



PIANO ATTUATIVO OBBLIGATORIO PA5
PIAZZALE LUGANO



COMMITTENTE :

EUROPA gestioni Immobiliari S.p.A.
Viale Europa 175
00144 Roma
Codice fiscale e n° d'iscrizione presso il Registro delle Imprese di
Roma: 03027410152
Partita IVA: 04275991000
e-mail: egi@pec.posteitaliane.it



AR PROG. ARCHITETTONICO:

ONEWORKS s.p.a.
Via Sciesa 3, 20135 MILANO
T. +39 02 655913 1 F. +39 02 655913 60
e-mail: milano@one-works.com
Leonardo Cavalli

ONEWORKS:

Ordine degli Arch. di Milano n. 8156

IM / IE PROG. IMPIANTI:

ONEWORKS s.p.a.
Via Sciesa 3, 20135 MILANO
T. +39 02 655913 1 F. +39 02 655913 60
e-mail: milano@one-works.com
Massimiliano Caruso

ONEWORKS:
technical consultancy

Ordine degli Ingegneri di Milano N° A20121

PA LANDSCAPE:

PAISA' Architettura del Paesaggio
Via Alberoni 4, 48121 RAVENNA
T. +39 0544 217311
e-mail: info@paisa.eu
Antonio Stignani

PAISA'

Ordine dei Dott. Agr. For. di Ravenna n.209

AMB AMBIENTE:

AMBIENTE
Via Paullo 11, 20135 MILANO
T. +39 02 45473370
e-mail: pmauri@ambientesc.it
Paolo Mauri



Ordine dei Geol. Regione Lombardia n. 666

OGGETTO:

PIANO ATTUATIVO PA5 - P.LUGANO

TITOLO :

RELAZIONE IDRAULICA

ELABORATO N° :

E.06

REV:	DATA:	OGGETTO:
00	15/11/2022	PRIMA EMISSIONE
01	15/06/2023	REVISIONE
02	22/11/2023	REVISIONE

DATA:

22/11/2023

SCALA :

-

NOME FILE:

21IRM015-PP-SER-DC-E.05

CODICE PROGETTO:

21IRM015

DISEGNATO DA :

APPROVATO DA:

KT





1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	3
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO - IDROGEOLOGICO	5
4.1	PGT – AREE ESONDABILI E PERICOLOSITÀ.....	5
4.2	PGT - CARTA DEI VINCOLI	6
4.3	PGT - CARTA GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA, IDROGEOLOGICA.....	7
4.4	MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	11
5	PRINCIPI DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA.....	13
6	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	15
7	DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....	16
8	ANALISI IDROLOGICA	18
8.1	CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	18
8.2	TEMPO DI CORRIVAZIONE	21
8.3	IETOGRAMMA SINTETICI – CHICAGO.....	22
8.4	IETOGRAMMA NETTO.....	23
9	INVARIANZA IDRAULICA ED IDROLOGICA	23
9.1	COEFFICIENTE MEDIO DI DEFLUSSO	23
9.2	CALCOLO DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE	24
9.2.1	VOLUME MINIMO	24
9.2.2	METODO DELLE SOLE PIOGGE.....	25
9.2.3	SCELTA DEL VOLUME DI INVASO	29
10	SISTEMI DI INVASO.....	31
10.1	AREE PUBBLICHE.....	31
10.2	AREE PRIVATE	31
11	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI TRASPORTO DELLE ACQUE METEORICHE	33
11.1	DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO.....	33
11.2	DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI PROGETTO.....	33



12 SISTEMA DI SMALTIMENTO ACQUE NERE	34
12.1 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO.....	34
12.2 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI PROGETTO.....	35
13 RIDUZIONE DEL CONSUMO IDRICO E RIUTILIZZO DELLE ACQUE METEORICHE	36
13.1 RECUPERO DELLE ACQUE METEORICHE	36
13.2 RISPARMIO IDRICO.....	38
14 CONCLUSIONI	41

1 PREMESSA

La presente relazione illustra e descrive le reti idrauliche civili a servizio dello sviluppo della proposta definitiva per il Piano Attuativo Obbligatorio di Piazzale Lugano identificato come PA5 dal PGT all'interno dell'art. 26 delle Norme Tecniche di Attuazione del Piano delle Regole al comma 7.

Il progetto di trasformazione dell'area di Piazzale Lugano andrà a ridisegnare i confini strutturali ed infrastrutturali dell'intero ambito territoriale.

L'area oggetto di intervento comprende l'area di proprietà EGI (1), il Parco comunale di Piazzale Lugano (2), la viabilità provvisoria in area di Sistemi Urbani (3), il tratto sud di via privata Cantoni (4) e l'incrocio tra via Calabria e via Bodio (5).



Figura 1 - Area oggetto di intervento

Le reti idrauliche consistono in reti di raccolta, trasporto e invaso delle acque meteoriche e reflue provenienti dalle nuove utenze idrico sanitarie.

Il progetto segue i principi di invarianza idraulica ai sensi dell'art. 3, comma 2 lettera a) del Regolamento Regionale n. 7 del 23/11/2017 "Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)", recentemente aggiornato con il regolamento 19 aprile 2019, n. 8.



Le aree pubbliche, ovvero la viabilità, saranno dotate di sistema di raccolta e delle acque meteoriche in vaso, tramite maxi-pipe, che scaricherà l'acqua laminata alla rete fognaria mista presente in prossimità del raccordo con la strada esistente.

Relativamente alle acque provenienti dalle coperture degli edifici l'art.5 del regolamento 7/2017 e smi definisce che la gestione delle acque pluviali è effettuato, ove possibile, mediante sistemi che garantiscono l'infiltrazione, l'evapotraspirazione e il riuso.

Per quanto riguarda le aree private, il progetto si prefigge una gestione sostenibile delle acque rispettando il ciclo naturale dell'acqua con l'infiltrazione della stessa nelle aree verde e nel sottosuolo. Inoltre, si prevede lo stoccaggio di parte delle acque pluviali per il riuso a scopi irrigui dedicati ai tetti verdi degli edifici di progetto.

Verrà descritta la rete di smaltimento delle acque reflue provenienti dai servizi igienici degli edifici in progetto.

Si prevede un prolungamento della fognatura esistente che potrà essere utilizzato da future urbanizzazioni oltre che dai nuovi lotti in progetto.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa principale di riferimento è Testo Unico sulle Acque (D.Lgs. 11 maggio 1999, n. 152) e le successive correzioni e integrazioni (D.Lgs. 18 agosto 2000, n. 258), nonché la legislazione regionale ed in particolare il 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), e la stessa Legge Regionale 12 dicembre 2003, n. 26 (Disciplina dei servizi locali di interesse economico generale. Norme in materia di gestione dei rifiuti, di energia, di utilizzo del sottosuolo e di risorse idriche).

Recentemente la Regione Lombardia ha deliberato il nuovo 24 aprile 2019 n. 8 a modifica del Regolamento Regionale 23 novembre 2017 n. 7 recante i criteri e i metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della Legge Regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio). Tale Regolamento prevede che le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle nuove aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non devono risultare maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione.

In sintesi, la normativa di riferimento è la seguente:

- Legge Regionale n.62 del 27 maggio 1985 - Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili e delle pubbliche fognature -Tutela delle acque sotterranee dall'inquinamento.
- Piano regionale di risanamento delle acque: Criteri di pianificazione in rapporto alla gestione delle risorse idriche lombarde.
- Decreto Legislativo 11 Maggio 1999 n.152 - Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole.



- Decreto Legislativo 18 Agosto 2000 n.258 - Disposizioni correttive e integrative del D.Lgs. 11 maggio 1999, n. 152, in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, a norma dell'articolo 1, comma 4, della L. 24 aprile 1998, n. 128.
- Regolamento Regione Lombardia 24 marzo 2006 n.4: Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'art. 52, primo comma, lettera a) della Legge Regionale 12 dicembre 2003, n.26.
- Regolamento Regione Lombardia 23 novembre 2017 n.7: Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio).
- Regolamento Regione Lombardia 19 aprile 2019 n.8: Regolamento recante modifiche al Regolamento regionale 23 novembre 2017 n. 7.

Le aree in oggetto non necessitano trattamento delle acque di prima pioggia in quanto non rientrano nei casi previsti dall'art. 3 del regolamento regionale del 24 marzo 2006 n.4.

3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il Piano Urbanistico Attuativo obbligatorio PA 10 coinvolge un'area di circa 23 ettari, localizzata nel quadrante nord occidentale del Comune di Milano, all'estremità nord est dello scalo Farini e a ridosso della rampa del cavalcavia Bacula che collega viale Jenner a Viale Monte Ceneri.

L'ambito di intervento si presenta come un lotto stretto (70 ml circa) e lungo (circa 320ml) intercluso tra l'isolato urbano occupato dal Bodio Center e dal parco di piazzale Lugano da una parte e i binari dello scalo Farini dall'altra, mentre a ovest confina con il cavalcavia Bacula e un'area dismessa della Bovisa. L'area si affaccia ad est sullo scalo Farini e dall'altra parte, per una buona porzione, fronteggia il giardino pubblico di piazzale Lugano. Quest'area verde, pur non avendo grandi dimensioni e grande fruizione a causa della posizione circondata da importanti viabilità urbane, è un'area di discreto interesse ambientale e di grande potenzialità per un possibile utilizzo fruitivo se correttamente finalizzato. L'area è caratterizzata da numerose alberature anche ad alto fusto di una certa importanza e al suo interno contiene una piccola area di gioco per bimbi e un'area cani.

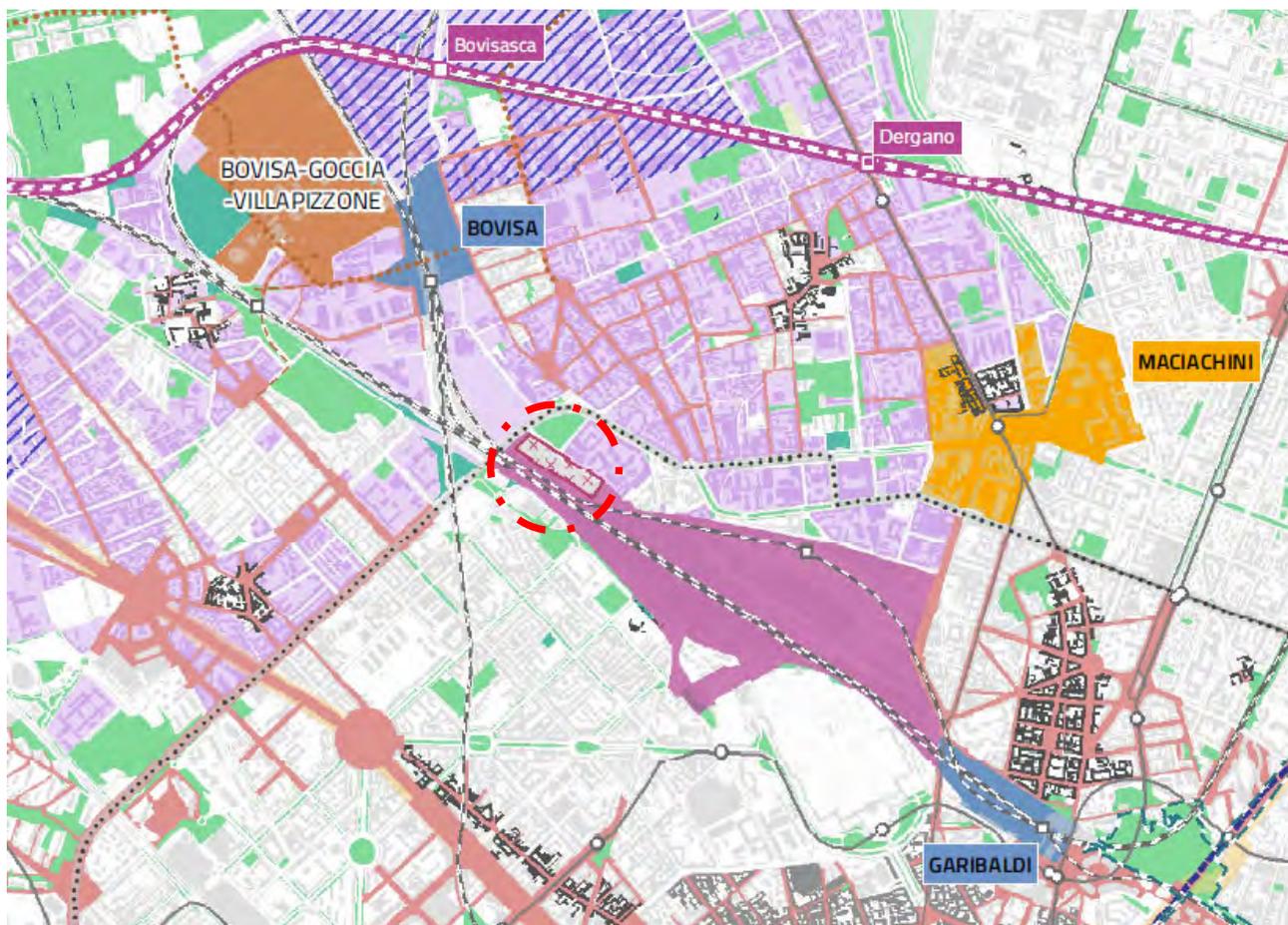


Figura 2 Tavola D01 progetto di Piano PGT 2019

L'area di intervento è attualmente accessibile unicamente dal nodo di piazzale Lugano, la cui particolare configurazione viabilistica non consente la connessione diretta all'area, da e per le possibili direzioni (Cavalcavia Bacula – Viale Bodio e via Scalvini).

