



**AMPLIAMENTO DEL COMPARTO INDUSTRIALE PRODUTTIVO CPC - MCAM  
AI SENSI DELL'ART.53 DELLA L.R. 24/2017**

**PROCEDIMENTO UNICO L.R. 24/2017 ART.53**



FASE:

DISCIPLINA:

PROGR:

REVISIONE:

**PDC**

**REL**

**07**

**rev00**

OGGETTO:

**ELABORATI DESCRITTIVI ART.53**

**Relazione idraulica e compatibilità idraulica**

FILE PDF: **PDC\_REL-07\_rev00\_Relazione idraulica e compatibilità idraulica.pdf**

CODICE PROGETTO: **P1139-21**

FILE: **P1139 ADP tw**

**00 29-01-2024**

REV. DATA

DESCRIZIONE

TIMBRI:

**PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA E INTEGRATA:**

**PROSPAZIO**  
— ARCHITECTURE - ENGINEERING

**PROSPAZIO S.C.a.r.l.**  
Via Regina Pacis, 86/b  
41049 Sassuolo (MO)  
Tel. +39 0536 91.94.34  
info@prospazio.com  
www.prospazio.com



**COORDINAMENTO**

**ING. GIULIO RIMINI** STUDIO ARCHILINEA S.R.L.

**ARCHITETTONICO**

**ING. GIULIO RIMINI** STUDIO ARCHILINEA S.R.L.

**STRUTTURE**

**ING. DANILO DALLARI** STUDIO INGEGNERI ASSOCIATI DALLARI-FREGNI

**ELETTRICO**

**ING. MAURIZIO MANZINI** STUDIO TECNICO ASSOCIATO MANZINI

**MEC-ANTINCENDIO**

**Per.Ind . PAOLO BURANI** STUDIO BURANI-NOCETTI

**GEOLOGO**

**DOCT. GEOL. FRANCESCO DETTORI**

**ACUSTICA**

**COMMITTENTE**

**SINDACO**

**GIANCARLO MUZZARELLI**

**RUP**

**ING. BARBARA NEROZZI**

**DISEGNATORE:**

**SIMONE VENTURELLI** STUDIO ARCHILINEA S.R.L.

**RESPONSABILE:**

**ING. GIULIO RIMINI** STUDIO ARCHILINEA S.R.L.

È vietato l'uso di copie non autorizzate di questo disegno, nonché qualsiasi riproduzione, parziale o totale, e qualsiasi forma di trasmissione a concorrenti o a terzi senza previa autorizzazione scritta. (Prescrizioni di legge vigenti per la tutela del diritto di proprietà intellettuale e industriale).

## **INDICE**

<b>1. Analisi del Rischio Idraulico ai sensi D.G.R. 1300/2016</b>	<b>2</b>
1.1. Finalità	2
1.2. Inquadramento normativo	3
1.4. Analisi del rischio idraulico	6
1.4.1. Inquadramento idrografico	6
1.4.2. Analisi	7
1.4.3. Conclusioni e asseverazione	8
<b>2. FOGNATURE</b>	<b>9</b>
2.1. Premessa e Contenuti	9
2.2. Principali riferimenti normativi di settore	13
2.3. Dati di progetto utilizzati per la verifica	14
2.4. Fognature di progetto	16
2.5. Fognatura separata nera	17
2.6. Fognatura separata bianca	20



## 1. Analisi del Rischio Idraulico ai sensi D.G.R. 1300/2016

### 1.1. Finalità

Scopo della presente relazione è fornire un'analisi del rischio idraulico per l'area oggetto di intervento, con particolare riferimento alla pericolosità da alluvioni.

L'analisi è volta a confermare la compatibilità idraulica degli interventi previsti alla luce delle vigenti perimetrazioni delle aree potenzialmente interessate da alluvioni, riportate nella variante di coordinamento fra il Piano Gestione Rischio Alluvioni PGRA ed i Piani Stralcio di bacino.

Il comparto in progetto sorgerà in un'area posta in fregio alla fascia ferroviaria dell'agglomerato urbano di Modena, così come indicato nella seguente immagine:

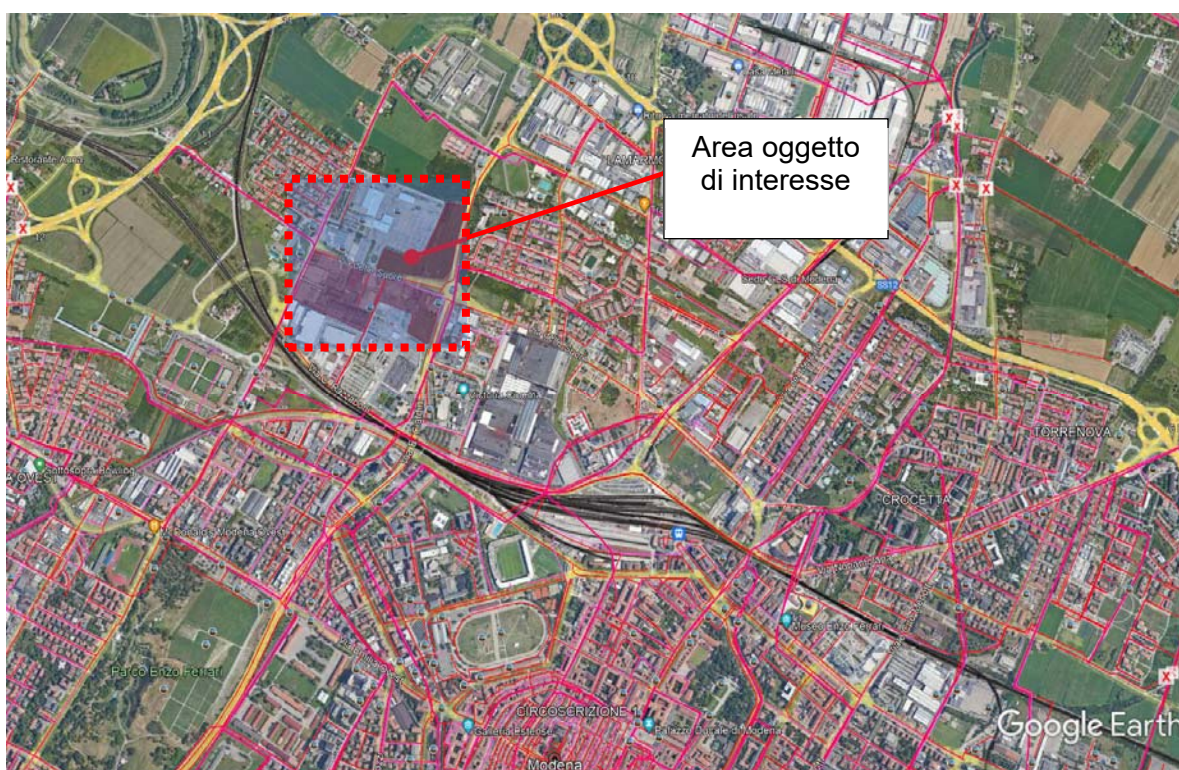


Figura 1: area di interesse dell'insediamento oggetto di riqualificazione

## 1.2. Inquadramento normativo

L'insediamento essendo limitrofo all'alveo del Fiume Secchia ricade all'interno delle competenze territoriali dell'autorità di bacino del fiume PO; tuttavia il sito ricade al di fuori anche della fascia "C" di esondazione "catastrofica" del sistema fluviale Secchia confluente con il fiume PO:

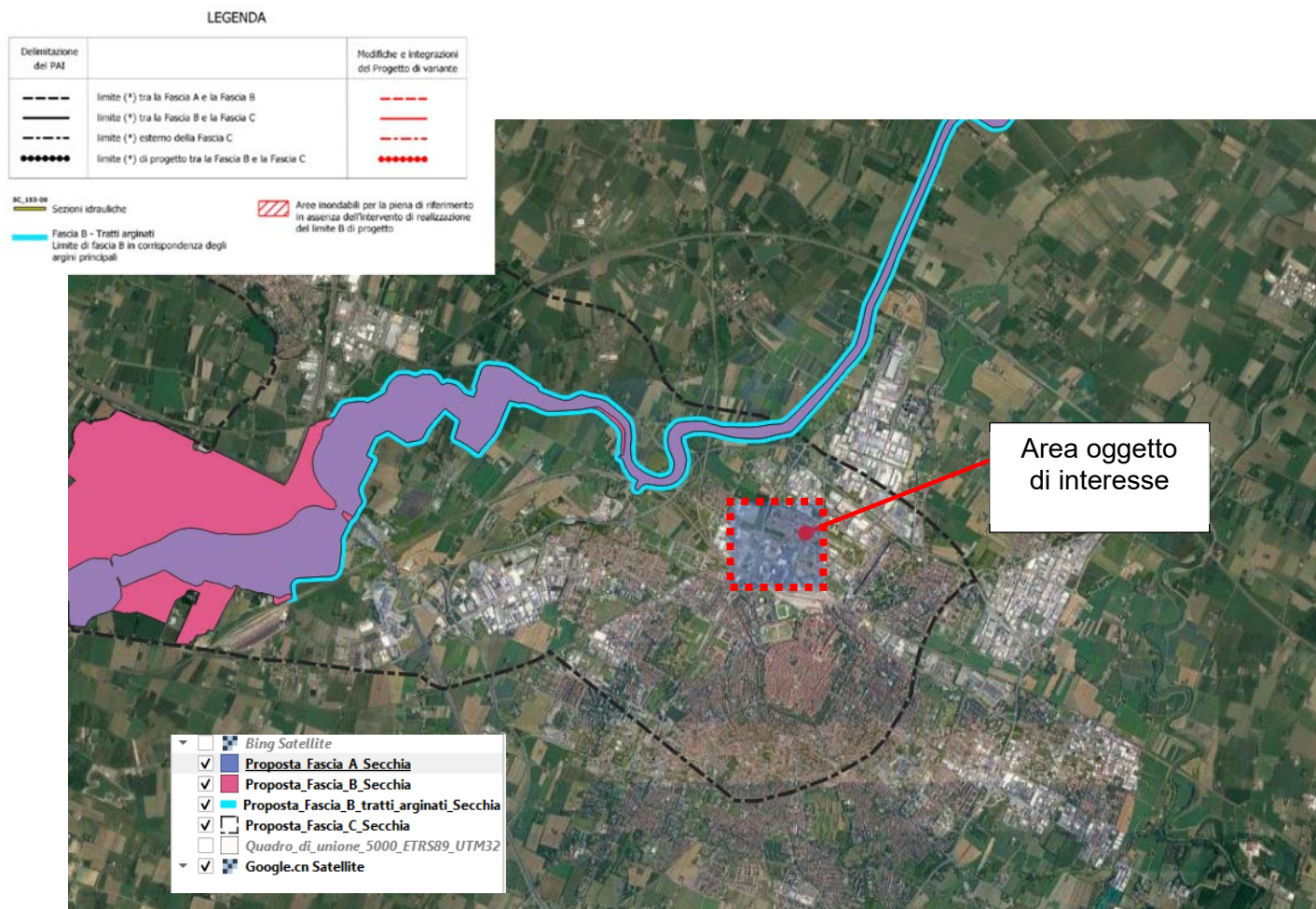


Figura 2: area di interesse in relazione alle fasce della variante PAI adottata

Nel 2016 è entrata in vigore Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (Deliberazione n. 235 del 3 marzo 2016 dai Comitati Istituzionali Integrati).

