

GM INGEGNERIA

Studio di Ingegneria Civile ed Idraulica



Boehringer
Ingelheim

Boehringer Ingelheim Bidachem

Strada Statale – Padana Superiore n°8 - 24040 - Forno San Giovanni (BG)

**Progetto di invarianza idraulica
ai sensi dell'art. 10 del R.R. 7/2017 e s.m.i.
a supporto dell'intervento di ampliamento del sito
industriale della Società Bidachem Spa
a Forno San Giovanni (BG)**

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO- ECONOMICA

Invarianza idrologica e idraulica

Committente

Il Professionista

Dott. Ing. Michele Giorgio



CODICE PROGETTO	FILE:	DATA:	ELABORATO: A
PRG 465-25	REL_INVIDR PRG 465-25	29/04/2026	
AI TERMINI DI LEGGE SI RISERVA LA PROPRIETA' DEL PRESENTI ELABORATO CON DIVIETO DI RENDERLO NOTO A TERZI SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE SCRITTA	VERSIONE: Vr 05	SCALA: -	

Dott. Ing. Michele Giorgio
Via Bianzana 68 – 24124 Bergamo
cellulare 3391001022 - P. IVA 02685550168 – C.F. GRG MHL 71D15 A794F
michele.giorgio@gmingegneria.it – michele.giorgio2@ingpec.eu - www.gmingegneria.it

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	CRITERI PROGETTUALI	6
2.1	Manufatti particolari.....	6
2.2	Materiali	7
3	LE PRESCRIZIONI LEGISLATIVE	8
3.1	Inquadramento normativo.....	8
3.2	Ambiti territoriali e limiti ammissibili allo scarico	8
3.3	Classificazione degli interventi.....	9
4	ANALISI IDROLOGICA.....	11
4.1	Analisi probabilistica delle precipitazioni intense.....	11
4.1	Coefficienti di deflusso	15
5	METODOLOGIE DI DIMENSIONAMENTO ADOTTATE	16
5.1	Metodo analitico di dettaglio.....	16
5.2	Ietogramma di pioggia di progetto	17
5.3	Ietogramma di pioggia netto	20
5.4	Idrogramma in ingresso all'invaso	20
5.5	Portata in uscita dall'invaso.....	22
5.6	Calcolo del volume invasato con il metodo di dettaglio	22
6	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE RETI DI DRENAGGIO.....	23
6.1	Rete di drenaggio delle acque bianche	23
6.2	Verifica idraulica dei collettori	23
7	SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE	25
7.1	Calcolo del volume con procedura di calcolo dettagliata.....	25
7.2	Verifica per tempi di ritorno centennali.....	28
7.3	Tempo di svuotamento dell'invaso.....	29

8	DIMENSIONAMENTO VASCA DI I PIOGGIA	30
9	DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO	32
9.1	Portata e prevalenza	32
9.2	Calcolo dei volumi utili dei pozzetti di sollevamento	33
10	DIMENSIONAMENTO RETE ACQUE NERE	35
11	CONSIDERAZIONI FINALI.....	38

ELABORATI ALLEGATI

CLASSIFICA	TITOLO	Scala
	DOCUMENTAZIONE	
A	Relazione idraulica	---
All.1	Dimensionamento rete di drenaggio	
	ELABORATI GRAFICI	
T01	Planimetria di progetto Tav 1 di 2	1:200
T02	Planimetria di progetto Tav 2 di 2	1:200
T03	Sezioni tipologiche vasche	Varie

1 PREMESSA

A seguito dell'incarico affidato dal Committente allo scrivente è stata redatta la seguente relazione in cui sono indicati i criteri progettuali delle opere idrauliche relative all'intervento in oggetto previsto in comune di Forno San Giovanni (BG) e Mozzanica (BG).

In particolare, la presente relazione attiene al dimensionamento delle opere idrauliche delle acque bianche e nere ed ai relativi manufatti necessari per assolvere ai principi di invarianza idraulica relativamente al nuovo ampliamento previsto.

Di seguito ci si attiene alle norme prescritte dalla Regione Lombardia, emanate nell'ambito del D.L.vo n.° 152 del 03 aprile 2006 e dei Regolamenti Regionali n° 2, 3 e 4 del 24 marzo 2006, oltre a quanto previsto nel "Regolamento Servizio Fognatura e Depurazione" della società gestore del servizio idrico integrato.

In particolare, lo studio di seguito esposto si riferisce al R.R. 7/2017 ed al successivo R.R. 3/2025, relativi all'attuazione dei principi di invarianza idraulica, ed a quanto previsto all'art. 10 dei regolamenti stessi.

Quanto di seguito esposto fa riferimento alla documentazione progettuale predisposta attinente al PFTE presentato per ampliamento del sito Bidachem Spa.

2 CRITERI PROGETTUALI

L'intervento complessivo prevede l'ampliamento del sito industriale di Forno San Giovanni (BG), come dettagliatamente illustrato nella documentazione tecnica di progetto.

La superficie complessiva dell'ampliamento del polo farmaceutico interna alle recinzioni dello stabilimento e oggetto della presente relazione risulta pari a 28'000 mq complessivi dei quali 11'000 mq nel comune di Mozzanica e 17'000 mq nel comune di Forno San Giovanni.

I calcoli delle vasche di laminazione saranno impostati con i seguenti valori come input:

- *Area stradale 10.000 mq*
- *Area pluviali delle aree edificabili 12.000 mq*
- *Aree verdi 6.000 mq*
- *Area interna alla recinzione oggetto di ampliamento complessiva 28.000 mq*

I dati esposti in precedenza sono stati comunicati dai progettisti architettonici.

L'area interessata sarà dotata di un sistema per la raccolta e lo smaltimento delle acque del tipo a *reti separate*, che sarà articolato con rete interna di raccolta delle acque nere e delle acque bianche indipendenti.

Si specifica dunque che

- la rete per la raccolta delle acque nere convoglierà le acque in uscita dalla vasca di prima pioggia nella rete fognaria Cogeide in particolare nel pozzetto di ispezione Pb01 mentre la rete delle acque reflue derivante dai servizi igienici della guardiania confluirà nel pozzetto Pb02 della rete Cogeide. I pozzetti di confluenza sono a carico di Bidachem Spa.
- la rete per la raccolta delle acque bianche convoglierà le acque meteoriche provenienti dalle superfici impermeabilizzate delle aree destinate alle coperture e da quelle delle superfici pavimentate o impermeabilizzate; le acque meteoriche verranno gestite secondo le indicazioni previste dal RR7/2017 ed al successivo R.R. 3/2025.

L'intervento garantisce quindi la rispondenza del sistema di raccolta e di smaltimento delle acque nere e meteoriche alle citate normative.

2.1 Manufatti particolari

Caditoie

Per la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche di dilavamento dalle superfici pavimentate o comunque impermeabili, sono previste delle caditoie o pilette di scarico e griglie, le

quali saranno collegate alla rete meteorica mediante tubazioni aventi diametro minimo di 125 mm. L'area scolante di competenza di ogni caditoia sarà contenuta entro i 200 mq e con una distanza massima tra due caditoie di 20 m

Pozzetto di campionamento

In conformità con quanto previsto dalle normative vigenti, le reti, prima di immettere le proprie acque nei recapiti finali, saranno dotate di camerette di campionamento di adeguate dimensioni, al fine di permettere il prelievo e l'analisi delle acque da smaltire per il caso in esame è previsto un pozzetto di campionamento prima dell'immissione in corpo idrico superficiale.

2.2 Materiali

Le tubazioni a gravità delle reti di smaltimento delle acque meteoriche in progetto sono previste in PVC rigido serie UNI-EN 1401 SN4 – SDR 34 con guarnizioni elastomeriche e con un diametro minimo di 125 mm.

Le tubazioni necessarie agli allacciamenti delle griglie e delle caditoie previste saranno realizzate in PVC con un diametro minimo di 125 mm.

Le eventuali tubazioni in pressione sono previste in PEAD PN 16-SDR conformi alle norme UNI EN 12201 ed ISO 44.

I chiusini e le caditoie previsti lungo i percorsi in progetto saranno in ghisa sferoidale conforme alla norma UNI-EN 124 classe D400 stradale.

3 LE PRESCRIZIONI LEGISLATIVE

3.1 Inquadramento normativo

Il Regolamento Regionale precedentemente richiamati, in attuazione dell'articolo 58-bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio), definiscono i criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica e idrologica.

I due principi introdotti dalla norma possono essere così riassunti:

- a) *invarianza idraulica*: principio in base al quale le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione,
- b) *invarianza idrologica*: principio in base al quale sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricati dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione,

La citata normativa prescrive che nelle trasformazioni d'uso del suolo occorre perseguire l'invarianza idraulica ed idrologica, tramite la separazione e gestione locale delle acque meteoriche, ed in particolare delle acque pluviali, a monte dei ricettori, riducendone quantitativamente i deflussi, favorendo il progressivo riequilibrio del regime idrologico e idraulico, con la conseguente attenuazione del rischio idraulico.