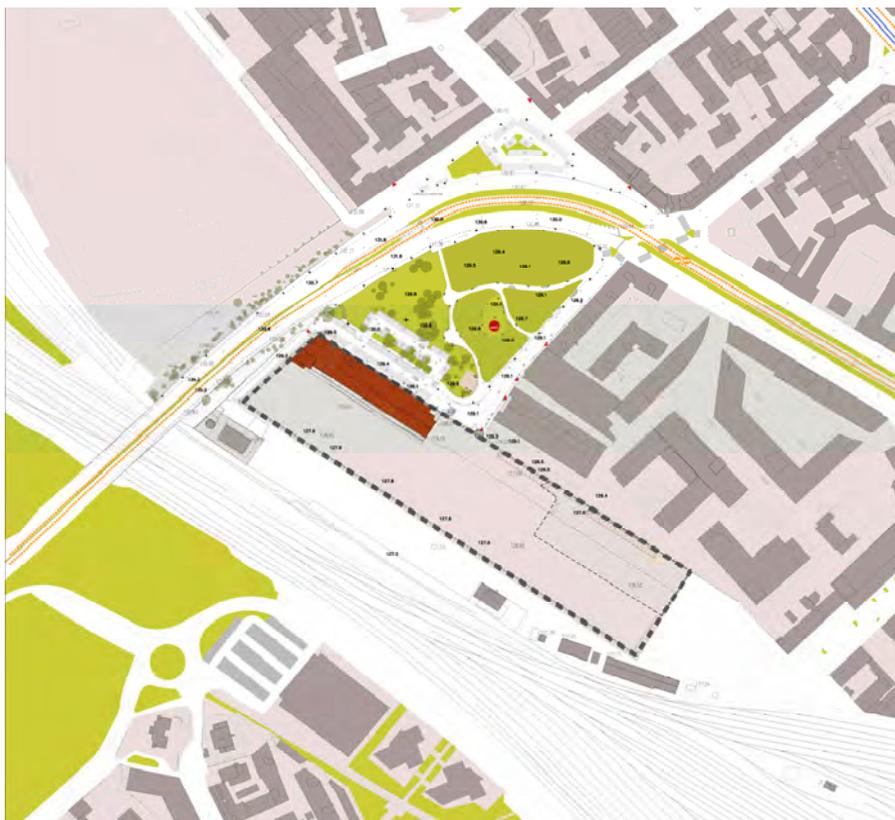


Figura 3 Stato di Fatto Tav 2.2 – Piano attuativo depositato

Il sito in esame si colloca circa a 130 m slm, in accordo con la carta geomorfologica del PGT.

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO - IDROGEOLOGICO

4.1 PGT – AREE ESONDABILI E PERICOLOSITÀ

Sulla base della valutazione preliminare del rischio si individuano le aree per le quali sussisterebbe un rischio potenziale significativo di alluvioni o si possa ritenere probabile che questo si generi. Per queste zone riconosciute potenzialmente esposte a rischio di alluvioni sono state predisposte mappe di pericolosità e rischio di alluvioni.

Tali mappe contengono la perimetrazione delle aree geografiche che potrebbero essere interessate dall'esonazione di un corso d'acqua secondo i seguenti scenari:

- moderata probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi;
- media probabilità di alluvioni;
- elevata probabilità di alluvioni;

L'area in esame non ricade in nessuna delle aree delimitate nella carta del PAI – PGRA.

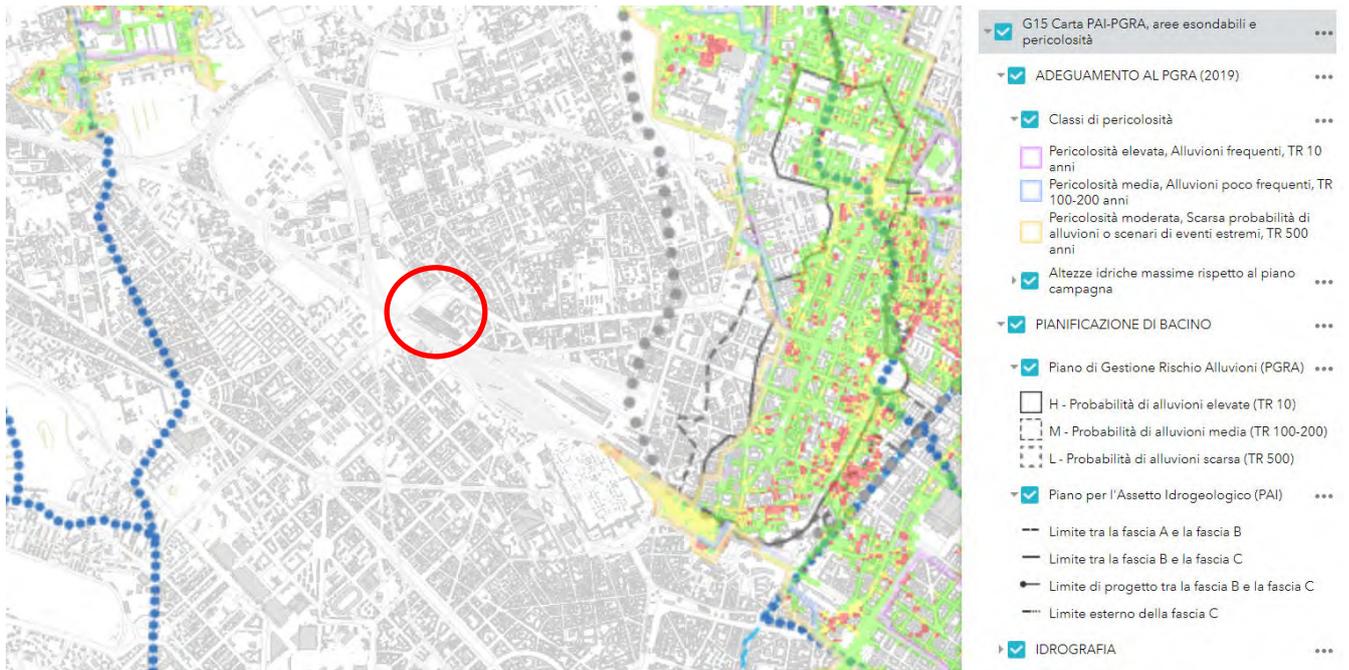


Figura 4 - Stralcio non in scala della carta PAI – PGRA del PGT 2030 del Comune di Milano – in rosso l'area in esame

4.2 PGT - CARTA DEI VINCOLI

Il sito oggetto d'intervento non rientra all'interno di nessun'area soggetta a vincoli, in accordo con la carta dei vincoli del PGT comunale.

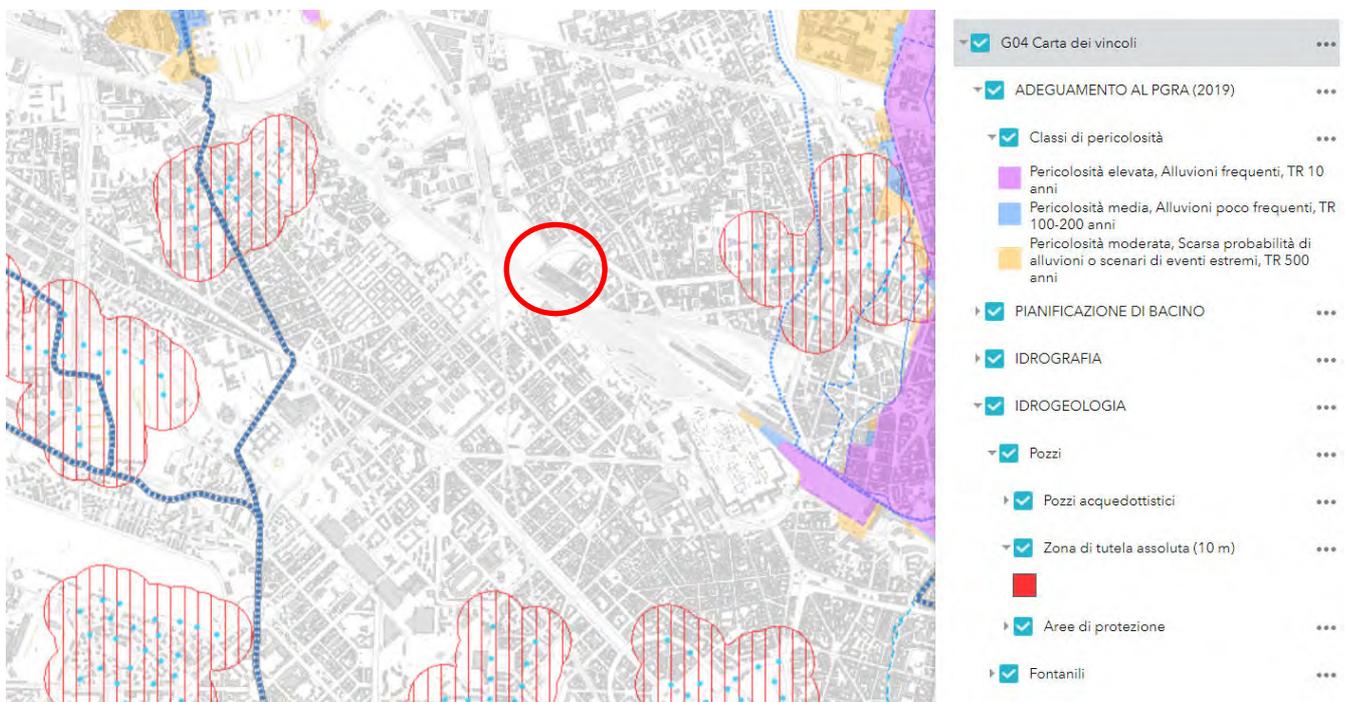


Figura 5 - Stralcio non in scala della carta dei vincoli del PGT 2030 del Comune di Milano – in rosso l'area in esame



4.3 PGT - CARTA GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA, IDROGEOLOGICA

Dal punto di vista geologico, il territorio è caratterizzato dalla presenza di depositi alluvionali legati all'attività dei corsi d'acqua del bacino Lambro, Seveso, Olona. Una prima e fondamentale distinzione di tali depositi può essere effettuata su base morfologica: in questo ambito territoriale è infatti possibile identificare differenti livelli topografici, ognuno corrispondente a una o più unità geologiche. Questi sistemi morfologici sono, dal più al meno elevato:

- sistema dei terrazzi dell'Alta Pianura;
- livello modale della pianura;
- sistema delle valli fluviali.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geologica.

Dal punto di vista geologico/litologico, il sito in esame si colloca in corrispondenza:

- Dell "Alloformazione di Cantù"
- Terreno di riporto antropico

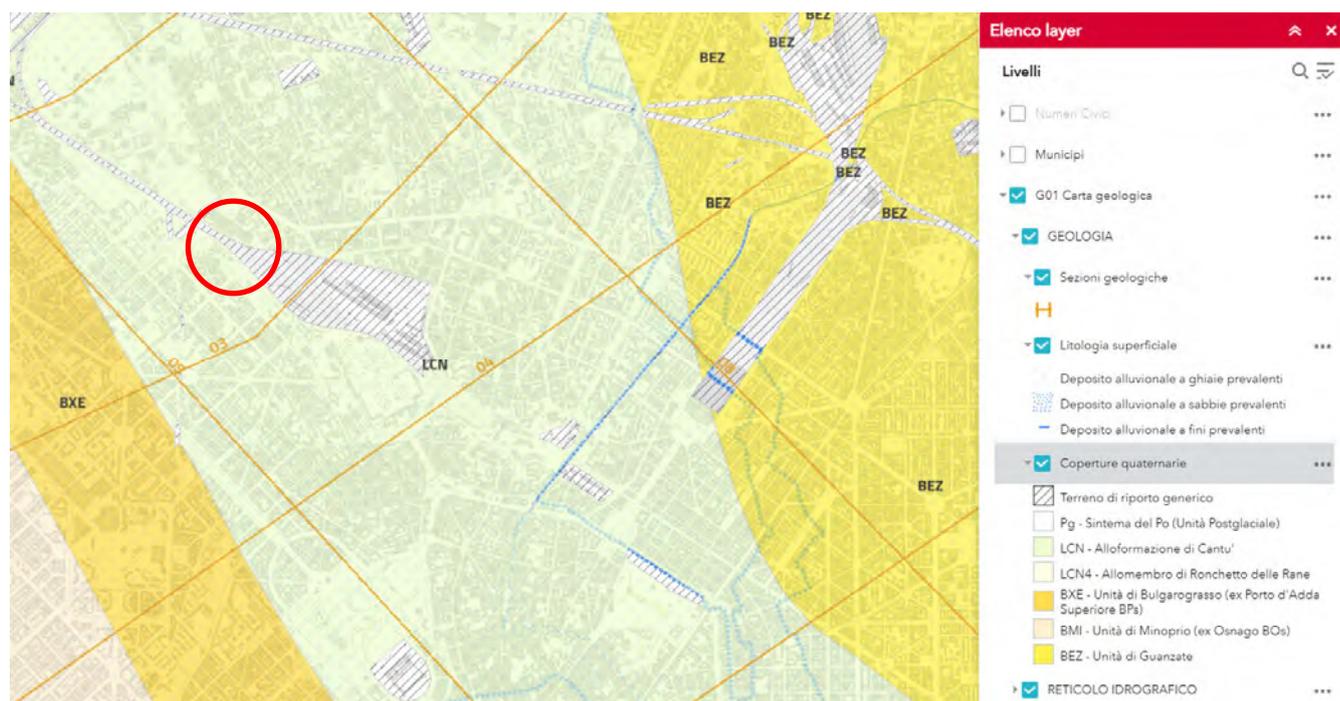


Figura 6 - Stralcio non in scala della carta geologica del PGT 2030 del Comune di Milano – in rosso l'area in esame

L'unità Alloformazione di Cantù (LCN) è costituita da depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi, che si differenziano per variazioni litologiche nelle sequenze sommitali; le più importanti si osservano lungo il Fiume Lambro, a partire da Vimodrone e nelle parti meridionali di pertinenza Olona, con la comparsa sistematica di sedimenti fini di spessore metrico.

Le ghiaie sono sempre caratterizzate da supporto clastico, matrice sabbiosa o sabbioso limosa e clasti arrotondati/subarrotondati, in prevalenza centimetrici.

