

**UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA**



Corso di Laurea in Ingegneria Edile

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (DICEA) –  
Sezione Idraulica e Ambiente

**MODELLAZIONE E INDIVIDUAZIONE DELLE ACQUE  
PARASSITE NELLA RETE FOGNARIA DI TOLENTINO**

MODELING AND IDENTIFICATION OF PARASITIC WATERS IN THE SEWAGE  
NETWORK IN TOLENTINO

Anno Accademico 2020/2021

Laureando:  
Luigi Maria Mastrangelo

Relatore:  
Prof. Ing. Sara Corvaro

*A me stesso...*

# Sommario

ABSTRACT .....	
INTRODUZIONE .....	1
1 LA PRIMA CAMPAGNA MONITORAGGIO .....	3
1.1 Presentazione della campagna di misura.....	3
1.2 Il monitoraggio .....	5
1.3 Uno strumento di misura: il Pluviometro.....	7
1.4 Elaborazione dei dati di pioggia .....	8
1.5 Dati pluviometrici .....	8
1.6 Ubicazione degli strumenti .....	8
2 IL MOTORE DI CALCOLO EPA SWMM .....	10
2.1 Presentazione del software di modellazione idraulica .....	10
2.2 Il software di calcolo Epa Swmm.....	10
2.3 Le potenzialità del motore di SWMM .....	12
2.4 I meccanismi interni di Swmm .....	12
2.5 I moduli impliciti di EPA-SWMM .....	13
3 MODULI DI PROGETTO DI EPA SWMM .....	16
3.1 Il modulo Idrologico .....	16
3.1.1 Rain Gage .....	16
3.1.2 Le aree di impluvio: i <i>subcatchments</i> .....	17
3.2 Il modulo idraulico.....	19
3.2.1 Le giunzioni della rete: i nodi .....	20
3.2.2 I collegamenti: i <i>links</i> .....	23
3.3 Il modulo di qualità' .....	26
3.3.1 Opzioni di simulazione .....	26
3.4 Routing Mode.....	27
3.4.1 Deflusso superficiale .....	27
3.4.2 Sotto-sezionamento del sottobacino.....	29
3.5 L'infiltrazione.....	30
3.5.1 Modello di Horton.....	31
3.5.2 Metodo di Horton modificato .....	31
3.5.3 Metodo Green Ampt.....	31
3.5.4 Metodo <i>Curve number</i> .....	32
3.6 Il modulo idrodinamico di EPA-SWMM.....	37

3.7	I metodi di calcolo di Swmm .....	39
3.7.1	Deflusso superficiale .....	39
3.7.2	L'infiltrazione.....	40
3.7.3	Propagazione dei flussi .....	41
3.7.4	Traslazione di flusso .....	42
3.7.5	Propagazione dell'onda cinematica .....	42
3.7.6	Propagazione dell'onda dinamica.....	43
3.7.7	Esondazione .....	43
4	IL CASO STUDIO.....	44
4.1	Premessa .....	44
4.2	Descrizione morfologica della zona di Tolentino .....	44
4.3	Eventi idrologici nell'area del Chienti.....	45
4.4	Realizzazione del modello .....	46
4.4.1	Descrizione della macroarea: la rete di scolo che costeggia il Chienti .....	46
4.4.2	Visione dell'area.....	47
4.4.3	Rappresentazione della rete di scolo.....	48
4.4.4	Le condotte: i <i>links</i> .....	49
4.4.5	Le aree: i <i>subcatchments</i> .....	52
4.4.6	Le proprietà assegnate.....	58
4.4.7	La simulazione della precipitazione registrata.....	59
4.5	La capacità della rete modellata nella fase preliminare .....	62
4.5.1	Le pendenze .....	62
4.6	Confronto tra le portate misurate e modellate .....	66
4.6.1	I valori.....	66
4.6.2	Differenza tra le portate reali e modellate .....	67
5	L'IMPATTO DELL'URBANIZZAZIONE SUL BILANCIO IDROLOGICO.....	70
5.1	Trasformazione di afflussi in deflussi a partire da precipitazioni simulate.....	70
5.2	Gli Effetti dell'urbanizzazione sul bilancio idrologico .....	72
5.3	Incremento dei coefficienti di deflusso.....	74
5.4	Effetti dell'urbanizzazione sulla qualità delle acque .....	75
5.5	I sistemi fognari o di drenaggio urbano .....	77
5.6	Osservazioni sulle reti unitarie e miste .....	78
5.7	Invarianza idrologica e idraulica.....	81
5.8	Mezzi per il rispetto dell'invarianza .....	81



6	IL PERCORSO IDRICO: DALLE NUBI ALLA RETE DI SCOLO .....	83
6.1	Il ciclo dell'acqua .....	83
6.2	Il bilancio idrologico di bacino .....	85
6.3	I regimi Fluviali italiani.....	86
6.4	La raccolta dei dati sul suolo italiano: l'elaborazione dei dati idrometeorologici .....	87
6.4.1	Raccolta dei dati idrologici: le piogge .....	88
6.5	Gli strumenti di misura del servizio idrografico e mareografico nazionale .....	88
6.6	Gli annali idrologici .....	90
6.7	La sezione B degli annali: la pluviometria .....	91
6.8	Richiami di teoria delle probabilità .....	91
6.8.1	Campione e popolazione .....	91
6.8.2	Elementi di teoria delle probabilità .....	92
6.8.3	Il tempo di ritorno .....	98
6.8.4	Determinazioni delle probabilità di superamento per le opere idrauliche .....	100
6.9	Metodi grafici: le carte probabilistiche .....	101
6.10	Distribuzione degli estremi di Gumbel .....	104
6.11	Metodo dei minimi quadrati .....	105
7	L'ELABORAZIONE DEI DATI DI PIOGGIA .....	107
7.1	Elaborazione dei dati pluviometrici.....	107
7.2	Determinazione degli estremi di <i>Gumbel</i> per la zona di Tolentino .....	108
8	LA FASE DI PROGETTAZIONE E VERIFICA DELLA RETE DI SCOLO .....	115
8.1	Progettazione delle fognature pluviali con il metodo della corrivazione .....	115
8.2	Chiarimenti sulla formula razionale .....	115
8.3	Tempo di corrivazione per una fognatura urbana .....	116
8.4	Dimensionamento dei canali.....	117
8.5	Procedura per il dimensionamento .....	118
8.6	Verifica delle reti di drenaggio urbano.....	118
8.7	Fase di progetto.....	119
8.8	Richiami per ietogrammi: ipotesi del bacino scolante.....	125
8.9	L'idrogramma di piena .....	126
8.10	Metodo razionale e osservazioni.....	127
8.11	Ietogrammi di progetto .....	129
8.11.1	Ietogramma rettangolare .....	130
8.11.2	Ietogramma triangolare .....	130

8.11.3	Ietogramma Chicago .....	131
9	LO IETOGRAMMA DI PROGETTO PER LA ZONA DI TOLENTINO .....	135
9.1	Premessa .....	135
9.2	Ietogramma costante (o rettangolare) .....	136
9.2.1	Ietogramma come evento pluviometrico per la zona di Tolentino .....	137
9.3	Determinazione della portata in uscita del sistema con una CPP di 5 anni.....	140
9.4	Verifica dei coefficienti di deflusso .....	142
9.5	Gli effetti sul modello con uno ietogramma avente tempo di ritorno di 5 anni .....	146
9.6	Gli effetti nel modello applicando uno ietogramma costante con CPP di 10 anni .....	149
9.6.1	Determinazione della portata in uscita del sistema con una CPP di 10 anni .....	152
10	LE PORTATE PARASSITE.....	154
10.1	Individuazione delle portate parassite .....	154
10.2	Riduzione delle capacità del sistema fognario .....	156
10.3	Diminuzione della resa per l'impianto di depurazione e costi del servizio .....	156
10.4	Rischi per la salute e danni ambientali .....	157
10.5	Trattazione teorica delle portate parassite .....	157
10.5.1	Portate parassite provenienti da acque superficiali .....	157
10.5.2	Portate parassite provenienti da acque di falda.....	158
10.6	La convivenza con i fenomeni d'infiltrazione .....	158
10.6.1	Opere non ispezionabili .....	159
10.6.2	Vita utile delle opere.....	159
10.6.3	Allacci abusivi .....	160
10.6.4	Scelte politiche.....	160
10.7	Come individuare le portate parassite .....	160
10.7.1	Fase conoscitiva .....	160
10.8	Metodi recupero e risanamento delle condotte fognarie .....	171
10.8.1	Trenchless technology methods .....	171
10.9	La salvaguardia della rete: il monitoraggio delle reti di scolo.....	184
10.9.1	Conoscenza della rete di scolo.....	184
10.9.2	Valori di portata a servizio dell'impianto: le utenze.....	184
10.9.3	Campagna di misurazione in punti strategici.....	185
10.9.4	Correlazione dei valori misurati con gli eventi di pioggia.....	185
10.9.5	Misura dei livelli di falda .....	185
10.9.6	Il bilancio delle portate .....	186

10.9.7	Il risanamento del sistema di scolo.....	187
11	VALUTAZIONE DELLA PRESENZA DELLE PORTATE PARASSITE NELL'AREA DI TOLENTINO .....	188
11.1	Considerazione dalla campagna di misura .....	188
11.1.1	Bacino Q01 .....	189
11.1.2	Tempo secco per la giornata del 10/03/2020.....	189
11.1.3	Tempo di pioggia del 07/03/2020.....	191
11.1.4	Bacino Q02 .....	194
11.1.5	Bacino Q03 .....	195
11.2	Osservazioni finali .....	196
11.2.1	Comportamento della rete in tempo di pioggia .....	198
11.2.2	Portata massima .....	198
11.2.3	Grado di riempimento.....	199
11.2.4	Volume teorico.....	199
11.2.5	Priorità d'intervento .....	200
11.2.6	Raffittimento della campagna di misura per la ricerca delle portate parassite .....	202
11.2.7	Scelta dell'intervento e ripristino delle condizioni di progetto per la rete .....	202
11.3	Seconda campagna di misura (marzo 2021) .....	203
11.3.1	Premessa .....	203
11.3.2	Bacino Q01 BIS .....	206
11.3.3	Bacino Q02 BIS .....	207
11.3.4	Bacino Q03 BIS .....	209
11.3.5	Bacino Q04 BIS .....	210
11.3.6	Osservazioni sui dati provenienti dalla seconda campagna di misura .....	212
11.3.7	Percentuale di sovraccarico al depuratore .....	213
11.3.8	Determinazione dell'incremento di portata per i distretti della rete fognaria .....	214
11.3.9	Parallelismi sulle due campagne di misura .....	216
11.3.10	Priorità di intervento .....	221
11.3.11	Proposte di intervento .....	222
11.4	Analisi dei costi della sola depurazione .....	227
11.5	Limitazioni per la modellazione eseguita .....	229
	CONCLUSIONI.....	231
	APPENDICE .....	235
	<i>Ringraziamenti</i> .....	236

## ABSTRACT

Con il termine portate parassite si indicano tutte le acque che si infiltrano all'interno della rete di scolo in zone sconosciute, dando origine a portate che si vanno a sommare ai reflui ordinari. Alla luce di questo si denota un afflusso generato da un'infiltrazione. Il malfunzionamento causato da una rottura dell'elemento della rete può generare da un lato l'infiltrazione nella rete fognaria (*Infiltration*) dall'altro una perdita del refluo nelle zone vicine (*Exfiltration*).

Tale significato è evidentemente esteso rispetto a quello comunemente adottato ed esprime in sé "acque evitabili". Il termine comprende quindi anche portate di esaurimento presenti in grandi collettori di acque miste o immissioni che si possono definire con un neologismo "di gestione".

Le conseguenze di un fenomeno di *Infiltration* sono ad esempio: la sovrastima della portata nera; il mal funzionamento del comparto biologico; la riduzione dell'efficienza dell'impianto di depurazione insieme a quella della capacità di smaltimento dei collettori fognari; il funzionamento delle stazioni di sollevamento in condizioni non prossime a quelle di progetto, le quali sono soggette a precoce usura; lo sfioro delle portate in condizioni di tempo secco che causano un apporto d'inquinanti al corpo recettore con annessi problemi legali. L'insieme di queste problematiche determina dei costi aggiuntivi da parte del gestore che a sua volta si riversano sui tariffari dei clienti.

In merito all'origine delle acque parassite, che possono infiltrarsi all'interno delle reti fognarie, possiamo distinguere due grandi categorie di provenienza: da acque superficiali, presenti in rete durante le piogge e nulle nei periodi in tempo asciutto; da acque di falda, soggette a poca variabilità e presenti quando la rete è al di sotto della falda.

Le acque superficiali possono, ad esempio, provenire da pozzetti posizionati lungo la rete che permettono l'ingresso di acqua da fonti naturali e spesso saltuarie (torrenti, fiumi, sorgenti, campi di coltura), artificiali (immissioni abusive, scarichi derivanti da cicli industriali, scolo di acque provenienti da locali interrati o seminterrati) o dalla stessa fognatura bianca (essendo posta al di sopra di quella nera nel caso di rete separata).

Se le portate parassite vengono da acque di falda, l'infiltrazione può avvenire attraverso la rottura di uno dei suoi elementi (condotte, giunti o pozzetti della rete), questi essendo a diretto contatto con l'acquifero sotterraneo, causa un afflusso. La causa può essere determinata dalla vetustà dell'opera, considerando che i materiali sono fatti per durare massimo 50 anni, che insieme a condizioni di esercizio sempre più gravose (aumento demografico, carichi derivanti da traffico e costruzioni, movimenti tellurici, escursioni termiche diurne e stagionali) determinano un degrado in un'opera né ispezionabile né visibile. Lo scopo principale della redazione di questo studio è stato la presenza di portate "anomale" in una porzione di rete fognaria di Tolentino. L'ente gestore delle acque ha incaricato la Società Cooperativa *Hydro Ingegneria* per ricercare la causa di tale afflusso gravante sull'impianto fognario. Quest'ultimo va a sovraccaricare l'impianto di depurazione situato in via Sacharov, aumentando i costi di gestione e l'efficienza di depurazione.

In prima analisi, la società di ingegneria si è munita di due strumenti per la ricerca delle portate parassite lungo la rete: un pluviometro per registrare gli eventi di pioggia e dei misuratori di portata

posizionati in uscita di ogni distretto fognario. Il loro aspetto è duale: il misuratore va a determinare la portata (totale) nella sezione in uscita del bacino insieme alla parte “non voluta”, al contempo la misura ottenuta dal pluviometro ci dà un’idea dell’aliquota di portate di precipitazione. I risultati forniti dalla campagna di misura sono stati elaborati al fine di costruire un modello dalla porzione di rete considerata sospetta. La realizzazione del modello è legata a più motivazioni, esso si vuole presentare come uno strumento di progettazione, confronto, esempio e monitoraggio per i futuri sviluppi della rete stessa. Questo è stato realizzato nel periodo che si interpone tra la prima e la seconda campagna di misurazione quando le portate pervenute dal misuratore Q1 ricadevano nell’area che è stata modellata. Successivamente al primo scaglione di dati ne è pervenuto un secondo che evidenzia un problema di portate parassite più esteso su tutta la rete fognaria di Tolentino. Nell’elaborato la modellazione viene presentata tra la prima e la seconda fase di misurazione che è seguita a sua volta dall’analisi dei dati. Alla luce di ciò il modello può nelle sue molteplici funzioni assolvere a quella di esempio per successive zone più critiche. Il suddetto modello è stato realizzato con il programma di simulazione *EPA-SWMM* che offre allo stesso tempo infinite potenzialità e versatilità per ogni tipologia di rete che si vuole modellare.

L’elaborato, quindi, attraversa tutte le fasi di realizzazione del modello senza tralasciare le funzioni guida del programma. Si è partiti da una suddivisione minuziosa delle aree appartenenti al distretto, per poi procedere con l’inserimento di 96 condotte e di 112 pozzetti con le rispettive quote altimetriche su un’area di 12,24 ettari. Nella prima fase è avvenuta la comparazione delle portate (ottenute da una precipitazione simulata) con quelle registrate dalla campagna di misura. Nella seconda fase, quella di progettazione, è stata effettuata un’elaborazione statistica di tutti i dati di pioggia per la stazione di misura di Tolentino registrati dal 1990 al 2019. Dall’analisi dei dati si è determinato lo ietogramma di progetto, ipotizzandolo costante nel tempo, caratteristico del bacino (di corrivazione) che simula l’onda di piena per un tempo di ritorno rispettivamente di 5 e 10 anni. Si sono determinate le pendenze di progetto e le sezioni di progetto attraverso il metodo cinematico applicato nel foglio di calcolo per la porzione di rete soggetta a infiltrazione parassita. I parametri di progetto potranno essere utilizzati nell’ottica di un possibile risanamento futuro della rete attraverso la “sostituzione dell’elemento ammalorato con almeno le caratteristiche geometriche determinate nel modello”. Si sono individuate le portate in uscita dal sistema con le due precipitazioni simulate (tempo di ritorno rispettivamente di 5 e 10 anni) che sono servite sia per calibrare il modello attraverso la verifica dei coefficienti di deflusso. sia per fare un’analisi del funzionamento della rete in condizioni di progetti. Nella terza e ultima fase, dedicata alla diagnosi e all’analisi dell’area di Tolentino, sono stati trattati i risultati ottenuti dal team d’ingegneri fondendo i valori misurati con quelli modellati, scegliendo di prediligere il metodo di tempo asciutto per la stima dell’aliquota d’infiltrazione parassita senza tralasciare quello in tempo bagnato. In questa fase finale è compresa anche l’analisi della portata in uscita dai nuovi distretti partendo dai dati provenienti dalla seconda campagna di monitoraggio che verranno successivamente comparati alla prima passando attraverso la stima dei costi sostenuti dall’ente gestore. L’ultima campagna, infatti, ha lo scopo di indagare ulteriormente sulla problematica già manifestata nella prima, ripartendo subito a monte dell’area modellata.

Infine, sono state trattate tutte le metodologie di ricerca delle portate parassite nei sistemi fognari odierni attraverso le nuove tecniche di diagnosi presenti sul mercato italiano e no. Accertata la presenza di portate parassite si è offerta nel documento un ventaglio delle possibili tecniche per la ricerca delle stesse, insieme a una panoramica degli interventi con tecniche *"no-dig"* o *"trenchless"* che prevedono la piena riabilitazione delle condotte, riducendo dell'80% i costi rispetto ad un intervento di tipo tradizionale.

Il documento si conclude con le proposte d'intervento, con un excursus di tutti i possibili scenari concernenti le metodologie di ricerca per le portate parassite nella zona di Tolentino.



## INTRODUZIONE

L'antropizzazione del territorio si è intensificata notevolmente negli ultimi decenni, in particolare dall'inizio del '900 e grazie allo sviluppo delle infrastrutture offerte negli anni del boom economico. Fenomeni come quello dell'industrializzazione e della coltivazione di vaste aree hanno favorito profondi sviluppi del suolo urbano e delle periferie.

Oggi il tema principale per la salvaguardia idraulica non riguarda solamente il dissesto idrogeologico, come spesso ci vogliono far credere, bensì il drenaggio delle aree urbane. Le acque meteoriche in eccesso devono essere convogliate in apposite canalizzazioni, macchinari e apparecchiature che possono allontanare sia l'acqua meteorica prodotta dal deflusso urbano, sia quelle reflue prodotte dai diversi usi della società: domestici, pubblici, artigianali e industriali. Il sistema che viene realizzato per svolgere determinati compiti è la rete di scolo. La progettazione è fortemente dipendente dalla conoscenza sia dei "carichi" provenienti dalle precipitazioni sia dalle utenze collegate alla rete di fognatura. Queste portate possono essere trasformate in deflussi simulati attraverso i modelli a mezzo di software che utilizzano metodi per la trasformazione afflussi-deflussi.

Il presente lavoro di tesi ha riguardato la validazione del modello idraulico realizzato col software *EPA-SWMM* (*Storm Water Management Model* o modello di gestione delle acque piovane) relativo al sistema di drenaggio urbano della zona di Tolentino. Il modello idraulico è stato realizzato dal candidato che si è servito del materiale informativo gentilmente ceduto dalla Società *Hydro Ingegneria*. Il motivo principale della realizzazione del modello sulla porzione di rete di scolo è dovuto alle grandi portate d'ignota provenienza presenti nel tratto esaminato che la società di gestione delle acque *A.S.S.M. S.p.a.* ha riscontrato a carico del depuratore di Tolentino. L'indagine svolta dal team di ingegneri, attraverso la campagna di misura, ha certificato la presenza di portate parassite. Un modello idraulico potrebbe giovare al problema, che attualmente investe la rete, sia in futuro sia per una politica di monitoraggio della porzione di rete stessa. Il lavoro di realizzazione del modello e successiva progettazione della rete con un tempo di ritorno di cinque anni è stato svolto dal candidato sotto la guida del relatore.

Le portate parassite sono un fenomeno d'infiltrazione-afflusso che riguardano le reti di drenaggio urbano sono costituite da flussi estranei provenienti da acque superficiali o sotterranee che "permeano" nel sistema fognario urbano causando, da una parte il sovraccarico degli elementi della rete aumentando spese legali e relativi costi di gestione, dall'altra provoca a fuoriuscite e allagamenti con annessi danni ambientali tutte queste problematiche saranno trattate nel documento in esame che sarà suddiviso in più parti:

- Descrizione del motore di calcolo per il software di modellazione idraulica *EPA-SWMM* con tutte le funzioni intrinseche ed estrinseche che governano il deflusso delle acque, partendo dalla precipitazione simulata fino alla portata in uscita della sezione di chiusura del bacino
- Realizzazione del modello con la presentazione dell'area in esame e la successiva modellazione preliminare della rete di scolo, l'inserimento dei vari elementi che compongono il modello e la comparazione dei dati ottenuti con quelli provenienti dalla campagna di misura.
- Il percorso generico dell'acqua partendo dalle nubi fino alle reti di scolo: i tipici regimi fluviali italiani fino alla raccolta e l'elaborazione statistica dei dati metereologici più gravosi che ha



interessato l'area di Tolentino dal 1990 ad oggi determinando le curve probabilistiche di possibilità pluviometrica rispettivamente per cinque, dieci, cinquanta e cento anni.

- La fase di progetto e successiva verifica per la rete di scolo realizzata sia sul foglio di calcolo che sul modello, quindi l'applicazione a quest'ultimo dello ietogramma di progetto ottenuto dalle curve di possibilità pluviometrica predeterminate. Le relative calibrazioni sul modello di progetto e la verifica della rete con le condizioni assegnate saranno realizzate sia con un tempo di ritorno di cinque che di dieci anni.
- Trattazione ad ampio spettro delle portate parassite con relativi effetti a breve e a lungo termine sulla rete fognaria, metodologie d'indagine con i rispettivi test, le ultime tecniche di risanamento per le fognature investite da questo problema.
- Analisi e successiva conferma della presenza delle portate parassite in zone "puntuali" della rete fognaria di Tolentino partendo da quella ottenuta dalla prima campagna di misura, la restrizione del campo d'indagine attraverso il secondo monitoraggio, fino alla successiva individuazione dei tratti più critici presenti in modo più o meno esteso su tutta la rete dove si dovrà procedere attraverso video-ispezioni. Dopo aver effettuato le possibili analisi con i dati messi a disposizione da *Soc. Hydro-ingegneria* da parte del candidato, il lavoro terminerà con una breve analisi dei costi e con le relative proposte d'intervento per l'area in esame con le odierne tecnologie di risanamento per le condotte.

# 1 LA PRIMA CAMPAGNA MONITORAGGIO

## 1.1 Presentazione della campagna di misura

Lo studio in esame prevede l'analisi idraulica della rete fognaria di una zona di Tolentino. La società ASSM S.P.A ha affidato alla Soc. *Hydro-ingegneria* l'incarico per la verifica delle portate dei reflui convogliati al depuratore di Tolentino presente in via Sacharov (Figura 2). È stata quindi pianificata una campagna di monitoraggio a scala di micro-bacino mediante l'utilizzo di strumentazione specifica (*area velocity*).

Tali strumenti sono capaci di determinare la portata all'interno della condotta di fognatura, nonché di determinare la velocità a mezzo di software dedicati. Attraverso un *data Logger* i misuratori sono in grado di restituire i dati di portata sia a intervalli di tempo regolari che istantanei.

Per la campagna di misurazione sono stati installati sette misuratori di portata e un pluviometro posizionato all'interno dell'area del depuratore di Buia come da Figura 1:

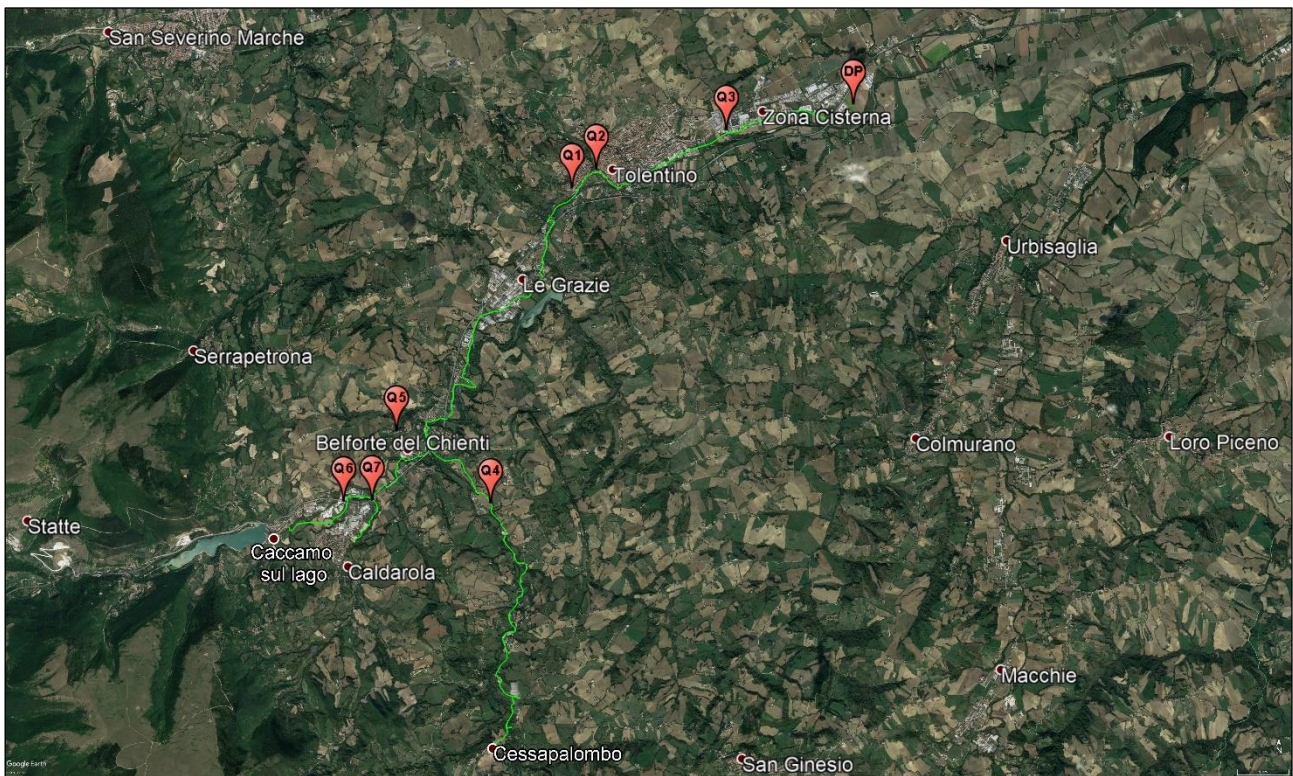


Figura 1 L'ortofoto mostra le ubicazioni dei misuratori di portata: si evidenzia la presenza di n° 7 misuratori di portata e un pluviometro, ognuno dei quali in una zona diversa dell'impianto di scolo. Partendo da Cessapalombo, Caldara, e Caccamo sul lago dove sono ubicati rispettivamente i misuratori Q4, Q7 e Q6, la rete di scolo prosegue verso Belforte del Chienti incontrando il misuratore Q5. Successivamente attraversa la zona Le Grazie fino alle porte di Tolentino dove si trovano i misuratori Q1 e Q2. Il tratto della rete di scolo termina nella zona industriale dove saranno presenti rispettivamente il misuratore di portata Q3 in Zona Cisterna e il pluviometro nell'area del depuratore come segnato con l'icona DP.

Le reti fognarie di Caldarola, Belforte del Chienti e Tolentino poste al vaglio sono di tipo misto. Tali reflui sono convogliati nell'impianto di depurazione di Tolentino, inoltre sono presenti in rete dei punti di sfioro che recapitano le acque ai canali esistenti all'interno del territorio.



Figura 2 Impianto di depurazione di Tolentino. Fonte: ASSM S.p.a.

Sono stati installati 5 misuratori *area velocity* ai fini della campagna di misura sulla rete in esame come da Tabella 1:

<b>ID PUNTO</b>	<b>LOCALITA'</b>	<b>VIA PRINCIPALE</b>
Q01	TOLENTINO	VIA ARNALDO OSMANI
Q02	TOLENTINO	BORGO FORO BOARIO
Q03	TOLENTINO	STRADA STERRATA SUCCURSALE VIA C. COLOMBO
Q04	BELFORTE DEL CHIEN TI	STRADA STERRATA INGRESSO DA SP49
Q05	BELFORTE DEL CHIEN TI	STRADA STERRATA INGRESSO SP49
Q06	CALDAROLA	STRADA STERRATA RAGGIUNGIBILE DA VIA LORETO
PLU01	TOLENTINO	C/O DEPURATORE

Tabella 1 Tabella per descrizione misuratori di portata e pluviometri utilizzati durante la campagna di misura effettuata da Hydro Ingegneria.

Per scovare le portate parassite in tempo asciutto è stata utilizzata la metodologia della stima della portata di minimo notturno, si considerano infatti l'apporto delle portate antropiche nello stesso periodo della campagna di misurazione.

Utilizzando i dati del consumo idrico forniti dai tecnici ASSM S.p.a, in base alla suddivisione in distretti, funzione a sua volta della campagna di misura, è stato possibile fare una stima comparativa dei dati a disposizione con quelli misurati.

## 1.2 Il monitoraggio

Per aumentare l'affidabilità del modello idraulico è necessario calibrarlo in modo da rendere quanto più congruente il fenomeno misurato (portate e livelli) con quello simulato in condizioni di esercizio allo scopo di misurare i parametri di afflusso (piogge) e deflusso (portate). Sulla rete fognaria è stata effettuata una campagna di monitoraggio piogge, portate e stima della qualità delle acque durante il periodo tra il 04/03/2020 e il 31/03/2020. Sono state quindi individuati i punti più significativi per le installazioni in ottemperanza all'obiettivo che si deve raggiungere. Sono stati installati:

- 7 misuratori di portata con una sonda della ditta *ISCO* modello *Tienet 350* in Figura 3;
- 1 pluviometro *IJINUS* (tipping bucket rain gauges *RG2*, per la registrazione delle precipitazioni meteoriche).

Il pluviometro è alimentato da batterie di lunga durata e ha consentito la misura degli eventi meteorici a intervalli di 2 minuti. I tecnici hanno provveduto sia all'installazione degli apparecchi di misurazione sia alla programmazione e infine alla raccolta ed elaborazione di dati nonché alla loro eventuale manutenzione.

I misuratori di velocità sono a sicurezza intrinseca (non fanno scintille quando si accendono) ed essendo impermeabili e alimentati da batterie sono in grado di trasmettere le informazioni senza alcuna alimentazione ausiliaria, quindi riuscendo a registrare i dati e a trasmetterli sia in tempo asciutto che bagnato.

Essi sono dotati di un sensore di pressione che è in grado di fornire i dati del livello d'acqua all'interno della condotta grazie a un trasduttore che misura la differenza tra la pressione atmosferica in superficie (appena sotto il pozzetto stradale) e la pressione idrostatica in profondità del pozzetto ove è presente l'apparecchio.

Oltre al livello, il misuratore è dotato anche di un sensore di velocità ad ultrasuoni. Le misure di velocità vengono effettuate mediante due trasduttori (un emettitore e un ricevitore) che utilizzano l'effetto *doppler*; il trasmettitore posizionato nel fondo della condotta tramite un emettitore irradia delle onde a ultrasuoni a una frequenza prefissata verso la superficie del refluo, parte di quest'onda sarà riflessa dalle particelle del liquido in sospensione e sarà intercettata dal ricevitore.

Se il fluido presenta assenza di movimento il segnale riflesso è uguale a quello trasmesso, se invece le particelle in sospensione nel liquido si muovono verso il trasduttore, la frequenza dell'onda riflessa è maggiore di quella dell'onda trasmessa. Quindi grazie alla differenza di frequenza tra emettitore e ricevitore, l'elaboratore interno del trasduttore è in grado di effettuare la misurazione della corrente all'interno della condotta.

I sensori vengono protetti all'interno di un rivestimento plastico con forma fluidodinamica che viene posizionata nel fondo della condotta in esame. Il fissaggio del misuratore al fondo è assicurato con relativa piastra metallica oppure con unione chiodata. I sensori di livello funzionano in un intervallo compreso tra 0.1 m e 4.0 m con un errore massimo del 0.1%. Per i sensori di velocità è previsto un range operativo tra 0.2 m e 4 m con un errore massimo del 2.5%. La strumentazione utilizzata è un sistema portatile per la misura e la registrazione della portata di acque di varia densità da leggermente sporche a molto sporche, essa può operare sia in canali aperti che chiusi con varie geometrie in tutte le condizioni di riempimento.

La sonda per la misura di velocità è della ditta ISCO modello TIENET 350 (Figura 3) garantisce una validazione di misura attraverso la convalida di 3 parametri:

1. l'intensità della potenza di emissione del segnale *doppler*: la sonda della ISCO è fornita di un analizzatore dell'intensità di emissione di potenza del segnale *doppler*. Affinché la misura possa rivelarsi valida l'intensità deve rientrare in un range prestabilito dall'unità di controllo. Nel caso in cui la sonda sia sporca e il valore non è compreso nel range, la sonda aumenterà o diminuirà automaticamente la potenza del segnale da parte dell'emittente;
2. l'intensità della potenza di ricevimento del segnale doppler: congruamente alla potenza di emissione il ricevente verifica se il valore di tale intensità viene restituito nei range di corretta operatività. Nel caso ci fosse un'elevata concentrazione di solidi sospesi o una concentrazione di sporco in prossimità dell'emittore, la sonda aumenterà la potenza del segnale fino a un valore prestabilito di soglia oltre il quale non opera. Nel caso in cui la differenza tra emittente e ricevente supera questo valore limite di soglia viene generata un'interrogazione all'utente;
3. la validazione delle condizioni idrauliche: la sonda ISCO è in grado di verificare se l'installazione è avvenuta correttamente, questo grazie a una validazione della misura della velocità. Difatti poiché il flusso all'interno delle condotte non è perfettamente filiforme e lineare, ma sono presenti dei fenomeni di turbolenza e cambio di verso, essi possono andare a individuare un'indeterminatezza della misurazione. La sonda ISCO è in grado di verificare la presenza di queste turbolenze che hanno normalmente repentini cambi di direzione passando da condizioni di corrente a mulinelli. La sonda verifica se questa turbolenza è accettabile per non invalidare la misura. Nel caso in cui non lo fosse verrà inviata una segnalazione di errate condizioni idrauliche all'utente.

Attraverso la comparazione di questi 3 parametri è facilmente riscontrabile se il misuratore è in grado di dare dei risultati corretti alla campagna di misurazioni che si vuole effettuare.



*Figura 3 Sonda Isco tienet® 350 sensore area velocity, utilizzata nella campagna di misura come misuratore di portata. Fornita da un cavo di lunghezza di 10 m può essere installata fino a una profondità di 3 m. Fonte: <https://store.teledyneisco.com/products/604354113>.*

Il sistema è costituito dall'apparecchio di misura (*Sonda Isco Tienet 350*), dal *datalogger* che memorizza i dati appena registrati, il quale a sua volta, è dotato di modem 3g interno per trasmetterli e da una valigetta che contiene le batterie per alimentare l'apparecchio e la sonda.



Il software di gestione e programmazione delle stazioni di misura è denominato *Avelour* ed è prodotto dalla ditta *Ijinius*. AVELOUR possiede diverse potenzialità tra le quali:

- Programmazione dello strumento attraverso sistemi wireless e gprs.

Una delle principali caratteristiche offerte dal sistema *Ijinius* e dal software *Avelour* è quella di poter programmare il *datalogger* mediante una connessione radio (*wireless*).

Una volta stabilita la connessione, il software *Avelour* è in grado rilevare automaticamente i dispositivi sonda adibiti alla misurazione nelle prospicenze del configuratore e grazie al software automaticamente avviene l'identificazione del sensore senza la necessità di collegamenti al configuratore mediante cavi *USB*, chiavi resistive o *trasponder*.

Il vero vantaggio nella connessione radio è quella di poter configurare e attivare automaticamente il *datalogger* all'interno della condotta a pozzetto chiuso, in pieno rispetto delle norme vigenti in merito di salute e sicurezza sul lavoro.

- Accesso a un sito web per il download e la visione dei dati di misura nonché dello stato della sonda.

Attraverso il software *Ijtrack* è possibile la consultazione in qualunque istante di tutti i dati registrati e contemporanei della sonda, quindi è possibile selezionarli e scaricarli. Inoltre, il software via web fornisce informazioni sullo stato della sonda e dei dati registrati, nonché della loro archiviazione sul *cloud*. I *datalogger* sono programmati per registrare ogni 2 minuti i valori di velocità, battente e temperatura del refluo. Tali dati sono trasmessi al portale web *Ijtrack* una volta al giorno alle ore 24:00.

### 1.3 Uno strumento di misura: il Pluviometro

Il pluviometro è lo strumento utilizzato per la misura dell'intensità di pioggia ed è costituito da una base in metallo sulla quale è posizionata una vaschetta di raccolta oscillante.

