



Comune di Casola Valsenio

PROGETTO DEFINITIVO

“Intervento di nuova costruzione di centro sportivo di Casola  
Valsenio (RA)

per il campo da calcio a 11.

Area di intervento denominata “Furina”

# B\_RII

## RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

Codice: S19118-PD-RE-002-1

REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO
0	10/2019	SR	FM
1	14/11/2019	SR	FM
2			



**ENSER SRL**  
C.F./P.IVA/Registro Imprese RA 02058800398

WEB: [www.enser.it](http://www.enser.it)  
[www.enser.fr](http://www.enser.fr)

E-MAIL: [ingegneria@enser.it](mailto:ingegneria@enser.it)  
P.E.C.: [ensersrl-ra@legalmail.it](mailto:ensersrl-ra@legalmail.it)

SEDE PRINCIPALE  
Viale A. Baccarini, 29/2  
48018 Faenza (RA)  
Tel. (+39) 0546 663423

SEDE DI BOLOGNA  
Via E. Zacconi, 16  
40127 Bologna (BO)  
Tel. (+39) 051 245663

SEDE DI SANTARCANGELO  
Via A. Costa, 115  
47822 Santarcangelo di Romagna (RN)  
Tel. (+39) 0546 663423

SUCCURSALE DI PARIGI  
1 Rue de Stockholm  
75008 Paris (France)  
Tel. +33 (0)6 60688977





## INDICE

<b>1.</b>	<b>INQUADRAMENTO IDRAULICO .....</b>	<b>5</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVA E PIANIFICAZIONE IDRAULICA.....</b>	<b>7</b>
2.1.	NORMATIVA.....	7
2.2.	PIANIFICAZIONE IDRAULICA .....	7
<b>3.</b>	<b>STUDIO IDROLOGICO.....</b>	<b>9</b>
3.1.	CALCOLO DELLE PORTATE CON METODO RAZIONALE .....	10
<b>4.</b>	<b>RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE .....</b>	<b>13</b>
4.1.	RETE DI SMALTIMENTO ACQUE DI SCARPATA .....	13
4.2.	RETE DI SMALTIMENTO ACQUE DI SUPERFICIE .....	14
4.3.	VERIFICA COLLETTORE CANALE ESISTENTE .....	15
4.4.	SMALTIMENTO ACQUE CAMPI.....	18
4.5.	VASCA DI ACCUMULO .....	19

## FIGURE

FIGURA 2-1:	INQUADRAMENTO IDRAULICO .....	5
FIGURA 2-2:	AREE DI DRENAGGIO DELL'INTERVENTO E RECAPITO .....	6
FIGURA 3-1:	LEGENDA DELLA MAPPA DI PERICOLOSITÀ.....	7
FIGURA 3-2:	MAPPA DI PERICOLOSITÀ MP9.....	8
FIGURA 3-3:	ESTRATTO DI MAPPA DI PERICOLOSITÀ MP9 IN CORRISPONDENZA DI CASOLA VALSENIO .....	8
FIGURA 4-1:	PARAMETRI CARATTERISTICI STAZIONE CASOLA VALSENIO - TAB. 3. M1 .....	9
FIGURA 4-2:	CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER DURATE SUPERIORI ALL'ORA PER $T_r=30$ ANNI.....	10
FIGURA 4-3:	RAPPORTI $R_{\Delta}$ PLUVIOGRAFO DELL'OSSERVATORIO XIMENIANO DI FIRENZE.....	10
FIGURA 4-4:	AREE DI BACINO .....	12
FIGURA 4-5:	STIMA DELLE PORTATE RELATIVE AI BACINI IDROGRAFICI .....	12
FIGURA 5-1:	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FOSSI DI SMALTIMENTO ACQUE DI SCARPATA.....	14
FIGURA 5-2:	VERIFICA COLLETTORI DI SMALTIMENTO ACQUE SUPERFICIALI .....	15
FIGURA 5-3:	VERIFICA COLLETTORE - SCENARIO 1 .....	16
FIGURA 5-4:	VERIFICA COLLETTORE - SCENARIO 2 .....	17
FIGURA 5-5:	PLANIMETRIA DRENAGGIO CAMPO A 11 .....	18
FIGURA 5-6:	SEZIONE TIPICA DRENAGGIO CAMPO A 11 .....	18
FIGURA 5-7:	VASCA DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE .....	19

## PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

Il presente documento è stato redatto nell'ambito della progettazione definitiva per "Intervento di nuova costruzione del centro sportivo di Casola Valsenio (RA)" e riguarda gli aspetti di idrologia e idraulica relativi all'area di intervento.

Il progetto prevede la realizzazione di un centro sportivo destinato prevalentemente alla pratica sportiva del gioco "calcio a 11".

L'ipotesi progettuale si sviluppa lungo una dorsale (percorso pedonale con pendenza inferiore all'8%) che distribuisce da ovest a est i seguenti servizi:

- l'area parcheggio;
- un edificio adibito a spogliatoi atleti e arbitri di un solo piano;
- un campo da calcio a 11 in erba naturale provvisto di tribuna scoperta.

Il presente documento ha lo scopo di:

- presentare lo studio idrologico della zona in esame con la determinazione della curva di possibilità pluviometrica con fissato tempo di ritorno;
- effettuare una stima della portata di progetto con fissato tempo di ritorno;
- effettuare il dimensionamento e la verifica delle opere di smaltimento delle acque superficiali;

e si articola in:

- Normativa e riferimenti bibliografici;
- Individuazione delle aree di pericolosità idraulica
- Definizione dei parametri caratteristici della curva di possibilità pluviometria;
- Calcolo delle portate;
- Dimensionamento e verifica dei fossi per lo smaltimento delle acque di versante;
- Dimensionamento e verifica della rete di smaltimento delle acque di superficie.

## 1. INQUADRAMENTO IDRAULICO

L'area di intervento si trova a Nord Ovest del torrente Senio (indicato in azzurro nella Figura 1-1), che fa parte del territorio del bacino idrografico del fiume Reno. All'interno dell'area di intervento è presente un fosso di recapito esistente con deflusso in direzione Est, verso il torrente Senio. Questo fosso esistente, per il quale si prevede un tombinamento, rappresenta il recapito delle acque meteoriche di dilavamento dell'area oggetto dell'intervento.



Figura 1-1: Inquadramento idraulico

Si riporta nella Figura 1-2 un inquadramento generale delle aree drenate e il recapito finale della rete di smaltimento delle acque meteoriche.

