



Città di Stradella
Provincia di Pavia

**REDAZIONE DELLO STUDIO COMUNALE DI GESTIONE DEL
RISCHIO IDRAULICO DI CUI ALL'ART. 14, COMMA 7 DEL
REGOLAMENTO REGIONALE 23 NOVEMBRE 2017, N. 7**

RELAZIONE TECNICA -ILLUSTRATIVA

Voghera, settembre 2025

Prof. Ing. Giuseppe Barbero Ph.D.

Ord. Ing. Provincia di Pavia n. 1340

Via F.lli Kennedy, 70 - 27058 Voghera (PV)

e-mail giuseppe.barbero@unipv.it

per: giuseppe.barbero@ingpec

A handwritten signature of Giuseppe Barbero is overlaid on a purple circular stamp. The stamp contains the text "GIUSEPPE BARBERO", "ALBO INGG.", "PV 1340", and "10-09-2025".

INDICE

1	PREMESSA	6
1.1	Normativa.....	7
2	STUDIO IDRAULICO PER LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO IN AMBITO URBANO	8
2.1	Definizione della rete idraulica oggetto dello studio	8
2.2	Impostazione dello studio	8
2.3	Rete di fognatura.....	9
2.3.1	Generalità	9
2.3.2	Caratteristiche della rete e dei suoi elementi principali	11
3	STUDIO DELLA PLUVIOMETRIA DELL'AREA IN ESAME.....	13
3.1	Curve di probabilità pluviometrica	13
3.1.1	Osservazioni pluviometriche disponibili	13
3.1.2	Il tempo di ritorno di progetto.....	15
3.1.3	Definizione dello ietogramma di progetto	17
3.1.4	Ragguaglio delle piogge all'area.....	18
4	MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI ADOTTATO PER LA VERIFICA IDRAULICA DEL SISTEMA DI FOGNATURA COMUNALE	20
4.1	Generalità	20
4.2	Blocco di input.....	21
4.2.1	Dati relativi ai nodi	21
4.2.2	Dati relativi ai lati (canali)	21
4.2.3	Dati relativi ai bacini tributari.....	21
4.3	Sotto-modello per la valutazione delle perdite idrologiche	22
4.4	Sotto-modello per la valutazione del deflusso superficiale	24
4.5	Sotto-modello per la valutazione dei fenomeni di propagazione in rete.....	25
4.6	Taratura del modello	26
5	LA VERIFICA IDROLOGICO - IDRAULICA	28
5.1	Premessa.....	28
5.1.1	Determinazione dei bacini elementari tributari della rete	28
5.2	Simulazione scenario n° 1 (evento di progetto - $T = 50$ anni)	29
5.3	Risultati della simulazione dello scenario n° 1	31
5.3.1	Rete in destra del T. Versa	31
5.3.2	Rete in sinistra del T. Versa	33
5.4	Simulazione scenario n° 2 (evento di progetto - $T = 10$ anni)	36

5.5	Risultati della simulazione dello scenario n° 2	37
5.5.1	Rete in destra del T. Versa	38
5.5.2	Rete in sinistra del T. Versa	38
5.6	Propagazione della portata esondata dai nodi della rete	39
5.6.1	Premessa	39
5.6.2	Verifica idraulica	39
5.6.3	Creazione della griglia di calcolo	40
5.6.4	Stima della Scabrezza	40
5.6.5	Modello matematico	41
5.6.6	Condizioni iniziali e condizioni al contorno della simulazione 2D	42
6	MISURE STRUTTURALI E NON STRUTTURALI PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO E L'ATTUAZIONE DELLE POLITICHE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA	47
6.1	Attuazione delle misure di invarianza idraulica	47
6.2	Attuazione delle misure per la riduzione del rischio idraulico	47
6.2.1	Interventi strutturali per la riduzione del rischio idraulico	47
6.2.2	Interventi non strutturali per la riduzione del rischio idraulico	49
6.3	Individuazione delle aree non adatte o poco adatte all'infiltrazione	50
7	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	52

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2-1 – Estratto della mappa della rete fognaria: in blu la rete di fognatura, in verde il collettore intercomunale, in giallo i nodi semplici (pozzetti, caditoie, ecc.), in rosso i nodi speciali (sfioratori, scarichi). Nella mappa sono indicati anche le stazioni di pompaggio e gli impianti di trattamento acque.	10
Figura 2-2 – Estratto della mappa della rete fognaria: in blu la rete di fognatura, in verde il collettore intercomunale, in giallo i nodi semplici (pozzetti, caditoie, ecc.), in rosso i nodi speciali (sfioratori, scarichi). Nella mappa sono indicati anche le stazioni di pompaggio e gli impianti di trattamento acque.	10
Figura 2-2 – Esempio di maschera dei dati rilevati	11
Figura 3-1 – Mappa della griglia di distribuzione regionale delle curve di possibilità pluviometrica	14
Figura 4-1 – Schematizzazione del deflusso superficiale nei sottobacini con il modello concettuale del serbatoio non lineare (dal SWMM Manual)	22
Figura 5-1 - Ietogramma dello scenario n° 1 (con valore puntuale)	30
Figura 5-2 - Ietogramma dello scenario n° 1 (con valore ragguagliato)	30
Figura 5-3 – Nodi critici della rete in destra del T. Versa per tempo di ritorno T = 50 anni.....	32
Figura 5-4 – Nodi critici della rete in sinistra del T. Versa per tempo di ritorno T = 50 anni...	34
Figura 5-5 - Ietogramma dello scenario n° 2 (con valore puntuale)	37

Figura 5-6 - Ietogramma dello scenario n° 2 (con valore ragguagliato).....	37
Figura 5-7 – Nodi critici della rete in destra del T. Versa per tempo di ritorno T = 10 anni.....	38
Figura 5-8 – Nodi critici della rete in sinistra del T. Versa per tempo di ritorno T = 50 anni... ..	39
Figura 5-9: Griglia di calcolo in sinistra e destra del t. Versa sovrapposta all'ortofoto.....	40
Figura 5-10 - Esempio di Idrogramma delle portate immesso come condizione al contorno ..	45
Figura 5-11 - particolare della griglia di calcolo con punti di immissione della portata	45
Figura 6-1 – Tratti di fognatura della rete in sinistra per i quali si rendono necessari interventi di priorità 1 e 2: con tratto spesso rosso la priorità 1 e con tratto spesso arancio la priorità 2.	48
Figura 6-2 – Tratti di fognatura della rete in destra per i quali si rendono necessari interventi di priorità 1 e 2: con tratto spesso rosso la priorità 1 e con tratto spesso arancio la priorità 2.	49
Figura 6-3 – Carta pedologica di Regione Lombardia scala 1:25000.....	51

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2-1 – Esempio di dati mancanti nel rilievo dei pozzetti: in rosso sono riportati i valori delle quote di fondo ricavati per interpolazione e/o estrapolazione.	12
Tabella 3-1 - Parametri delle curve di probabilità pluviometrica per il punto griglia centrale di Stradella, ottenute sulla base della procedura proposta da ARPA-Lombardia.	15
Tabella 3-2 – Ietogrammi di progetto $i(t)$ ricavati dalle curve di probabilità pluviometrica ARPA.	18
Tabella 3-3 – Ietogrammi di progetto ragguagliati $i_R(t)$ ricavati dalle curve di probabilità pluviometrica ARPA.	19
Tabella 5-1 – Ietogrammi utilizzati nella simulazione dello scenario n° 1	29
Tabella 5-2 - Nodi insufficienti in destra, portate e durate	33
Tabella 5-3 - Nodi insufficienti in sinistra, portate e durate	35
Tabella 5-4 – Ietogrammi utilizzati nella simulazione dello scenario n° 2	36
Tabella 5-5 - Aree omogenee e coefficienti di Manning	41
Tabella 5-6 - Nodi insufficienti in destra, portate e durate	43
Tabella 5-7 - Nodi insufficienti in sinistra, portate e durate	44

ELENCO ALLEGATI

- ALLEGATO 1 - RETE FOGNARIA
- ALLEGATO 2 - RETE FOGNARIA ED ESONDAZIONE T 50
- ALLEGATO 3 -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT
- ALLEGATO 4A -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT
- ALLEGATO 4B -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT
- ALLEGATO 4C -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT
- ALLEGATO 4D -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT

- ALLEGATO 4E -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT
- ALLEGATO 4F -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT
- ALLEGATO 4G -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT
- ALLEGATO 4H -RETE FOGNARIA -ESONDAZIONE T50 E PROPOSTE VARIANTI PGT
- ALLEGATO 5 - RETE FOGNARIA ED ESONDAZIONE T 10
- ALLEGATO 6 - PRIORITÀ INTERVENTI
- ALLEGATO 7 -CARTA PEDOLOGICA

1 PREMESSA

Il presente elaborato è stato redatto nell'ambito dell'incarico conferito dal Comune di Stradella (PV) per la predisposizione dello **“Studio comunale di gestione del rischio idraulico”** ai sensi dell'art. 14, comma 7, del Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7, in coerenza con il processo di variante generale del Piano di Governo del Territorio (PGT).

L'obiettivo principale è la definizione di un quadro idrologico-idraulico di riferimento aggiornato, necessario per garantire che le scelte urbanistiche siano compatibili con la sicurezza idraulica del territorio comunale.

A tal fine, lo studio ha previsto:

- Analisi idrologiche basate sulle curve di possibilità pluviometrica (CPP) di riferimento e sulla trasformazione afflussi-deflussi mediante metodi idrologici consolidati, al fine di determinare gli idrogrammi di piena per tempi di ritorno pari a 10, 50 e 100 anni e stimare le relative portate di progetto;
- Verifiche idrauliche mediante modellazioni monodimensionali e, ove necessario, bidimensionali, per valutare la capacità di smaltimento del reticolo idrografico minore e della rete di drenaggio urbana, individuando i tratti in cui si verificano condizioni di rigurgito o insufficienza;
- Perimetrazione delle aree a rischio di allagamento, con definizione delle superfici allagabili e dei volumi di esondazione attesi per l'evento di progetto (T=50 anni), al fine di fornire un quadro quantitativo delle criticità;
- Analisi di vulnerabilità e priorità di intervento, con classificazione delle aree a rischio in classi di priorità (1 e 2) in funzione della frequenza e della gravità delle possibili alluvioni e della presenza di elementi esposti (edifici residenziali, infrastrutture strategiche, servizi pubblici);
- Definizione di misure di mitigazione sia strutturali (vasche di laminazione, canali di scolmo, opere di regolazione e di rallentamento delle portate di piena) sia non strutturali (aggiornamento delle Norme Tecniche di Attuazione del PGT, prescrizioni di invarianza idraulica, manutenzione programmata del reticolo di drenaggio, sistemi di monitoraggio idrometeorologico e piani di emergenza di Protezione Civile).

Il presente studio, corredata da elaborati cartografici tematici e da schede tecniche di sintesi, costituisce uno strumento di supporto tecnico-scientifico all'Amministrazione comunale, utile per:

- integrare i risultati nella pianificazione urbanistica e negli strumenti di governo del territorio;
- programmare in modo prioritario e razionale gli interventi di messa in sicurezza idraulica;
- garantire il rispetto del principio di invarianza idraulica e idrologica per le nuove urbanizzazioni;
- ridurre progressivamente il rischio idraulico residuo e aumentare la resilienza del sistema urbano agli eventi meteorici estremi.

Il Comune di Stradella (PV) ha, quindi, incaricato il sottoscritto Dott. Ing. Giuseppe Barbero con studio in Voghera per l'esecuzione delle attività di redazione dello "Studio comunale di gestione del rischio idraulico di cui all'art. 14, comma 7 del Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7" nell'ambito della variante generale del Piano di Governo del Territorio.

Questa relazione e gli elaborati grafici allegati illustrano l'esito dello studio, redatto sulla base della documentazione disponibile e delle informazioni ottenute, nonché delle osservazioni raccolte attraverso ricognizioni dirette.

Lo studio comunale di gestione del rischio idraulico contiene in particolare:

- 1) La definizione dell'evento meteorico di riferimento per tempi di ritorno di 10, 50 e 100 anni;
- 2) La delimitazione delle aree soggette ad allagamento (pericolosità idraulica) per effetto della conformazione morfologica del territorio e/o per insufficienza della rete fognaria dovute alla piena con $T = 50$ anni;
- 3) La mappatura delle aree vulnerabili dal punto di vista idraulico (pericolosità idraulica) come indicate nella componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT e nelle mappe del piano di gestione del rischio di alluvioni;
- 4) L'indicazione, comprensiva di definizione delle dimensioni di massima, delle misure strutturali, quali vasche di laminazione con o senza disperdimento in falda, vie d'acqua superficiali per il drenaggio delle acque meteoriche eccezionali, e l'indicazione delle misure non strutturali ai fini dell'attuazione delle politiche di invarianza idraulica e idrologica a scala comunale;
- 5) L'individuazione delle aree da riservare per l'attuazione delle misure strutturali di invarianza idraulica e idrologica, sia per la parte già urbanizzata del territorio, sia per gli ambiti di nuova trasformazione e individuazione delle porzioni del territorio comunale non adatte o poco adatte all'infiltrazione delle acque pluviali nel suolo e negli strati superficiali del sottosuolo.

1.1 NORMATIVA

Il riferimento normativo per lo studio del rischio idraulico è il Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7 e, nello specifico, l'Art. 14 (Modalità di integrazione tra pianificazione urbanistica comunale e previsioni del piano d'ambito, al fine del conseguimento degli obiettivi di invarianza idraulica e idrologica). In dettaglio l'art. 14 stabilisce che:

I comuni ricadenti nelle aree ad alta e media criticità idraulica, di cui all'articolo 7, sono tenuti a redigere lo studio comunale di gestione del rischio idraulico di cui al comma 7, ad approvarlo con atto del consiglio comunale e ad adeguare, di conseguenza, il PGT entro i termini di cui al comma 5 (comma 1).

Sia lo studio comunale di gestione del rischio idraulico che il documento semplificato del rischio idraulico comunale contengono la rappresentazione delle attuali condizioni di rischio idraulico presenti nel territorio comunale e delle conseguenti misure strutturali e non strutturali atte al controllo e possibilmente alla riduzione delle suddette condizioni di rischio (comma 3).

2 STUDIO IDRAULICO PER LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO IN AMBITO URBANO

2.1 DEFINIZIONE DELLA RETE IDRAULICA OGGETTO DELLO STUDIO

Lo studio descritto in questa prima parte della relazione ha riguardato la rete idraulica di fognatura delle acque meteoriche e miste del comune (allegato 1) la cui gestione è in capo a Pavia Acque Scarl, gestore del servizio idrico integrato della provincia di Pavia.

I principali sistemi idraulici presi in considerazione sono:

- la rete di fognatura mista e delle sole acque meteoriche del centro abitato del comune e delle frazioni poste in destra del t. Versa;
- la rete di fognatura mista e delle sole acque meteoriche del centro abitato e delle frazioni poste in sponda sinistra del t. Versa;
- il collettore delle acque miste che percorre la valle Versa e raccoglie in parte anche le acque della rete fognaria comunale.

Nello studio sono state simulate le condizioni idrologiche e idrauliche mantenendo separate, come in effetti avviene nella realtà, la rete fognaria del nucleo principale in destra da quella in sinistra del t. Versa e dalle reti fognarie delle frazioni che hanno uno sviluppo indipendente rispetto a quella principale.

2.2 IMPOSTAZIONE DELLO STUDIO

La valutazione del rischio di fallanza di un sistema idraulico di raccolta e di allontanamento delle acque di origine meteorica si basa sul confronto delle portate di piena che si possono formare nel bacino drenato (alle quali viene associata una probabilità di non superamento) con le portate massime che il sistema di drenaggio urbano, in relazione alle sue caratteristiche geometriche e idrauliche, è in grado di veicolare senza che, nel caso specifico, si verifichino insufficienze e esondazioni dai nodi della rete.

In genere, quindi, l'analisi si basa su un calcolo idrologico (attraverso il quale si determinano le portate massime di piena associate a prefissate probabilità di non superamento) e su una verifica di compatibilità idraulica, attuata attraverso il calcolo dei livelli idrici con i quali le portate di piena transitano nella rete di drenaggio urbano.

A tal fine, generalmente, lo studio si compone delle seguenti fasi:

- Definizione della rete idraulica oggetto dello studio e delimitazione dei bacini idrografici urbani tributari.
- Studio della pluviometria dell'area in esame, con particolare riferimento alle piogge con durate dell'ordine dei tempi caratteristici dei bacini, e determinazione delle curve di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno significativi ai fini della valutazione del rischio idraulico.
- Modellazione matematica dei fenomeni idrologici di trasformazione degli afflussi meteorici nei deflussi sollecitanti la rete e conseguente calcolo degli idrogrammi di piena.

- Modellazione matematica dei fenomeni idraulici che governano il moto dell'acqua nella rete di drenaggio e calcolo della compatibilità della rete idraulica nei confronti delle portate di piena associate ad un determinato grado di rischio.
- Analisi delle fallanze idrauliche e definizione dei fattori strutturali che determinano le criticità.

L'attività diagnostica articolata nelle fasi sopra indicate porta poi all'individuazione dei possibili interventi strutturali e/o gestionali correttivi.

In questo studio, l'approccio sopra descritto è stato utilizzato per l'analisi del sistema della fognatura comunale con un modello di tipo distribuito, capace di simulare il funzionamento di una rete costituita da vari rami a servizio di diversi sottobacini.

2.3 RETE DI FOGNATURA

2.3.1 *Generalità*

L'analisi del rischio associato all'esondazione dovuta all'insufficienza della rete fognaria richiede una conoscenza dettagliata delle caratteristiche della rete stessa. In particolare, per poter sviluppare un modello di calcolo delle idrodinamiche urbane è necessario disporre di informazioni relative a:

- Layout della rete, comprensivo della disposizione dei collettori principali e secondari e dei punti di connessione tra le diverse utenze;
- Caratteristiche geometriche delle condotte, quali diametro, sezione trasversale, pendenza e lunghezza dei tronchi;
- Tipologia dei materiali costituenti le tubazioni, che influenza le caratteristiche di rugosità e quindi le perdite di carico;
- Quote di fondo e profondità di posa, elementi fondamentali per valutare le condizioni di scorrimento gravitazionale e per stimare eventuali punti critici di ristagno o rigurgito.

La disponibilità di questi dati permette di costruire un modello idraulico affidabile, in grado di simulare i fenomeni di piena e di esondazione all'interno della rete urbana, valutando il comportamento delle acque meteoriche eccezionali e individuando le zone maggiormente vulnerabili.

