STUDIO TECNICO RIMONDI

Architettura - Urbanistica

BOLOGNA - Via Fioravanti 57

tel. 051.355772 - fax 051.358541

mail str@studiorimondi.it

www.studiotecnicorimondi.com

COMUNE	SALA BOLOGNESE
OGGETTO	PROCEDIMENTO UNICO (art. 53 L.R. 24/2017) PER L'AMPLIAMENTO DI UN FABBRICATO AD USO PRODUTTIVO SITO IN VIA DELLA PACE n. 2/E
PROPRIETA'	SALA IMMOBILIARE SRL
PROGETTISTA PROGETTISTA IDRAULICO	RIMONDI ARCH. GIACOMO ING. MARCO MAGLIONICO
DIR. LAVORI	RIMONDI GEOM. GIAN PAOLO

OGGETTO	RELAZIONE	TAVOLA
	IDRAULICA	RM
	DATA: 30/07/2022	

PROTOCOLLO	

A TERMINI DI LEGGE SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO DISEGNO

Comune di Sala Bolognese (BO)

Procedimento unico (art. 53 L.R. 24/2017) per l'ampliamento di un fabbricato ad uso produttivo sito in Via della Pace, 2/E in Località Padulle nel Comune di Sala Bolognese (BO).

RELAZIONE IDRAULICA

Bologna, Luglio 2022

Ing. Marco Maglionico

Via della Beverara 224/7
40131 – Bologna
Tel. 3482629797
e-mail: *marco.maglionico@gmail.com*
C.F. – MGLMRC68R24A944W
P.IVA – 02565201205

INDICE

1. **INTRODUZIONE** 4
2. **STATO DI FATTO** 6
3. **RETE FOGNARIA ESISTENTE** 9
4. **PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO** 10
5. **CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA METEORICA E VERIFICA DEI COLLETTORI FOGNARI** 13
6. **DIMENSIONAMENTO DEGLI INVASI PER LA LAMINAZIONE DELLE PORTATE** 17
7. **RETE FOGNARIA PER LA RACCOLTA DELLE ACQUE REFLUE** 20
8. **IRRIGAZIONE DELLE AREE VERDI** 23
9. **CONFORMITA' DELL'INTERVENTO RISPETTO AL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA** 25
10. **ANALISI IDROLOGICA** 35
11. **MODELLO IDRAULICO DI ALLAGAMENTO** 44
12. **CONCLUSIONI INERENTI IL PGRA** 53
13. **ALLEGATI** 55

1. INTRODUZIONE

La presente relazione affronta le problematiche idrauliche connesse con l'intervento di ampliamento di un fabbricato ad uso produttivo sito in Via della Pace, 2/E in località Padulle, nel Comune di Sala Bolognese in provincia di Bologna.

Complessivamente la superficie interessata dall'intervento è pari a circa 3560 m^2 e di cui 1371 m^2 di area destinata a verde compatto.

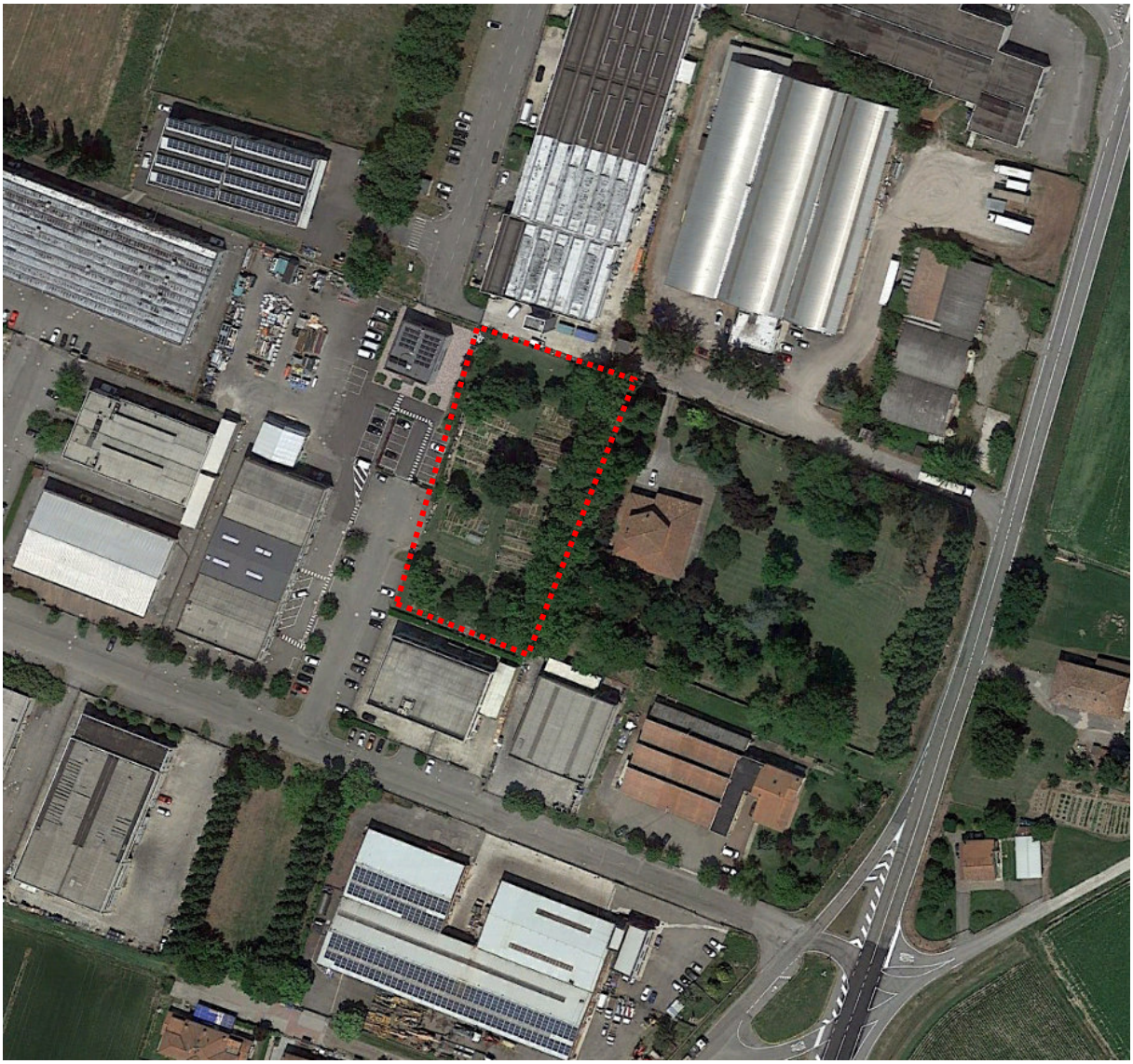


Figura 1 – Immagine aerea dell'area oggetto di intervento.

Il progetto della rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche e reflue sarà realizzato con tubazioni distinte e separate; inoltre, è prevista una rete distinta per la raccolta delle acque in arrivo dai pluviali al fine di invasare le acque provenienti dalla copertura del fabbricato per riutilizzarle per irrigare le aree verdi. In particolare la rete delle acque reflue si immetterà in

un collettore di diametro nominale pari a 315 mm presente all'interno del lotto, con quota di scorrimento relativa a circa -1.75 m.
Le acque meteoriche saranno limitate nel rispetto del principio dell'invarianza idraulica. In particolare l'invarianza idraulica sarà rispettata creando un invaso interrato; per limitare la portata immessa in rete si prevede l'utilizzo di una pompa, con portata pari al massimo ammissibile. Le acque meteoriche laminate verranno quindi scaricate nel collettore presente lungo la strada di accesso al lotto che si trova ad una quota di circa -0.50 m.

Nel seguito sono descritti i calcoli eseguiti per dimensionare le opere sopra citate.

2. STATO DI FATTO

L'area del presente studio allo stato attuale è destinata agli orti comunali che saranno dislocati in un'area limitrofa.

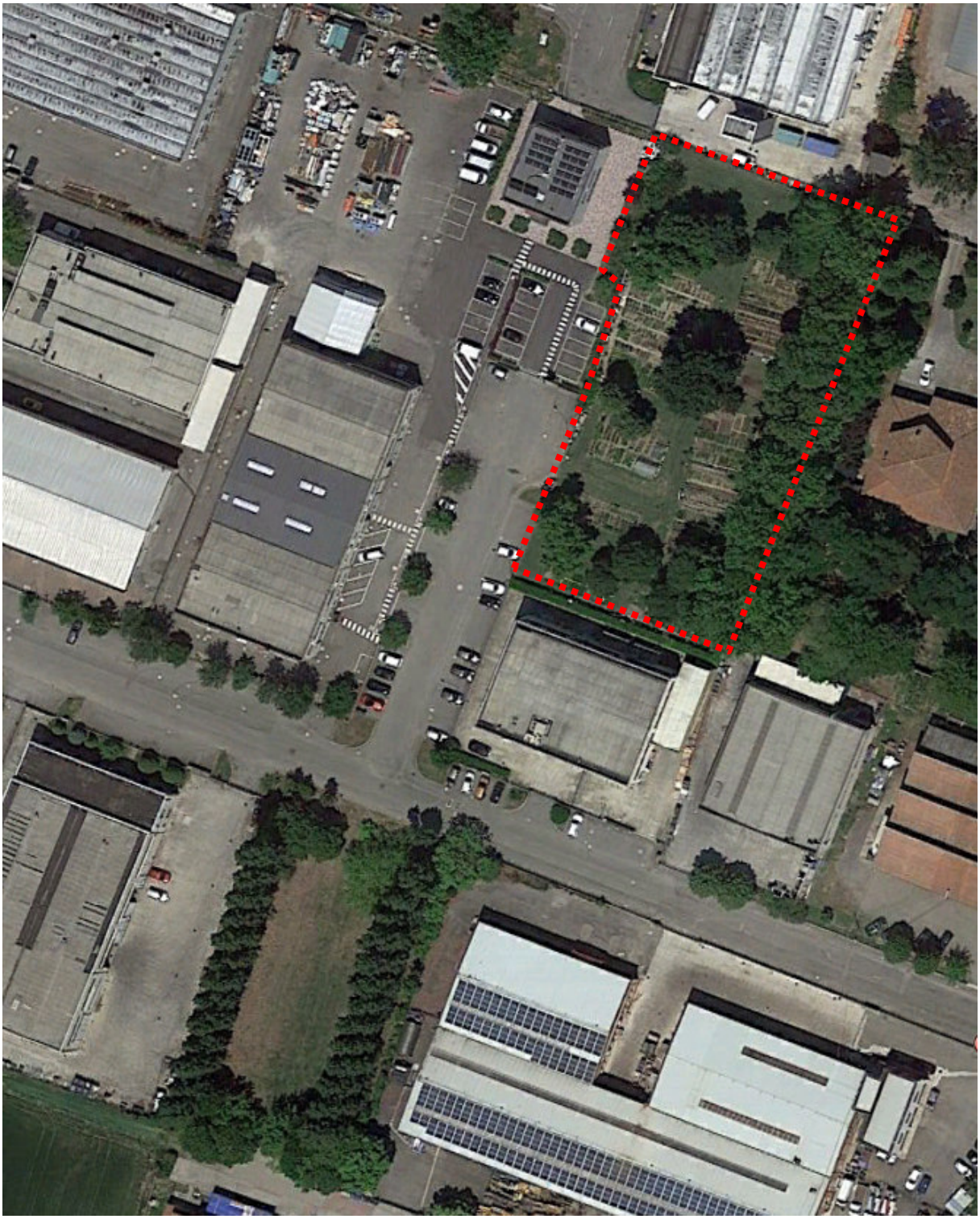


Figura 2 – Foto aerea dell'area oggetto del presente studio.

Si riporta il rilievo dell'area al fine di valutare, nelle fasi successive dello studio, la quota di scorrimento delle tubazioni in progetto e il ricoprimento previsto.

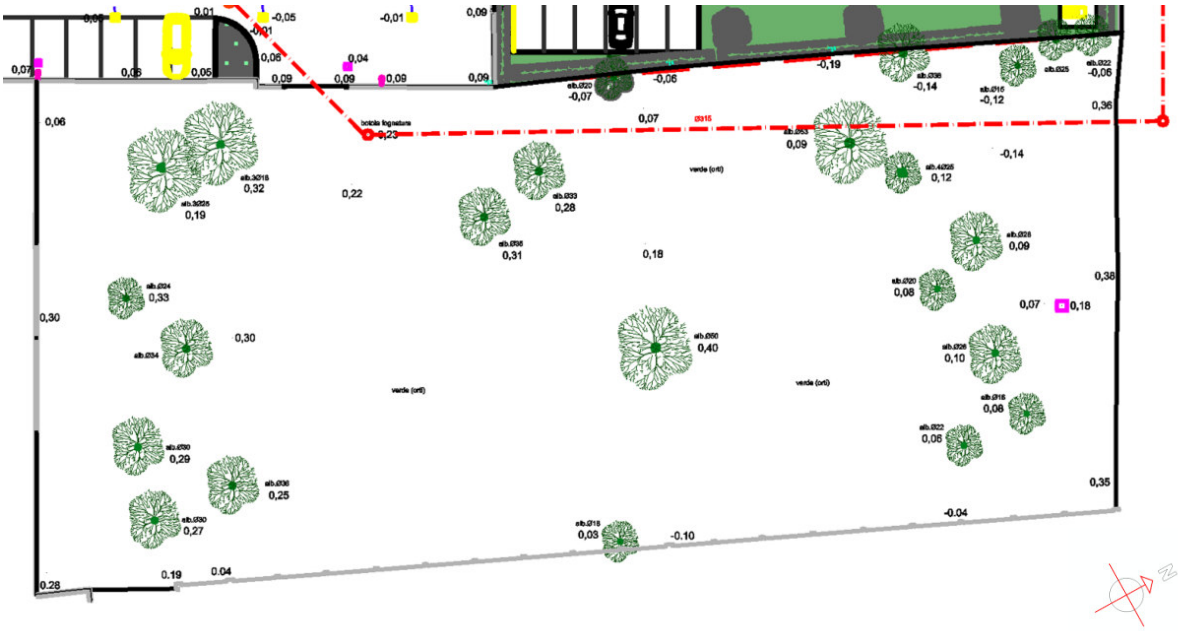


Figura 3 - Rilievo del terreno dell'area oggetto del presente studio.

Come si evince dalla Figura 3, le quote relative dell'area di interesse, variano da -0.19 m a +0.33 m, considerato che il punto relativo alla quota +0.00 m è posto in prossimità della via principale.

L'area oggetto dell'intervento si trova a circa 1 km ad ovest del fiume Reno, a circa 2.5 km ad est del Torrente Samoggia e a 1.2 km ad est dallo scolo Dosolo e dal Collettore acque basse Bagnetto.

Figura 4 – Ortofoto su CTR con evidenziati i principali corsi d'acqua presenti nell'area di interesse.

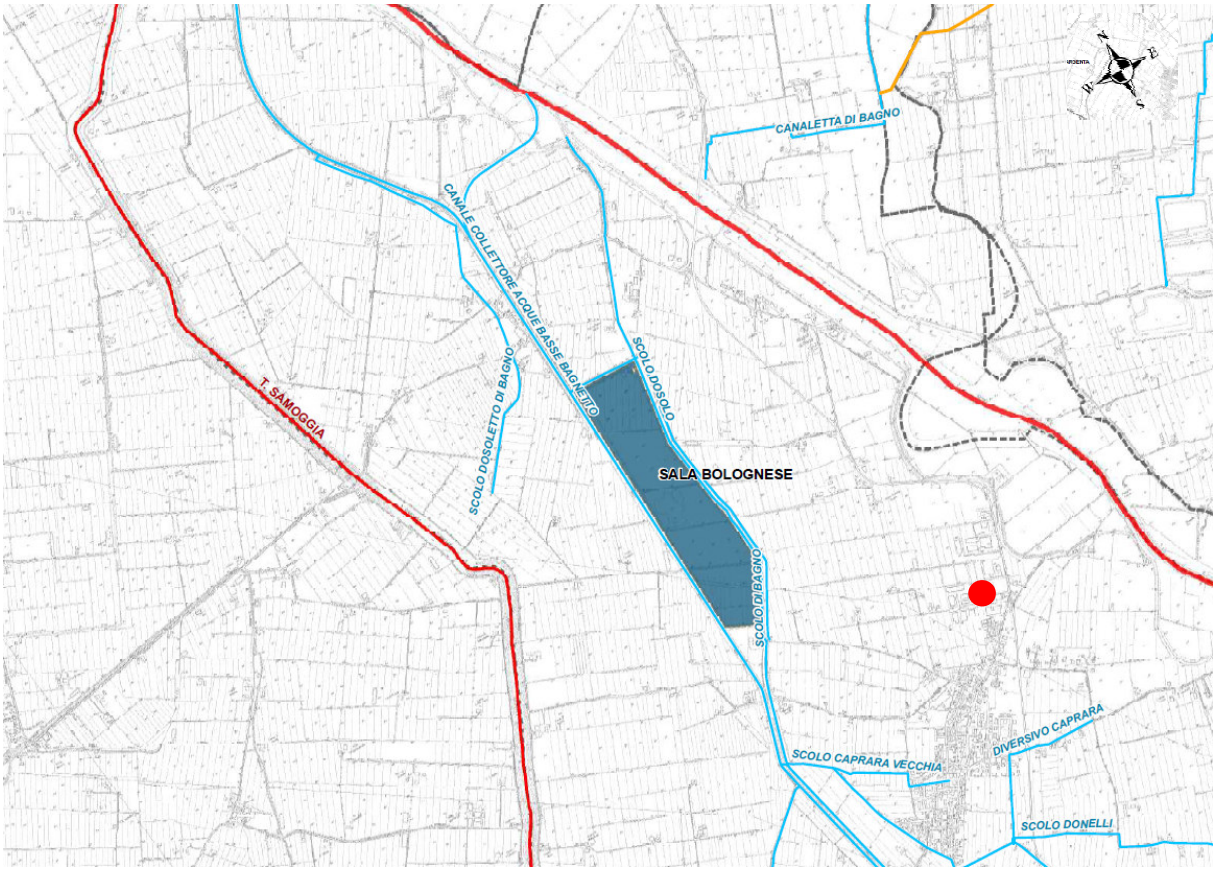


Figura 5 – Stralcio della cartografia del Consorzio della Bonifica Renana con evidenziata l'area di intervento.

Analizzando i corsi d'acqua presenti nell'area limitrofa, sia lo scolo Dosolo, in gestione al Consorzio della Bonifica Renana, che il Torrente Samoggia e il Fiume Reno risultano arginati.

Le portate e le caratteristiche specifiche di ogni corso d'acqua verranno analizzate nel seguito della relazione.

Secondo quanto riportato nella relazione geologica, la falda più superficiale si trova ad una quota di circa -2.00 metri dall'attuale piano di campagna. La direzione della falda nell'area in oggetto va da SSE verso NNO con un gradiente di 0,9 ‰ e mostra un andamento drenante rispetto al corso d'acqua associato (Fiume Reno). Dalle prove effettuate dal geologo, la permeabilità verticale del terreno è stata stimata pari ad un ordine di grandezza di circa 10^{-10} m/s identificando l'area come a vulnerabilità bassa alla veicolazione di eventuali inquinanti.

3. RETE FOGNARIA ESISTENTE

Per poter valutare in dettaglio la struttura della rete fognaria si è reso necessario comprendere il funzionamento e la struttura del sistema fognario esistente.

I sopralluoghi e i rilievi effettuati evidenziano la presenza di una tubazione, destinata alle acque reflue di diametro pari 315 mm, all'interno del lotto oggetto del presente ampliamento, con quota di scorrimento a circa -1.75 m.

Lungo il corsello d'accesso all'edificio è presente una rete di raccolta delle acque meteoriche; tale rete risulta molto superficiale, posta a circa -0.50 m.

Lungo la via della Pace sono presenti le condotte principali separate per le acque bianche e reflue.

