PROGETTAZIONE

STUDIO D' INGEGNERIA ASSOCIATO
ISOLA-BOASSO & ASSOCIATI S.r.l.
Dott. Ing. Renzo ISOLA
Dott. Ing. Riccardo ISOLA
Dott. Ing. Paolo BOASSO
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

C.so M. Prestinari n° 86
VERCELLI

Vs. Rif. arch.:

Riproduzione o consegna a terzi
solo dietro specifica autorizzazione

Ente destinatario:

-

ACQUA NOVARA.VCO S.p.A.

Via Triggiani, 9 - 28100 NOVARA (NO)
Tel. 0321/413111 - Fax. 0321/413196

PROGETTO DEFINITIVO

oggetto

SCARICATORE FOGNARIO DELLA CITTA' DI NOVARA

CIG Figlio: Z4D27A2933
CIG PADRE ACCORDO QUADRO: 7669233348
RUP: Dott. Ing. Barbara Dell'Edera

Data: Luglio 2019

Rif. archivio: 031.18

Scala

TAV. n° FO.01.002

Rev.	AGGIORNAMENTI	DATA
0	Prima emissione	07 2019
1	Revisione per verifica	01 2020

Contenuto degli Elaborati

RELAZIONE IDROLOGICA

Il Responsabile
Dott. Ing. Riccardo ISOLA

Visto

* Riservato all'Amministrazione

RELAZIONE IDROLOGICA
PER VERIFICA IDRAULICA
CAVO ROMANO

(Questa pagina è stata lasciata bianca intenzionalmente)

SOMMARIO GENERALE

1. PREMESSA 4

2. CONTESTO TERRITORIALE 5

3. ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI 7

3.1. STAZIONI PLUVIOMETRICHE 7
3.1.1. Stazione di Novara – Madonna del Bosco 8
3.1.2. Stazione di Novara – via Celle Beccari 10
3.2. MODELLO REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI: L'ATLANTE DELLE PIOGGE INTENSE 12
3.3. MODELLO DI PRECIPITAZIONE ADOTTATO 15
3.3.1. Confronto e scelta del modello di precipitazione 15

4. CALCOLO DELLA PORTATA IDROLOGICA PER IL CAVO ROMANO 18

4.1. METODOLOGIA DI ANALISI ADOTTATA 19
4.2. DISTINZIONE TRA PORTATA IDROLOGICA E PORTATA IDRAULICA 20
4.3. SCELTA DEL PERIODO DI RITORNO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA 20
4.4. METODO RAZIONALE 20
4.5. MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI 23
4.5.1. Modello delle perdite di bacino di tipo SCS-CN 23
4.5.2. Modello delle precipitazioni e ietogramma sintetico di verifica 26
4.5.3. Modello trasformazione afflussi-deflussi basato sull'IUH del SCS-CN 27
4.5.1. Modellazione tramite il software USACE HEC-HMS 29
4.5.1.1. Basin model 29
4.5.1.2. Time-Series Data 30
4.5.1.3. Meteorology Models – Control Specifications 31
4.5.1.4. Simulation run 31
4.5.1.5. Results 31
4.5.1.1. Risultati ottenuti nelle simulazioni 32
4.6. PORTATA REFLUA URBANA 33

5. PORTATA DI VERIFICA DEL COLLETTORE CAVO ROMANO. 34

BIBLIOGRAFIA 35

ALLEGATO 1: CARATTERISTICHE FISIOGRAFICHE E IDRAULICHE DEI BACINI DRENATI 36

ALLEGATO 1 : Caratteristiche fisiografiche e idrauliche dei bacini drenanti.
Aree scolanti
Tempi di corrivazione
Pluviometria
ALLEGATO 2: Tavola 1: carta dei bacini su CRT
ALLEGATO 3: Tavola 2: carta dei bacini su ortofoto

1. Premessa

Si procede con il presente studio alla valutazione della portata massima che può interessare il Cavo Romano, canale collettore e scaricatore della rete di drenaggio urbano di una vasta area dell'abitato di Novara (NO), al variare del periodo di ritorno.
Il collettore denominato Cavo Romano, collocato nella zona a sud-est dell'abitato di Novara assolve a due compiti: nei periodi in cui sono assenti le precipitazioni permette di raccogliere le acque nere di parte della rete di drenaggio urbano dell'abitato di Novara e di confluirle verso l'impianto di trattamento posto in prossimità del Torrente Agogna; durante gli eventi meteorici, raccoglie, oltre alle portate reflue urbane, anche le portate di origine meteorologica.

Lo studio è redatto secondo i seguenti punti:

- analisi dei dati territoriali utili a definire le caratteristiche fisiografiche e idrauliche dei bacini in esame e della rete di drenaggio;
- analisi delle precipitazioni interessanti i bacini in esame;
- calcolo della portata di verifica del Cavo Romano.

Per quanto riguarda il periodo di ritorno, si osserva che nonostante l'aspetto possa far assimilare il manufatto ad un canale, si tratta comunque di un collettore fognario che raccoglie i contributi della fognatura urbana esistente dimensionata in un tempo di ritorno compreso tra 5 e 10 anni. Pertanto si è adottato un periodo di ritorno T= 20 anni che risulta comunque cautelativo.

2. Contesto territoriale

Il bacino idrografico e di drenaggio facente capo al Cavo Romano ha una estensione complessiva di 8.0882 km^2, e interessa diversi quartieri e aree della città di Novara (Figura 1).

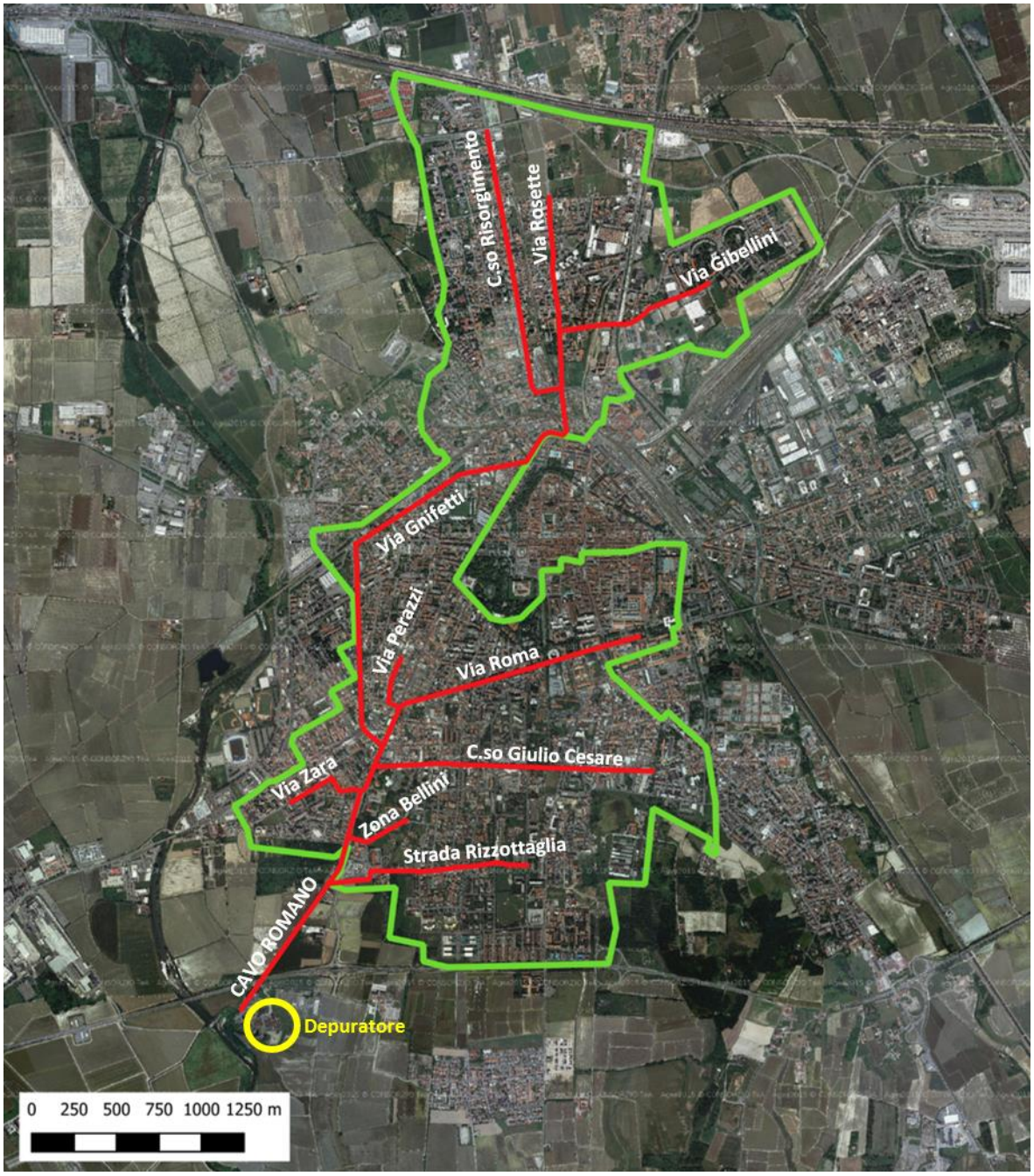

Figura 1.a. Estensione del bacino drenato di competenza del Cavo Romano e indicazione dei principali collettori fognari.

La rete di drenaggio presente viene a costituire uno schema dendritico che si addentra all'interno dei quartieri interessati. Il collettore in progetto raccoglie le acque presenti nell'area indicata e le convoglia verso il depuratore posto in prossimità del Torrente Agogna.
Per meglio individuare le caratteristiche del bacino principale, risulta necessario suddividere lo stesso in più sottobacini. Si procede quindi individuando, per ogni collettore principale, il corrispondente macro-sottobacino che viene suddiviso a sua volta in bacini più piccoli che

presentino criteri di omogeneità a livello di tempo di corrivazione verso la rete principale, basandosi quindi la loro perimetrazione anche sulla disposizione della rete di drenaggio.

Per i dettagli relativi ai coefficienti di deflusso e al parametro CN e alle ipotesi alla base della definizione della risposta idrologico-idraulica della rete, si rimanda al Capitolo 4 in cui sono analizzate nel dettaglio.
Le caratteristiche specifiche di ogni bacino sono riportate in “Allegato 1”.

Si allegano alla presente anche due tavole riportanti la rete di drenaggio e l’indicazione della perimetrazione dei singoli sottobacini.

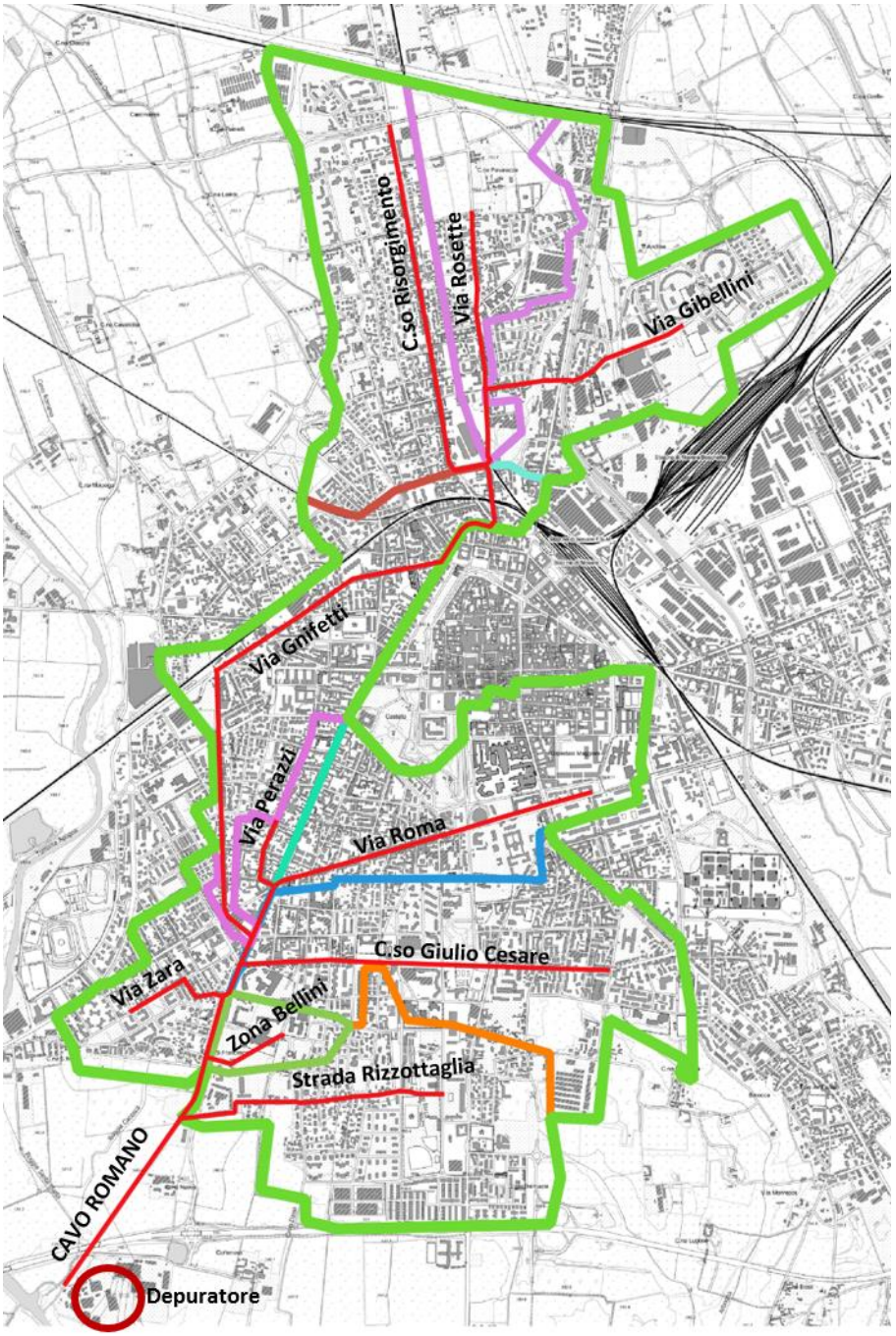

Figura 1.b. Bacini principali componenti l’area drenata di interesse.

