

Committente:

EDILOMBARDA IMMOBILI&COSTRUZIONI SRL
Piazza Repubblica 1/a - Milano

Commessa:

Piano Integrato "Residenza Parco del Convitto"
Opere di urbanizzazione
via Ottolini ad Origgio (VA)

Oggetto dell'elaborato:

PROGETTO INVARIANZA IDRAULICA DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE
Regolamento Regionale 23 novembre 2017 – n. 7 e n. 8 del 19 aprile 2019

RELAZIONE TECNICA ED IDRAULICA

* * *

Relatore
Dott. Geol. Matteo Rota

Matteo Rota



Per le verifiche idrauliche
Dott. Ing. Davide Pelizzoli



Direttore Tecnico
Dott. Geol. Luigi Corna

Luigi Corna

Comm. 015/16
Ed. 1
Data di stampa 31.05.2019

Maggio 2019



1) Premessa

La presente è redatta per conto Edilombarda Immobili&Costruzioni SRL a supporto delle sole opere di urbanizzazione del Piano Integrato “Residenza Parco del Convitto” sito in via Ottolini ad Origgio (VA).

La presente relazione è stata redatta tenendo conto di quanto riportato nel Regolamento regionale n. 7/2017 e n. 8 del 19 aprile 2019, e riguarda la verifica della dispersione in sottosuolo (mediante pozzi perdenti) delle acque meteoriche intercettate dalle nuove opere edili.

Secondo il R.R. n. 7/2017 – R.R. n. 8/2019 il Comune di Origgio ricade nella tipologia di area A, ovvero ad alta criticità idraulica e la tipologia di intervento è la 2 ricade nell’art. 10 comma 1.

Il progetto non prevede alcuno scarico in corpo d’acqua superficiale o in pubblica fognatura, ma prevede la dispersione in suolo delle acque meteoriche tramite pozzi perdenti.

2) Ubicazione e descrizione delle opere in progetto

La zona di intervento è ubica tra i confini della provincia di Varese con Milano nel settore SE del centro abitato di Origgio (vedi Figura 1), interessando un appezzamento di terreno di forma rettangolare posto tra le Vie Ottolini (a Nord), Via per Lainate (strada provinciale posta a Est), Via G. Marconi (a Ovest).



Figura 1: ubicazione dell’area dell’intervento.



Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo comparto residenziale con delle palazzine asservite da una nuova strada pubblica con parcheggi a raso dislocata lungo i fronti Nord e Ovest che occuperanno una superficie in prevalenza asfaltata.

La strada ed i parcheggi saranno dotati di una fognatura delle acque meteoriche separata ed autonoma che recapiterà tutte le acque drenate dalle caditoie nel sottosuolo mediante pozzi perdenti.

3) Classificazione degli interventi – modalità di calcolo

Di seguito si riportano le valutazioni che hanno portato alla definizione della modalità di calcolo dell'invarianza idraulica considerando quanto previsto nel del R.R. n. 8/2019.

L'art. 7 con la relativa tabella (vedi Tabella 1) permette agevolmente di definire le modalità di calcolo e la procedura da adottare come descritta nei seguenti capitoli. Dalla procedura per il progetto è risultata la modalità di calcolo:

Metodo delle sole piogge – art. 11

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO	
				AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)	
				Area A, B	Area 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		

Procedura di cui al punto 3.1

Punto 1 – classe superficie intervento

Punto 2 – classe coefficiente deflusso

Definizione classe di intervento

Procedura di cui al punto 3.2

Ambito territoriale

Attribuzione modalità di calcolo

Tabella 1: tabella per la definizione delle modalità di calcolo dell'invarianza idraulica.

3.1) Definizione della classe di intervento

Per definire la classe di intervento si considerano i seguenti parametri:

- 1) superficie interessata dall'intervento = 0,524 ettari – 5.240 m²
- 2) coefficiente di deflusso medio = 0,9



Classe di intervento 2 – impermeabilizzazione potenziale media

Nella tavola allegata e nella Figura 2 sono individuate le aree oggetto del presente progetto di invarianza idraulica, lotto 1 e 2 ed aree del parco pubblico (escluse dal calcolo in quanto non comporteranno una invarianza idraulica); dal totale delle aree emerge un'area impermeabile pari a 4.835 m³ mentre le aree a verde, dove è stato applicato un coefficiente di deflusso pari a 0,3, sono pari a 405 m².

Nel calcolo sono state escluse le aree a verde (poste nel settore centrale) che non comportano alcuna variazione al grado di impermeabilizzazione e nelle quali le acque meteoriche come allo stato di fatto continueranno ad infiltrarsi nel sottosuolo.