Presenta una sorta di imbuto di raccolta della pioggia collegato a un cilindro in alluminio che convoglia l'acqua alla sua base dove è posizionata una vaschetta basculante. Quando è raggiunto il livello stabilito, il baricentro del serbatoio riempito farà ribaltare il contenitore provvisorio grazie alla cerniera scaricando l'acqua in un recipiente di misura. Nella fase di rotazione il contatto presente sulla bilancia aprirà un relè, normalmente chiuso, collegato in serie a esso e darà l'informazione a una centrale operativa per il conteggio. Ogni volta che la vaschetta si ribalterà sarà contato un prefissato volume ( $0.2 h_{mm} \times S_{\text{superficie vaschetta}}$ ) di pioggia in un dato istante.

Il conteggio di tutti i volumi registrati dalle rispettive sonde sarà inviato a un'unità di acquisizione dati alimentata a batteria con un'autonomia di 100 h.

Questi dati verranno registrati a intervalli di tempo dettati dall'altezza di pioggia (0.2 mm), ogni qualvolta la vaschetta (*Tippingbucket*) si ribalterà sotto il peso della pioggia stessa, equivalente all'altezza di 0.2 mm, il relè chiuderà il contatto e l'unità di acquisizione registrerà l'ora e la data corrispondente.

Lo strumento è stato installato cercando di evitare le eventuali variazioni d'intensità di pioggia dovute all'estensione del territorio. Si sono assicurate migliori condizioni di funzionamento: piano

orizzontale, adeguata distanza da alberi e pareti. Anche il pluviometro come le sonde di portata è dotato di un'unità che permette la trasmissione di dati su *Cloud*.

#### 1.4 Elaborazione dei dati di pioggia

Il pluviometro fornisce i valori di precipitazione parziale e progressiva. L'intensità viene in seguito calcolata secondo la seguente procedura:

- per determinare l'intensità di pioggia, ossia l'altezza in millimetri in un dato intervallo temporale specifico, si calcola l'altezza totale di caduta (0.2 mm) diviso il tempo compreso tra la prima e l'ultima registrazione;
- nel caso l'evento piovoso si manifesti in 2 misurazioni a più di 10 minuti l'una dall'altra, si considera come unità di tempo per l'intensità un periodo compreso tra la prima e l'ultima registrazione di riferimento.

#### 1.5 Dati pluviometrici

Poiché il trasduttore registra i dati a seconda della posizione d'installazione, che non sempre coincide con la posizione della sonda per motivi logistici, è necessario convertire tali valori aggiungendo un *offset* che tenga conto della distanza del trasduttore dal fondo della condotta.

Non sempre, infatti, è possibile installare il trasduttore nella quota di fondo della condotta a causa della quantità di portata presente o dell'eventuale presenza di sedimenti o di condizioni strutturali (fondo sconnesso) non adeguate. Alcune volte è necessario aggiungere un secondo *offset* che tenga conto di una variazione nel tempo della lettura.

Le portate sono calcolate mediante l'elaborazione di dati di velocità e livello previa conoscenza delle caratteristiche della sezione della condotta secondo la formula espressa nella (1.1):

$$Q = V_m * A$$

(1.1)

Dove  $V_m$  è la velocità del fluido,  $Q$  è la portata,  $A$  è la sezione del profilo bagnato (sezione del flusso).

La portata è ottenuta dal prodotto dell'area bagnata per la sua velocità. L'area bagnata s'intende come area netta poiché è esente dall'eventuale area occupata dai sedimenti eventualmente presenti o dal sensore di misura.

Per ottenere un profilo delle velocità più realistico è necessario rilevare il profilo in diverse posizioni della sezione per ottenere il rapporto tra velocità media e quella misurata puntualmente dal sensore.

#### 1.6 Ubicazione degli strumenti

L'ubicazione delle installazioni è stata scelta con l'obiettivo di misurare il deflusso superficiale proveniente da tutti i sottobacini principali che convogliano le loro acque nel depuratore di Tolentino. L'obiettivo è quello d'identificare il problema di un afflusso anomalo nei principali tratti dei bacini e successivamente muoversi per adottare delle strategie d'indagine differenti a seconda dell'evolversi della campagna di misura.

Prima d'installare gli strumenti è stata effettuata un'accurata ispezione dei pozzetti per verificare se effettivamente vi erano le condizioni necessarie per una valida restituzione di dati utili ai fini dell'indagine. Si è verificato sia dal punto di vista strutturale che idraulico, in ogni pozzetto in esame, quelli che più rispettavano le migliori condizioni dal punto di vista: strutturale; idraulico, sicurezza dell'installazione, reperimento dati, tratti preferibilmente rettilinei, assenza di salti di fondo in prossimità per non vanificare il dato rilevato.

È importante assicurarsi nella fase d'installazione di essere lontani a zone prospicienti a salti di fondo o zone interessate da cambi di direzione improvvisi poiché lo strumento di misura potrebbe registrare dati falsati. Dopo aver suddiviso l'area in zone più o meno vaste, in funzione della registrazione fornita e della rappresentazione del dato dell'area servita, sono state quindi effettuate delle misure puntuali delle portate transitanti con strumenti mobili aventi potenzialità adatte alla rete in esame.

Le misurazioni vengono quindi effettuate strategicamente, nei punti di chiusura dei distretti individuati e negli ingressi dei bacini interconnessi. Mediante questa campagna di misurazione è possibile stimare se un'anomalia pervenuta può essere imputabile o a un problema d'infiltrazione di acque parassite o a una perdita della rete fognaria.

Dopo un'accurata analisi delle portate registrate durante tutto l'arco della giornata è stato scelto come periodo più rappresentativo di misura delle portate transitanti nella rete quello notturno, in particolare il lasso temporale compreso tra le 04:00 a.m e le 06:00 a.m.

Da questo valore si registrano i minimi di portata misurati e sottraendo le minime stimate in notturno dovuto al consumo idrico degli utenti è più facile individuare l'entità della portata parassita.

In fase preliminare i dati registrati (livello, velocità e portata) sono stati elaborati dalla *Soc. Hydro-ingegneria* utilizzando il software di calcolo *Flowlink* al fine di ottenere le informazioni necessarie alla completa caratterizzazione dei regimi di portata all'interno della rete fognaria nella condizione di stato di fatto.



## 2 IL MOTORE DI CALCOLO EPA SWMM

### 2.1 Presentazione del software di modellazione idraulica

Oggi giorno i software di modellazione idraulica, oltre a essere un ottimo strumento di calcolo per la gestione e verifica della rete fognaria, rappresentano la visione completa del rappresentato ossia del modello inteso come oggetto di simulazione.

Difatti tramite l'ausilio di tali programmi è possibile fare una verifica tangibile degli elementi già presenti nella rete con gli annessi malfunzionamenti o sottodimensionamenti oppure è possibile progettarne dei nuovi per accertare e garantire un servizio idoneo alla comunità.

Grazie alla modellazione idraulica si può analizzare il comportamento della rete di drenaggio nelle varie condizioni di simulazione idraulica. Lo scopo è quello di evidenziare tutte le possibili criticità che potrebbero essere presenti nel sistema di scolo sia con l'aggiunta di nuovi elementi sia con la verifica degli esistenti.

Il modello difatti si identifica come strumento necessario ai fini della realizzazione dei piani d'intervento in modo che la cittadinanza usufruisca di un servizio più affidabile ed efficiente. È impossibile pensare che un modello rispecchi fedelmente la realtà, ma grazie alla calibrazione tra i dati acquisiti nella campagna di misurazione e quelli simulati è possibile ottenere un modello che rappresenti con una minima incertezza tutti i possibili scenari.

Per ottenere un modello che abbia dei risultati attendibili è necessario avere la conoscenza del sistema in esame partendo dalle proprietà geometriche e dei dati a disposizione. Quanto più si vuole un modello attendibile tanto più si deve scendere nel dettaglio in termini di minuziosità dei dati raccolti e delle informazioni che compongono il sistema, di conseguenza più realistica sarà la simulazione del software.

### 2.2 Il software di calcolo Epa Swmm

Il modello idraulico che rappresenta la rete di drenaggio urbana della zona di benvenuto nel comune di Tolentino è stato simulato con il software *EPA SWMM (Storm Water Management Model)* che letteralmente significa "modello di gestione delle acque piovane". Si tratta di un software dinamico di gestione delle acque meteoriche in grado di simulare la trasformazione degli afflussi in deflussi. Questo è valido sia per eventi meteorici di poche ore sia per quelli più cospicui quindi che potrebbero durare per diversi giorni o in alcuni casi mesi.

Inizialmente il programma è stato sviluppato in America dal *Water supply Division dell'Environmental Protection Agency (US EPA)* nel lontano 1971. Successivamente all'avvento di nuovi software di programmazione si è arrivati alle versioni odierne *EPA SWMM 5.1* con cui è stato sviluppato il modello in esame. L'interfaccia delle ultime versioni permette un utilizzo più intuitivo per l'interpretazione e la gestione dei dati ottenuti come output delle analisi.

Il software è ampiamente usato su scala mondiale per la pianificazione, gestione e progettazione legata al deflusso delle acque piovane su reti miste o separate, per altri sistemi di drenaggio urbano oppure su canali aperti con forma irregolare. Le applicazioni si estendono anche in aree extraurbane. Viene principalmente utilizzato per i centri urbani poiché le aree impermeabili sono maggiori rispetto a quelle filtranti presenti in zone con densità abitativa minore.

Con questo programma si vanno a simulare i vari processi semplificati che vanno a racchiudere il ciclo dell'acqua: la variabilità delle precipitazioni nel tempo, l'evaporazione di acque di ristagno, l'accumulo di acque di ristagno e del nevischio, l'infiltrazione di acque meteoriche negli strati insaturi del terreno e la percolazione di acqua già infiltrata nel sottoterraneo tra l'acqua di falda e la rete di drenaggio. La simulazione di tutti questi processi avviene nelle aree in esame che sono state suddivise in tante piccole sotto aree chiamate sottobacini che sono più piccole e omogenee.

Ogni sottobacino ha delle caratteristiche di permeabilità a definizione dell'utente. La corrente può quindi essere canalizzata in tre sezioni differenti: tra le sotto-aree, tra i sottobacini o tra i punti in entrata del sistema di drenaggio.

Nella rappresentazione del sistema fognario si può gestire la rete in modo "illimitato" usufruendo al contempo di un'ampia scelta di condotte e canali. La modellazione non si ferma solo al deflusso ma anche allo stoccaggio, difatti si può avere la possibilità di modellare strutture di trattamento delle acque di riserva.

Il software *EPA SWMM* lavora trasformando le piogge che precipitano nei sottobacini (*subcatchments*), in afflussi verso una fitta rete di condotte e canali o luoghi di stoccaggio definiti dall'utente. Inoltre, l'afflusso può essere trattato attraverso pompe, orifizi e regolatori.

Il programma è in grado di tenere conto dell'evolversi del deflusso generato dalle precipitazioni nel tempo per ogni elemento sottobacino e determinare sia a valle che a monte le portate che circolano nei collettori o canali. Bisogna considerare che il programma è anche in grado di poter aumentare o diminuire le potenziali fasi del ciclo idrogeologico, difatti è possibile sottrarre o aumentare la portata entrante nel sistema di drenaggio, i contributi dell'evaporazione e dell'infiltrazione. Esso è in grado di simulare il ciclo idrogeologico e idraulico della rete in esame visualizzando nei vari istanti temporali i risultati su molteplici formati ed elementi, tra i quali reti di trasporto, grafici di serie temporali, grafici dei profili di porzioni di rete o analisi statistiche di frequenza.

L'idrogramma è assegnato in *SWMM* su ogni sottobacino di afferenza, le grandezze che ne escono fuori sono funzioni dello spazio e del tempo. *SWMM* può calcolare partendo da questo deflusso i vari parametri idraulici, tra cui le portate uscenti da ogni sottobacino, i tiranti idraulici all'interno delle condotte e la loro successiva variazione per quella simulazione in passi temporali successivi.

L'insieme delle funzioni di *SWMM* denominata *Runoff* prende in considerazione l'insieme di sottobacini definiti che ricevono la precipitazione assegnata generando deflussi superficiali insieme a carichi inquinanti.

L'insieme delle funzioni denominato *Routing* invece trasporta il deflusso attraverso il sistema condotte, canali o entità di accumulo, stazioni di sollevamento (pompe) o regolatori. Durante l'evoluzione della simulazione da monte a valle, in ogni canale, il programma confronta l'interazione di tutti gli idrogrammi a monte della condotta con i deflussi generati all'interno della stessa. Quanto più è accurata la discretizzazione delle aree (sottobacini) tanto più probabilmente si avrà una simulazione degna del fenomeno reale. Le simulazioni possono svolgersi in un lasso di tempo esteso con periodi asciutti e bagnati oppure continui, sia per brevi che per lunghi periodi.

La descrizione di un modello idraulico si basa sulla rappresentazione matematica e idraulica del deflusso interno alle proprie tubazioni che sono i principali elementi che compongono il sistema. I

modelli, quindi, ripercorrono le equazioni idrauliche e del moto e sono in grado di simulare il comportamento idraulico del sistema al variare delle condizioni al contorno (elementi meteorici considerati, condizioni morfologiche dell'area in esame).

### 2.3 Le potenzialità del motore di SWMM

*SWMM* simula i vari processi idrologici che producono deflusso superficiale delle aree urbane. Questi includono: precipitazioni variabili nel tempo, evaporazione dell'acqua permanente in superficie, intercettazione della pioggia ad opera delle zone di accumulo superficiale, infiltrazione della pioggia in terreni non saturi, percolazione di acqua infiltrata in falda, scambi idrici tra falda e fognatura, riproduzione della portata superficiale secondo lo schema di serbatoi non lineari. Il continuo evolversi di questi processi nel tempo è ottenuto suddividendo, da parte del programma, l'area di studio in vari sottobacini ognuno classificato dallo stesso previo comando dell'utente, in frazioni permeabili o impermeabili. Il deflusso superficiale può entrare nei nodi di raccolta come stabilito in fase di modellazione oppure infiltrarsi in profondità. *SWMM* è in grado di trasformare un evento meteorico in deflusso sotto forma di corrente all'interno delle tubazioni della rete. Esso permette di gestire: reti di maglie di dimensioni illimitate; un'ampia disponibilità di scelta riguardo alla tipologia di sezione delle condotte da rappresentare; la possibilità d'inserire nel modello elementi speciali come pompe, regolatori di flusso, unità di trattamento, unità di accumulo, scaricatori e deflussi su soglie (sfioratori); l'inserimento d'idrogrammi e la possibilità di considerare eventuali interazioni di falda; l'utilizzo per il calcolo della propagazione del flusso, dello schema semplificato del problema di *De Saint Venant*, della propagazione dell'onda cinematica o di quello che si riferisce alla risoluzione completa delle equazioni che fanno riferimento alla propagazione dell'onda dinamica; la possibilità d'inserire nel modello fenomeni come il rigurgito, sovraccarico e fenomeni di esondazione; l'applicazione dei controlli per il corretto funzionamento dei dispositivi immessi come le pompe per le stazioni di sollevamento, le aperture degli sfioratori e conseguente variazioni dei livelli su soglia degli stessi.

### 2.4 I meccanismi interni di Swmm

*SWMM* gestisce il sistema fognario suddividendo il modello in diversi compartimenti ambientali:

- il compartimento atmosfera, dal quale l'evento meteorico ha inizio (pioggia o neve) e gli inquinanti cadono depositandosi sulla superficie, generando deflusso superficiale o infiltrazione nella parte superficie terreno. Gli idrogrammi sono definiti dall'utente. *SWMM* per modellare il processo d'input si serve rispettivamente del *rain gage* per le piogge e dello *Snowmelt* per la neve;
- il compartimento superficie terrestre che viene rappresentato dalle entità create dall'utente sotto il nome di sottobacino; esso riceve la precipitazione sotto forma di neve o pioggia e invia l'informazione sia al compartimento acque sotterranee sotto forma d'infiltrazione sia al compartimento trasporto tramite deflusso superficiale. Infine, in minima parte anche al compartimento atmosfera sottoforma di evaporazione;
- a sua volta il compartimento acque sotterranee riceve l'infiltrazione dal blocco superficie terreno trasferendo parte dell'afflusso al compartimento trasporto grazie all'entità acquifero;
- il compartimento trasporto contiene tutti gli elementi di accompagnamento del refluo (canali condotte, tubi pompe e regolatori), di stoccaggio o di trattamento che portano lo

stesso verso il nodo di uscita. La rappresentazione di tale compartimento si basa su una serie di elementi definiti precedentemente dall'utente che definiscono la rete idrica, composta a sua volta dai collegamenti (*links*) e i nodi (*nodes*) che vanno a riproporre l'intero sistema di deflusso insieme anche alle unità di accumulo. L'insieme di questi elementi trasporta il refluo fino al punto di sbocco definito dall'utente. Nel comparto trasporto si esegue il calcolo della propagazione del flusso nel sistema di scolo. Si opta per varie soluzioni: moto uniforme, onda cinematica e moto vario, di cui l'ultimo rappresenta la risoluzione completa delle equazioni di *De Saint Venant*. Con questa ultima, opzione il calcolo è più rigoroso e viene considerato anche il reflusso, il pelo libero e il moto in pressione all'interno delle condotte.

Ogni compartimento ha una "indipendenza di calcolo" fine a se stessa in quanto viene eseguito il calcolo a blocchi. Ogni comparto che esegue il calcolo trasferisce l'informazione di base al comparto successivo, questa tipica funzione è definita a cascata. L'unico comparto che non riceve informazioni dal precedente è il comparto *Runoff* che interagisce esclusivamente con i moduli di pioggia e temperatura definiti dall'utente.

Al fine di definire un qualsiasi modello su *SWMM* tutti i compartimenti elencati sono necessari in quanto è impossibile pensare che sia presente solo il comparto trasporto senza la definizione di un idrogramma. Gli oggetti utilizzati da *SWMM* saranno elencati successivamente

## 2.5 I moduli impliciti di EPA-SWMM

*EPA-SWMM* risulta essere composto da due principali moduli di calcolo accoppiati tra loro Figura 4, ma che possono essere utilizzati indipendentemente l'uno dall'altro, come descritto in seguito.

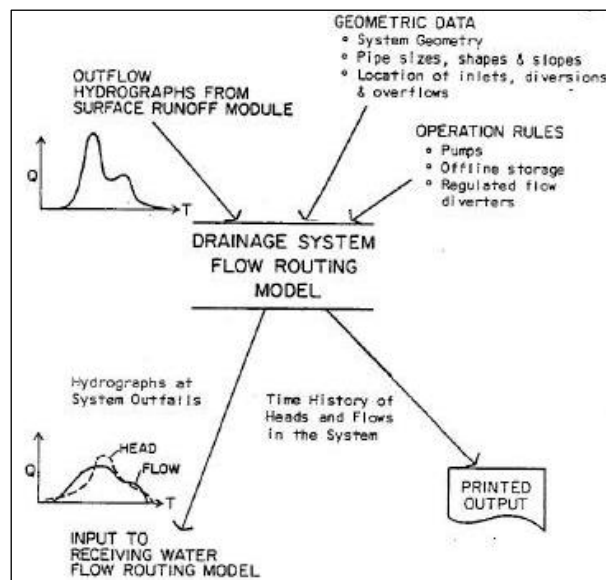


Figura 4 EPA Swmm Module. Fonte: manual master di Epa Swmm.

Il modulo di servizio è il primo che si divide in una serie di comparti che consentono di elaborare i risultati ottenuti, prestandosi allo sviluppo e all'elaborazione dei dati rimanendo celata all'utente durante la fase di lavoro:

- lo *Statistics block* che è in grado di fare operazioni statistiche partendo dai risultati delle simulazioni elaborate dal software;

- i *temperature block* e *rain block* rispettivamente per gestire i dati metereologici e climatici utilizzati a loro volta nelle analisi del programma;
- il *graph block* per gestire i risultati ottenuti attraverso i grafici e le stampe;
- il *combine block* per l'organizzazione dei dati in uscita generati dai moduli in cascata;
- l'*executive block* per la gestione e l'elaborazione dei dati in sequenza tra i blocchi.

Il secondo modulo, quello computazionale, contiene a sua volta quattro moduli con annessi simulatori idrologici ed idraulici:

- il *runoff block* per la modellazione del deflusso superficiale;
- il *trasport Block* a cui è affidato la propagazione del deflusso nella rete attraverso la schematizzazione dell'onda cinematica;
- l'*extran Block* per l'affidamento e il calcolo del refluo grazie alla propagazione dell'equazione del moto vario, un calcolo dinamico che permette alla base la risoluzione completa delle equazioni di *De Saint Venant* che governa il fenomeno idraulico all'interno della rete;
- lo *storage/treatment Block* che descrive i processi all'interno di un impianto di trattamento.

Per quanto riguarda il modo di operare dei comparti tra loro, possiamo dire che i dati inseriti dall'utente sotto forma di ietogrammi con intensità, volume di pioggia, precipitazione totale scritta in formato intensità (mm/tempo) nel *rain block* e nel *temperature block* vengono analizzati in via preliminare con il *runoff block*. Quest'ultimo studia il processo afflussi-deflussi con una metodologia che si basa sulla tecnica dei serbatoi non lineari. Vi è una branca di calcolo in questa fase che tiene conto dell'acqua proveniente dallo scioglimento della precipitazione nevosa. Una volta inserito l'idrogramma, il programma calcolerà per ogni ramo afferente i vari processi d'infiltrazione ed evaporazione. Il modulo si presta alla realizzazione di simulazioni che possono durare ore, giorni, mesi o persino anni.

Il *runoff* oltre a simulare i processi di scambio, propone a scelta dell'utente la possibilità di effettuare una simulazione della qualità delle acque in termini di analisi sui processi di scambio dei contaminanti delle superfici di deflusso nella rete di scolo. Il risultato del modulo *runoff* s'identifica in un idrogramma in ingresso della rete di drenaggio in esame.

Il *trasport block*, successivamente al *runoff block*, si occupa del compartimento trasporto e gli viene affidato un calcolo basato su un modello qualitativo e quantitativo della rete. La simulazione qualitativa si basa su calcoli dell'onda cinematica del primo ordine per l'inizializzazione del moto. L'output di questa fase iniziale di calcolo compare sotto forma di portate e concentrazioni di sostanze inquinanti per i primi componenti della rete a cui vengono affidati gli afflussi rami e nodi.

Lo *storage block* è in grado di simulare fino a tre inquinanti in un unico serbatoio e fino a cinque processi, ma anche i processi di decadimento del primo ordine associati a una miscelazione completa, a una funzione di rimozione e a una dinamica di sedimentazione. È possibile stimare i costi di avvio e gestione per la manutenzione di ogni unità per il trattamento del serbatoio stesso.

L'*Extran block* rappresenta il cuore idraulico del programma di calcolo *SWMM*. Infatti, questo modulo è in grado di simulare la propagazione dei flussi all'interno della rete attraverso la risoluzione completa dell'equazione di *De Saint Venant*. Inoltre, viene utilizzato sia per le reti ramificate che a maglia, ma anche per i fenomeni di rigurgito, per l'inversione di flusso nei rami delle

condotte e per i moti a pelo libero e in pressione. In questo comparto la rete è rappresentata topologicamente sulle caratteristiche geometriche di rami e nodi. Difatti grazie a questi ultimi due elementi combinati tra loro si è in grado di descrivere idraulicamente tutta la rete di scolo. Dal punto di vista del modulo stesso i rami vengono visualizzati dall'utente come i condotti della rete fognaria o dei canali nel caso di reti di scolo di tipo aperto, a loro va affidato il trasporto del refluo da una condotta a un'altra. I pozzetti del sistema fognario come i collettori visti come giunzione dei rami delle condotte (o canali per reti aperte) sono invece rappresentati dai nodi nel modulo. In questi, infatti, grazie al *runoff block*, le portate si generano trasformando, come già detto, gli afflussi in deflussi.

Il modulo *extran* viene utilizzato principalmente quando si vuole indagare su possibili condizioni di rigurgito o inversione di flusso oppure quando, in accompagnamento a questo, sono presenti organi di regolazione come sfioratori, pompe o bacini di raccolta.

Nel caso invece si voglia simulare una rete con piccoli canali, come ad esempio una con minore complessità di calcolo accompagnata da un minor tempo di simulazione, è più indicato come modulo di calcolo il *transport* che riesce comunque a gestire reti di pochi elementi.

### 3 MODULI DI PROGETTO DI EPA SWMM

Nella schermata iniziale di *EPA-SWMM* si possono visualizzare i tre moduli principali su cui si basa il programma. Nel menù a tendina sono presenti i comandi principali dediti alla rappresentazione stessa del modello, necessari per l'inserimento delle che riguardano la conformazione del territorio, le caratteristiche della rete di drenaggio e gli eventi atmosferici.

Il programma è suddiviso in tre moduli principali:

1. Hydrology (modulo idrologico)
2. Hydraulics (modulo idraulico)
3. Quality (modulo di qualità).

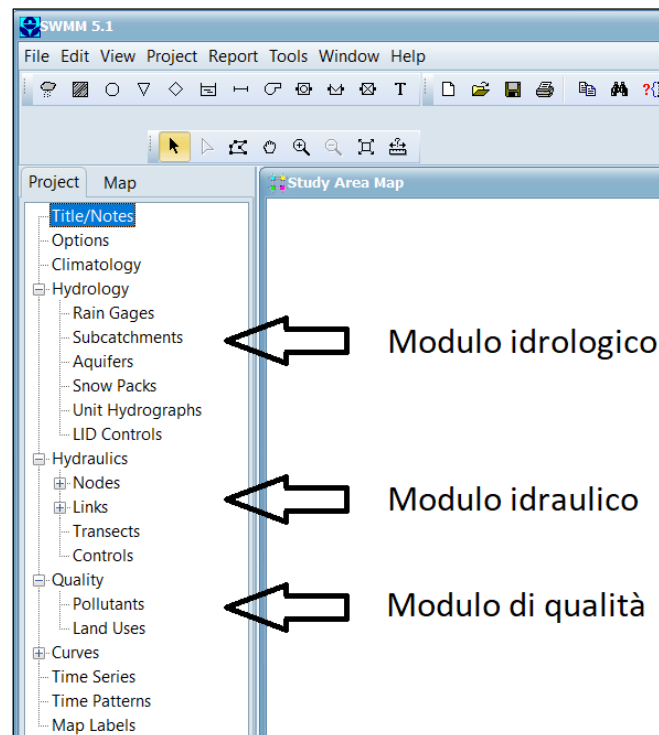


Figura 5 I moduli di EPA SWMM. Fonte: schermata di apertura SWMM 5.1.

#### 3.1 Il modulo Idrologico

Il modulo idrologico descrive le portate prodotte partendo da un evento di precipitazione che descrive il territorio come un puzzle composto da tante piccole aree frutto di una suddivisione partendo dall'area principale. All'interno di questo menu si trovano diverse funzioni.

##### 3.1.1 Rain Gage

Le precipitazioni in *SWMM* vengono rappresentate tramite *Rain Gages* che possono attribuirsi a uno o più sottobacini. La *time series* può essere inserita manualmente o come file esterno (tabulati di testo). I dati pluviometrici possono essere inseriti come intensità di precipitazione, volume o cumulata.

È possibile inserire una *time series* dall'editor del programma andando ad associare a ogni istante un valore e quindi una grandezza di riferimento sotto forma d'intensità (valore in mm nell'unità di

tempo di tutto l'evento meteorico), volume (totale di h sulla superficie di afflusso) o di cumulata (andando a sommare il dato precedente all'istante successivo).

Il *range* per rappresentare l'evento meteorico può variare da 1 minuto fino a 24h andando a stabilire nelle proprietà del menù dedicato. Il software permette di poter inserire più di un *rain gage* ognuno con una *time series* differente, andando a simulare di volta in volta con gli stessi sottobacini i diversi eventi meteorici.

Di seguito vengono quindi riportati i parametri in grado di definire correttamente l'evento piovoso.

- *Name*: denominazione che si vuole assegnare all'evento.
- *Posizione*: coordinate cartesiane che rappresentano l'entità precipitazione.
- *Description*: tipologia di specificazione che si vuole assegnare alla precipitazione in esame.
- *Rain Format*: formato dell'evento meteorico sotto forma di 3 tipi di dato (intensità, volume, e cumulata).
- *Rain interval*: intervallo di tempo che intercorre tra 2 letture successive della serie di dati.
- *Snow catch factor*: fattore usato per correggere le precipitazioni nevose.
- *Data Source*: tipo di file con cui si vuole descrivere l'evento (file esterno o tramite *editor* del programma).
- *Time series*: nome della serie che si vuole inserire.
- *Station No*: numero della stazione di registrazione.
- *Rain units*: unità di misura con cui i dati degli eventi sono descritti (mm o inches).

Il software successivamente simulerà tramite l'analisi e l'evento meteorico inserito precedentemente associandolo alle proprietà descritte nel modello, gli afflussi si trasformeranno in deflussi superficiali e sotterranei che si tramuteranno a loro volta in portate variabili nel tempo e nello spazio all'interno delle condotte. Oltre agli afflussi che provengono dal deflusso superficiale del sottobacino e dall'acqua freatica, i nodi della rete di fognatura possono ricevere altri due tipi di affluenze:

- idrogrammi: afflussi diretti definiti attraverso serie temporali prestabilite dall'utente. Utili per rappresentare il flusso e il percorso di qualità dell'acqua che possono essere utilizzati per rappresentare un deflusso d'acqua anche quando un sottobacino non è definito;
- afflussi a tempo secco: affluenze continue che rappresentano continuamente il contributo dovuto alle acque di scarico sanitarie nei sistemi di fognatura o la portata di base all'interno delle condotte o dei canali di scolo. Il tasso di afflusso è regolato periodicamente su base mensile quotidiana o oraria.

### 3.1.2 Le aree di impluvio: i *subcatchments*

Il sottobacino, in inglese *Subcatchments*, è l'unità per cui il software di modellazione definisce una porzione di area di raccolta delle acque piovane al fine di renderlo afferente alla rete. La zona di afferenza può essere un punto di entrata della rete di fognatura o di un sottobacino definito con il mouse sulla mappa rappresentata da n poligoni che rappresenteranno n sotto aree; la linea di afferenza è indicata con un tratteggio e sarà l'utente a definire il punto di uscita di ogni area sotto il nome di *Outlet*. La scelta, la modellazione e la divisione dell'entità sottobacino sono a discrezione dell'utente, con il fine di determinare quindi il deflusso in uscita di ogni sottobacino. Ognuno di questi può essere impermeabile o permeabile. Le acque meteoriche una volta cadute in superficie



possono infiltrarsi in profondità attraverso le aree permeabili a seconda dei parametri d'infiltrazione inseriti oppure impermeabili rimanendo quindi in superficie. Una parte delle acque che permeano in superficie non necessariamente vanno in profondità, ma vanno a creare a loro volta dei sottobacini. Le aree impermeabili, quindi, possono essere di depressione, visti come accumuli superficiali (riducendo l'onda di piena del canale di drenaggio che riceve i deflussi) oppure semplici superfici di deflusso. Si può comunque stabilire che il deflusso di queste aree di raccolta possa essere in entrambi i casi nel nodo di uscita del sottobacino. Più la divisione dell'area è numerosa e categorizzata, più la suddivisione è rappresentativa della reale natura della zona in esame e quindi più rappresentativa ai fini del modello con valori di superfici e geometrie.

Per ogni area sono state definite i principali parametri di input appartenente al sottobacino:

- *Rain Gage*: è lo ietogramma assegnato quindi l'evento meteorico che è assegnato al sottobacino in esame.
- *Outlet*: è il nodo di uscita del deflusso, in altri termini il pozzetto di appartenenza a tale sottobacino dove l'afflusso si tramuta in deflusso.
- *Area*: è l'area superficiale, ossia valore numerico di area in ettari (ha) per definire l'estensione della superficie di afflusso appartenente a tale sottobacino.
- *% Impervius*: è la percentuale di impermeabilità, ossia valore percentuale per cui l'acqua proveniente dall'oggetto atmosfera non penetra all'interno della superficie defluendo sulla stessa. Il valore va da un massimo del 100% (totalmente impermeabile) allo 0% (facilmente permeabile).
- *% Slope*: è la pendenza media del sottobacino, ossia valore espresso in percentuale che definisce la pendenza della superficie in esame. I valori in questione sono stati forniti dal software *Google Earth* e da alcune considerazioni.
- *Width*: è la larghezza caratteristica del sottobacino. Essa è definita per aree dalla forma regolare ed è data dall'area del sottobacino divisa la massima lunghezza di scorrimento ovvero la lunghezza media del percorso di flusso dal punto idraulicamente più lontano al collettore. Altro non è che il punto idraulico più sfavorevole di tale superficie, ossia la massima distanza che può percorrere una particella d'acqua nel raggiungere la sua sezione di chiusura. Questa è stata calcolata indicativamente per ogni superficie presente nel modello.
- *N-perv/N-imperv*: è il numero di Manning della porzione permeabile e di quella impermeabile dell'area del sottobacino.
- *D-store impervius/D-store pervius*: è la profondità media delle depressioni superficiali. Le caratteristiche delle zone di depressione superficiale, cioè le zone che determinano un accumulo sia nelle sotto-aree permeabili che impermeabili. Essa è valutata in millimetri.
- *% Zero Imperv*: è la percentuale di zona impermeabile priva di zone di depressione superficiale.
- *Sub area routing*: è il meccanismo secondo cui avviene il deflusso.
- *Imperv*: è il deflusso che viene generato dalle porzioni impermeabili verso quelle permeabili.
- *Perv*: è il deflusso superficiale generato dalle porzioni impermeabili che viene diretto verso le superfici permeabili.
- *Outlet*: è il deflusso superficiale generato dalle porzioni impermeabili e permeabili che viene diretto alla rete di drenaggio.

- *Percent Routed*: è la percentuale di deflusso interno.
- *Infiltration*: è il modello d'infiltrazione scelto con i relativi parametri alla sua definizione. In generale il modello d'infiltrazione di *default* è quello di Horton.

Assegnare facilmente a tutti i sottobacini il *rain gage* di afferenza è possibile grazie all'*editor* di gruppo.

Oltre all'entità sottobacino possiamo identificare in secondo ordine:

- acquiferi (*acquifers*): sono aree del sottosuolo che ricevono afflussi come sotto forma di infiltrazioni provenienti dalla superficie, il nesso tra le due aree risiede in un nodo appartenente a quello del sistema di trasporto;
- accumulo di nevischio (*snow packs*): è la porzione definita di neve che va a coprire un'area di afferenza;
- unità idrografiche (*unit Hydrographs*): definiscono la quantità di acqua che si va a infiltrare nel sottosuolo o a incanalare nel condotto di scolo grazie a una precipitazione istantanea;
- controlli LID (*LID Controls*): è una funzione interna nel programma che permette il recupero delle acque meteoriche garantendo in minima parte il ciclo dell'acqua nell'area considerata prima che vengano inserite le zone potenzialmente impermeabili. Garantiscono un mantenimento del regime idrico simulando i processi naturali d'infiltrazione, scorrimento e ristagno in aree naturali, canali naturali, aree di ristagno o ad alta permeabilità (pavimentazioni drenanti, teli vegetativi) seppur in minima parte.

### 3.2 Il modulo idraulico

Il modulo idraulico è costituito da un insieme di comandi che permettono di dare una modellazione dell'intero sistema idraulico in tutte le sue sfaccettature. La portata nera o bianca è gestita da questo modulo per essere incanalata attraverso tubazioni, canali aperti, unità di stoccaggio e trattamento.

Grazie al blocco *Extran* presente in tale modulo, il programma *SWMM* riproduce una schematizzazione fatta di rami costituiti da condotte e nodi per rappresentare la rete di scolo delle acque. Il sistema discreto è basato su un modello fisico che fa riferimento alle equazioni *di De Saint Venant*.

Ogni ramo appartenente alla rete di drenaggio è associato a delle caratteristiche geometriche, dove le entità si collegano tra loro grazie a dei nodi Figura 6. Le proprietà come il tipo di sezione, la lunghezza, la scabrezza e la pendenza sono costanti nel tempo, mentre la portata, l'area bagnata, la velocità del flusso, il raggio idraulico e il tirante idrico sono variabili nel tempo.

Mentre la velocità del reflu, l'area bagnata e il livello sono grandezze variabili nel tempo, la portata assume nel calcolo un valore costante a ogni passo all'interno dei collegamenti.

Nel nodo invece le grandezze costanti sono la quota d'immissione ed emissione di scorrimento rispetto al fondo. Quelle variabili nel tempo sono tutte quelle legate al livello idrico: volume, area, superficie libera e carico idraulico  $H$ .

A ogni step di calcolo, la variabile indipendente è il carico idraulico totale, di conseguenza la variazione di volume negli istanti di elaborazione costituisce la base per il calcolo di portata e carico idraulico.

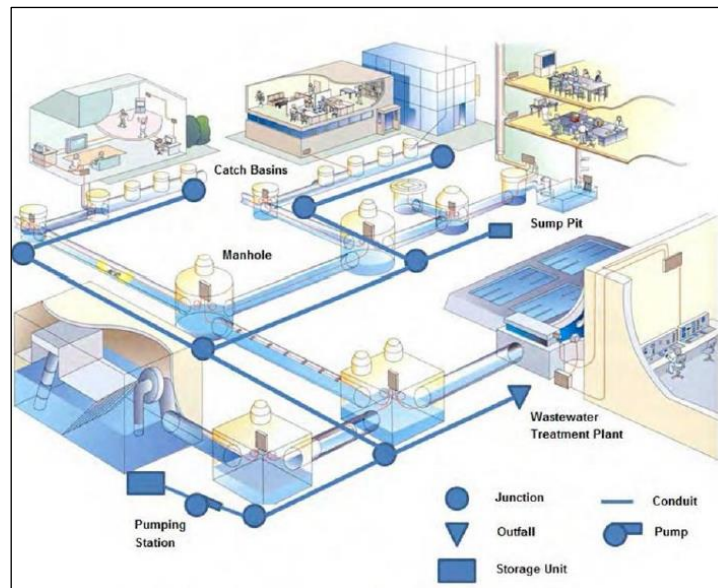


Figura 6 Schematizzazione degli elementi principalmente utilizzati in EPA Swmm Fonte manuale di epa Swmm 5.1

### 3.2.1 Le giunzioni della rete: i nodi

I *Nodes* sono entità che indicano la confluenza di canali superficiali o nel sistema fognario sono rappresentati dai pozzetti. Questi possono essere (giunzioni, bocche di scarico, deviatori di flusso e unità di stoccaggio). I nodi vengono aggiunti manualmente dall'utente con apposito comando e posizionati sulla mappa unitamente alle sue caratteristiche: quota di fondo (*invert elevation*); quota del terreno; afflussi esterni (*inflows*); area di inondazione per accumulo superficiale (*pounded area*).

