

Comune di PADOVA

OGGETTO **Variante P.U.A. art. 19 LR 11/2004
"PADOVA EST" area PT2**

COMMITTENTE



BRICOMAN ITALIA srl

Via G. Marconi n° 24
20089 Rozzano (MI)

GRUPPO DI
PROGETTAZIONE



d-recta srl

via Ferrovia, 28 c/o Villa Liccer
31020 San Fior (TV) - Italia
t. 0438.1710037 - f. 0438.1710109
info@d-recta.it - www.d-recta.it

PROGETTO E COORDINAMENTO

Arch. Marco Pagani
Pian. Terr. Marco Carretta

DIRETTORE TECNICO

Arch. Dino De Zan



mob-up srl

via Ferrovia, 28 c/o Villa Liccer
31020 San Fior (TV) - Italia
t. 0438.1710039 - f. 0438.1710109
info@mob-up.it - www.mob-up.it

VALUTAZIONE COMPATIBILITA'
IDRAULICA

Ing. Davide Fasan

DIRETTORE TECNICO

Ing. Marcello Favalessa



TRM Group

via G.Ferrari, 39
20900 Monza (MB) - Italia
t. 039.3900237 - www.trmengineering.it
ufficio.tecnico@trmgroup.org

STUDIO VIABILISTICO
Dott. Paolo Galbiati

PROGETTO OPERE STRADALI

Ing. Giuseppe Ciccarone



Architetto Roberta Patt

via dei Tempesta, 3
31023 Resana (TV) - Italia
t. 347.7412298
architetto.robertapatt@gmail.com

ANALISI E VALUTAZIONI
AMBIENTALI

ELABORATO

STATO DI PROGETTO

17

Relazione idraulica

scala

-

codice

DR20170005UAR00PI000

EMISSIONE

rev	data	descrizione	redatto	controllato
01	novembre 2020	Elaborati adeguati alla Richiesta integrazioni CdS	DF	MF
00	agosto 2020	Prima emissione	DF	MF



Il presente documento è di proprietà di d-recta srl. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.

certificato norma UNI EN ISO 9001:2015 n. 17180-I
certificato norma UNI ISO 45001:2018 n. 17180-I

INDICE

1. Premessa	5
1.1 Introduzione normativa	5
1.1.1. Quadro normative di riferimento	6
2. Inquadramento.....	7
2.1 Inquadramento catastale.....	8
2.2 Inquadramento urbanistico	8
3. La precipitazione di progetto	10
4. Valutazione della compatibilità idraulica.....	10
4.1 Il coefficiente di deflusso	12
4.1.1. Stato di fatto	13
4.1.2. Stato di progetto.....	14
4.2 Calcolo della portata massima di progetto e tempo di corrivazione.....	15
4.3 Dimensionamento dei dispositivi compensativi.....	16
4.3.1. Sottobacino 1	17
4.3.2. Sottobacino 2.....	18
5. Manufatti di regolazione della piena.....	20
5.1 Manufatto regolatore sottobacino 1	20
5.2 Manufatto regolatore sottobacino 2.....	20
6. Trattamento acque di prima pioggia	21
7. Verifica della rete e dei volumi compensativi.....	23
7.1 Generalità	23
7.2 Analisi idrologica	23
7.2.1. Suddivisione in sottobacini.....	23
7.2.2. Stima delle precipitazioni efficaci	24
7.2.3. Scelta del tempo di pioggia	26
7.2.4. Ietogrammi	27
7.2.5. Idrogrammi di progetto	27
7.3 Analisi idraulica	28
7.3.1. Generalità.....	28
7.3.2. Modello di calcolo	28
7.3.3. Descrizione della schematizzazione della rete	28
7.3.4. Condizioni al contorno.....	29
7.4 Analisi dei risultati	29
8. Scarico acque reflue assimilabili alle acque reflue domestiche.....	37

9. Sintesi e conclusioni	41
10. OPERE ESTERNE - Valutazione della compatibilità idraulica	43
10.1 Il coefficiente di deflusso	44
10.1.1. Stato di fatto	45
10.1.2. Stato di progetto.....	45
10.2 Dimensionamento dei dispositivi compensativi.....	46

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Ortofoto con individuazione area oggetto di intervento.....	7
Figura 2: Estratto di mappa catastale.....	8
Figura 3: Estratto P.A.T., tav4 – Trasformabilità	9
Figura 4: Estratto P.I. Foglio 8.....	9
Figura 5: Individuazione dei sottobacini.....	11
Figura 6: Coefficiente di deflusso in funzione della classe di utilizzo ai sensi del DGRV 2948/2009	12
Figura 7: schema metodo Cinematico	15
Figura 8: Output del software distribuito dal Consorzio di Bonifica Acque Risorgive	17
Figura 9: Output del software distribuito dal Consorzio di Bonifica Acque Risorgive	19
Figura 10: Schema impianto di prima pioggia.....	22
Figura 11: Rappresentazione del modello idrologico-idraulico	24
Figura 12: Ietogramma scenario 1 con integrazione di 15 minuti	30
Figura 13: Ietogramma scenario 2 con integrazione di 15 minuti	31
Figura 14: Ietogramma scenario 3 con integrazione di 15 minuti	31
Figura 15: Idrogramma di piena alla sezione di chiusura del ramo A.....	32
Figura 16: Profilo tirante massimo Ramo A (ora 6:45).....	32
Figura 17: Profilo tirante massimo Ramo B (ora 6:45).....	33
Figura 18: Volume bacino di laminazione nell'area a verde durante l'evento meteorico	34
Figura 19: Portata scaricata dal regolatore di portata a bocca tarata – sottobacino 1.....	35
Figura 20: Portata scaricata dal regolatore di portata a bocca tarata – sottobacino 2.....	35
Figura 21: Tabella riassuntiva degli abitanti equivalenti per tipologia di utenza.....	38
Figura 22: Individuazione scarico in fognatura mista.....	39
Figura 23: Schema tipo scarico reflui assimilabili ai domestici in fognatura mista	40
Figura 24: Coefficiente di deflusso in funzione della classe di utilizzo ai sensi del DGRV 2948/2009	45
Figura 25: Output del software distribuito dal Consorzio di Bonifica Acque Risorgive	50

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Classi d'intervento ai sensi del D.Rgv 2948/2009.....	11
Tabella 2: Superfici complessive dello stato di fatto.....	13
Tabella 3: Superfici stato di fatto sottobacino 1 (SB1).....	13
Tabella 4: Superfici stato di fatto sottobacino 2 (SB2).....	13
Tabella 5: Superfici di progetto complessive.....	14
Tabella 6: superfici di progetto sottobacino 1 (SB1).....	14
Tabella 7: superfici di progetto sottobacino 2 (SB2).....	14
Tabella 8: Classificazione dei tipi idrologici di suolo secondo il metodo SCS-CN.....	25
Tabella 9: Valori caratteristici del parametro CNII nelle zone urbanizzate.....	26
Tabella 8: superfici di progetto sottobacino 1 (SB1).....	41
Tabella 9: superfici di progetto sottobacino 2 (SB2).....	41
Tabella 12: Classi d'intervento ai sensi del D.Rgv 2948/2009.....	43
Tabella 13: Superfici complessive dello stato di fatto del Sotto-bacino Sud.....	45
Tabella 14: Superfici complessive dello stato di fatto del Sotto-bacino Nord.....	45
Tabella 15: Superfici di progetto complessive del Sotto-bacino Sud.....	46
Tabella 16: Superfici di progetto complessive del Sotto-bacino Nord.....	46

RELAZIONE IDRAULICA

1. PREMESSA

Lo scopo dello studio è l'individuazione delle modificazioni all'assetto idrogeologico esistente conseguenti al progetto relativo all'ambito denominato "PUA - PT2" localizzato tra corso Irlanda (SR308), via San Marco, via Franceschini e via delle Grazie, nel Comune di Padova, con l'obiettivo di definire le misure compensative e gli accorgimenti tecnici necessari ad evitare l'aggravio delle condizioni idrauliche dell'area.

Visti dunque:

- Gli elaborati prodotti a firma dei progettisti arch. Marco Pagani e pian.ter. Marco Carretta;
- La normativa vigente in materia come richiamata al paragrafo 1.1.

Si redige la presente valutazione di compatibilità idraulica e relazione idraulica al fine di verificare la fattibilità da un punto vista idraulico ed ambientale delle scelte progettuali, prendendo in considerazione i seguenti obiettivi:

- analisi del sistema idrologico e idrogeologico al fine di valutare l'impatto del progetto rispetto allo stato di fatto;
- identificazione degli interventi di mitigazione necessari per l'ottenimento dell'invarianza idraulica.

1.1 Introduzione normativa

La Giunta della Regione Veneto, con deliberazione n. 3637 del 13.12.2002 aveva prescritto precise disposizioni da applicare agli strumenti urbanistici generali, alle varianti generali o varianti che comportavano una trasformazione territoriale che possa modificare il regime idraulico per i quali, alla data del 13.12.2002 non era concluso l'iter di adozione e pubblicazione compreso l'eventuale espressione del parere del Comune sulle osservazioni pervenute.

Per tali strumenti era quindi richiesta una "Valutazione di compatibilità idraulica" dalla quale si poteva desumere che il livello di rischio idraulico non venisse incrementato per effetto delle nuove previsioni urbanistiche. Nello stesso elaborato dovevano esser indicate anche misure "compensative" da introdurre nello strumento urbanistico ai fini del rispetto delle condizioni valutate. Inoltre, era stato disposto che tale elaborato dovesse acquisire il parere favorevole dell'Unità Complessa del Genio Civile Regionale competente per territorio.

Il fine era quello di evitare l'aggravio delle condizioni del dissesto idraulico di un territorio caratterizzato da una forte urbanizzazione di tipo diffusa.

In data 10 maggio 2006 la Giunta regionale del Veneto, con deliberazione n. 1322, ha individuato nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici.

Infatti, si era reso necessario fornire ulteriori indicazioni per ottimizzare la procedura e garantire omogeneità metodologica agli studi di compatibilità idraulica. Inoltre, l'entrata in vigore della LR n. 11/2004, nuova disciplina regionale per il governo del territorio, ha modificato sensibilmente l'approccio per la pianificazione urbanistica. Per aggiornare i contenuti e le procedure tale DGR ridefinisce *le "Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla Valutazione di Compatibilità Idraulica degli strumenti urbanistici"*. Inoltre, anche il

“sistema di competenze” sulla rete idrografica ha subito una modifica d’assetto con l’istituzione dei Distretti Idrografici di Bacino, che superano le storiche competenze territoriali di ciascun Genio Civile e, con la DGR 3260/2002, è stata affidata ai Consorzi di Bonifica la gestione della rete idraulica minore.

In data 6 ottobre 2009 la Giunta regionale del Veneto, con deliberazione n. 2948, individua nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici.

Lo scopo fondamentale dello studio di compatibilità idraulica è quello di far sì che le valutazioni urbanistiche, sin dalla fase delle loro prime valutazioni, tengano conto dell’attitudine dei luoghi ad accogliere la nuova edificazione, considerando le interferenze che queste hanno con i dissesti idraulici presenti e potenziali, nonché le possibili alterazioni del regime idraulico che le nuove destinazioni o trasformazioni di uso del suolo possono venire a determinare. In sintesi, lo studio idraulico deve verificare l’ammissibilità delle previsioni contenute nello strumento urbanistico, prospettando soluzioni corrette dal punto di vista dell’assetto idraulico del territorio.

Per gli interventi di dettaglio come quello oggetto del presente studio si fa riferimento anche alle indicazioni contenute nel Piano di Tutela delle Acque e nelle relative Norme Tecniche.

1.1.1. Quadro normative di riferimento

- Direttiva Europea Quadro sulle Acque 2000/60/CE;
- D.L. 3 aprile 2006 n.152: "Norme in materia ambientale";
- Legge 179 del 31 luglio 2002: "Disposizioni in materia ambientale";
- D.L. 18 agosto 2000 n.258 (rinvio al D.L. 11 maggio 1999 n.152): "Disposizioni correttive e integrative del decreto legislativo 11 maggio 1999 n.152, in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, a norma dell'art. 1, comma 4, della legge 24 aprile 1998, n.128.";
- D.L. 11 maggio 1999 n.152: "Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva";
- D.P.R. 18 febbraio 1999 n.238: Regolamento recante norme per l'attuazione di talune disposizioni della legge 5 gennaio 1994 n.36, in materia di risorse idriche;
- D.G.R.V. 06 ottobre 2009 n.2948: "Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica delle delibere n. 3637/2002, n. 1322/2006 e n. 1841/2007 in attuazione della sentenza del Consiglio di Stato n. 304 del 3 aprile 2009.";
- "Linee guida per la valutazione di compatibilità idraulica", 2009 – Commissario delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi metereologici del 26 settembre 2007 cha hanno colpito parte del territorio della regione Veneto;
- D.G.R.V. 29 settembre 2009 n.2884: "Piano di Tutela delle Acque. Approvazione di ulteriori norme di salvaguardia. (art. 121 del D.Lgs. n.152/2006; artt.19 e 28 L.R. 33/1985)";
- Piano di Tutela delle Acque: Art. 121, Decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, "Norme in materia ambientale";
- ALLEGATO D della D.G.R.V. 15 maggio 2012 n.842 Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Tutela delle Acque.

2. INQUADRAMENTO

L'ambito denominato "PUA - PT2" oggetto della presente Variante è localizzato lungo Corso Irlanda (SR308), tra via San Marco, via Franceschini e via delle Grazie, in un contesto a destinazione commerciale, direzionale e direzionale ed è stato in parte interessato dallo sviluppo dello svincolo autostradale di Padova Est.

Il sito, ad oggi in stato di degrado ed incuria in seguito ad un progetto di sviluppo dell'area mai concluso, faceva parte sin dagli anni '70 di un ampio progetto di sviluppo terziario del quadrante "Padova est".

Lo sviluppo e la costruzione del nodo viario di Padova Est nell'attuale conformazione nascono da una precisa pianificazione urbanistica che vede definire le norme edificatorie per le aree denominate PT1, PT2 e PT3 e dalla sottoscrizione di un Accordo di Programma nel maggio del 2001 in cui i diversi Enti firmatari (Comune di Padova, Regione Veneto, Società Autostrade VE-PD e Società Autostrade BS-PD) intervenivano, ciascuno per le proprie competenze, alla realizzazione della nuova viabilità di Padova Est in modo da consentire l'insediamento delle nuove attività.

Negli anni l'area ha visto, pur non mutando la sua conformazione, un cambiamento dovuto alla comparsa di un grande bacino di acqua a causa dell'interruzione dei lavori dell'allora approvato intervento edilizio PT2: lavori interrotti durante la realizzazione dell'interrato.



Localizzazione area **PUA - PT2**
(in evidenza i lavori per la realizzazione dell'interrato)



Localizzazione area **VARIANTE PUA - PT2**
(in evidenza il bacino d'acqua)

Figura 1: Ortofoto con individuazione area oggetto di intervento

2.1 Inquadramento catastale

L'area di progetto, nel *Catasto Edilizio Urbano* comprende i mappali così individuati:

Foglio 57 del Comune di Padova mappali n. 168, 235, 422, 611, 613, 614, 615, 618, 627, 629, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 646 tutti intestati a Bricoman Italia S.p.a o al Comune di Padova.