3. Analisi delle precipitazioni

La valutazione delle portate di origine meteorica è eseguita basandosi sul principio che piogge di assegnato periodo di ritorno T (anni) generino portate nella rete di drenaggio di pari periodo di ritorno (T) (Artina et al., 2008).
La valutazione della curva di possibilità pluviometrica da adottare per la costruzione dello ietogramma sintetico con cui forzare il sistema è eseguita analizzando:

- i dati di precipitazione rilevati nelle stazioni pluviometriche presenti nella zona di interesse;
- le curve di possibilità pluviometriche disponibili in zona e derivate da analisi statistiche di tipo regionale.

3.1. Stazioni pluviometriche

In prossimità dell'area oggetto di studio sono presenti due stazioni di misura delle precipitazioni, entrambe in servizio dall'anno 2005. La consultazione dei dati a disposizione è eseguita accedendo al sito internet di ARPA Piemonte
https://www.arpa.piemonte.it/rischinaturali/accesso-ai-dati/annali_meteoidrologici/annali-meteo-idro/banca-dati-meteorologica.html
da cui è possibile, per le stazioni di misura di interesse, estrarre i dati di precipitazione massima registrati annualmente per differenti durate, variabili da 10 minuti a 5 giorni. Per le finalità dello studio si eseguono le analisi considerando le precipitazioni inferiori o uguali a 24 ore.
Dato che il numero di anni a disposizione è esiguo, si utilizzano i dati rilevabili alle stazioni come parametro di confronto con le analisi regionali disponibili, al fine di capire se nell'ultimo decennio si è verificata una intensificazione dei fenomeni pluviometrici.
Le serie storiche, disponibili alle stazioni di misura, sono analizzate statisticamente:

- ordinando in ordine crescente i valori massimi annuali delle precipitazioni intense, raggruppati in base alla durata;
- associando ad ogni valore la frequenza relativa calcolata con la relazione di Gringorten (Gringorten, 1963; Chow, 1964)

  $$F(x) = (i – a) / (N + b)$$

  in cui sono stati assegnati i seguenti valori per i parametri
  a = 0.44
  b = 0.12
  N = numerosità del campione

- calcolando il periodo di ritorno T (anni) corrispondente alla distribuzione di frequenza stimata come

  $$T(anni) = 1 / (1 – F(x))$$

Come si può notare nei paragrafi successivi, la numerosità dei campioni a disposizione è esigua, non permettendo quindi di ricavare dei valori statistici significativi. I dati a disposizione sono quindi utilizzati per valutare se il trend proposto dalle procedure regionali è significativo per il bacino idrografico in esame.
Nelle analisi sono quindi adottati i valori ottenuti dalle analisi statistiche di tipo regionalizzato.

3.1.1. Stazione di Novara – Madonna del Bosco

La stazione meteorologica è collocata sul ponte del Torrente Agogna in prossimità della chiesa di Madonna del Bosco (Figura 2). L'anagrafica della stazione è riportata in Tabella 1.
Sulla base delle indicazioni fornite al punto precedente, si esegue l'analisi statistica dei dati a disposizione (Tabella 2). L'analisi condotta per le durate variabili tra 10 minuti e 30 minuti è riportata in Tabella 3, mentre per le durate comprese tra 1 ora e 24 ore è riportata in Tabella 4.
La numerosità del campione a disposizione è pari a 10, comprendendo gli anni dal 2005 al 2014.

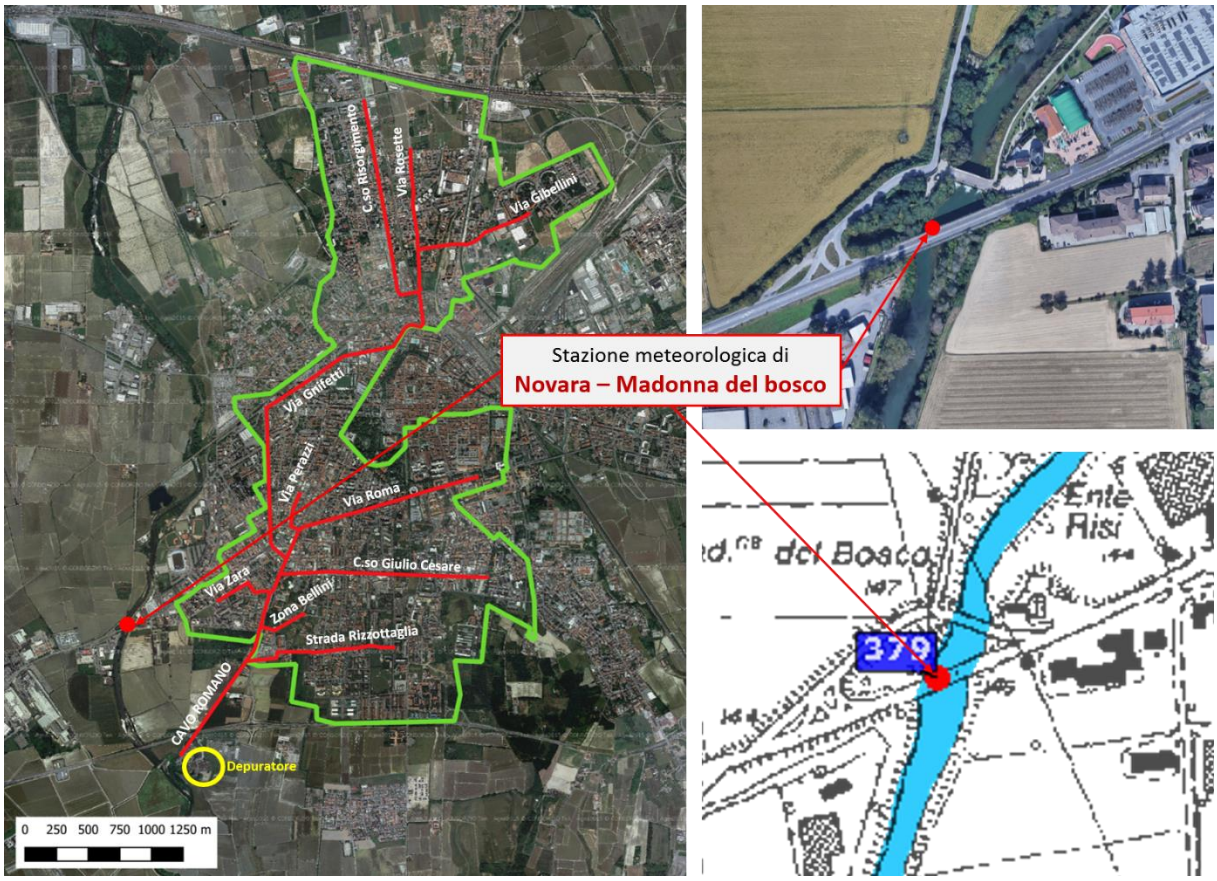

Figura 2. Ubicazione della stazione pluviometrica di Novara – Madonna del Bosco.

Tabella 1. Stazione pluviometrica di Novara – Madonna del Bosco. Scheda anagrafica.

tipo stazione	**idro-termopluviometrica**
codice stazione	379
quota m	146
comune	Novara
provincia	Novara
bacino	Agogna Terdoppio
località	Madonna del Bosco
inizio pubblicazione	01/01/2005
fine pubblicazione	attiva
UTM_X WGS84	467980
UTM_Y WGS84	5030915

Tabella 2. Stazione pluviometrica di Novara – Madonna del Bosco. Precipitazioni massime annue registrate per diverse durate. Altezza cumulata di precipitazione.

Anno	***10min***	***20min***	***30min***	***1h***	***3h***	***6h***	***12h***	***24h***
2005	21.9	32.8	36.3	43.4	47.0	51.0	51.0	51.0
2006	22.6	39.8	49.0	51.4	51.4	51.4	69.8	94.5
2007	15.3	18.5	18.9	21.4	35.9	39.5	44.7	60.6
2008	21.8	32.6	36.9	37.9	38.5	43.9	56.4	66.6
2009	17.1	22.4	24.0	27.8	35.4	39.1	48.3	88.8
2010	12.4	19.2	20.8	22.4	34.7	44.7	58.0	76.8
2011	20.5	32.5	44.1	55.6	66.8	66.8	76.6	103.9
2012	12.6	15.7	16.7	18.9	28.4	31.9	44.7	67.6
2013	22.4	30.7	33.9	36.7	39.9	40.1	69.0	98.8
2014	12.4	22.4	25.4	36.2	56.4	67.1	67.1	67.3

Tabella 3. Stazione pluviometrica di Novara – Madonna del Bosco. Valutazioni statistiche preliminari per le precipitazioni di durata inferiori ad 1 ora.

Posizione	Frequenza relativa	Periodo di Ritorno	**Precipitazione rilevata**		
i	F(x) = (i-a) / (N+b)	T	Max_10min	Max_20min	Max_30min
(-)	(-)	(anni)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0.057	1.1	12.4	15.7	16.7
2	0.158	1.2	12.4	18.5	18.9
3	0.259	1.3	12.6	19.2	20.8
4	0.360	1.6	15.3	22.4	24.0
5	0.462	1.9	17.1	22.4	25.4
6	0.563	2.3	20.5	30.7	33.9
7	0.664	3.0	21.8	32.5	36.3
8	0.765	4.3	21.9	32.6	36.9
9	0.866	7.5	22.4	32.8	44.1
10	0.968	30.9	22.6	39.8	49.0

Tabella 4. Stazione pluviometrica di Novara – Madonna del Bosco. Valutazioni statistiche per precipitazioni di durata superiori ad 1 ora.

Posizione	Frequenza relativa	Periodo di Ritorno	**Precipitazione rilevata**				
i	F(x) = (i-a) / (N+b)	T	Max_1h	Max_3h	Max_6h	Max_12h	Max_24h
(-)	(-)	(anni)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0.057	1.1	18.9	28.4	31.9	44.7	51.0
2	0.158	1.2	21.4	34.7	39.1	44.7	60.6
3	0.259	1.3	22.4	35.4	39.5	48.3	66.6
4	0.360	1.6	27.8	35.9	40.1	51.0	67.3
5	0.462	1.9	36.2	38.5	43.9	56.4	67.6
6	0.563	2.3	36.7	39.9	44.7	58.0	76.8
7	0.664	3.0	37.9	47.0	51.0	67.1	88.8
8	0.765	4.3	43.4	51.4	51.4	69.0	94.5
9	0.866	7.5	51.4	56.4	66.8	69.8	98.8
10	0.968	30.9	55.6	66.8	67.1	76.6	103.9

3.1.2. Stazione di Novara – via Celle Beccari

La stazione meteorologica è collocata in uno spazio aperto in via Celle Beccari, in prossimità del convento dei frati Cappuccini di San Nazzaro (Figura 3). L'anagrafica della stazione è riportata in Tabella 5.

Sulla base delle indicazioni fornite al punto precedente, si esegue l'analisi statistica dei dati a disposizione (Tabella 6). L'analisi condotta per le durate variabili tra 10 minuti e 30 minuti è riportata in Tabella 7, mentre per le durate comprese tra 1 ora e 24 ore è riportata in Tabella 8. La numerosità del campione a disposizione è pari a 7, comprendendo gli anni dal 2005 al 2014.