I nodi si dividono in tre grandi categorie:

- nodi generici di collegamento di cui ne fanno parte i *Junctions*;
- nodi di recapito di cui ne fanno parte gli *outfalls* e i *dividers*;
- nodi di recapito di cui ne fanno parte gli *storage units*.

#### 3.2.1.1 Nodi generici di collegamento

Questi elementi sono nodi della rete di fognatura dove i rami si collegano e i punti del sistema di trasporto si intersecano. Ne fanno parte: i *junctions* e gli *storage units*.

- I *junctions* possono rappresentare fisicamente la confluenza di canali naturali, i pozzetti di un sistema di fognatura o drenaggio oppure delle strutture di collegamento delle tubazioni. Tutto il *runoff* proveniente da un sottobacino viene sintetizzato dal software in modo tale da convergere in un unico punto: il nodo di inizio del collettore. I parametri principali di input per un nodo di collegamento sono: quota del fondo, quota del terreno, area della superficie di accumulo in caso di esondazione (opzionale), dati delle portate in ingresso (opzionale).
- Gli *storage units* sono gli afflussi esterni derivanti dal deflusso superficiale o da idrogrammi entrano nel sistema attraverso queste giunzioni, l'acqua in eccesso in un nodo di collegamento può sia venire parzialmente pressurizzata mentre le condotte collegate

sovraccaricandosi, sia può essere persa dal sistema o altresì accumulata in superficie al nodo e successivamente introdotta nuovamente in rete (cfr. par. 3.2.1.3).

### 3.2.1.2 Nodi di recapito

I recapiti sono nodi terminali della rete di fognatura utilizzati per definire le condizioni al contorno della sezione di valle finale, nel caso si assuma come schema di calcolo quello dell'onda dinamica. In *SWMM* questi nodi sono denominati *Outfall* o nodi di sbocco e i *dividers* chiamati anche deviatori di flusso.

- L'*outfall* costituisce un particolare tipo di *junction*, poiché rappresenta il nodo finale della rete, ossia il punto di scarico al quale può essere collegato un solo collettore. *Outfall* rappresenta il nodo terminale della rete dove il refluo viene scaricato o convogliato nel corpo recettore. I principali parametri di input che caratterizzano i *junctions* e gli *outfall* sono la quota di fondo del nodo, la quota altimetrica del terreno e gli afflussi in ingresso che, nel caso di nodi generici, sono provenienti da uno o più sottobacini.
- *Dividers* o deviatori di flusso: permettono la divisione della portata convogliata in due condotti distinti e separati. Nella zona di scarico possono quindi essere associati due o più entità. Vengono presi in considerazione solo nel calcolo mediante onda cinematica mentre vengono semplificati a delle semplici giunzioni per l'utilizzo dell'onda dinamica.

Sulla base della tipologia di deviazione degli afflussi possono essere selezionati quattro diversi tipi di deviatori di flusso: *tabular divider*, *overflow divider*, *weir divider* e *cutoff divider*.

La portata che viene deviata da questi *dividers* è calcolata dall'equazione (3.1) sottostante:

$$Q_{div} = C_W * \left( \frac{Q_{in} - Q_{min}}{Q_{max} - Q_{min}} * H_w \right)^{1.5} \quad (3.1)$$

Dove  $C_W$  è il coefficiente di sbarramento,  $Q_{in}$  è la portata entrante nel deviatore,  $Q_{min}$  è il valore di portata per cui inizia la separazione e  $H_w$  è l'altezza dello sbarramento,  $Q_{max}$  è calcolato dall'equazione (3.2):

$$Q_{max} = C_W * H_w^{1.5} \quad (3.2)$$

Soltanto un singolo condotto può essere collegato in un nodo di recapito. Le condizioni al contorno per un nodo di recapito possono essere descritte da una delle seguenti relazioni: profondità critica o normale nelle condotte collegate; quota di recapito fissata; serie temporale definita dall'utente della condizione del nodo; serie temporale descrittiva del livello di eventuale marea. I parametri principali di input per i recapiti includono: quota del fondo; condizione al contorno; presenza di una valvola di non ritorno per impedire il rigurgito attraverso lo sbocco.

Altre tipologie di nodo messe a disposizione dal programma sono i *dividers* e gli *storage units* che consentono la maggior parte delle situazioni nelle condizioni di drenaggio urbano: opere che deviano le vene fluide in due elementi differenti per l'unità di stoccaggio (vasche di prima pioggia e serbatoi di raccolta).

### 3.2.1.3 Nodi di accumulo

Le unità di accumulo sono nodi della rete di fognatura che costituiscono il volume di immagazzinamento della rete. Possono rappresentare fisicamente piccoli bacini, vasche o grandi laghi. Nel *software* sono rappresentati dagli *storage units*. Si tratta di particolari nodi che garantiscono un accumulo come i bacini naturali. Possono riprodurre sia delle strutture di stoccaggio piccole che grandi. Oltre a consentire lo scarico dell'acqua viene considerata anche l'evaporazione del pelo libero e l'infiltrazione nel sottosuolo delle parti che lo contengono.

Le proprietà volumetriche di un nodo di accumulo sono descritte in una tabella che lega l'altezza del tirante idrico all'interno della sezione (area). I parametri principali di input per i nodi di accumulo includono: quota di fondo; massima altezza accumulabile; legame area/altezza; potenziale di d'evaporazione; area della superficie di accumulo nel caso d'esondazione (opzionale); portata esterna entrante (opzionale).

Per introdurre la forma o la capienza dell'accumulo è necessario andare su *Curves-Storage Curve* e il programma domanda l'area dell'accumulo in funzione della profondità (*depth*) come in Figura 7. Questo risultato è fortemente dipendente dalla forma geometrica del serbatoio in esame (cilindro orizzontale, cilindro verticale o parallelepipedo). Nel caso di studio di cilindro verticale e parallelepipedo la superficie di base rimane invariata lungo tutta l'altezza.

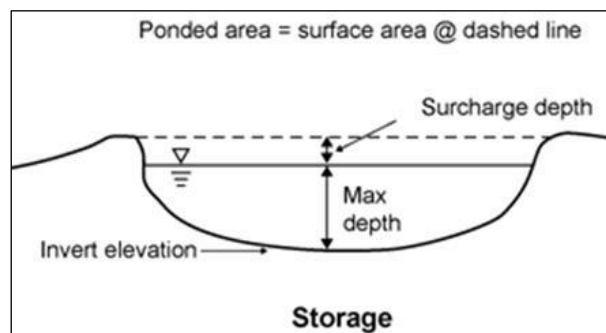


Figura 7 Schematizzazione semplificativa della funzione Storage unit. Fonte: Swmm.

### 3.2.1.4 Modulo computazionale che contiene quattro moduli con relativi simulatori

- Modulo idrologico (*ex Runoff*): simula il complesso meccanismo della trasformazione afflussi in deflussi che comprende la distribuzione spazio-temporale delle precipitazioni, i processi d'infiltrazione al suolo, di evapotraspirazione, di ritenzioni delle depressioni superficiali del terreno, di ruscellamento superficiale e relativo ingresso dei deflussi nelle canalizzazioni della rete (e opzionalmente anche i processi di accumulo-scioglimento neve e d'interazione falda freatica-rete di drenaggio);
- Modulo idrodinamico (*ex Extran*): simula la propagazione dei deflussi di piena all'interno dei collettori a sezione chiusa e/o aperta (attraverso le equazioni in forma completa di *De Saint Venant*) e il funzionamento di dispositivi idraulici come ad esempio impianti di pompaggio, vasche volano/laminazione, organi di regolazione delle portate, scaricatori di piena del tipo trasversale e/o frontale, luci sotto-battente.
- Modulo qualitativo: simula i processi di accumulo (*buildup*) durante i periodi di tempo asciutto e dilavamento operato dalle precipitazioni (*washoff*) delle sostanze inquinanti che si depositano al suolo.

L'accoppiamento di tali moduli di calcolo consente di simulare l'evoluzione dinamica di qualsivoglia evento meteorico, riproducendo l'andamento temporale ad esempio dei livelli idrometrici, delle velocità, delle portate, delle concentrazioni di sostanze inquinanti nelle diverse sezioni del sistema di drenaggio urbano che s'intende modellare. L'estrema versatilità di *EPA-SWMM* consente tuttavia anche l'impiego del solo modulo di calcolo di tipo idrodinamico per la simulazione numerica del funzionamento della linea acque a scala d'impianto di depurazione nello stato di fatto (SDF), così come nella configurazione relativa allo stato di progetto (SDP).

### 3.2.2 I collegamenti: i *links*

I *links* appartengono ai sistemi di trasporto in una rete di drenaggio urbano e consentono il moto dell'acqua al loro interno grazie al sistema di trasporto. Con il termine condotte si richiama la categoria di collettori, canali o tubazioni le cui sezioni possono essere di varia natura geometrica, nonché aperte o chiuse.

Queste sono già preimpostate come modello nel software. Nel caso in cui la sezione è irregolare, è possibile un inserimento puntuale dei vari punti che la compongono al fine di una modellazione del sistema idraulico quanto più simile alla realtà. Nel caso si presenti una singolarità o una qualsiasi variazione di sezione o forma all'interno del percorso dei collettori, è possibile modificare in qualunque punto e istante le caratteristiche di pendenza, scabrezza e dimensioni al fine di dare un risultato quanto più compatibile con il modello in esame. Per definire la condotta come entità è necessario stabilire il nodo di entrata (*inlet offset*) e di uscita (*outlet offset*) della condotta, solo una volta creato l'oggetto, è possibile definire ulteriori caratteristiche ai fini della corretta modellazione. I parametri base utilizzati alla definizione delle condotte sono:

- *Shape*: la sezione delle condotte può essere di vari tipi. Tra le più importanti ci sono: rettangolare, trapezoidale, ellittica, parabolica, triangolare, irregolare, circolare, circolare piena, a uovo, ellittica orizzontale, ellittica verticale, rettangolare con fondo triangolare, rettangolare con fondo circolare e viceversa come in Figura 8.
- *Max Depth*: la larghezza della sezione o diametro nel caso circolare espressa in m.
- *Length*: la lunghezza della condotta espressa in m.
- *Roughness*: il coefficiente di *Gaugler Strikler* o di *Manning* rappresenta la scabrezza del materiale che lambisce le pareti della condotta, in sostanza è un parametro che definisce le asperità. Per valori piccoli di questo parametro c'è un'alta scabrezza, quindi un valore elevato dell'attrito del fluido dovrà scorrere lungo le pareti della condotta; per valori alti il fluido scorrerà più facilmente disperdendo meno energia lungo il percorso. È di facile intuizione che questo parametro varia nel tempo e che tenderà a valori bassi in servizio.
- *Inlet Offset*: la distanza della base della sezione dal fondo del pozzetto a monte della condotta. È indicato lasciare zero come valore predefinito, in modo da evitare ostruzioni e ristagni di reflui all'interno dei pozzetti di raccordo. Al fine di un regolare deflusso all'interno delle condotte lungo la pendenza prestabilita, il valore immesso deve essere almeno pari a quello dell'*outlet offset* della condotta precedente.
- *Outlet Offset*: la distanza della base della sezione dal fondo del pozzetto a valle della condotta. È indicato lasciare zero come valore, in modo da evitare possibili ostruzioni e ristagni/separazioni di reflui, in questo caso dovuti alla caduta della vena fluida sul fondo del

pozzetto di raccordo. Per i valori di immissione vale la stessa regola descritta nell'*inlet offeset*.

- *Initial flow*: l'eventuale portata nella condotta all'inizio della simulazione.
- *Max flow*: la massima portata consentita all'interno della condotta.
- *Entry loss Coeff*: il coefficiente associato alle perdite di energia concentrate all'inizio della condotta (maggiormente usato per condotte in pressione).
- *Exit loss Coeff*: il coefficiente associato alle perdite di energia concentrate lungo la condotta.
- *Seepage Loss Rate*: la percentuale di perdite per infiltrazioni nel terreno prospiciente.
- *Flap gate*: la presenza di eventuale rigurgito all'interno della condotta. Selezionando YES è possibile eliminare tale fenomeno inserendo una valvola di non ritorno (*clapet*), viceversa NO per permettere (eventualmente) tale fenomeno.

SWMM utilizza l'equazione di *Manning* per esprimere il rapporto fra la portata (Q), sezione trasversale (A), il raggio idraulico (R) e la pendenza(i) per i canali aperti e condotte chiuse o parzialmente piene. Ne segue la formula (equazione (3.3)) della portata secondo *Manning*:

$$Q = 1.49 n^{-1} \times A \times R^{2/3} \times i^{1/2}$$

(3.3)

Dove n è il coefficiente di scabrezza secondo *Manning*.

Nel caso di moto uniforme, i è la pendenza della condotta, mentre nel caso di flusso cinematico, i rappresenta la pendenza d'attrito (cadente), ossia la perdita di carico per unità di lunghezza.

Come espresso già all'inizio di questo paragrafo, le condotte possono avere forme diverse: rettangolare, trapezoidale, ellittica, circolare, ad arco, parabolica o a ferro di cavallo oppure

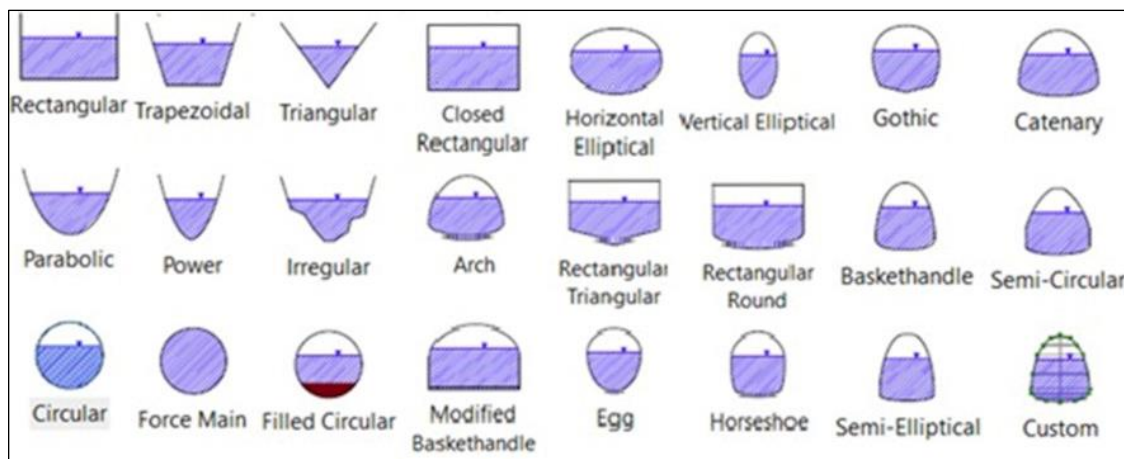


Figura 8 Differenti sezioni delle condotte che è possibile utilizzare in SWMM: in alto a sinistra quelle a canale aperto mentre a destra e in basso quelle chiuse. Fonte: Software EPA- SWMM.

irregolare. I tubi di drenaggio sono generalmente di forma circolare mentre i canali sono di forme ellittiche o ad arco.

Oltre alle condotte nel modulo idrologico è possibile inserire nel modello ulteriori elementi:

- Pompe (*pumps*): ove non è possibile realizzare delle pendenze fognarie perché il fluido scorre a gravità, è necessario l'utilizzo DI questi organi particolari che forniscono energia

al refluo andando a ristabilire le quote necessarie al suo regolare deflusso. Il software fornisce cinque diversi tipi di inserimento per le pompe.

- Orifizi (*orifices*): sono elementi che hanno il compito di dare delle caratteristiche al modello, come deviare il sistema di drenaggio migliorando il sistema di trasporto tra i nodi esistenti. Vengono interposti tra i nodi di collegamento e possono avere una forma rettangolare o circolare e possono essere posizionati in basso o al lato del nodo oppure in sommità. La portata attraverso un orifizio è calcolata come nel riferimento (3.4) sottostante:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (3.4)$$

Dove:  $Q$  è la portata,  $C$  è il coefficiente di scarico,  $A$  è la sezione di apertura,  $g$  è l'accelerazione di gravità e  $h$  è la differenza di carico idraulico tra monte e valle.

- Sbarramenti (*weirs*): sono degli elementi che rappresentano un impedimento alla rete di drenaggio. Possono essere posizionati all'interno di tombini, lungo un canale oppure nei serbatoi. Come per gli orifizi che vengono utilizzati per incanalare e regolare i due nodi del sistema di trasporto, gli sbarramenti servono all'effetto opposto e in questo impedimento è possibile avere delle inversioni di flusso; pertanto, è necessario inserire una valvola di non ritorno per impedirlo.
- Uscite (*outlets*): sono degli elementi che controllano la portata nei serbatoi di accumulo, in generale non sono dotati di una valvola di non ritorno, difatti convogliano il flusso in una sola direzione. In *SWMM* vengono rappresentati come collegamenti tra due nodi. Tutti gli elementi menzionati riportati nello schema di Figura 9.

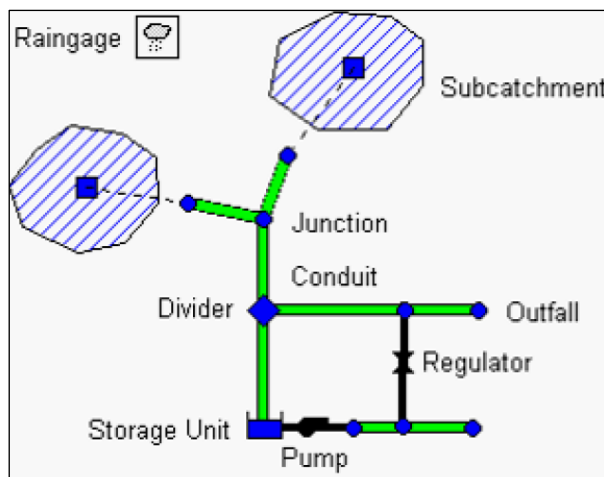


Figura 9 Schematizzazione delle funzioni di SWMM, dove è specificato il ruolo delle condotte e delle caratteristiche che possono assumere i nodi. Fonte: Manuale di SWMM.



### 3.3 Il modulo di qualità

Il modulo di qualità definisce uno o più inquinanti presenti nei sottobacini, in base alla classe di appartenenza si determina l'origine e la sua propagazione lungo la rete.

- Gli inquinanti (*pollutants*): sono individuati da *SWMM* che riesce a simulare il loro percorso risalendo fino all'origine, questo è possibile per ogni categoria di inquinante. Esso può essere immesso dalla superficie del sottobacino oppure direttamente nelle condotte dei nodi di afferenza. Per definire un inquinante è necessario in primis stabilire l'unità di misura attraverso il quale bisogna descriverlo, secondariamente la sua concentrazione nella zona superficiale attraverso le piogge e nell'area sotterranea, in terzo luogo l'accumulo superficiale e una caratteristica a seconda degli usi del suolo.
- Usi del suolo (*land uses*): è possibile definire le caratteristiche dei sottobacini associate agli inquinati. In questo comparto, infatti, si possono stabilire le funzioni che figurano l'accumulo e il dilavamento di sostanze inquinanti nelle varie aree definite nel modello, come aree residenziali, industriali o centri in via di espansione.

#### 3.3.1 Opzioni di simulazione

Dopo che il modello è stato definito all'interno del programma con tutte le sue caratteristiche ai fini di simulare l'effettiva capacità di deflusso, è possibile avviare la simulazione per confrontare i dati in uscita con quelli disponibili. Quello che viene simulato è il processo idrogeologico dell'area in esame e la simulazione può essere fatta impostando varie opzioni di simulazione. Nel menu *Simulation Options* è possibile visualizzare per ogni rispettiva scheda i seguenti parametri:

- Generali: modo in cui si impostano i valori per le opzioni *Process Model*, *infiltration model* e modello di propagazione *Ruoting Model* come riportato in Figura 10.
- *Date (dates)*: menu per definire la data e l'ora della simulazione d'inizio e fine della simulazione e del risultato della stessa (report).
- Intervalli di tempo *Time steps*: intervalli di tempo al fine di definire il calcolo del deflusso, della propagazione dinamica e della visualizzazione dei risultati. I time steps sono definiti in giorni, ore, minuti e secondi.
- Onda dinamica *Dinamic Wave*: insieme di parametri atti a definire la modalità con cui si effettueranno i calcoli della propagazione del flusso dell'onda dinamica.

- File (*files*): specifica per definire quali saranno i file atti a definire la simulazione.

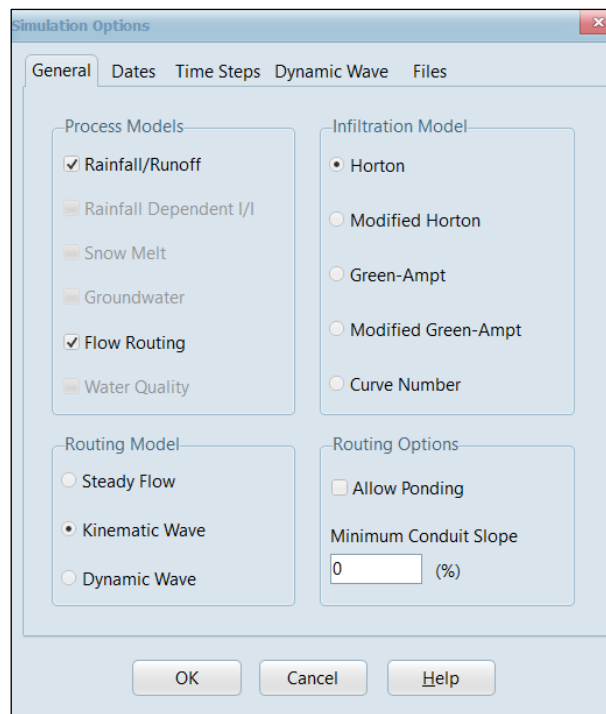


Figura 10 Menù delle simulazioni dove è specificato che tipo di calcolo si vuole fare e quale metodologia applicare. Fonte: opzioni di calcolo del programma SWMM 5.1.

### 3.4 Routing Mode

In questa zona vengono definiti molto sinteticamente le tipologie di calcolo per la simulazione effettuata da SWMM al fine di modellare i processi idrogeologici:

- deflusso superficiale (*runoff*);
- infiltrazione (*infiltration*);
- onda dinamica (*dynamic wave*).

#### 3.4.1 Deflusso superficiale

Per convertire l'eccesso delle precipitazioni che contribuisce effettivamente al deflusso, pioggia o neve netta, a meno delle infiltrazioni o evaporazioni, SWMM utilizza il modello di un serbatoio non lineare come illustrato in Figura 11.

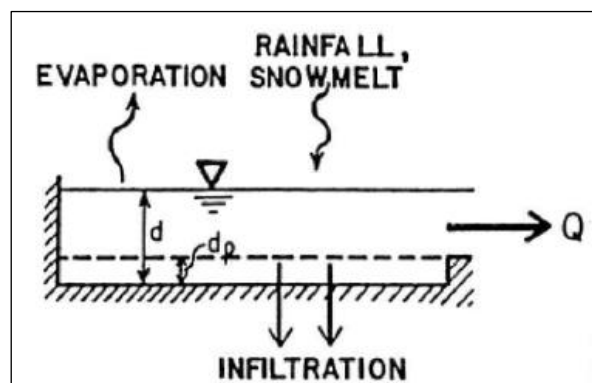


Figura 11 Rappresentazione concettuale del deflusso superficiale. Fonte: Manuale di SWMM.

Ogni superficie dei sottobacini è trattata come un serbatoio non-lineare. Gli ingressi derivano dalle precipitazioni, dalle piogge e/o dallo scioglimento delle nevi, le uscite sono diverse e sono rappresentate dall'evaporazione, dall'infiltrazione e dal deflusso superficiale. Il volume di questo serbatoio è rappresentato dalla massima capacità di immagazzinamento delle depressioni, ossia quel volume d'acqua intercettata da avvallamenti, sconnessioni delle superfici e ristagni. In questa schematizzazione, il sottobacino è soggetto agli afflussi di precipitazione (pioggia e scioglimento delle nevi) e alle perdite dovute all'evaporazione, all'infiltrazione e al deflusso superficiale. Il deflusso superficiale per unità di area  $Q$ , si innesca ogniqualvolta l'altezza d'acqua nel serbatoio supera il valore delle depressioni  $d_p$  e in questo caso il flusso che fuoriesce è dato dall'equazione di Manning. Nell'ipotesi che vi sia una portata uniforme che scorre all'interno di un canale rettangolare con pendenza  $S$  viene calcolato dall'equazione (3.5) in seguito:

$$q_L = \frac{1.49 \cdot W}{n \cdot A} \cdot (d - d_s)^{5/3} \cdot \sqrt{s} \quad (3.5)$$

L'altezza dell'acqua dei sottobacini è continuamente aggiornata nel corso del calcolo, risolvendo numericamente il bilancio d'acqua presente nel sottobacino. Dalla conservazione della massa la differenza di profondità  $d_p$  nell'unità di tempo  $t$  è semplicemente la differenza tra la percentuale di afflusso e deflusso rispetto al sottobacino come calcolato dall'equazione (3.6):

$$\frac{Dd}{Dt} = i - e - f - q_L \quad (3.6)$$

Dove:

- $I$  è la quantità di pioggia aggiunta allo scioglimento della neve;
- $E$  è il tasso d'evaporazione della superficie  $f_t/s$ ;
- $F$  è il tasso d'infiltrazione  $f_t/s$ ;
- $q_L$  è il deflusso superficiale  $f_t/s$ .

Sostituendo l'equazione (3.5) nella (3.6) due equazioni si ottiene la relazione (3.7):

$$\frac{Dd}{Dt} = i - e - f - q_L - \alpha \cdot (d - d_s)^{5/3} \quad (3.7)$$

Dove  $\alpha$  è definito come nella (3.8):

$$\alpha = \frac{1.49}{n} \frac{W}{A} \cdot \sqrt{s} \quad (3.8)$$

La (3.7) è un'equazione differenziale del secondo ordine non lineare, dove i valori noti sono:  $i, f, \alpha, e, d_s$ . Questa può essere risolta per ogni intervallo di tempo determinando l'incognita  $d$ . Una volta nota i valori del deflusso si possono ottenere i valori del deflusso dall'equazione di Manning rif.(3.6). Quest'ultima si applica solo quando la profondità  $d_p > d_s$  poiché se maggiore, la portata di deflusso è automaticamente pari a 0 e il differenziale si riduce dunque alla seguente relazione (3.9):

$$\frac{Dd}{Dt} = i - e - f \quad (3.9)$$

I sottobacini, come si avrà modo di vedere, sono divisi in due porzioni: impermeabili (aree urbane, zone industriali e strade) e permeabili (aree destinate a coltivazioni), perché il deflusso superficiale può infiltrarsi attraverso la porzione superficiale delle aree permeabili.

### 3.4.2 Sotto-sezionamento del sottobacino

L'equazione differenziale del second'ordine è decisiva nel ruolo del calcolo del deflusso superficiale. Questa è stata sviluppata su un'area di forma rettangolare con proprietà uniformi.

In realtà i sottobacini modellati non hanno queste proprietà omogenee; infatti, si può facilmente constatare che le aree tipiche urbane contengono un mix di superfici che possono essere riassunte in due semplici categorie:

- permeabili (*pervious*) come prati, campi e aree boschive che consentono all'acqua di farsi attraversare con facilità;
- impermeabili come tetti, aree parcheggio, strade o pavimentazioni su cui l'infiltrazione è impedita.

Alla luce di ciò, *SWMM* permette a ogni sottobacino di avere una zona sia permeabile che impermeabile su cui viene risolta l'equazione differenziale del deflusso superficiale a mezzo della percentuale di impermeabilità dell'area in esame definita dall'utente. Tramite questa percentuale è possibile definire quella di calcolo dedicata al deflusso o all'infiltrazione.

A seguito di una precipitazione si genera immediatamente deflusso sulle superfici impermeabili anche se le depressioni di stoccaggio si riempiono d'acqua. Per modellare questa modalità *SWMM* divide a sua volta l'area impermeabile da quella del sottobacino in due sottosezioni, una che accumula l'acqua e un'altra che favorisce il deflusso. In definitiva in un sottobacino ci sono tre tipi di sottozona ciascuna come specificato in Figura 12. Di conseguenza, l'area impermeabile è direttamente collegata al punto di chiusura del sottobacino (*inlet node*). Tutte e tre le aree sono insite nel sottobacino e hanno punti di sbocco ben definiti per il loro deflusso, mentre nella realtà ciò non avviene unitamente a questa eterogeneità di categorie diverse.

Quella indicata da *SWMM* è una comodità di modellazione come la schematizzazione dei parametri che definiscono l'omogeneità del sottobacino (3 parametri). Delle 3 sottozone A1, A2 e A3 l'equazione differenziale è risolta per ogni sotto-area nello stesso istante di tempo.

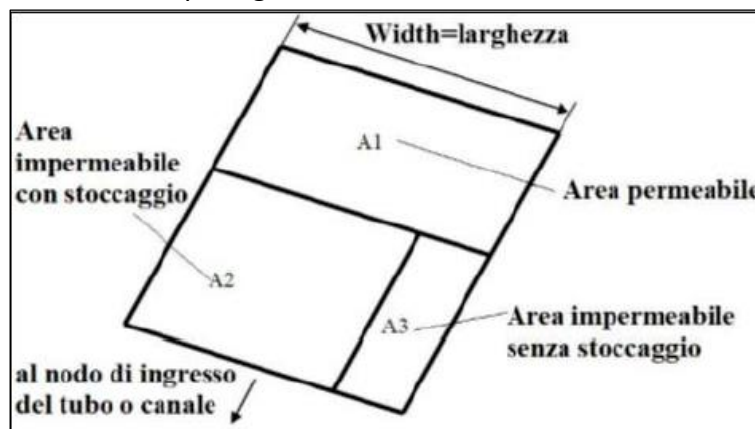


Figura 12 Caratteristiche concettuali di ogni Subcatchments. Fonte: Rossman Lewis A., "Storm Water Management Model. Reference Manual. Volume I – Hydrology (Revised)", U.S. EPA, Cincinnati, Gennaio 2016.

Successivamente il risultato e quindi il deflusso vengono convogliati contemporaneamente nel deflusso del sottobacino.

### 3.5 L'infiltrazione

Il processo d'infiltrazione è quello mediante il quale la precipitazione penetra attraverso gli strati del terreno andando a riempire quelli inferiori. L'equazione che descrive il processo d'infiltrazione sulle aree permeabili e in particolare la permeabilità con il suo contenuto di umidità è legata a quella differenziale di *Richards*. Questa si presenta di una notevole complessità poiché non è lineare e non si presta per simulazioni a lungo termine.

Alla luce di ciò i creatori di *SWMM* hanno individuato legami tra l'infiltrazione del suolo in esame e il volume d'acqua penetrato durante un evento meteorico.

Poiché non esiste nessun modello di calcolo che soddisfa pienamente la realtà, *SWMM* suggerisce all'utente cinque metodi di calcolo:

1. il metodo di *Horton*;
2. il metodo di *Horton* modificato;
3. il metodo di *Green Ampt*;
4. il metodo di *Green Ampt* modificato;
5. il metodo di *Curve Number*.

I parametri che influenzano l'accoppiata tra metodologia di calcolo e realtà dipendono strettamente dal modello in esame, in particolare dalle caratteristiche del terreno permeabile come in Figura 13.

Gruppo	Significato
A	Basso potenziale di deflusso. Terreni con alti tassi di infiltrazione anche se completamente bagnati e costituiti principalmente da sabbie o ghiaie profonde e ben drenate.
B	Terreni con tassi di infiltrazione moderati se completamente bagnati e costituiti principalmente da terreni moderatamente profondi fino a terreni profondi, da moderatamente drenati a ben drenati con trame da moderatamente fini a moderatamente grossolane.
C	Terreni con tassi di infiltrazione lenti quando completamente bagnati e costituiti principalmente da terreni con uno strato che impedisce il movimento verso il basso dell'acqua o terreni con trame moderatamente fini oppure fini.
D	Alto potenziale di deflusso. Terreni con tassi di infiltrazione molto lenti quando completamente bagnati e costituiti principalmente da terreni argillosi con un alto potenziale di gonfiore, terreni con una tavola d'acqua alta permanente, terreni con una padella di argilla o strato di argilla o vicino alla superficie, e terreni poco profondi su materiale quasi impermeabile.

Figura 13 Classificazione dei gruppi dei terreni secondo il NRCS.  
Fonte: Versace Pasquale, "L'infiltrazione", in Scheda Didattica n°9, Università della Calabria, 2003-2004.

Il *Natural Resource Soil Conservation NRCS* è andato a classificare i suoli in quattro gruppi in base alla loro capacità di filtraggio. La classificazione comprende una vasta branca di terreni, da quello più permeabile e quindi drenante come il sabbioso (Gruppo A) a quello più impermeabile argilloso (gruppo D), come indicato in Figura 13.

### 3.5.1 Modello di Horton

Questo modello di calcolo è quello più conosciuto, ma è applicabile solo agli eventi di precipitazione aventi un periodo di pioggia superiore a quello d'infiltrazione.

Il software permette di bypassare questo problema, infatti il modello di calcolo si basa su forme empiriche sostenendo che il processo d'infiltrazione è legato a un tasso che nei primi tempi della precipitazione è massimo mentre via via che questa continua tende a diminuire fino a un valore minimo. La relazione espressa è dalla relazione (3.10) sottostante:

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kz} \quad (3.10)$$

Dove:

- $f$  è la capacità d'infiltrazione legata al tempo  $t$ ;
- $f_0$  è il valore massimo iniziale di  $f$ ;
- $f_c$  è il valore finale costante quando il suolo è saturo  $f$  tende al suo valore massimo;
- $k$  è la costante che dipende dalla fisionomia del suolo;
- $t$  è la durata in tempo della pioggia.

### 3.5.2 Metodo di Horton modificato

Il metodo presentato nella versione modificata è nato da Akan nel 1992 in *SWMM 5*. Questo utilizza come metodo d'infiltrazione la stessa fisionomia del metodo originale se non per il parametro d'infiltrazione nel tempo. In questo metodo non si tiene conto del decadimento nel tempo ma del volume d'acqua permeato nel terreno che tenderà a salire durante la fase temporale.

In questo metodo nella fase iniziale l'acqua percolata va a riempire gli strati di terreno più in profondità fino a quando non riuscirà più a raggiungere quelli sottostanti che hanno un tasso d'infiltrazione minimo. Man mano che l'acqua si infiltrerà, gli strati superiori saranno più saturi di quelli inferiori per effetto di questo passaggio continuo. Di conseguenza l'effetto d'infiltrazione diminuirà con il tempo, tant'è che il metodo suggerito è con precipitazioni di breve intensità. L'equazione si presenta simile all'originale come specificato nella (3.11):

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kz} \quad (3.11)$$

### 3.5.3 Metodo Green Ampt

Questo metodo è quello maggiormente utilizzato ai giorni d'oggi. Questo modello di calcolo a differenza di altri presuppone che ci sia una certa quantità d'acqua  $h_0$  in relazione allo strato di altezza  $h$ , come espresso in Figura 14.

Con questa metodologia si presuppone che l'acqua si propaghi nel sottosuolo muovendosi lungo la sua verticale in tutta la sua percorrenza. La direzione e il verso dell'infiltrazione rimangono costanti nello spazio unitamente alla sua velocità. Lo strato d'acqua è al di sopra del terreno durante i suoi primi istanti. Nella zona di terreno prospiciente al fluido, il contenuto di umidità  $\emptyset$  e saturazione  $\emptyset_s$  è massimo, mentre nella zona prossima al passaggio oltre il fronte bagnante, il livello di saturazione

tende a un certo valore pari a  $\vartheta_i$ . La velocità dell'acqua nella zona bagnata è dipendente della legge di Darcy in funzione della conducibilità idraulica  $K_s$  della tensione capillare del fronte  $\psi_s$ , e della profondità della superficie  $d$ , nonché di quella dello strato saturo della superficie  $L_s$ . La capacità d'infiltrazione nel suolo  $f_p$  è dato dalla relazione (3.12):

$$f_p = K_s \cdot \left( \frac{d + L_s + \psi_s}{L_s} \right)$$

(3.12)

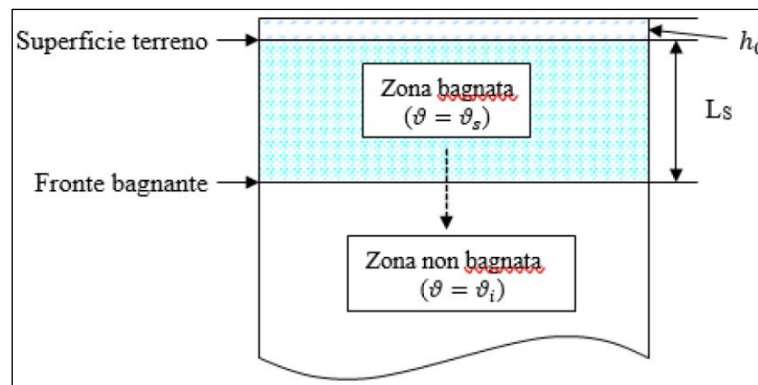


Figura 14 Schematizzazione del Metodo di Green Ampt e in particolare del fronte bagnato. Fonte: Versace Pasquale, "L'infiltrazione", in Scheda Didattica n°9, Università della Calabria, 2003-2004.