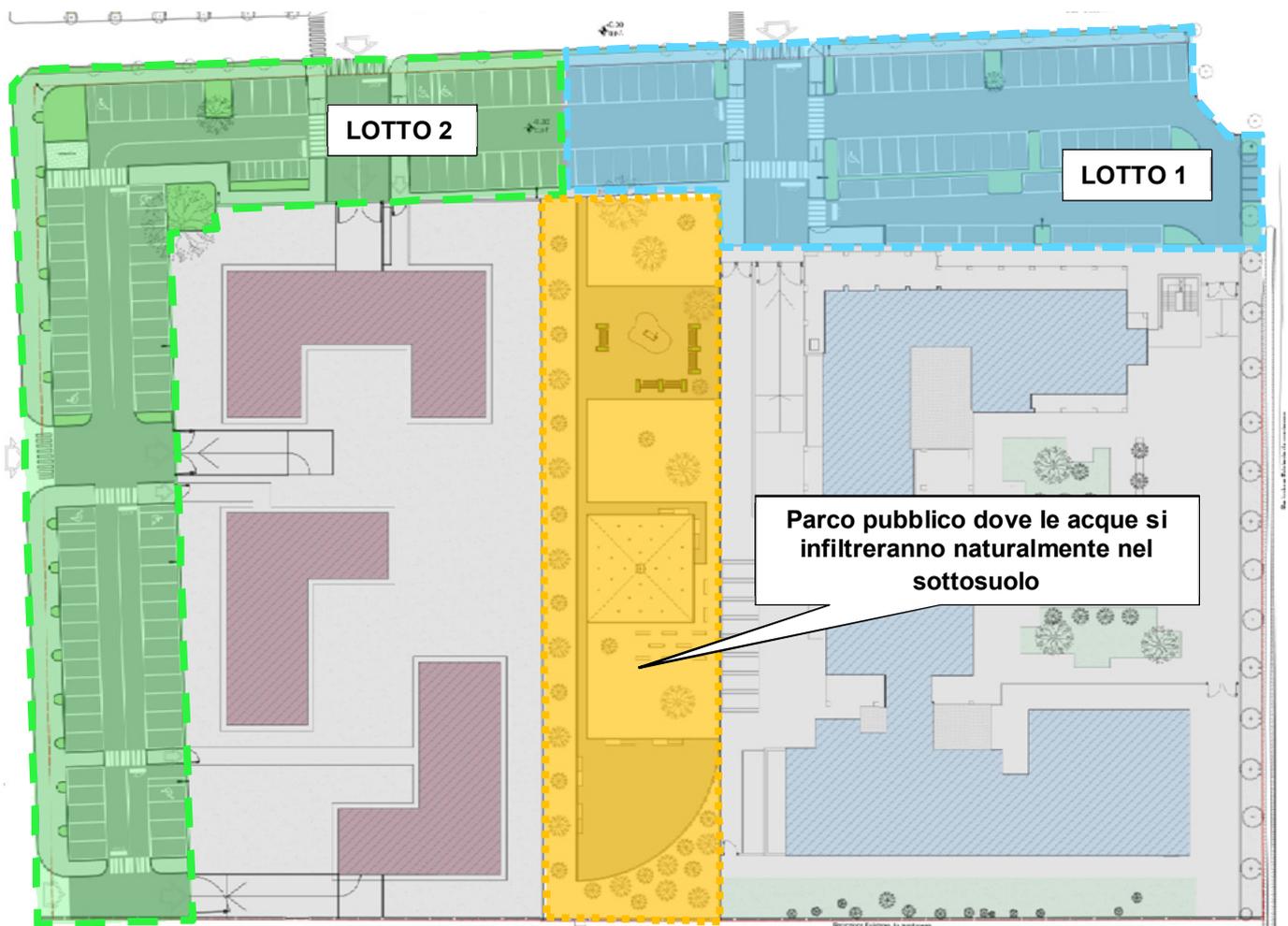


Figura 2: planimetria di progetto con individuazione delle aree (opere di urbanizzazione) oggetto del progetto di invarianza idraulica.

3.2) Definizione della modalità di calcolo

Definita la classe di intervento per addivenire alla modalità di calcolo si deve definire l'ambito territoriale come definito dall'art. 7 comma 3 come ricavabile dall'Allegato C.

Il comune di Origgio rientra in aree A ovvero ad alta criticità.



