



COMUNE DI CALDERARA DI RENO

descrizione dei lavori

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO INERENTE
LA REALIZZAZIONE DI UN COMPARTO A
DESTINAZIONE PRODUTTIVA, SITO IN VIA
CADUTI DI USTICA IN LOCALITA'
BARGELLINO – denominato Bargellino 1 –
PRIMO STRALCIO

(come da POC Delibera C.C.C N.66
approvato in data 30/07/2013)

PROPRIETA'
COMMITTENTE

COMPAGNIA FINANZIARIA INVESTIMENTI SRL
RODA METALLI SRL

PROGETTAZIONE



STUDIO TECNICO RIMONDI

redazione della Tav. 12bis: dott. Ing. Marco Maglionico

BOLOGNA - Via Fioravanti 57
tel. 051/355772 - 355778 - fax 051/358541
E - mail str@studiorimondi.it

il progettista : Arch. Giacomo Rimondi
collaborazione: Geom. Gian Paolo Rimondi
collaborazione: Arch. Marco Rimondi

OGGETTO

PROGETTO: RELAZIONE IDRAULICA

DATA 30.10.2013
AGG. 20.06.2015

Relazione

Tavola

12bis

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

Comune di Calderara di Reno (BO)

**Piano urbanistico attuativo inerente la realizzazione di
un comparto a destinazione produttiva, sito in via
Caduti di Ustica in località Bargellino - Primo Stralcio**

Relazione idraulica



Giugno, 2015

Ing. Marco Maglionico

Via della Beverara 224/7, 40131 – Bologna
Tel. 3482629797
e-mail: marco.maglionico@email.it

C.F. – MGLMRC68R24A944W
P.IVA – 02565201205

INDICE

1. Introduzione.....	7
2. Parametri idrologici di progetto.....	8
3. Calcolo della rete di drenaggio per la raccolta delle acque meteoriche	10
4. Dimensionamento degli invasi per la laminazione delle portate.....	15
5. Gestione delle acque di prima pioggia	22
6. Rete fognaria per la raccolta delle acque nere	26
7. Impianto di trattamento delle acque dei piazzali esistenti come prescrizioni di screening	28
8. Conclusioni.....	29

1. Introduzione

La presente relazione descrive gli interventi finalizzati allo smaltimento delle acque meteoriche dell'area destinata ad ambito produttivo in via Caduti di Ustica in località Bargellino a Calderara di Reno (BO).

Nell'area sono attualmente presenti campi agricoli o comunque aree verdi non edificate e l'estensione complessiva dell'intervento è pari a circa 6,2 ettari.

Lo studio degli aspetti idraulici è stato condotto tenendo conto che nell'area vi sarà una parte privata e una parte pubblica di estensione pari a circa 1,1 ettari. Pertanto anche le opere destinate alla raccolta delle acque saranno progettate in modo da considerare percorsi e gestioni distinte.

Il sistema fognario sarà di tipo separato e la struttura topologica e altimetrica sono comunque influenzate dai recapiti di tali acque: le acque meteoriche sono recapitate in fossi esistenti, per quanto riguarda la parte pubblica e nello Scolo Peloso per la parte privata. Le acque reflue sono recapitate nella fognatura pubblica.



Figura 1 – Immagine aerea della zona oggetto di intervento nello stato attuale.

Nel seguito sono descritti i calcoli eseguiti per dimensionare i manufatti necessari allo smaltimento delle acque.

2. Parametri idrologici di progetto

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una specifica ed 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 è stato svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Bologna.

Complessivamente erano disponibili 78 anni di dati, dal 1934 al 2011, 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:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha \cdot (\bar{h} - u)}}$$

La Curva di Possibilità Pluviometrica (CPP) 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:

Per durate fino all'ora:

$$h = 48,78 \cdot t^{0,602} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [1]$$

Per durate superiori all'ora:

$$h = 44,17 \cdot t^{0,284} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [2]$$

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

Per durate fino all'ora:

$$h = 55,05 \cdot t^{0,631} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [3]$$

Per durate superiori all'ora:

$$h = 49,54 \cdot t^{0,280} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [4]$$

La CPP con Tempo di Ritorno 25 anni verrà utilizzata per dimensionare i collettori, quella di 50 anni per dimensionare i sistemi di laminazione.

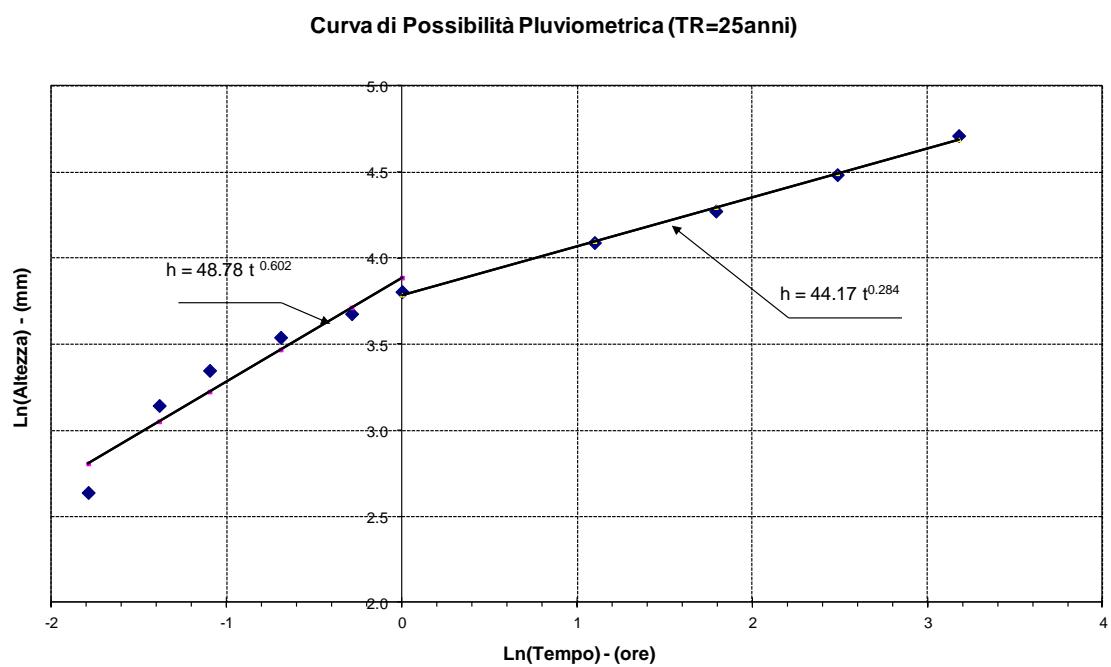


Figura 2 – Rappresentazione della curva di possibilità pluviometrica per il progetto dei collettori fognari.

