



# CITTÀ DI IMOLA



Progetto redatto  
con il contributo di:



## NUOVO PONTE CARRABILE SUL TORRENTE SANTERNO IN ZONA "TOSA" VIA CODRIGNANO E VIA TIRO A SEGNO IN IMOLA

CUP J21B23000220006

### PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA



APP 23\_015

PROGETTO

**PIACENTINI  
INGEGNERI**

via Belvedere 6 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

Ing. Luca Piacentini

Ordine Ingegneri Bologna n.4152/A

COMMITTENTE

**AREA BLU S.p.a.**

Responsabile Unico del Procedimento:  
Ing. Donata Mestri



TITOLO ELABORATO

**06 - IDROLOGIA E IDRAULICA**

**Smaltimento acque meteoriche. Relazione**

Scala: -

N.:	Data:	Redattore:	Approvazione:	Descrizione:
00	18/02/2025	Gozzi	Piacentini	Emissione
01				
02				

**PFTE**

Feb. 2025

IMT PF IDR RT **0602**

INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO NORMATIVO .....</b>	<b>2</b>
<b>2.1</b>	<b>NORMATIVA NAZIONALE .....</b>	<b>2</b>
<b>2.2</b>	<b>NORMATIVA REGIONALE .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>DATI IDROLOGICI .....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE.....</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO.....</b>	<b>9</b>
<b>5.1</b>	<b>AFFLUSSI METEORICI .....</b>	<b>9</b>
<b>5.2</b>	<b>CALCOLO DELLA PORTATA METEORICA DI PROGETTO.....</b>	<b>9</b>
5.2.1	Tempo di corrivazione .....	10
5.2.2	Coefficienti di deflusso .....	10
<b>5.3</b>	<b>VERIFICA DEGLI ELEMENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO .....</b>	<b>11</b>
5.3.1	Interasse caditoie.....	11
5.3.2	Cunette alla francese .....	11
5.3.3	Collettori e fossi .....	12

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto lo studio, il dimensionamento e la verifica del sistema di drenaggio delle acque meteoriche relative all'intervento di realizzazione nuovo ponte carrabile sul fiume Santerno, nel comune di Imola, tra via Tiro a Segno a nord e via Codrignano a sud, nei pressi della curva "Tosa" dell'Autodromo "Enzo e Dino Ferrari".

L'intervento di progetto prevede il posizionamento del nuovo ponte subito a monte di quello esistente e il collegamento delle infrastrutture presenti nell'area per mezzo di due intersezioni a rotatoria. La rotatoria a nord viene realizzata in sostituzione dell'attuale intersezione a "T" tra via Francesco Quarantini e via Tiro a Segno, mentre la rotatoria a sud consente il collegamento tra il proseguo di via Tiro a Segno con via J.F. Kennedy.

L'intervento consente, inoltre, il collegamento con i percorsi ciclopedonali presenti nell'area, in particolar modo quelli in affiancamento al fiume Santerno e su via Quarantini.



Figura 1.1. Dettaglio ubicazione intervento nel territorio del Comune di Imola

## 2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

In questo capitolo vengono descritti i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale, regionale e provinciale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico e ambientale, in modo da verificare la compatibilità degli interventi di ampliamento della sede autostradale previsti con le prescrizioni dei suddetti strumenti di legge.

### 2.1 NORMATIVA NAZIONALE

- *RD 25/07/1904 n° 523*  
Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.
- *DPR 15/01/1972 n° 8*  
Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.
- *L. 319/76 (Legge Merli)*  
Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento. La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.
- *DPR 24/7/1977 n° 616*  
Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni
- *L. 183/89*  
Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo. Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi. Vengono individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione; vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo e l'Autorità di Bacino. Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino.
- *L. 142/90*  
Ordinamento delle autonomie locali.
- *DL 04/12/1993 n° 496*  
Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).
- *L. 36/94 (Legge Galli)*  
Disposizioni in materia di risorse idriche.
- *DPR 14/4/94*  
Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.
- *DPR 18/7/95*  
Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.

- *DPCM 4/3/96*  
Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).
- *Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112*  
Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59
- *DPCM 29/9/98*  
Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180. Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3).
- *L. 267/98 (Legge Sarno)*  
Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania. La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio.
- *L. 365/00 (Legge Soverato)*  
Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000. La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile; individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio; prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio.
- *Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152*  
Tale decreto ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche. Sostituisce ed integra il DL 152/99.

## 2.2 NORMATIVA REGIONALE

Di seguito vengono riportate le principali leggi regionali in materia ambientale e di difesa del suolo, accompagnate da un breve stralcio descrittivo.

