Città Metropolitana di Bologna

Comune di Castel Maggiore

Accordo ai sensi dell'art. 18 L.R. 20/2000 approvato con Delibera del C.C. n.6 del 30/01/2008

Proposta di Accordo Operativo ai sensi dell'art. 38, L.R. 24/2017

RELATIVO AL COMPARTO DI PRG 8 - TREBBO DI RENO

PROGETTISTI GENERALI:

Arch. Fabio Conato
via Oreste Regnoli 42 - 40138 Bologna-tel. 051-399541

Ing. Stefano Marzadori
via Enrico Mattei 14 - 40054 Budrio (BO)-tel. 051-802601

CONSULENTI E PROGETTISTI SPECIALISTICI:

-Rete pubblica illuminazione: P.I. Renzo Tedeschi
-Rete fognaria: Ing. Andrea Bolognesi
-Relazione geologica e geotecnica: Dott. Michele Dall'Olmo
-Rilievi, Topografia e catasto: Geom. Camillo Dal Pozzo
-Acustica: Ing. Franca Conti

ATTUATORI:

Ferruccio Frascari SpA
C.F. e P. IVA 00892050378

Geco Srl
C.F. e P. IVA 02402081208

Wall Srl
C.F. e P. IVA 02651181204

Assessore all'Urbanistica ed Edilizia privata
Raimondo Boccia

Segretario Generale:
Monica Tardella

Responsabile del 4° settore "Edilizia e Urbanistica"
Giovanni Panzieri

C - Progetti definitivi delle dotazioni territoriali:

opere di urbanizzazione primaria e allacciamenti

Relazione tecnica idraulica

C.04.R	**Fascicolo**	**Novembre 2018**

aggiornamento Marzo 2020

INDICE

1 PREMESSA E LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO 2
2 LA STRUTTURA DEL COMPARTO 3
3 DIMENSIONAMENTO RETE ACQUE METEORICHE (BIANCHE) 4
4 INVASO AD USO LAMINAZIONE 7
5 DIMENSIONAMENTO RETE ACQUE REFLUE (NERE) 11
6 SPECIFICHE TECNICHE 14
7 ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO 16

1 Premessa e localizzazione dell'intervento

L'area in oggetto occupa una fascia di terreno compresa fra il fiume Reno (ad Ovest), la canaletta Ghisiliera (ad Est), via Camillo Torres a nord e via Ernesto Guevara a sud (Figura 1 zona rossa).

Il recapito finale delle acque della zona indicata è la canaletta Ghisiliera, in azzurro in figura 1, la quale scorre tombata nel tratto compreso fra via Guevara e via Torres.

L'area mostra un andamento leggermente degradante da Sud verso Nord e da Ovest verso Est.

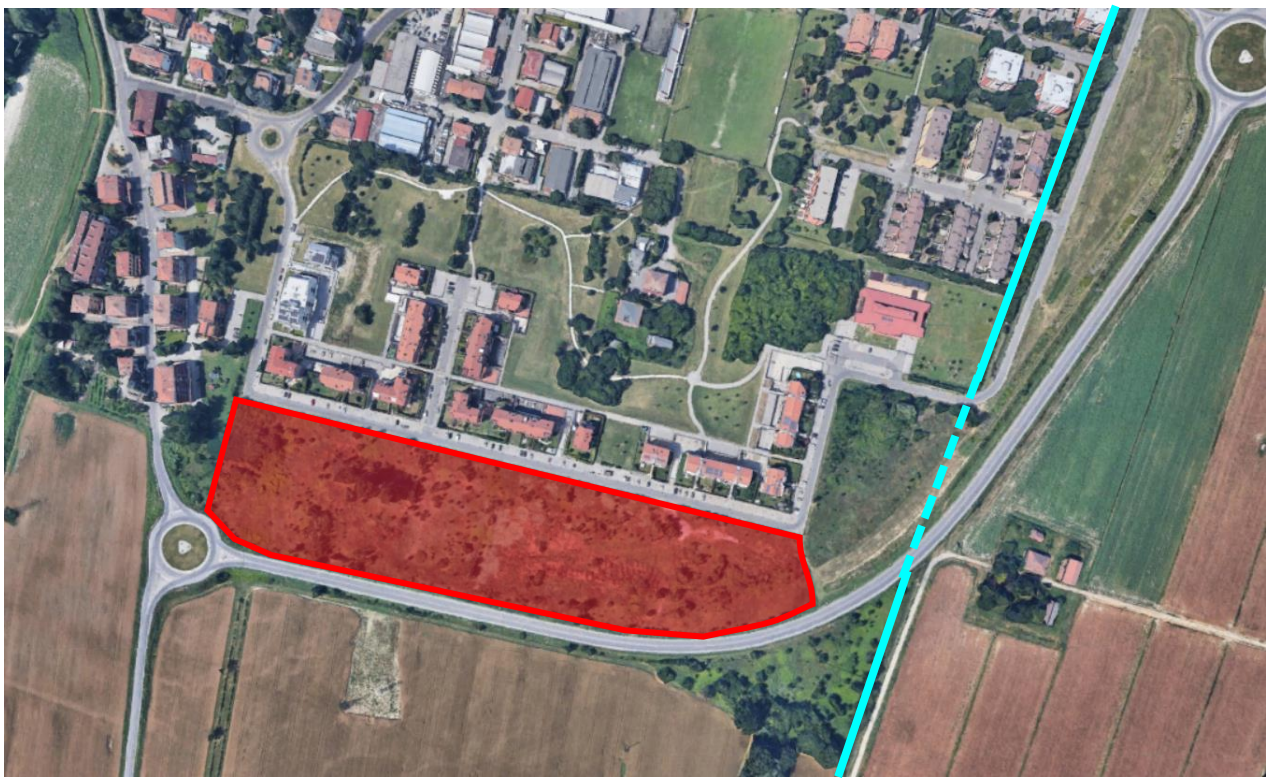


Figura 1 - Localizzazione dell'intervento (immagine Google Earth).

2 La struttura del comparto

L'area in oggetto presenta caratteristiche abbastanza omogenee, sia per la prevista densità abitativa, sia per l'impermeabilità del terreno ad urbanizzazione terminata.

La morfologia di progetto preserva in parte quella originale, seguendo l'andamento di via Torres; è inoltre prevista una duna antirumore lungo tutto il limite meridionale dell'intervento. Ai piedi della duna verrà ricavata la vasca di laminazione, di cui si darà dettaglio nelle pagine seguenti.

Nella progettazione delle reti per lo smaltimento delle acque nere e bianche, sono pertanto stati individuati i seguenti recapiti:

- le reti bianche (meteoriche) a servizio dei tre macrolotti residenziali previsti si immettono nell'invaso ad uso laminazione ricavato a Sud dei macrolotti stessi, ciascuno mediante il proprio scarico (nodi A, B e C della figura 2). L'invaso ad uso laminazione recapita poi nel canale Ghisiliera attraverso una tubazione DE315, debitamente presidiata da un organo di regolazione della portata all'estremità di monte e da una valvola a clapet all'estremità di valle. Le zone di parcheggio poste a ridosso di via Ronzani, nonché le acque di piattaforma della stessa via Ronzani sono invece recapitate nella linea acque meteoriche esistente lungo via Torres, previa laminazione.

- la rete per lo smaltimento delle acque nere, prevista lungo via Torres, si allaccerà al tratto di rete esistente mediante un pozzetto già predisposto sul lato Nord di Via Torres.

