

COMMITTENTE:

COMUNE DI MAZZE'

OGGETTO:

**NUOVA SCUOLA PRIMARIA UNICA CON SOSTITUZIONE EDILIZIA
(SCUOLA PRIMARIA DELLA FRAZIONE TONENGO)**

PROGETTO FINANZIATO CON FONDI PNRR - NEXT GENERATION EU - MISSIONE 4 COMPONENTE 1
INVESTIMENTO 3.3 CUP D38E18000090006

LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI MAZZE' (TO), VIA CASTONE

CODICE AREA:

IDR

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO ESECUTIVO

N° ELABORATO:

001

ARCHIVIO:

5470

160

IDR

001

ESE

00

SCALA:

-

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

DATA:

Loranzè, Giugno
2023

CONTROLLO QUALITA' ELABORATI

CODICE	AMBITO PROGETTUALE	RESPONSABILE D'AREA	REDATTO	VERIFICATO RESP. AREA	RIESAMINATO COORDINATORE	APPROVATO RESP. PROG.	REV	DATA	NOTE
							0	06/2023	EMISSIONE
ARC	ARCHITETTURA ED EDILIZIA	Arch. A. DEMARIA - Arch. M. DI PERNA	.	.	A.D.	G.O.	1	.	.
GEO	AMBIENTE E TERRITORIO	Geol. P. CAMBULI	.	.			2	.	.
IDR	IDRAULICA	Ing. M. VERNETTI ROSINA	G.M.	M.V.R.			3	.	.
IEL	IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI	Ing. G. ZAPPALA'	.	.			4	.	.
IME	IMPIANTI FLUIDO MECCANICI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			5	.	.
SIC	SICUREZZA	Ing. E. MORTELLO	.	.			6	.	.
STR	STRUTTURE E INFRASTRUTTURE	Ing. A. VACCARONE - Geom. F. TONINO	.	.			7	.	.
VVF	PREVENZIONE INCENDI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			8	.	.
EXT	COLLABORATORI ESTERNI	.	.	.			9	.	.

PROGETTISTA:

Dott. Ing.
Gianluca ODETTO
N° 7269 J ALBO INGEGNERI
PROVINCIA DI TORINO

TIMBRO:



COPROGETTISTA:

TIMBRO:





Indice

1	PREMESSE	2
2	ACQUE METEORICHE.....	3
2.1	Definizione intensità di pioggia.....	3
2.2	Definizione portata di progetto	8
2.3	Definizione scabrezza tubazioni.....	11
2.4	Dimensionamento collettori Ramo Nord.....	13
2.4.1	Scarico Ramo Nord – Tratto 7bis.....	15
2.5	Dimensionamento collettori Ramo Sud	16
2.5.1	Scarico Ramo Sud - Tratto 15.....	18
2.6	Verifica Canaletta di recapito finale	19
3	CONCLUSIONI	21
3.1	Ramo Nord - Tratto 7bis.....	21
3.2	Ramo Sud - Tratto 15.....	21
3.3	Canaletta di recapito finale.....	22



1 PREMESSE

La presente relazione idrologico-idraulica tratta il dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche del nuovo complesso scolastico sito nel Comune di Mazzè (TO).

Al fine di pervenire al suddetto dimensionamento si è in prima battuta proceduto, tramite un'analisi idrologica del sito, col calcolare l'intensità di precipitazione di progetto in modo poter successivamente proseguire al dimensionamento dei collettori, relativi ai vari tratti costituenti l'intera rete di regimazione delle acque meteoriche, ed alle correlate verifiche idrauliche atte a verificare che il livello di riempimento delle tubazioni sia inferiore al 70% e che le velocità all'interno delle tubazioni siano inferiori ai 5 m/s.

2 ACQUE METEORICHE

2.1 Definizione intensità di pioggia

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della *curva di probabilità pluviometrica (CPP)* o *curve intensità-durata-frequenza (IDF)*, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno. La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

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

dove i coefficienti a ed n sono da stimare con il metodo della regressione lineare sui dati disponibili.

Nello specifico, la determinazione di tali parametri prevede la rappresentazione su un piano bi-logaritmico dei massimi delle precipitazioni medie annue per ogni durata t quali, allineandosi su una retta, identificano un coefficiente angolare e un termine noto che sono rispettivamente i parametri cercati.

L'equazione precedente scritta in forma logaritmica risulta espressa come

$$\log h = \log a + n \cdot \log t$$

Generalmente per la stima delle curve di probabilità pluviometrica nelle stazioni di misura si fa riferimento alle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione riportate negli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano relative alle durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive, definendo i parametri a ed n per i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

Nel caso in cui l'area oggetto di analisi sia priva di punti di misura diretta oppure le serie di dati a disposizione siano brevi, è necessario ricorrere a metodi di regionalizzazione delle precipitazioni basati su serie storiche da cui è possibile determinare il periodo di anni (tempo di ritorno, T_r) nel quale, mediamente, un determinato evento sia eguagliato o superato. Si precisa che tale parametro non rappresenta una scadenza fissa per il prodursi di un evento, ma la probabilità che esso possa verificarsi mediamente una volta nel periodo considerato.