- *LR 9/83*  
Redazione del piano territoriale regionale per la tutela ed il risanamento delle acque. "La regione Emilia-Romagna, ai sensi dell'art. 8 della legge 10 maggio 1976, n. 319, si dota di un piano territoriale di risanamento e tutela delle acque articolato per bacini idrografici ed incentrato sugli obiettivi di qualità per ciascun corpo idrico." (art. 1: Oggetto della legge).
- *LR 44/95*  
Riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione dell'Agenzia Regionale per la Prevenzione e l'Ambiente (ARPA) della Regione Emilia-Romagna.

La Regione, con la presente legge, in attuazione delle disposizioni dell' art. 7 del DLgs 30 dicembre 1992, n. 502 e successive modificazioni, del DL 4 dicembre 1993, n. 496 convertito con modificazioni in Legge 21 gennaio 1994, n. 61 e dell' art. 6 della LR 12 maggio 1994, n. 19, istituisce l' Agenzia regionale per la prevenzione e l' ambiente, di seguito denominata ARPA, ne disciplina l' organizzazione ed il funzionamento e riorganizza le strutture preposte ai controlli ambientali e alla prevenzione collettiva. La presente legge disciplina altresì le modalità di coordinamento dell' ARPA con il sistema delle autonomie locali e con il Servizio sanitario dell' Emilia-Romagna, perseguendo l' obiettivo

- *LR 3/99*  
Riforma del sistema regionale e locale (gli Artt. 98 e seguenti contengono nuove norme in materia ambientale che riformano parte dell' ordinamento regionale precedente).
- *LR 25/99*  
Delimitazione degli ambiti territoriali ottimali e disciplina delle forme di cooperazione tra gli enti locali per l' organizzazione del servizio idrico integrato e del servizio di gestione dei rifiuti urbani.
- *LR 1/03*  
Modifiche ed integrazioni alla L.R. 25/99 (Delimitazione degli ambiti territoriali ottimali e disciplina delle forme di cooperazione tra gli Enti Locali per l' organizzazione del servizio idrico integrato e del servizio di gestione dei rifiuti urbani).
- *Delibera giunta regionale 14 febbraio 2005 n° 286*  
Direttiva concernente gli indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne (artc. 39, DLgs 11 maggio 1999 n°152).

### 3 DATI IDROLOGICI

Ogni opera richiede lo studio della pluviometria più idonea in funzione della distribuzione dei pluviometri disponibili sul territorio.

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una analisi delle precipitazioni per l'area del progetto e si è poi provveduto a definire le curve di possibilità pluviometrica.

Lo studio della pluviometria è stato svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Imola.

Sono stati quindi analizzati, per gli anni che vanno dal 1974 al 2023 (50 anni), gli eventi di breve durata e forte intensità ossia per durate di 15, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Anno	min			ore				
	15	30	45	1	3	6	12	24
1974				36.2	37.0	37.2	37.4	37.4
1975		25.2		25.2	35.0	60.0	90.4	119.0
1976		18.6		21.2	39.0	54.6	79.6	83.4
1977		14.8		15.6	22.0	39.2	45.0	61.2
1978				45.0	73.4	96.0	112.8	114.0
1979				37.8	40.0	69.0	102.8	111.4
1980				33.8	38.2	38.6	47.6	61.4
1981		23		30.0	70.6	78.6	101.8	121.4
1982				22.0	26.4	32.0	44.0	59.4
1983				42.0	42.0	42.2	42.2	44.0
1984		13.6		20.6	29.4	36.4	51.2	53.8
1985		11.6		13.6	13.8	17.0	22.0	27.0
1986		12		20.0	33.4	40.2	66.2	76.8
1987		25		40.0	67.0	67.6	69.4	69.4
1988		16.8		20.6	26.6	32.6	40.4	40.8
1989	14.8	16.2		18.2	35.0	52.0	93.4	112.6
1990	11.8	14.4	17	19.6	28.4	31.4	38.6	47.4
1991	13.4	18	21.4	23.8	29.8	31.4	40.4	67.8
1992	10.6	17.6	27.4	34.4	52.0	52.0	52.0	52.4
1993	17.8	23.8	28.8	30.6	37.2	37.2	37.2	59.4
1994	10.6	15.6	19.2	22.8	29.8	31.0	47.0	85.4
1995	10.8	14	15.6	19.2	29.4	50.2	69.2	109.4
1996	10.2	15	17.8	17.8	17.8	24.0	31.0	39.6
1997								
1998								
1999								
2000	12.2	20.6	21.8	25.8	37.4	37.4	37.4	43.4
2001	5	9.2	12.8	16.2	19.4	23.0	33.8	55.6
2002	12.6	24.4	31.4	37.0	48.4	81.8	114.6	132.0
2003	11.4	17.6	23.4	25.2	28.4	37.0	49.8	53.6
2004	17	33.6	33.8	34.0	39.8	53.0	53.0	53.6
2005	16	18.2	22	33.2	49.2	67.8	112.2	118.6
2006	19	25.2	28.2	28.6	37.4	52.2	59.2	60.2
2007	13	17	17.4	19.4	21.4	26.4	33.0	33.4
2008		21.2		29.2	30.2	30.2	35.4	42.6
2009	8.6	12	14.4	15.8	23.6	24.6	35.2	45.4
2010	11.8	13	13.2	13.2	17.0	21.6	30.4	38.6
2011	12.6	18	21	21.6	23.0	23.0	23.0	24.4
2012	12.4	14	17.2	27.6	36.6	48.6	48.6	53.6
2013	27.2	33	37	38.0	38.4	38.4	38.4	38.4
2014	13.4	13.6	16.2	17.6	20.6	20.8	30.8	45.8
2015	8.8	12	13.8	14.8	27.0	32.8	46.2	57.4
2016	7.8	14.4	19.8	23.4	40.0	65.0	71.6	71.6
2017	12.6	21.4	32	32.6	32.6	46.6	64.2	91.4
2018	10.4	15.4	19.4	20.8	23.6	31.6	38.0	46.0
2019	22.6	25	26.2	26.2	26.2	35.0	58.0	67.4
2020	9.2	10.6	12	13.8	22.8	34.4	49.6	59.4
2021	25.4	34.4	41.2	45.6	55.6	56.0	56.8	56.8
2022	15.6	19.6	23.4	24.8	32.4	46.2	54.0	68.4
2023	10.8	14	18.4	24.2	38.4	42.6	68.2	108.6