L'area in oggetto è rappresentata nelle mappe seguenti consistente il quadro conoscitivo della pericolosità delle aree e degli elementi potenzialmente interessate da alluvioni in relazione alle esondazioni da reticolo idrografico principale (figura 3) e secondario (figura 4):



4

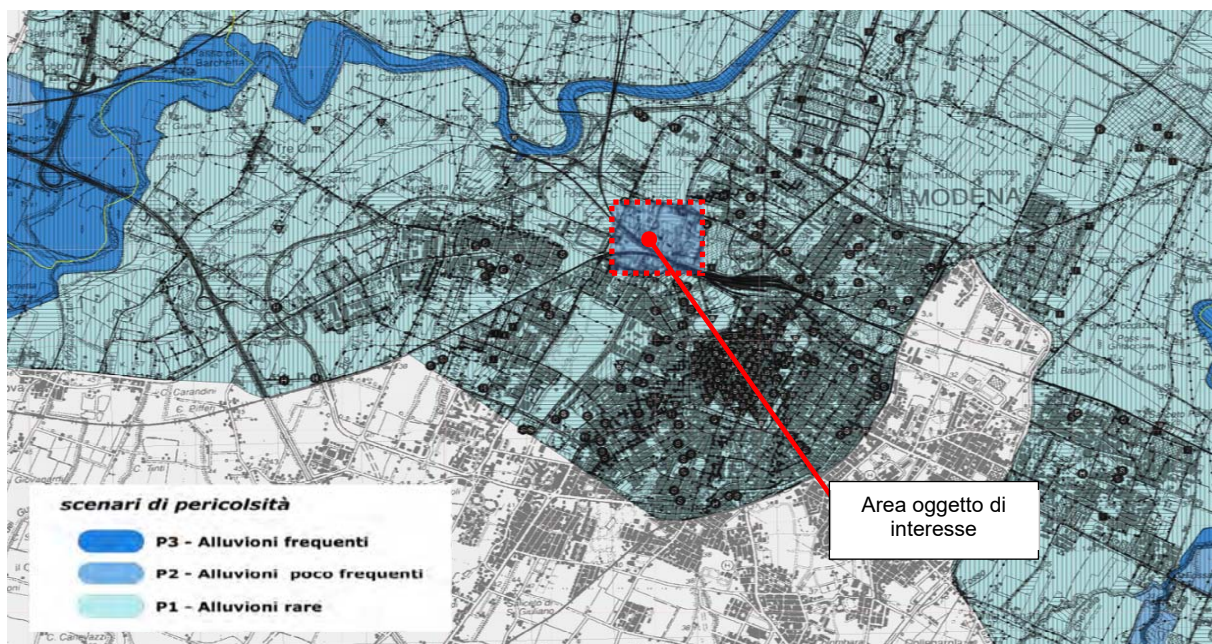


Figura 3:: Estratto Mappa del pericolo potenziale di alluvioni del reticolo principale (PGRA, Autorità di Bacino del Fiume Po del 3.3.2016, revisione 2019) (in rosso tratti nato il perimetro dell'area di intervento interessata da riqualificazione)

Osservazione:

Il PGRA evidenzia pericolosità e rischi associati a fenomeni di esondazione del reticolo primario di tipo P1 (alluvioni rare e associate a fenomeni estremi)

Per quanto concerne il reticolo secondario invece l'areale di interesse ricade in aree prive di pericolosità

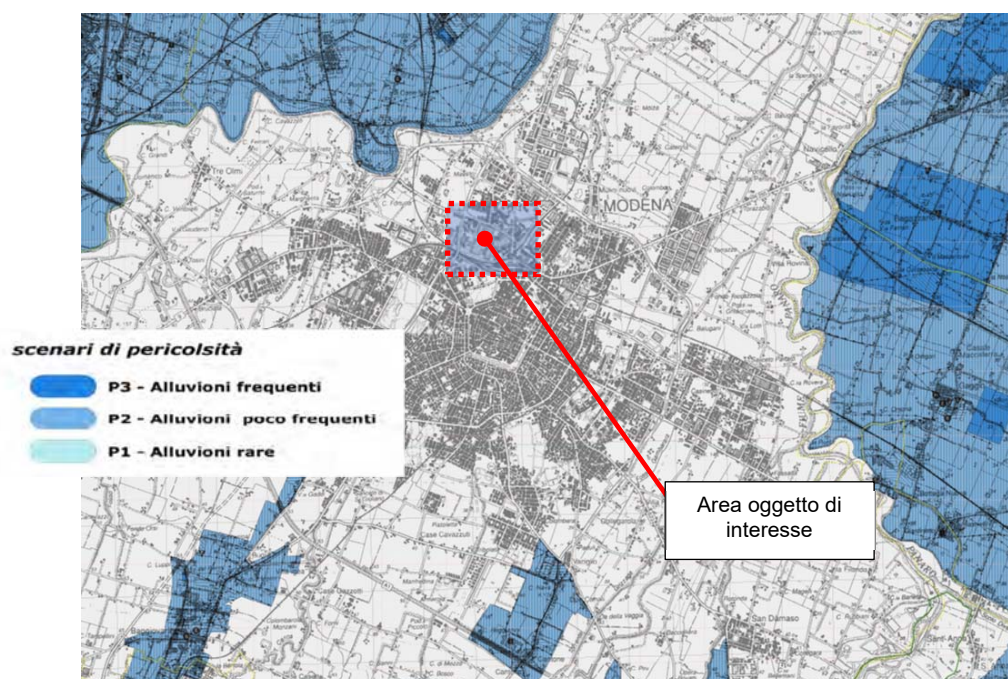


Figura 4:: Estratto Mappa del pericolo potenziale di alluvioni del reticolo secondario (PGRA, Autorità di Bacino del Fiume Po del 3.3.2016, revisione 2019) (in rosso tratti nato il perimetro dell'area di intervento interessata da riqualificazione)



A chiosa e per completezza di trattazione nella successiva figura 5 è rappresentata per l'area in esame il rischio associato al pericolo di esondazione precedentemente menzionato (reticolo idrografico primario):

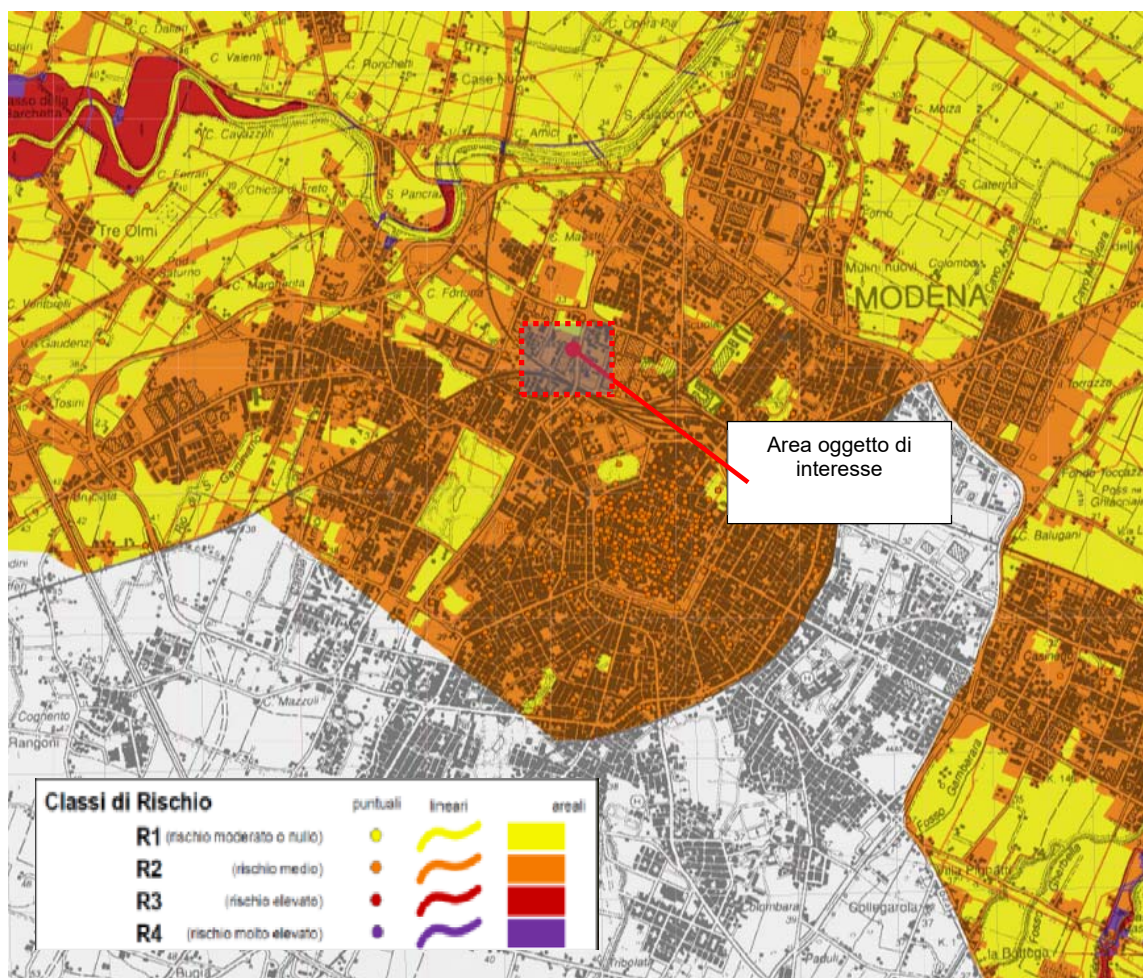


Figura 5:: Estratto mappa del Rischio potenziale di alluvioni del reticolo principale di pianura (PGRA, Autorità di Bacino del Fiume Po del 3.3.2016, revisione 2019) (in rosso trattinato il perimetro dell'area di intervento interessata da edificazione)

L'areale di interesse si trova dunque all'interno della fascia C del sistema fluviale Secchia e presenta una pericolosità associata a fenomeni di esondazione del reticolo secondario di tipo P1-rara; il rischio attuale associato all'area è di tipo R2-moderato per le ovvie attività presenti all'interno dell'abitato urbano di Modena Capoluogo

## 1.4. Analisi del rischio idraulico

### 1.4.1. Inquadramento idrografico

Attualmente l'area oggetto di interesse si trova mediamente ad una quota assoluta di 33 m.slm che risulta altimetricamente protetta da una eventuale onda di piena in arrivo da secchia da una cordinata continua posta in corrispondenza del sedime di scorrimento di un canale noto come "Canale di S.Cataldo" che a questo punto risulterebbe essere una ex "acqua alta" di distribuzione irrigua ad oggi tombata e convertita in linea di scolo urbana:

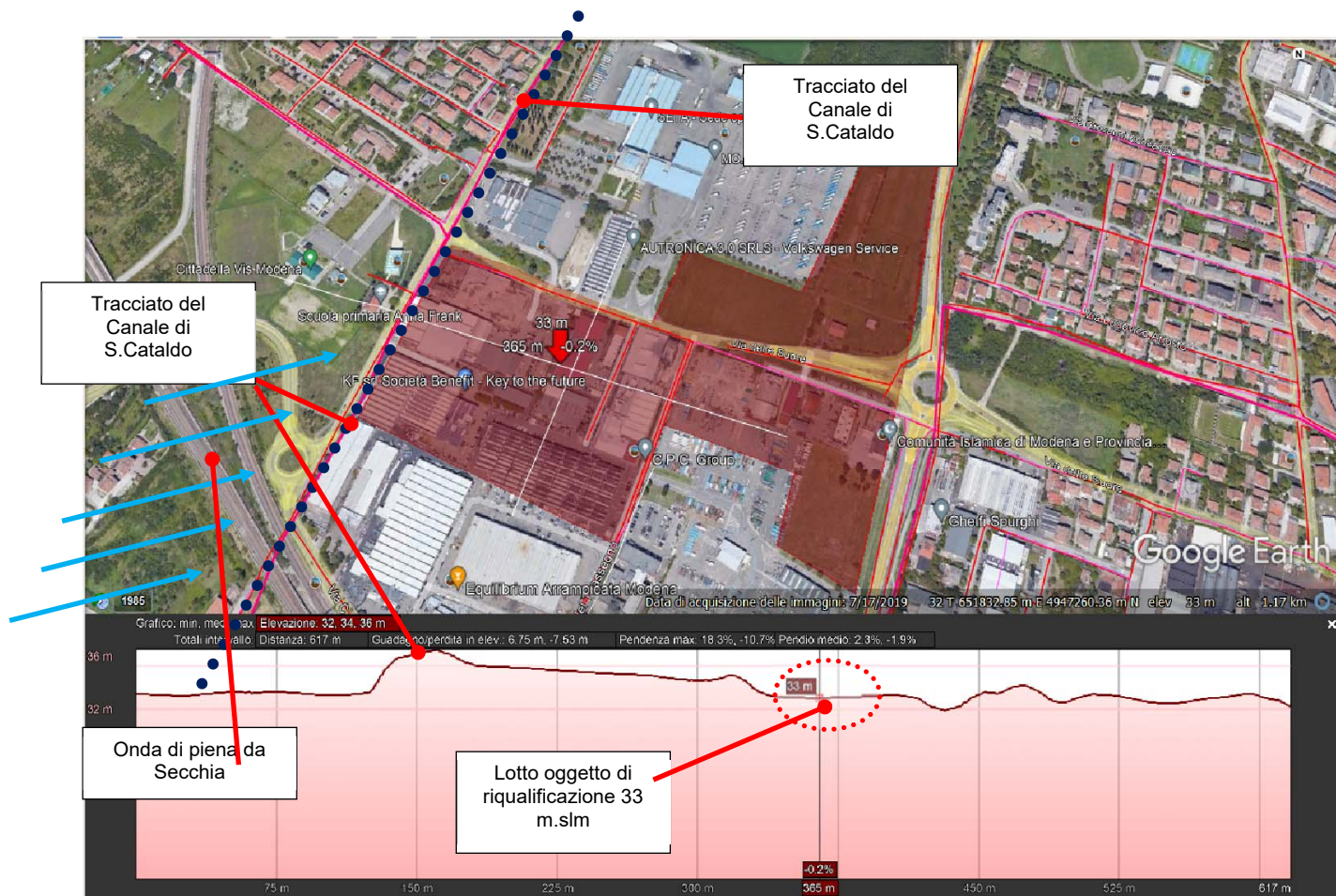


Figura 6:: analisi altimetrica del sito oggetto di riqualificazione in relazione alla presenza di corpi idrici secondari

Il canale S. Cataldo è ad oggi una linea di fognatura urbana appartenente al bacino del canale Naviglio, bacino notoriamente in grande sofferenza idraulica in occasione di eventi meteorologici di forte intensità e breve durata.

Il gestore di tale linea nell'agglomerato urbano di Modena è il gestore della pubblica fognatura HERA spa.

Il gestore del canale naviglio a valle del depuratore di Modena è l'agenzia interregionale del fiume Po AIPO.



## 1.4.2. Analisi

Rispetto al reticolo idrografico “principale” -fiume Secchia- l'areale di interesse si trova in un'area di pericolosità P1 “alluvioni rare e associate a fenomeni estremi”.

Articolo 3.2 della DGR 1300/2016 stabilisce

[...nelle aree interessate da alluvioni rare (aree P1), si devono applicare le limitazioni e prescrizioni previste per la Fascia C delle norme del Titolo II del PAI (art. 31) e PAI Delta (articoli 11, 11bis, 11quater), ovvero le equivalenti norme di cui al PTCP avente valore ed effetto di PAI ai sensi delle intese stipulate...]

Rispetto al reticolo idrografico secondario il PGRA non evidenzia alcun rischio particolare: in tal senso le disposizioni dell'articolo 5.2 della DGR 1300/2016 non trovano immediata esigenza di applicabilità. A titolo di esaustività si riporta quanto previsto dal citato articolo

[...In relazione alle caratteristiche di pericolosità e rischio descritte nel paragrafo precedente, nelle aree perimetrate a pericolosità P3 e P2 dell'ambito Reticolo Secondario di Pianura,

laddove negli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica non siano già vigenti norme equivalenti, si deve garantire l'applicazione:

- di misure di riduzione della vulnerabilità dei beni e delle strutture esposte, anche ai fini della tutela della vita umana;

- di misure volte al rispetto del principio dell'invarianza idraulica, finalizzate a salvaguardare la capacità ricettiva del sistema idrico e a contribuire alla difesa idraulica del territorio...]

Osservazione

*L'invarianza idraulica non è principio strettamente necessario per l'intervento in questione, pur tuttavia, come si vedrà nel proseguo della presente, l'intervento prevede un dispositivo piuttosto ingente di mitigazione quantitativa delle portate*

## (PAI) Art. 31. Area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C)

L'articolo 31 delle norme di attuazione del PAI prevede:

1. Nella Fascia C il Piano persegue l'obiettivo di integrare il livello di sicurezza alle popolazioni, mediante la predisposizione prioritaria da parte degli Enti competenti ai sensi della L. 24 febbraio 1992, n. 225 e quindi da parte delle Regioni o delle Province, di Programmi di previsione e prevenzione, tenuto conto delle ipotesi di rischio derivanti dalle indicazioni del presente Piano.
2. I Programmi di previsione e prevenzione e i Piani di emergenza per la difesa delle popolazioni e del loro territorio, investono anche i territori individuati come Fascia A e Fascia B.
3. In relazione all'art. 13 della L. 24 febbraio 1992, n. 225, è affidato alle Province, sulla base delle competenze ad esse attribuite dagli artt. 14 e 15 della L. 8 giugno 1990, n. 142, di assicurare lo svolgimento dei compiti relativi alla rilevazione, alla raccolta e alla elaborazione dei dati interessanti la protezione civile, nonché alla realizzazione dei Programmi di previsione e prevenzione sopra menzionati. Gli organi tecnici dell'Autorità di bacino e delle Regioni si pongono come struttura di servizio nell'ambito delle proprie competenze, a favore delle Province interessate per le finalità ora menzionate. Le Regioni e le Province, nell'ambito delle rispettive competenze, curano ogni opportuno raccordo con i Comuni interessati per territorio per la stesura dei piani comunali di protezione civile, con riferimento all'art. 15 della L. 24 febbraio 1992, n. 225.
4. Compete agli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica, regolamentare le attività consentite, i limiti e i divieti per i territori ricadenti in fascia C.
5. Nei territori della Fascia C, delimitati con segno grafico indicato come “limite di progetto tra la Fascia B e la Fascia C” nelle tavole grafiche, per i quali non siano in vigore misure di salvaguardia ai sensi dell'art. 17, comma 6, della L. 183/1989, i Comuni competenti, in sede di adeguamento degli strumenti urbanistici, entro il termine fissato dal suddetto art. 17, comma 6, ed anche sulla base degli indirizzi emanati dalle Regioni ai sensi del medesimo art. 17, comma 6, sono tenuti a valutare le condizioni di rischio e, al fine di minimizzare le stesse ad applicare anche parzialmente, fino alla avvenuta realizzazione delle opere, gli articoli delle presenti Norme relative alla Fascia B, nel rispetto di quanto previsto dall'art. 1, comma 1, let. b), del D.L. n. 279/2000 convertito, con modificazioni, in L. 365/2000.



## Osservazione

*In definitiva il PAI non prevede regolamentazioni e demanda agli strumenti di pianificazione territoriale detta regolamentazione delle attività da compiersi all'interno della fascia C.*

### **1.4.3. Conclusioni e asseverazione**

In base all'analisi della normativa vigente ed alle indicazioni numeriche e cartografiche in essa contenute, individuate le possibili fonti di rischio idraulico dal reticolo primario e secondario si può concludere che, l'intervento previsto non comporti un aggravio del rischio idraulico, né diretto, né indiretto e risulti compatibile con quanto previsto dalle vigenti norme pianificatorie.

## 2. FOGNATURE

### 2.1. Premessa e Contenuti

Le fognature previste sono finalizzate rispettivamente al collettamento delle acque nere (fognatura nera) ed al collettamento delle acque bianche (fognatura bianca) del lotto oggetto di riqualificazione edilizia e relative aree di urbanizzazione.

Le acque nere saranno prevalentemente di origine domestica in quanto derivanti esclusivamente dai servizi igienici e dagli spogliatoi dei fabbricati, le acque bianche proverranno dalla corrivazione meteorica delle superfici pavimentate ed impermeabili in genere (strade, parcheggi, coperture, ecc.).

#### Osservazione

Ad oggi eventuali acque reflue di possibile classificazione “industriale” risultano essere generate da condense di UTA e/o gruppi di raffreddamento per scambio atmosferico e dunque di caratteristiche qualitative compatibili con la pubblica fognatura

Si tratta quindi di fognature separate, realizzate a gravità, per le quali vengono espone in questa sede verifiche idrauliche atte a dimostrare il congruo dimensionamento preliminare delle medesime.

Per quanto riguarda i ricettori,

- le acque reflue nere e industriali recapiteranno nell'attuale fognatura pubblica DN 400 con andamento ovest-est posta in fregio alla viabilità pubblica di Via delle Suore posta in area baricentrica rispetto allo sviluppo dell'insediamento oggetto di riqualificazione.
- Le acque reflue di origine meteorica saranno recapitate in invarianza idraulica al Canale Quartarezza, che defluisce sul lato est dell'insediamento in progetto al di là della strada Cialdini

#### Osservazione:

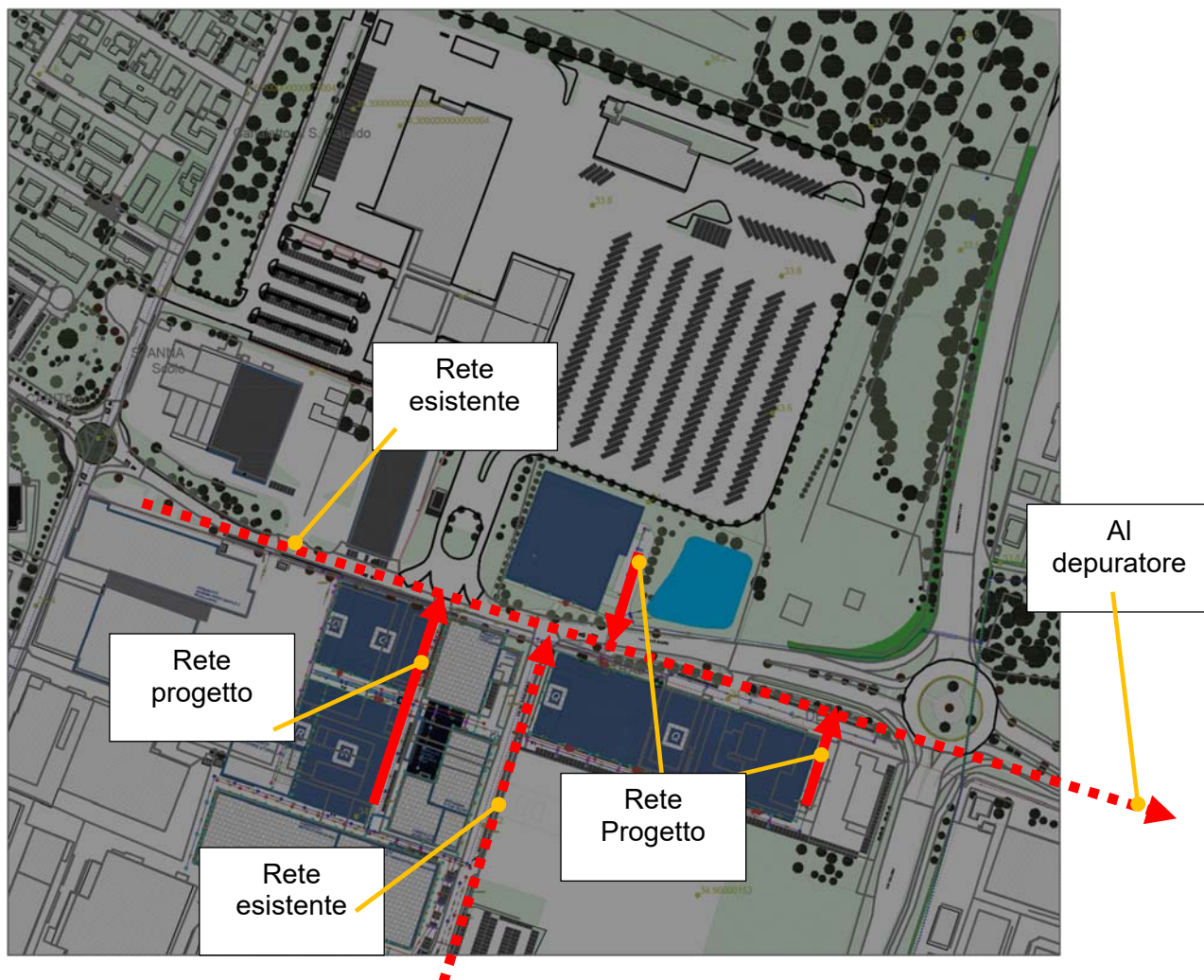
*l'invarianza sarà ottenuta a livello di insediamento complessivo mediante una laminazione in vasca superficiale costituita da una vasca di estensione di pressappoco 2500 mq il cui livello idrometrico consente in occasione di eventi idrometrici di particolare intensità di “stoccare” 150 cm di acque di corrivazione.*

La fognatura nera di progetto sarà costituita da una dorsali principali ad andamento sud-nord e nord sud alle quali recapiteranno a pettine tutti i sistemi di pretrattamento (vasche imhoff, condensa grassi e desaponatori); tali dorsali prevederanno quindi i necessari allacciamenti alla fognatura esistente (recapito precedentemente indicato) con andamento ovest/est che consentirà il collettamento al depuratore cittadino di tutte le acque luride generate dal nuovo insediamento riqualificato.