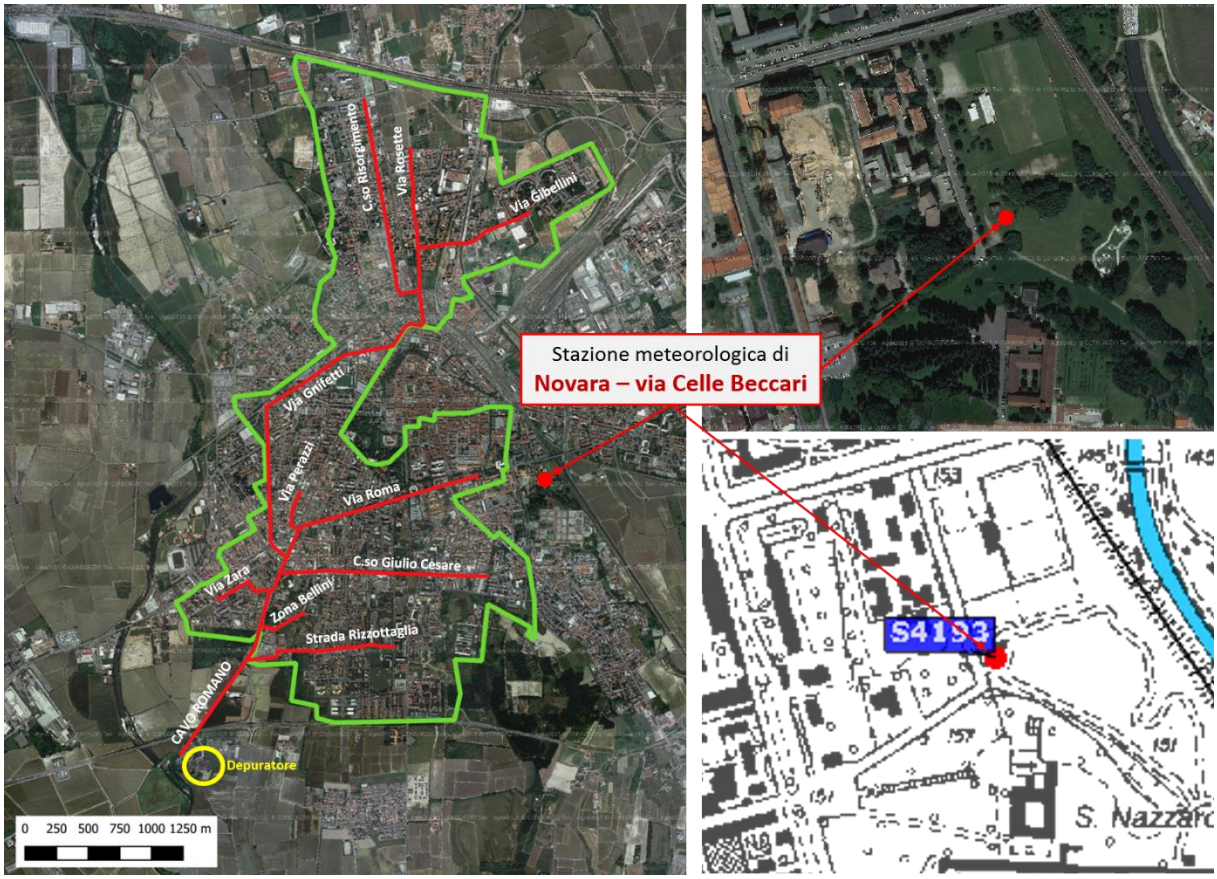

Figura 3. Ubicazione della stazione pluviometrica di Novara – Via Celle Beccari.

Tabella 5. Stazione pluviometrica di Novara – Via Celle Beccari. Scheda anagrafica.

tipo stazione	**idro-termopluviometrica**
codice stazione	S4193
quota m	151
comune	Novara
provincia	NO
bacino	Agogna Terdoppio
località	Via Celle Beccari
inizio pubblicazione	08/04/2005
fine pubblicazione	attiva
UTM_X WGS84	471305
UTM_Y WGS84	5030915

Tabella 6. Stazione pluviometrica di Novara – Via Celle Beccari. Precipitazioni massime annue registrate per diverse durate. Altezza cumulata di precipitazione.

Anno	***10min***	***20min***	***30min***	***1h***	***3h***	***6h***	***12h***	***24h***
2005	-	-	-	-	-	-	-	-
2006	16.1	25.0	27.9	28.5	30.3	47.2	72.7	93.9
2007	-	-	-	-	-	-	-	-
2008	16.8	29.4	42.7	45.8	46.4	46.4	56.8	65.0
2009	13.3	25.3	27.8	29.1	35.7	41.5	69.6	108.0
2010	-	-	-	-	-	-	-	-
2011	32.6	38.4	41.0	41.8	43.4	49.4	73.6	100.2
2012	14.0	20.1	22.9	27.9	30.8	32.9	45.5	69.0
2013	11.5	19.8	24.8	27.6	32.4	38.1	61.7	92.4
2014	16.8	23.4	28.9	34.1	47.8	65.1	65.1	79.4

Tabella 7. Stazione pluviometrica di Novara – Via Celle Beccari. Valutazioni statistiche preliminari per le precipitazioni di durata inferiori ad 1 ora.

Posizione	Frequenza relativa	Periodo di Ritorno	**Precipitazione rilevata**		
i	F(x) = (i-a) / (N+b)	T	Max_10min	Max_20min	Max_30min
(-)	(-)	(anni)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0.081	1.1	11.5	19.8	22.9
2	0.227	1.3	13.3	20.1	24.8
3	0.372	1.6	14.0	23.4	27.8
4	0.517	2.1	16.1	25.0	27.9
5	0.663	3.0	16.8	25.3	28.9
6	0.808	5.2	16.8	29.4	41.0
7	0.953	21.5	32.6	38.4	42.7

Tabella 8. Stazione pluviometrica di Novara – Via Celle Beccari. Valutazioni statistiche per precipitazioni di durata superiori ad 1 ora.

Posizione	Frequenza relativa	Periodo di Ritorno	**Precipitazione rilevata**				
i	F(x) = (i-a) / (N+b)	T	Max_1h	Max_3h	Max_6h	Max_12h	Max_24h
(-)	(-)	(anni)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0.081	1.1	27.6	30.3	32.9	45.5	65.0
2	0.227	1.3	27.9	30.8	38.1	56.8	69.0
3	0.372	1.6	28.5	32.4	41.5	61.7	79.4
4	0.517	2.1	29.1	35.7	46.4	65.1	92.4
5	0.663	3.0	34.1	43.4	47.2	69.6	93.9
6	0.808	5.2	41.8	46.4	49.4	72.7	100.2
7	0.953	21.5	45.8	47.8	65.1	73.6	108.0

3.2. Modello regionale delle precipitazioni: l'Atlante delle Piogge Intense

Il servizio "Atlante delle piogge intense" consente di ricavare in un qualsiasi punto del territorio regionale le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica, per assegnato tempo di ritorno, per le durate da 10 minuti a 24 ore, durate che rappresentano lo strumento essenziale nella progettazione idraulica e nella valutazione probabilistica delle portate di piena. L'analisi statistica ha utilizzato tutta la base dati disponibile comprensiva delle stazioni storiche del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale funzionati dal 1913 al 2002 e delle stazioni della rete regionale realizzata a partire dal 1987.
Partendo dalla base dati a disposizione, attraverso l'applicazione del Kriging ordinario ad una griglia di interpolazione a maglia quadrata, sono state costruite le mappe relative a serie sintetiche di massimi annui di precipitazione su ciascun punto del grigliato. La determinazione dei coefficienti della curva di probabilità pluviometrica è stata effettuata considerando le medie delle massime precipitazioni. Noti i parametri della curva di probabilità pluviometrica, attraverso l'applicazione di modelli probabilistici, si determinano le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica che definiscono, per diverse durate, le massime precipitazioni di assegnato tempo di ritorno.
Per dettagli si rimanda alla documentazione ufficiale di ARPA – Regione Piemonte, disponibile al link

http://webgis.arpa.piemonte.it/w-metadoc/aria_meteocli/precipitazioni_intense.pdf

Il servizio è disponibile sia in consultazione dinamica tramite il Geoportale della Regione Piemonte, all'indirizzo

http://www.geoportale.piemonte.it/geocatalogorp/?sezione=catalogo

sia tramite servizio OGC-WMS Server

https://webgis.arpa.piemonte.it/ags101free/services/meteorologia_clima/atlante_piogge/MapServer/WMSServer?

I dati presenti nel "Atlante delle Piogge Intense" sono trattati tramite il software QGIS, grazie al quale è stato possibile estrarre i dati puntuali di precipitazione e mediarli su tutta l'area di interesse (Figura 4).

Lo studio delle precipitazioni intense presente nell'Atlante consiste nel ricavare la curva di possibilità pluviometrica espressa nella forma

$$h(d,T) = a(T)\, d^{n(T)}$$

in cui l'altezza *h (mm)* di precipitazione cumulata sulla durata *d (ore)* di riferimento per la precipitazione stessa, viene a dipendere, tramite una legge di potenza, da un parametro *a (mm/ore^n)* e da un esponente *n (-)*, funzioni entrambi del periodo di ritorno *T (anni)* per cui si ritiene valida la legge espressa.
L'intensità media di precipitazione sulla durata d(ore) vale

$$i(d,T) = a(T)\, d^{n(T)-1}$$

Vengono ritenute valide, per descrivere dal punto di vista statistico le precipitazioni, due distribuzioni statistiche:

- Distribuzione GEV (Generalized Extreme Value)

$$P(x) = \exp[\, -(1+\xi\,(x-\mu)/\sigma\,)^{-1/\xi}\,]$$

- Distribuzione di Gumbel

$$P(x) = \exp[\, -\exp(\, -\,(x-\mu)/\sigma\,)\,]$$

Nelle due distribuzioni i parametri indicati assumono il seguente significato:

- x: valore per il quale è calcolata la distribuzione di probabilità P(x);
- μ: parametro di posizione;
- σ: parametro di scala;
- ξ: parametro di forma.

Per dettagli relativi alle due distribuzioni si rimanda ai testi specialistici.

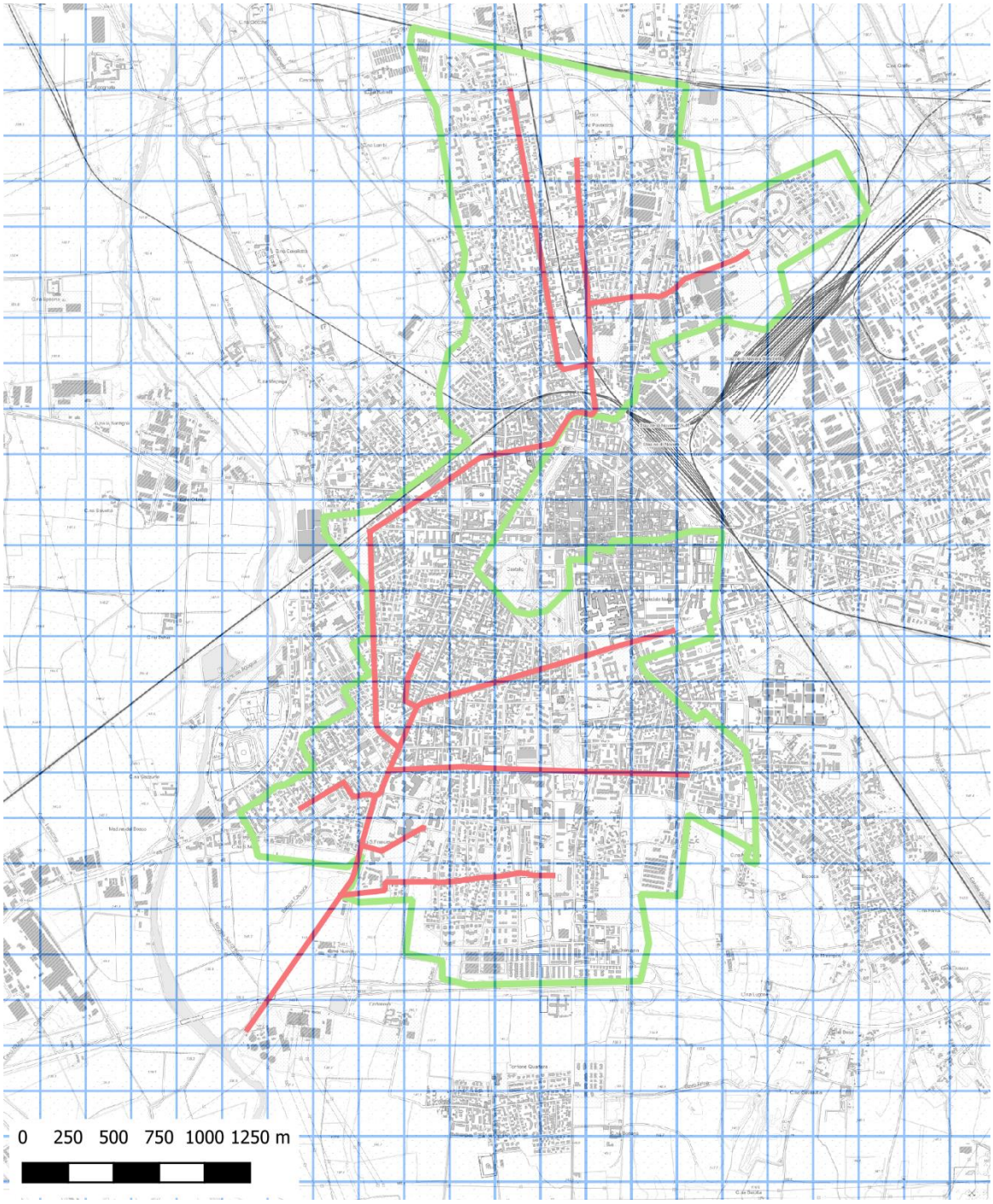

Figura 5. Griglia di valutazione delle caratteristiche delle precipitazioni desunta dal "Atlante delle Piogge Intense.

I risultati estratti dall'Atlante per l'area di studio sono riportati nella Tabella 9 per la distribuzione GEV, e nella Tabella 10 per la distribuzione Gumbel. Per ognuna di tali distribuzioni sono stati estratti i valori medi areali dei parametri *a* e degli esponenti *n* relativi alla curva di possibilità pluviometrica.