### 3.5.4 Metodo Curve number

Il metodo del Curve Number (CN) è stato proposto dal SCS (*Soil Conservation Service*, ampiamente noto come *NRCS - Natural Resource Conservation Service*) per determinare la quantità di precipitazione che penetra nel terreno a partire dalla conoscenza della pioggia totale e dagli usi del suolo.

Il metodo si basa sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione di proporzionalità come espresso nella (3.13):

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

(3.13)

Dove:

- $V$  è il volume di deflusso;
- $P_n$  è la precipitazione netta;
- $W$  è il volume d'invaso, ossia il volume idrico effettivamente immagazzinato;
- $S$  è la capacità di stoccaggio idrica del suolo o volume specifico di saturazione (differenza di volume d'acqua tra un terreno completamente saturo e uno completamente drenato).

La precipitazione netta si ottiene come quanto segue: sottraendo alla precipitazione totale le perdite iniziali dovute all'immagazzinamento superficiale, imputabile all'intercettazione operata

dalla copertura vegetale, dalle asperità del terreno e dall'infiltrazione prima della formazione del deflusso come indicato dalla (3.14) in seguito:

$$P_n = P - I_a \quad (3.14)$$

Dove:

- $P_n$  è la precipitazione netta;
- $P$  è la precipitazione totale;
- $I_a$  sono le perdite iniziali.

La precipitazione netta, inoltre, si ripartisce completamente tra il volume di deflusso come nella (3.15) in sequenza:

$$P_n = P - W \quad (3.15)$$

Sostituendo il valore  $W$  della (3.15) nella (3.13), si ottiene la relazione (3.16) che permette di correlare il deflusso totale  $V$  alla precipitazione netta  $P_n$  (Haan et al., 1994; McCuen, 1998; Bedient et al., 2013; NRCS, 2004b):

$$V = \frac{P_n^2}{P_n + S} \quad (3.16)$$

Il termine di accumulo  $I_a$ , che rappresenta il volume di pioggia perduto, risulta di difficile calcolo. Per ovviare a ciò si usa, solitamente, esprimerlo in una relazione che lo correla alla capacità di stoccaggio idrica sul suolo  $S$  come indicato nella (3.17):

$$I_a = 0.2 - S_{max} \quad (3.17)$$

Introducendo tale relazione si sostituisce la (3.17) equazione nella (3.15) e si ottiene così la (3.18):

$$P_n = P - 0.2 \cdot S_{max} \quad (3.18)$$

Sostituendo la (3.17) nella (3.16) si ha la relazione (3.19):

$$V = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S} \quad (3.19)$$

L'applicazione della precedente formula presuppone la conoscenza, oltre che della precipitazione totale  $P$ , anche della stima del massimo invaso del suolo  $S$ , il cui valore può stabilirsi tra 0 (superficie completamente impermeabile) e infinito (superficie su cui non si ha formazione del deflusso superficiale). La determinazione di  $S$  viene effettuata per mezzo della relazione (3.20):



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

(3.20)

Dove:

- S: è il valore massimo immagazzinabile nel terreno, espresso in mm;
- CN: è il parametro denominato *Curve Number*.

Il parametro CN è un numero il cui valore è compreso tra 0, suolo completamente permeabile e 100, suolo totalmente impermeabile. Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso ed è essenzialmente legato a: caratteristiche idrologiche dei suoli; caratteristiche idrologiche del tipo di copertura vegetale presente nel bacino; condizioni iniziali di umidità del suolo in esame prima di un evento meteorico; periodo di proliferazione della vegetazione o di non crescita.

Il *Soil Conservation Service* ha classificato tutti i suoli in quattro categorie idrologiche in base al tasso d'infiltrazione ottenuto per il suolo privo di copertura dopo un'imbibizione prolungata. I quattro gruppi sono definiti come segue:

- **Gruppo A:** il gruppo è costituito da suoli con un basso potenziale di deflusso e un alto tasso d'infiltrazione quando sono completamente umidi; questi suoli sono costituiti normalmente da sabbie e ghiaie e usualmente vi vengono incluse anche sabbie limose e limi sabbiosi; tali terreni hanno una trasmissività maggiore di 0,76 cm/h.
- **Gruppo B:** i suoli che fanno parte di questo gruppo hanno un moderato tasso d'infiltrazione quando sono completamente bagnati e consistono prevalentemente in terreni da poco profondi a profondi, poco o molto drenati, con tessitura da fine a grossolana; generalmente sono inclusi in questo gruppo i limi e i limi siltosi; tali suoli hanno una trasmissività compresa tra 0,38 e 0,76 cm/h.
- **Gruppo C:** i suoli di questo gruppo hanno un basso tasso d'infiltrazione quando sono completamente bagnati e consistono maggiormente in suoli con uno strato che limita il movimento verso il basso dell'acqua e suoli con una tessitura da moderatamente fine a fine; sono normalmente incluse in questo gruppo le argille sabbiose e limose; questi suoli hanno una trasmissività che va da 0,13 a 0,38 cm/h.
- **Gruppo D:** i suoli di questo gruppo sono dotati di un elevato potenziale di deflusso; hanno un tasso d'infiltrazione molto basso e consistono maggiormente in argille con elevato potere di ritenzione idrica, terreni con una quota della falda freatica prossima a quella della superficie del terreno, suoli con uno strato argilloso vicino alla superficie e suoli poco profondi che poggiano su uno strato impermeabile; sono inclusi in questo gruppo argille limose, argille siltoso-limose, argille siltose, argille ed argille sabbiose; questi suoli hanno una trasmissività molto bassa che va da 0 a 0,13 cm/h; alcuni suoli vengono classificati in questo gruppo a causa di eventuali problemi di drenaggio, ma qualora tali problemi dovessero sparire questi suoli cambierebbero gruppo.

Una volta determinata la classe del suolo di appartenenza, si procede all'interno del bacino in studio per l'individuazione di aree omogenee al fine di stabilire la destinazione d'uso e sistemazione; a ciascuna di queste superfici viene in seguito attribuito il corrispettivo e più appropriato valore di CN, dedotto dai valori riportati in tabelle.

Il valore di CN dell'intero bacino si ottiene come media pesata dei valori stimati per le singole aree omogenee come suggerito da Mancini e Rosso (1989) come dalla (3.21) in seguito:

$$CN_{tot} = \frac{\sum_i (CN_i \cdot A_i)}{A_{tot}} \quad (3.21)$$

Dove:

- $CN_{tot}$  è il CN dell'intero bacino;
- $CN_i$  è il CN della i-esima zona omogenea;
- $A_i$  è l'area della i-esima zona omogenea;
- $A_{tot}$  è l'area totale del bacino.

Le condizioni di saturazione del terreno nella fase iniziale sono fondamentali per la corretta valutazione della curva di frequenza delle portate alla condizione bagnata. Difatti, con una stessa precipitazione e diverse condizioni di partenza, il bacino risponde in modo differente sia alle condizioni di portata che di colmo. Il metodo considera anche le condizioni di umidità iniziali del terreno antecedenti all'inizio dell'evento (*AMC - Antecedent Moisture Conditions*) e i valori di CN riportati nella tabella seguente si riferiscono alla condizione *AMC(II)*, ovvero una condizione di umidità media.

Per condizioni molto umide antecedenti l'evento *AMC(III)* o molto asciutte *AMC(I)*, si possono ottenere i relativi valori di CN usando rispettivamente le (3.22) e (3.23) in seguito riportate:

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad (3.22)$$

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 + 0.058CN(II)} \quad (3.23)$$

Si considera un terreno in condizioni *AMC(I)* quando questo si presenta secco pur senza raggiungere il punto di appassimento e in cui le colture o la vegetazione sono ben sviluppate. La condizione *AMC(III)* fa riferimento a un terreno saturo a causa di precipitazioni superiori a 50 mm di pioggia nei cinque giorni precedenti l'evento considerato, mentre per la stagione fredda si considerano precipitazioni superiori a 25 mm di pioggia nei cinque giorni precedenti l'evento. Di seguito si riporta una tabella contenete i valori del parametro CN nelle diverse condizioni di uso del suolo e gruppi idrologici, nelle condizioni di umidità *AMC(II)*.

<i>Uso del suolo</i>	<i>Drenaggio</i>	<i>Condizioni</i>	<i>Gruppo del terreno</i>			
			A	B	C	D
<i>Residenziale</i>						
Zone urbane e commerciali	Area impermeabile: 85%		89	92	94	95
Zone industriali	Area impermeabile: 72%		81	88	91	93
Case a schiera	Area impermeabile: 65%		77	85	90	92
Ville	Area impermeabile: 25%		54	70	80	85
Parcheggi			98	98	98	98
Parchi	Copertura verde: 75%		39	61	74	80
<i>Strade</i>						
Pavimentate	Cunette e fognatura		98	98	98	98
Sterrate			72	82	87	89
<i>Agricolo</i>						
Maggese			77	86	91	94
Seminativo	Solchi a ritto chino	cattive	65	76	84	88
		buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi trasverso chino	cattive	63	74	82	85
<i>Uso del suolo</i>						
			A	B	C	D
Seminativo	Terrazzato	cattive	61	72	79	82
		buone	59	70	78	81
<i>Agricolo</i>						
Pascolo		cattive	68	79	86	89
		discrete	49	69	79	84
		buone	39	61	74	80
Prato			30	58	71	78
Terreno boschivo		cattive	45	66	77	83
		discrete	36	60	73	79
		buone	25	55	70	77
Filari	ritocchino	cattive	72	81	88	91
		buone	67	78	85	89
Bosco (50%) e prato (50%) (es. frutteto)		cattive	57	73	82	86
		discrete	43	65	76	82

Tabella 1 Tabella che specifica i diversi usi del suolo. Fonte: Fugazza Mario, "Il drenaggio dei terreni e la bonifica idraulica", in Corso di Sistemazione dei bacini Idrografici, Università di Pavia, 2010-2011.

### 3.6 Il modulo idrodinamico di EPA-SWMM

Il modulo di calcolo di tipo idrodinamico implementato all'interno di *EPA-SWMM* utilizza l'integrazione numerica delle equazioni di *De Saint Venant* nella loro forma monodimensionale (1D) per la propagazione della piena all'interno dei collettori chiusi e/o aperti di un sistema di drenaggio.

La rete idraulica è schematizzata come un insieme di condotte (tubi o canali) connesse a dei nodi come illustrata in Figura 15. Le equazioni di *De Saint Venant* possono essere scritte nelle (3.24) e (3.25) nella forma riportata in seguito:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.24)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q^2}{\partial x A} + g A \frac{\partial H}{\partial x} + g A S_f = 0 \quad (3.25)$$

in cui  $A$  è la sezione liquida,  $Q$  è la portata,  $x$  è la coordinata spaziale lungo il collettore,  $t$  è il tempo,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $H = z + y$  è la quota del pelo libero,  $z$  è la quota del fondo del collettore,  $y$  è il tirante idrico,  $S_f$  è la cadente della linea dei carichi totali, determinata con l'equazione di *Manning* rif. (3.26) :

$$S_f = \frac{kQ|V|}{gAR^{4/3}} \quad (3.26)$$

in cui:  $k$  è il coefficiente di scabrezza di *Manning*,  $R$  è il raggio idraulico. Alle precedenti equazioni, valide per ogni collettore, è da associare l'equazione di continuità scritta per ogni nodo, che vale come espresso nella (3.27) :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q}{A_s} \quad (3.27)$$

nella quale  $A_s$  rappresenta la superficie dello specchio liquido attribuibile ad ogni nodo. Per quanto riguarda la risoluzione delle equazioni di *De Saint Venant*, lo schema assunto è di tipo alle differenze finite. Dopo alcuni passaggi si può arrivare alla seguente (3.28) discretizzata (per ricavare l'unica incognita): la portata al successivo time step temporale.

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t|V_t|}{R_t^{\frac{4}{3}}}} \left[ Q_t + V_t \left( \frac{\Delta A}{\Delta t} \right) \Delta t + V_t^2 \left( \frac{A_v - A_m}{L} \right) \Delta t - gA_t \left( \frac{H_v - H_m}{L} \right) \Delta t \right] \quad (3.28)$$

Una volta calcolata la portata al successivo istante temporale, si può utilizzare l'equazione di continuità scritta per ogni nodo per aggiornare le quote del pelo libero. Alle differenze finite l'equazione di continuità si scrive infatti come nella (3.29):

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \Sigma \frac{Q_{t+\Delta t}}{A_{s,t}} \Delta t$$

(3.29)

La risoluzione delle equazioni precedenti permette di ricavare, a fronte dei deflussi entranti in rete, l'andamento nel tempo di portate, velocità e tiranti idrici in tutti gli elementi del sistema. Le equazioni di *De Saint Venant* si particolarizzano nei casi in cui vi sia la presenza di luci sotto battente o a stramazzo. In particolare, l'equazione che descrive il funzionamento di una generica luce a battente è quella indicata nella (3.30) :

$$Q_u = \mu_1 \sigma \sqrt{2gh}$$

(3.30)

in cui:  $\sigma$  l'area della luce,  $h$  è il battente sulla stessa, cioè il carico rispetto al baricentro della vena effluente,  $\mu_1$  è il coefficiente di portata, il cui valore dipende dal tipo di contrazione che subisce la vena e può assumersi pari a 0.6 per luci circolari o rettangolari (senza contrazione sui fianchi) a spigolo vivo. L'equazione che descrive il funzionamento di uno stramazzo rettilineo senza contrazione laterale è indicata come nella (3.31) :

$$Q_u = \mu_2 L (h - h_s)^{3/2} \sqrt{2g}$$

(3.31)

in cui:  $L$  è la lunghezza della soglia sfiorante,  $(h - h_s)$  è il carico sul ciglio sfiorante e  $\mu_2$  è il coefficiente di portata, dipendente dalle caratteristiche costruttive dello stramazzo e dal carico  $H$ . È doveroso ricordare come il modulo di tipo idrodinamico presente in *EPA-SWMM* consente di risolvere le equazioni di *De Saint Venant* non solo nella loro forma completa (onda dinamica) ma anche nella loro forma semplificata (onda cinematica) in cui si trascurano i termini inerziali e il gradiente della pressione. Il codice di calcolo *EPA-SWMM* consente inoltre di eseguire anche simulazioni a moto permanente (*steady flow*) nel caso di portate in ingresso al sistema costanti nel

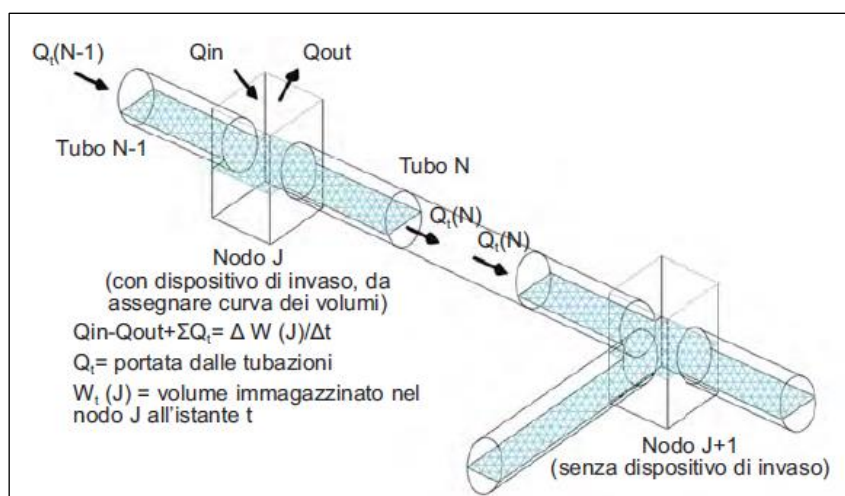


Figura 15 Schematizzazione delle tubazioni e dei nodi nel modulo idrodinamico/idraulico del codice di calcolo di EPA-SWMM. Fonte: Perin Roberto & De Bortoli Nicola, Indovina Gabriele, Goi Daniele, "Realizzazione del modello di simulazione numerica della linea acque a supporto del progetto di ampliamento dell'impianto di depurazione di Udine", *Ingegneria dell'Ambiente*, Vol. 6 n. 1/2019, 2019.

tempo. Tuttavia, anche a fronte di un utilizzo d'idrogrammi costanti delle portate in ingresso al sistema (cfr. Paragrafo 2.5), l'impiego delle equazioni di *De Saint Venant* nella loro forma completa (onda dinamica) risulta essere la scelta più congeniale, in quanto (cfr.: *Storm Water Management Model Reference Manual Volume II – Hydraulics, Rossman L.A., 2017*) soltanto tale approccio consente di cogliere e quindi simulare fedelmente i fenomeni di rigurgito, l'intrusione di flussi provenienti dal corpo idrico (ricettore all'interno delle condotte terminali del sistema oggetto di modellazione), il funzionamento in pressione delle condotte (qualora non sia più presente una condizione di moto a pelo libero) e gli effetti dovuti alla perdita di carico di tipo concentrato.

### 3.7 I metodi di calcolo di Swmm

*SWMM* simula quanto modellato grazie ai principi di conservazione di massa, energia e quantità di moto.

Di seguito vengono riportati i principi che si utilizzano per simulare gli aspetti quantitativi e qualitativi del deflusso meteorico simulato:

- Deflusso superficiale.
- Infiltrazione.
- Acqua freatica.
- Propagazione dei flussi.
- Esondazione e raccolta in superficie.
- Propagazione degli inquinanti.

#### 3.7.1 Deflusso superficiale

Nel modello concettuale *SWMM* utilizza ogni superficie appartenente a un sottobacino come un serbatoio non lineare.

La portata in ingresso arriva dalle precipitazioni, dalla quale viene trasmessa a valle da tutti i sottobacini definiti a monte. Unitamente a questo fenomeno vengono aggiunti il processo d'infiltrazione, il deflusso superficiale e di evaporazione.

La capacità di questo serbatoio è data dal massimo immagazzinamento delle depressioni a disposizione fornito dagli avvallamenti o specchi d'acqua.

Il deflusso superficiale per unità di area  $Q$  avviene quando il livello  $d_p$  nel serbatoio supera il volume d'invaso e quindi si genererà un deflusso superficiale sulla base dell'equazione di *Manning* come indicato dalla seguente (3.32):

$$Q = W * \frac{1}{n} * (d - d_p)^{\frac{5}{3}} \sqrt{s}$$

(3.32)

Dove:

- $W$  larghezza del sottobacino;
- $n$  coefficiente di scabrezza di *Manning*;
- $d_p$ , è la profondità delle zone di depressione che costituiscono gli accumuli superficiali;
- $s$  è la pendenza del sottobacino.

Per ogni sottobacino si può inoltre scrivere l'equazione di continuità come segue (3.33):

$$\frac{dV}{dt} = A * \left( \frac{dD}{dt} \right) = A * (i - Q)$$

(3.33)

Dove è pari a  $V = A * D$  e s'identifica come il volume d'acqua del sottobacino.

- $D$  la profondità;
- $T$  il tempo;
- $A$  la superficie del sottobacino;
- $i$  l'intensità di precipitazione o tasso di evaporazione o tasso d'infiltrazione;
- $Q$  il deflusso superficiale.

Combinando la (3.32) e la (3.33) si ottiene la (3.34), ossia un'equazione differenziale non lineare che può essere risolta nella variabile profondità. Tale equazione rappresenterebbe quella del serbatoio non lineare.

$$\frac{dD}{dt} = i - \left[ \frac{W/A}{A} * \frac{1}{n} * (d - dp)^{5/3} * s^{1/2} \right] = i - f(W, A, n, S) * (d - dp)^{5/3}$$

(3.34)

L'equazione viene risolta a ogni passo temporale per mezzo di uno schema alle differenze finite (metodo iterativo *Newton Raphoson*).

### 3.7.2 L'infiltrazione

Il processo che è più influenzato dal deflusso superficiale è quello d'infiltrazione, dove la pioggia penetra attraverso i terreni permeabili nella zona insatura del terreno.

Si definisce la capacità d'infiltrazione, la velocità con cui l'acqua viene sottratta alla superficie del suolo.

Se l'intensità di pioggia è inferiore alla capacità d'infiltrazione, l'ultima coincide con la pioggia stessa, viceversa se il processo d'infiltrazione risulta minore all'intensità di pioggia, si genererà un deflusso superficiale.

La capacità d'infiltrazione dipende dalla tipologia del terreno e dallo strato superficiale del terreno e spessore del suolo saturo.

*SWMM* offre diversi metodi per determinare l'andamento nel tempo della capacità d'infiltrazione:

- Equazione di *Horton*: si ipotizza che la capacità d'infiltrazione si riduca in modo esponenziale da un valore iniziale massimo ( $F_0$ ) fino a un valore costante (finito). Gli input necessari a descrivere il fenomeno sono la massima e la minima capacità d'infiltrazione. Il coefficiente di decadimento descrive la velocità con cui diminuisce la capacità d'infiltrazione e il tempo di essiccamento in cui il terreno nella sua condizione satura si asciuga.
- Metodo di *Green Ampt*: ipotizza l'esistenza nel suolo di una zona di transizione tra quella umida e quella satura. L'equazione di *Green Ampt* (1911) è stata sviluppata con un eccesso d'acqua in superficie a ogni istante temporale. A *Mein Larson* (1973) si deve la formulazione

dell'equazione di *Green Ampt* in un modello a due stadi. I parametri di input richiesti dal *codice* per questo metodo sono il deficit iniziale di umidità del suolo, la conduttività idraulica del suolo saturo e il carico di risalita nel fronte di umidificazione (risalita capillare media).

- *Curve Number Method*: è un modello empirico realizzato negli Stati Uniti basato appunto sulle osservazioni in campo. Il massimo potenziale di ritenzione del suolo  $S$  (dopo l'inizio del deflusso superficiale) è legato a un numero di curva (CN) che è funzione del tipo di suolo di uso del terreno e del grado iniziale di saturazione. I parametri richiesti da questo metodo sono la conduttività idraulica del suolo e il tempo in cui il terreno saturo si asciuga completamente.

*SWMM* calcola indipendentemente il deflusso derivante dalla superficie della sotto-area permeabile da quello di un sottobacino impermeabile. Se l'utente definisce per il sottobacino un modello d'infiltrazione viene utilizzato solo per la porzione permeabile del sottobacino mentre per quella impermeabile *SWMM* considera un valore pari a 98.

### 3.7.3 Propagazione dei flussi

Il propagarsi della portata attraverso le condotte è governato dalle equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto per i moti vari non stazionari come espresso dalle (3.35) e (3.36) :

$$\frac{dA}{dt} + \frac{dQ}{dx} = 0$$

(3.35)

$$\frac{dQ}{dt} + \frac{d(Q^2/A)}{dx} + \frac{gAdH}{dx} + gAS_f = 0$$

(3.36)

Dove:

- $A$  sezione trasversale bagnata;
- $Q$  la portata;
- $G$  accelerazione di gravità;
- $H = z + h$  carico idraulico (potenziale);
- $Z$  quota di scorrimento;
- $h$  tirante idrico;
- $S_f$  cadente piezometrica;
- $T$  tempo;
- $X$  distanza lungo l'asse del canale/condotto.

L'utente può scegliere il livello di calcolo per risolvere le equazioni (3.35) e (3.36):

- traslazione di flusso;
- propagazione dell'onda cinematica;
- propagazione dell'onda dinamica.



### 3.7.4 Traslazione di flusso

Rappresenta il metodo più semplice per la propagazione, in quanto si assume che in ogni passo temporale la portata sia costante e uniforme.

In questo modo gli idrogrammi delle portate in ingresso vengono traslati semplicemente da monte a valle senza ritardi o cambiamenti di forma. L'equazione di *Manning* viene utilizzata per mettere in relazione la portata all'area bagnata (livello).

Data la sintesi di calcolo, esso non è in grado di determinare: la capacità idraulica delle condotte, il rigurgito, l'inversione di flusso, il funzionamento in pressione o la perdita di carico all'entrata e uscita delle condotte all'interno della rete di drenaggio.

Il metodo può essere usato solo con reti di tipo alberato in cui ogni collettamento tra le condotte porta solo ed esclusivamente a un singolo nodo di uscita. Data la semplicità, il modello di calcolo gravita attorno solo a modelli preliminari con simulazioni continue e lunghe.

### 3.7.5 Propagazione dell'onda cinematica

Questo metodo risolve il problema di *De Saint Venant* in una forma semplificata ponendo le (3.37), (3.38) e (3.39) :

$$\frac{dQ}{dt} = 0 \tag{3.37}$$

$$\frac{dQ^2/A}{dx} = 0 \tag{3.38}$$

$$\frac{dH}{dx} = 0 \tag{3.39}$$

L'equazione del momento della quantità di moto si ottiene quindi dalla (3.40):

$$S_f = i \tag{3.40}$$

Dove  $i$  è la pendenza del canale o condotta.

La massima portata che può essere trasportata nelle condotte è calcolata con la formula di *Manning*. Tutta quella che è in eccesso al di sopra del nodo può essere persa nel sistema oppure essere reintrodotta nello stesso momento in cui il deflusso in condotta lo permette.

Nello schema dell'onda cinematica la portata e l'area bagnata variano spazialmente e temporalmente nelle condotte, di conseguenza il deflusso può essere ritardato o attenuato. Come nel metodo precedente questo calcolo può essere implementato solo in reti di trasporto alberate, anche qui esso non è in grado di simulare il rigurgito, l'inversione di flusso e la sovrappressione. Pertanto, si ritiene stabile per passi temporali lunghi (5 a 10 minuti).

### 3.7.6 Propagazione dell'onda dinamica

Questo metodo di calcolo fornisce risultati mediamente più accurati rispetto ai precedenti, poiché sfrutta la risoluzione completa al problema di De *Saint Venant*.

Grazie a questo calcolo è possibile simulare il funzionamento in pressione dei condotti e in questo caso la portata in eccesso rispetto al sistema a bocca piena dell'equazione di *Manning* può essere calcolata. L'esondazione avviene quando il livello idrico all'interno del nodo eccede la profondità stabilita in precedenza per cui l'eccesso di fluido può essere perso o reimmesso nel sistema. Con questo schema è possibile simulare il rigurgito, l'inversione di flusso, le perdite di carico in entrata e in uscita delle condotte e il funzionamento in pressione. Tale metodo può essere applicato a qualsiasi rete anche di diversa complessità, con ad esempio, molteplici deviazioni a valle o anelli. Viene usato spesso quando il sistema è soggetto a rigurgito in presenza di elementi come regolatori di portata mediante scaricatori di soglie. Il segreto del calcolo è dietro l'utilizzo di passi temporali relativamente brevi, nell'ordine pressappoco del minuto. Il software è in grado di ridurre automaticamente il passo temporale preimpostato per ottenere stabilità numerica.

### 3.7.7 Esondazione

Quando la capacità di trasporto eccede, l'eccesso di portata esce dal nodo del sistema e viene perso. Su *SWMM* è possibile recuperare questo volume d'acqua in eccesso al fine di reintrodurlo nel sistema quando sarà in grado di smaltirlo. L'acqua viene accumulata come eccesso di volume al di sopra del nodo e reimmessa nel sistema. Tale volume è associato a un'ipotetica superficie costante e l'area di questa è un input assegnato al nodo stesso.

## 4 IL CASO DI STUDIO

### 4.1 Premessa

Nella presente sezione si riporta una sintesi delle attività svolte ai fini di descrivere la fase di costruzione e calibrazione del modello in riferimento a una parte della rete fognaria di Tolentino.

Saranno descritte le modalità di costruzione dello schema idraulico principale partendo dalle aree contribuenti, quindi dalla definizione dei coefficienti medi di deflusso per ogni categoria, fino a determinare i principali parametri che descrivono sinteticamente la rete in esame.

La modellazione è riferita solo a una parte della rete di scolo che viene collettata all'impianto di depurazione di Tolentino per una lunghezza complessiva di 3.5 km. Lo studio comprende un'area di riferimento totale di 12.23 ettari che coincide con la superficie di afflusso delle acque bianche.

### 4.2 Descrizione morfologica della zona di Tolentino

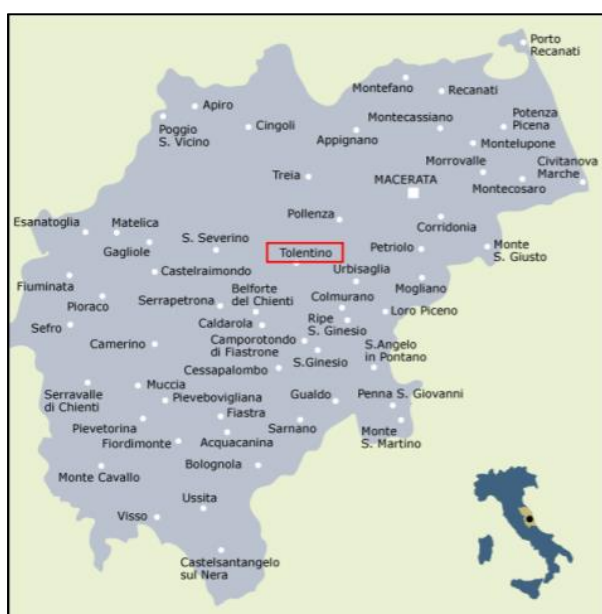


Figura 16 Inquadramento geografico dell'area comunale di Tolentino. Fonte: Urbanistica di Tolentino.

Il territorio del Comune di Tolentino ha una estensione di 94,80 Km<sup>2</sup> ed è situato nella porzione centrale della Provincia di Macerata (Figura 16). Confina a nord con i comuni di Pollenza, Macerata e Treia, ad est con Corridonia e Petriolo, a sud-est con i comuni di Urbisaglia e Colmurano, a sud con Camporotondo di Fiastone e S. Ginesio e ad ovest, infine, con i comuni di San Severino Marche, Belforte del Chienti e Serrapetrona. Tolentino si presenta come una cittadina collinare sorta in epoca molto antica, dotata comunque di un polo industriale e artigianale nella zona ovest. La grande maggioranza dei tolentinati, si concentra nel capoluogo comunale, posto in leggera pendenza; il resto della comunità si distribuisce invece nelle

località di Abbadia di Fiastone, Le Grazie e Paterno, in alcuni aggregati urbani elementari e in un elevato numero di case sparse sui fondi. Dal punto di vista orografico, il territorio comunale rientra nella fascia medio-collinare del maceratese, con quote fino a circa 150 metri s.l.m.

Dal punto di vista idrografico, la maggior parte del territorio comunale di Tolentino, appartiene al macrobacino del Fiume Chienti (comprendente il bacino del Torrente Fiastone e del Rio Cesolone), mentre solamente la porzione settentrionale del territorio drena le acque all'interno del macrobacino del Fiume Potenza.

Sulla base delle caratteristiche morfologiche d'insieme, il territorio può essere idealmente suddiviso in tre distinti settori:

- il settore collinare settentrionale, a nord del Fiume Chienti;
- il settore pianeggiante centrale, dell'ampia valle alluvionale del Fiume Chienti;
- il settore collinare meridionale, a sud del Fiume Chienti.

La porzione centrale, baricentrica, del territorio comunale di Tolentino è costituita dall'ampia valle del Fiume Chienti che, con i suoi 91 km di lunghezza complessiva e 1.297 Km<sup>2</sup> di bacino idrografico sotteso, costituisce il secondo fiume delle Marche dopo il Fiume Tronto.

La stazione di misura idrometrica di Belforte del Chienti ha rilevato una portata media annua pari a circa 8,7 mc/s e una portata di magra ordinaria di 2,2 mc/s.

Il corso del Fiume Chienti è sbarrato da un'opera di ritenuta (diga in c.a. con argine in terra) che origina il bacino lacustre del Lago delle Grazie per un volume di circa 1,5 milioni di mc a uso prevalentemente idroelettrico. Attualmente la sua capacità risulta notevolmente ridotta a causa dei fenomeni di interrimento.

### 4.3 Eventi idrologici nell'area del Chienti

Nel luglio 2014 sono stati registrati fenomeni meteorologici che hanno interessato l'area di Tolentino e del Chienti Figura 17. A seguito di tali eventi si sono verificate delle piene che hanno interessato l'area in esame e in particolare il fiume Chienti.

Per la difesa del territorio e la messa in sicurezza degli argini e realizzazione di eventuali barriere, sono stati stanziati 240 mila euro al fine di mettere in sicurezza l'area, provenienti dall'Unione Europea.

L'intervento è stato reso necessario poiché gli argini risultavano già compromessi dall'ultima piena avvenuta a Novembre 2013 che ha eroso e reso vano gli interventi precedenti rendendoli inutilizzabili per sopportare altre piene.

Nel frattempo, sempre per i danni legati al maltempo, il Consiglio dei Ministri aveva dichiarato lo stato d'emergenza per calamità naturale, definendo quindi i criteri, le modalità e le procedure per la ricognizione dei danni.



Figura 17 Piena del Chienti. Fonte: Cronache Maceratesi (31 Luglio 2014).

## 4.4 Realizzazione del modello

### 4.4.1 Descrizione della macroarea: la rete di scolo che costeggia il Chienti

La rete si presenta su un'area che racchiude cinque aree principali terminando nel depuratore del comune di Tolentino.

Il tratto principale che parte dal comune di Caldarola attraversa l'area urbana del Belforte del Chienti. Successivamente incontrerà una zona di confluenza con il ramo proveniente dall'impianto di sollevamento di Cessapalombo per poi attraversare l'area delle Grazie e infine entrare nel comune di Tolentino fino al depuratore come riportato in Figura 18.

Sono stati installati sei misuratori di portata in aree diverse:

- Q6 e Q7 nell'area di Caldarola marcata nel distretto Q04;
- Q1, Q4, Q5 nell'area che attraversa rispettivamente Belforte del Chienti, le Grazie e l'entrata del comune di Tolentino nel distretto Q01;
- Q3 e Q2 nell'area di Tolentino nel distretto Q03.

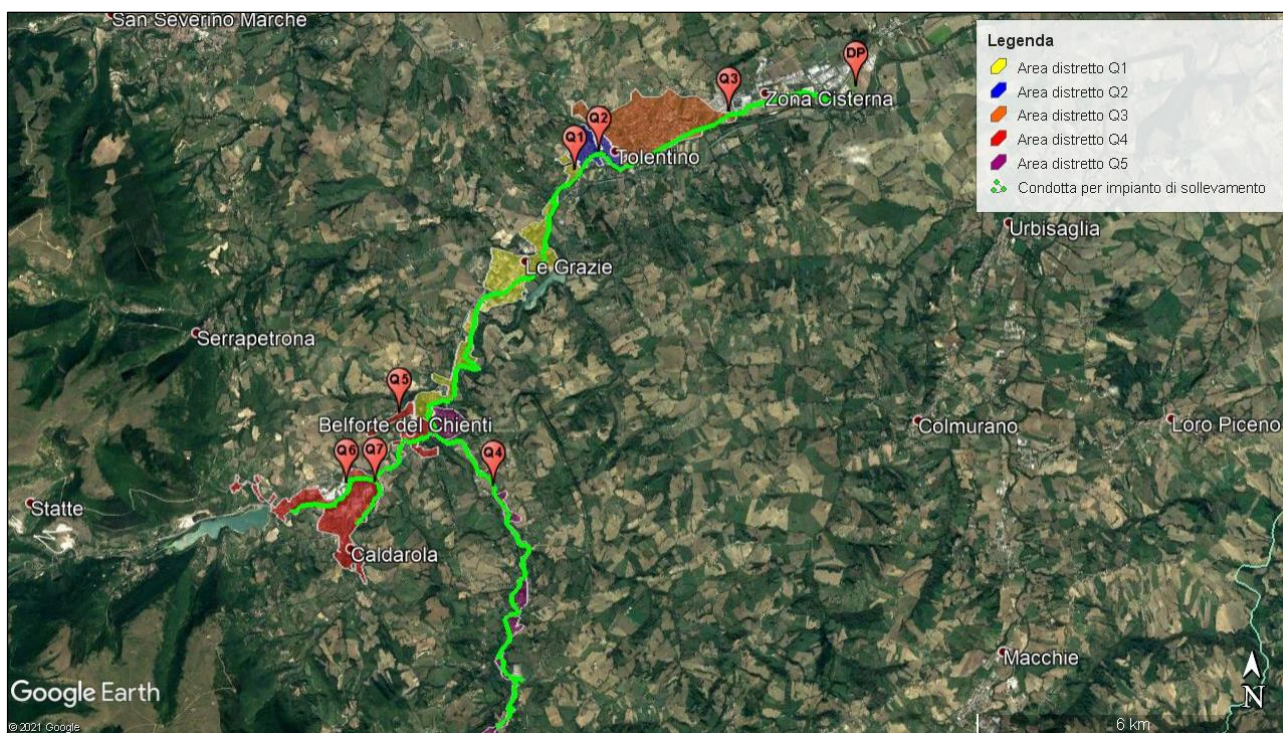


Figura 18 Base mappa della carta tecnica regionale con il percorso di scolo che costeggia le città di Caldarola, Belforte, Le Grazie e Tolentino.

A seguito della campagna di monitoraggio è emerso che sono presenti nei tratti fognari delle criticità con delle relative priorità d'intervento. Il distretto Q01 è soggetto a un minimo notturno molto elevato rispetto all'utenza assegnata del bacino d'appartenenza, pertanto è imputabile a infiltrazioni parassite.

Alla luce di questo, al distretto Q01 è stata assegnata la priorità d'intervento di tipo 1, quindi è necessario un rilievo puntuale della rete al fine di determinare un modello e poi un monitoraggio



per restringere il campo d'azione. È stato proposto di realizzare un modello al fine di ottenere una correlazione tra i dati misurati e quelli modellati.

#### 4.4.2 Visione dell'area



Figura 19 Delimitazione dell'area di Tolentino; la zona in esame è situata nella parte di benvenuto della cittadina con un'estensione totale di circa 12 ettari.

Come primo passo è stata individuata l'area in esame che più era interessata dal misuratore Q1. Quindi è stata delimitata l'area d'intervento per l'oggetto in esame, ossia l'entrata principale nel comune di Tolentino. Tale area si estende per 122 441 m<sup>2</sup> circa 12,24 ha come riportato nella Figura 19 in seguito:

Essa si divide in due principali zone: una più raccolta a monte e meno densamente abitata e l'altra più concentrata e vasta a valle, ma entrambe sono collegate da un unico ramo. Il ramo di connessione sia stradale che fognario è fortemente scosceso nella zona di connessione (maggiore del 10% di pendenza).