Il Regolamento Regionale n.° 7 del 23 novembre 2017 ed al successivo R.R. 3/2025 del 28 marzo 2025, si applicano agli interventi edilizi di cui al DPR n.° 380 del 6 giugno 2001 (art. 3), comprese quindi le nuove costruzioni.

3.2 Ambiti territoriali e limiti ammissibili allo scarico

Il controllo e la gestione delle acque pluviali verranno effettuati mediante sistemi che garantiscono l'infiltrazione, l'evapotraspirazione: in caso di capacità di infiltrazione dei suoli inferiore rispetto all'intensità delle piogge più intense è possibile la realizzazione di uno scarico delle acque pluviali in un ricettore, a valle di invasi di laminazione dimensionati per rispettare le portate massime ammissibili.

Lo smaltimento dei volumi invasati deve avvenire, con limitazione di portata, secondo un particolare ordine di priorità, tra cui:

- a) infiltrazione nel suolo o negli strati superficiali del sottosuolo;
- b) scarico in corpo idrico superficiale naturale o artificiale;

c) scarico in fognatura.

In considerazione delle caratteristiche delle aree di possibili scarico, la normativa prevede di individuare i bacini idrografici ad alta criticità idraulica ed in conseguenza di ciò il territorio regionale viene suddiviso in diverse tipologie di aree, in funzione del livello di criticità idraulica dei bacini dei corsi d'acqua ricettori (allegato C):

- a) aree A, ovvero ad alta criticità idraulica;
- b) aree B, ovvero a media criticità idraulica;
- c) aree C, ovvero a bassa criticità idraulica.

I comuni di Forno San Giovanni e Mozzanica (BG), come riportato nell'allegato C, vengono classificati in area B

area B, ovvero Media criticità idraulica

3.3 Classificazione degli interventi

Ai fini dell'individuazione delle diverse modalità di calcolo dei volumi da gestire, gli interventi sono suddivisi in diverse classi di intervento, a seconda della superficie interessata dall'intervento e del coefficiente di deflusso medio ponderale, come riportato nella tabella seguente

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO	
				AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)	
				Aree A, B	Aree C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0,03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi articolo 12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 mq a ≤ 1.000 mq)	≤ 0,4	Requisiti minimi articolo 12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	> 0,4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		da > 0,1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0,4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤100.000 mq)	> 0,4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	
		> 10 ha (> 100.000 mq)	qualsiasi		

Nel caso in esame la superficie complessiva dell'intervento pari a circa 2,8 ha (28'000,00 mq) e risulta compresa tra 1 e 10 ettari. Poiché l'intervento ricade in ambito territoriale B, si collocherà in classe di intervento 3 con valore del coefficiente di deflusso medio ponderale superiore a 0,40 (nello specifico pari a 0,85) ad impermeabilizzazione potenziale alta.

La normativa richiede il calcolo mediante il metodo della procedura dettagliata: di seguito verranno riportati i calcoli effettuati con il metodo cinematico prendendo in considerazione 4 ietogrammi differenti (Chicago, Sifalda, Rettangolare, Triangolare) e confrontando i risultati. I volumi di laminazione verrà dedotto dal valore medio del modello cinematico.

4 ANALISI IDROLOGICA

4.1 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense

Come è generalmente accettato la determinazione della precipitazione di progetto avviene attraverso la preliminare ricostruzione di uno ietogramma sintetico derivante dall'elaborazione delle piogge intense registrate in aree del bacino che occorre modellare, ritenute rappresentative. Questa fase conduce alla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica media da associare a tale territorio ossia delle curve che legano, per assegnati tempi di ritorno, le altezze di precipitazione h alle corrispondenti durate t .

Il legame funzionale tra altezza di pioggia $h(t)$ e durata t viene di solito espresso da una relazione monomia del tipo:

$$h(t) = a t^n$$

dove a ed n sono i parametri caratteristici della stazione e rappresentano rispettivamente l'altezza di precipitazione relativa alla durata di un'ora e la pendenza della retta che rappresenta la relazione monomia in un diagramma bilogarithmico riportante in ascisse $\log t$ ed in ordinate $\log h$ in un cartogramma probabilistico:

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

La stima dei parametri a ed n viene ricavata dalla regressione lineare su tale piano delle coppie di punti (t, h) , regolarizzandoli su una retta (quando non risulti più conveniente l'uso di una spezzata a due o più lati). Tali punti devono ovviamente essere tra loro omogenei, nel senso che devono avere un medesimo tempo di ritorno T .

Il dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche viene condotto adottando la curva di possibilità climatica con tempo di ritorno di 50 e 100 anni, dedotta dalle misure delle altezze di precipitazione registrate dalla rete di pluviometri dell'Arpa Lombardia. Nella tabella seguente si riportano i parametri a , n della curva di possibilità climatica definita per il comune di Forno San Giovanni (BG) a partire dai dati e dai parametri disponibili sul portale della stessa Agenzia. Sono stati scelti i dati relativi al comune di Forno in quanto più gravosi rispetto a quelli di Mozzanica (BG).

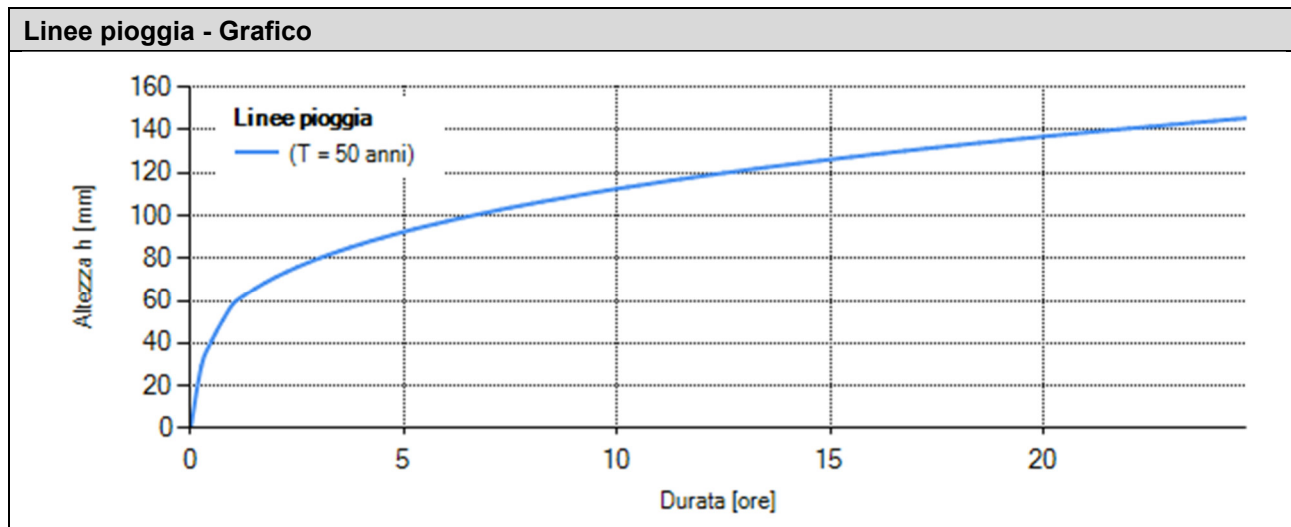
Tempo di Ritorno T	Durata di pioggia d	a [mm/h]	n [-]
50 anni	$d < 1$ ora	58,62	0,500
	$d > 1$ ora	58,62	0,2973

100 anni	d < 1 ora	65,36	0,500
	d > 1 ora	65,36	0,2973

Di seguito si riportano le curve di possibilità climatica per il tempo di ritorno di 50 anni considerato per il dimensionamento delle opere di invarianza idraulica e della rete di drenaggio.

Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica			
Coefficiente pluviometrico orario	a ₁	28,94	mm/h ⁿ
Coefficiente di scala	n	0,2835	-
GEV - Parametro alfa	α	0,2876	-
GEV - Parametro kappa	k	-0,0348	-
GEV - Parametro epsilon	ε	0,8236	-
Coefficiente di scala (durata < 1 ora)	n ₁	0,5000	-

Nota: A ciascuno dei Comuni della Lombardia sono assegnati cinque parametri per la definizione della pioggia di progetto presi, come indicato dal Regolamento Regionale n. 7 del 23/11/2017, dal Portale Idrologico Geografico di ARPA Lombardia (<http://idro.arpalombardia.it/pmapper4.0/map.phtml>). Tali valori corrispondono ai parametri 1-24 ore delle Linee segnalatrici (Progetto Strada).