Tabella 9. Curva di Possibilità Pluviometrica (CPP) ottenuta sulla base della distribuzione di probabilità di tipo GEV.

Durata precipitazione d	***Curva di Possibilità Pluviometrica*** ***Distribuzione di Probabilità GEV*** *Altezza Cumulata di Precipitazione in mm, al variare della durata d della precipitazione, e al variare del Periodo di Ritorno T (anni)*			
	T=2 anni	T=5 anni	T=10 anni	T=20 anni
10 min	16.2	22.3	26.7	31.3
20 min	20.0	27.6	33.0	38.7
30 min1	22.6	31.1	37.3	43.7
1 ora	27.7	38.1	45.7	53.5
3 ore	38.1	52.4	62.9	73.7
6 ore	46.5	64.1	76.9	90.1
12 ore	56.9	78.5	94.1	110.2
24 ore	69.6	96.0	115.1	134.8
Parametro a (mm/ore^n)	27.5	37.9	45.5	53.3
Esponente n (-)	0.293	0.293	0.293	0.293

Tabella 10. Curva di Possibilità Pluviometrica (CPP) ottenuta sulla base della distribuzione di probabilità di tipo GUMBEL.

Durata precipitazione d	***Curva di Possibilità Pluviometrica*** ***Distribuzione di Probabilità GUMBEL*** *Altezza Cumulata di Precipitazione in mm, al variare della durata d della precipitazione, e al variare del Periodo di Ritorno T (anni)*			
	T=2 anni	T=5 anni	T=10 anni	T=20 anni
10 min	16.5	22.7	26.8	30.7
20 min	20.5	33.1	38.0	44.2
30 min1	23.1	31.7	37.4	42.8
1 ora	28.3	38.8	45.8	52.5
3 ore	39.0	53.4	63.0	72.2
6 ore	47.7	65.4	77.1	88.4
12 ore	58.3	80.0	94.3	108.1
24 ore	71.3	97.8	115.4	132.2
Parametro a (mm/ore^n)	28.2	39.8	46.7	53.7
Esponente n (-)	0.293	0.293	0.293	0.293

3.3. Modello di precipitazione adottato

3.3.1. Confronto e scelta del modello di precipitazione

I valori ottenuti sono confrontati con i dati di precipitazione rilevati alle due stazioni pluviometriche di Novara ritenute significative per l'area di studio (Figura 6).
Si osserva quanto segue:

- tra le due distribuzioni di frequenza disponibili a livello di regionalizzazione, la distribuzione GEV tende a sovrastimare le precipitazioni rispetto alla distribuzione Gumbel per periodi di ritorno superiori o uguali a 20 anni;
- le due distribuzioni disponibili sono simili per durate delle precipitazioni ridotte, inferiori a 1 ora e per periodi di ritorno ridotti, inferiori a 10 anni;
- i dati rilevati alle stazioni disponibili risultano superiori a quelli disponibili dall'analisi regionale per periodi di ritorno bassi, inferiori a 10 anni, e per brevi durate.

Il calcolo è sviluppato con metodo Regionale approvato da Arpa Piemonte sulla base delle serie dei massimi annui di precipitazione; i dati lovali di precipitazione sono utilizzati solo per verifica. Il metodo regionale è più robusto rispetto a quelli sviluppato su di una o due stazioni, per quanto interne al bacino, in ragione della numerosità della serie. Sono presenti altre stazioni (es. Momo a 12km), meno significative rispetto al metodo regionale.

Data la ridotta variabilità dei parametri "a" ed "n" della Curva di Possibilità Pluviometrica fornita dal "Atlante delle Piogge Intense" (Figura 77), si decide di adottare per tutto il bacino in esame il valore medio areale degli stessi, riportati in Tabella 11.

Tabella 11. Curva di Possibilità Pluviometrica (CPP) adottata per il bacino in esame.

Durata precipitazione d	***Curva di Possibilità Pluviometrica Distribuzione di Probabilità GEV*** *Altezza Cumulata di Precipitazione in mm, al variare della durata d della precipitazione, e al variare del Periodo di Ritorno T (anni)*			
	T=2 anni	T=5 anni	T=10 anni	T=20 anni
10 min	16.2	22.3	26.7	31.3
20 min	20.0	27.6	33.0	38.7
30 min1	22.6	31.1	37.3	43.7
1 ora	27.7	38.1	45.7	53.5
3 ore	38.1	52.4	62.9	73.7
6 ore	46.5	64.1	76.9	90.1
12 ore	56.9	78.5	94.1	110.2
24 ore	69.6	96.0	115.1	134.8
Parametro a (mm/ore^n)	27.5	37.9	45.5	53.3
Esponente n (-)	0.293	0.293	0.293	0.293

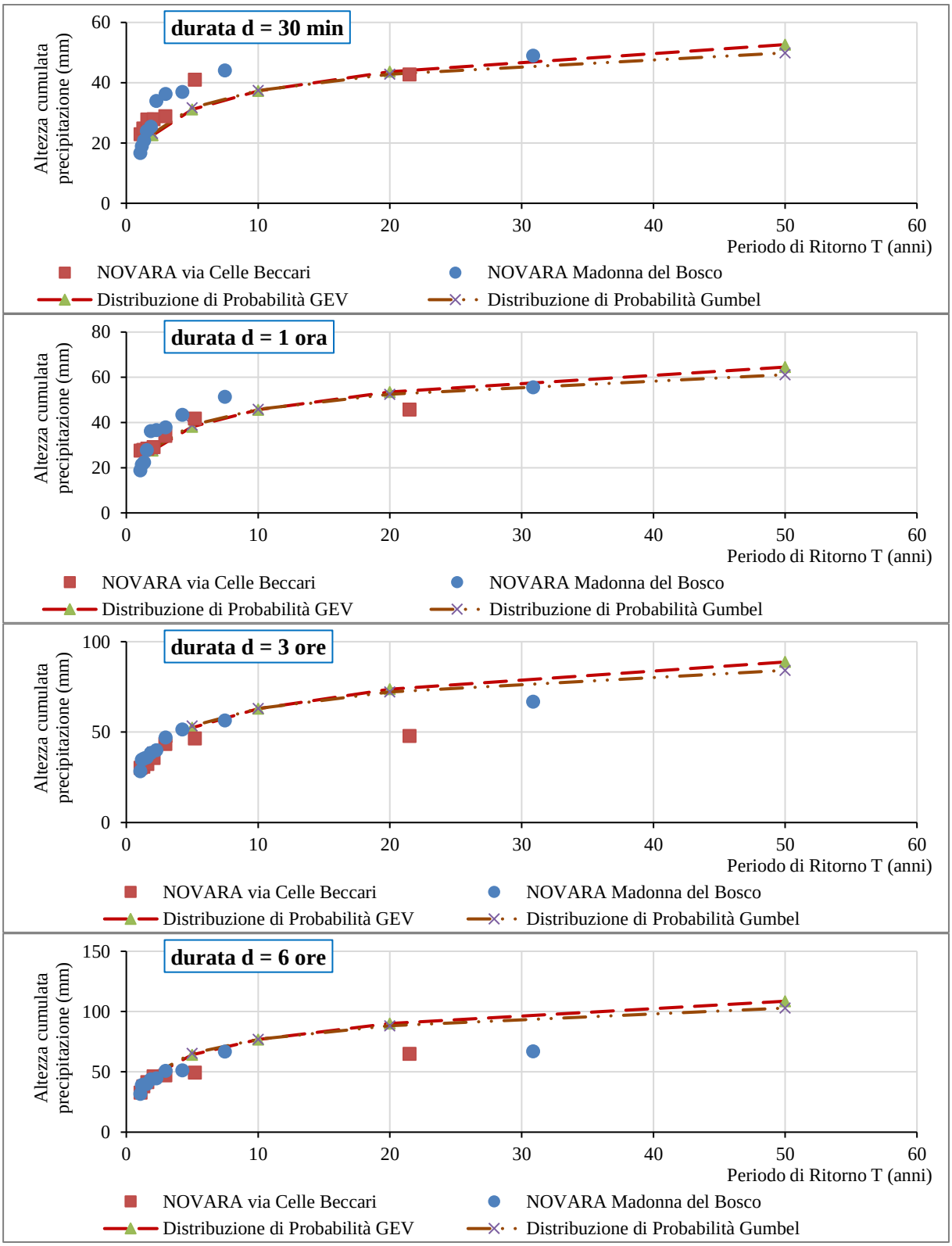

Figura 6. Confronto grafico tra piogge di differente durata e al variare del periodo di ritorno T in base ai risultati dell'analisi dell'Atlante delle piogge intense e delle stazioni di misura disponibili nell'area in esame.

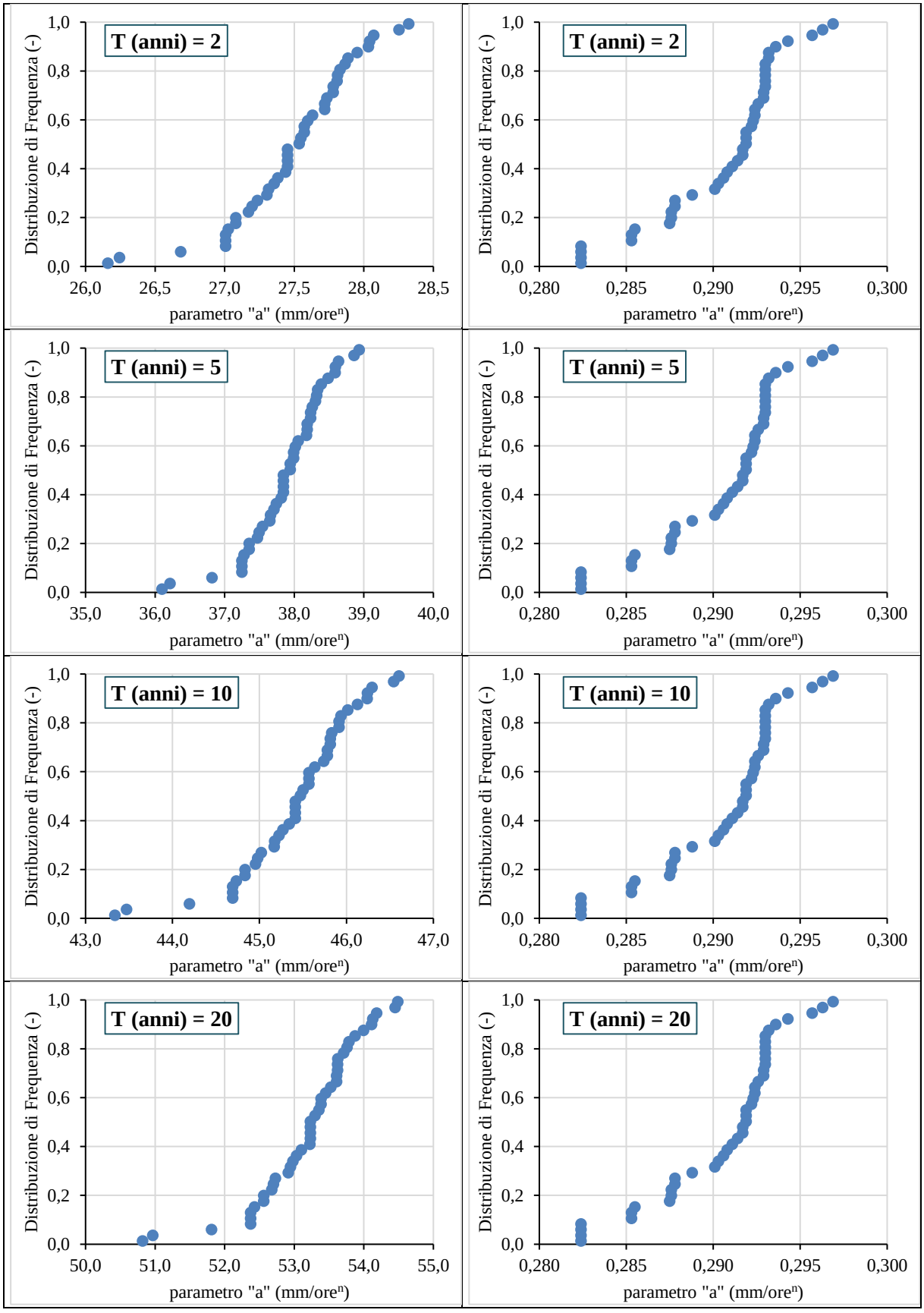

Figura 7. Analisi della variabilità dei parametri "a" ed "n" della c.p.p. rilevabili dall'analisi dell'Atlante delle piogge intense per il bacino in esame.