Inoltre, trattandosi di intervento ad uso meramente residenziale, non sono richiesti trattamenti per le acque meteoriche e/o invasi di prima pioggia.

3 Dimensionamento rete acque meteoriche (bianche)

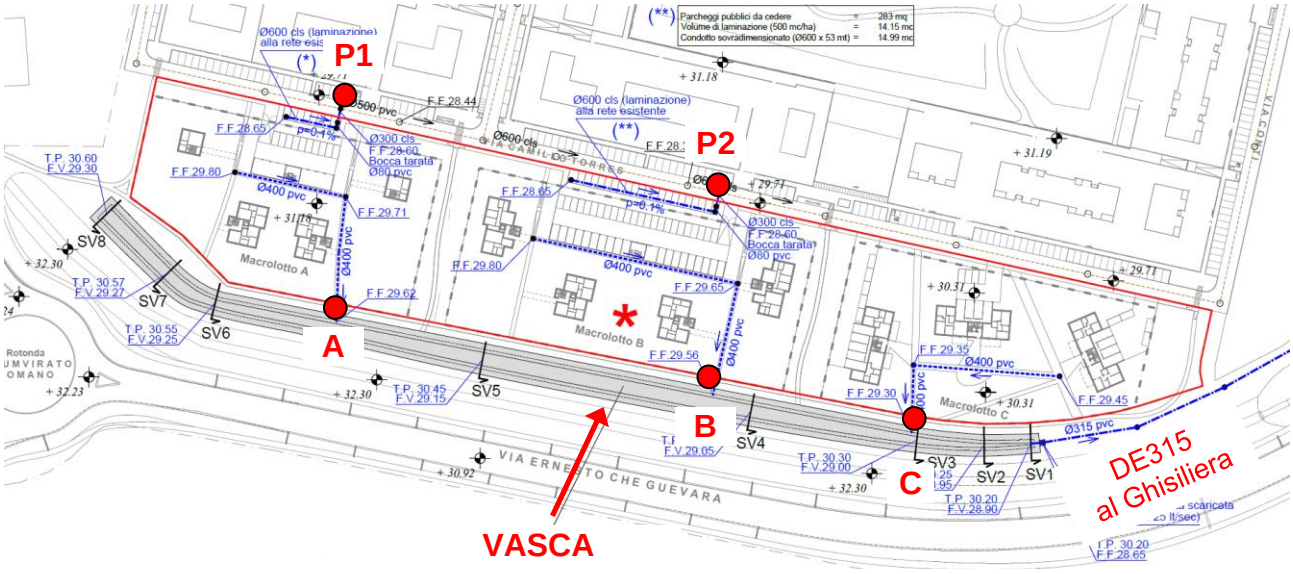


Figura 2 – Reti a servizio dei macrolotti (linee blu) e punti di recapito acque bianche (pallini rossi)

Il dimensionamento della rete per il drenaggio delle acque meteoriche viene effettuato mediante il Metodo Razionale, il quale prevede che la portata massima (Qmax) all'interno di un dato condotto sia pari a:

Qmax = C I A / 360;

dove Qmax (m^3/s); C = coefficiente di deflusso; I = intensità di pioggia (mm/h); A = superficie drenata dal condotto. (ha).

L'applicazione di tale metodo si basa, oltre che sullo schema e sui punti di recapito di figura 2, anche sulle seguenti assunzioni principali:

1) L'intensità di pioggia deriva dalla curva di possibilità pluviometrica, secondo la formulazione monomia;

   $$I = a \cdot d^{n-1}$$

   dove i = altezza di pioggia (mm/h); d = durata dell'evento (h); n = esponente

   i cui coefficienti sono desunti dal documento "*Linee guida per la progettazione, realizzazione e collaudo di reti fognarie*" redatto da HERA s.p.a. e riferiti, secondo quanto riportato nelle stesse linee guida, ad un tempo di ritorno di 10 anni.

   Nel dettaglio, per eventi con durata inferiore ad 1h, ossia quelli critici per il comparto in oggetto, si ha

a = 38.63; n = 0.469

2) La durata critica dell'evento è pari al tempo di corrivazione, data dalla somma fra tempo di accesso alla rete ed il tempo di transito attraverso la rete stessa. Considerando gli usuali valori di letteratura forniti per il tempo di accesso (5-10 min) e le brevi distanze in gioco lungo la rete, si assumerà per i condotti principali una durata critica pari a 15min.

3) Il coefficiente di deflusso per un'area residenziale a medio bassa densità e con ridotta quota di impermeabilizzazione del suolo, è cautelativamente assunto pari a 0.6; mentre quello relativo ai parcheggi è assunto pari a 0.85.

Una volta determinata la portata massima (Qmax), si sceglie il condotto in modo che la stessa Qmax possa transitare nel condotto con un grado di riempimento non superiore al 75% (h/D <= 0.75). Questa valutazione richiede il calcolo della portata del condotto in moto uniforme ed a bocca piena, abbinata all'uso della scala di deflusso adimensionale per condotti circolari.

La portata in moto uniforme secondo Chezy-Manning, nella formulazione di Gauckler-Strickler:

$$Q = Ks\,\Omega\,R^{2/3}\,i^{1/2}$$

Dove:

Q = portata; Ks = coefficiente di scabrezza secondo Strickler (assunto pari a 85 per i condotti in PVC, 75 per i condotti in CLS);

Ω = area bagnata nella sezione del condotto;

R = raggio idraulico;

i = pendenza del condotto (m/m).

Sulla base delle formule e dei parametri sopra esposti, si ottengono i seguenti risultati per i condotti principali:

Tratto	C	I (mm/h)	A (m^2)	Q_{max} (l/s)	DN	i (m/m)	h/D
al nodo A	0.6	80.7	5950	80	PVC 400	0.002	0.65
al nodo B	0.6	80.7	7150	96	PVC 400	0.002	0.75
al nodo C	0.6	80.7	5900	80	PVC 400	0.002	0.65
al Ghisiliera	---	---	---	25	PVC 315	0.002	0.51

I condotti, saranno realizzati con tubazioni in PVC SN8 SDR34 ed avranno diametro non inferiore a 400 mm, ad eccezione del condotto DE315 che recapita le acque in uscita dalla vasca al canale Ghisiliera.

Come già detto, l'uscita della vasca è presidiata da apposito manufatto regolatore, il quale limita la portata in uscita a 25 l/s. Essa diviene quindi la portata massima di progetto per la tubazione DE315, che risulta comunque verificata.

Come evidenziato dalla tabella sopra riportata le tubazioni risultano verificate in quanto la portata massima transita nei condotti scelti con un grado di riempimento mai superiore al 75 % (h/D <= 0.75) .

4 Invaso ad uso laminazione

Per attenuare l'impatto delle piene meteoriche prodotte dalla nuova impermeabilizzazione è stata prevista, a valle della fognatura bianca ed a monte della sua immissione nel canale Ghisiliera, la realizzazione di una vasca di laminazione interposta fra i macrolotti e la duna antirumore, dimensionata nel rispetto delle prescrizioni contenute nel PSAI – Autorità di Bacino del fiume Po all'art. 20 "Controllo apporti d'acqua" comma 1 e 2 che impone un volume di vasca pari o superiore a 500 m^3 per ettaro impermeabilizzato.

A tal proposito, considerando la Superficie Territoriale di intervento pari a 2.48 ha ed un'area permeabile prevista da progetto pari a 0.88 (nel rispetto della norma urbanistica), si ottiene una superficie impermeabile pari a 1.6 ha.