Pertanto intersecando la classe di intervento con l'ambito territoriale si deriva come modalità di calcolo – metodo delle sole piogge – art. 11

4) Descrizione della soluzione progettuale di invarianza idraulica e idrologica

La soluzione progettuale di invarianza idraulica e idrologica utilizzata è (si veda anche la tavola allegata per l'identificazione delle opere di drenaggio):

- raccogliere le acque meteoriche intercettate dalle aree mediante una serie di caditoie di forma quadrata equidistribuite sull'area;
- convogliare le acque mediante un sistema fognario composto da tubazioni in PVC con scarico diretto ai pozzi perdenti;
- scarico in pubblica fognatura delle acque di prima pioggia;
- recapitare le acque nel sottosuolo mediante pozzi perdenti costituiti da anelli prefabbricati in cemento distribuiti lungo il tracciato della strada;
- le acque ricadenti sulla cabina enel e le aiuole, per le porzioni in eccedenza non infiltrate naturalmente nel sottosuolo) defluiranno sulla strada e saranno drenate dalle caditoie;
- tutte le acque del Parco Pubblico posto nel settore centrale del Piano integrato si infiltreranno senza problemi nel sottosuolo senza interagire con l'impianto delle acque meteoriche. In questa zona non saranno presenti caditoie per il drenaggio delle acque e lungo i perimetri saranno presenti muretti o cordoli che impediranno il deflusso delle acque verso i settori adiacenti. L'acqua ricadente nella fontana resterà immagazzinata nella vasca della fontana integrando l'acqua evaporata e contenendo le necessità di reintegro delle acque;
- l'intero impianto fognario funzionerà a gravità senza opere o impianti meccanizzati.

Nella tavola allegata si sono individuate le opere fognarie delle acque bianche descritte.

4.1) Fattibilità scarico acque meteoriche nel sottosuolo

Nella zona da quanto derivabile dai dati della Componente geologica del PGT e verificato anche in occasione delle indagini svolte sono presenti dei terreni fluvioglaciali costituite da ghiaie con sabbie da poco addensate a mediamente addensate nei primi metri.

La permeabilità è elevata come riscontrabile a seguito degli eventi meteorici, in cui non vi sono ristagni di acqua, con coefficienti di permeabilità di 3×10^{-4} m/s come verificato a seguito dell'esecuzione delle prove di permeabilità (vedi all. n. 1).

La falda freatica si colloca ad circa 30 m.

La zona non rientra all'interno di fasce di rispetto di pozzi per acqua potabile.



Da quanto sopra rilevato risulta che i pozzi perdenti sono fattibili e compatibili con le condizioni geologiche ed idrogeologiche locali.

5) Dimensionamento tubazioni delle opere fognarie

Il calcolo è stato eseguito considerando per le tre tipologie di sezioni delle tubazioni considerate, 200 – 315 – 400 mm, le superfici massime impermeabili dalle quali è possibile drenare le acque.

5.1) Metodo di calcolo

I calcoli analitici si sono effettuati attraverso il metodo cinematico lineare secondo il quale la massima portata risulta pari a:

$$Q_M = \frac{\varphi * i * S}{360}$$

dove:

Q_M portata del colmo di piena [m^3/s];

φ valore del coefficiente d'afflusso del bacino;

i intensità media di pioggia di durata pari al tempo di corrvazione t_c [mm/h];

S superficie [ha].

Il coefficiente di afflusso, nel caso specifico si è posto uguale $\varphi_{IMP} = 1,0$.

L'intensità di pioggia risulta pari a:

$$i = a * t_c^{n-1}$$

Il tempo di concentrazione t_c viene determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata. In particolare, dopo aver individuato la rete fognaria sottesa dalla sezione di chiusura e aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per determinare il tempo di concentrazione si è fatto riferimento alla somma:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_a è il tempo di accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario e t_r è il tempo di percorrenza lungo la rete di drenaggio.

5.2) Dati considerati per i calcoli

Superfici

Le superfici considerate per il calcolo degli afflussi è stata derivata aumentandone le dimensioni fino a raggiungere le portate di poco inferiori alla capacità delle singole tipologie di tubazioni considerate. In tal modo le tubazioni del sistema fognario sono state definite considerando le superfici drenanti afferenti al sistema fino alla sezione di impianto considerata.

Curva di possibilità pluviometrica

La curva di possibilità pluviometrica è comunemente espressa da una funzione del tipo: $h(t) = at^n$ in cui i parametri "a" e "n" dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.



Per definire le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica delle aree in esame si è fatto riferimento ai dati pluviometrici forniti dall'ARPA Lombardia.

Per la zona considerata per piogge critiche di durata compresa tra 1 – 24 ore e caratterizzate da un tempo di ritorno di 50 anni si ottiene un coefficiente $a=62,9$ e $n=0,320$.

Tempo di corrivazione

Date le dimensioni delle superfici in oggetto, il tempo di corrivazione è stato stimato pari a 15 minuti.

5.3) Risultati

Di seguito si riporta il calcolo eseguito per le tre tipologie di tubazioni considerate.