Nel caso in esame le indagini di carattere idrologico sono state condotte con riferimento ai risultati degli studi preposti ARPA Piemonte nell'ambito del Progetto Interregionale Italia Svizzera 2007-2013 STRADA – Le precipitazioni intense in Piemonte, Distribuzione regionale delle piogge e caratterizzazione statistica dei valori estremi. Tale documento recita:

“L'analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata riveste una grande importanza in numerosi problemi di ingegneria, quali possono essere ad esempio la progettazione delle reti fognarie pluviali o la realizzazione di interventi di difesa dal dissesto idrogeologico, nei quali risulta fondamentale giungere preliminarmente ad una valutazione affidabile dei valori che possono essere assunti, all'interno di un certo orizzonte temporale, dalla “sollecitazione” pluviometrica.”



In particolare, il servizio *Atlante delle piogge intense*, consultabile sul Geoportale di ARPA Piemonte, consente di ricavare in un qualsiasi punto del territorio regionale le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per assegnato tempo di ritorno per le durate da 10 minuti a 24 ore.

Il metodo operativo di ricostruzione spazio – temporale delle precipitazioni estreme è denominato “kriging sequenziale” ed è stato applicato alle serie di precipitazioni estreme con durate 1 – 24 ore permettendo di stimarne le serie storiche ed i parametri della relazione intensità – durata – frequenza su un grigliato regolare che copre l'intero Piemonte. La relazione stimata localmente è estesa al campo delle durate sub-orarie introducendo una relazione compatibile con il comportamento reale delle precipitazioni nel campo delle durate inferiori all'ora. Nel complesso, il metodo fornisce per ciascun punto griglia, tre parametri per la caratterizzazione della curva intensità-durata, ovvero i parametri a e n che consentono di determinare la curva media, e il fattore di crescita delle precipitazioni estreme K_T funzione del tempo di ritorno.

Sovrapponendo la griglia costituita da maglie quadrate di 250 m di lato alla porzione di territorio digitalizzata è possibile risalire alle relative caratteristiche pluviometriche senza la necessità di ragguagliare i dati di pioggia con i metodi tradizionali.

La *Figura 1* rappresenta lo schema utilizzato per la determinazione dei suddetti parametri.

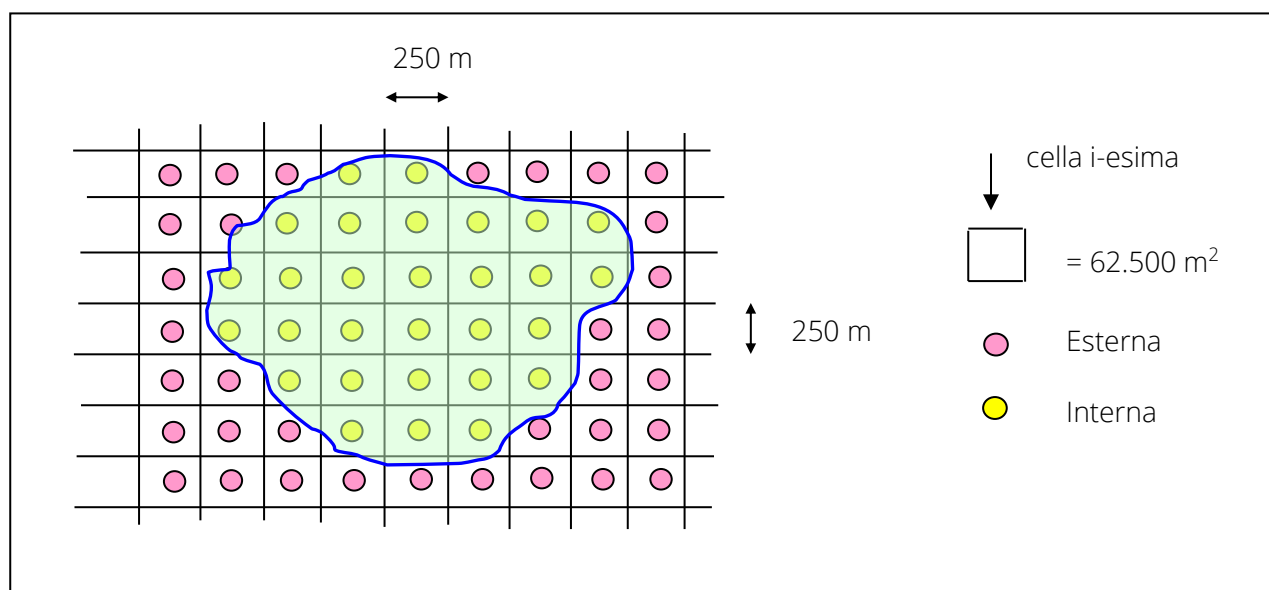


Figura 1: Schema adottato per la determinazione dei coefficienti a e n secondo il metodo ARPA Piemonte.