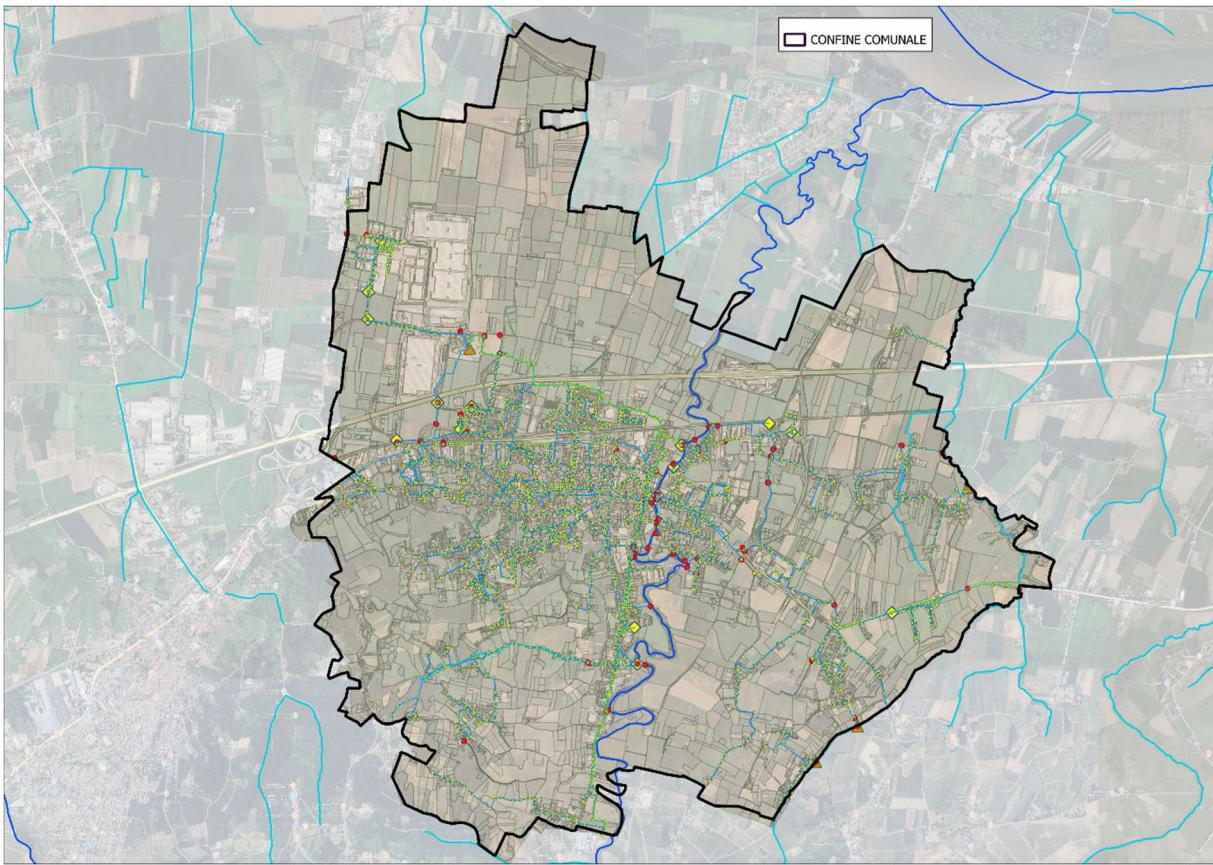


Figura 2-1 – Ambito di studio definito dal territorio comunale di Stradella.

Il modello per la simulazione del comportamento idrodinamico della rete di drenaggio urbano può essere, quindi, implementato in modo accurato solo avendo a disposizione i dati caratteristici che possono essere acquisiti da un rilievo dettagliato della rete fognaria e dei manufatti che la compongono.

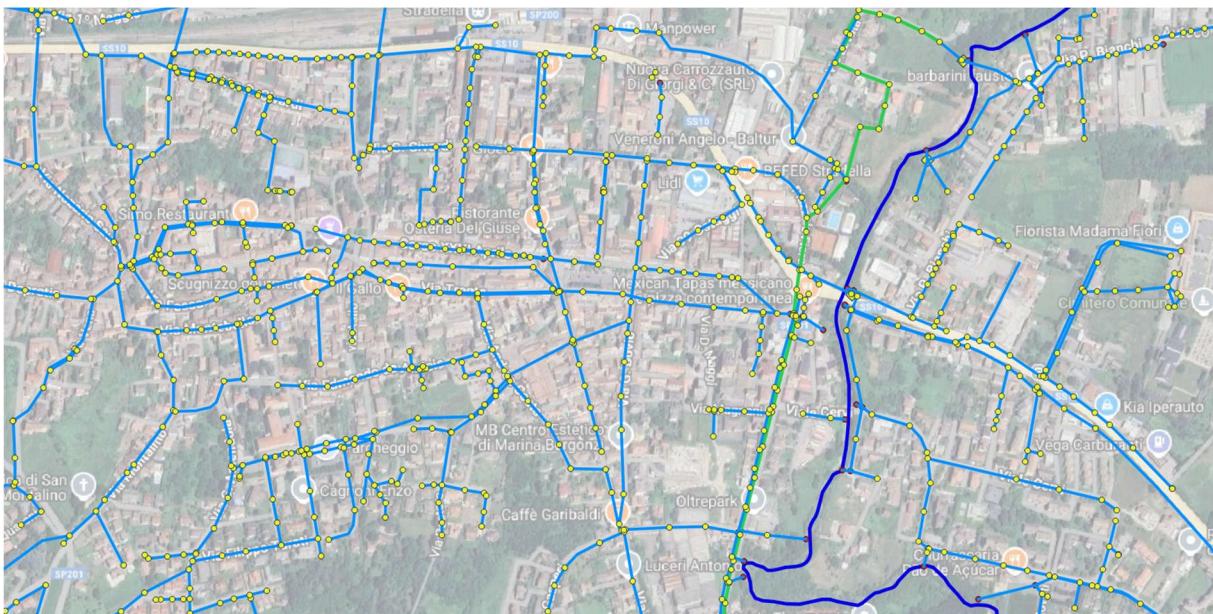


Figura 2-2 – Estratto della mappa della rete fognaria: in blu la rete di fognatura, in verde il collettore intercomunale, in giallo i nodi semplici (pozzetti, caditoie, ecc.), in rosso i nodi speciali (sfioratori, scarichi). Nella mappa sono indicati anche le stazioni di pompaggio e gli impianti di trattamento acque.

Nel caso specifico, il gestore del sistema di fognatura ha messo a disposizione del comune di Stradella e quindi dell'estensore dello studio i risultati di un rilievo di dettaglio di tutta la rete fognaria del territorio comunale.

2.3.2 *Caratteristiche della rete e dei suoi elementi principali*

Per la modellazione idrodinamica della rete fognaria è stato utilizzato il rilievo di dettaglio fornito dal gestore del servizio idrico integrato, Pavia Acque, di cui la figura 5.1 precedente fornisce un esempio. Il rilievo fornisce:

- le coordinate e l'ubicazione degli elementi che compongono il sistema fognario,
- le quote dei chiusini e del fondo dei pozzi e delle caditoie stradali,
- le quote e la natura dei manufatti speciali: sfioratori e scaricatori di piena,
- le caratteristiche dei condotti fognari: materiale, lunghezza, quote del piano stradale e del fondo tubo, diametri nominali,
- l'ubicazione e le caratteristiche degli impianti di sollevamento (escluse, ovviamente, le caratteristiche delle pompe),
- l'ubicazione e la natura degli impianti di trattamento delle acque reflue.

Nella figura 2.3 è riportato un esempio di maschera dei dati rilevati (nel caso specifico della figura si tratta di una condotta).

OBJECTID 4762300	Lunghezza geom. 114,681	Profondità finale (m) 2,83
Denominazione RETE FOG STRADELLA	Det. Planimetrica Da rilievo GPS	Codice Impianto EAM -
Funzione gerarchica Tratta	Tipo di profilo Sconosciuto	Comune cartografico STRADELLA
Stato In servizio	Altezza (mm) 900	Via Via Cavour
Tipo di utilizzo Sistema acque miste	Larghezza (mm) 1000	Comune competenza STRADELLA
Funzione idraulica Scarico a gravità	Sottoclasse Tratta di rete	Gestore Pavia Acque srl
Pendenza (%) -	Code Number RF01815301	SOT Broni Stradella Pubblica Srl
Materiale Altro	Data di abbandono -	ATO PAVIA
Materiale (più preciso) Muratura	Data di posa 01/01/1901	Codice ATO agglomerato STRADELLA-AG01815301
Quota scorr. iniziale (m) 99,95	Profondità iniziale (m) -	Sottorete Sfioratore -
Quota scorr. finale (m) 97,55	Note -	Sottorete Sollevamento -

Figura 2-3 – Esempio di maschera dei dati rilevati

Il rilievo risulta molto accurato, tuttavia occorre notare che diversi pozzi e di diverse condotte fognarie sono privi della misura della quota del fondo, come esemplificato nella tabella 2.1 seguente.

OBJECTID	SUBCLASS_S	BOTTOMLEV	MANHOLE_DE	MANHOLE_CO	U_STREET_C
1978093	Cameretta	75.17	2.61	77.78	Viale Fratelli Cervi
1978094	Cameretta	74.65	4.14	78.79	Viale Fratelli Cervi
1978098	Cameretta	75.74	1.57	77.31	Via Vidali
1201259	Da Sfioratore	74.27	0.63	74.90	Via Vidali
1978095	Cameretta	74.20	3.03	77.23	Via Vidali
1978100	Da Sfioratore	73.66	1.00	74.66	Viale Fratelli Cervi
1978099	Sfioratore	74.07	3.97	78.04	Viale Fratelli Cervi
1978101	Cameretta	71.99	4.34	76.33	VIA NON CODIFICATA
1978096	Sfioratore	74.34	2.28	76.62	Via Vidali
1978102	Cameretta	71.40	4.08	75.48	VIA NON CODIFICATA
1978103	Cameretta	72.10	3.48	75.58	SPeSS10
1978105	Da Sfioratore	70.51	2.00	72.51	SPeSS10
1978129	Nodo Corso d'acqua	90.30	1.50	91.80	VIA NON CODIFICATA
1978128	Cameretta	82.44	1.63	84.07	Via Emilia
1978127	Cameretta	80.40	2.83	83.23	Via Emilia
1978123	Cameretta	80.17	3.20	83.37	Via Buoazzi
1978122	Cameretta	79.85	2.89	82.74	Via Buoazzi
1978117	Cameretta	78.78	3.52	82.30	Via Curiel
1979591	Innesto senza ispezione	78.28	3.45	81.73	SPeSS10
1978116	Caditoia	76.87	3.35	80.22	Via Emilia
1978114	Cameretta	76.64	3.19	79.83	Via Achille Grandi
1978113	Cameretta	75.72	2.28	80.00	Via Achille Grandi
1978110	Cameretta	75.68	1.02	76.70	Via Achille Grandi
1979590	Innesto senza ispezione	74.32	2.54	76.86	Via Achille Grandi
1978111	Cameretta	74.41	2.68	77.09	Via Achille Grandi
1978112	Cameretta	74.22	0.93	75.15	Via Achille Grandi
1978108	Cameretta	72.65	1.86	74.51	Via Achille Grandi
1978109	Cameretta	73.38	1.12	74.50	Via Achille Grandi
1978126	Cameretta	81.53	0.81	82.34	Via Buoazzi
1978124	Cameretta	81.05	1.10	82.15	Via Buoazzi
1979592	Innesto senza ispezione	80.10	1.50	81.60	Via Buoazzi
1978125	Cameretta	81.59	1.07	82.66	VIA NON CODIFICATA
1978121	Cameretta	80.49	0.99	81.48	Via Curiel
1978120	Cameretta	80.45	1.13	81.58	Via Curiel

Tabella 2-1 – Esempio di dati mancanti nel rilievo dei pozzetti: in rosso sono riportati i valori delle quote di fondo ricavati per interpolazione e/o estrapolazione.

3 STUDIO DELLA PLUVIOMETRIA DELL'AREA IN ESAME

3.1 CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA

Per dimensionare o verificare un sistema di drenaggio delle acque meteoriche, è necessario stimare la quantità di pioggia che il sistema deve smaltire in occasione delle precipitazioni di maggiore intensità.

Dato il carattere aleatorio degli eventi di pioggia, la descrizione del regime delle piogge intense si deve fondare su un'analisi statistica delle osservazioni pluviometriche.

In particolare, è necessario conoscere la legge secondo la quale varia, al variare della durata, l'altezza di precipitazione caratterizzata da un certo grado di rarità. Questa relazione, detta curva di probabilità pluviometrica, è rappresentata usualmente con l'espressione monomia:

$$h = at^n \quad (3-1)$$

nella quale h è l'altezza di pioggia (mm), t è la durata (ore) e a e n sono parametri che variano a seconda della località indagata e del tempo di ritorno.

Per caratterizzare il grado di rarità dei valori h forniti dalla (3.1) si fa ricorso al concetto di *tempo di ritorno* T : si definisce tempo di ritorno del valore h la lunghezza in anni dell'intervallo di tempo T per la quale il valore di h è mediamente uguagliato o superato una volta.

La relazione monomia (2.1) fornisce i valori h delle altezze di pioggia, relative alle diverse durate, che hanno uno stesso valore del tempo di ritorno. Per rappresentare la pluviometria di una data località si adopera un fascio di curve, ciascuna caratterizzata da un particolare valore del tempo di ritorno.

3.1.1 *Osservazioni pluviometriche disponibili*

La definizione delle curve di probabilità pluviometrica per una determinata zona richiede la disponibilità di serie storiche di altezze di pioggia misurate in stazioni pluviometriche ubicate all'interno o in prossimità dell'area in esame.

Nel 2005, su incarico di ARPA-Lombardia, il Dipartimento DIIAR del Politecnico di Milano, sotto la responsabilità scientifica del Prof. Renzo Rosso, ha formulato una caratterizzazione idrologica del regime pluviale in Lombardia, sviluppando la parametrizzazione della curva di probabilità pluviometrica per ogni punto del territorio della Lombardia secondo il modello probabilistico GEV (Generalized Extreme Value)¹.

Il modello, di tipo scala invariante, è stato identificato, tarato e validato in base ai dati di un centinaio di pluviografi, prevalentemente localizzati all'interno del territorio lombardo. In particolare, sono stati utilizzati i dati ricavati dagli Annali Idrologici fino all'anno 1986-1991; alcune

¹ Si veda: "Il regime delle precipitazioni intense sul territorio della Lombardia – Modello di previsione statistica delle precipitazioni di forte intensità e breve durata", a cura di C. Di Michele, R. Rosso e M.C. Carulli, febbraio 2005, disponibile su <http://idro.arpalombardia.it/manual/lspp.pdf>.

serie storiche pubblicate sugli annali sono state poi aggiornate fino all'anno 2001 con informazioni provenienti direttamente da digitalizzazioni del diagramma pluviometrico.

Successivamente, nel 2013, nell'ambito del progetto STRADA, le osservazioni poste a base del modello sono state integrate e aggiornate fino al 2011, aggiungendo alla rete pluviometrica del Servizio Idrografico (105 pluviografi meccanici), la nuova rete ARPA costituita da oltre 250 pluviometri automatici.

Il modello, specializzato all'intera regione attraverso particolari tecniche di estrapolazione, è implementato in una procedura di calcolo *on line* (<http://idro.arpalombardia.it>), che consente, per ogni punto-griglia del territorio regionale (1.5 km x 1.5 km) la definizione della curva di probabilità pluviometrica per durate comprese fra 1 e 24 ore per qualsiasi tempo di ritorno orientativamente compreso fra 2 e 200 anni. Nella figura 3.1 è illustrata la mappa della regione estratta dal sito regionale.

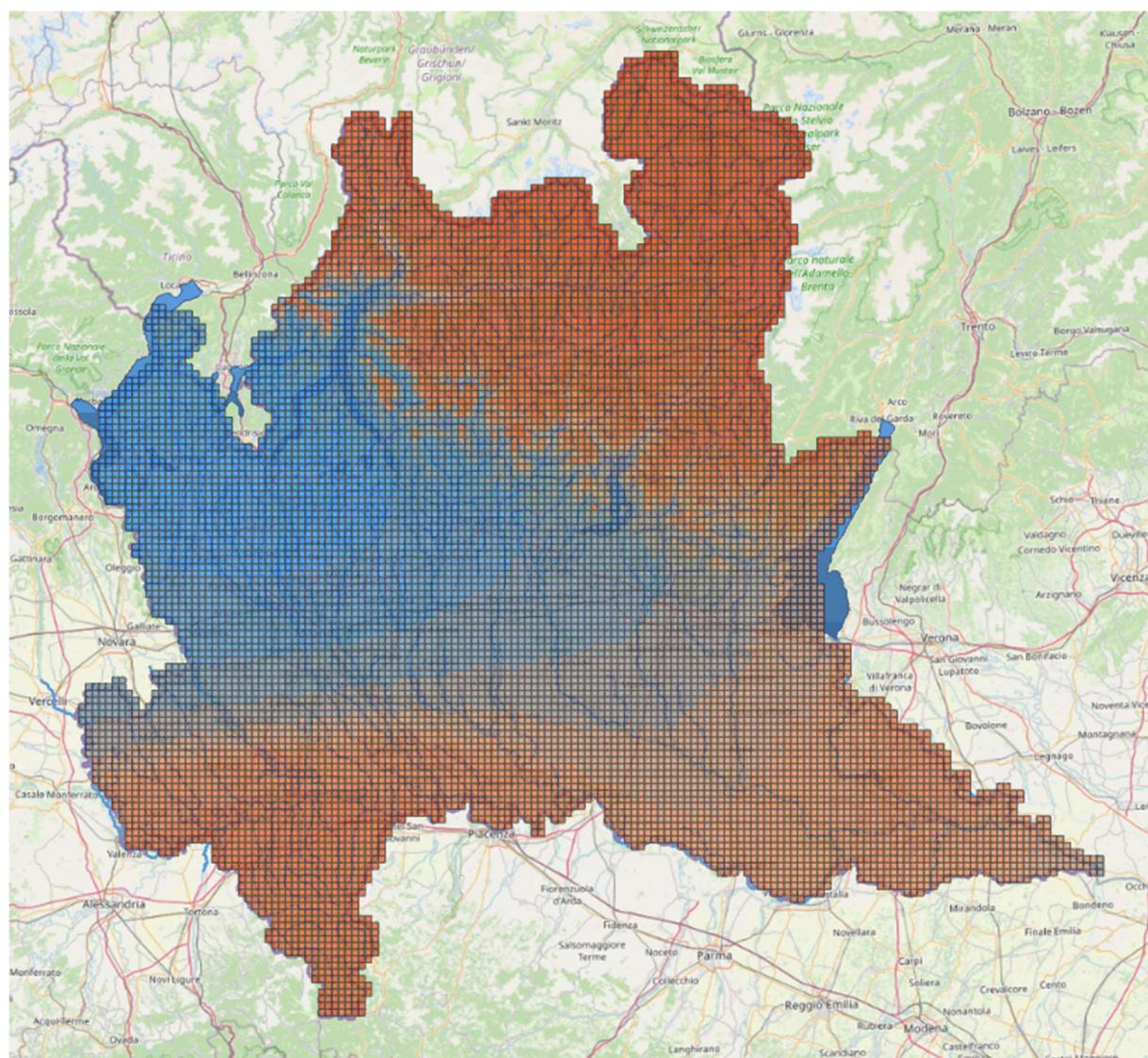


Figura 3-1 – Mappa della griglia di distribuzione regionale delle curve di possibilità pluviometrica

L'applicazione della procedura ARPA al punto-griglia che include la posizione centrale del comune di Stradella porta alla definizione dei parametri della curva di probabilità pluviometrica indicati nella Tabella 3.1.

La pioggia di progetto è stata individuata, quindi, sulla base delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno tra i quali i tre valori indicati nella premessa: 10, 50 e 100 anni.