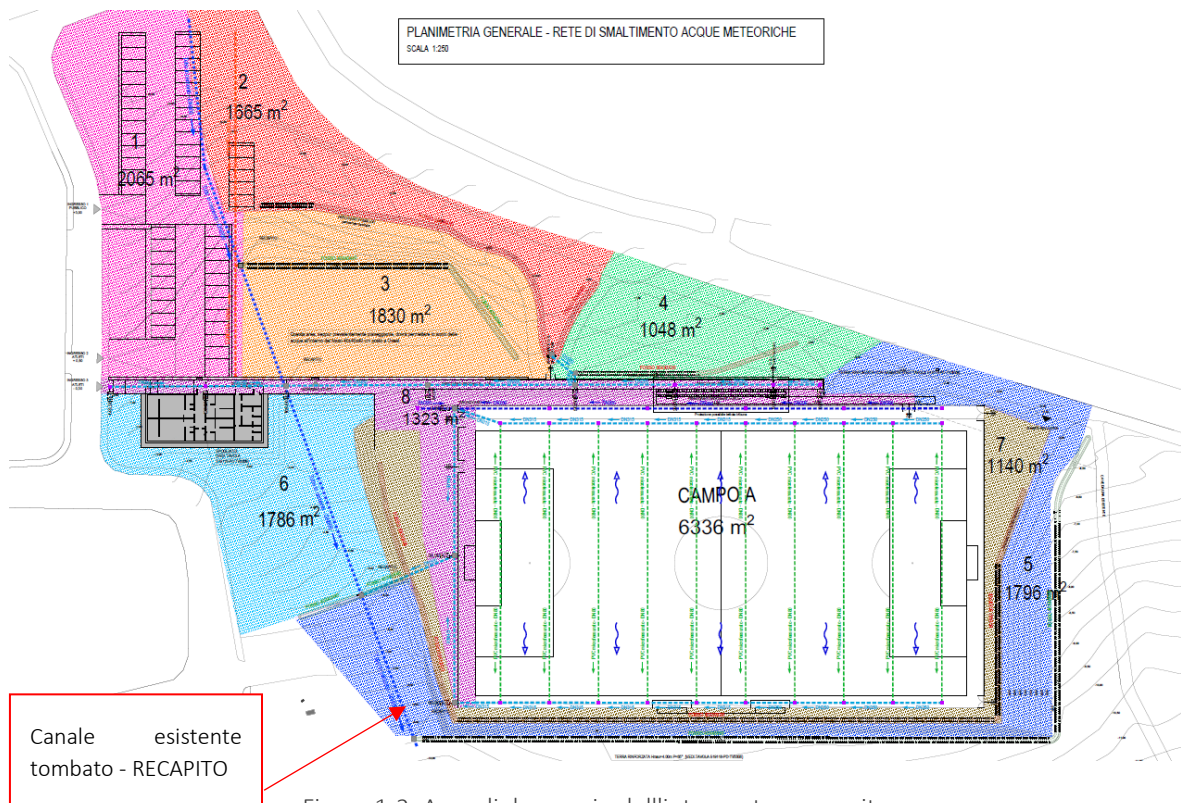


Figura 1-2: Aree di drenaggio dell'intervento e recapito

## 2. NORMATIVA E PIANIFICAZIONE IDRAULICA

### 2.1. NORMATIVA

La normativa vigente per quanto riguarda gli aspetti idraulici è costituita in particolare da:

1. “Direttiva idraulica” del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico dell’Autorità Bacini Regionali Romagnoli, approvata dal C.I. con Delib. N. 3/2 del 20.10.2003, adeguata alla variante della DGR 1877/2011 e recentemente modificata dalla "Variante di coordinamento PAI-PGRA" (DGR 2112/2016) – “Direttiva inerente le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico ai sensi degli articoli 2 ter, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 del Piano”.
2. Mappe di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni PAI: Tavole MP - Mappe di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni (tavole da MP1 a MP16 e tavola MP0 Quadro d’unione ) della Variante ai Piani Stralcio del bacino idrografico del Fiume Reno finalizzata al coordinamento tra tali Piani e il Piano Gestione Rischio Alluvioni - Integrazioni alle Norme e alle Tavole di piano Adozione - Delibera CI n. 3/1 del 7 novembre 2016
  - Tavola MP9: AdB Reno - Tavola MP 9 - Mappa di pericolosità delle aree potenzialmente interessate da alluvioni. Variante di coordinamento tra il Piano Gestione Rischio Alluvioni e i Piani Stralcio di bacino - Adozione - Delibera CI AbR n. 3/1 del 07.11.2016
3. Piano Stralcio Bacino Senio Revisione Generale: AdB Reno - Revisione Generale 2009 del Piano Stralcio per il Bacino del torrente Senio. TITOLO II - RISCHIO IDRAULICO E ASSETTO DELLA RETE IDROGRAFICA: -tavola A - schema sistema idraulico del torrente Senio in scala 1:65.000

### 2.2. PIANIFICAZIONE IDRAULICA

Come evidenziato nell’estratto della mappa del P.G.R.A. (Tavola MP9), l’area di intervento non ricade tra quelle soggette ad alluvioni; essa dista circa 220 m dal torrente Senio, con un dislivello altimetrico di circa 80m.