Conseguentemente il volume richiesto per l'invaso ad uso laminazione è pari a

Vol = 1.6 * 500 = 800 m^3

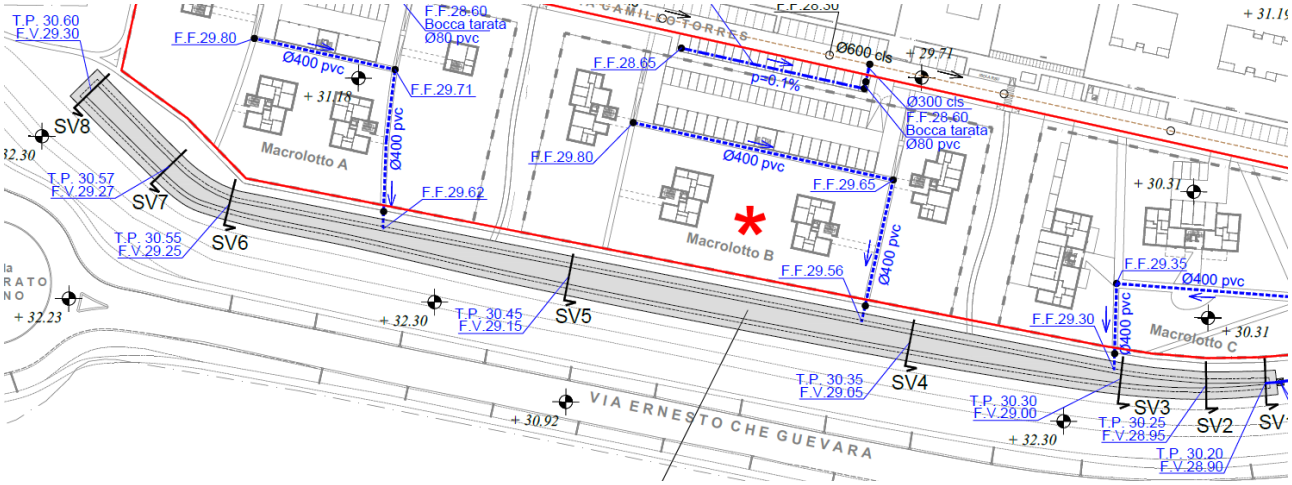


Figura 3 – Invaso ad uso laminazione – vista planimetrica

La vasca (Figura 3) si sviluppa longitudinalmente per 360 metri ed ha una larghezza in sommità variabile fra 6.50 e 11.25 m.

La quota di fondo degrada da Ovest (29.30 m s.l.m.) verso Est (28.90 m s.l.m.), mentre il livello di massimo invaso è previsto a 29.60 m s.l.m.

Si è posta particolare attenzione affinchè l'invaso non costituisse elemento di discontinuità o di interruzione nell'assetto paesaggistico dell'intervento. Pertanto, oltre alla profondità (intesa come differenza di quota fra le sponde ed il fondo) contenuta a 1.30 metri, sono state previste sponde dolcemente raccordate con pendenza 1 su 2.5 (Figura 4).

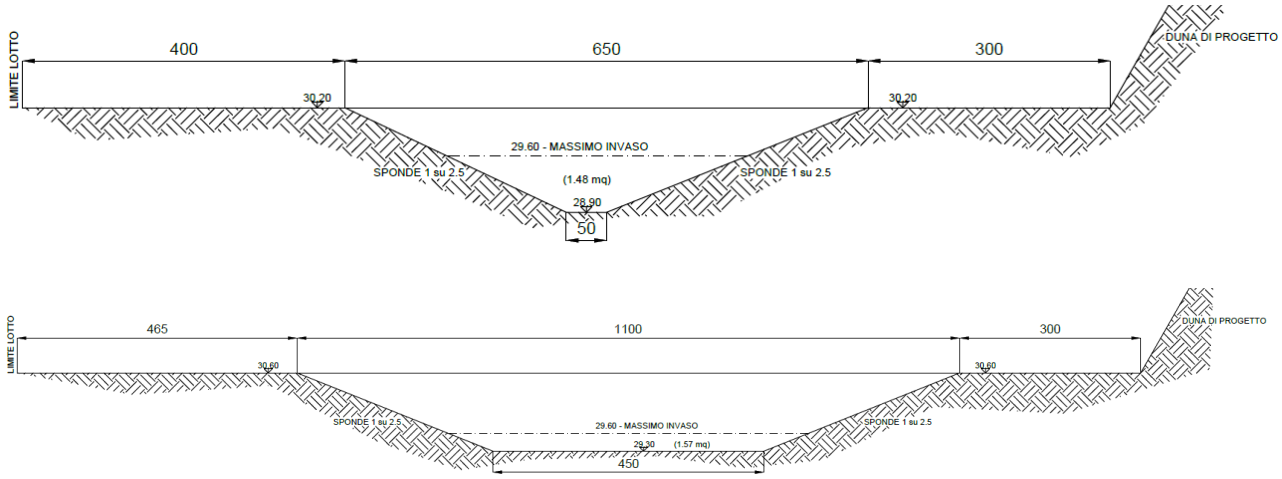


Figura 4 – Esempi di sezioni trasversali dell'invaso: in alto la sezione prossima allo scarico (Est), in basso la sezione all'estremità opposta (Ovest)

Il volume utile della vasca calcolato in base alla suddetta geometria risulta pari a 816 m^3, conforme al minimo di normativa.

Inoltre, come già accennato in precedenza, al fine di garantire il rispetto dell'invarianza idraulica non solo in termini di volumi di stoccaggio, ma anche in termini di controllo degli apporti al corpo idrico ricevente, si prevede l'istallazione di un dispositivo di regolazione mediante galleggiante (tipo "hydroslide").

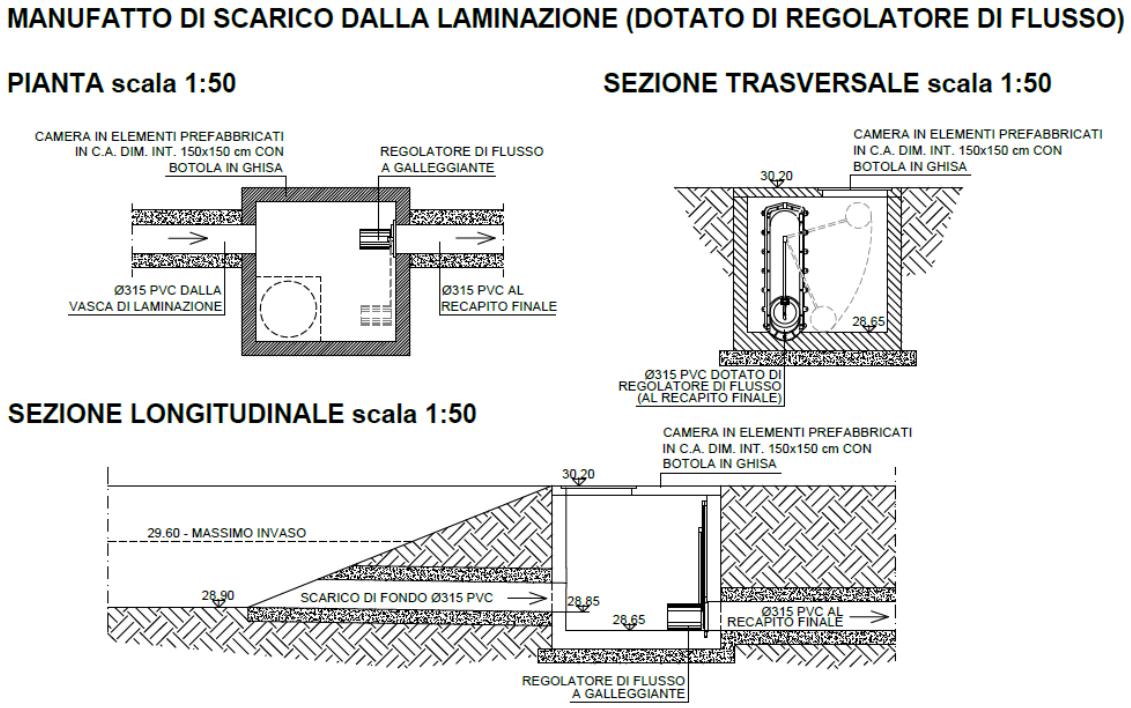


Figura 5 – Particolare del manufatto di regolazione in uscita dall'invaso di laminazione.