Figura 3.1 - Dati di pioggia registrati nella stazione di Imola

Tale campione di dati è stato utilizzato per ricavare la curva di possibilità pluviometrica espressa nella sua consueta forma monomia:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui h rappresenta l'altezza di pioggia (mm), t la durata della precipitazione (ore), mentre a (mm/h<sup>n</sup>) ed n sono i due parametri stimati attraverso l'elaborazione statistica dei dati di pioggia disponibili (0 < n < 1).

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha(\bar{h}-u)}}$$

I due parametri  $\alpha$  e  $u$  vengono stimati mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} \alpha = \frac{1,285}{\sigma} \\ u = \mu - 0,45 \sigma \end{cases}$$

dove  $\sigma$  è lo scarto quadratico medio (deviazione standard) e  $\mu$  la media dei dati osservati per una singola durata.

È nota per definizione la probabilità di non superamento, in funzione del tempo di ritorno:

$$P(h \leq \bar{h}) = \frac{T_r - 1}{T_r} = 1 - \frac{1}{T_r}$$

Le altezze di pioggia di progetto (una per ogni durata di pioggia) possono essere ricavate eguagliando le due espressioni precedentemente ottenute, a tempo di ritorno fissato:

$$h(T_r) = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[ \ln \left( \frac{1}{1 - \frac{1}{T_r}} \right) \right]$$

Sono poi stati individuati i coefficienti  $a$  ed  $n$  della curva di possibilità pluviometrica interpolando su un piano bilogaritmico i punti trovati. Tali coefficienti sono stati ottenuti suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

Si riportano in Tabella 3.1 i coefficienti  $a$  e  $n$  della curva di possibilità pluviometrica ottenuti:

Tempo di Ritorno [anni]	d < 1h		d > 1h	
	a [mm/h]	n	a [mm/h]	n
25	36.680	0.453	36.819	0.330
<b>25</b>	<b>42.959</b>	<b>0.446</b>	<b>43.270</b>	<b>0.339</b>
50	47.617	0.443	48.056	0.344

Tabella 3.1 - Coefficienti della curva di possibilità pluviometrica

Gli elementi del sistema di drenaggio sono stati dimensionati e verificati per un tempo di ritorno di 25 anni.

## 4 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

In generale il sistema di drenaggio delle acque meteoriche di progetto è costituito da:

- **Elementi di raccolta:** costituiscono il sistema primario, che consente di limitare i tiranti idrici sulle superfici impermeabili causati dalle portate di pioggia. La raccolta delle acque meteoriche verrà garantita posizionando opportunamente una rete di caditoie.
- **Elementi di convogliamento:** rappresentano un sistema secondario, a valle degli elementi di raccolta che consente il trasporto delle acque piovane verso i recapiti. Tali elementi sono costituiti da collettori in PVC classe SN8, collettori in c.a.v. e fossi in terra.
- **Elementi di recapito:** ricettori finali delle portate meteoriche drenate.

Nell'intervento in esame sono, in particolare, previste due reti di drenaggio delle acque meteoriche:

1. Rete 1 (Nord) per il drenaggio dei deflussi generati sulla rotatoria nord e i rispettivi rami e sulla porzione di asse principale a nord del ponte.