Scheda di calcolo afflussi acque meteoriche

CALCOLO AFFLUSSO ACQUE METEORICHE		
$T_{\text{ritorno}}=$	50 anni	
$a=$	$62,9 \text{ mm/n}^n$	$\varphi_{\text{PER}}=$ 0,30
$n=$	0,32	$\varphi_{\text{IMP}}=$ 1,00
Superfici fino a 350 m ²	Superfici fino a 1.200 m ²	Superfici fino a 2.200 m ²
Calcolo portata di progetto	Calcolo portata di progetto	Calcolo portata di progetto
$A_{\text{impermeabile}}=$ 350,00 m ²	$A_{\text{impermeabile}}=$ 1200,00 m ²	$A_{\text{impermeabile}}=$ 2200,00 m ²
$A_{\text{permeabile}}=$ 0,00 m ²	$A_{\text{permeabile}}=$ 0,00 m ²	$A_{\text{permeabile}}=$ 0,00 m ²
$A_{\text{totale}}=$ 350,00 m ²	$A_{\text{totale}}=$ 1200,00 m ²	$A_{\text{totale}}=$ 2200,00 m ²
coefficiente d'afflusso	coefficiente d'afflusso	coefficiente d'afflusso
$I_m = A_{\text{IMP}}/A_{\text{totale}}$	$I_m = A_{\text{IMP}}/A_{\text{totale}}$	$I_m = A_{\text{IMP}}/A_{\text{totale}}$
$\varphi = \varphi_{\text{PER}} * (1 - I_m) + \varphi_{\text{IMP}} * I_m$	$\varphi = \varphi_{\text{PER}} * (1 - I_m) + \varphi_{\text{IMP}} * I_m$	$\varphi = \varphi_{\text{PER}} * (1 - I_m) + \varphi_{\text{IMP}} * I_m$
$A_{\text{IMP}}=$ 350,00 m ²	$A_{\text{IMP}}=$ 1200,00 m ²	$A_{\text{IMP}}=$ 2200,00 m ²
$I_m=$ 1,00	$I_m=$ 1,00	$I_m=$ 1,00
$\varphi=$ 1,00	$\varphi=$ 1,00	$\varphi=$ 1,00
tempo di corrivazione	tempo di corrivazione	tempo di corrivazione
$t_c = t_a + t_r$	$t_c = t_a + t_r$	$t_c = t_a + t_r$
$t_a=$ 14,00 min	$t_a=$ 14,00 min	$t_a=$ 14,00 min
$t_r=$ 1,00 min	$t_r=$ 1,00 min	$t_r=$ 1,00 min
$t_c=$ 15,00 min	$t_c=$ 15,00 min	$t_c=$ 15,00 min
intensità d'afflusso	intensità d'afflusso	intensità d'afflusso
$i = a * t^{(n-1)}$	$i = a * t^{(n-1)}$	$i = a * t^{(n-1)}$
$i=$ 161,45 mm/h	$i=$ 161,45 mm/h	$i=$ 161,45 mm/h
portata di progetto	portata di progetto	portata di progetto
$Q = (1/360) * \varphi * i * A_{\text{totale}}$	$Q = (1/360) * \varphi * i * A_{\text{totale}}$	$Q = (1/360) * \varphi * i * A_{\text{totale}}$
Q= 0,0157 m ³ /s	Q= 0,0538 m ³ /s	Q= 0,0987 m ³ /s



6) Calcolo dei deflussi e dimensionamento condotte rete smaltimento

6.1) Metodo di calcolo per verifica deflussi

Il dimensionamento di una condotta consiste nel determinare le dimensioni della tubazione in modo tale che la portata di progetto possa transitare con un tirante idrico in grado di assicurare un prefissato franco minimo di sicurezza.

L'altezza massima del tirante idrico sarà pari a metà del diametro della tubazione, se quest'ultima avrà dimensione inferiore a 40 cm, mentre sarà pari a $0,7 \cdot D$, se quest'ultima avrà dimensione superiore a 40 cm.

La portata transitabile in una tubazione è pari a:

$$Q = V * A$$

dove:

V= è la velocità di deflusso dell'acqua nella tubazione;

A= sezione bagnata della tubazione.

in particolare la velocità v è pari a

$$V = \chi * \sqrt{R * i}$$

dove:

χ = coefficiente di conduttanza pari a $\chi = K_s * R^{1/6}$ [formula di Gauckler – Strickler]

R= raggio idraulico pari al rapporto tra area bagnata (A) e perimetro bagnato (P) della sezione;

i= pendenza della tubazione

6.2) Risultati

Di seguito si riportano i calcoli eseguiti per ciascuna tipologia di fognatura. Come tipologia di tubazione si è considerato un tubo in PVC SN8.

Dai calcoli risulta che utilizzando delle tubazioni in PVC SN8 con una pendenza del 1% le sezioni delle tubazioni saranno:

- sezione 200 mm per tutti i tratti di fognatura con superficie massima sottesa pari a 350 m²;
- sezione 0 mm per tutti i tratti di fognatura con superficie massima sottesa pari a 350 m²;
- sezione 200 mm per tutti i tratti di fognatura con superficie massima sottesa pari a 350 m².