La zona a monte è caratterizzata da pendenze più elevate e fabbricati di nuova costruzione mentre quella a valle si presenta più pianeggiante e meno scoscesa con fabbricati meno recenti. La rete fognaria in esame è di tipo misto. Il tratto di fognatura che collega sia la zona di monte che quella di valle viene collettato al canale principale che porta il refluo al depuratore presente in via *Sacharov* nella periferia/area industriale di Tolentino. Parte di questo refluo viene sversato in condizioni d'emergenza da parte dello scolmatore sul fiume Chienti che costeggia il comune di Tolentino.

Con l'ausilio della carta tecnica regionale fornita dalla *Soc. Hydro-ingegneria* sono marcate le condotte di fognatura sui territori in esame confrontando i vari riferimenti con l'istantanea di *Google Earth* per le condotte nel distretto Q01.

In particolare, è stata assegnata come area in esame tutto il tratto fognario a monte del misuratore Q1 dove sono state riscontrate le varie anomalie.

Grazie al comando "crea percorso" presente sul software *Google Earth* sono state riproposte fedelmente le posizioni delle condotte esistenti come da carta tecnica regionale e ogni ramo è stato rappresentato con un "percorso" diverso assegnato a una condotta diversa Figura 20.

#### 4.4.3 Rappresentazione della rete di scolo



Figura 20 Rappresentazione della rete di scolo nella zona in esame su base carta tecnica regionale su una porzione del distretto Q1. Sono evidenziati inoltre la posizione del misuratore e l'impianto di sollevamento segnato in verde di sezione 1750x1230 mm che porta i reflui al depuratore di Tolentino.

Rappresentando la rete su "Google Earth" ha ottenuto numerosi benefici, tra i quali il più importante è stato quello di ottenere le quote di inizio, fine e confluenza lungo tutto il loro sviluppo.

Questo è stato possibile con il comando "mostra profilo elevazione" per ottenere la quota dei vari punti di sviluppo della condotta stessa lungo tutto il suo percorso, come mostrato in Figura 21.

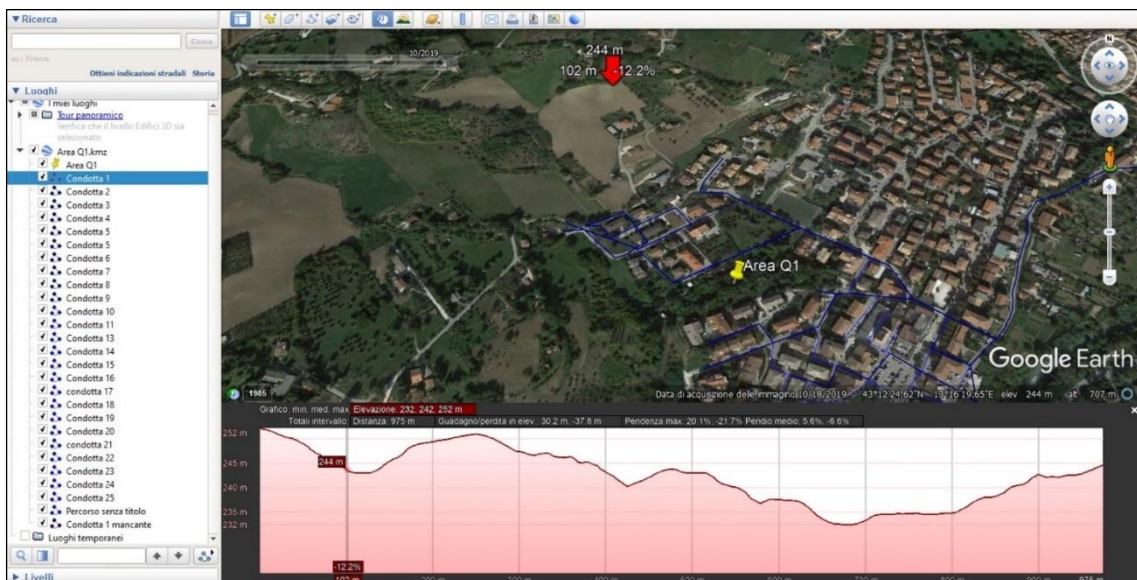


Figura 21 Schermata di Google Earth per la determinazione delle altitudini rispetto al suolo ai fini di determinare le quote delle condotte tracciate successivamente su SWMM

Successivamente sono state riportate fedelmente le quote e la rete idraulica sul software EPA-SWMM ricalcando fedelmente lo snapshot di Google Earth.

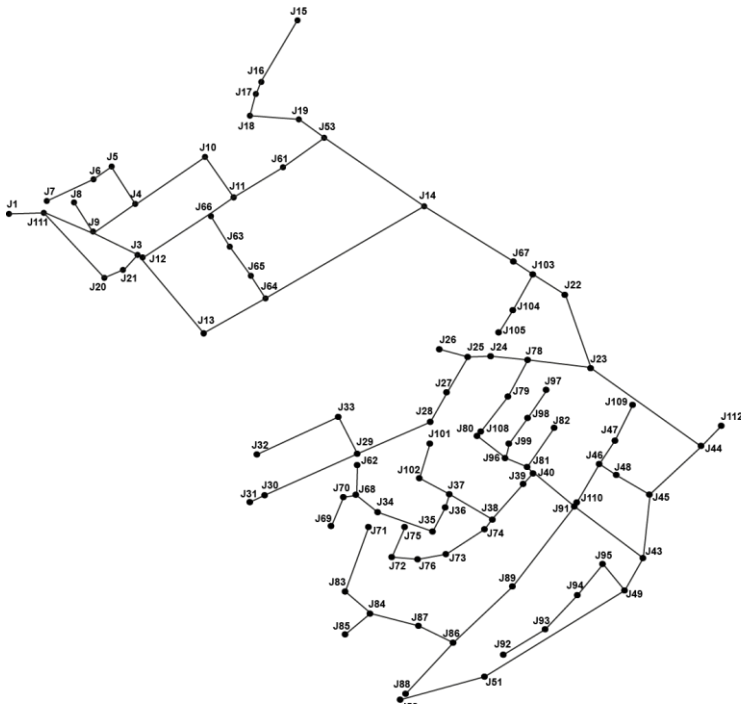


Figura 22 Immissione dei Junctions e i pozzetti della rete di scolo in esame.

*Elevation* è stata inserita la quota del punto in esame. Ogni punto ha un nome con prefisso "J" che andrà da 1 a 112. L'altro parametro inserito nello stesso menu è stato *Max Depth*, ossia la quota di fondo del pozzetto Figura 23.

La quota assoluta ottenuta dalla misura è stata nella prima analisi scomposta in questo modo: per tutti i pozzetti rappresentati quella di fondo è pari a 1 mentre quella del piano stradale è stata ottenuta come differenza della quota assoluta con la prima. Questo perché nel caso di aumento delle sezioni delle condotte si poteva avere un margine di 1 m per dimensionarle correttamente.

Nel caso non basterebbe il metro di margine lasciato, sarebbe necessario diminuire ancora di un'unità l'*Invert Elevation* e andare ad aggiungere l'unità appena tolta alla quota di fondo (*Max Depth*) passando quindi da 1 a 2 m.

#### 4.4.4 Le condotte: i links

Nel software di modellazione idraulica *EPA SWMM*, i link ossia le connessioni dei *Junctions* rappresentano le condotte. Un *link* può esistere solo ed esclusivamente se sono presenti due punti e quindi due *junctions*.

In *EPA-SWMM* con il comando *Juction* sono stati fissati i nodi di inizio, fine e confluenza delle condotte come in Figura 22. Una volta definito un nodo è necessario definire anche la sua altezza rispetto a un riferimento, in questo caso rispetto al livello del mare. Quindi l'informazione ottenuta dal programma satellitare ha permesso di determinare delle altezze puntuali, di conseguenza, è possibile sapere l'altezza di tutte le condotte tracciate sullo snapshot di *Google Earth* usato come base nel software idraulico.

Nel menu dell'entità o dell'oggetto creato come *Juction* nel campo *Invert*

Property	Value
Name	J1
X-Coordinate	1.268
Y-Coordinate	348.885
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	251
Max. Depth	1
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
User-assigned name of junction	

Figura 23 Junction properties di un generico nodo appartenente alla rete modellata.



Una volta inseriti i valori di altezza sui punti e quindi definiti gli stessi come inizio e fine della condotta con il comando link, la pendenza della condotta stessa è automaticamente designata.

È stato seguito come esempio lo *snapshot* satellitare di *Google Earth*. La mappa, una volta scalata sul software idraulico, è stata usata come base per il tracciamento delle condotte come da CTR Figura 24.

I *link* come i *junction* sono delle entità o degli oggetti, quindi è necessario di volta in volta assegnare i parametri necessari a descrivere correttamente il modello. I parametri base utilizzati come espresso dalla Figura 25 alla definizione delle condotte sono:

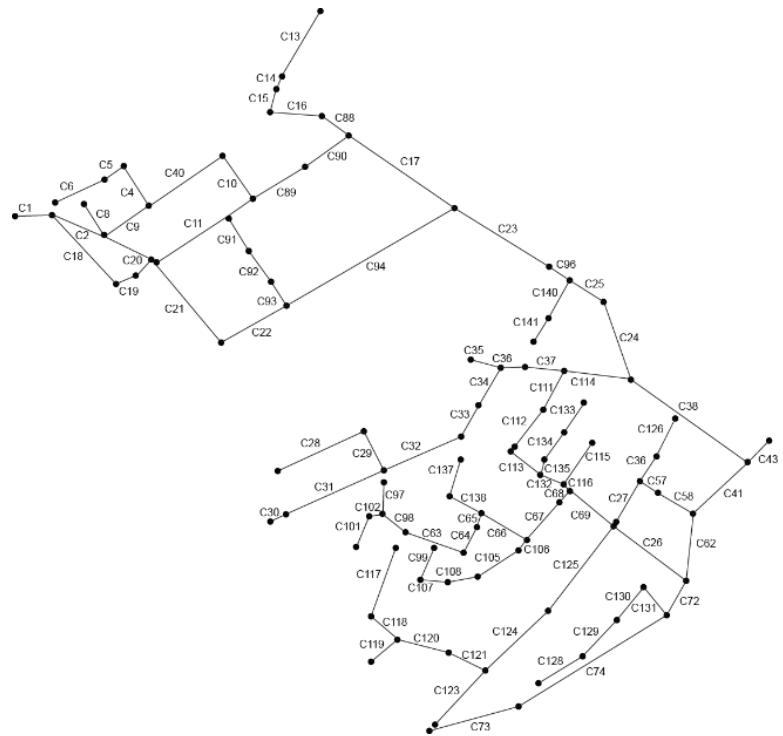


Figura 24 Rete di scolo dell'area in esame con i nomi delle condotte.

- **Shape:** la sezione delle condotte può essere di vari tipi. La sezione usata nel progetto è circolare per semplicità di calcolo;
- **Max Depth:** diametro della sezione espresso in m. Per le condotte a monte, i rami primari sono stati impostati a 0.3 m, per le intermedie a 0.4 m e per i tratti finali più caricati a 0.5 m;
- **Length:** lunghezza della condotta espressa in m. Il valore del tratto è stato di facile ricavo dalla mappa digitale visto che l'immagine era già impostata in scala sul software di calcolo idraulico.
- **Roughness:** coefficiente che rappresenta la scabrezza del materiale riferito alle pareti della condotta, esso è stato impostato lasciato di default;
- **Inlet Offset:** la distanza della base della sezione a monte della condotta è stata lasciata pari a 0 come il valore di default, ma nel caso si verificasse in fase di analisi un'inversione di flusso allora è necessario modificare il parametro.
- **Outlet Offset:** distanza della base della sezione dal fondo del pozzetto a valle della condotta. È indicato lasciare zero come valore in modo da evitare possibili ostruzioni e ristagni/separazioni di reflui in questo caso dovuti alla caduta della vena fluida sul fondo del pozzetto di raccordo. In ogni caso il dislivello relativo delle quote di fondo delle condotte tra quelle di monte e quelle di valle nel pozzetto di confluenza deve essere al più pari a 0 rispetto alla quota di fondo della condotta uscente.

Conduit C1	
Property	Value
Name	C1
Inlet Node	J1
Outlet Node	J111
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.3
Length	25.13
Roughness	0.01
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0
Initial Flow	0
Depth of conduit invert above node invert at outlet end (m)	

Figura 25 Links properties di una generica condotta appartenente alla rete modellata.

In prima analisi sono stati inseriti tre differenti diametri:

- 0.3 m nella zona d'inizio della rete di scolo dei rami di affluenza;
- 0.4m nella zona centrale della rete di scolo;
- 0.5m nel tratto a valle dove le portate si facevano più preponderanti.

Si mostrano i diametri scelti nella fase di pre-dimensionamento, come si evidenziato nella (Figura 26).

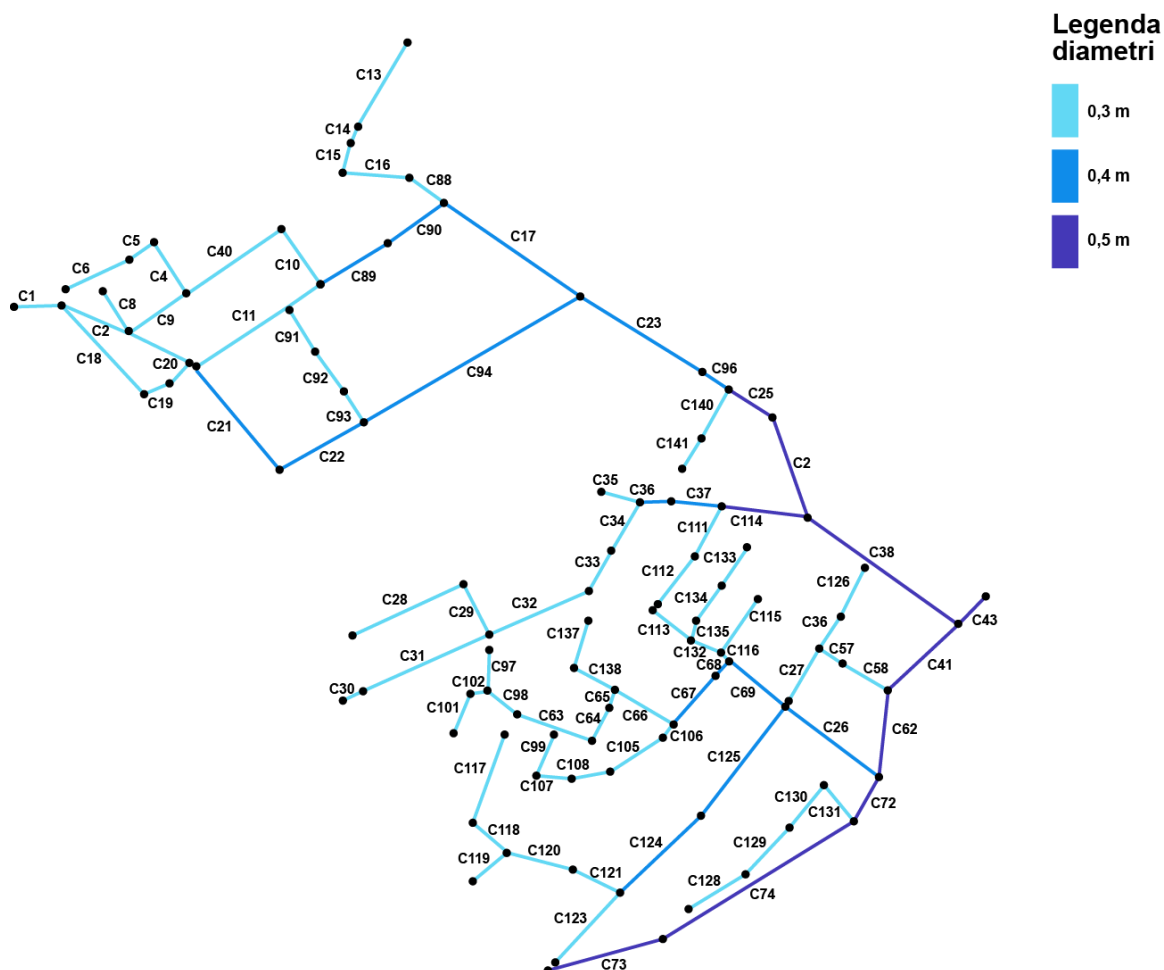


Figura 26 Rappresentazione della rete di scolo nella fase di pre-dimensionamento con le tre tipologie di diametro scelto.

#### 4.4.5 Le aree: i *subcatchments*

Nel progetto seguendo l'istantanea di *Google Earth*, che si è dimostrato intuitivo a questo scopo, sono stati identificati come nella Figura 27 i vari sottobacini di appartenenza per le 4 categorie come riportato:

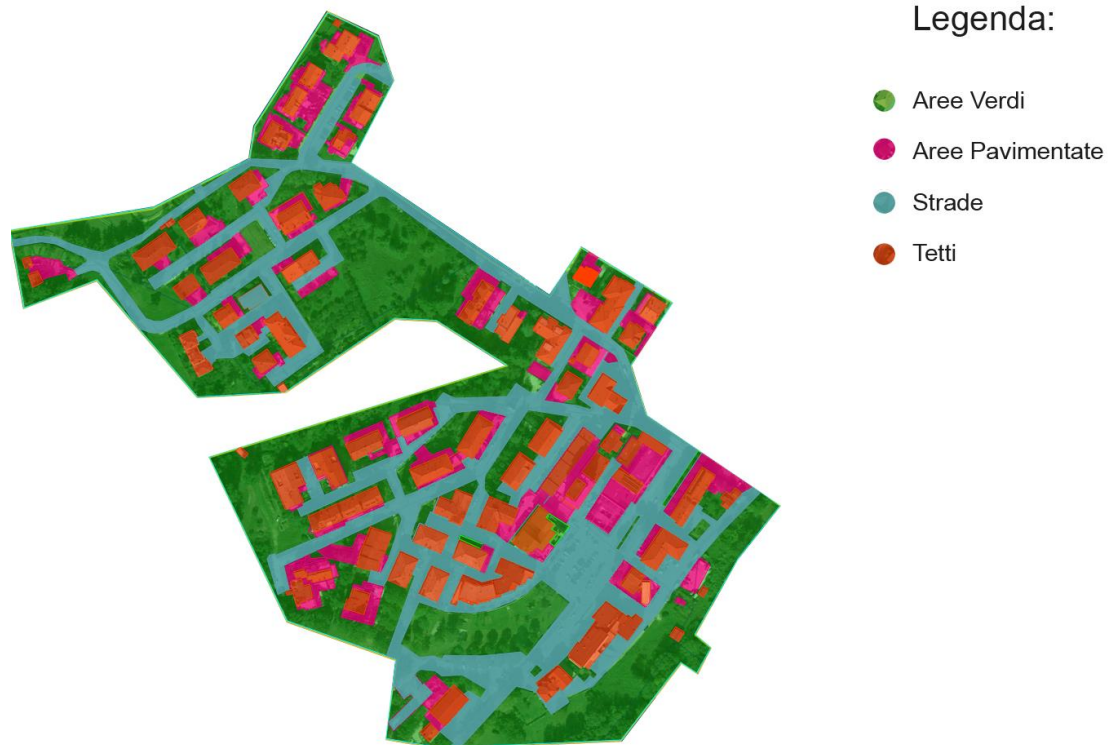


Figura 27 Classificazione delle sub-aree presenti nell'area in esame. La classificazione è suddivisa in 4 categorie a seconda della rispettiva natura: Aree verdi, Aree pavimentate, Aree stradali e tetti. La mappa è stata realizzata su Autocad riportando le aree dell'istantanea.

- verde (aree verdi: giardini, parchi sia di interesse pubblico che privato);
- pavimentazioni (aree pavimentate: viali, strade pedonali, marciapiedi sia d'interesse pubblico che privato);
- tetti (coperture sia piane che a falde che a unica falda, quindi rientrano sia le coperture con tegole, sia quelle bituminose pianeggianti, sia quelle riempite di materiale drenante);
- strade (tutte le strade in generale d'interesse pubblico e viali privati per il posteggio auto).

Di tutta la superficie già esposta in esame sono stati calcolati su Autocad in scala i valori di area in metri quadri grazie all'immagine satellitare. La suddivisione delle varie aree è stata fatta con quattro *layers* ognuno per ogni categoria di appartenenza (verde, pavimentazioni, tetti, strade) come riportato in Tabella 3.

A ogni area è stata assegnato un numero preceduto dal nome della categoria di appartenenza, per le aree verdi ci sono 55 suddivisioni, per i tetti 71, per le pavimentazioni 59 e per le strade 50 come a seguito dalla Tabella 3.

Nome area	Area (m <sup>2</sup> )	Punto idraulico più lontano (m)	Area (ha)
Verde1	1415.40	58.21	0.14154
Verde2	1907.60	26.19	0.19076
Verde3	67.68	3.55	0.006768

<b>Nome area</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Punto idraulico più lontano (m)</b>	<b>Area (ha)</b>
Verde4	1484.92	45.47	0.148492
Verde5	362.31	23.99	0.036231
Verde6	720.83	44.17	0.072083
Verde7	160.37	38.81	0.016037
Verde8	351.51	33.61	0.035151
Verde9	1107.02	60.02	0.110702
Verde10	33.83	10.23	0.003383
Verde11	195.12	23.69	0.019512
Verde12	8679.06	153.98	0.867906
Verde13	143.24	17.37	0.014324
Verde14	203.82	17.45	0.020382
Verde15	2212.80	70.63	0.22128
Verde16	67.76	10.22	0.006776
Verde17	1926.14	100.00	0.192614
Verde18	683.01	62.36	0.068301
Verde19	2935.20	62.05	0.29352
Verde20	271.16	23.83	0.027116
Verde21	202.09	24.21	0.020209
Verde22	212.96	24.00	0.021296
Verde23	674.92	32.42	0.067492
Verde24	5926.59	172.55	0.592659
Verde25	271.88	21.52	0.027188
Verde26	616.17	47.64	0.061617
Verde27	1082.23	72.77	0.108223
Verde28	40.56	12.00	0.004056
Verde29	387.12	54.03	0.038712
Verde30	2665.80	60.60	0.26658
Verde31	183.49	84.85	0.018349
Verde32	98.30	17.30	0.00983
Verde33	74.55	22.79	0.007455
Verde34	304.46	30.00	0.030446
Verde35	68.38	28.86	0.006838
Verde36	601.69	50.57	0.060169
Verde37	128.22	16.06	0.012822
Verde38	290.53	21.45	0.029053
Verde39	3785.13	124.48	0.378513
Verde40	383.42	42.54	0.038342
Verde41	184.28	23.00	0.018428
Verde42	622.58	33.55	0.062258
Verde43	43.57	7.75	0.004357
Verde44	233.78	21.85	0.023378
Verde45	5835.75	182.02	0.583575
Verde46	2656.04	120.08	0.265604
Verde47	42.46	22.04	0.004246

<b>Nome area</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Punto idraulico più lontano (m)</b>	<b>Area (ha)</b>
Verde48	21.50	9.79	0.00215
Verde49	143.60	17.47	0.01436
Verde50	70.21	34.51	0.007021
Verde51	50.19	8.05	0.005019
Verde52	76.98	11.42	0.007698
Verde53	47.60	6.92	0.00476
Verde54	553.58	39.20	0.055358
Verde55	78.96	15.03	0.007896
Tetto56	71.94	4.00	0.007194
Tetto57	40.08	4.30	0.004008
Tetto58	389.02	7.79	0.038902
Tetto59	236.22	7.60	0.023622
Tetto60	35.93	6.25	0.003593
Tetto61	264.10	6.43	0.02641
Tetto62	338.26	8.00	0.033826
Tetto63	266.56	10.42	0.026656
Tetto64	301.70	14.31	0.03017
Tetto65	183.89	6.85	0.018389
Tetto66	226.61	5.58	0.022661
Tetto67	177.61	7.85	0.017761
Tetto68	359.85	6.47	0.035985
Tetto69	335.28	5.88	0.033528
Tetto70	164.22	6.32	0.016422
Tetto71	459.39	7.80	0.045939
Tetto72	164.33	6.18	0.016433
Tetto73	28.62	3.03	0.002862
Tetto74	253.60	5.19	0.02536
Tetto75	180.20	5.07	0.01802
Tetto76	164.81	5.00	0.016481
Tetto77	315.25	6.47	0.031525
Tetto78	287.63	6.29	0.028763
Tetto79	118.99	8.84	0.011899
Tetto80	328.82	7.36	0.032882
Tetto81	288.15	8.91	0.028815
Tetto82	515.64	7.86	0.051564
Tetto83	188.14	5.81	0.018814
Tetto84	160.71	4.39	0.016071
Tetto85	612.33	10.42	0.061233
Tetto86	196.36	6.39	0.019636
Tetto87	202.51	8.03	0.020251
Tetto88	206.09	6.70	0.020609
Tetto89	431.19	12.06	0.043119
Tetto90	535.33	10.87	0.053533
Tetto91	482.28	9.85	0.048228

<b>Nome area</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Punto idraulico più lontano (m)</b>	<b>Area (ha)</b>
Tetto92	315.51	5.66	0.031551
Tetto93	332.44	6.07	0.033244
Tetto94	390.27	6.54	0.039027
Tetto95	370.69	5.72	0.037069
Tetto96	656.02	6.24	0.065602
Tetto97	462.48	9.66	0.046248
Tetto98	146.50	6.37	0.01465
Tetto99	198.89	4.35	0.019889
Tetto100	416.34	6.21	0.041634
Tetto101	295.92	6.45	0.029592
Tetto102	330.61	6.95	0.033061
Tetto103	441.78	7.51	0.044178
Tetto104	327.04	7.86	0.032704
Tetto105	327.33	8.12	0.032733
Tetto106	928.99	20.14	0.092899
Tetto107	589.85	11.57	0.058985
Tetto108	354.17	8.14	0.035417
Tetto109	340.30	7.70	0.03403
Tetto110	634.81	11.80	0.063481
Tetto111	108.74	7.67	0.010874
Tetto112	144.78	7.72	0.014478
Tetto113	211.48	7.00	0.021148
Tetto114	148.82	20.77	0.014882
Tetto115	189.08	21.38	0.018908
Tetto116	400.43	8.76	0.040043
Tetto117	91.24	5.34	0.009124
Tetto118	363.56	5.08	0.036356
Tetto119	1077.53	12.22	0.107753
Tetto120	286.09	7.09	0.028609
Tetto121	520.03	7.66	0.052003
Tetto122	478.49	6.66	0.047849
Tetto123	113.29	3.08	0.011329
Tetto124	28.55	6.56	0.002855
Tetto125	57.55	7.73	0.005755
Tetto126	215.02	7.14	0.021502
Pav127	77.46	7.94	0.007746
Pav128	246.95	13.62	0.024695
Pav129	166.65	17.92	0.016665
Pav130	235.20	29.12	0.02352
Pav131	29.43	4.75	0.002943
Pav132	113.40	13.95	0.01134
Pav133	90.56	17.45	0.009056
Pav134	76.31	9.41	0.007631
Pav135	101.43	21.60	0.010143

<b>Nome area</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Punto idraulico più lontano (m)</b>	<b>Area (ha)</b>
Pav136	271.03	29.19	0.027103
Pav137	662.15	41.47	0.066215
Pav138	38.57	9.61	0.003857
Pav139	274.53	29.30	0.027453
Pav140	55.76	17.72	0.005576
Pav141	116.62	22.80	0.011662
Pav142	173.81	18.83	0.017381
Pav143	109.15	15.79	0.010915
Pav144	194.18	28.89	0.019418
Pav145	112.93	24.37	0.011293
Pav146	58.58	11.07	0.005858
Pav147	261.32	37.00	0.026132
Pav148	248.28	31.58	0.024828
Pav149	25.73	6.00	0.002573
Pav150	123.92	15.45	0.012392
Pav151	121.26	14.74	0.012126
Pav152	292.33	22.61	0.029233
Pav153	322.60	18.25	0.032260
Pav154	67.54	17.08	0.006754
Pav155	227.19	24.96	0.022719
Pav156	151.22	28.88	0.015122
Pav157	163.19	26.68	0.016319
Pav158	177.53	29.18	0.017753
Pav159	159.57	22.76	0.015957
Pav160	25.88	6.13	0.002588
Pav161	15.41	6.77	0.001541
Pav162	182.29	54.23	0.018229
Pav163	344.37	24.72	0.034437
Pav164	657.83	31.00	0.065783
Pav165	391.14	28.71	0.039114
Pav166	221.54	20.77	0.022154
Pav167	79.73	15.32	0.007973
Pav168	48.21	12.22	0.004821
Pav169	26.73	13.39	0.002673
Pav170	39.56	14.51	0.003956
Pav171	45.00	7.18	0.004500
Pav172	376.34	41.23	0.037634
Pav173	98.89	14.38	0.009889
Pav174	432.41	20.86	0.043241
Pav175	298.56	21.44	0.029856
Pav176	307.44	24.22	0.030744
Pav177	219.33	17.68	0.021933
Pav178	205.62	12.84	0.020562
Pav179	37.21	7.84	0.003721

<b>Nome area</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Punto idraulico più lontano (m)</b>	<b>Area (ha)</b>
Pav180	648.89	64.23	0.064889
Pav181	149.04	16.95	0.014904
Pav182	255.66	23.32	0.025566
Pav183	245.12	20.00	0.024512
Pav184	369.31	37.03	0.036931
Pav185	226.85	37.06	0.022685
Strada185	487.22	100.00	0.048722
Strada186	355.32	38.40	0.035532
Strada187	680.60	54.34	0.06806
Strada188	692.11	72.00	0.069211
Strada189	656.18	80.29	0.065618
Strada190	779.24	97.13	0.077924
Strada191	188.59	25.17	0.018859
Strada192	553.61	36.78	0.055361
Strada193	143.79	23.16	0.014379
Strada194	360.84	38.45	0.036084
Strada195	657.01	70.63	0.065701
Strada196	356.04	35.01	0.035604
Strada197	431.43	40.16	0.043143
Strada198	222.04	32.35	0.022204
Strada199	408.27	73.00	0.040827
Strada200	419.79	83.85	0.041979
Strada201	1316.21	83.94	0.131621
Strada202	2064.10	225.00	0.20641
Strada203	201.38	33.55	0.020138
Strada204	190.54	44.43	0.019054
Strada205	185.64	26.48	0.018564
Strada206	396.40	54.84	0.03964
Strada207	1036.92	80.00	0.103692
Strada208	779.47	75.00	0.077947
Strada209	337.76	32.09	0.033776
Strada210	1448.91	144.60	0.144891
Strada211	1090.94	100.55	0.109094
Strada212	1115.72	107.88	0.111572
Strada213	623.15	68.26	0.062315
Strada214	858.61	67.25	0.085861
Strada215	224.12	27.89	0.022412
Strada216	228.36	28.31	0.022836
Strada217	1044.85	73.21	0.104485
Strada218	951.45	95.69	0.095145
Strada219	110.50	13.58	0.01105
Strada220	290.53	25.93	0.029053
Strada221	452.86	70.80	0.045286
Strada222	1713.27	89.21	0.171327



Nome area	Area (m <sup>2</sup> )	Punto idraulico più lontano (m)	Area (ha)
Strada223	545.83	38.52	0.054583
Strada224	425.16	64.43	0.042516
Strada225	532.05	45.12	0.053205
Strada226	500.82	48.46	0.050082
Strada227	1949.04	81.02	0.194904
Strada228	1723.27	54.29	0.172327
Strada229	2672.43	181.85	0.267243
Strada230	319.90	29.52	0.03199
Strada231	412.09	41.00	0.041209
Strada232	395.49	27.20	0.039549
Strada233	1719.77	215.30	0.171977
Strada234	301.98	36.30	0.030198

Tabella 3 Subcatchments immessi nel modello. Sono specificati i valori di area in m<sup>2</sup> e ha e il punto idraulico più lontano Width espresso in m<sup>2</sup>.

La suddivisione in aree è stata fatta per categorie per rendere quanto più reale la simulazione idraulica del modello rispetto alla realtà. Una volta noti i valori delle aree è possibile determinare con facilità le percentuali delle varie categorie rispetto al totale come riportato in Tabella 4.

Valori (m <sup>2</sup> ) e percentuali (%) delle aree modellate			
<b>Somma tetto</b>	21806.25	% Area Tetti	17.81%
<b>Somma pavimentazioni</b>	11494.77	% Area Pavimentazioni	9.39%
<b>Somma strade</b>	35551.61	% Area Strade	29.04%
<b>Somma verde</b>	53588.36	% Aree Verdi	43.77%
<b>Totale</b>	122441	Somma controllo aree	100.00%

Tabella 4 Tabella raffigurante i valori di estensione in m<sup>2</sup>e in percentuale sul totale dell'area in esame.

#### 4.4.6 Le proprietà assegnate

Poiché i *subcatchments* sono entità prive di valori geometrici, per ogni area è stato necessario inserire i valori e parametri riguardo alle seguenti voci:

- *Rain gage*: compartimento di area soggetto alla pioggia assegnata;
- *Outlet*: in questo caso il *junction* dove concentrare il deflusso della suddetta area;
- *Area*: valore numerico di area espressa in ha ricavato grazie all'istantanea satellitare di *Google Earth* scalata su Autocad;
- *Width*: rappresenta la distanza del punto idraulico più lontano. Il ragionamento è riferito a una particella che cade all'interno dell'area in esame nel suo punto più sfavorevole in termini di distanza dalla sezione di chiusura;

- *% slope*: pendenza percentuale media dell'area. Per i tetti a falde è stato assegnato il 30%, per i pianeggianti e per le pavimentazioni il 5%, per le strade e le aree verdi il riferimento è basato sui valori ricavati dalla satellitare;
- *% imperv*: valore percentuale dell'impermeabilità delle aree in esame. Per le aree Verdi il parametro è stato fissato al 25%, per i tetti e le strade al 100%, mentre per le pavimentazioni all'80%.

#### 4.4.7 La simulazione della precipitazione registrata

Nel modello in esame è stato definito il *rain gage* in un punto casuale della mappa lontano da altri elementi immessi. Dopo aver assegnato un nome (pioggia misurata) si è proceduto a definire la tipologia di dati immessa, in questo caso di tipo cumulativo. Per l'intervallo (*time interval*), ossia il tempo che intercorre tra un dato e l'altro rilevato dalla stazione di misura, è stato stabilito un valore pari a un'ora. Per la sorgente di dati si può selezionare una serie temporale *time series* o un file come mostrato in Figura 29. Nel caso si scelga la prima, entrando è necessario definire una *time series* a sua volta da file oppure dall'editor del *software* Figura 28. Se si sceglie file si deve inserire un formato *.txt* (documento di testo con valori delimitati da tabulazioni) per descrivere l'evento piovoso che avrà tante righe quante sono i giorni di misura rilevati dalla stazione, in questo caso dal 4 Marzo 2020 al 31 Marzo 2020. Procedendo sono stati inseriti i valori in formato data americana (*mm/gg/aaaa*) seguito dall'ora (*hh:mm*) e dal valore di altezza in mm di pioggia di tipo cumulata. I dati inseriti provengono da registrazioni del pluviometro posizionato nel depuratore di Tolentino ubicato in via Sacharov dalla *Soc. Hydro-ingegneria*.

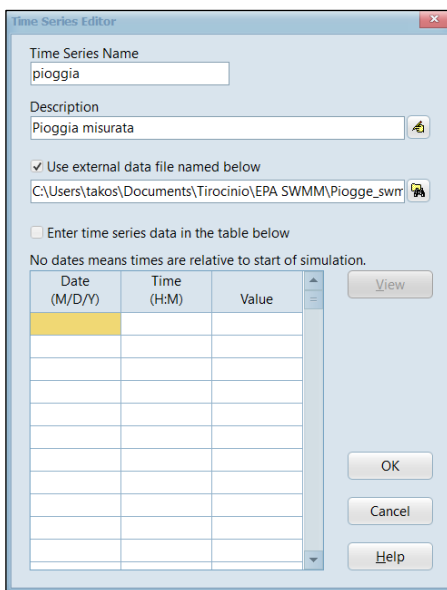


Figura 28 Inserimento di una pioggia tramite il *time series editor*, in particolare si mostra che il file è stato caricato esternamente come file delimitato da tabulazioni *.txt*.

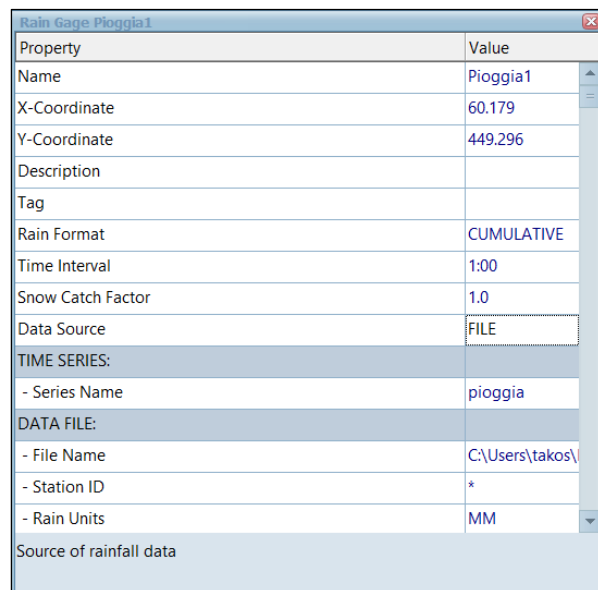


Figura 29 *Rain gage properties* di una generica pioggia applicata alla rete modellata.

Avendo inserito i dati nel formato corretto e associato tutti i *subcatchments* ai canali di scolo è possibile procedere con l'avvio della simulazione Figura 30. Una volta completato il modello e assegnate le aree, le condotte e i nodi di recapito e sbocco con tutte le caratteristiche del caso, è possibile avviare l'analisi da programma.

Il software simulerà l'evento meteorico inserito precedentemente associandolo alle proprietà descritte nel modello, trasformando gli afflussi in deflussi superficiali e sotterranei che si tramuteranno a loro volta in portate variabili nel tempo e nello spazio all'interno delle condotte.