3. Calcolo della rete di drenaggio per la raccolta delle acque meteoriche

Il sistema drenante prevede un insieme di tubazioni che seguono l'andamento delle strade e dei piazzali verso i recapiti individuati.

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 ed 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 di tre valori di riferimento:

- coperture e superfici asfaltate	$\varphi = 0.85$
- parcheggi permeabili	$\varphi = 0.50$
- superfici a verde	$\varphi = 0.15$

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:

$$Q_{uni} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

Q_{uni}	portata che può transitare nel condotto a sezione piena (m ³ /s);
K_s	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:

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

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

Il sistema di drenaggio per la raccolta delle acque meteoriche prevede due recapiti: lo Scolo Peloso e la rete fognaria esistente per le acque dell'area privata (zona A della Figura 3) e un fosso a bordo strada per la parte pubblica (zona B della Figura 3). In entrambi i casi le acque vengono laminate prima dell'immissione nel recapito.

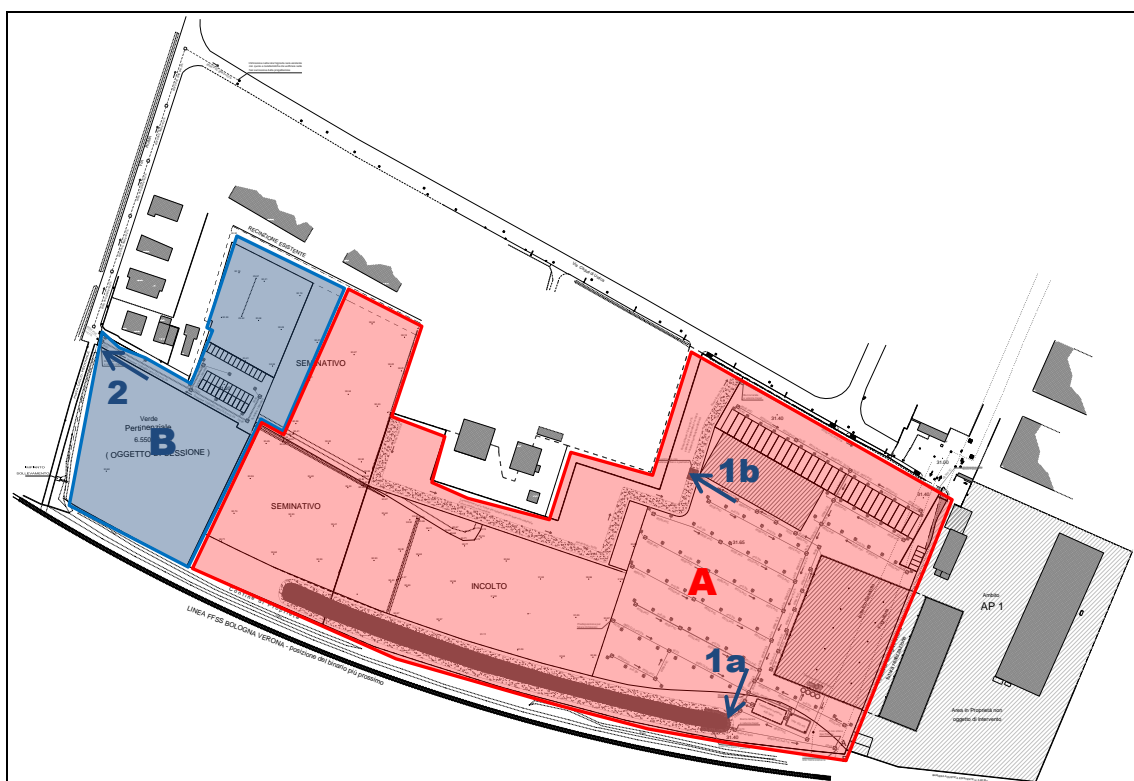


Figura 3 – Posizione dei tratti terminali dei collettori per il drenaggio delle acque meteoriche.

Per valutare tale portata si fa riferimento all'intera area che sarà urbanizzata nella fase finale e non solo quella indicata negli elaborati progettuali relativa al primo stralcio. Di fatto negli elaborati grafici sono stati indicati i punti nei quali si prevede che vi sarà l'interconnessione tra l'attuale intervento e quelli futuri.

In relazione all'area A della Figura 3, al momento sono state progettate due reti, una a servizio dei piazzali (punto 1a) e l'altra a servizio dei coperti (punto 1b).

Per il punto 1a si ha una superficie drenata complessiva pari a circa 2,37 ettari. Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 7,4 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 205 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo è pari a 0,85.

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

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,627 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in corrispondenza della Sez. 1a, che drena la portata calcolata, ha diametro di 1000 mm in CLS, con pendenza dello 0,2%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{\text{uni}} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 1,045 \text{ m}^3/\text{s}$$

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 56% con una velocità di circa 1,4 m/s.

Per il punto 1b si ha una superficie drenata complessiva pari a circa 0,48 ettari. Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 6,8 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 140 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo è pari a 0,85.

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

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,133 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in corrispondenza della Sez. 1b, che drena la portata calcolata, ha diametro di 500 mm in PVC, con pendenza dello 0,4%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{\text{uni}} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,230 \text{ m}^3/\text{s}$$

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 55% con una velocità di circa 1,3 m/s.

Per l'area B della Figura 3, si ha la raccolta di tutte le acque dell'area pubblica verso un fosso stradale esistente (Figura 8). In questa fase si prevede di considerare solo l'area che verrà effettivamente realizzata. Questa scelta nasce dal fatto trattandosi di una strada e di un parcheggio di estensione complessiva pari a circa 1530 m² si preferisce adottare dei collettori come invasi di laminazione, sovradimensionandoli opportunamente, e per i successivi ampliamenti valutare soluzioni analoghe a seconda dei tempi di realizzazione.

Si procede comunque nel valutare la portata massima che tale area può determinare, considerandola totalmente impermeabile. Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 6,9 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 115 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti. Il coefficiente di afflusso medio complessivo è pari a 0,85.

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

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,042 \text{ m}^3/\text{s}$$

Di fatto non si adotta una tubazione idonea a far transitare tale portata, come potrebbe essere un diametro di circa 300 mm, ma più grande, come verrà descritto nel paragrafo relativo ai sistemi di laminazione. In particolare verranno adottati dei collettori scatolari che, oltre a far transitare la portata, hanno la capacità di invaso idonea.