**Osservazione:**

*Tale dorsale nello stato attuale dell'arte colletta anche le acque di corrivazione meteorica che verranno progressivamente staccate ed allacciate al nuovo sistema di collettamento al Canale Quartarezza delle acque di origine meteorica.*



*Figura 7- STATO DI PROGETTO: logica di scolo acque nere*

Relativamente al collettamento e smaltimento delle acque di origine meteorica, le linee in progetto seguono la logica altimetrica e di raccolta prevista dalle reti esistenti e attualmente in esercizio all'interno dell'insediamento; il recettore ultimo, tuttavia, risulta essere la Fossa Quartarezza che defluisce a est dell'insediamento in corso di riqualificazione.

Essendo la Fossa Quartarezza un canale appartenente al bacino idrografico del sistema Soratore-Naviglio, sistema notoriamente in crisi per sovraccarico idraulico, tra il drenaggio delle nuove superfici e la restituzione al recettore viene all'uopo interposto una vasca di laminazione che funge anche da sistema di mitigazione delle portate meteoriche generate dalle piogge di forte intensità e breve durata

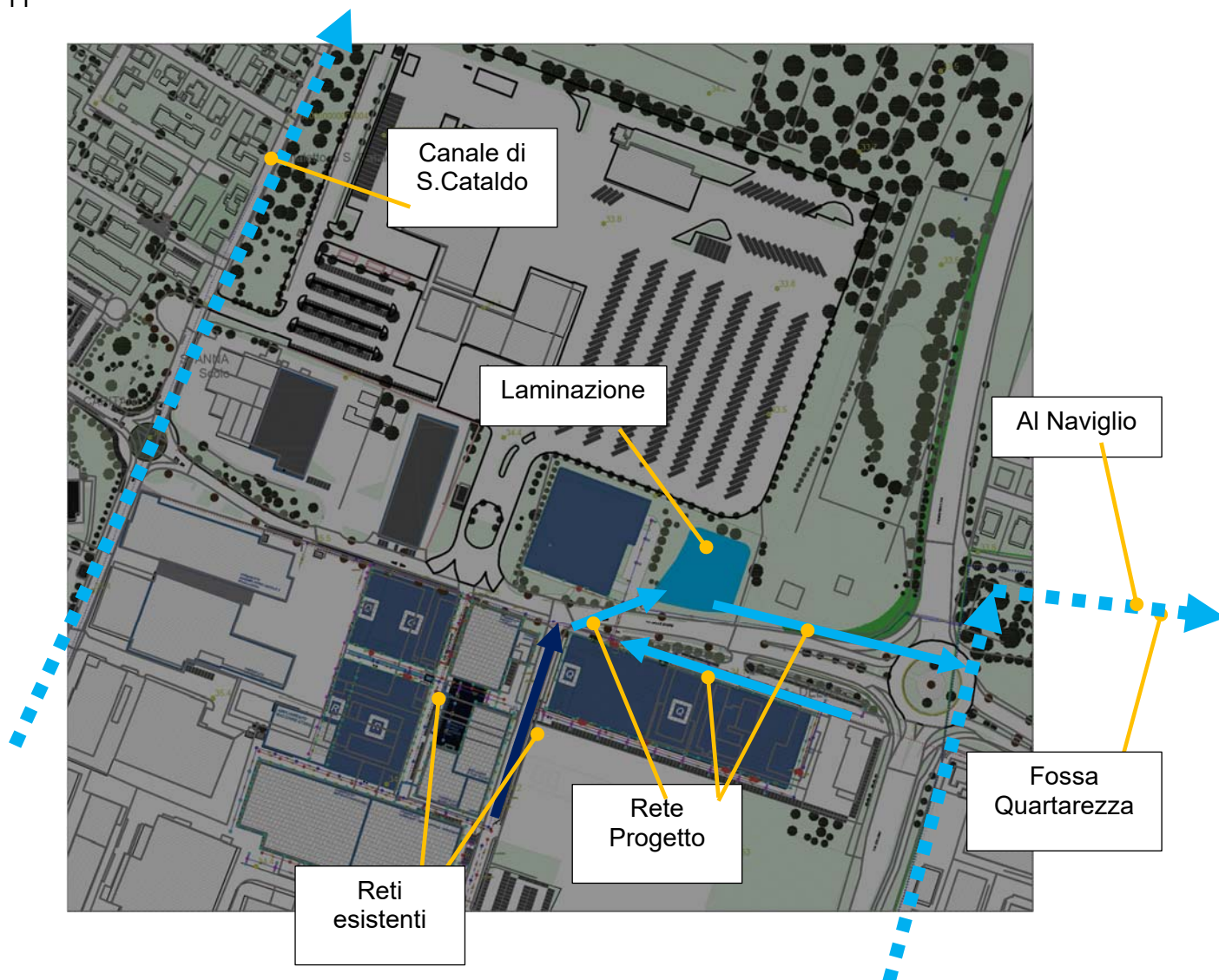


Figura 8- STATO DI PROGETTO: logica di scolo acque meteoriche

Il nuovo insediamento è previsto in un contesto di notevole urbanizzazione già nello stato attuale e dunque tutte le reti in progetto devono in qualche modo essere sinergiche con l'infrastrutturazione presente sul sito.

Per quanto attiene alle attuali fognature presenti sul sito:

- Come accennato per la dorsale esistente di acque miste di Via delle Suore con andamento ovest-est (tratteggiata in rosso nella figura 7) è prevista la progressiva conversione della medesima in "dorsale di sole acque nere" prevedendo, in seno alle nuove costruzioni in progetto, la realizzazione di nuove reti duali che consentiranno di conferire, per gradi, al collettore esistente le sole acque nere generate dall'insediamento in corso di riqualificazione; le acque bianche di volta in volta disconnesse dalla citata dorsale di acque miste saranno convogliate in una nuova rete di adeguata capacità idraulica e conferite in invarianza idraulica (mediante laminazione nel realizzando parco a Nord dell'insediamento) al canale Quartarezza
- Per quanto attiene alla dorsale di acque miste (in PVC DN 400) con direzione sud-



nord posta a tergo degli edifici “R” ed “O” è prevista la sua progressiva conversione a rete di acque meteoriche mediante la realizzazione di una nuova rete di acque nere parallela alla prima ma dedicata al collettamento delle sole acque luride pretrattate (mediante fosse Imhoff e condensagrassi) alla dorsale di acque nere di cui al punto precedente

- Per le reti duali (meteoriche e nere) presenti in una tratta di via del Tirassegno per la quale risulta necessaria l’annessione alla logica produttiva interna (indicativamente da metà di via del Tirassegno fino all’incrocio con via delle Suore) è necessario procedere mediante l’acquisizione “a cespite privato” di tali fognature “pubbliche”; per le tratte di fognatura esterne al sedime appena descritto l’attuatore provvederà a farsi carico della realizzazione di una nuova rete duale con direzione di scorrimento opposta (da Nord verso sud) con impatto nei punti che verranno indicati dal Gestore del Servizio Idrico Integrato in via Razzaboni

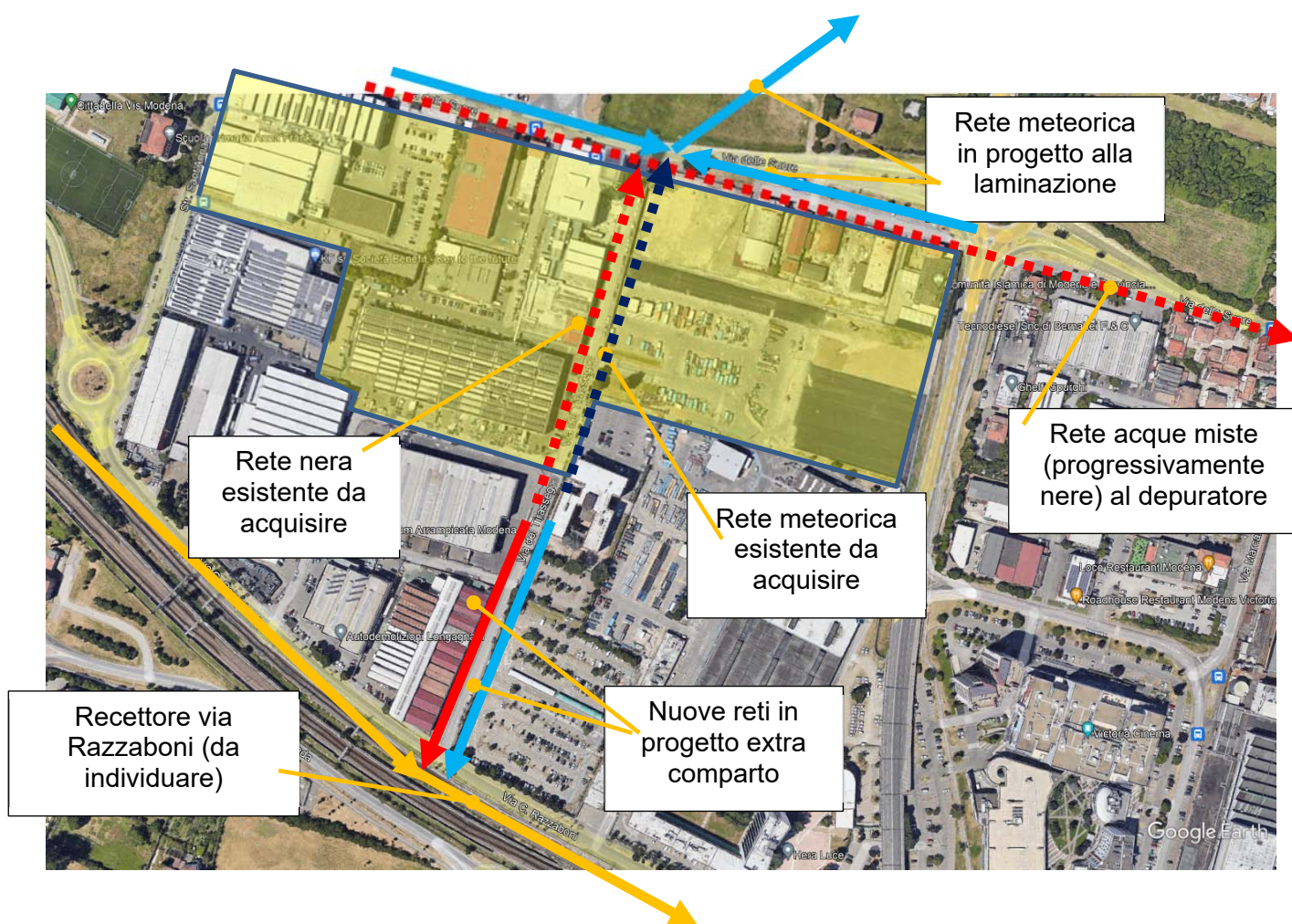


Figura 9- STATO DI PROGETTO: logica di rifunionalizzazione delle reti fognarie esistenti

#### Osservazione:

Sono già avvenuti alcuni incontri preliminari con i funzionari di HERA spa nell’ambito dei quali si è provveduto ad condividere quanto appena illustrato in termini di necessità di interazione con le reti pubbliche presenti in un intorno dell’areale oggetto di riqualificazione.