Schede di calcolo deflussi acque meteoriche per ciascun tratto di fognatura

DN= Diametro interno condotto	
h_{max} = Tirante idrico ma	$h_{max}=0,5*D$ se $D < 40$ cm
	$h_{max}=0,7*D$ se $D > 40$ cm
$A_{bagnata} = 1/2*r^2*((\pi/90*\arccos(1-h/r))-\text{sen}(2*\arccos(1-h/r)))$	
$P_{bagnato} = r*(\pi/90*\arccos(1-h/r))$	
$R = A_{bagnata}/P_{bagnato}$	
$\chi = K_s*R^{1/6}$	
$V = \chi*(R*i)^{1/2}$	

Dimensionamento condotta	
Diametro=	0,2000 m
$D_{interno}$ =	0,1882 m
h_{max} =	0,094 m
$A_{bagnata}$ =	0,013909 m ²
$P_{bagnato}$ =	0,295624 m
R=	0,047 m
i=	0,01
Calcolo della portata	
coeff. di Gauckler-Strickler	
K_s =	90 m ^{1/3} s ⁻¹
χ =	54,08
V=	1,17 m/s
Q=	0,0163 m ³ /s
	maggiore di
	0,0157 m ³ /s
Diametro condotta verificato	

Sezione 200 mm

Dimensionamento condotta	
Diametro=	0,3150 m
$D_{interno}$ =	0,2966 m
h_{max} =	0,148 m
$A_{bagnata}$ =	0,034546 m ²
$P_{bagnato}$ =	0,465898 m
R=	0,074 m
i=	0,01
Calcolo della portata	
coeff. di Gauckler-Strickler	
K_s =	90 m ^{1/3} s ⁻¹
χ =	58,33
V=	1,59 m/s
Q=	0,0549 m ³ /s
	maggiore di
	0,0538 m ³ /s
Diametro condotta verificato	

Sezione 3150 mm

Dimensionamento condotta	
Diametro=	0,4000 m
$D_{interno}$ =	0,3766 m
h_{max} =	0,188 m
$A_{bagnata}$ =	0,055696 m ²
$P_{bagnato}$ =	0,591562 m
R=	0,094 m
i=	0,01
Calcolo della portata	
coeff. di Gauckler-Strickler	
K_s =	90 m ^{1/3} s ⁻¹
χ =	60,70
V=	1,86 m/s
Q=	0,1037 m ³ /s
	maggiore di
	0,0987 m ³ /s
Diametro condotta verificato	

Sezione 400 mm

7) Dimensionamento pozzi perdenti

7.1) Coefficiente di permeabilità degli strati superficiali del sottosuolo

Per definire il coefficiente di permeabilità del terreno sono state eseguite n. 3 prove di permeabilità a carico variabile svolte in fori di prove penetrometriche specificatamente eseguite.

Nell'allegato n. 1 si sono riportati i certificati delle prove eseguite.

Considerando quanto riportato nella relazione geologica e facendo riferimento all'esperienza acquisita dagli scriventi si definisce un coefficiente di permeabilità medio dei terreni entro i primi 4 m dell'ordine di $K3 \times 10^{-4}$ m/s, terreno a buona permeabilità.

7.2) Dimensionamento pozzi perdenti

La verifica ha previsto un modello di trasformazione lineare afflussi – deflussi calcolato per intervalli temporali, considerando i seguenti parametri:

- gli apporti meteorici per unità di superficie relativi all'area in esame;
- portata delle acque meteoriche con scarico nella batteria di pozzi perdenti;
- capacità di drenaggio della batteria di pozzi perdenti;



- verifica del coefficiente di sicurezza.

7.3) Risultati

I pozzi perdenti saranno collocati in due zone distinte andando ad asservire disgiuntamente l'una il lotto 1 e l'altra il lotto 2.

Il calcolo pertanto è stato eseguito distintamente per i due lotti.

Per quanto concerne l'individuazione delle aree considerate si rimanda alla tavola allegata mentre di seguito si riportano i calcoli eseguiti ed uno schema sintetico dei dati principali del progetto.

	Superfici (m ²)		Coeff. deflusso	Dimensioni pozzi perdenti (m)		
	Impermeabili	A verde		Numero	Diametro	Altezza
Lotto 1	2750	250	1	4	2	3
Lotto 2	2085	155	0,9	3	2	3

Tabella 2: sintesi dati di progetto delle batterie di pozzi perdenti

Nella tavola allegata si è riportata la sezione descrittiva della batteria di pozzi perdenti.