Linee pioggia - Risultati tabellari	
Durata [ore]	(T= 50 anni) h [mm]
0	0,00
1	58,62
2	71,35
3	80,04
4	86,84
5	92,51
6	97,42
7	101,77
8	105,70
9	109,29

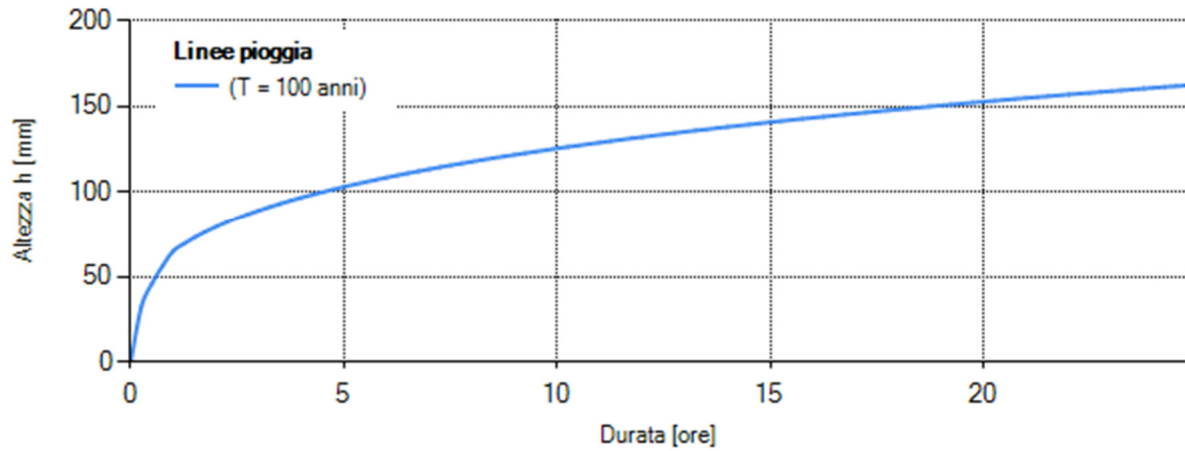
10	112,60
11	115,69
12	118,57
13	121,30
14	123,87
15	126,32
16	128,65
17	130,88
18	133,02
19	135,07
20	137,05
21	138,96
22	140,81
23	142,59
24	144,32

Scelta tempo di ritorno			
Dimensionamento delle opere di invarianza idraulica ed idrologica			
Tempo di ritorno adottato		50	anni
Coefficiente probabilistico	W_T	2,026	-
Parametro pioggia	a	58,620	mm/h ⁿ
<i>Nota: Il Regolamento Regionale n. 7 del 23/11/2017 come modificato Regolamento Regionale n. 3 del 18/03/2025 definisce i seguenti valori di tempi di ritorno.</i> <i>T = 50 [anni]: tempo di ritorno da adottare per il dimensionamento delle opere di invarianza idraulica e idrologica per un accettabile grado di sicurezza delle stesse, in considerazione dell'importanza ambientale ed economica degli insediamenti urbani.</i> <i>T = 100 [anni]: tempo di ritorno da adottare per valutare qualitativamente che, con le opere dimensionate con il tempo di ritorno di 50 anni, non si determinino esondazioni che arrechino danni a persone o a cose, siano esse le opere stesse o le strutture presenti nell'intorno e per fornire al titolare delle opere indicazioni delle eventuali ulteriori misure locali, anche non strutturali, di protezione idraulica dei beni insediati, quali barriere e paratoie fisse o rimovibili a difesa di ambienti sotterranei, cunette di drenaggio verso recapiti non pericolosi, da adottare per gestire il rischio residuo.</i>			

Di seguito si riportano le curve di possibilità climatica per il tempo di ritorno di 100 anni considerato per la verifica delle opere di invarianza idraulica.

Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica			
Coefficiente pluviometrico orario	a_1	28,94	mm/h ⁿ
Coefficiente di scala	n	0,2835	-
GEV - Parametro alfa	α	0,2876	-
GEV - Parametro kappa	k	-0,0348	-
GEV - Parametro epsilon	ϵ	0,8236	-
Coefficiente di scala (durata < 1 ora)	n_1	0,5000	-
Nota: A ciascuno dei Comuni della Lombardia sono assegnati cinque parametri per la definizione della pioggia di progetto presi, come indicato dal Regolamento Regionale n. 7 del 23/11/2017, dal Portale Idrologico Geografico di ARPA Lombardia (http://idro.arpalombardia.it/pmapper4.0/map.phtml). Tali valori corrispondono ai parametri 1-24 ore delle Linee segnalatrici (Progetto Strada).			

Linee pioggia - Grafico



Linee pioggia - Risultati tabellari

Durata [ore]	(T= 100 anni) h [mm]
0	0,00
1	65,36
2	79,55
3	89,24
4	96,82
5	103,15
6	108,62
7	113,47
8	117,85
9	121,85
10	125,54
11	128,98
12	132,20
13	135,24
14	138,11
15	140,84
16	143,44
17	145,92
18	148,31
19	150,60
20	152,81
21	154,93
22	156,99
23	158,98
24	160,91

Scelta tempo di ritorno

Verifica dei franchi di sicurezza delle opere

Tempo di ritorno adottato		100	anni
Coefficiente probabilistico	w_T	2,258	-
Parametro pioggia	a	65,358	mm/h ⁿ

Nota: Il Regolamento Regionale n. 7 del 23/11/2017 come modificato Regolamento Regionale n. 3 del 18/03/2025 definisce i seguenti valori di tempi di ritorno.

T = 50 [anni]: tempo di ritorno da adottare per il dimensionamento delle opere di invarianza idraulica e idrologica per un accettabile grado di sicurezza delle stesse, in considerazione dell'importanza ambientale ed economica degli insediamenti urbani.

T = 100 [anni]: tempo di ritorno da adottare per valutare qualitativamente che, con le opere dimensionate con il tempo di ritorno di 50 anni, non si determinino esondazioni che arrechino danni a persone o a cose, siano esse le opere stesse o le strutture presenti nell'intorno e per fornire al titolare delle opere indicazioni delle eventuali ulteriori misure locali, anche non strutturali, di protezione idraulica dei beni insediati, quali barriere e paratoie fisse o rimovibili a difesa di ambienti sotterranei, cunette di drenaggio verso recapiti non pericolosi, da adottare per gestire il rischio residuo.

4.1 Coefficienti di deflusso

In via semplificata si possono adottare i seguenti valori standard del coefficiente di deflusso:

ϕ	destinazione suolo	
1,00	1	Tetti e coperture
1,00	2	Strade, parcheggi, piazzali
0,70	3	Superfici miste (parcheggi con erba block)
0,30	4	Aree verdi

Una volta assegnato un valore del coefficiente d'afflusso ad aree omogenee si è proceduto alla media pesata di ogni singola superficie rispetto alla superficie complessiva del bacino.

Di seguito si riporta lo schema dei coefficienti di afflusso utilizzati per le aree del bacino in oggetto.

Aree			Φ deflusso
Area lotto	28000	m ²	0,85
Area verde	6000	m ²	0,30
Area impermeabilizzata viabilità	10000	m ²	1,00
Area impermeabilizzata coperture	12000	m ²	1,00

In base alle considerazioni effettuate nel presente capitolo sono stati sviluppati gli ietogrammi di progetto proposti nel capitolo successivo.

5 METODOLOGIE DI DIMENSIONAMENTO ADOTTATE

Al fine di ottemperare alle verifiche di invarianza idraulica e/o idrologica viene adottato il seguente metodo di calcolo:

- metodo analitico di dettaglio di tipo cinematico o della corrivazione

Per quanto attiene ai metodi analitici verranno calcolati i volumi utilizzando diversi ietogrammi di progetto al fine di confrontare i risultati.

Per quanto attiene al metodo analitico di dettaglio di tipo cinematico, verranno realizzati più modelli con diverse tipologie di ietogrammi. Si assume come valore di dimensionamento il valore medio tra i valori di tutti i modelli analitici di dettaglio calcolati.

Nei paragrafi seguenti verranno descritti tali metodi ed a fine relazione verranno riportati i report dei calcoli.

5.1 Metodo analitico di dettaglio

Il metodo analitico di dettaglio prevede di calcolare in modo analitico la curva della portata entrante nell'accumulo, minuto per minuto, l'altezza idrica nell'invaso e la contestuale portata uscente o infiltrata, per un evento meteorico di fissata durata e tempo di ritorno.

Noto il volume invasato istante per istante, si calcola il relativo valore massimo, che rappresenta il volume minimo che l'accumulo deve possedere al fine di garantire il vincolo di invarianza ed il rispetto della portata scaricata, per detto evento meteorico di fissata durata e tempo di ritorno.

La durata dell'evento meteorico ritenuto critico viene riportato nel report dei calcoli.

Per quanto attiene alla portata entrante nel serbatoio essa viene calcolata, mediante il modello cinematico, come somma delle portate generate dalle singole aree.