Andando a inserire i valori tramite *time series* si sono dovuti modificare gli step di calcolo su SWMM al fine di visualizzare correttamente gli *output* dell'analisi. Oltre a modificare l'inizio e la fine della precipitazione simulata (*start analysis, end analysis, start reporting*), che coincide proprio con l'inizio e la fine della pioggia simulata (approssimativamente 27 giorni), è stato necessario specificare i *Time steps* e in particolare:

- *il Reporting Step* impostato a 1 minuto;
- *Il Runoff Step Dry Weather* impostato a 1 ora;
- *Control Rule Step* impostato a 5 minuti;
- *Routing Step (seconds)* impostato a 10 secondi.

Una volta inserita la pioggia misurata, l'errore di calcolo, dovuto al deflusso delle aree scolanti e a quello all'interno delle condotte, viene visualizzato quando l'analisi è terminata. Esso è inferiore allo 0.1% Figura 31. Dopo che il software ha completato la simulazione si è andato a vedere nei giorni più piovosi appartenenti alla campagna di misurazione come la rete rispondeva agli eventi di comune entità.

I giorni più piovosi sono stati:

- 7 Marzo 9.40 mm/g;
- 25 Marzo 10.60mm/g;
- 26 Marzo 8.40 mm/g;
- 28 Marzo 10 mm/g;
- 29 Marzo 7.6 mm/g.

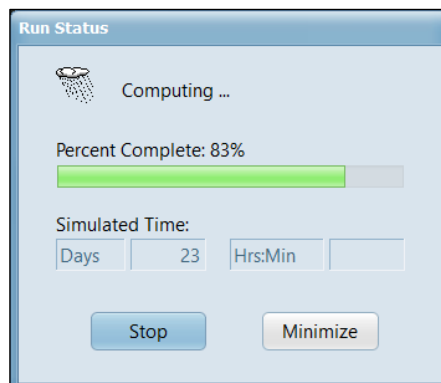


Figura 30 Run status della simulazione della precipitazione misurata e successivamente inserita come ietogramma su Swmm. In alto la barra rappresenta lo stato d'avanzamento della simulazione in esame e in basso il tipo di giorno che si sta simulando.

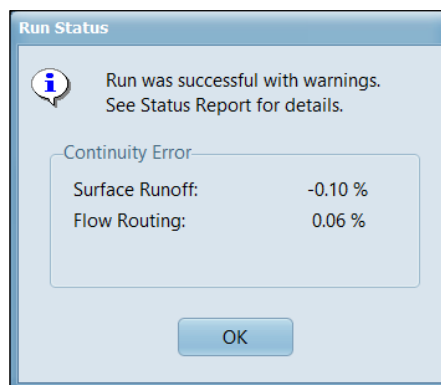


Figura 31 Schermata riassuntiva della fine della simulazione per il modello preliminare su Swmm, in particolare viene mostrato l'errore percentuale sia per il Runoff che per il Routing per lo ietogramma pioggia misurata.

Nei grafici seguenti vengono riportate le precipitazioni cumulate orarie e giornaliere registrate dal pluviometro installato al depuratore. Durante il periodo della campagna di misura sono stati registrati pochi eventi e di moderata entità, come riportato dalla Figura 32 e Figura 33 in seguito:

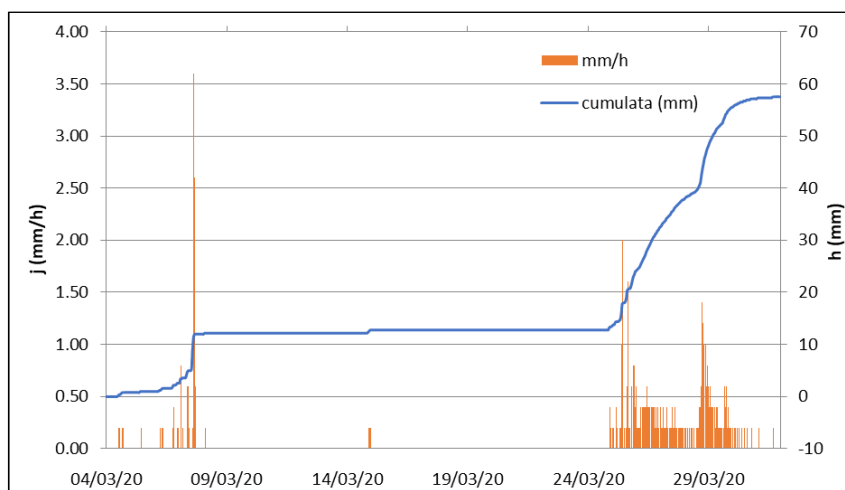


Figura 33 Precipitazioni: intensità oraria e precipitazione cumulata registrata dal pluviometro. Fonte: Hydro Ingegneria.

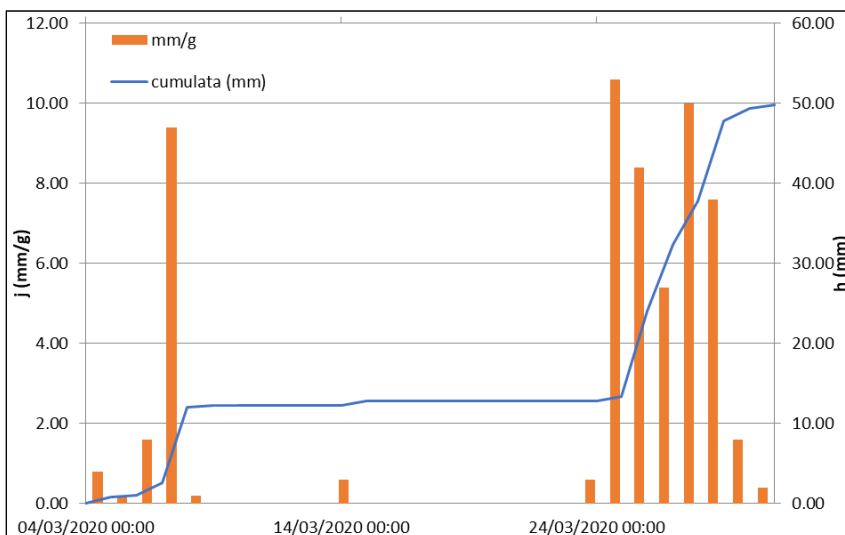


Figura 32 Precipitazioni: intensità giornaliera e precipitazione cumulata registrata dal pluviometro. Fonte: Hydro Ingegneria.

## 4.5 La capacità della rete modellata nella fase preliminare

### 4.5.1 Le pendenze

Non avendo a disposizione di un rilievo topografico del distretto di fognatura analizzato, né un rilievo delle condotte e delle pendenze delle stesse, sono state impostate sulla base dei dati desumibili da *Google Earth*. Le quote delle condotte rappresentate nel modello sono state stimate sulla base della quota del piano campagna. I problemi riscontrati sono stati principalmente i seguenti:

- la “sensibilità” e l’accuratezza delle quote ricavate da immagini satellitari è nell’intorno del metro non sul centimetro ottenibile con l’utilizzo di strumenti professionali, di conseguenza alcuni tratti risultano pianeggianti oppure molto scoscesi;
- in alcune zone fortemente abitate (contornate da palazzi) non compaiono quote intermedie che si evidenziavano con la funzione *Street-View*, di conseguenza nell’unica zona ove si presenta il problema la quota è stata inserita manualmente;
- alla luce dei due punti precedenti e considerando che le velocità del refluo non deve superare i 4 m/s (pena un’elevata corrosione delle pareti delle condotte) si è mantenuta una pendenza delle condotte non superiore al 10% su tutta la rete.

Andando a operare con *SWMM*, per le zone pianeggianti si è sfruttata la profondità di 1 m dei pozzetti che è stata lasciata nella fase di pre-dimensionamento. Questo è stato possibile da *SWMM* andando a inserire rispettivamente un *inlet offset* e *outlet offset* al fine di garantire una pendenza delle condotte di almeno il 2‰. In questo caso non è necessario operare sull’*invert elevation* in quanto la quota di profondità del pozzetto (*Max depth*) rimane immutata Figura 34.

Invece per i tratti con pendenza superiore al 10% si è aumentata a step di 1 metro la profondità del pozzetto in entrata appartenente alla condotta di elevata pendenza, quindi facendo coincidere il fondo di immissione per la condotta in esame con la profondità di scavo del pozzetto. Per la quota di fondo delle condotte di affluenza, a tale pozzetto è stato modificato il valore di *offset* precedente facendo in modo di lasciarlo immutato rispetto all’altezza di fondo precedente. Per la quota di fondo delle condotte in uscita dal pozzetto, si deve considerare che la profondità massima di scavo (*max depth*) non deve eccedere i 4 m. In questo caso ogni qualvolta si opera sul *max depth* è necessario

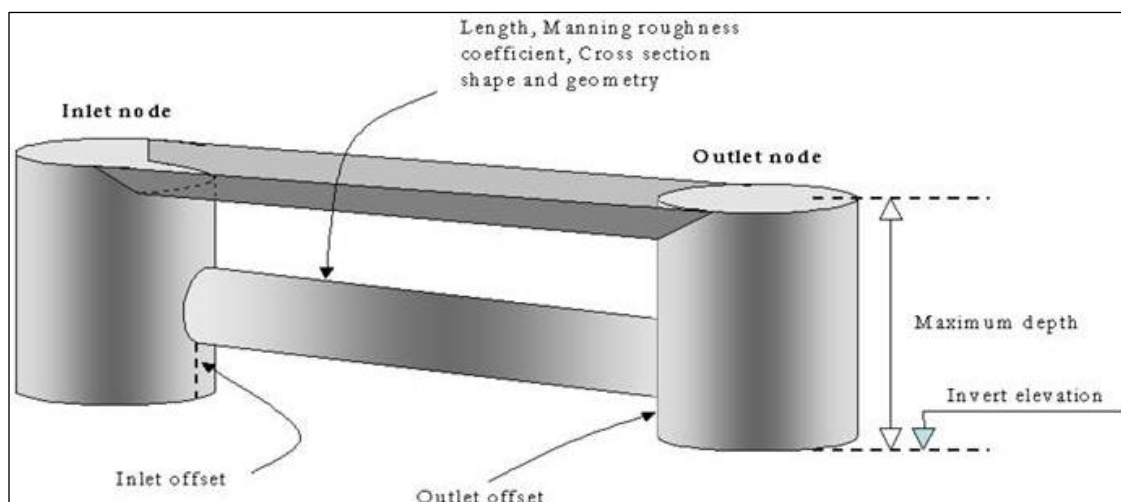


Figura 34 Rappresentazione dell’inlet offset e outlet offset, nonché del max depth e invert elevation in EPA-SWMM. Fonte: Swmm.

operare anche sull'*invert elevation*, in quanto per ogni metro di scavo la quota di fondo del pozzetto, varia come quota rispetto al livello medio del mare rispetto al valore originari.

Viene quindi riportata in seguito la rete con i tratti evidenziati di diverso colore per distinguere le zone più scoscese da quelle meno scoscese, come indicato nella Figura 35.

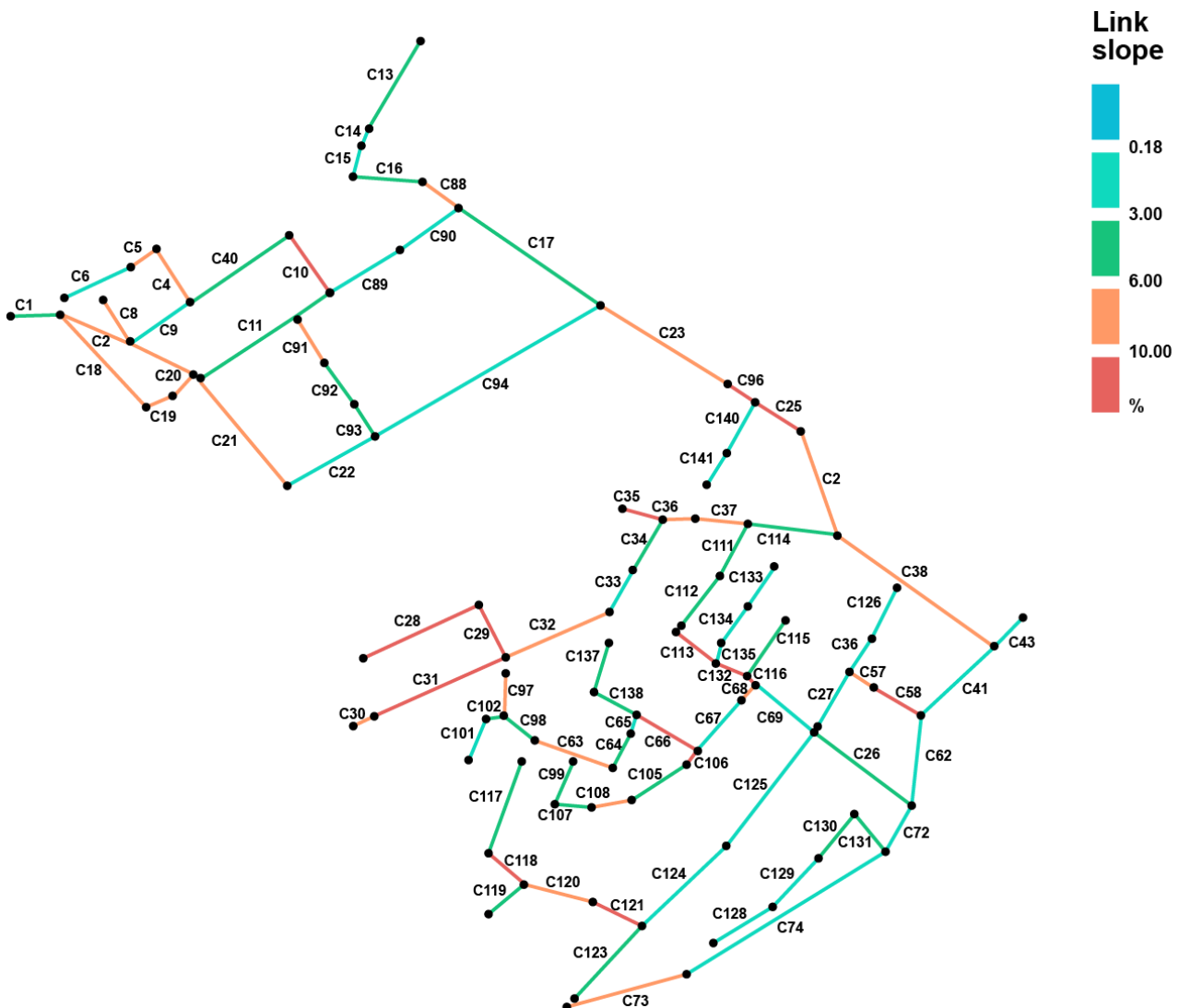


Figura 35 Pendenze delle condotte **link slope** come da legenda: nei range rispettivamente di 0.18-3.00 in ciano, 3.00-6.00 in verde e 6.00-10.00 in arancio. Si evidenzia che il primo e l'ultimo step sono stati utili nella fase di studio al fine di individuare rispettivamente i tratti pianeggiati da rilievo o che necessitavano pendenza minima 0.00-0.18 in azzurro e oltre il 10.00 in rosso.

Applicando al modello preliminare un *rain gage* ottenuto a partire dallo ietogramma costruito dai dati ottenuti nella prima campagna di misura, si possono riscontrare le seguenti osservazioni:

- nelle zone a forte pendenza tra monte e valle si è riscontrata una velocità del refluo molto superiore ai valori nominali stabiliti tra 2 e 3 m/s;
- le condotte con minima pendenza che si susseguono ad altre con elevati dislivelli sono soggette a un maggior rischio di allagamento nei loro nodi di connessione.
- nelle condizioni di minime pendenze soprattutto nella zona di valle, si riscontrano nei nodi di collettamento, delle condizioni di grado di riempimento più elevate rispetto ad altri punti della rete.

Alla luce di ciò la rete modellata è stata suddivisa in rami a seconda della provenienza delle zone di afflusso. Questo perché si vuole mettere in risalto quanto più le zone con maggiori criticità rispetto alle altre. Il programma permette, nella fase post-analisi, di selezionare i nodi e le condotte con maggiori criticità in base a differenti caratteristiche. Tra le principali funzioni utilizzate per verificare la criticità degli elementi vi sono il *flooding* per i nodi mentre il *capacity* per i link (Figura 36 e Figura 37).

Il *node flooding* consiste nell'allagamento del nodo misurato in l/s. Il valore sarà basso se sotto i 25 l/s, intermedio se sui 50 l/s e alto se tra i 75-100 l/s. A ogni range corrisponde una colorazione che va rispettivamente dal blu al rosso, come indicato in Figura 36.

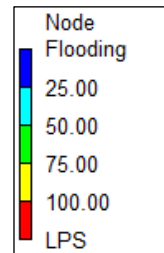


Figura 36 Node flooding: scala da mappa del modello.

Il *link capacity* evidenzia il tirante idrico all'interno delle condotte, nel caso in cui si trovassero in pressione, nella mappa sono rappresentati con colore rosso (grado di riempimento superiore a 1) mentre saranno blu ciano, verdi o gialle a seconda del grado di riempimento rispettivamente del 25%, 50% o 75%, come indicato in Figura 37.

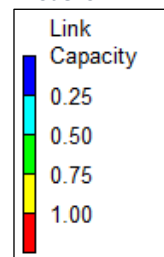


Figura 37 Link capacity: scala da mappa del modello.

Nei differenti tempi della simulazione, per giorni diversi o ore diverse dello stesso giorno considerato piovoso, la condotta o il nodo può assumere colori differenti a seconda della sua condizione di criticità.

Vengono poste in esame le condotte che hanno riscontrato piccole evidenze a seguito dell'analisi. Il giorno considerato più impegnativo per la rete fognaria è stato:

- il 7/03/2020 dalle ore 14:10 alle 15:50.

La messa in evidenza è dovuta soprattutto al deflusso proveniente da monte si incontra con quello proveniente dalle superfici di scolo di valle, le portate incontrandosi nei punti di giunzione generano forti velocità come espresso dal calcolo da parte del simulatore.

Applicando l'idrogramma ottenuto dalla campagna di misura si nota che la rete idrica modellata è soggetta nei giorni più piovosi (10 mm/g) a delle deboli condizioni di riempimento nei suoi tratti finali.

C'è da considerare che le condotte terminali a cui sono associate più superfici di scolo e altre facenti parte di rami iniziali, nella zona di valle dove c'è una minima pendenza, sono soggette a maggior pericolo di riempimento come evidenziato in Figura 38, Figura 39 e Figura 40, in seguito, applicando in questo caso uno ietogramma proveniente dalla campagna di misura non si sono verificate situazioni di pericolo d'insufficienza della rete.

Il software permette di visualizzare il risultato del calcolo dinamico per ogni tratto della rete. È possibile vedere il livello idrico del singolo canale o di più canali selezionati in funzione del tempo e quindi derivanti dell'evento meteorico precedentemente inserito. L'andamento del profilo idrico all'interno della condotta è un elemento cruciale ai fini dell'individuazione del corretto smaltimento delle acque. Le simulazioni effettuate hanno evidenziato un funzionamento regolare da parte della rete modellata con lo ietogramma proveniente dalla campagna di misura.

Verranno mostrate le zone che hanno avuto effetti più marcati nelle condotte per gli istanti di tempo

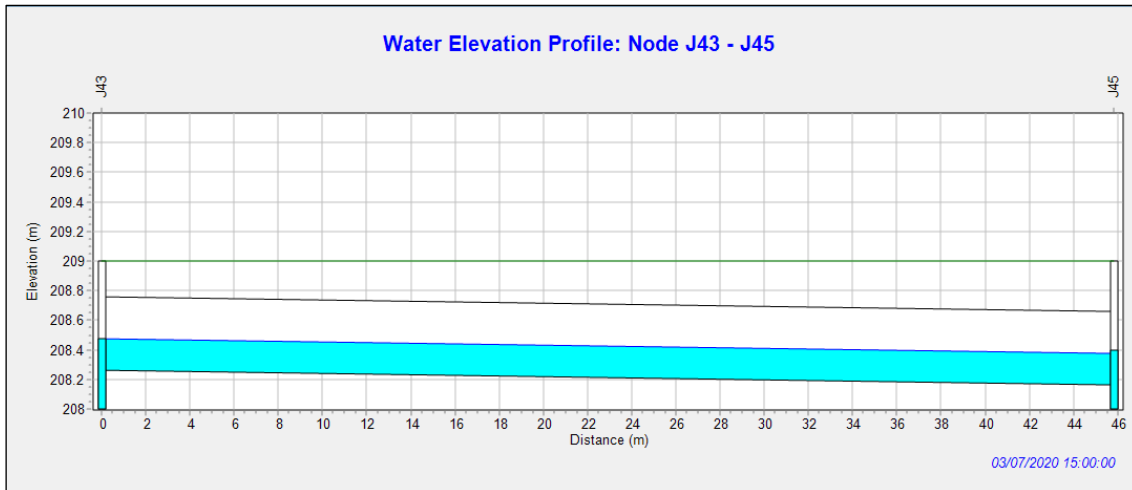


Figura 39 Output di EPA-SWMM per il profilo delle condotte presenti in via Arnaldo Osmani e in particolare per la condotta c62 che risulta avere un grado di riempimento maggiore del 30%. Partendo dall'alto verso il basso: la linea verde rappresenta la quota del terreno, quella nera il cielo della condotta in esame, mentre quella blu la quota piezometrica massima raggiunta lungo il collettore considerato.

in cui da modello si è evidenziato un carico idraulico più visibile rispetto ad altre zone della rete di scolo. Oltre a queste condotte evidenziate, in seguito ci sono delle altre che presentano evidenti problemi riguardo alla velocità del refluo causata dalle forti pendenze offerte dal versante su cui giace la rete in esame. Poiché il modello si presenta in fase preliminare non vengono specificate.

Vengono ripotatate le condotte con grado di riempimento maggiore del 30% con  $y/D > 0.3$ . Queste sappiamo che non hanno raggiunto un  $y/D > 0.8$ , quindi si trovano in una condizione di esercizio, ma sappiamo anche che hanno un carico maggiore rispetto a tutte le altre presenti sulla rete. La linea verde presente nell'immagine del profilo rappresenta la quota del terreno mentre quella blu la linea piezometrica.

- Condotta c33 situata in via Fratelli Cervi:

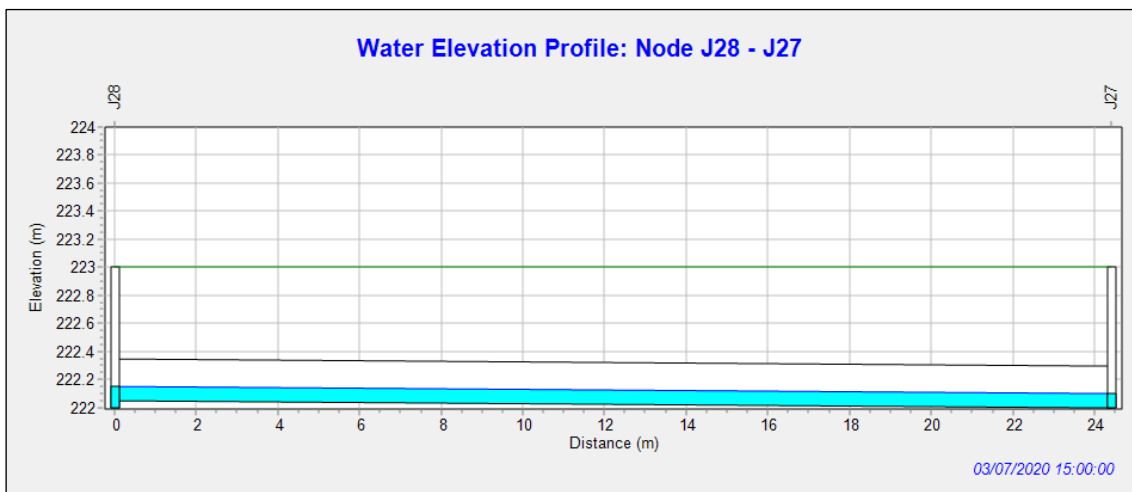


Figura 38 Output di EPA-SWMM per il profilo delle condotte presenti in Via Fratelli Cervi e in particolare per la condotta c33 che risulta avere un grado di riempimento maggiore del 30%. Partendo dall'alto verso il basso: la linea verde rappresenta la quota del terreno, quella nera il cielo della condotta in esame, mentre quella blu la quota piezometrica massima raggiunta lungo il collettore considerato.



- Condotta c41 presente in via Arnaldo Osmani.

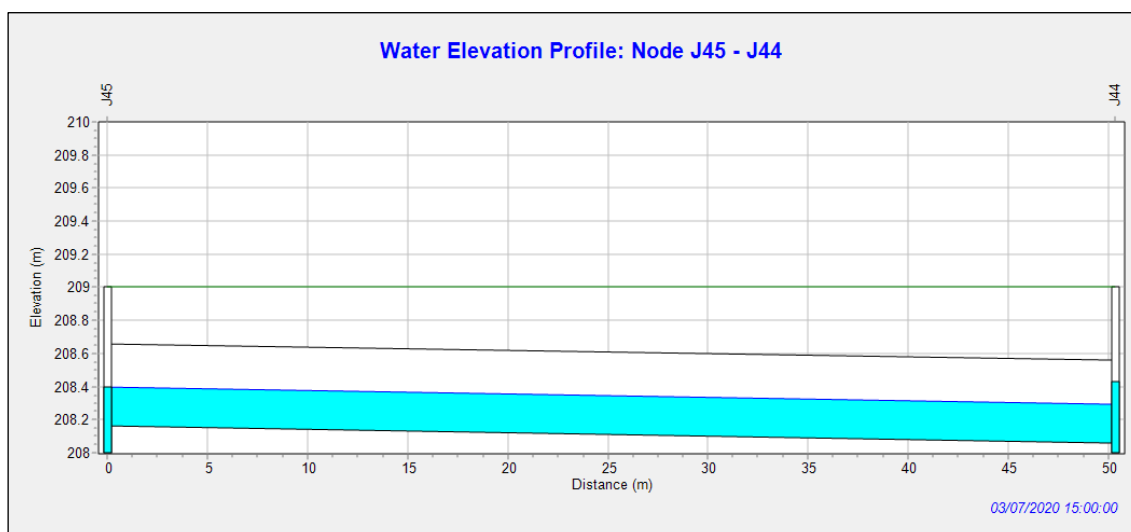


Figura 40 Output di EPA-SWMM per il profilo delle condotte presenti in via Arnaldo Osmani e in particolare per la condotta c41 che risulta avere un grado di riempimento maggiore del 30%. Partendo dall'alto verso il basso: la linea verde rappresenta la quota del terreno, quella nera il cielo della condotta in esame, mentre quella blu la quota piezometrica massima raggiunta lungo il collettore considerato.

## 4.6 Confronto tra le portate misurate e modellate

Dalla campagna di misura effettuata, grazie all'utilizzo dei sensori *area velocity*, è stato possibile ottenere i dati di portata. I sensori installati sui tratti di scolo hanno evidenziato delle anomalie inerenti le misure di portata. Tra tutti i sensori installati nelle confluente strategiche quello che ha segnalato significativi valori di portata è stato quello situato nel distretto Q01 nell'area di accesso al comune di Tolentino. I valori di portata rilevati nella condotta evidenziano infatti un valore di portata minimo in notturno nettamente superiore a quelli che si avrebbero nelle condizioni di normale utenza a essa allacciata. A monte della condotta di scolo infatti risulta un'utenza che porterebbe a dei valori di portata nettamente inferiori a quelli riscontrati dal sensore. La discrepanza è tanto più evidente nei periodi di asciutto in notturno; infatti, si preferisce un dato che sia lontano dai valori di scarico diurni. Le misurazioni di portata diurne essendo molto variabili non forniscono una registrazione adeguata a individuare la presenza di eventuali portate anomale o parassite.

### 4.6.1 I valori

Si forniscono in seguito i valori di portata ricavati dalla strumentazione in notturno nei periodi che vanno dal 4 Marzo 2020 al 31 Marzo 2020 (Figura 41 e Figura 42). La condotta in esame è stata denominata nel modello come C38 tra il nodo J23 e J44, nella realtà invece è situata in via Filippo Turati. I valori di portata sono ricavati in l/s e sono stati inseriti in un grafico che ne evidenzia i valori nel tempo.

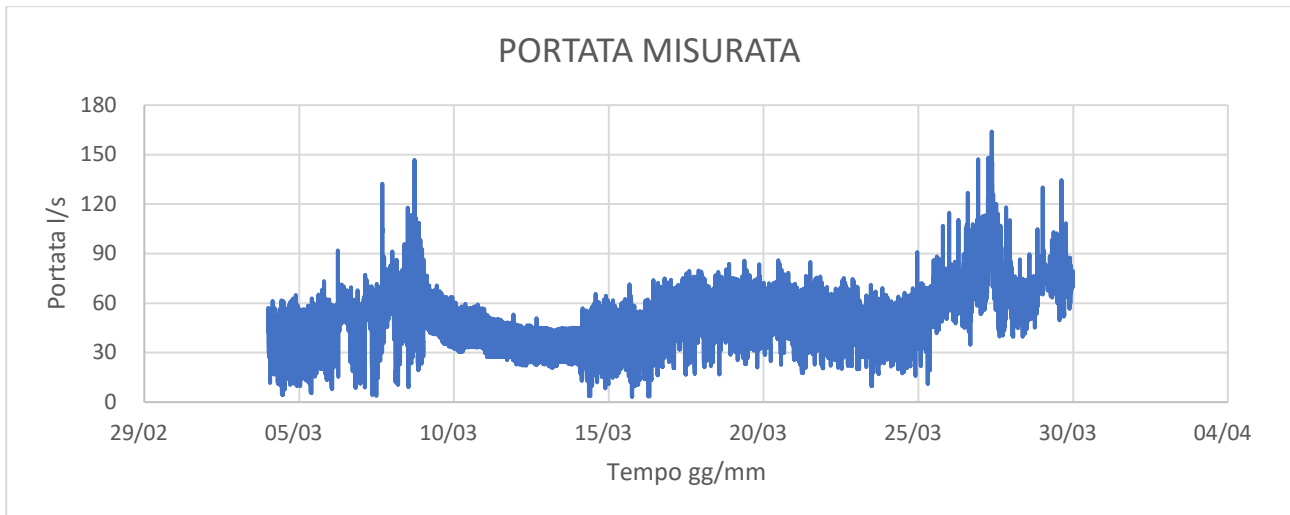


Figura 41 Valori di portata registrati nella campagna di misura dal misuratore di portata Q01 dal 4/03/2020 al 31/03/2020.

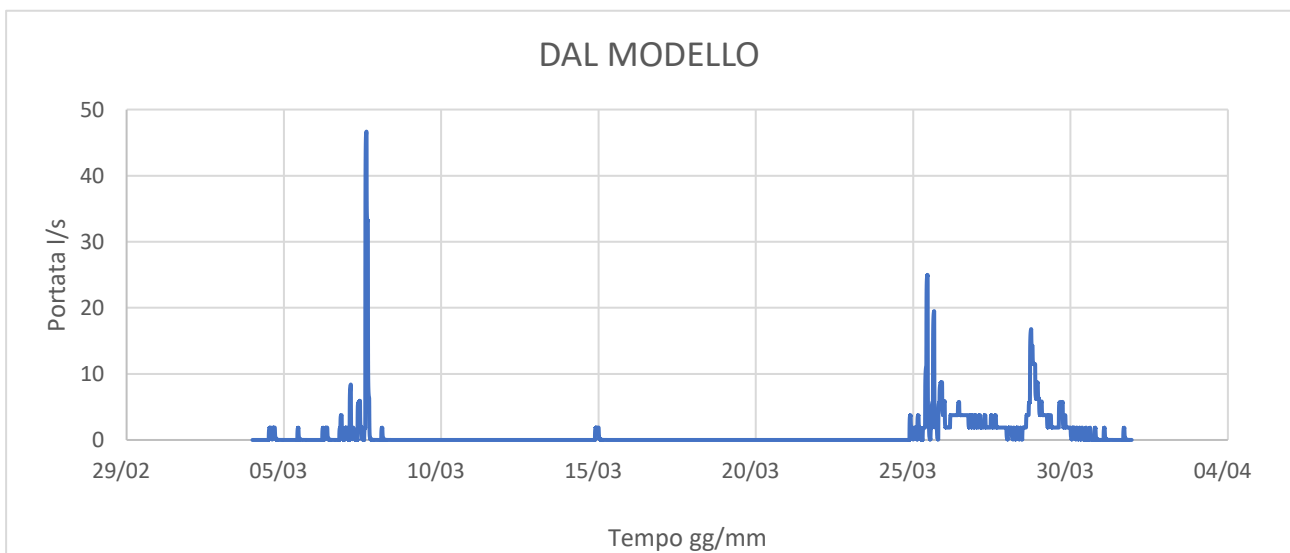


Figura 41 Valori di portata modellata nel periodo di riferimento dal 4/03/2020 al 31/03/2020 con asse temporale progressivo.

I valori massimi registrati in questo periodo di misura vanno da un minimo di 3.26 l/s fino a un massimo di 163.96 l/s con una media aritmetica di 45.47 l/s. Essendo l'utenza a monte della condotta non rappresentativa di tali valori, si evidenzia la necessità di proseguire nelle indagini ai fini di individuare il problema. Si sottolinea la necessità di realizzare un modello idraulico della rete e comparare la portata misurata con quella rilevata. In seguito, vengono resi noti i valori di portata modellati.

I valori massimi registrati nel periodo di riferimento all'interno del modello vanno da un minimo di 0 l/s (giorni di asciutto) fino a un massimo di 46.68 l/s con una media aritmetica di 0.88 l/s. Questi valori provenienti dal modello sono a meno dell'utenza di allaccio e quindi rappresentano la portata pluviale nella condotta c41 prodotta dai soli deflussi ottenuti nella campagna di misura del pluviometro e applicati al modello.

#### 4.6.2 Differenza tra le portate reali e modellate

Nel modello realizzato, una volta riprodotta la rete di fognatura si sono andati ad applicare gli stessi eventi meteorici che sono stati oggetto dei dati rilevati. Infatti, i valori in millimetri di pioggia

registrati dal pluviometro in quei giorni di misura sono gli stessi che hanno prodotto quel deflusso misurato dalla sonda nella condotta in esame.

Di conseguenza ne viene di naturale intuizione che vi è la necessità di realizzare un modello dell'area in esame al fine di rappresentare tutta l'area a monte della condotta oggetto di misura. A tale modello infatti viene inserita una *time series* con i valori di pioggia registrati dal pluviometro, questi ultimi saranno gli stessi che hanno determinato la portata nel caso reale. Le portate modellate e misurate non dovrebbero riscontrare tutta questa differenza, poiché i deflussi prodotti a meno delle utenze di scolo dovrebbero essere gli stessi. In un esempio volendo dimostrare che le portate sono nettamente superiori alle condizioni normali offerte dall'urbanizzazione, si considera il seguente calcolo (4.1).

Poiché la fognatura è di tipo misto la portata all'interno della rete sarà data rispettivamente da:

$$Q_{misto} = Q_{bianca} + Q_{nera} \quad (4.1)$$

La portata bianca è stata facilmente determinata dal modello tramite a partire dalla *time series* "pioggia misurata", mentre per nera non abbiamo nessun dato se non il totale ottenuto dalla campagna di misura.

Sappiamo che la portata nera indicata solitamente con  $Q_n=Q_{max}$  si ottiene dalla seguente formula (4.2) :

$$Q_{max} = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{\rho_o \rho_g D_I N_{ab} \Psi}{86400} \quad (4.2)$$

Dove:

- $\rho_o$  è il coefficiente di picco orario pari a 1,5;
- $\rho_g$  è il coefficiente di picco giornaliero pari anch'esso a 1,5;
- $D_I$  è la dotazione idrica giornaliera per abitante che si esprime in litri giorno per abitante ed è pari in condizioni normali a 250. Volendo rimanere in sicurezza nell'esempio si pone pari a 350;
- $N_{ab}$  è il numero degli abitanti sulla superficie in esame che in via generale per una superficie dove l'urbanizzazione è intensiva sarà di circa 300 ab/ha, se semintensiva il numero sarà minore;
- $\Psi$  è un coefficiente correttivo che oscilla tra 0.8 e 0.9 ma per ragioni di sicurezza si pone pari a 0.9;
- 86400 è il fattore al denominatore che converte i l/s;
- S è la superficie totale del bacino; il numero è fattorizzato rispetto alla superficie in esame.

Il valore che si deve ottenere ha una forma del  $\left[ \frac{l}{s \ ha} \right]$  e deve essere compreso in un range tra 1 e 3.

Nell'area in esame sono stati rilevati da immagini satellitari 71 tetti. Ipotizziamo in condizioni di sicurezza che nella condizione più gravosa ci siano 7 famiglie per ogni tetto, ognuna composta da 4

componenti per un totale di circa 2000 abitanti. Volendo ricavare quindi la densità abitativa avremo  $N_{ab}/ha$  pari a circa 170 ab/ha considerando una superficie totale di 12.23 ha.

Inserendo il tutto nella formula al fine di stimare la portata nera essa sarà indicata come dalla (4.3):

$$Q_n = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{\rho_o \rho_g D_I N_{ab} \Psi}{86400} = 17 \text{ l/s}$$

(4.3)

Quest'ultima sommata alla portata media bianca da modello sarà pari a 19 l/s. Tale valore non raggiunge nemmeno la media di 45 l/s ottenuta nella campagna di misura anche nelle condizioni, come già detto, più sfavorevoli per la rete di scolo. Inoltre, bisogna considerare che anche ipotizzando per assurdo che ci siano nella zona in esame 3000 abitanti, ossia più di un sesto della popolazione totale di Tolentino (18578 ab), ne avremmo circa 25 l/s ottenendo quindi quasi la metà del valore di portata misurato dalla sonda.