Nel caso in cui l'area oggetto di analisi rientri all'interno di due o più celle di lato pari a 250 m contigue e contenenti percentuali del bacino differenti, si procede alla determinazione dei parametri a e n attraverso una media ponderata.

Le relazioni utilizzate per la determinazione dei coefficienti a e n sono le seguenti:

$$a = \sum \frac{A_{Cella}}{A_{Totale}} \cdot a_{Cella} \qquad n = \sum \frac{A_{Cella}}{A_{Totale}} \cdot n_{Cella}$$

dove:

- A_{Totale} = area totale del bacino considerato;
- A_{Cella} = area del bacino contenuto nella cella di 250 m di lato considerata;
- a_{Cella} = altezza di pioggia per la durata di un'ora della cella i -esima;
- n_{Cella} = esponente della cella i -esima;
- a = altezza di pioggia per la durata di un'ora stimata per la trattazione idrologica;
- n = esponente considerato per la trattazione idrologica.

La porzione di territorio in esame ricade all'interno della cella riportata in Tabella 1.

Tabella 1: Cella metodo ARPA Piemonte in cui ricade l'area oggetto di studio

Cella ID	102378 – Mazzè
a	29.98
n	0.26

In merito al coefficiente di crescita K_T , valutato in funzione della distribuzione di probabilità GEV, si riportano i coefficienti al variare del T_r (Tabella 2).

Tabella 2: Valori del fattore di crescita delle precipitazioni estreme K_T per assegnato tempo di ritorno.

GEV						
K2	K5	K10	K20	K50	K100	K200
0.915	1.267	1.519	1.778	2.138	2.427	2.733

Inoltre, per piccoli bacini occorre fare riferimento a precipitazioni di durata inferiore ad un'ora. La forma più frequentemente utilizzata in Italia per descrivere l'andamento della curva IDF nell'arco temporale 1 – 24 ore è la seguente:

$$i(d) = a \cdot d^{n-1}$$

Tuttavia, questa relazione può risultare inadeguata nel campo delle brevi durate dove, per $d \rightarrow 0$, il comportamento reale dell'intensità di pioggia prevede che queste non crescano più in maniera indefinita ma convergano ad un valore finito di intensità. Per tale motivo è necessario introdurre un'espressione più flessibile della relazione intensità – durata nell'analisi delle precipitazioni sub – orarie data da:

$$i(d) = i_0(1 + B \cdot d)^\beta$$



dove $i_0 = \frac{a}{(1+B)^\beta}$ e $\beta = \frac{(n-1)(1+B)}{B}$ che, sostituite nella relazione precedente, forniscono l'espressione

$$i(d) = a \cdot \left(\frac{1 + B \cdot d}{1 + B} \right)^{\frac{(n-1)(1+B)}{B}}$$

Il parametro B, relativo alla variabilità sub - oraria, è stimato per via numerica con il metodo dei minimi quadrati che restituisce una stima di B pari a

$$\hat{B} = 136.5h^{-1} \text{ con } h = a \cdot d^n$$

La dipendenza delle precipitazioni dal tempo di ritorno può essere ricostruita moltiplicando le suddette relazioni per un fattore di crescita K_T indipendente dalla durata delle precipitazioni e, pertanto, utilizzabile come semplice fattore moltiplicativo delle relazioni medie definite in precedenza.

Applicando le formule sopra citate si ottengono i valori di intensità di precipitazione per assegnato tempo di ritorno riportati in **Tabella 3** e **Tabella 4**, distinguendo tra gli eventi meteorici caratterizzati da una durata superiore o inferiore ad un'ora.

- Per $d \geq 1h$

Tabella 3: Valori di intensità di precipitazione per durate dell'evento meteorico maggiori di un'ora interessanti l'area in progetto.

d [minuti]	d[h]	h [mm]	i [mm/h]	iT2 [mm/h]	iT5 [mm/h]	iT10 [mm/h]	iT20 [mm/h]	iT50 [mm/h]	iT100 [mm/h]	iT200 [mm/h]
60	1	29,98	29,98	27,43	37,98	45,54	53,30	64,10	72,76	81,94
90	1,5	33,31	22,21	20,32	28,14	33,74	39,49	47,48	53,90	60,70
120	2	35,90	17,95	16,42	22,74	27,27	31,92	38,38	43,57	49,06
150	2,5	38,04	15,22	13,92	19,28	23,12	27,06	32,54	36,93	41,59
180	3	39,89	13,30	12,17	16,85	20,20	23,64	28,43	32,27	36,34
240	4	42,99	10,75	9,83	13,62	16,33	19,11	22,98	26,08	29,37
300	5	45,56	9,11	8,34	11,54	13,84	16,20	19,48	22,11	24,90
360	6	47,77	7,96	7,28	10,09	12,09	14,16	17,02	19,32	21,76
420	7	49,72	7,10	6,50	9,00	10,79	12,63	15,19	17,24	19,41