Il presente documento illustra i criteri di dimensionamento che hanno portato alla definizione della configurazione di progetto.

## 2.2. Principali riferimenti normativi di settore

- **Linee guida/documento tecnico HERA:** DA.DT.FD.001 Principali prescrizioni tecniche per la progettazione e realizzazione di reti fognarie Rev.0 del 18/06/2019
- **Circolare Ministero LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale - 7 gennaio 1974, n. 11633.** “Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto”.
- **Decreto Ministero LL.PP. 12 Dicembre 1985** “Norme tecniche per le tubazioni”.
- **Deliberazione della Giunta Regionale del 9 giugno 2003, n. 1053** “Direttiva concernente indirizzi per l’applicazione del d.lgs.152/99 in materia di tutela delle acque dall’inquinamento”. **Deliberazione della Giunta Regionale del 14 febbraio 2005, n. 286** “Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne (art. 39, DLgs 11 maggio 1999, n. 152)”.
- **Deliberazione di Giunta Regionale del 18 Dicembre 2006, n. 1860** “Linee Guida di indirizzo per la gestione acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della Deliberazione G.R. N. 286 del 14/02/2005”.
- **Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152** “Norme in materia ambientale” e ss.mm.
- **Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018** “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni””.
- **Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici 21 gennaio 2019, n. 7** “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- **UNI EN 476** Requisiti generali per componenti utilizzati nelle connessioni di scarico e nei collettori di fognatura per sistemi di scarico a gravità.
- **UNI EN 752** Connessioni di scarico e collettori di fognatura all'esterno degli edifici - Gestione del sistema di fognatura.
- **UNI EN 1401-1** Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U) – Parte 1: Specificazioni per i tubi, i raccordi ed il sistema.
- **UNI EN 13476-1** Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) - Parte1: Requisiti generali e caratteristiche prestazionali. **UNI EN 13476-2** Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato(PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) – Parte 2: Specifiche per tubi e raccordi con superficie interna ed esterna liscia e il sistema, Tipo A.
- **UNI EN 13476-3** Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) - Parte 3: Specifiche per tubi e raccordi con superficie interna liscia e superficie esterna profilata e il sistema, Tipo B.
- **UNI EN 1917** Pozzetti e camere di ispezione di calcestruzzo non armato, rinforzato con fibre di acciaio e con armature tradizionali.
- **UNI EN 13598-2** Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi e fognature interrati non in pressione - Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) - Parte 2: Specifiche per i pozzetti di ispezione



14

accessibili al personale e per le camere di ispezione UNI EN 124-1 Dispositivi di coronamento e di chiusura dei pozzetti stradali - Parte 1: Definizioni, classificazione, principi generali di progettazione, requisiti di prestazione e metodi di prova.

- **UNI EN 124-2** Dispositivi di coronamento e di chiusura dei pozzetti stradali - Parte 2: Dispositivi di coronamento e chiusura fatti in ghisa.
- **UNI EN 1610** Costruzione e collaudo di connessioni di scarico e collettori di fognatura.
- **UNI/TR 11256** Guida all'installazione di dispositivi di coronamento e di chiusura in zone di circolazione pedonale e/o veicolare (chiusini e caditoie).
- **UNI ENV 1401-3** Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U) - Guida per l'installazione

### 2.3. Dati di progetto utilizzati per la verifica

Si riassumono i dati forniti dal Progettista Generale del comparto, sui quali si basano le considerazioni e le verifiche esposte nella presente relazione.

#### Dati complessivi

#### STATO DI FATTO

Superficie totale interessata dalla riqualificazione circa  $SF= 7.16$  ha

- Superficie coperta circa 0.86 ha
- Superficie asfaltata circa 2.34 ha

#### Superfici impermeabili circa:

$$Si=0.87+2.35= 3.22 \text{ ha}$$

#### Superficie verde permeabile circa:

$$Sp= 3.95 \text{ ha}$$

Si veda a tal proposito il dettaglio di fig. 10

AREE INTERESSATE DALL'O SVILUPPO DEL COMPARTO INDUSTRIALE CPC	Superfici Territoriali	Superfici Totali
<b>C</b> (parcheggio multipiano)	11 568	
<b>B</b> (edificio Q, )	16 286	17 167
<b>A</b> (edifici O e R + L +soppalco tecnico)	14 508	18 452
AREE INTERESSATE DALL'AMPLIAMENTO	42 362	
<b>D</b> (area ex Pro Latte)	6 052	
	Superfici Territoriali	Superfici Totali
AMPLIAMENTO COMPARTO CPC GROUP	48 414	35 619

Figura 10- STATO DI FATTO: tipologia superfici areale interessato da riqualificazione

## STATO DI PROGETTO

Superficie totale interessata dalla riqualificazione circa SF= 7.16 ha

- Superficie coperta circa 2.2 ha
- Superficie asfaltata circa 3.0 ha

Superfici impermeabili circa:

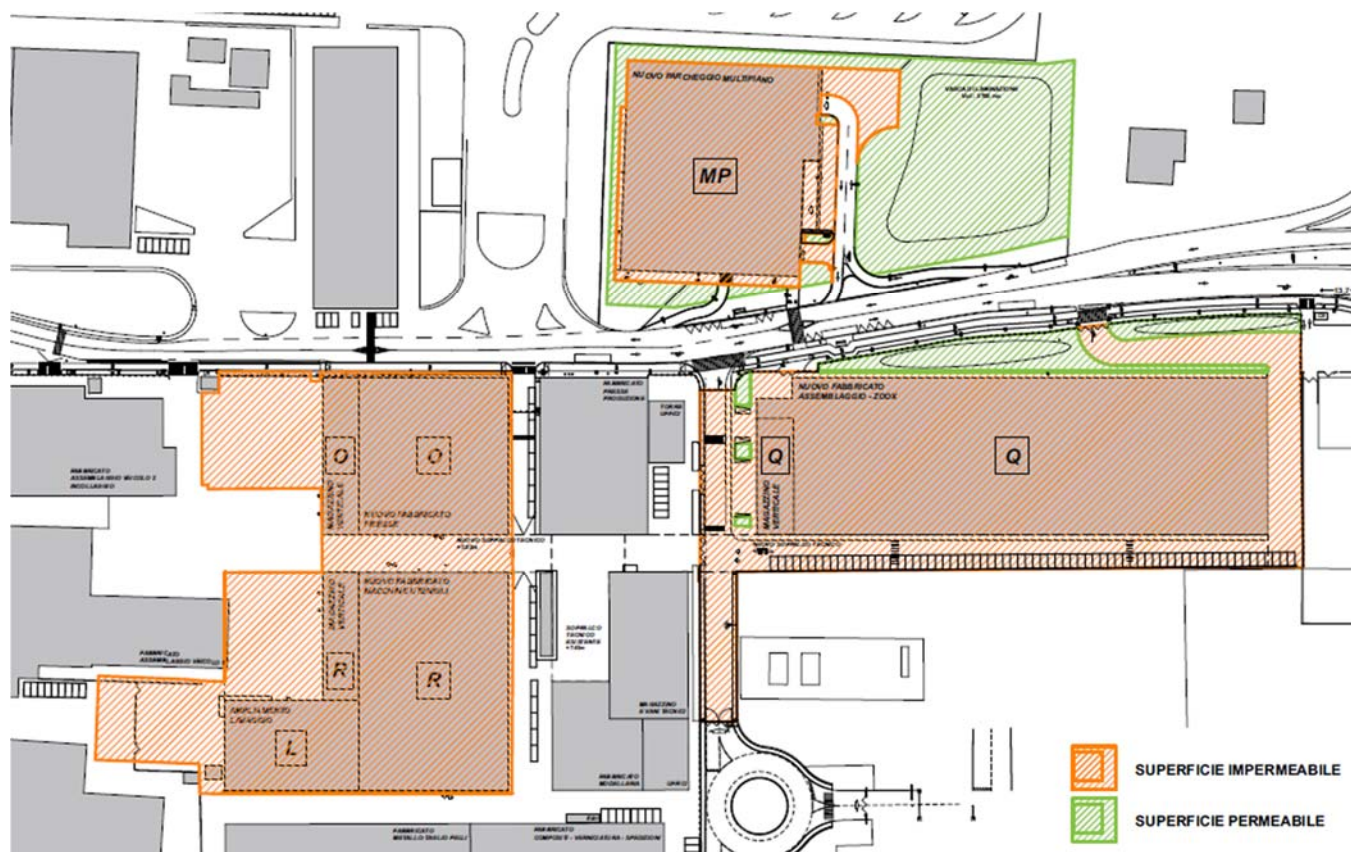
$$Si=2.2+3.0= 5.2 \text{ ha}$$

Superficie verde permeabile circa:

$$Sp= 1.97 \text{ ha}$$

Si veda a tal proposito il dettaglio di fig. 11





Superfici esterne trattate a verde (Sv)				
		$\psi$	Superficie esterna trattata a verde (mq)	$S_v \times 1 / \psi$ valore calcolato
<b>N1</b>	Giardini, aree verdi, prati, orti, superfici boscate ed agricole	0,10	6908,00	69080,00
Superfici esterne non trattate a verde (Si)				
		$\psi$	Superficie esterna trattata a verde (mq)	$S_v \times 1 / \psi$ valore calcolato
<b>D6</b>	Pavimento in asfalto o cls (cautelativamente si assume $\psi = 1,00$ )	1,00	35454,00	35454,00
<b>RIE CALCOLATO =</b>			<b>1,6</b>	

Figura 11- STATO DI PROGETTO tipologia superfici areale interessato da riqualificazione

## 2.4. Fognature di progetto

Le fognature saranno del tipo separato, realizzate a gravità in PVC SN 8 (rispondenti alle norme UNI EN 1401-1 oppure alle norme EN 13476-tipo A1) o eventualmente in HDPE liscio internamente corrugato esternamente (rispondenti alle norme UNI EN 13476-3), con pendenze variabili dall'1‰ (fognature bianche) al 2‰ (fognature nere).

Per le sole fognature bianche per i diametri superiori al DN 630 potranno essere previsti collettori in HDPE liscio internamente corrugato esternamente (rispondenti alle norme UNI EN 13476-3), con pendenze non inferiori all'1‰ oppure collettori in calcestruzzo vibro-compresso, lunghezza 2000 mm., con incastro a bicchiere e base di appoggio piana, il tutto dimensionato secondo le norme din 4032 sezione kfw-m e completo di anello in sbr a sezione glipp direttamente incorporato nella parte interna del bicchiere compreso anello in polistirolo per prevenire l'accumulo di detriti o la formazione di ghiaccio durante il trasporto o la posa in opera garantendo la tenuta idraulica secondo le norme din 19543.

Considerata l'altimetria del terreno esistente, le quote obbligate del recapito delle due fognature e la necessità di risolvere possibili interferenze tra le diverse linee di collettori, alcuni tratti delle tubazioni previste, con particolare riferimento alle fogne nere, si troveranno ad essere superficiali, avendo un esiguo ricoprimento: si ritiene opportuno presidiare i collettori, nel caso in cui la cui generatrice superiore abbia un ricoprimento inferiore ad un metro, con un bauletto in cls quale rinfiacco della tubazione o una soletta in cls armata con rete elettrosaldata.

## **2.5. Fognatura separata nera**

Le condotte a gravità della fognatura separata nera saranno realizzate con tubi in polivinilcloruro (PVC), di rigidità anulare SN 8 (rispondenti alla norma UNI EN 1401-1 o EN 13476-tipo A1), posati in letto di sabbia con pendenza pari al 2.5‰ e comunque non inferiore al 2‰

### Calcolo portate di progetto

Attualmente l'insediamento accoglie nello stato di fatto pressappoco 800 persone tra personale impiegato, dirigenza e personale operativo. L'implementazione in atto consente di prevederne l'impiego di altrettanti nel giro di qualche anno.