Figura 2-1: Legenda della mappa di pericolosità



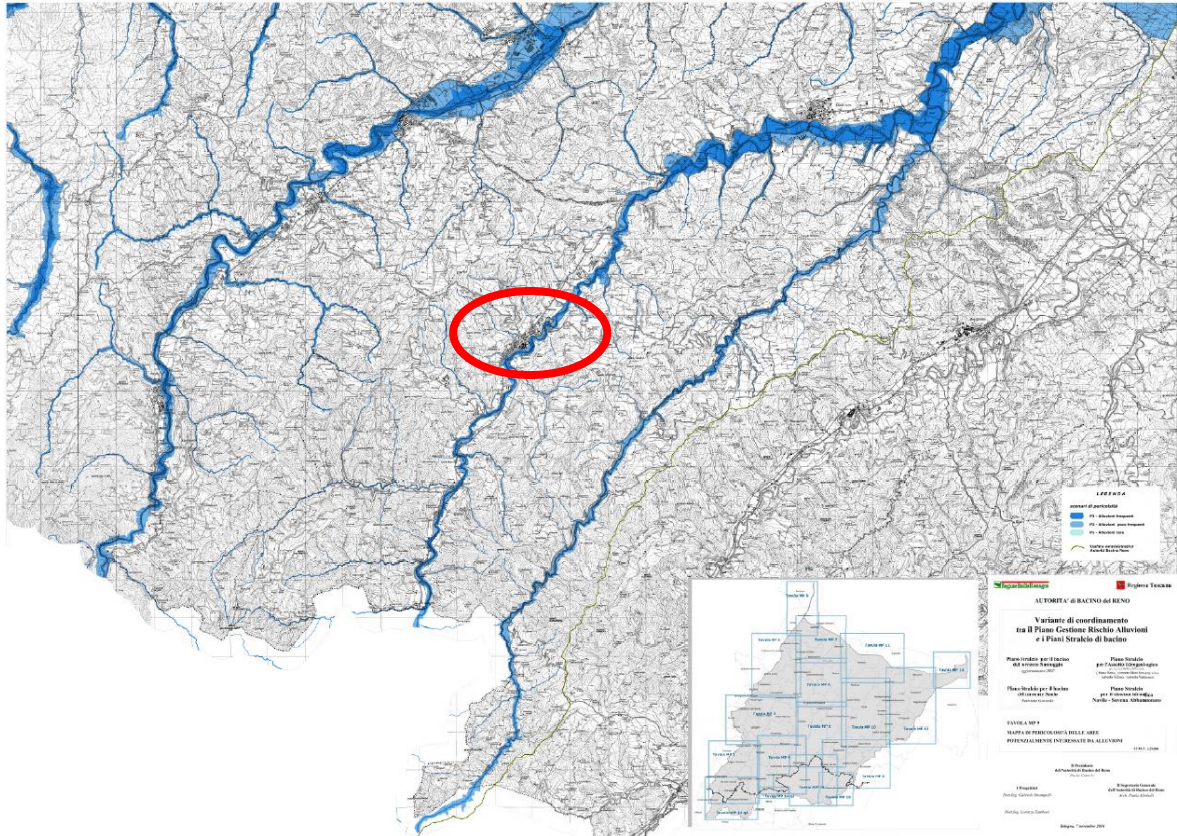


Figura 2-2: Mappa di pericolosità MP9

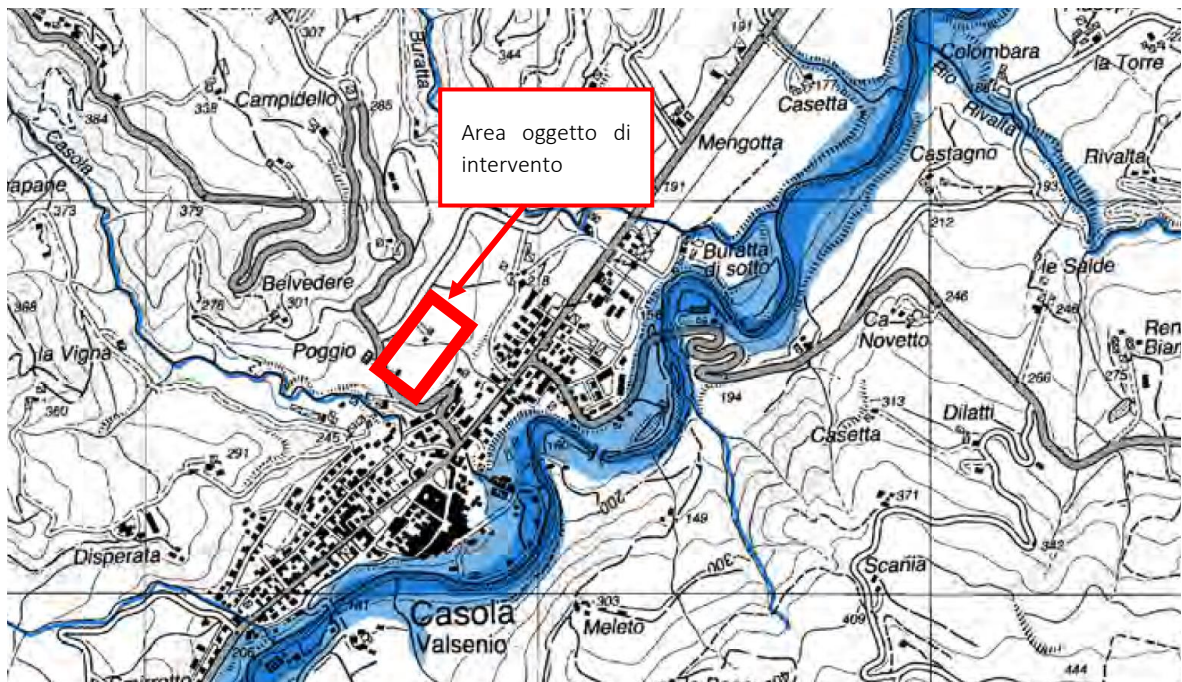


Figura 2-3: Estratto di mappa di pericolosità MP9 in corrispondenza di Casola Valsenio



### 3. STUDIO IDROLOGICO

Per la determinazione delle leggi di pioggia si è fatto riferimento alla procedura VAPI basata sull'uso della distribuzione della probabilità cumulata tipo TCEV (Two Components Extreme Value). Tale progetto, promosso dal C.N.R. – Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (G.N.D.C.I.), ha infatti l'obiettivo di definire una metodologia di analisi degli eventi idrometeorologici intensi omogenea per l'intero territorio nazionale così da rendere possibile una più oggettiva comparazione del rischio idrologico relativo a zone diverse [Brath e Franchini, 1998; C.N.R.-G.N.D.C.I., anni vari].

Per il dimensionamento di tutte le opere di smaltimento delle acque meteoriche si è considerato un tempo di ritorno dell'evento meteorico di progetto pari a 30 anni. Tale evento è caratterizzato da una curva di possibilità pluviometrica (CPP) definita dalla seguente relazione:

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

in cui t [ore] rappresenta la durata dell'evento di pioggia, ed H [m] l'altezza di pioggia ad esso relativa.

La stima dei parametri a ed n per la determinazione della curva di possibilità pluviometrica per fissato tempo di ritorno è stata condotta facendo riferimento allo studio idrologico redatto dal Prof. Ing. Marco Franchini per l'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli [“Valutazione delle portate massime e degli idrogrammi di piena di assegnato rischio in otto sezioni fluviali di interesse dell'autorità dei bacini regionali romagnoli” - Prof. Ing. Marco Franchini], reperibile gratuitamente al seguente link <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/suolo-bacino/sezioni/pianificazione/autorita-bacini-romagnoli/pai>.

Dal documento sopra citato (Appendice – Sez. II – Tab. 3. M1: Zona Ovest – Valore di m<sub>1</sub>, n, h<sub>1,T</sub> ed n(T) per T=30, 50, 100, 200 e 500 anni) e relativamente alla stazione pluviometrica di Casola Valsenio, è stato possibile ricavare il valore della altezza di pioggia relativo alla durata di 1 ora per Tr=30 anni, pari a 43.1 mm e il relativo parametro n pari a 0.318.

Noti i parametri caratteristici della stazione in esame, si è proceduto alla costruzione della curva di possibilità pluviometrica per Tr=30 anni, per le durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Stazione	m <sub>1</sub>	n	h <sub>1,30</sub>	n(30)	h <sub>1,50</sub>	n(50)	h <sub>1,100</sub>	n(100)	h <sub>1,200</sub>	n(200)	h <sub>1,500</sub>	n(500)
Acquadalto	26.2	0.351	49.0	0.326	53.7	0.324	60.1	0.321	66.7	0.319	75.5	0.316
Bibbiana	26.6	0.348	49.8	0.323	54.5	0.321	61.0	0.318	67.7	0.315	76.7	0.313
<b>Casola Valsenio</b>	<b>23.0</b>	<b>0.343</b>	<b>43.1</b>	<b>0.318</b>	<b>47.2</b>	<b>0.316</b>	<b>52.8</b>	<b>0.313</b>	<b>58.6</b>	<b>0.311</b>	<b>66.3</b>	<b>0.308</b>