Tale dispositivo limiterà la portata scaricata nel canale Ghisiliera secondo il valore udometrico di 10 l/s/ha.

Prendendo a riferimento l'intera superficie territoriale (2.47 ha) ed applicando il suddetto coefficiente udometrico, si ottiene un valore massimo di portata scaricabile pari a 25 l/s.

La tubazione DE315 percorre oltre 200 metri prima di immettersi nel canale Ghisiliera. Tale immissione avviene nel tratto in cui il canale è tombato, circa 40 cm al disopra del fondo del canale e necessità di essere presidiata da una valvola a clapet, posta in un pozzetto dedicato (Figura 6).

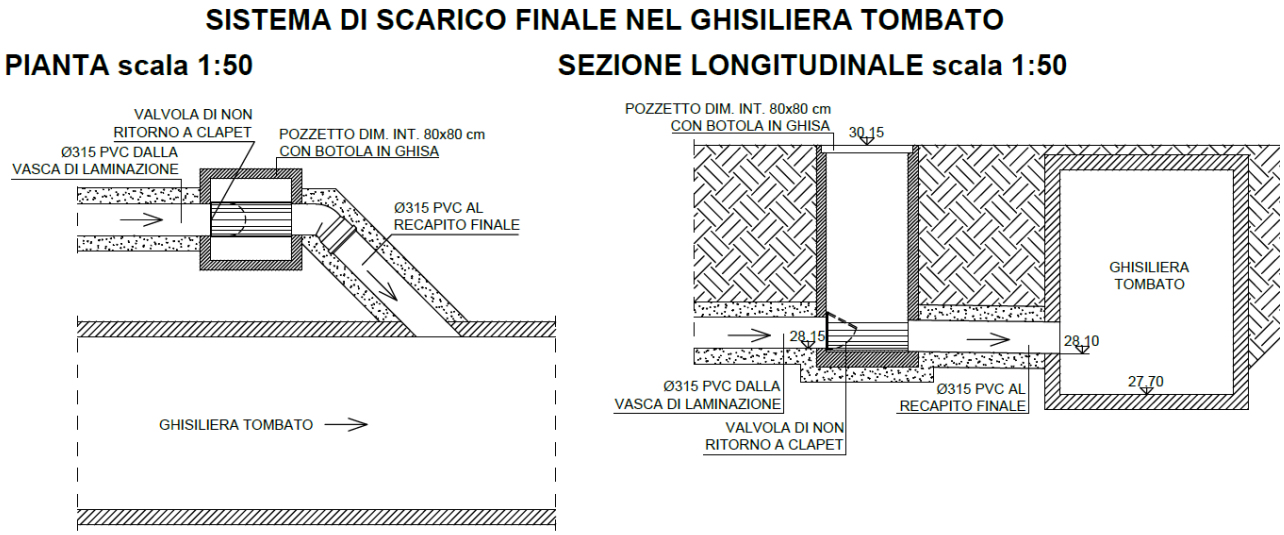


Figura 6 – Scarico nel canale Ghisiliera e pozzetto con valvola di non ritorno.

Per quanto riguarda le piccole porzioni di superfici destinate a parcheggio lungo Via Torres, esse per ragioni altimetriche non possono venire convogliate nel suddetto invaso. Verranno pertanto collegate alla rete acque bianche già esistente lungo via Torres (recapiti P1 e P2 rappresentati in Figura 2).

Tuttavia ciò richiede che le portate conferite vengano prima laminate.

Le due superfici interessate hanno estensione pari a 110 m^2 e 283 m^2. Pertanto nel rispetto della normativa (500 m3/ha) è necessario predisporre un volume pari rispettivamente ad almeno 5.5 m^3 e 14 m^3.

Affidando il drenaggio delle suddette aree a due condotti DN600 (ampiamente sovradimensionati per le massime portate influenti, che si attesterebbero a qualche litro al secondo) si mettono a disposizione i volumi richiesti. Ciascuno dei condotti è controllato da un manufatto apposito (Figura 7) costituito da una strozzatura alla base (DE80) ed uno scarico di emergenza laddove detta strozzatura venisse ad ostruirsi.

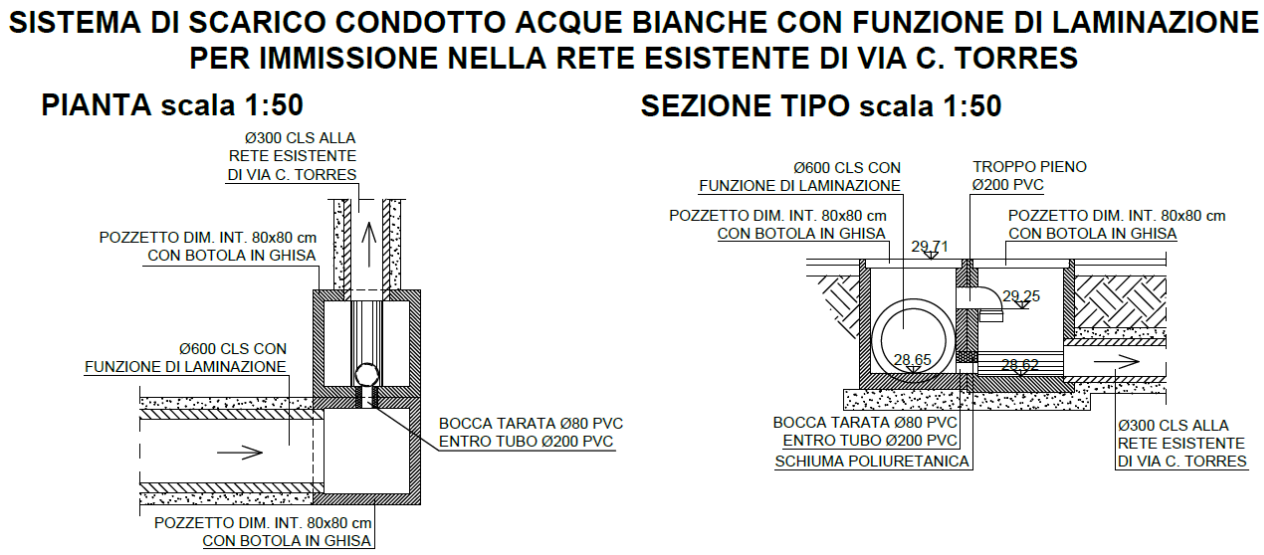


Figura 7 – Particolare del manufatto di controllo a servizio dei condotti DN 600 posati lungo le aree a parcheggio.