T [anni]	Per $t \geq 1$ h	
	a	n^2
2	22.7	0.3006
5	31.3	0.3006
10	37.5	0.3006
20	43.8	0.3006
30	47.7	0.3006
50	52.7	0.3006
100	59.9	0.3006
200	67.5	0.3006

Tabella 3-1 - Parametri delle curve di probabilità pluviometrica per il punto griglia centrale di Stradella, ottenute sulla base della procedura proposta da ARPA-Lombardia.

3.1.2 Il tempo di ritorno di progetto

Come già detto nel precedente paragrafo, la valutazione del rischio di fallanza di un sistema idraulico di raccolta e di allontanamento delle acque di origine meteorica e la progettazione di eventuali opere di ristrutturazione e potenziamento si basa sul calcolo dei deflussi che si possono formare, alle cui grandezze rappresentative (portate al colmo ed eventualmente volumi di piena) viene associata una probabilità di non superamento definita attraverso il parametro “*Tempo di Ritorno*”. Poiché, però, nella maggior parte dei casi, soprattutto nell’ambito dei piccoli bacini naturali e nell’ambito del drenaggio urbano, non esistono serie storiche di misure idrometriche che consentano di trattare statisticamente direttamente la grandezze che caratterizzano i deflussi (portate e volumi), al valore del tempo di ritorno di queste grandezze si assegna lo stesso valore del tempo di ritorno delle piogge che le determinano sulla base del modello di trasformazione afflussi-deflussi adottato,

Per quanto riguarda la scelta del valore del tempo di ritorno da adottare nei calcoli di verifica e/o di dimensionamento, va rilevato che, per la rete idraulica di cui si tratta e per il reticolo idrico minore ad essa affluente non esistono normative che ne fissino il valore. Nel caso specifico, poi, manca anche un regolamento di polizia idraulica del reticolo idrico minore che detti criteri in tal senso.

In assenza di indicazioni normative, la scelta del valore del tempo di ritorno da adottare nei calcoli di verifica e/o di dimensionamento dovrebbe dipendere dall'importanza del sistema idraulico

² Come è evidente dalla tabella il coefficiente n è scala invariante rispetto al tempo di ritorno

esaminato e, in particolare, dalla tipologia e dall'entità dei danni conseguenti ad un'eventuale insufficienza dell'opera.

Secondo un approccio classico, la scelta del valore da assumere per il tempo di ritorno dovrebbe essere supportata da un'analisi *costi-benefici* in relazione all'entità degli investimenti necessari per garantire il voluto rischio di fallanza. Ovviamente, al diminuire del rischio di fallanza fissato a base del progetto, aumenta il valore dei capitali immobilizzati in opere le cui dimensioni risultano esuberanti nella stragrande maggioranza degli eventi fronteggiati, con una conseguente utilità marginale sempre più bassa all'aumentare del capitale investito. D'altra parte, va anche tenuto presente che i benefici legati all'efficacia di un'opera di raccolta e di allontanamento delle acque meteoriche (e quindi di protezione dagli allagamenti) non possono essere associati esclusivamente alla monetizzazione dei danni che l'opera consente di evitare, ma hanno importanti risvolti di sicurezza fisica, economica e sociale, soprattutto quando l'insufficienza dell'opera può comportare anche un rischio per l'incolumità delle persone.

Il Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale Zanichelli/Esac (ed. 2003) consiglia l'adozione di tempi di ritorno compresi fra 10 e 20 anni per la progettazione di fognature miste o pluviali a servizio di zone industriali o commerciali di elevata importanza economica e per siti in cui l'insufficienza dei condotti possa innescare frane o generare allagamenti con gravi danni agli insediamenti. Queste indicazioni concordano sostanzialmente con quelle fornite dal Manuale di Progettazione "Sistemi di Fognatura" (ed. Hoepli/CSDU) che però suggerisce anche l'applicazione di un'impostazione progettuale così detta "duale" basata sul dimensionamento di due sistemi di drenaggio e controllo delle acque meteoriche urbane: il primo costituito da vere e proprie canalizzazioni da dimensionare per valori contenuti del tempo di ritorno ($T = 2\div 20$ anni); il secondo, costituito da convogliamenti idrici superficiali e da invasi di laminazione che vengono attivati solo in caso di insufficienza dei primi, da dimensionare su valori del tempo di ritorno più elevati ($T = 20\div 100$ anni).

Va anche ricordato che il rischio di insufficienza di un'opera idraulica può anche essere efficacemente rappresentata in termini di *Rischio di insufficienza in N anni* (R_N), che è legato al *tempo di ritorno T* dalla relazione:

$$R_N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (3-2)$$

nella quale R_N è la probabilità che l'opera risulti insufficiente nell'arco di N anni e T è il tempo di ritorno assunto a base del dimensionamento dell'opera stessa.

È facile riconoscere che se si assume un intervallo temporale di 50 anni, per $T = 20$ anni, $R_N = 92,3\%$ ovvero è praticamente certo che si verifichi un'insufficienza dell'opera nell'intervallo temporale fissato. Per $T = 100$ anni, R_N si riduce a circa il 40%.

Anche un sistema dimensionato per un tempo di ritorno molto elevato (ad esempio $T = 100$ anni) non può quindi garantire l'assenza assoluta di insufficienze idrauliche che si possono in ogni caso presentare, seppur con una frequenza molto ridotta.

Indipendentemente dal valore del tempo di ritorno adottato, esiste quindi sempre una probabilità che si verifichi un evento di piena non completamente controllato dalle opere deputate alla protezione

idraulica. Questa probabilità va ridotta al minimo, compatibilmente con un costo sostenibile, ma soprattutto vanno messe in atto strategie di adattamento al rischio idraulico che renda gli insediamenti il meno possibile vulnerabili, ovvero più resilienti.

Con riferimento al caso specifico, ammettendo che la soluzione ai problemi di protezione idraulica dell'area in esame si debba basare su un sistema strutturato su una rete di canalizzazioni integrata da invasi di laminazione e supportato, per casi assolutamente eccezionali, da accorgimenti finalizzati ad aumentare la resilienza del sistema (ad esempio la definizione di aree ad allagamento controllato), si ritiene ragionevole adottare i seguenti criteri:

- *Per la rete di canalizzazioni*: si conferma il tempo di ritorno fissato in 50 anni.
- *Per gli invasi di laminazione*: si conferma il tempo di ritorno fissato in 50 anni.
- *Per accorgimenti finalizzati ad aumentare la resilienza del sistema* (ad esempio aree di allagamento controllato): si ritiene ragionevole assumere un tempo di ritorno di 50-100 anni.

3.1.3 *Definizione dello ietogramma di progetto*

La verifica idraulica di una rete di drenaggio, oltre a richiedere la conoscenza del legame intercorrente fra l'altezza e la durata della precipitazione, definito, per un prefissato tempo di ritorno, dalla curva di probabilità pluviometrica, richiede necessariamente la conoscenza della distribuzione temporale della precipitazione.

Nel caso delle reti di drenaggio che servono bacini di estensione non troppo grandi, è importante che la distribuzione temporale dello ietogramma adottato per il calcolo di verifica riproduca il più correttamente possibile i picchi dell'intensità di pioggia, dai quali dipende in larga misura il valore della portata al colmo.

La forma adottata per gli ietogrammi di progetto è in genere basata sull'utilizzazione congiunta delle curve di probabilità pluviometrica e dei risultati di altre analisi statistiche effettuate sugli ietogrammi storici.

Lo ietogramma di progetto a intensità costante è il più semplice tra gli ietogrammi di progetto ed è il più utilizzato in Italia. È, però, universalmente riconosciuto che questo tipo di ietogramma conduce ad una sottostima sistematica delle portate al colmo. Per tale motivo, soprattutto all'estero, è invalso l'uso di ietogrammi di progetto ad intensità variabile quali, ad esempio, gli ietogrammi tipo *Chicago*, *Wallingford*, *Sifalda*. Fra questi, molto usato è lo ietogramma di tipo *Chicago* che viene costruito imponendo che, per qualsiasi durata inferiore alla durata totale dello ietogramma, l'intensità di pioggia sia pari a quella fornita dalla curva di probabilità pluviometrica.

Nello studio qui presentato, si è adottato, pertanto, lo ietogramma di progetto di tipo *Chicago* caratterizzato da:

- durata totale = 180 minuti;
- posizione del picco: centrale;
- discretizzazione = 15 minuti.

Partendo dalle curve di possibilità pluviometrica di progetto definite nel precedente paragrafo 3.1, sono stati costruiti gli ietogrammi di progetto puntuale caratterizzati da un tempo di ritorno pari, rispettivamente, a 10, 50 e 100 anni.

Gli andamenti temporali delle intensità di pioggia (mm/h) sono indicati in Tabella 3.2.

Tempo t [minuti]	Tempo di ritorno T [anni]		
	10	50	100
0-15	6.92	7.82	8.86
15-30	7.54	8.99	10.21
30-45	9.24	10.71	12.19
45-60	11.73	13.56	15.49
60-75	23.68	30.46	35.09
75-90	47.29	70.82	84.71
90-105	52.33	70.82	84.71
105-120	22.88	30.46	35.09
120-135	10.99	13.56	15.49
135-150	8.62	10.71	12.19
150-165	6.92	8.99	10.21
165-180	5.99	7.82	8.86

Tabella 3-2 – Ietogrammi di progetto puntuale $i(t)$ ricavati dalle curve di probabilità pluviometrica ARPA.

3.1.4 Raggiungimento delle piogge all'area

Le curve di probabilità pluviometrica definite nel precedente paragrafo, per come sono state ricavate (elaborazione dei valori più alti misurati nel corso dell'anno), forniscono valori delle altezze di pioggia (in funzione della durata dell'evento) che ragionevolmente possono essere ritenuti validi in corrispondenza del centro di scroscio. Questi valori, nel momento in cui sono assunti a rappresentare l'altezza media di precipitazione su un determinato bacino, vanno quindi ridotti per tenere conto dell'attenuazione che la pioggia subisce man mano ci si allontana dal centro di scroscio.

A tal fine, si procede a raggiungere all'area del bacino gli ietogrammi di progetto associati ai diversi tempi di ritorno. Per questa operazione, indicata con il nome di *raggiungimento della pioggia all'area*, sono disponibili diversi modelli di calcolo proposti in letteratura.

Per questo studio è stato utilizzato il modello sviluppato dal *Department of the Environment* del *National Water Council* di Londra³ che, oltre ad essere una procedura largamente utilizzata, ha il vantaggio di avere avuto recentemente una taratura con riferimento alle piogge di Milano che può quindi essere senz'altro estesa senza problemi ad altre aree della Lombardia.

In base a questa procedura, il coefficiente di raggiungimento R è calcolato con l'espressione:

$$R = 1 - f_1 t^{f_2} \quad (3-3)$$

nella quale t rappresenta la durata della precipitazione [ore], mentre f_1 e f_2 sono calcolati in funzione dell'area A del bacino [km^2] con le espressioni [Barbero et al., 2014]:

$$f_1 = \exp(-3,874 A^{-0,2649}) \quad (3-4)$$

³ Design and analysis of urban storm drainage: the Wallingford procedure (1981)

$$f_2 = 0,2823[1 - \exp(0,4861 A)] \quad (3-5)$$

Nel caso che l'operazione di ragguaglio debba essere effettuata su uno ietogramma di tipo Chicago (come nel caso di cui si tratta), la procedura prevede che lo ietogramma ragguagliato venga generato applicando i coefficienti di ragguaglio R non solo per la durata complessiva, ma anche per tutte le durate intermedie. Il picco di intensità viene così ridotto in maniera maggiore rispetto alla parte rimanente dello ietogramma.

Va peraltro considerato che nel caso di bacini di esigua estensione (inferiore a 1 km²), l'operazione di ragguaglio delle piogge comporterebbe una correzione poco significativa dei parametri della curva di possibilità pluviometrica e l'operazione di ragguaglio può essere evitata.

Gli andamenti temporali delle intensità di pioggia ragguagliate (mm/h) sono indicati in Tab. 3.3.

Tempo t [minuti]	Tempo di ritorno T [anni]		
	10	50	100
0-15	5.84	7.28	8.25
15-30	6.67	8.34	9.47
30-45	7.88	9.88	11.25
45-60	9.86	12.43	14.20
60-75	21.4	27.63	31.83
75-90	44.73	62.89	75.22
90-105	44.73	62.89	75.22
105-120	21.4	27.63	31.83
120-135	9.86	12.43	14.20
135-150	7.88	9.88	11.25
150-165	6.67	8.34	9.47
165-180	5.84	7.28	8.25

Tabella 3-3 – Ietogrammi di progetto ragguagliati $i_R(t)$ ricavati dalle curve di possibilità pluviometrica ARPA.

4 MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI ADOTTATO PER LA VERIFICA IDRAULICA DEL SISTEMA DI FOGNATURA COMUNALE

4.1 GENERALITÀ

Lo studio documentato in questa relazione rientra nella fattispecie dei calcoli di verifica su reti di drenaggio esistenti. Come già detto nel precedente capitolo 3, lo studio ha lo scopo di valutare il grado di efficacia dei manufatti esistenti in relazione alle caratteristiche pluviometriche dell'area e al grado di rischio idraulico ritenuto accettabile, così da evidenziare i fattori di criticità per il sistema di drenaggio e di conseguenza definire gli eventuali interventi di adeguamento necessari.

Così come nel caso dei problemi di dimensionamento, anche per la verifica di reti esistenti (o progettate), lo studio si deve avvalere di un *modello idrologico* che ha il compito di fornire le portate di verifica per i vari elementi del sistema e di un *modello idraulico* che ha invece il compito di verificare il comportamento dei vari manufatti (canalizzazioni, manufatti particolari e invasi di laminazione) nei confronti di queste portate.

Nei problemi di verifica, però, gli aspetti idraulici possono assumere connotati di notevole complessità. La rete oggetto della verifica può, infatti, presentare alcune peculiarità geometriche (tratti acclivi nel verso della corrente, strozzature) e/o particolari condizioni di deflusso (rigurgiti positivi, tronchi che presentano un funzionamento in pressione, inversioni di flusso) che richiedono, per una realistica valutazione dei fenomeni idraulici, modelli computazionali complessi quali ad esempio quelli usati per il calcolo della propagazione in rete (moto vario).

Parallelamente, anche il modello idrologico deve fornire prestazioni superiori rispetto a quelle richieste dal problema di dimensionamento. Mentre, infatti, per dimensionare una canalizzazione con le formule del moto uniforme, secondo la normale prassi progettuale, è sufficiente un modello idrologico che fornisca, per la sezione di calcolo, la sola portata al colmo dell'onda di piena in funzione del prefissato grado di rischio (portata di progetto), per simulare con un modello di moto vario il comportamento idraulico di una rete sollecitata da una piena, è necessario un modello idrologico in grado di fornire, sempre in funzione del prefissato grado di rischio, gli interi idrogrammi in ingresso nei vari punti della rete.

Per lo studio idrologico e idraulico della rete di drenaggio di cui si tratta è stato usato il modello SWMM (Storm Water Management Model) sviluppato dal Water Supply and Water Resources Division dell'United States Environmental Protection Agency (US-EPA), attualmente considerato uno dei migliori e più consolidati modelli per l'analisi dei fenomeni di trasformazione afflussi-deflussi in aree urbane e in aree miste naturali/urbane.

SWMM è un modello molto complesso, in grado di simulare in termini quantitativi e qualitativi (fenomeni di inquinamento) l'insieme dei fenomeni che governano la trasformazione delle piogge che cadono sul bacino nelle portate che sollecitano il sistema di drenaggio, valutandone gli effetti in termini idraulici e di impatto ambientale.

Ai fini dell'applicazione che interessa il caso studiato, ci si può limitare a considerare SWMM costituito dai seguenti blocchi:

- blocco di gestione dei dati di input;

- blocco per la valutazione delle perdite idrologiche;
- blocco per la valutazione del deflusso superficiale;
- blocco per la valutazione dei fenomeni di propagazione nella rete.

Nel seguito sono descritte sinteticamente le principali caratteristiche di ogni singolo blocco e le opzioni adottate nel caso specifico.

4.2 BLOCCO DI INPUT

Il blocco di input ha il compito di acquisire i dati necessari al calcolo con particolare riferimento alla geometria della rete idraulica, alla caratterizzazione geometrica e tipologica dei bacini tributari, alla definizione della pioggia di progetto.

La geometria della rete dei canali è descritta attraverso una struttura topologica composta da lati e nodi, a ciascuno dei quali vengono attribuiti i seguenti dati.

4.2.1 *Dati relativi ai nodi*

Per ogni nodo, identificato attraverso una sigla, sono assegnati i seguenti dati:

- coordinate (x, y) rispetto ad un prefissato sistema di riferimento;
- quota del fondo della canalizzazione
- eventuale quota del piano campagna

4.2.2 *Dati relativi ai lati (canali)*

Per ogni lato sono assegnati i seguenti dati:

- numero del nodo iniziale e del nodo finale;
- quota del fondo iniziale;
- quota del fondo finale;
- forma della sezione trasversale;
- dimensioni della sezione trasversale;
- coefficiente di scabrezza.

4.2.3 *Dati relativi ai bacini tributari*

Ad ogni nodo viene assegnato il bacino tributario che grava direttamente sul tronco fognario avente origine nel nodo stesso. Per ogni bacino sono assegnati i seguenti dati:

- area;
- larghezza (assumendo l'area rettangolare);

- pendenza media;
- grado di impermeabilizzazione.

Per quanto riguarda la pioggia di progetto, nel caso specifico, il programma di calcolo si limita all'acquisizione dello ietogramma di tipo Chicago calcolato con le elaborazioni descritte nel precedente paragrafo 3.1 eventualmente ragguagliato all'area.

4.3 SOTTO-MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLE PERDITE IDROLOGICHE

Il sotto-modello per la valutazione delle perdite idrologiche ha il compito di valutare l'entità e l'andamento nel tempo delle perdite che avvengono sul bacino e di calcolare, conseguentemente, a partire dallo ietogramma di ingresso, lo *ietogramma efficace (o netto)*, cioè la parte di afflusso meteorico che si trasforma in deflusso nella rete di drenaggio.

In pratica, come meglio si vedrà nel successivo paragrafo, SWMM schematizza l'insieme dei fenomeni che avvengono sulla superficie di ogni sottobacino come un serbatoio non lineare, il cui ingresso è dato dalle precipitazioni e la cui uscita è formata da diversi flussi costituiti dall'evaporazione, dall'infiltrazione e dal deflusso superficiale; quest'ultimo si innesca ogni qualvolta l'altezza d'acqua nel serbatoio supera il valore delle depressioni superficiali d_s (Fig. 4.1).

I volumi idrici trattenuti dalle depressioni superficiali, aggiunti a quelli trasferiti in atmosfera (attraverso l'evaporazione) e nel sottosuolo (attraverso l'infiltrazione) costituiscono appunto le così dette “perdite idrologiche”.