- Per $d < 1h$

Tabella 4: Valori di intensità di precipitazione per durate dell'evento meteorico minori di un'ora interessanti l'area in progetto.

d [minuti]	h [mm]	B	i [mm/h]	iT2 [mm/h]	iT5 [mm/h]	iT10 [mm/h]	iT20 [mm/h]	iT50 [mm/h]	iT100 [mm/h]	iT200 [mm/h]
5	15,71	8,69	124,58	113,99	157,85	189,24	221,51	266,36	302,36	340,48
10	18,82	7,25	90,96	83,23	115,25	138,17	161,73	194,48	220,77	248,60
15	20,91	6,53	73,50	67,26	93,13	111,65	130,69	157,15	178,39	200,88
20	22,53	6,06	62,34	57,04	78,99	94,70	110,84	133,28	151,30	170,38
30	25,04	5,45	48,49	44,37	61,44	73,66	86,22	103,67	117,68	132,52
45	27,82	4,91	36,89	33,75	46,74	56,03	65,59	78,87	89,53	100,82
60	29,98	4,55	29,98	27,43	37,98	45,54	53,30	64,10	72,76	81,94

Nel caso oggetto di studio, trattandosi della progettazione di opere fognarie atte a regimare portate meteoriche, si adotta un valore di intensità di pioggia associato ad un tempo di ritorno pari a 20 anni, generalmente utilizzato per la progettazione/verifica delle fognature, e una durata dell'evento meteorico pari a 15 minuti, da cui si ricava un valore di progetto di intensità pari a

$$i = 130,69 \text{ mm/h}$$

Per il dimensionamento/verifica della rete in questione si adotta, a favore di sicurezza, un valore di intensità pari a:

$$i = 150 \text{ mm/h}$$

considerando il verificarsi di eventi meteorici caratterizzati sempre più frequentemente da brevi durate e forte intensità.



2.2 Definizione portata di progetto

Per calcolare la portata defluente da regimare correttamente con la rete in progetto, si è fatto riferimento al metodo razionale ed alla seguente formulazione, funzione della su definita intensità di pioggia:

$$Q = \frac{\Psi \cdot i \cdot A}{3600}$$

dove:

- Q = portata ruscellante relativa all'area A;
- Ψ = coefficiente di deflusso definito come il rapporto tra le piogge nette e le piogge totali;
- i = intensità della precipitazione espressa in mm/h;
- A = area considerata in m².

Relativamente al coefficiente Ψ , parametro che condiziona in ultima analisi il dimensionamento dei collettori, si adotta, per le aree di competenza, la seguente scala, desunta dalle indicazioni riportate in letteratura e in particolare dai suggerimenti di G. Ippolito, che cita la tabella di Kuichling e i valori adottati in media per le fognature tedesche, e di V. Nanni che riporta elementi analitici (relativi a singole superfici) e globali (riferiti a zone o aree estese):

- parchi, giardini, prati, aree agricole, etc.: da 0,25 a 0,05, secondo il tipo e la pendenza del terreno, la presenza di terrazzamenti, il tipo e l'estensione degli insediamenti, lo sviluppo del reticolo viario;
- centri di paese: da 0,6 a 0,4;
- aree di paese con insediamenti spaziosi, orti e giardini: 0,40;
- zone a villini: da 0,35 a 0,25;
- aree non edificate: da 0,20 a 0,15;
- aree sportive e giardini: da 0,20 a 0,10;
- pavimentazioni in asfalto, tetti, terrazze, lastricati: da 0,9 a 0,7;
- Lastricati ben connessi: 0,8 - 0,7;
- Lastricati ordinari: 0,7 - 0,5;
- Macadam e selciati: 0,6 - 0,4;

Dal momento che le opere di fognatura bianca in progetto sono al servizio di un edificio costituito da falde di copertura totalmente impermeabili si è assunto un coefficiente Ψ pari ad 1 per le aree edificate in luogo del valore 0,9 consigliato in letteratura a favore di sicurezza:

$$\Psi = 1$$

Tabella riportante le aree costituenti i sottobacini in cui sono state divise le falde dell'edificio.

Area	Area [m ²]	Ψ	Q [l/s]	Q [m ³ /s]
AREA 1	234,8	1,00	9,78	0,00978
AREA 2	196,5	1,00	8,19	0,00819
AREA 2bis	196,4	1,00	8,18	0,00818
AREA 3	41,5	1,00	1,73	0,00173
AREA 4	249,8	1,00	10,41	0,01041
AREA 5	215,0	1,00	8,96	0,00896
AREA 5bis	220,0	1,00	9,17	0,00917
AREA 6	324,0	1,00	13,50	0,01350
AREA 7	175,7	1,00	7,32	0,00732
AREA 7bis	175,3	1,00	7,30	0,00730
AREA 8	230,1	1,00	9,59	0,00959
AREA 9	139,0	1,00	5,79	0,00579
AREA 10	152,7	1,00	6,36	0,00636
AREA 11	53,0	1,00	2,21	0,00221
AREA 12	278,3	1,00	11,60	0,01160
AREA 13	267,5	1,00	11,15	0,01115
AREA 14	235,5	1,00	9,81	0,00981