4. Calcolo della portata idrologica per il Cavo Romano

Il calcolo della portata interessante il Cavo Romano è eseguita utilizzando varie metodologie, confrontate successivamente tra di loro, al fine di valutare la portata più probabile con cui effettuare le successive verifiche e dimensionamenti del caso.
Come è noto dalla letteratura tecnica specialistica (Chow, 1964; Moisello, 2003), una volta definita la sezione di chiusura di calcolo, la portata è fortemente influenzata dalla tipologia di bacino idrografico sotteso, dalle condizioni del suolo e dalla tipologia di pioggia, o ietogramma, con cui tale bacino viene sollecitato.
La valutazione delle caratteristiche del bacino idrografico drenato, in termini di

- estensione,
- forma,
- tipologia di suolo,
- caratteristiche di infiltrazione,

per un bacino di tipo urbano possono essere definite con una buona approssimazione, mantenendo comunque anche in questi casi un certo grado di incertezza.
Le caratteristiche della rete di drenaggio, invece, risultano già più complesse, in quanto bisognerebbe definire, con un livello di dettaglio troppo alto per le tipologie di analisi da condurre delle caratteristiche come

- accumulo superficiale nelle depressioni e nella rete di canali che si realizza durante un evento meteorico nelle aree esterne alla fognatura vera e propria,
- tempi di corrivazione e di accesso alla rete, dato che richiederebbe la conoscenza delle caratteristiche di scabrezza e pendenza delle superfici di scorrimento,
- conoscenza corretta di tutta la rete di drenaggio

A queste incertezze si devono aggiungere quelle legate alla valutazione della pioggia di progetto, da ritenersi rappresentativa dei fenomeni meteorologici che avvengono nell'area in esame in termini di durata, evoluzione nel tempo in termini di intensità e di posizione del centro di scroscio, intensità.

Purtroppo, nel caso in cui non siano disponibili delle stazioni di misura di precipitazione e portata con cui effettuare delle tarature dei parametri in gioco, si procede con delle semplificazioni del modello reale di formazione delle piene adottando delle procedure ritenute valide nella letteratura tecnica specifica, per la precisione il metodo cinematico (di cui al par. 4.4) e il modello Afflussi/Deflussi (di cui al par. 4.5)

Nel seguito vengono quindi applicati varie metodologie di calcolo per poi effettuare un confronto finale tra i vari risultati ottenuti.
La procedura descritta fa riferimento al calcolo della portata idrologica. La valutazione della portata reflua è effettuata in un apposito capitolo, in quanto risulta essere indipendente dalle condizioni meteorologiche in atto sul bacino.

4.1. Metodologia di analisi adottata

Per valutare la massima portata idrologica che può interessare il Cavo Romano si è adottata la seguente metodologia:

1. individuazione dei bacini drenati e dei collettori principali all'interno di ciascuno;
2. individuazione delle caratteristiche di drenaggio di ogni bacino, valutate in termini di
    a. superficie del bacino;
    b. pendenza media della superficie;
    c. tipologia di superfici presenti, suddivise in
        i. aree ad elevata permeabilità, individuabili nei giardini e nei campi di elevata dimensione o in spazi aperti, in cui le precipitazioni hanno un elevata difficoltà a trasformarsi in deflusso superficiale, caratterizzate da un coefficiente di afflusso di 0.20 mm/mm e da un CN, condizione AMCII pari a 50,
        ii. aree a media permeabilità, date dai giardini e campi di minore dimensione o in zone confinate, in cui le precipitazioni hanno più facilità a trasformarsi in deflusso superficiale, caratterizzate da un coefficiente di afflusso di 0.40 mm/mm e da un CN, condizione AMCII pari a 70,
        iii. aree a bassa permeabilità, date dai giardini e campi di ridotta dimensione e in zone confinate, in cui le precipitazioni hanno maggiore facilità a trasformarsi in deflusso superficiale, caratterizzate da un coefficiente di afflusso di 0.60 mm/mm e da un CN, condizione AMCII pari a 80,
        iv. aree impermeabili, come superfici pavimentate, coperture, strade, etc., in cui le perdite sono date in minima parte da infiltrazione, ma quasi unicamente dagli accumuli nelle depressioni superficiali e nella rete di canali che si formano durante il deflusso, caratterizzate quindi da un coefficiente di afflusso pari a 0.85 e da un CN, condizione AMCII pari a 90;
3. individuazione del percorso idraulicamente più lungo, dato dalla somma di 3 contributi, forniti rispettivamente da
    a. percorso di accesso alla rete, dato dallo scorrimento superficiale, valutato tenendo conto della disposizione delle condotte più ramificate all'interno della rete, caratterizzato da una velocità di scorrimento media stimata in circa 0.1 m/s,
    b. percorso attraverso la rete più interna, ossia dal percorso dell'acqua nella rete dendritica più interna e ramificata, caratterizzato da una velocità di scorrimento media stimata in circa 0.75 m/s,
    c. percorso attraverso la rete principale, ossia dal percorso dell'acqua nei collettori principali che drenano le acque dei vari settori in cui è scomponibile ogni bacino idrografico, caratterizzato da una velocità di scorrimento media stimata in circa 1.25 m/s,
4. calcolo, per ogni bacino idrografico, del tempo medio di percorrenza della rete;
5. calcolo della portata minima, media e massima per ogni bacino tramite
    a. applicazione del metodo razionale,
    b. modellazione idrologica tramite il software USACE HEC-HMS.

La valutazione del coefficiente di afflusso, del CN e dei tempi di corrivazione sono stati fatti basandosi sui dati desumibili dagli studi specialistici del settore (Artina et al., 2008; Chow, 1964; USACE HEC-HMS *Technical Reference Manual*; SCS, 1972) che forniscono, per ogni tipologia di uso del suolo dei parametri di riferimento.

Tenendo conto dei possibili errori e imprecisioni tipiche della valutazione a macro-scala delle caratteristiche di ogni bacino, e dei range di variazione dei parametri che le identificano, si è deciso di adottare i seguenti range di variazione:

- il coefficiente di afflusso ha una variazione, rispetto al valor medio precedentemente indicato, di ±20%,
- il CN ha una variazione, rispetto al valor medio precedentemente indicato, di ±5 unità,
- le velocità medie di percorrenza delle reti interne ed esterne vengono fatte oscillare di ±25%.

4.2. Distinzione tra portata idrologica e portata idraulica

Si precisa che la metodologia applicata permette, in modo speditivo, di valutare la massima portata idrologica che potrebbe interessare il Cavo Romano. Questa portata è ottenuta, come indicato, ipotizzando una certa tipologia di risposta del bacino, ritenuta verosimile in base alle sue caratteristiche fisiografiche e di uso del suolo, e ipotizzando che tutta la portata circolante nelle varie reti secondarie e in superficie possa giungere effettivamente al Cavo Romano quale recapito finale. In questo modo, una delle ipotesi di base, è che tutta la rete di drenaggio sia correttamente dimensionata per permettere il transito delle portate circolanti.
Allo stato attuale non si conosce in modo chiaro e completo tutta la rete fognaria di interesse, essendo nota la rete di drenaggi pubblica con maggior precisione rispetto a quella privata. Ciò influisce sui tempi di accesso alla rete e la percorrenza delle stesse nella loro parte privata, nonché sull'entità dei piccoli invasi, rendendo così necessario fare delle ipotesi sul suo funzionamento. Eventuali condotti sottodimensionati potrebbero portare a fuoriuscite diffuse in alcune aree, aumentando l'effetto invaso della rete e, quindi, riducendo la portata effettiva circolante, situazione peraltro verosimile tenendo conto delle caratteristiche pianeggianti dell'area in esame.

4.3. Scelta del periodo di ritorno per il dimensionamento della fognatura

I calcoli seguenti sono eseguiti considerando 4 periodi di ritorno principali, pari a 2, 5, 10 e 20 anni, in accordo ai corrispondenti periodi di ritorno riportati nel "Atlante delle piogge intense", utilizzato per il calcolo della curva di possibilità pluviometrica adottata nella verifica.
Il valore però da ritenersi utile per valutare l'efficacia del Cavo Romano è associabile a quello corrispondente al periodo di ritorno di 10 anni. Questo valore, infatti, si può ritenere utile per un dimensionamento e/o verifica di una rete fognaria la cui insufficienza determini scorrimenti idrici superficiali e/o allagamenti aventi carattere di entità e pericolosità non altrimenti eliminabile, ipotesi da ritenersi corrispondente al bacino idrografico in esame.

4.4. Metodo razionale

La prima verifica è condotta adottando il metodo della corrivazione (Artina et al., 2008), conosciuto anche come metodo razionale o metodo cinematico. Tale metodo viene utilizzato sin dal 1850 per la stima della portata al colmo. L'idea del metodo è che durante un evento meteorico, che inizi istantaneamente e che continui con intensità costante nel tempo e nello spazio, la portata aumenti sino ad un tempo pari al tempo di corrivazione *d*, quando l'area *S* di tutto il bacino contribuisce al deflusso. La portata al colmo è allora proporzionale al prodotto tra l'intensità media di precipitazione e il coefficiente di afflusso φ.

A livello più generale, e applicato al caso specifico di una fognatura, il metodo cinematico si basa sulla valutazione, per ogni area drenata e per ogni tratto di tubazione di interesse, della portata massima Q(d,T) (m^3/s) transitante tramite la formula razionale

$$Q(d,T) = \varphi \, S \, i(d,T) / 360$$

in cui

φ è il coefficiente di afflusso medio del bacino sotteso,
S (ha) è la superficie del bacino,
i(d,T) è l'intensità media di precipitazione valutata sulla durata d (ore), associata ad un periodo di ritorno T (anni).

La procedura viene applicata considerando solo il bacino intero. La suddivisione in sottobacini, in questo caso, non porterebbe a risultati significativi diversi da tutto il bacino in esame, in quanto alla base del metodo di corrivazione è presente l'ipotesi che la rete in una determinata sezione di chiusura reagisca all'unisono alla sollecitazione meteorica di progetto.
Tenendo quindi in considerazione le caratteristiche statistiche delle precipitazioni stabilite al "*Capitolo 3*", si è proceduto alla valutazione del coefficiente di afflusso per tutto il bacino e al tempo di corrivazione caratteristico. In seguito, al variare del periodo di ritorno T, si è valutata l'intensità media di precipitazione con cui forzare il modello afflussi-deflussi descritto dalla formula razionale e con cui ottenere, infine, la portata al colmo.
Per la valutazione della portata al colmo sono state inoltre prese in considerazione queste ulteriori ipotesi:

- sono stati considerati in tutto 4 periodi di ritorno, pari a 2, 5, 10 e 20 anni;
- si è considerata una possibile variazione del coefficiente di afflusso e del tempo di corrivazione secondo quanto espresso al "*Capitolo 4.1*".

Tenendo conto delle caratteristiche fisiografiche e di uso suolo del bacino completo (Tabella 12) e del tempo di corrivazione stimato (Tabella 13), e delle caratteristiche statistiche delle precipitazioni di progetto e verifica (Tabella 11) è possibile ottenere la stima della portata al colmo al variare del periodo di ritorno (Tabella 14).

I valori di portata indicati sono stati ottenuti in base a queste ipotesi:

- la portata minima è generata considerando il coefficiente di afflusso di valore più basso e il tempo di corrivazione di valore più alto;
- la portata media è generata considerando il coefficiente di afflusso di valore medio e il tempo di corrivazione di valore medio;
- la portata massima è generata considerando il coefficiente di afflusso di valore più alto e il tempo di corrivazione di valore più basso.

In questo modo si ha a disposizione un valore rappresentativo del metodo razionale adottato, indicato come "portata media" e i due valori estremi inferiore e superiore, indicati rispettivamente come "portata minima" e "portata massima", che forniscono il possibile range di variazione della portata.
Osservando a titolo di esempio quanto ottenuto per il periodo di ritorno di 10 anni, si nota come la portata possa variare tra 34 m^3/s e 55 m^3/s, con un valore medio pari a circa 44 m^3/s. La portata calcolata con il metodo razionale risulta essere, qundi, molto sensibile alle variazioni sia del coefficiente di afflusso sia del tempo di corrivazione. Questi due parametri dovrebbero inoltre tenere in conto, implicitamente, anche di altri fattori, come, ad esempio, le capacità di

invaso della rete, che rappresentano delle perdite in termini di portata e che possono alterare anche la velocità con cui si forma l'onda di piena nei collettori fognari.
Per ovviare a questa imprecisione intrinseca del metodo razionale, si effettua il calcolo della portata massima anche tramite l'ausilio di un modello afflussi-deflussi sviluppato con l'ausilio del software HEC-HMS dell'USACE.

Tabella 12. Caratteristiche fisiografiche e di uso suolo del bacino completo.

	Area m^2	Area percentuale %	pendenza media m/m	Coeff. Afflusso minimo	Coeff. Afflusso medio	Coeff. Afflusso massimo	CN
Area Totale	8'088'310	100.0%	0.003	0.66	0.70	0.75	85
Area ad alta permeabilità	1'610'200	19.9%	0.003	0.16	0.20	0.24	50
Area a media permeabilità	232'600	2.9%	0.003	0.34	0.40	0.46	70
Area a bassa permeabilità	100'500	1.2%	0.003	0.54	0.60	0.66	80
Area impermeabile	6'145'010	76.0%	0.003	0.81	0.85	0.89	90

Tabella 13. Tempo di corrivazione del bacino completo.

	Longhest Flow Path	Tempo di corrivazione minimo	Tempo di corrivazione medio		Tempo di corrivazione massimo
	m	ore	ore	min	ore
Bacino completo	**6'093**	**1.33**	**1.66**	**100**	**2.17**

Tabella 14. Metodo razionale. Portata al colmo al variare del periodo di ritorno. In grassetto sono evidenziati i valori da adottare per le fasi di verifica del Cavo Romano.

	portata minima (m^3/s)	**portata media (m^3/s)**	portata massima (m^3/s)
T (anni) = 2	23.6	**30.4**	37.8
T (anni) = 5	32.5	**41.9**	52.0
T (anni) = 10	39.0	**50.2**	62.4

T (anni) = 20	45.7	**58.8**	73.0

4.5. Modello afflussi-deflussi

Si procede al calcolo della portata di verifica del Cavo Romano tramite una modellazione afflussi-deflussi ottenuta grazie all'ausilio del software USACE HEC-HMS.