È evidente che la causa di questo afflusso anomalo sia dovuta a un'infiltrazione parassita nelle condotte a monte. Sono infatti necessarie delle ulteriori indagini ai fini di determinare da dove proviene questo afflusso anomalo che comporta tra l'altro un aggravio e un sovraccarico della rete di scolo.

Difatti essendo la rete di tipo misto tutte le acque raccolte dalla rete di scolo sono convogliate insieme alle portate nere al depuratore che avrà il compito di smaltirle migliorandone i valori di depurazione. Un minore carico al sistema di depurazione si traduce in una maggior efficienza e una potenzialità di allaccio superiore per le possibili zone di espansione nell'area di afferenza del depuratore stesso.

## 5 L'IMPATTO DELL'URBANIZZAZIONE SUL BILANCIO IDROLOGICO

### 5.1 Trasformazione di afflussi in deflussi a partire da precipitazioni simulate

Nei bacini naturali la formazione delle piene coinvolge sia deflussi superficiali che sotterranei (falde). Nei bacini urbani nei quali si concentra la simulazione di una trasformazione afflussi/deflussi, la componente preponderante della simulazione è appunto la componente superficiale del deflusso generato dalla precipitazione. Esso perviene nei collettori e negli invasi e fa parte solo di una branca dello schema seguente in Figura 43:

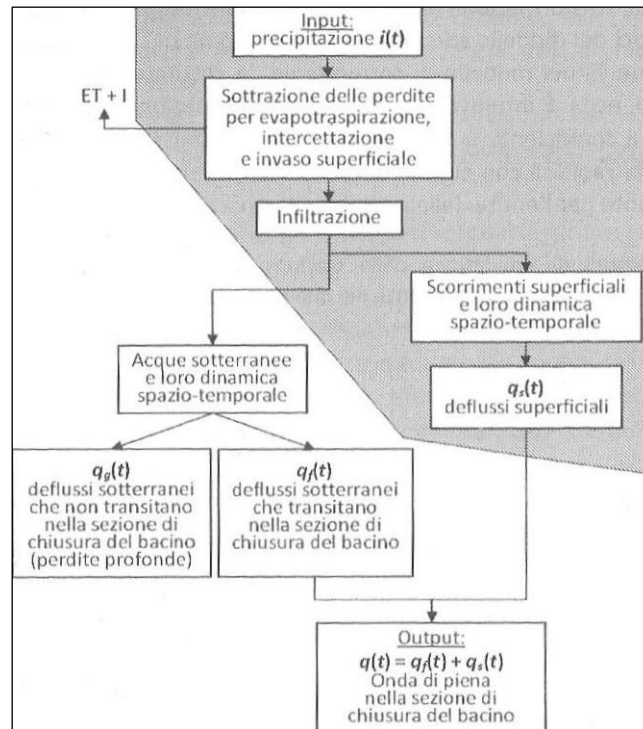


Figura 42 Schema a blocchi generale di un modello di trasformazione afflussi-deflussi in cui la parte tratteggiata è quella inerente ai bacini urbani. Fonte: Paoletti A. & Becciu G., "Fondamenti di costruzioni idrauliche".

Poiché nei bacini naturali le portate di piena sono principalmente determinate dai deflussi superficiali e molto meno da quelli sotterranei, appare evidente simulare adeguatamente che:

- i fenomeni di perdita idrologica che determinano le componenti della precipitazione si "perdono" rispetto alle altre componenti, soprattutto quelle superficiali che effettivamente pervengono nella rete idrografica (detto anche afflusso netto o efficace) e quindi nei fenomeni di calcolo; tra i fenomeni di perdita idrologica si può generalmente prescindere dalle perdite per evapotraspirazione, intercettazione e stoccaggi superficiali, di solito poco importanti per le durate di precipitazioni intense, mentre sono assai importanti le perdite per infiltrazione nel suolo e nel sottosuolo; in termini di bilancio per i volumi idrici messi in gioco dalla precipitazione, vale l'equazione del cosiddetto "bilancio idrologico", come indicata di seguito dalla (5.1) :

$$A = A_{perd} + A_{netto}$$

(5.1)

In cui il volume idrico complessivamente affluito si ripartisce nel volume  $A_{perd}$  complessivamente perduto e nel volume degli afflussi netti  $A_{netto}$ . Poiché le perdite  $A_{perd}$  sono sempre presenti seppur in misura più o meno rilevante vale sempre  $A_{netto} < A$ .

- La trasformazione afflussi netti in deflussi avviene ai processi attraverso cui le componenti di pioggia netta  $A_{netto}$  scorrono lungo i versanti scolanti, poi pervengono nella rete idrografica e infine sviluppano progressivamente di ramo in ramo i deflussi fluviali  $D$  fino alla sezione terminale; pertanto, il bilancio idrologico di questa trasformazione è sempre  $A_{netto} = D$ .

La modellistica idrologica ha oggi a disposizione algoritmi molto raffinati per la simulazione di tali due fenomeni. È però importante convincersi che solo uno dei due fenomeni sono basilari per poter raggiungere una rappresentazione globale abbastanza accettabile, almeno nel campo dell'idrologia urbana. Essi sono:

- il coefficiente di deflusso  $\phi = D/A = (A_{perd})/A$  che misura il rapporto tra il volume totale dei deflussi superficiali  $D$  e il volume totale degli afflussi meteorici  $A$  e quindi tiene conto dell'importanza delle perdite idrologiche. Il coefficiente di deflusso  $\phi$  può quindi variare tra 0 per perdite  $A_{perd}$  che assorbono completamente l'afflusso  $A$  e 1 nel caso puramente teorico di perdite  $A_{perd}$  nulle.
- il tempo caratteristico di formazione dell'onda di piena, riferito alla sezione di calcolo e cioè il tempo necessario affinché avvengano nel bacino i sopra citati fenomeni di trasformazione afflussi netti-deflussi; tale tempo  $k$  dipende dalle caratteristiche idrauliche e idrologiche del bacino e può variare tra pochissimi minuti per bacini di piccolissima dimensione e molto regolari (ad esempio il tetto di un edificio o un'area di parcheggio o una porzione stradale) a

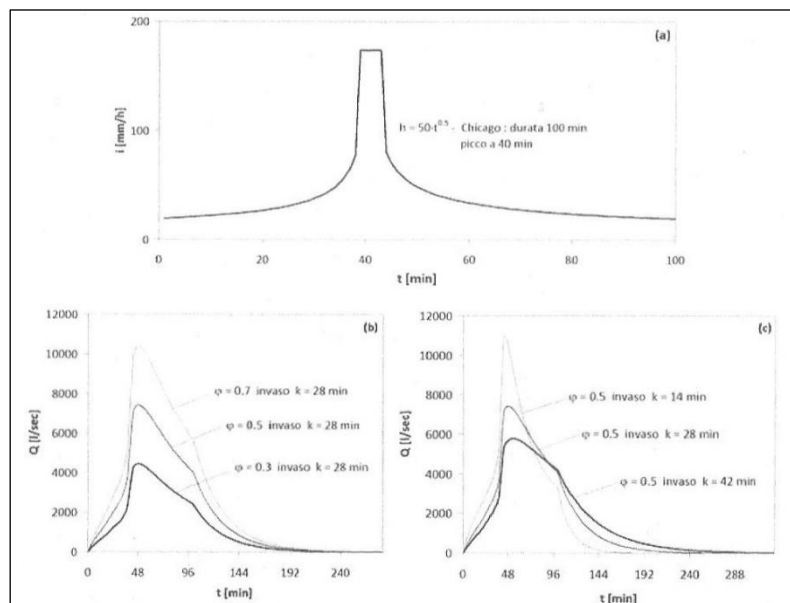


Figura 43 Esempi di simulazione della trasformazione afflussi-deflussi con il modello dell'invaso; si noti l'influenza dei due parametri  $\phi$  e  $k$  a parità dell'altro. Fonte: Paoletti A. & Becciu G., "Fondamenti di costruzioni idrauliche".

intervalli di tempo dell'ordine di ore o giorni per bacini progressivamente più grandi (decine

di minuti o nell'ordine dell'ora per bacini urbani). Una volta che sia stato scelto il modello di trasformazione afflussi-deflussi, tale tempo è legato ai parametri caratteristici del modello stesso (ad esempio il tempo di corrivazione  $T_0$  nel modello di corrivazione, la costante di invaso  $k$  nel modello dell'invaso, ecc.). È intuitivo che data una precipitazione meteorica e conosciuto mediante il coefficiente  $\varphi$  il volume totale dei deflussi  $D$ , il tempo caratteristico influenza la rapidità con cui tali deflussi si distribuiscono nel tempo ed è quindi determinante per l'entità delle portate e in particolare per la portata al colmo.

Nella Figura 44 sono mostrati alcuni esempi di simulazione della trasformazione afflussi-deflussi a partire da una prefissata precipitazione, in bacini caratterizzati da diversi valori di  $\varphi$  e del tempo caratteristico. In particolare, la Figura 44 soprastante indica l'influenza di ciascuno dei due parametri a parità dell'altro. Le simulazioni sono state condotte con uno dei modelli più semplici in assoluto ovvero il modello percentuale per le perdite per infiltrazione, che ammette che esse siano istante per istante in proporzione fissa pari a  $(1 - \varphi)$  all'intensità di precipitazione e per il modello dell'invaso lineare per la trasformazione afflussi netti-deflussi il cui parametro caratteristico è la costante d'invaso  $k$ . Come si può facilmente osservare, al variare di  $\varphi$  e di  $k$  si modifica significativamente l'onda di piena; a parità di pioggia una corretta scelta di tali due parametri appare basilare per giungere a una buona valutazione almeno dell'ordine di grandezza del volume e delle portate di piena, valutazione che risulta comunque importante anche nei casi in cui si faccia un modello sofisticato dipendente da molti parametri.

## 5.2 Gli Effetti dell'urbanizzazione sul bilancio idrologico

L'urbanizzazione provoca sensibili alterazioni al libero regime delle acque superficiali e sotterranee e alle loro caratteristiche qualitative. Anche nel nostro paese, densamente popolato e interessato da insediamenti produttivi, si determinano diffuse modifiche al ciclo idrologico e alla qualità dell'acqua, così da meritare una certa attenzione per successivi interventi di risanamento o progettazione per l'avvenire.

L'urbanizzazione produce alterazioni sotto forma di tre aspetti principali:

- per l'infiltrazione delle acque meteoriche nel sottosuolo e per i contemporanei diffusi prelievi di acqua di falda, si produce una modifica nel bilancio idrologico delle acque sotterranee;
- per la maggiore impermeabilizzazione e per la maggiore velocità dei deflussi superficiali, aumentano durante le piogge le portate idrauliche consegnate ai ricettori, aggravando quindi i problemi connessi al controllo delle esondazioni;
- la qualità delle acque meteoriche che percorrono i bacini urbani si deteriora a tal punto che il problema del trattamento delle acque meteoriche sta assumendo nei paesi industrializzati un'importanza analoga a quella del trattamento degli scarichi "neri" civili e industriali.

In Figura 45 le modifiche idrologiche indotte dall'urbanizzazione si confrontano in una situazione pre-urbana con analogo bilancio e in una situazione "urbana": i valori percentuali sono relativi a un caso particolare e qui interessa solo a titolo di esempio.

Nella situazione pre-urbana il 50% della precipitazione annua raggiunge le falde sotterranee, il 40% ritorna nell'atmosfera per i fenomeni di evaporazione e traspirazione vegetale, mentre solo il 10% resta disponibile per gli scorrimenti superficiali. I deflussi fluviali nell'emissario del bacino sono pari

alla somma di quest'ultimo 10% e di una parte più o meno importante delle acque sotterranee, in relazione alle interconnessioni idrauliche tra fiume e falda. È interessante notare come il 10% relativo agli scorrimenti superficiali si concentri nel tempo solo durante le piogge intense, allorché l'intensità di precipitazione supera la capacità del terreno. Gli scorrimenti superficiali risultano quindi del tutto saltuari, mentre i deflussi fluviali sono più o meno regolari a seconda dell'estensione del bacino e dell'entità delle acque sotterranee drenate dal fiume. Con l'estendersi dell'urbanizzazione le proporzioni del bilancio idrologico si modificano radicalmente. L'evapotraspirazione e l'infiltrazione si riducono notevolmente, mentre aumenta l'importanza degli scorrimenti superficiali sul bacino, nelle reti di drenaggio artificiale (fognature) e di conseguenza nei

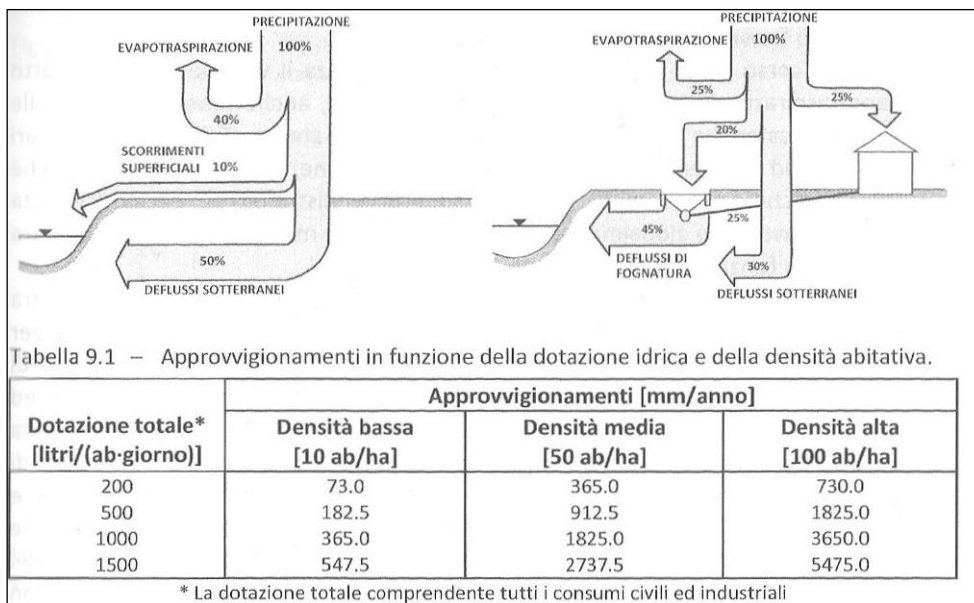


Figura 44 Esempio di bilancio idrologico annuo in una situazione pre-urbana (a sinistra) e in una situazione urbana (a destra). Fonte: Paoletti A. & Becciu G., "Fondamenti di costruzioni idrauliche".

corsi d'acqua ricettori. Occorre inoltre ricordare che nelle zone urbane importanti i volumi idrici vengono approvvigionati per uso potabile e produttivo venendo poi scaricati in fognatura, per poi così a far parte del sistema di circolazione.

Se si tiene conto anche degli approvvigionamenti idrici di provenienza esterna, il bilancio complessivo ovviamente aumenterà la quantità d'acqua immessa in fognatura e scaricata poi a valle nel sistema idrico superficiale. L'entità di questi approvvigionamenti è significativa e mediamente dell'ordine del 50% della precipitazione media annua.

Il bilancio idrologico delle zone urbane, quindi, deve far fronte a questi volumi importanti che vanno ad arricchire i deflussi superficiali che risulteranno costanti nel tempo. Al contempo i deflussi superficiali saltuari e improvvisi della situazione pre-urbana si sovrappongono quindi ai deflussi più costanti nel tempo. Quindi si passa da un regime regolare dei corsi d'acqua a un regime più sostenuto e costante nella situazione urbana. Qualora gli approvvigionamenti provengano dalla falda della medesima area, si determina una grave situazione di disequilibrio delle riserve idriche sotterranee, costrette a cedere volumi ben maggiori di quelli che ricevono per l'infiltrazione.

In sintesi, c'è da dire che, per quanto riguarda gli effetti dell'urbanizzazione sul bilancio idrologico annuo, le alterazioni di maggiore interesse sono proprio quelle delle falde, giacché il maggiore volume di deflusso dovuto agli approvvigionamenti, essendo distribuito nel tempo, incrementa,



seppure in modo percentualmente significativo, le sole portate “di base” dei corsi d’acqua, con conseguenze normalmente limitate nei confronti delle piene. Lo squilibrio delle falde può invece assumere aspetti preoccupanti sia su scala locale che regionale.

### 5.3 Incremento dei coefficienti di deflusso

Nel corso di precipitazioni intense come quelle che producono fenomeni di piena rilevanti si esaminano le differenze tra una situazione urbana e pre-urbana.

Nel breve corso della precipitazione perde importanza il volume idrico sottratto dall’evapotraspirazione in rapporto agli altri volumi idrici, anche tenendo conto delle condizioni atmosferiche che sfavoriscono il fenomeno stesso. Tale volume è pari mediamente ad appena il 10% della precipitazione, comprendendo anche l’evaporazione che avviene dai piccoli invasi superficiali distribuiti sul bacino (si tratta in generale di invasi che globalmente equivalgono a pochi mm di pioggia, compresi tra 1 mm e 6 mm in funzione del tipo di superficie).

Il rimanente 90% della precipitazione si ripartisce nel caso pre-urbano tra scorrimenti superficiali e infiltrazioni in funzione del rapporto esistente, istante per istante e punto per punto del bacino, tra intensità di precipitazione e capacità d’infiltrazione del terreno. Una ripartizione del 25% e del 65% tra scorrimento superficiale e infiltrazione può considerarsi ragionevole per bacini naturali in condizioni di elevata permeabilità durante piogge intense, ma non particolarmente eccezionali ( $T_R$  2-5 anni). Per piogge con elevato tempo di ritorno (50-100 anni) e per bacini poco permeabili, sia per natura del terreno che per effetto di saturazione dovuto a piogge precedenti alla precipitazione stessa, il volume percentuale dei deflussi superficiali aumenta ulteriormente a scapito dell’acqua d’infiltrazione, con una ripartizione che tende ad invertirsi (60% - 30%).

Nel caso urbano l’impermeabilizzazione del suolo riduce ovviamente l’infiltrazione, mentre aumentano i deflussi superficiali; inoltre, i volumi degli approvvigionamenti civili e industriali risultano insignificanti nel bilancio globale della precipitazione.

In questi casi si considerano valori medi pari al 50% per infiltrazione e al 45% per i deflussi superficiali (5% approvvigionamenti, 20% precipitazioni sulle strade, 20% precipitazioni sulle coperture dei fabbricati). Anche questi valori sono mediamente relativi a precipitazioni intense, ma non eccezionali (tempo di ritorno 2-5 anni), su bacini urbani in cui il suolo sia abbastanza permeabile.

Per precipitazioni centennali, invece i rapporti si modificano con un rilevante aumento dei deflussi superficiali (85% di cui 5% approvvigionamenti, 40% precipitazioni sulle strade, 40% precipitazioni sulle coperture dei fabbricati) a scapito dell’infiltrazione del 10%.

Il confronto tra la situazione pre-urbana e quella urbana mostra quindi un importante aumento dei coefficienti di deflusso delle piene. È bene rendersi conto che un aumento non tanto rilevante per l’entità in sé, genera maggiori volumi idrici che scorrono in superficie anziché giungere nel sottosuolo, perché tale incremento influenza direttamente l’entità delle portate di piena.

Maggiore è l’impermeabilità che il suolo urbano induce, oltre all’aumento dei coefficienti di deflusso prima ricordato, maggiore sarà la diminuzione dei tempi caratteristici di formazione della piena. Le vie d’acqua superficiali lungo le strade e le stesse canalizzazioni fognarie facilitano i deflussi, riducono l’entità e il numero dei ristagni e degli invasi distribuiti sulla superficie del bacino, conducendo così a un minor tempo di corrivazione complessivo.

L'effetto dell'urbanizzazione è pertanto duplice: esalta i volumi di piena ed esalta le portate al colmo. I corsi d'acqua a cui afferiscono estese zone urbane si trovano così soggetti a portate al colmo ben più rilevanti di quelle che li caratterizzerebbero, a parità di precipitazione, nella situazione pre-urbana. In termini statistici cioè, l'urbanizzazione modifica notevolmente la distribuzione di probabilità delle portate al colmo, conducendo a curve probabilistiche che progressivamente, all'aumentare del tempo di ritorno, si scostano dall'andamento pre-urbano.

#### 5.4 Effetti dell'urbanizzazione sulla qualità delle acque

Il deterioramento dell'ambiente non può non essere preso in attenta considerazione anche nei sistemi di drenaggio urbano.

Anche per questo importantissimo aspetto del problema, infatti, è basilare esaminare gli effetti dell'urbanizzazione che, come è noto a tutti costituisce una delle cause più rilevanti, se non la più rilevante in senso assoluto, dell'inquinamento delle risorse idriche superficiali e sotterranee di un territorio.

Si esamini ora uno schema di flusso quale quello di Figura 46 che illustra le fonti e il movimento dell'acqua e degli inquinanti nei sistemi di drenaggio urbano.

Gli inquinanti contenuti nell'atmosfera, prodotti soprattutto dagli effluenti civili e industriali e dagli scarichi automobilistici, precipitano sul suolo sia in periodo di tempo asciutto che durante le precipitazioni. Se il sistema fognario è unitario, la parte di acque meteoriche che si trasforma in deflussi in fognatura, si unisce con i relativi carichi inquinanti, a tutti gli altri scarichi liquidi "neri" civili e industriali; se invece il sistema è separato i deflussi meteorici vengono convogliati nella fognatura pluviale, mentre la fognatura nera raccoglie i normali scarichi neri.

Durante le precipitazioni più intense non tutte le acque meteoriche che si trasformano in deflussi superficiali pervengono in fognatura, ma una parte di queste più o meno rilevante può creare occasionali vie d'acqua superficiali che raggiungono poi direttamente un ricettore naturale senza transitare nelle fognature.

In generale, quindi, le uscite dai sistemi di drenaggio urbano, come mostra lo schema, sono le seguenti: scarichi di deflussi superficiali non transitanti nelle fognature; scarichi di fognature pluviali (se esistono); scarichi di fognature nere con effluenti più o meno trattati dai depuratori; infiltrazioni nel terreno. Normalmente il controllo della qualità degli scarichi è effettuato solo nell'impianto di depurazione, mentre le altre uscite sono prive di controllo. Purtroppo, raramente nel caso di

fognature separate viene effettuato il trattamento delle prime acque di pioggia raccolte dalla rete pluviale.

Occorre poi ricordare che la tecnologia usuale degli impianti di depurazione è atta all'abbattimento

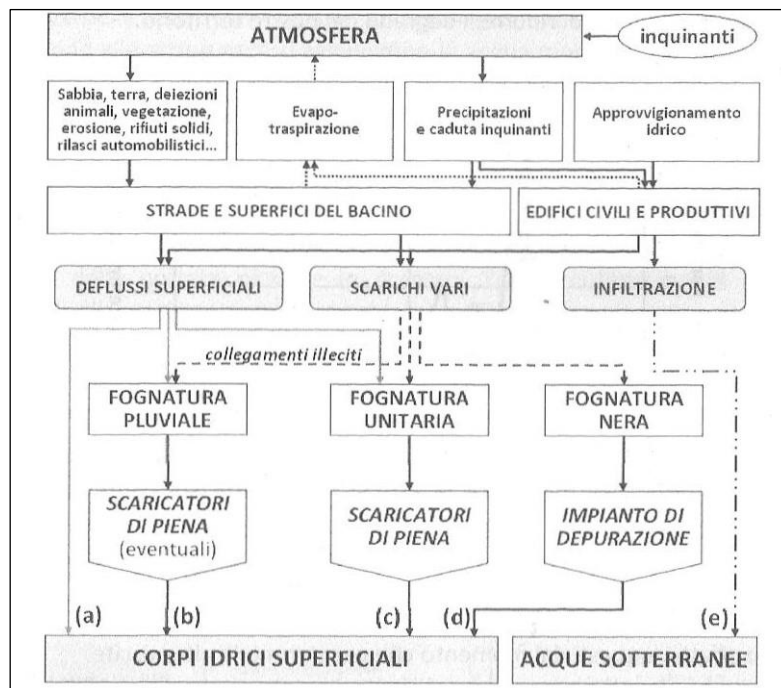


Figura 45 Sorgenti e movimenti dell'acqua nei sistemi di drenaggio urbano. Fonte: Paoletti A. & Becciu G., "Fondamenti di costruzioni idrauliche".

dei soli inquinanti biodegradabili, mentre i composti non biodegradabili attraversano gli impianti senza sostanziali benefici.

È infine da considerare che gli scaricatori di piena di fognature unitarie, le quali costituiscono il sistema di drenaggio di gran lunga durata più tradizionale in tutto il mondo e anche in Italia, lasciano defluire durante le piogge verso lo scarico "bianco" importanti quantità di inquinanti. Infatti, le acque di pioggia risolvono dal fondo dei collettori e nella prima fase dell'evento meteorologico, i materiali solidi precedentemente sedimentati nei periodi di tempo asciutto. Ne consegue che la piena in arrivo allo scolmatore è caratterizzata in prima fase da concentrazioni degli inquinanti crescenti con la portata. Solo dopo questa azione di lavaggio delle fognature le medesime concentrazioni si riducono fortemente per la diluizione prodotta dalle acque meteoriche.

Nell'esempio di Figura 47 l'andamento temporale della portata in fognatura insieme con i contemporanei andamenti delle concentrazioni di alcuni parametri, mostrano come il nucleo centrale dell'onda (sopra la retta di taglio) sfiorato dallo scolmatore verso il corpo idrico ricettore è caratterizzato dai massimi valori delle concentrazioni degli inquinanti.

In definitiva, se si tiene conto che solo l'uscita (d) del bacino è qualitativamente controllata, ma non completamente per tutte le sostanze inquinanti e che, durante le precipitazioni entrano in funzione senza controlli tutte le altre uscite del bacino prima indicate, si comprende come gli impianti di depurazione costituiscano solo il primo dei passi necessari per tentare di ridurre il degrado del nostro territorio.

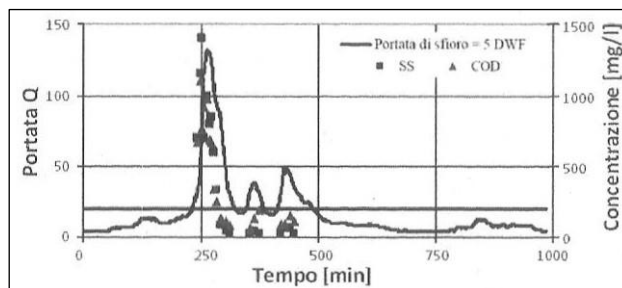


Figura 46 Esempio di idrogramma e contemporanei pollutogrammi di SS e COD durante un evento di piena in fognatura unitaria. Fonte: Ciamponi et. al. 2002

Un vasto settore di ricerca oggi è aperto, al confine tra l'ingegneria idraulica e l'ingegneria sanitaria, per migliorare le attuali conoscenze sui contenuti inquinanti veicolati dalle acque meteoriche verso i corpi idrici ricettori.

In molti paesi sono state organizzate ormai da più di un decennio sistematiche sperimentazioni per conoscere le fonti dell'inquinamento e per trovare nuovi sistemi di controllo necessari per l'abbattimento delle sostanze non trattate nei normali depuratori o che non pervengono a questi dal momento che percorrono altre uscite.

## 5.5 I sistemi fognari o di drenaggio urbano

I sistemi con cui può essere costruita una rete fognaria sono essenzialmente due: il sistema unitario o misto e il sistema separato. Nel primo caso i collettori per tutti i tipi di acqua sono gli stessi, nel secondo le acque di rifiuto (domestico e industriale, queste ultime se necessario pretrattate) sono convogliate in canali distinti da quelli delle acque pluviali.

Il sistema unitario o misto di Figura 49 consiste in un'unica rete di canali in cui confluiscono sia le acque di rifiuto urbane sia le acque pluviali, mescolandosi. Le portate convogliate dalla rete sono in questo caso molto variabili passando dai valori generalmente piccoli delle portate delle acque nere nei periodi secchi (non piovosi) ai valori rilevanti che si hanno quando alle acque nere si aggiungono le acque meteoriche nei periodi piovosi. Poiché le portate di punta pluviali sono di gran lunga superiori a quelle domestiche, i canali devono essere dimensionati in base ai deflussi pluviali. Per la maggior parte del tempo però quando non piove, le fogne unitarie sono percorse solo dalle acque di rifiuto che vengono addotte all'impianto di trattamento. Data l'entità delle portate di tempo piovoso, la rete viene in molti casi dotata di manufatti che prendono il nome di scaricatori di piena, ubicati in punti opportuni ove siano disponibili punti di recapito delle portate piovane in eccesso. Tali manufatti agiscono da strutture di alleggerimento delle portate convogliate, permettendo così di ridurre le dimensioni delle canalizzazioni poste a valle di essi.

Uno scaricatore di piena è in ogni caso presente subito a monte degli impianti di depurazione poiché questi non possono di regola accettare portate oltre a quelle nere medie. Allo scopo di limitare lo

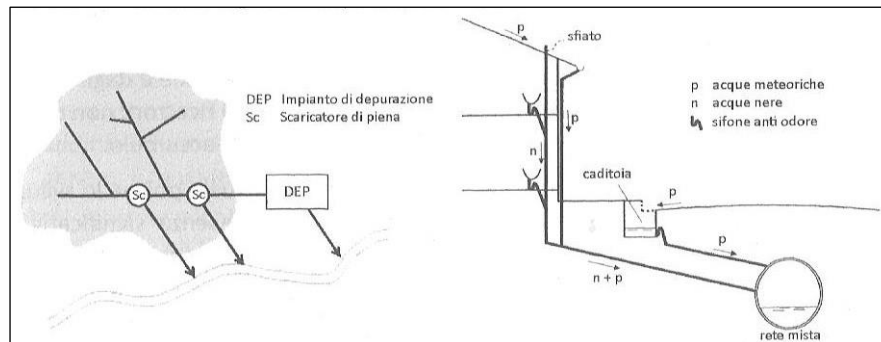


Figura 47 Sistema fognario di tipo unitario G.Becciu A. Paoletti *fondamenti di costruzioni idrauliche*.

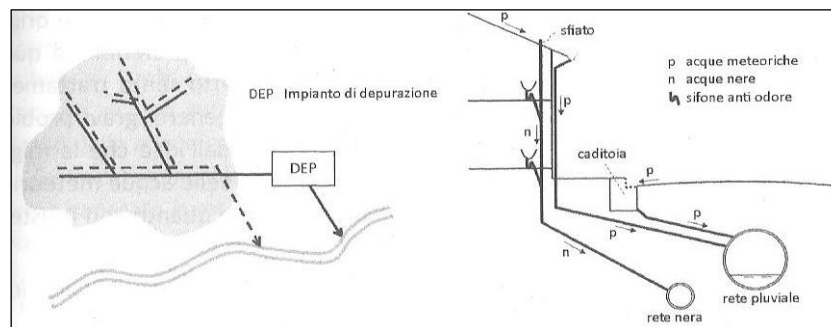


Figura 48 Sistema fognario di tipo separato. Fonte: Paoletti A. & Becciu G., "Fondamenti di costruzioni idrauliche".

sversamento di inquinanti attraverso gli scaricatori di piena, si possono prevedere delle opportune opere di controllo di tali scarichi, come per esempio le vasche di prima pioggia.

Il sistema separato di Figura 48 consiste in due distinte reti: una per le acque di rifiuto (rete nera) e una per le acque pluviali (rete bianca). I canali della rete bianca hanno le stesse dimensioni di quelli a una corrispondente rete unitaria, ma essendo per la maggior parte del tempo vuoti e non soggetti all'aggressività delle acque di rifiuto possono essere realizzati con materiali meno costosi, sempre che le pendenze non siano molto forti e che non sussistano quindi problemi di erosione dovuti alla rapidità del deflusso. Quelli di maggior dimensioni non hanno la cunetta, che hanno invece gli unitari di analoghe dimensioni, per garantire la velocità di scorrimento alle acque nere non diluite.

I canali della rete nera sono invece di dimensioni molto modeste. La rete nera termina nell'impianto di trattamento, mentre quella bianca direttamente nel mezzo recipiente finale. In questo tipo di rete sono avviate alla depurazione le sole acque reflue, mentre le acque meteoriche sono scaricate totalmente e direttamente nel corpo idrico ricettore, con la sola eccezione delle prime acque di pioggia che in qualche caso sono trattenute nelle vasche di prima pioggia e poi avviate anch'esse alla depurazione.

## 5.6 Osservazioni sulle reti unitarie e miste

Il dibattito sulle fognature unitarie e separate è ancora attuale poiché lo sviluppo delle conoscenze conduce a continui aggiornamenti sulla presenza significativa di sostanze inquinanti, non solo nelle acque reflue ma anche nelle acque meteoriche e nelle altre acque superficiali e sotterranee. La ricetta che prevedeva il sistema separato come risposta migliore all'efficienza depurativa non regge

nei confronti delle nuove conoscenze sull'inquinamento delle acque meteoriche urbane e sulla conseguente necessità di un'efficace depurazione.

Le disposizioni legislative di recente passato sembravano infatti trarre origine dalla convinzione che il sistema fognario separato fosse sempre preferibile a quello misto, in quanto evidentemente si riteneva che lo scarico diretto senza trattamento delle acque meteoriche per dilavamento non comportasse, in genere, gravi problemi per il ricettore. Tale convinzione sembrava pertanto nascere dall'idea che la miglior protezione ambientale si conseguisse evitando la miscelazione delle acque meteoriche di dilavamento con quelle reflue di origine civile e produttiva, in quanto con il sistema separato:

- si evita lo sfioro di acque miste e inquinate dagli scaricatori di piena nei corpi idrici ricettori durante gli eventi meteorici;
- si riserva alle sole acque reflue il trattamento negli impianti di depurazione, con conseguente maggiore affidabilità della stessa per la maggiore costanza dei carichi idraulici e di massa in ingresso.

Con le ultime norme *D.Lgs. 152/2006* le quali evidenziano che non ci sono delle preferenze ma la scelta dipende dalle caratteristiche del bacino in esame. Infatti, le ricerche negli ultimi anni hanno messo in guardia sulla potenziale maggiore pericolosità per l'ambiente delle reti separate. La probabilità di scaricare una maggiore quantità di inquinanti nei corpi idrici ricettori è infatti più elevata con questo tipo di rete a causa principalmente delle seguenti ragioni:

- le acque meteoriche di dilavamento presentano normalmente tassi anche molto elevati di inquinamento organico e inorganico, tanto che il loro scarico è sovente dannoso e inaccettabile per i ricettori. Uno scarico diretto quindi dovrebbe essere evitato, avviando alla depurazione almeno le prime piogge che costituiscono la loro parte statisticamente più inquinante;
- un sistema separato reale mantiene sempre un'aliquota non trascurabile di acque meteoriche nella rete nera; in tali situazioni, assai frequenti e con non trascurabili percentuali di allacciamenti scorretti i presunti vantaggi ambientali del sistema separato sono completamente vanificati a causa dell'invio diretto e permanente nei corpi ricettori delle acque pluviali nella rete separata nera, perché si sovraccaricano i canali e l'impianto di trattamento abbassandone il rendimento o addirittura compromettendone il regolare funzionamento. Situazioni di questo genere, una volta instaurate, sono assai difficili e onerose da sanare.

Queste considerazioni a fronte di un costo maggiore delle reti separate, fanno propendere per un loro utilizzo solo in casi ben determinati, quali zone esclusivamente residenziali e con limitato traffico veicolare. È anche sempre preferibilmente separato il sistema all'interno dei nuclei industriali, in cui le reti sono generalmente tre: acque di rifiuto domestiche, acque di rifiuto industriali, acque piovane. Le acque di rifiuto industriale se vengono immesse nella fogna urbana, devono essere eventualmente pretrattate in modo da non arrecare danni né agli sprechi né all'impianto di trattamento. A volte invece, l'erosione dei suoli urbani ed extraurbani è così significativa che può arrecare danni all'impianto di depurazione e alla rete esistente, altresì in tali casi sarebbe auspicabile una rete separata. È ovvio che se le reti hanno la stessa estensione il costo di costruzione e gestione di un sistema separato è senz'altro maggiore rispetto a quello della rete

unitaria, considerando oltretutto gli annessi costi legati alla costruzione e gestione della centrale di depurazione che sarà soggetto a carichi variabili e probabilmente a una linea supplementare per le acque diluite.

In conclusione, la scelta di separare le acque di pioggia dalle acque nere non è quindi una scelta obbligata considerando anche i costi di tali interventi. In alcuni casi possono essere studiate soluzioni che prevedano separazioni parziali, ad esempio creando reti separate per le sole acque dei tetti o della rete stradale.

Le criticità maggiori delle reti di drenaggio urbano sono dovute principalmente ai fenomeni di allagamento causati da eventi di piena sempre più intensi e frequenti. Le cause principali dell'insufficienza dei collettori sono dovute sia ai bassi tempi di ritorno utilizzati nella progettazione ( $T_R$  5-10 anni) sia all'aumento delle superfici impermeabili all'interno del bacino scolante causate dall'espansione edilizia. Il consumo di suolo in Italia, secondo i dati ISTAT, tra il 1990-2005 è stato pari a  $3 * 10^6$  e  $663 * 10^3$  ha (superficie agricola trasformata e quindi cementificata).

Anche il riscaldamento globale potrà influire sull'accentuazione dei fenomeni di piena. Le ripercussioni maggiori si hanno sull'aumento dei fenomeni estremi (piene e siccità), ma al momento non evidenziano un aumento delle piogge intense anche se le condizioni climatiche stanno cambiando molto velocemente. L'innalzamento del livello medio marino potrebbe mettere in crisi i sistemi di drenaggio delle città costiere.

Per contenere i fenomeni di allagamento le Regioni competenti in materia hanno predisposto delle normative più o meno stringenti introducendo nella progettazione delle reti di drenaggio per le acque di pioggia al servizio delle nuove urbanizzazioni il rispetto "dell'invarianza idrologica o dell'invarianza idraulica".

## 5.7 Invarianza idrologica e idraulica

Nel rispetto dei cicli idrologici in un territorio sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricati dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali (fossi, fiumi, laghi, maree, ecc.) o artificiali (rete di fognatura mista o bianca) di valle non devono essere maggiori di quelli preesistenti l'urbanizzazione.