Dimensionamento pozzo perdente delle acque drenate dal lotto 1

APPORTI METEORICI PER UNITA' DI SUPERFICIE

$$r = a T^n$$

T: tempo in ore

a: coefficiente 62,9

n: coefficiente 0,32

Tempo di ritorno dell'evento critico 50

T (ore)	1,00	2,0	3,00	6,0	12,00	18,0	24,00
r (mm)	62,9	78,5	89,4	111,6	139,3	158,6	173,9

PORTATA DELLE ACQUE METEORICHE RICADENTI SULLE SUPERFICI NON DRENANTI

sup. impermeabile 2750 m²

sup. semip. 250 m²

superficie tot. s 3.000 m²

coeff ϕ - area imp 1,0

coeff ϕ - area semip 0,3

$\phi_{tot} = (S_{imp} + (S_{semip} * 0,3)) / S_{tot}$ 0,9

afflusso (m³) = s ϕ

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
afflusso (m ³)	188,7	235,6	268,2	334,8	417,9	475,8	521,7

CAPACITA' DI DRENAGGIO DEL POZZO DISPERDENTE OTTIMALE

$Q = n k c L$ (formula di Wilkinson, 1968)

$$c = \pi 3L / \ln(3L/D + (1+(3L/D)^2)^{0,5})$$

K: coefficiente di permeabilità del terreno 0,030 cm/sec

d: diametro pozzo 2,0 m

Spessore dreno attorno ai pozzi 0,5 m

D: diametro dispersione acque dal pozzo 3,0

L: profondità utile pozzo 3,0 m

c: coefficiente di tasca 15,5 m

n: numero pozzi 4

Coeff. riduzione per trincee pozzi 1,0 (L 2m=3,4, L=4,5 m=2,4)

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
drenaggio (m ³)	201,4	402,8	604,2	1208,4	2416,9	3625,3	4833,8

VOLUMI ULTERIORI

Volume ristagnate su superficie, 3 mm 8,5 m³

Volume acque prima pioggia, 5 mm 13,8 m³

volume pozzi = 37,7 m³

Percentuale vuoti dreno (%) 20,0

Volume drenaggio 14,5 m³

Volume totale 74,4 m³

VERIFICA DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
afflusso (m ³)	188,7	235,6	268,2	334,8	417,9	475,8	521,7
deflusso (m ³)	275,8	477,2	678,6	1282,9	2491,3	3699,8	4908,2
F.S.	1,46	2,03	2,53	3,83	5,96	7,78	9,41



Dimensionamento pozzo perdente delle acque drenate dal lotto 2

APPORTI METEORICI PER UNITA' DI SUPERFICIE

$$r = a T^n$$

T: tempo in ore

a: coefficiente

62,9

n: coefficiente

0,32

Tempo di ritorno dell'evento critico

50

T (ore)	1,00	2,0	3,00	6,0	12,00	18,0	24,00
r (mm)	62,9	78,5	89,4	111,6	139,3	158,6	173,9

PORTATA DELLE ACQUE METEORICHE RICADENTI SULLE SUPERFICI NON DRENANTI

sup. imperm. 2085 m²

sup. semip. 155 m²

superficie tot. s 2.240 m²

coeff ϕ - area imp 1,0

coeff ϕ - area semip 0,3

$\phi_{tot} = (Simp + (Ssemip * 0,3)) / Stot$ 1,0

afflusso (m³) = s ϕ

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
afflusso (m ³)	140,9	175,9	200,3	250,0	312,1	355,3	389,6

CAPACITA' DI DRENAGGIO DEL POZZO DISPERDENTE OTTIMALE

$Q = n k c L$ (formula di Wilkinson, 1968)

$$c = \pi 3L / \ln(3L/D + (1 + (3L/D)^2)^{0,5})$$

K: coefficiente di permeabilità del terreno 0,030 cm/sec

d: diametro pozzo 2,0 m

Spessore dreno attorno ai pozzi 0,5 m

D: diametro dispersione acque dal pozzo 3,0

L: profondità utile pozzo 3,0 m

c: coefficiente di tasca 15,5 m

n: numero pozzi 3

Coeff. riduzione per trincee pozzi 1,0 (L 2m=3,4, L=4,5 m=2,4)

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
drenaggio (m ³)	151,1	302,1	453,2	906,3	1812,7	2719,0	3625,3

VOLUMI ULTERIORI

Volume ristagnate su superficie, 3 mm 6,4 m³

Volume acque prima pioggia, 5 mm 10,4 m³

volume pozzi = 28,3 m³

Percentuale vuoti dreno (%) 20,0 m

Volume drenaggio 11,1 m³

Volume totale 56,2 m³

VERIFICA DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA

T (ore)	1,00	2,0	3,0	6,0	12,0	18,0	24,0
afflusso (m ³)	140,9	175,9	200,3	250,0	312,1	355,3	389,6
deflusso (m ³)	207,3	358,3	509,4	962,6	1868,9	2775,2	3681,6
F.S.	1,47	2,04	2,54	3,85	5,99	7,81	9,45



7.4) Specifiche costruttive pozzi perdenti

Ciascun pozzo perdente sarà costituito da anelli in CLS centrifugato correttamente accoppiati; la base di appoggio del primo anello sarà stabilizzata mediante la posa di uno strato di sabbia compattata.