In questo caso le acque meteoriche vengono raccolte da pozzetti con caditoia grigliata e trasportate in collettori in PVC fino ai fossi ai piedi della scarpata nord. I fossi di progetto trasportano i deflussi fino al fosso esistente del quale è prevista la riprofilatura. Tale posso recapita nel Santerno tramite un tombino in c.a.v. Ø600

2. Rete 2 (Sud) per il drenaggio dei deflussi generati sulla rotatoria nord e i rispettivi rami e sul tratto di asse principale a sud del ponte.

Analogamente a quanto già visto, le acque piovane vengono raccolte da caditoie grigliate e trasportate mediante collettori in PVC. Nei tratti in trincea sono previste delle cunette triangolari dotate di elementi di scarico nella rete di collettori. Tutta la rete recapita nel fiume Santerno.

Le acque ricadenti sull'impalcato vengono raccolte da caditoie dotate di pluviale di scarico diretto.

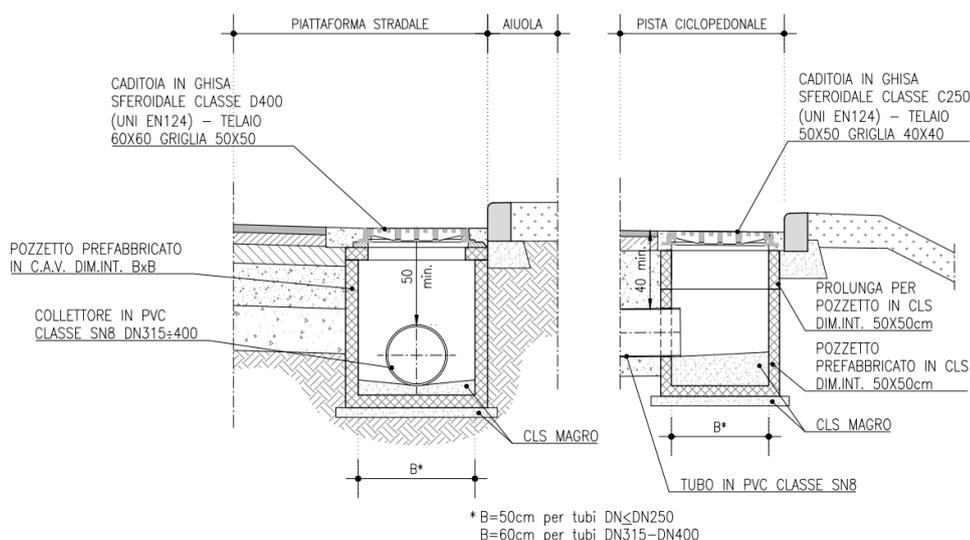


Figura 4.1 - Pozzetti con caditoia

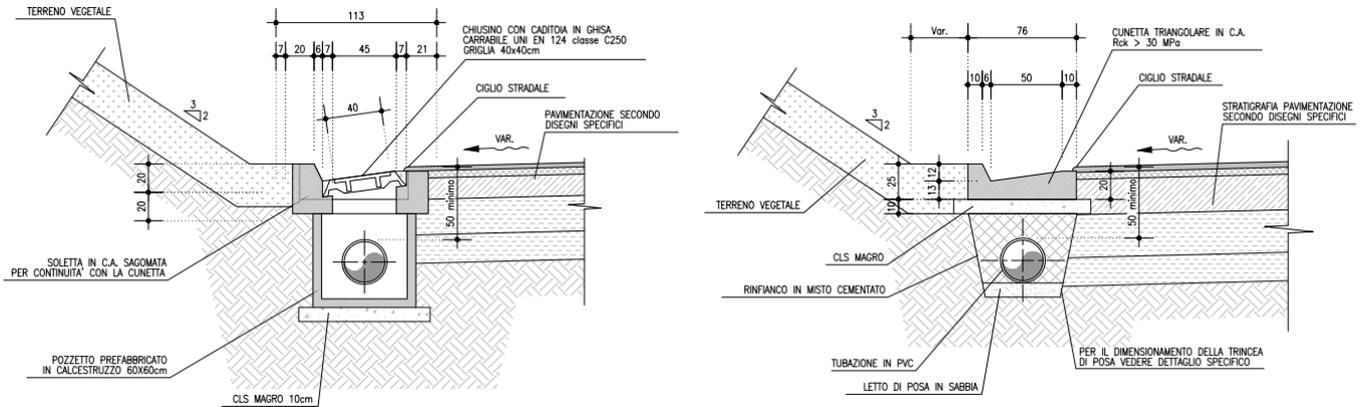


Figura 4.2 - Cunetta triangolare o alla francese

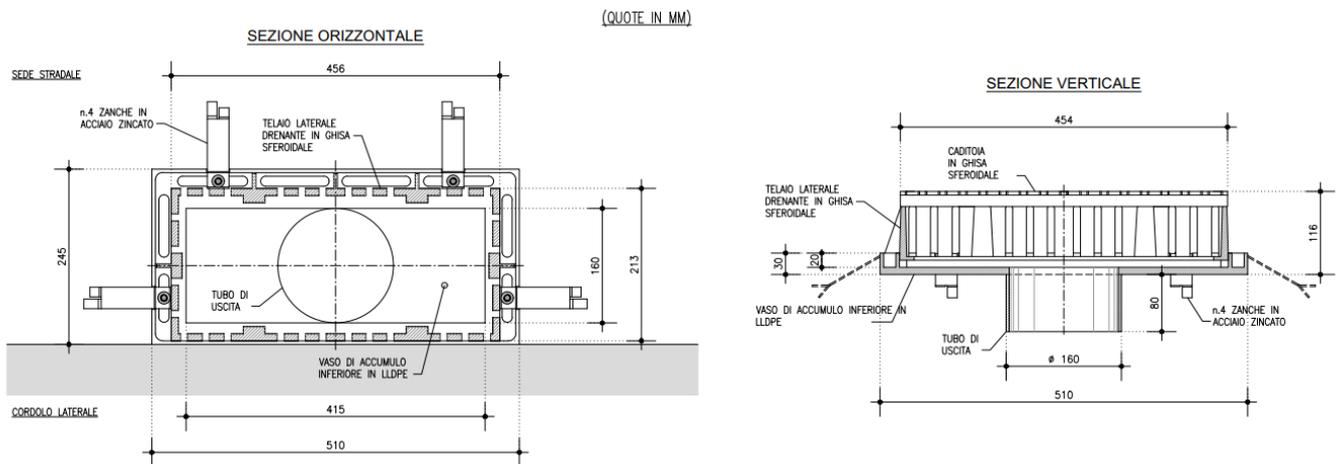


Figura 4.3 - Caditoia con boccaccio per scarico impalcato

Il progetto inoltre prevede alcuni accorgimenti al fine di garantire la continuità dell'attuale sistema di regimazione delle acque piovane.

In particolare, ai piedi della scarpata di destra della rampa nord è previsto l'inserimento di un tombino in c.a.v. Ø1200 a monte del manufatto di partenza del tombino esistente.

A sud, invece, è prevista la sostituzione dell'attuale mezzotubo in cls a valle dell'ingresso all'autodromo con un tubo in c.a.v. dello stesso diametro.

## 5 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

### 5.1 AFFLUSSI METEORICI

La rete delle acque meteoriche è stata dimensionata per un evento con tempo di ritorno di 25 anni.

I risultati dell'analisi pluviometrica sono riportati nel paragrafo specifico, nel seguito si ripetono brevemente i valori dei parametri utilizzati nel dimensionamento della rete in oggetto.

Scelta la curva di possibilità pluviometrica con una legge a due parametri del tipo:

$$h = a \cdot t^n$$