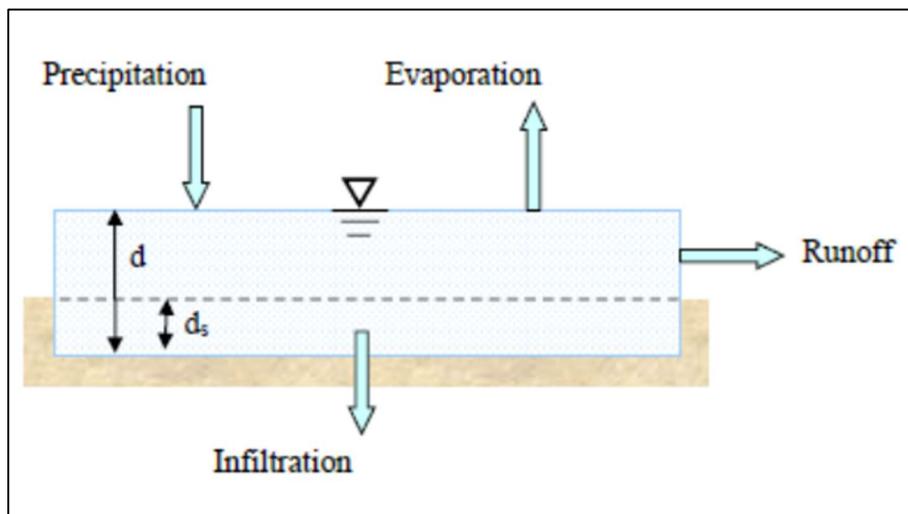


Figura 4-1– Schematizzazione del deflusso superficiale nei sottobacini con il modello concettuale del serbatoio non lineare (dal SWMM Manual)

Il modello richiede che per ogni sottobacino venga definito il valore d_s delle depressioni superficiali. Nelle simulazioni effettuate per il caso di studio di cui si tratta, sulla base di alcune indicazioni riportate in letteratura, il valore di d_s è stato assunto pari a 2.5 mm per le aree pavimentate e pari a 5 mm per le aree permeabili.

Con riferimento alle altre perdite idrologiche, non è stato considerato il fenomeno dell'evaporazione, i cui valori sono assolutamente trascurabili alla scala temporale (poche ore) considerata.

Per quanto riguarda invece il fenomeno dell’infiltazione, fra le tre opzioni di modellazione offerte da SWMM (Equazioni di Horton, metodo di Green-Amptone e metodo del “Curve Number”) è stata scelta la modellazione di Horton che, come è noto, dà conto che (nel caso di una precipitazione sufficientemente prolungata) l’infiltazione diminuisce esponenzialmente da un tasso iniziale massimo f_0 ad un tasso finale minimo f_s a suolo saturo in accordo con la relazione:

$$f = f_s + (f_0 - f_s)e^{-kt} \quad (4-1)$$

nella quale:

- f = tasso di infiltazione al tempo t [mm/s]
- f_0 = tasso massimo iniziale di infiltazione (per $t = 0$) [mm/s]
- f_s = tasso finale di infiltrazione a suolo saturo (per $t = \infty$) [mm/s]
- k = costante di decadimento dipendente dalle caratteristiche del suolo [s^{-1}]
- t = tempo dall’inizio della pioggia [s]

Per una dettagliata descrizione dello schema computazionale basato sulla (4.1) si rimanda al Manuale d’uso del pacchetto software.⁴

Nel caso specifico, i suoli permeabili costituenti gli strati superficiali dei versanti naturali e dei terreni in generale che gravano idrologicamente sulla rete fognaria sono stati considerati con potenzialità di deflusso medie e sono caratterizzati da scarsa capacità di infiltazione a saturazione.

Nelle simulazioni effettuate per il caso di studio di cui si tratta, sulla base di alcune indicazioni riportate in letteratura in relazione alle caratteristiche di permeabilità dei suoli sopra indicati, ai valori dei parametri della (4.1) sono stati assegnati i seguenti valori:

- $f_0 = 152,4$ mm/h
- $f_s = 6,35$ mm/h
- $k = 2$ h^{-1}

Con riferimento alla scelta dei valori assegnati ai parametri del modello di infiltazione e di detenzione superficiale, va sottolineato come, stante la notevole complessità del comportamento dello strato superficiale del suolo e la grande variabilità spaziale delle caratteristiche di permeabilità dei terreni, il fenomeno di infiltazione sfugge ad una modellazione dettagliata. Anche le perdite per detenzione superficiale, benché dovute ad un fenomeno fisico molto semplice, presentano notevoli difficoltà di modellazione, dovute al fatto che in ogni bacino sono presenti depressioni di diversa capacità con una distribuzione molto varia e incontrollabile. Per questi motivi, alle modellazioni dell’infiltazione e della detenzione superficiale, ancorché fisicamente basate, va attribuito un

⁴ EPA, “Storm Water Management Model – Reference Manual – Volume I – Hydrology (revised)”, January 2016

significato essenzialmente concettuale e ai loro parametri vanno attribuiti valori che assumono una valenza essenzialmente di taratura.

4.4 SOTTO-MODELLO PER LA VALUTAZIONE DEL DEFLOSSO SUPERFICIALE

Il sotto-modello per la valutazione del deflusso superficiale ha il compito di simulare i fenomeni che avvengono sulla superficie del bacino e che governano la trasformazione degli afflussi (al netto delle perdite idrologiche) nelle portate entranti nella rete di drenaggio.

I fenomeni da simulare sono per lo più riconducibili a fenomeni di scorrimento e di invaso che si prestano ad essere studiati con le equazioni dell'Idraulica, ma che si presentano con un'estrema varietà di possibili combinazioni che ne rendono complessa la modellazione.

Si intuisce quindi come sia praticamente impossibile seguire fedelmente i reali fenomeni fisici che avvengono sulla superficie del bacino, a meno di non descrivere con estremo dettaglio tutte le situazioni che caratterizzano il deflusso sulle superfici naturali ed artificiali e nei rispettivi reticolati.

Ciò giustifica il ricorso a *modelli di tipo concettuale*: tutti i complessi fenomeni di laminazione e di trasferimento che avvengono sul sottobacino sono simulati attraverso un *elemento concettuale* (un serbatoio, l'insieme di più serbatoi combinati in serie e/o in parallelo, un canale, ecc.) fisicamente diverso dal sistema che deve essere riprodotto, ma caratterizzato da un comportamento simile che lo rende adeguato a fornire una risposta sensibilmente analoga a quella del sistema prototipo.

In SWMM, lo scorrimento superficiale sulle aree permeabili e impermeabili è simulato con il modello concettuale dell'invaso non lineare (fig. 18), per il quale il legame fra la portata defluente Q (per unità di area del bacino) e l'altezza dell'invaso $d-d_s$ è data dalla formula di Manning che riproduce il moto uniforme su una falda piana inclinata di larghezza W e di pendenza S :

$$Q = \frac{1}{n} W (d - d_s)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (4-2)$$

nella quale:

- Q = portata defluente dal sottobacino per unità di area dello stesso [m/s]
- n = coefficiente di scabrezza di Manning
- W = larghezza equivalente della falda [m]
- d = tirante idrico sulla falda [m]
- d_s = altezza della detenzione superficiale [m]
- S = pendenza del sottobacino [m/m]

Ai fini dell'applicazione della (4.2), i sottobacini sono divisi in due porzioni: la parte impermeabile costituita dalle aree urbanizzate e la parte permeabile costituita dalle aree naturali⁵.

Ogni sottobacino è schematizzato come una falda semplice di forma rettangolare gravante direttamente sull'elemento di drenaggio di cui il sottobacino è tributario. La larghezza equivalente W

⁵ Il modello di infiltrazione è applicato solo sull'area permeabile.

è calcolata semplicemente dividendo l'area del sottobacino per la lunghezza L del percorso di scorrimento più lungo nell'ambito del sottobacino stesso.

Per ogni sottobacino, la pendenza S è calcolata dividendo per la lunghezza L il dislivello fra i punti altimetricamente più alti e più bassi.

Infine, per quanto riguarda il parametro di scabrezza di Manning, sulla base di alcune indicazioni riportate in letteratura, il valore di n è stato assunto pari a $0.03 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per le aree urbanizzate impermeabili e pari a $0.1 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per le aree permeabili.

4.5 SOTTO-MODELLO PER LA VALUTAZIONE DEI FENOMENI DI PROPAGAZIONE IN RETE

Il movimento dell'acqua in una rete di drenaggio è un fenomeno di moto vario caratterizzato da:

- afflussi variabili nel tempo;
- portate transitanti nelle canalizzazioni variabili nel tempo;
- possibilità di moto retrogrado (moto non concorde con la pendenza della canalizzazione);
- possibilità di passaggio da moto subcritico a moto supercritico e viceversa;
- possibilità di passaggio da corrente a superficie libera a corrente in pressione;
- possibilità di effetti di rigurgito provocati da ostacoli o da scarichi terminali non liberi;
- possibilità di effetti idraulici provocati da manufatti particolari quali scaricatori di piena, vasche volano, stazioni di sollevamento.

In alcuni casi il fenomeno è ulteriormente complicato, per via della struttura della rete connessa a maglie chiuse o per via della presenza di canali in parallelo alimentati dallo stesso manufatto.

Poiché in genere la geometria della rete idraulica è sufficientemente nota, il movimento dell'acqua (con tutti i fenomeni connessi sopra citati) può essere studiato con *modelli idraulici* che si fondano sulle note equazioni di De Saint Venant:

$$b \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(VA)}{\partial x} = 0 \quad (4-3)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g(i - J) = 0$$

nelle quali i simboli assumono il seguente significato:

- b = larghezza superficiale;
- h = tirante idrico;
- V = velocità media;
- A = area bagnata;
- g = accelerazione di gravità;
- i = pendenza del fondo;

- J = cadente piezometrica.
- t = tempo
- x = ascissa curvilinea

Le due equazioni di De Saint Venant formano un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine di tipo iperbolico che non ammette soluzioni analitiche e che richiede pertanto il ricorso a metodi di integrazione numerica.

Per la semplificazione degli algoritmi numerici e per la riduzione dei tempi di calcolo, la maggior parte dei modelli in uso opera una semplificazione dell'equazione del moto. Quando invece l'equazione del moto è usata in forma completa il modello è chiamato *completamente dinamico*. Nel caso specifico, l'integrazione delle equazioni è stata effettuata nella forma completa.

È anche il caso di segnalare che SWMM è in grado di effettuare la modellazione della transizione da moto a pelo libero a moto in pressione che può verificarsi nei casi di deficienza dimensionale.

Ai fini dei calcoli idraulici, al coefficiente di scabrezza (coefficiente di Manning) sono stati assegnati i seguenti valori che corrispondono ai valori adottati negli studi/progetti precedenti:

$n = 0,015 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ per le tubazioni in cls e in fibrocemento;

$n = 0,012 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ per le tubazioni in plastiche, gres, acciaio.

Non sono state invece tenute in conto le perdite di carico localizzate indotte dai manufatti speciali (pozzetti, curve, immissioni, ecc.); per il calcolo corretto di queste perdite, sarebbe necessario conoscere le caratteristiche tipologiche e dimensionali di ogni singolo manufatto che, nel caso specifico, non sono note. Il calcolo idraulico qui effettuato tende, quindi, a sottostimare le resistenze idrauliche che il sistema delle canalizzazioni presenta nei confronti delle portate di piena. Di ciò si dovrà tenere conto nella valutazione dei risultati.

4.6 TARATURA DEL MODELLO

Il modello adottato (SWMM) rappresenta attualmente uno dei modelli più completi e sofisticati disponibili sul mercato per la simulazione del funzionamento idraulico di una rete di drenaggio a servizio di aree urbane o miste urbane/naturali.

L'attendibilità dei risultati dipende però da come il modello è usato, ovvero dalla rappresentazione della geometria della rete e del bacino (che deve essere il più possibile corrispondente alla realtà) e dai valori assegnati ai vari parametri (che, in alcuni casi, sono dei veri e propri parametri di taratura) che entrano nei diversi sotto-modelli.

Nel caso del sotto-modello adibito alla simulazione della propagazione in rete, una buona descrizione della geometria della rete (che nel caso specifico è disponibile per buona parte del sistema), associata ad una appropriata definizione dei valori dei parametri, garantisce buone prestazioni. Maggiori incertezze sono invece presenti nella definizione dei valori da assegnare ai parametri dei sotto-modelli idrologici che simulano le perdite idrologiche e il deflusso superficiale. In particolare, i risultati del modello sono piuttosto sensibili ai valori dei parametri adottati per la caratterizzazione della curva di Horton.

Anche per quanto riguarda il sotto modello che simula il deflusso superficiale, l'adozione di valori "di default" (o comunque consigliati dai manuali) può portare a risultati caratterizzati da scostamenti anche rilevanti rispetto a quelli effettivi.

Questo problema ovviamente non sussiste per quei bacini per i quali sia possibile procedere ad una calibrazione dei parametri grazie alla disponibilità, anche per pochi eventi, di misure pluviometriche e idrometriche, ma questo non è il caso di cui si tratta.

Occorre peraltro osservare che l'utilizzo del SWMM, fatto in passato per l'analisi dei deflussi in bacini non troppo dissimili da quello oggetto di studio e caratterizzati dall'esistenza di misure pluviometriche e idrometriche, ha permesso l'acquisizione di una certa esperienza che oggi consente di estendere con discreta affidabilità anche al caso specifico le tarature ottenute.

Inoltre, non si può non osservare come anche i modelli concettuali molto più semplici utilizzati negli studi precedenti risentano della mancanza di una validazione sperimentale dei parametri di taratura (coefficienti di afflusso, costanti di invaso, tempi di corrievazione) adottati, con conseguenti scostamenti, rispetto alla realtà simulata, che potrebbero essere ancora più grandi per via della rilevante semplificazione che caratterizza la modellazione.

Quello della mancanza di tarature sperimentali è quindi un problema attualmente irrisolvibile che dovrebbe però indurre chi ha la responsabilità della sicurezza nei confronti del rischio idraulico ad avviare una ben programmata attività sperimentale che possa rendere disponibili nell'arco di qualche anno risultati utili per la modellazione della trasformazione afflussi-deflussi nel territorio di cui si tratta. In ogni caso, si ritiene che il modello adottato, se usato in modo accorto, anche con il confronto critico dei risultati ottenuti con quelli forniti da altri modelli, possa consentire, anche in mancanza di sicure e affidabili tarature, di ricavare utili indicazioni operative, soprattutto quando si tratti di comparare fra loro soluzioni alternative.

Tuttavia, occorre precisare che alcune delle aree potenzialmente allagate per l'esondazione dai nodi della rete fognaria sono coincidenti all'incirca con quelle che effettivamente sono state allagate per effetto di eventi reali a dimostrazione che i modelli adottati per la valutazione delle condizioni di rischio sul territorio possono essere ritenuti sufficientemente affidabili.

5 LA VERIFICA IDROLOGICO - IDRAULICA

5.1 PREMESSA

Il modello descritto nel capitolo precedente è stato utilizzato per condurre l'analisi idrologica e idraulica del sistema di fognatura mista e delle sole acque meteoriche del Comune di Stradella.

In particolare, il funzionamento del sistema idraulico è stato simulato con riferimento ai seguenti scenari:

- Scenario 1: corrispondente all'evento di progetto caratterizzato da uno ietogramma di tipo Chicago con tempo di ritorno T pari a 50 anni utilizzato come riferimento per la determinazione delle condizioni di pericolosità dovuta all'insufficienza della rete fognaria, in conformità con le indicazioni del Regolamento Regionale.
- Scenario 2: corrispondente all'evento di progetto caratterizzato da uno ietogramma di tipo Chicago con tempo di ritorno T pari a 10 anni, utile per valutazioni complementari di comportamento idraulico della rete.

Lo scenario 1 è quello che è stato utilizzato per definire le condizioni di pericolosità per insufficienza della rete fognaria, seguendo le indicazioni riportate nel Regolamento Regionale.

Le simulazioni sono state effettuate considerando separatamente le due principali reti fognarie individuate nel territorio comunale, come descritto nel capitolo 2:

- Rete n. 1: fognatura situata a destra del torrente Versa, comprensiva delle reti minori di drenaggio delle acque meteoriche delle frazioni circostanti;
- Rete n. 2: fognatura situata a sinistra del torrente Versa.

Le due reti sono state trattate come **idraulicamente disconnesse**, pertanto le simulazioni numeriche sono state eseguite separatamente per ciascuna rete al fine di valutare le condizioni di rischio idraulico in maniera puntuale.

Pur considerando le reti separate, la **pioggia di progetto** adottata per i diversi tempi di ritorno è la stessa per entrambe le reti, assumendo quindi che l'intero bacino urbano sia interessato simultaneamente dall'evento meteorico di progetto. Questa scelta consente di simulare le condizioni di piena più critiche e di stimare in maniera coerente le portate di deflusso e le aree soggette a possibili allagamenti.

5.1.1 Determinazione dei bacini elementari tributari della rete

I bacini elementari tributari dei tronchi della rete di drenaggio (sia per quella in destra, sia per quella in sinistra) sono stati definiti in modo da considerare un'area che, ragionevolmente, può essere considerata gravante sul nodo e, quindi, sul tronco a valle del nodo. L'andamento delle quote altimetriche della superficie del bacino, determinate tramite l'analisi delle curve ipsometriche derivate da DTM della Regione Lombardia, è stato utilizzato per il tracciamento dell'area tributaria del singolo nodo.

Per la considerevole ampiezza della rete e del bacino urbano considerato nelle simulazioni idrologiche e idrauliche, si è reso necessario adottare alcune semplificazioni che, tuttavia, riducono in modo trascurabile la consistenza dei risultati ottenuti tramite la modellazione numerica. Tali semplificazioni operate per questa fase del calcolo sono principalmente due:

- le aree tributarie sono immesse nel nodo di monte del tronco e quindi si possono avere delle sovrastime delle portate entranti nel nodo stesso;
- le aree tributarie non sono sempre coincidenti con quelle che potrebbero essere determinate considerando l'effettiva posizione degli allacciamenti degli edifici nella rete fognaria comunale.

5.2 SIMULAZIONE SCENARIO N° 1 (EVENTO DI PROGETTO - $T = 50$ ANNI)

Il funzionamento del sistema idraulico è stato simulato utilizzando l'evento di progetto descritto nel precedente paragrafo 3.1, corrispondente a un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Nella Tabella 5.1 sono riportati i valori dello ietogramma puntuale di progetto e la relativa formulazione ragguagliata, calcolata secondo la procedura descritta nel paragrafo 3.1.4. Per tale ragguaglio si è considerata come superficie di bacino l'intera estensione del territorio comunale, pari a circa 18.8 km², come derivata dal Geoportale della Regione Lombardia.