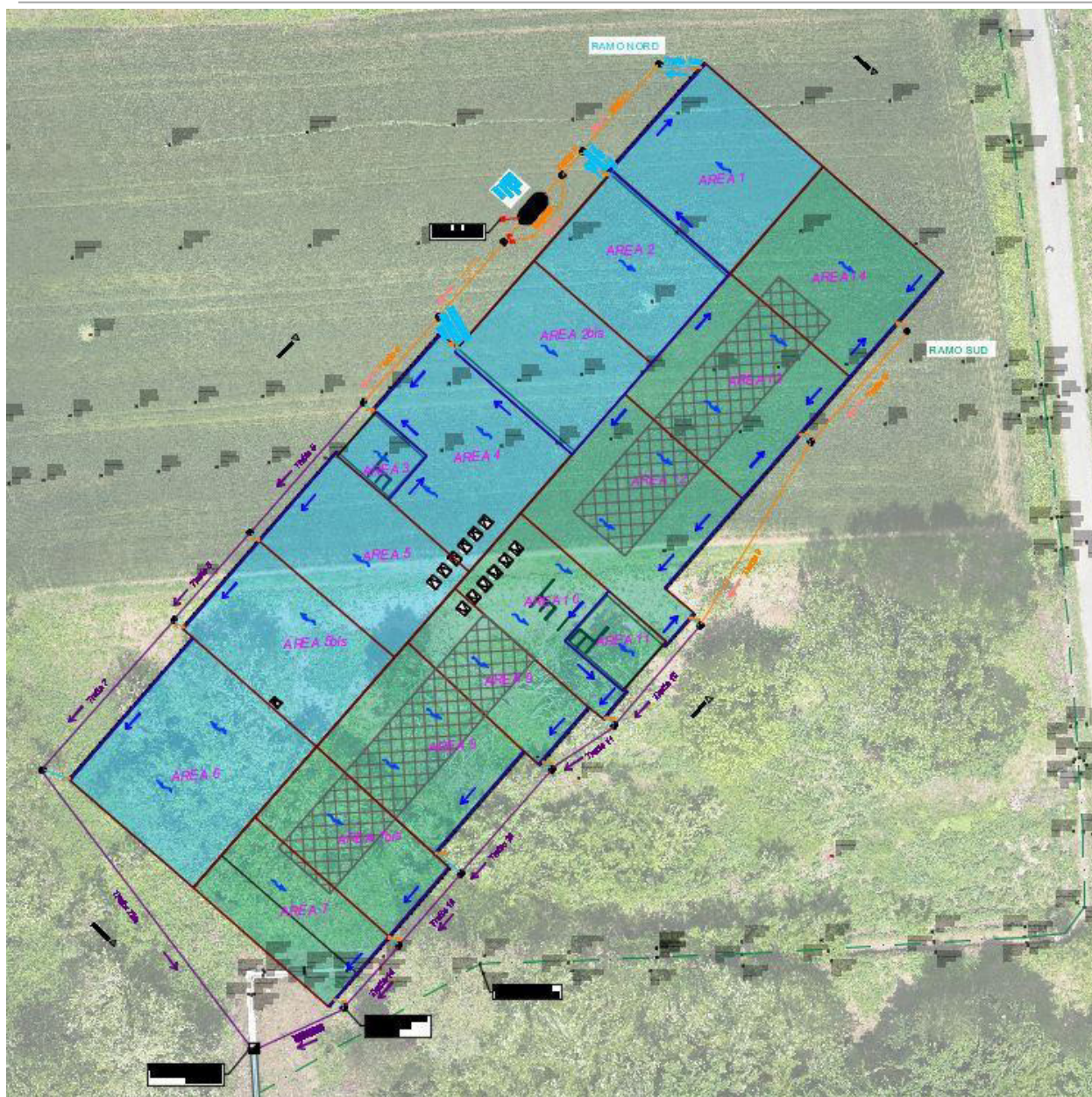


Figura 2: Inquadramento delle aree di scolo, delle grondaie e dei collettori. Le aree verdi insistono sul Ramo Sud, le aree celesti sul Ramo Nord. Entrambi i Rami scaricano in una canaletta in c.a. esistente. Per ulteriori dettagli si veda tavola apposita "planimetria acque meteoriche".

2.3 Definizione scabrezza tubazioni

Il coefficiente di scabrezza può assumere differenti valori in funzione del materiale e delle condizioni di usura della tubazione, e di eventuali rivestimenti o trattamenti applicati per preservarne le caratteristiche nel tempo.

La tabella seguente riassume i valori di riferimento per i coefficienti di scabrezza in letteratura secondo le formule di Bazin, Kutter e Strickler, riferiti alle diverse tipologie di materiale e delle condizioni in cui questi si presentano.