Nelle intercapedini, che avrà uno spessore di circa 50 cm, si interporrà del ghiaione di cava preferibilmente misto a ciottoli (denominati “borlanti” nel gergo dei cavoratori) con pezzatura di 150 - 250 mm o comunque non inferiore a 100 – 150 mm. Al contatto con le pareti di scavo si formerà un filtro costituito da uno strato di non - tessuto (tipo 300 g/m²), da posizionare a ridosso dello scavo, e da uno strato di ghiaia.

Al fine di diminuire l’intasamento del ghiaione di fondo si collocherà alla testa dello stesso uno strato di sabbia di 20 cm; tale strato di sabbia dovrà essere protetto contro l’erosione causata dall’acqua in caduta da una piastra rompigitto.

Tutti i pozzi perdenti saranno collegati verso il fondo con una tubazione del 200 mm al fine di migliorare il collegamento idraulico fra i singoli pozzi.

Le due tubazioni della rete di drenaggio saranno inserite nei due pozzi perdenti di testa nei quali sulla testata saranno collocati dei pozzetti di raccordo con i coperchi di testata aventi il lato maggiore delle dimensioni di 70 cm, al fine di permettere l’accesso ai pozzi per le manutenzioni.

8) Piano di manutenzione

8.1) Valutazioni generali

Il manuale di manutenzione rappresenta uno degli strumenti utili per evitare l’uso del bene progettato con comportamenti anomali che possono danneggiare o compromettere la durabilità e le caratteristiche del bene stesso.

A tal fine, il manuale definisce le procedure di raccolta e di registrazione dell’informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione.

Come riportato nell’art. 13 comma 2 R.R. 8/2019, i costi di gestione e manutenzione ordinaria e straordinaria ai fini dell’efficienza nel tempo dell’intero sistema di drenaggio delle acque pluviali ricadono interamente ed esclusivamente sul titolare.

Sarà compito del titolare della pratica edilizia tenere conto delle istruzioni riportate nei manuali d’uso e di manutenzione forniti dai costruttori delle opere costituenti il sistema di drenaggio. Tali istruzioni prevarranno su quanto di seguito riportato.

Tutte le attività di manutenzione ordinaria e straordinaria dovranno essere eseguite da personale specializzato rispettando le prescrizioni indicate dal D. Lgs. 81/2008 (Testo Unico Sicurezza Lavoro) per i cantieri temporanei o mobili.



Tutte le opere dovranno essere realizzate con materiale certificato CE e da personale specializzato.

In caso di qualsiasi intervento di manutenzione, attenersi alle normative di sicurezza concernenti le operazioni in aree chiuse all'interno di impianti per acque reflue, nonché alle procedure tecniche di validità generale.

8.2) Attività di manutenzione

Di seguito si riportano le attività di manutenzione previste per il corretto funzionamento delle opere fognarie delle acque meteoriche.

Attività		Impianto fognario	Pozzi perdenti
Semestrale o a seguito di eventi eccezionali	Controlli visivi	X	X
	Pulizia pozzetti e caditoie	X	
Annuale	Pulizia se presenti depositi	X	X
	Verifica tenuta di tubazioni, raccordi e guarnizioni	X	
	Verifica corretta dispersione senza ristagni		X
Se dai controlli risulta necessario	Espurgo manuale o con mezzi d'opera specifici	X	X
	Mantenere sgombro l'ingresso o la sezione idraulica dal deposito dei materiali di sedimentazione	X	
	Sostituzione elementi ammalorati	X	



10) Conclusioni

La presente relazione è stata redatta per la verifica dell'invarianza idraulica secondo il Regolamento regionale n. 7/2017 e n. 8/2019.

La verifica ha riguardato la dispersione in sottosuolo (mediante batteria di pozzi perdenti) delle acque pluviali intercettate dalle superfici impermeabili.

L'impianto fognario funzionerà a gravità senza opere o impianti meccanizzati e sarà pertanto costituito da:

- una serie di caditoie equidistribuite sull'intera area dreneranno le acque drenate dalle strade e dai parcheggi;
- tubazioni in PVC SN8 diametro di 200 mm nei tratti iniziali, 345 mm nella gran parte dei tratti e 400 mm solo per il tratto terminale della linea N-S del lotto 1, con pendenza minima pari al 1 %;
- separatore delle acque di prima pioggia con scarico in pubblica fognatura;
- scarico delle acque di seconda pioggia nel sottosuolo mediante n. 2 batterie di pozzi perdenti costituiti da pozzi del diametro di 2 m, altezza 3 m e posti in trincea unica e distanti 50 cm tra loro. Per il lotto 1 si utilizzerà una trincea con 4 pozzi e 3 pozzi per il lotto 2.

Per l'ubicazione delle opere e i particolari tecnici si rimanda alla tavola allegata.