4. 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 del Fiume Reno al fine di non incrementare gli apporti di acqua piovana al sistema di smaltimento, i Comuni dovranno introdurre norme nei piani regolatori che rendano obbligatoria, nelle zone di espansione o trasformazione o comunque nelle zone soggette a intervento urbanistico preventivo, la realizzazione di vasche di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 m³ per ogni ettaro di superficie territoriale delle suddette zone. Alla superficie territoriale può essere sottratto, ai fini del calcolo del volume, il verde compatto.

Le valutazioni saranno effettuate in modo distinto per la superficie privata rispetto a quella pubblica.

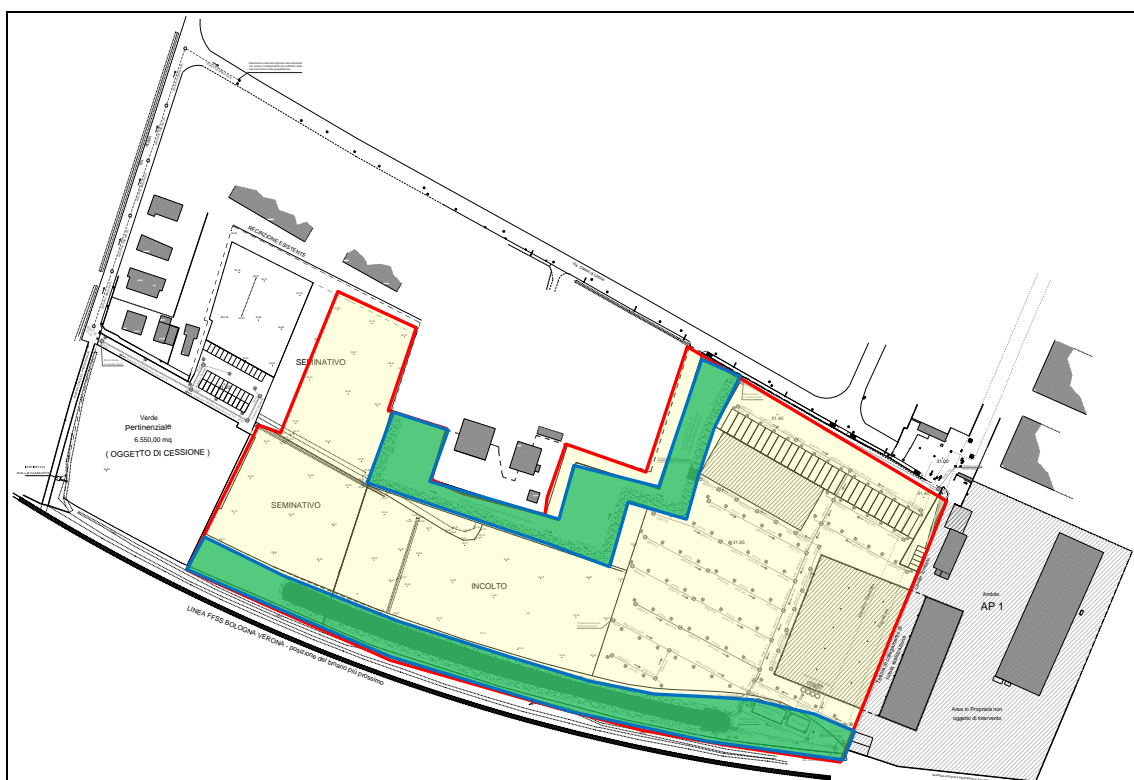


Figura 4 – Rappresentazione del verde compatto (evidenziato in verde) sottratto alla superficie complessiva dell'area privata per il calcolo del volume di laminazione.

In particolare, come già evidenziato, per l'area privata si considera il sistema di laminazione idoneo ad accogliere già tutte le portate, anche in relazione alle successive fasi di

urbanizzazione. I sistemi di laminazione saranno due: uno per la laminazione dei coperti e delle aree che non necessitano di trattamento, uno per le aree che potenzialmente possono essere contaminate dal materiale depositato e che quindi transitano attraverso il sistema di trattamento delle acque di dilavamento dei piazzali.

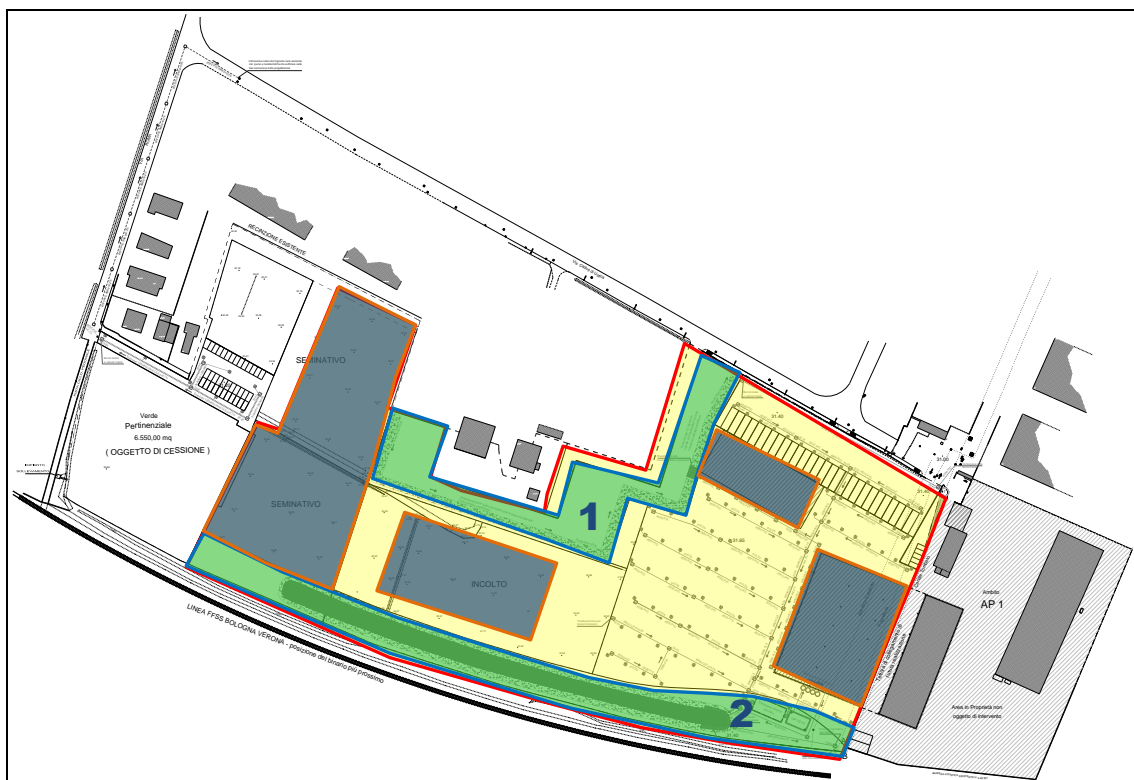


Figura 5 – Rappresentazione delle superfici non contaminate (evidenziate in azzurro) che vengono laminate all'interno dell'invaso realizzato sulla superficie verde indicata con il numero 1; le rimanenti aree (evidenziate in giallo) vengono invece laminate in un vaso realizzato all'interno dell'area indicata con il numero 2.

