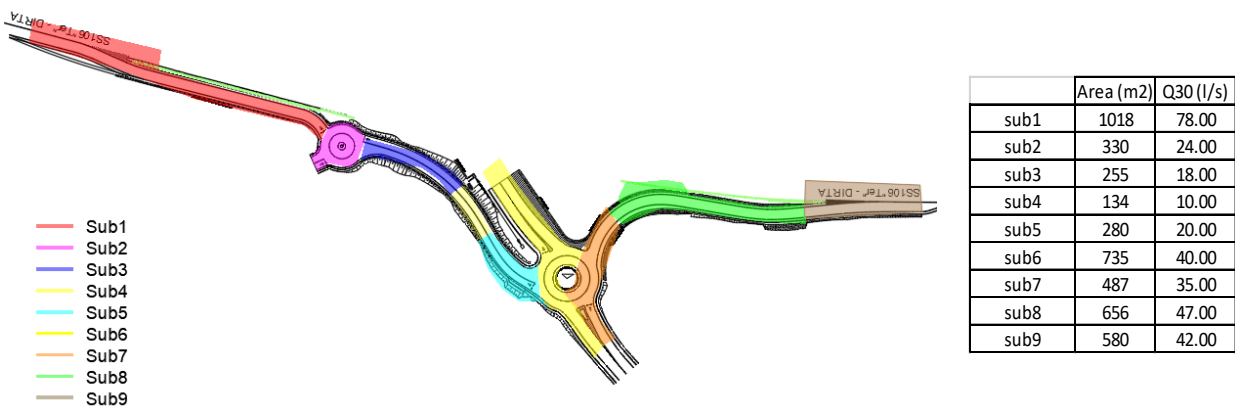


Figura 6-4 - *Suddivisione bacini drenaggio di progetto.*

7.2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE CADITOIE

Considerando i coefficienti a ed n della curva di possibilità climatica caratteristica della zona in oggetto per un tempo di ritorno di 30 anni (vedasi analisi idrologica), e vista la limitata estensione delle superfici scolanti, a favore di sicurezza per la piattaforma stradale è stato assunto un tempo di corrivazione pari 5.00 minuti ottenuto considerando i tempi medi di accesso alla rete e di deflusso in condotta, definendo una intensità di precipitazione pari a:

$$ic=56.82 tc^{(0.39-1)}$$

Da tale valore consegue un coefficiente udometrico (portata in l/s per ettaro di superficie) pari a 718.62 l/s/ha, che verrà adottato per il dimensionamento di tutte le opere di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche da piattaforma stradale:

$$u_{30} = Q[l/s] / A[ha] = \Phi i_c 10000/3600 = \Phi 718.62 [l/s/ha]$$

Per la stima del coefficiente udometrico sopra definito è necessario individuare il valore dei coefficienti di deflusso delle superfici costituenti l'intera struttura viaria; per la piattaforma stradale essendo interamente impermeabile, senza tener conto delle piccole perdite che si hanno nei cosiddetti piccoli invasi, è stato considerato un coefficiente di deflusso pari a $\Phi_p = 1.00$.

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

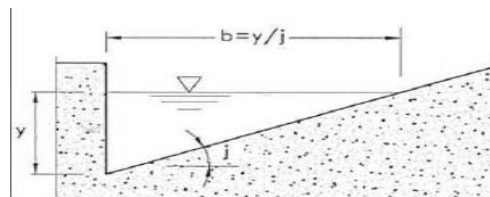


Figura 6-5 - Sezione di calcolo cordolo laterale

$$Q = k_s A R^{2/3} p l^{1/2}$$

con:

- k_s = indice di scabrezza di Strickler, assunto pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- A = area bagnata = $p_t \cdot B^2/2$;
- C = contorno bagnato = $B(1+p_t)$;
- R = raggio idraulico = $A/C = B/2 p_t/(1+p_t)$;
- p_l = pendenza longitudinale
- pendenza trasversale p_t posta pari a 2.50 -5.00 %

Considerando la variabilità della pendenza longitudinale dei tratti di interesse caratterizzati dalla cunetta alla francese, la portata massima smaltibile dal canale triangolare di bordo, con l'ipotesi di allagamento pari a 1 m (B = 1.00 m) e una carreggiata massima di 9.00 m, è riportata nella seguente tabella.