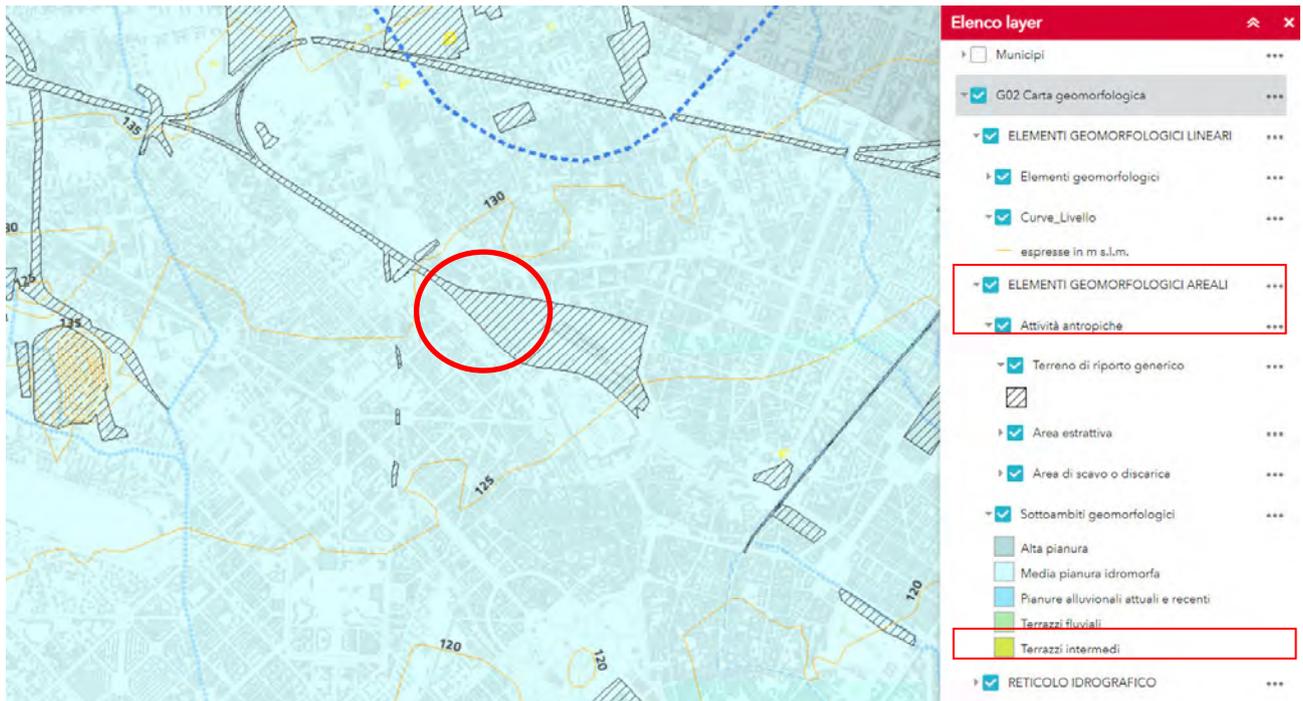


Figura 7 - Stralcio non in scala della carta geomorfologica del PGT 2030 del Comune di Milano – in rosso l'area in esame

Il sito in esame rientra nell' Unità ghiaioso-sabbiosa (Pleistocene superiore e Olocene, Unità A della classificazione Eni-Regione Lombardia).

UNITA' LITOLOGICHE (MARTINIS B. & MAZZARELLA S., 1971)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE (FRANCANI & POZZI, 1981)	UNITA' STRATIGRAFICHE (PIERI & GROPPPI, 1981)	UNITA' IDROGEOLOGICHE (AVANZINI, BERETTA, , FRANCANI et Al., 1995)	GRUPPI ACQUIFERI (REGIONE LOMBARDIA & AGIP, 2002)
LITOZONA GHIAIOSO - SABBIOSA	FLUVIOGLACIALE WURM AUCT. (Dil. Recente)	ALLUVIONE	UNITA' GHIAIOSO - SABBIOSA	A
	FLUVIOGLACIALE RISS - MINDEL AUCT. (Dil. Medio - Antico)		UNITA' SABBIOSO - GHIAIOSA	B
	CEPPO AUCT		UNITA' A CONGLOMERATI E ARENARIE BASALI	
LITOZONA SABBIOSO - ARGILLOSA	VILLAFRANCIANO	SABBIE DI ASTI	UNITA' SABBIOSO - ARGILLOSA (facies continentali e di transizione)	C
LITOZONA ARGILLOSA			UNITA' ARGILLOSA (facies marine)	D

La litozona ghiaioso - sabbiosa, identificata per la prima volta da Martinis B. & Mazzarella S. (1971), si sviluppa dal piano campagna fino a una profondità di circa 40 m, è costituita da ghiaie e

sabbie, talora cementate, con rare intercalazioni argillose, che vanno aumentando come continuità e spessore nella parte meridionale della città. Essa corrisponde al fluvioglaciale Wurm (Diluvium recente Auct.) e all'Unità A della classificazione regionale.

Lo spessore saturo dei depositi dell'Unità ghiaioso - sabbiosa ("primo acquifero") è rilevante nella media e bassa pianura dove è contenuta la falda libera.

L'insieme degli acquiferi contenuti in questa Unità e in quella precedentemente descritta costituisce un successione di livelli permeabili che viene indicata come acquifero tradizionale.

Nell'area della media pianura i valori di trasmissività sono di circa 2×10^{-2} - 4×10^{-2} m²/s; questi si mantengono relativamente elevati anche procedendo verso i settori più meridionali della Provincia di Milano, nonostante una progressiva diminuzione della granulometria, dove si riscontra una trasmissività di 8×10^{-3} - 1×10^{-2} m²/s.

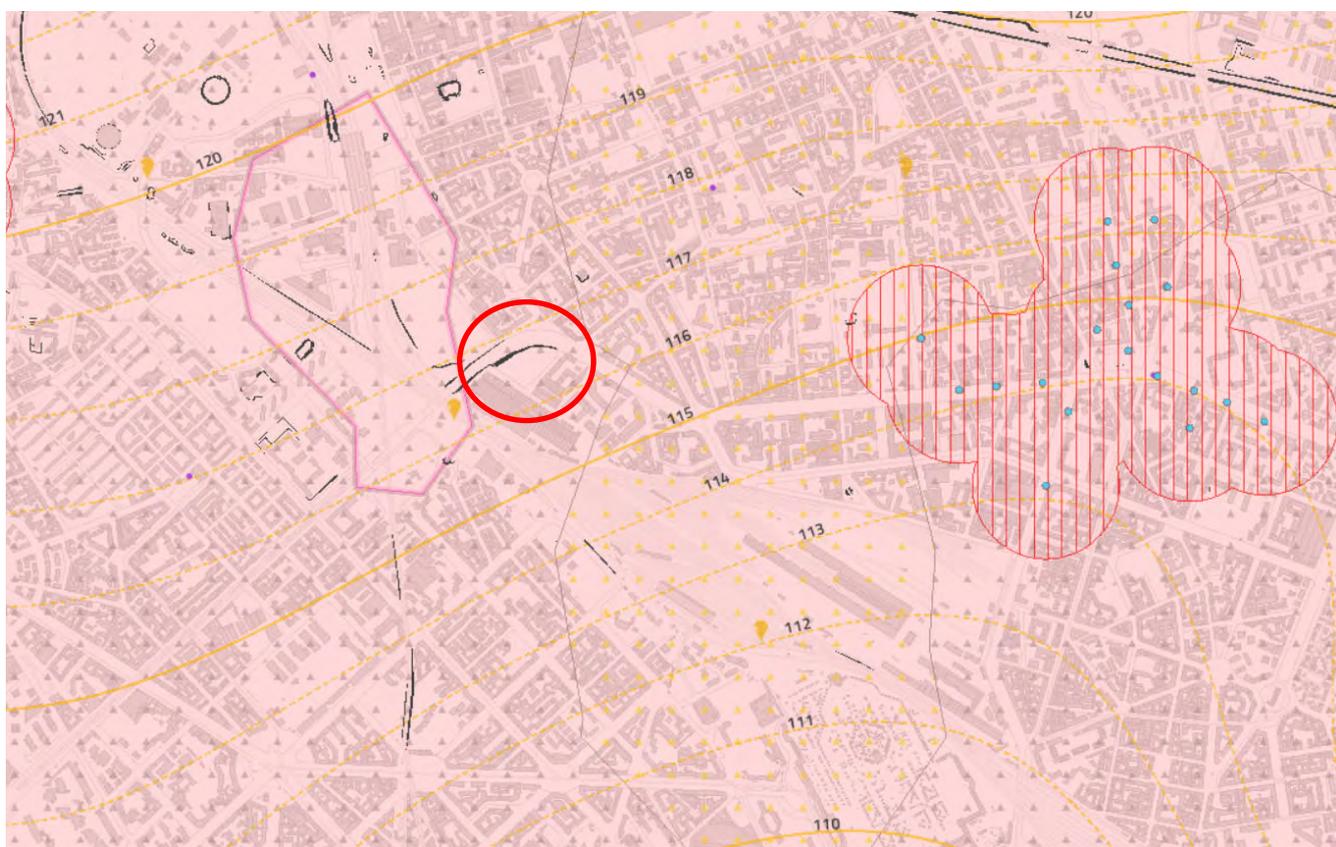


Figura 8 - Stralcio non in scala della carta idrogeologica del PGT 2030 del Comune di Milano – in rosso l'area in esame (di seguito la legenda)



IDROGEOLOGIA

Pozzi

Norme in materia ambientale (DLgs n. 152/2006) e Direttive per la disciplina delle attività all'interno delle zone di rispetto (DGR n. 7/12693/2003 - Allegato 1)

- Pozzi acquedottistici
- Zona di tutela assoluta (10 m)



Aree di protezione (200 m, 60 m o criterio cronologico)

Fontanili

- Testa di fontanile attiva
- Testa di fontanile inattiva
- Testa di fontanile storica

PIEZOMETRIA

Piezometri

- Piezometri MM utilizzati per le elaborazioni

Linee isopiezometriche

- 120 — Isopiezometriche principali (ogni 5 m)
- Isopiezometriche ausiliarie (ogni 1 m)

Fasce di soggiacenza

- 0-5 m
- 5-10 m
- >10 m

Sulla base di informazioni cartografiche, nella zona d'intervento, la quota piezometrica si colloca a una profondità di circa 116/117 m slm (cfr carta idrogeologica). Studi comunali sulla soggiacenza della falda riportano infatti un valore compreso tra 12.5 e 15 m.

Sulla base dei dati bibliografici è possibile quindi stimare la profondità della falda a – 13/14 m da DC.

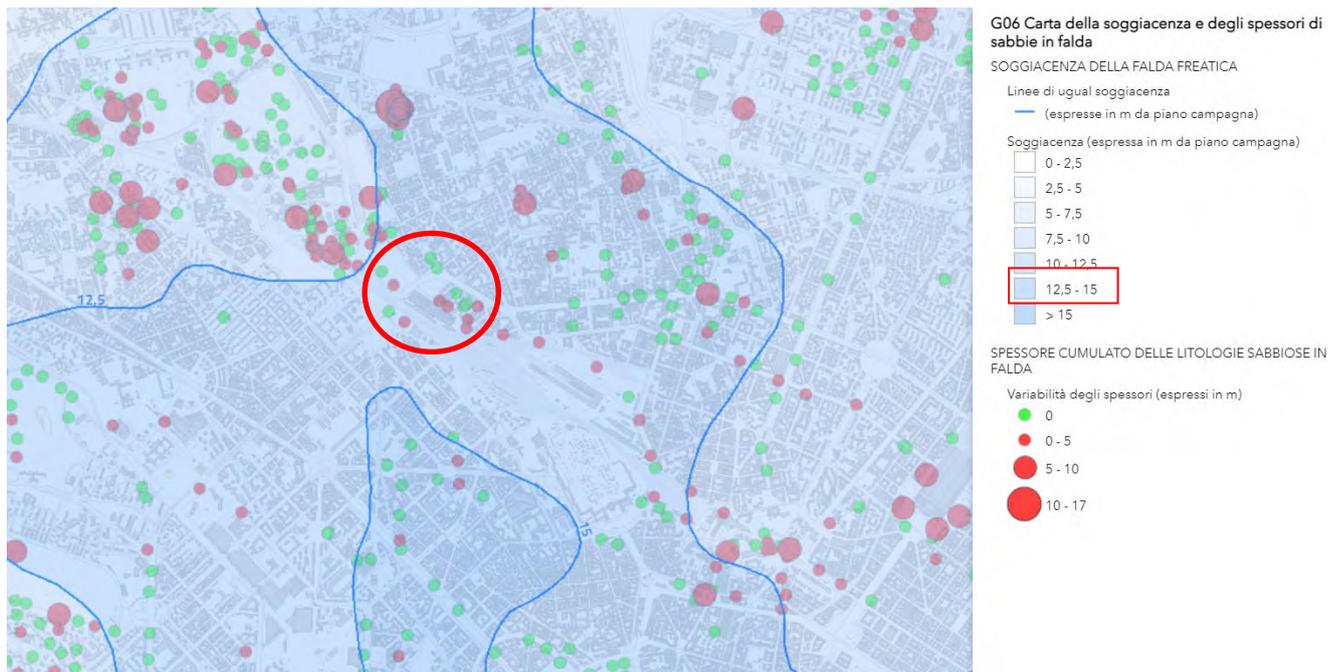


Figura 9 - Stralcio non in scala della soggiacenza del PGT 2030 del Comune di Milano – in rosso l'area in esame

4.4 MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Le campagne di indagini ambientali eseguite per il piano di bonifica attualmente in corso (indagini fornite da Stantec per il PROGETTO OPERATIVO DI BONIFICA – REV.1 ai sensi del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. art. 242 Europa Gestioni Immobiliari Sito di Milano, Piazzale Lugano insieme alle informazioni raccolte descritte in dettaglio nei capitoli precedenti, hanno permesso di ricostruire il Modello geologico del sito in esame:

L'esecuzione delle indagini ha permesso la definizione della stratigrafia dell'area nei primi 20 m dal p.c., che risulta essere costituita da:

- **Materiale di riporto dello spessore medio di circa 1,0 m**, sottostante generalmente ad uno spessore medio di asfalto e soletta pari a circa 0,3 m;
- **Livello abbastanza omogeneo di sabbie e ghiaie con ciottoli arrotondati**, poligenici e polimorfi di diametro fino a decimetrici, caratteristici di ambiente deposizionale di piana alluvionale. Localmente sono stati riscontrati livelli a granulometria più fine a profondità comprese tra 17,5-20,0 m da p.c.

Nella seguente Tabella sono riportati i valori di soggiacenza espressi in metri da piano campagna disponibili per il sito e relativi ad Aprile 2018.