Il modello afflussi-deflussi adottato risulta dato dalla combinazione:

- di un modello di perdite di bacino, identificato nel metodo SCS-CN, proposto dal Soil Conservation Service (SCS, 1972),
- di un modello di trasformazione delle piogge nette in deflussi nella rete ottenuto sulla base del idrogramma unitario istantaneo, definito sempre dalla metodologia SCS-CN.

4.5.1. Modello delle perdite di bacino di tipo SCS-CN

Il metodo Curve Number (CN), sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS, 1972) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti, viene considerato come uno dei più importanti modelli non deterministici utilizzabile per la stima dei deflussi superficiali tanto da essere inserito in modelli di tipo distribuito di previsione dei deflussi (Borselli et.al, 1989). Il metodo Curve Number permette di determinare il deflusso diretto o pioggia efficace (P_e) cioè la frazione della pioggia totale (P) che direttamente e in maniera preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena.
Per il calcolo della pioggia efficace, il metodo SCS propone le seguenti equazioni:

$$P_e = P_n^2 / (P_n + S)$$

$$P_n = P - I_A$$

$$I_A = k_{ia} \times S$$

In cui:

P = pioggia totale (mm)
P_e = pioggia efficace o deflusso diretto (mm)
P_n = la pioggia netta (mm)
S = capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione (mm)
I_A = perdite iniziali (mm)
k_{ia}= coefficiente di perdite iniziali.

Le perdite iniziali (I_A) sono costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno. Dai dati sperimentali tale parametro risulta correlato al volume specifico di saturazione o capacità idrica massima del suolo (S). Nell'ambito delle reti urbane si può adottare un valore di I_A pari a 5 mm (Artina et al., 1997; Sorrell, Hamilton, 1991), tipico di aree a carattere pianeggiante in cui gli accumuli superficiali e la rete di condotte fognarie, caratterizzate da ridotta pendenza, determinano diffusi effetti di accumulo dei volumi idrici.

La diretta conseguenza di tale correlazione è che il metodo si basa su un solo parametro che descrive il complesso fenomeno dell'assorbimento. Il volume specifico di saturazione dipende dalla natura litologica e pedologica del terreno e dall'uso del suolo. Si può schematizzare che la predisposizione dei suoli a contribuire alla formazione del deflusso dipende essenzialmente da tre fattori:

- caratteri di permeabilità dei terreni superficiali e del substrato immediatamente sottostante;
- copertura vegetale e uso del suolo;
- stato di imbibimento del terreno al momento dell'evento meteorico considerato.

L'equazione proposta dal S.C.S è rappresentabile sul piano P-P_e, con un numero infinito di curve comprese tra la bisettrice dove S è uguale a zero, e l'asse delle ascisse dove S assume il teorico valore infinito. È facilmente intuibile la difficoltà nell'assegnare ad S un valore che sia il più possibile rappresentativo alla realtà. Data la notevole variabilità del parametro S, si fa ricorso ad un artificio con il quale si determina il Numero di Curva (CN) utilizzando la seguente equazione che rappresenta sul piano P-P_e una famiglia di curve:

$$CN = 25400 / (254 + S)$$

Valori tipi del parametro CN sono riportati in Tabella 15 al variare della tipologia di suolo.

Tabella 15. Valori caratteristici del parametro CN (Artina et al., 1997).

Valori del parametro CN (adimensionale)	*←Tipo idrologico Suolo →*			
↓ Tipologia di Uso del Territorio	*A*	*B*	*C*	*D*
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m^2 (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m^2 (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m^2 (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali , lotti di 1500÷2000 m^2 (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m^2 (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m^2 (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade, ...	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terrra	72	82	87	89

Le tipologie di suolo considerate sono le seguenti:

- A: scarsa potenzialità di deflusso; comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, anche ghiaie profonde, molto permeabili;
- B: potenzialità di deflusso moderatamente bassa, comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A; il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione;
- C: potenzialità di deflusso moderatamente alta; comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidi, anche se meno che nel gruppo D; il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione;
- D: potenzialità di deflusso molto alta; comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in superficie.

4.5.2. Modello delle precipitazioni e ietogramma sintetico di verifica

Il modello delle precipitazioni viene definito dal punto di vista statistico adottando le curve di possibilità pluviometrica definite nel "Atlante delle piogge intense", così come descritto al "Capitolo 3".
Dalla curva di possibilità pluviometrica vengono ricavati gli ietogrammi sintetici utilizzati come forzante del modello afflussi deflussi. Gli ietogrammi sintetici rappresentano una pioggia-tipo che presenta le stesse caratteristiche di occorrenza, in termini di intensità, durata e precipitazione cumulata, di una pioggia reale di pari periodo di ritorno.

Lo ietogramma sintetico adottato viene ricostruito sotto 4 ipotesi:

- si adotta uno ietogramma sintetico di tipo Chicago, con posizione del picco variabile;
- si sceglie di fissare una durata della precipitazione di 12 ore, tale da permettere, nelle fasi iniziali, di saturare il terreno e permettere lo scorrimento superficiale e di poter agevolmente effettuare il confronto tra vari ietogrammi con posizione del picco variabile;
- si scelgono le 4 curve di possibilità pluviometrica associate ai 4 periodi di ritorno di durata pari a 2, 5, 10, 20 anni;
- per ogni periodo di ritorno vengono creati 3 ietogrammi Chicago corrispondenti a 3 posizioni del picco, pari a rispettivamente a
    - picco a 1 ora dall'inizio della precipitazione,
    - picco a 3 ore dall'inizio della precipitazione,
    - picco a 6 ore dall'inizio della precipitazione;

Gli ietogrammi con picchi anticipati sono rappresentativi dei fenomeni intensi tipici di temporali estivi, in cui si assume per convenzione che lo scroscio di intensità più elevata si verifichi quando la precipitazione ha raggiunto una durata pari al tempo di corrivazione. Lo ietogramma con picco centrale (a 6 ore) è quello che massimizza la portata nei collettori, in quanto la fase iniziale della precipitazione satura il terreno e inizia a riempire parzialmente la rete determinando, all'arrivo della precipitazione con intensità maggiore, di ottenere valori di portata più elevati. Questi fenomeni sono invece rappresentativi delle precipitazioni tardo autunnali e primaverili caratterizzate da durate più elevate.

Lo ietogramma Chicago (Keifer e Chu, 1957) presenta la caratteristica che, per ogni durata, anche parziale, l'intensità media della precipitazione del suddetto ietogramma è congruente con quella definita dalla curva di probabilità pluviometrica.
Una volta definita la precipitazione cumulata $h(\tau)$ della pioggia sintetica di durata τ, pari a quella definita nella curva di possibilità pluviometrica $h(\tau) = a\,\tau^n$, pari a

$$h(\tau) = \int_0^{\tau} i(t)dt = a\tau^n$$

è possibile ricavare l'andamento di i(t) che rappresenta lo ietogramma Chicago da determinare. Nel caso di utilizzo di uno ietogramma Chicago con picco in posizione intermedia rispetto alla durata della precipitazione, si ottiene pertanto

$$i(t) = na\left(\frac{rt_p - t}{r}\right)^{n-1} \qquad t < rt_p \quad \text{(prima del picco)}$$

$$i(t) = na\left(\frac{t - rt_p}{1 - r}\right)^{n-1} \qquad t > rt_p \quad \text{(dopo il picco)}$$

in cui a ed n sono rispettivamente il parametro di scala e di forma della curva di possibilità pluviometrica adottata, definita in questo caso al "Capitolo 3".

4.5.3. Modello trasformazione afflussi-deflussi basato sull'IUH del SCS-CN

La trasformazione pioggia netta in deflusso superficiale alla sezione di chiusura di interesse viene eseguita adottando la metodologia basata sull'IUH definito dal Soil Conservation Service. Il metodo si basa sulle ipotesi di linearità e stazionarietà del bacino ed effettua la combinazione tra pioggia in ingresso e IUH per il calcolo della portata diretta. In altre parole, la risposta Q(t) ad una sollecitazione meteorica di intensità p(t) variabile nel tempo, ma supposta costante su tutti i punti del bacino, è data dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t p(\tau)h(t-\tau)d\tau$$

dove p(t) = A i(t) è la portata di afflusso meteorico al generico tempo t e la funzione h(t), che prende il nome di IUH, è definita come l'idrogramma dei deflussi generato da un'ipotetica pioggia efficace di altezza unitaria ed intensità costante, distribuita uniformemente sul bacino, e caduta in un intervallo di tempo unitario (immissione di tipo impulsivo).
L'idrogramma SCS è un idrogramma adimensionale definito dal SCS in base all'analisi di idrogrammi di piena in uscita dalla sezione di chiusura di numerosi bacini idrografici strumentati, di dimensioni grandi e piccole. Esso ha un vasto campo di applicazioni pratiche nel campo delle trasformazioni afflussi deflussi per la sua semplicità d'uso e per la sua generalità. Questo IUH presenta il 37.5% del suo volume prima dell'istante di picco; inoltre, i valori della portata di picco e dell'istante Tp sono stati ricavati adottando un modello semplificato di idrogramma triangolare di base 2.67 Tp (Figura 8).
Per la definizione dell'idrogramma unitario adimensionale del SCS è necessario specificare il tempo di ritardo T_{lag} del bacino idrografico, che può essere valutato separatamente mediante relazioni empiriche valide per l'area in esame oppure, in assenza di esse, a partire dal tempo di corrivazione t_c secondo la relazione:

$$T_{lag} = 3/5\ t_c$$

Il tempo di ritardo del bacino viene calcolato (SCS, 1972) tramite la relazione

$$T_{lag} = [\ L^{0.8}\ (S+1)^{0.7}\ ]\ /\ [\ 1900 \times slope^{0.5}\ ]$$

in cui

T_{lag} [ore]: tempo di ritardo,
L [feet]: pelunghezza del percorso idraulicamente più lungo,
S [-] = 1000 / CN -10,
slope [%]: pendenza media stimata per il bacino drenato.

L'applicazione della procedura indicata fornirebbe, per tutto il bacino drenato, un tempo di ritardo pari a 5.40 ore (324 minuti) che non viene ritenuto verosimile. La metodologia proposta per il T_{lag}, infatti, è stata sviluppata in ambito rurale, mentre in questo caso si sta considerando un bacino urbano dotato di una rete di drenaggio propria che determina una risposta più impulsiva del sistema.
Si adotta, pertanto, come tempo di ritardo di bacino, il valore valutato come tempo di corrivazione per il bacino intero chiuso all'inizio del Cavo Romano, pari a 1.66 ore (100 minuti). Questo valore non viene considerato fisso in quanto risulta già a favore di sicurezza.

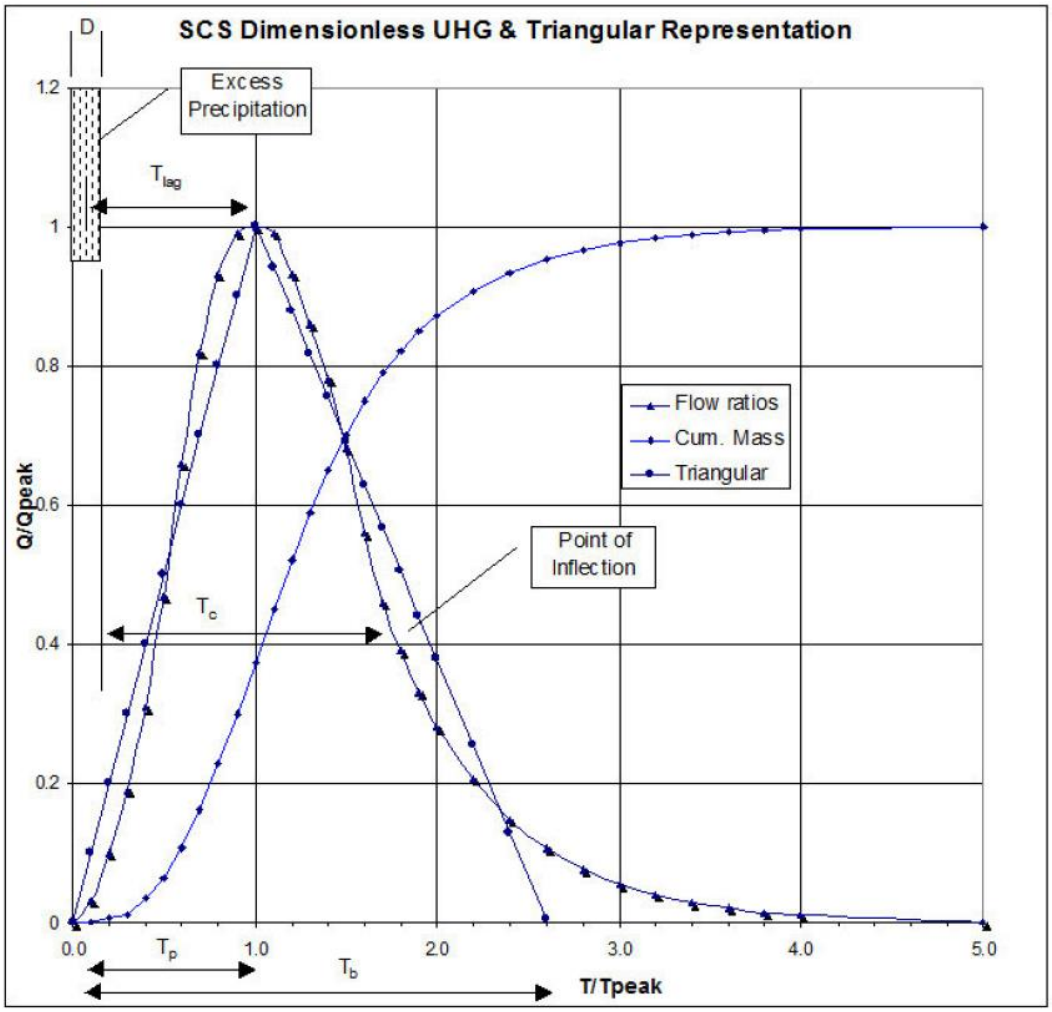

Figura 8. IUH definito dalla metodologia proposta dal Soil Conservation Service.