Tubazione	ϵ mm	Bazin (γ) $m^{1/2}$	Kutter (m) $m^{1/2}$	Strickler (k_s) $m^{1/3} \cdot s^{-1}$
<i>Tubazione tecnicamente liscia</i>				
Vetro, ottone, rame, trafilato, vetroresina, materiali plastici (PVC, etc) -a seconda condizioni d'esercizio-	0-0,02	-	-	120
<i>Tubazione d'acciaio</i>				
<i>Nuovi</i>				
Grezzi non saldati	0,03-0,06	-	-	130-115
Grezzi saldati (produzione di serie)	0,03-0,08	-	-	130-110
<i>Nuovi con rivestimenti degradabili nel tempo</i>				
Verniciati per centrifugazione	0,02-0,05	-	-	140-120
Bitumati per immersione	0,10-0,15	£ 0,06	£ 0,12	100
Con asfalto o catrame applicati a mano	0,5-0,6	0,16	0,20-0,25	85-80
<i>In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili</i>				
Con leggera ruggine	0,6-0,8	0,18	0,25	80-90
Con tubercolizzazione diffusa	1-4	0,23	0,30-0,35	75-70
<i>Con trattamenti o rivestimenti non degradabili nel tempo (a seconda delle condizioni di servizio)</i>				
Zincati	0,02-0,05	-	-	140-120
Galvanizzati	0,015-0,03	-	-	140-130
Rivestimento bituminoso a spessore	0,015-0,04	-	-	140-125
Rivestimento cementizio applicato per centrifugazione	0,05-0,15	< 0,06	< 0,12	120-100
<i>Tubazione in ghisa</i>				
<i>Nuovi</i>				
Grezzi	0,2-0,4	0,10	0,12	90-85
Rivestiti internamente con bitume (rivestimento degradabile)	0,10-0,20	0,10	0,15	90
<i>In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili</i>				
Con lievi incrostazioni	0,4-1,0	0,16	0,20	85-75



Parzialmente arrugginiti	1,0-2,0	0,23	0,30-0,35	75-70
Con forti incrostazioni	3-5	0,36	0,4	65
In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili				
Cemento applicato per centrifugazione	0,05-0,15	< 0,06	< 0,12	120-100
Tubazione	ϵ mm	Bazin (γ) $m^{1/2}$	Kutter (m) $m^{1/2}$	Strickler (k_s) $m^{1/3} \cdot s^{-1}$
Tubazione in cemento amianto				
Nuovi				
Cemento amianto (nuovi)	0,03	< 0,06	< 0,12	130-105
In servizio				
Cemento amianto (in servizio)	0,10-0,4	0,10	0,12	105-85
Tubazione in cemento armato				
Cemento armato con intonaco perfettamente liscio (nuovi)	0,10-0,15	0,06	0,12	100
Come sopra, in servizio da più anni	1-3	0,23	0,30-0,35	75-70
Gallerie con intonaco di cemento, a seconda del grado di finitura e delle condizioni di servizio	1-10	0,23-0,36	0,30-0,45	70-60

Nel caso delle tubazioni in esame, per le tubazioni in PVC, si assume un valore di scabrezza di Strickler

$$K_s = 90 \, m^{1/3} s^{-1}.$$

Per la verifica della canaletta esistente in c.a. prefabbricata si assume:

$$K_s = 60 \, m^{1/3} s^{-1}.$$

Tali valori sono minori rispetto al coefficiente suggerito in letteratura per tubi nuovi in modo da effettuare il calcolo delle portate circolanti prendendo in considerazione la futura usura delle tubazioni che andrà a ridurre suddetto coefficiente.

2.4 Dimensionamento collettori Ramo Nord

Caratteristiche tubazioni:

- Diametro: DN200, DN250 e DN315 a seconda del tratto considerato (Vedasi tavola apposita);
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: 5 m/km (Tratto 1,1bis,2,2bis,3,3bis,4,5,6,7); 8 m/km (Tratto 7bis)

Sulla base dell'analisi condotta è stata tracciata la scala di deflusso in moto uniforme utilizzando le seguenti formulazioni:

$$V = K_s \left(\frac{A}{B} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{i}{1000} \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2}$$

In cui:

B: contorno bagnato [m];

A: area sezione bagnata [m²];

V: velocità [m·s⁻¹];

Coeff. Ks: 90 m^{1/3}·s⁻¹ per PVC;

i: pendenza mortice = 5 m/km (Tratto 1,1bis,2,2bis,3,3bis,4,5,6,7); 8 m/km (Tratto 7bis)

Q: portata [m³·s⁻¹]

$$Q = A \cdot V$$

Note le portate ammissibili dal collettore, si è calcolata la portata defluente dall'area in esame, insistente su di esso, in aggiunta alle portate giungenti da monte nel tratto considerato.