ID piezometro	23/04/2018
	Soggiacenza (m da p.c.)
SP1	15,37
SP2	15,46
SC10	15,49
S4BIS	14,12

Il valore massimo, risultato pari a 15,49 m da p.c. (SC10), è stato utilizzato al fine di definire lo spessore del comparto insaturo.

La falda, con direzione pari a NNW-SSE a livello regionale e più marcatamente NW-SE a livello locale, presenta un gradiente idraulico pari a 0,0008 (-).

Il valore di permeabilità del terreno saturo rilevato è pari a $4,05E-05$ m/sec, secondo quanto riportato nella "Revisione dell'Analisi di Rischio ai sensi del Decreto Legislativo 152/2006 a seguito della CdS del 27/09/2018" redatto da Stantec S.p.A..

5 PRINCIPI DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA

In base all'art 3 del Regolamento Regionale n. 7/2017 e smi (n. 8/2019) l'intervento in progetto richiede misure di invarianza idraulica ed idrologica (comma 2 b) – interventi di nuova costruzione. Il Comune di Milano, ai sensi dell'art. 7 comma 3 e allegato C, ricade in un ambito con criticità idraulica A.

Il suddetto Regolamento prevede differenti modalità di calcolo, in funzione della classe di intervento e dell'ambito territoriale in cui esso ricade, come da tabella 1 di cui all'art. 9

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		

Figura 10 - tabella 1 art. 9 rr 7/2017.

Ai sensi dell'art. 3 comma 5) del Regolamento, “*le misure di invarianza idraulica e idrologica si applicano alla sola superficie del lotto interessata dall'intervento comportante una riduzione della permeabilità del suolo rispetto alla condizione preesistente all'urbanizzazione e non all'intero lotto*”.

Per quanto riguarda le aree pubbliche l'area impermeabile allo stato di progetto è di circa 0.5ha.

Ai sensi della norma UNI 11235, si assume pari a 0,9 il coefficiente di deflusso dell'area scolante.

Per quanto sopra, l'opera rientra nella classe di intervento avente “**Impermeabilizzazione potenziale media**” e l'invarianza idraulica è da realizzare applicando il “metodo delle piogge” di cui all'art 11 e Allegato G del Regolamento.

Ai sensi degli artt. 12 e 11, comma 2, lett. E.3 del Regolamento il volume di invaso minimo da garantire per l'ambito di progetto, localizzato in un'area ad alta criticità (Comune di Milano, con coefficiente $P = 1$) il volume di invaso minimo si riferisce ad un contributo di invaso pari a 800mc/ha.

Esso può essere decurtato del 30% dato che l'acqua meteorica raccolta verrà scaricata nel sottosuolo tramite pozzi.

Il tempo di svuotamento del sistema di laminazione è funzione del volume di laminazione e delle portate uscenti dall'invaso di laminazione costituite dalla portata scaricabile nel ricettore Q_{lim} (nel rispetto della portata limite ammissibile di cui all'articolo 8 del Regolamento) e dalla portata di infiltrazione in caso di sistema disperdente Q_{inf}, ovvero:

$$\text{tempo svuotamento} = \frac{\text{Volume invaso}}{Q_{lim} + Q_{inf}}$$



In base all'art. 11 il tempo di svuotamento non deve superare le 48 ore, in modo da ripristinare la capacità d'invaso quanto prima possibile.



6 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

L'area di intervento non è servita da rete fognaria esistente se non per quanto riguarda le strade esistenti, dove viene sostanzialmente mantenuto il sistema di drenaggio esistente.

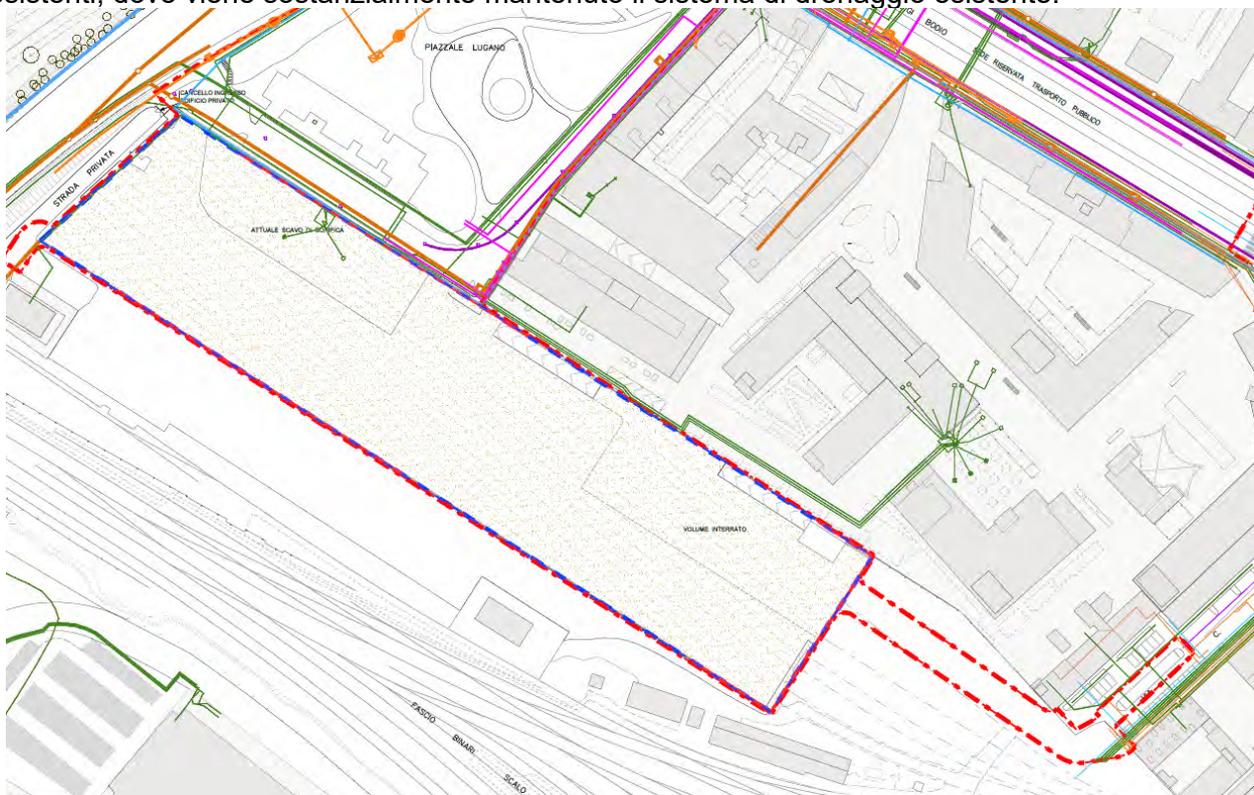


Figura 11 – estratto della planimetria delle reti di sottoservizi esistenti – in viola la rete fognaria.

Tale rete è individuata come recapito delle reti di progetto per il trasporto delle acque reflue.

7 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'area oggetto di intervento comprende l'area di proprietà EGI (1), il Parco comunale di Piazzale Lugano (2), la viabilità provvisoria in area di Sistemi Urbani (3), il tratto sud di via privata Cantoni (4) e l'incrocio tra via Calabria e via Bodio (5).



Figura 12 – individuazione degli interventi di progetto.

Il parco comunale (2) non necessita di opere di raccolta delle acque che andrà ad infiltrarsi sul suolo. Tanto più che il parco è ideato con zone in depressione che possono funzionare da invaso per eventi meteorici estremi.

Il tratto sud delle via privata Cantoni esistente (4) e l'incrocio tra via Calabria e via Bodio (5) vedono interventi sulla viabilità che non modificano le modalità di drenaggio delle acque pluviali, lasciando invariata la rete.

Le nuove reti previste saranno a servizio della viabilità definitiva e provvisoria in area di Sistemi Urbani (3) che costituisce l'area pubblica, e a servizio dell'area privata EGI (1).

Si prevede la demolizione di una decina di metri di condotta esistente fognaria che interferisce con gli interventi di progetto.

Le reti idrauliche previste nelle strade ad uso pubblico saranno reti di tipo separate secondo il RR 06/2019. Verranno prolungate le reti fognarie esistenti con condotto ovoidale di dimensioni 80x120cm e pendenza dello 0.3% nella strada definitiva, e pendenza dello 0.6% nella strada che si

innesta in via Cantoni. Non è possibile chiudere l'anello di rete fognaria pubblica data la presenza dell'interrato nel tratto di curva che sarà privato ad uso pubblico.

Le pendenze studiate sono tali da garantire l'autopulizia dei condotti secondo le portate domestiche di progetto e da predisporre i tubi a quota tale da permettere l'allaccio delle reti private con pozzetto di ispezione con sifono-braga.

Le opere viabilistiche di progetto saranno dotate di un sistema di caditoie che scaricherà l'acqua pluviale raccolta al maxipe che funge da invaso e trasporto delle acque.

Lo scarico nella fognatura esistente unitaria avviene con portata laminata grazie al sistema di invaso ed alla regolazione con soglia sfiorante nel pozzetto di laminazione.

Tale sistema permette lo scarico a gravità nella rete esistente senza ricorrere a sollevamento meccanico.

La configurazione plano-altimetrica delle reti idraulica è definita in modo da evitare o risolvere l'interferenza con gli altri sottoservizi di progetto ed esistenti.

Nel lotto privato, saranno realizzati tre nuovi edifici di cui uno a destinazione d'uso prevalentemente terziaria per un totale di 10.380mq, uno a destinazione commerciale disposto in aderenza alla torre, per un totale di ca 1.000mq, un terzo edificio a destinazione terziario/ricettivo di 11.500mq, e infine un piccolo edificio a servizio dell'area sportiva per ulteriori 120mq di SL. La relativa viabilità collegherà le strade esistenti con un percorso che si estende prevalentemente parallelo al lotto, nel fronte sud.



Figura 13 – Planimetria di progetto.

Le acque, afferenti alle coperture degli edifici e relative aree esterne di progetto, saranno raccolte tramite un sistema di pluviali e caditoie a gravità, e convogliate attraverso la rete di condotte ai sistemi di pozzi di invaso e dispersione a sottosuolo.

La capacità di invaso, dei pozzi e dello scatolare/maxi pipe, è tale da assicurare l'accumulo del volume necessario da normativa.

8 ANALISI IDROLOGICA

8.1 CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno. L'altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, è l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

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

con:

- h = altezza di pioggia [mm]
- t = durate dell'evento meteorico [ore]
- a = coefficiente pluviometrico orario [mm/h]
- n = coefficiente di scala adimensionale.

I parametri a e n dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

I parametri sono stati ricavati dal portale Idrologico Geografico ARPA Lombardia (<http://idro.arpalombardia.it/pmapper-4.0/map.phtml>), come specificato nell'allegato G del Regolamento Regionale 7/2017.

Sono stati dapprima ricavati i parametri della linea segnalatrice di possibilità pluviometrica per durate da 1 a 24 ore, che sono riassunti nella seguente immagine, tratta dal portale suddetto.

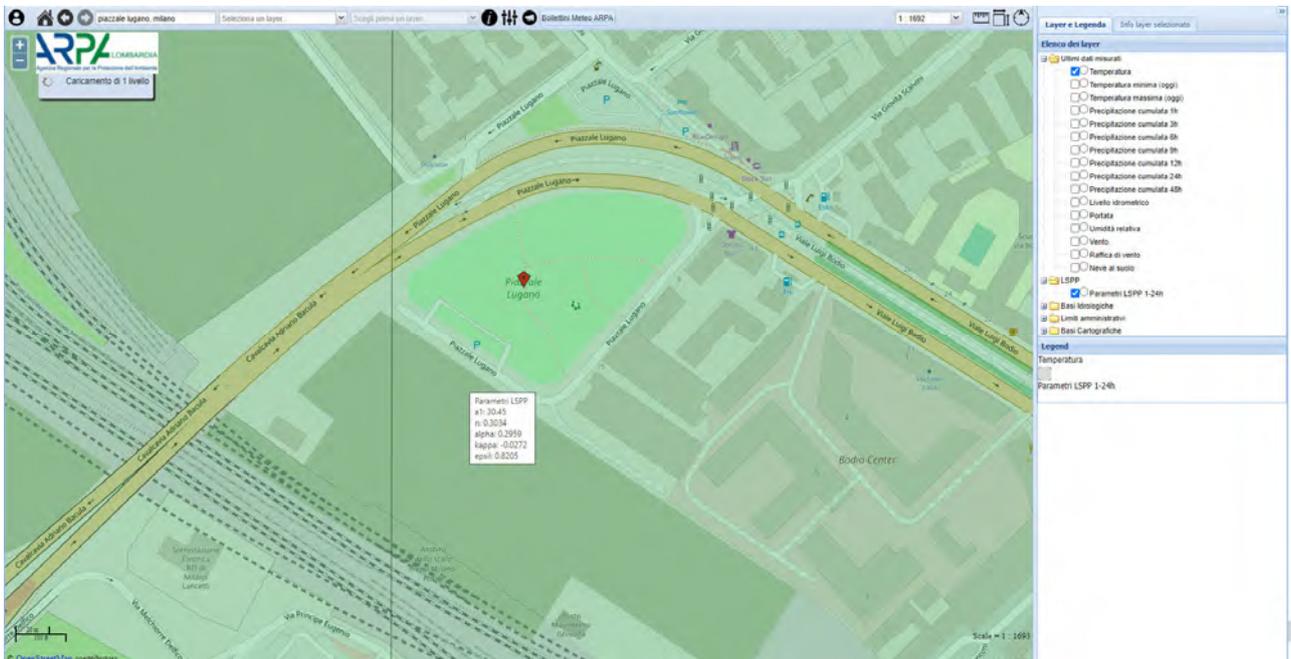


Figura 14 – linee segnalatrici 1-24 ore (portale <http://idro.arpalombardia.it/pmapper-4.0/map.phtml>).

La curva di possibilità pluviometrica per un evento meteorico superiore all'ora risulta:

- per TR 50 anni
 - $a = 62.07$



- $n = 0.3034$
- per *TR 100 anni*
 - $a = 69.14$
 - $n = 0.3034$

Come riportato nel Regolamento (allegato G) per le durate inferiori all'ora si possono utilizzare, in carenza di dati specifici, tutti i parametri indicati da ARPA tranne il parametro n per il quale si indica il valore $n = 0,5$ in aderenza agli standard suggeriti dalla letteratura tecnica idrologica.