Figura 3-1: Parametri caratteristici stazione Casola Valsenio - Tab. 3. M1

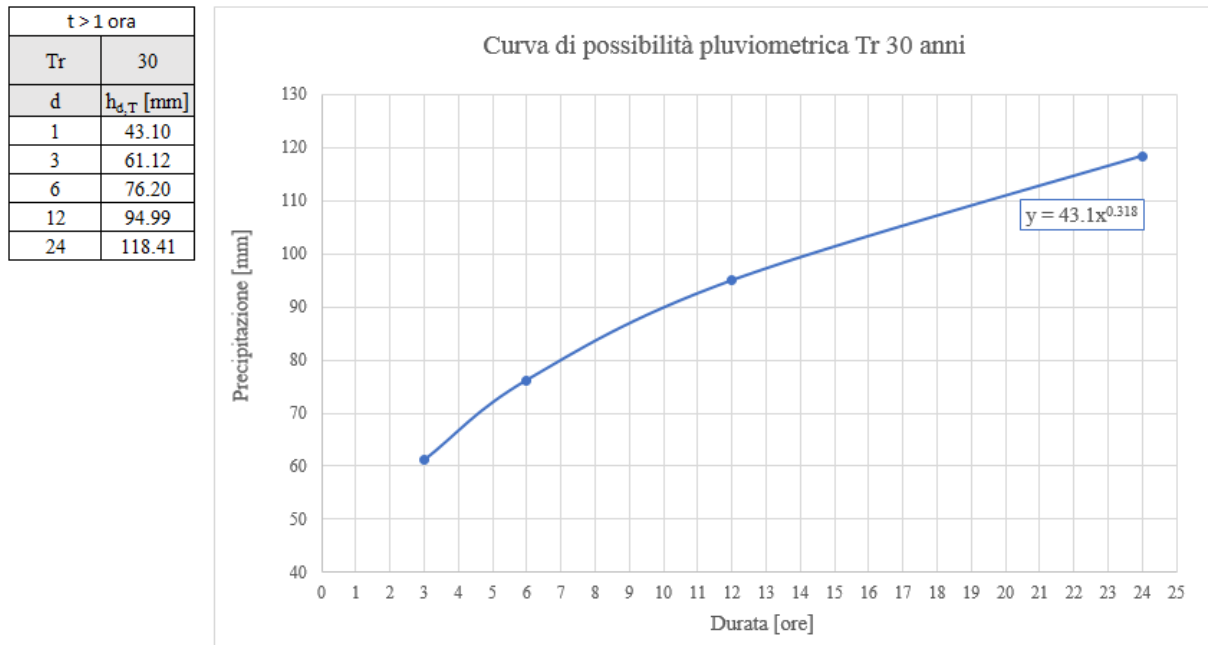


Figura 3-2: Curva di possibilità pluviometrica per durate superiori all'ora per Tr=30 anni

Viste le ridotte dimensioni delle aree da drenare, i tempi di corrivazione risultano inferiori a 1 ora, ragion per cui, dalla curva di possibilità pluviometrica per Tr=30 anni ottenuta per durate superiori a 1 ora si è passati all'altezza di pioggia di durata pari a 10 minuti mediante l'utilizzo dei rapporti  $r_\delta$  (tra i massimi annuali delle altezze di pioggia di diversa durata e la corrispondente altezza oraria) misurati al pluviografo dell'Osservatorio Ximeniano di Firenze in 25 anni di osservazioni:

$\delta$ [minuti]	5	15	30
$r_\delta = \frac{h_\delta}{h_1}$	0,431	0,618	0,858
$r_{\delta m} = \frac{h_{\delta m}}{h_{1 m}}$	0,481	0,673	0,898

Figura 3-3: Rapporti  $r_\delta$  pluviografo dell'Osservatorio Ximeniano di Firenze

I tempi di corrivazione calcolati in corrispondenza dei bacini principali dell'area oggetto di intervento sono tutti dell'ordine di cinque minuti. Per la stima dell'altezza di pioggia è stato considerato un rapporto pari a 0.5 (media tra il rapporto  $r_\delta$  relativo a 5 minuti e il rapporto  $r_\delta$  relativo a 15 minuti). Alla luce di questa valutazione, si è ottenuta un'altezza di pioggia per Tr=30 anni pari a 21.55mm.

### 3.1. CALCOLO DELLE PORTATE CON METODO RAZIONALE

Il calcolo delle portate di piena di prefissato tempo di ritorno viene effettuato attraverso l'utilizzo di modelli matematici il cui compito è quello di determinare la risposta idrologica di un bacino (deflusso superficiale) in seguito a input di pioggia predefiniti, tenute conto le caratteristiche del bacino idrografico stesso.

In particolare, risultano di fondamentale importanza i dati caratterizzanti le dimensioni della superficie del bacino idrologico (A), l'altezza di pioggia critica (h) che ha durata pari al tempo di

corrivazione ( $t_c$ ), e il coefficiente di afflusso che considera le caratteristiche del suolo e il suo grado di impermeabilità.

Il metodo razionale presuppone che, durante un evento meteorico che si sviluppa con intensità  $i$  costante in spazio e tempo, la portata al colmo di piena aumenti fino a un tempo pari al tempo di corrivazione  $t_c$ , ovvero quando l'area di tutto il bacino contribuisce al deflusso. La portata finale risulta quindi proporzionale al prodotto  $iA$  per mezzo del coefficiente di afflusso.

Il metodo razionale è stato formulato considerando le seguenti ipotesi:

1. il coefficiente di deflusso rimane costante nel tempo;
2. l'intensità di pioggia corrisponde a quella critica, ovvero è calcolata sulla base del tempo di corrivazione caratteristico del bacino, e rimane costante per tutta la durata dell'evento;
3. la precipitazione risulta uniformemente distribuita su tutta la superficie del bacino;
4. la portata stimata al colmo di piena ha lo stesso tempo di ritorno  $T$  dell'intensità di pioggia utilizzata;
5. il tempo di formazione del colmo di piena è uguale al tempo della fase di riduzione.

La portata al colmo di piena viene calcolata con la seguente formula nel metodo razionale:

$$Q = \frac{\phi \cdot i_c \cdot A}{3.6} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

in cui:

- $Q$  = portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
- $\phi$  = coefficiente di deflusso [-]
- $i_c$  = intensità di pioggia critica [ $\text{mm}/\text{h}$ ]
- $A$  = area di bacino [ $\text{km}^2$ ]

Il coefficiente di afflusso è un parametro di difficile stima in quanto dipende da numerosi fattori quali le caratteristiche del suolo del bacino, il livello di urbanizzazione dell'area e la morfologia del territorio. Tale metodo è applicabile per piccoli bacini e nel presente progetto è stato utilizzato per bacini di estensione  $\leq 1 \text{ km}^2$

Per bacini oggetto di studio, e per il calcolo complessivo delle portate afferenti al recapito finale, sono stati considerati i seguenti coefficienti di deflusso:

- Aree parcheggio in terreno vegetale:  $\phi = 0.3$
- Aree dei campi:  $\phi = 0.3$
- Aree di scarpata in terra:  $\phi = 0.55$
- Aree con i percorsi pedonali:  $\phi = 0.70$

Per ogni bacino rappresentativo delle varie zone di intervento, si veda Figura 1-2, si è calcolata la portata al colmo di piena per  $T_r=30$  anni. Questa valutazione ci ha permesso di definire la portata complessiva afferente al recapito finale.