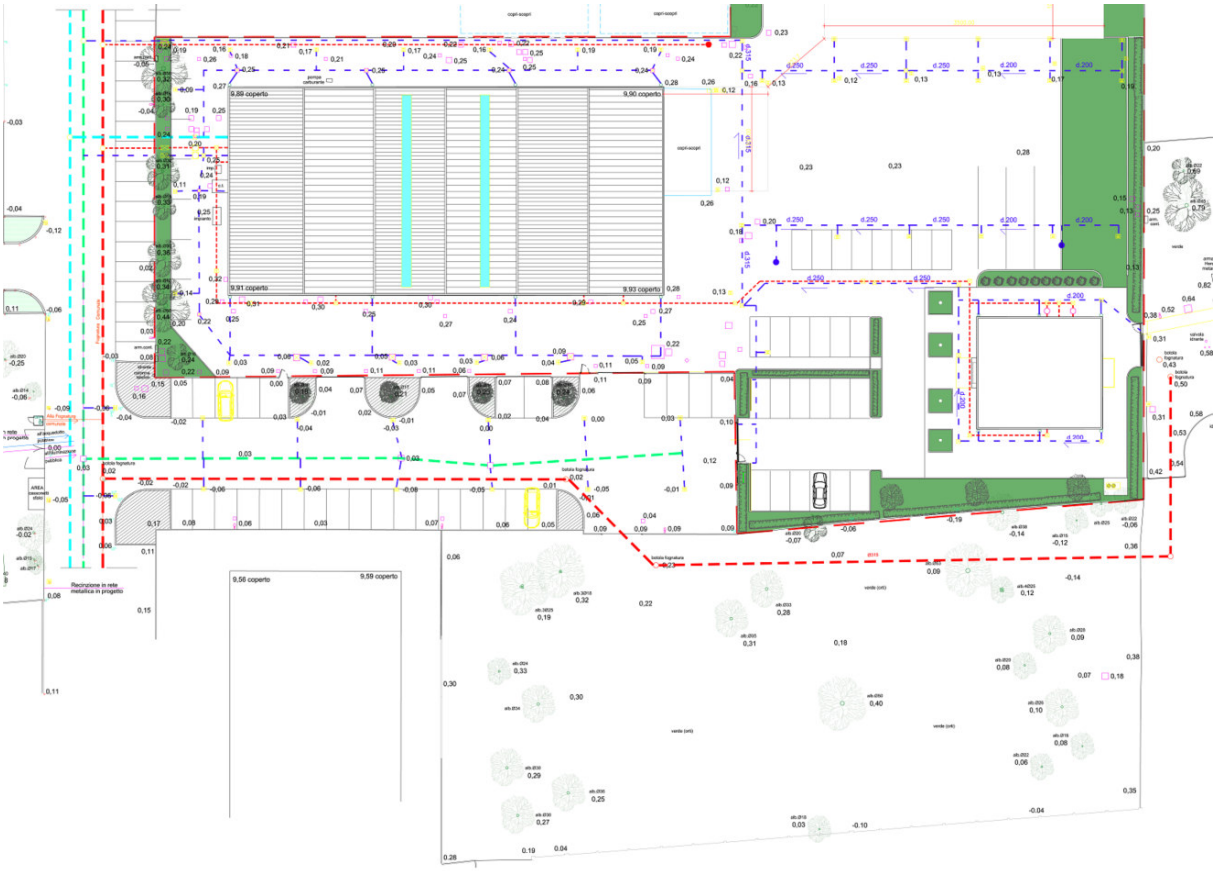


Figura 6 – Schema relativo ai collettori fognari in prossimità dell'area di interesse.

4. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una specifica e approfondita analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, per l'area del progetto e si è poi provveduto a definire la curva di possibilità pluviometrica.

Lo studio della pluviometria viene svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Bologna.

Complessivamente erano disponibili 87 anni di dati, dal 1934 al 2020, da cui si sono selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità di durata 10, 15, 20, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \le \overline{h}) = e^{-e^{-\alpha \cdot (\overline{h} - u)}}$$

La Curva di Possibilità Pluviometrica è stata ottenuta suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

La curva di possibilità pluviometrica che si ottiene con tempo di ritorno 25 anni è la seguente:

La curva di possibilità pluviometrica che si ottiene con tempo di ritorno 25 anni è la seguente:

Per durate fino all'ora:

$h=54.252 \cdot t^{0.673}$ (h in mm; t in ore) [1]

Per durate superiori dall'ora fino a 24 ore:

$h=44.083 \cdot t^{0.277}$ (h in mm; t in ore) [2]

La curva di possibilità pluviometrica che si ottiene con tempo di ritorno 50 anni è la seguente:

Per durate fino all'ora:

$h=61.68 \cdot t^{0.707}$ (h in mm; t in ore) [3]

Per durate superiori dall'ora fino a 24 ore:

$h=49.41 \cdot t^{0.273}$ (h in mm; t in ore) [4]

La curva di possibilità pluviometrica che si ottiene con tempo di ritorno **200 anni** e durate **superiori all'ora**, è la seguente:

$h=59.962 \cdot t^{0.268}$ (h in mm; t in ore) [5]

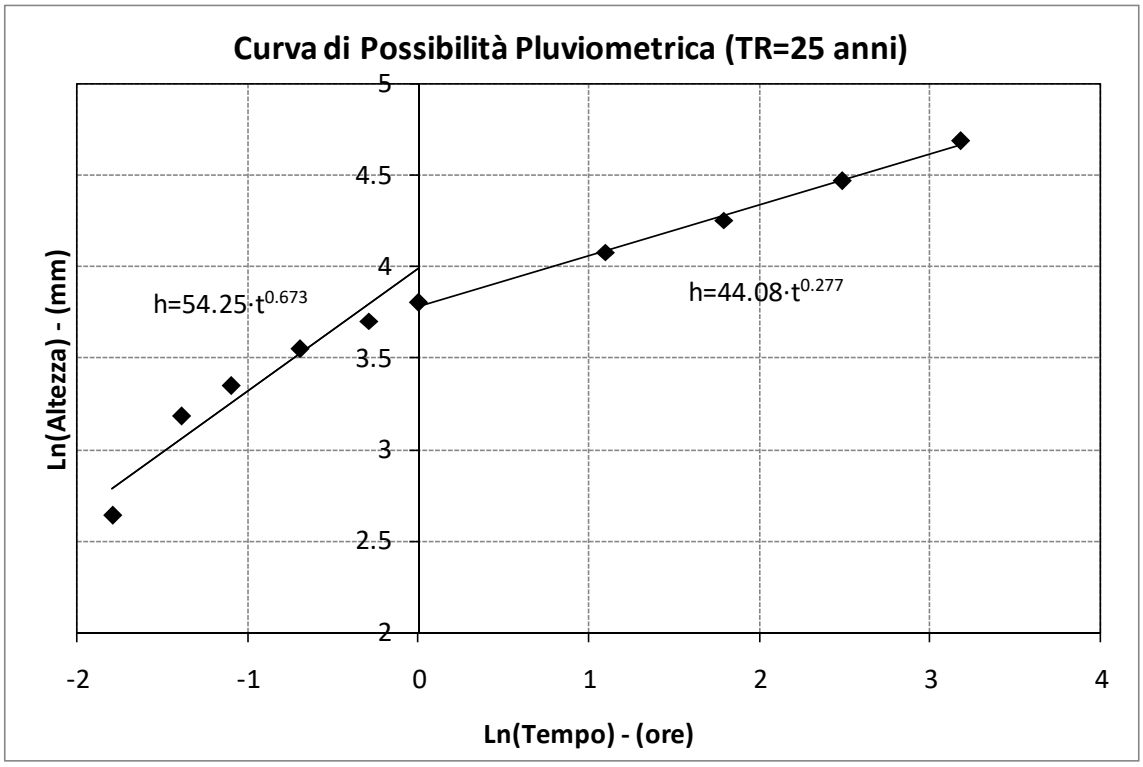


Figura 7 – Rappresentazione della curva di possibilità pluviometrica di progetto TR25 anni.

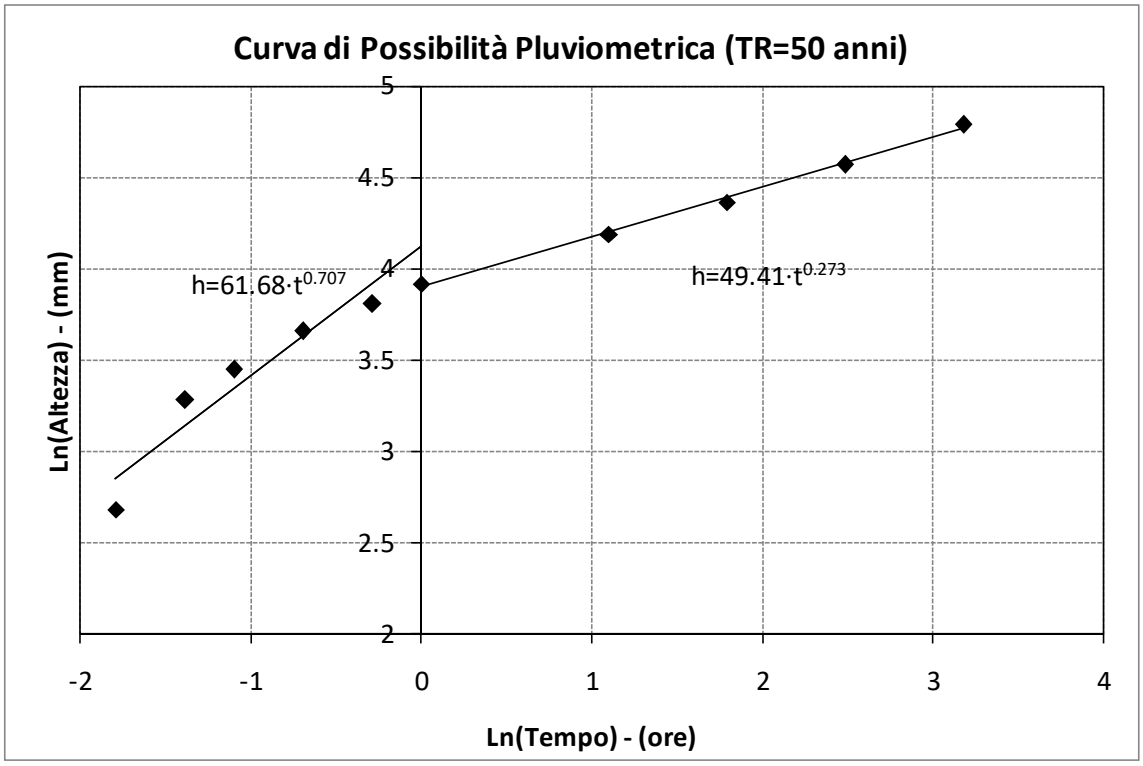


Figura 8 – Rappresentazione della curva di possibilità pluviometrica di progetto TR50 anni.

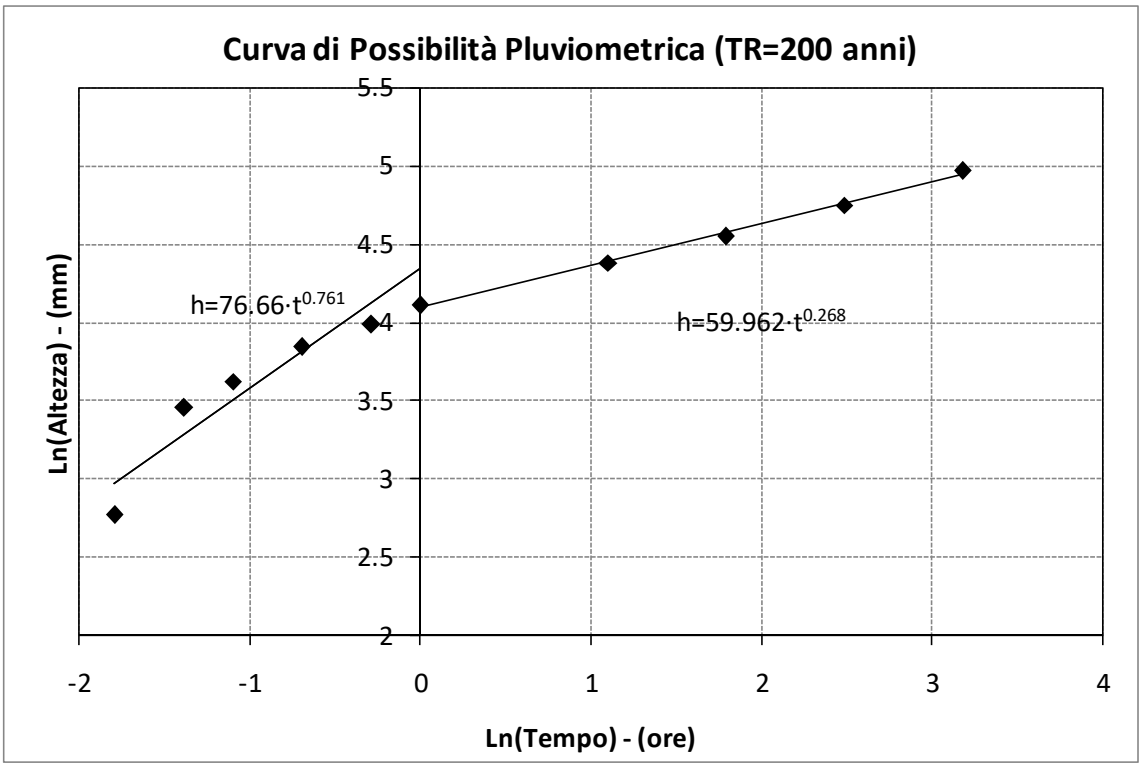


Figura 9 – Grafico della Curva di Possibilità Pluviometrica con TR pari a 200 anni.

5. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA METEORICA E VERIFICA DEI COLLETTORI FOGNARI

Il sistema drenante prevede una rete di raccolta delle acque meteoriche dai piazzali distinta dalla rete di raccolta delle acque provenienti dai coperti.

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipenda dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendenti dall'evento considerato.

Il metodo cinematico o della corrivazione è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Il tempo di corrivazione caratteristico del bacino è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per le reti urbane il tempo di corrivazione t_c è dato dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

t_a rappresenta il tempo di accesso che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque;

t_r rappresenta il tempo di rete ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di chiusura ed è il rapporto tra la distanza percorsa e la velocità impiegata per percorrerla.

Il tempo di accesso è di incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; esso viene assunto di valore pari a 5 minuti.

Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola tubazione seguendo il percorso più lungo e ottenuto come rapporto tra la lunghezza percorsa e la velocità effettiva determinata iterativamente in funzione della portata e del grado di riempimento effettivo.

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale.
Il coefficiente di deflusso, definito come il rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, è definito sulla base dei seguenti valori di riferimento:

- coperture e superfici asfaltate $\varphi = 0.90$
- superfici a verde $\varphi = 0.30$

Pertanto con il metodo cinematico la portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino vale:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

φ coefficiente di deflusso dell'area;
A superficie complessiva del bacino (m^2);
a, n coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
t_c tempo di corrivazione del bacino (ore).

Per la verifica delle sezioni idrauliche una volta determinata la portata di progetto, o udometrica, che le sollecita viene eseguita in condizioni di moto uniforme secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q_{max} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

Q_{max} portata che può transitare nel condotto a sezione piena (m^3/s);
Ks coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($m^{1/3}/s$);
Ω sezione idraulica del condotto (m^2);
R raggio idraulico (m);
i pendenza del condotto (m/m).

La scabrezza *"K_s"* è stata assunta, secondo il coefficiente di Gauckler-Strickler, pari a:

$K_{Scls} = 75\ m^{1/3}/s$ per tubazioni e canalette in calcestruzzo;

$K_{Spvc} = 85\ m^{1/3}/s$ per tubazioni in materiale plastico.

I collettori che collegano i pozzetti delle caditoie ai collettori principali avranno dimensione minima pari a 140 mm in PVC.

Nel seguito si riporta il dettaglio, tratto dalla planimetria di progetto.

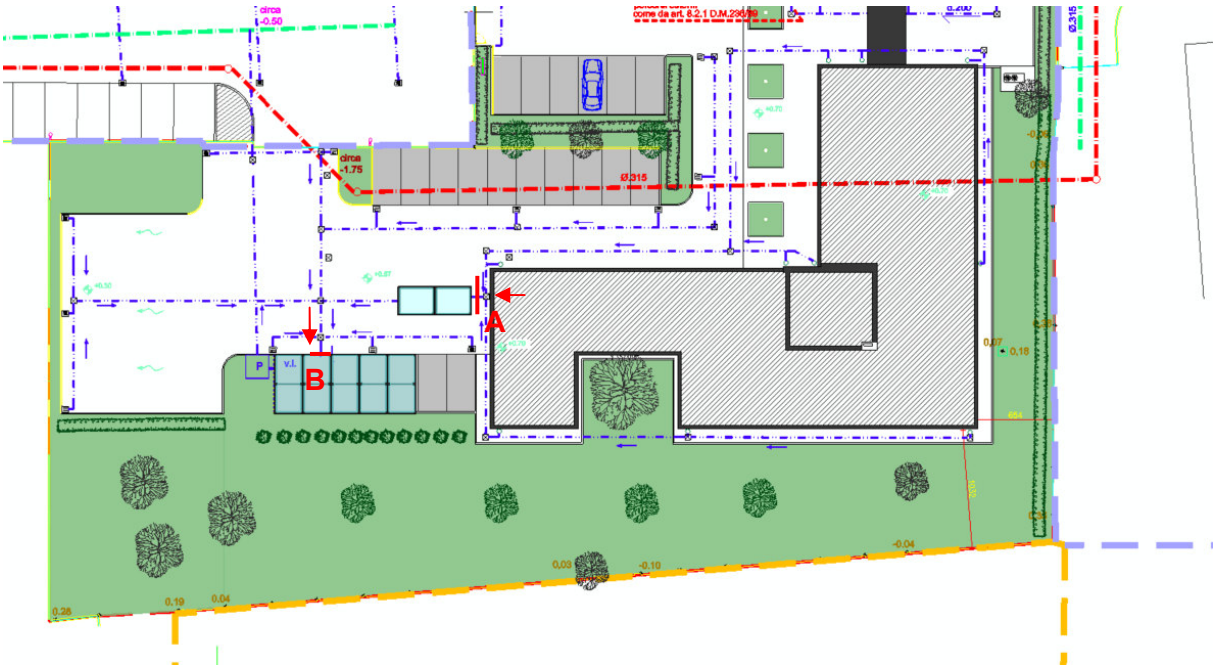


Figura 10 – Schema della rete fognaria per la raccolta delle acque meteoriche con evidenziate le sezioni principali oggetto di verifica nella relazione.

Collettore riferito alla Sez. A

La superficie complessivamente drenata fino alla Sez. A è pari a circa 733 m^2 relativo alla copertura del fabbricato. Il coefficiente di deflusso è pari a 0.9.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 8.9 minuti, valutato in modo iterativo, considerando una lunghezza massima di circa 87 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Con il metodo cinematico la portata massima in uscita è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0{,}020\ m^3/s$$

Il collettore in corrispondenza della Sez. A, che drena la portata calcolata, ha diametro di 315 mm in PVC SN8 (diametro interno 296.6 mm), con pendenza dello 0,1%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0{,}033 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto adottato è quindi sufficiente a far transitare la portata di progetto e ciò avviene con un grado di riempimento pari a circa al 57%.

Collettore riferito alla Sez. B

La superficie complessivamente drenata fino alla Sez. B è pari a circa 1910 m^2, di cui circa 1840 m^2 di area impermeabile (comprensiva dell'area di copertura) e circa 70 m^2 di area permeabile. Il deflusso medio è pari a circa 0.88.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 9.3 minuti, valutato in modo iterativo, considerando una lunghezza massima di circa 102 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Con il metodo cinematico la portata massima in uscita è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0{,}048 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in corrispondenza della Sez. B, che drena la portata calcolata, ha diametro di 400 mm in PVC SN8 (diametro interno 376.6 mm), con pendenza dello 0,1%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0{,}062 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto adottato è quindi sufficiente a far transitare la portata di progetto e ciò avviene con un grado di riempimento pari a circa al 66%.

6. DIMENSIONAMENTO DEGLI INVASI PER LA LAMINAZIONE DELLE PORTATE

Sull'area sede dell'intervento urbanistico è stata prevista la laminazione delle portate di piena prima dell'immissione nel recapito finale.

Secondo quanto prevede l'Autorità di Bacino al fine di non incrementare gli apporti di acqua piovana al sistema di smaltimento nelle zone di espansione o trasformazione o comunque nelle zone soggette a intervento urbanistico preventivo, è necessaria la realizzazione di vasche di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 m^3 per ogni ettaro di superficie territoriale delle suddette zone. Alla superficie territoriale può essere sottratto, ai fini del calcolo del volume, il verde compatto.