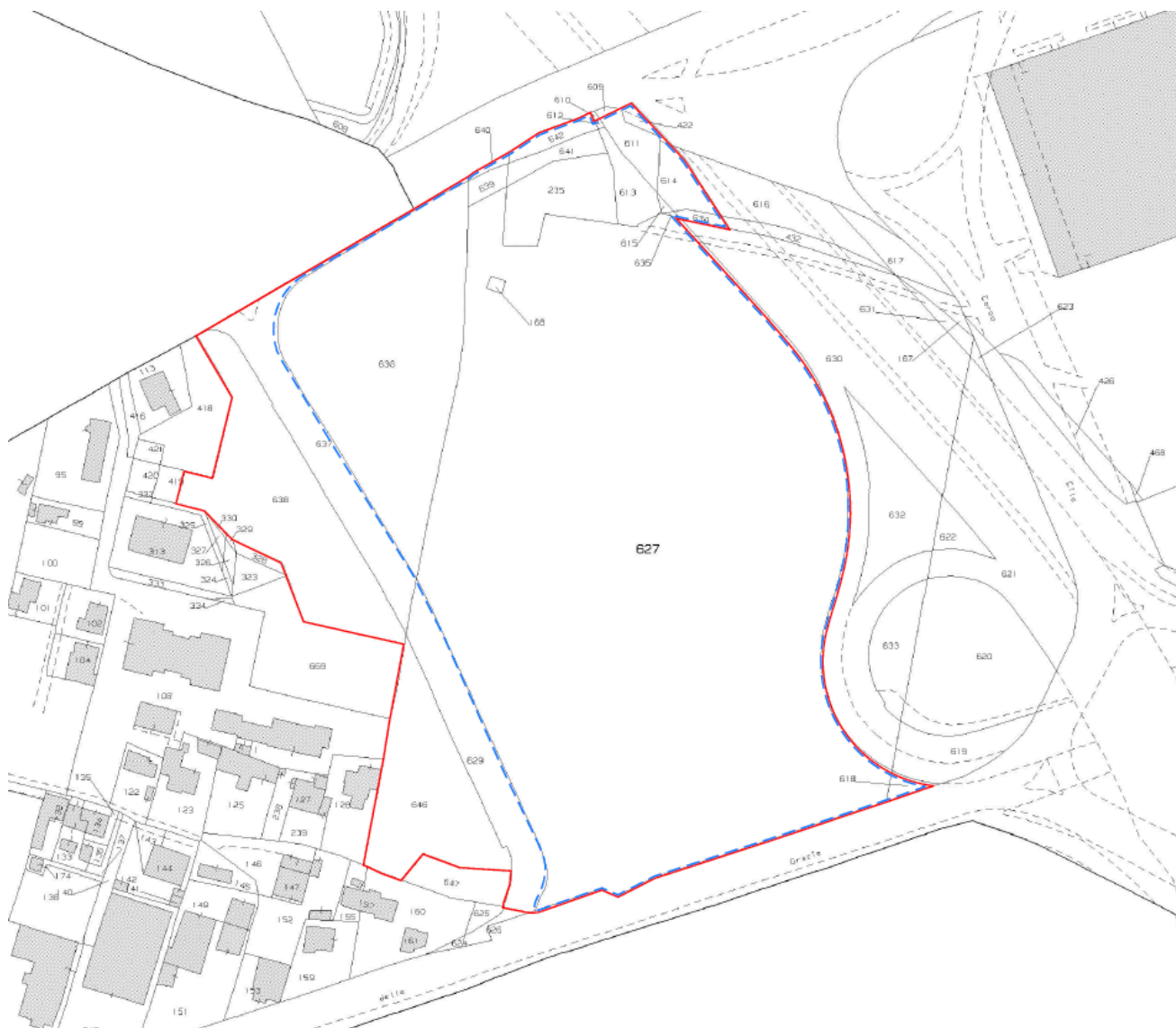


Figura 2: Estratto di mappa catastale

2.2 Inquadramento urbanistico

Il P.A.T. del Comune di Padova identifica l'area oggetto di intervento, nella tav. n. 4 "carta delle trasformabilità" quale area di urbanizzazione consolidata on destinazioni prevalentemente produttive-commerciali-direzionali (art. 11.2.1, art. 11.2.3 e art.12 NTA); tale area è inoltre identificata anche come Parchi commerciali (art. 12.2.4), Linea preferenziale di sviluppo produttivo nella città da trasformare (art. 11.2.4) e infine come Nuove Grandi strutture di vendita programmate dal PRG (art. 12.2.5).

Il PAT, infatti, identifica alcuni contesti che per posizione strategica sono destinate allo sviluppo produttivo con la realizzazione di nuove strutture commerciali di vendita.

Il foglio 8 del Piano degli Interventi rappresenta l'area come "Zona polifunzionale di trasformazione PT2" (art. 22).



Figura 3: Estratto P.A.T., tav4 - Trasformabilità

Il **Piano degli Interventi (P.I.)** considera l'ambito in primis quale "Zona polifunzionale di trasformazione - PT2" e nelle aree contermini alla prima si prevede l'inserimento di: aree per verde pubblico attrezzato di interesse regionale (ad OVEST), in adiacenza a via Franceschini.

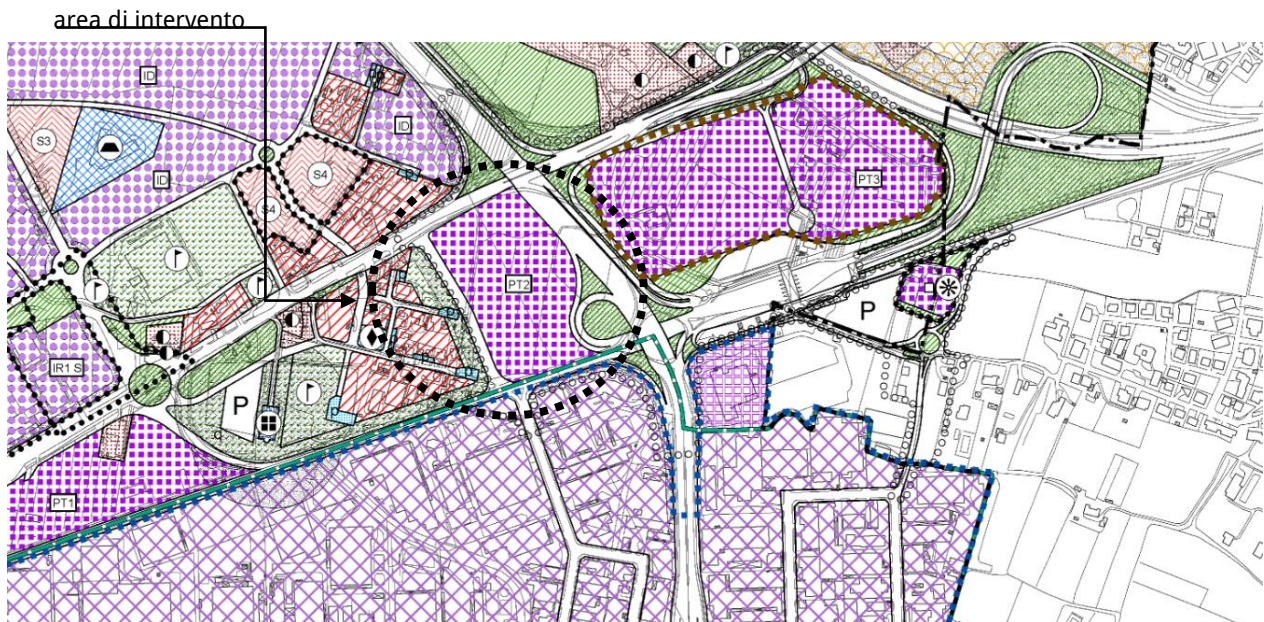


Figura 4: Estratto P.I. Foglio 8

3. LA PRECIPITAZIONE DI PROGETTO

Il vero problema dal punto di vista ingegneristico è la determinazione, tra tutti gli eventi possibili, di quello critico per le opere da realizzare. L'evento di riferimento deve essere caratterizzato da un ragionevole valore della sua frequenza probabile. Tale periodo è comunemente noto come **tempo di ritorno (Tr)** e nella presente valutazione è stato assunto pari a 50 anni, in linea con le indicazioni della DGR n. 2948/2009.

Per il presente studio si è utilizzata l'equazione di possibilità pluviometrica con distribuzione a 3 componenti utilizzando il metodo GEV (generalized extreme value). Vengono poi calcolati i parametri della distribuzione GEV tramite l'applicazione del metodo degli L-moments e verificata a posteriori l'omogeneità delle regioni individuate mediante il test di Hosking e Wallis.

Lo studio "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve di possibilità pluviometrica di riferimento" fornisce i parametri delle curve di possibilità pluviometriche individuate in seguito ad una analisi regionalizzata dei dati di pioggia registrati da 27 stazioni ARPAV, opportunamente selezionate per dare copertura al territorio di interesse.

Si estrapola nella presente le curve pluviometriche relative al comune di **Padova**, valutato come in zona **"SUD OCCIDENTALE"**, con tempo di ritorno **Tr = 50 anni**:

$$h = \frac{a}{(b + t)^c} \cdot t = \frac{39.5}{(14.5 + t)^{0.817}} * t$$

essendo h la precipitazione in mm e t la durata della pioggia in minuti.

Considerata la sezione di un collettore della rete drenante, le portate defluenti che la attraversano dipendono dalle caratteristiche del bacino tributario, sotteso dalla sezione stessa, e quindi dalla sua forma, estensione, lunghezza, pendenza, natura del terreno oltre che da quelle dell'evento meteorico che lo investe.

4. VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA

È noto come l'urbanizzazione implichi un aumento del livello di impermeabilizzazione del territorio, provocando quindi un aumento del deflusso superficiale. È noto inoltre quanto la rete scolante e la situazione idraulica dell'area in esame sia in equilibrio instabile. Urbanizzare oggi il territorio significa quindi necessariamente anche progettare procedure ed interventi di mitigazione idraulica tali da garantire che la portata di efflusso rimanga costante.

Andranno pertanto predisposti, nelle aree in trasformazione, volumi che devono essere riempiti man mano che si verifica il deflusso dalle aree stesse, fornendo un dispositivo che garantisce l'effettiva invarianza del picco di piena. La predisposizione di tali volumi non garantisce automaticamente che la portata uscente dall'area trasformata sia in ogni condizione di pioggia la medesima che si osservava prima della trasformazione. Tuttavia, è importante evidenziare che l'obiettivo dell'invarianza idraulica richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative, gli oneri del consumo della risorsa territoriale.

Appare opportuno inoltre introdurre la classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici elencata nell'allegato A del DgrV n. 2948/2009.

Tale classificazione consente di definire soglie dimensionali in base alle quali si applicano considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento. La classificazione è riportata nel seguente prospetto.

Classe di intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici fra 0.1 ha e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $imp > 0.3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $imp > 0.3$

Tabella 1: Classi d'intervento ai sensi del D.Rgv 2948/2009

Poiché l'intervento è suddiviso in **due** sottobacini indipendenti, si richiamo le classi d'intervento e criteri progettuali proposti dalla norma per ogni sottobacino:

- **Sottobacino 1:** ha un'estensione superiore ad 1 ettaro per cui rientra nella classe di **"Significativa impermeabilizzazione potenziale"** dove andranno dimensionati i tiranti idrici ammessi nell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione. Seguendo quanto riportato nelle Linee guida per valutazione di compatibilità idraulica, l'intervento oggetto di questa relazione è di Classe 4, cui dovrà seguire un dimensionamento dei dispositivi di compensazione utilizzando il **metodo delle piogge** (vedi paragrafo 4.3);
- **Sottobacino 2:** ha un'estensione superiore ad 1 ettaro per cui rientra nella classe di **"Significativa impermeabilizzazione potenziale"** dove andranno dimensionati i tiranti idrici ammessi nell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione. Seguendo quanto riportato nelle Linee guida per valutazione di compatibilità idraulica, l'intervento oggetto di questa relazione è di Classe 4, cui dovrà seguire un dimensionamento dei dispositivi di compensazione utilizzando il **metodo delle piogge** (vedi paragrafo 4.3);



Figura 5: Individuazione dei sottobacini

La scelta di suddividere l'ambito di intervento in due sottobacini è stata dettata da vincoli tecnici progettuali: in particolare quote e conformazione dell'area non permettevano di creare una rete univoca in grado di raccogliere, convogliare e scaricare gli afflussi meteorici al corpo recettore finale.

Tale corpo recettore è stato individuato nello scolo consortile tombinato a est dell'area, disposto parallelamente a via delle Grazie.

4.1 Il coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso definisce la parte di precipitazione che giunge in rete e dipende dalle caratteristiche del bacino scolante.

Per un bacino costituito da più bacini tributari, ad ognuno dei quali compete un coefficiente di afflusso φ , il coefficiente risultante è dato dal seguente rapporto:

$$\varphi = \frac{\sum_i A_i \cdot \varphi_i}{\sum_i A_i}$$

dove:

- φ_i è il coefficiente di afflusso relativo di ogni singola superficie caratteristica omogenea dell'area di intervento;
- A_i è la singola superficie caratteristica;
- φ è il coefficiente di afflusso dell'intera area.

Il range di variazione del φ_i fa riferimento alla tabella dei coefficienti di deflusso riportate nella DGRV 2948/2009 e qui sotto descritta:

Classe di utilizzo	φ
Aree agricole	0,10
Superfici permeabili (aree verdi)	0,20
Superfici semi-permeabili (grigliati drenanti, strade in terra battuta o stabilizzato, etc..)	0,60
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, piazzali, etc..)	0,90

Figura 6: Coefficiente di deflusso in funzione della classe di utilizzo ai sensi del DGRV 2948/2009

4.1.1. Stato di fatto

Come anticipato nei paragrafi introduttivi, l'intera area complessiva di 44.561 m², prima dell'intervento edilizio precedentemente avviato e non concluso, era occupata interamente da una superficie a verde. Negli anni a seguire, pur non mutando la sua conformazione, ha visto un cambiamento dovuto alla comparsa di un grande bacino di acqua a causa dell'interruzione dei lavori dell'allora approvato intervento edilizio PT2: lavori interrotti durante la realizzazione dell'interrato.

Allo stato di fatto la superficie è dunque ad oggi occupata in larga parte dallo scavo che è stato riempito dall'acqua di falda e in parte da superficie a verde incolta.

Viene di seguito riportata la tabella riassuntiva delle superfici complessive coinvolte nell'intervento allo stato di fatto.

Tipo	φ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Viabilità	0,90	0	0
Stalli (semiperm)	0,60	0	0
Verde	0,20	44.561	8.912
Totale	0,20	44.561	8.912

Tabella 2: Superfici complessive dello stato di fatto

Tipo	φ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Impermeabile	0,90	0	0
Semipermeabile	0,60	0	0
Verde	0,20	11.608	2.322
Verde coltivo	0,10	0	0
Totale	0,20	11.608	2.322

Tabella 3: Superfici stato di fatto sottobacino 1 (SB1)

Tipo	φ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Impermeabile	0,90	0	0
Semipermeabile	0,60	0	0
Verde	0,20	32.953	6.591
Verde coltivo	0,10	0	0
Totale	0,20	32.953	6.591

Tabella 4: Superfici stato di fatto sottobacino 2 (SB2)

4.1.2. Stato di progetto

Il progetto prevede l'edificazione di una struttura di vendita con superficie coperta pari a 15.119 m². Si prevede verrà mantenuta una superficie a verde non coltivato di 4.991 m² a contorno dell'intervento e un'area destinata bacino di laminazione a verde di 4.054 m². A corredo degli edifici, il progetto prevede anche la realizzazione di superfici a parcheggio, come dotazione standard, con superfici in masselli in cls drenanti (4.755 m²) e percorsi impermeabilizzati, sia pedonali che per il movimento di veicoli, occupanti una superficie complessiva pari a 15.642 m².

Tipo	φ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	15.119	13.607
Viabilità	0,90	15.642	14.078
Stalli (semiperm)	0,60	4.755	2.853
Verde	0,20	4.991	998
Bacino a verde	0,20	4.054	811
Totale	0,73	44.561	32.347

Tabella 5: Superfici di progetto complessive

Tipo	φ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Viabilità	0,90	5.365	4.829
Stalli (semiperm)	0,60	3.855	2.313
Verde	0,20	2.388	478
Totale	0,66	11.608	7.619

Tabella 6: superfici di progetto sottobacino 1 (SB1)

Tipo	φ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	15.119	13.607
Viabilità	0,90	10.277	9.249
Stalli (semiperm)	0,60	900	540
Verde	0,20	2.603	521
Bacino a verde	0,20	4.054	811
Totale	0,75	32.953	24.728

Tabella 7: superfici di progetto sottobacino 2 (SB2)

Con riferimento ai dati sopra citati e riportati in Tabella 5 si ottiene un coefficiente di deflusso medio di 0,73. Si evince pertanto che l'aumento del coefficiente di deflusso corrisponderà ad un aumento della portata che andrebbe scaricata.

Come già illustrato nel paragrafo introduttivo, l'intero intervento è stato suddiviso in due bacini poiché le acque meteoriche, pur avendo come recettore unico finale lo scolo consortile presente nel lotto, sono orograficamente scollegate e necessitano di una gestione separata delle acque.

A monte dei punti di consegna al corpo recettore saranno posizionati dei manufatti regolatori di portata opportunamente dimensionati per garantire l'invarianza idraulica.

4.2 Calcolo della portata massima di progetto e tempo di corrivazione

Per la valutazione delle portate, assegnata la precipitazione, si è utilizzato il metodo razionale o cinematico, solitamente applicato a bacini scolanti di limitata estensione.

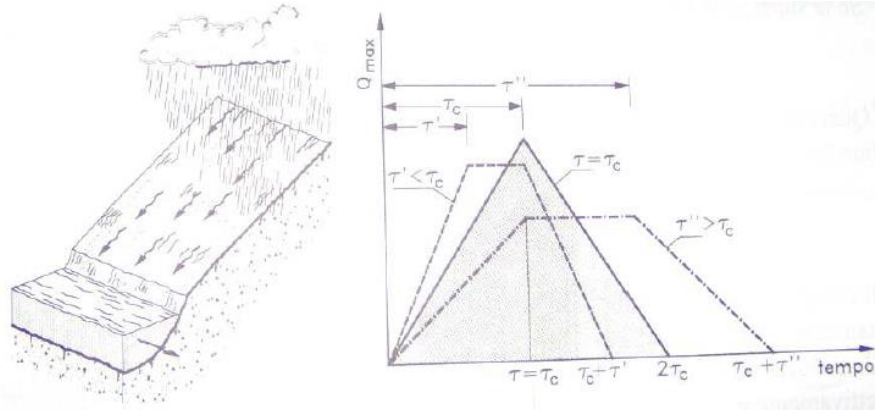


Figura 7: schema metodo Cinematico

L'espressione classica della portata che dalla superficie scolante modello cinematico è rappresentata dalla relazione:

$$Q_{max} = \varphi * J * S$$

dove:

- Q_{max} è la portata massima;
- $J = h/t$ è l'intensità di pioggia;
- S è la superficie del bacino scolante;
- φ è il coefficiente di deflusso.

con queste posizioni si può valutare il massimo afflusso meteorico relativamente a una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione, il quale viene stimato mediante la relazione data dalla teoria dell'onda cinematica:

$$t_c = t_0 + t_r$$

dove:

- t_0 è il tempo di ruscellamento: tempo necessario alla goccia d'acqua ad arrivare dal terreno alla rete fognaria;
- t_r è il tempo di percorrenza della rete fognaria.