La superficie territoriale dell'area privata risulta complessivamente pari a circa 5,1 ettari, di cui il verde compatto pari a circa 1,1 ettari (area evidenziata in verde della Figura 4). La superficie drenata da considerare ai fini del calcolo del volume di laminazione risulta pertanto pari a circa 4,0 ettari. Pertanto il volume di laminazione secondo i criteri dell'Autorità di Bacino del Reno risulterebbe complessivamente pari a circa 2000 m³.

La portata massima in uscita dovrà essere inferiore a 8 litri/s/ha e quindi la portata massima da immettere nello Scolo Peloso sarà pari a circa 35 litri/s.

La scelta progettuale, su indicazione della Committenza, è consistita nel suddividere i recapiti in due punti distinti: le acque che cadono su coperti e sulle aree non contaminate, dopo essere state laminate, verranno immesse nello scolo Peloso; le acque che dilavano i piazzali, dopo essere

state opportunamente trattate, vengono immesse nella fognatura pubblica mista che transita all'interno dell'area. Tale collettore esistente è rappresentato da una tubazione di diametro 315 mm e sulla base dei colloqui intercorsi con il Gestore HERA è stato concordato di non immettervi una portata superiore a 5 litri/s.

Invaso 1

L'invaso da realizzare nell'area 1 drena piazzali e coperti non contaminati, per una superficie complessiva di circa 1.71 ettari. Considerando un volume specifico di 500 m³/ha il volume dell'invaso risulta pari a 855 m³. La portata massima in uscita dovrà essere inferiore a 8 litri/s/ha e quindi la portata massima da immettere nello Scolo Peloso sarà pari a circa 14 litri/s.

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

Il metodo di dimensionamento sulla base 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:

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

Considerando, come visto in precedenza, che la portata massima in uscita dall'urbanizzazione non dovrà essere superiore a circa 14 l/s, i risultati del calcolo, con il metodo delle sole piogge, portano a:

$$\theta_w = 7.1 \text{ ore}$$

$$W_m = 897 \text{ m}^3$$

Il volume risulta pertanto compatibile con la metodologia proposta dall'Autorità di Bacino e complessivamente viene realizzato un invaso costituito da un fosso che corre lungo il perimetro dell'area verde di base 1,5 m, pendenza delle sponde 2/3 e profondità media di circa 1 metro. Considerando che la lunghezza complessiva è di circa 300 metri il volume di invaso risulta pari a circa 900 m³.

Per garantire il rispetto della portata massima si adotta una bocca tarata di dimensione pari a 100 mm, valutata secondo la formulazione delle luci a battente. Successivamente le acque proseguiranno verso lo Scolo Peloso attraverso un collettore di diametro 250 mm in PVC e pendenza dello 0,1%. Secondo le prescrizioni del Consorzio di Bonifica anche il tronco finale di tubazione che si immette nello scolo Peloso avrà diametro interno di 100 mm.

Per prevenire comunque rigurgiti dell'invaso, ossia che le acque dello scolo possano riempire l'invaso, si installa una valvola di non ritorno tipo clapet nel pozzetto subito a valle dell'invaso.

L'immissione avverrà all'interno dello Scolo Peloso, che nel tratto in esame si presenta tombato. In prossimità dell'ingresso allo stabilimento esso è caratterizzato da una quota di scorrimento, rispetto al piano stradale, di circa -2,26 metri, con una quota assoluta di circa 28.90 m s.l.m.. Tale tombamento è stato realizzato con un condotto di altezza pari a circa 1,1 metri. Tali dati sono stati misurati dal piano campagna e quindi dovranno essere oggetto di approfondimento nelle fasi successive della progettazione.



Figura 6 – Immagine e posizione del pozzetto presente sul tombamento dello scola Peloso.

Invaso 2

Per quanto riguarda l'invaso realizzato nell'area 2, che consente la laminazione delle acque dei piazzali, esso viene alimentato dalle acque a valle dell'impianto di trattamento in continuo.

La superficie complessiva è di circa 2.36 ettari. La portata massima in uscita dovrà essere inferiore a 5 litri/s, come indicato dal Gestore della rete fognaria.

Il volume dell'invaso viene quindi calcolato attraverso il metodo "delle sole piogge" con Tempo di Ritorno pari a 50 anni.

Le equazioni sono le medesime descritte per l'Invaso 1 e pertanto ci si limita a riportare i risultati del calcolo che portano a:

$$\theta_w = 45 \text{ ore}$$

$$W_m = 2075 \text{ m}^3$$

Per garantire il rispetto della portata massima di 5 litri/s si adotta una bocca tarata di dimensione pari a 60 mm, valutata secondo la formulazione delle luci a battente. Successivamente le acque proseguiranno verso la rete fognaria mista attraverso un collettore di diametro 250 mm in PVC e pendenza dello 0,1%.

Per prevenire comunque rigurgiti dell'invaso e il ritorno di cattivi odori, si installa una valvola di non ritorno tipo clapet nel pozzetto subito a valle dell'invaso e un pozzetto con sifone tipo Firenze, prima dell'immissione nella rete fognaria esistente.

Il fondo vasca sarà reso impermeabile, come precauzione nel caso di malfunzionamenti dell'impianto di trattamento, attraverso un telo in PEAD opportunamente ricoperto con terreno e inverdito a prato.

Nel punto di immissione la fognatura mista esistente ha una quota di scorrimento di circa 28.09 m s.l.m.. Queste quota e le eventuali interferenze con altre reti si dovranno approfondire nelle fasi successive della progettazione.

Invaso area pubblica

Per l'area pubblica la superficie complessiva risulta pari a circa 1,26 ettari, di cui il verde compatto pari a circa 0,65 ettari (area tratteggiata della Figura 7). La superficie drenata da considerare ai fini del calcolo del volume di laminazione risulta pertanto pari a circa 0,61 ettari. Pertanto il volume di laminazione secondo i criteri dell'Autorità di Bacino del Reno risulta pari a circa 305 m³. In realtà nel primo stralcio si urbanizza una superficie pari a circa 1530 m². Pertanto si prevede la laminazione di questa parte lasciando alle successive fasi della progettazione la definizione degli altri sistemi di laminazione. Pertanto in questa fase si prevede un volume di laminazione di 77 m³.