Si è deciso di adottare un sistema di laminazione attraverso la realizzazione di un invaso in cls dislocato sotto alla zona destinata ai parcheggi; è previsto un impianto di sollevamento per inviare una portata non superiore a 8 litri/s/ettaro nella rete pubblica.

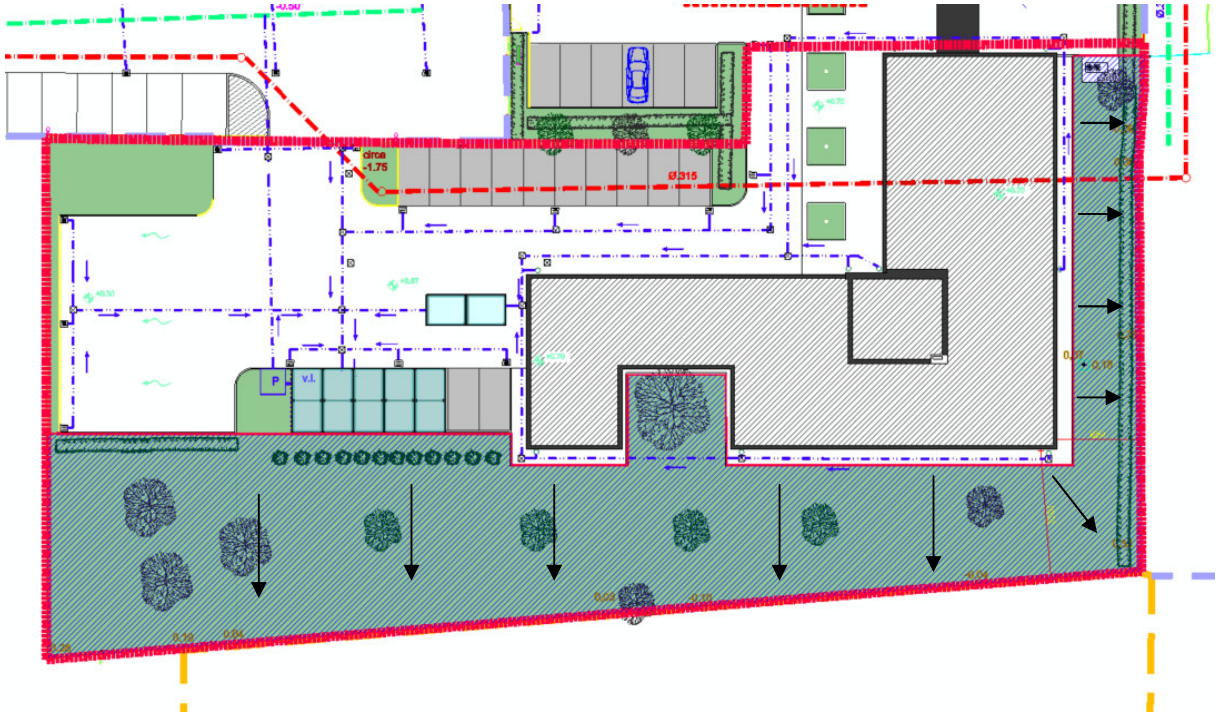


Figura 11 – Rappresentazione dell'area con individuata l'area considerata per il dimensionamento dell'invaso di laminazione.

L'area complessiva risulta pari a 3560 m^2, per il calcolo del volume minimo del sistema di laminazione non è stata considerata l'area di verde compatto pari a circa 1371 m^2 (evidenziata in verde tratteggiato in figura); procedendo al calcolo secondo le indicazioni dell'Autorità di

Bacino, considerando quindi un'area di 2189 m^2, il volume di laminazione risulta essere pari a circa 110 m^3.

Il volume di dettaglio viene comunque verificato attraverso il metodo chiamato "delle sole piogge" con Tempo di Ritorno pari a 50 anni. Il metodo delle sole piogge adotta delle ipotesi semplificative sia sull'onda di piena in ingresso che sulle modalità di efflusso dalla vasca.

Il metodo di dimensionamento "delle sole piogge" fornisce una valutazione del volume di invaso della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca senza fare alcuna considerazione sulla forma dell'idrogramma. Con questa ipotesi il volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata θ risulta:

$$W_a = S \cdot \phi \cdot h(\theta) = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove ϕ è il coefficiente d'afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca. Nello stesso tempo θ il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_e = Q_e \cdot \theta$$

Il volume invasato nell'invaso sarà dunque:

$$W = W_a - W_e = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n - Q_e \cdot \theta$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo W_m di questo volume che si ottiene per una precipitazione di durata θ_w critica per la vasca. Esprimendo matematicamente tale condizione di massimo si trova:

$$\theta_w = \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e quindi:

$$W_m = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_e \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

La portata massima in uscita dall'invaso viene fissata in 8 l/s/ha, considerando quest'ultimo come il coefficiente udometrico relativo ad un area agricola.

L'area a verde compatto evidenziata nella Figura 11 presenta un andamento del terreno che consente alle acque di essere infiltrate e di non entrare all'interno del sistema di drenaggio,

pertanto l'area considerata per il calcolo dell'invaso con il metodo delle sole piogge risulta essere pari a 2189 m^2.

I risultati del calcolo, con il metodo delle sole piogge, portano alla seguente tabella:

Area Totale (m^2)	**A_{imp}** (m^2)	**A_{perm}** (m^2)	**φ_{eq}**	**a** (mm/ora^n)	**n**	**Qmax** (l/s)	**Tcv** (ore)	**W sole piogge** (m^3)
2189	2044	145	0.86	49.408	0.273	1.75	6.82	114.3

Tabella 1 - volume W calcolato secondo il metodo delle sole piogge.

Dai calcoli effettuati e riportati nella tabella precedente si osserva che il volume di laminazione calcolato con il metodo delle sole piogge con TR 50 anni risulta superiore.
Pertanto i manufatti di laminazione avranno un volume pari al maggiore tra i valori calcolati; si adottano invasi realizzati vasche prefabbricate in cls comunicanti tra loro, nello specifico si prevedono 5 moduli di dimensioni pari a 2.46 x 5.20 m e altezza pari a 2.5 m per un volume utile pari a 26 m^3 ogni modulo e un totale di 130 m^3.
Il rispetto della portata massima in uscita dall'invaso di laminazione verrà garantito attraverso l'installazione di un sistema di sollevamento con portata massima pari a 1.75 l/s. A valle dell'impianto di sollevamento sarà predisposta una tubazione in PVC DN 160 SN 8 con pendenza 0.1% e, prima dell'immissione nella rete pubblica, si prevede l'inserimento di un sifone tipo Firenze e di una valvola di non ritorno tipo clapet.

7. RETE FOGNARIA PER LA RACCOLTA DELLE ACQUE REFLUE

Il sistema di raccolta delle acque reflue prevede un punto di scarico all'interno del lotto stesso data la presenza di una tubazione DN 315 con quota di scorrimento relativa a circa -1.75m.
La rete progettata per la raccolta delle acque reflue verrà realizzata con tubazioni in PVC DN 160 SN 8 in PVC.

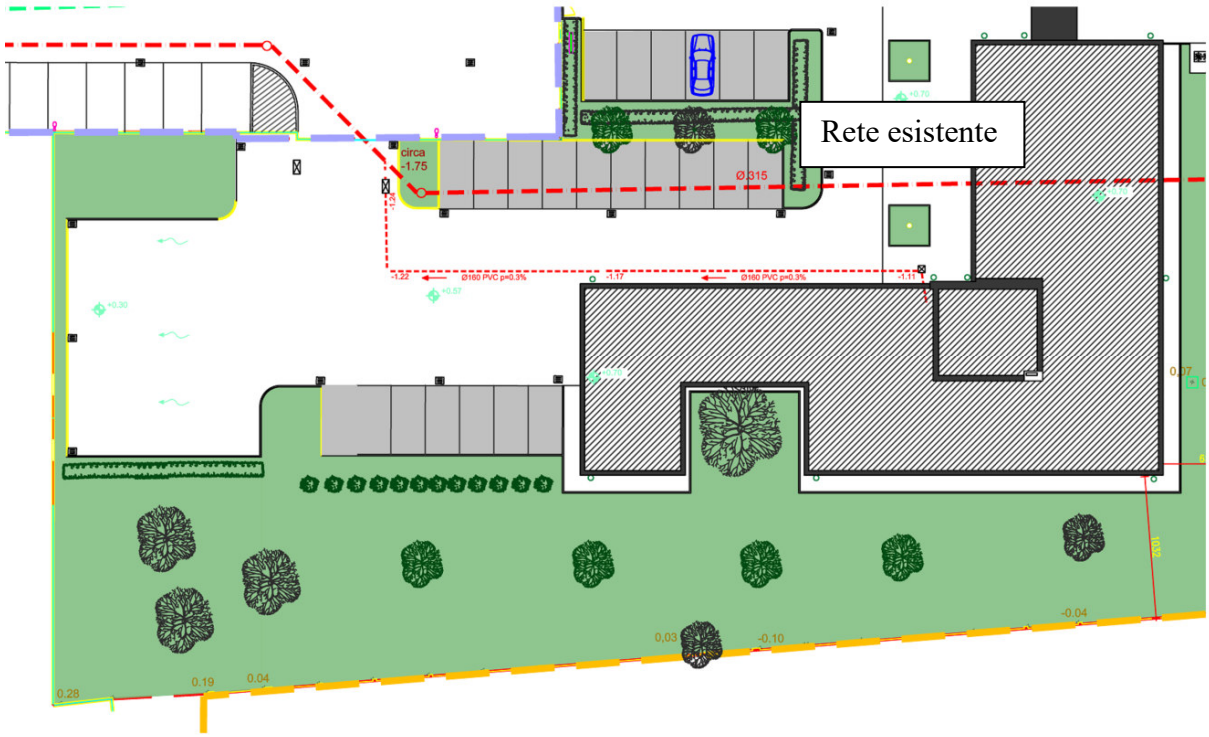


Figura 12 – schema della rete fognaria nera all'interno del lotto.

In questa fase si procede a stimare il massimo numero di A.E. previsti per il fabbricato ad uso produttivo.
Il calcolo della portata reflua si basa sul calcolo degli Abitanti Equivalenti (AE). Il concetto di Abitante Equivalente consente di stimare il contributo idraulico degli occupanti in relazione al tipo di attività che viene svolta. In dettaglio l'Abitante Equivalente è definito come il carico organico biodegradabile avente una richiesta biochimica di ossigeno a 5 giorni (BOD_5) pari a 60 grammi di ossigeno al giorno.

Nel caso delle fabbriche/laboratori/artigiani le Linee Guida di HERA indicano che il calcolo degli Abitanti Equivalenti (A.E.), in assenza di misure più precise, sia fatto considerando 1 A.E. ogni 2 operai fissi e stagionali calcolati nel periodo di maggiore attività.

Secondo le indicazioni della committenza si possono stimare complessivamente **30 Abitanti Equivalenti**.

Il calcolo della portata reflua basato sugli A.E. lo si effettua attraverso la seguente formula:

$$Q_n = \alpha \cdot \frac{Dot \cdot P}{86400}$$

Q_n portata media nera [l/s];

Dot dotazione idrica media annua [250 l/(abitante•giorno)] (valore suggerito dalle Linee Guida HERA);

P Abitanti Equivalenti;

α coefficiente di dispersione che tiene conto che una parte della dotazione idrica non raggiunge la rete fognaria (a causa di usi che non hanno recapito in fognatura come ad esempio l'innaffiamento di giardini, perdite idriche, ….); il suo valore è pari a circa 0,80 ÷ 0,85.

In questo modo la portata reflua media risulta pari a:

$$Q_n = 0{,}85 \cdot \frac{250 \cdot 30}{86400} = 0.074 \text{ litri/s}$$

Questo valore rappresenta la portata media e quindi nella progettazione delle reti fognarie occorre valutare la portata massima, calcolabile semplicemente moltiplicando il valore precedente per un coefficiente di punta. Questo coefficiente tiene conto che nell'arco della giornata la portata è variabile (ad esempio alla mattina si hanno valori più elevati rispetto al resto della giornata).

Il coefficiente di punta da adottare non è precisato nelle Linee Guida di HERA e quindi si adotta la formula di Koch presente nella letteratura scientifica del settore:

$$C_p = 1{,}5 + \frac{2{,}5}{\sqrt{Q_n}}$$

Nel caso in esame il coefficiente di punta risulta pari a 10.7. Moltiplicando quindi il coefficiente di punta per la portata media nera, la portata massima reflua risulterà pari a:

$Q_{n\ max}$=10.7·0.074=0.79 litri/s

I collettori per la raccolta delle acque reflue hanno diametro minimo di 160 mm in PVC SN8 (diametro interno 151 mm), con pendenza minima dello 0.3%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0{,}009 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pertanto i condotti sono in grado di far transitare la portata massima di progetto con grado di riempimento pari a circa il 19% con velocità di circa 0.31 m/.

Prima dell'immissione nella rete esistente all'interno del lotto saranno installati il sifone tipo Firenze e la valvola di non ritorno.

8. IRRIGAZIONE DELLE AREE VERDI

Secondo quanto previsto dall'articolo 61 "Prescrizioni per il risparmio idrico" del Regolamento Edilizio comunale, è necessario prevedere il riutilizzo delle acque meteoriche per scopi non potabili, nello specifico si prevede si prevede la realizzazione di un invaso dedicato alla raccolta delle acque meteoriche provenienti dalla copertura del fabbricato per irrigare le aree verdi.

Per il calcolo del volume irriguo il R.E. prevede la realizzazione di una cisterna di dimensioni non inferiori a 1 m^3 ogni 50 m^2 di superficie lorda complessiva di area destinata a verde pertinenziale e/o cortile a meno che il volume d'acqua captabile in un anno dalla copertura dell'edificio non risulti inferiore.

Facendo riferimento alla normativa UNI TS 11445/2012, il calcolo del volume recuperabile dalle aree di copertura viene effettuato considerando che la piovosità media annua registrata a Bologna negli ultimi 30 anni è pari a 763 mm e la richiesta da normativa per irrigare 1 m^2 di superficie verde è pari a 300 $l/m^2/anno$.

Secondo la normativa si calcola la richiesta annua di acqua per usi non potabili R attraverso la formula:

$$R = A \cdot r$$

dove:

- R: richiesta annua per usi non potabili [l];
- A: superficie da irrigare [m^2];
- r: richiesta per irrigazione [$l/m^2/anno$].

Altro valore da calcolare e comparare con la richiesta R, riguarda la portata di afflusso meteorico Q:

$$Q = \varphi \cdot \eta \cdot A \cdot P$$

dove:

- Q: Volume di precipitazione annuo depurato dalle perdite [l]
- A: proiezione orizzontale dell'area di captazione [m^2];
- P: precipitazione annua [mm];
- η: efficienza dei filtri (0.9);
- φ: coefficiente di afflusso.

Calcolati R e Q si valuta il Volume utile V_u, espresso in litri, pari a:

$$V_u = \min(Q; R) \cdot 0.06$$

Ultimo passaggio prevede il calcolo del volume ottimale, ossia:

$$V_o = \mathrm{V_u} \cdot 1.5$$

In questo caso:

$$R = A_{verde} \cdot r = 1516\ m^2 \cdot 300 \frac{l}{m^2 \cdot anno} = 454.8\ m^3$$

$$Q = \varphi \cdot \eta \cdot A \cdot P = 0.7 \cdot 0.9 \cdot 733\ m^2 \cdot 763 \frac{mm}{anno} = \ 352\ m^3$$

$$V_u = \min(Q; R) \cdot 0.06 = 21.14\ m^3$$

$$V_o = \mathrm{V_u} \cdot 1.5 = 31.71\ m^3$$

Secondo quanto riportato dal Regolamento Edilizio il volume minimo dell'invaso viene calcolato tenendo conto di realizzare 1 m^3 ogni 50 m^2 di superficie lorda complessiva di area destinata a verde pertinenziale; considerando un'area verde pari a 1516 m^2, si ottiene un Volume di invaso minimo pari a 30.3 m^3.

Si prevede quindi di realizzare un invaso da 32 m^3 mediante l'installazione di 2 vasche prefabbricate in cls, poste in collegamento tra loro, di dimensioni pari a 2.46x3.20x2.5 m.

L'invaso realizzato prevede uno scarico di troppo pieno diretto verso la vasca di laminazione.

9. CONFORMITA' DELL'INTERVENTO RISPETTO AL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.) è lo strumento di pianificazione previsto, nella legislazione comunitaria, dalla Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e gestione del rischio di alluvioni, recepita nell'ordinamento italiano con il D.Lgs. n. 49/2010.
I Piani di gestione del rischio di alluvioni (art. 7 Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010), adottati il 17 dicembre 2015, sono stati approvati il 3 marzo 2016 dai Comitati Istituzionali delle Autorità di Bacino Nazionali.
A Dicembre 2021 è terminato il secondo ciclo di attuazione della Direttiva che ha portato all'aggiornamento del PGRA e delle relative mappe di pericolosità e del rischio di alluvioni.
Nel corso del 2021, contestualmente alla elaborazione del PGRA (secondo ciclo), sono stati svolti dall'Autorità di bacino distrettuale del fiume Po importanti approfondimenti nelle APSFR distrettuali arginate, tra cui l'area del Reno, condotti attraverso modelli idraulici bidimensionali e simulazioni di scenari di allagamento conseguenti a processi di tracimazione e rottura arginale nel caso in cui i profili di piena non siano contenibili con franchi adeguati all'interno dei sistemi arginali.

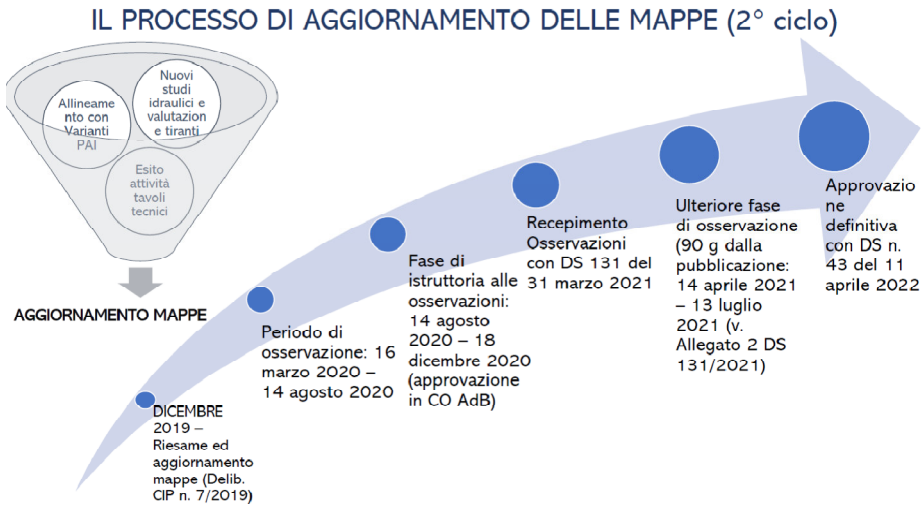


Figura 13 – Schema del processo di aggiornamento del PGRA (II ciclo).

Il territorio della Regione Emilia-Romagna è interessato da due nuovi Piani: il PGRA del distretto padano e del distretto dell'Appennino Centrale. L'edificio di interesse rientra all'interno del Piano del Distretto Padano o "Distretto Fiume Po".
Il piano si compone di una parte cartografica, consistente nel quadro conoscitivo di settore costituito dall'insieme delle mappe di pericolosità e di rischio di alluvioni a scala di bacino,

da una relazione generale (comprensiva di allegati) con le misure relative alle fasi del ciclo di gestione del rischio di prevenzione e protezione, una parte specifica relativa alle misure di preparazione e ritorno alla normalità ed analisi (Parte B, art. 7, comma b del D.Lgs n. 49/2010) ed il rapporto ambientale.

I Piani di Gestione del Rischio di Alluvioni sono predisposti sulla base delle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni, che costituiscono, quindi, il quadro conoscitivo in riferimento al quale il PGRA individua i propri obiettivi di gestione del rischio e le misure per raggiungerli. Sono uno strumento di informazione e la base di conoscenze per definire le priorità di azione per la riduzione del rischio di alluvione.

Le mappe della pericolosità individuano le aree potenzialmente interessate da inondazioni in relazione a tre scenari:

- Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi (P1, probabilità bassa);
- Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno di riferimento fra 100 e 200 anni (P2, media probabilità);
- Alluvioni frequenti: tempo di ritorno di riferimento fra 20 e 50 anni (P3, elevata probabilità).