Lo ietogramma Chicago ragguagliato impiegato nelle simulazioni è illustrato nella Figura 5.2, fornendo un riferimento puntuale per la determinazione delle portate di piena e per la valutazione delle condizioni di rischio idraulico all'interno del sistema di fognatura comunale.

durata (ore:minuti)	Ietogramma Puntuale $i(t)$ (mm/h)	Ietogramma Ragguagliato $i_R(t)$ (mm/h)
00:15	7.28	7.82
00:30	8.34	8.99
00:45	9.88	10.71
01:00	12.43	13.56
01:15	27.63	30.46
01:30	62.89	70.82
01:45	62.89	70.82
02:00	27.63	30.46
02:15	12.43	13.56
02:30	9.88	10.71
02:45	8.34	8.99
03:00	7.28	7.82

Tabella 5-1 – Ietogrammi utilizzati nella simulazione dello scenario n° 1

I risultati della simulazione sono riassunti dai seguenti dati di bilancio idrico:

RETE IN SINISTRA

- Precipitazione totale [mm] = 64.2
- Perdite idrologiche [mm] = 18.1

- Scorrimento superficiale [mm] = 44.7
- Invaso finale in rete [mm] = 1.5
- Coefficiente medio d'afflusso = 0.695

RETE IN DESTRA

- Precipitazione totale [mm] = 64.2
- Perdite idrologiche [mm] = 25.8
- Scorrimento superficiale [mm] = 37.7
- Invaso finale in rete [mm] = 1.3
- Coefficiente medio d'afflusso = 0.587

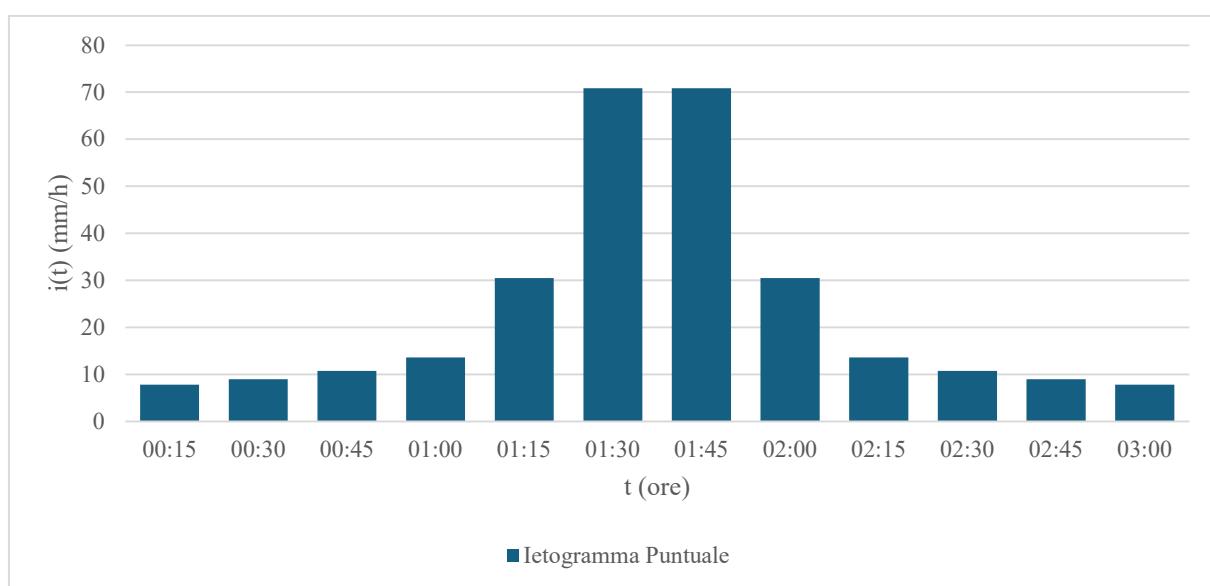


Figura 5-1 - Ietogramma dello scenario n° 1 (con valore puntuale)

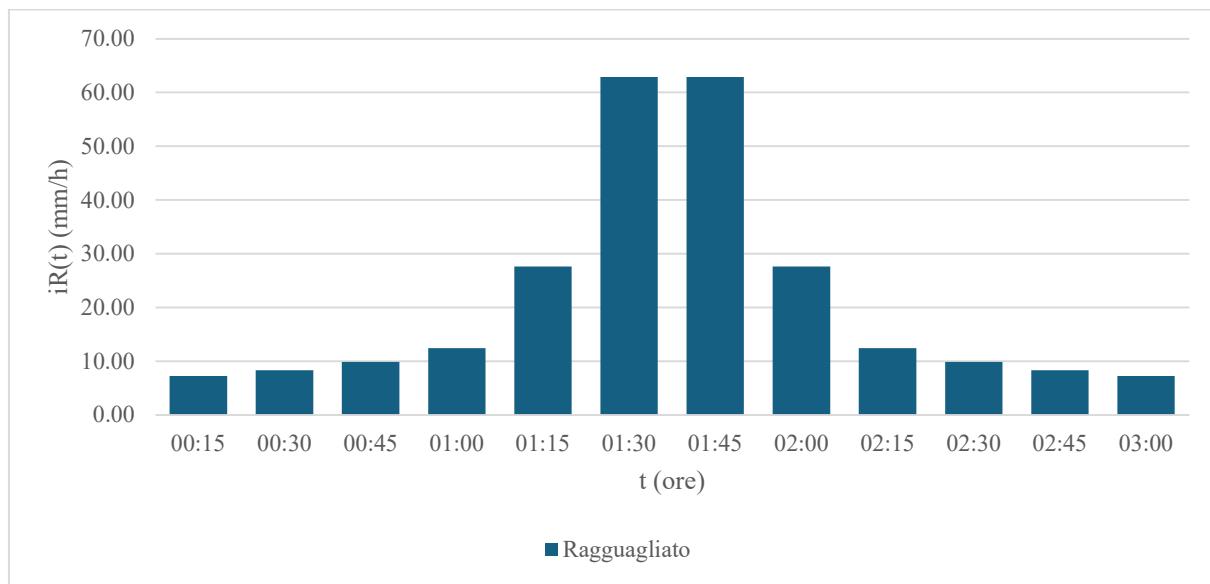


Figura 5-2 - Ietogramma dello scenario n° 1 (con valore ragguagliato)

5.3 RISULTATI DELLA SIMULAZIONE DELLO SCENARIO N° 1

I risultati della simulazione idrodinamica del sistema fognario mostrano per il tempo di ritorno di progetto, che ricordiamo è pari a 50 anni, una diffusa insufficienza della rete che è sia limitata al fatto che si verifica in molti tronchi il funzionamento in pressione delle condotte senza esondazione dai nodi della rete, sia più marcata a causa dell'esondazione da alcuni nodi critici della rete che, si ricorda, sono posti in corrispondenza dei pozzetti e delle camerette della rete fognaria delle acque meteoriche.

Il numero complessivo di nodi insufficienti, cioè il numero dei nodi dai quali è stata verificata tramite la simulazione numerica l'esondazione, è pari a 88.

Non tutti i nodi sono, tuttavia, stati considerati per le successive analisi di valutazione della propagazione delle portate esondate sul bacino urbano ma solo una parte di essi. Non si ritengono significativi, per la valutazione della pericolosità idraulica, quei nodi per i quali l'esondazione non è caratterizzata da una durata e/o da una portata rilevante: sono stati esclusi i nodi per i quali si verifica contemporaneamente una durata complessiva dell'esondazione inferiore a 10 minuti e una portata massima di esondazione inferiore a 20 l/s.

5.3.1 *Rete in destra del T. Versa*

Per la rete situata a destra del torrente Versa sono stati individuati complessivamente 34 punti critici, corrispondenti a nodi della rete nei quali, secondo le simulazioni, si verificano fenomeni di esondazione.

Tale condizione è documentata nell'Allegato 2 e rappresentata nella Figura 5.3, nella quale i nodi soggetti a esondazione sono evidenziati con triangoli rossi. Per ciascun nodo, le simulazioni riportano la durata e la portata dell'esondazione, considerando i valori minimi precedentemente definiti come soglia di criticità.

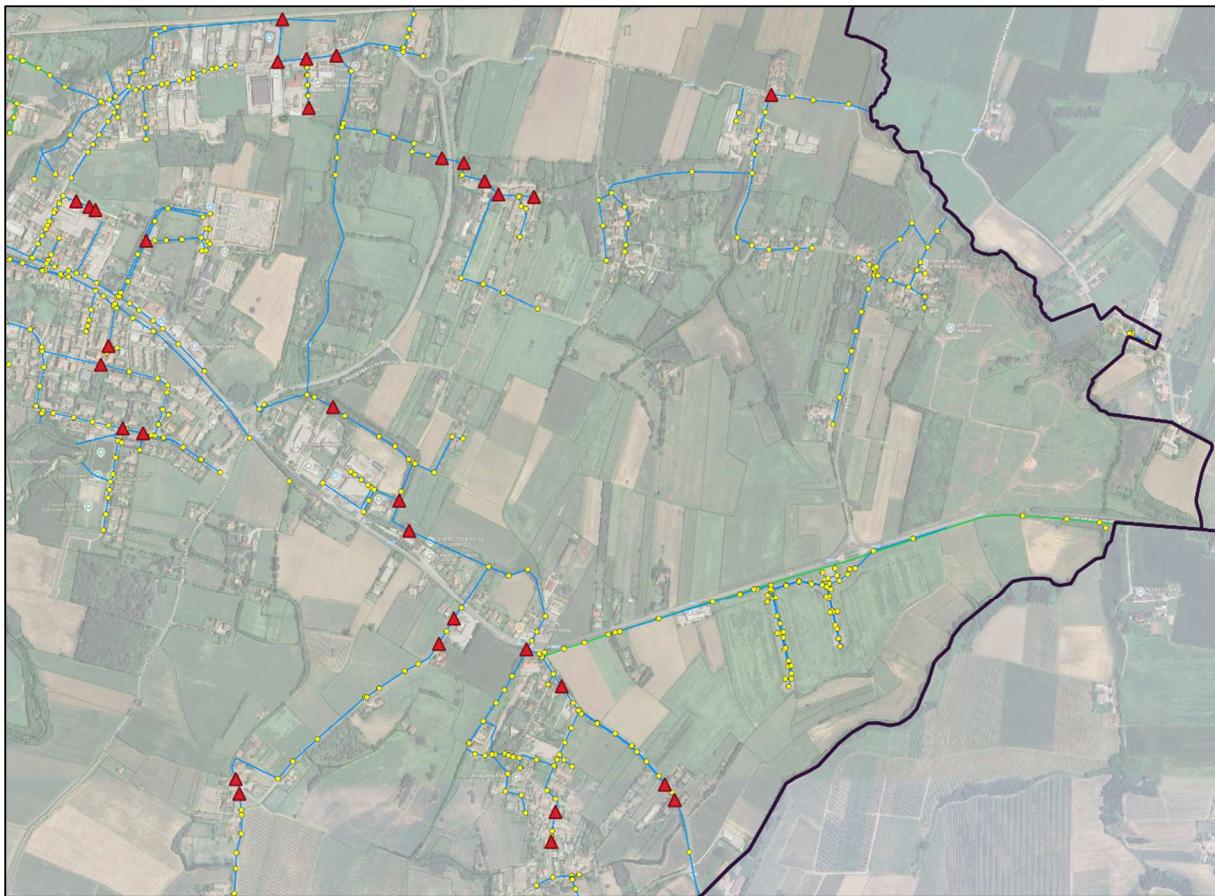


Figura 5-3 – Nodi critici della rete in destra del T. Versa per tempo di ritorno $T = 50$ anni

I nodi critici della rete fognaria risultano distribuiti in maniera piuttosto diffusa lungo l'intera rete situata a destra del torrente Versa, interessando diverse aree del territorio comunale (vedi Allegati 3a-3h).

Nella relativa tabella sono riportati, per ciascun nodo critico:

- la portata massima di fuoriuscita dalla rete (flooding),
- la durata complessiva dell'allagamento (hours flooding).

Questi dati forniscono un quadro quantitativo delle criticità idrauliche della rete e costituiscono un riferimento essenziale per la pianificazione degli interventi di mitigazione e per la gestione operativa del rischio di allagamento.

OBJECTID	VCOORD	HCOORD	Nodo SWMM	flooding (l/s)	hours flooded
1977801	4989416.49	524712.51	2	43.63	0.74
1977796	4989560.91	524881.66	7	18.11	0.44
1977810	4990074.73	524849.88	18	3.47	0.12
1977811	4990109.39	524841.32	19	164.81	1.02
1977820	4990426.77	525321.52	27	15.12	0.22
1977822	4990485.97	525356.65	29	4.49	0.22
1977855	4991726.30	526107.18	31	346.35	1.26
1977824	4990695.42	525251.07	32	142.85	0.85
1976988	4990096.55	525855.28	59	46.35	0.98
1977000	4990326.73	525611.42	69	105.5	0.47
1977038	4989962.16	525587.02	71	43.06	0.75
1977690	4990031.94	525596.77	74	8.17	0.23
1976986	4990060.04	525878.73	89	18.68	0.69
1977773	4990413.80	525528.29	110	373.94	0.74
1977825	4990766.41	525227.48	120	438.79	1.65
1977837	4990988.43	525071.12	127	44.15	0.46
1977907	4991490.41	525462.17	146	86.17	0.52
1977912	4991522.41	525429.37	147	38.77	0.59
1977914	4991564.86	525380.35	149	72.26	0.92
1977915	4991576.71	525328.51	150	28.72	1.12
1977901	4991485.30	525546.19	160	15.99	0.41
1977934	4991819.46	525078.93	171	84.65	0.03
1979578	4991811.77	525008.17	172	22.78	0.34
1977945	4991804.39	524940.16	173	18.85	0.3
1979580	4991905.05	524951.39	174	221.27	0.68
1977944	4991695.63	525013.77	186	31.92	0.38
1978055	4990926.34	524622.17	248	49.95	0.46
1978064	4990937.44	524573.95	250	67.8	0.53
1978092	4991087.96	524522.47	270	144.01	0.54
1978124	4991132.59	524540.34	305	77.17	0.94
1979587	4991381.37	524629.27	343	99.86	0.5
1978003	4991453.86	524509.61	355	7.04	0.47
1978002	4991461.44	524494.96	356	6.59	0.57
1978001	4991474.85	524464.13	357	17.48	0.63

Tabella 5-2 - Nodi insufficienti in destra, portate e durate

5.3.2 Rete in sinistra del T. Versa

Per la rete situata a sinistra del torrente Versa sono stati individuati complessivamente 54 punti critici, corrispondenti a nodi della rete nei quali, secondo le simulazioni, si verificano fenomeni di esondazione.

Questa condizione è documentata nell'Allegato 2 e rappresentata nella Figura 5.4, nella quale i nodi soggetti a esondazione sono evidenziati con triangoli rossi. Per ciascun nodo, le simulazioni riportano la durata e la portata dell'esondazione, considerando i valori minimi precedentemente definiti come soglia di criticità.

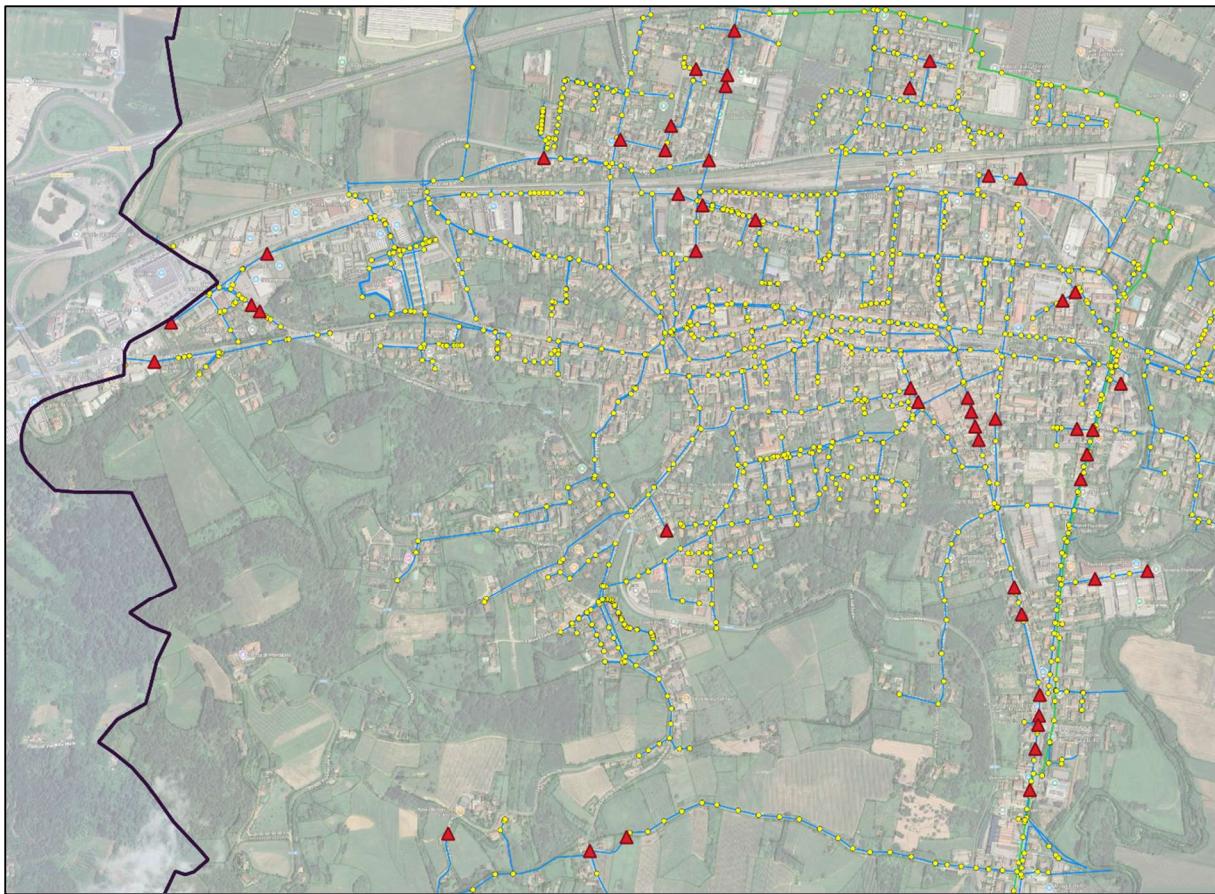


Figura 5-4 – Nodi critici della rete in sinistra del T. Versa per tempo di ritorno T = 50 anni

I nodi critici della rete fognaria situata a sinistra del torrente Versa risultano prevalentemente concentrati nelle aree più urbanizzate, dove la densità di edifici, strade e superfici impermeabili aumenta significativamente il deflusso delle acque meteoriche (vedi Allegati 3a-3h). Questa concentrazione di nodi critici riflette la maggiore vulnerabilità del sistema in corrispondenza dei tronchi principali e dei punti di raccordo delle reti minori, dove la capacità idraulica può risultare insufficiente a smaltire le portate di piena generate dagli eventi meteorici di progetto.

Nella tabella allegata sono riportati, per ciascun nodo critico:

- la portata massima di fuoriuscita dalla rete (flooding), che indica il volume d'acqua che eccede la capacità dei collettori;
- la durata complessiva dell'allagamento (hours flooding), che fornisce un'indicazione temporale della persistenza del fenomeno e della possibile esposizione degli elementi esposti (edifici, strade, infrastrutture).

L'analisi dettagliata di questi dati permette di identificare le aree prioritarie per gli interventi di mitigazione, distinguendo tra criticità a breve termine (esondazioni rapide e localizzate) e fenomeni più estesi, con tempi di allagamento prolungati.