5 Dimensionamento rete acque reflue (nere)

La rete per lo smaltimento delle acque nere della nuova area da urbanizzare è prevista lungo il tratto stradale di Via Torres lato sud con scorrimento sotto il manto stradale dei parcheggi ad uso pubblico previsti dal progetto architettonico con attraversamento della carreggiata in prossimità del civico 32 di via Camillo Torres che si collega ad un pozzetto esistente (Figura 8 cerchio rosso) previsto per la nuova urbanizzazione con conseguente allaccio alla rete esistente dietro il civico 12 di via Conti.

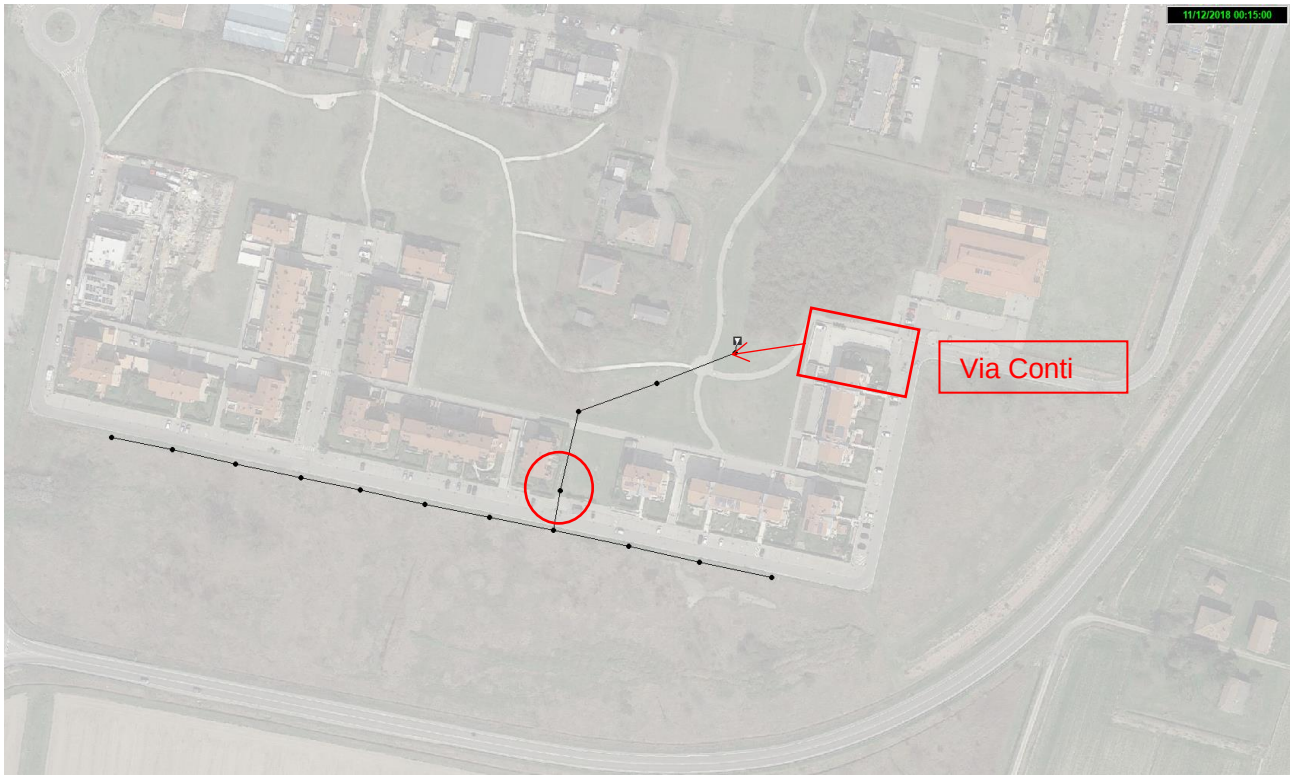


Figura 8: Posizionamento rete acque nere

La rete in esame è di nuova realizzazione ed è stata pensata con condotti in materiale plastico di diametro costante di 250 mm per sopperire alle portate prodotte dal centro abitato in esame. I condotti hanno pendenze costanti dello 0.5% garantendo i limiti previsti di velocità nelle condotte non inferiori a 0.4 m/s. La determinazione della portata di acque reflue da smaltire è stato stimato seguendo le "Linee guida di progettazione e verifica di drenaggio delle acque reflue a servizio di aree di nuova lottizzazione" di HERA S.p.A.. Il dimensionamento dei collettori di scarico delle acque reflue va condotto seguendo le disposizioni contenute nella norma UNI EN 12056-2, che si basa sul calcolo dell'unità di scarico DU, intesa come portata media di scarico di un apparecchio sanitario, espressa in litri al secondo (l/s). In Tabella 1 sono indicate le unità di scarico di vari apparecchi sanitari nel caso di un sistema di scarico con colonne di scarico separate (tipo IV):

Apparecchio sanitario	DU
Lavabo, bidè	0.3
Doccia	0.5
Vasca da bagno	0.5
Lavello da cucina	0.5
Lavastoviglie (domestica)	0.5
Lavatrice (carico max 12 kg)	0.5
WC capacità cassetta 6.0 o 7.5 l	2.0
WC capacità cassetta 9.0 l	2.5
Pozzetto a terra DN 50	0.6
Pozzetto a terra DN 100	1.3

Tabella 1: Unità di scarico (DU = Download Unit)

La portata di acque reflue Qww prevista per un impianto di scarico al quale sono raccordati unicamente apparecchi sanitari domestici è definita come:

$Qww = K \sqrt{\Sigma DU}$

dove:

Qww è la portata di acque reflue (l/s);

K è il coefficiente di frequenza (Tabella 2)

Destinazione d'uso dei locali	Coefficiente K
Abitazioni e uffici	0.5
Ospedali, scuole, ristoranti	0.7
Bagni e/o docce pubbliche	1.0

Tabella 2: Coefficienti di Frequenza

L'area in esame è stata divisa in tre macro lotti che contribuiscono in maniera di versa alla portata di acque nere in rete. Il macro lotto A ospiterà circa 11 unità immobiliari, il macro lotto B ospiterà circa 20 unità immobiliari ed il macro lotto C ospiterà circa 12 unità immobiliari per un totale di circa 43 unità immobiliari. Secondo i calcoli effettuati con il metodo sopra citato la Qww da considerarsi come portata di progetto è di circa 9.44 l/s.

Le velocità massime raggiunte nei condotti non superano 0.75 m/s nel rispetto della normativa. In Figura 9 si mostra lo stato di riempimento del ramo che si collega alla rete esistente e la posizione del condotto stesso all'intersezione con la rete acque meteoriche esistente. La nuova rete acque reflue sottopassa l'esistente meteoriche di circa 0.80 m.