Le mappe del rischio rappresentano le potenziali conseguenze negative delle alluvioni, espresse in relazione agli elementi potenzialmente coinvolti: popolazione, tipo di attività economiche, patrimonio culturale e naturale, impianti che potrebbero provocare inquinamento accidentale in caso di evento, ecc.. suddividendo il territorio in 4 classi di rischio, ottenute dalle mappe di pericolosità valutando i danni potenziali:

- R4 molto elevato
- R3 elevato
- R2 medio
- R1 moderato o nullo

In riferimento alla definizione di alluvione della Direttiva Alluvioni e del D.Lgs. 49/2010 (“allagamento temporaneo, anche con trasporto ovvero mobilitazione di sedimenti anche ad alta densità, di aree che abitualmente non sono coperte d’acqua. Ciò include le inondazioni causate da laghi, fiumi, torrenti, eventualmente reti di drenaggio artificiale, ogni altro corpo idrico superficiale anche a regime temporaneo, naturale o artificiale, le inondazioni marine delle zone costiere ed esclude allagamenti non direttamente imputabili ad eventi

meteorologici"), la Regione Emilia-Romagna ha predisposto le mappe di pericolosità e rischio in riferimento a tre tipologie di fenomeni:

- fenomeno delle inondazioni generate dai corsi d'acqua naturali (denominato nel PGRA "ambito Corsi d'acqua Naturali")
- fenomeno delle inondazioni generate dal reticolo secondario di pianura (denominato nel PGRA "ambito Reticolo di Bonifica")
- fenomeno delle inondazioni generate dal mare (denominato nel PGRA "ambito Costa").

Le mappe del rischio individuate dai PGRA, sono state integrate negli strumenti di pianificazione di bacino vigenti (PAI), attraverso i quali sono stati configurati gli assetti idraulico-territoriali, che assicurano condizioni di equilibrio e compatibilità tra le dinamiche idrogeologiche e le attività di sviluppo sul territorio.
Le autorità di bacino competenti sulle UoM (Unit of Managment) hanno infatti individuato nei loro rispettivi strumenti le situazioni a maggiore rischio, adottando criteri simili e paragonabili a quelli indicati nei PGRA, con riferimento alle aree di esondazione del reticolo principale e secondario di ciascun bacino.
La variante ai Piani Stralcio del bacino idrografico del Fiume Reno finalizzata al coordinamento tra i piani e il Piano Gestione Rischio Alluvioni, è stata approvata con deliberazione n. 2111 del 05/12/2016 e aggiornata con deliberazione 7/2019 tramite decreto n. 292 del 10/09/2020. Gi aggiornamenti delle cartografie e le relazioni metodologiche per l'aggiornamento del Piano sono visionabili al sito: https://pianoalluvioni.adbpo.it/.

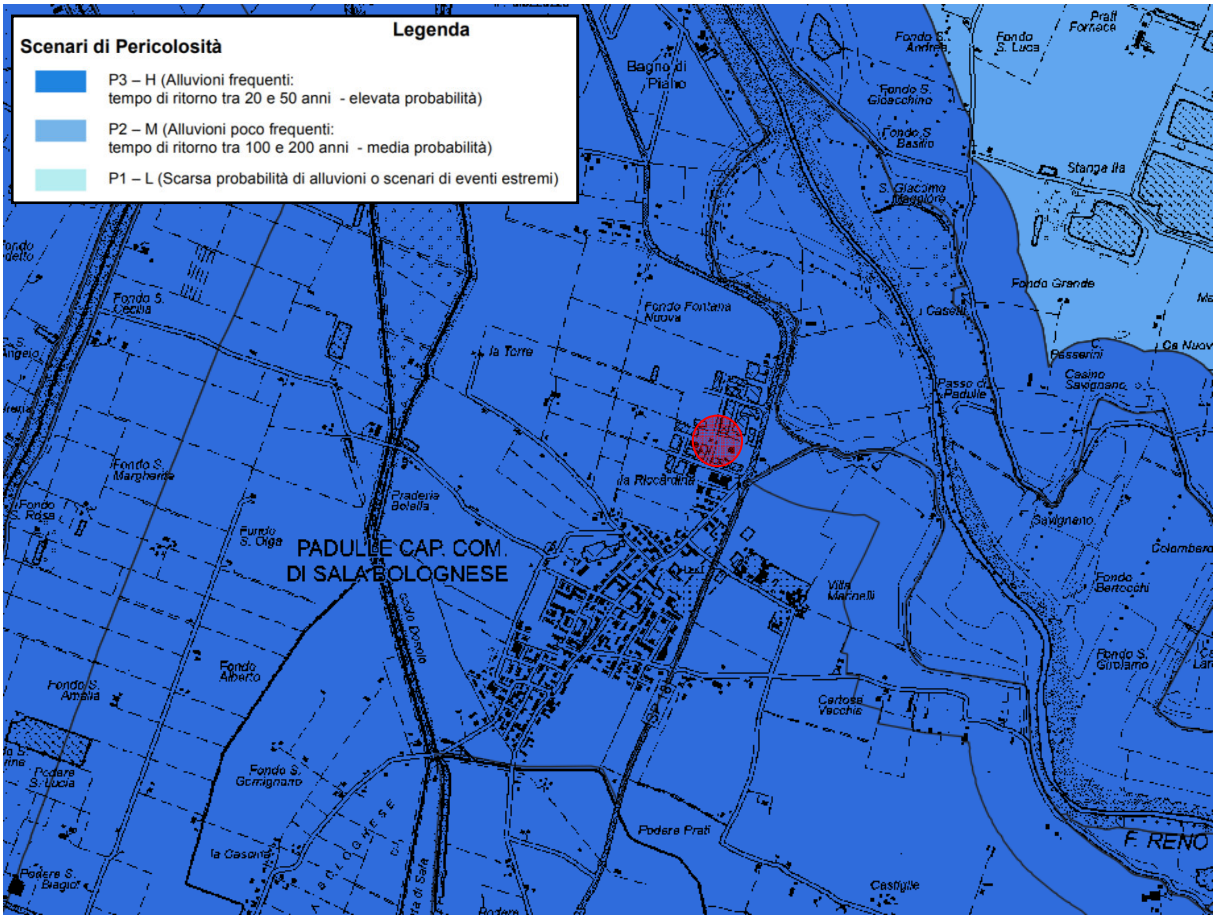


Figura 14 – Stralcio della cartografia relativa alla mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti per l'ambito territoriale relativo al reticolo naturale principale e secondario collinare montano del PGRA con evidenziato la posizione dell'area di interesse.

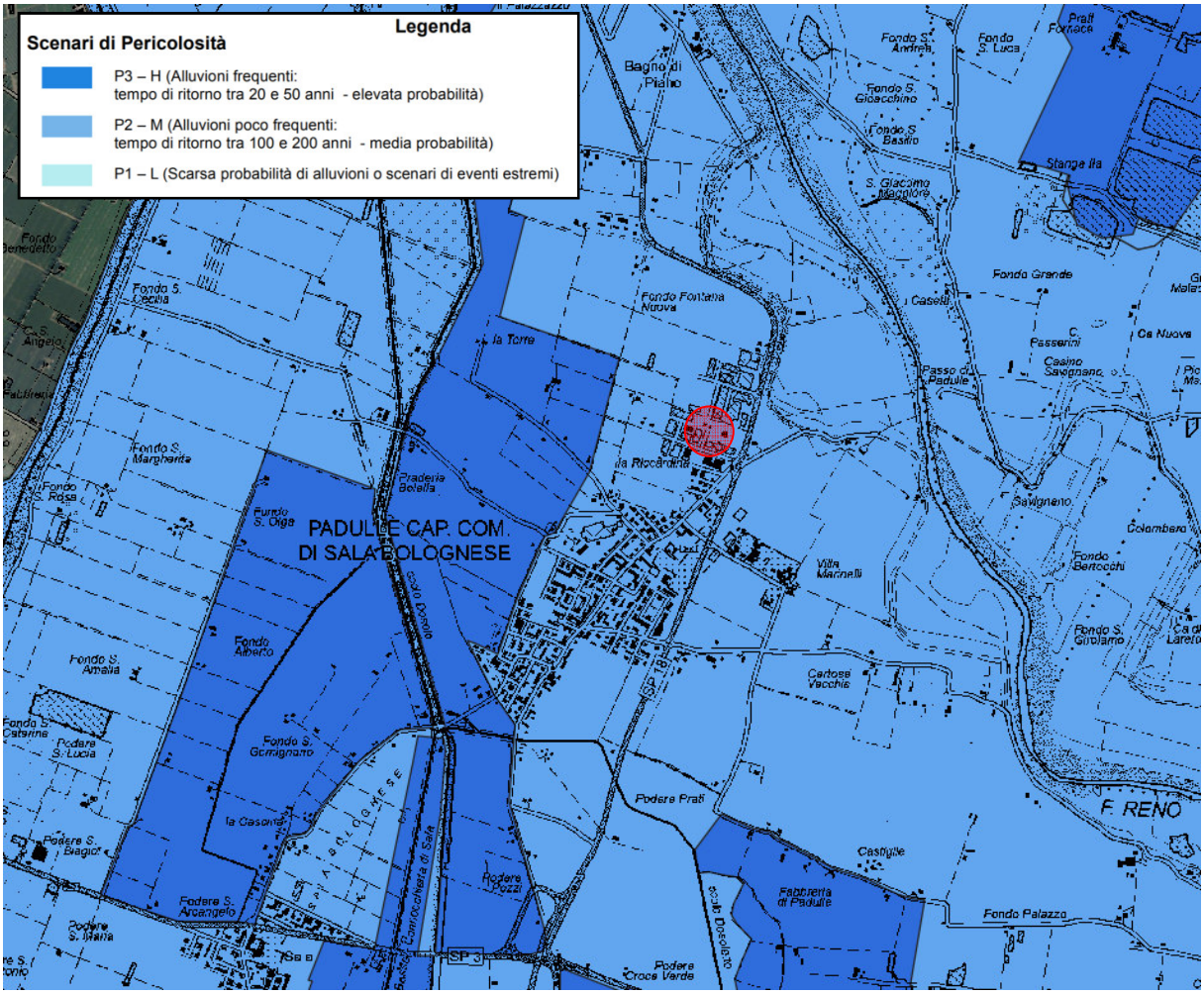


Figura 15 – Stralcio della cartografia relativa alla mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti per l'ambito territoriale relativo al reticolo secondario di pianura del PGRA con evidenziato la posizione dell'area di interesse.

Si evidenzia pertanto che il comparto di interesse, nell'ambito degli elaborati relativi alle mappe di pericolosità, risulta come area potenzialmente interessata da alluvioni frequenti (P3) nell'area di interesse per il reticolo naturale principale e da alluvioni poco frequenti (P2) nell'area di interesse per il reticolo secondario di pianura.

Oltre alle mappe di pericolosità si riporta la cartografia relativa alle mappe del rischio di alluvioni. Tali mappe, indicano le potenziali conseguenze negative derivanti dalle alluvioni in termini di:

- numero indicativo di abitanti potenzialmente interessati;
- tipo di attività economiche insistenti sull'area potenzialmente interessata;

- impianti di ci alla direttiva 96/61/CE che potrebbero provocare inquinamento accidentale in caso di alluvioni e aree protette (Dir. 2000/60/CE) potenzialmente interessate;
- altre informazioni utili quali aree in cui possono verificarsi alluvioni con elevato trasporto solido o colate detritiche e informazioni su fonti notevoli di inquinamento.

La valutazione del danno è stata svolta secondo la procedura MOVIDA (Modello per la Valutazione Integrata del Danno Alluvionale), descritta nel dettaglio nell'allegato al PGRA numero 4.1.

MOVIDA permette di valutare il danno atteso in caso di alluvione e la sua distribuzione spaziale, per tutte le categorie di elementi esposti, secondo due livelli di analisi: quantitativo e qualitativo.

Sono previste 4 classi di rischio, in particolare:

- R4 (rischio molto elevato): per il quale sono possibili perdite di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.
- R3 (rischio elevato): per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni relativi al patrimonio ambientale.
- R2 (rischio medio): per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche.
- R1 (rischio moderato o nullo): per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli.

In particolare la definizione del concetto di rischio si basa sulla seguente formula:

$R = P \times E \times V = P \times Dp$

dove:

- ***P*** (pericolosità): probabilità di accadimento, all'interno di una certa area e in un certo intervallo di tempo, di un fenomeno naturale di assegnata intensità;
- ***E*** (elementi esposti): persone e/o beni (abitazioni, strutture, infrastrutture, ecc.) e/o attività (economiche, sociali, ecc.) esposte ad un evento naturale;

- *V* (vulnerabilità): grado di capacità (o incapacità) di un sistema/elemento a resistere all'evento naturale;
- *Dp* (danno potenziale): grado di perdita prevedibile a seguito di un fenomeno naturale di data intensità, funzione sia del valore che della vulnerabilità dell'elemento esposto;
- *R* (rischio): numero atteso di vittime, persone ferite, danni a proprietà, beni culturali e ambientali, distruzione o interruzione di attività economiche, in conseguenza di un fenomeno naturale di assegnata intensità.

In particolare la Regione Emilia-Romagna ha svolto l'analisi del rischio sovrapponendo, mediante procedure automatizzate su piattaforma GIS, alle mappe della pericolosità di alluvioni la cartografia degli elementi esposti distinti in 4 classi di danno potenziale (da D4 a D1), utilizzando l'algoritmo definito dagli "Indirizzi operativi" del Ministero dell'Ambiente, in particolare mediante la elaborazione di una matrice generale che associa le classi di pericolosità P1, P2, P3 alle classi di danno D1, D2, D3 e D4, declinata in funzione della specificità e dell'intensità dei processi attesi.

Pertanto, definiti i 3 livelli di pericolosità (P3, P2, P1) e i 4 di danno potenziale (D4, D3, D2, D1) sono stati stabiliti i quattro livelli di Rischio conseguenti R4, R3, R2 ed R1 e quindi redatte le mappe del rischio.

La determinazione del rischio è ottenuta dalla combinazione dei parametri vulnerabilità, danno e pericolosità, condotta attraverso una matrice con 4 righe e 3 colonne.

CLASSE D4	
1111	Tessuto residenziale denso
1112	Tessuto residenziale continuo mediamente denso
1121	Tessuto residenziale discontinuo
1122	Tessuto residenziale rado e nucleiforme
1123	Tessuto residenziale sparso
11231	Cascine
1424	Aree archeologiche
12122	Impianti di servizi pubblici e privati
12111	Insediamenti industriali, artigianali, commerciali
12112	Insediamenti produttivi agricoli
12121	Insediamenti ospedalieri
12123	Impianti tecnologici
1222	Reti ferroviarie e spazi accessori
123	Aree portuali
12125	Aree militari obliterate
124	Aeroporti ed eliporti
1421	Impianti sportivi
1423	Parchi divertimento
1422	Campeggi e strutture turistiche e ricettive

CLASSE D3	
133	Cantieri
12124	Cimiteri
132	Discariche
131	Cave
2113	Colture orticole
2114	Colture floro-vivaistiche
2115	Orti familiari

CLASSE D2	
211	Seminativi
1411	Parchi e giardini
221	Vigneti
222	Frutteti e frutti minori
223	Oliveti
3114	Castagneti da frutto
213	Risaie
2313	Marcite
1412	Aree verdi incolte
2241	Pioppeti
2242	Altre legnose agrarie

CLASSE D1	
134	Aree degradate non utilizzate e non vegetate
231	Prati permanenti in assenza di specie arboree ed arbustive
311	Boschi di latifoglie
312	Boschi conifere
313	Boschi misti
314	Rimboschimenti recenti
331	Spiagge, dune ed alvei ghiaiosi
321	Praterie naturali d'alta quota
322 - 324	Cespuglieti
332	Accumuli detritici e affioramenti litoidi privi di vegetazione
333	Vegetazione rada
411	Vegetazione delle aree umide interne e delle torbiere
3113	Formazioni ripariali
3222	Vegetazione dei greti
3223	Vegetazione degli argini sopraelevati
511	Alvei fluviali e corsi d'acqua artificiali
5121	Bacini idrici naturali
5123	Bacini idrici da attività estrattive interessanti la falda
5122	Bacini idrici artificiali
335	Ghiacciai e nevi perenni

Reti stradali	
D4	Reti primarie: autostrade, strade statali/regionali, strade provinciali
D3	Reti secondarie: strade comunali

Figura 16 – Classi di danno per gli elementi esposti censiti del Distretto fiume Po (aggiornamento 2021).

Per modulare l'attribuzione della classe di rischio, in relazione alla diversa intensità e modalità di evoluzione dei processi di inondazione che potenzialmente possono verificarsi nei diversi ambiti territoriali considerati (RP, RSCM, RSP, ACL e ACM), sono state utilizzate tre diverse matrici, riportate nella figura sottostante.

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA'		
		P3	P2	P1
CLASSI DI DANNO	D4	R4	R4	R2
	D3	R4	R3	R2
	D2	R3	R2	R1
	D1	R1	R1	R1

Matrice del rischio RP, RSCM alpino e RSP piemontese

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA'		
		P3	P2	P1
CLASSI DI DANNO	D4	R4	R3	R2
	D3	R3	R3	R1
	D2	R2	R2	R1
	D1	R1	R1	R1

Matrice del rischio ACL, ACM e RSCM appenninico

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA'		
		P3	P2	P1
CLASSI DI DANNO	D4	R3	R2	R1
	D3	R3	R1	R1
	D2	R2	R1	R1
	D1	R1	R1	R1

Matricce del rischio RSP

Figura 17 – Matrici del rischio Distretto fiume Po (aggiornamento 2021).

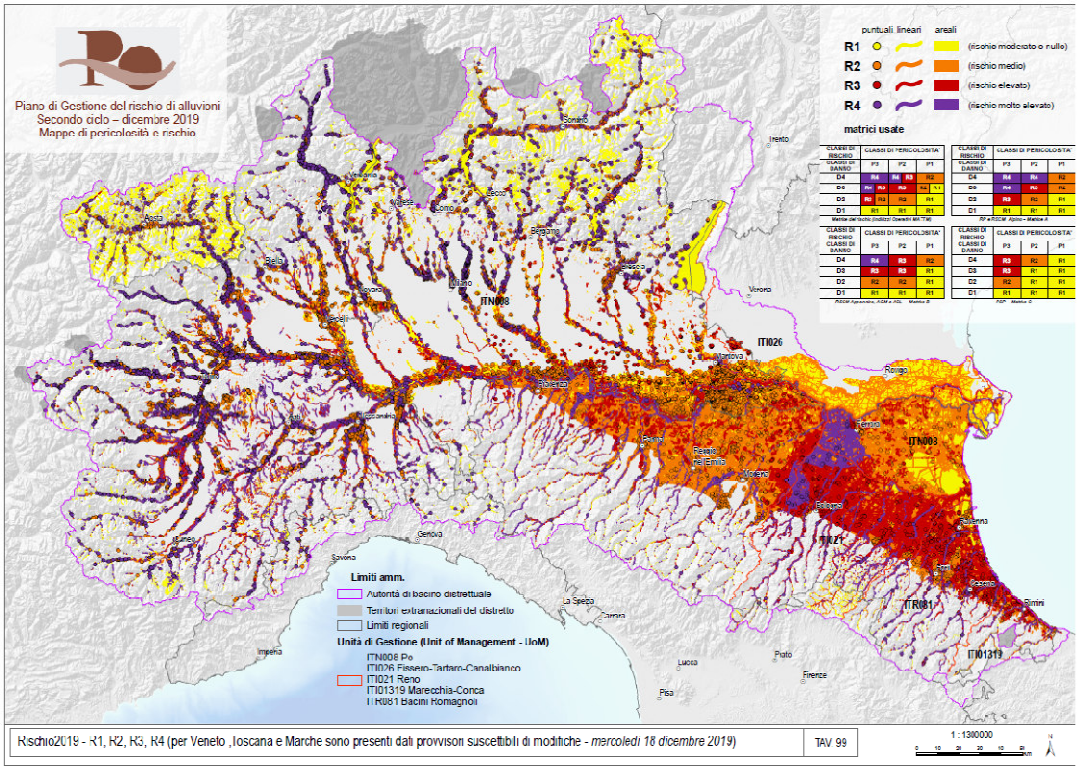


Figura 18: mappa del rischio aggiornata nel 2019 relativa al Distretto del fiume Po.