Per raggiungere questo obiettivo si adotta un condotto scatolare di dimensioni interne 1,2x0,6 m (base x altezza) in CLS, di lunghezza complessiva pari a circa 110 metri.

In questo modo il volume complessivo disponibile ammonta a circa 79 m³, idoneo a laminare le portate.

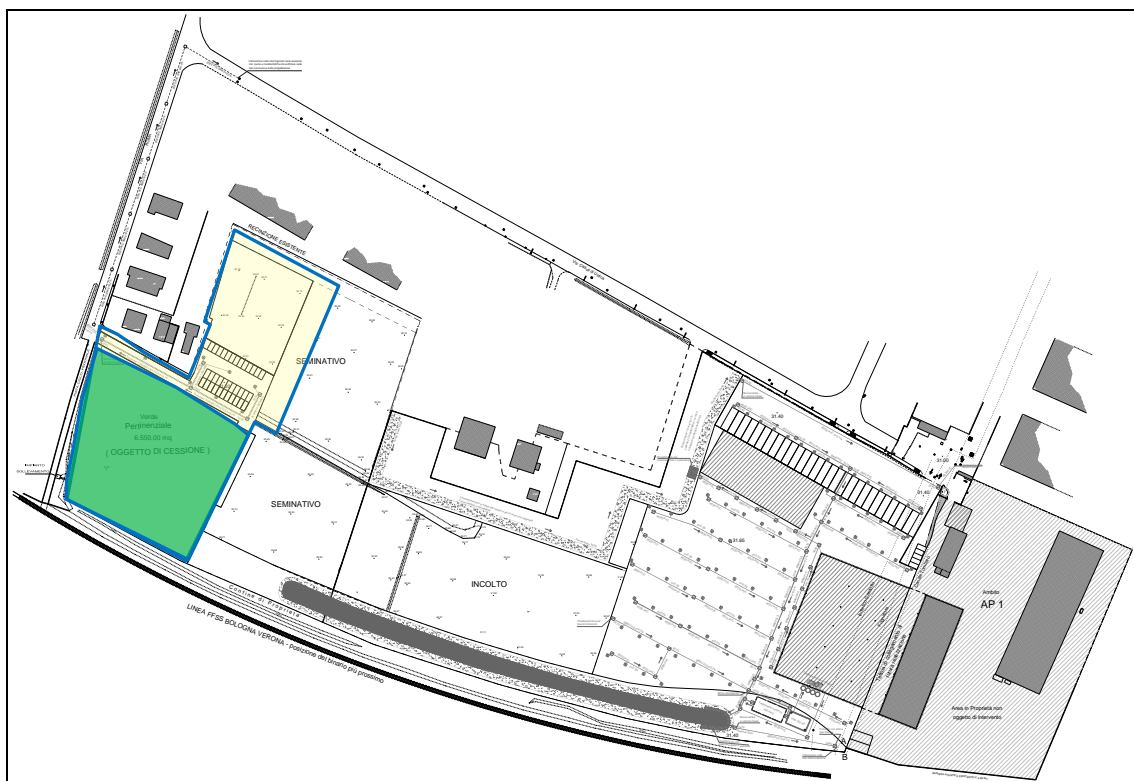


Figura 7 – Rappresentazione del verde compatto (tratteggiato in verde) sottratto alla superficie complessiva per il calcolo del volume di laminazione.

La portata dall'invaso dovrà essere inferiore a 8 litri/s/ha e quindi la portata massima da immettere nel fosso sarà pari a circa 0.6 litri/s.

Questo potrà essere garantito creando una luce a battente di regolazione di diametro 50 mm, dimensione minima per evitare ostruzioni e che verrà successivamente ampliata mano a mano che procederanno gli interventi di urbanizzazione. Anche il tratto di tubazione che si immette nel fosso dovrà avere tale dimensione così come prescritto dal Consorzio di Bonifica.

Si deve infatti considerare che con la realizzazione dell'area a nord, ipotizzandola totalmente impermeabile, le esigenze di laminazione aumentano a circa 305 m³, e trasformando l'area verde in impermeabile tale volume aumenterebbe a circa 630 m³.

In questa ipotesi finale la portata da smaltire verso il fosso sarebbe di circa 9 litri/s. Pertanto la luce di riduzione dovrebbe essere incrementata a circa 100 mm e la tubazione che veicola le acque nel fosso dovrebbe essere pari 250 mm in PVC con pendenza dello 0,1%. In questo modo, la tubazione finale è idonea come se l'area venisse completamente urbanizzata e il rispetto della portata massima è garantito da una sezione ristretta che può essere ampliata mano a mano che procedono gli interventi urbanistici. Per prevenire comunque rigurgiti, ossia che le acque del fosso possano riempire le tubazioni, si installa una valvola di non ritorno tipo clapet nel pozzetto prima dell'immissione delle acque nel fosso.



Figura 8 – Immagine e posizione del fosso in cui si immetteranno le acque laminate.
Nell'immagine è presente una tubazione che serve per lo scolo delle acque del sottopasso.

5. Gestione delle acque di prima pioggia

Considerate le attività di deposito di materiale ferroso che avverranno sulle superfici impermeabili dei piazzali si rende necessario un controllo e trattamento delle acque meteoriche di prima pioggia.

In particolare il sistema viene dimensionato in accordo con le normative regionali DGR 286/05 e DGR 1860/06.

La superficie che si prende in considerazione è quella complessiva considerando anche gli interventi futuri, come evidenziato nella figura seguente, ad esclusione dell'area pubblica e dell'area privata più a ovest dove le superfici non saranno soggette a deposito di materiali, come dichiarato dalla Committenza. Il sistema di controllo e trattamento delle acque di prima pioggia progettato è comunque un sistema modulare e pertanto potrà essere idoneo a successivi ampliamenti o modifiche.

L'area sottoposta a controllo delle acque di prima pioggia ha un'estensione complessiva di circa 2,37 ettari, di cui circa 1,57 ettari nella prima fase e circa 0,8 nella seconda fase, come evidenziato nella figura seguente. Come richiesto dalla Committenza, a maggior cautela, per la seconda fase non è stata considerata la copertura.