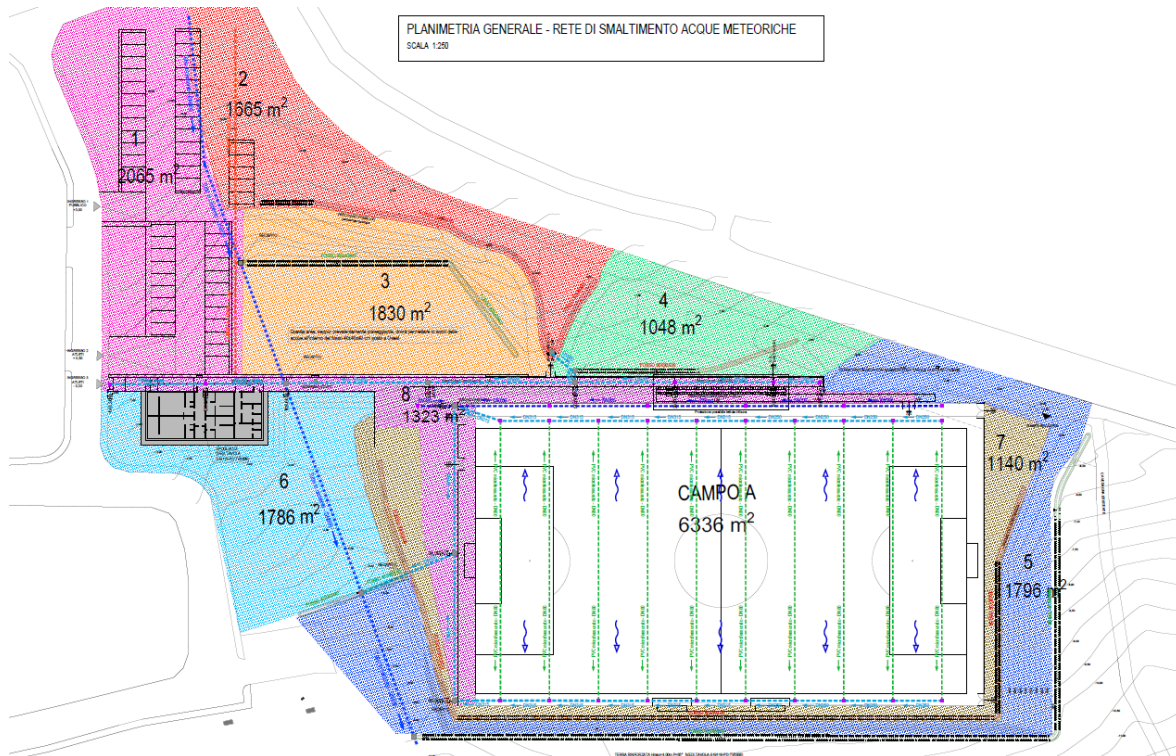


Figura 3-4: Aree di bacino

Sistema di raccolta mediante fossi inerbiti									
ID	SUPERFICIE	SUPERFICIE	SUPERFICIE	L	T <sub>c</sub> minuti 5	φ	h	Q	Q
	[m <sup>2</sup> ]	[km <sup>2</sup> ]	[ha]						
1	2065	0.002065	0.2065	35	0.08	0.3	21.6	0.045	44.5
2	1665	0.001665	0.1665	81	0.08	0.55	21.6	0.066	65.8
3	1830	0.001830	0.1830	64	0.08	0.55	21.6	0.072	72.3
4	1048	0.001048	0.1048	87	0.08	0.55	21.6	0.041	41.4
5	1796	0.001796	0.1796	195	0.08	0.55	21.6	0.071	71.0
6	1786	0.001786	0.1786	15	0.08	0.55	21.6	0.071	70.6
7	1140	0.001140	0.1140	190	0.08	0.55	21.6	0.045	45.0

Sistema di raccolta mediante caditoie									
ID	SUPERFICIE	SUPERFICIE	SUPERFICIE	L	T <sub>c</sub> minuti 5	φ	h	Q	Q
	[m <sup>2</sup> ]	[km <sup>2</sup> ]	[ha]						
8	1323	0.001323	0.1323		0.08	0.7	21.6	0.067	66.5

Sistema di raccolta mediante caditoie									
ID	SUPERFICIE	SUPERFICIE	SUPERFICIE	L	T <sub>c</sub> minuti 5	φ	h	Q	Q
	[m <sup>2</sup> ]	[km <sup>2</sup> ]	[ha]						
Campo a 11	6336	0.006336	0.6336	57	0.08	0.3	21.6	0.137	136.5

PORTATA COMPLESSIVA	Q	Q
	[m <sup>3</sup> /s]	[l/s]
	<b>0.61</b>	<b>613.61</b>

Figura 3-5: Stima delle portate relative ai bacini idrografici

La portata complessiva, somma delle portate relative ai diversi bacini, recapitata al canale esistente, la cui verifica è riportata al paragrafo 4.3, è pari a  $0.60 \text{ m}^3/\text{s} = 600 \text{ l/s}$ .



## 4. RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

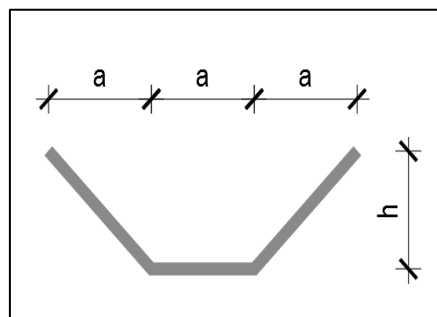
### 4.1. RETE DI SMALTIMENTO ACQUE DI SCARPATA

Obiettivo del presente capitolo è quello di mostrare il dimensionamento e le verifiche idrauliche dei fossi di guardia ricadenti nei bacini idrografici 2, 3, 4, 5, 6 e 7.

I fossi di guardia hanno caratteristica sezione trapezia, con larghezza minima alla base pari a 0.30m, e sono generalmente non rivestiti. L'inerbimento garantisce infatti un aumento della scabrezza in grado di moderare le velocità di deflusso, riducendo la velocità delle acque e ritardando quindi l'afflusso al recapito. Per ogni fosso è stato considerato un tempo di corrivazione pari a 5 minuti.

I fossi di guardia hanno forma trapezia e vengono collocati ai piedi delle scarpate di progetto e nella parte sommitale delle scarpate in terra armata. Le tipologie di fosso presenti in progetto sono qui riassunte:

- Fosso A: avente  $a = 30\text{cm}$  e  $h = 30\text{cm}$
- Fosso B: avente  $a = 40\text{cm}$  e  $h = 40\text{cm}$



Il dimensionamento idraulico dei fossi è effettuato verificando che l'altezza dei fossi sia sufficiente a convogliare la portata in transito in regime di moto uniforme, definito dalla formula di Chezy:

$$V = \chi \sqrt{R_i i}$$

nella quale:

$R_i$  rappresenta il raggio idraulico (rapporto fra l'area della sezione bagnata  $\Omega$  e il suo perimetro  $P$ )

$i$  è la pendenza longitudinale del fosso

$\chi$  è il coefficiente di Chezy ottenuto in funzione della scabrezza secondo Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s R_i^{1/6}$$

Essendo  $k_s = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per un fosso inerbito.

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche idrauliche delle sezioni dei fossi di guardia a servizio dei bacini idrografici 2, 3, 4, 5, 6 e 7.