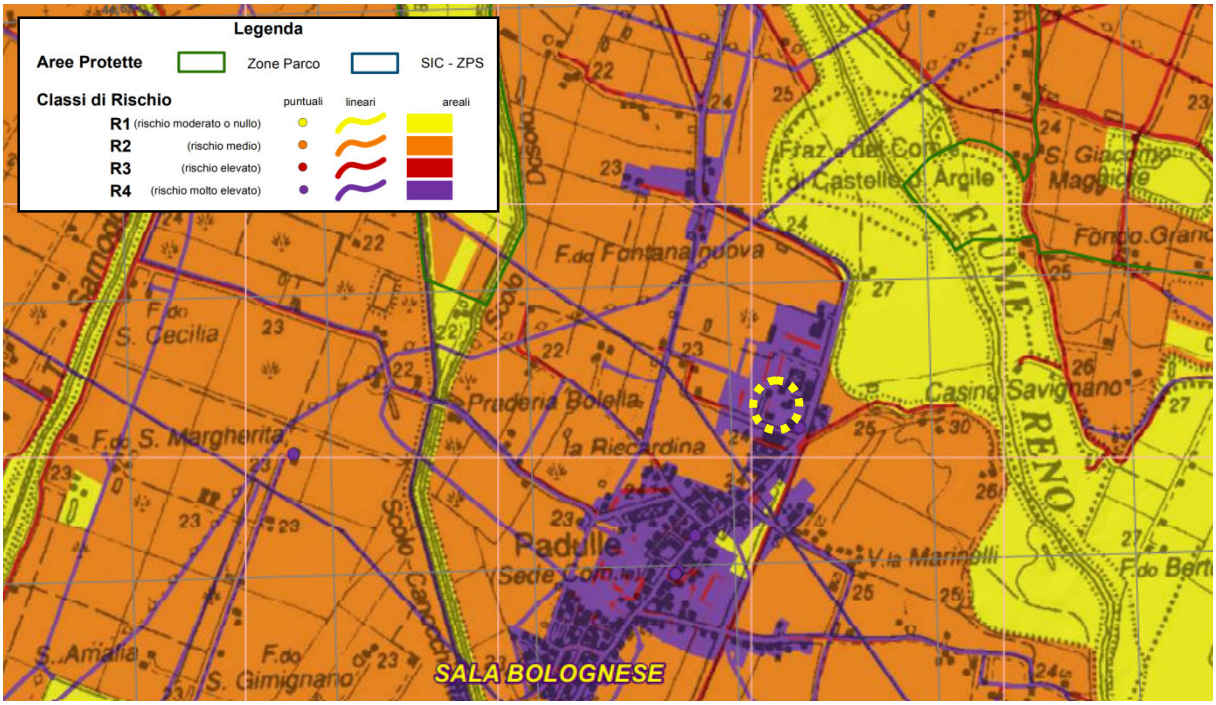


Figura 19 – Stralcio della cartografia "202 SE – Sala Bolognese" relativa alla mappa del rischio potenziale per l'ambito territoriale relativo al reticolo naturale principale e secondario collinare montano del PGRA con evidenziato la posizione dell'area di interesse.

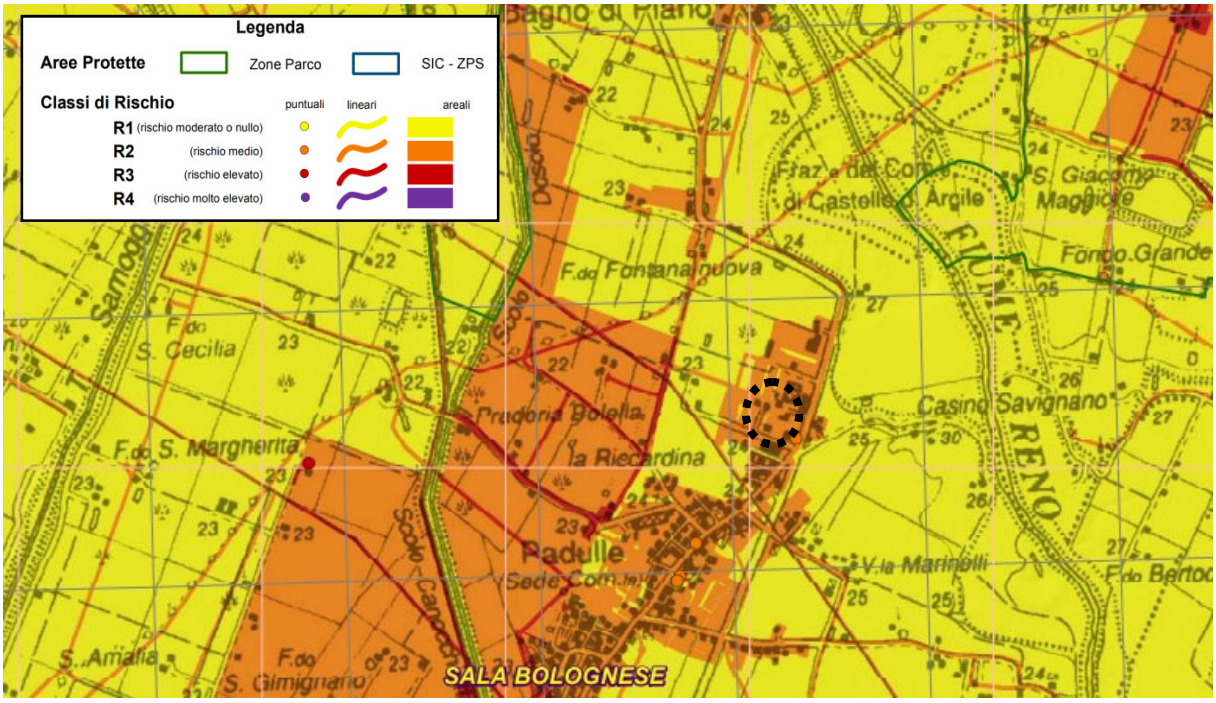


Figura 20 – Stralcio della cartografia "202 SE – Sala Bolognese" relativa alla mappa del rischio potenziale per l'ambito territoriale relativo al reticolo secondario di pianura del PGRA con evidenziato la posizione dell'area di interesse.

Sulla base delle cartografie relative alle mappe del rischio si evidenzia che il comparto di interesse ricade in parte nella classe R4 (rischio molto elevato) per quanto riguarda l'ambito del reticolo principale e nella classe di rischio R2 (rischio medio) per quanto riguarda l'ambito del reticolo secondario di pianura.

A sintesi della cartografia sopra riportata visto che il comparto si trova in area P3, ossia in aree che possono risultare inondabili con Tempi di Ritorno tra 20 e 50 anni (elevata probabilità) occorre mettere in atto provvedimenti al fine di non incrementare il rischio idraulico da allagamento dell'area.
Pertanto nel seguito della relazione si provvederà ad effettuare un approfondimento delle misure da adottare per il non incremento del rischio.

10. ANALISI IDROLOGICA

L'area oggetto dell'intervento si trova a circa 1 km ad ovest del Fiume Reno, a circa 2.5 km ad est del Torrente Samoggia (a valle della confluenza con il T. Lavino) e a 1.2 km ad est dallo scolo Dosolo e dal Collettore acque basse Bagnetto.

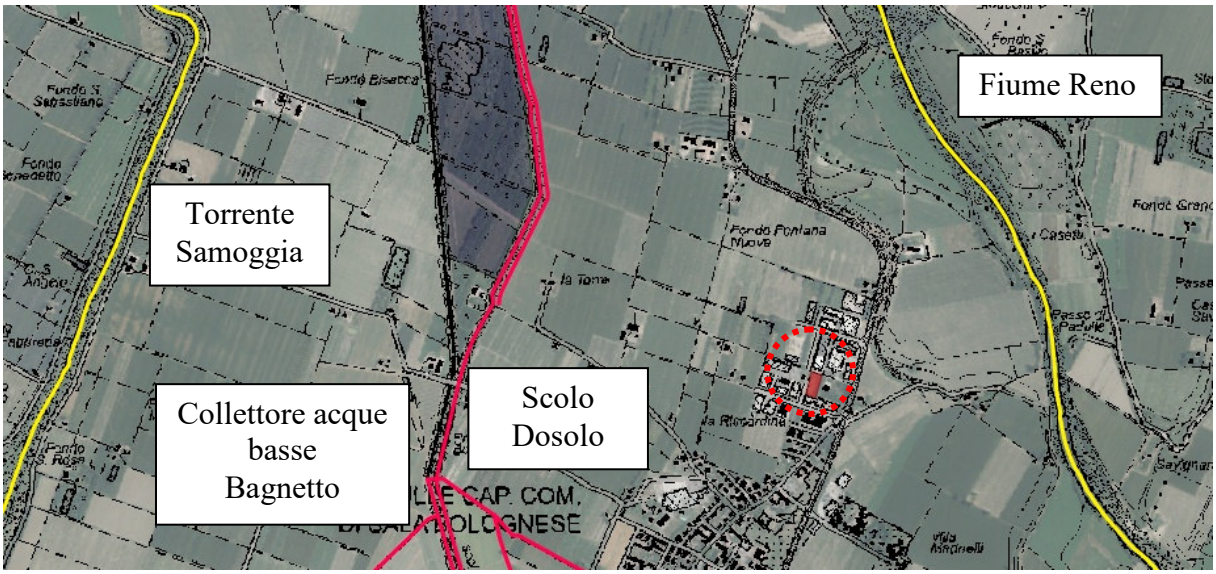


Figura 21 – Ortofoto su CTR con evidenziati i principali corsi d'acqua presenti nell'area di interesse.

L'analisi idrologica per il Fiume Reno e per la rete dei canali di bonifica è stata condotta facendo riferimento allo scenario di pioggia con tempo di ritorno pari a 200 anni e durate dell'evento pari al tempo di corrivazione del bacino.

L'analisi idrologica è stata svolta con il software open source HEC-HMS, Hydrologic Modeling System, sistema di analisi dell'Istituto Hydologic Engineering Center (HEC), sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, per simulare i processi idrologici che avvengono all'interno di un bacino idrografico mediante la definizione degli elementi concettuali che lo rappresentano e dei processi fisici che avvengono in essi.

All'interno del software sono implementate le principali formulazioni utilizzate nella pratica idrologica per la trasformazione afflussi-deflussi e per la valutazione delle perdite legate all'infiltrazione.

Per sviluppare il modello idrologico, il software prevede la definizione di quattro componenti principali:

- *Basin model*: è il modulo relativo alla descrizione topografica e morfologica del bacino idrografico e del reticolo drenante;

- *Meteorologic model*: consente di modellare i fenomeni meteorologici e climatici;
- *Control Specifications*: rappresentano l'arco temporale ed il passo temporale sul quale si vuole operare la modellazione idrologica;
- *Time Series Data*: costituiscono il set di dati di input del programma relativi ai ai dati meteorologici o idrometrici.

La modellazione della morfologia del bacino, all'interno del software, viene schematizzata attraverso una serie di elementi quali, ad esempio, i sottobacini, le confluenze, le aste fluviali, per ognuno dei quali è necessario l'inserimento dei dati relativi all'aspetto morfometrico e le informazioni relative al modello di analisi scelto per la rappresentazione dei fenomeni.

La modellazione dei processi idrologici dei sottobacini è distinta in principalmente in tre fasi: le perdite iniziali, la trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi superficiali ed, eventualmente, il deflusso di base. Per ogni fase vanno specificati i metodi di calcolo: *Loss Method, Transform Method* e *Baseflow Method*.

Per la valutazione degli idrogrammi di piena del canale in oggetto, sono stati esclusi dalla modellazione idrologica dei sottobacini i fenomeni legati all'intercettazione della precipitazione da parte della vegetazione (*Canopy Method*), l'accumulo nelle depressioni del terreno (*Surface Method*) e le perdite iniziali dovute all'infiltrazione (*Loss Method*), ossia quei volumi che si rendono indisponibili per lo scorrimento superficiale.

Nel modulo "*Transform Method*" il software rende conto di come gli afflussi meteorici sul bacino, depurati dalle frazioni infiltrate, iniziano a scorrere sulla superficie, raggiungendo il corpo idrico ricettore e determinando il conseguente idrogramma. I modelli utilizzabili sono: *Clark Unit Hydrograph, Kinematic Wave, Clark modificato, SCS Unit hydrograph, Snyder Unit hydrograph, User specified S-Graph, User specified unit Hydrograph, 2D Diffusion Wave*.

Nel presente studio è stato utilizzato il metodo *SCS Unit Hydrograph* che si presta ad applicazioni più generalizzate in quanto necessita di un solo parametro per la sua definizione; il tempo di ritardo (*Lag Time*).

Il tempo di ritardo rappresenta la risposta media del bacino ossia lo sfasamento tra il centroide dell'idrogramma di pioggia e quello di deflusso. Per la determinazione di questo parametro è necessario valutare il tempo di corrivazione del bacino, ossia, il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura.

Dopo aver impostato il *basin model* si inseriscono i dati di pioggia impostando il modulo "*Time Series Data*", è stata considerata la durata pari al tempo di corrivazione del bacino

analizzato, considerando un tempo di ritorno pari a 200 anni. Per l'inserimento dai dati di pioggia nel software si utilizzano i valori delle altezze di precipitazione incrementali impostando la serie con passo temporale di 1 minuto.
Il modulo "*Meteorologic Model*" consente di associare gli ietogrammi, impostati in precedenza, al singolo bacino idrografico, in questo caso si è scelto di distribuirli in modo uniforme.
Il modulo "*Control Specification*" mette in relazione il "*Basin Model*" e il "*Meteorologic Model*" per effettuare la simulazione, definendo, quindi, l'intervallo di analisi e la discretizzazione temporale di calcolo.

Analizzando il valore di picco dell'idrogramma, con TR=200 anni, dal Piano Stralcio del Fiume Reno, realizzato dall'Autorità di Bacino del Reno e disponibili sul sito della Regione Emilia-Romagna, tale valore risulta essere pari a **2280 m^3/s**. Per il tratto di pianura, sono disponibili solo i valori di portata fino a 100 anni di Tempo di Ritorno, ma essendo noti, prima dei tratti arginati il valore con TR=200 anni, sopra riportato, si è fatto prudenzialmente riferimento a quest'ultimo in quanto poi l'onda di piena non riceve ulteriori contributi, ma subisce un effetto di laminazione.

Per il Fiume Reno, è stata analizzata l'estensione del bacino, pari a circa 1021 km^2, e dato il tempo di corrivazione di 12 ore, è stata modellata l'onda di piena attraverso il software Hec-Hms, tralasciando le perdite iniziali e utilizzando il metodo di calcolo SCS *Unit Hydrograph* che necessita di un solo parametro per la sua definizione; il tempo di ritardo (*Lag Time*) che risulta essere pari a 432 minuti.
Come pioggia è stata considerata la durata pari al tempo di corrivazione del bacino analizzato, ossia 12 ore, considerando un tempo di ritorno pari a 200 anni.
Si riporta l'idrogramma ottenuto dalla modellazione con HEC-HMS per il bacino del Reno

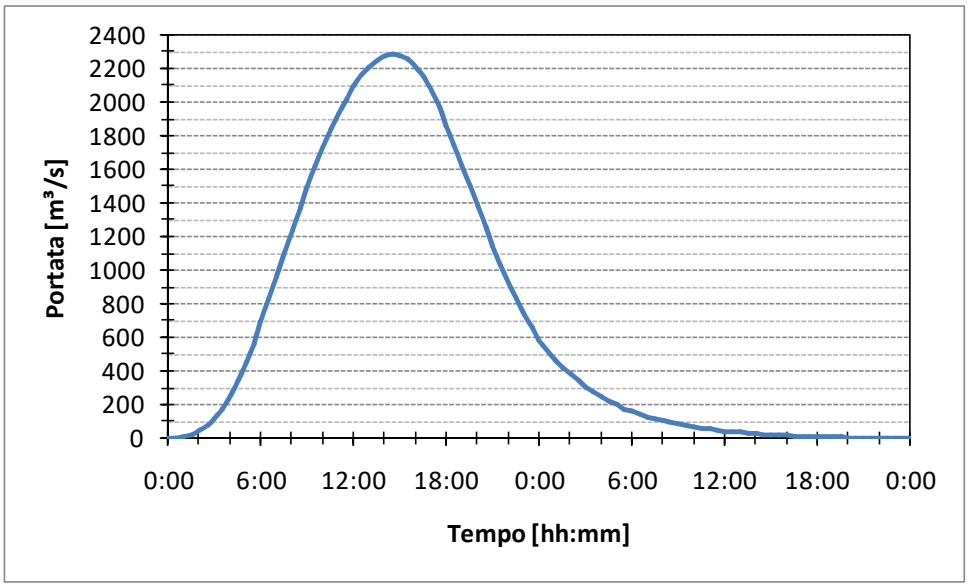


Figura 22 – Idrogramma del Fiume Reno ottenuto tramite la modellazione con HEC-HMS per il bacino analizzato e tempo di ritorno duecentennale

Il picco di portata, per il **Fiume Reno**, così calcolato si attesta pari a **2283 m^3/s**, corrispondente a quanto riportato dall'Autorità di Bacino, per un volume d'acqua pari a circa 117.6 x 10^6 m^3.

Nell'ambito degli studi condotti dall'Autorità di Bacino del Reno per redigere il Piano Stralcio del Torrente Samoggia sono riportate le portate per diversi tempi di ritorno per il sia per lo stesso Torrente Samoggia che per il Torrente Lavino.

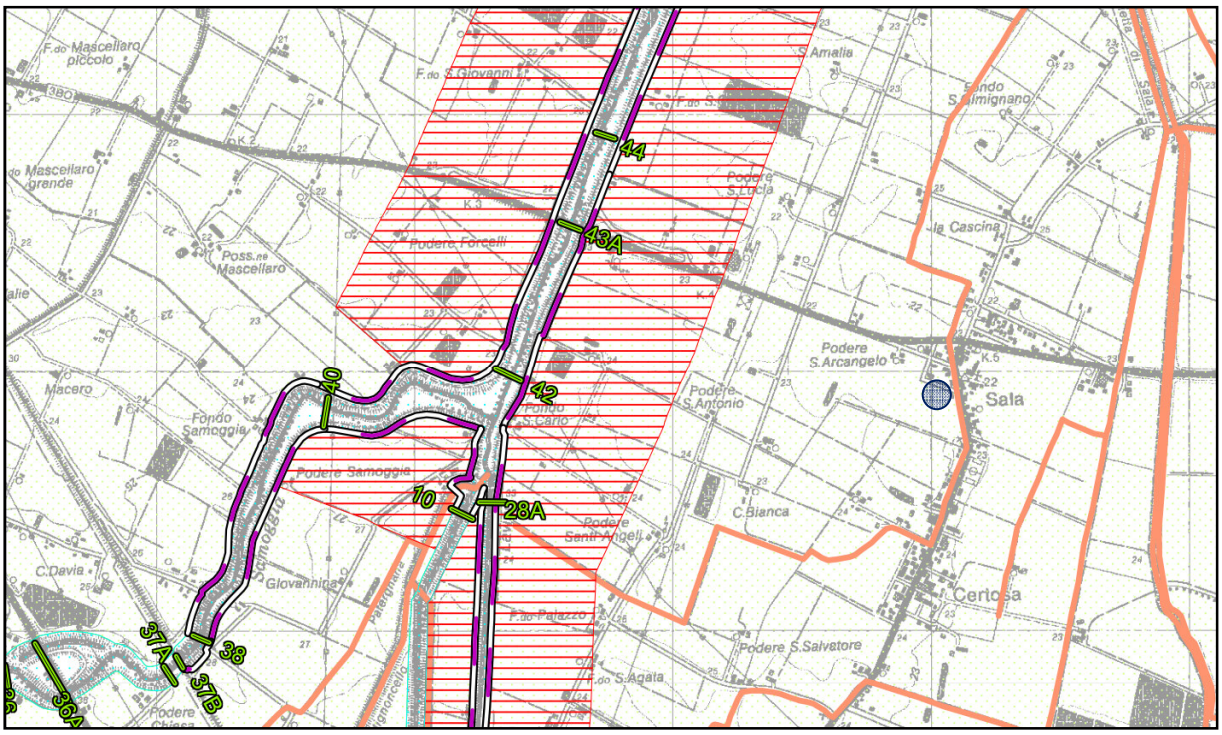


Figura 23 - Stralcio dell'elaborato: "Allegato alla relazione: Tavola B.2 – Aree passibili di inondazione, aree di potenziale allagamento e sezioni trasversali di riferimento" con evidenziata la posizione dell'edificio di interesse.