Dove il tempo di ruscellamento si può stimare con:

$$t_0 = 26.3 * \frac{\left(\frac{L}{K_s}\right)^{0.6}}{j^{0.4} * i^{0.3}}$$

Con:

- t_0 : tempo di ruscellamento [s];
- K : coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler, assunto pari a 35 m^{1/3}/s per terreno agricolo e 75 m^{1/3}/s per superfici asfaltate;
- L : lunghezza dell'area scolante [m];

- i: pendenza dell'area scolante;
- j: intensità di pioggia.

Il tempo di permanenza in rete, invece si può stimare come prodotto tra lunghezza dell'asta e velocità di deflusso:

$$t_r = L \cdot v$$

Posto che per la rete in esame il tempo di ruscellamento possa assumersi nullo, il tempo di corrivazione viene eguagliato al tempo di permanenza in rete.

Tutti i rami di fognatura bianca sono stati così dimensionati e verificati in funzione di pendenza, tipo di materiale, diametro interno e superficie di afferenza. I risultati sono stati verificati con il modello idraulico dinamico allegato alla relazione.

4.3 Dimensionamento dei dispositivi compensativi

Seguendo quanto riportato nelle Linee guida per valutazione di compatibilità idraulica e al paragrafo, il criterio di dimensionamento che verrà utilizzato per il bacino è il **metodo delle sole piogge**.

Il metodo delle sole piogge:

Il metodo si basa sulla sola curva di possibilità pluviometrica, sulle caratteristiche di permeabilità della superficie tributaria e sulla portata massima, supposta costante, che si vuole avere allo scarico del sistema.

La risposta idrologica del sistema è quindi estremamente semplificata trascurando tutti i processi di trasformazione afflussi-deflussi (*Routing*): permane unicamente la determinazione della precipitazione efficace (separazione dei deflussi) ottenuta con il metodo del coefficiente di afflusso.

Tale ipotesi semplicistica implica che le portate in ingresso al sistema di invaso siano sovrastimate e di conseguenza, nel caso si riesca a garantire la costanza della portata massima allo scarico, anche i volumi di laminazione risulteranno sovrastimanti e cautelativi. Per contro, l'ipotesi di portata costante risulta accettabile solo per piccole luci di scarico.

Posta la formulazione a tre parametri della curva di possibilità pluviometrica:

$$h = \frac{a}{(b + t)^c} \cdot t$$

da questa deriva che il volume di pioggia entrante nel sistema di invaso in conseguenza ad un evento pluviometrico di durata t si può esprimere:

$$V_{IN} = S \cdot \varphi \cdot h(t)$$

Dove φ è il coefficiente di afflusso e S la superficie del bacino drenato a monte del sistema di invaso.

Il volume in uscita dal sistema nello stesso intervallo t di tempo sarà invece:

$$V_{OUT} = Q_{IMP} \cdot t = S \cdot u_{IMP} \cdot t$$

Dove Q_{IMP} e u_{IMP} sono rispettivamente la portata e il coefficiente udometrico imposti allo scarico.

Il volume invasato al tempo t sarà allora dato dalla differenza dei volumi in ingresso e in uscita dal sistema:

$$V = V_{IN} - V_{OUT} = S \cdot \varphi \cdot h(t) - Q_{IMP} \cdot t$$

Che trascritta inserendo la curva di possibilità pluviometrica:

$$V = S \cdot \varphi \cdot \frac{a}{(b + t)^c} \cdot t - S \cdot u_{IMP} \cdot t$$

Si tratta ora di trovare la durata di pioggia t_{cr} che massimizza il volume invasato V_{MAX} annullando la derivata dell'espressione precedente:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\varphi \cdot a \cdot [(b + t)^c - t \cdot c \cdot (b + t)^{c-1}]}{(b + t)^{2c}} - u_{IMP} = 0$$

La soluzione a questo problema non è ricavabile analiticamente: è necessario ricorrere ad un metodo iterativo. Nello specifico l'espressione è stata risolta numericamente con il metodo della *regula falsi*.

4.3.1. Sottobacino 1

- Comune d'intervento: Padova;
- Tempo di ritorno: 50 anni;
- Coefficiente d'afflusso: $k = 0,66$;
- Coefficiente udometrico: $u = 10 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$
- Superficie intervento: $S = 11.608 \text{ m}^2$.

METODO DELLE PIOGGE

Specificare : - Comune
 - tempo di ritorno [anni]
 - coefficiente d'afflusso
 - coefficiente udometrico imposto [l/s,ha]

PARAMETRI IN INGRESSO

Padova	50
Coefficiente d'afflusso k	0,66 [-]
Coefficiente udometrico imposto allo scarico	10 [l/s, ha]
Superficie intervento	11 608 [m ²]

RISULTATI

Parametri della curva di possibilità pluviometrica $h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$

Comune di	Padova	a	39,5 [mm min ^{-c}]
Zona	SUD OCCIDENTALE	b	14,5 [min]
Tempo di ritorno [anni]	50	c	0,817 [-]

Tempo critico	260 [min]
Tempo critico	4,33 [ore]
Volume specifico richiesto per l'invarianza	534 [m ³ ha ⁻¹]
Volume richiesto per l'invarianza	619,8 [m ³]

Figura 8: Output del software distribuito dal Consorzio di Bonifica Acque Risorgive

Come risulta dal foglio di calcolo riportato in Figura 8, il volume d'invaso da reperire per garantire l'invarianza idraulica dell'intervento è pari a 620 m³.

La rete di smaltimento delle acque meteoriche, come riportata negli elaborati progettuali, è costituita da:

- Manufatto scatolare in cls del diametro interno di 1.600 x 1.000 mm di sviluppo complessivo pari a 255 m in grado di garantire un volume d'invaso pari a 407 m³;
- Condotte in cls del diametro interno di 800 mm di sviluppo complessivo pari a 292 m in grado di garantire un volume d'invaso pari a 147 m³;
- è stata considerata la rete di drenaggio minore e i piccoli invasi diffusi come contribuenti al conteggio del volume di laminazione individuabile in 40 m³/ha che corrispondono a 46 m³;

A questi volumi, si somma la due vasca di prima pioggia su cui verrà discusso al paragrafo **6** **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** in grado di garantire un volume pari a 38 m³.

Le condizioni al contorno per il calcolo del volume di laminazione sono le seguenti:

- la quota il livello di invaso massimo posto per i bacini più a monte è stato fissato pari a -0.85 m del sistema di riferimento relativo corrispondente alla quota della caditoia posta a quota minore (-0.35 m) ridotta di un franco di sicurezza di 50 cm.

Vol. condotte [mc]	Prima pioggia [mc]	Invasi diffusi [mc]	Bacino di laminazione [mc]	Totale progetto [mc]
554	38	46	0	620

Il sistema di drenaggio, come sopra descritto, è in grado di invasare 2.791 m³ e quindi è in grado di garantire l'invarianza idraulica dell'intervento.

$$V_{rete} = 638 \text{ m}^3 > 620 \text{ m}^3 = V_{min, richiesto}$$

Al termine della rete di drenaggio, prima del recapito al corpo recettore, sarà presente un manufatto regolatore di portata con bocca tarata e petto sfiorante in grado di scaricare la portata massima prevista di progetto:

$$Q_u = u \cdot A = 10 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \cdot 1,161 \text{ ha} = 11,16 \text{ l/s}$$

4.3.2. Sottobacino 2

- Comune d'intervento: Padova;
- Tempo di ritorno: 50 anni;
- Coefficiente d'afflusso: $k = 0,75$;
- Coefficiente udometrico: $u = 10 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$
- Superficie intervento: $S = 32.953 \text{ m}^2$.

METODO DELLE PIOGGE

Specificare : - Comune
 - tempo di ritorno [anni]
 - coefficiente d'afflusso
 - coefficiente udometrico imposto [l/s,ha]

PARAMETRI IN INGRESSO

Padova	50
Coefficiente d'afflusso k	0,75 [-]
Coefficiente udometrico imposto allo scarico	10 [l/s, ha]
Superficie intervento	32 953 [m ²]

RISULTATI

Parametri della curva di possibilità pluviometrica $h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$

Comune di	Padova	a	39,5 [mm min ⁻¹]
Zona	SUD OCCIDENTALE	b	14,5 [min]
Tempo di ritorno [ann]	50	c	0,817 [-]
Tempo critico	298 [min]		
Tempo critico	4,96 [ore]		
Volume specifico richiesto per l'invarianza	630 [m ³ ha ⁻¹]		
Volume richiesto per l'invarianza	2074,5 [m ³]		

Figura 9: Output del software distribuito dal Consorzio di Bonifica Acque Risorgive

Come risulta dal foglio di calcolo riportato in Figura 9, il volume d'invaso da reperire per garantire l'invarianza idraulica dell'intervento è pari a 2.075 m³.

La rete di smaltimento delle acque meteoriche, come riportata negli elaborati progettuali, è costituita da:

- Manufatto scatolare in cls del diametro interno di 1.600 x 1.000 mm di sviluppo complessivo pari a 265 m in grado di garantire un volume d'invaso pari a 355 m³;
- Condotte in cls del diametro interno di 800 mm di sviluppo complessivo pari a 355 m in grado di garantire un volume d'invaso pari a 178 m³;
- Bacino di laminazione posto su superficie a verde nel lato nord-ovest del lotto in grado di garantire un volume d'invaso pari a 1.280 m³ con un tirante idraulico massimo di 0,75 m;
- è stata considerata la rete di drenaggio minore e i piccoli invasi diffusi come contribuenti al conteggio del volume di laminazione individuabile in 40 m³/ha che corrispondono a 132 m³;

A questi volumi, si somma la due vasca di prima pioggia su cui verrà discusso al paragrafo 6, in grado di garantire un volume pari a 120 m³.

Le condizioni al contorno per il calcolo del volume di laminazione sono le seguenti:

- la quota il livello di invaso massimo posto per i bacini più a monte è stato fissato pari a -0.85 m del sistema di riferimento relativo corrispondente alla quota della caditoia posta a quota minore (-0.35 m) ridotta di un franco di sicurezza di 50 cm.

Vol. condotte [mc]	Prima pioggia [mc]	Invasi diffusi [mc]	Bacino di laminazione [mc]	Totale progetto [mc]
602	120	132	1.280	2.133

Il sistema di drenaggio, come sopra descritto, è in grado di invasare 2.791 m³ e quindi è in grado di garantire l'invarianza idraulica dell'intervento.

$$V_{rete} = 2.133 \text{ m}^3 > 2.075 \text{ m}^3 = V_{min,richiesto}$$

Al termine della rete di drenaggio, prima del recapito al corpo recettore, sarà presente un manufatto regolatore di portata con bocca tarata e petto sfiorante in grado di scaricare la portata massima prevista di progetto:

$$Q_u = u \cdot A = 10 \text{ l/s} \cdot ha \cdot 3,295 ha = 32,95 \text{ l/s}$$

5. MANUFATTI DI REGOLAZIONE DELLA PIENA

5.1 Manufatto regolatore sottobacino 1

Il manufatto di regolazione delle portate è dimensionato imponendo una portata effettiva allo scarico costante e pari a 10 l/s*ha. La superficie di riferimento per il parco (SB1) è pari a 11.608 m².

Il manufatto di regolazione sarà realizzato con un setto in calcestruzzo sul quale trova alloggio un pancone in acciaio forato sul fondo. La dimensione del foro della luce a battente è stata calcolata mediante le equazioni della foronomia:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

attribuendo ai membri dell'equazione i valori di:

- Coefficiente di contrazione: $\mu = 0,66$;
- Portata massima scaricabile: $Q = 11,61 \text{ l/s}$;
- Tirante massimo: $h = 100 \text{ cm}$.

Si ottiene un foro di progetto del diametro di 7,4 cm.

Poiché risulta fondamentale mantenere la completa efficienza del sistema, è necessario effettuare una periodica pulizia del manufatto di laminazione per scongiurare eventuali "intasamenti" del foro.

Ulteriori dettagli verranno sviluppati nei successivi livelli progettuali.

Nel caso in cui si verificassero successivi eventi di precipitazione particolarmente intensi e i volumi della rete fossero già completamente invasati, lo sfioro del manufatto di regolazione deve essere in grado di smaltire efficientemente la portata generata con una precipitazione avente un tempo di ritorno di 50 anni e una durata pari al tempo di corrivazione.

5.2 Manufatto regolatore sottobacino 2

Il manufatto di regolazione delle portate è dimensionato imponendo una portata effettiva allo scarico costante e pari a 10 l/s*ha. La superficie di riferimento per il parco (SB2) è pari a 32.953 m².

Il manufatto di regolazione sarà realizzato con un setto in calcestruzzo sul quale trova alloggio un pancone in acciaio forato sul fondo. La dimensione del foro della luce a battente è stata calcolata mediante le equazioni della foronomia:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

attribuendo ai membri dell'equazione i valori di:

- Coefficiente di contrazione: $\mu = 0,75$;
- Portata massima scaricabile: $Q = 32.95$ l/s;
- Tirante massimo: $h = 100$ cm.

Si ottiene un foro di progetto del diametro di 12,5 cm.

Poiché risulta fondamentale mantenere la completa efficienza del sistema, è necessario effettuare una periodica pulizia del manufatto di laminazione per scongiurare eventuali "intasamenti" del foro.

Ulteriori dettagli verranno sviluppati nei successivi livelli progettuali.

Nel caso in cui si verificassero successivi eventi di precipitazione particolarmente intensi e i volumi della rete fossero già completamente invasati, lo sfioro del manufatto di regolazione deve essere in grado di smaltire efficientemente la portata generata con una precipitazione avente un tempo di ritorno di 50 anni e una durata pari al tempo di corrivazione.

6. TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Per il trattamento delle acque di prima pioggia si fa riferimento alle indicazioni contenute nel Piano di Tutela delle Acque, in particolare all'art.39 "*Acque meteoriche di dilavamento, acque di prima pioggia e acque di lavaggio*". Il PTA, nell'articolo citato, prevede che le acque meteoriche provenienti da superfici scoperte interessate da dilavamento di sostanze pericolose devono essere sottoposte a trattamento e ad autorizzazione allo scarico.

L'intervento oggetto del presente studio rientra nel caso previsto al comma 3, lettera d) inerente a parcheggi e piazzali di zone residenziali, commerciali, depositi di mezzi di trasporto pubblico, aree intermodali, nonché altri piazzali o parcheggi, per le parti che possono comportare dilavamento di sostanze pericolose o pregiudizievoli per l'ambiente, come individuate al comma 1, di estensione superiore o uguale a 5000 m².

Considerando di veicolare i primi 5 mm di tutte le superfici impermeabili riferiti ai sottobacini:

- Sottobacino 1: $7.619 \text{ m}^2 \times 0,005 \text{ m} = 38 \text{ m}^3$;
- Sottobacino 2: $24.728 \text{ m}^2 \times 0,005 \text{ m} = 120 \text{ m}^3$.

Tale volume risulta quindi invasabile totalmente dal sistema di trattamento di prima pioggia.

Per opportunità progettuale, verranno utilizzati due manufatti disoleatori in quanto la rete si sviluppa su due rami di raccolta differenti e separati che si ritiene difficile convogliare in una sola vasca.

In particolare, i due rami di fognatura bianca a cui si fa riferimento sono i dami A e B riportati negli elaborati di progetto.

Il trattamento delle acque di prima pioggia sarà dunque eseguito con un due impianti composti da **n.2 vasche** di prima pioggia capaci di invasare un volume minimo rispettivamente per sottobacino pari a 38 m³ e 120 m³. Tale volume, una volta disoleato, verrà poi immesso nel corpo recettore dopo 48 ore con una portata pari a 1,50 l/s che permetterà di svuotare le vasche in circa 8,5 ore.

Entrambi gli impianti dovranno avere le seguenti caratteristiche:

- pozzetto di by pass e scolmatore 175 cm x 175 cm x 200 cm;
- valvola antiriflusso in acciaio inox AISI 304;
- vasche prefabbricate parallelepipedo in calcestruzzo armato ad alta resistenza, ispezioni a passo d'uomo, con soletta carrabile 4.000 daN/m², con sistema ad accumulo e rilancio per un volume di 55 m³ a vasca, soletta carrabile 4.000 daN/m²;
- elettropompa sommersa
- impianto di trattamento olii ai sensi della UNI EN 858 prefabbricato per il trattamento di acque provenienti da piazzali impermeabilizzati, in calcestruzzo armato ad alta resistenza, completo all'interno di deflettore in AISI 304 per il liquame in entrata e di valvola otturatrice con **filtro a coalescenza** per il liquame in uscita, soletta carrabile 4.000 daN/m² pozzetto di ispezione e prelievo campioni.