Il valore di portata defluente che l'area in esame genera a seguito di un evento meteorico è stato calcolato con la seguente formulazione:

$$Q = \frac{\Psi \cdot i \cdot A}{3600}$$

dove:

- Q = portata ruscellante relativa all'area A in esame;
- Ψ = rappresenta il coefficiente di afflusso ed è definito come il rapporto tra le piogge nette e le piogge totali;
- i = 150 mm/h, rappresenta l'intensità della precipitazione;
- A = area scolante in m² insistente sul tratto di condotta in esame.



Tabella riportante la portata circolante all'interno di ogni tratto confrontata con la Qmax del medesimo collettore.

Tratto	DN collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto
1	250 PVC 0,5%	9,78	<	45,00	33,00
1bis	200 PVC 0,5%	9,78	<	25,00	46,00
2	250 PVC 0,5%	17,97	<	45,00	46,00
2bis	200 PVC 0,5%	8,19	<	25,00	42,00
3	250 PVC 0,5%	17,97	<	45,00	46,00
3bis	200 PVC 0,5%	8,18	<	25,00	42,00
4	250 PVC 0,5%	26,15	<	45,00	57,50
5	315 PVC 0,5%	38,29	<	83,50	50,00
6	315 PVC 0,5%	47,25	<	83,50	56,00
7	315 PVC 0,5%	56,42	<	83,50	47,00
7bis	315 PVC 0,8%	69,92	<	105,50	63,00

2.4.1 Scarico Ramo Nord – Tratto 7bis

Caratteristiche tubazione:

- Diametro: 315 mm;
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: minimo 8 m/km.

Sulla base dell'analisi condotta è stata tracciata la scala di deflusso in moto uniforme utilizzando le seguenti formulazioni:

$$V = K_s \left(\frac{A}{B} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{i}{1000} \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2}$$

In cui:

B: contorno bagnato [m];

A: area sezione bagnata [m²];

V: velocità [m·s⁻¹];

Coeff. Ks: 90 m^{1/3}·s⁻¹ per PVC;

i: pendenza mortice = minimo 8 [m/km];

Q: portata [m³·s⁻¹]

$$Q = A \cdot V$$

Note le portate ammissibili dal collettore, si è calcolata la portata giungente da monte nel tratto in esame (Q = 69,92 l/s) per poi confrontarla con la massima portata ammissibile dal collettore.

Portata	Y (m)	RIEMP. (%)	b (m)	B (m)	A (m ²)	V (m·s ⁻¹)	Q (l/s)	V ² /2g (m)
Q di verifica portata di progetto (Q = 69,92 l/s)	0.19	63%	0.29	0.54	0.05	1.55	70.96	0.12

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione d'allaccio 63% riempimento (l/s)
69,92	<	70,96

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione d'allaccio (l/s)
69,92	<	105,5



2.5 Dimensionamento collettori Ramo Sud

Caratteristiche tubazioni:

- Diametro: DN200, DN250 e DN315 a seconda del tratto considerato (Vedasi tavola apposita);
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: 5 m/km (Tratto 8,9,10,11,12); 10 m/km (Tratto 13,14,15)

Sulla base dell'analisi condotta è stata tracciata la scala di deflusso in moto uniforme utilizzando le seguenti formulazioni:

$$V = K_s \left(\frac{A}{B} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{i}{1000} \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2}$$

In cui:

B: contorno bagnato [m];

A: area sezione bagnata [m²];

V: velocità [m·s⁻¹];

Coeff. K_s: 90 m^{1/3}·s⁻¹ per PVC;

i: pendenza mortice = 5 [m/km]; (Tratto 8,9,10,11,12); 10 [m/km] (Tratto 13,14,15);

Q: portata [m³·s⁻¹]

$$Q = A \cdot V$$

Note le portate ammissibili dal collettore, si è calcolata la portata defluente dall'area in esame, insistente su di esso, in aggiunta alle portate giungenti da monte nel tratto considerato.

Il valore di portata defluente che l'area in esame genera a seguito di un evento meteorico è stato calcolato con la seguente formulazione:

$$Q = \frac{\Psi \cdot i \cdot A}{3600}$$

dove:

- Q = portata ruscellante relativa all'area A in esame;
- Ψ = rappresenta il coefficiente di afflusso ed è definito come il rapporto tra le piogge nette e le piogge totali;
- i = 150 mm/h, rappresenta l'intensità della precipitazione;
- A = area scolante in m² insistente sul tratto di condotta in esame.

Tabella riportante la portata circolante all'interno di ogni tratto confrontata con la Qmax del medesimo collettore.

Tratto	DN collettore	Q tratto l/s	< >	Qmax collettore	% riemp con Q tratto
8	250 PVC 0,5%	9,81	<	45,00	33,00
9	250 PVC 0,5%	20,96	<	45,00	50,00
10	315 PVC 0,5%	32,56	<	83,50	45,00
11	315 PVC 0,5%	41,13	<	83,50	52,00
12	315 PVC 0,5%	46,92	<	83,50	57,00
13	315 PVC 1%	56,51	<	118,00	51,00
14	315 PVC 1%	63,81	<	118,00	55,00
15	315 PVC 1%	71,13	<	118,00	59,00



2.5.1 Scarico Ramo Sud - Tratto 15

Caratteristiche tubazione:

- Diametro: 315 mm;
- Materiale: PVC SN8;
- Pendenza motrice: minimo 10 m/km.