OBJECTID	VCOORD	HCOORD	Nodo SWMM	flooding (l/s)	hours flooded
1979536	4989004	523884	5	94.67	0.44
2892374	4989910	522525	20	261.64	1.78
1979488	4990235	522607	23	453.38	2.07
1979501	4990194	522942	26	40.53	0.33
1979495	4989849	522872	32	115.62	2.55
1979502	4990227	523029	48	48.63	0.50
1978861	4990337	523985	89	157.97	0.72
1978857	4990435	523998	92	57.57	0.78
1979617	4990492	524005	97	148.82	0.88
1978854	4990513	524007	98	55.51	1.20
1978853	4990563	524009	120	94.57	1.48
1978850	4990753	523966	155	107.92	1.38
1978847	4990819	523948	157	187.98	1.04
1978233	4990857	524264	184	192.64	2.00
1978230	4990838	524139	187	75.68	0.74
1978983	4991075	524106	203	82.28	0.54
1979127	4990953	523124	262	63.63	1.02
1978528	4991836	522833	517	189.19	0.18
1979346	4991353	521910	644	402.36	5.22
1979384	4991609	522178	653	201.87	0.54
1979380	4991446	521950	654	27.68	0.24
1979370	4991473	522160	657	66.10	5.17
1979369	4991488	522141	658	31.95	0.55
1978492	4991879	523015	691	32.16	0.49
1978491	4991854	523121	692	48.79	0.58
1978494	4991912	523135	694	38.01	0.57
1978502	4992046	523194	698	171.47	0.69
1979599	4992032	523268	702	88.80	0.49
1978506	4992006	523264	703	155.94	0.38
1978513	4991831	523225	706	35.28	0.35
1979600	4992137	523285	710	209.44	0.55
1978570	4992002	523700	870	68.65	0.51
1978591	4992065	523748	871	133.49	0.85
1978922	4991794	523888	945	185.47	1.62
1978920	4991787	523963	947	492.28	1.07
1978970	4991194	524097	990	89.19	0.79
1978207	4991301	524201	995	149.36	1.47
1978971	4991191	524134	1004	141.84	0.84
1978981	4991134	524120	1015	125.96	0.89
1979184	4991258	523720	1116	194.08	5.23
1978994	4991168	523864	1118	26.83	5.12
1978993	4991200	523855	1119	28.23	5.12
1978992	4991234	523846	1120	44.46	5.12
1978991	4991267	523838	1121	380.42	5.12
1978874	4991218	523903	1125	174.71	0.42
1979183	4991291	523702	1128	123.43	0.57
1978934	4991498	524063	1234	21.40	0.43
1978933	4991518	524093	1235	47.30	0.63
1979107	4991616	523194	1406	85.10	0.53
1979064	4991751	523152	1415	117.23	2.44
1979060	4991724	523209	1416	47.58	2.39
1979053	4991689	523335	1420	210.90	2.35

Tabella 5-3 - Nodi insufficienti in sinistra, portate e durate

5.4 SIMULAZIONE SCENARIO N° 2 (EVENTO DI PROGETTO - $T = 10$ ANNI)

Il funzionamento del sistema idraulico è stato simulato anche considerando l'evento di progetto descritto nel precedente paragrafo 3.1, corrispondente a un tempo di ritorno pari a 10 anni.

Nella Tabella 5.4 sono riportati i valori dello ietogramma puntuale di progetto e della relativa formulazione ragguagliata, calcolata secondo la procedura descritta nel paragrafo 3.1.4.

Lo ietogramma Chicago ragguagliato impiegato per le simulazioni è illustrato nella Figura 5.6, fornendo un riferimento per la determinazione delle portate di deflusso e per la valutazione del comportamento idraulico della rete fognaria in occasione di eventi meteorici di frequenza relativamente elevata.

durata (ore:minuti)	Ietogramma Puntuale $i(t)$ (mm/h)	Ietogramma Ragguagliato $i_R(t)$ (mm/h)
00:15	5.55	5.84
00:30	6.39	6.67
00:45	7.63	7.88
01:00	9.69	9.86
01:15	21.94	21.4
01:30	53.00	44.73
01:45	53.00	44.73
02:00	21.94	21.4
02:15	9.69	9.86
02:30	7.63	7.88
02:45	6.39	6.67
03:00	5.55	5.84

Tabella 5-4 – Ietogrammi utilizzati nella simulazione dello scenario n° 2

I risultati della simulazione sono riassunti dai seguenti dati di bilancio idrico:

RETE IN SINISTRA

- Precipitazione totale [mm] = 48.2
- Perdite idrologiche [mm] = 13.6
- Scorrimento superficiale [mm] = 33.15
- Invaso finale in rete [mm] = 1.5
- Coefficiente medio d'afflusso = 0.688

RETE IN DESTRA

- Precipitazione totale [mm] = 48.2
- Perdite idrologiche [mm] = 18.4
- Scorrimento superficiale [mm] = 29.0

- Invaso finale in rete [mm] = 0.8
- Coefficiente medio d'afflusso = 0.601

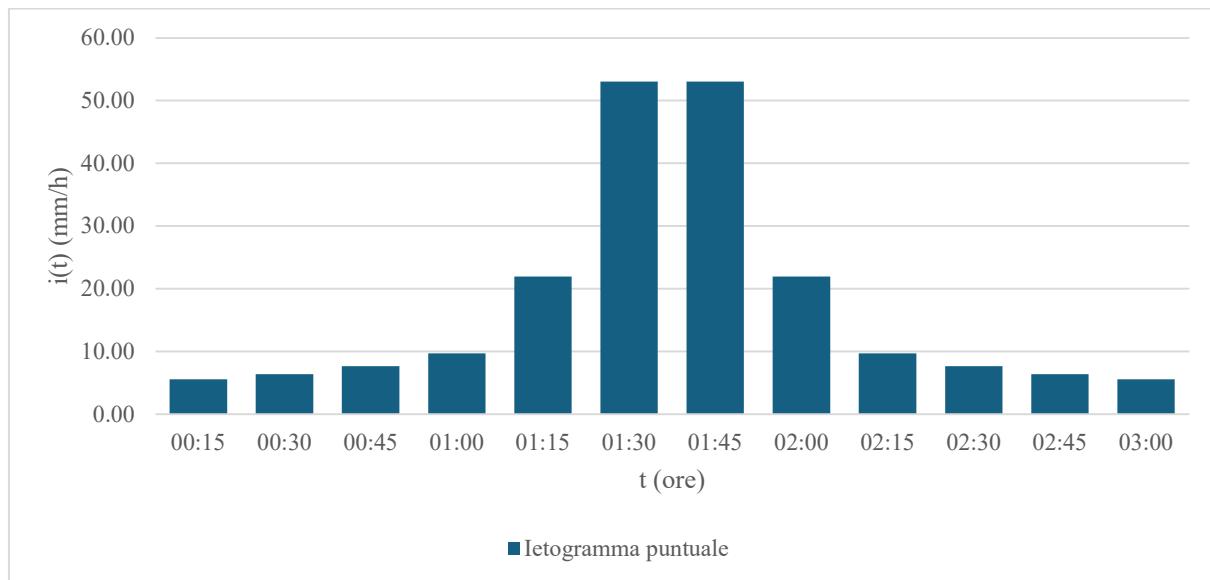


Figura 5-5 - Ietogramma dello scenario n° 2 (con valore puntuale)

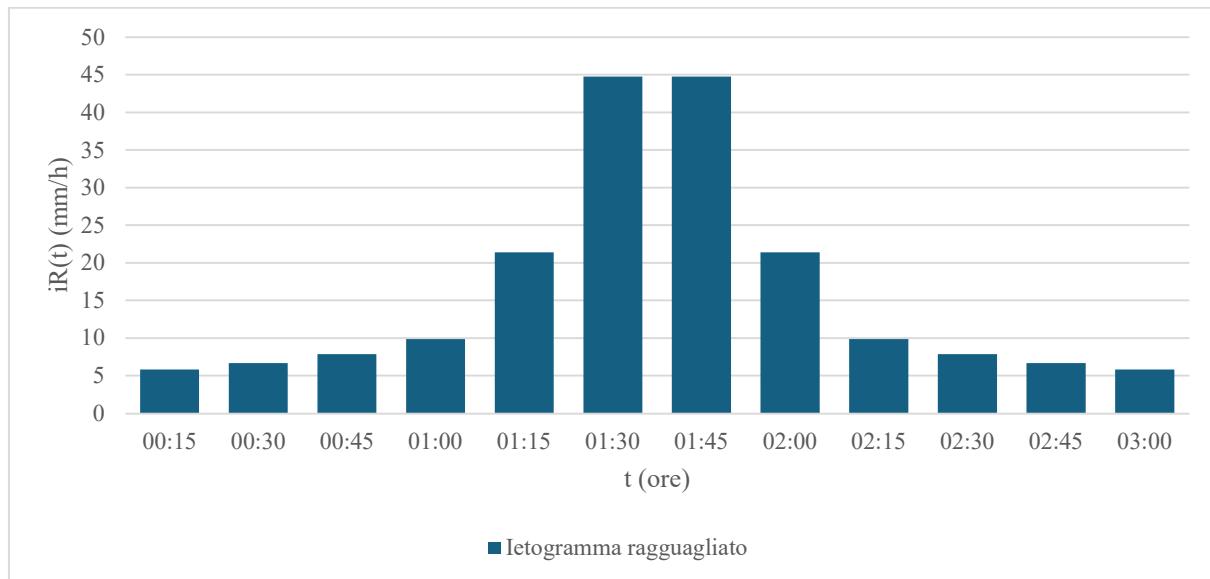


Figura 5-6 - Ietogramma dello scenario n° 2 (con valore ragguagliato)

5.5 RISULTATI DELLA SIMULAZIONE DELLO SCENARIO N° 2

I risultati della simulazione idrodinamica del sistema fognario mostrano per il tempo di ritorno di progetto, che ricordiamo è pari a 10 anni, una diffusa insufficienza della rete che è sia limitata al funzionamento in pressione delle condotte senza esondazione dai nodi della rete, sia per l'esondazione da alcuni nodi critici della rete che, si ricorda, sono posti in corrispondenza dei pozzetti e delle camerette della rete fognaria della acque meteoriche.

Non tutti i nodi sono, tuttavia, stati considerati per le successive analisi di valutazione della propagazione delle portate esondate sul bacino urbano ma solo una parte di essi. Non si ritengono

significativi per la valutazione della pericolosità idraulica quei nodi per i quali l'esondazione non è caratterizzata da una durata e/o da una portata rilevante: sono stati esclusi, come in precedenza, i nodi per i quali, o la durata complessiva dell'esondazione è inferiore a 10 minuti, oppure la portata massima di esondazione è inferiore a 20 l/s.

Il numero totale di nodi insufficienti, ossia dei nodi in cui la simulazione numerica ha evidenziato fenomeni di esondazione, è pari a 52.

5.5.1 *Rete in destra del T. Versa*

Per la rete situata a destra del torrente Versa sono stati individuati complessivamente 18 punti critici, corrispondenti ai nodi in cui la simulazione ha evidenziato fenomeni di esondazione.

Questa condizione è documentata nell'Allegato 5 e rappresentata nella Figura 5.7, nella quale i nodi soggetti a esondazione sono evidenziati con triangoli rossi. Per ciascun nodo, le simulazioni riportano la durata e la portata dell'esondazione, considerando i valori minimi definiti come soglia di criticità nei paragrafi precedenti.

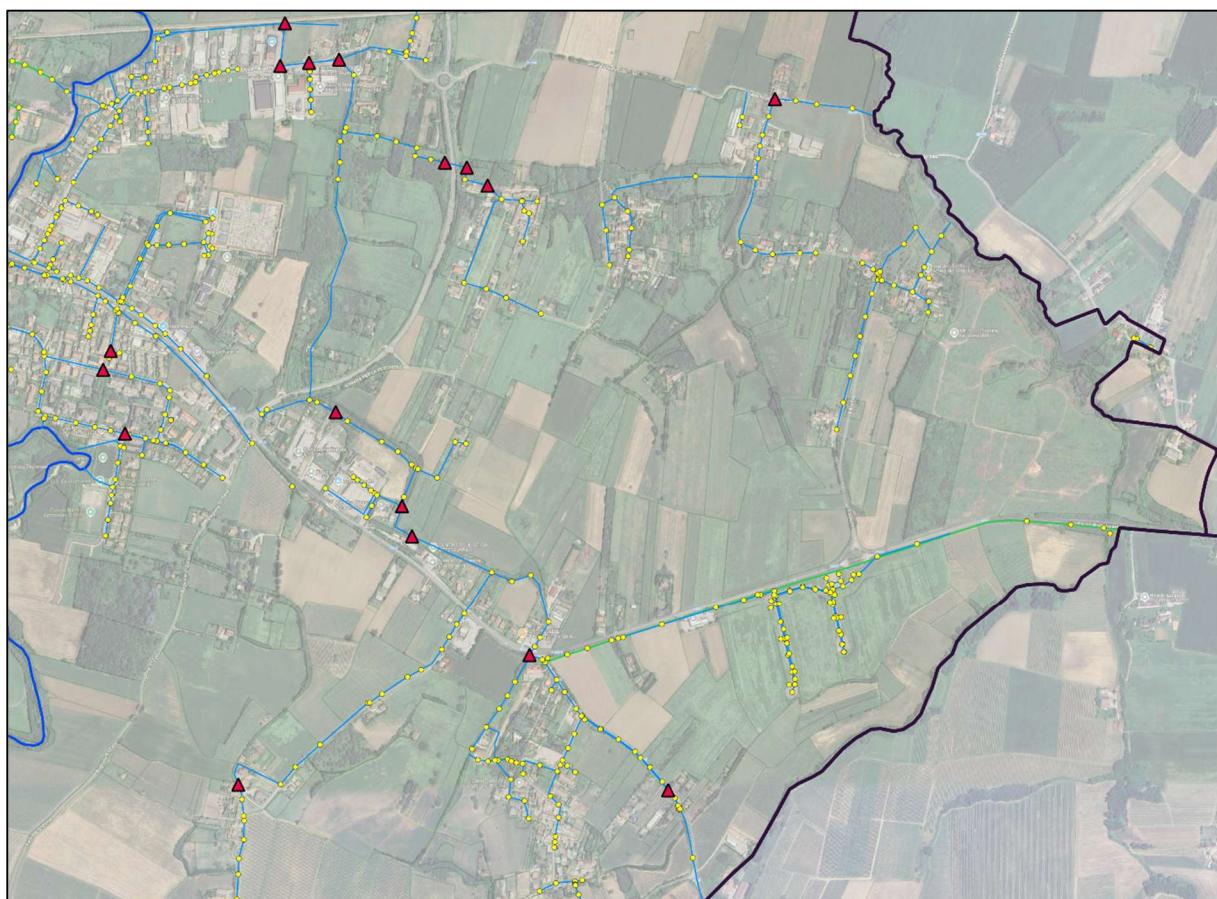


Figura 5-7 – Nodi critici della rete in destra del T. Versa per tempo di ritorno $T = 10$ anni

5.5.2 *Rete in sinistra del T. Versa*

Per la rete situata a sinistra del torrente Versa sono stati identificati complessivamente 34 punti critici, corrispondenti ai nodi in cui le simulazioni hanno evidenziato fenomeni di esondazione.

Tale situazione è documentata nell'Allegato 5 e rappresentata nella Figura 5.8, dove i nodi soggetti a esondazione sono contrassegnati con triangoli rossi. Per ciascun nodo, le simulazioni riportano la durata e la portata dell'esondazione, considerando i valori minimi precedentemente definiti come soglia di criticità.

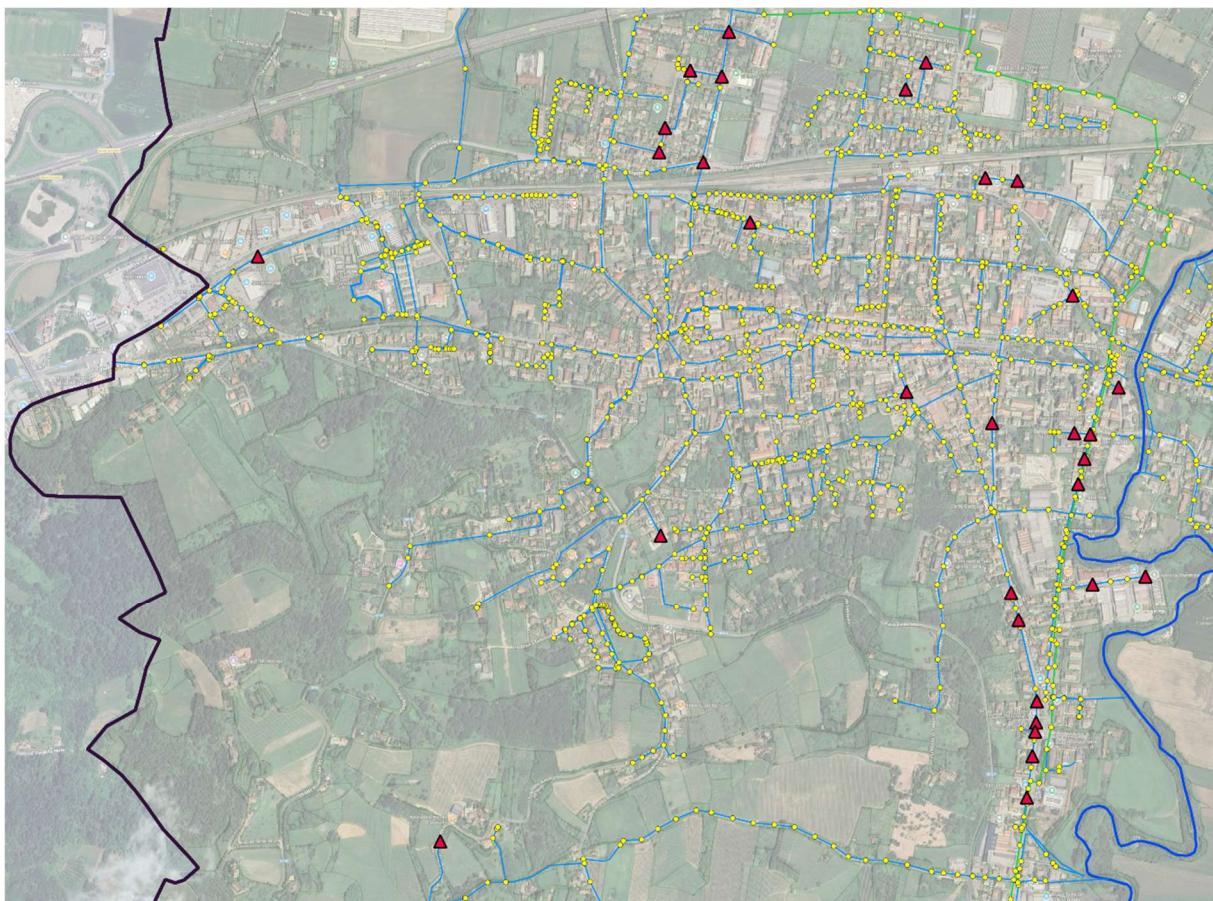


Figura 5-8 – Nodi critici della rete in sinistra del T. Versa per tempo di ritorno $T = 50$ anni

5.6 PROPAGAZIONE DELLA PORTATA ESONDATA DAI NODI DELLA RETE

5.6.1 Premessa

Data la determinazione dei punti di esondazione dalla rete, si è valutato, nel caso delle sole simulazioni degli eventi di piena per il tempo di ritorno $T = 50$ anni, come la portata, o meglio l'idrogramma della portata di esondazione, può propagarsi sul territorio del comune. La valutazione della propagazione dell'idrogramma di esondazione consente di determinare le aree soggette a rischio idraulico per effetto dell'insufficienza della rete fognaria esiste e di conseguenza di valutare quali possono essere le limitazioni di uso del territorio e/o le possibili zone di intervento per la riduzione del rischio.

5.6.2 Verifica idraulica

Il modello bidimensionale utilizzato per le simulazioni idrauliche (ORSA2D) è stato sviluppato dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università di Pavia, integra le equazioni alle acque basse.

5.6.3 Creazione della griglia di calcolo

La base topografica su cui è stata costruita a griglia di calcolo è il nuovo DTM della Regione Lombardia del 2015 avente risoluzione di 5x5 metri. Le quote del DTM sono riferite al terreno sia negli ambiti urbanizzati che negli ambiti extra urbani.