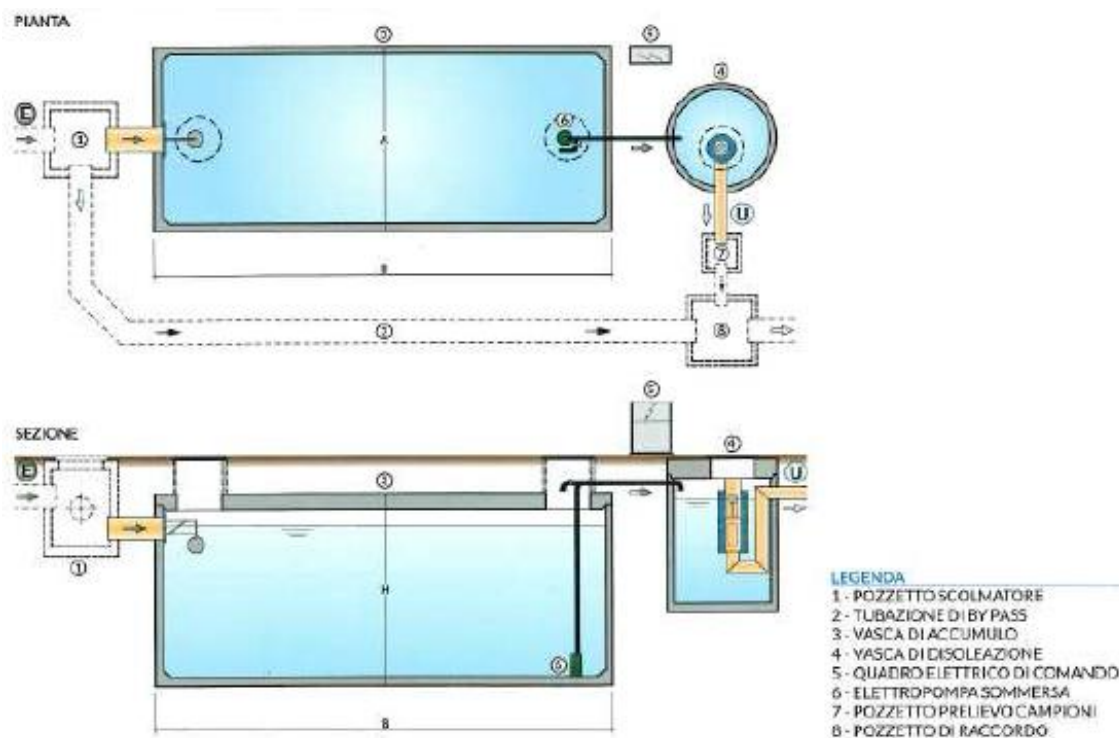


Figura 10: Schema impianto di prima pioggia

7. VERIFICA DELLA RETE E DEI VOLUMI COMPENSATIVI

7.1 Generalità

Nel presente capitolo vengono descritti il modello idrologico ed idraulico utilizzato per la modellazione in moto vario delle opere in progetto e le condizioni a contorno adottato nelle varie simulazioni effettuate.

Lo schema progettuale adottato per le verifiche è quello schematizzato nel progetto esecutivo delle opere di urbanizzazione dell'intervento.

Successivamente nelle singole simulazioni si metteranno da prima in luce le criticità del sistema di drenaggio analizzato e in seconda battuta si introdurranno gli elementi mitigativi necessari per eliminare le suddette criticità.

7.2 Analisi idrologica

Le simulazioni del comportamento idrologico del sistema di drenaggio sono state eseguite mediante il software di modellazione idrologica EPA-SWMM, il quale, oltre ad avere un modulo idraulico per le verifiche delle reti è in grado di effettuare una vera e propria analisi idrologica mirata all'individuazione degli idrogrammi di piena per i singoli bacini. Il modello di trasformazione afflussi-deflussi adottato è in grado per i diversi tempi di ritorno di fornire le grandezze idrologiche che consentiranno successivamente di verificare il corretto funzionamento della rete.

7.2.1. Suddivisione in sottobacini

Come premesso, per la valutazione delle portate meteoriche relative all'area in esame, si è provveduto a suddividere la stessa in sottobacini idrologici. Si riporta di seguito un'immagine raffigurante il sistema di collettamento ed i relativi sottobacini.

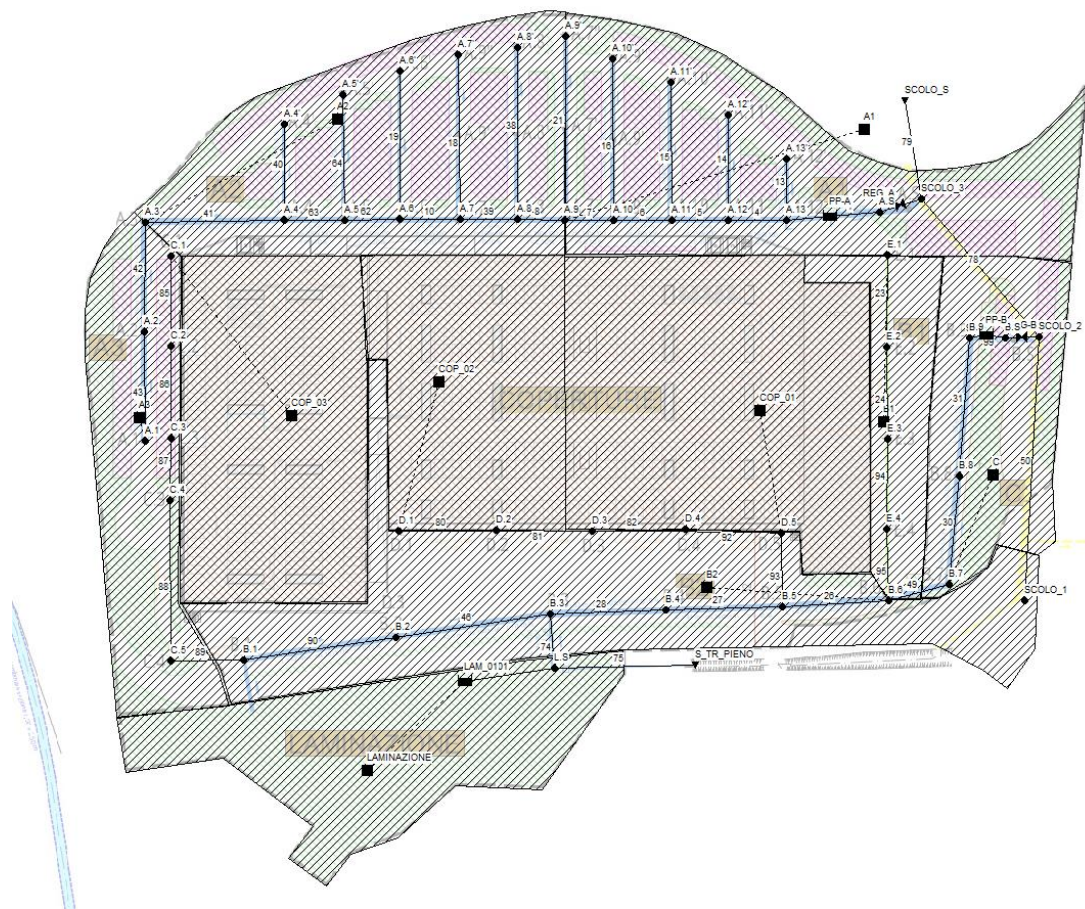


Figura 11: Rappresentazione del modello idrologico-idraulico

L'area è stata suddivisa in 10 sottobacini di superficie variabile in funzione della schematizzazione della rete di drenaggio. Per ogni sottobacino si sono assegnate le seguenti caratteristiche:

- *Geometriche*: estensione della superficie, pendenza media, larghezza media;
- *Permeabilità*: percentuale di superficie permeabile ed impermeabile;
- *Idrauliche*: scabrezza delle superfici;
- *Idrologiche*: presenza di piccoli invasi di superfici e loro quantificazione;
- *Uso del suolo e caratteristiche litologiche dello strato superficiale*.

7.2.2. Stima delle precipitazioni efficaci

Per precipitazione efficace s'intende la frazione della precipitazione complessiva, non trattenuta dal terreno e dalla vegetazione, che partecipa alla formazione del deflusso superficiale. Il rapporto fra precipitazione efficace e precipitazione lorda prende il nome di coefficiente di afflusso.

Il valore della precipitazione efficace dipende principalmente da tre fattori:

- il grado di saturazione del terreno superficiale al momento del verificarsi dell'evento meteorico: maggiore è il grado di saturazione, legato ad eventi meteorici precedenti, minore è la capacità del terreno di assorbire altra acqua e di conseguenza maggiore è la frazione del volume d'acqua precipitato che va ad alimentare il deflusso superficiale;

- la permeabilità delle litologie superficiali: ovviamente una maggiore permeabilità dei terreni superficiali favorisce l'infiltrazione dell'acqua meteorica, comportando una conseguente diminuzione del deflusso superficiale;
- l'uso del suolo: la destinazione del suolo influisce notevolmente sul volume del deflusso superficiale: una fitta copertura vegetale, per esempio, tende a diminuirlo, un'intensa urbanizzazione, diminuendo la permeabilità superficiale del terreno, tende viceversa ad aumentarlo.

Una metodologia per la stima delle precipitazioni efficaci che trova ampia applicazione è quella proposta dal Soil Conservation Service (1972).

Il metodo, detto Metodo del numero di curva (Curve Number), si basa sulla relazione:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia + S)}$$

dove:

- Pe = altezza di precipitazione efficace (mm);
- P = altezza di precipitazione lorda (mm);
- Ia = assorbimento iniziale (mm);
- S = volume specifico di saturazione (mm).

La grandezza Ia rappresenta la quantità d'acqua meteorica assorbita inizialmente dal terreno e dalla vegetazione, perciò fino all'istante in cui non si ha $P > Ia$ il deflusso superficiale è da ritenersi praticamente assente. Il parametro S corrisponde al volume idrico trattenuto dal terreno e dalla vegetazione, e quindi sottratto al deflusso superficiale, dopo l'istante in cui si ha $P > Ia$: mentre Ia assume un valore costante, S cresce nel corso dell'evento meteorico fino a raggiungere un valore massimo.

Il Metodo del numero di curva correla la grandezza S ad un parametro CN funzione della permeabilità della litologia superficiale, dell'uso del suolo e del grado di saturazione del terreno prima dell'evento meteorico.

<i>Tipo idrologico di suolo</i>	<i>Descrizione</i>
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Tabella 8: Classificazione dei tipi idrologici di suolo secondo il metodo SCS-CN

Per il caso in esame si sono considerati terreni di tipo C in accordo con lo studio geologico, della relazione geologica e delle stratigrafie riscontrate in sito.

CN (in stato II)	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Copertura vegetale				
Pascolo in cattive / discrete / buone condizioni	68/49/30	79/69/61	86/79/74	89/84/80
Prato protetto dal pascolo e soggetto a fienagione	<30	58	71	78
Sterpaglia in cattive / discrete / buone condizioni	48/35/30	67/56/48	77/70/65	83/77/73
Bosco in cattive / discrete / buone condizioni	45/36/25	66/60/55	77/73/70	83/79/77
Aree industriali impermeabilità 72%	81	88	91	93
Aree residenziali con impermeabilità media pari a 65% / 40% / 20%	77/57/51	85/72/68	90/81/79	92/86/84
Suolo coltivato con trattamenti di conservazione / senza trattamenti	72/62	81/71	88/78	91/81
Strada rivestita	74	84	90	92

Tabella 9: Valori caratteristici del parametro CNII nelle zone urbanizzate.

Nel presente studio si sono assunti i seguenti valori di CN:

- aree asfaltate: CN = 90;
- aree industriali impermeabilità 72%: CN = 91;
- aree a verde o residenziali con meno del 20% di superfici e impermeabile: CN = 79.

Una volta determinato il parametro CN, la grandezza S può essere valutata con l'espressione:

$$S(mm) = 254 \cdot \left[\left(\frac{100}{CN} \right) - 1 \right]$$

Il parametro Ia a sua volta può essere correlato a S attraverso la formula:

$$I_a(mm) = c \cdot S$$

Dove c'è un coefficiente di valore variabile fra 0.1 e 0.2, ma normalmente è posto uguale a 0.2.

Nota la precipitazione lorda e quella efficace si calcola facilmente il coefficiente di afflusso. Il principale pregio di questo metodo è la sua capacità di condurre a previsioni quantitative sulla variazione del deflusso superficiale in funzione dei cambiamenti che avvengono nell'uso del suolo (per esempio a causa di opere di urbanizzazione).

7.2.3. Scelta del tempo di pioggia

Fissato il tempo di ritorno della precipitazione si è stabilito l'altro parametro fondamentale per la quantificazione dei deflussi generati da un determinato evento meteorico, la durata dello stesso.

Maggiore è il tempo di pioggia, infatti, maggiore è il volume d'acqua defluito, ma minore è l'intensità della precipitazione. In linea generale, il tempo di precipitazione critico per il sistema di smaltimento delle acque coincide col tempo di corrivazione del sistema stesso, ovvero con il tempo che impiega l'acqua per arrivare al recapito, partendo dal punto idraulicamente più distante.

Per le simulazioni descritte successivamente è stato determinato un tempo di corrivazione t_c medio sulla base delle caratteristiche morfologiche e dimensionali dei singoli sottobacini in cui è stata suddivisa l'area in studio. Il valore considerato per il tempo di corrivazione è cautelativamente di 15 minuti.

All'interno delle simulazioni sono stati adottati tempi di pioggia pari a 6, 12 e 24 ore. Si ritiene infatti che sia un tempo sufficientemente lungo per massimizzare i volumi necessari per la laminazione delle piene.

7.2.4. Ietogrammi

Il modello afflussi-deflussi, utilizzato per ricavare gli idrogrammi di piena si basa sulla simulazione di un evento di piena conseguente ad una precipitazione valutata come la più pericolosa tra quelle aventi un dato tempo di ritorno.

La variazione dell'intensità di pioggia nel tempo, durante un evento piovoso prende il nome di "ietogramma di pioggia", mentre per "ietogramma di progetto" si intende un evento pluviometrico generato sinteticamente con l'obiettivo di pervenire ad un corretto dimensionamento delle opere. Esso è in genere dedotto da analisi statistiche sulla base di osservazioni pluviometriche e ad esso è associato un tempo di ritorno T_r . Si possono distinguere i seguenti tipi di ietogramma:

- ietogramma costante: è dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica ipotizzando un andamento costante dell'intensità di pioggia nel tempo durante l'evento;
- Ietogramma triangolare: è caratterizzato da un'intensità media pari a quella ricavabile dalla curva pluviometrica per la stessa durata, una intensità di punta pari al doppio dell'intensità media ed un rapporto tra istante del picco e durata dell'evento stimato in base agli eventi storici;
- ietogramma Chicago: è definito in modo tale che l'intensità media della precipitazione da esso descritta è congruente per ogni durata con quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica.

Nel modello si è utilizzata la curva di possibilità climatica di tipo cumulativo al fine di utilizzare uno ietogramma di tipo triangolare. Questo ha consentito di massimizzare i picchi di piena mantenendo i volumi massimi per la laminazione garantiti dalla scelta del tempo di pioggia.

7.2.5. Idrogrammi di progetto

Una volta definito per i singoli bacini gli elementi esposti nei precedenti capitoli il modello idrologico è in grado di determinare gli idrogrammi in entrata ai singoli nodi della nostra rete di drenaggio. L'idrogramma altro non è che alla variazione della portata in ingresso ai singoli nodi in funzione del tempo, ed è la risposta dei bacini imbriferi alla sollecitazione della precipitazione di progetto.

Gli idrogrammi sono stati determinati per il tempo di ritorno di 50 anni per tutti i sottobacini.

7.3 Analisi idraulica

7.3.1. Generalità

L'analisi idraulica della rete di drenaggio passa attraverso la modellazione idraulica in moto vario. La rete viene schematizzata e sollecitata con eventi meteorici con differente tempo di ritorno.

Le simulazioni oltre ad essere effettuate con differenti tempi di ritorno saranno implementate con differenti condizioni a contorno allo scopo di valutare il maggior numero possibile di situazioni e così facendo evidenziare più criticità, al fine di evitarle con eventuali opere compensative.

7.3.2. Modello di calcolo

Come detto in precedenza si è utilizzato il software SWMM, il quale è un modello di simulazione dinamico utilizzato per la valutazione del flusso generato da un evento di pioggia singolo o di lunga durata (continua) e simulazione del deflusso idrico generato da tale evento attraverso una rete di drenaggio.

La componente di deflusso SWMM funziona sull'identificativo di alcune zone denominate *subcatchment* (sottobacini) che ricevono la precipitazione e generano i carichi della sostanza inquinante e di precipitazione. Il modello trasporta i carichi attraverso un sistema di condotte, canali, dispositivi di trattamento e di invaso, impianti di sollevamento, luci di fondo e stramazzi. SWMM rintraccia la quantità e la qualità di deflusso generate all'interno di ogni *subcatchment*, la portata, la profondità di flusso e la qualità di acqua in ogni condotta e canale durante il periodo di simulazione formato da passi temporali definiti. SWMM inizialmente è stato sviluppato nel 1971 e da allora ha subito parecchi aggiornamenti importanti. Continua ad essere ampiamente usato per la progettazione e analisi di eventi di precipitazione eccezionale, fognature miste, fognature sanitarie ed altre reti di fognatura nelle aree urbane, con molte applicazioni nelle zone non-urbane per reti di canali.

Le simulazioni idrauliche effettuate dal modello si basano sull'integrazione delle equazioni di Saint Venant che definiscono i fenomeni di moto vario attraverso un sistema di drenaggio.