Trattasi dunque di complessivi 1600 persone che da tabelle di conversione ARPAE (Linee Guida ARPA per il trattamento delle Acque reflue domestiche) portano al computo di pressappoco 700/800 abitanti equivalenti essendo:

[...omiss

- *Fabbriche e laboratori artigianali: 1 a.e. ogni 2 dipendenti, fissi o stagionali, durante la massima attività*
- *Ditte e uffici commerciali: 1 a.e. ogni 3 dipendenti fissi o stagionali, durante la massima attività*

...]

Supponendo in via approssimativa ed in attesa di definizione compiuta dei layout interni delle nuove unità produttive 2 unità di scarico ogni 10 persone impiegate e stimando una dotazione idrica "tipica" stabilita dai regolamenti e dalle carte di servizio vigenti pari a 0.1



18

l/s per unità di scarico è possibile definire per l'insediamento in progetto le portate massime portate nere verso il sistema fognario:

$$Q_{\max} = 0.1 \text{ [l/s]} \cdot 0.7 \cdot 160 = 11.2 \text{ [l/s]}$$

Dove

- 0.7 è il coefficiente di contemporaneità
- 160 sono le unità di scarico

Conclusione

L'insediamento pienamente abitato necessita complessivamente di portate idriche che si attestano su valori compresi tra 11 e 12 [l/s]

### Dimensionamento e verifica condotte di fognatura nera

Considerato le esigue portate in gioco, in ogni ramo della nuova linea di fognatura nera si utilizzerà la medesima tubazione corrispondente al diametro minimo indicato nel documento tecnico dell'Ente Gestore HERA denominato *DA.DT.FD.001 Principali prescrizioni tecniche per la progettazione e realizzazione di reti fognarie Rev.0 del 18/06/2019*, pari a 200 mm.

Utilizzando una tubazione in PVC De 200 mm SN 8 SDR 34 sp. 5,9 mm UNI EN 1401-1, per la portata a sezione piena e la portata massima (che si ha con un livello di riempimento  $y/D$  pari a circa 0,94), considerando i valori del diametro interno ( $D_i = 188,2$  mm) della tubazione e la pendenza di progetto pari a 2‰, si ha:

$$Q_{max} = 15.0 \text{ l/s}$$

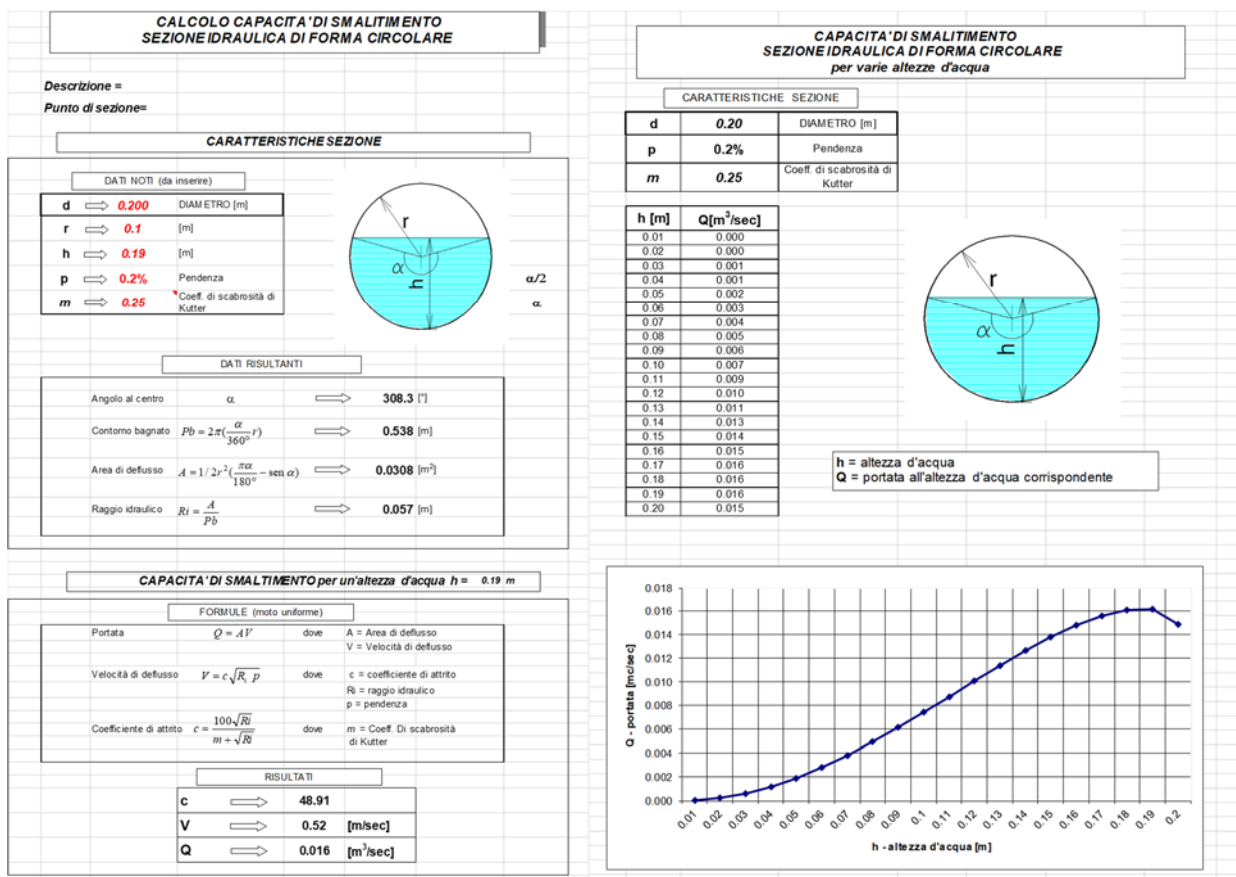


Figura 12- scala di deflusso in moto uniforme collettore DN200 acque nere

E' dunque essendo il diametro minimo previsto per le fognature nere di tutto il nuovo sviluppo industriale el DN 200, questo una tubazione di sezione ampiamente sufficiente a far defluire le portate di progetto.



## 2.6. Fognatura separata bianca

Le condotte a gravità della fognatura separata bianca saranno realizzate con tubi in polivinilcloruro (PVC), di rigidità anulare SN 8 (rispondenti alla norma UNI EN 1401-1 o EN 13476-tipo A1); per i diametri superiori al DN 630 potranno essere previsti collettori in HDPE liscio internamente corrugato esternamente (rispondenti alle norme UNI EN 13476-3), con pendenze non inferiori all'1‰ oppure collettori in calcestruzzo vibro-compresso, lunghezza 2000 mm., con incastro a bicchiere e base di appoggio piana, il tutto dimensionato secondo le norme din 4032 sezione kfw-m e completo di anello in sbr a sezione glipp direttamente incorporato nella parte interna del bicchiere compreso anello in polistirolo per prevenire l'accumulo di detriti o la formazione di ghiaccio durante il trasporto o la posa in opera garantendo la tenuta idraulica secondo le norme din 19543

La pendenza minima di posa è prevista pari all'1‰, dovendo rispettare il salto di quota disponibile tra monte e recapito finale a valle.

L'insediamento in esame genera 2 tipologie di ACQUE METEORICHE di corrivazione in questa riqualificazione drenate da apposite reti nell'intento di eseguire progressivamente una suddivisione al livello di intero insediamento:

- Coperture in quota: acque meteoriche incontaminabili
- Areali a terra: acque meteoriche contaminabili ma che nel caso specifico non generano prime piogge o dilavamento essendo di pertinenza di parcheggi o transiti

Il sistema di nuove fognature separate bianche rispecchierà tale schema.

Le fognature interne al servizio delle diverse superfici su menzionate saranno fra loro collegate e si avrà un unico punto di scarico finale in invarianza idraulica nel canale Quartarezza a Est dell'insediamento in corso di riqualificazione.

L'invarianza idraulica sarà ottenuta per mezzo della laminazione operata da una vasca la cui idrometria consente una variazione di pressappoco 150 cm per consentire lo stoccaggio temporaneo delle portate eccedenti il valore di invarianza idraulica

### Determinazione delle portate mediante approccio sintetico concettuale

Facendo riferimento ad una udometria comunemente accettata e consolidata per le superfici impermeabili di 200 l/s ha e di 8-20 l/s ha per le superfici permeabili (nel caso specifico si fa riferimento ad un valore intermedio della forbice riportata (10 l/s) per via della poca acclività dell'area) si può determinare il valore indicativo di portata massima con cui queste aree gravano (sia nello stato di fatto che di progetto) sul recettore fognario in caso di evento di forte intensità e breve durata:

### Stato di fatto

<u>Superfici impermeabili circa</u>	<b>Si= 3.22 ha</b>
<u>Superficie verde permeabile circa:</u>	<b>Sp= 3.95 ha</b>

21

- $Q_i = 200 \text{ [l/s ha]} * 3.22 \text{ [ha]} = 644 \text{ l/s}$
- $Q_p = 10 \text{ [l/s ha]} * 3.95 \text{ [ha]} = 39.5 \text{ l/s}$

$$Q_t = Q_i + Q_p = 684 \text{ l/s}$$

- $\phi = 0.44$

### Stato di progetto

Superfici impermeabili circa                      **Si= 5.2 ha**  
Superficie verde permeabile circa:           **Sp= 1.97 ha**

- $Q_i = 200 \text{ [l/s ha]} * 5.92 \text{ [ha]} = 1.184 \text{ l/s}$
- $Q_p = 10 \text{ [l/s ha]} * 1.97 \text{ [ha]} = 19.7 \text{ l/s}$

$$Q_t = Q_i + Q_p = 1204 \text{ l/s}$$

- $\phi = 0.82$

### Osservazione

*La differenza tra le portate nello stato di fatto e di progetto dovrà essere temporaneamente stoccata all'interno del dispositivo di laminazione previsto a nord dell'insediamento prima del recapito all'interno del Canale Quartarezza*

### Determinazione delle portate mediante approccio analitico da calcolo delle piogge

Si premettono alcune considerazioni circa il calcolo delle portate di pioggia per affrontare, poi, il calcolo della portata al colmo massima per l'insediamento industriale in oggetto. Seguiranno le verifiche preliminari delle tubazioni principali previste per la fognatura bianca.

Gli eventi pluviometrici si caratterizzano in base alla loro durata ed è statisticamente dimostrato, come ben noto, che precipitazioni particolarmente intense si verificano per brevi periodi: è il caso tipico degli acquazzoni estivi e primaverili, mentre la piovosità prolungata nel tempo, tipica della stagione invernale, si manifesta con intensità minore.

La durata dell'evento pluviometrico determina la portata massima in uscita dal bacino sollecitato. La massima portata pluviometrica nella sezione finale di un bacino idrografico naturale o artificiale si verifica, quindi, in corrispondenza di precipitazioni con durata pari al tempo di corrivazione del bacino nella sezione in esame (precipitazione critica), essendo il tempo di corrivazione l'intervallo temporale che impiega la precipitazione caduta nel punto più remoto del bacino a raggiungere la sezione finale.

Precipitazioni con durata inferiore al tempo di corrivazione, pur essendo caratterizzate da un'intensità maggiore della critica non sollecitano uniformemente tutto il bacino, poiché le



22

superfici più remote contribuiscono alla formazione della portata solo dopo la fine dell'evento pluviometrico.