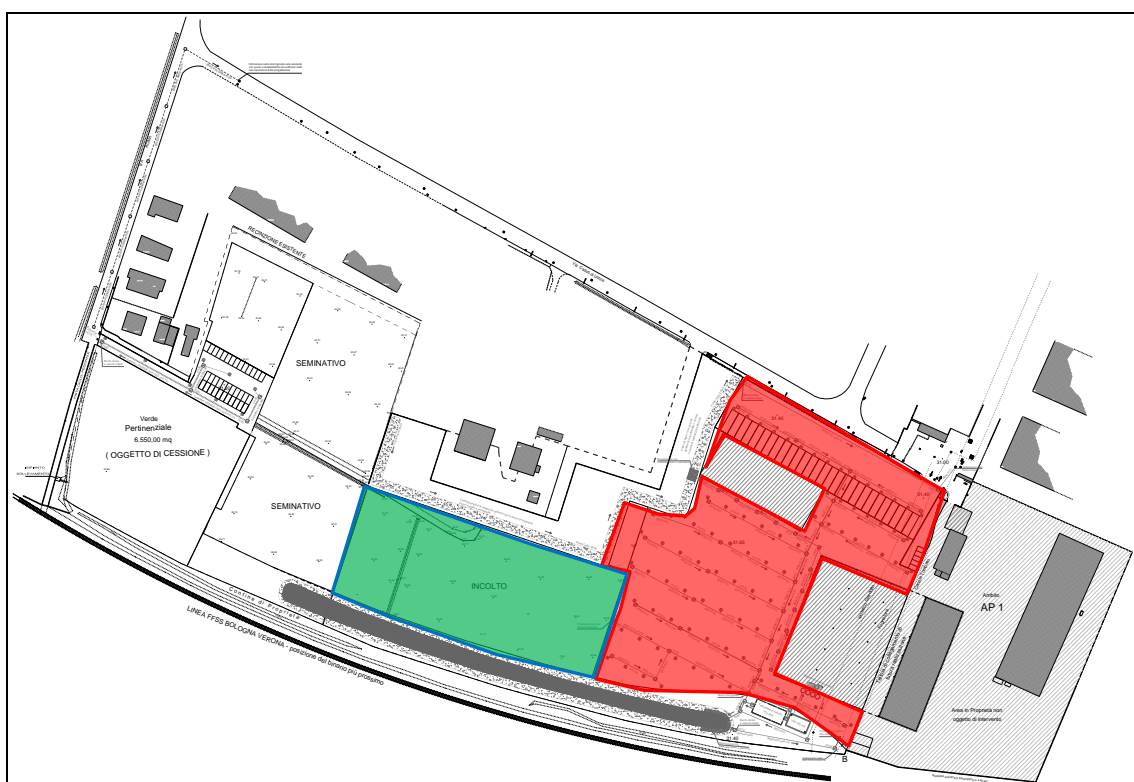


Figura 9 – Rappresentazione dell'area sottoposta a controllo delle acque di prima pioggia (prima fase evidenziata in colore rosso, seconda fase in colore verde).

Il sistema di controllo e trattamento delle acque di prima pioggia prevede un doppio sistema: l'accumulo e il trattamento della prima parte dell'evento meteorico quantificata nei primi 5 mm, e un secondo trattamento per la parte successiva dell'evento di pioggia.

Vi sarà infatti una vasca che raccoglierà i primi 5 mm di pioggia che terminata la pioggia saranno sottoposti ad un trattamento chimico-fisico in modo da svuotare la vasca nelle 48-72 ore successive all'evento di pioggia.

Durante l'evento di pioggia, una volta riempita la vasca per i primi 5 mm, le acque successive, di seconda pioggia, verranno inviate ad un sistema di trattamento in continuo di sedimentazione e disoleazione. Le acque verranno poi veicolate verso il sistema di laminazione e successivamente verso la rete fognaria mista esistente.

La vasca di prima pioggia avrà un volume complessivo dato dal prodotto dei primi 5 mm per la superficie complessiva di 2.37 ettari, ossia di circa 119 m³. Considerando che parte del volume potrà essere occupato da sedimenti si ritiene che il volume minimo dell'invaso possa essere di 150 m³.

Una volta terminato l'evento di pioggia, opportunamente segnalato da un sensore di pioggia installato in prossimità della vasca, questa verrà svuotata in 48-72 ore. All'interno della vasca sarà quindi posizionata una pompa in grado di sollevare circa 0.9 litri/s. Qualora ricominciasse a piovere la pompa cesserà di funzionare per ricominciare il ciclo al termine dell'evento.

Le acque prima di essere immesse nella rete fognaria subiranno un trattamento chimico fisico secondo lo schema della figura seguente.

Il trattamento prevede la presenza, in serie, di un sistema di sedimentazione, di disoleazione con filtro a coalescenza, un processo di reazione/flocculazione per abbattere le sostanze disciolte, un sistema di decantazione lamellare. Quindi le acque saranno immesse nella pubblica fognatura.

Accanto al sistema evidenziato di avrà anche un sistema di trattamento e controllo dei fanghi derivanti dal processo di depurazione.