7.3.3. Descrizione della schematizzazione della rete

La rete di drenaggio è stata schematizzata con una serie di nodi interconnessi da una serie di collegamenti. A valle dell'analisi idraulica ogni nodo ha uno o più idrogrammi in ingresso frutto del modello afflussi e deflussi applicato ai vari sottobacini.

Lo schema della rete è composto da n. 128 nodi e da n. 124 collegamenti.

I nodi o *Junctions* rappresentano i punti singolari della rete e possono essere:

- Inizio e fine dei tratti;
- Confluenze di più collegamenti;
- Cambio di diametri;
- Cambi di pendenze;
- Cambio di materiale.

Mentre i collegamenti o *Conduits* sono i tratti di collettore omogenei, per dimensione, per pendenze e per materiale.

Oltre ai nodi e ai collegamenti lo schema della rete di drenaggio è composto anche da quelli che sono gli elementi di regolazione, fondamentali in questo tipo di modellazione. Tali elementi consentono di regolare il flusso idrico all'interno del sistema sia in termini di portata che in termini di volumi. Nel modello della rete si sono utilizzati i seguenti:

- Luci a battente libere dal fondo o *Orifices*: regolano la portata in uscita dai pozzetti, sono principalmente utilizzate come limitatori di portata tra le reti di drenaggio di progetto;
- Soglie stramazzanti o *Weir*: alimentano il bacino di laminazione e tutti quegli scarichi che funzionano come troppo pieno;
- Bacini di stoccaggio o *Storage Units*: sono elementi in grado di immagazzinare un prefissato volume e di restituirlo nel tempo grazie ad un altro elemento di regolazione.

Come si può vedere il sistema di drenaggio ha 2 elementi fondamentali per la regolazione degli eventi di piena: oltre al volume delle tubazioni, sono stati considerati i volumi di prima pioggia ed il volume invasabile del bacino di laminazione collocato nell'area a verde a ovest dell'intervento.

È stato anche modellata la presenza della condotta di troppopieno posta a sud del bacino di laminazione e che scarica sul fosso di guardia esistente presente lungo la strada: come si vedrà nei capitoli successivi, tale condotta non entrerà mai in funzione per eventi con tempo di ritorno di 50 anni.

7.3.4. Condizioni al contorno

Alla base della modellazione in moto vario, vi sono le condizioni al contorno che influenza in modo significativo il comportamento della rete che si intende simulare.

Tali condizioni al contorno sono:

- **Condizione di valle:**
 - *Massima portata scaricabile*: uno dei vincoli imposti è la massima portata scaricabile allo scolo consortile, calcolato considerato un coefficiente udometrico pari a 10 l/s*ha e modellato come regolatore di portata con orificio sul fondo:
 - Il regolatore di portata allo scarico del sottobacino 1 avrà diametro di 7,40 centimetri come calcolato al paragrafo 5;
 - Il regolatore di portata allo scarico del sottobacino 2 avrà diametro di 12,46 centimetri come calcolato al paragrafo 5;
 - *Scarico di troppo pieno*: viene posizionato uno scarico di troppo pieno verso il fosso presente nell'area a verde a sud del bacino di laminazione. Tale troppo pieno entra in funzione quando il tirante del bacino di laminazione supera l'altezza di 1.20 m.
- **Condizione di monte:** La condizione di monte che si è considerata nella modellazione è la portata in arrivo alle singole caditoie/scarichi dei lotti determinata con il modello idrologico.

7.4 Analisi dei risultati

Dimensioni delle tubazioni, pendenze e dimensioni e numero di pozzetti sono quelli riportati nel progetto esecutivo delle opere di urbanizzazione e relazione di compatibilità idraulica.

Noti il modello idrologico e la rete di progetto sono stati studiati tre scenari caratterizzati dalla stessa rete stimolata con tre eventi di durata differente con lo stesso tempo di ritorno.

In particolare, gli scenari valutati sono stati:

- Scenario 1: evento con tempo di pioggia di 6 ore;
- Scenario 2: evento con tempo di pioggia di 12 ore;
- Scenario 3: evento con tempo di pioggia di 24 ore.

La prima simulazione è stata sviluppata considerando un evento caratterizzato da una durata di 6 ore.

Il modello viene stimolato con una curva cumulativa di che raggiunge i 112,3 mm di pioggia al termine dell'evento. L'intensità media di pioggia sarà dunque pari a 18,7 mm/h.

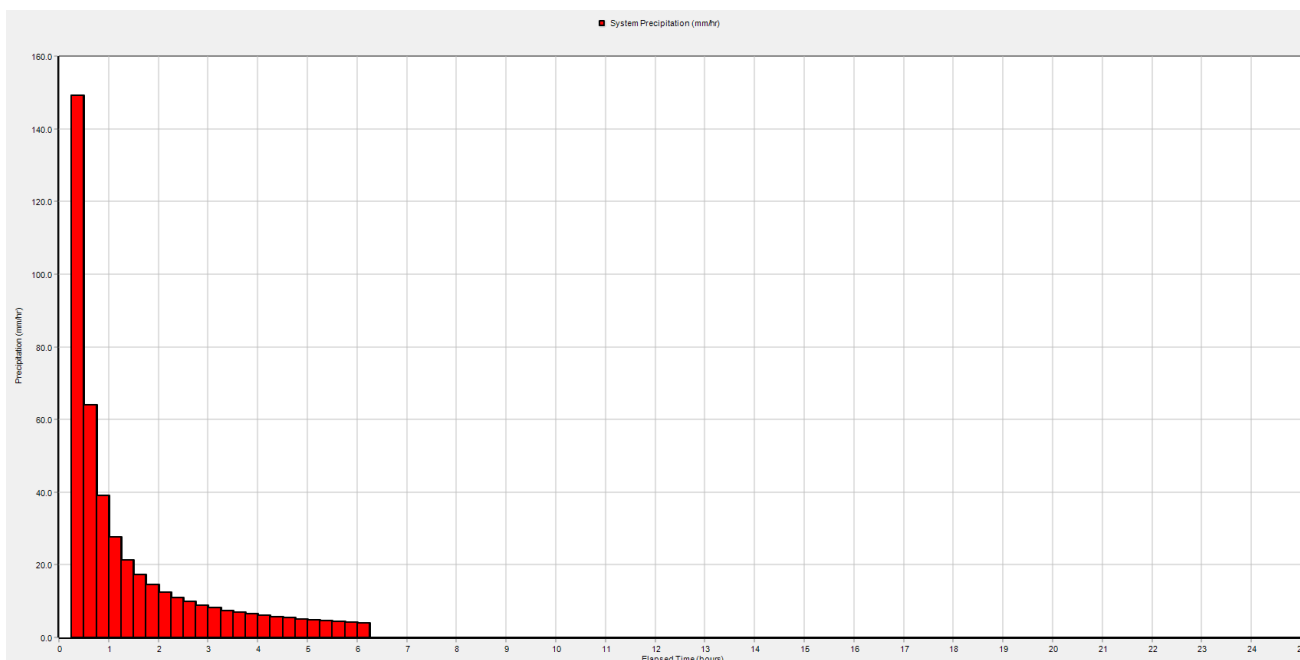


Figura 12: Ietogramma scenario 1 con integrazione di 15 minuti

Il secondo scenario considera un evento meteorico della durata di 12 ore con tempo di ritorno analogo a quello dello scenario precedente ($T_r = 50$ anni). In questo caso, la curva cumulativa riporta un totale di 129,5 mm al termine dell'evento restituendo un ietogramma come alla Figura 13. L'intensità media di pioggia sarà dunque pari a 10,8 mm/h.

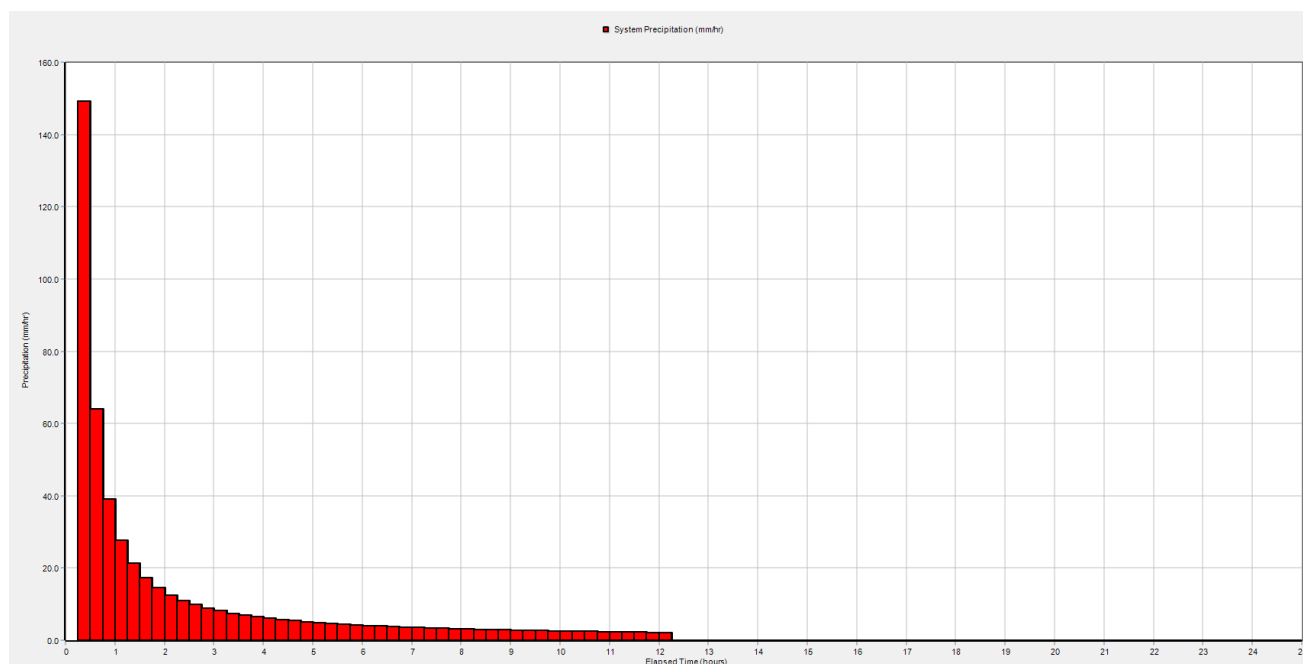


Figura 13: Ietogramma scenario 2 con integrazione di 15 minuti

Analogamente agli altri scenari, nello scenario numero 3 il sistema è stato stimolato con un evento meteorico caratterizzato da un tempo di ritorno di 50 anni, ma della durata di 24 ore. Nella totalità, risultano precipitati 148,3 mm di pioggia corrispondenti ad un'intensità media di pioggia pari a 6,2 mm/h.

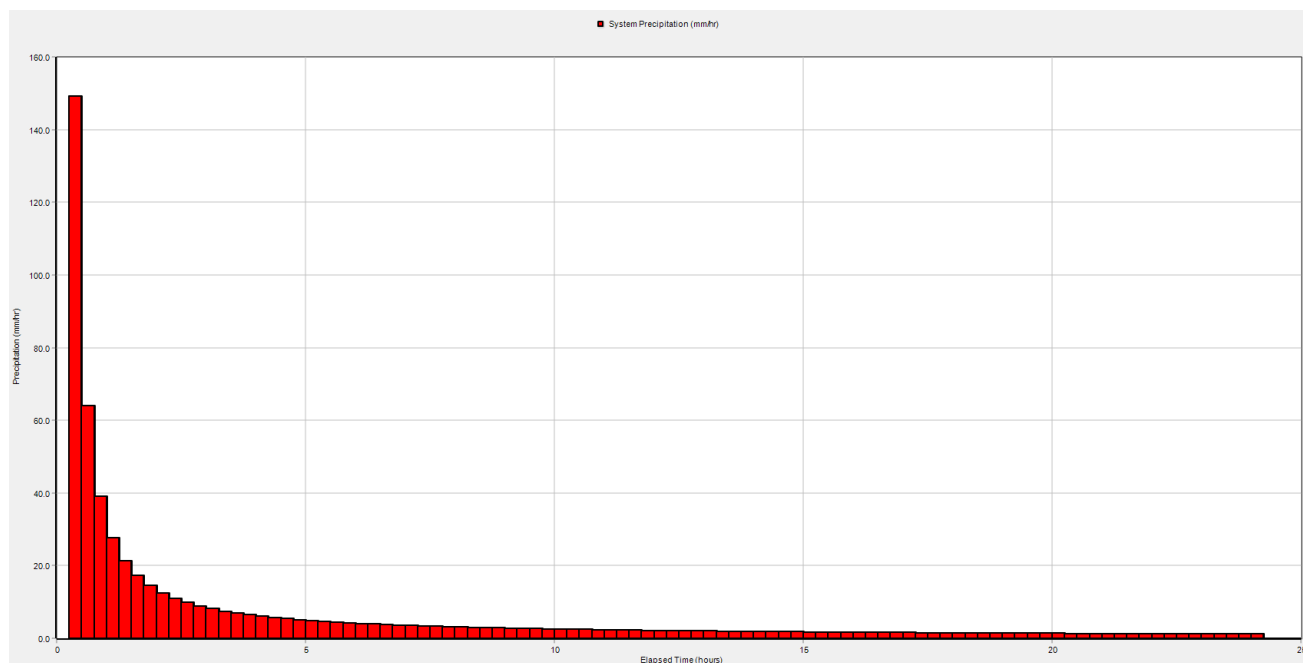


Figura 14: Ietogramma scenario 3 con integrazione di 15 minuti

Definiti gli eventi di progetto sono stati analizzati gli idrogrammi di piena stimata al:

- tratto terminale del ramo A che raccoglie e convoglia le acque meteoriche dall'area est dell'intervento;
- tratto terminale del ramo B che raccoglie e convoglia le acque meteoriche dall'area a sud e ovest;
- alla sezione di chiusura del bacino in corrispondenza dei manufatti regolatori di portata.

Oltre alle portate si riportano la rappresentazione del volume invasato nel bacino di laminazione nell'area a verde in funzione del tempo e la rappresentazione grafica dei profili dei suddetti rami nel momento di massimo riempimento per ogni scenario.