L'applicazione della procedura dettagliata prevede l'implementazione dei seguenti passaggi:

- calcolo ietogramma di pioggia di progetto lorda mediante lo ietogramma di progetto;
- depurazione delle piogge e calcolo dello ietogramma netto;
- calcolo dell'idrogramma in ingresso all'accumulo come somma degli idrogrammi generati dalla singola area;
- calcolo del bilancio del serbatoio e del battente idrico al suo interno minuto per minuto;
- calcolo del volume invasato e dell'idrogramma in uscita dall'invaso;
- calcolo del volume minimo di laminazione come valore massimo del volume invasato.

5.2 Ietogramma di pioggia di progetto

Per la definizione dell'evento di pioggia di progetto si adottano più ietogrammi a seguito riportati:

- lo ietogramma Chicago, sviluppato da Keifer e Chu nel 1957 con riferimento alla fognatura di Chicago;
- lo ietogramma rettangolare o uniforme che ipotizza l'intensità di pioggia costante;
- lo ietogramma triangolare che ipotizza l'intensità di pioggia con andamento triangolare;
- lo ietogramma Sifalda.

Ietogramma Chicago

Tale ietogramma è caratterizzato da un picco d'intensità massima e da una intensità media per ogni durata, anche parziale, uguale a quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica. Analiticamente lo ietogramma Chicago è descritto da due equazioni, rispettivamente riferite al ramo crescente prima del picco e al successivo ramo decrescente dopo il picco.

Il calcolo dell'altezza di precipitazione h [mm], in funzione del tempo t [ore], viene calcolato con le seguenti.

$$h(t) = r \cdot a \left[\left(\frac{t_r}{r} \right)^n - \left(\frac{t_r - t}{r} \right)^n \right] \quad \text{per } t \leq t_r$$
$$h(t) = r \cdot a \cdot \left(\frac{t_r}{r} \right)^n + a \cdot (1 - r) \cdot \left(\frac{t - t_r}{1 - r} \right)^n \quad \text{per } t_r < t \leq t_p$$

Per durate superiori alla durata della precipitazione t_p esso rimane costante.

- h [mm]: altezza di precipitazione
- a [mm/oraⁿ]: parametro della linea segnalatrice di pioggia
- n [-]: coefficiente di scala della linea segnalatrice di pioggia
- r [-]: coefficiente di posizione del picco di precipitazione rispetto alla durata della pioggia
- t [ore]: generico istante di calcolo
- t_p [ore]: durata della precipitazione
- t_r [ore]: tempo del picco di precipitazione pari a $t_p \cdot r$

I parametri a ed n adottati sono quelli che fanno riferimento alla durata della precipitazione di progetto.

Il range di applicazione del coefficiente di posizione risulta $0 \leq r \leq 1$. La sua posizione all'interno della durata complessiva θ dell'evento può essere scelta sulla base di indagini statistiche relative alla zona in esame, oppure in mancanza di informazioni si può porre $r=0,4$ valore medio che risulta dagli studi in materia riportati in letteratura.

Sulla base di tali formule l'intensità di precipitazione i [mm/h], al generico istante t [ore], viene calcolato con la seguente.

$$i(t) = \frac{h(t) - h(t - \Delta t)}{\Delta t}$$

- i [mm/ora]: intensità di precipitazione
- Δt [ore]: passo di calcolo dell'intensità di precipitazione posto pari a 1 min.

Ietogramma rettangolare o uniforme

Tale ietogramma è caratterizzato da un valore costante dell'intensità di precipitazione per tutta la sua durata. Analiticamente è descritto dalla seguente equazione.

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

Per durate superiori alla durata della precipitazione t_p essa è pari a zero.

- i [mm/ora]: intensità di precipitazione
- a [mm/oraⁿ]: parametro della linea segnalatrice di pioggia
- n [-]: coefficiente di scala della linea segnalatrice di pioggia
- t_p [ore]: durata della precipitazione

I parametri a ed n adottati sono quelli che fanno riferimento alla durata della precipitazione di progetto.

Ietogramma triangolare

Tale ietogramma è caratterizzato da un andamento crescente linearmente fino al valore massimo di picco, pari a due volte l'intensità media di precipitazione, per poi diminuire ancora linearmente fino ad un valore nullo. Analiticamente è descritto dalle seguenti equazioni.

$$i(t) = 2 \cdot a \cdot t_p^{(n-1)} \cdot \frac{t}{r \cdot t_p} \quad \text{per } t \leq t_r$$

$$i(t) = 2 \cdot a \cdot t_p^{(n-1)} \cdot \frac{(t_p - t)}{(1 - r)t_p} \quad \text{per } t_p \geq t > t_r$$

Per durate superiori alla durata della precipitazione t_p l'intensità di precipitazione è pari a zero.

- i [mm/ora]: intensità di precipitazione
- a [mm/oraⁿ]: parametro della linea segnalatrice di pioggia

- n [-]: coefficiente di scala della linea segnalatrice di pioggia
- r [-]: coefficiente di posizione del picco di precipitazione rispetto alla durata della pioggia
- t [ore]: generico istante di calcolo
- t_p [ore]: durata della precipitazione
- t_r [ore]: tempo del picco di precipitazione pari a $t_p \cdot r$

I parametri a ed n adottati sono quelli che fanno riferimento alla durata della precipitazione di progetto.

Ietogramma Sifalda

Lo ietogramma Sifalda (1973) è costituito da tre parti, una fase ascendente lineare, una fase centrale costante ed una fase discendente lineare. Le prime due fasi hanno durata pari ad un quarto della durata totale dell'evento mentre la terza parte ne dura la metà. Il volume di pioggia è distribuito secondo i seguenti rapporti 14%, 56% e 30% rispettivamente per la prima, seconda e terza parte. La fase centrale ha una intensità di precipitazione pari a 2,225 volte l'intensità media, al tempo zero l'intensità è pari a 0,15 volte l'intensità media ed arriva a 1 volta l'intensità media, mentre al tempo t pari alla durata dell'evento meteorico è pari a 0,20 volte l'intensità media ed arriva a 1 volta l'intensità media ad una durata pari alla metà della durata dell'evento meteorico. Analiticamente è descritto dalle seguenti equazioni.

$$i_m = a \cdot t_p^{(n-1)}$$

$$i(t) = 0,15 \cdot i_m + (1 - 0,15) \cdot i_m \cdot \frac{4 \cdot t}{t_p} \quad \text{per } t < \frac{t_p}{4}$$

$$i(t) = 2,225 \cdot i_m \quad \text{per } \frac{t_p}{4} \leq t < \frac{t_p}{2}$$

$$i(t) = 0,2 \cdot i_m + (1 - 0,2) \cdot i_m \cdot \frac{2 \cdot (t_p - t)}{t_p} \quad \text{per } \frac{t_p}{2} \leq t \leq t_p$$

Per durate superiori alla durata della precipitazione t_p l'intensità di precipitazione è pari a zero.

- i [mm/ora]: intensità di precipitazione
- i_m [mm/ora]: intensità di precipitazione media
- a [mm/oraⁿ]: parametro della linea segnalatrice di pioggia
- n [-]: coefficiente di scala della linea segnalatrice di pioggia
- t [ore]: generico istante di calcolo

- t_p [ore]: durata della precipitazione

I parametri a ed n adottati sono quelli che fanno riferimento alla durata della precipitazione di progetto.

5.3 Ietogramma di pioggia netto

Lo ietogramma di pioggia netto viene calcolato mediante il metodo percentuale, esso risulta essere, pertanto, dato dalla seguente formula:

$$i_n(t) = \varphi \cdot i(t)$$

- i_n [mm/ora]: intensità di pioggia netta
- i [mm/ora]: intensità di pioggia lorda
- φ [-]: coefficiente di deflusso

5.4 Idrogramma in ingresso all'invaso

L'idrogramma in ingresso all'invaso viene calcolato come somma degli idrogrammi delle singole aree.

Nello specifico si adotta il modello cinematico o della corrivazione.

Le equazioni generali di riferimento sono, in forma discretizzata, le seguenti.

$$\begin{cases} q_k = \sum_{j=1}^k p_j \cdot IUH_{k-j+1} \cdot \Delta t \\ p_j = \frac{2,78}{1000} \cdot i_{n,j} \cdot A \\ IUH_{k-j+1} = \frac{1}{A} \cdot \frac{A_{k-j+1}}{\Delta t} \end{cases}$$

- q_k [m³/s]: portata all'istante di tempo $t = k \cdot \Delta t$
- p_j [m³/s]: volume di pioggia netta all'istante di tempo $t = j \cdot \Delta t$
- $i_{n,j}$ [mm/ora]: intensità di pioggia netta all'istante di tempo $t = j \cdot \Delta t$
- Δt [ore]: intervallo di tempo considerato, pari ad 1 minuto
- IUH_{k-j+1} [-]: idrogramma istantaneo unitario all'istante di tempo $t = (k - j + 1) \cdot \Delta t$

In cui l'IUH si calcola come a seguito.