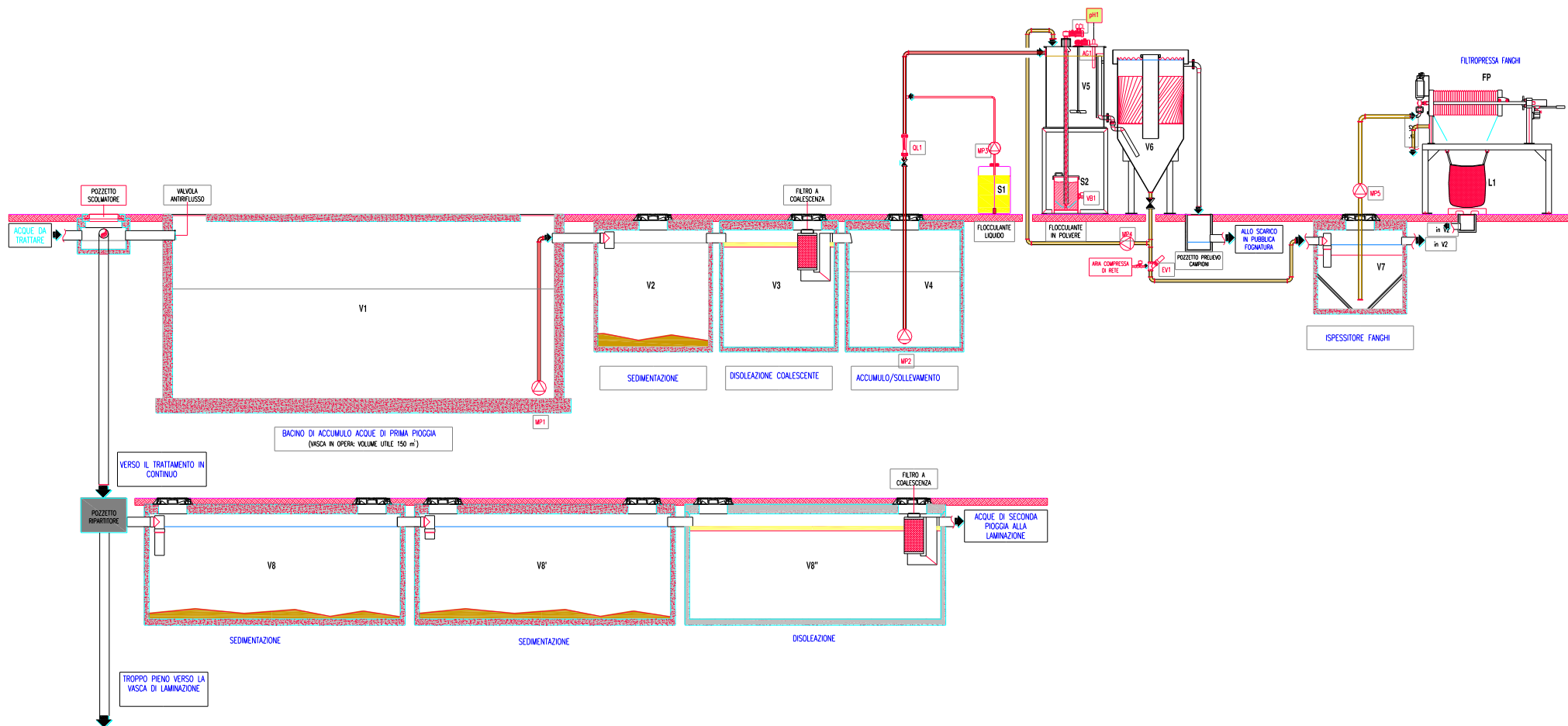


Figura 10 – Schema del sistema di trattamento delle acque meteoriche.

La pioggia successiva ai primi 5 mm viene inviata ad un sistema di vasche modulari per un trattamento in continuo di sedimentazione e disoleazione.

Per il trattamento in continuo viene calcolata la portata considerando un apporto di 200 litri/s/ettaro, secondo le indicazioni della DGR 1860/06 della Regione Emilia-Romagna.

Considerando l'intera superficie di 2,37 ettari la portata di progetto per il trattamento in continuo risulterà di $2,37 \times 200 = 474$ litri/s.

Il tempo di separazione scelto è pari 16,6 minuti, considerando infatti che la prima parte dell'evento di pioggia ha già subito un trattamento e che si tratta quindi delle acque di seconda pioggia meno inquinate.

In questo modo il volume minimo complessivo da assegnare alle vasche per il trattamento in continuo sarà di 472 m³. Tale volume sarà comunque legato al tipo di manufatti che saranno scelti nelle fasi successive della progettazione. Ad esempio potranno essere scelte invasi dotate di pacchi lamellari che consentono, a parità di portata da trattare, di ridurre il volume della vasca stessa.

Il sistema sarà dotato di un pozzetto scolmatore, collegato direttamente alla tubazione finale, che potrà entrare in funzione qualora l'intensità di pioggia sia superiore al valore con cui è stato dimensionato il sistema di trattamento.

6. Rete fognaria per la raccolta delle acque nere

Per l'area pubblica si prevede di realizzare un collettore fognario lungo via Caduti di Ustica per ricollegarsi con la fognatura esistente. Al momento non si hanno dati relativi alle utenze che dovrà servire e pertanto si considera un diametro minimo di 315 mm in PVC SN8.

Anche in merito alle quote di scorrimento non si hanno informazioni in quanto non risultano evidenti pozzetti di ispezione. Questo aspetto dovrà necessariamente essere approfondito nelle fasi successive della progettazione.

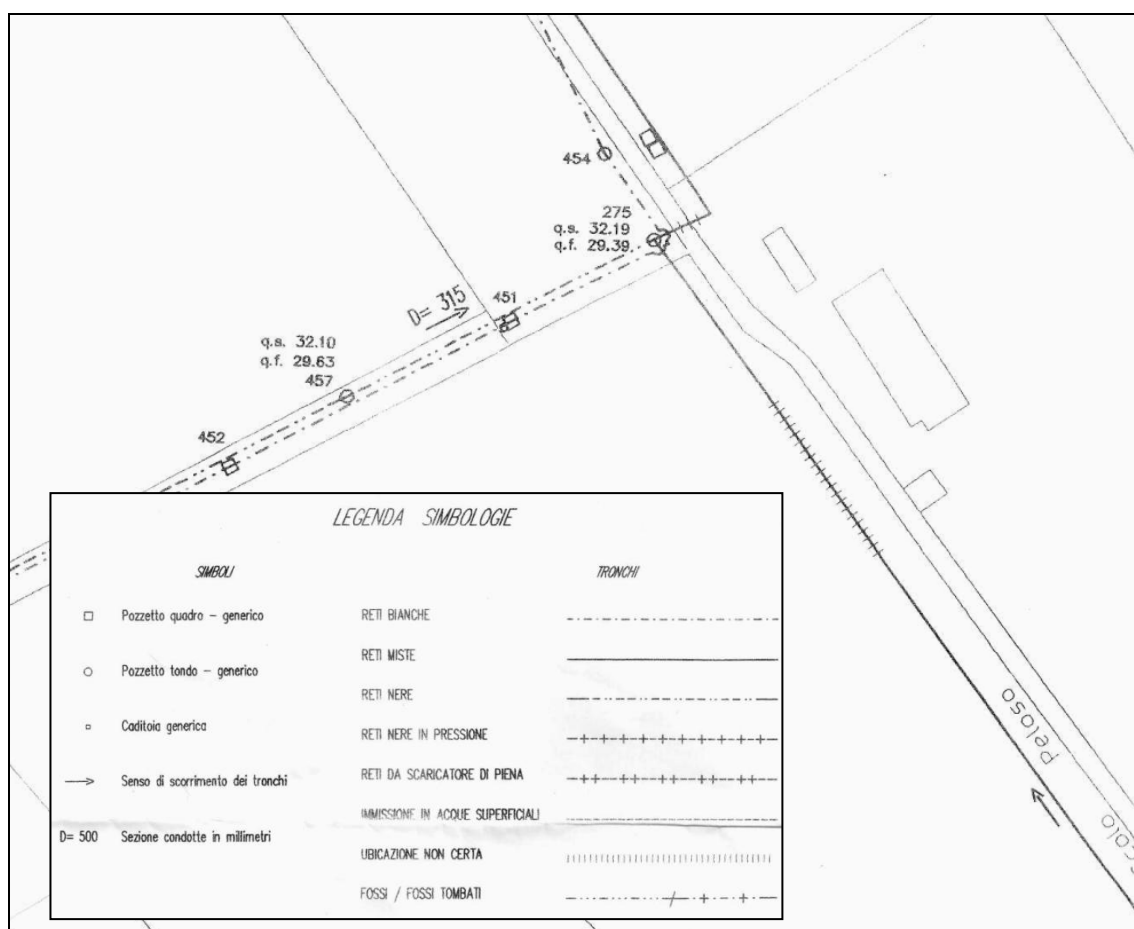


Figura 11 – Schema della rete fognaria in prossimità dell'ingresso dello stabilimento attuale.