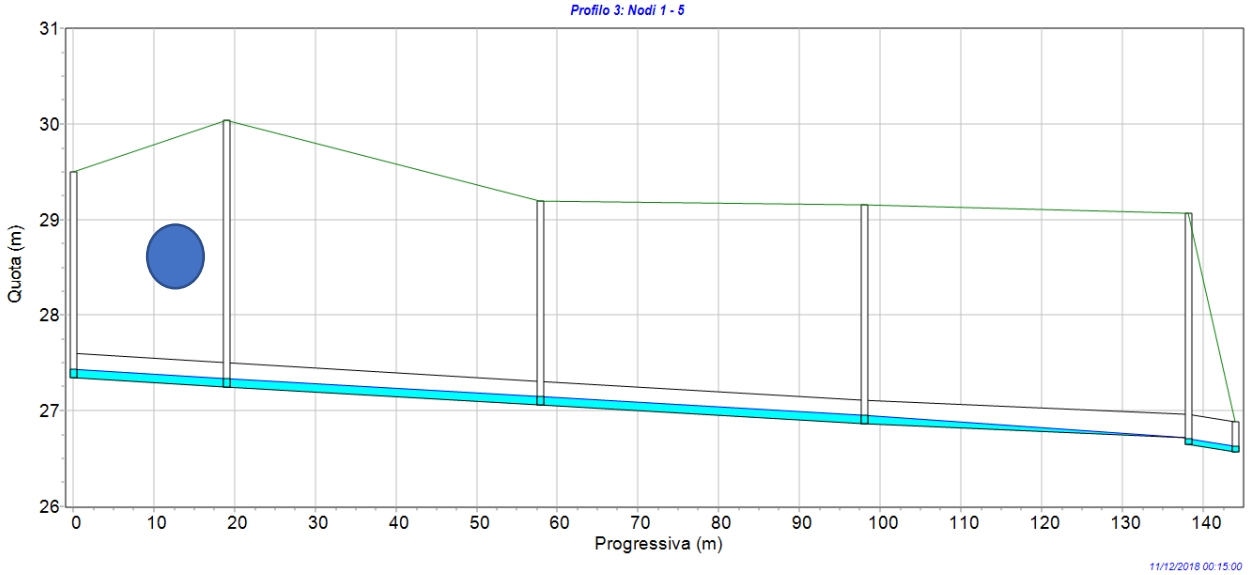


Figura 9: Profilo ramo finale di collegamento alla rete nera esistente

6 Specifiche tecniche

Le fognature per acque miste (per sostituzione/deviazioni reti esistenti) sono realizzate con:

- condotte in elementi pre-fabbricati in CLS con base d'appoggio piana su sottofondo in calcestruzzo e rinfianco in sabbiella per ricoprimento inferiori di 1 metro;
- condotte in pvc tipo SN8 SDR34 con rinfianco in sabbia lavata per diametri <= 700 mm e ricoprimento maggiore di 1 metro;
- condotte in elementi pre-fabbricati in CLS con base d'appoggio piana su sottofondo in calcestruzzo e rinfianco in sabbiella per diametri > 700 mm;

Le fognature per acque bianche sono realizzate con:

- condotte in elementi pre-fabbricati in CLS con base d'appoggio piana su sottofondo in calcestruzzo e rinfianco in sabbiella per ricoprimento fino a 1 metro incluso:
- condotte in PVC tipo SN8 SDR34 con rinfianco in sabbia lavata per diametri <= 700 mm e ricoprimento maggiore di 1 metro;
- condotte in elementi pre-fabbricati in cls con base d'appoggio piana su sottofondo in calcestruzzo e rinfianco in sabbiella per diametri > 700 mm;
- condotte in PVC tipo SN4 SDR41 con rinfianco in CLS per i fognoli stradali (onde evitare problematiche con l’impianto radicale delle piante esistenti e/o di progetto):

Le fognature per acque nere sono realizzate con:

- condotte in PVC tipo SN16 SDR27 con rinfianco in sabbia lavata per diametri <= 700 mm e ricoprimento fino a 1 metro incluso;
- condotte in PVC tipo SN8 SDR34 con rinfianco in sabbia lavata per diametri <= 700 mm e ricoprimento maggiore di 1 metro;

La mandata in pressione della stazione di sollevamento per acque nere e‘ realizzata con condotto DN=300 mm in ACCIAIO PN16 con rinfianco in sabbia lavata.

Le fognature di progetto d'immissione delle aree private verranno portate all'interno delle stesse indicativamente per una lunghezza di 2.00 metri circa dal confine di proprieta'; al termine di tale tratto sub-orizzontale verranno portate al livello del terreno mediante pezzi speciali (curve, ecc.) e chiuse superiormente con tappo d'ispezione (in modo tale che siano individuabili sul posto).

La posizione delle fognature di progetto d‘immissione delle aree private andrà verificata rispetto alla disposizione definitiva dei fabbricati da servire.

I pozzetti e le camere saranno gettati in opera con spessori ed armature verificati a calcolo statico ovvero realizzati in elementi prefabbricati in calcestruzzo armato verificati in relazione agli effettivi carichi statici; in ogni caso al loro interno andrà effettuato un trattamento protettivo con due mani di resine epossicatramose di spessore minimo 0.60 mm.

All'interno dei pozzetti e/o camere di raccordo eventuali salti di quota di condotte fino a D=500 mm dovranno essere realizzati con derivazione a T fissata alla parete e dotata di tappo d'ispezione; per condotte di diametro superiore si potrà realizzare il salto direttamente nel pozzetto e/o camera previo rivestimento delle pareti interne e della canaletta di raccordo sul fondo (potenzialmente investiti dal flusso in ingresso) con materiale resistente all‘abrasione; per garantire la tenuta idraulica in caso di realizzazione di pozzetti costituiti da elementi prefabbricati, le giunzioni tra i vari componenti che li costituiscono (base ed elementi di rialzo) dovranno essere dotate di guarnizione elastomeriche di tenuta e stuccate in malta cementizia sulla parete interna ovvero dovranno essere sigillate tra loro tramite mastice idro-espansivo tipo 'Volteco P201” (o prodotto equivalente) e trattate sulla parete interna con malta tipo "Mapelastic" (o prodotto equivalente) per una fascia di altezza minima 10 cm; i manufatti di coronamento (caditoie, chiusini. botole, griglie, ecc.) sono in ghisa sferoidale e avranno classe di carico C250 per le aree pedonali e classe di carico D400 per le aree carrabili.

Le opere da realizzare dovranno in generale essere conformi alle specifiche tecniche indicate nelle linee guida di progettazione (per reti fognarie, per impianti di sollevamento, ecc.) emesse dall'ente gestore (HERA).

7 Analisi del rischio idraulico

L'area oggetto di studio, come si è detto, occupa una fascia compresa tra il fiume Reno ad Ovest, la canaletta Ghisiliera ad Est, il nucleo abitato della frazione di Trebbo di Reno a nord ed il rilevato di via Ernesto Guevara a sud.

Dal 5 dicembre 2016 è entrata in vigore la Variante di Coordinamento tra i Piani di Stralcio Assetto Idrogeologico e i Piani Gestione Rischio Alluvioni. Si tratta di una variante cartografica e normativa che ha inteso allineare ed armonizzare i contenuti del Piano Stralcio previgente, con le successive modifiche ed i contenuti integrati e derivati a seguito della elaborazione ed approvazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (Deliberazione n. 235 del 3 marzo 2016 dai Comitati Istituzionali Integrati). La variante di coordinamento introduce, tra le altre cose, le mappe di pericolosità usate in questo contesto per identificare gli articoli della normativa del PSAI da seguire.