Dalla Figura 23 si evidenzia che le sezioni di interesse sono a valle della confluenza tra il Samoggia ed il Lavino, dove l'alveo si presenta arginato.

Lo studio dell'Autorità di Bacino non riporta gli idrogrammi di piena, ma solo le portate massime.

Tabella 2 - Tratta dal Piano Stralcio del Torrente Samoggia e relativa alla "Tabella 7-2: Livelli e Portate ottenuti dall'inviluppo dei massimi per eventi di Tempo di Ritorno 25 e 100 anni, in ogni sezione trasversale utilizzata nel modello idraulico, relativamente al tratto di pianura del Torrente Samoggia (al termine del codice sezione m=monte, v=valle, b=briglia)"

SEZIONI				PORTATE E LIVELLI				MORFOLOGIA DELLA SEZIONE		
CODICE	Distanza Progressiva [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.]
26	13543	Borgata Città		**39,9**	314	**40,7**	399	40,9	31,3	40,6
26Am	13703	Borgata Città	briglia - monte	**39,6**	314	**40,4**	398	40,8	32,3	40,4
26Av	13713	Borgata Città	valle	**39,6**	313	**40,4**	398	40,8	32,3	40,4
28	14567		confluenza T. Martignone	**38,6**	311	**39,5**	397	39,8	29,8	39,4
29A	15497	Budrie	Ponte delle Budrie - monte	**37,6**	310	**38,5**	395	39,0	28,6	38,7
29Av	15507	Budrie	valle	**37,6**	310	**38,5**	395	39,0	28,6	38,7
30	15607	Budrie		**37,5**	310	**38,4**	395	38,0	28,4	38,1
32	16520			**36,1**	309	**37,0**	394	36,6	26,5	36,9
34	17525	Fondo Samoggia		**34,6**	307	**35,5**	392	35,8	25,8	35,4
36	18589	S. Giacomo del Martignone		**33,3**	254	**34,4**	391	35,1	23,4	35,3
36A	18839	S. Giacomo del Martignone	Ponte S. Giacomo SP568 - monte	**33,1**	254	**34,2**	389	35,2	23,1	35,3
36Av	18849	S. Giacomo del Martignone	valle	**33,1**	253	**34,2**	389	35,2	23,1	35,3
37A	19360	S. Giacomo del Martignone	Ponte Ferrovia AV Bo-Vr - monte	**32,7**	252	**33,9**	388	35,5	24,2	35,4
37Av	19370	S. Giacomo del Martignone	valle	**32,7**	252	**33,9**	387	35,5	24,2	35,4
37B	19420	S. Giacomo del Martignone	Ponte Ferrovia Bo-Vr - monte	**32,7**	252	**33,8**	387	34,4	24,1	34,3
37Bv	19430	S. Giacomo del Martignone	valle	**32,7**	251	**33,8**	387	34,4	24,1	34,3
38	19550			**32,6**	248	**33,7**	387	34,5	20,9	34,1
40	20605		monte confluenza T. Lavino	**32,4**	234	**33,6**	385	33,2	21,7	32,8
42	21526		valle confluenza T. Lavino	**32,3**	378	**33,5**	369	32,7	20,7	32,7
43A	22237	Podere Forcelli	ponte SP 3 "Trasversale di Pianura" - monte	**32,2**	376	**33,3**	489	32,5	20,5	32,5
43Av	22247	Podere Forcelli	valle	**32,1**	375	**33,3**	487	32,5	20,5	32,5
44	22586	Fondo S. Giovanni		**32,1**	372	**33,2**	486	32,4	20,5	32,4
46	23607	Fondo S. Pietro		**31,8**	367	**33,0**	484	32,2	20,1	32,2

Al fine di ottenere un idrogramma di piena con portata massima pari a 200 anni, si sono fatte alcune ipotesi semplificative. Per quanto riguarda portata massima con TR 200 anni, non disponibile nelle tabelle del Piano Stralcio, dove è solo presente la portata con TR=25 e 100 anni, la si può stimare per estrapolazione tra i due valori disponibili. In particolare la portata massima con TR pari a 25 anni a valle della confluenza tra Lavino e Samoggia è pari a circa 378 m^3/s, mentre quella con TR pari a 100 anni è pari a 489 m^3/s. L'incremento di portata all'aumentare del tempo di ritorno è normalmente un tipo di crescita meno che lineare. Se fosse di tipo lineare la portata massima con TR=200 anni porterebbe ad un valore di 637 m^3/s, se fosse ti tipo logaritmico si otterrebbe 544 m^3/s. Pertanto, in via prudenziale si fissa una portata massima con TR=200 anni di 600 m^3/s.

Per quanta riguarda la durata dell'idrogramma di piena si ipotizza una durata pari al tempo che impiega l'acqua a percorre l'asta fluviale del Samoggia. Considerando una lunghezza di circa 42 km e una velocità di circa 1,5 m/s, si stima tale tempo in circa 8 ore.

L'idrogramma di piena che si assume per tale analisi avrà la forma di tipo triangolare come quello rappresentato nella Figura seguente.

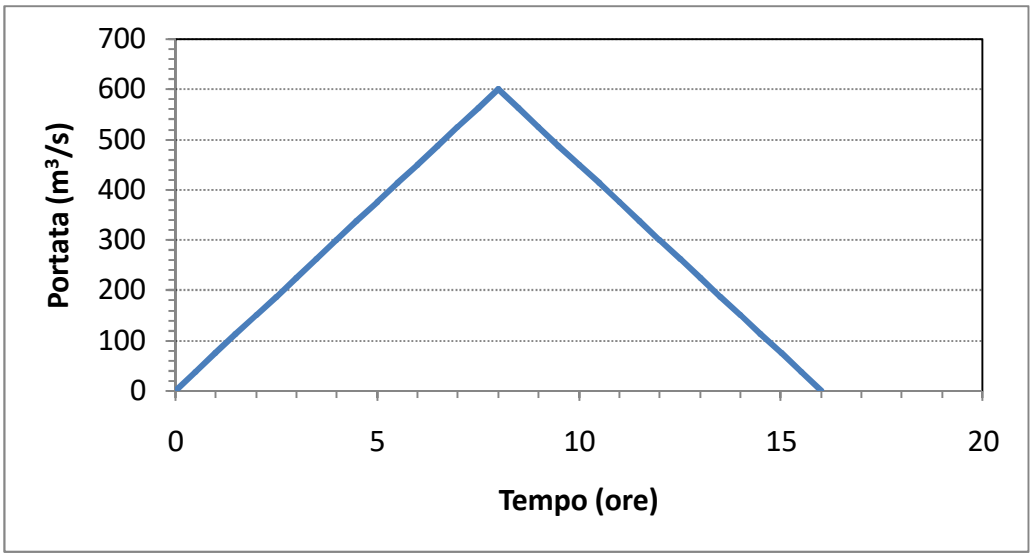


Figura 24 - Rappresentazione dell'idrogramma di piena semplificato assunto per la valutazione dei tiranti idrici.

È stato analizzato con il software HEC-HMS anche il bacino relativo allo scolo Dosolo, che nel tratto oggetto di studio risulta arginato, e al canale denominato "Collettore acque basse Bagnetto", che nel tratto in oggetto corre parallelo allo scolo Dosolo.
L'area in verde in Figura 25 rappresenta il bacino dello Scolo Dosolo e del Collettore acque basse Bagnetto con un estensione pari a circa 67.73 km^2; è stata valutata una lunghezza massima, fino alla sezione di chiusura, pari a circa 14.3 km.

L'area si presenta prevalentemente pianeggiante, dall'analisi delle curve ipsometriche è stata calcolata l'altezza media del bacino, nello specifico:

$$H_m = \frac{\sum A_i \cdot H_i}{A_{tot}}$$

dove Hm è l'altezza media del bacino di area complessiva A_{tot}, A_i e H_i rappresentano rispettivamente l'area e l'altezza della fascia altimetrica i-esima. L'altezza media così calcolata risulta essere pari a 26.4 m per l'intero bacino.

È stata analizzata la carta dei suoli al fine di determinare il valore del Curve Number (CN). Questo valore caratterizza il tipo di terreno indicandone la permeabilità, ossia, rappresenta l'attitudine del bacino a produrre deflusso, maggiore è il CN maggiore sarà il deflusso superficiale e viceversa. La stima del CN presuppone, inizialmente, la determinazione del gruppo idrologico di ciascun suolo ricadente nel bacino e, all'interno di ciascun gruppo,

l'individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso, sistemazione e condizione idrica. A ciascuna area omogenea, di nota superficie, viene attribuito l'appropriato CN sulla base di quelli riportati in letteratura; il valore di CN dell'intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie, dei valori stimati per le singole aree omogenee. Allo stesso tempo è stata valutata la percentuale di area impermeabile per ogni bacino. Tali dati desunti dalla cartografia della Regione Emilia-Romagna fanno emergere un coefficiente CN pari a 63.3 e una percentuale impermeabile pari al 11.5%

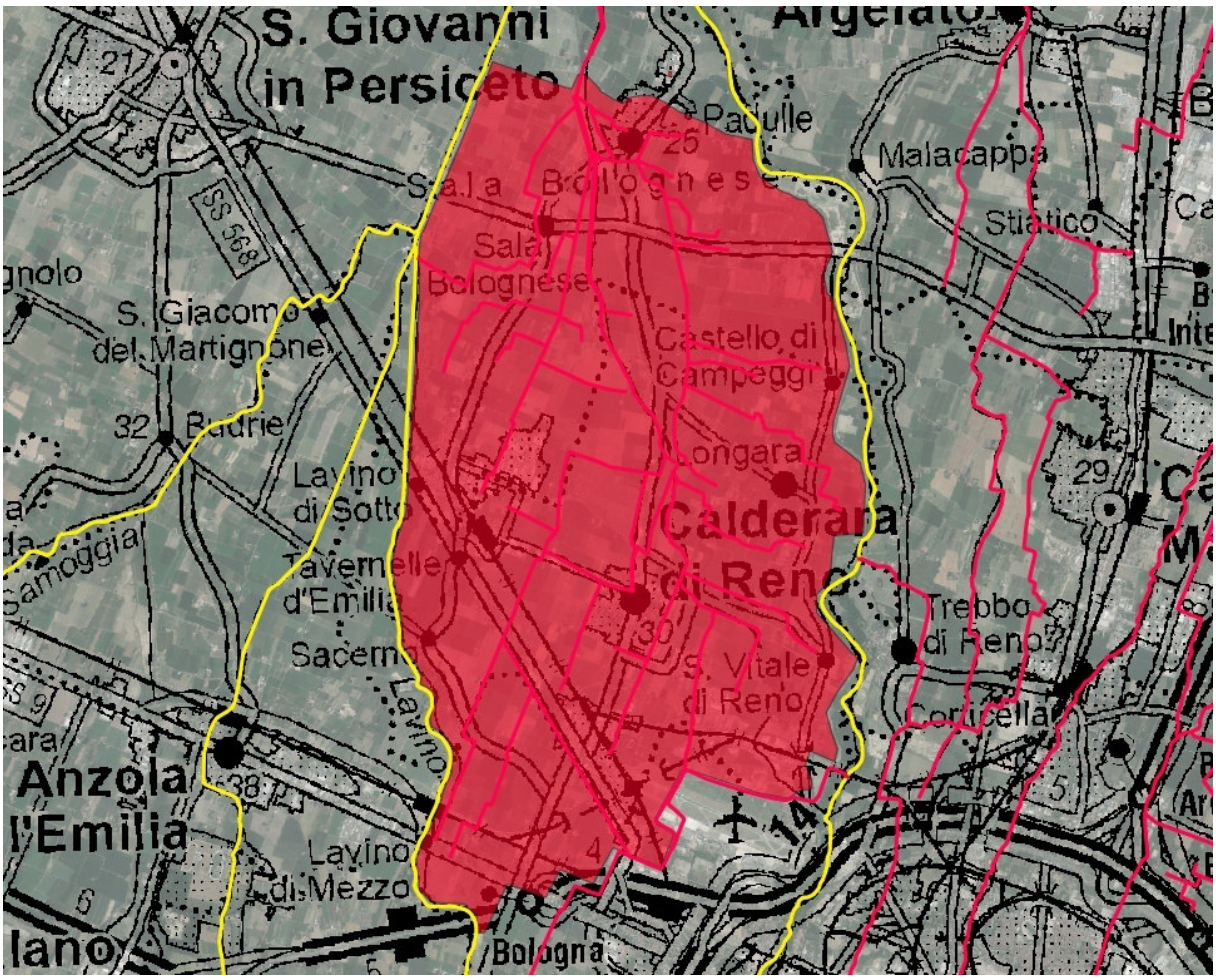


Figura 25 - Bacino idrografico dei canali di bonifica limitrofi all'area di interesse

È stato calcolato il tempo di corrivazione di ogni bacino, ossia, il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per la determinazione del tempo di corrivazione t_c è stata utilizzata la formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_{min}}}$$

dove:

- L: lunghezza asta principale [km]
- A: area del bacino [km^2]
- H_m: altezza media del bacino [m]
- H_{min}: altezza sezione di chiusura

Noto il tempo di corrivazione è stato calcolato il tempo di ritardo "*Lag Time*", utilizzando la seguente formulazione:

- in relazione al tempo di corrivazione: $t_{lag} = 0.6 \cdot t_c$

dove t_c rappresenta il tempo di corrivazione espresso in ore.

Si stimano un tempo di corrivazione pari a circa 24.97 ore e un tempo di ritardo pari a 14.98 ore ossia circa 899 minuti.

Si riporta l'idrogramma ottenuto dalla modellazione con HEC-HMS per il bacino analizzato, modellando una pioggia rettangolare di durata pari al tempo di corrivazione con Tempo di Ritorno duecentennale.

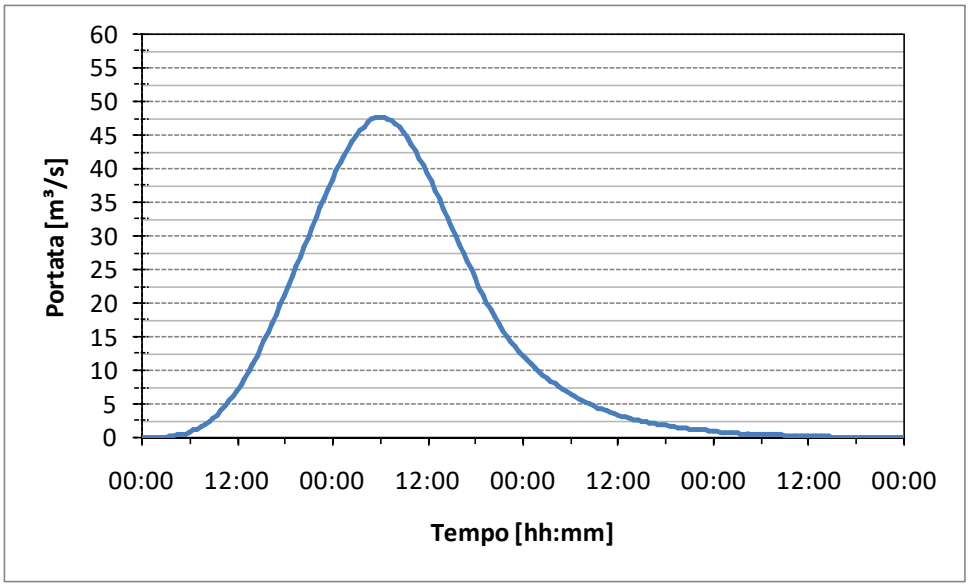


Figura 26 – Idrogramma dello Scolo Dosolo e del Collettore acque basse Bagnetto ottenuto tramite la modellazione con HEC-HMS per il bacino analizzato e tempo di ritorno duecentennale.

Il picco di portata, per i canali di bonifica considerati (scolo Dosolo e collettore acque basse Bagnetto), così calcolato si attesta pari a **47.7 m^3/s**,

11. MODELLO IDRAULICO DI ALLAGAMENTO

Lo studio idraulico viene realizzato utilizzando il rilievo di dettaglio del territorio di tipo LIDAR-DTM della Regione Emilia-Romagna.

La modellazione del corso d'acqua e dell'esondazione sul territorio è stata eseguita tramite il software HEC-RAS 6 sviluppato dall'US-Army Corps of Engineering. Nella figura seguente è stata riportata l'immagine della base LIDAR-DTM utilizzata per la modellazione 2D.

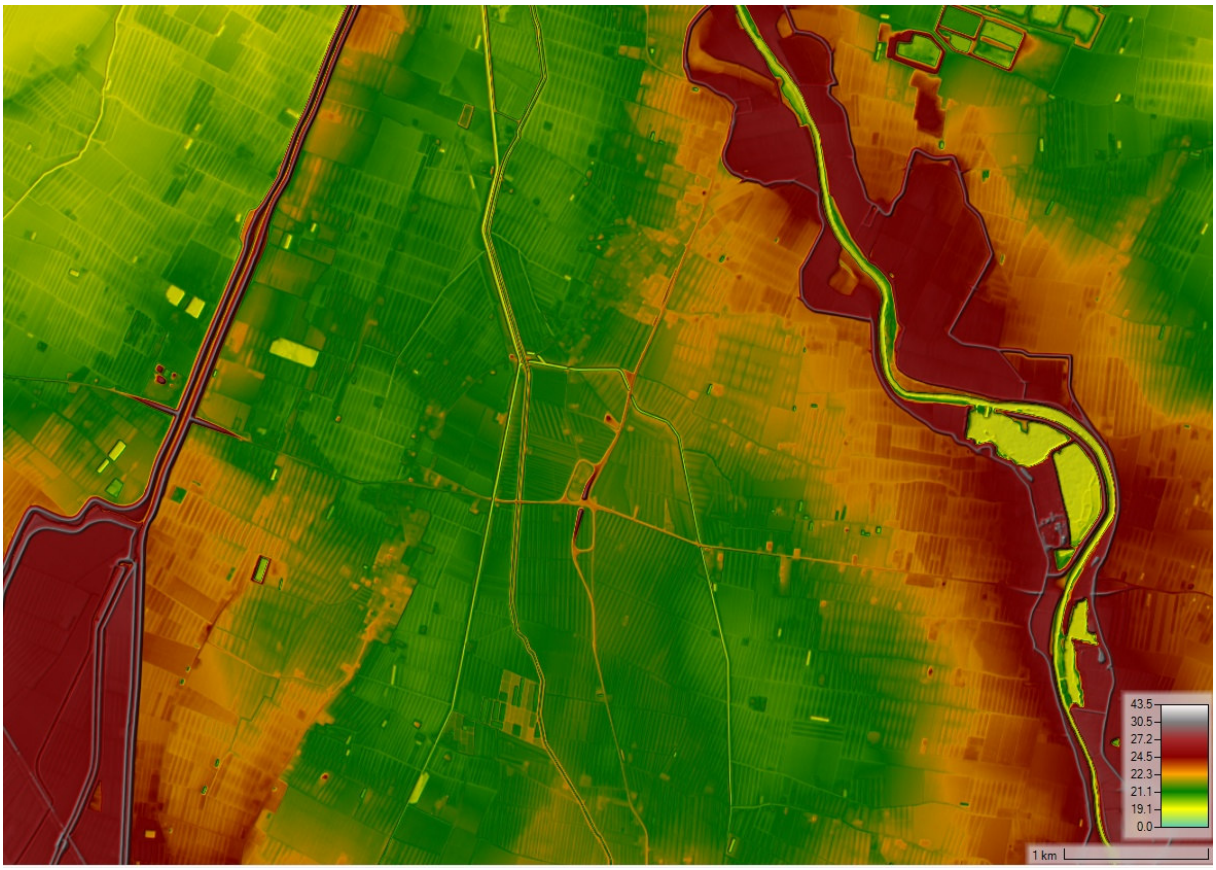


Figura 27 - Rappresentazione della cartografia LIDAR-DTM della Regione Emilia-Romagna.

Si riporta nella figura a seguire l'estensione dell'area dello schema di calcolo, le cui celle hanno dimensioni 5 x 5 metri.