Studi recenti (ftp://ftp.nohrsc.noaa.gov/staff/nilsson/web/uhg/scs_uhg.htm) hanno chiarito alcuni aspetti legati alla forma dell'IUH di tipo SCS, in particolare la funzione che ha il parametro che, nella metodologia originaria (SCS, 1972) veniva definito come "conversion constant" o costante di conversione e che veniva assunta pari a 484. La "conversion constant" era stata ottenuta per bacini di tipo rurale e permetteva di tener conto dei vari fattori di trasformazione delle precipitazioni in portate già più volte citati, ossia della pendenza del bacino e della rete di canalizzazione, della capacità di ritenzione dei volumi idrici, etc.. Essa, in realtà, viene a dipendere dalla tipologia di bacino e viene ritenuto possibile che essa vari tra un massimo prossimo a 600 per bacini ad elevata pendenza e a ridottissima permeabilità fino a valori prossimi a 100 per zone a pendenza nulle di tipo paludoso. Un valore prossimo a 500 viene ritenuto utile per descrivere i bacini di tipo urbano.
La "conversion constant" viene ad assumere, pertanto, il significato in realtà di un fattore di riduzione del picco di piena (PRF – peak reduction factor) e di un allungamento della tipologia di risposta del bacino.

Per il caso qui esaminato, ossia di un bacino a pendenza molto ridotta, con diffusi fenomeni di invaso nella rete, ma comunque di tipo urbano, si ritiene utile incrementare leggermente questo valore, adottando per esso un valore pari a 500.

4.5.1. Modellazione tramite il software USACE HEC-HMS

Il software HEC-HMS permette di simulare la risposta di un bacino idrografico investito da un evento meteorico di caratteristiche note. Il funzionamento del programma è stato testato in varie zone geografiche ed è risultato utile per schematizzare una grande serie di situazioni che si possono trovare in natura; sia riferiti a grandi bacini idrografici che a piccole aree urbane o naturali.
Il software è scaricabile gratuitamente dal sito del Hydrologic Engineering Center del U.S. Army Corps of Engineers (https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/) insieme a tutta la documentazione necessaria.

La rappresentazione fisica del bacino idrografico viene fatta nella schematizzazione di bacino attraverso varie componenti, come sottobacini, tronchi fluviali, giunzioni, ritenute, fuoriuscite, sorgenti e pozzi, unite tra di loro a formare una rete completa. Il software utilizza in pratica una schematizzazione a parametri concentrati del bacino idrografico, cioè il bacino idrografico viene schematizzato come un insieme di sottobacini idrografici uniti insieme tra loro dai tronchi fluviali e dalle giunzioni. Ogni sottobacino risponde all'evento pluviometrico secondo delle caratteristiche che sono del sottobacino ma che derivano dalle caratteristiche morfologiche, di uso del suolo, ecc. presenti nello stesso sottobacino. Solo in un caso, utilizzando il metodo di Clark modificato, è possibile ricorrere anche ad una schematizzazione a parametri distribuiti.

4.5.1.1. Basin model

La realizzazione di una modellazione in HEC-HMS inizia creando la prima "Components" del modello, consistente nella realizzazione del "Basin model". Esso raccoglie tutte le informazioni sulla rete idrografica in analisi, compresi i bacini idrografici, i corsi d'acqua, etc.. Nel caso specifico qui esaminato, non essendo disponibili informazioni di dettaglio della rete, si è configurato tutto il bacino come un elemento unico.
Il bacino idrografico in HEC-HMS è stato configurando impostando (Figura 9):

- il valore dell'estensione areale;
- nessuna perdita dovuta ad intercettazione vegetale (Canopy Method: None) e ad accumulo nelle depressioni superficiali (Surface Method: None);
- perdite di bacino definite tramite il metodo SCS (Loss Method: SCS Curve Number) che richiede come informazioni
    - la "Initial Abstraction",
    - il "Curve Number",
    - la percentuale di area impermeabile (Impervious);
- modello per la trasformazione afflussi-deflussi basato sul metodo SCS (Transform Method: SCS Unit Hydrograph) che richiede come parametri la definizione
    - del "Peak Reduction Factor",
    - del "Lag Time".

I parametri descritti e il loro campo di variazione sono stati definiti nei vari capitoli e sotto-capitoli precedenti, a cui si rimanda per i dettagli.

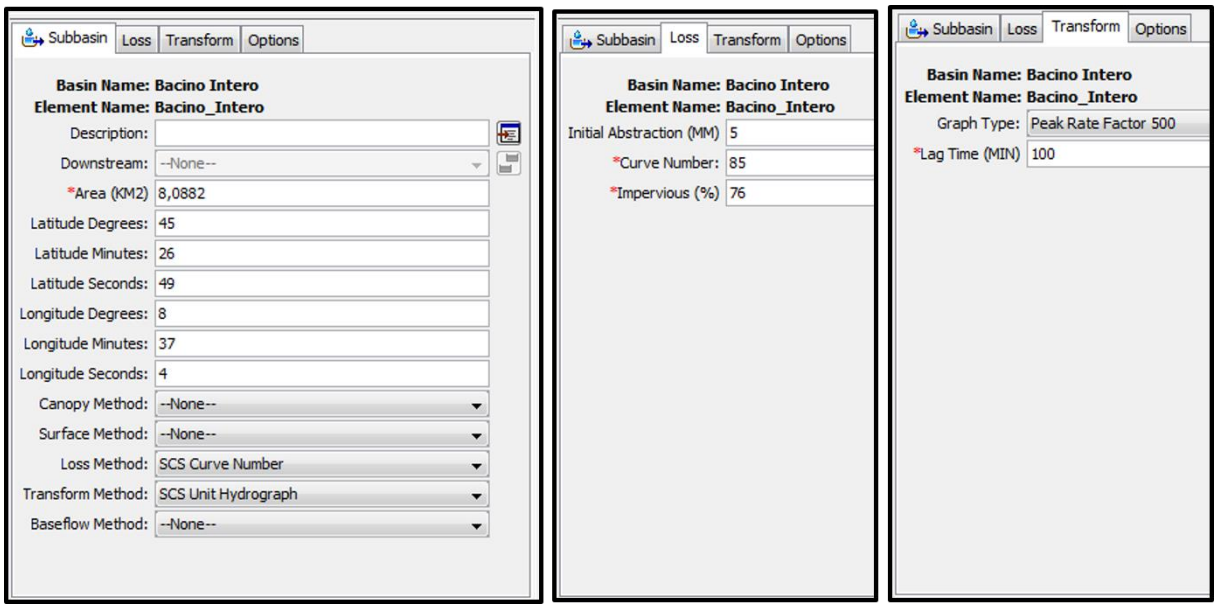

Figura 9. Definizione dei parametri di configurazione del bacino idrografico nel software HEC-HMS.

4.5.1.2. Time-Series Data

La componente "Time-series data" permette di inserire, per il caso qui trattato, gli ietogrammi con cui sollecitare il sistema (Figura 10) seguendo i seguenti passi:

- Viene creato un "Time-Series Gage" per ogni ietogramma ottenuto variando da 2 anni a 20 anni il periodo di ritorno e da 1 a 6 ore la posizione del picco di precipitazione;
- Viene scelta l'altezza incrementale di precipitazione come tipologia di dato da caricare (Incremental Millimeters);
- Viene definita la durata della precipitazione (le date di riferimento sono del tutto fittizie e non influenzano i calcoli successivi);
- Vengono caricati all'interno i dati di precipitazione tramite la tabella che si autogenera con campi vuoti.

Il software permette anche la visualizzazione dei dati immessi (Graph).

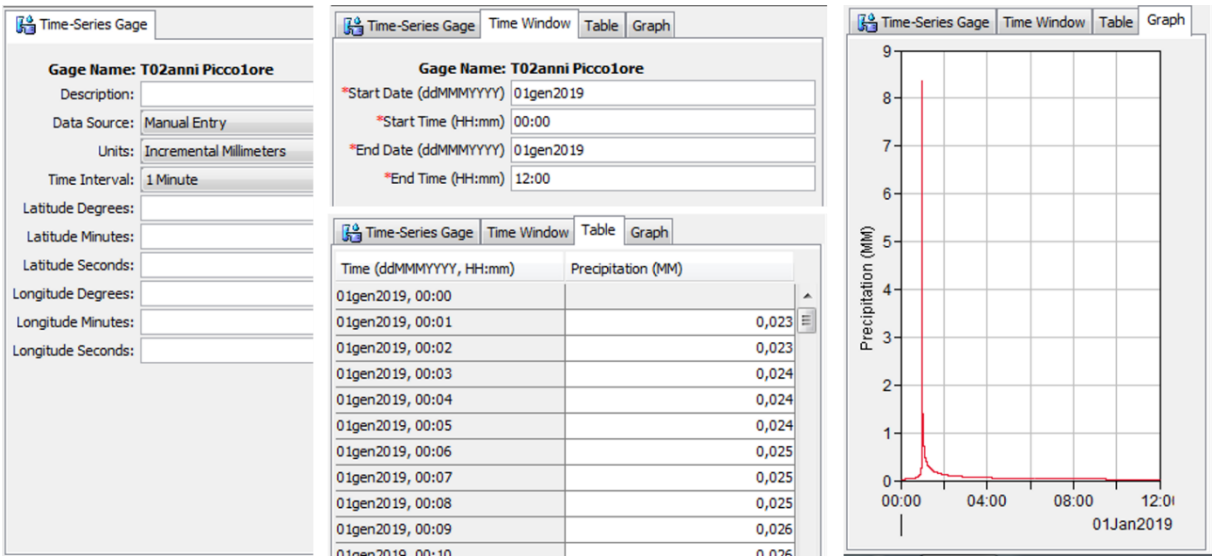

Figura 10. Caricamento degli ietogrammi sintetici nel software HEC-HMS.

4.5.1.3. *Meteorology Models – Control Specifications*

I due seguenti moduli che si creano sono il "Meteorology Models" e il "Control Specifications", i quali permettono, rispettivamente, di associare i vari ietogrammi al bacino in esame e di definire l'intervallo temporale su cui eseguire la simulazione, in quanto esso potrebbe differire da quello associato ai dati di precipitazione caricati (Figura 11).

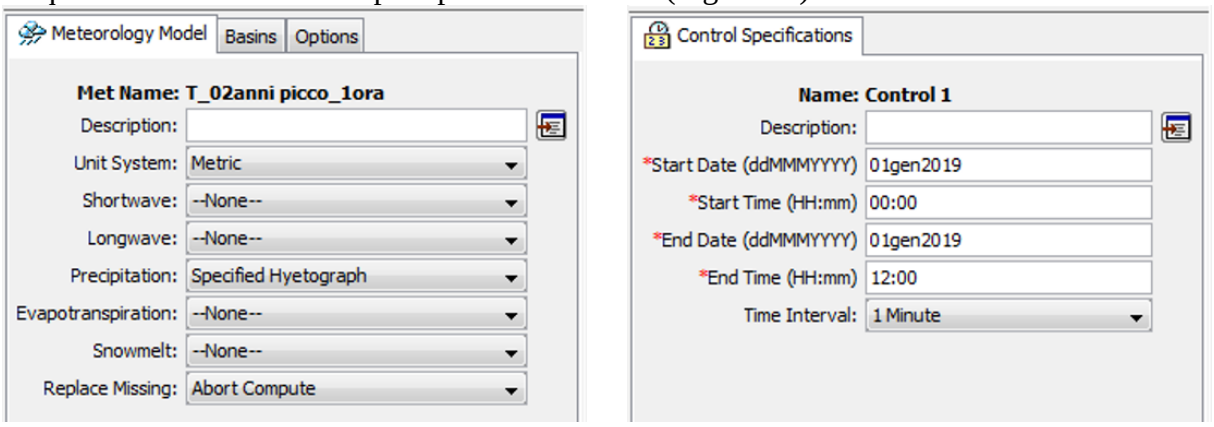

Figura 11. Costruzione del Meteorology e del Control Specification nel software HEC-HMS.