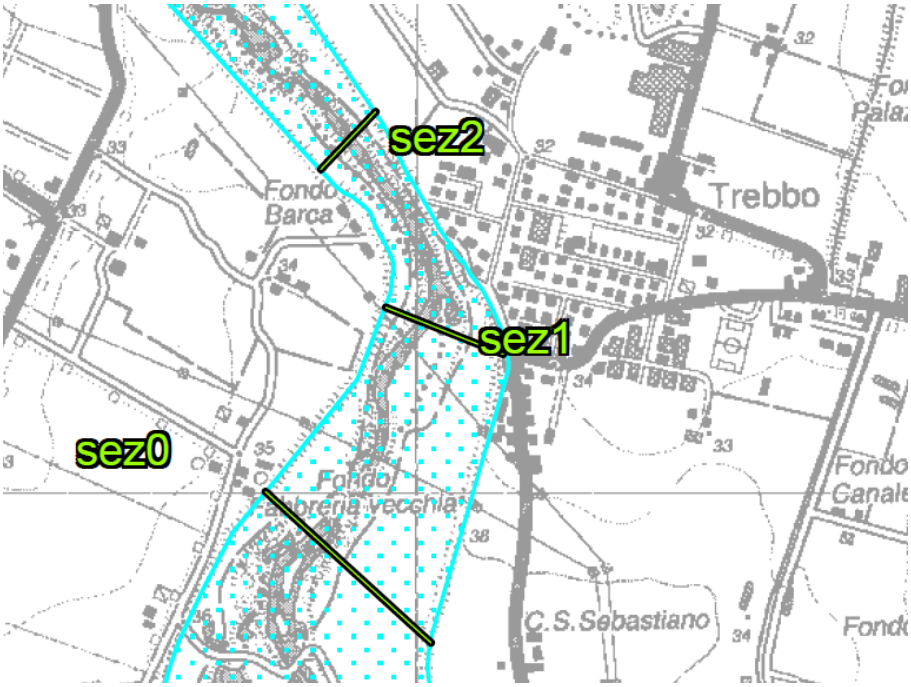
L'area trattata (Figura 10) è inclusa nella mappa MP3 della Variante di Coordinamento tra il Piano di Gestione Rischio Alluvioni e i Piani di Stralcio di bacino in attuazione della Direttiva 2007/60/CE e del D.Lgs. 49/2010, in base alla quale l'area ricade nello scenario di pericolosità P2 – M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni – media Probabilità).

Figura 10 - Estratto da Tavola MP3 – 220NE - Mappa di pericolosità

La medesima pericolosità è associata a tutta la limitrofa porzione di pianura posta ad Est del fiume Reno, indipendentemente dalla distanza dal fiume stesso. Se ne deduce pertanto che la maggiore o minore vicinanza al l'argine del fiume non costituisca elemento di maggiore o minore pericolosità.

Tale dato è anche suffragato dai livelli di piena associati a TR=100 anni ed inclusi nella relazione del PSAI del fiume Reno, i quali risultano ampiamente contenuti (franco medio 1.50 m) all'interno degli argini nelle zone in oggetto.

Si vedano di seguito i livelli risultanti dalle simulazioni condotte dall'ex Autorità di Bacino del Reno ed associati alle sezioni 1 e 2.



SEZIONI				PORTATE E LIVELLI				MORFOLOGIA DELLA SEZIONE		
CODICE	Distanza Progr. [m]	Localizzazione	Descrizione	Lmax25 [m s.l.m.]	Qmax25 [m^3/s]	Lmax100 [m s.l.m.]	Qmax100 [m^3/s]	Quota sommità argine sx [m s.l.m.]	Quota del fondo [m s.l.m.]	Quota sommità argine dx (m s.l.m.]
1	94625	Trebbo		32.6	1453	33.7	1955	35.4	21.1	35.3
2	95035	Trebbo		32.4	1453	33.4	1955	35.2	19.9	35.0

Figura 11 - Sezioni di calcolo e livelli idrometrici per assegnato tempo di ritorno inclusi nel PSAI del Fiume Rena

Tale assunto vale per l'argine destro, ma non per l'argine sinistro come confermato dalla campitura più scura (associata alla pericolosità P3), la quale interessa l'alveo attivo e tutta la porzione di pianura posta ad Ovest (sinistra) degli argini del Reno.

Escludendo quindi una tracimazione dell'argine destro nelle sezioni di interesse (almeno per le analisi condotte nel PSAI e per i tempi di ritorno previsti dalle norme vigenti), è possibile supporre che l'area

in oggetto possa venire raggiunta da acqua che proviene dal fiume Reno in occasione di eventi inattesi, quali rotture arginali o moti di filtrazione attraverso il corpo arginale.

In tal caso è la morfologia locale del terreno a suggerire qualitativamente i versi di percorrenza dell'acqua.

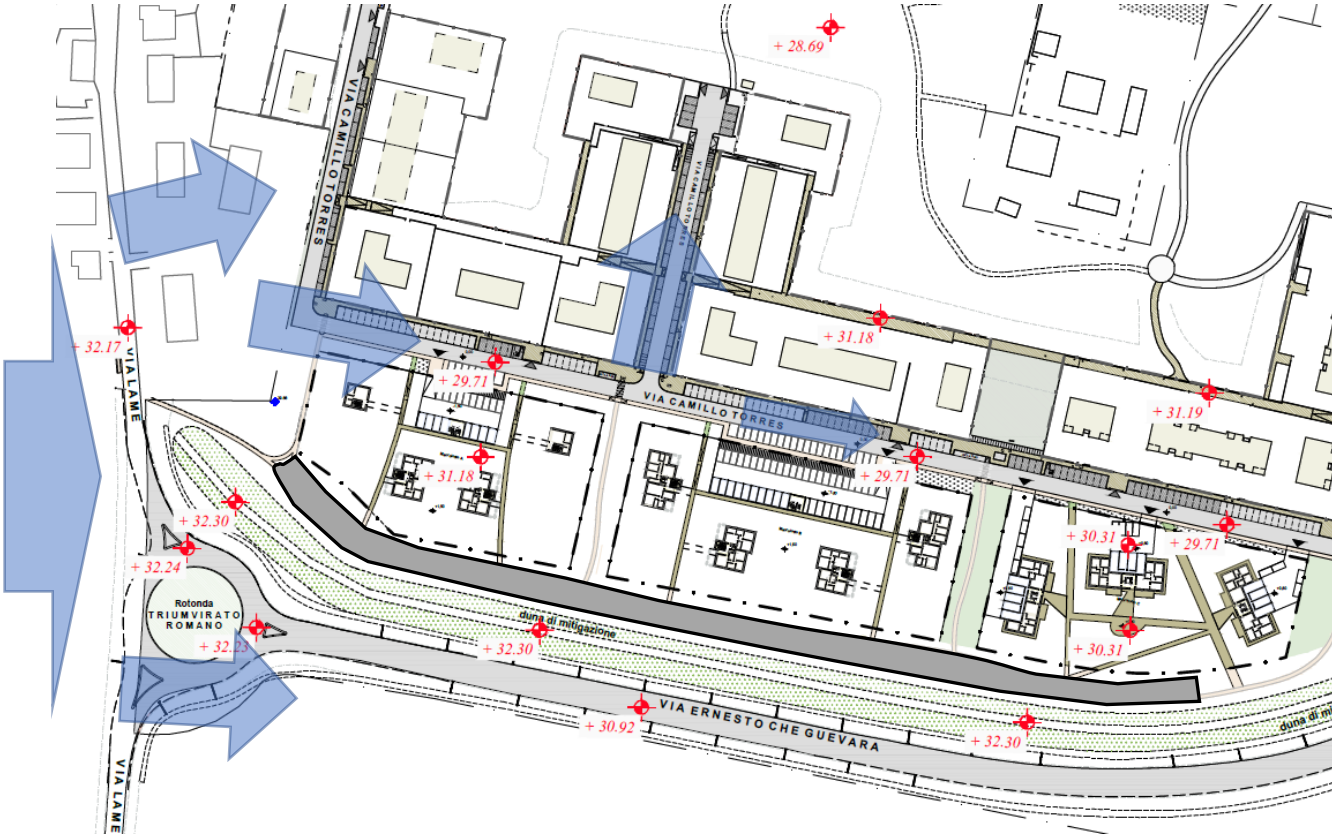


Figura 12 – Potenziali percorsi preferenziali dell'acqua in seguito di eventuali rotture arginali o moti di filtrazione attraverso il corpo arginale.