Nel caso del modello cinematico adottato si considera una curva aree-tempi lineare, caso particolare per cui l'idrogramma istantaneo unitario (IUH) risulta costante nel tempo e pari:

$$IUH_{k-j+1} = \frac{1}{t_c}$$

- t_c [ore]: tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione t_c , nelle reti di drenaggio urbano può essere calcolato come:

$$t_c = t_e + \frac{t_r}{1,5}$$

- t_e [ore]: tempo di entrata in rete
- t_r [ore]: tempo di rete del percorso idraulicamente più lungo a monte della sezione di calcolo
- 1,5: coefficiente di taratura

Il tempo di rete t_r si può calcolare come, il valore massimo di percorrenza di tutti i percorsi possibili:

$$t_r = \max_j \left\{ \sum_l \frac{L_{i,j}}{V_{r,i,j}} \right\}$$

- j [-]: j-esimo percorso possibile lungo la rete fino alla sezione di calcolo considerata
- i [-]: i-esimo ramo lungo il j-esimo percorso
- L_{ij} [m]: lunghezza dell'i-esimo ramo lungo il j-esimo percorso
- V_{rij} [m/s]: velocità a pieno riempimento dell'i-esimo ramo lungo il j-esimo percorso

La velocità a pieno riempimento V_r si può calcolare utilizzando l'equazione di Chezy-Strickler:

$$V_r = k_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

- R [m]: raggio idraulico, che per condotte circolari risulta pari a: $R = D/4$
- D [m]: diametro interno della condotta
- i [-]: pendenza della condotta
- k_s [$m^{1/3}/s$]: coefficiente di scabrezza della condotta di Strickler

Per piccole superfici, quali tetti e cortili interni, il tempo di corrivazione è generalmente molto piccolo e può essere assunto pari al tempo di ingresso in rete, per cui in assenza di dati specifici relativi al caso in esame, possono essere presi a riferimento i valori in tabella seguente.

Valori proposti in letteratura per la stima del tempo di entrata in rete

Tipi di bacini	t_e [min]
Centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali	5 ÷ 7
aree con pendenze modeste e caditoie meno frequenti	7 ÷ 10
Aree residenziali di tipo intensivo con piccole pendenze e caditoie poco frequenti	10 ÷ 15

Il tempo di base dell'idrogramma di piena t_b si calcola come $t_b = \theta + t_c$, dove θ è la durata della precipitazione.

5.5 Portata in uscita dall'invaso

Trattandosi di un sistema di scarico a portata costante si adotta la seguente legge di efflusso.

$$Q_u = cost$$

5.6 Calcolo del volume invasato con il metodo di dettaglio

Il calcolo del volume invasato dal sistema di laminazione e della portata scaricata viene descritto dall'equazioni di continuità seguente.

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

- $Q_e [m^3/s]$: portata in ingresso all'invaso
- $Q_u [m^3/s]$: portata in uscita dall'invaso, scaricata o infiltrata
- $W [m^3]$: volume invasato
- $t [s]$: tempo

Dove il volume invasato W , in ipotesi di forma prismatica, è dato dalla seguente relazione.

$$W = W[H(t)] = A_{inv} \cdot H(t)$$

- $H [m]$: battente idrico all'interno dell'invaso
- $A_{inv} [m^2]$: area di base dell'invaso

Q_u è la legge di efflusso dell'invaso che dipende dal battente idrico H , come descritto nel paragrafo precedente.

$$Q_u = Q_u(H(t))$$

Q_e è la portata in ingresso all'invaso relativa al tempo di ritorno di progetto ed alla durata critica di progetto.

Risolvendo numericamente l'equazione di continuità è possibile definire istante per istante l'altezza del battente idrico, il volume invasato e la portata scaricata o infiltrata.

Il volume minimo che deve avere l'invaso W_0 è dato dal massimo valore di tutti i volumi d'acqua invasati in tutti gli intervalli di tempo i -esimi.

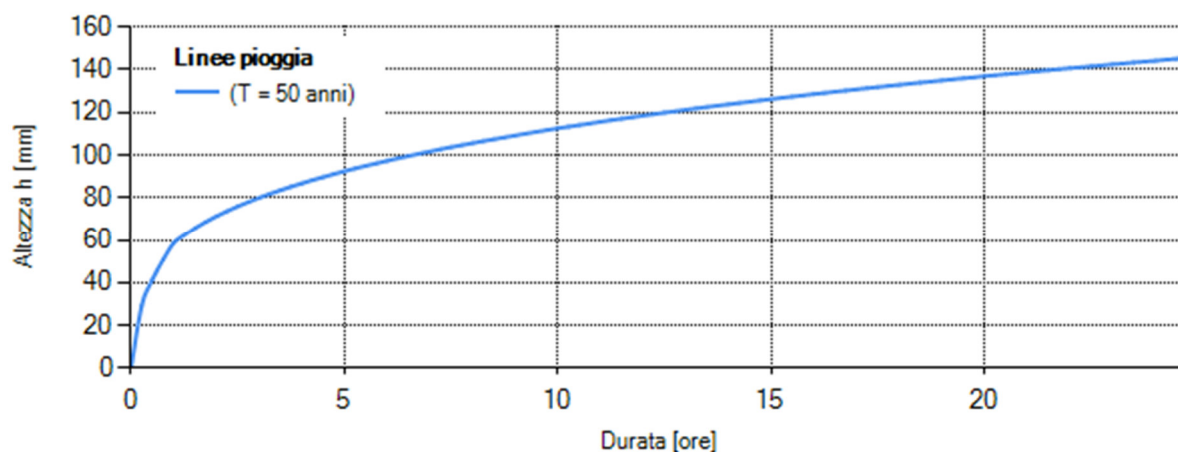
$$W_0 = \max_i(W_i)$$

6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE RETI DI DRENAGGIO

I dimensionamenti vengono effettuati con un rapporto di riempimento del 75%, valore comunemente usato per garantire un adeguato franco idraulico ed il buon funzionamento anche in condizioni di scarsa manutenzione. Nelle tavole grafiche allegate T01-T02 sono riportati i tracciati planimetrici della rete acque meteoriche.

Per il dimensionamento della rete di drenaggio è stato utilizzato un tempo di ritorno pari a 50 anni. I parametri a , n della curva di possibilità climatica per un assegnato tempo di ritorno di 50 anni sono pari a 58,62 e 0,5 per durate di pioggia minori di 1 ora.

Di seguito si riporta la linea di possibilità climatica ottenuta:



6.1 Rete di drenaggio delle acque bianche

La valutazione complessiva della portata al colmo permette l'effettuazione del dimensionamento dei collettori. Per la rete di smaltimento a gravità delle acque meteoriche, è prevista l'adozione di tubazioni in PVC serie UNI-EN 1401 SN8.

La pendenza dei collettori fognari a gravità della rete meteorica in progetto è prevista non inferiore allo 0,60%, al fine di garantire sempre il deflusso delle portate in condizioni di sicurezza. I diametri dell'intera rete sono indicati nella planimetria allegata alla presente relazione mentre le metodologie di calcolo sono descritte di seguito.

6.2 Verifica idraulica dei collettori

Per la verifica delle reti si utilizza l'espressione di Chezy, la cui formulazione è:

$$Q = A\chi\sqrt{Ri}$$

dove:

- Q : portata (mc/s);
- A : sezione bagnata della tubazione (mq);

- χ : coefficiente di resistenza al moto della tubazione;
- R: raggio idraulico della tubazione (m);
- i: pendenza del tratto di tubazione.

Il coefficiente di resistenza al moto χ viene espresso secondo la formula di Gauckler-Strickler:

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

nella quale compare l'indice di scabrezza delle tubazioni " k_s " assunto pari a:

$k_s = 90$ per tubazioni in Pvc;

Dopo le adeguate sostituzioni si ricava la seguente espressione monomia:

$$Q = k_s AR^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

In generale la rete di raccolta delle acque meteoriche seguirà i percorsi indicati nella planimetria di progetto e convoglierà le acque presso i manufatti di l pioggia ed infine al sistema di laminazione progettati.

Come riportato nella tabella allegata alla presente relazione "Dimensionamento reti di drenaggio", la rete di raccolta e smaltimento delle portate meteoriche a servizio dell'intervento in progetto risulta ampiamente verificata, garantendo un sufficiente franco idraulico di sicurezza atto ad evitare il funzionamento in pressione della fognatura. Viene, inoltre, rispettata una velocità di percorrenza tra 0,5 e 2,5 m/s che risulta adeguata a prevenire i depositi all'interno della tubazione.

La verifica della rete delle acque meteoriche sarà effettuata nella sezione di chiusura di ogni tronco. Per la numerazione dei vari tronchi si faccia riferimento alla planimetria di progetto.