4.5.1.4. *Simulation run*

L'elemento "Simulation run" permette di gestire tutte le informazioni caricate e di combinarle tra loro al fine di ottenere varie simulazioni.
Per lo studio in esame

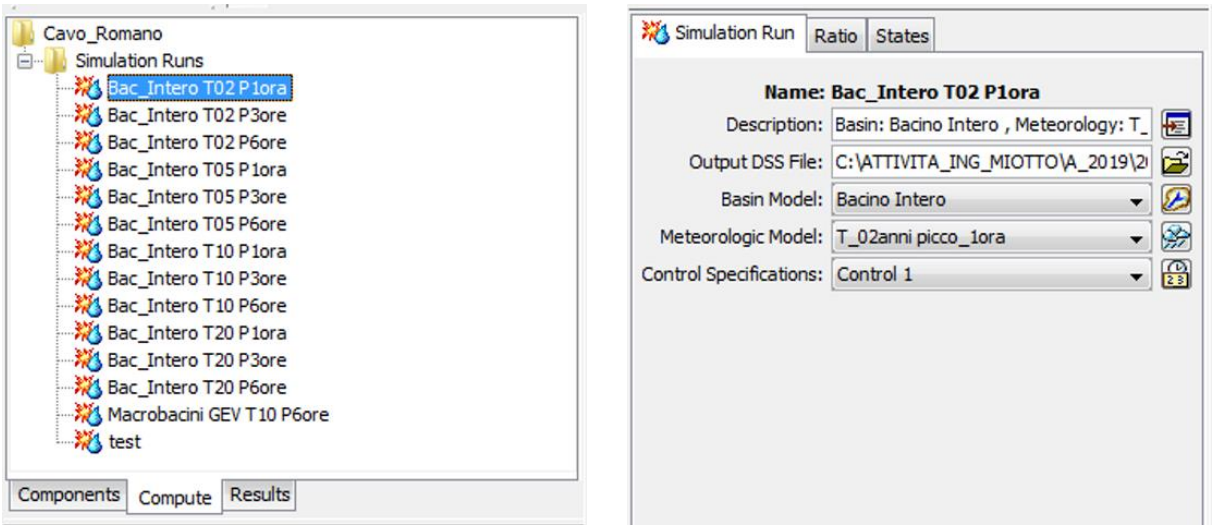

Figura 12. Costruzione del Simulation Run nel software HEC-HMS.

4.5.1.5. *Results*

Nell'area dedicati ai risultati delle simulazioni condotte, identificata nel software dalla dicitura "Results", è possibile ottenere innumerevoli informazioni riguardanti:

- la portata massima ottenute,
- l'istante temporale in cui si è verificato il picco di piena,
- i volumi coinvolti sia come precipitazione lorda, efficace, etc.,
- le portate defluite ad ogni istante temporale di simulazione suddivise in deflusso di base, diretto, totale, etc.

La rappresentazione grafica dei risultati (Figura 13) permette di visualizzare la maggior parte delle informazioni utili per avere, anche ad un primo controllo visivo, una pre-valutazione del legame tra afflussi e deflussi.
Nella parte superiore del grafico è visibile lo ietogramma caricato (in blu) e l'indicazione della parte di precipitazione persa (in rosso). Nella parte inferiore viene riportato, sulla stessa scala temporale delle precipitazioni, l'idrogramma ottenuto.

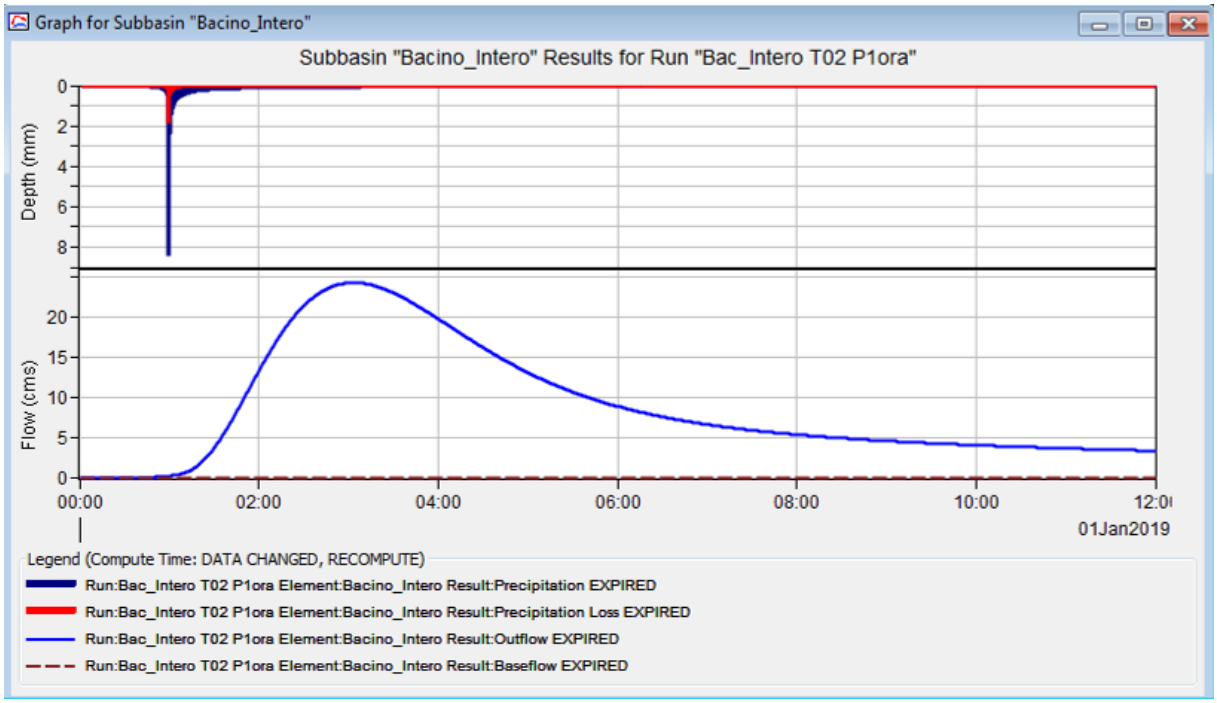

Figura 13. Esempio di rappresentazione grafica dei risultati di una simulazione eseguita con il software HEC-HMS.

4.5.1.1. Risultati ottenuti nelle simulazioni

Per ciascuno dei 4 periodi di ritorno individuati sono state eseguite 3 simulazioni date dalla variazione della posizione del picco rispetto alla durata della precipitazione, ottenendo in totale 12 simulazioni. Tutte sono state eseguite utilizzando le seguenti ipotesi di base:

- Lag time = 100 minuti;
- CN = 85 (valutato a scala di bacino dall'analisi territoriale);
- Initial Abstraction = 5 mm (per simulare la ritenzione superficiale dei volumi idrici);
- Peak Reduction Factor = 500 (valido per bacini urbani).

È stata Condotta anche un'analisi di sensibilità, facendo variare il CN e il Peak Redction Factor. Non viene modificato il Lag Time e l'Initial Abstraction in quanto ritenuti parametri fissi per il bacino.
Il CN viene variato di ± 5 unità mantenendo fisso al valore intermedio il Peak Reduction Factor. Il Peak Reduction Factor viene variator di 50 unità di base mantenendo fisso al vlaore intermedio il CN.
Si è così potuto osservare che una variazione del CN di 5 unità in più o in meno determina una variazione di poco superiore al 8% del valore della portata ricavata con il valore medio, secondo il principio che al crescere del CN cresce anche la portata e viceversa. La variazione di 50 unità del PRF comporta una variazione di circa il 7% della portata ricavata con il valore medio, secondo il principio che al crescere del PRF cresce anche la portata e viceversa.

Vista la tipologia di area risulta comunque, come già indicato precedentemente, veritiero asumere un CN pari a 85. In riferimento al PRF, non essendo ancora disponibili un'ampia letteratura con casi studio realizzati in ambito italiano ma solo in ambito estero, si consiglia di mantenere una possibile oscillazione di 50 unità del suo valore medio.
Al variare del periodo di ritorno si sono ottenuti pertanto i risultati riportati nella

Tabella 16. Modello afflussi-deflussi con software HEC-HMS. Portata al colmo al variare del periodo di ritorno. In grassetto i valori di riferimento per la verifica.

	Picco a 1 ora portata (m^3/s)			Picco a 3 ore portata (m^3/s)			Picco a 6 ore portata (m^3/s)		
Periodo di ritorno	minima	media	massima	minima	media	massima	minima	media	massima
2	27.2	26.3	28.1	29.3	28.4	30.4	31.2	30.3	32.4
5	38.1	37.2	39.8	41.1	40.2	43.0	43.8	42.9	45.9
10	**46.2**	**45.3**	**48.5**	**49.9**	**49**	**52.4**	**53.1**	**52.2**	**55.9**
20	54.7	53.8	57.6	59.1	58.2	62.3	62.7	61.8	66.1

In questo caso, con riferimento al periodo di ritorno di 10 anni, si osserva che la modellazione condotta fornisce un valore più probabile per la portata al colmo di 52.2 m^3/s, dati dalla sola portata idrologica.

4.6. Portata reflua urbana

La valutazione della portata reflua urbana è eseguita basandosi sui dati storici a disposizione del gestore del depuratore, che attesta, per l'area drenata, un valore di circa 0.60 m^3/s.
Tale valore viene utilizzato per incrementare la portata idrologica valutata con le metodologie precedenti.

5. Portata di verifica del collettore Cavo Romano.

La valutazione della portata eseguita con il metodo razionale ha evidenziato una elevata escursione dei valori ottenibili in quanto la formula risulta essere molto sensibile ai parametri necessari per il calcolo. Per un periodo di ritorno di 10 anni, infatti, si è ottenuta un'escursione della portata variabile tra 39 m^3/s e 62 m^3/s, con un valore più probabile che si attesta intorno a 50 m^3/s, con risultati simili anche per gli altri periodi di ritorno, come indicato in Tabella 14.
Dalla lettura della Tabella 14, inoltre si nota che una variazione dei parametri determina che la portata massima per un periodo di ritorno sia addirittura superiore alla portata media ottenuta per il periodo di ritorno maggiore.
Diverso è il caso del modello afflussi-deflussi adottato. Pur ammettendo una variabilità significativa dei parametri di calcolo e tenendo conto che alcuni di questi risultano essere comunque di più chiara e certa definizione, si ottengono dei valori più congruenti con l'analisi condotta e con risultati più stabili numericamente.
Si sceglie pertanto di ritenere più veritiera e consistente la simulazione fatta con il modello afflussi deflussi di tipo SCS-CN implementato nel software HEC-HMS.

Si desume pertanto che **la portata di verifica del collettore Cavo Romano** è da assumersi secondo quanto riportato in Tabella 17.

Tabella 17. Portata di verifica del Cavo Romano. In grassetto il valore di riferimento.

Periodo di ritorno	Portata idrologica (m^3/s)	Portata reflua urbana (m^3/s)	**Portata totale di verifica (m^3/s)**
2 anni	30.3	0.6	30.9
5 anni	42.9	0.6	43.5
10 anni	52.2	0.6	**52.8**
20 anni	61.8	0.6	62.4

Tenendo conto dei possibili range di variazione esaminati nelle varie analisi di sensitività proposte, si ritiene utile associare una variabilità rispetto al valore medio di ±2.0 m^3/s come reale fascia di confidenza.

Bibliografia

ARTINA, Sandro (ed.). *Sistemi di fognatura: manuale di progettazione*. Milano, 1997.

BORSELLI L., BUSONI E., TORRI D., *Applicabilità del S.C.S. Curve Number method: il fattore lambda per la stima del deflusso superficiale*, in: C.N.R.-G.N.D.C.I., Linea 1, Rapporto 1989, 43-56, 1992.

CHOW, Ven Te. Statistical and probability analysis of hydrologic data. *Handbook of applied hydrology*, 1964, 8.1-8.91.

GRINGORTEN, Irving I. A plotting rule for extreme probability paper. *Journal of Geophysical Research*, 1963, 68.3: 813-814.

MOISELLO, Ugo. *Idrologia tecnica*. La goliardica pavese, 2003.

SORRELL, R. C., and Hamilton D. A., *Computing Flood Discharges for Small Ungaged Watersheds*, Michigan Department of Natural Resources - Land and Water Management Division. 1991.

SCS, (Soil Conservation Service). *National Engineering Handbook*, Section 4, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C. 1972.

U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *Quick Start Guide* (CPD-74D), Version 4.3, September 2018.

U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *User's Manual* (CPD-74A), Version 4.3, September 2018.

U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *Applications Guide* (CPD-74C), June 2017.

U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *Technical Reference Manual* (CPD-74B), March 2000.

Auckland Regional Council, Technical Publication No. 108, *Guidelines for stormwater runoff modelling in the Auckland Region*, April 1999.
http://www.aucklandcity.govt.nz/council/documents/technicalpublications/TP108%20Part%20A.pdf

Maine Department of Environmental Protection, Maine Stormwater Best Management Practice, Stormwater Management Manual, March 2016.
https://www.maine.gov/dep/land/stormwater/stormwaterbmps/#

Wanielista, Martin, Robert Kersten, & Ron Eaglin, 1997. Hydrology : Water Quantity and Quality Control, 2nd Edition, Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

ALLEGATO 1: Caratteristiche fisiografiche e idrauliche dei bacini drenati