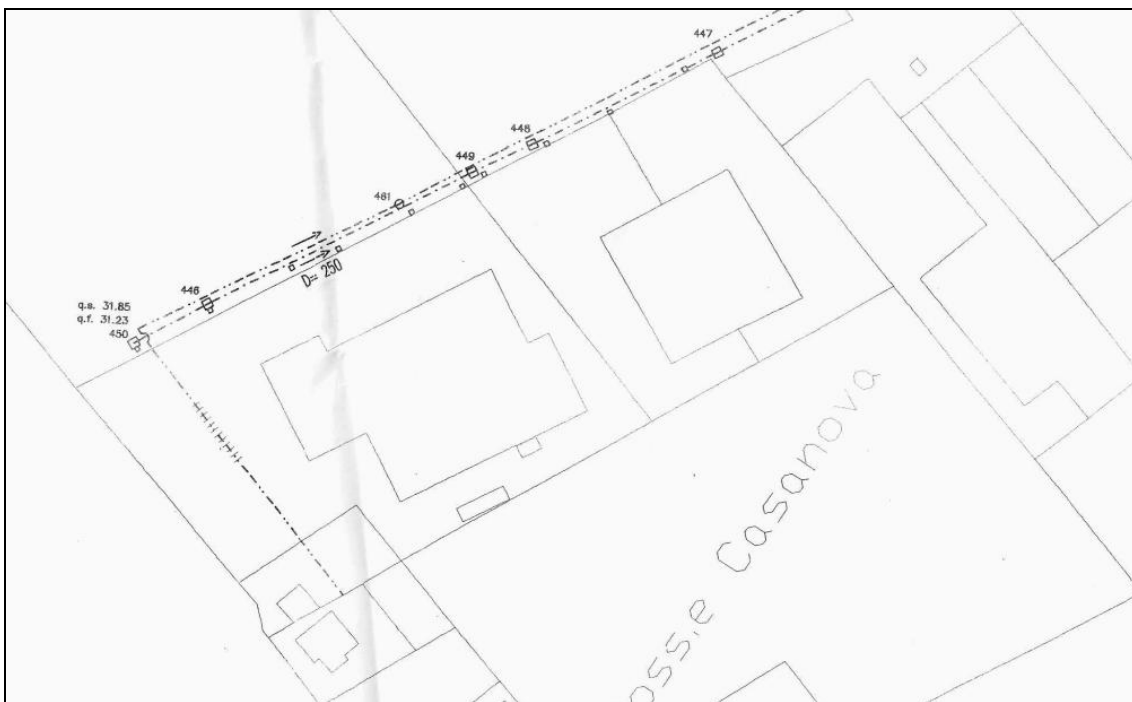


Figura 12 – Schema della rete fognaria lungo via Caduti di Ustica.

7. Impianto di trattamento delle acque dei piazzali esistenti come prescrizioni di screening

La società Roda Metalli S.r.l. ha presentato all'Ufficio VIA della Provincia di Bologna la Procedura di Verifica (Screening) – Titolo II, Art. 9 – L.R. 9/1999 e s.m e i. – Rapporto di Verifica Ambientale per l'”Ampliamento potenzialità di impianto di stoccaggio e trattamento di rifiuti speciali” il 13/08/2013 e con successive modifiche ed integrazioni, acquisita con il PG 111415/2013.

La Giunta Provinciale di Bologna, nella seduta del 04/02/2014, con la delibera n.27 I.P. 485/2014 – Tit./Fasc./Anno 11.11.2.0.0.0/8/2014, esprime parere favorevole ed esclude dalla procedura di VIA, con prescrizioni per la eliminazione, mitigazione, compensazione degli impatti, il progetto relativo all'”Ampliamento della potenzialità di impianto di stoccaggio e trattamento di rifiuti speciali”.

Tra le varie prescrizioni previste, viene richiesto di inserire e progettare, all'interno del PUA oggetto di questa relazione, un sistema che permetta di trattare tutte le acque meteoriche ricadenti sulle superfici impermeabili (comprese quelle delle coperture), in quanto attualmente è in uso un impianto di prima pioggia che permette soltanto il trattamento dei primi 5 mm di acqua caduta sulle superfici impermeabili.

Il suddetto impianto, non oggetto di progettazione da parte dello scrivente, viene semplicemente inserito all'interno del presente PUA (come richiesto dalle prescrizioni dello screening) e previsto a fianco delle vasche per il trattamento delle acque provenienti dai nuovi piazzali.

Le caratteristiche dell'impianto sono le medesime descritte all'interno della procedura di Screening. Esso è stato dimensionato dai progettisti per trattare una portata pari a 320 litri/s nel rispetto della DGR 1860/06. Infatti l'area di raccolta delle precipitazioni è stata considerata pari a 15880 m2 che con coefficiente udometrico pari a 200 litri/s/ha fornisce un valore di portata da trattare pari a 317.6 litri/s, approssimati a 320 litri/s.

Per ulteriori dettagli del progetto si rimanda alla procedura di Screening precedentemente ricordata.

8. Conclusioni

La presente relazione ha affrontato il dimensionamento dei sistemi di raccolta e trattamento delle acque meteoriche e reflue.

Il progetto ha quindi analizzato le problematiche relative allo smaltimento delle acque meteoriche sia in termini di laminazione delle portate sia di trattamento delle acque di prima pioggia.

Lo studio si riferisce essenzialmente alla prima fase di sviluppo del comparto, ma di fatto le reti hanno già dovuto tenere in conto delle urbanizzazione che avverranno nelle successive fasi.

Oltre ai dispositivi previsti nell'area privata il progetto ha preso in considerazione i sistemi di raccolta delle acque anche per l'area pubblica, con i medesimi criteri di futura espansione adottati per l'area privata.