Pertanto per eventi meteorici con durata inferiore o uguale a un'ora:

- $a = 62.07$ (TR 50 anni); $a = 69.14$ (TR 100 anni)
- $n = 0.50$

Questi dati sono stati elaborati con il foglio Excel disponibile nel sito stesso e illustrato nella figura seguente.



ARPA LOMBARDIA
Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente

Calcolo della linea segnatrice 1-24 ore

Località: *Milano City life*
Coordinate:

Linea segnatrice
Tempo di ritorno (anni)

Evento pluviometrico
Durata dell'evento [ore]
Precipitazione cumulata [mm]

Parametri ricavati da: <http://idro.arpalombardia.it>

A1 - Coefficiente pluviometrico orario 30.45
N - Coefficiente di scala 0.3034
GEV - parametro alpha 0.2959
GEV - parametro kappa -0.0272
GEV - parametro epsilon 0.8205

Formulazione analitica

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\}$$

Bibliografia ARPA Lombardia:
<http://idro.arpalombardia.it/manual/ispn.pdf>
http://idro.arpalombardia.it/manual/STRADA_report.pdf

Tabella delle precipitazioni previste al variare delle durate e dei tempi di ritorno

Tr	2	5	10	20	50	100	200	50
wT	0.92949	1.27351	1.50719	1.73586	2.03858	2.27051	2.50601	2.03857953
Durata (ore)	TR 2 anni	TR 5 anni	TR 10 anni	TR 20 anni	TR 50 anni	TR 100 anni	TR 200 anni	TR 50 anni
1	28.3	38.8	45.9	52.9	62.1	69.1	76.3	62.0747467
2	34.9	47.9	56.6	65.2	76.6	85.3	94.2	76.6032961
3	39.5	54.1	64.0	73.8	86.6	96.5	106.5	86.6310433
4	43.1	59.1	69.9	80.5	94.5	105.3	116.2	94.5322419
5	46.1	63.2	74.8	86.1	101.2	112.7	124.3	101.153859
6	48.7	66.8	79.0	91.0	106.9	119.1	131.4	106.906976
7	51.1	70.0	82.8	95.4	112.0	124.8	137.7	112.025709
8	53.2	72.9	86.2	99.3	116.7	129.9	143.4	116.657444
9	55.1	75.5	89.4	102.9	120.9	134.7	148.6	120.901624
10	56.9	78.0	92.3	106.3	124.8	139.0	153.5	124.828846
11	58.6	80.3	95.0	109.4	128.5	143.1	158.0	128.491233
12	60.2	82.4	97.5	112.3	131.9	146.9	162.2	131.928476
13	61.6	84.4	99.9	115.1	135.2	150.6	166.2	135.171573
14	63.0	86.4	102.2	117.7	138.2	154.0	169.9	138.245245
15	64.4	88.2	104.4	120.2	141.2	157.2	173.5	141.169554
16	65.6	89.9	106.4	122.6	144.0	160.3	177.0	143.961035
17	66.9	91.6	108.4	124.9	146.6	163.3	180.3	146.633486
18	68.0	93.2	110.3	127.0	149.2	166.2	183.4	149.198561
19	69.2	94.7	112.1	129.1	151.7	168.9	186.4	151.666198
20	70.2	96.2	113.9	131.2	154.0	171.6	189.4	154.044947
21	71.3	97.7	115.6	133.1	156.3	174.1	192.2	156.342226
22	72.3	99.1	117.2	135.0	158.6	176.6	194.9	158.564513
23	73.3	100.4	118.8	136.9	160.7	179.0	197.6	160.717505
24	74.2	101.7	120.4	138.6	162.8	181.3	200.1	162.80624

Linee segnatrici di probabilità pluviometrica

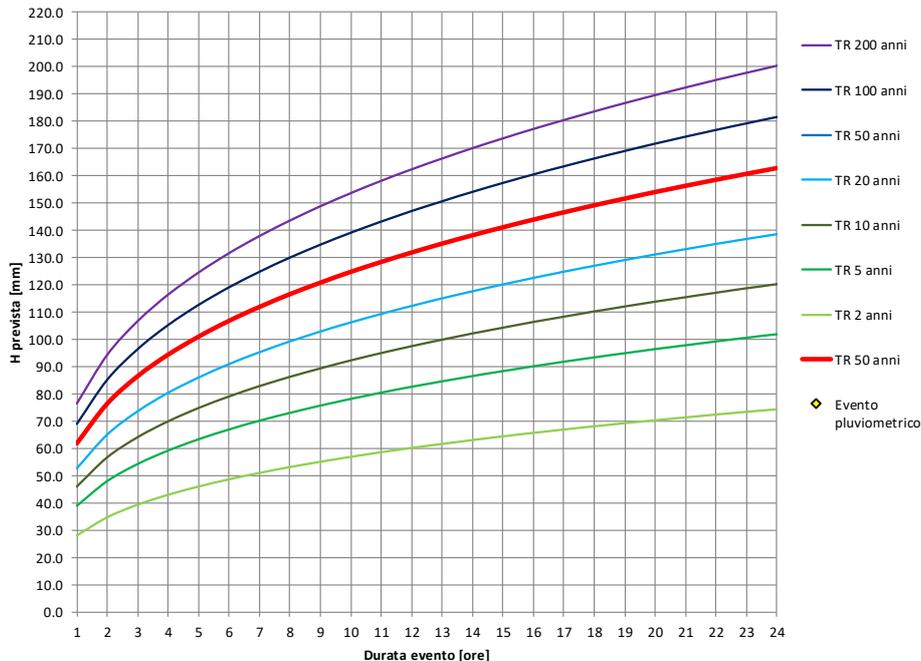


Figura 15 – Curve di possibilità pluviometrica per durate superiori a 1 ora.

8.2 TEMPO DI CORRIVAZIONE

La risposta idrologica di un bacino è direttamente proporzionale alla precipitazione e al coefficiente di deflusso e inversamente proporzionale al tempo di corrivazione.

Il tempo di corrivazione è definito in via teorica come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale; una definizione migliore è che esso rappresenta l'intervallo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto l'afflusso contribuisce al deflusso nella sezione terminale.

Per quanto riguarda la stima dei tempi di corrivazione per aree urbane, si è fatto riferimento alla formulazione proposta dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland (1971):

$$T_c = \left[\frac{26.3 \cdot \left(\frac{L}{K_s} \right)^{0.6}}{3600^{0.4(1-n)} \cdot a^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{(0.6+0.4n)}}$$

essendo L la lunghezza del collettore in m calcolata dal suo inizio fino alla sezione di chiusura, KS il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler in m^{1/3}/s, i la pendenza media del bacino, a (m/oran) ed n parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

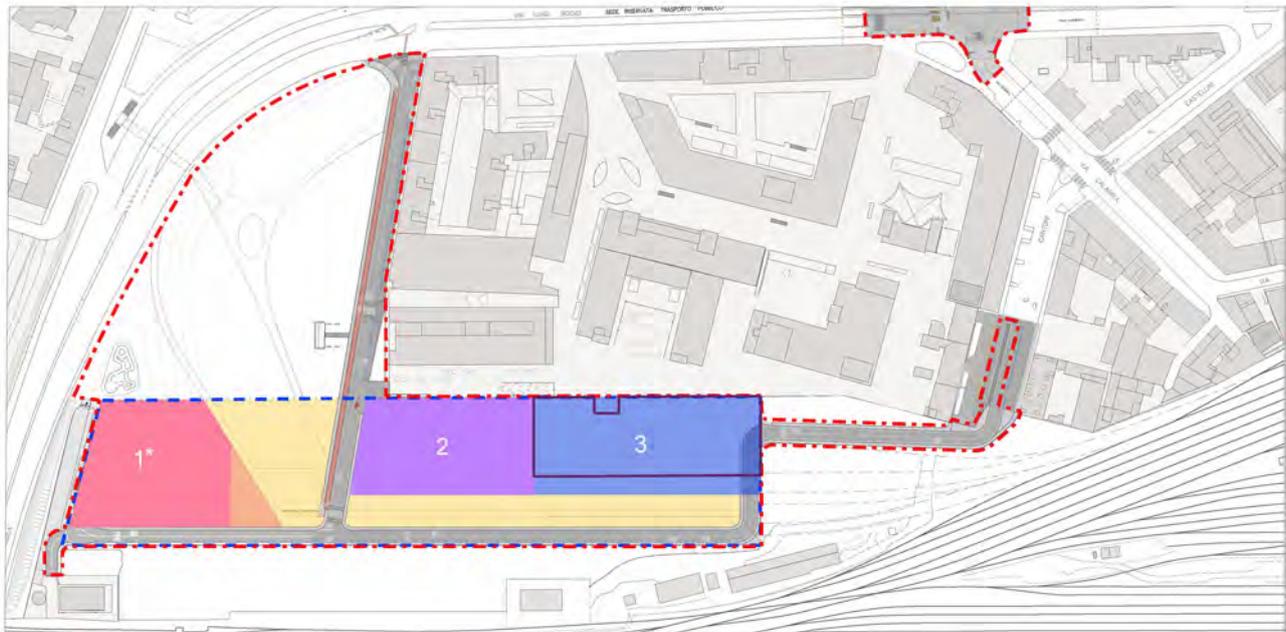
Al valore ottenuto da tale formulazione va sommato il parametro Te, definito come tempo di ruscellamento o tempo di ingresso in rete, ed inteso come il tempo massimo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere il condotto a partire dal punto di caduta. Al tempo di ruscellamento si assegnano valori variabili a seconda dell'estensione dell'area oggetto di studio, del grado di urbanizzazione del territorio e dell'acclività dei terreni.

Nel caso di specie trattandosi di aree completamente urbanizzate, dotate di caditoie e/o griglie di raccolta, con adeguate pendenze longitudinali e trasversali si è scelto di utilizzare un tempo di ruscellamento Te di 5 minuti.

L'area di progetto viene suddivisa in diversi sottobacini, ognuno afferenti ad un diverso recapito.

Si individuano le seguenti aree.

Gestione	Area di intervento	Superficie (mq)
Area pubblica	Strada definitiva	4.052
Area pubblica	Strada provvisoria	1.131
Area privata	Terziario+commerciale	4.467
Area privata	Polifunzionale	3.730
Area privata	Area sportiva e CD	4.785



01 PLANIMETRIA SUPERFICI FONDIARIE E DOTAZIONI TERRITORIALI
scala 1:1000

01 SUPERFICI FONDIARIE (Art. 2 com 2.2 delle NTA)

1	Fondiarie terziario + commerciale (3.937 mq)
2	Fondiarie polifunzionali (terziario o ricettivo) (3.738 mq)
3	Fondiarie servizi (4.776 mq)
*	Superficie fondiaria di cui ca 1000 mq in adiacenza alle aree pubbliche e private pubbliche come Common ground - art. 5 delle NTA

01 DOTAZIONI TERRITORIALI (Art. 3 com 3.1, 3.2 e 3.2 delle NTA)

	Aree a verde e piazze cedute (5.110 mq)
	Aree a verde e piazze asservite (465 mq)
	Superficie per servizi privati di interesse pubblico e generale piano -1 e -2 (3.500 mq)
Totale: 9.075mq	

Figura 16 – individuazione delle fondiari di progetto.

8.3 IETOGRAMMA SINTETICI – CHICAGO

L'ietogramma Chicago fu sviluppato da Keifer e Chu nel 1957 con riferimento alla fognatura di Chicago. La principale caratteristica di questo ietogramma consiste nel fatto che per ogni durata minore o uguale a quella totale dell'evento considerato, l'intensità media della precipitazione dedotta dal suddetto ietogramma è congruente con la curva di possibilità pluviometrica.

Lo ietogramma Chicago presenta il vantaggio di essere poco sensibile alla variazione della durata di base θ . Infatti la parte centrale dello ietogramma rimane la stessa per durate progressivamente maggiori dal momento che si allungano solo le due code all'inizio ed alla fine dell'evento. Perciò, pur essendo dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica, se la durata complessiva è sufficientemente lunga, tale ietogramma non risente se non in minima parte della sottostima dei volumi insita nel procedimento di definizione delle curve stesse.

Lo ietogramma Chicago rappresenta una pioggia critica per tutte le durate, nel senso che a tutte le durate corrisponde la stessa probabilità cumulata $P(h\theta)$. Gli altri istogrammi (rettangolare, triangolare), invece, devono essere modificati in funzione della durata critica del bacino considerato.

D'altra parte, poiché nella realtà un evento pluviometrico che è critico per una durata θ non è necessariamente critico anche per tutte le altre durate, l'altezza complessiva dello ietogramma Chicago è superiore a quella di ciascuno degli eventi reali che risultano critici per le diverse durate.

Di conseguenza, nei problemi in cui, oltre alle intensità, contano anche i volumi di pioggia, lo ietogramma Chicago risulta più gravoso di ciascuno degli eventi reali che costituiscono il caso critico. Ai fini della trasformazione afflussi-deflussi, allo ietogramma Chicago corrisponde, quindi, un tempo di ritorno maggiore di quello nominale della relazione altezza-durata da cui è stato ricavato.

Per l'ambito di progetto sono stati stimati vari ietogrammi di pioggia non depurata, considerando una cpp inferiori all'ora.

L'altezza di pioggia affluente, con tempi di ritorno 50 e 100 anni, risulta paria a:

Tempo di pioggia (tp)	Altezza di pioggia affluente (mm)	
	Tr 50 anni	Tr 100 anni
10 min	24.49	27.15
15min	29.99	33.25
30 min	42.42	47.03
60 min	59.99	66.51
180 min	82.87	91.89

Tabella 1: ietogramma per TR50 e TR100.

Si evidenzia che la curva di possibilità pluviometrica con Tr 100 anni, porta ad un aumento del volume di afflusso pari a circa il 10 %.

8.4 IETGRAMMA NETTO

Nei modelli di piena l'ingresso al sistema che rappresenta il bacino è costituito dalla portata di precipitazione netta, intesa come quella parte di precipitazione che, istante per istante, dà origine al deflusso superficiale. Risulta necessario individuare pertanto tutte le perdite idrologiche che avvengono quando la pioggia raggiunge la superficie del suolo: evaporazione, lama d'acqua sul terreno trattenuta dalla tensione superficiale, infiltrazione, immagazzinamento nelle depressioni superficiali. L'infiltrazione risulta invece il fenomeno quantitativamente più significativo. La stima dell'ietogramma netto viene determinata considerando una perdita percentuale stimata mediante il coefficiente di deflusso (riportati nella tabella al relativo paragrafo).