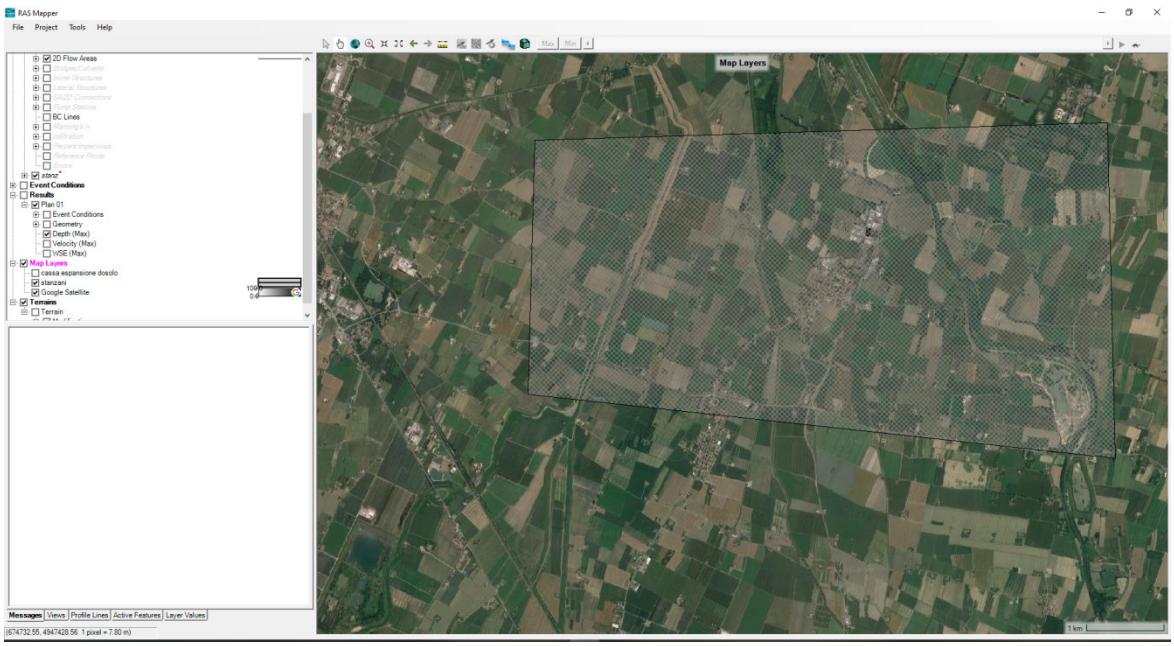


Figura 28 - Rappresentazione dello schema di calcolo 2D in ambiente HEC-RAS.

Essendo i tratti di interesse del Fiume Reno, del Torrente Samoggia e dello Scolo Dosolo arginati, sono state ipotizzate delle rotture compete degli argini al fine di porsi nella condizione più gravosa, nello specifico:

- Una rottura lunga 50 metri in sinistra idraulica del Fiume Reno, circa in corrispondenza dell'area di interesse;
- Una rottura lunga 50 metri dello scolo Dosolo su entrambe le sponde, poco a monte dell'area di interesse;
- Una rottura lunga 50 metri in destra idraulica del Torrente Samoggia poco a valle della Via trasversale di pianura;

per valutare la propagazione sul territorio dell'onda di piena.

Le posizioni delle rotture vengono riportate nella figura a seguire.

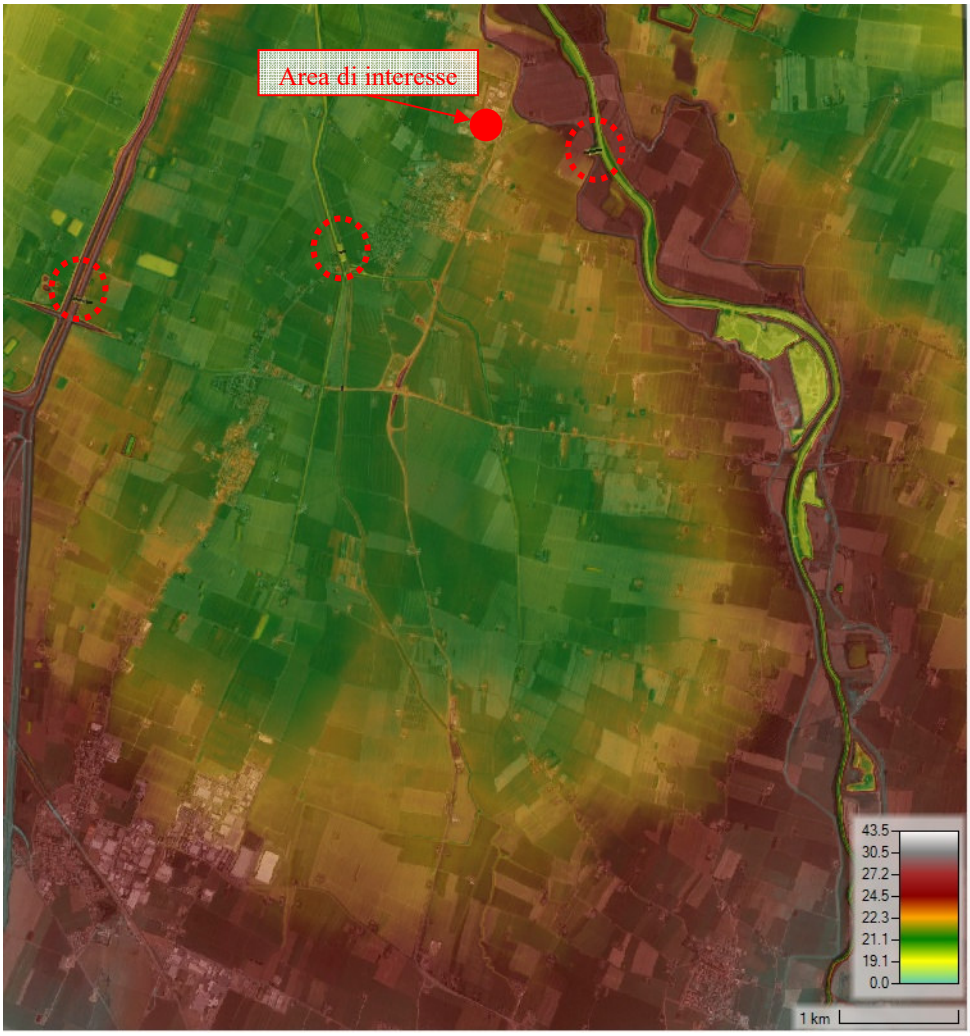


Figura 29 - Rappresentazione della cartografia LIDAR-DTM della Regione Emilia-Romagna all'interno di HEC-RAS con evidenziata la posizione delle rotture arginali.

Di seguito si riporta la mappa dei tiranti idrici complessiva per l'area di interesse.

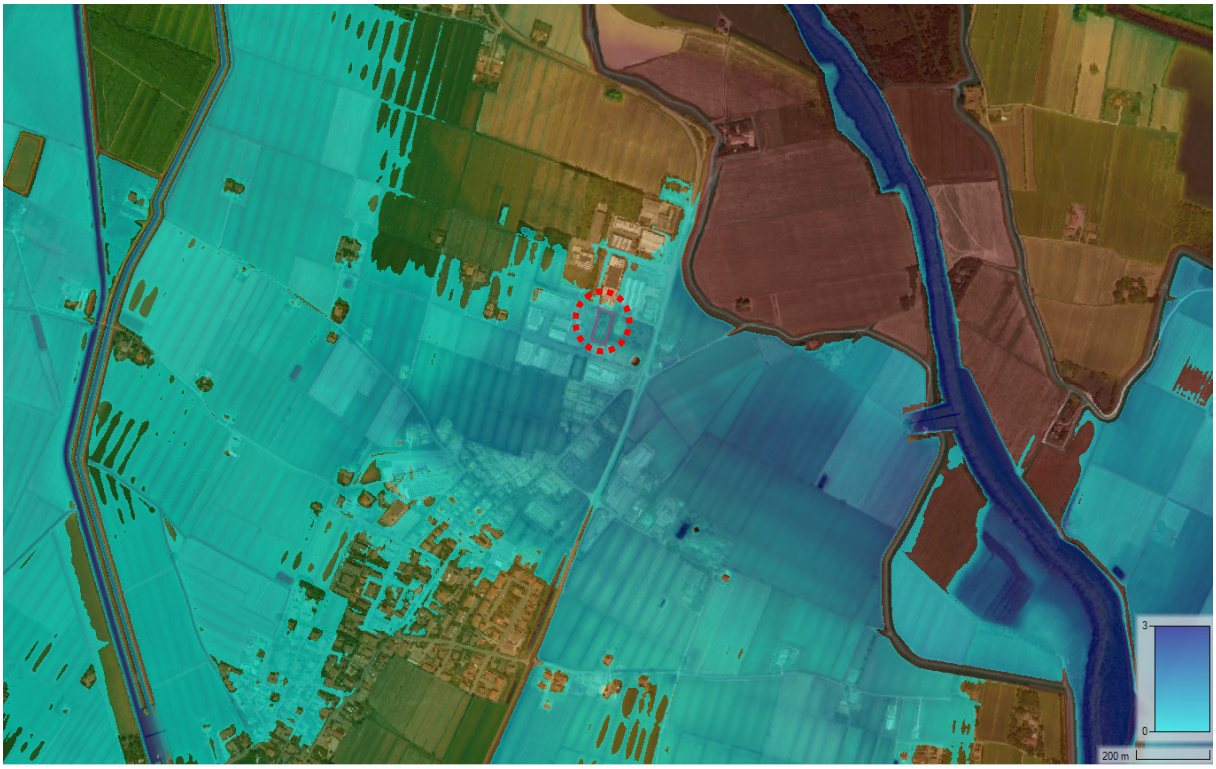


Figura 30 - Rappresentazione delle aree allagate TR pari a 200 anni su foto aerea in prossimità dell'intervento progettuale con evidenziata l'area di interesse.

La modellazione idraulica bidimensionale evidenzia che la rottura degli argini del Torrente Samoggia e dello Scolo Dosolo non risultano significative nei confronti del rischio idraulico da allagamento dell'area in esame; la condizione più critica è rappresentata dalla rottura in sinistra idraulica del Fiume Reno. Tale rottura provoca il completo allagamento dell'area oggetto di studio.

Di seguito si riporta la mappa delle aree allagate con indicazione dei tiranti che si raggiungono in corrispondenza dell'area di studio; tali livelli saranno da comparare con le quote relative evidenziate dal rilievo altimetrico.

Figura 31 - Rappresentazione delle aree allagate TR pari a 200 anni su foto aerea nell'area oggetto di studio.

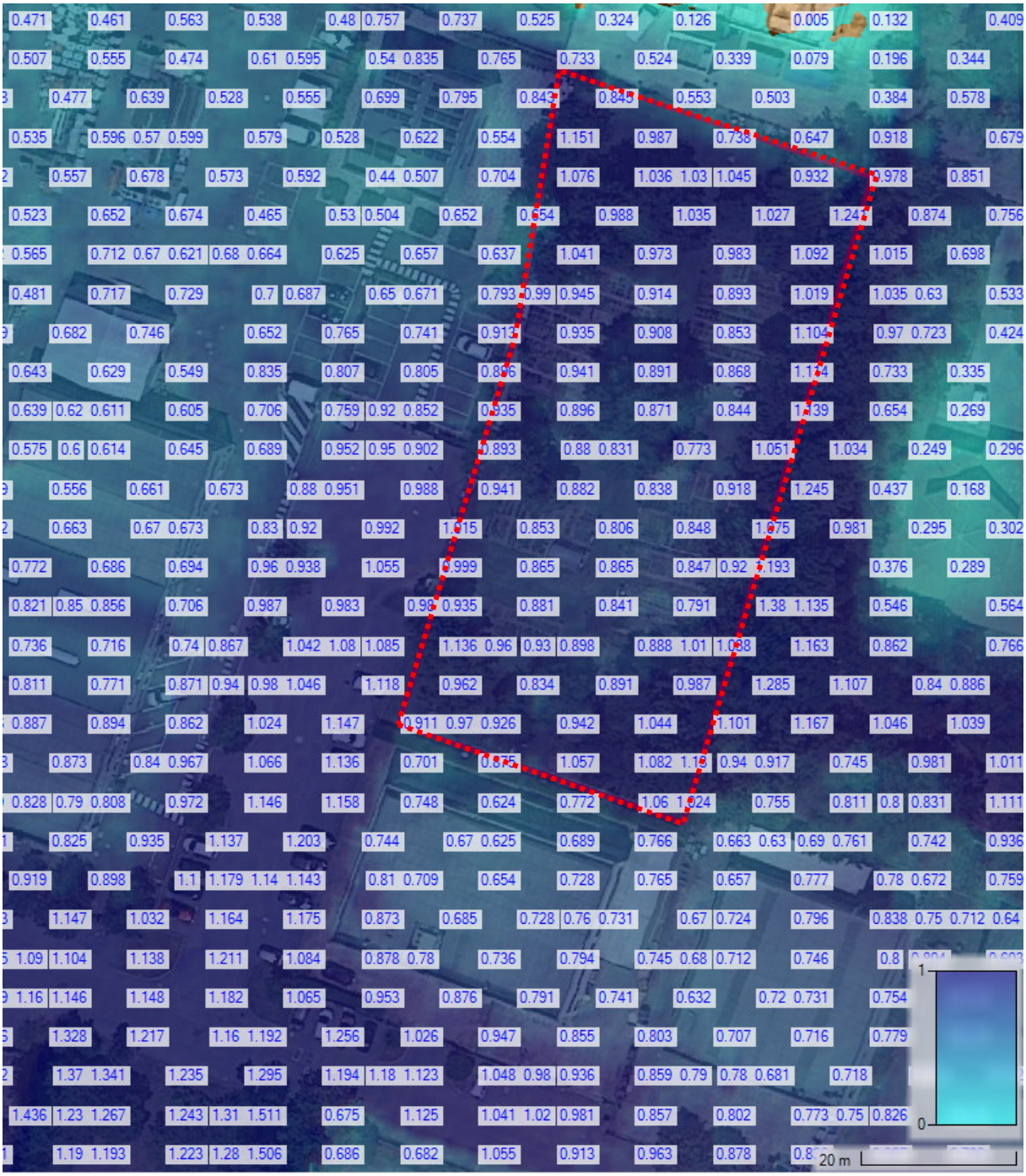


Figura 32 - Rappresentazione delle aree allagate TR pari a 200 anni su foto aerea con indicazione dei valori relativi ai tiranti idrici raggiunti nell'area oggetto di studio.

Nell'area di interesse il tirante varia da +0.74 m fino a raggiungere valori massimi pari a +1.24 m, nei punti più bassi del piano campagna nella parte nord-est del comparto.

Si riporta la mappa di allagamento con i tiranti in termini di quote assolute.

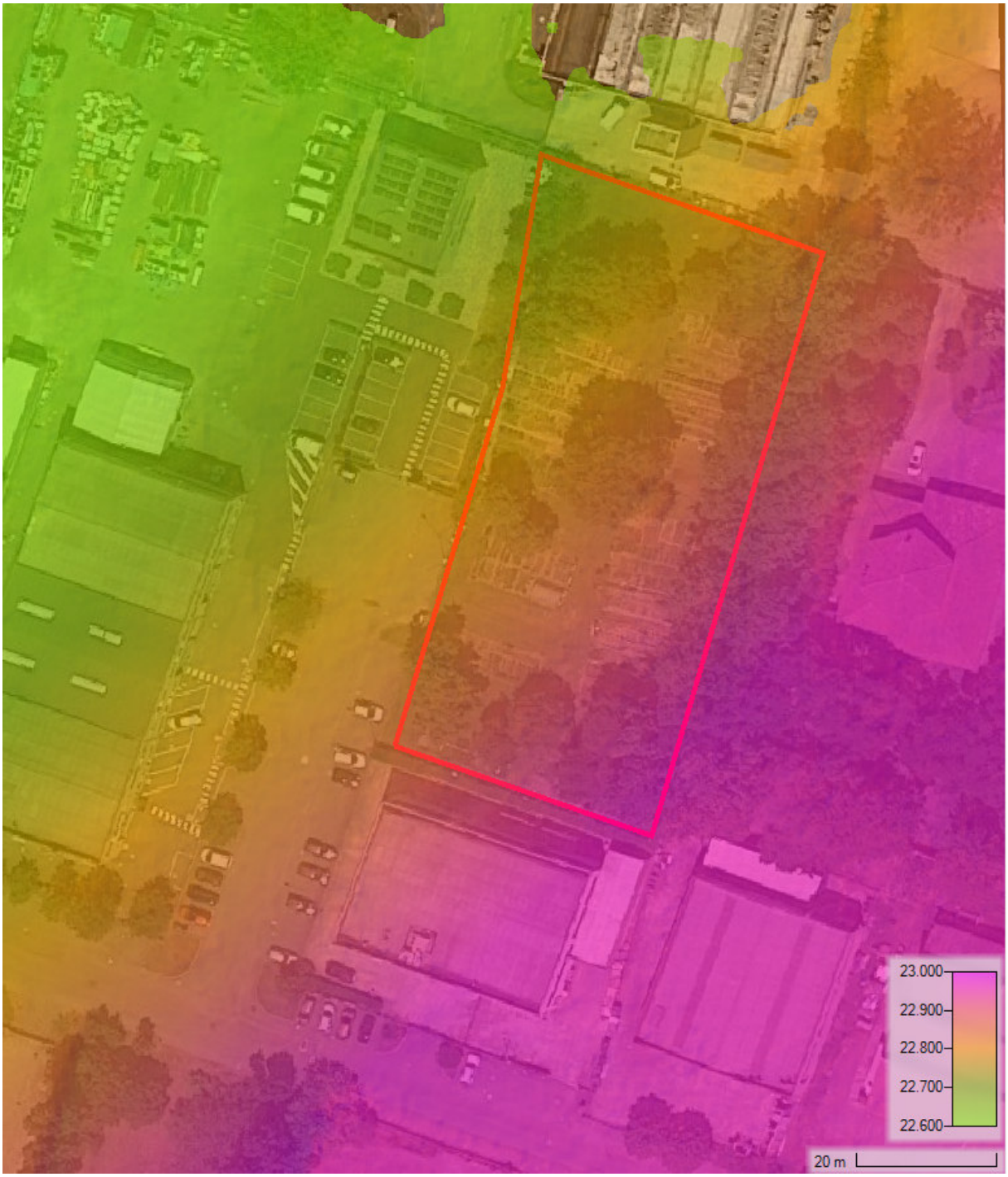


Figura 33 - Rappresentazione delle aree allagate con TR pari a 200 anni in prossimità dell'intervento progettuale con riferimento alle quote altimetriche assolute dell'acqua.

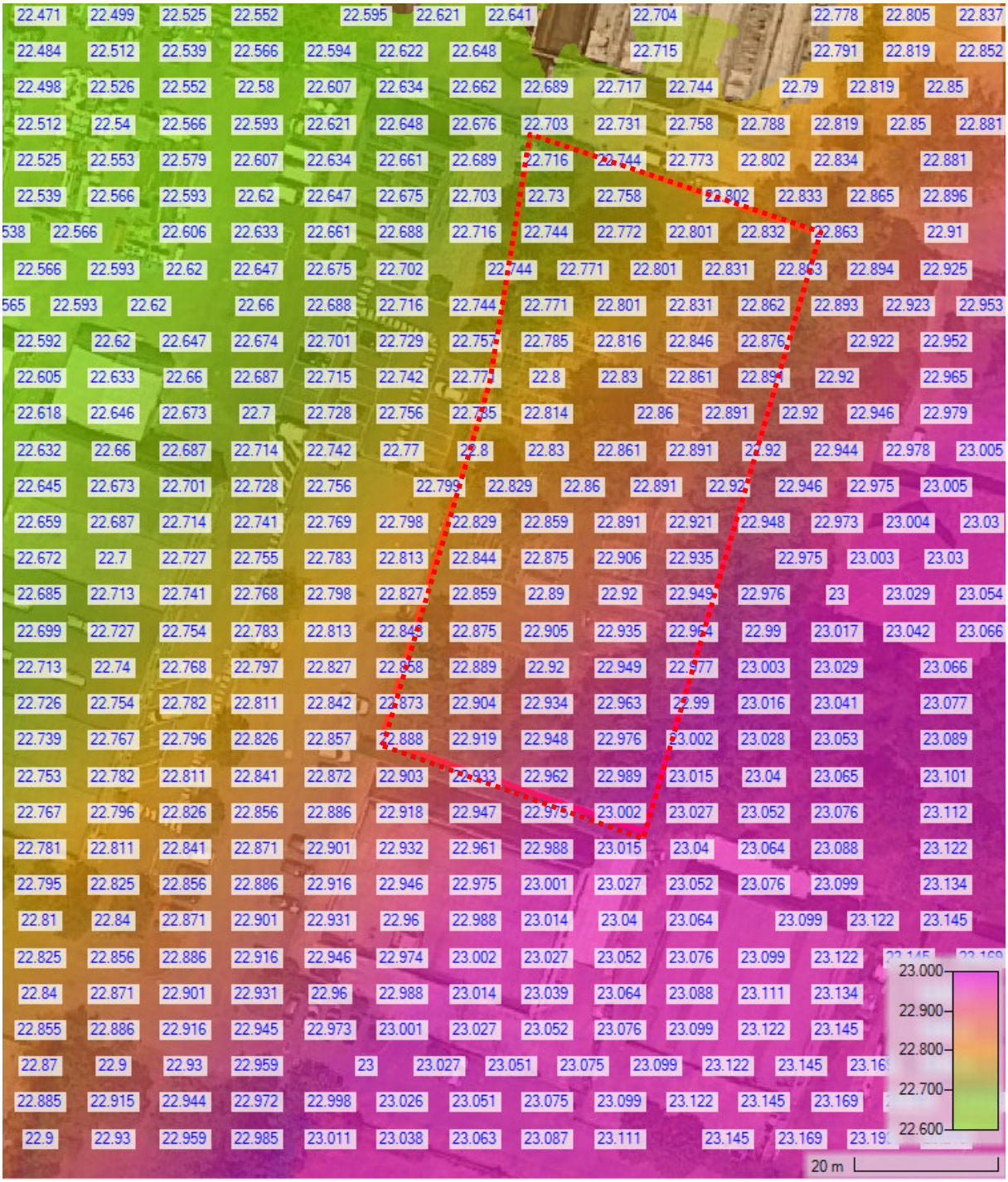


Figura 34 - Rappresentazione delle aree allagate con TR pari a 200 anni in prossimità dell'intervento progettuale con evidenziati i valori relativi alle quote altimetriche assolute dell'acqua.