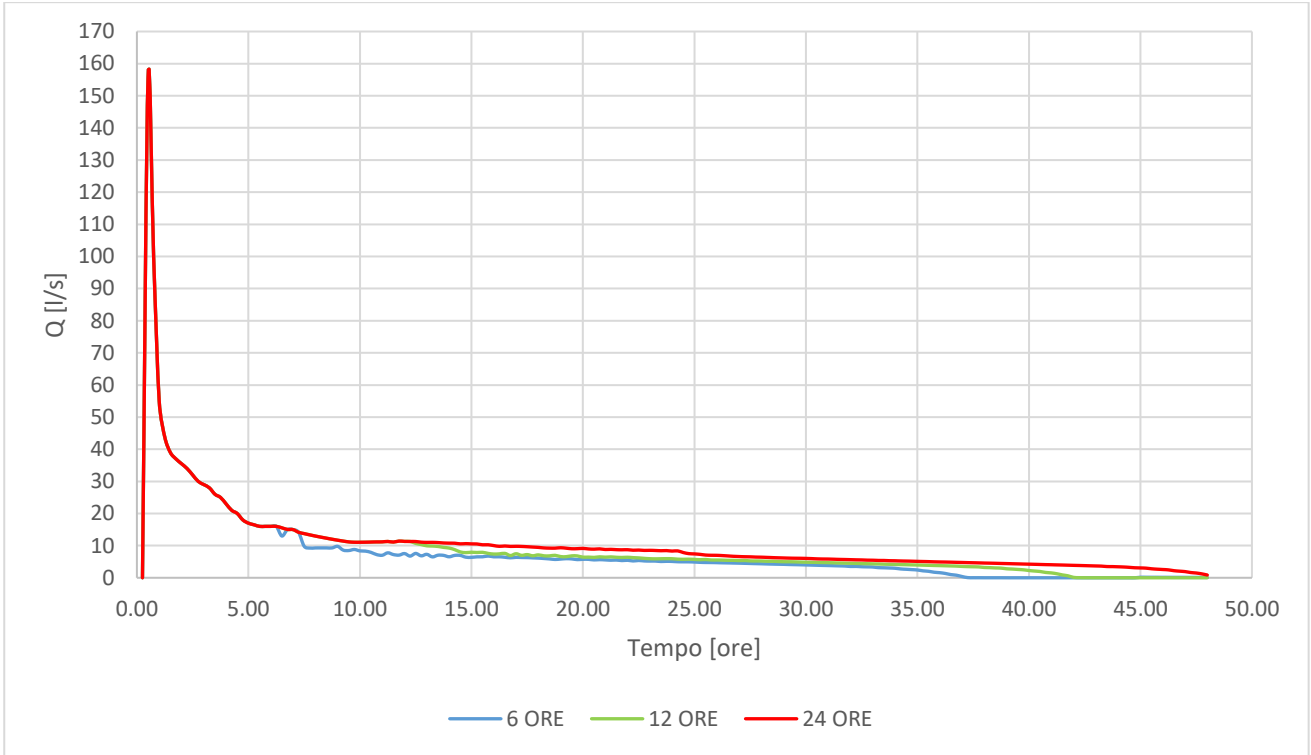


Figura 15: Idrogramma di piena alla sezione di chiusura del ramo A

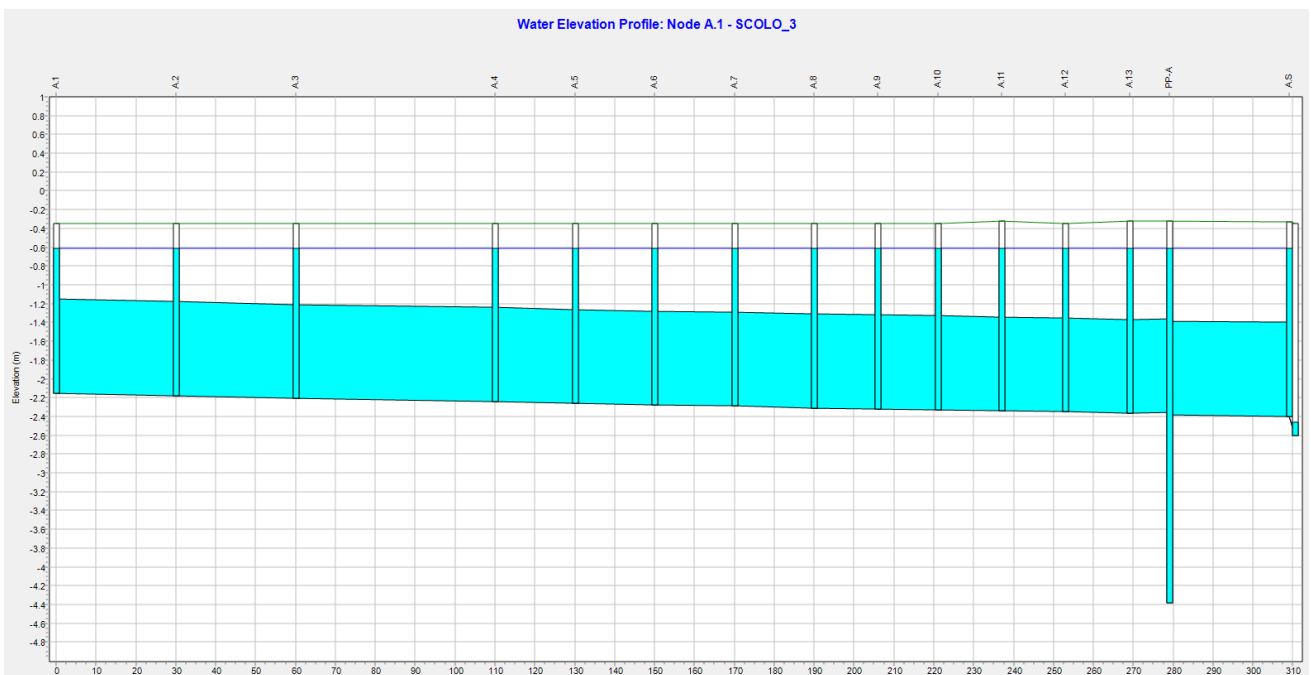


Figura 16: Profilo tirante massimo Ramo A (ora 6:45)

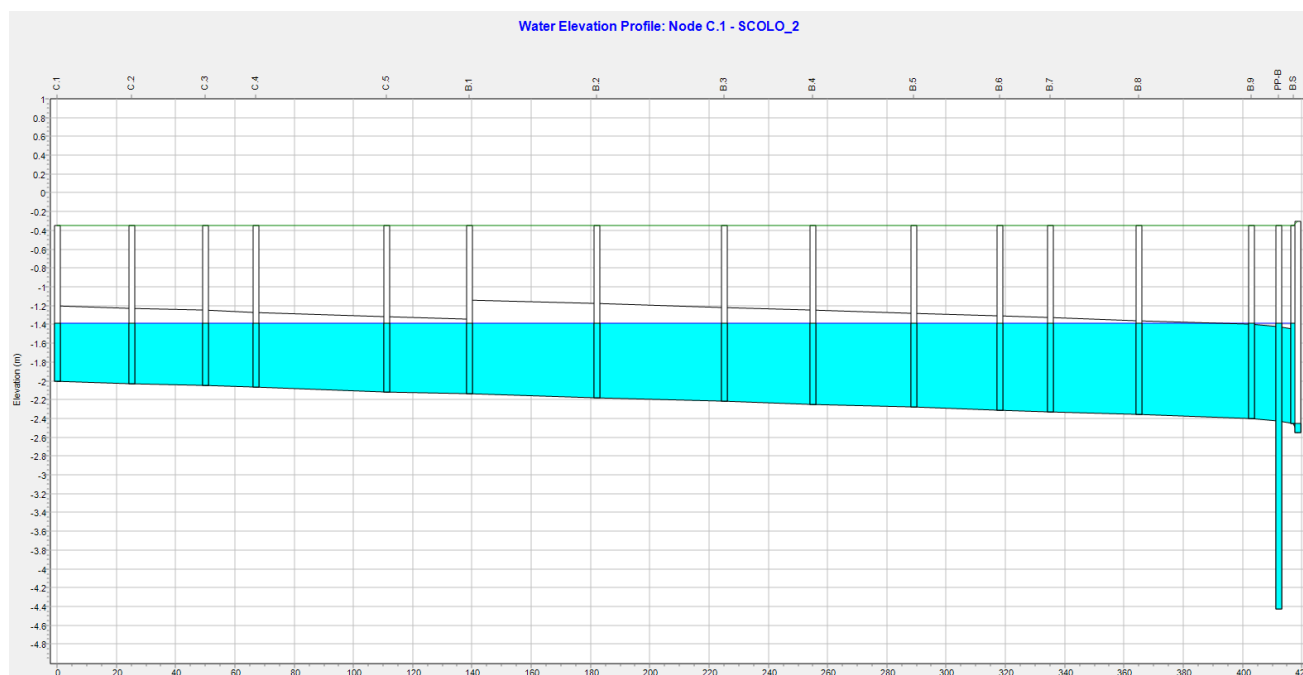


Figura 17: Profilo tirante massimo Ramo B (ora 6:45)

Come era lecito attendersi osservando le onde di piena dei tre rami afferenti alla sezione di chiusura del bacino, che rispondono tutti allo stesso modo e conservano per le prime sei ore un andamento delle portate analogo, anche i profili, per tutti e tre gli scenari, risultano avere un tirante medio massimo a 6 ore e 45 minuti. Ciò sta ad indicare che per eventi di durata inferiore, non si raggiungeranno tali livelli di riempimento delle tubazioni e, analogamente, per eventi di durata superiore, si otterrà il massimo riempimento delle condotte a 6 ore e 45 minuti. Si può dire dunque che, a differenza del modello afflussi-deflussi (cfr. paragrafo 4.3) che stimava il tempo critico di pioggia in grado di massimizzare i volumi di laminazione della piena in 4.33 ore, il modello dinamico esposto in questo capitolo individua il tempo critico in 6 ore e 45 minuti per questo bacino. Osservando la Figura 18, il bacino di laminazione nell'area a verde dimensionato con il metodo delle sole piogge (paragrafo 4.3) risulta essere verificato e sufficiente per i tre scenari studiati nel presente capitolo per tutti i tempi di pioggia precedentemente esposti. Il volume massimo utilizzato per laminare la piena infatti risulta essere pari $1.148,3 \text{ m}^3$, che si raggiunge per tutti e tre gli scenari dopo 6 ore e 45 minuti, risulta essere inferiore a quello proposto in progetto 1.280 m^3 .

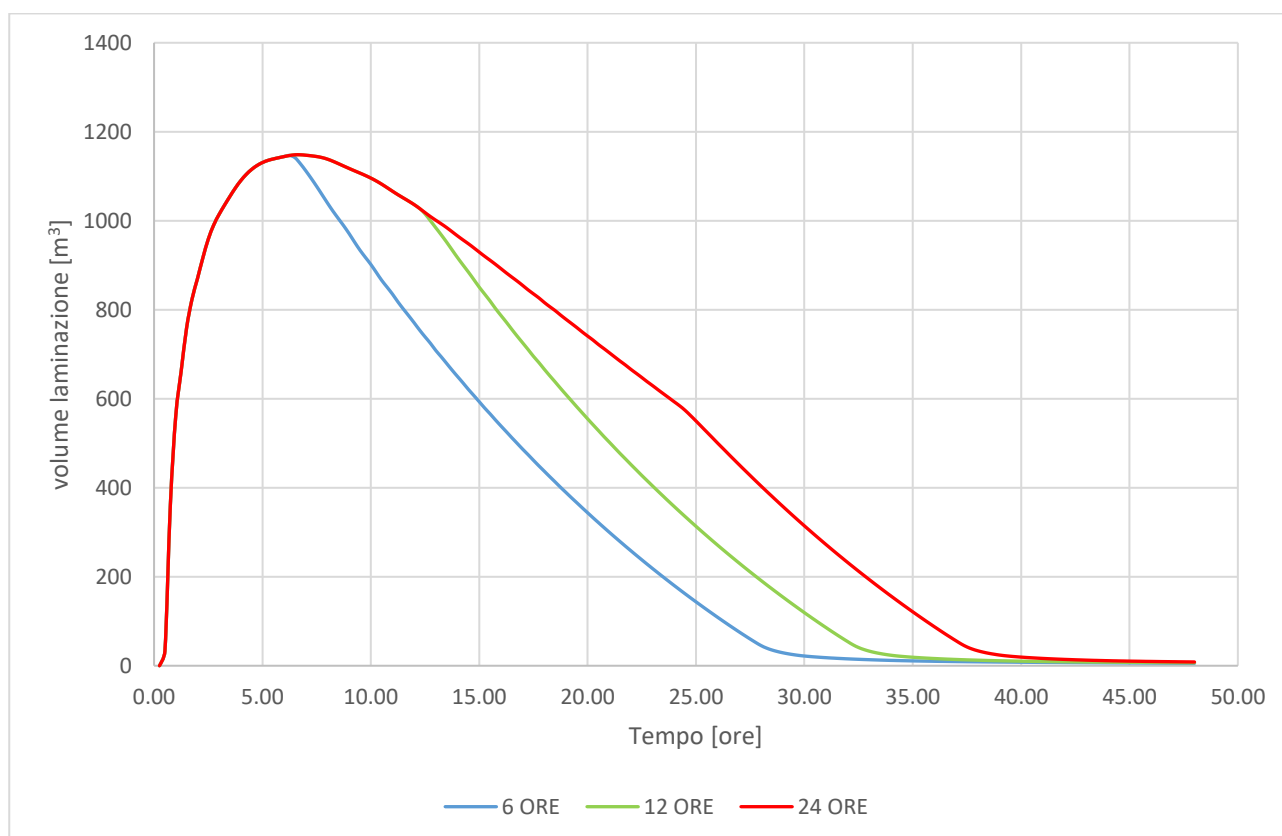


Figura 18: Volume bacino di laminazione nell'area a verde durante l'evento meteorico

Come si può notare dal grafico, inoltre, per tutti gli eventi il bacino di laminazione risulta essere sostanzialmente vuoto al termine delle 48 ore dall'inizio dell'evento, mantenendo un residuo compreso tra i $5,57 \text{ m}^3$ e i $8,51 \text{ m}^3$ a seconda dello scenario.

Osservando le portate alla sezioni di chiusura dei due sottobacini in corrispondenza del manufatti regolatore di portata (Figura 19 e Figura 20) si nota come la curva della portata in uscita segua quanto già detto in precedenza: presenta un picco massimo di portata a 6 ore e 45 minuti dall'inizio dell'evento, istante in cui la sezione a monte di quella di scarico presenta un tirante idraulico massimo. Il valore di portata in corrispondenza di tale istante corrisponde a $14,60 \text{ l/s}$ per lo scarico del sottobacino 1 e a $34,12 \text{ l/s}$ per lo scarico del sottobacino 2. Tali valori sono di poco superiori, ma comunque in linea, a quelli calcolati nel paragrafo 5 inerente al dimensionamento del manufatto regolatore di portata a bocca tarata. Tale valore, infatti, è prossimo alla portata massima scaricabile individuata come il prodotto tra coefficiente udometrico di 10 l/s*ha e la superficie del bacino idrografico di riferimento.

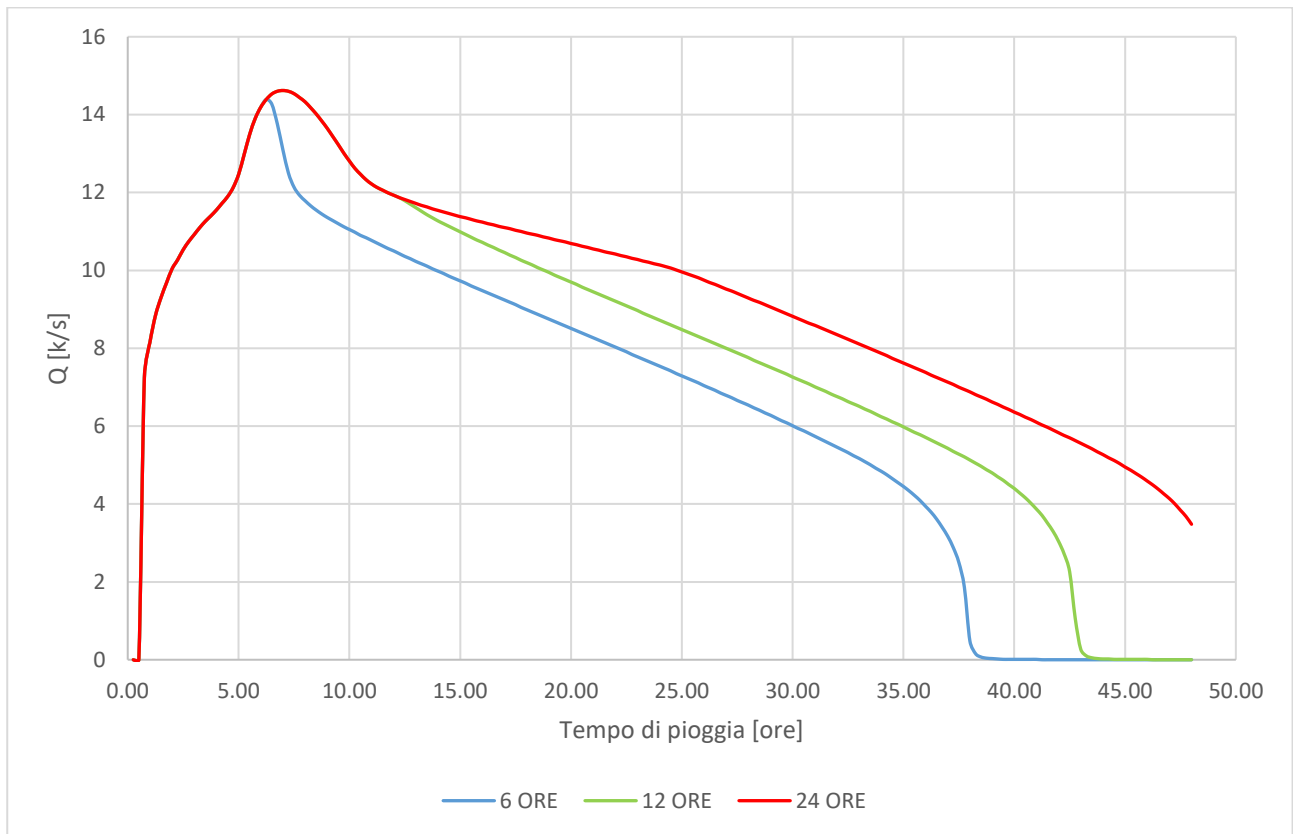


Figura 19: Portata scaricata dal regolatore di portata a bocca tarata - sottobacino 1

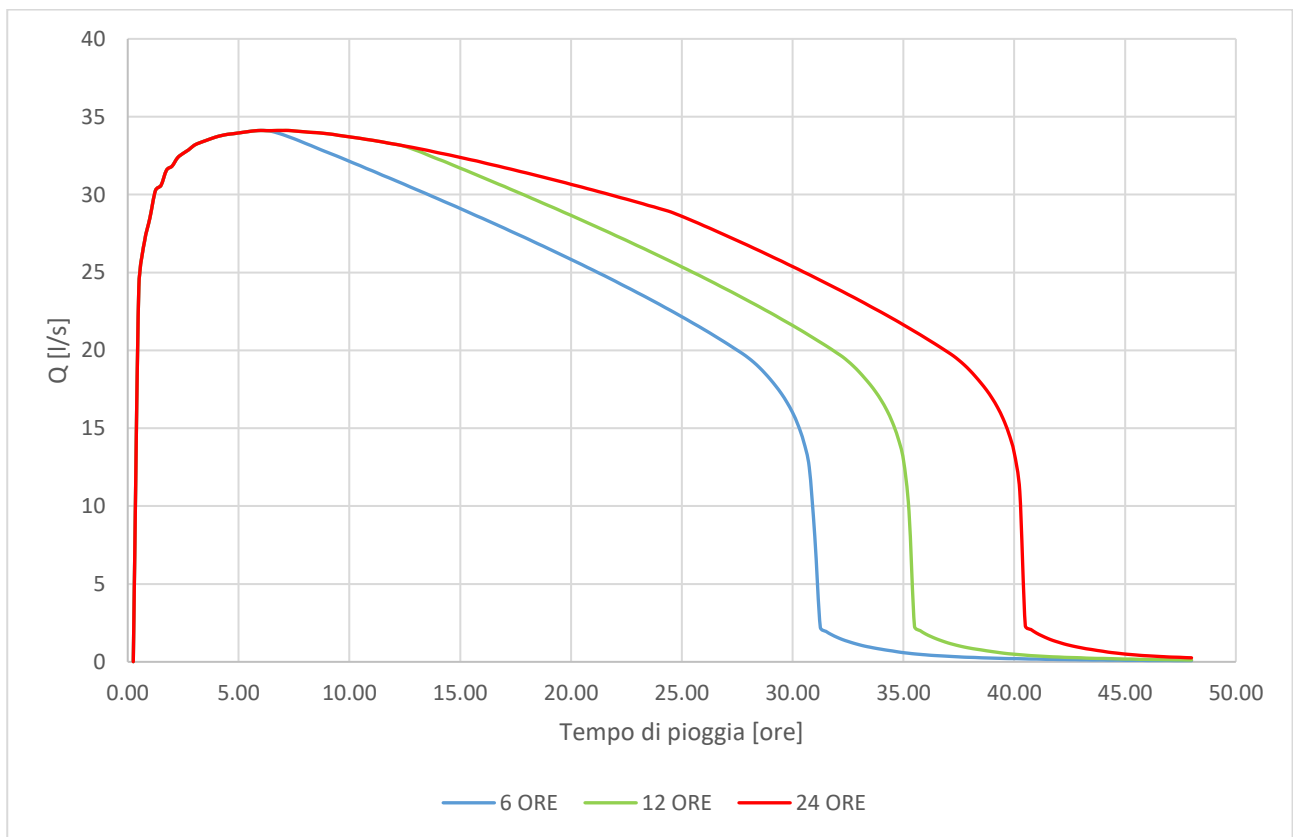


Figura 20: Portata scaricata dal regolatore di portata a bocca tarata - sottobacino 2

Si riporta inoltre che è stato modellato anche uno scarico di troppo pieno verso il fosso presente nell'area a verde a sud del bacino di laminazione che dovrebbe entrare in funzione quando il tirante del bacino di laminazione supera l'altezza di 1,20 m. Tale condotta, che serve da sfogo nel caso in cui il corpo recettore finale (scolo via san Marco) non dovesse ricevere, non entra in funzione in alcuno degli scenari analizzati.