Gli ietogrammi netti risultano ridotti in base al coefficiente di deflusso dei sottobacini.

9 INVARIANZA IDRAULICA ED IDROLOGICA

Ai sensi dell'art. 11 del Regolamento Regionale n. 8/2019 per il progetto di invarianza idraulica e idrologica devono essere assunti i seguenti valori di tempo di ritorno:

- Tr = 50 anni: tempo di ritorno da adottare per il dimensionamento delle opere di laminazione o anche infiltrazione con un adeguato grado di sicurezza delle stesse;
- Tr = 100 anni: tempo di ritorno da adottare per la verifica del grado sicurezza delle opere come sopra dimensionate.

9.1 COEFFICIENTE MEDIO DI DEFLUSSO

In relazione al progetto in esame, che prevede la realizzazione di coperture a bassa pendenza, si assume il coefficiente di deflusso di seguito riportato in tabella, ai sensi del Regolamento Regionale art. 11, comma 2-d.

I bacini di trasformazione individuati che necessitano opere di invarianza idraulica per le seguenti superfici:

Area di intervento	Superficie (mq)	Coeff. di deflusso	Area di deflusso (mq)
Terziario+commerciale	4.467	0.83	3.688
Polifunzionale	3.730	0.90	3.371
Area sportiva e CD	4.785	0.89	4.274
Strada definitiva	4.052	1	4.052
Strada provvisoria	1.131	1	1.131

Tabella 2: Bacino di trasformazione.

9.2 CALCOLO DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE

Il volume di laminazione da adottare per la progettazione degli interventi di invarianza idraulica e idrologica è il maggiore tra quello risultante dai calcoli di attuazione del metodo delle piogge e quello valutato in termini parametrici come requisito minimo di cui all'articolo 12, comma 2 del Regolamento Regionale n. 7/2017 e smi (n. 8/2019).

9.2.1 VOLUME MINIMO

Secondo il regolamento Regolamento Regionale n. 7/2017 e smi (n. 8/2019), i requisiti minimi di invaso prevedono un volume generato da un contributo di invaso di 800mc/ha per ogni ettaro di superficie impermeabile.

Nelle aree pubbliche (strade definitiva e provvisoria) il volume di invaso minimo da compensare è di 324 mc per la strada definitiva, 90 mc per la strada provvisoria.

Area di intervento	Area di deflusso (mq)	Contributo di invaso minimo (mc/ha)	Volume di invaso minimo W_{min} (mc)
Strada definitiva	4.052	800	324
Strada provvisoria	1.131	800	90

Tabella 3: Volume di invaso secondo i requisiti minimi – aree pubbliche.

Le acque meteoriche delle aree private (Terziario + commerciale, Polifunzionale e Area sportiva e CD) vengono scaricate mediante la realizzazione di sole strutture di infiltrazione per cui il requisito minimo di cui all'articolo 12, comma 2, è ridotto del 30 per cento.

Per tali aree, il volume di invaso minimo da compensare è di seguito riportato:

Area di intervento	Area di deflusso (mq)	Contributo di invaso minimo decurtato del 30% (mc/ha)	Volume di invaso minimo W_{min} (mc)
Terziario+commerciale	3.688	560	207
Polifunzionale	3.371	560	189



Area sportiva e CD	4.274	560	239
--------------------	-------	-----	-----

Tabella 4: Volume di invaso secondo i requisiti minimi – aree private.

ricavato come sotto:

$$W_{min} = S \cdot \varphi \cdot 800 \frac{m^3}{ha} \cdot (1 - 0.30) = S \cdot \varphi \cdot 560 \frac{m^3}{ha}$$

9.2.2 METODO DELLE SOLE PIOGGE

Si determina di seguito il volume di invaso con il metodo delle sole piogge per Tr 50 anni.

9.2.2.1 AREE PUBBLICHE

Per le strade pubbliche l'invaso è ottenuto tramite sovradimensionamento della rete di trasporto delle acque meteoriche. L'acqua viene invasata all'interno della rete e rilasciata in fognatura secondo i limiti dati dal gestore.

Il RR07/2017 prevede in uscita una portata generata da un coefficiente udometrico di 10 l/sha.

L'equazione di continuità è:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = dW(t) / dt$$

in cui:

- $Q_e(t)$ è la portata, nota o predeterminata, in ingresso all'istante generico (t); essa dipende sia dall'evento meteorico considerato che dalle caratteristiche del bacino e della rete di drenaggio a monte della vasca stessa;
- $Q_u(t)$ è la portata in uscita, considerata fissa, secondo il coefficiente udometrico di 10 l/s ha;
- $W(t)$ è il volume invasato all'istante t.

Il volume d'acqua che entra nei sistemi di invaso, per effetto di una pioggia di durata θ è pari a:

$$W_e = S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n$$

In cui:

- S: superficie drenante
- φ : coefficiente di afflusso costante del bacino drenato a monte dell'invaso, assunto pari a 1
- a: coefficiente pluviometrico orario [mm/h], definito in altro paragrafo
- n: coefficiente di scala adimensionale, definito in altro paragrafo
- t: la durata dell'evento pluviometrico considerato

Nello stesso periodo il volume in uscita è:

$$W_u = Q_u \cdot t$$

Il volume invasato nel periodo "t" è la differenza tra i volumi entranti ed uscenti:

$$W = S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n - Q_u \cdot t$$

L'evento critico si ha nel momento in cui il volume invasato rimane costante nel tempo

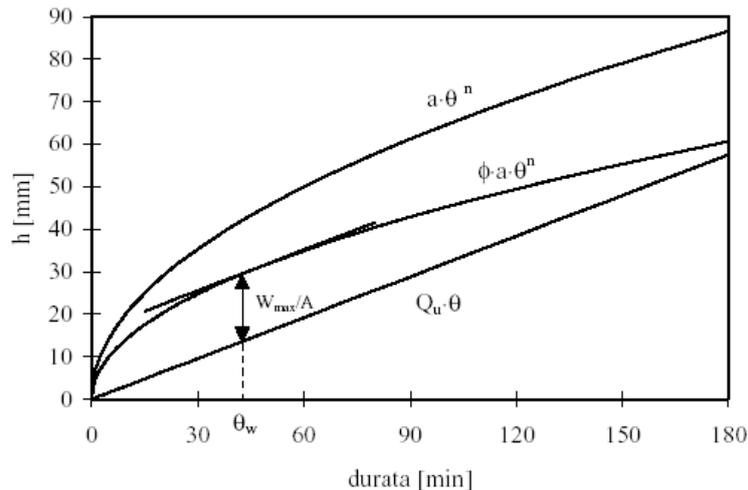


Figura 9-1: Determinazione dell'evento critico per la vasca con il metodo delle sole piogge ($Q_u = Q_e$)

In altri termini, per determinare l'evento critico si massimizza la funzione W , imponendo:

$$\frac{dW}{dt} = n \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot t_w^{n-1} - Q_u = 0$$

I volumi di invaso da garantire sono di 351 mc per la strada definitiva e di 98 mc per la strada provvisoria, come riportato in tabella sotto.

Sottobacino	W0 sole piogge volume critico [mc]	Contributo di invaso [mc/ha]	Portata in uscita [l/s]
Strada definitiva	351	867	4.0
Strada provvisoria	98	867	1.1

Tabella 5: Volume di invaso da garantire.

La portata in uscita dai sistemi di invaso realizzati con scatolari è pari a 4.0 l/s per la strada definitiva e pari a 1.1 l/s per la strada provvisoria.

9.2.2.2 AREE PRIVATE

In base ai volumi del paragrafo precedente vengono predimensionate le opere di invaso e infiltrazione per le aree private.

Determinata la portata in uscita scaricata dalle stesse viene calcolato il volume critico col metodo delle piogge.

Le opere di infiltrazione previste per lo scarico consistono in:

- Batterie di pozzi disperdenti di diametro interno pari a 2m e alti 3.5m per le fondiarie;

La portata uscente dal pozzo è pari alla capacità d'infiltrazione del pozzo stesso, la quale è espressa dalla relazione di Darcy:

$$Q_u = Q_f = K \cdot J \cdot A_f$$

Q_u, Q_f : portata infiltrata [m³/s]

- k = coefficiente di permeabilità [m/s] (pari a 2.17×10^{-4} m/s, come definito in precedenza)
- J = cadente piezometrica [m/m]
- A_f = superficie netta d'infiltrazione considerata

Tale formula, per i pozzi disperdenti, assume la seguente espressione (Sieker, 1984):

$$Q_f = K \left(\frac{L+z}{L+z/2} \right) A_f$$

Nella quale il termine tra parentesi è la cadente piezometrica

- z: altezza dello strato drenante del pozzo
- L: distanza del fondo del pozzo dal sottostante livello di falda

L'effettiva area drenante del pozzo A_f è assunta come un anello di larghezza $z/2$ attorno alla base del pozzo, come illustrato nella figura seguente.

L'altezza dello strato drenante è di 3.00m considerando un franco di sicurezza nell'altezza del pozzo perdente, pari a 3.5m. Il valore di L dipende dalle analisi geologiche del terreno e in questa fase, a favore della sicurezza, viene assunto pari a 0.

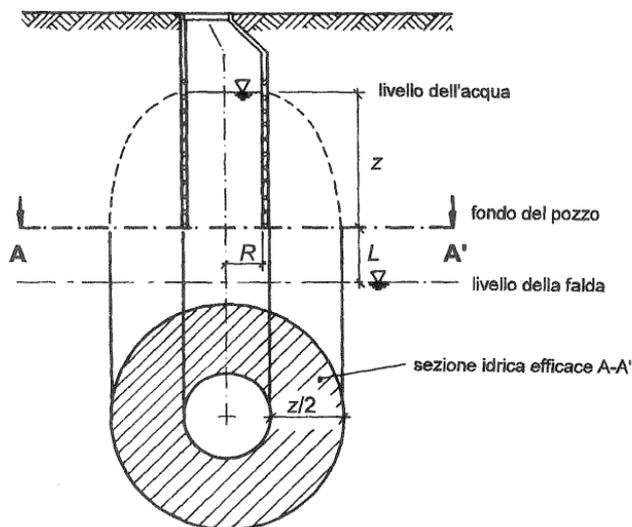


Figura 9-2: Schema di dispersione da pozzo perdente.

i dati di progetto dei pozzi sono di seguito riassunti:

- Diametro, $D=200\text{cm}$
- Profondità, $H=350\text{cm}$
- Altezza z della porzione drenante $Z=300\text{cm}$
- Spessore ghiaione attorno al pozzo $sp=25\text{cm}$
- Porosità ghiaione: $pr=0.25$

La cadente piezometrica J è pari a 1.12m , mentre l'area drenante A_f è di $14,57\text{ m}^2$.

Quindi la portata in uscita per ogni pozzo è pari a 7.3 l/s :

$$Q_u = 4.5 \times 10^{-5} \text{ m/s} \times 2.0 \text{ m} \times 14.57 \text{ m}^2 = 0.00735 \text{ m}^3/\text{s} = 7.35 \text{ l/s}$$

Dati i numeri di pozzi previsti la portata totale in uscita è sotto riportata per le tre batterie di pozzi.

Bacino	Terziario + commerciale	Polifunzionale	Area sportiva+CD
Permeabilità k (m/s)	4.50E-05	4.50E-05	4.50E-05
Carico idraulico H (m)	2.75	2.75	2.75
Altezza (m)	3	3	3
Diametro interno (m)	2	2	2
Distanza falda da fondo (m)	10	10	10
Pendente J	1.12	1.12	1.12
Area di infiltrazione Af (m2)	14.57	14.57	14.57
Qu Portata in uscita (l/s)	0.735	0.735	0.735
Numero Pozzi	21	18	23
Qu tot Portata in uscita globale (l/s)	15.4	13.2	16.9

Tabella 6: Portata in uscita dalle batterie di pozzi di progetto.

L'equazione di continuità è:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = dW(t) / dt$$

in cui:

- $Q_e(t)$ è la portata, nota o predeterminata, in ingresso all'istante generico (t); essa dipende sia dall'evento meteorico considerato che dalle caratteristiche del bacino e della rete di drenaggio a monte della vasca stessa;
- $Q_u(t)$ è la portata in uscita dispersa dai pozzi; essa è, in generale, variabile nel tempo e dipende dalle caratteristiche geometriche dei pozzi, dalle condizioni di permeabilità del circostante terreno;
- $W(t)$ è il volume invasato all'istante t.

Il volume d'acqua che entra nei pozzi, per effetto di una pioggia di durata t è pari a:

$$W_e = S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n$$

In cui:

- S: superficie drenante
- φ : coefficiente di afflusso costante del bacino drenato a monte dei pozzi, assunto pari a 1
- a: coefficiente pluviometrico orario [mm/h], definito in altro paragrafo
- n: coefficiente di scala adimensionale, definito in altro paragrafo
- t: la durata dell'evento pluviometrico considerato

Nello stesso periodo il volume in uscita è:

$$W_u = Q_u \cdot t$$

Il volume invasato nel periodo "t" è la differenza tra i volumi entranti ed uscenti:

$$W = S \cdot \varphi \cdot a \cdot t^n - Q_u \cdot t$$

L'evento critico si ha nel momento in cui il volume invasato rimane costante nel tempo

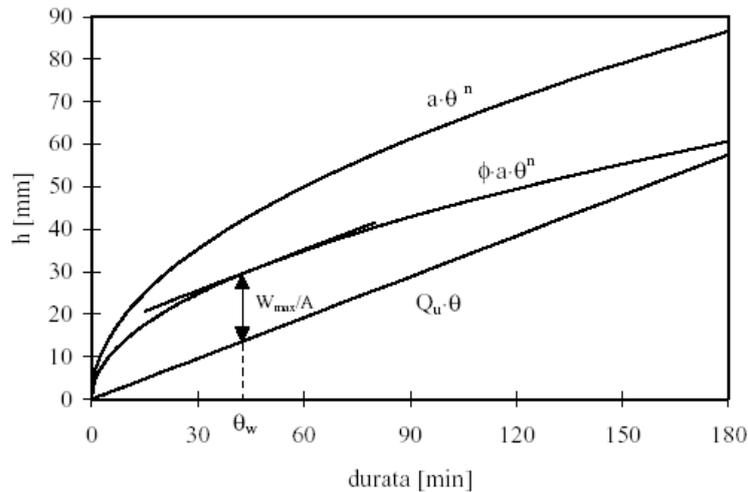


Figura 9-3: Determinazione dell'evento critico per la vasca con il metodo delle sole piogge ($Q_u = Q_e$)

In altri termini, per determinare l'evento critico si massimizza la funzione W, imponendo:

$$\frac{dW}{dt} = n \cdot S \cdot \varphi \cdot a \cdot t_w^{n-1} - Q_u = 0$$

Dalla quale si definisce il tempo critico del pozzo

$$t_w = \left[\frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right]^{\frac{1}{n-1}}$$

Il volume accumulato (di laminazione) nel periodo critico si esprime quindi come

$$W_{crit} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \cdot \left(\frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Nel caso di dispersione da pozzo i tempi critici ed il volume critico relativo risultano essere:

Sottobacino	Durata critica dei pozzi θ_w [min]	W_0 sole piogge volume critico dei pozzi [mc]	Contributo di invaso [mc/ha]
terziario + commerciale	80	228	510
Polifunzionale	87	189	562
Area sportiva	86	243	569

Tabella 7: Volume di invaso secondo il metodo delle sole piogge – sistemi di dispersione.