Tutte le acque del Parco Pubblico posto nel settore centrale del Piano integrato si infiltreranno senza problemi nel sottosuolo senza interagire con l'impianto delle acque meteoriche.

Maggio 2019

Si allegano:

- tavola con la rappresentazione delle opere fognarie
- asseverazione del professionista

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA	DOC: PPCVF
	PROVA DI PERMEABILITA' A CARICO VARIABILE IN FORO	Rev. 01 del 17/05/2019
	Pagina 1 di 1	
Studio TECNO.GEO. Via Corridoni n. 27 – 24124 Bergamo, Tel. 035 4175299 Fax. 035 3694472		

Denominazione prove	Prove di permeabilità a carico variabile, in foro. Foro realizzato con penetrometro dinamico: – Penetrometro superpesante – Maglio da 73 kg con caduta da 75 cm – Trasporto su carro cingolato
Procedura prova e normativa	Test di percolazione secondo le indicazioni fornite dalla AGI 1977

Riferimenti bibliografici

Modalità di prova “standard” del test di percolazione secondo le indicazioni fornite dalla AGI 1977.

Descrizione della prova

La prova prevede l'installazione, in foro, di una colonna filtrante costituita da una tubazione in PVC microfessurata per il tratto da testare.

La fase sperimentale si svolge mediante lo scarico di acqua nella tubazione fino a saturazione dello spazio campione del sottosuolo da testare, in seguito si misurano tempi e abbassamenti del livello idrico.

Caratteristiche dell'attrezzatura

Diametro del foro 5 cm.

Tubazione in PVC microfessurata e cieca, del diametro esterno di 20 mm (tubazione del tipo utilizzata per i piezometri di piccolo diametro). La porzione fessurata è a partire dalla quota di fondoforo fino a piano campagna. La tubazione è aperta al fondo.

Sondino con cavo avvolgibile metrato di precisione centimetrica, per rilevazione d'acqua, a segnalazione acustica.

Cronometro con precisione 1”.

Modalità esecutive

La preparazione della prova prevede l'esecuzione di un foro nel terreno ad esempio mediante l'attrezzatura delle prove penetrometriche, fino alla quota ove si intende determinare la permeabilità.

Nel foro viene calata una tubazione in plastica microfessurata e cieca.

Il pozzetto ha in genere forma circolare o quadrata.

L'inizio della prova, si prevede la saturazione del terreno mediante continua immissione di acqua limpida, a temperatura ambiente, nel foro, fino a quando si è raggiunta una filtrazione costante nel tempo.

Successivamente si immette acqua fino ad un livello di inizio prova e si misura l'abbassamento del livello idrico nell'arco di un tempo predefinito.

Risultati

La documentazione finale della prova è costituita dalla rappresentazione degli abbassamenti del livello idrico e relativi intervalli tempo. I dati permettono la determinazione del coefficiente di permeabilità K medio tra K orizzontale, K verticale.

Si allega foglio di calcolo relativo alla prova di permeabilità.

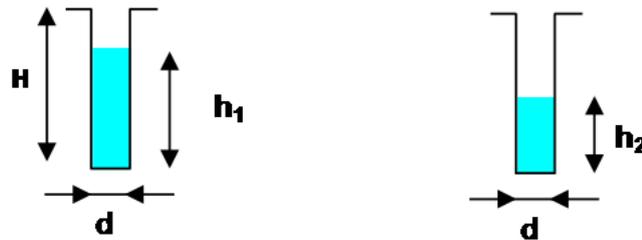
Luogo e data	Relatore
Bergamo, 28.05.19	Dott. Geol. Luigi Corna – Dott. Ing. Davide Pelizzoli – Dott. Geol. Rota Matteo

Committente: **Edilombarda Immobili&Costruzioni SRL**

Località: **via Ottolini ad Origgio (VA)**

Data: **28.05.19**

Certificato: **Comm. 015/16**



$$K = ((d/32) * (h_1 - h_2/t_2 - t_1) * (1/h_m)) * c$$

$h_2 - h_1$ = variazione del livello dell'acqua nell'intervallo di tempo $t_2 - t_1$

$t_2 - t_1$ = intervallo di tempo della misura

d = diametro del pozzetto circolare

h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto

k = permeabilità (m/s)

c = coefficiente per questa tipologia di prova, nelle condizioni specifiche

10

	PP n. 1a	PP n. 1b	PP n. 3
	H = 3,9 m	H = 3,9 m	H = 3 m
h1=(cm)	100	120	70
h2=(cm)	90	110	60
$t_2 - t_1$ =(sec)	6	15	10
d=(cm)	5	5	15
K=(m/s)	<u>2,74E-04</u>	<u>9,06E-05</u>	<u>7,21E-04</u>

Il responsabile Tecnico:



Dott. Geol. Matteo Rota