Pendenza trasversale	pt	0.025	0.03	0.035	0.04	0.045	0.05
Banchina allagabile	B	1.00					
Area bagnata	A	0.0125	0.015	0.018	0.02	0.023	0.025
Contorno baganto	Cb	1.025	1.03	1.035	1.04	1.045	1.05
Raggio idraulico	R	0.012	0.015	0.017	0.019	0.022	0.024
Coefficiente scabrezza	ks	70					
Pendenza longitudinale	pt	Q (l/s)					
	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.005	3.3	4.4	6.0	7.1	8.9	10.2
	0.01	4.6	6.3	8.5	10.0	12.6	14.5
Sub1-Sub2	0.015	5.7	7.7	10.4	12.3	15.5	17.7
Sub 7	0.02	6.6	8.9	12.0	14.2	17.9	20.5
Sub 6	0.025	7.3	9.9	13.4	15.9	20.0	22.9
	0.03	8.0	10.8	14.6	17.4	21.9	25.1
	0.035	8.7	11.7	15.8	18.8	23.7	27.1
Sub 5	0.04	9.3	12.5	16.9	20.1	25.3	29.0
	0.045	9.8	13.3	17.9	21.3	26.8	30.7
	0.05	10.4	14.0	18.9	22.5	28.3	32.4

Tabella 9 - Stima della massima portata in cunetta

Lungo la cunetta saranno disposti, con interasse di circa 15 m, dei pozzetti con caditoia, quest’ultime con dimensioni non inferiori a 40 cm x 40 cm. I pozzetti saranno del tipo carrabile e costituiti da elementi prefabbricati in cemento vibrato con misura in pianta 70x70 cm, 100x100 cm e 150x150 cm.

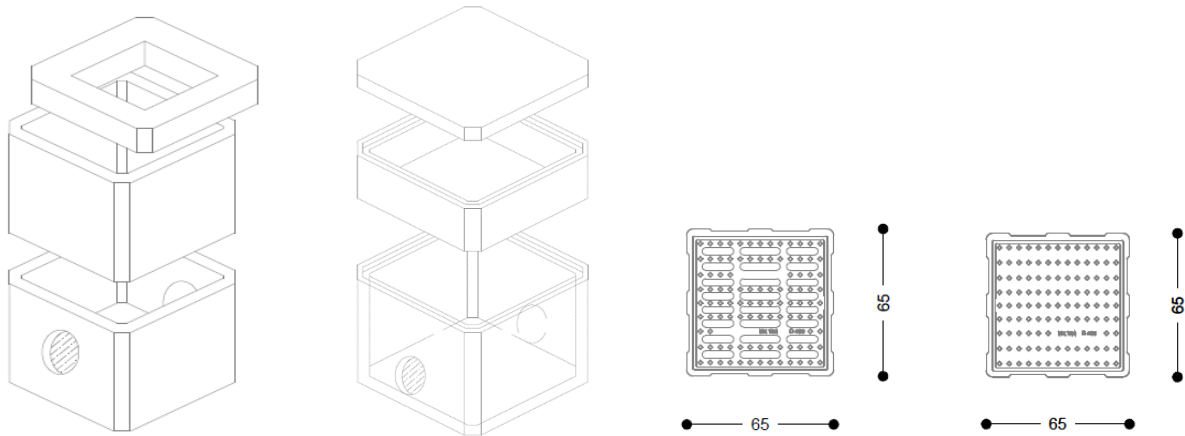


Figura 6-6 - Particolari pozzetti e chiusini carrabili in ghisa

7.3. VERIFICA IDRAULICA DEI COLLETTORI

La verifica delle tubazioni è stata effettuata facendo riferimento alla formula di Gauckler – Strickler:

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

nella quale:

Q= portata [m³/s];

k= coefficiente di scabrezza [m^{1/3}/s];

A= area bagnata [m²];

R= raggio idraulico [m];

i= pendenza [m/m].