Le precipitazioni con durata superiore al tempo di corrivazione, pur sollecitando uniformemente tutto il bacino, hanno, invece, intensità minore della critica. Nel grafico seguente, dove sono riportati gli idrogrammi trapezoidali di piena nella sezione di chiusura di un bacino idrografico, viene esemplificata l'influenza della durata  $D$  dell'evento pluviometrico, a parità di millimetri precipitati, sulla portata massima  $Q$ :

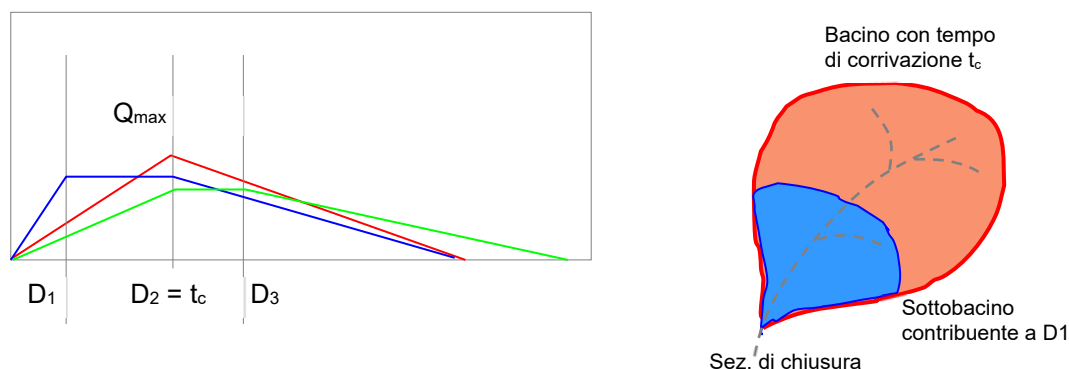


Figura 13: durata dell'evento pluviometrico e portata massima

I tempi di corrivazione di bacini urbani sono piuttosto esigui, nell'ordine dei minuti o delle decine di minuti, poiché elevate sono le velocità di scorrimento dell'acqua (0.5-1.0 m/s) sulle superfici lastricate ed asfaltate ed all'interno delle tubazioni fognarie. Diversamente i tempi di corrivazione di reti idrografiche superficiali naturali od artificiali, come quelle di bonifica, sono dell'ordine delle ore o dei giorni a seconda delle estensioni delle superfici drenate.

Per il dimensionamento di opere in ambito fognario urbano vanno considerate precipitazioni molto intense caratterizzate, cioè, da brevi durate, simili ai tempi di corrivazione dei bacini in questione.

Il documento tecnico denominato DA.DT.FD.001 Principali prescrizioni tecniche per la progettazione e realizzazione di reti fognarie Rev.0 del 18/06/2019, emesso da Hera, che sarà Ente Gestore della fognatura prevista nell'area di urbanizzazione primaria, indica per le verifiche idrauliche delle fognature bianche un tempo di ritorno minimo di 10 anni; nel rispetto di tali indicazioni e a favore di sicurezza, le verifiche sul dimensionamento delle condotte saranno effettuate in base a eventi meteorici con tempo di ritorno venticinquennale  $TR=25$  anni, ciò costituendo un buon margine di sicurezza, facendo riferimento ai corrispondenti parametri della curva di probabilità pluviometrica indicati nella Tabella 3 di tale documento. Si avrà quindi, per sito oggetto di interesse:

$$h_{(Tr=25)} = 46,12 \cdot d^{0,487} \quad \text{per } d < 1 \text{ h} \quad (d = \text{durata pioggia})$$

$$h_{(Tr=25)} = 43,82 \cdot d^{0,284} \quad \text{per } d > 1 \text{ h} \quad (d = \text{durata pioggia})$$

*Cenni di statistica delle piogge di breve durata*

La procedura per caratterizzare statisticamente le precipitazioni parte dalle osservazioni pluviometriche ricavabili dagli annali idrologici dove sono registrate, in maniera continua, la precipitazione di durata maggiore od uguale alle 24 ore e in maniera saltuaria le precipitazioni di intensità eccezionale. Proprio queste ultime interessano per la verifica delle reti di drenaggio urbano, come si è già puntualizzato al paragrafo precedente. I massimi annuali delle piogge di breve durata (dalle decine di minuti a qualche ora) vengono quindi suddivisi in base alla durata, in modo da avere dei gruppi di osservazione piuttosto numerosi (almeno una decina di anni di osservazioni) per ciascuna durata. Tali gruppi vengono caratterizzati statisticamente con la distribuzione di probabilità di Gumbel dei valori estremi:

$$q(P) = \alpha e^{[-\alpha(P-u) - e^{-\alpha(P-u)}]}$$

dove  $q(P)$  è la probabilità che si verifichi la precipitazione  $P$  ed i parametri  $u$  e  $\alpha$  sono legati alla media campionaria e alla varianza campionaria della serie di precipitazione considerata. Ricavate le distribuzioni di probabilità per ogni durata è possibile calcolare, in corrispondenza di qualsiasi altezza di precipitazione  $P$ , la probabilità di superamento associata  $E$ , come l'unità meno l'integrale della distribuzione da meno infinito al valore di pioggia:

$$E(P) = 1 - \int_{-\infty}^P q(P) dP$$

l'inverso di tale valore è definito come il tempo di ritorno  $T_r$  dell'evento pluviometrico:

$$T_r = \frac{1}{E(P)}$$

Il tempo di ritorno e la probabilità di superamento di un evento hanno quindi uno stretto legame analitico che, concettualmente, si può tradurre come segue: se il tempo di ritorno è pari a 25 anni allora il numero medio di anni che intercorre tra due eventi della stessa intensità è pari a 25 e la probabilità che ogni anno si verifichi un evento con intensità superiore è pari a 1 su 25.

Fatto salvo quanto evidenziato nel paragrafo (Conclusioni), si scelgono alcuni tempi di ritorno su cui dimensionare la rete di fognatura e si possono adattare (con il metodo di interpolazione dei minimi quadrati) i valori di pioggia  $P$ , relativi a durate diverse  $D$  ma caratterizzati dalla medesima ricorrenza, sulle così dette curve di possibilità climatica, che si presentano nella forma:

$$P = aD^n$$

dove  $a$  ed  $n$  sono i parametri legati in maniera univoca al tempo di ritorno scelto. Così si ha uno strumento che lega la durata alla altezza di pioggia per un prefissato tempo di ritorno.

Le portate massime di pioggia drenabili dai piccoli bacini urbani considerati sono state calcolate con il metodo razionale: è noto che, secondo tale metodo, la portata massima  $Q$  generata da un bacino di estensione  $A$  sottoposto ad una precipitazione di altezza  $h$  è pari a:

$$Q = \varphi \frac{h}{t_c} A$$



24

dove  $\varphi$  è il coefficiente d'afflusso che determina la così detta pioggia netta o efficace (quota parte di  $h$  non trattenuta dalla superficie  $A$  e che quindi raggiunge la rete), mentre  $t_c$  è il tempo di corrivazione caratteristico del bacino. La scelta del coefficiente d'afflusso  $\varphi$  dipende dal tipo di terreno: passando da valori pari all'unità per bacini completamente impermeabili fino a valori pari a zero per bacini completamente permeabili. Il tempo di corrivazione  $t_c$  deve essere calcolato in base al percorso massimo  $L$  individuabile nel bacino considerando la velocità  $V$  media del flusso che si può verificare in condizione di piena:

$$t_c = \frac{L}{V}$$

Individuato  $t_c$ , il metodo suppone che l'intensità di pioggia critica (che determina la maggior portata nella sezione di chiusura) abbia durata pari al tempo di corrivazione del bacino: da cui deriva la formula del metodo razionale. E' quindi possibile calcolare  $Q$  scegliendo la precipitazione  $h$  corrispondente alla durata  $t_c$  su una determinata curva di possibilità climatica con fissato tempo di ritorno.

Si vuole sottolineare la corrispondenza tra eventi pluviometrici intensi di breve durata e forti sollecitazioni delle reti di fognatura. Tale binomio, facilmente verificabile nella realtà, è ben presente nella sensibilità comune ed il metodo razionale ne dà una chiara giustificazione scientifica. Essendo le reti di drenaggio urbano, infatti, caratterizzate da bassi tempi di corrivazione (dovuti alle piccole dimensioni coinvolte e alle alte velocità che si verificano sulle superfici asfaltate e nei condotti artificiali), ne consegue che le portate massime si hanno in corrispondenza di eventi pluviometrici intensi con brevi durate. Quanto detto giustifica anche la scelta fatta di analizzare statisticamente le piogge di breve durata.

#### Calcolo della portata al colmo massima (metodo analitico delle piogge)

Il tempo di corrivazione può essere calcolato come somma del tempo di accesso  $t_a$  alla rete e del tempo di percorrenza del percorso idraulicamente più lungo per arrivare alla sezione di chiusura dell'area considerata:

$$T_c = t_a + t_v$$

Il tempo di accesso alla rete, visto come il tempo impiegato dalle particelle di pioggia a raggiungere i collettori della rete drenante, considerata la esigua estensione del bacino in oggetto compensata però dalle basse pendenze delle superfici in gioco, viene stimato in:

- $t_a = 7 \text{ min}$

Poiché la rete di drenaggio ha un collettore principale che parte da sud dell'insediamento raggiungendo la vasca di laminazione e percorrendo una distanza di pressappoco 650 m,  $t_v$  si calcola considerando il tempo che l'acqua impiega a percorrere questa distanza ( $L = 650 \text{ m}$ ) in moto uniforme:

$$t_v = 650/v = 650 \text{ s}$$

ipotizzando in prima istanza una velocità di percorrenza di 1 m/s.

25

Il tempo di corrivazione risulta essere:

$$T_c = 7 \text{ min} + 650/60 \text{ min} \approx 18 \text{ min per arrotondamento}$$

Per il calcolo della portata al colmo massima si utilizza la formula seguente:

$$Q_{c,max} = \phi \cdot i(T_c) \cdot S/360$$

Dove

$\phi$	coefficiente d'afflusso complessivo per l'area in esame
$i(T_c)$	intensità media di pioggia (calcolata sul tempo di corrivazione) in mm/h
S	area del bacino in esame (ha)
360	fattore di conversione per avere Q in m <sup>3</sup> /s

Si consideri la seguente curva di possibilità pluviometrica (Tempo di ritorno  $T_r = 25$  anni):

$$h = 46,12 \cdot d^{0,487}$$

dove d è la durata di pioggia (espressa in h, la h risulta in mm), ed è valida per piogge di durata inferiore all'ora, come è in effetti nel nostro caso, visto che il  $T_c$  è di circa 18 minuti, ed è la durata che massimizza la portata al colmo, secondo il metodo di calcolo adottato.

L'intensità media risulta:

$$i = h/d = 46,12 \cdot d^{(0,487-1)} = 46,12 \cdot T_c^{-0,513} = 46,12 \cdot (18/60)^{-0,513} \approx 90 \text{ mm/h}$$

Per il calcolo del coefficiente di afflusso, occorre fare riferimento alla Tabella 1 del documento tecnico DA.DT.FD.001 Principali prescrizioni tecniche per la progettazione e realizzazione di reti fognarie Rev.0 del 18/06/2019, che si riporta di seguito:

Superficie tipo	Coefficiente di afflusso
Tetti, cortili lastricati, strade	0.9
Pavimentazioni drenanti	0.2-0.4
Verde, terreno naturale, ghiaie	0.1

Calcolando, come portata al colmo massima si ottiene:

#### Stato di Fatto

- $\phi = 0.44$

$$Q_{c,max} = \phi \cdot i(T_c) \cdot S/360 \approx 0,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### Stato di Progetto

- $\phi = 0.82$

$$Q_{c,max} = \phi \cdot i(T_c) \cdot S/360 \approx 1.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

Valori che grossomodo confermano I valori di portata calcolati per via sintetico concettuale mediante applicazione dei coefficient udometrici "tipici" per le aree di interesse

### Verifica preliminare del collettore principale a valle di tutte le confluenze

Con una pendenza dell'1‰, la tubazione CLS DN 1200 mm farebbe defluire la portata di progetto, con un modesto livello di riempimento, avendosi  $h/D = 0,35$ ; la velocità di percorrenza alla portata massima è all'incirca 0.85 m/s, inferiore a quella stimata per calcolare il tempo di corrivazione, pertanto, a favore della sicurezza, non si affina ulteriormente il calcolo del  $T_c$ .