7 SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

Le acque meteoriche provenienti dalle aree destinate alla realizzazione delle opere in progetto verranno recapitate in adeguata vasca di laminazione dato che il livello della falda è superficiale e non consentirà la realizzazione di pozzi perdenti per la dispersione delle acque negli strati superficiali del sottosuolo.

Verrà dunque predisposto un volume fuori terra capace di immagazzinare le portate che eccedono il limite normativo di 20 l/s per ogni ettaro di superficie scolante impermeabile, come indicato dal regolamento RR 7/2017 sull'invarianza idraulica e nel successivo RR 3/2025.

Lo scarico finale delle acque meteoriche è previsto nel corpo idrico superficiale limitrofo all'intervento mediante condotta a gravità (scarico di fondo della vasca di laminazione con uscita regolata).

7.1 Calcolo del volume con procedura di calcolo dettagliata

Tale metodologia presuppone che il volume invasato venga calcolato come specificato al capitolo 5 (paragrafo 5.6) partendo dai dati idrologici indicati nei capitoli precedenti.

Una volta effettuata la trasformazione dello ietogramma di pioggia nei corrispondenti idrogrammi di piena per ciascun sottobacino, attraverso l'applicazione di un modello afflussi deflussi, sono state esaminate le diverse onde di piena in ingresso alla rete, determinandone i volumi di invaso, rispetto alla portata uscente, che, nel caso specifico, porta ad una portata limite di scarico complessiva di seguito riportata

$$Q_{lim} = S \cdot \phi \cdot u_{lim} = 56 \text{ l/s}$$

Poiché i tempi di corrivazione dei bacini scolanti sono ridotti rispetto alla durata dell'evento critico delle vasche di laminazione, il trasferimento dell'onda di piena è totale e l'onda entrante nell'invaso coincide con la precipitazione piovosa netta sulla superficie scolante del bacino.

Il dimensionamento dei volumi di laminazione è stato condotto applicando le equazioni descritte al paragrafo 5.6.

I fattori che influiscono sull'effetto di laminazione operato da un invaso di tipo statico sono il volume massimo in esso contenibile, la sua geometria e le caratteristiche del processo di scarico.

Per il caso in esame si è scelto di progettare una vasca in c.a. con pareti e fondo impermeabili.

Per l'area Soggetta ad invarianza idraulica si riportano di seguito i calcoli di dimensionamento dei volumi di laminazione per tempo di ritorno pari a 50 anni, ipotizzando di realizzare una vasca di laminazione in c.a. di volume 1570 mc.

Si specifica che la superficie e l'altezza utile di invaso riportati di seguito sono puramente esemplificativi in quanto andranno condotte delle analisi specifiche per evitare intercettazione della falda e rendere compatibile l'intervento idraulico con le altre discipline dal punto di vista dell'occupazione delle aree.

Il dato più indicativo risulta quello del volume di laminazione.

Dimensioni invaso			
Superficie pianta invaso	A_{inv}	349	m ²

Verifiche invaso						
		Valore Progetto		Valore Ammissibile		VERIFICA
Altezza utile invaso	H	4,50	≥	3,76	m	Positiva
Volume utile invaso	W	1570	≥	1313,07	m ³	Positiva
Tempo di svuotamento	T_{sv}	6,5	≤	48,0	ore	Positiva
Portata massima scaricata	Q	56,00	≤	56,00	l/s	Positiva

Sistema di scarico			
Tipologia di svuotamento	Portata costante		
Portata massima scaricabile	$Q_{u,max}$	56,00	l/s

Dai calcoli effettuati si deduce che per l'area soggetta ad invarianza saranno necessari almeno 1313,07 mc per laminare l'onda di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni e che la vasca progettata avente una **volumetria utile pari a 1570 mc** è in grado di soddisfare i criteri di invarianza idraulica ed idrologica imposti da normativa.

$$V_{lam(50)} = 1313,07 \text{ m}^3$$

Il franco idraulico in grado di garantire la vasca rispetto al battente massimo calcolato con tempi di ritorno cinquantennali è pari a

$$F_{idr(50)} = 0,74 \text{ m}$$

Metodo analitico di dettaglio di tipo cinematico			
Ietogramma		Chicago	
Durata critica	D_W	2,99	ore
Battente idrico massimo	H_{max}	3,76	m
Volume invaso minimo	W	1306,39	m ³
<i>Metodologia: Modello cinematico, mediante integrale di convoluzione, con curva area tempi lineare e ietogramma tipo Chicago</i>			
Ietogramma		Uniforme	

Durata critica	D _w	2,63	ore
Battente idrico massimo	H _{max}	3,76	m
Volume invaso minimo	W	1282,07	m³
<i>Metodologia: Modello cinematico, mediante integrale di convoluzione, con curva area tempi lineare e ietogramma tipo Uniforme</i>			
Ietogramma		Triangolare	
Durata critica	D _w	3,20	ore
Battente idrico massimo	H _{max}	3,76	m
Volume invaso minimo	W	1349,03	m³
<i>Metodologia: Modello cinematico, mediante integrale di convoluzione, con curva area tempi lineare e ietogramma tipo Triangolare</i>			
Ietogramma		Sifalda	
Durata critica	D _w	3,01	ore
Battente idrico massimo	H _{max}	3,76	m
Volume invaso minimo	W	1314,79	m³
<i>Metodologia: Modello cinematico, mediante integrale di convoluzione, con curva area tempi lineare e ietogramma tipo Sifalda</i>			
Valore medio			
Volume invaso	W	1313,07	m³

Vasca laminazione - geometria		
Volume laminazione	1570	mc
h utile	4,5	m
Area utile occupata	349,7	mq
Lato 1	13,45	m
Lato 2	26	m

Per garantire una portata massima di 56 l/s con battente idraulico pari a 4,50 m, il diametro teorico del foro di fondo risulta pari a circa 110 mm. Considerando perdite localizzate e tolleranze costruttive, si consiglia l'adozione di uno scarico DN125 in PVC che si collegherà al pozzetto di campionamento C a valle della vasca di laminazione.

Per ricavare il diametro del foro di fondo da una portata assegnata, assumendo scarico libero da serbatoio, si usa:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

con:

- $Q = 56 \text{ L/s} = 0,056 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $h = 4,5 \text{ m}$;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;
- C_d = coefficiente di efflusso (tipico 0,61 per foro a spigolo vivo).

Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

Svuotamento		
Q	0,055	mc/s
cd	0,61	
Diametro netto foro	0,11	m
Area foro	0,01	mq
battente idrico serbatoio	4,50	m

A valle del pozzetto di campionamento verrà posizionata una condotta in PVC SN8 DN315 con pendenza pari a 0,6% che condurrà le acque nella roggia limitrofa. Per il dimensionamento della condotta a gravità si faccia riferimento all'allegato 1 "dimensionamento rete di drenaggio" dove è possibile osservare che la condotta è in grado di smaltire 56 l/s rispettando grado di riempimento e velocità indicate al capitolo 6.

7.2 Verifica per tempi di ritorno centennali

Il volume così determinato deve quindi essere verificato per eventi di piena caratterizzati da tempi di ritorno centennali. Conducendo quindi il calcolo con le medesime ipotesi precedentemente descritte e considerando un tempo di ritorno pari a $TR=100$ anni, si determina mediante il metodo dettagliato un volume di invaso pari a

$$V_{lam(100)} = 1530,65 \text{ m}^3$$

Data la configurazione geometrica prevista con volume complessivo di 1570 mc, è possibile verificare come il volume determinato con $TR=100$ anni risulta comunque ricompreso nel volume della vasca.

Il franco idraulico in grado di garantire la vasca rispetto al battente massimo calcolato con tempi di ritorno centennali è pari a

$$F_{idr(100)} = 0,11 \text{ m}$$

Tale sistema di accumulo, dunque, garantirà la protezione idraulica da eventi pluviometrici intensi con tempi di ritorno di 50 e 100 anni mediante l'immagazzinamento dei volumi dimensionati nell'invaso, che sarà in grado di ricevere le portate critiche, precedentemente determinate, accumulare l'onda di piena e restituire le portate al sottosuolo per infiltrazione.

Di seguito si riportano i risultati per i tempi di ritorno centennali.

Dimensioni invaso			
Superficie pianta invaso	A_{inv}	349,00	m^2

Verifiche invaso						
		Valore Progetto		Valore Ammissibile		VERIFICA

Altezza utile invaso	H	4,50	$\geq$	4,39	m	Positiva
Volume utile invaso	W	1570	$\geq$	1530,65	m ³	Positiva
Tempo di svuotamento	T _{sv}	7,60	$\leq$	48,0	ore	Positiva
Portata massima scaricata	Q	56,00	$\leq$	56,00	l/s	Positiva

Sistema di scarico			
Tipologia di svuotamento	Portata costante		
Portata massima scaricabile	Q _{u,max}	56,00	l/s

7.3 Tempo di svuotamento dell'invaso

Il tempo di svuotamento T_{sv} [s] viene calcolato con la seguente.

$$T_{sv} = \frac{W}{Q_{inf} + Q_u}$$

W [mc]: volume invasato massimo

Q_{inf} [mc/s]: portata infiltrata

Q_u [mc/s]: portata scaricata

Nel caso di sistemi di scarico o di infiltrazione a portata variabile si adotta il valore medio della portata infiltrata e/o scaricata durante il periodo di svuotamento.