Nel calcolo va tenuta in conto una scabrezza superiore a quella normalmente indicata nelle tabelle suggerite per canali e condotte, poiché, rispetto alle situazioni ivi considerate, la corrente incontra una maggiore resistenza per depositi, solidi trasportati e disturbi localizzati dovuti alle giunture delle diverse sezioni del canale ed alle modalità costruttive di quest'ultimi.

Per il parametro di resistenza k [$m^{1/3}/s$], la letteratura tecnica fornisce diversi valori, evidenziando come i valori massimi dei range individuati siano utilizzabili per canalizzazioni "speciali", cioè canalizzazioni essenzialmente diritte, senza immissioni laterali, con pochi e ben raccordati pozzetti di ispezione. Le difficoltà connesse con l'esecuzione corretta di getti in calcestruzzo in condizioni spesso molto disagiati e la necessità di ridurre l'impatto del cantiere sul traffico, suggeriscono, quando possibile, l'adozione di condotte prefabbricate che possono essere realizzate con materiali lapidei (calcestruzzo armato, fibrocemento o, gres ceramico), plastici (PVC, polietilene, vetroresina), metallici (ghisa, acciaio).

La scelta fra i vari materiali va fatta tenendo conto che l'opera deve rispondere in modo adeguato alle diverse sollecitazioni (statiche e dinamiche) a cui è sottoposta e che riguardano diversi aspetti, fra i quali la sicurezza statica, i carichi veicolari, la resistenza all'abrasione, la conservazione delle caratteristiche di resistenza idraulica e la tenuta idraulica. Con riferimento a questi aspetti (che definiscono l'affidabilità dell'opera), la progettazione deve informarsi a un criterio di omogeneità prestazionale, così che tutto il sistema progettato risulti ugualmente affidabile. Occorre cioè evitare di realizzare un sistema formato in parte con materiali con caratteristiche prestazionali ridondanti rispetto alle reali esigenze e in parte con materiali inadatti a sopportare le sollecitazioni alle quali sono

Nel caso di condotti chiusi, il franco deve consentire una completa ed efficace aerazione della canalizzazione ed evitare che i fenomeni ondosi, che possono innescarsi sulla superficie libera, occludano momentaneamente lo speco provocando fenomeni di battimento pericolosi per la durata

e la stabilità della condotta. Il riempimento massimo deve essere inferiore a quello a cui corrisponde la massima velocità di moto uniforme (per condotte circolari quindi $h_{max} < 0,8 D$). La velocità della corrente nelle canalizzazioni deve essere tale da evitare sia la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili (0.50 m/s) che l'abrasione delle superfici interne. La velocità massima connessa con la portata di progetto non deve superare i 4.00–7.00 m/s, indipendentemente dal materiale costituente la superficie interna del condotto e dalla rarità dell'evento meteorico critico adottato per il dimensionamento della canalizzazione.

Note le pendenze di progetto, utilizzando condotti in PEAD ($k=100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$), è possibile valutare la capacità di smaltimento dello speco scelto in base alle portate convogliate nei condotti posti lungo i bordi della carreggiata ed in quelli che attraversano trasversalmente la sezione in progetto.

	Qpmax (l/s)	i (-)	DN (mm)	k (m^{1/3}/s)	GR (%)	Qp (l/s)
ATR1	12	0.01	300	100	65	95
sub1	78.00	0.015	300	100	65	116
sub2	24.00	0.015	300	100	65	116
ATR2	102.00	0.025	400	100	65	208
sub3	18.00	-	-	-	-	-
ATR3	120.00	0.01	400	100	65	204
sub4	10.00	0.04	300	100	65	190
sub5	20.00	0.04	300	100	65	190
ATR5	37.00	0.01	400	100	65	204
sub6	40.00	0.02	300	100	65	134
ATR4	47.00	0.015	400	100	65	250

ATR6	12.00	0.01	400	100	65	204
sub7	35.00	0.02	300	100	65	134
sub8	47.00	0.02	300	100	65	134
sub9	42.00	0.02	300	100	65	134
ATR6	125	0.01	400	100	65	204