9.2.3 SCELTA DEL VOLUME DI INVASO

I volumi da garantire per le aree pubbliche sono di 340mc per la strada definitiva, e di 98 mc per la strada provvisoria.

Sottobacino	Volume minimo di invaso W_{min} [mc]	Contributo di invaso minimo [mc/ha]	W_0 sole piogge volume critico [mc]	Contributo di invaso [mc/ha]
Strada definitiva	324	800	351	867
Strada provvisoria	90	800	98	867

Tabella 8: Volume di invaso da garantire in rosso.

I volumi di invaso da garantire nelle diverse fondiari private sono individuati sotto in tabella, in rosso.



Sottobacino	Volume minimo di invaso W_{min} [mc]	Contributo di invaso minimo [mc/ha]	W0 sole piogge volume critico [mc]	Contributo di invaso [mc/ha]
terziario + commerciale	207	560	228	510
Polifunzionale	189	560	189	562
Area sportiva	239	560	243	569

Tabella 9: Volume di invaso da garantire in rosso – sistemi di dispersione.

10 SISTEMI DI INVASO

10.1 AREE PUBBLICHE

Nelle strade ad uso pubblico, si predispone un sistema di invaso attraverso maxi-pipe, ovvero tramite il sovradimensionamento della rete di trasporto delle acque meteoriche.

Si prevede un sistema di scatolari, con sezione di 1.2x1.2m interni per una lunghezza di 302m lungo la strada definitiva e 82 m lungo la strada provvisoria, atti a contenere il volume di invaso rispettivamente di 340mc e di 98 mc.

La portata in uscita è regolata tramite una soglia con foro di efflusso in un apposito pozzetto di laminazione. La soglia ha quota di sommità tale da permettere lo sfioro della portata di troppopieno in caso di malfunzionamento o ostruzione del foro di efflusso.

L'adozione del sistema di maxi pipe con pozzetto di laminazione permette di evitare l'uso di pompe e limitare la portata come da interfaccia con l'ente gestore del Sistema Idrico Integrato.

Si riportano sotto le caratteristiche tecniche e idrauliche della rete di invaso di progetto.

	VOLUME TR 50 [mc]	LUNGHEZZA LINEA [m]	TIPOLOGIA	AREA INTERNA [mq]	VOLUME SCATOLARI [mc]	GRADO RIEMPIMENTO PER TR 50	TIRANTE PER TR 50 [m]
STRADA DEFINITIVA	340	302	CLS 120X120 cm	1.44	435	0.78	0.94
STRADA PROVVISORIA	98	82	CLS 120X120 cm	1.44	118	0.83	1.00

Tabella 10: Volume di invaso disponibile negli scatolari.

Il volume, a disposizione negli scatolari di progetto, è maggiore del volume da invasare secondo normativa.

I sistemi di invaso sono stati verificati per il volume generato da un evento piovoso con tempo di ritorno Tr di 100 anni, calcolato col metodo delle sole piogge sopra descritto e con portata in uscita di 3.9 l/s e 1.1 l/s per i due sottobacini.

Sottobacino	W0 sole piogge volume critico [mc]	Contributo di invaso [mc/ha]
Strada definitiva	409	1010
Strada provvisoria	114	1010

Tabella 11: Volume di invaso per un evento meteorico con TR100 secondo il metodo delle sole piogge.

I sistemi di invaso di progetto sono in grado di contenere il volume per Tr 100 anni come sotto riportato.

	VOLUME TR 100 [mc]	LUNGHEZZA LINEA [m]	TIPOLOGIA	AREA INTERNA [mq]	VOLUME SCATOLARI [mc]	GRADO RIEMPIMENTO PER TR 100	TIRANTE PER TR 100 [m]
STRADA DEFINITIVA	396	302	CLS 120X120 cm	1.44	435	0.91	1.09
STRADA PROVVISORIA	114	82	CLS 120X120 cm	1.44	118	0.97	1.16

Tabella 12: Verifica del volume di invaso per un evento meteorico con TR100 secondo il metodo delle sole piogge.

10.2 AREE PRIVATE

Per calcolare il volume idrico accumulabile nel pozzo, si considera di riempire uno strato di 25cm attorno al pozzo di ghiaione di grossa pezzatura (porosità 0,25). Il volume accumulabile è quindi pari a:

$$V_{acc} = N^{\circ}pozzi \cdot s \cdot \frac{\pi}{4} (D^2 + ((D + 2 \cdot sp)^2 - D^2) \cdot pr)$$

Il volume di accumulo a disposizione nelle tre batterie di pozzi è di seguito riportato.

Bacino	Terziario + commerciale	Polifunzionale	Area sportiva+CD
Altezza (m)	3	3	3
Diametro interno (m)	2	2	2
Numero Pozzi	21	18	23
Volume a disposizione nei pozzi (mc)	275	236	301
Volume da invasare (mc)	228	189	243

Tabella 13: Volume di invaso disponibile nei pozzi.

Il volume, a disposizione nei pozzi di progetto, è maggiore del volume da invasare secondo normativa.

Il tempo di svuotamento del sistema disperdente è dato dalla formula descritta nel capitolo sui principi dell'invarianza idraulica. I valori per ogni sistema di invaso e dispersione sono sotto riportati.

Sottobacino	Tempo di svuotamento [min]	Tempo di svuotamento [ore]
terziario + commerciale	297	5
Polifunzionale	297	5
Area sportiva	297	5

Tabella 14: Verifica del tempo di svuotamento dei sistemi di dispersione di progetto.

Il tempo di svuotamento è inferiore alle 48 ore in linea con quanto specificato nell'art. 11 dell'rr n. 7/2017.

I sistemi di infiltrazione sono verificati anche per l'evento con tempo di ritorno di 100anni come di seguito indicato in tabella.

Sottobacino	Durata critica dei pozzi Θ_w [min]	Contributo di invaso [mc/ha]	W_0 sole piogge volume critico dei pozzi [mc]	Volume a disposizione [mc]
terziario + commerciale	93	720	265	275
Polifunzionale	102	655	221	236
Area sportiva	100	663	283	301

Tabella 15: Verifica del volume di invaso per un evento meteorico con TR100 secondo il metodo delle sole piogge.



11 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI TRASPORTO DELLE ACQUE METEORICHE

Vengono valutate le dimensioni dei condotti di progetto in maniera preliminare.

Le condotte vengono dimensionate in modo da convogliare le portate di progetto con gradi di riempimento inferiori al 50% per condotte con diametro inferiore ai 300mm, all'81% per diametri maggiori.

Si determina, quindi, la massima area che può afferire alla condotta.

11.1 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO

Per determinare la massima portata affluente alle condotte di progetto si utilizza il metodo cinematico che consente di valutare la portata al colmo introducendo semplificazioni che riguardano sia le leggi che governano le varie fasi del processo di deflusso della portata che la rappresentazione geomorfologica ed idrografica del sottobacino stesso.

Esso riduce l'idrogramma di piena ad un trapezio. Secondo tale ipotesi la portata massima che mette in crisi il bacino risulta essere quella generata da un evento meteorico di durata pari al tempo di corrivazione del bacino stesso.

Il metodo razionale è stato applicato ai sottobacini scolanti, noti per ognuno di esso i valori della superficie totale, impermeabilizzata e verde.

Per cui data l'altezza di pioggia h la portata efficace da essa generata sarà:

dove:

- ϕ = coefficiente di permeabilità media del bacino;
- S = area del bacino [mq];
- h = altezza di pioggia in un tempo di pioggia t_p [m];
- t_p = tempo di precipitazione assunto secondo ipotesi del metodo cinematico pari al tempo di corrivazione [s].

Il tempo di corrivazione viene, valutato in base alle caratteristiche pedologiche per ogni sottobacino scolante.

11.2 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI PROGETTO

Il dimensionamento delle condotte di progetto è stato eseguito secondo la formula di Gauckler-Strickler che descrive il moto uniforme a gravità:

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

dove:

- k_s = coefficiente di scabrezza Gauckler-Strickler [m^{1/3}/s];
- R_H = raggio idraulico della sezione di deflusso;
- A = area di deflusso [m²];
- i = pendenza di fondo della condotta [m/m].



Il coefficiente di Strickler che indica la scabrezza della condotta è uguale a 70 m^{1/3}/s per le condotte in calcestruzzo e 85 m^{1/3}/s per le condotte in PVC.

L'evento pluviometrico di progetto è quello generato da una pioggia con Tr 20 anni.

Si riportano di seguito le caratteristiche tecniche delle condotte principali.

Area afferente	S [mq]	200	800	3000	12000
Portata meteorica	Q [mc/s]	0.010	0.041	0.108	0.432
Materiale		PVC	PVC	PVC	PVC
Diametro interno	Di [m]	0.188	0.297	0.377	0.593
Diametro nominale	DN [mm]	200	315	400	630
Area di deflusso	A [mq]	0.03	0.07	0.11	0.28
Pendenza di scorrimento	i [m/m]	0.005	0.005	0.005	0.005
Coefficiente di scabrezza	Ks [m^{1/3}/s]	90	90	90	90
Capacità di deflusso	Q₀ [mc/s]	0.02	0.08	0.15	0.49
Rapporto di portata	Q/Q₀	0.44	0.52	0.74	0.88
Grado di riempimento	y/D	0.46	0.51	0.63	0.72
Tirante	Y [m]	0.09	0.15	0.24	0.43
Raggio idraulico	Rh [m]	0.04	0.08	0.11	0.18
Velocità	v [m/s]	0.80	1.13	1.43	2.01
Lunghezza	L [m]	1.45	1.45	7.85	15.15

Tabella 16 – Caratteristiche tecniche e idrauliche dei condotti di trasporto delle acque meteoriche.

Il grado di riempimento delle condotte è minore di quello massimo ammissibile.

12 SISTEMA DI SMALTIMENTO ACQUE NERE

La rete di smaltimento delle acque nere riceverà tutti gli scarichi degli edifici di progetto provenienti dalle utenze idrico-sanitarie.

Si dimensiona la dorsale principale in base alla portata di picco dei consumi.

12.1 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO

La portata di punta è di seguito determinata:

$$Q_{\text{punta}} = \frac{AE \cdot \text{dot} \cdot P_g \cdot P_o}{86400} \quad [l/s]$$

Dove:

- AE = abitanti equivalenti;
- dot = 160 l/gg · ab, dotazione per abitante equivalente;
- φ = 0.8; coefficiente di deflusso indicante la frazione di acqua che giunge alla rete di fognatura;
- P_g è il coefficiente di punta giornaliero;
- P_o è il coefficiente di punta orario;

Edificio	Terziario	Commerciale	Polifunzionale	CD
Abitanti equivalenti	233	22	256	82
Coefficiente di punta giornaliero	1.20	1.20	1.20	1.20
Coefficiente di punta orario	1.50	1.50	1.50	1.50
dotazione [l/gg.ab]	160	160	160	160
Portata nera di punta [l/s]	47	4	51	16

Tabella 17: Stima della portata di punta per edificio.

Gli abitanti equivalenti sono stati ricavati considerando un A.E. per ogni addetto.

Considerando un addetto ogni 15 mq di superficie commerciale, sono stati determinati i seguenti valori.

	TERZIARIO	COMMERCIALE	POLIFUNZIONALE	CD
A.E.	1 ogni 3 dipendenti			
ADDETTI	1 ogni 15mq	1 ogni 15mq	1 ogni 15mq	1 ogni 15mq
SUPERFICI [mq]	10500	1000	11500	3700
A.E.	233	22	256	82

Tabella 18: Numero di abitanti equivalenti per edificio.

12.2 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE DI PROGETTO

Il dimensionamento delle condotte necessarie al trasporto delle acque reflue secondo il layout di progetto sarà eseguito secondo la formula di Gauckler-Strickler che descrive il moto uniforme a gravità:

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

dove:

- k_s = coefficiente di scabrezza Gauckler-Strickler [m^{1/3}/s];
- R_H = raggio idraulico della sezione di deflusso;
- A = area di deflusso [mq];
- i = pendenza di fondo della condotta [m/m].

Il coefficiente di Gauckler-Strickler che indica la scabrezza della condotta è uguale a 70 m^{1/3}/s considerando una condotta in calcestruzzo.

La pendenza delle condotte sarà tale da poter garantire

- il trasporto solido ed evitare il deposito di materiale nella condotta, che andrebbero a diminuire la sezione utile e modificarne la pendenza di scorrimento (>2 Pa)
- velocità tali da evitare il danneggiamento delle pareti delle condotte (tra 0,5 m/s e 2,5 m/s).