La figura 12 mostra l'assetto di progetto nel quale si evidenziano le quote più rilevanti. Da essa si deduce che:

- La combinazione del rilevato stradale delle vie Lame e Guevara con la duna (la cui finalità principale è di mitigazione acustica) produce una barriera lineare, la cui quota in sommità è sempre superiore a 32 m s.l.m.
- Superato eventualmente l'ostacolo costituito da Via Lame, l'acqua si propagherebbe attraverso la zona residenziale mediante il percorso preferenziale dato dalla strada, posta circa 1.50 m al di sotto dei piani di imposta degli edifici, sia esistenti, sia in progetto e successivamente in direzione Nord, attraverso l'area a verde pubblico. Laddove eventuali deflussi residui si propagassero verso Est lungo la via Torres, essa risulta comunque 0.60 al di sotto dei piani di imposta del terzo blocco residenziale

- Le zone interrate poste fra gli edifici dei macro lotti A e B e via Torres verranno debitamente presidiate da parapetti e cancelli tali da garantire un franco non inferiore a quello già dichiarato per il macro lotto C (0.60 m) rispetto ad eventuali acque di esondazione lungo via Torres.

Laddove le considerazioni sopra esposte basate sull'andamento qualitativo dei versi di percorrenza dell'acqua risultassero non soddisfacenti, sarà necessario ricorrere ad un'analisi mediante modello idraulico bi-dimensionale, volta a ridefinire con maggiore dettaglio (rispetto alla mappa MP3) il livello di pericolosità e conseguentemente il rischio idraulico sul territorio comunale interessato.

La seconda fonte di rischio è data dal canale Ghisiliera, il cui ciglio più depresso si trova all'uscita del tratto tombato, in sinistra idraulica, alla quota di 29.20 m s.l.m. (Figura 13).

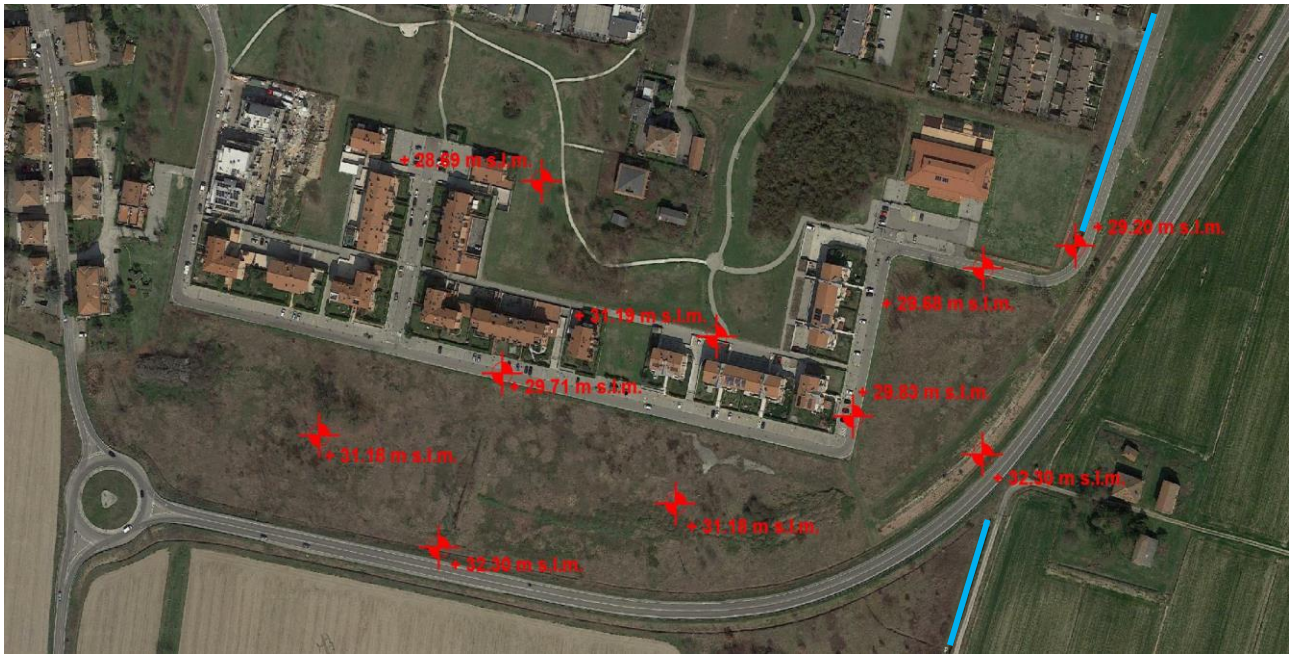


Figura 13 - Quote dei punti di interesse dell'area per la valutazione del rischio dovuto al Ghisiliera

Il canale è tuttavia delimitato a Sud dal rilevato stradale di Via Conti, la cui quota varia fra 29.90 e 29.95. Come già detto, gli ingressi degli edifici del macro lotto C sono previsti ad una quota di progetto di +30.31 m ossia oltre 1 m al di sopra del ciglio esondabile di riferimento individuato per il Ghisiliera mentre gli ingressi agli edifici dei macro lotti A e B sono previsti ad una quota di progetto di + 31.18 m, ossia circa 2 metri al di sopra del ciglio esondabile. Tale tolleranza nei confronti delle quote di ingresso agli edifici dei macro lotti A e B risulta cautelativa, oltre che largamente superiore alla sopraelevazione di 0.50 m di norma richiesta dagli enti territoriali e/o dai gestori del reticolo secondario di pianura e sufficiente per gli edifici del macro lotto C. Si ribadisce inoltre che le zone

interrate poste fra gli edifici dei lotti A e B e via Torres verranno debitamente presidiate da parapetti e cancelli tali da garantire un franco coerente a quello del lotto C.

In generale, osservando la distribuzione delle quote attuali e future, si deduce che il deflusso naturale di acque eventualmente esondate dal quella sezione del Ghisiliera avverrebbe in direzione Nord-Ovest, verso le zone di verde pubblico poste a Nord dell'area interessata, protetta dalla sua maggiore quota e dalla maggiore quota di via Torres.

Concludendo, in base all'analisi della normativa vigente ed alle indicazioni numeriche e cartografiche in essa contenute, individuate le possibili fonti di rischio idraulico sul reticolo primario (Fiume Reno) e secondario (Canale Ghisiliera), preso atto che i massimi livelli di piena nel Fiume Reno contenuti nel PSAI per il tempo di ritorno maggiore (200 anni) non designano il tratto di interesse come passibile di sormonto arginale, valutata comunque l'eventualità di una propagazione di acqua dovuta a brecce o moti di filtrazione, nonché a fuoriuscite del Ghisiliera, le valutazioni condotte mostrano un idoneo franco idraulico, in particolare nei confronti della futura area edificata (ossia quella a massimo valore esposto).

Si può dunque concludere che, relativamente all'area in oggetto ed alle mitigazioni previste, l'intervento non comporti un aggravio del rischio idraulico, né diretto, né indiretto e risulti compatibile con quanto previsto dalle vigenti norme pianificatorie.