	L	v	t <sub>c</sub>	Q <sub>progetto</sub>	i	K <sub>s</sub>	BoD	H <sub>max</sub>	v	Q <sub>chezy</sub>	h	Grado di riempimento	BACINO
	[m]	[m/s]	[h]	[l/s]	[%]	[m <sup>1/3</sup> /s]	[m]	[m]	[m/s]	[l/s]	[m]	[-]	
T_30	81	0.70	0.17	65.8	1.00	30	0.3	0.3	0.70	65.80	0.19	52%	Bacino 2
T_40	65	0.55	0.17	72.3	0.50	30	0.4	0.4	0.55	72.30	0.21	41%	Bacino 3
T_30	87	0.48	0.17	41.4	0.50	30	0.3	0.3	0.48	41.40	0.18	48%	Bacino 4
T_40	195	0.54	0.17	71.0	0.50	30	0.4	0.4	0.54	71.00	0.21	41%	Bacino 5
T_40	15	0.52	0.17	58.9	0.50	30	0.4	0.4	0.52	58.90	0.19	36%	Bacino 6
T_30	190	0.49	0.17	45.0	0.50	30	0.3	0.3	0.49	45.00	0.19	51%	Bacino 7

Figura 4-1: Dimensionamento e verifica fossi di smaltimento acque di scaricata

## 4.2. RETE DI SMALTIMENTO ACQUE DI SUPERFICIE

Il sistema di smaltimento delle acque di superficie è costituito da un sistema di caditoie posti mediamente ad un interasse di 20m fra loro collegati da un collettore disposto lungo il loro allineamento longitudinale.

Tutte le tubazioni sono realizzate in PVC classe SN2. La pendenza longitudinale dei collettori principali e secondari è stata mantenuta all'interno dell'intervallo 0,3% - 3%, eventualmente prevedendo salti in corrispondenza dei pozzetti che fungono da raccordo e da ispezione.

Come criterio di progetto i diametri e le pendenze (considerata come pendenza minima ammissibile un valore pari a 0.3%) delle singole condotte sono stati valutati in modo che le velocità siano sempre inferiori a 3.50 m/s e il massimo grado di riempimento sia inferiore al 70%.

La verifica idraulica della tubazione viene eseguita come sopra riportato con il metodo cinematico, in base al quale la portata di progetto di ogni collettore è determinata con la seguente formula:

$$Q_c = 0.278\phi \frac{h \cdot S}{T_c} \quad [l/s]$$

dove:

- $\phi$  rappresenta il coefficiente di deflusso dell'area drenata, pari a 0.95 per le superfici stradali e 0.60 per le superfici verdi incluse (ad esempio al centro delle rotonde);
- S è la superficie drenata espressa in m<sup>2</sup>;
- T<sub>c</sub> è il tempo di corrivazione in ore

Nelle tabelle riportate qui di seguito si indicano i valori delle portate critiche di ogni sezione oggetto di verifica idraulica. La verifica è soddisfatta se la portata critica è minore della portata che può essere smaltita dal collettore in condizioni di moto uniforme adottando la formula di Chezy:

$$V = \chi \sqrt{R_i i}$$

nella quale:

- $R_i$  rappresenta il raggio idraulico (rapporto fra l'area della sezione bagnata  $\Omega$  e il suo perimetro P);
- $i$  è la pendenza longitudinale del fosso
- $\chi$  è il coefficiente di Chezy ottenuto in funzione della scabrezza secondo Gauckler-Strickler:

$$\chi = k_s R_i^{1/6}$$

Per gli elementi in PVC si è assunto un coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler pari a  $k_s = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , garantendo perciò la verifica idraulica anche in caso di condotti usurati.

Nei calcoli si è assegnata alle tubazioni la dimensione che permette il transito di  $Q_{\max}$  in condizioni di riempimento (rapporto fra tirante idrico e diametro) non superiori a 70%.

D	P <sub>i</sub>	P <sub>i+1</sub>	S <sub>p</sub>	S <sub>ae</sub>	S <sub>totp</sub>	S <sub>totae</sub>	$\varphi$	L	v	t <sub>r</sub>	t <sub>c</sub>	Q <sub>progetto</sub>	i	h/D
[mm]	[-]	[-]	[ha]	[ha]	[ha]	[ha]	[-]	[m]	[m/s]	[min]	[h]	[l/s]	[%]	[-]
250	B-1	B-2	0.003	0.000	0.003	0.003	0.70	20	<b>0.40</b>	0.84	0.09	1.3	0.50	<b>13%</b>
250	B-2	B-3	0.006	0.000	0.006	0.009	0.70	20	<b>0.56</b>	0.60	0.09	3.9	0.50	<b>22%</b>
400	B-3	B-4	0.006	0.000	0.006	0.014	0.70	30	<b>1.42</b>	0.35	0.09	113.9	0.60	<b>67%</b>
400	B-4	Recapito	0.008	0.000	0.008	0.023	0.70	30	<b>1.43</b>	0.35	0.09	117.9	0.60	<b>69%</b>
250	B-7	B-6	0.006	0.000	0.006	0.006	0.70	20	<b>0.49</b>	0.67	0.09	2.6	0.50	<b>18%</b>
250	B-6	Recapito	0.006	0.000	0.006	0.011	0.70	20	<b>0.61</b>	0.55	0.09	5.3	0.50	<b>25%</b>
400	A-1	A-2	0.054	0.000	0.054	0.054	0.55	30	<b>1.36</b>	0.37	0.09	91.8	0.60	<b>58%</b>
400	A-3	A-2	0.007	0.000	0.007	0.007	0.55	30	<b>1.29</b>	0.39	0.09	74.0	0.60	<b>51%</b>
500	A-2	Recapito	0.000	0.000	0.000	0.000	0.55	20	<b>1.58</b>	0.21	0.09	165.7	0.60	<b>58%</b>
200	Tribuna		0.030	0.000	0.030	0.030	0.55	90	<b>0.59</b>	2.56	0.11	8.8	0.30	<b>53%</b>

Figura 4-2: Verifica collettori di smaltimento acque superficiali

### 4.3. VERIFICA COLLETTORE CANALE ESISTENTE

Il recapito delle acque di scarpata e delle acque superficiali è un canale esistente, per il quale si prevende il tombamento mediante un collettore in cemento. La portata di progetto complessiva alla sezione di chiusura della condotta è pari a 600 l/s. Si è ipotizzato l'utilizzo di un tubo circolare in cemento DN800 ed è stato verificato che tale dimensione fosse sufficiente a convogliare la portata in transito in regime di moto uniforme.

In particolare, sono state effettuate due verifiche idrauliche:

- 1) Ipotizzando una pendenza pari a  $p=1\%$ , con la verifica sulla velocità di scorrimento
- 2) Ipotizzando una pendenza pari a  $p=0.5\%$ , con la verifica sul grado di riempimento

Assumendo una scabrezza secondo Gauckler-Strickler  $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (tipica di una tubazione in calcestruzzo) le verifiche sono soddisfatte se la portata massima di progetto determina un grado di riempimento minore del 70% e una velocità minore di 2.5m/s. Si riporta di seguito le tabelle relative alle verifiche idrauliche del collettore nei due scenari ipotizzati.