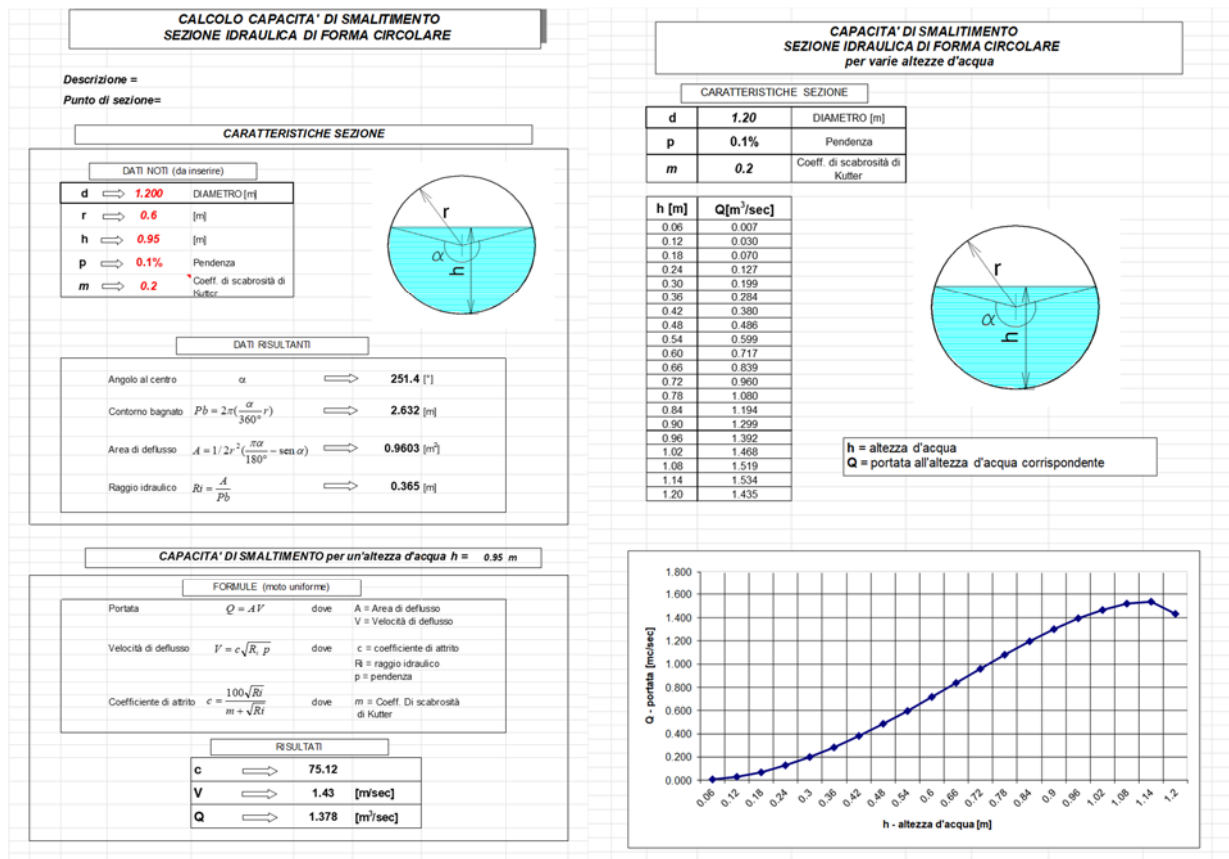


Figura 14- scala di deflusso in moto uniforme collettore DN1200 acque bianche

Il dimensionamento e le velocità di progetto rispettano le indicazioni della Circolare Ministero LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale - 7 gennaio 1974 n. 11633 per le fognature bianche, ossia

- Diametro nominale minimo DN 300 mm
- Velocità  $V \leq 5$  m/s.



Invarianza idraulica e laminazione: premessa e richiami normativi

Il ricettore delle acque meteoriche dell'insediamento riqualificato sarà il Canale Quartarezza. Nella valutazione degli aspetti idraulici occorrerà considerare, dunque, le prescrizioni dell'ente gestore della fognatura esistente che nella sostanza in ottemperanza ai principali strumenti di pianificazione esistenti richiede l'applicazione di quanto previsto dall'articolo 11 del PTCP.

Osservazione:

Di norma per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica, l'effetto dell'impermeabilizzazione dovuta alla urbanizzazione, che comporta una drastica riduzione della capacità di ricezione ed accumulo idrico tipica dei terreni naturali quindi un trasferimento molto più efficace e veloce verso il ricettore finale, deve essere contrastato dall'accumulo temporaneo di un volume d'acqua sufficiente a garantire che il valore massimo di portata in uscita sia compatibile con l'officiosità del ricettore durante gli eventi di piena.

Nel caso specifico nello stato di progetto ha notevole incremento udometrico dello stato anteoperam in quanto si passa da un coefficiente di deflusso iniziale di  $\phi = 0.44$  ad uno ad opere eseguite di  $\phi = 0.82$

Il tempo critico per il funzionamento di una vasca volano è di norma fortemente dipendente dal tempo di svuotamento della vasca di laminazione e verrà determinato in fase di progettazione esecutiva in funzione di differenti scenari di portate in ingresso. In questa analisi preliminare supponendo un volume della vasca pari a 500 mc ha impermeabilizzato (articolo 11 PTCP).

- Riferendosi al metodo delle sole piogge impostando una portata in uscita dal comparto pari a quella che si avrebbe supponendo tutta l'area di interesse (71.626 mq) permeabile si avrebbe:

$$Q_{out} = 7,1627 * 20 = 143 \text{ l/s}$$

a	n	A (mq)	fi	Qout (l/s)
46.12	0.487	71627	0.82	143.254

Dal quale si avrebbe che il tempo critico della vasca risulterebbe di circa 6 ore e mezza mentre la volumetria necessaria per la laminazione pressappoco 3400 mc

Tcr (h)	W (mc)
6.239	3389.4

Il che determina con specifico riferimento alle sole aree impermeabilizzate

Qout (l/s/ha)	mc/haimp
24.3902439	577.1

- Facendo riferimento all'articolo 11 del PTCP e alle aree impermeabilizzate dello stato di progetto e:

$$W_v = 5.52 \text{ [ha]} * 500 \approx \mathbf{2760 \text{ mc}}$$

Supponendo in maniera analitica

- di prendere un tempo di corrivazione per l'idrogramma di piena di riferimento pari a 30 minuti ed una portata massima in arrivo alla vasca di laminazione pari alla massima calcolata per l'areale B privato con  $T_c = 18$  minuti -assunzione molto cautelativa-
- di prendere un tempo di svuotamento della vasca pari a 2 volte il  $T_c$  di cui al punto precedente
- una portata entrante pari alla massima calcolata per  $TR = 25$  anni  $Q_e = 1370$  l/s
- di trascurare la portata di invarianza uscente dall'invaso per tutta la durata del fenomeno ( $Q_u = 740$  l/s) -assunzione altrettanto cautelativa-

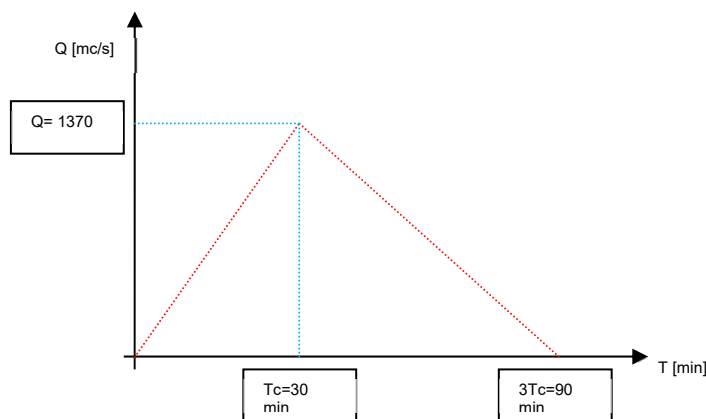


Figura 15: idrogramma semplificato areale B priv

Il volume della vasca risulterebbe pari all'area sotto all'idrogramma precedentemente indicato:

$$W_v = (90 * 60) \text{ [s]} * 1,370 \text{ [mc/s]} / 2 \approx \mathbf{3700 \text{ mc}}$$

A meno di ulteriori verifiche da effettuarsi in fase di progettazione esecutiva si assume quindi

- un volume utile di compenso per il sistema fognario pari a 3700 mc
- una portata massima di riempimento della vasca di  $Q_e = 1370$  l/s
- Un tempo di svuotamento della vasca pari a 1.5 h (alla portata massima 0.74 mc/s)
- Un tempo di svuotamento della vasca pari a 7 h (alla portata di invarianza di 0.143

29

mc/s)

All'uopo è stata prevista un'area ad esondazione preferenziale di pressappoco 2500 mq che può invasare temporaneamente la portata eccedente il valore di invarianza idraulica determinando un sopralzo di circa 150 cm:

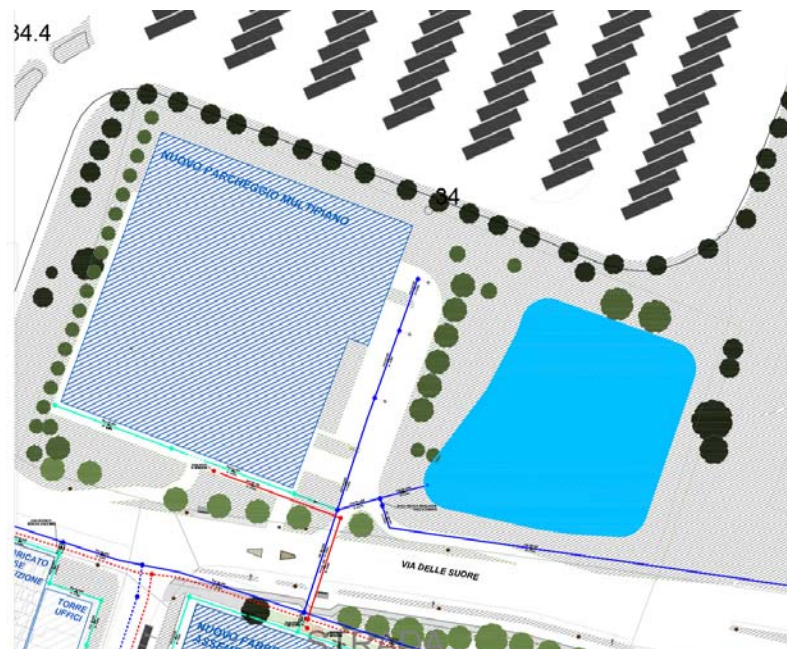


Figura 16: vasca di laminazione

La portata in uscita dall'insediamento può essere regolata all'interno del rango 0-740 l/s in quanto la vasca è in grado di stoccare completamente l'evento di progetto; per ottenere una siffatta prestazione dello scarico dovrà essere prevista l'installazione (sulla condotta di scarico verso il canale Quartarezza) di un dispositivo meccanico regolabile.

Detto dispositivo di regolazione delle portate si prevede sia una valvola tipo Hydroslide con meccanismo a galleggiante che, parzializzando la luce libera di deflusso al variare del battente idrico, garantisce portata in uscita costante.

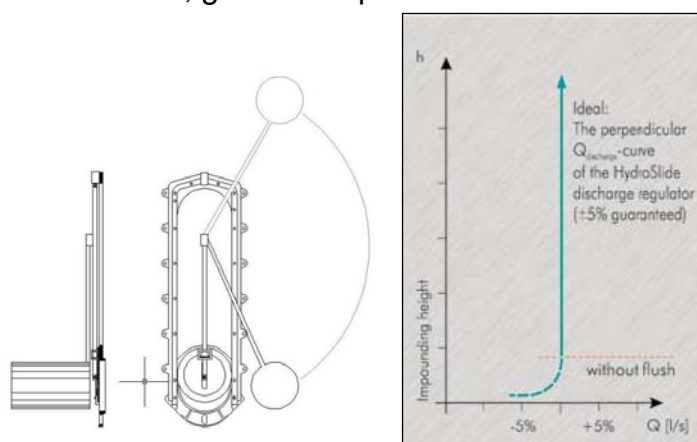


Figura 17: Dispositivo di regolazione delle portate tipo "Hydroslide": particolare costruttivo e principio di funzionamento