dove:

- h è l'altezza di pioggia;
- a e n sono i due parametri della curva, dipendenti dal tempo di ritorno;
- t è la durata della pioggia.

In riferimento ad un evento di pioggia di durata inferiore all'ora e tempo di ritorno di progetto pari a 25 anni si considerano i seguenti valori: **a = 42.959** e **n = 0.446**.

### 5.2 CALCOLO DELLA PORTATA METEORICA DI PROGETTO

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

Il metodo cinematico o della corrivazione è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Secondo il metodo cinematico, la portata massima di origine meteorica è calcolata come:

$$Q = \varphi \cdot S \cdot i = \varphi \cdot S \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

Dove:

- $\varphi$                     Coefficiente di deflusso del bacino;
- S                        Superficie del bacino;
- $t_c$                     Tempo di corrivazione;
- $i = at_c^{n-1}$            Intensità di pioggia per assegnato tempo di ritorno
- a ed n                 Coefficienti della curva di possibilità pluviometrica

### 5.2.1 Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione caratteristico del bacino è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura.

Per le reti urbane il tempo di corrivazione  $t_c$  è dato dalla somma di due termini:

$$T_c = T_a + T_r$$

- $T_a$  rappresenta il tempo di accesso che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque; il tempo di accesso è di incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; in genere assume valori compresi tra i 5 e i 15 minuti. Per la determinazione della portata di progetto viene scelto, in questo caso, un tempo di accesso pari a 5 minuti.
- $T_r$  rappresenta il tempo di rete ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di chiusura ed è stimabile con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{v_{ri}}$$

dove  $L_i$  (m) è la lunghezza dell' $i$ -esimo elemento (tubazione, fosso, ecc.) della rete di drenaggio a monte della sezione in esame e  $v_{ri}$  (m/s) è la velocità di moto uniforme della corrente transitante nella  $i$ -esimo elemento.