**CANALE CIRCOLARE**

Dati canale:

Diametro=	0.8	metri
Area	0.502654	mq
Pendenza canale=	0.01	m/m in %
Coeff ScabrezzaG.-Strickler=	70	
Portata di progetto=	0.61	mc/s

% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	H riemp	Veloc m/s
5%	51.68	0.90	0.03	0.36	0.07	0.03	0.040	1.185
10%	73.74	1.29	0.05	0.51	0.10	0.07	0.080	1.484
15%	91.15	1.59	0.08	0.64	0.12	0.13	0.120	1.689
20%	106.26	1.85	0.10	0.74	0.14	0.19	0.160	1.847
25%	120.00	2.09	0.13	0.84	0.15	0.25	0.200	1.976
30%	132.84	2.32	0.15	0.93	0.16	0.31	0.240	2.085
35%	145.08	2.53	0.18	1.01	0.17	0.38	0.280	2.179
40%	156.93	2.74	0.20	1.10	0.18	0.45	0.320	2.261
45%	168.52	2.94	0.23	1.18	0.19	0.53	0.360	2.332
50%	180.00	3.14	0.25	1.26	0.20	0.60	0.400	2.394
55%	191.48	3.34	0.28	1.34	0.21	0.68	0.440	2.448
60%	203.07	3.54	0.30	1.42	0.21	0.75	0.480	2.495
65%	214.92	3.75	0.33	1.50	0.22	0.83	0.520	2.534
70%	227.16	3.96	0.35	1.59	0.22	0.90	0.560	2.565
75%	240.00	4.19	0.38	1.68	0.22	0.98	0.600	2.590
80%	253.74	4.43	0.40	1.77	0.23	1.05	0.640	2.605
85%	268.85	4.69	0.43	1.88	0.23	1.12	0.680	2.610
90%	286.26	5.00	0.45	2.00	0.23	1.18	0.720	2.600
95%	308.32	5.38	0.48	2.15	0.22	1.22	0.760	2.565
100%	360.00	6.28	0.50	2.51	0.20	1.20	0.800	2.394
La portata di progetto defluisce con i seguenti dati								
51%	181.29	3.16	0.25	1.27	0.20	0.61	0.405	2.400

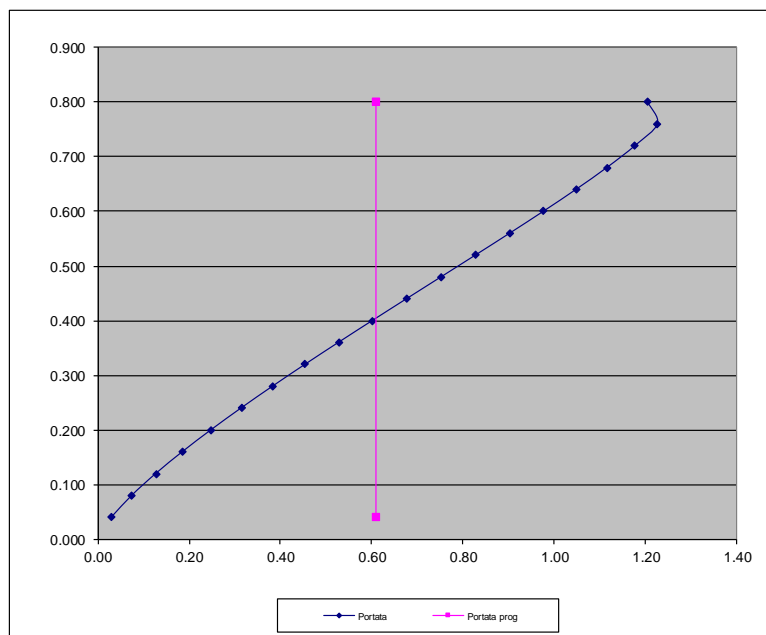


Figura 4-3: Verifica collettore - Scenario 1



CANALE CIRCOLARE

Dati canale:

Diametro= 0.8 metri  
 Area 0.502654 mq  
 Pendenza canale= 0.005 m/m in % 0.5  
 Coeff ScabrezzaG.-Strickler= 70  
 Portata di progetto= 0.61 mc/s

% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	H riemp	Veloc m/s
5%	51.68	0.90	0.03	0.36	0.07	0.02	0.040	0.838
10%	73.74	1.29	0.05	0.51	0.10	0.05	0.080	1.050
15%	91.15	1.59	0.08	0.64	0.12	0.09	0.120	1.194
20%	106.26	1.85	0.10	0.74	0.14	0.13	0.160	1.306
25%	120.00	2.09	0.13	0.84	0.15	0.18	0.200	1.397
30%	132.84	2.32	0.15	0.93	0.16	0.22	0.240	1.475
35%	145.08	2.53	0.18	1.01	0.17	0.27	0.280	1.541
40%	156.93	2.74	0.20	1.10	0.18	0.32	0.320	1.599
45%	168.52	2.94	0.23	1.18	0.19	0.37	0.360	1.649
50%	180.00	3.14	0.25	1.26	0.20	0.43	0.400	1.693
55%	191.48	3.34	0.28	1.34	0.21	0.48	0.440	1.731
60%	203.07	3.54	0.30	1.42	0.21	0.53	0.480	1.764
65%	214.92	3.75	0.33	1.50	0.22	0.59	0.520	1.792
70%	227.16	3.96	0.35	1.59	0.22	0.64	0.560	1.814
75%	240.00	4.19	0.38	1.68	0.22	0.69	0.600	1.831
80%	253.74	4.43	0.40	1.77	0.23	0.74	0.640	1.842
85%	268.85	4.69	0.43	1.88	0.23	0.79	0.680	1.845
90%	286.26	5.00	0.45	2.00	0.23	0.83	0.720	1.838
95%	308.32	5.38	0.48	2.15	0.22	0.87	0.760	1.814
100%	360.00	6.28	0.50	2.51	0.20	0.85	0.800	1.693
La portata di progetto defluisce con i seguenti dati								
67%	220.53	3.85	0.34	1.54	0.22	0.61	0.539	1.803

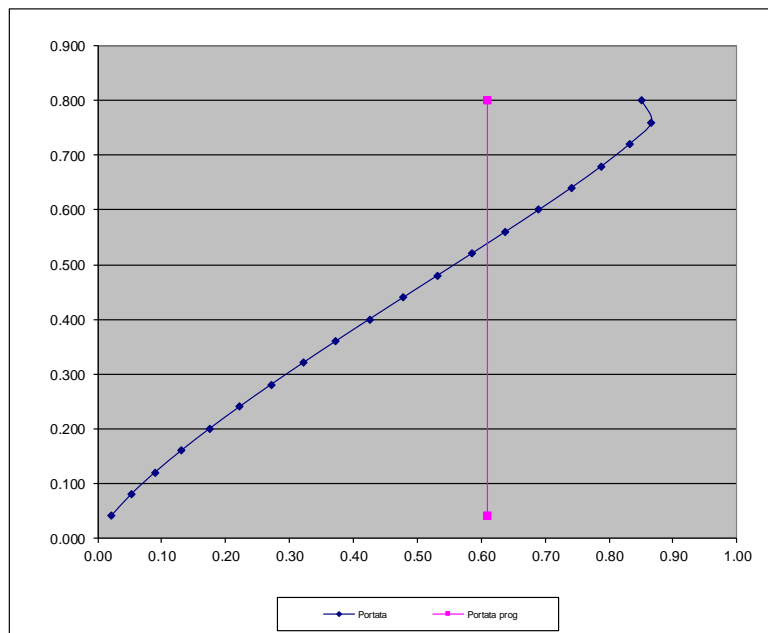


Figura 4-4: Verifica collettore - Scenario 2

## 4.4. SMALTIMENTO ACQUE CAMPI

Il drenaggio delle acque del campo è stato pensato a doppia falda con due condotte di tubazioni che corrono lungo i due lati più lunghi del campo. All'interno del campo è stato previsto un sistema di drenaggio costituito da una reticolare di drenaggi:

1. Drenaggio secondario che corre parallelamente al lato più lungo del campo (L=100m) con interasse pari a 1.5m
2. Drenaggio principale che corre lungo il lato corto del campo e convoglia le acque in corrispondenza delle caditoie poste ad un interasse pari a 10 m

Il drenaggio secondario longitudinale è costituito da ghiaino lavato da mm 4/8 posti al di sotto del manto in erba naturale e del supporto poroso. Il drenaggio principale (rappresentato con delle linee tratteggiate in verde in Figura 4-5) è costituito da una serie di tubazioni in pvc microfessurate superiormente, che convogliano le acque direttamente in corrispondenza delle caditoie poste ai bordi del campo.

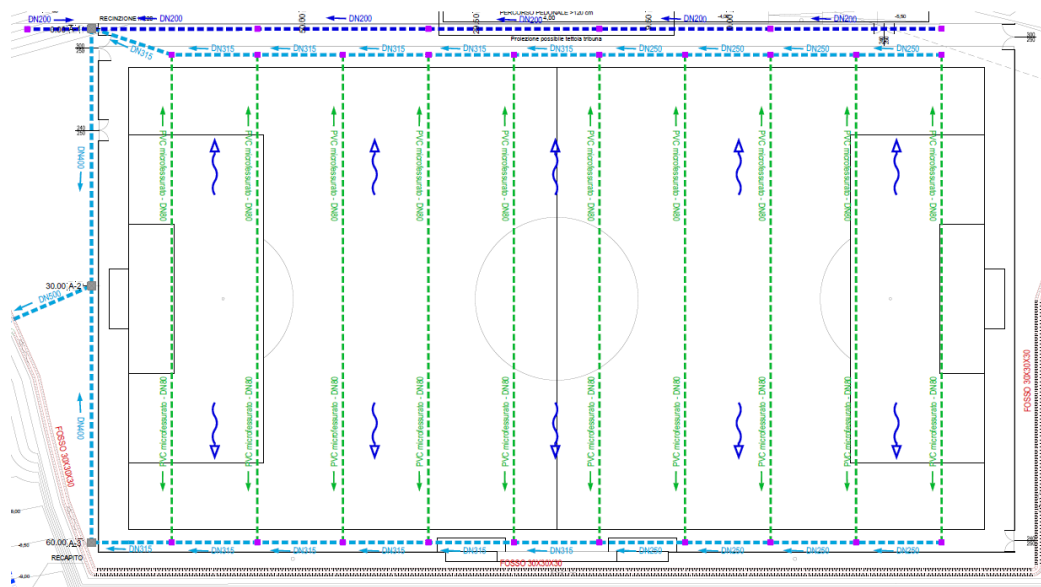


Figura 4-5: Planimetria drenaggio campo a 11

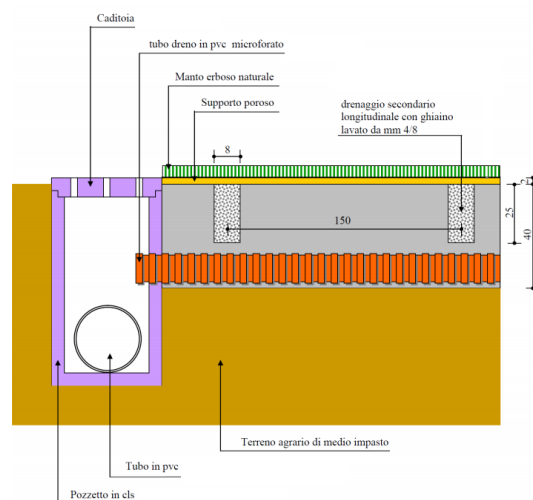


Figura 4-6: Sezione tipica drenaggio campo a 11

## 4.5. VASCA DI ACCUMULO

Con lo scopo di riutilizzare le acque meteoriche che interessano l'area del campo da gioco e della tribuna, è stato deciso di collocare una vasca interrata a valle del pozzetto A-2. Essa è collegata in linea alla tubazione DN 500, la quale convoglierà le acque di troppo pieno direttamente al recapito.

La vasca di raccolta delle acque permetterà l'irrigazione del campo da gioco mediante sistema di pompaggio. Durante i mesi di magra l'irrigazione del campo sarà comunque garantita mediante allaccio dell'impianto irriguo alla rete di distribuzione idrica, come indicato all'interno della tavola D\_01 Planimetria distribuzione esterna gas e acqua potabile.

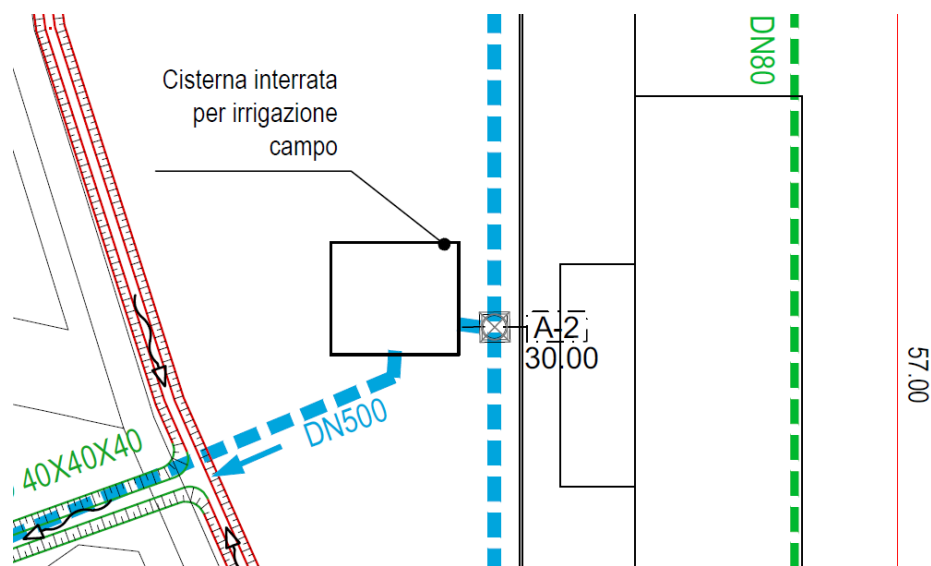


Figura 4-7: Vasca di raccolta delle acque meteoriche