Tabella 3 verifica idraulica condotte di scarico e attraversamenti

7.4. VERIFICA FOSSI DI GUARDIA

I fossi di guardia sono stati previsti al di sopra delle scarpate delle trincee, a protezione dalle acque esterne alla piattaforma) ed a valle di quelle di rilevato. La loro funzione è quella di impedire alle acque di ruscellamento esterne al corpo stradale di scorrere lungo le trincee e viceversa a quelle della pavimentazione e delle scarpate del rilevato di entrare nei terreni circostanti l'autostrada. Sono state uniformate le due tipologie relative alla viabilità principale e secondaria, adottando una sezione defluente con larghezza di base 0.50 m e altezza massima 0.50 m (con pendenza delle sponde 1 a 1) costituita interamente in lastre di cls prefabbricate. In linea generale i fossi sono stati posizionati al di sopra delle scarpate delle trincee, a protezione dalle acque esterne alla piattaforma, ed al piede delle scarpate di rilevato.

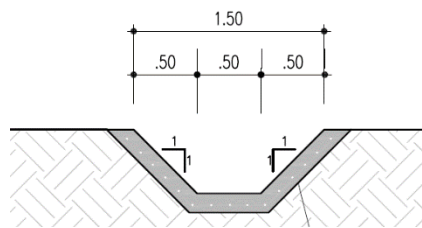


Figura 6-7 - Fosso di guardi per la viabilità principale e secondaria.

La portata massima smaltibile dal fosso di guardia in funzione della pendenza longitudinale del terreno è stata calcolata con la legge di Gauckler-Strickler, avendo fissato il massimo riempimento pari a $H - 10 \text{ cm} = 40.00 \text{ cm}$.

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

con:

K_s = indice di scabrezza di Strickler, assunto pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il cls;

A = area bagnata in m^2 ;

$R = A/P$, raggio idraulico in m, con P = perimetro bagnato in m;

i = pendenza longitudinale del fosso.

Di seguito, in funzione della pendenza longitudinale del fosso di guardia e considerando un riempimento massimo di 0.25 m (50 % dell'altezza utile), sono riportate le massime portate smaltibili dal fosso in progetto., con la verifica della portata di progetto in funzione della pendenza longitudinale dei due fossi di guardia previsti.

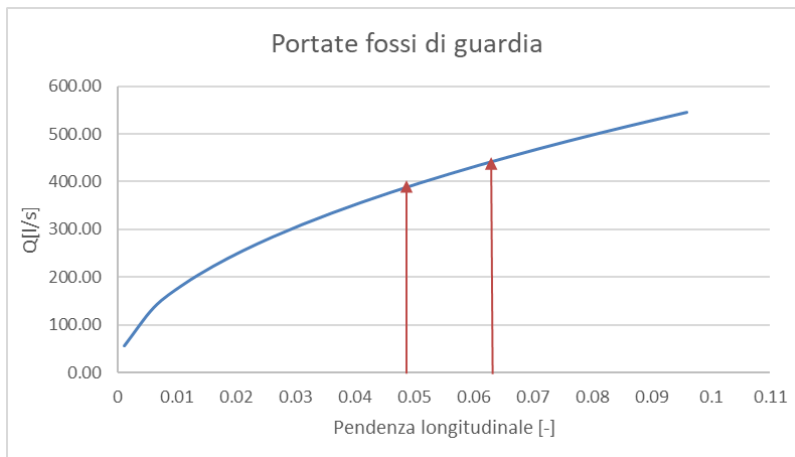


Figura 6-8 - Portata smaltibile dal fosso di guardia in funzione della pendenza.

7.5. VERIFICA IDRAULICA DELLE CANALETTE

Per il dimensionamento delle canalette, con riferimento alla formula di Gauckler-Strickler applicata ad una sezione rettangolare 30x40cm con pendenza pari a 0.005 ed una scabrezza $k_s=70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, considerando un riempimento massimo del 50%, e quindi un tirante idrico di 0.20 m, la portata smaltibile dalla canaletta è pari a 80.50 l/s, ampiamente idonea allo smaltimento delle portate di progetto ($Q_{\text{sub}1}=78 \text{ l/s}$ e $Q_{\text{sub}9}=42 \text{ l/s}$).