La geometria della zona di interesse è stata descritta con una griglia di calcolo non strutturata composta da elementi misti (triangolari e quadrangolari) generati con l'ausilio del software SMS AQUAVEO™. La risoluzione della griglia di calcolo gioca un ruolo fondamentale per l'interpretazione delle singolarità topografiche. In particolare, sono state analizzate con particolare dettaglio le variazioni di quota del terreno (es. alveo, zone urbanizzate) dove si è vincolata la tessitura della griglia di calcolo alla variabilità del dato topografico.

Il dominio di calcolo è stato diviso in due zone, in destra e in sinistra del fiume Versa, che rappresenta una barriera fisica che impedisce la connessione tra le due aree. La risoluzione caratteristica della griglia è di circa 10 m, con 168409 elementi per il dominio in destra e 271890 elementi per quello in sinistra, per un totale di 440299 elementi. Le zone urbane, densamente abitate, sono state trattate con un elevato coefficiente di scabrezza, come sarà descritto meglio nel seguito. La zona studiata è rappresentata in figura 5.9.



Figura 5.9: Griglia di calcolo in sinistra e destra del t. Versa sovrapposta all'ortofoto

5.6.4 Stima della Scabrezza

Ad ogni elemento della griglia di calcolo viene attribuito un valore di scabrezza caratteristico. I valori di scabrezza sono stati dedotti grazie all'uso del progetto DUSAf (Destinazione d'Uso dei Suoli Agricoli e forestali). Esso è un prodotto di cartografia digitale riguardante la copertura dell'uso del suolo con fotointerpretazione (Ortofoto AGEA 2015). Questo progetto, attuato dall'ERSAF e finanziato da Regione Lombardia, è stato realizzato attraverso la fotointerpretazione delle ortofoto digitali a colori (per le analisi sono state usate le coperture del DUSAf 5.0 - Uso e copertura del suolo 2015). La banca dati dell'uso del suolo in Lombardia è costruita secondo le specifiche definite dal gruppo di lavoro Uso Suolo del Centro Interregionale (CISIS) e soddisfa i seguenti requisiti:

- integra una componente areale (uso/copertura suolo) ed una lineare (siepi e filari);
- adotta una legenda conforme alla classificazione Corine Land Cover 3° livello;
- utilizza banche dati ausiliarie per una maggiore accuratezza e per la definizione delle classi di legenda 4° e 5° livello;
- segue un criterio di invarianza della struttura geometrica, laddove non si evidenziano variazioni d'uso, nelle fasi di aggiornamento degli strati informativi DUSAf.

Nella zona di interesse sono state individuate 6 aree omogenee, anche grazie all'aiuto delle ortofoto, per le quali è stata calcolata una resistenza rappresentativa dei differenti tipi di copertura del suolo espressa secondo il coefficiente di resistenza al moto di Manning, si veda la tabella 5.5.

Numero	Descrizione	n [sm $^{-1/3}$]
1	alveo nudo	0.028
2	superfici agricole	0.04
3	bosco fitto	0.06
4	strade	0.08
5	case singole	0.2
6	agglomerati di case	0.1

Tabella 5-5 - Aree omogenee e coefficienti di Manning

5.6.5 Modello matematico

Il modello bidimensionale utilizzato per le simulazioni idrauliche (ORSA2D) è stato sviluppato dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università di Pavia, integra le equazioni alle acque basse:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S} \quad (5-1)$$

dove si sono indicati con

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ q_x \\ q_y \end{pmatrix} \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} q_x \\ \frac{q_x^2}{h} + gh^2/2 \\ \frac{q_x \cdot q_y}{h} \end{pmatrix} \quad \mathbf{G} = \begin{pmatrix} q_y \\ \frac{q_x \cdot q_y}{h} \\ \frac{q_y^2}{h} + gh^2/2 \end{pmatrix} \quad \mathbf{S}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0_x} - S_{F_x}) \\ gh(S_{0_y} - S_{F_y}) \end{pmatrix} \quad (5-2)$$

- x, y coordinate spaziali.
- t tempo,
- g accelerazione di gravità,
- q_x, q_y portate unitarie lungo gli assi,
- h tirante,

- u e v le componenti della velocità lungo i due assi e n il coefficiente di Manning,
- S_{0x}, S_{0y} pendenza di fondo nelle direzioni x, y,
- S_{fx}, S_{fy} resistenza al moto nelle direzioni x, y:

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}; S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (5-3)$$

Il sistema di equazioni (5.1) è stato discretizzato ai volumi finiti seguendo la formulazione proposta da Toro (1997), utilizzando lo schema esplicito di Roe (Roe, 1981), upwind al primo ordine di accuratezza. Il termine sorgente è stato trattato con lo schema upwind proposto da Brufau et al. (2004) per garantire il rispetto della C-property quando il fronte di sommersione si muove su un terreno di morfologia accidentata, sia in quiete (Brufau et al. 2002) che in moto. L'utilizzo di schemi numerici upwind, insieme ad un accurato trattamento del termine sorgente, consentono ai codici di calcolo presentati la corretta propagazione delle discontinuità che possono originarsi nel campo di moto, e di evitare irrealistiche soluzioni in zone a topografia complessa.

I codici di calcolo qui presentati sono stati verificati dagli autori su test di laboratorio, così come su casi reali (Petaccia et al, 2013, Petaccia e Natale 2013, Petaccia et al.2016a, Petaccia et al. 2016b, Morales-Hernandez et al. 2016, Costabile et al. 2015 a, Costabile et al. 2015b).

5.6.6 *Condizioni iniziali e condizioni al contorno della simulazione 2D*

La simulazione 2D è stata condotta imponendo opportune condizioni iniziali e al contorno. Come condizioni iniziali si è imposto fondo asciutto ovunque e come condizioni al contorno, per i nodi in cui il modello SWMM ha determinato insufficienza della rete fognaria, sono state imposte le portate uscenti.

Nelle tabelle 5.6 e 5.7 sono riportati i nodi che mostrano insufficienza, le portate uscenti dalla rete e la relativa durata rispettivamente per la zona destra e sinistra per la simulazione relativa all'evento di progetto con tempo di ritorno 50 anni.

OBJECTID	VCOORD	HCOORD	Nodo SWMM	flooding (l/s)	hours flooded
1977801	4989416.49	524712.51	2	43.63	0.74
1977796	4989560.91	524881.66	7	18.11	0.44
1977810	4990074.73	524849.88	18	3.47	0.12
1977811	4990109.39	524841.32	19	164.81	1.02
1977820	4990426.77	525321.52	27	15.12	0.22
1977822	4990485.97	525356.65	29	4.49	0.22
1977855	4991726.30	526107.18	31	346.35	1.26
1977824	4990695.42	525251.07	32	142.85	0.85
1976988	4990096.55	525855.28	59	46.35	0.98
1977000	4990326.73	525611.42	69	105.5	0.47
1977038	4989962.16	525587.02	71	43.06	0.75
1977690	4990031.94	525596.77	74	8.17	0.23
1976986	4990060.04	525878.73	89	18.68	0.69
1977773	4990413.80	525528.29	110	373.94	0.74
1977825	4990766.41	525227.48	120	438.79	1.65
1977837	4990988.43	525071.12	127	44.15	0.46
1977907	4991490.41	525462.17	146	86.17	0.52
1977912	4991522.41	525429.37	147	38.77	0.59
1977914	4991564.86	525380.35	149	72.26	0.92
1977915	4991576.71	525328.51	150	28.72	1.12
1977901	4991485.30	525546.19	160	15.99	0.41
1977934	4991819.46	525078.93	171	84.65	0.03
1979578	4991811.77	525008.17	172	22.78	0.34
1977945	4991804.39	524940.16	173	18.85	0.3
1979580	4991905.05	524951.39	174	221.27	0.68
1977944	4991695.63	525013.77	186	31.92	0.38
1978055	4990926.34	524622.17	248	49.95	0.46
1978064	4990937.44	524573.95	250	67.8	0.53
1978092	4991087.96	524522.47	270	144.01	0.54
1978124	4991132.59	524540.34	305	77.17	0.94
1979587	4991381.37	524629.27	343	99.86	0.5
1978003	4991453.86	524509.61	355	7.04	0.47
1978002	4991461.44	524494.96	356	6.59	0.57
1978001	4991474.85	524464.13	357	17.48	0.63

Tabella 5-6 - Nodi insufficienti in destra, portate e durate

OBJECTID	VCOORD	HCOORD	Nodo SWMM	flooding (l/s)	hours flooded
1979536	4989004	523884	5	94.67	0.44
2892374	4989910	522525	20	261.64	1.78
1979488	4990235	522607	23	453.38	2.07
1979501	4990194	522942	26	40.53	0.33
1979495	4989849	522872	32	115.62	2.55
1979502	4990227	523029	48	48.63	0.50
1978861	4990337	523985	89	157.97	0.72
1978857	4990435	523998	92	57.57	0.78
1979617	4990492	524005	97	148.82	0.88
1978854	4990513	524007	98	55.51	1.20
1978853	4990563	524009	120	94.57	1.48
1978850	4990753	523966	155	107.92	1.38
1978847	4990819	523948	157	187.98	1.04
1978233	4990857	524264	184	192.64	2.00
1978230	4990838	524139	187	75.68	0.74
1978983	4991075	524106	203	82.28	0.54
1979127	4990953	523124	262	63.63	1.02
1978528	4991836	522833	517	189.19	0.18
1979346	4991353	521910	644	402.36	5.22
1979384	4991609	522178	653	201.87	0.54
1979380	4991446	521950	654	27.68	0.24
1979370	4991473	522160	657	66.10	5.17
1979369	4991488	522141	658	31.95	0.55
1978492	4991879	523015	691	32.16	0.49
1978491	4991854	523121	692	48.79	0.58
1978494	4991912	523135	694	38.01	0.57
1978502	4992046	523194	698	171.47	0.69
1979599	4992032	523268	702	88.80	0.49
1978506	4992006	523264	703	155.94	0.38
1978513	4991831	523225	706	35.28	0.35
1979600	4992137	523285	710	209.44	0.55
1978570	4992002	523700	870	68.65	0.51
1978591	4992065	523748	871	133.49	0.85
1978922	4991794	523888	945	185.47	1.62
1978920	4991787	523963	947	492.28	1.07
1978970	4991194	524097	990	89.19	0.79
1978207	4991301	524201	995	149.36	1.47
1978971	4991191	524134	1004	141.84	0.84
1978981	4991134	524120	1015	125.96	0.89
1979184	4991258	523720	1116	194.08	5.23
1978994	4991168	523864	1118	26.83	5.12
1978993	4991200	523855	1119	28.23	5.12
1978992	4991234	523846	1120	44.46	5.12
1978991	4991267	523838	1121	380.42	5.12
1978874	4991218	523903	1125	174.71	0.42
1979183	4991291	523702	1128	123.43	0.57
1978934	4991498	524063	1234	21.40	0.43
1978933	4991518	524093	1235	47.30	0.63
1979107	4991616	523194	1406	85.10	0.53
1979064	4991751	523152	1415	117.23	2.44
1979060	4991724	523209	1416	47.58	2.39
1979053	4991689	523335	1420	210.90	2.35

Tabella 5-7 - Nodi insufficienti in sinistra, portate e durate

Queste portate sono state inserite, come condizioni al contorno, considerando un idrogramma di portata crescente linearmente, per 2 minuti, poi la portata massima ricavata dal programma SWMM per la rispettiva durata, e infine una fase decrescente lineare, fino a una portata nulla, di durata di 2 minuti. A titolo di esempio in figura 5.10 è riportato uno degli idrogrammi immessi.

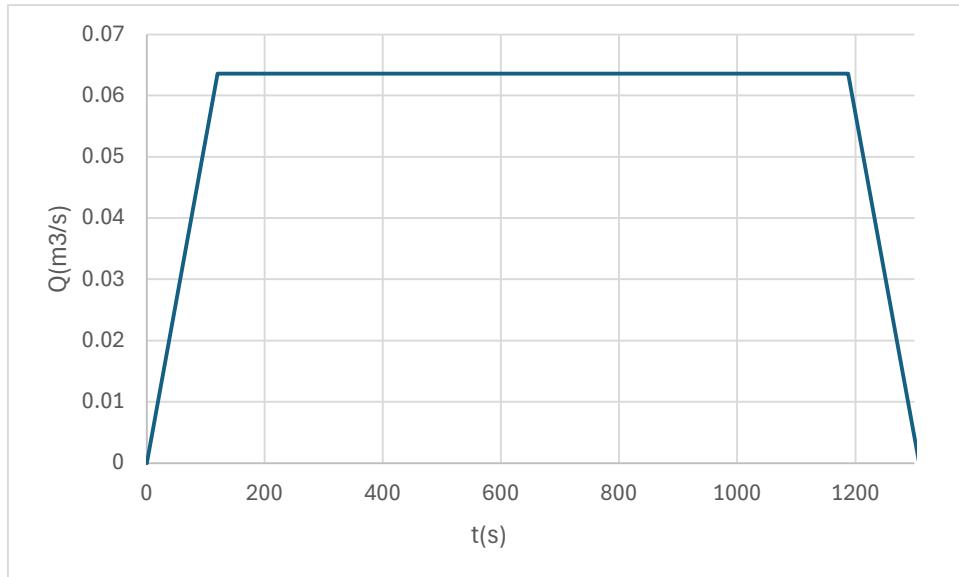


Figura 5-10 - Esempio di Idrogramma delle portate immesso come condizione al contorno

Insieme all'idrogramma delle portate, a monte è stata considerata una condizione di corrente subcritica, con numero di Froude pari a 1.3, mentre negli elementi di contorno del dominio è stata imposta una condizione di uscita libera. Gli elementi in cui si è immessa la portata, sono stati considerati come elementi di contorno, cancellando un elemento della griglia adiacente, e sono indicati in rosso in figura 5.11.

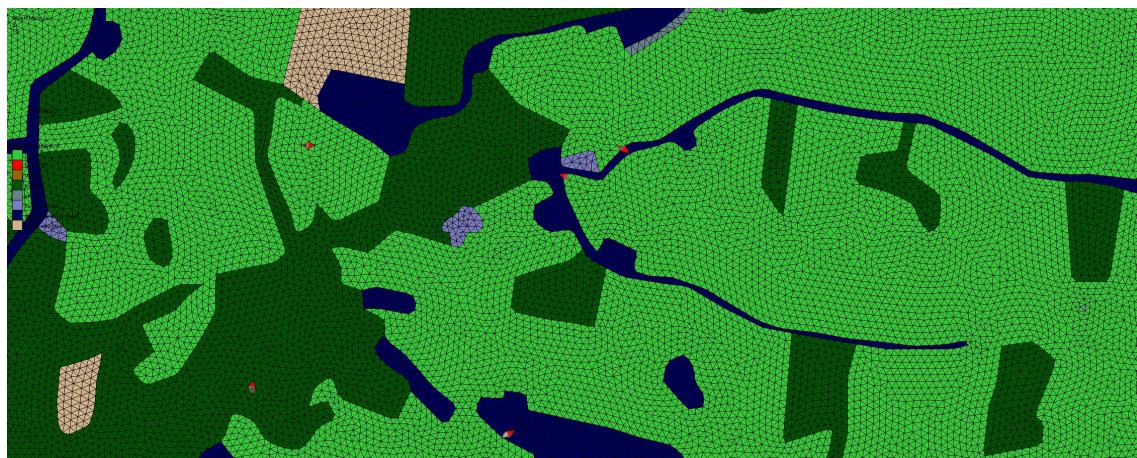


Figura 5-11 - particolare della griglia di calcolo con punti di immissione della portata

La simulazione è stata condotta per una durata di 7h, imponendo un CFL di 0,5 e un considerando tiranti nulli se al di sotti di 0.000001 m.

I risultati della simulazione sono mostrati sulle mappe delle aree allagate con un tirante minimo di 1 cm.

Nell'allegato 2 sono riportate le aree allagate per effetto delle insufficienze della rete di fognatura comunale calcolate per l'evento di riferimento con $T = 50$ anni.

Nell'allegato 3 e in dettaglio negli allegati 4a-4h sono sovrapposte le aree allagate alle proposte arrivate dai soggetti interessati di variante di destinazione di alcune aree del territorio comunale. In questi allegati è possibile riconoscere le aree proposte che risultano soggette ad allagamento per esondazione dal sistema fognario comunale nel caso dell'evento meteorico di riferimento. Negli allegati sono tracciate anche le aree a diverso scenario di pericolosità per allagamento del PGRA vigente riguardanti le aree perifluviali del torrente Versa.

6 MISURE STRUTTURALI E NON STRUTTURALI PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO E L'ATTUAZIONE DELLE POLITICHE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA

In questo capitolo della relazione si descrive sinteticamente quali possono gli interventi strutturali e non strutturali sia per ridurre le condizioni di rischio idraulico dovute all'insufficienza della rete di fognatura comunale, sia per l'attuazione delle politiche di invarianza idraulica e idrologica a scala comunale.

6.1 ATTUAZIONE DELLE MISURE DI INVARIANZA IDRAULICA

Per quanto riguarda il tema dell'invarianza idraulica, ormai dall'entrata in vigore del regolamento regionale il comune regolamenta e disciplina tutte le attività di edilizia che comportano l'aumento della superficiale impermeabilizzata a scapito delle aree naturali permeabili richiedendo il rispetto dei criteri contenuti nel citato regolamento regionale. L'invarianza idraulica è, quindi, attuata tramite i singoli interventi, quali le vasche e/o i bacini di laminazione e, laddove è possibile per la natura dei suoli e per la profondità della falda, anche i sistemi drenanti, predisposti dai soggetti che con i loro interventi edilizi modificano la natura dei suoli. Le aree da destinarsi a opere di laminazione centralizzate, sono di difficile individuazione, soprattutto all'interno del tessuto urbanistico esistente e di una rete fognaria ormai strutturata. In accordo con l'amministrazione comunale si è quindi preferito perseguire l'obbiettivo dell'invarianza idraulica attraverso le opere connesse ai singoli interventi edilizi.

6.2 ATTUAZIONE DELLE MISURE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

6.2.1 *Interventi strutturali per la riduzione del rischio idraulico*

Gli aspetti relativi alla riduzione del rischio idraulico sono più complessi e richiedono una valutazione più approfondita dal momento che gli eventuali interventi strutturali devono necessariamente coinvolgere la pubblica fognatura e in particolare il gestore Pavia Acque che può intervenire a modificare il sistema fognario.

Infatti, le proposte di interventi strutturali riguardano la modifica dei tronchi fognari che risultano insufficienti per il deflusso delle portate di piena calcolate per il tempo di ritorno di riferimento $T = 50$ anni e per il tempo di ritorno $T = 10$ anni. Per quanto riguarda altre tipologie di intervento strutturale, quali la formazione di bacini e/o vasche di laminazione si possono fare le medesime considerazioni riportate nel paragrafo precedente.

Gli interventi di modifica dell'attuale rete fognaria sono finalizzati ad aumentare la capacità di deflusso delle portate principalmente con l'ampliamento del diametro delle condotte esistenti, sia tramite la sostituzione delle condotte, sia affiancando alla condotta esistente una seconda condotta.