### 5.2.2 Coefficienti di deflusso

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale.

Detto  $\varphi_i$  il coefficiente di deflusso relativo alla superficie  $i$ -esima  $S_i$ , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori di  $\varphi$  si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i S_i}{S_i}$$

In Tabella 5.1 sono riportati i coefficienti di deflusso utilizzati.

Tipologia di superficie	Coefficiente di deflusso $\varphi$
Aree pavimentate	1.0
Scarpate erbose	0.5
Aree verdi	0.25

Tabella 5.1 - Coefficienti di deflusso di progetto

### 5.3 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

#### 5.3.1 Interasse caditoie

Le caditoie sono generalmente posizionate ad un interasse di 15m nei tratti in curva e 20m in quelli in rettilineo.

La cunetta laterale di scolo sarà ricavata direttamente sulla banchina stradale.

La portata che l'ipotetica cunetta è in grado di smaltire viene calcolata con la formula di Chézy, adottando i coefficienti di scabrezza di Gauckler-Strickler secondo la seguente relazione:

$$Q_c = A \cdot k \cdot \sqrt[3]{R^2} \cdot \sqrt{i}$$

In cui:

- $k$  Coefficiente di scabrezza, assunto pari a 70 [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]
- $A$  Area della sezione d'acqua nel collettore
- $R$  Raggio idraulico
- $i$  Pendenza

Fissato tale interasse è possibile calcolare l'allagamento trasversale. L'interasse delle caditoie è considerato verificato ipotizzando un ingombro massimo della corsia di 30cm (80cm complessivi considerando la banchina) corrispondente ad un massimo di 7mm di acqua sul ciglio nella situazione più sfavorevole.

Seguono, a titolo esemplificativo, i tabulati di verifica delle caditoie per i due casi più significativi dell'asse principale corrispondenti al tratto di piattaforma in rettilineo e in curva.

Interasse caditoie rettilineo				Interasse caditoie curva			
<b>Dati stradale</b>				<b>Dati stradale</b>			
Interasse caditoie	d	20	m	Interasse caditoie	d	15	m
Pendenza longitudinale	$i_l$	0.039	m/m	Pendenza longitudinale	$i_l$	0.039	m/m
Pendenza trasversale	$i_t$	0.025	m/m	Pendenza trasversale	$i_t$	0.030	m/m
<b>Portata di Progetto</b>				<b>Portata di Progetto</b>			
Area pavimentata	$A_{imp}$	110.0	mq	Area pavimentata	$A_{imp}$	127.5	mq
Coeff. di deflusso	$\phi_{imp}$	1.0	-	Coeff. di deflusso	$\phi_{imp}$	1.0	-
Parametri curva LSPP	a	42.959	mm/h <sup>n</sup>	Parametri curva LSPP	a	42.959	mm/h <sup>n</sup>
	n	0.446	-		n	0.446	-
T Accesso = T corrivazione	$t_a = t_c$	5	min	T Accesso = T corrivazione	$t_a = t_c$	5	min
Intensità di pioggia	i	170.041	mm/h	Intensità di pioggia	i	170.041	mm/h
Q deflusso	$Q_d$	5.2	l/s	Q deflusso	$Q_d$	6.0	l/s
<b>Accumulo trasversale in banchina</b>				<b>Accumulo trasversale in banchina</b>			
Larghezza trasversale accumulo	$L_{acc}$	0.80	m	Larghezza trasversale accumulo	$L_{acc}$	0.76	m
Larghezza max accumulo	$L_{max}$	0.80	m	Larghezza max accumulo	$L_{max}$	0.80	m
Accumulo trasversale < banchina	$L_{acc} < b$	verificato		Accumulo trasversale < banchina	$L_{acc} < b$	verificato	

Tabella 5.2 - Verifica interasse caditoie

#### 5.3.2 Cunette alla francese

La portata che la cunetta è in grado di smaltire viene calcolata con la formula di Chézy, adottando i coefficienti di scabrezza di Gauckler-Strickler secondo la seguente relazione:

$$Q_c = A \cdot k \cdot \sqrt[3]{R^2} \cdot \sqrt{i}$$

In cui:

- $k$  Coefficiente di scabrezza, assunto pari a 70 [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]
- $A$  Area della sezione d'acqua nel collettore
- $R$  Raggio idraulico
- $i$  Pendenza

Confrontando la portata di origine meteorica con quella smaltibile dalla cunetta si è in grado di valutare se la cunetta è sufficiente a trasportare i deflussi o se è necessario prevedere caditoie di scarico.