Sulla base dell'analisi condotta è stata tracciata la scala di deflusso in moto uniforme utilizzando le seguenti formulazioni:

$$V = K_s \left(\frac{A}{B} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{i}{1000} \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2}$$

In cui:

B: contorno bagnato [m];

A: area sezione bagnata [m²];

V: velocità [m·s⁻¹];

Coeff. Ks: 90 m^{1/3}·s⁻¹ per PVC;

i: pendenza mortice = minimo 10 [m/km];

Q: portata [m³·s⁻¹]

$$Q = A \cdot V$$

Note le portate ammissibili dal collettore, si è calcolata la portata giungente da monte nel tratto in esame (Q = 71,13 l/s) per poi confrontarla con la massima portata ammissibile dal collettore.

Portata	Y (m)	RIEMP. (%)	b (m)	B (m)	A (m ²)	V (m·s ⁻¹)	Q (l/s)	V ² /2g (m)
Q di verifica portata di progetto (Q = 71,13 l/s)	0.17	59%	0.29	0.52	0.04	1.69	71.85	0.15

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione d'allaccio 59% riempimento (l/s)
71,13	<	71,85

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione d'allaccio (l/s)
71,13	<	118

2.6 Verifica Canaletta di recapito finale

Si procede alla verifica della canaletta esistente di recapito finale, nella quale convergeranno entrambi i Rami costituenti la rete delle acque meteoriche: Ramo Nord e Ramo Sud.

In primis si calcola la portata massima che essa è in grado di convogliare in virtù della sua sezione geometrica e della pendenza motrice, ottenuta la scala di deflusso si procede col confronto tra la portata transitabile e la portata giungente dalla rete di regimazione delle acque meteoriche in progetto.

Caratteristiche canaletta esistente a sezione trapezia:

- Base minore: 0,45 m;
- Base maggiore: 0,75 m;
- Altezza: 0,55 m
- Materiale: c.a.;
- Pendenza motrice: 8,5 m/km.

Sulla base dell'analisi condotta è stata tracciata la scala di deflusso in moto uniforme utilizzando le seguenti formulazioni:

$$V = K_s \left(\frac{A}{B} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{i}{1000} \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2}$$

In cui:

- B: contorno bagnato [m];
A: area sezione bagnata [m²];
V: velocità [m·s⁻¹];
Coeff. Ks: 60 m^{1/3}·s⁻¹ per CLS;
i: pendenza motrice = 8,5 [m/km];
Q: portata [m³·s⁻¹]

$$Q = A \cdot V$$

Note le portate ammissibili dalla canaletta, si è calcolata la portata giungente da monte nel tratto in esame pari a Q_{TOT} = 141,05 (Q_{RAMO_NORD} = 69,92 l/s + Q_{RAMO_SUD} = 71,13 l/s) per poi confrontarla con la massima portata ammissibile dalla canaletta.

Portata	Y (m)	RIEMP. (%)	D (m)	B (m)	A (m ²)	V (m·s ⁻¹)	Q (l/s)	V ² /2g (m)
Q di verifica portata di progetto (Q = 141.05 l/s)	0.21	38%	0.22	0.88	0.11	1.35	142.62	0.09



Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica canaletta 38% riempimento (l/s)
141,05	<	142,62

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max canaletta (l/s)
141,05	<	640

3 CONCLUSIONI

In conclusione si può asserire che tutti i tratti costituenti la rete di collettamento delle acque meteoriche in progetto possono operare in sicurezza idraulica avendo un grado riempimento non superiore al 70% in condizioni gravose, ovvero relative ad un'intensità di precipitazione pari a 150 mm/h. Si è inoltre effettuata la verifica esclusivamente per i due tratti d'allaccio alla canaletta esistente in c.a. al fine di verificare che il grado di riempimento di essi sia minore del 70% e che le velocità non superino i 5 m/s, verifica analoga per la canaletta riceptrice finale.

3.1 Ramo Nord - Tratto 7bis

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione d'allaccio 63% riempimento (l/s)	Velocità m/s
69,92	<	70,96	1,55

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione d'allaccio (l/s)
69,92	<	105,50

3.2 Ramo Sud - Tratto 15

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione d'allaccio 59% riempimento (l/s)	Velocità m/s
71,13	<	71,85	1,69

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione d'allaccio (l/s)
71,13	<	118,00



3.3 Canaletta di recapito finale

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q di verifica tubazione d'allaccio 38% riempimento (l/s)	Velocità m/s
141,05	<	142,62	1,35

Q meteorica di progetto (l/s)	< >	Q max tubazione d'allaccio (l/s)
141,05	<	640,00

La rete possiede dunque i requisiti per operare in sicurezza idraulica.