		Strada definitiva		Strada privata
Portata	Q [mc/s]	0.047	0.102	0.016
Materiale		CLS	CLS	CLS
Forma		Ovoidale	Ovoidale	Ovoidale
Diametro interno orizzontale	Di [m]	0.8	0.8	0.8
Diametro nominale	DN [mm]	800x1200	800x1200	800x1200
Pendenza di scorrimento	i [m/m]	0.003	0.003	0.006
Coefficiente di scabrezza	Ks [m ^{1/3} /s]	70	70	70
Capacità di deflusso	Q ₀ [mc/s]	1.06	1.06	1.49
Rapporto di portata	Q/Q ₀	0.0440	0.0964	0.011
Grado di riempimento	y/D	0.23	0.34	0.11
Tirante	Y [m]	0.18	0.27	0.09
Raggio idraulico	Rh [m]	0.094	0.126	0.052
Velocità	v [m/s]	1.16	0.95	0.75
Tensione tangenziale	τ [Pa]	2.78	3.71	3.08

Tabella 19: Caratteristiche idrauliche e geometriche delle condotte di dorsale di acque reflue di progetto.

13 RIDUZIONE DEL CONSUMO IDRICO E RIUTILIZZO DELLE ACQUE METEORICHE

L'articolo 10 del Piano delle Regole del Piano di Governo del Territorio del comune di Milano vigente, persegue il fine di riduzione degli impatti climatici derivanti dal progetto di urbanizzazione.

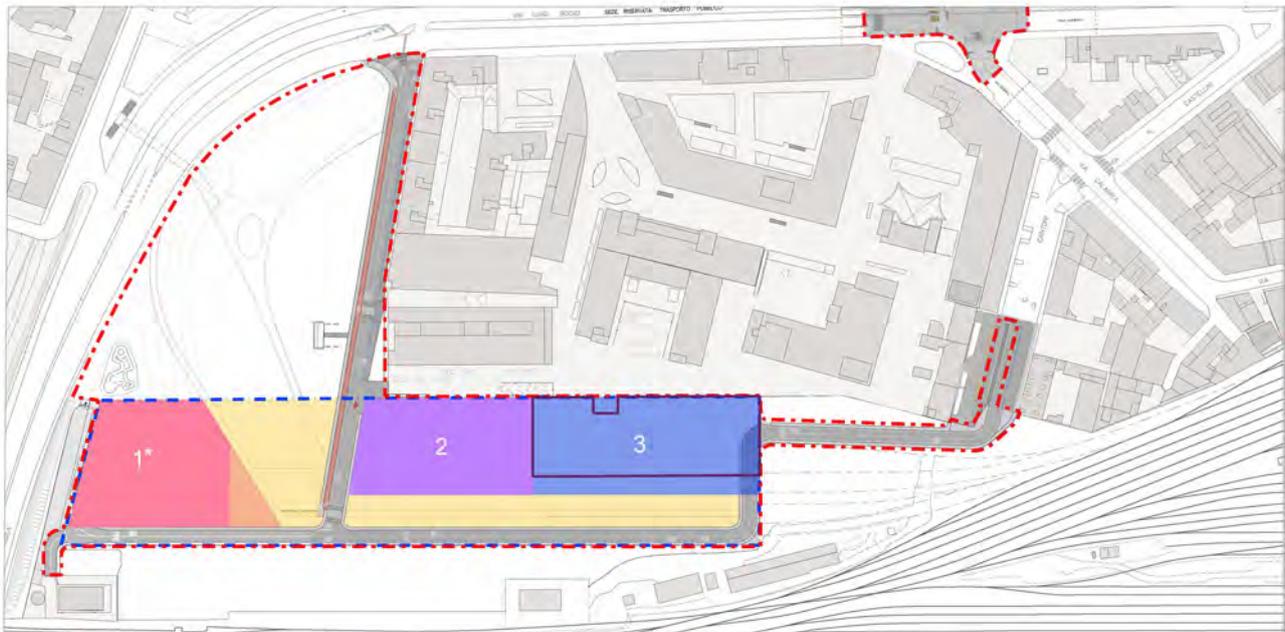
Nei seguenti paragrafi si tratteranno i punti riguardanti il recupero delle acque meteoriche e la riduzione del consumo idrico potabile.

Ciò permette la riduzione delle acque immesse in rete e quindi il risparmio di energia elettrica per il sollevamento, il trattamento dei reflui.

13.1 RECUPERO DELLE ACQUE METEORICHE

Si prevede lo stoccaggio delle acque meteoriche raccolte dalla copertura degli edifici di progetto per il riutilizzo a scopi irrigui.

Considerando le fondiari (sotto riportate) dove è possibile recuperare le acque da copertura, si prevede una vasca da 27mc per il lotto Terziario+commerciale e una vasca analoga da 27mc per l'area Polifunzionale.



01 PLANIMETRIA SUPERFICI FONDIARIE E DOTAZIONI TERRITORIALI
scala 1:1000

01 SUPERFICI FONDIARIE (Art. 2 com 2.2 delle NTA)

1	Fondiarie terziario + commerciale (3.937 mq)
2	Fondiarie polifunzionali (terziario o ricettivo) (3.738 mq)
3	Fondiarie servizi (4.776 mq)
*	Superficie fondiaria di cui ca 1000 mq in adiacenza alle aree pubbliche e private pubbliche come Common ground - art. 5 delle NTA

01 DOTAZIONI TERRITORIALI (Art. 3 com 3.1, 3.2 e 3.2 delle NTA)

Area verde e piazze cedute	(5.110 mq)
Area verde e piazze asservite	(465 mq)
Superficie per servizi privati di interesse pubblico e generale piano -1 e -2	(3.500 mq)
Totale:	9.075mq

Figura 4 – individuazione delle fondiari di progetto.

Le vasche vengono dimensionate in base al bilancio di fabbisogno idrico e di disponibilità piovana. Considerando una necessità di 0.4mc/mq di altezza irrigua, le superfici coinvolte nell'irrigazione, ed il nro di turni irrigui nell'anno, si determina un fabbisogno irriguo di 29mc per la fondiaria Terziario+Commerciale, e di 32mc per il Polifunzionale.

	Terziario + commerciale	Polifunzionale
Fabbisogno Altezza irrigua [mc/mq]	0.4	0.4
Superficie del tetto verde [mq]	644	1'417
Superficie del verde esterna [mq]	1'113	512
Superficie verde globale [mq]	1'757	1'929
Turni irrigui [nro]	24	24
Volume per turno irriguo [mc]	29	32

Tabella 20: Fabbisogno irriguo.

La disponibilità piovana è di 20mc per la fondiaria Terziario+Commerciale, e di 21mc per il Polifunzionale.

	Terziario + commerciale	Polifunzionale
Pioggia media annua [mm]	920	920
Pioggia media annua [mc/mq]	0.92	0.92
Superficie orizzontale di copertura [mq]	1'792.5	1'833
Volume di pioggia [mc]	1649	1687
Giorni di pioggia [nro]	82	82
Volume di pioggia giornaliero [mc]	20	21

Tabella 21: Disponibilità giornaliera.

Essa è calcolata grazie ai dati meteorologici pubblicati nell'Atlante Climatico d'Italia del Servizio Meteorologico dell'Aeronautica Militare relativi al trentennio dal 1971 al 2000. Questo indica una pioggia annua media di 920mm per 82giorni di pioggia nel comune di Milano.

Considerata l'estensione delle coperture da cui si recupera l'acqua afferente, si trova il volume a disposizione in una giornata media piovosa.

Le vasche in progetto sono in grado di accumulare il volume disponibile dalle piogge di 20mc e 21mc, considerando che il volume a disposizione nelle vasche è di 27mc (dim. Interne tipologiche 2.46*9.2*1.5m).

In tal modo viene coperto circa il 70% del fabbisogno irriguo per la fondiaria Terziario+Commerciale, ed il 64% per il Polifunzionale.

	Terziario + commerciale	Polifunzionale
Volume di pioggia giornaliero [mc]	20	21
Volume per turno irriguo [mc]	29	32
Fabbisogno soddisfatto dalla vasca [mc]	69%	64%

Tabella 22: Copertura di fabbisogno irriguo tramite stoccaggio delle acque piovane.

Per ulteriori dettagli sulle vasche si rimanda all'elaborato grafico relativo alle reti di smaltimento delle acque meteoriche private.

13.2 RISPARMIO IDRICO

Si prevede l'utilizzo di dispositivi sanitari che permettano il risparmio idrico e quindi lo scarico di una portata ridotta rispetto a quelle standard.

I dispositivi in progetto dovranno consistere in WC con cassette che scaricano da 3 a 4.5 l per flusso, rispetto ai classici 6-9 l/flusso.



La rubinetteria potrà essere dotata di meccanismo tipo Click technology che permette la riduzione del 50% del flusso d'acqua o di limitatore di flusso che limiti lo scarico a 5 l/min, contro gli 8,5 l/min standard.

Il consumo nella situazione di progetto risulta ridotto del 23% rispetto a quello in condizioni standard, come di seguito esplicitato. Il risparmio è maggiore del 20%, minimo richiesto da PGT.

	Consumo annuo per utenze standard [l]	Consumo annuo per utenze di progetto [l]	Risparmio annuo [%]
Terziario	329146	254837	23%
Commerciale	124406	96319	23%
Polifunzionale	426622	330307	23%

Tabella 23: risparmio sul consumo annuo in condizioni di progetto rispetto alle condizioni standard.

Come indicato nel Piano delle regole del PGT vigente, il risparmio idrico si calcola sull'ammontare annuo nella situazione standard e in quella di progetto. Il consumo annuo è stato ricavato moltiplicando la portata media per 86400 secondi.

Date le dotazioni idriche per dispositivo, viene calcolata la portata di punta secondo la normativa UNI-EN-12056-2. Dalla portata di punta si ricava la portata media annua dividendola per i coefficienti di punta orario e giornaliero, entrambi pari a 1,5, e quindi il consumo medio annuo.

La portata di punta, Q_{ww} , è:

$$Q_{ww} = k\sqrt{\sum DU} \text{ [l/s];}$$

essendo

k : coefficiente di frequenza (scelto uguale a 1,0 in base alla destinazione d'uso dell'edificio);

$\sum DU$: somma delle unità di scarico DU.

Utilizzo degli apparecchi	Coefficiente di frequenza K
Uso intermittente (abitazioni, locali, uffici)	0.5
Uso frequente (ospedali, scuole, ristoranti, alberghi)	0.7
Uso molto frequente (bagni o docce pubbliche)	1
Uso speciale (laboratori)	1.2

Tabella 24: Estratto dalla norma UNI EN 12056-2 – Coefficiente di frequenza (K).

Il coefficiente di frequenza k è fissato pari a 0.7 per l'edificio Polifunzionale e 0.5 per gli edifici dediti ad attività commerciali e di terziario.

Le dotazioni idriche standard sono le seguenti, riportate nella tabella delle norme di attuazione all'art. 10 del Piano delle regole del PGT del comune di Milano, vigente, e trasformate in litri al secondo per il calcolo della portata di punto secondo UNI-EN12556-2.

Tipo di apparecchi idrosanitari	Valori standard	Unità di scarico DU [l/s]
WC - capacità cassetta 6,0 l	6 l per flusso	2
Rubinetti di lavabi residenziali	8.5 l/minuto	0.14
Lavelli cucina residenziali	8.5 l/minuto	0.14
Doccia residenziale	9.5 l/minuto	0.16

Tabella 25: Unità di scarico in condizioni standard.

Condizione standard	Terziario		Commerciale		Polifunzionale	
Dispositivo idrico-sanitario	WC - capacità cassetta 6,0 l	Rubinetti di lavabi residenziali	WC - capacità cassetta 6,0 l	Rubinetti di lavabi residenziali	WC - capacità cassetta 6,0 l	Rubinetti di lavabi residenziali
Nro unità di scarico	140	98	20	14	120	84
Unità di scarico DU [l/s]	2.00	0.14	2.00	0.14	2.00	0.14
l/ora per 8 minuti	960	68	960	68	960	68
l/gg	2560	181	2560	181	2560	181
Coefficiente di frequenza K	0.5		0.5		0.7	
Somma delle unità di scarico \sum DU [l/s]	294		42		252	
Portata di acque reflue Q_{ww} [l/s]	8.57		3.24		11.11	
Portata di acque reflue media annua Q_n [l/s]	3.81		1.44		4.94	
Consumo annuo [l]	329146		124406		426622	

Tabella 26: Portata acque reflue e consumo idrico annuo in condizioni standard.

Le dotazioni idriche in condizioni progettuali sono le seguenti:

Tipo di apparecchi idrosanitari	Valori standard	Unità di scarico DU [l/s]
WC - capacità cassetta 4,0 l	3-4 l per flusso	1.2
Rubinetti di lavabi residenziali	5 l/minuto	0.08
Lavelli cucina residenziali	5 l/minuto	0.08
Doccia residenziale	6 l/minuto	0.10

Tabella 27: Unità di scarico in condizioni di progetto.

Condizione di progetto	Terziario		Commerciale		Polifunzionale	
	WC - capacità cassetta 4,0 l	Rubinetti di lavabi	WC - capacità cassetta 4,0 l	Rubinetti di lavabi	WC - capacità cassetta 4,0 l	Rubinetti di lavabi
Nro unità di scarico	140	98	20	14	120	84
Unità di scarico DU [l/s]	1.20	0.08	1.20	0.08	1.20	0.08
Coefficiente di frequenza K	0.5		0.5		0.7	
Somma delle unità di scarico \sum DU [l/s]	176		25		151	
Portata di acque reflue Q_{ww} [l/s]	6.64		2.51		8.60	
Portata di acque reflue media annua Q_n [l/s]	2.95		1.11		3.82	
Consumo annuo [l]	254837		96319		330307	

Tabella 28: Portata acque reflue e consumo idrico annuo in condizioni di progetto.

14 CONCLUSIONI

La rete di raccolta, trasporto e invaso delle acque meteoriche in progetto, a servizio degli interventi di progetto, garantisce un corretto smaltimento delle acque e il soddisfacimento del principio d'invarianza idraulica nel rispetto delle vigenti normative regionali.

La rete di progetto non è collegata alla rete esistente in quanto si prevede un sistema di invaso e laminazione con dispersione a sottosuolo.

Le aree di edificazione saranno dotate di una rete di allontanamento delle acque nere che riceve le uscite dei collettori uscenti dagli edifici e convoglia la portata alla rete esistente.

I dispositivi in progetto permettono il recupero delle acque meteoriche ed il risparmio idrico.