In questo studio si intende fornire una sintesi cartografica dei tronchi di fognatura che possono essere oggetto di intervento strutturale per garantire il deflusso delle portate senza che si verifichino esondazioni dai nodi.

Si è pensato di strutturare l'elenco sulla base di una priorità assegnata sulla base dei criteri descritti di seguito:

- privilegiare gli interventi sui tronchi fognari che risultano insufficienti per la portata con tempo di ritorno decennale;
- di questi tronchi le priorità maggiori devono essere date a quelli che determinano allagamenti delle aree più sensibili urbanisticamente e oggetto di interventi in progetto, particolarmente in aree urbanizzate dove non risulta possibile realizzare interventi di riduzione delle portate.

Dall'esame dei risultati ottenuti nella simulazione la priorità maggiore può essere assegnata ai seguenti tronchi della rete fognaria.

Nelle figure seguenti e nell'allegato 6 sono riportate i tratti di fognatura per i quali si rende necessario proporre interventi strutturali di priorità 1 e 2 dal momento che rispondono alle necessità primarie definite appena sopra.

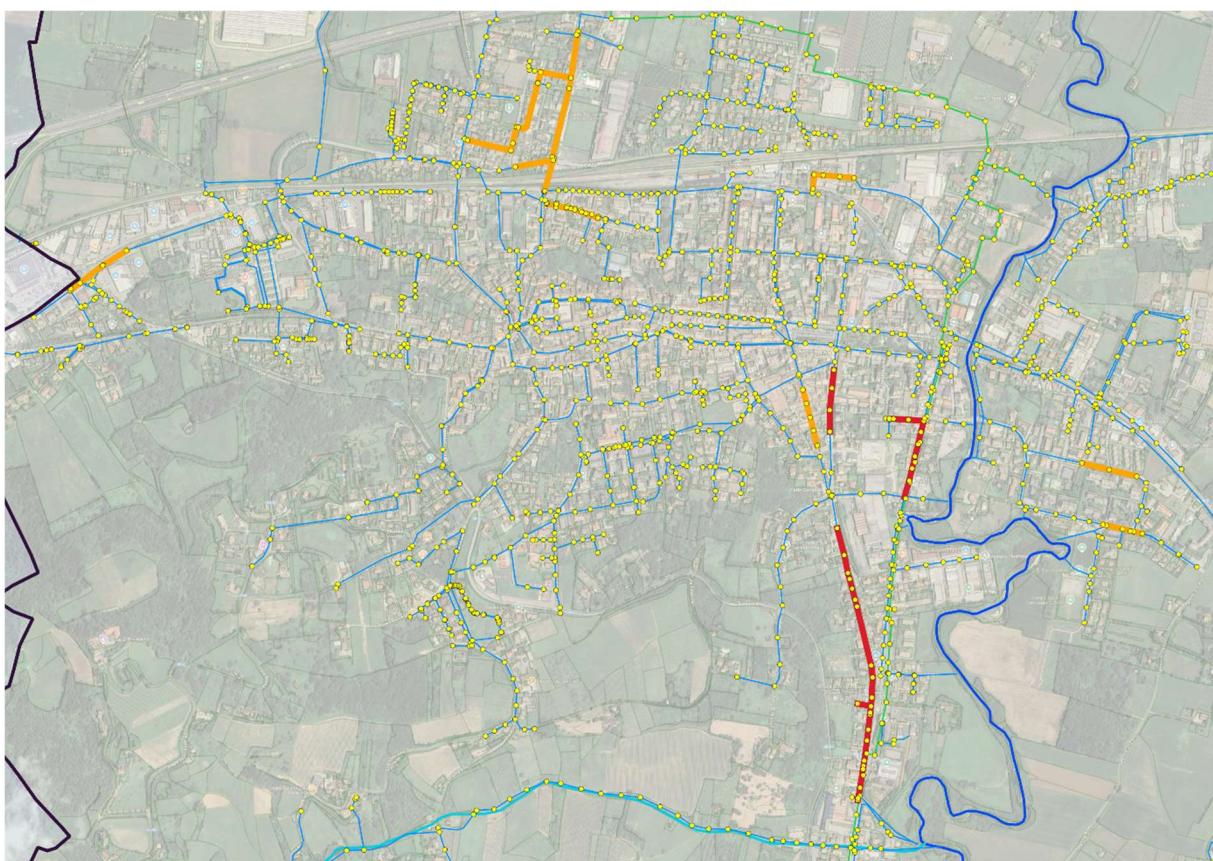


Figura 6-1 – Tratti di fognatura della rete in sinistra per i quali si rendono necessari interventi di priorità 1 e 2: con tratto spesso rosso la priorità 1 e con tratto spesso arancio la priorità 2.

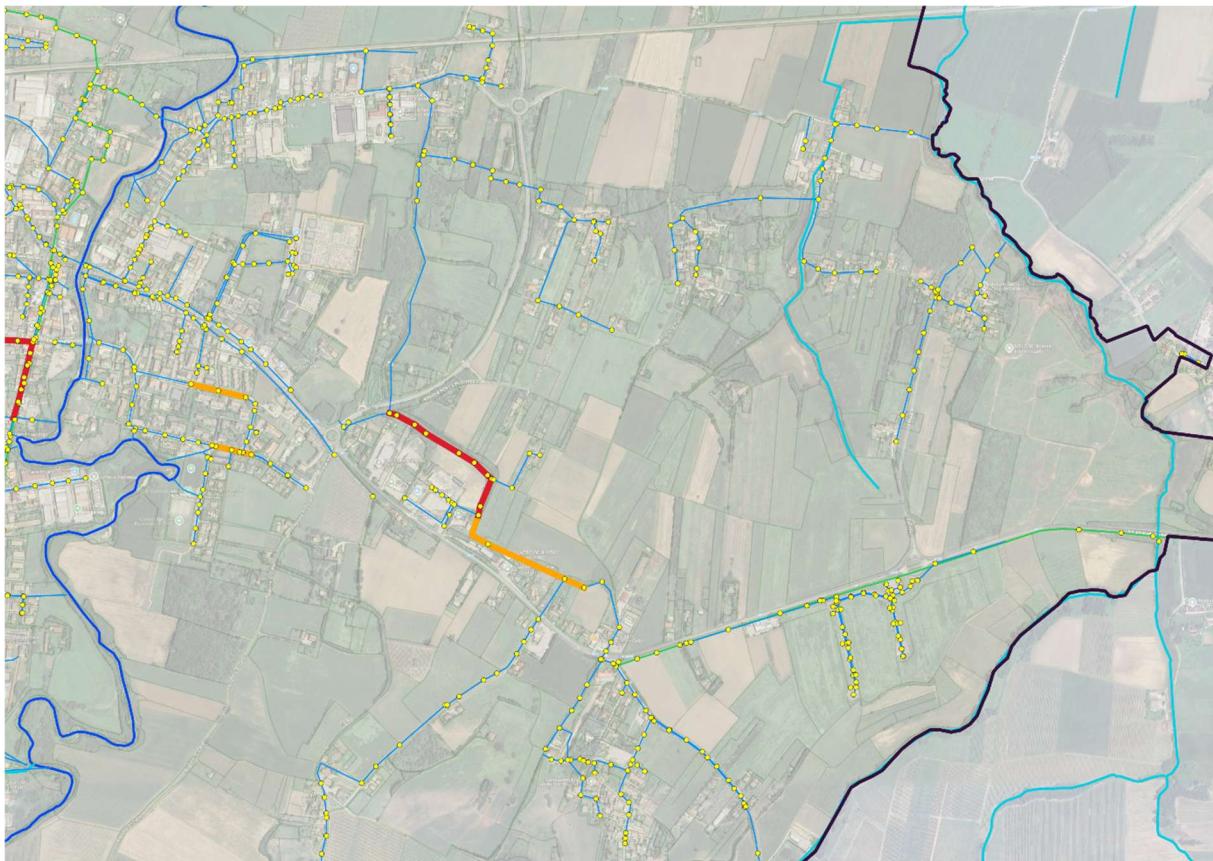


Figura 6-2 – Tratti di fognatura della rete in destra per i quali si rendono necessari interventi di priorità 1 e 2: con tratto spesso rosso la priorità 1 e con tratto spesso arancio la priorità 2.

Occorre precisare che gli interventi potenziali per la riduzione del rischio non sono solo costituiti dal potenziamento dei tronchi fognaria mediante l'aumento del diametro della condotto e/o la modifica della tipologia della tubazione per consentire, data la riduzione della scabrezza, un aumento della capacità di trasporto di una data portata (ad esempio passando da una tubazione in cemento a una in platica), ma anche, ad esempio, dalla posa in opera di una nuova condotta in affiancamento alla condotta esistente oppure la realizzazione di uno scolmatore che consenta di dividere la portata e rendere non più insufficiente la condotta esistente.

6.2.2 Interventi non strutturali per la riduzione del rischio idraulico

Oltre alle opere strutturali, è fondamentale richiamare l'attenzione sull'importanza delle misure non strutturali, indispensabili per una gestione integrata e sostenibile del rischio idraulico. Queste misure, complementari agli interventi di laminazione e regimazione, consentono di ridurre i picchi di piena, aumentare la capacità di risposta del territorio e garantire il corretto funzionamento delle opere anche nel lungo periodo.

In particolare, si propongono:

- Gestione integrata delle acque meteoriche a scala locale, mediante l'adozione di pavimentazioni permeabili, trincee drenanti, vasche di prima pioggia e sistemi di accumulo per il riuso dell'acqua piovana. Tali soluzioni favoriscono l'infiltrazione e la laminazione diffusa, contribuendo a ridurre i volumi di deflusso e le portate di picco nelle reti di smaltimento;

- Manutenzione programmata e monitoraggio della rete di drenaggio, con ispezioni periodiche, rilievi delle sezioni idrauliche e pulizia dei collettori per prevenire perdite di capacità idraulica dovute a sedimenti o occlusioni;
- Implementazione di sistemi di monitoraggio idrometeorologico in tempo reale, basati su pluviometri telemetrici e sensori di livello, integrati con procedure di allertamento rapido per la Protezione Civile. Questo consente una gestione dinamica degli eventi estremi e l'attivazione tempestiva dei piani di emergenza;
- Aggiornamento e applicazione delle Norme Tecniche di Attuazione del PGT, con l'introduzione di requisiti prestazionali di invarianza idraulica (limiti di portata allo scarico, volumi minimi di laminazione) per le nuove urbanizzazioni e le trasformazioni edilizie;
- Campagne di sensibilizzazione e formazione della popolazione, finalizzate a diffondere la conoscenza del rischio idraulico, le corrette procedure di autoprotezione e la collaborazione dei cittadini nella manutenzione dei sistemi di smaltimento privati (griglie, tombini, aree verdi drenanti).

L'adozione sistematica di queste misure permette di:

- ridurre il rischio residuo anche in assenza di interventi strutturali immediati,
- migliorare la risposta idraulica del sistema urbano agli eventi di progetto e straordinari,
- aumentare la resilienza complessiva del territorio,
- garantire il mantenimento nel tempo delle prestazioni idrauliche delle opere esistenti e future.

6.3 INDIVIDUAZIONE DELE AREE NON ADATTE O POCO ADATTE ALL'INFILTRAZIONE

L'ultimo aspetto che è affrontato riguarda l'individuazione delle porzioni del territorio comunale non adatte o poco adatte all'infiltrazione delle acque pluviali nel suolo e negli strati superficiali del sottosuolo.

Allo scopo è stata utilizzata la carta pedologica della Regione Lombardia in scala 1:25000 nella quale sono classificati i suoli e da questa classificazione è possibile risalire alle caratteristiche d'infiltabilità delle acque meteoriche. L'esito di questa valutazione è riportata nella figura 6.3 e nell'allegato 7.

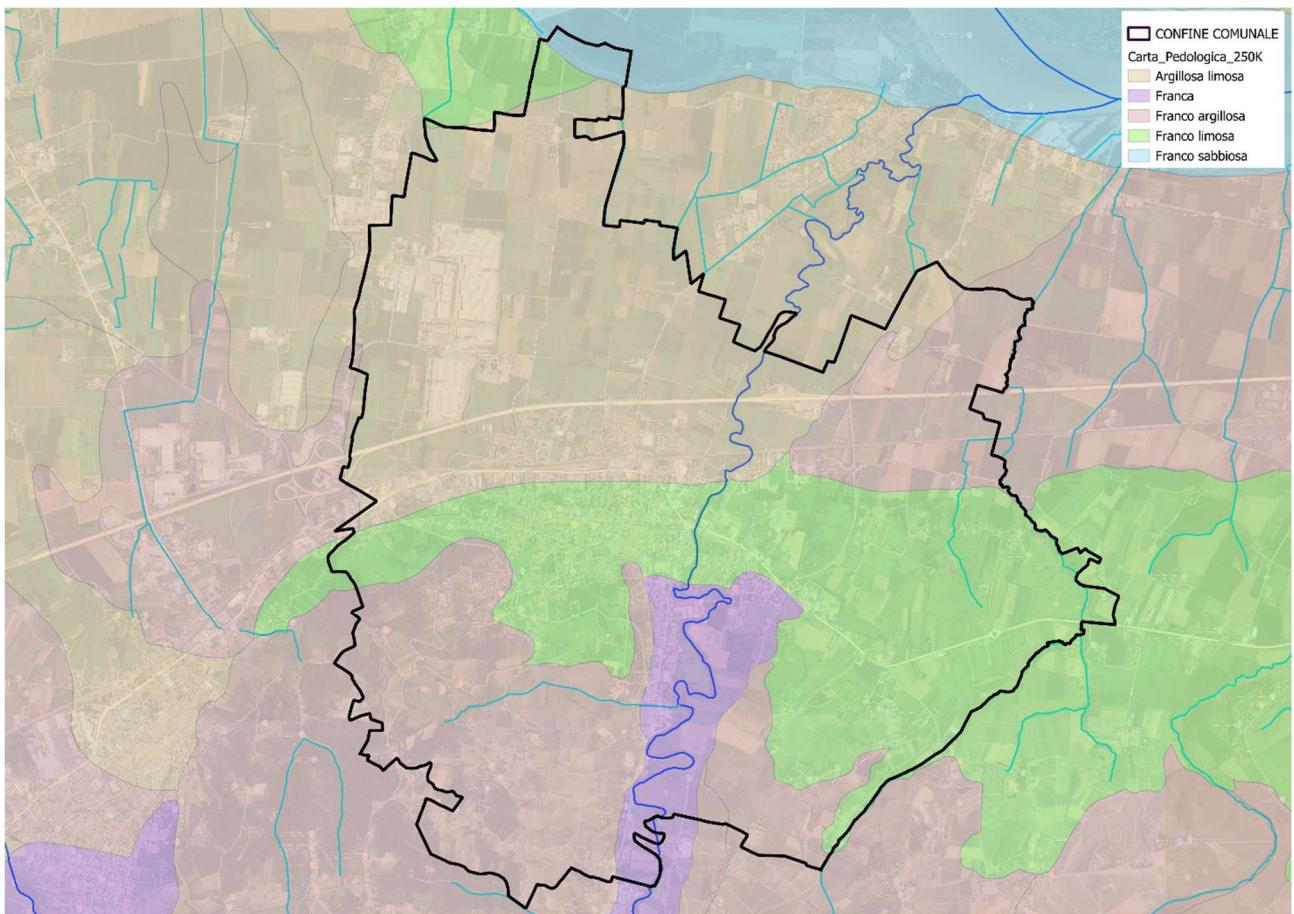


Figura 6-3 – Carta pedologica di Regione Lombardia scala 1:25000.

Dalla carta emerge che i suoli nell'ambito comunale sono di cinque tipologie:

- Argillosa limosa,
- Franca,
- Franco argillosa,
- Franco limosa,
- Franco sabbiosa.

Dalla figura e dall'allegato 7 emerge che i suoli che compongono la stragrande parte del territorio comunale sono poco permeabili e, quindi, poco adatti per l'infiltrazione delle acque piovane in relazione agli interventi per il rispetto del regolamento regionale d'invarianza idraulica.

Naturalmente, questa valutazione è fatta a grande scala e non si può escludere che in porzioni limitate del territorio si possano avere condizioni migliori per poter realizzare interventi di infiltrazione nel suolo. Occorre, quindi, che queste valutazioni di dettaglio siano fatte per i singoli interventi edilizia che richiedono di progettare opere per la gestione delle acque meteoriche.

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo “Studio comunale di gestione del rischio idraulico” per il Comune di Stradella costituisce un elaborato tecnico di primaria importanza per l’attuazione dell’art. 14, comma 7 del Regolamento Regionale 23 novembre 2017, n. 7 e per l’aggiornamento della pianificazione urbanistica comunale.

Il lavoro ha permesso di costruire un **quadro idrologico-idraulico di riferimento** basato su dati pluviometrici e idrometrici aggiornati, con la definizione degli **eventi di progetto** per tempi di ritorno pari a 10, 50 e 100 anni e la generazione degli **idrogrammi di piena** corrispondenti. Tali idrogrammi sono stati utilizzati per alimentare le simulazioni idrauliche e per valutare la risposta del sistema di drenaggio urbano e del reticolo idrografico minore in condizioni di evento critico.

Le principali attività svolte hanno consentito:

- **Definizione dell’evento di progetto** tramite curve di possibilità pluviometrica (CPP) e trasformazione afflussi-deflussi con metodi idrologici consolidati, ottenendo le portate di piena di riferimento;
- **Perimetrazione delle aree allagabili per T = 50 anni**, attraverso modellazione idraulica monodimensionale e bidimensionale (dove necessario), considerando sia le criticità di portata delle condotte esistenti sia le condizioni di rigurgito e di insufficienza del recapito finale;
- **Analisi delle capacità residue della rete di smaltimento** e individuazione dei punti di insufficienza idraulica, con stima dei volumi eccedenti e dei tempi di svuotamento;
- **Definizione delle priorità di intervento**, distinguendo le aree con priorità 1 (criticità idrauliche più gravi e ricorrenza più frequente) da quelle con priorità 2 (criticità significative ma di minore frequenza o impatto);
- **Definizione a grande scala delle aree non idonee all’infiltrazione** per limitazioni di permeabilità, utile a definire i limiti di applicabilità delle soluzioni basate su infiltrazione diffusa.

Oltre agli interventi strutturali, lo studio propone **misure non strutturali** di carattere regolamentare e gestionale:

- aggiornamento delle Norme Tecniche di Attuazione con limiti di portata allo scarico e obbligo di volumi di laminazione per nuove urbanizzazioni,
- manutenzione programmata del reticolo fognario e delle opere di regimazione,
- implementazione di sistemi di monitoraggio delle precipitazioni e dei livelli idrometrici per la gestione in tempo reale del rischio,
- predisposizione di procedure di Protezione Civile per l’allertamento della popolazione.

L’insieme di questi elementi fornisce all’Amministrazione comunale un **quadro idraulico di supporto decisionale** che consente di:

- dimensionare correttamente le opere di difesa idraulica e di mitigazione,
- programmare gli interventi secondo criteri di priorità tecnico-economica,
- ridurre i volumi di piena transitanti nel sistema urbano e quindi il rischio di esondazione,

- garantire la conformità alla normativa vigente e migliorare la sicurezza idraulica dell'intero territorio comunale.

L'integrazione dei risultati nella variante del PGT costituisce un passo decisivo verso una **pianificazione urbanistica resiliente**, capace di coniugare sviluppo, tutela ambientale e riduzione del rischio idraulico residuo.