8. SCARICO ACQUE REFLUE ASSIMILABILI ALLE ACQUE REFLUE DOMESTICHE

La normativa di riferimento in materia di scarichi è il D.Lgs 152/06 e smi, che definisce lo scarico come "qualsiasi immissione diretta tramite condotta di acque reflue liquide, semiliquide e comunque convogliabili nelle acque superficiali, sul suolo, nel sottosuolo e in rete fognaria, indipendentemente dalla loro natura inquinante, anche sottoposte a preventivo trattamento di depurazione".

Le acque di scarico provenienti dal lotto sono di tipo "assimilabili alle acque reflue domestiche" ai sensi dell'art. 34 del Piano di Tutela delle acque della regione Veneto (ex art. 121 D.Lgs 152/2006) in quanto non sono svolte lavorazioni che comportano alcun tipo di scarico o la presenza di acque di lavaggio inquinate o pregiudizievoli per l'ambiente.

La portata di fognatura nera è stimabile mediante il metodo degli abitanti equivalenti con riferimento alla densità abitativa ed all'apporto pro-capite in fognatura derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto.

Secondo questo metodo la portata nera media è stimata con la seguente relazione:

$$Q_N = \varphi * D * N_{ab} / 86400$$

- φ indica il coefficiente di deflusso cioè l'apporto pro-capite in fognatura derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto da porsi usualmente pari a 0.8;
- D la dotazione idrica espressa in l/gg ab; in funzione della tipologia di centro abitato, in questo caso assunta pari a 250;
- N_{ab} il numero di abitanti equivalenti;

La portata nera di punta è data dalla relazione:

$$Q_N = (\rho_g * \rho_o * \varphi * D * N_{ab}) / 86400$$

dove ρ_g e ρ_o rappresentano il coefficiente di punta giornaliero e orario posti abitualmente pari a 1.5. Per il calcolo degli abitanti equivalenti si utilizza la tabella di conversione riportata nel seguito che permette in funzione della tipologia di utenza di determinare il numero di abitanti equivalenti. La tabella è conforme a quanto prescritto da D.Lgs 152/06.

TIPO DI UTENZA	ABITANTI EQUIVALENTI
Abitazioni	1 a.e. per camera da letto con superficie fino a 14 m ²
	1 a.e. per camera da letto con superficie superiore a 14 m ²
Alberghi o complessi ricettivi	come per civile abitazione: aggiungere 1 a.e. ogni volta che la superficie di una stanza aumenta di 6 m ² oltre i 14 m ²
Fabbriche e laboratori artigianali	1 a.e. ogni 2 dipendenti durante la massima attività
Ditte e uffici commerciali	1 a.e. ogni 3 dipendenti durante la massima attività
Ristoranti e trattorie	1 a.e. ogni 3 posti (massima capacità ricettiva delle sale da pranzo 1.20 m ² per persona)

Bar, circoli e club	1 a.e. ogni 7 persone
Edifici scolastici	1 a.e. ogni 10 posti banco
Cinema, stadi e teatri	1 a.e. ogni 30 posti

Figura 21: Tabella riassuntiva degli abitanti equivalenti per tipologia di utenza

si ritiene ragionevole considerare, sulla base della progettazione effettuata per attività commerciali similari, un totale di **20 abitanti equivalenti**.

Dal numero complessivo di abitanti equivalenti così calcolato si ricava la portata massima di scarico pari a $Q_N = 0.10 \text{ l/s}$. Le reti esterne saranno realizzate con tubazioni in PVC SN8 di diametro non inferiore a $\varnothing 160 \text{ mm}$ con pendenza minima dello 0.3%. Ai piedi di ciascuna colonna di scarico, a valle dell'innesto in un'unica tubazione diretta verso il ricettore finale, saranno predisposti pozzetti con sifone tipo Firenze.

Nel dimensionamento delle tubazioni, verrà posta come condizione limite di corretto funzionamento un grado di riempimento pari al 50 %, (massimo ammissibile, trattandosi di fognatura nera), verificando che le portate di progetto assumano valori inferiori.

Indipendentemente dai valori di portata di progetto ottenuti, verrà adottato come diametro interno minimo per i collettori un valore pari a 160 mm, anche se in tutte le tratte risulta eccedente rispetto a quelle che sono le capacità idrauliche richieste. Tale valore di diametro permette di ottenere una velocità di flusso all'interno delle condotte pari a 1,03 m/s, valore che rientra nell'intervallo ottimale per le acque nere che è tra i 0,5 e i 4 m/s.

Prima di essere avviate verso la rete esistente, le acque saponate saranno sottoposte a trattamento mediante una vasca condensagrassi, così come le acque nere provenienti dai wc verranno trattate con una vasca tipo Imhoff come da schema esemplificativo riportata in Figura 23.

Il recapito finale della rete di progetto è individuato dal collettore di fognatura mista posta tra viale delle Grazie e via Settima Strada.

Eventuali integrazioni o modifiche della rete di progetto verranno effettuate sulla base della corretta ubicazione e della profondità di tale collettore privato, emerse dalle indagini dell'ente.



Figura 22: Individuazione scarico in fognatura mista

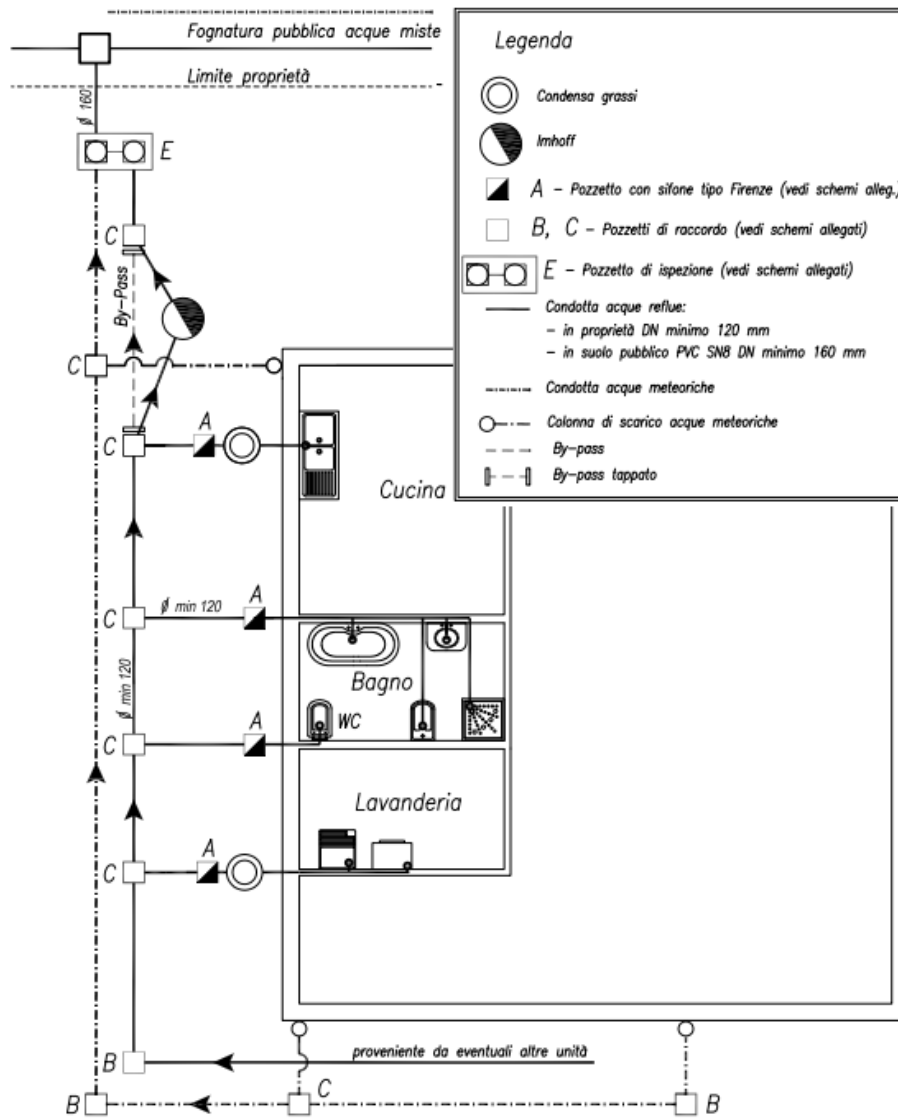


Figura 23: Schema tipo scarico reflui assimilabili ai domestici in fognatura mista

9. SINTESI E CONCLUSIONI

Allo stato di progetto l'area di intervento è stata suddivisa in due sottobacini con corpo recettore finale lo scolo consortile presente lungo il lato est del lotto. Tale scolo è costituito da un manufatto scatolare interrato del diametro interno pari a 160 x 100 cm.

Il progetto prevede l'edificazione di una struttura di vendita con superficie coperta pari a 15.119 m². Si prevede verrà mantenuta una superficie a verde non coltivato di 4.991 m² a contorno dell'intervento e un'area destinata bacino di laminazione a verde di 4.054 m². A corredo degli edifici, il progetto prevede anche la realizzazione di superfici a parcheggio, come dotazione standard, con superficie in masselli in cls drenanti (4.755 m²) e percorsi impermeabilizzati, sia pedonali che per il movimento di veicoli, occupanti una superficie complessiva pari a 15.642 m². Tali superfici si ripartiscono nei due sottobacini come da tabelle seguenti:

Tipo	ϕ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Viabilità	0,90	5.365	4.829
Stalli (semiperm)	0,60	3.855	2.313
Verde	0,20	2.388	478
Totale	0,66	11.608	7.619

Tabella 10: superfici di progetto sottobacino 1 (SB1)

Tipo	ϕ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	15.119	13.607
Viabilità	0,90	10.277	9.249
Stalli (semiperm)	0,60	900	540
Verde	0,20	2.603	521
Bacino a verde	0,20	4.054	811
Totale	0,75	32.953	24.728

Tabella 11: superfici di progetto sottobacino 2 (SB2)

Il minimo volume d'invaso da garantire per invarianza idraulica dell'intervento, calcolato con il metodo delle piogge, è rispettivamente pari a:

- Sottobacino 1: 620 m³;
- Sottobacino 2: 2.075 m³;

tali volumi sono inferiori ai volumi ricavati come al paragrafo 4.2 e che sono costituiti dalla rete di collettamento sovradimensionata realizzata in condotte in cls, da un bacino di laminazione ricavato nelle zone a verde, piccoli invasi diffusi e vasche di prima pioggia per un volume complessivo relativo pari a:

- Sottobacino 1: 638 m³;
- Sottobacino 2: 2.133 m³.

$$V_{rete-1,progetto} = 638 \text{ m}^3 > 620 \text{ m}^3 = V_{min-1,richiesto}$$

$$V_{rete-2,progetto} = 2.075 \text{ m}^3 > 2.133 \text{ m}^3 = V_{min-1,richiesto}$$

Il lotto recapiterà i propri afflussi meteorici allo scolo consortile interrato presente lungo il lato est dell'ambito di intervento. La condotta di scarico intercetterà lo scolo interrato con un'angolazione prossima ai 45° e sarà provvista di valvola a clapet di non ritorno.

Prima del recapito degli afflussi meteorici al corpo recettore, saranno realizzati dei manufatti regolatori di portata che restituiranno le massime portate corrispondenti rispettivamente a:

- Sottobacino 1: $Q_{u,1}=11.61$ l/s;
- Sottobacino 2: $Q_{u,2}=32.95$ l/s.

La rete, dimensionata con il metodo delle sole piogge per garantire l'invarianza idraulica dell'intervento, è stata poi verificata con un modello idraulico-idrologico dinamico studiando tre scenari caratterizzati da eventi meteorici della durata di 6, 12 e 24 ore con tempo di ritorno di 50 anni. Per tutti gli scenari simulati, nessun nodo della rete ha presentato allagamenti e il troppopieno posizionato a sud del bacino di laminazione a verde non è mai entrato in funzione. La rete è risultata dunque verificata.

Le acque reflue provenienti dalla lottizzazione verranno scaricate separatamente dalle acque meteoriche nel ramo di fognatura mista posto a sud dell'ambito di intervento, tra viale delle Grazie e via Settima Strada.

10. OPERE ESTERNE - VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA

È noto come l'urbanizzazione implichi un aumento del livello di impermeabilizzazione del territorio, provocando quindi un aumento del deflusso superficiale. È noto inoltre quanto la rete scolante e la situazione idraulica dell'area in esame sia in equilibrio instabile. Urbanizzare oggi il territorio significa quindi necessariamente anche progettare procedure ed interventi di mitigazione idraulica tali da garantire che la portata di efflusso rimanga costante.

Andranno pertanto predisposti, nelle aree in trasformazione, volumi che devono essere riempiti man mano che si verifica il deflusso dalle aree stesse, fornendo un dispositivo che garantisce l'effettiva invarianza del picco di piena. La predisposizione di tali volumi non garantisce automaticamente che la portata uscente dall'area trasformata sia in ogni condizione di pioggia la medesima che si osservava prima della trasformazione. Tuttavia, è importante evidenziare che l'obiettivo dell'invarianza idraulica richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative, gli oneri del consumo della risorsa territoriale.

Appare opportuno inoltre introdurre la classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici elencata nell'allegato A del DgrV n. 2948/2009.

Tale classificazione consente di definire soglie dimensionali in base alle quali si applicano considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento. La classificazione è riportata nel seguente prospetto.

Classe di intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici fra 0.1 ha e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $imp > 0.3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $imp > 0.3$

Tabella 12: Classi d'intervento ai sensi del D.Rgv 2948/2009

Nel progetto delle opere esterne è opportuno evidenziare i due sottobacini di urbanizzazione, che per comodità verranno indicati come segue:

- Sotto-bacino Nord (nuova viabilità del comparto prossima a via San Marco e nuova intersezione a rotatoria su via San Marco);
- Sotto-bacino Sud (nuova intersezione a rotatoria tra via Franceschini Ezio e via Settima Strada);

I due sotto-bacini precedentemente evidenziati, rappresentano le nuove superfici impermeabili oggetto di nuova realizzazione e/o di riqualifica del sedime stradale esistente, non sono state considerate le superfici stradali esistenti oggetto di manutenzione ordinaria (scarifica e ripristino della pavimentazione esistente).

Il sotto-bacino Sud ricade nella classe di **"Trascurabile impermeabilizzazione potenziale"**, pertanto il nuovo sistema di smaltimento delle acque meteoriche di progetto sarà integrato alla rete esistente al fine di convogliare le acque meteoriche nel canale consortile esistente presente sul lato Nord di viale Delle Grazie. Nel

progetto non si prevede la realizzazione di manufatti di laminazione compensativi, vista la natura dell'impermeabilizzazione, ma si prevede di realizzare una rete di smaltimento acque sovradimensionata al fine di ottenere dei volumi di compensazione/laminazione.

Il sotto-bacino Nord ricade nella classe di **"Modesta impermeabilizzazione potenziale"** dove andranno dimensionati i volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene e saranno fornite delle indicazioni sulle luci di scarico e sui tiranti idrici ammessi nell'invaso.