Cunetta CF1				Cunetta CF2			
Lunghezza canaletta	L	55.00	m	Lunghezza canaletta	L	49.00	m
Pendenza longitudinale	$i_l$	0.050	m/m	Pendenza longitudinale	$i_l$	0.050	m/m
<b>Portata di Progetto</b>				<b>Portata di Progetto</b>			
Area pavimentata	$A_{imp}$	567	mq	Area pavimentata	$A_{imp}$	0	mq
Aree verdi	$A_{verde}$	403	mq	Aree verdi	$A_{verde}$	222	mq
Aree scarpate	$A_{sc}$	0	mq	Aree scarpate	$A_{sc}$	128	mq
Area totale	$A_{tot}$	970	mq	Area totale	$A_{tot}$	350	mq
Coeff. di deflusso medio	$\phi_{medio}$	0.69	-	Coeff. di deflusso medio	$\phi_{medio}$	0.34	-
Parametri curva LSPP	a	42.959	mm/h <sup>n</sup>	Parametri curva LSPP	a	42.959	mm/h <sup>n</sup>
	n	0.446	-		n	0.446	-
T Accesso = T corrvazione	$t_a = t_c$	300	s	T Accesso = T corrvazione	$t_a = t_c$	300	s
Intensità di pioggia	i	170.04	mm/h	Intensità di pioggia	i	170.04	mm/h
Q deflusso	$Q_d$	31.5	l/s	Q deflusso	$Q_d$	5.6	l/s
<b>Portata smaltibile cunetta</b>				<b>Portata smaltibile cunetta</b>			
Coeff. di scabrezza	$k_s$	70	$m^{1/3}/s$	Coeff. di scabrezza	$k_s$	70	$m^{1/3}/s$
Area Bagnata	$A_b$	0.037	mq	Area Bagnata	$A_b$	0.037	mq
Perimetro bagnato	$P_b$	0.720	m	Perimetro bagnato	$P_b$	0.720	m
Raggio Idraulico	R	0.051	m	Raggio Idraulico	R	0.051	m
Portata massima Cunetta	$Q_{c,max}$	80.1	l/s	Portata massima Cunetta	$Q_{c,max}$	80.1	l/s
Q cunetta > Q deflusso	$Q_{c,max} > Q_d$	Verificato		Q cunetta > Q deflusso	$Q_{c,max} > Q_d$	Verificato	

Tabella 5.3 - Verifica cunette

Entrambe le cunette risulterebbero sufficienti a trasportare le portate meteoriche.

Tuttavia, per quanto riguarda la cunetta CF2 è previsto uno scarico nel punto terminale e uno poco a monte in corrispondenza dell'attraversamento mentre in corrispondenza della canaletta CF1 sono previsti pozzetti con caditoia di scarico nel collettore sottostante ogni circa 15m in modo da dare continuità al collettore proveniente da monte.

### 5.3.3 Collettori e fossi

La massima portata che può essere smaltita da un fosso o un collettore viene calcolata con la formula di Chézy, adottando i coefficienti di scabrezza di Gauckler-Strickler secondo la seguente relazione:

$$Q_c = A \cdot k \cdot \sqrt[3]{R^2} \cdot \sqrt{i}$$

In cui:

- $k$  Coefficiente di scabrezza pari a

- 80 [m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>] per collettori in PVC
- 70 [m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>] per collettori in CLS
- 40 [m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>] per fossi inerbiti
- *A* Area della sezione d'acqua nel collettore
- *R* Raggio idraulico
- *i* Pendenza

Confrontando la portata smaltibile dall'elemento del sistema di drenaggio con quella meteorica di progetto si è in grado di stimare il tirante nella sezione di verifica e la velocità del fluido. Nella verifica della sezione dei collettori sarà considerato un grado di riempimento massimo del 70% e velocità comprese tra gli 0.5 m/s e i 5 m/s. Nella verifica dei fossi si farà sempre riferimento ad un grado massimo di riempimento del 70%.

Come anticipato, nel caso in esame, saranno previsti collettori in PVC classe SN8.

Nella Tabella 5.4 sono riportati i diametri commerciali e i rispettivi spessori.

DN=De (mm)	Sp (mm)	Di (mm)
160	4.7	150.6
200	5.9	188.2
250	7.3	235.4
315	9.2	296.6
400	11.7	376.6
500	14.6	470.8

Tabella 5.4 - Diametri e spessori commerciali tubi PVC classe SN8

Di seguito il tabulato di verifica di collettori e fossi:

Elemento	Nodo Iniziale	Nodo Finale	L (m)	i <sub>l</sub> (%)	A <sub>imp</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>verde</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>scarp</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>tot</sub> (m <sup>2</sup> )	φ <sub>medio</sub>	k <sub>s</sub> (m <sup>1/3</sup> /s)	t <sub>c</sub> (min)	Q (m <sup>3</sup> /s)	GR (%)	v (m/s)
<i>Rete 1</i>														
Collettore PVC DN250	C1.4	C1.6	7.30	0.5	126	0	0	126	1.00	80	5.2	0.00583	26.5	0.6
Collettore PVC DN200	C1.1	C1.6	3.80	1.0	61	0	0	61	1.00	80	5.1	0.00286	21.0	0.7
Collettore PVC DN315	C1.6	C1.10	50.50	3.8	939	15	0	954	0.99	80	5.6	0.04189	31.5	2.2
Collettore PVC DN315	C1.10	C1.11	6.30	1.0	1034	26	0	1060	0.98	80	5.7	0.04589	48.0	1.4
Collettore PVC DN315	C1.11	C1.12	14.00	3.0	1082	37	0	1119	0.98	80	5.8	0.04761	36.0	2.1
Collettore PVC DN315	C1.13	C1.16	42.00	0.3	292	0	0	292	1.00	80	6.1	0.01235	32.5	0.6
Collettore PVC DN315	C1.16	C1.18	19.50	0.3	777	113	0	890	0.90	80	6.5	0.03287	56.5	0.8
Collettore PVC DN315	C1.18	C1.19	15.00	1.9	1107	226	0	1333	0.87	80	6.6	0.04693	40.5	1.8
Collettore PVC DN400	C1.19	C1.22	13.50	1.0	1269	244.5	0	1514	0.88	80	6.8	0.05296	36.5	1.4
Collettore PVC DN250	C1.20	C1.21	5.50	2.9	139	19	0	158	0.91	80	6.9	0.00569	17.0	1.1
Collettore PVC DN250	C1.21	C1.22	15.00	0.3	193	38	0	231	0.88	80	7.3	0.00779	35.0	0.6
Collettore PVC DN400	C1.22	C1.12	14.00	0.4	1512	301	0	1813	0.88	80	7.1	0.06171	51.5	1.1
Collettore PVC DN400	C1.12	Fosso FT3	10.00	7.0	2646	383	0	3029	0.91	80	7.2	0.10620	31.5	3.5
Fosso FT2	50-50-50	.	39.00	0.2	0	0	624	624	0.50	40	7.4	0.01190	15.0	0.3
Fosso FT3	50-50-50	.	25.00	2.0	2646	383	104	3133	0.89	40	7.6	0.10438	25.0	1.1

Fosso FT4	50-50-50	.	.	50.00	2.3	2646	1983	728	5357	0.65	40	10.7	0.10880	25.0	1.2
Collettore CLS	DN400	Fosso FT4	Recapito	26.00	4.0	2837	2047	0	4884	0.69	70	10.9	0.10298	20.0	2.4
<i>Rete 2</i>															
Collettore PVC	DN250	C2.1	C2.2	10.00	0.3	133	0	0	133	1.00	80	5.3	0.00607	31.0	0.5
Collettore PVC	DN315	C2.2	C2.17	48.00	5.0	422	0	0	422	1.00	80	5.7	0.01846	19.5	1.9
Collettore PVC	DN315	C2.8	C2.12	33.00	0.3	631	25	0	656	0.97	80	5.7	0.02799	51.0	0.8
Collettore PVC	DN250	C2.13	C2.12	17.00	0.3	106	0	0	106	1.00	80	5.6	0.00471	27.0	0.5
Collettore PVC	DN315	C2.12	C2.16	30.00	5.0	812	25	0	837	0.98	80	5.9	0.03517	27.0	2.3
Collettore PVC	DN250	C2.18	C2.19	16.50	5.0	53	0	0	53	1.00	80	5.3	0.00243	9.5	1.1
Collettore PVC	DN250	C2.19	SC2.1	11.50	3.5	106	0	0	106	1.00	80	5.4	0.00478	14.5	1.1
Collettore PVC	DN315	SC2.1	SC2.4	36.00	5.0	673	403	0	1076	0.72	80	5.7	0.03401	26.5	2.3
Collettore PVC	DN250	SC2.6	SC2.5	8.00	0.5	37	0	0	37	1.00	80	5.3	0.00169	14.5	0.5
Collettore PVC	DN250	SC2.5	SC2.4	8.00	0.3	37	221	126	384	0.40	80	5.6	0.00692	33.5	0.5
Collettore PVC	DN315	SC2.4	P2.1	2.00	0.6	710	624	126	1460	0.64	80	5.7	0.04071	52.0	1.1
Collettore PVC	DN315	P2.1	C2.16	12.50	0.6	710	624	126	1460	0.64	80	5.9	0.03999	52.0	1.1
Collettore PVC	DN400	C2.16	C2.17	10.00	0.7	1632	649	126	2407	0.77	80	6.0	0.07898	50.5	1.4
Collettore PVC	DN400	C2.17	Recapito	10.00	0.7	2106	649	126	2881	0.81	80	6.2	0.09813	57.5	1.5

Tabella 5.5 - Verifica collettori e fossi