Per il caso in esame il tempo di svuotamento dell'invaso risulta pari a 6,5 h per il dimensionamento a Tr50 anni.

Il tempo di svuotamento dell'invaso non deve superare le 48 ore, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile. Qualora non si riesca a rispettare il termine di 48 ore, ovvero qualora il volume calcolato sia realizzato all'interno di aree che prevedono anche volumi aventi altre finalità, il volume complessivo deve essere calcolato tenendo conto che dopo 48 ore deve comunque essere disponibile il volume calcolato. Il volume di laminazione calcolato deve quindi essere incrementato della quota parte che è ancora presente all'interno dell'opera una volta trascorse 48 ore. Per considerare l'eventualità che una seconda precipitazione possa avvenire in condizioni di parziale pre-riempimento degli invasi, nonostante si sia rispettato nella progettazione, il progetto valuta il rischio sui beni insediati e prevede misure locali anche non strutturali di protezione idraulica dei beni stessi in funzione della tipologia degli invasi e della locale situazione morfologica e insediativa.

8 DIMENSIONAMENTO VASCA DI I PIOGGIA

La tutela dell'ambiente è un tema di primaria importanza, e la gestione delle acque reflue gioca un ruolo cruciale in questo ambito. Gli oli e gli idrocarburi presenti nelle acque reflue industriali e meteoriche dei piazzali e delle strade possono avere effetti devastanti sull'ecosistema se non trattati adeguatamente. Questi inquinanti possono formare pellicole superficiali nei corsi d'acqua, riducendo l'ossigenazione e danneggiando gravemente la flora e la fauna acquatica. Inoltre, gli oli possono penetrare nel suolo e contaminare le falde acquifere, compromettendo le risorse idriche potabili.

Secondo Regolamento regionale 24 marzo 2006 - n. 4 Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26, si deduce quanto segue:

La formazione, il convogliamento, la separazione, la raccolta, il trattamento e lo scarico delle acque di prima pioggia sono soggetti alle disposizioni del presente regolamento qualora tali acque provengano:

a) da superfici scolanti di estensione superiore a 2.000 mq, calcolata escludendo le coperture e le aree a verde, costituenti pertinenze di edifici ed installazioni in cui si svolgono le seguenti attività`:

....

2) industrie chimiche.

Il progetto tratta l'ampliamento di un sito farmaceutico classificabile come industria chimica; le aree destinate ai piazzali, alle strade e non adibite a verde e coperture risultano pari a 10'000 mq e risulta necessario il trattamento delle acque di prima pioggia per tali superfici.

La scelta della vasca di I pioggia dipende dalla superficie scolante. Le acque di prima pioggia e le acque di lavaggio, che siano da recapitare in corpo d'acqua superficiale ovvero sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, devono essere avviate ad apposite vasche di raccolta a perfetta tenuta, dimensionate in modo da trattenere complessivamente non meno di 50 mc per ettaro di superficie scolante.

Per il caso in esame è stata scelta una vasca di prima pioggia con volume pari a 50 mc vista la necessità di trattare solo le prime piogge (primi 5 mm distribuiti sui primi 15 min di precipitazione) ricadenti su circa 10000 mq di superficie impermeabile destinata a piazzali e strade come dichiarato dai progettisti architettonici.

Area parcheggi e strade	10000,00	mq
V I pioggia	50,00	mc

Per lo svuotamento della vasca è previsto un sistema di sollevamento interno alla vasca con portata in uscita afferente al limite di 20 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile. Lo svuotamento dovrà avvenire entro le 48 ore oltre il termine dell'evento piovoso. La portata in uscita sarà:

$$Q_{\max} = 20 \text{ (l/s ha)} \times 10'000 \text{ (mq)} = 20 \text{ l/s}$$

Il tempo di svuotamento sarà pari al volume utile della vasca (50 mc) rapportato con la portata massima di svuotamento. Ne deriva che il tempo di svuotamento della vasca di prima pioggia è pari a 0,69 h e rispetta il limite dello svuotamento entro le 48 h.

La tubazione in pressione in uscita dalla vasca di prima pioggia è diretta al disoleatore presente a valle della vasca di prima pioggia. Il disoleatore sarà in grado di trattare 20 l/s in continuo e avrà una tubazione in uscita DN160 i=0,6% diretta verso il pozzetto Pb01 come indicato in planimetria.

9 DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

Per il funzionamento di tutti gli elementi oggetto dell'intervento, risulta necessaria la realizzazione di 2 impianti di pompaggio/sollevamento situati nelle seguenti sezioni:

- vasca di I pioggia
- pozzetto di rilancio II piogge

Gli impianti di sollevamento saranno contenuti all'interno di pozzetti prefabbricati in cemento armato di dimensioni adeguate alle portate in arrivo ed alle dimensioni delle pompe e descritti di seguito.

9.1 Portata e prevalenza

Il dimensionamento dell'impianto principale (situato a valle della vasca di prima pioggia e a monte della vasca di laminazione) è stato effettuato a partire da eventi con tempo di ritorno pari a 50 anni. Di seguito si riportano le portate dei 2 impianti di sollevamento presenti.

SIGLA	UBICAZIONE	PORTATA
-	-	l/s
SOLL. VASCA I PIOGGIA	Vasca di prima pioggia	20,00
SOLL. II PIOGGE	Pozzetto pompe principale	444,50

Per individuare le caratteristiche di funzionamento dell'impianto di sollevamento è necessario determinare la prevalenza totale della pompa, che dipende sia dalle caratteristiche meccaniche della stessa, sia dalle caratteristiche dell'impianto idraulico in cui essa è inserita (condotta di mandata, organi di intercettazione, etc.).

La prevalenza totale è data dalla seguente relazione, somma della prevalenza geodetica, delle perdite di carico continue e delle perdite di carico concentrate:

$$\Delta H = \Delta z + J L + \sum \Delta Y_c$$

Dove:

- ΔH [m] è la prevalenza totale, dislivello manometrico tra l'aspirazione e la mandata della pompa,
- Δz [m] è il dislivello geodetico tra il livello minimo di avvio delle pompe e l'asse della tubazione premente allo sbocco;
- L [m] è la lunghezza della condotta premente;
- J [m/m] è la cadente piezometrica lungo la condotta premente;
- $\sum Y_c$ [m] rappresenta la somma delle perdite di carico localizzate, dovute a singolarità ed ostruzioni presenti nell'impianto.

Trattandosi di uno studio di fattibilità sono state calcolate le prevalenze tenendo in considerazione le possibili perdite di carico:

- prevalenza impianto I pioggia: $H_{calc}=5,60\text{ m} - H_{dim}=10\text{ m}$;
- prevalenza impianto II pioggia: $H_{calc}=10,85\text{ m} - H_{dim}=12\text{ m}$;

Il diametro della tubazione di mandata deve ovviamente essere ben superiore al passaggio libero della pompa; la velocità ottimale del flusso pompato non dovrebbe essere inferiore a 0.7-0.8 m/s per evitare depositi e non superiore a 2,3 m/s.

La norma UNI EN 12056-4 prescrive:

- che la velocità di scorrimento non debba essere minore di 0,7 m/s né maggiore di 2,3 m/s
- per gli impianti di sollevamento di liquami senza maceratore, un diametro minimo del condotto di scarico DN 80.