Seguendo quanto riportato nelle Linee guida per la valutazione di compatibilità idraulica, il sotto-bacino Sud ricade nella Classe 2, è opportuno sovradimensionare la rete rispetto alle sole esigenze di trasporto della portata di picco realizzando volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene, in questi casi è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un diametro di 200 mm. Il sovradimensionamento della rete di smaltimento acque meteoriche del sotto-bacino Sud verrà effettuato puntualmente nelle successive fasi progettuali in base alla posizione delle caditoie stradali e della rete di progetto in relazione alla presenza dei sottoservizi esistenti presenti all'interno delle aree d'intervento.

Mentre, seguendo quanto riportato nelle Linee guida per valutazione di compatibilità idraulica, il sotto-bacino Nord ricade nella Classe 3, oltre al dimensionamento dei volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un diametro 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro, seguirà per il sotto-bacino Nord un dimensionamento dei dispositivi di compensazione utilizzando il **metodo dell'invaso**.

10.1 Il coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso definisce la parte di precipitazione che giunge in rete e dipende dalle caratteristiche del bacino scolante.

Per un bacino costituito da più bacini tributari, ad ognuno dei quali compete un coefficiente di afflusso φ , il coefficiente risultante è dato dal seguente rapporto:

$$\varphi = \frac{\sum_i A_i \cdot \varphi_i}{\sum_i A_i}$$

dove:

- φ_i è il coefficiente di afflusso relativo di ogni singola superficie caratteristica omogenea dell'area di intervento;
- A_i è la singola superficie caratteristica;
- φ è il coefficiente di afflusso dell'intera area.

Il range di variazione del φ_i fa riferimento alla tabella dei coefficienti di deflusso riportate nella DGRV 2948/2009 e qui sotto descritta:

Classe di utilizzo	φ
Aree agricole	0,10
Superfici permeabili (aree verdi)	0,20
Superfici semi-permeabili (grigliati drenanti, strade in terra battuta o stabilizzato, etc..)	0,60
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, piazzali, etc..)	0,90

Figura 24: Coefficiente di deflusso in funzione della classe di utilizzo ai sensi del DGRV 2948/2009

10.1.1. Stato di fatto

Come anticipato nei paragrafi precedenti, per il sotto-bacino Sud sono state individuate le aree del sedime stradale di progetto oggetto di trasformazione dello stato di fatto (da area non urbanizzata ad area pavimentata e da area pavimentata a nuova area a verde).

Il sotto-bacino Sud ha un estensione complessiva di 1.315,90 m².

Allo stato di fatto la superficie è ad oggi occupata in parte da area non urbanizzate (verde) ed in parte da sedime stradale impermeabile. Viene di seguito riportata la tabella riassuntiva delle superfici complessive coinvolte nell'intervento allo stato di fatto.

Tipo	φ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Viabilità	0,90	380	342
Stalli (semiperm)	0,60	0	0
Verde	0,20	935,90	187,20
Totale	0,40	1.315,90	529,20

Tabella 13: Superfici complessive dello stato di fatto del Sotto-bacino Sud

In accordo a quanto precedentemente descritto, anche per il sotto-bacino Nord sono state individuate le aree del sedime stradale di progetto oggetto di trasformazione dello stato di fatto (da area non urbanizzata ad area pavimentata e da area pavimentata a nuova area a verde) e le aree prive di un sistema di smaltimento delle acque meteoriche esistente.

Il sotto-bacino Nord ha un estensione complessiva di 8.020 m².

Allo stato di fatto la superficie è ad oggi occupata in parte da area non urbanizzate (verde) ed in parte da sedime stradale impermeabile. Viene di seguito riportata la tabella riassuntiva delle superfici complessive coinvolte nell'intervento allo stato di fatto.

Tipo	φ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Viabilità	0,90	5.398	4.858,2
Stalli (semiperm)	0,60	0	0
Verde	0,20	2.471	494,2
Totale	0,68	7.869	5.352,4

Tabella 14: Superfici complessive dello stato di fatto del Sotto-bacino Nord

10.1.2. Stato di progetto

Il progetto prevede la realizzazione e la riqualifica della viabilità esistente, in particolare per il sotto-bacino Sud è prevista la realizzazione di una nuova intersezione a rotatoria tra viale delle Grazie e via Franceschini Ezio, mentre per il bacino Nord è prevista la realizzazione di un nuovo tratto di strada di accesso al comparto e di una nuova intersezione a rotatoria su via San Marco

Di seguito si riportano le superfici di progetto dei due sotto-bacini:

Sotto-bacino Sud:

Tipo	ϕ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Viabilità	0,90	935,9	842,3
Stalli (semiperm)	0,60	0	0
Verde	0,20	380	76
Totale	0,70	1.395,9.	918,3

Tabella 15: Superfici di progetto complessive del Sotto-bacino Sud

Con riferimento ai dati sopra citati e riportati in Tabella 5 si ottiene un coefficiente di deflusso medio di 0,70.

Sotto-bacino Nord:

Il progetto delle opere esterne prevede la possibilità di predisporre una linea di Trasporto Pubblico Locale (TPL) per il collegamento tra l'Ospedale ed il centro della città di Padova. Pertanto le aree a verde previste in progetto saranno oggetto di una futura urbanizzazione. Pertanto nel dimensionamento della rete di progetto si terrà conto anche dell'eventuale urbanizzazione futura legata al percorso del TPL.

Tipo	ϕ	Sup [mq]	Sup. eq [mq]
Copertura	0,90	0	0
Viabilità	0,90	6.456	5.810,4
Stalli (semiperm)	0,60	0	0
Verde	0,20	1.413	282,6
Totale	0,77	7.869	6.093

Tabella 16: Superfici di progetto complessive del Sotto-bacino Nord

Con riferimento ai dati sopra citati e riportati in Tabella 5 si ottiene un coefficiente di deflusso medio di 0,77.

Si evince pertanto che l'aumento del coefficiente di deflusso corrisponderà ad un aumento della portata che andrebbe scaricata.

10.2 Dimensionamento dei dispositivi compensativi

Come descritto nei precedenti paragrafi di seguito si riporta il criterio di dimensionamento che verrà utilizzato per il sotto-bacino Nord.

Il metodo dell'invaso:

Il metodo dell'invaso mette in evidenza l'effetto esercitato dalla geometria della rete e dagli invasi distribuiti nel bacino nella formazione della portata di piena, in particolare la loro funzione "regolatrice e limitatrice" dei deflussi.

L'idea alla base del metodo trae origine dall'osservazione della realtà fisica nella quale, al verificarsi di una pioggia, contemporaneamente al deflusso da una generica sezione della rete, vi è il riempimento della rete sottesa dalla sezione stessa. Questa palese considerazione, che traduce l'evidenza che nessun deflusso potrebbe verificarsi da una sezione se nella rete a monte non si immagazzinasse un adeguato volume d'acqua responsabile del carico idraulico necessario per il moto, esprime il principio di continuità (conservazione della massa) per le reti idrauliche.

In altri termini, in ogni istante deve essere verificato il bilancio dei volumi nella rete sottesa da una generica sezione, per cui il volume d'acqua che, in un generico intervallo di tempo, affluisce dal suolo alla rete è pari al volume che, nello stesso intervallo di tempo, defluisce dalla sezione e all'incremento del volume invasato, nello stesso tempo, nella rete a monte della sezione considerata. Riassumendo con la chiarezza e l'univocità del linguaggio matematico ciò equivale a porre:

$$p dt = Q dt + dV$$

Dove:

- $p(t)$ rappresenta la portata affluente alla rete all'istante t ("pioggia netta"), che può essere esplicitata così: $p = \varphi \cdot j \cdot S$ essendo φ il coeff. di afflusso, j l'intensità di pioggia e S la superficie scolante;
- $Q(t)$ indica la portata che defluisce attraverso la sezione di chiusura del bacino S e dipende dal volume di invasato $V(t)$;
- dV è la variazione del volume invasato (o svasato) a monte della sezione nell'intervallo temporale dt ;

Assieme all'equazione di continuità, l'altro cardine teorico su cui si basa il metodo dell'invaso, come ogni altro modello idraulico "deterministico" seppur di genesi "concettuale", è rappresentato dall'equazione del moto:

$$\frac{\partial y}{\partial s} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - i_f + \frac{v^2}{K_s^2 R_H^{4/3}} = 0$$

Dove:

- y è il tirante d'acqua;
- s è l'ascissa;
- v è la velocità media;
- K_s è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strikler;
- R_H è il raggio idraulico;
- I_f la pendenza del fondo;
- G è l'accelerazione di gravità;

Il metodo dell'invaso assume una formulazione assai semplificata per l'equazione del moto: sono infatti

ignorati i termini convettivi e inerziale ritenuti trascurabili rispetto agli ultimi due. Si suppone quindi che il fenomeno sia a lenta evoluzione rispetto al tempo e allo spazio, così da poter essere approssimato da una successione di stati di moto uniforme. La precedente equazione diventa allora:

$$v = K_s R_H^{2/3} \sqrt{i_f}$$

Oppure:

$$Q = v A = A K_s R_H^{2/3} \sqrt{i_f} = A K_s (A/P)^{2/3} \sqrt{i_f} = c A^\alpha \quad [5]$$

Avendo indicato con A l'area della sezione liquida ("area bagnata"), con P il perimetro della sezione e con alfa l'esponente della scala delle portate (tipicamente $\alpha 1,5$ per sezioni aperte e $\alpha = 1,0$ per sezioni chiuse).

A questi due presupposti poi si aggiungono le altre ipotesi operative e semplificative che sono:

- *Funzionamento autonomo* della rete idraulica: il deflusso tra i singoli tronchi della rete come pure dalla rete al recipiente (recapito finale) non è influenzato dai livelli idrometrici a valle, non c'è alcun vincolo di interruzione o di limitazione della portata e ogni elemento della rete non può essere rigurgitato dall'elemento ricevente;
- *Funzionamento sincrono* della rete: durante la piena, tutti gli elementi della rete raggiungono contemporaneamente lo stesso stato idraulico;
- *Moto uniforme*: come già illustrato ciò significa ipotizzare che il pelo libero nella rete trasli parallelamente al fondo e quindi, in ragione della sincronia di funzionamento, che possa essere istituito, seppur con molte riserve, un legame lineare tra l'area A della sezione liquida e il volume invasato V;
- *Rete inizialmente vuota*: questa ipotesi è frequentemente verificata in reti fognarie mentre trova pochi riscontri per quanto concerne le reti di bonifica e i corsi d'acqua naturali;
- *Pioggia di intensità costante*;

Alla luce di queste ipotesi, il metodo dell'invaso si propone di fornire l'espressione della portata di picco, ovvero del corrispondente coefficiente udometrico, che defluisce attraverso ogni arbitraria sezione di chiusura. Si tratta quindi di integrare la precedente equazione, e verificare se per una data pioggia, di durata e intensità note, il bacino sia in grado di invasare l'acqua affluita, sempre ipotizzando che l'afflusso alla rete cominci all'inizio della pioggia e termini nell'istante esatto in cui ha fine la precipitazione.

Assumendo quindi, come imposto dal moto uniforme, che il volume V sia linearmente legato all'area A della sezione liquida, posti A_0 e V_0 rispettivamente la massima area ed il massimo volume si ha:

$$\frac{V}{V_0} = \frac{A}{A_0}$$

Dalla [5] se si indica con Q_0 la portata massima che il canale può condurre, si ha:

$$Q_0 = c A_0^\alpha$$

Ossia:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^\alpha$$

Sostituendo il rapporto tra le aree con quello tra i volumi, ed esplicitando il volume si ottiene:

$$V = V_0 \left(\frac{Q}{Q_0}\right)^{1/\alpha}$$

L'equazione di continuità diviene:

$$p - Q = \frac{V_0 Q^{(1-\alpha)/\alpha} dQ}{\alpha Q_0^{1/\alpha} dt}$$

Indicando poi con z il rapporto istantaneo tra la portata Q e la pioggia netta p , integrando tra $t=0$ e $t=t_r$ (tempo di riempimento) ovvero tra $z=0$ (ossia $Q=0$, istante iniziale) e $z=Q/p$ si giunge all'espressione del tempo di riempimento:

$$t_r = \frac{V_0 p^{\frac{1-\alpha}{\alpha}}}{Q_0^\alpha} z^{\frac{1}{\alpha}} \varepsilon_\alpha(z) = \frac{V_0}{p} \varepsilon_\alpha(z) \quad [11]$$

Ricordando ora che la "pioggia netta" p ossia la portata che affluisce alla rete ha la seguente espressione:

$$p = \varphi j S$$

Eguagliando l'espressione del tempo di riempimento, con quella del tempo di pioggia, così da porre $Q=Q_0$ e quindi esplicitare l'espressione della portata di picco. Tenuto conto della posizione $z=Q/p$ ossia $p=Q/z$ si ricava l'espressione del coefficiente udometrico:

$$u = \frac{Q_0}{S_r} = \frac{\alpha \varphi z}{\left(\frac{V_0}{u} z \varepsilon_\alpha(z) + b\right)^c}$$

Dove $v_0=V_0/S$ è il volume specifico invasato, riordinando ulteriormente l'espressione precedente si ottiene:

$$u = \left(V_0 z \varepsilon_\alpha(z) + b u \right)^{\frac{1}{1-c}} (\alpha \varphi z)^{\frac{1}{1-c}} \quad [15]$$

La precedente espressione permette di calcolare udometrico assegnate le caratteristiche pluviometriche dall'area (coefficienti a , b e c) e le caratteristiche idrologiche e geometriche del bacino e della sua rete (φ e v_0); resta unicamente da definire il valore di z . La soluzione della [15] va ricavata, in modo iterativo essendo l'espressione implicita, scegliendo il valore di z che rende massimo il coefficiente udometrico.

Per determinare il valore di z (dipendente da j) si utilizza il metodo della secante (*Regula Falsi*).

METODO DELL' INVASO

Specificare : - Comune
 - tempo di ritorno [anni]
 - coefficiente d'afflusso
 - coefficiente udometrico imposto [l/s,ha]
 - esponente α della scala delle portate

PARAMETRI IN INGRESSO

Padova	50
Coefficiente d'afflusso k	0,77 [-]
Coefficiente udometrico imposto allo scarico	10 [l/s, ha]
Esponente α della scala delle portate	1 [-]
Superficie intervento	7 869 [m ²]

RISULTATI

Parametri della curva di possibilità pluviometrica
$$h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$$

Comune di	Padova	a	39,5 [mm min ⁻¹]
Zona	SUD OCCIDENTALE	b	14,5 [min]
Tempo di ritorno [anni]	50	c	0,817 [-]

Volume specifico richiesto per l'invarianza	768 [m ³ ha ⁻¹]
Volume richiesto per l'invarianza	604,4 [m ³]

Figura 25: Output del software distribuito dal Consorzio di Bonifica Acque Risorgive

- Comune d'intervento: Padova;
- Tempo di ritorno: 50 anni;
- Coefficiente d'afflusso: $k = 0,77$;
- Coefficiente udometrico: $u = 10 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$
- Superficie intervento: $S = 7.869 \text{ m}^2$.

Come risulta dal foglio di calcolo riportato nella figura precedente il volume d'invaso da reperire per garantire l'invarianza idraulica dell'intervento è pari a 604,4 m³.

La rete di smaltimento delle acque meteoriche, come riportata negli elaborati progettuali, è costituita da:

- Condotte in cls del diametro interno di 800 mm di sviluppo complessivo pari a 189,5 m in grado di garantire un volume d'invaso pari a 95,25 m³;
- Condotte in cls del diametro interno di 1.000 mm di sviluppo complessivo pari a 297,5 m in grado di garantire un volume d'invaso pari a 233,6 m³;
- Bacino di laminazione posto sul lato Est della rotatoria di progetto su via San Marco in grado di garantire un volume d'invaso pari a 216 m³ (9,0 x 20,0 x 1,20 m) con un tirante idraulico massimo di 1,00 m (altezza totale del bacino di laminazione pari a 1,20 m);

- è stata considerata la rete di drenaggio minore e i piccoli invasi diffusi come contribuenti al conteggio del volume di laminazione individuabile in 40 m³/ha.

A questi volumi, si somma la vasca di prima pioggia in grado di garantire un volume pari a 40 m³.

Le condizioni al contorno per il calcolo del volume di laminazione sono le seguenti:

- la quota il livello di invaso massimo posto per i bacini più a monte è stato fissato pari a 0,00 m del sistema di riferimento relativo corrispondente alla quota della caditoia posta a quota minore (0,50 m) ridotta di un franco di sicurezza di 50 cm.

Vol. condotte [mc]	Prima pioggia [mc]	Invasi diffusi [mc]	Bacino di laminazione [mc]	Totale progetto [mc]
329	40	31,5	216	616,5

Il sistema di drenaggio, come sopra descritto, è in grado di invasare 616,5 m³ e quindi è in grado di garantire l'invarianza idraulica dell'intervento.

$$V_{rete} = 616,5 \text{ m}^3 > 604,4 \text{ m}^3 = V_{min,richiesto}$$

Al termine della rete di drenaggio, prima del recapito al corpo recettore, sarà presente un manufatto regolatore di portata con bocca tarata e petto sfiorante in grado di scaricare la portata massima prevista di progetto:

$$Q_u = u \cdot A = 10 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \cdot 0,7869 \text{ ha} = 7,87 \text{ l/s}$$