In termini di quote assolute il tirante varia da un minimo di 22.72 m s.l.m. fino ad un massimo di 23.00 m s.l.m. nella parte sud-est del comparto destinata, in progetto, ad area verde.

Il rilievo altimetrico disponibile è stato effettuato in termini di quote relative il cui punto +0.00 m si trova in prossimità della via principale; rispetto al LIDAR utilizzato per la modellazione idraulica, tale quota corrisponde a circa +21.7 m s.l.m.

Considerato che il piano di calpestio dell'edificio in progetto riporta una quota relativa pari a +0.70 m, corrispondente ad una quota riferita al LIDAR di circa 22.4 m s.l.m., si osserva che, in corrispondenza dell'edificio in progetto, il tirante idrico è orientativamente più elevato di circa 50 cm, corrispondente a circa 22.90 m s.l.m..

Pertanto sarà necessario prevedere soluzioni tali da garantire la tenuta stagna dell'edificio.

12. CONCLUSIONI INERENTI IL PGRA

Nel presente documento sono state valutate le condizioni di rischio idrologico per l'area relativa all'intervento di ampliamento di un fabbricato ad uso produttivo sito in via della Pace 2/E a Padulle, nel Comune di Sala Bolognese (BO).

L'area oggetto dell'intervento si trova a circa 1 km ad ovest del Fiume Reno, a circa 2.5 km ad est del Torrente Samoggia (a valle della confluenza con il T. Lavino) e a 1.2 km ad est dallo scolo Dosolo e dal Collettore acque basse Bagnetto.

Dall'analisi del PGRA si evince che il comparto in oggetto risulta come area potenzialmente interessata da alluvioni frequenti (P3), ossia in aree che possono risultare inondabili con Tempi di Ritorno tra 20 e 50 anni, nell'area di interesse per il reticolo naturale principale e da alluvioni poco frequenti (P2) nell'area di interesse per il reticolo secondario di pianura.

Visto che il comparto si trova in area P3, occorre mettere in atto provvedimenti al fine di non incrementare il rischio idraulico da allagamento dell'area.

È stato realizzato un modello idraulico bidimensionale per verificare l'esondazione sul territorio conseguente alla rottura degli argini del Fiume Reno, del Torrente Samoggia e dello Scolo Dosolo, utilizzando il rilievo di dettaglio del territorio di tipo LIDAR-DTM della Regione Emilia-Romagna e gli idrogrammi di piena dei corsi d'acqua considerando un tempo di ritorno duecentennale.

La modellazione mette in luce che la rottura dell'argine in sinistra idraulica del Fiume Reno rappresenta la condizione più gravosa per il comparto.

Sono state analizzate le mappe di allagamento risultanti dalla modellazione: considerato che il rilievo altimetrico è stato effettuato in termini di quote relative, il cui punto +0.00 m in prossimità della via principale corrisponde a circa +21.7 m s.l.m. del LIDAR utilizzato, e che il piano di calpestio dell'edificio in progetto riporta una quota relativa pari a +0.70 m (corrispondente ad una quota riferita al LIDAR di circa 22.40 m s.l.m.) si osserva che, in corrispondenza dell'edificio in progetto, il tirante idrico è orientativamente più elevato di circa 50 cm, corrispondente a circa 22.90 m s.l.m..

Pertanto sarà necessario prevedere soluzioni tali da garantire la tenuta stagna dell'edificio: quando le aperture si trovano interamente o in parte al di sotto del livello di piena devono essere realizzate a tenuta d'acqua.

Gli impianti elettrici dovranno essere disposti al di sopra del livello di massima piena, garantendo un punto di accesso da remoto per scollegare l'impianto. Quadri elettrici, centri di controllo, trasformatori, distribuzione, e i pannelli di illuminazione principale, oltre a tutte le

altre apparecchiature fisse, saranno collocati al di sopra del livello di massima piena; le apparecchiature portatili o mobili possono essere collocati in qualsiasi spazio al di sotto del livello di piena, a condizione che l'apparecchiatura presenti una presa di tipo sommergibile e classificata dal produttore come sommergibile per non meno di 72 ore.

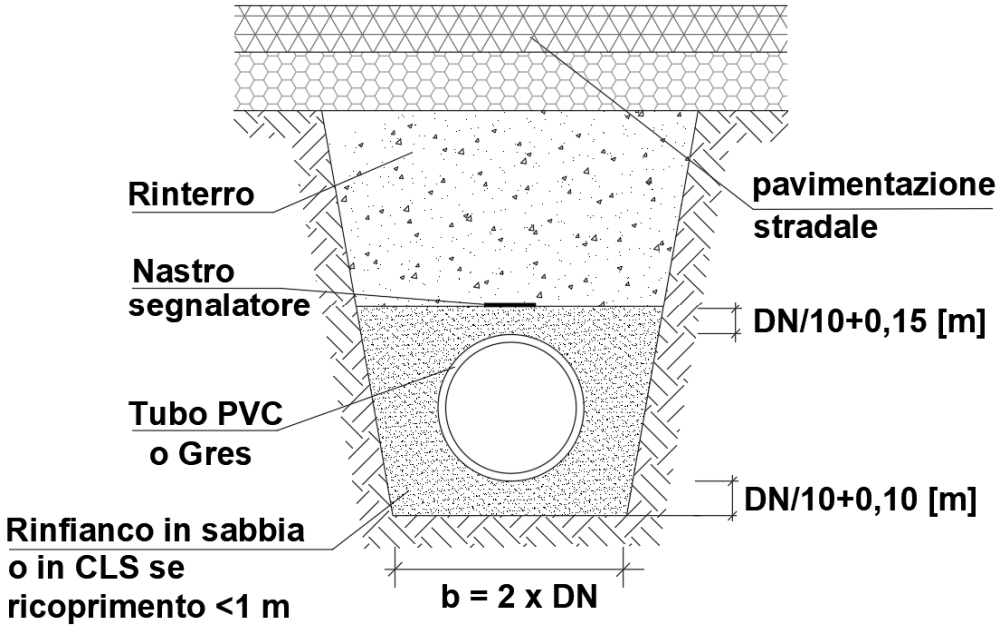
13. ALLEGATI

Particolari costruttivi

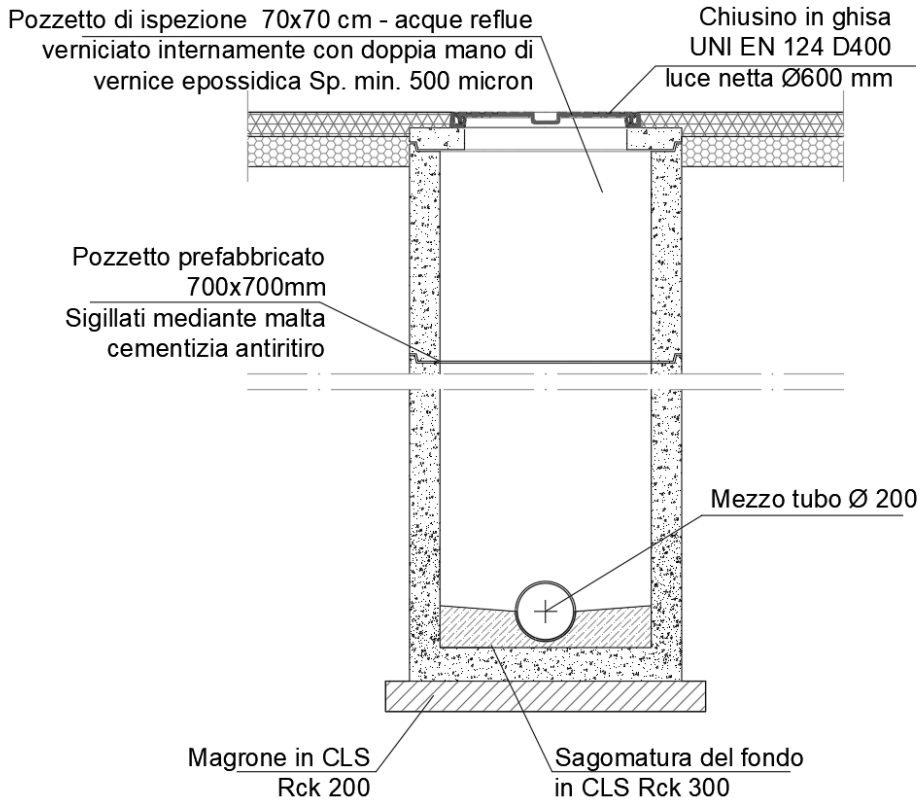
N.B.

Tutti i manufatti dovranno essere realizzati nel rispetto delle linee guida e specifiche tecniche di HERA SpA.

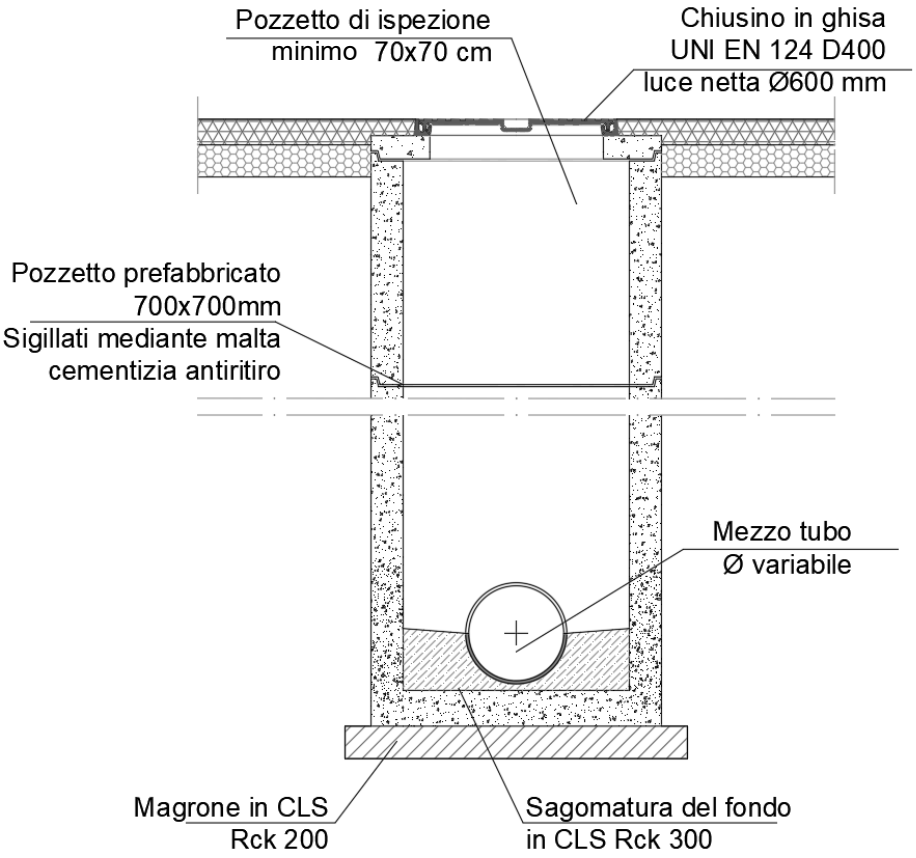
Sezione di posa tubazioni



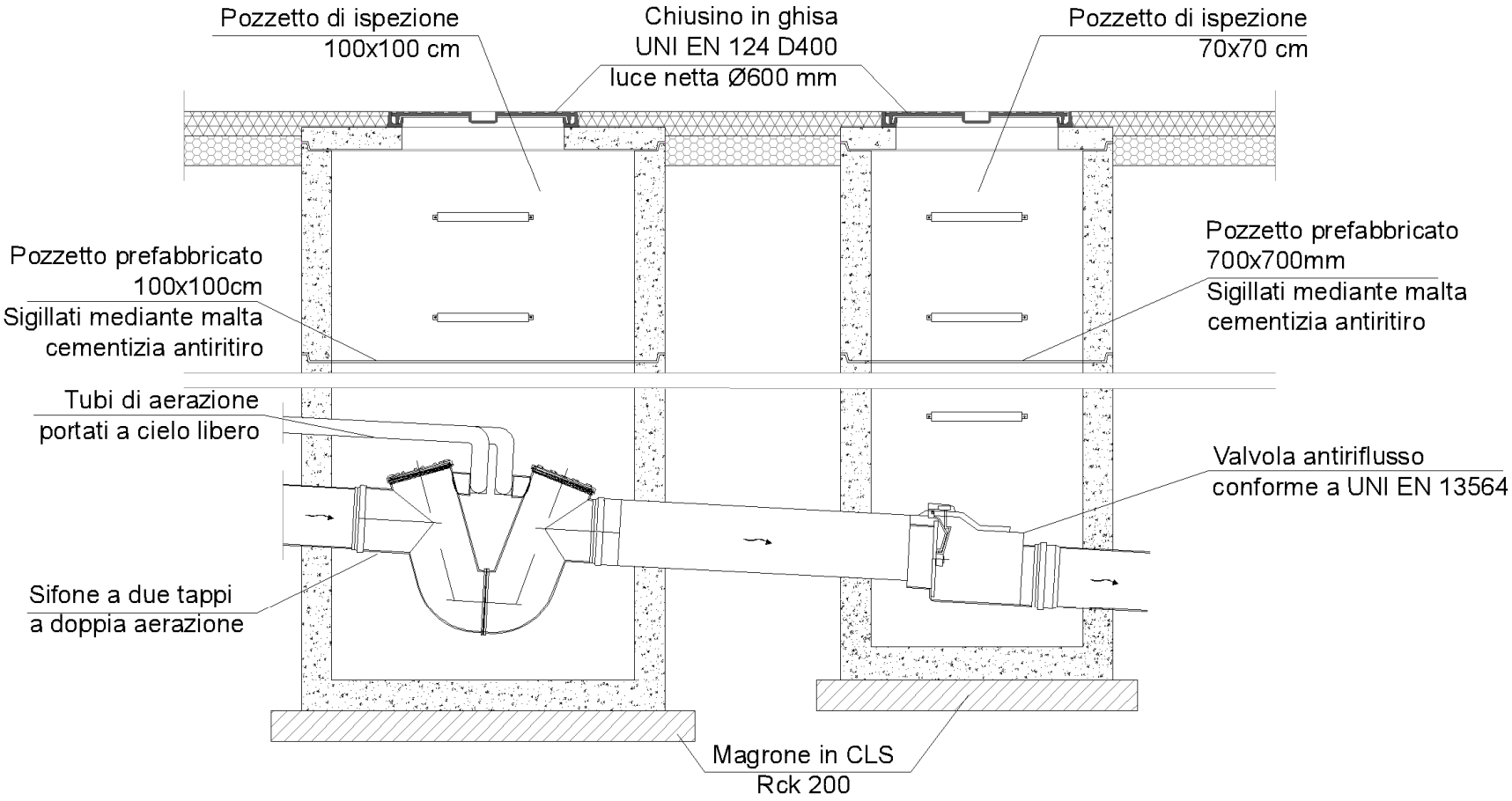
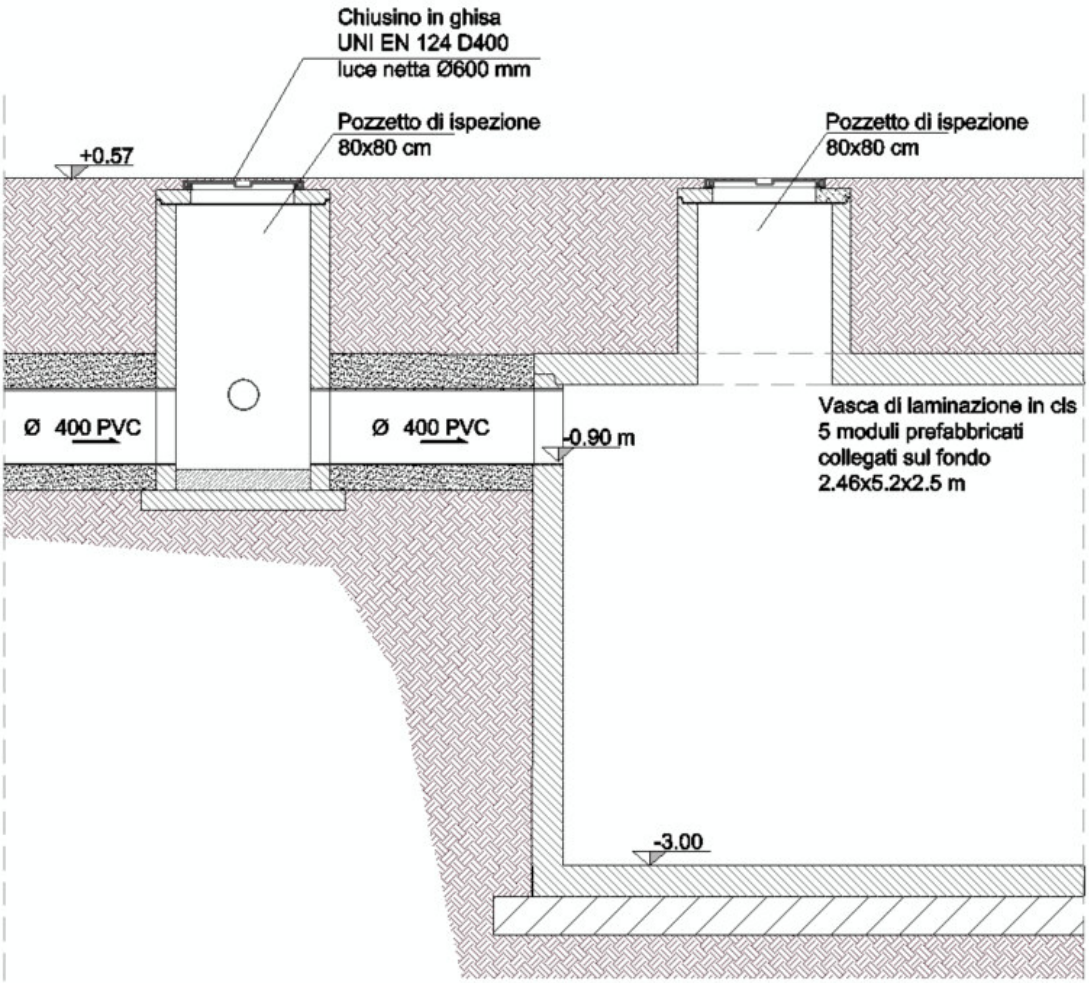
Pozzetto di ispezione acque reflue



Pozzetto di ispezione acque meteoriche



Pozzetto di ispezione con sifone tipo Firenze a due tappi e valvola di non ritorno



Pozzetto di immissione nella vasca di laminazione