Nel caso in esame, sono state scelte tubazioni in polietilene PE 100 PN 10 che consentono un funzionamento con valori di velocità compresi tra i limiti suggeriti in normativa; la velocità massima di scorrimento calcolata per la tubazione di mandata rispetta i limiti da normativa:

- vasca di I pioggia – mandata De160 – $v=1,28\text{ m/s}$;
- pozzetto di rilancio II piogge - mandata De630 – $v=1,87\text{ m/s}$;

9.2 Calcolo dei volumi utili dei pozzetti di sollevamento

Il volume utile V , ovvero quello compreso tra l'attacco e lo stacco delle pompe, deve essere opportunamente dimensionato in modo tale che valga la seguente relazione:

$$V > \frac{Q}{4 n z}$$

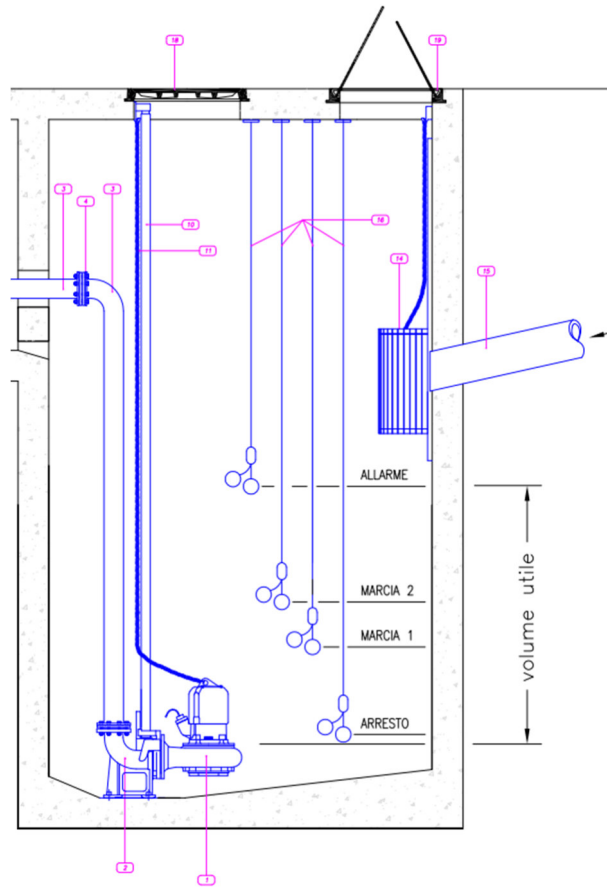
Dove:

- Q è la portata della pompa [mc/s];
- n è il numero delle pompe;
- z è il numero massimo di attacchi/ora in modo da non provocare il surriscaldamento del motore posto in genere pari a 5;

Per il caso in esame della vasca di prima pioggia non è stato calcolato il volume utile minimo in quanto sono già assicurati i 50 mc della vasca stessa. Per il sollevamento principale è stato calcolato il volume utile del pozzetto considerando 4 pompe in funzione:

- pozzetto di rilancio II piogge – $V_{utile}=20\text{ mc}$

di seguito si riporta una sezione tipologica di un pozzetto pompe dove è indicato il livello utile.



10 DIMENSIONAMENTO RETE ACQUE NERE

I collettori fognari a gravità delle acque nere vengono predisposti con pendenza non inferiore a 1,0%, in modo da garantire il deflusso delle portate di progetto in condizioni di sicurezza oltre a garantire che le velocità minime siano tali da evitare depositi organici. Il presente progetto prevede il dimensionamento e la verifica della rete di smaltimento delle acque nere provenienti dal nuovo magazzino.

La determinazione delle portate di progetto viene condotta tramite la somma delle portate di tutti gli apparecchi di scarico che gravano sul tronco di rete, adeguatamente ridotti di un coefficiente di contemporaneità al fine di non ottenere una portata sproporzionata rispetto al reale deflusso che si verifica nei casi pratici. La portata massima prevedibile è legata al numero di apparecchi di scarico tributari, ma occorre stabilire con criterio statistico la probabilità che un certo numero di scarichi siano attivati contemporaneamente. Questa probabilità viene di norma rappresentata con il cosiddetto “coefficiente di simultaneità” K.

È questo un coefficiente riduttivo, inferiore all'unità, che moltiplica la somma delle portate di tutti gli apparecchi di scarico che fanno a capo ad un determinato tronco. Il prodotto dei due fornisce la portata teorica effettiva da assumere a base dei calcoli.

Il coefficiente K è determinato in funzione del numero totale degli apparecchi di scarico (n) e vale:

$$K = \frac{1}{\sqrt{n - 1}}$$

Per cui la portata totale risulta

$$q = K * \sum Q$$

Vengono quindi impiegati i dati inerenti alla stima dell'utenza del comparto e le dotazioni idriche usualmente indicate per la tipologia di utenza, facendo riferimento a quanto indicato dalla Committenza per la tipologia e la quantità degli apparecchi di scarico.

il calcolo della portata da smaltire proveniente dalla logistica da convogliare alla trincea disperdente, che sarà posizionata a nord-est, è espresso nella seguente tabella.

DESCRIZIONE	N°	PORTATA UNITARIA	PORTATA TOTALE	UNITA' DI SCARICO
		[l/s]	[l/s]	
wc	2	1,5	3	2
Lavabo	6	0,25	1,5	6
somma			4,5	8
coefficiente di simultaneità			K =	0,38
Portata totale			Q [l/s] =	1,70

La portata complessiva da smaltire pari 1,70 l/s verrà convogliata mediante una tubazione DN125 con una pendenza dell'1,0 % verso il nuovo pozzetto PB2 già trattato nella progettazione "dello spostamento di tratto del collettore di Cogeide compreso tra le camerette esistenti P13 e P10A": il pozzetto ha una quota di fondo di circa 102,24 slm vale a dire circa 1,20 m di profondità rispetto al pc attuale.

Per la verifica delle reti si utilizza l'espressione di Chezy, la cui formulazione è:

$$Q = A\chi\sqrt{Ri}$$

dove:

Q: portata (m³/s);

A: sezione bagnata della tubazione (m²);

χ : coefficiente di resistenza al moto della tubazione;

R: raggio idraulico della tubazione (m);

i: pendenza del tratto di tubazione.

Il coefficiente di resistenza al moto χ viene espresso secondo la formula di Gauckler-Strickler:

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

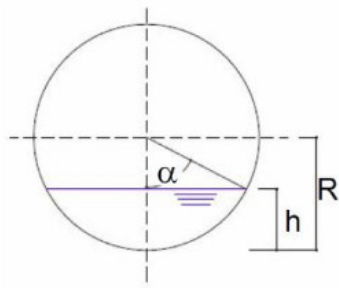
nella quale compare l'indice di scabrezza delle tubazioni " k_s " assunto pari a:

$k_s = 90$ per tubazioni in Pvc;

Dopo le adeguate sostituzioni si ricava la seguente espressione monomia:

$$Q = k_s A R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

La portata reflua determinata precedentemente (Q=1,70 l/s) è stata uguagliata alla portata di calcolo derivante dall'espressione monomia di Chezy in cui tutte le grandezze vengono espresse in funzione del tirante idrico all'interno della tubazione h. Il calcolo è stato effettuato tramite la funzione "ricerca obiettivo", imponendo l'uguaglianza tra la portata totale riferita a ogni tronco calcolata con le portate dei singoli apparecchi ridotta di un coefficiente di contemporaneità e la portata calcolata con la formula di Gauckler-Strickler, al variare del tirante h. La rappresentazione geometrica, con le relazioni annesse, è la seguente:



$$h = R - R \cos \alpha, \quad 0 \leq \alpha \leq \pi, \quad 0 \leq h \leq 2R$$

$$\alpha = \arccos\left(1 - \frac{h}{R}\right)$$

$$R_h = \frac{\alpha R^2 - 0.5 R^2 \sin 2\alpha}{2\alpha R}$$

$$v = k_s R_H^{2/3} \sqrt{i}$$

$$Q = k_s R_H^{2/3} \sqrt{i}$$

I risultati ottenuti sono espressi nella seguente tabella dalla quale si può dedurre che una tubazione PVC SN8 DN125 è in grado di smaltire la portata considerata con un grado di riempimento del 29% ampiamente conforme alle verifiche usualmente imposte (grado di riempimento inferiore al 70%) come si può notare nell'allegato 1 alla presente relazione "dimensionamento reti di drenaggio".

11 CONSIDERAZIONI FINALI

L'intervento complessivo prevede l'ampliamento del sito industriale di Forno San Giovanni (BG) e Mozzanica (BG) come dettagliatamente illustrato nella documentazione tecnica di progetto.

- La superficie complessiva indicata dai progettisti architettonici oggetto di ampliamento risulta 28'000 mq;
- L'area interessata sarà dotata di un sistema per la raccolta e lo smaltimento delle acque del tipo a *reti separate*, che sarà articolato con rete interna di raccolta delle acque nere e delle acque bianche indipendenti;
- I comuni di Mozzanica e Forno San Giovanni (BG), come riportato nell'allegato C, vengono classificati in area B ovvero a media criticità idraulica
- secondo le caratteristiche di impermeabilizzazione potenziale bassa o media e di criticità territoriale B, occorre realizzare invasi di laminazione con Q in uscita pari a 20 l/s ha
- il Volume di laminazione di dimensionamento (Tr50) calcolato con il metodo analitico di dettaglio risulta pari a 1313 mc mentre quello di verifica (Tr100) risulta pari a 1530 mc;
- Si è deciso di progettare una vasca in c.a. fuori terra impermeabilizzata avente un volume interno pari a 1570 mc alimentata a monte da un pozzetto pompe di adeguate dimensioni mentre a valle lo svuotamento avverrà per gravità nella roggia Candiana;
- Dal momento che Bidachem spa risulta un'industria chimica le aree delle strade e dei piazzali sono soggette a separazione di I e II piogge: è stata progettata una vasca di prima pioggia avente un volume utile pari a 50 mc;