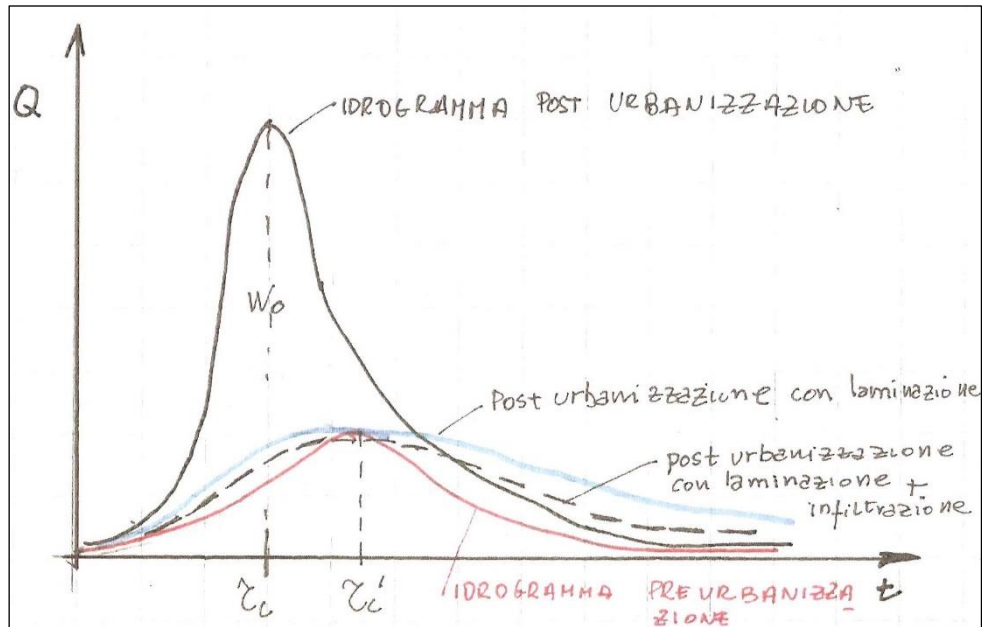


Figura 49 Schema idrogramma Pre e Post-urbanizzazione con differenza di picco. Fonte: Dispense del Prof. Mancinelli – Corso di Costruzioni Idrauliche 2, Ancona, A.A. 2019-2020.

Il confronto tra gli idrogrammi di piena pre-urbanizzazione e di quello post-urbanizzazione come dimostrato in Figura 50 mostra l'aumento della portata al colmo e la riduzione del tempo di corrivazione causati dall'impermeabilizzazioni di parti del bacino scolante. L'unica possibilità di garantire l'invarianza idraulica è quella di laminare in un invaso parte dei volumi dell'onda di piena post-urbanizzazione. Alcune normative regionali prevedono che nel progetto idraulico d'invarianza siano valutate le possibilità d'infiltrare nel terreno parti delle portate di pioggia per ridurre i volumi da invasare in bacini superficiali (laghetti o in vasche da realizzare nel sottosuolo).

Il rispetto dell'invarianza dovrebbe sostituire gli interventi del passato, quando all'aumento delle superfici impermeabili e quindi delle portate scaricate, si rispondeva adeguando le sezioni e quindi la capacità idraulica dei collettori di valle.

Il nuovo approccio per la difesa idraulica del territorio da eventi meteorici intensi è quello di rispettare il principio dell'invarianza attraverso il controllo a monte delle piene suddividendo i volumi necessari per la laminazione tra interventi concentrati e diffusi, progettando opere ecosostenibili e riqualificando gli ambienti urbani, cercando di riutilizzare l'acqua immagazzinata per il lavaggio delle strade, l'irrigazione di parchi e giardini, ecc.

## 5.8 Mezzi per il rispetto dell'invarianza

La normativa nel rispetto dell'invarianza si applica alle nuove costruzioni o ampliamenti e quindi alle demolizioni con ricostruzioni e alle urbanizzazioni dove si prevede una permeabilità dei suoli rispetto alle condizioni preesistenti.



Volendo far riferimento a una normativa è possibile prendere come esempio quella della Lombardia, dove la riduzione della permeabilità va calcolata facendo riferimento a quella originaria del sito e quindi non alla condizione di urbanizzazione precedente all'intervento.

Le misure si applicano alle superfici interessate alla riduzione della permeabilità e non all'intero lotto.

Le regioni attraverso i piani generali suddividono il territorio di competenza in base al livello di criticità idraulica dei corsi d'acqua e dei bacini idrografici afferenti. Di solito queste aree sono suddivise in:

- Alta criticità idraulica zona A;
- Media criticità idraulica zona B;
- Bassa criticità idraulica zona C.

Per le aree critiche vengono stabiliti i valori massimi ammissibili delle portate di pioggia scaricate nei ricettori (rete naturale di scolo o rete artificiale, fognature). La regione Lombardia, infatti, impone limiti a riguardo molto restrittivi che fanno riferimento ad un ettaro di superficie impermeabile per le rispettive aree:

- Zone A con alta criticità 10 l/s;
- Zone B con media criticità 20 l/s;
- Zone C con bassa criticità oltre i 20 l/s.

Se tali limiti non sono rispettati è necessario favorire i sistemi diffusi, interponendo vasi di laminazione prima dello scarico nel ricettore o nel sistema di depurazione. Sarà quindi necessario favorire i processi di evapotraspirazione, riuso e infiltrazione passando attraverso il calcolo dei volumi necessari nel rispetto dell'invarianza idraulica suddividendo l'area urbanizzata in diverse classi ognuna con un diverso coefficiente di deflusso.

Le normative indicano inoltre i tempi di ritorno da adottare per le piogge di progetto. Per la Lombardia è fissato un tempo di ritorno di 50 anni e 100 anni per le verifiche dei franchi di sicurezza delle opere. Mentre per la regione Marche si è adottato un tempo di ritorno di 30 anni.

## 6 IL PERCORSO IDRICO: DALLE NUBI ALLA RETE DI SCOLO

### 6.1 Il ciclo dell'acqua

Il ciclo dell'acqua, noto comunemente anche come *ciclo idrologico*, descrive l'esistenza e il movimento dell'acqua nella Terra. L'acqua è sempre in movimento e cambia stato continuamente, da liquido a vapore a ghiaccio. Il ciclo dell'acqua lavora da miliardi di anni e tutta la vita sulla Terra dipende da esso. In via generale è stato determinato che dal totale del carico inquinante fluviale, un 35% - 20% viene dall'inquinamento urbano. Le concentrazioni di inquinanti nei ricettori possono infatti aumentare sensibilmente per singoli eventi, soprattutto se di modesta entità per i successivi periodi di tempo asciutto.

La Terra primordiale era un globo di magma, contenente una notevole quantità di acqua. L'acqua liberata dai magmi come vapore cominciò a raffreddare l'*atmosfera* e la superficie terrestre fino al punto di poter restare in superficie in forma liquida. L'attività vulcanica continuò e continua a liberare acqua nell'atmosfera, incrementando le masse d'acqua superficiali e profonde (Figura 51). Inoltre, molte reazioni biochimiche producono acqua.



Figura 50 Ciclo dell'acqua. Fonte: Difesa ambiente.

Il *ciclo idrologico* è sostenuto energeticamente dal sole, che attiva il ciclo riscaldando l'acqua del mare. Parte di essa evapora nell'aria. L'*evaporazione* avviene anche dalle acque dolci dei laghi e dei fiumi. Sul continente, l'*evapotraspirazione*, ossia l'acqua traspirata dagli esseri viventi (soprattutto dai vegetali; al confronto, la parte prodotta dagli animali è trascurabile) ed evaporata dal sole, apporta vapore all'aria. Una piccola quantità d'acqua nell'atmosfera proviene dalla *sublimazione*, che è il passaggio allo stato di vapore direttamente dallo stato solido (ghiaccio, neve, brina) saltando completamente la fase di fusione. Le correnti d'aria ascensionali sollevano il vapore in alto nell'atmosfera dove la temperatura più bassa ne provoca la condensazione in goccioline microscopiche che formano le nuvole.

I venti trasportano le nubi e facendone collidere le particelle che si accrescono e cadono dal cielo come *precipitazione*. Qualche precipitazione cade come neve e può accumularsi come calotte glaciali o ghiacciai. La neve, nei climi più caldi, si scioglie con l'arrivo della primavera e l'acqua di

fusione fluisce come *ruscellamento* da fusione delle nevi. Mentre una gran parte delle precipitazioni cade nei mari, una parte cade sulle terre emerse dove, a causa della gravità, fluisce come ruscellamento superficiale. A sua volta parte del *ruscellamento superficiale* raggiunge i fiumi e muovendosi come flusso incanalato raggiunge il mare, mentre parte di esso si accumula come acqua dolce nei laghi e nei fiumi. Non tutto il ruscellamento scorre in corpi idrici superficiali, infatti parte dell'acqua s'infiltra in profondità nel terreno (*infiltrazione*) e alimenta gli *acquiferi* (rocce sature di acqua mobile che affiora in superficie attraverso le sorgenti o viene estratta con pozzi o gallerie) che immagazzinano enormi quantità di acqua dolce sotterranea per lunghi periodi di tempo. Una parte dell'acqua sotterranea sta vicino alla superficie terrestre e può filtrare di nuovo entro corpi idrici superficiali (e nel mare), mentre un'altra trova vie d'uscita nella superficie della terra ed emerge come sorgenti d'acqua dolce. Nel tempo, tuttavia, quest'acqua continua a muoversi e parte di essa ritorna nel mare dove il ciclo termina per poi ricominciare.

Il ciclo dell'acqua può essere suddiviso nelle seguenti fasi o parti del ciclo come da Figura 52:

Componenti del ciclo idrologico in un sistema aperto:

- P = è la precipitazione;
- $Q_{in}$  = è la portata entrante;
- $Q_{out}$  = è la portata uscente;
- $Q_g$  = è il trasporto dal corso d'acqua alla falda (segno positivo: da falda a fiume);
- $G_{in}$  = è il deflusso sotto-superficiale in entrata;
- $G_{out}$  = è il deflusso sotto-superficiale in uscita;
- $E_s$  = è l'evaporazione dal suolo;
- $T_s$  = è la traspirazione;
- $E_g$  = è l'evaporazione da falda;
- $T_g$  = è la traspirazione da falda;
- I = è l'infiltrazione;
- $\Delta S$  = è la variazione di invaso relativo al volume di controllo di interesse.

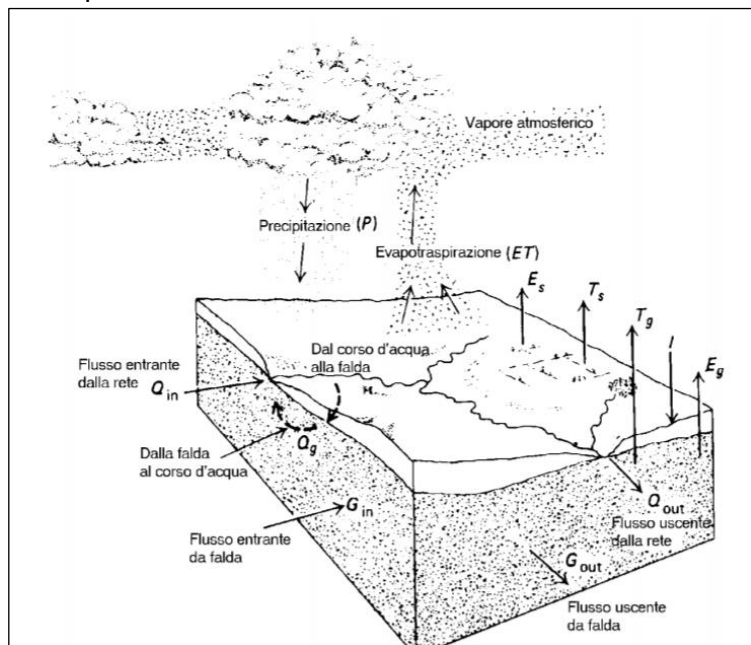


Figura 51 Ciclo dell'acqua. Fonte: [isprambiente.gov.it](http://isprambiente.gov.it).

Il bilancio idrologico e il bilancio di massa possono essere applicati a due diversi volumi di controllo come dalle (6.1);(6.2) e (6.3):

1) Volume di controllo relativo alle acque superficiali:

$$P + Q_{in} - Q_{out} + Q_g - E_s - T_s - I = \Delta S_s$$

(6.1)

2) Volume di controllo relativo alle acque sotterranee:

$$I + G_{in} - G_{out} + Q_g - E_g - T_g = \Delta S_g$$

(6.2)

Utilizzando scambi di massa netti si ottiene la (6.3):

$$P - Q - G - E - T = \Delta S$$

(6.3)

## 6.2 Il bilancio idrologico di bacino

Nel caso di un bacino idrografico, per definizione i termini  $Q_{in}$  e  $G_{in}$  (afflusso superficiale e sotterraneo) sono nulli. Pertanto, l'applicazione del bilancio di massa a un bacino idrografico si presenta semplificata. L'equazione (6.4) utilizzata risulta essere:

$$P - Q - G - E - T = \Delta S$$

(6.4)

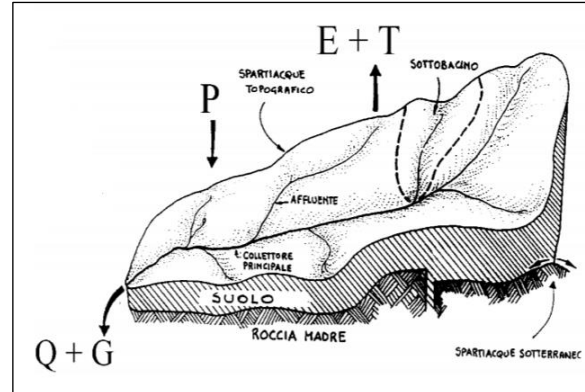


Figura 52 Rappresentazione dei deflussi al e dal bacino idrografico Fonte: [Isprambiente.gov.it](http://Isprambiente.gov.it).

I termini  $Q$  e  $G$  si riferiscono solo ai trasporti (rispettivamente superficiali e sotterranei) dal bacino verso l'esterno e sono localizzati presso la sezione di chiusura del bacino come illustrato in Figura 53. Il bilancio idrologico di bacino può essere indicato come nella (6.5):

$$\text{Coeff. Deflusso } (\varphi) = Q/P$$

(6.5)

Il regime pluviometrico della penisola italiana presenta (con esclusione dell'arco alpino) un netto minimo estivo Figura 54. Di contro, il massimo delle precipitazioni è presente con un'unica punta massima durante l'inverno nelle regioni più meridionali della penisola, mentre nelle regioni centrali mostra un massimo principale in autunno e uno secondario in primavera. Il valore di quest'ultimo

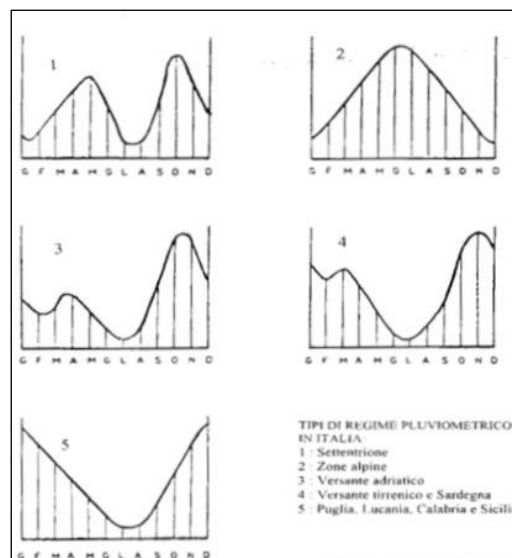


Figura 53 Tipi di regimi pluviometrici italiani. Fonte: Eredia (1908), [Isprambiente.gov.it](http://Isprambiente.gov.it).

aumenta fino a che si sposta verso l'estate salendo alle regioni settentrionali sino a divenire un unico massimo estivo nelle zone alpine.

Nella nostra zona d'interesse ossia il comune di Tolentino, il regime pluviometrico di riferimento è quello di tipo Adriatico. In questo regime la configurazione si presenta con un minimo estivo contro dei massimi durante il periodo invernale soprattutto nelle regioni mediterranee, al contempo si evidenzia un massimo principale in autunno e un secondo in primavera. Il valore medio delle precipitazioni annue è di circa 990 mm/anno. In via generale si può identificare nelle caratterizzazioni: una diminuzione della precipitazione al diminuire della latitudine, una coerenza della distribuzione con le linee fondamentali dell'orografia. Questo è influenzato della distribuzione della precipitazione a seconda dell'orientamento sia dei versanti che dei venti prevalenti.

Le precipitazioni nei mesi estivi (giugno e agosto) marcano una diminuzione della piovosità con il diminuire della latitudine e i valori sono generalmente in questi periodi compresi tra 100 e 50 mm.

Nei mesi invernali (dicembre, febbraio) quando le formazioni cicloniche investono tutta l'Italia, le piogge risultano uniformi su tutta la penisola con dei valori cumulativi compresi tra 500 e 200 mm.

### 6.3 I regimi Fluviali italiani

Il regime dei deflussi è dominato da: un regime pluviometrico caratterizzato da precipitazioni liquide e solide; da temperature causate da flussi evo-traspirativi; da caratteristiche geomorfologiche e dalla permeabilità. Il regime dei deflussi rispecchia quello delle precipitazioni. Questo è tanto più vero quanto più impermeabile è il bacino e quindi quanto più debole è l'effetto di immagazzinamento d'acqua nel suolo, tanto più un bacino è permeabile e regolare è la portata del corso d'acqua, venendosi a ridurre lo scarto fra la portate massime e quelle minime.

La variabilità stagionale dei deflussi costituisce una caratteristica molto importante ai fini dell'utilizzazione delle risorse idriche. Per esempio, la carenza di deflussi disponibili durante la stagione estiva condiziona fortemente l'utilizzo delle risorse idriche, soprattutto quelle per fini irrigui. La conseguenza è spesso un eccessivo ricorso alla risorsa idrica sotterranea, determinando l'insorgere di fenomeni quali-quantitativi (intrusione salina, subsidenza, ecc.) con modificazioni a volte irreversibili. Distinguiamo alcuni regimi fluviali, o dei deflussi, in base alla seguente classificazione dei bacini: bacini glaciali; bacini alpini (regime pluviometrico continentale o alpino) parzialmente permeabili; bacini appenninici, distinti a loro volta in parzialmente permeabili o impermeabili; bacini insulari.

Analizzando solo i regimi fluviali, poiché sono quelli che ci interessano, individuiamo quello pluviale di tipo mediterraneo. Il regime pluviale è mediterraneo. I deflussi registrano quindi magre estive e piene invernali primaverili. La curva dei deflussi è simile a quella degli afflussi come in Figura 56 e Figura 55 illustrate in seguito:

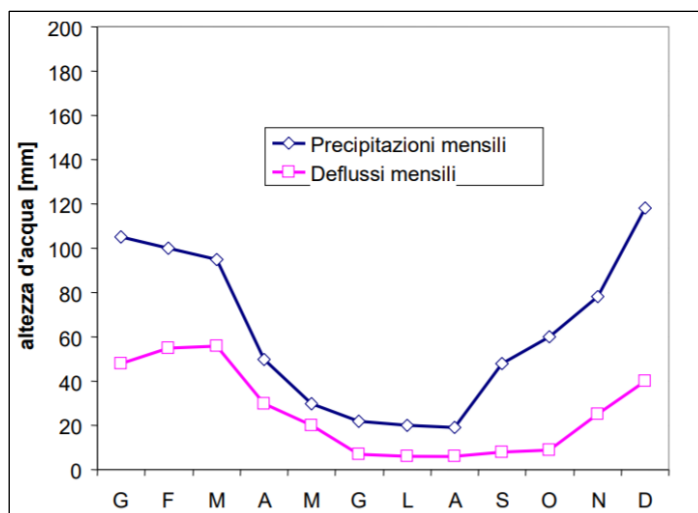


Figura 54 Regime fluviale di tipo insulare mediterraneo caratterizzato generalmente con estati asciutte e inverni/autunni piovosi. Fonte: Isprambiente.gov.it.

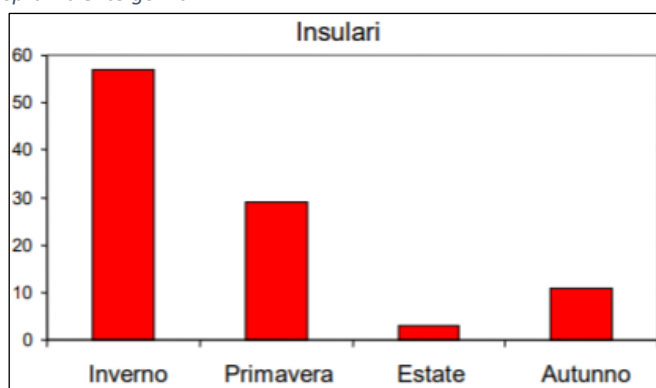


Figura 55 Regime dei deflussi. Deflusso stagionale (% del totale annuo): Inverno 57, Primavera 29, Estate 3, Autunno 11. Fonte: Isprambiente.gov.it.

#### 6.4 La raccolta dei dati sul suolo italiano: l'elaborazione dei dati idrometeorologici

Il servizio SIMN (servizio idrografico e mareografico nazionale) ha raccolto i dati idrografici di interesse al fine della realizzazione del progetto in esame. Esso è distribuito su tutto il territorio nazionale con un ufficio centrale, 10 compartimentali e 7 sezioni distaccate. Il compito di questo servizio idrografico e mareografico nazionale è quello di: collocare gli strumenti su tutto il territorio nazionale; osservazione dei fenomeni idrogeologici; gestione e raccolta dei dati idrometrici e pluviometrici; pubblicazione degli annali idrologici. Dal 1990 il SIMN non è più l'ente preposto a questi compiti, ma le regioni o province autonome in particolar caso nelle Marche il compito è affidato alla Protezione Civile. I parametri rilevati nelle varie stazioni di misura sono molteplici, vengono registrati sia per le principali città italiane sia per i centri più piccoli. I dati rilevati sono i seguenti: temperatura dell'aria; livello idrometrico; pioggia totale giornaliera; intensità di pioggia; umidità relativa; radiazione solare; direzione del vento; velocità del vento.

#### 6.4.1 Raccolta dei dati idrologici: le piogge

L'altezza di precipitazione (o di pioggia, dato che normalmente il tipo di precipitazione d'interesse è quello liquido - pioggia) si definisce come l'altezza della lama d'acqua che coprirebbe una superficie orizzontale, qualora tutta l'acqua raccolta dalla superficie fosse trattenuta, così da formare uno strato di spessore uniforme. Quando si parla di altezza di precipitazione è dunque necessario specificare sempre l'intervallo di tempo in cui la precipitazione è caduta. Gli strumenti utilizzati per la misura delle precipitazioni raccolgono ovviamente soltanto l'acqua caduta su una superficie molto ridotta. La principale caratteristica delle misure di precipitazione tradizionali è quindi di essere misure puntuali. Bisogna considerare che 1 mm di lama d'acqua su 1 m<sup>2</sup> equivale ad 1 litro (1000 cm<sup>3</sup>).

Con una singola precipitazione si indicano gli afflussi meteorici sia liquidi (pioggia) che solidi (neve, nevischio, grandine). In genere le precipitazioni solide si misurano attraverso il loro equivalente in acqua.

#### 6.5 Gli strumenti di misura del servizio idrografico e mareografico nazionale

Gli strumenti di misura meteorologica principalmente utilizzati sono i pluviometri e pluviografi unitamente ai sistemi di raccolta ed elaborazione dei dati. Il Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale ha adottato pluviometri con bocca di diametro pari a 0.357 m (corrispondente a una superficie di un decimo di metro quadrato). A ogni litro d'acqua raccolta corrispondono così 10 mm di altezza di precipitazione. Il pluviometro viene installato a un'altezza dal suolo di 1.5 m circa in luogo aperto, lontano da alberi e da fabbricati, in modo che la pioggia sia in ogni parte libera di cadere sul ricevitore del pluviometro. Nelle pubblicazioni del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale le altezze di precipitazione ai pluviometri sono misurate con la precisione di 0.2 mm. Le altezze di precipitazione misurate dai pluviometri vengono lette normalmente una volta al giorno alle ore 9:00 a.m. Per misure relative a intervalli di tempo minori si utilizzano strumenti detti pluviografi. Vengono mostrati i principali strumenti di misura utilizzati dal SIMN:

- Il pluviometro: è un recipiente cilindrico, nella cui bocca, disposta orizzontalmente, è sistemato un imbuto raccoglitore. L'acqua si raccoglie sul fondo del pluviometro, quando questo è di dimensioni tali da poter essere agevolmente maneggiato oppure in un secondo recipiente, più piccolo disposto al suo interno. Lo scopo dell'imbuto è quello di ridurre il più possibile le perdite per evaporazione. Gli strumenti devono essere dotati inoltre di bolla di livello per una facile e precisa messa in opera. Per studi idrologici particolari, tuttavia, si utilizza, a volte, un'apertura parallela alla pendenza del terreno. A questo scopo il foro, che è coperto da una sottile rete metallica, deve essere il più piccolo possibile. Ci sono due tipi di pluviometri:
  - Manuale: un semplice pluviometro manuale è costituito da un apposito vaso cilindrico, solitamente in plastica, dotato di una scala graduata. L'altezza dell'acqua che riempie il vaso equivale alla pioggia caduta che si misura in millimetri. Si noti che con tale unità di misura l'ammontare della precipitazione risulta indipendente dalla superficie in cui la si misura, mentre sarebbe dipesa dalla superficie se fosse stata espressa in unità di volume, cioè ad esempio in millilitri.
  - Totalizzatore: si tratta di un grosso cilindro, sormontato da un imbuto, con la capacità di raccogliere diversi litri di acqua. Viene utilizzato per monitorare le precipitazioni in zone

isolate poiché permette la lettura dei valori cumulati di precipitazione una volta ogni diversi mesi.

- Il pluviografo: per numerosi scopi pratici è necessario conoscere l'intensità di precipitazione o intensità di pioggia. L'intensità di pioggia può essere istantanea o media. L'intensità di pioggia media è il rapporto (espresso in millimetri all'ora) tra l'altezza di precipitazione e la durata corrispondente. L'intensità di pioggia istantanea è il limite a cui tende l'intensità media quando la durata tende a zero come espresso dalla (6.6):

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \left( \frac{h(\Delta t)}{\Delta t} \right) = i(t)$$

(6.6)

Il grafico che rappresenta l'andamento nel tempo dell'intensità di precipitazione (che in pratica è sempre un'intensità media, calcolata su intervalli di tempo di una certa durata) prende il nome di ietogramma. La registrazione dell'altezza di pioggia era effettuata in passato (e talvolta ancora oggi in molti casi) in forma di grafico su un diagramma. Da qui il nome di pluviografi con cui questi strumenti sono conosciuti. Il pluviografo è quindi costituito da: un sensore (che rileva istante per istante il valore dell'altezza di pioggia caduta) e dall'apparato di registrazione (foglio di carta, nastro magnetico, memoria solida SSD). Ci sono vari tipi di pluviografi:

- *A sifone*: è composto da un tamburo rotante che ruota con velocità costante sul quale vi è una griglia di carta in cui in ascissa si ha il tempo e in ordinata l'altezza della pioggia, che viene definita grazie a un pennino, che muovendosi verticalmente (per mezzo di un galleggiante) segna sulla carta l'altezza della pioggia. Se non piove, il livello dell'acqua rimane costante e dunque il pennino segna una linea dritta orizzontale. Quando inizia a piovere, l'acqua entra dentro l'imbuto, mentre il tamburo ruota, il galleggiante sale, originando sulla carta degli incrementi verticali (inclinati). Con questa strumentazione è possibile definire ogni ora quanti mm di pioggia sono caduti. Se il pennino arriva sul margine alto della striscia di carta, significa che il livello nel recipiente corrisponde al beccuccio della cannula, quindi s'innesca un funzionamento a sifone per il quale si origina una depressione nel galleggiante, mentre l'acqua continua a uscire fino a che entra aria nel sifone (corrisponde a una linea verticale nel grafico).
- *A bascula (Tippingbucket)*: l'acqua proveniente dall'imbuto finisce ora nell'uno ora nell'altro di una coppia di piccoli recipienti, solidali a una base basculante attorno ad un perno. L'imbuto porta acqua in una doppia vaschetta metallica o di plastica, incernierata in un punto. È un sistema il cui equilibrio varia a seconda di quanta acqua c'è nelle vaschette. Man mano che il recipiente si riempie il baricentro del sistema basculante si sposta. Una volta raggiunto un certo grado di riempimento il sistema si ribalta, sotto il tubo collegato all'imbuto si presenta il recipiente vuoto, mentre quello pieno si svuota rapidamente. Il ribaltamento avviene per 0,2 mm (all'estero 0,254 mm = 1/10 inch), quindi ogni volta che cadono 0,2 mm di pioggia si ribalta. Tale vaschetta è collegata a un sistema che scrive su carta, avvolta su due rulli, che tendono la carta in modo che il pennino scriva su una porzione di carta "piana". Il pennino è incernierato, quindi in caso di pioggia, viene rappresentato un arco di cerchio (il cui raggio equivale alla distanza dalla cerniera), in caso di assenza di pioggia si ha una linea orizzontale.



Nel periodo di riempimento della vaschetta il pennino registra un tratto orizzontale, al momento del ribaltamento, segna un gradino di 0,2 mm. In conclusione, si ha una funzione a gradini, la cui alzata è costante (0,2) mentre la pedata (la base dello scalino) varia in base al tempo di riempimento della vaschetta. Una volta che il pennino arriva in cima allo spazio carta, si ribalta e segna in discesa. Sommando tutte le alzate in salita e in discesa sulle 24 ore si calcola il totale di pioggia caduta (in mm) nella giornata. Anche con questo strumento si leggono le intensità di pioggia. Ultimamente sono in commercio pluviometri in cui la registrazione avviene in modo elettronico che possono essere collegati a un server centrale che immagazzina tutti i dati raccolti. Con questo strumento si può effettuare la misurazione anche in caso di neve: l'imbuto viene munito di resistenza termica, che scioglie l'acqua (in fase solida), riduce il volume misurato a 1/10 della neve equivalente e misura l'equivalente in acqua. Durante il moto del sistema si ha una perdita d'acqua che in occasione di precipitazioni intense può raggiungere il 5% a seconda della qualità dello strumento.

Da queste misurazioni fatte da parte del servizio idrografico e mareografico nazionale sono state pubblicati gli annali idrologici.

## 6.6 Gli annali idrologici

L'annale idrologico è un doppio volume pubblicato dall'ufficio territoriale del Servizio idrografico italiano in cui vengono raccolti i dati di lettura delle strumentazioni pluviometriche e idrometriche del territorio di competenza. Ogni volume è suddiviso in tabelle:

- *Primo volume Termometria (Tabella I, Tabella II, Tabella III, Tabella IV, Tabella V, Tabella VI);*
- *Secondo volume Pluviometria (Tabella I, Tabella II, Tabella III).*

Nella sezione pluviometria sono presenti i valori necessari ai fini dello svolgimento del progetto in esame. Si definiscono in questa sezione le terminologie necessarie atte a definire correttamente i valori registrati secondo una terminologia ben precisa.

- Altezza di precipitazione: quoziente del volume di acqua raccolta nel pluviometro (compresa eventualmente la neve sciolta) per l'area della superficie orizzontale dell'imbuto raccoglitore.
- Giorno piovoso: giorno in cui è stata misurata un'altezza di precipitazione uguale o superiore a 1 mm.
- Intensità media di precipitazione in un dato intervallo di tempo: quoziente dell'altezza di precipitazione nell'intervallo per la durata di questo.

Ogni tabella che raccoglie i valori di misura è costituita da un elenco di tutte le stazioni di misura del luogo in esame e in particolare di quelle che hanno funzionato durante l'anno. Difatti alcune volte, come nel progetto in esame, non sono pervenuti dati di alcuni anni, poiché le stazioni di misura del luogo non erano disponibili sia per cause imputate a malfunzionamenti sia per quelle dovute alla manutenzione dello strumento.

I valori non comprendono appunto solo eventi meteorici, ma anche neve fusa.

## 6.7 La sezione B degli annali: la pluviometria

Nella sezione B pluviometria vengono raccolti tutti i dati inerenti di quelli provenienti da fenomeni pluviometrici.

- *Tabella I:* vengono riportati per ogni stazione la quantità di pioggia caduta giornalmente e i totali mensili e annui della precipitazione e del numero di giorni piovosi. Per le stazioni dotate di apparecchiatura a lettura diretta (pluviometri) le osservazioni vengono eseguite ogni giorno, generalmente alle ore 9:00 a.m. e il risultato viene attribuito al giorno stesso della misura, il valore segnalato quindi rappresenta la quantità di precipitazione caduta nelle 24 ore che hanno preceduto la misura. Per le stazioni dotate di pluviografo, si riporta per ogni giorno la quantità di pioggia che dal diagramma risulta caduta nelle 24 ore comprese fra le ore 9:00 a.m. del giorno precedente e le ore 9:00 a.m. del giorno di cui si tratta. Con il carattere grassetto è stampato il massimo quantitativo giornaliero misurato per ogni mese.
- *Tabella II:* per le stesse stazioni di cui alla *tabella I*, si riportano i totali mensili e annui delle quantità di precipitazione. Per ciascuna stazione è riportato in grassetto il più elevato dei valori mensili e in corsivo il più basso.
- *Tabella III:* per le stazioni dotate di pluviografo si riportano i dati relativi ai valori più elevati delle precipitazioni registrate nell'anno per 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive appartenenti o no allo stesso giorno. Sono considerate le precipitazioni iniziate dopo le ore 0:00 a.m. del primo gennaio e quelle eventualmente terminate dopo le ore 12:00 p.m. del 31 dicembre.
- *Tabella IV:* riporta i massimi valori delle precipitazioni, di tutte le stazioni del compartimento verificatesi per 1, 2, 3, 4 e 5 giorni consecutivi, appartenenti o no allo stesso mese. Sono considerati solamente i periodi il cui inizio cade entro l'anno anche se eventualmente sono terminati nell'anno successivo. Per le durate da 2 a 5 giorni le altezze possono talvolta essere uguali a quelle di durata inferiore e ciò per evitare che il massimo di 2 giorni possa risultare inferiore a quello di un giorno e così via.
- La *tabella V:* riporta il valore, la durata e la data delle precipitazioni di maggiore intensità e di breve durata registrate ai pluviografi.

## 6.8 Richiami di teoria delle probabilità

### 6.8.1 Campione e popolazione

La statistica tratta le osservazioni come indipendenti le une dalle altre, il valore di un'osservazione risulta indipendente rispetto a un'osservazione precedente (per esempio il valore di portata massima annuale osservata in un certo anno non dipende dal valore del massimo osservato durante l'anno precedente). Questo tipo di descrizione statistica è appropriata per eventi idrologici estremi (portate e precipitazioni massime annuali, portate minime). I metodi statistici sono basati su principi matematici che descrivono la variazione casuale delle osservazioni. Non sono intesi a rappresentare i fenomeni che hanno determinato le osservazioni. Quindi, per esempio, una stessa funzione di distribuzione di probabilità può essere utilizzata per descrivere il comportamento delle piogge intense e anche quello delle portate di piena. I sistemi idrologici sono talvolta investiti da eventi estremi (meteore, piene, siccità). La magnitudo di un evento estremo è inversamente proporzionale alla sua frequenza di accadimento, ovvero eventi molto severi/intensi accadono meno frequentemente di eventi di moderata intensità. L'obiettivo principale dell'analisi statistica dei dati idrologici è quello di collegare la magnitudo degli eventi estremi alla loro frequenza di accadimento

tramite l'impiego di distribuzioni di probabilità. In pratica, questo si consegue utilizzando per le analisi statistiche i valori massimi annuali della variabile d'interesse. Quando si tratta una serie di valori di portata massima annuale, ognuno è considerato indipendente rispetto agli altri e può essere considerato come la realizzazione di un processo stocastico identico per tutti gli anni considerati. Questo naturalmente implica che il sistema idrologico che produce tali valori estremi (il bacino idrografico) non subisca variazioni nel periodo considerato. Variazioni tipiche sono quelle collegate all'uso del suolo o alla costruzione di uno sbarramento. L'insieme dei dati disponibili e quindi in esame viene considerato come un campione estratto da un'ipotetica popolazione di dimensione infinita. Le proprietà statistiche dei campioni (media, varianza, ecc.) variano da campione a campione, mentre quelle della popolazione sono uniche. Tuttavia, mediante tecniche di inferenza statistica, le proprietà della popolazione possono essere stimate a partire da quelle del campione disponibile. In pratica s'identifica una funzione di probabilità, riferita all'intera popolazione, che consente di specificare, fra l'altro, la probabilità che un generico valore X venga (o non venga) superato.

Tramite l'estrazione di dati dagli annali idrologici è possibile ricavare quelli relativi alle precipitazioni di massima intensità nel periodo di osservazione grazie al calcolo probabilistico.

Difatti grazie all'ausilio dei dati forniti nella *tabella III* degli annali idrologici (sezione B parte prima) è possibile determinare un'elaborazione sui dati pluviometrici di zona relativi ai massimi di intensità annuali. I metodi utilizzati sono quelli statico-probabilistici come *Gumbel* o *Lognormale*. In seguito, si descrivono le funzioni che rappresentano la popolazione di valori su cui vogliamo fare l'analisi statistica.

### 6.8.2 Elementi di teoria delle probabilità

Si definisce valore atteso, nella teoria della probabilità (chiamato speranza matematica) di una variabile casuale, quel un numero che formalizza l'idea euristica di valore medio di un fenomeno aleatorio.

In generale il valore atteso di una variabile casuale discreta (cioè che assuma solo un numero finito o un'infinità numerabile di valori) è dato dalla somma dei possibili valori di tale variabile, ciascuno moltiplicato per la probabilità di essere assunto (ossia di verificarsi), cioè è la media ponderata dei possibili risultati come espresso dalla (6.7)

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx$$

(6.7)

- Viene definita la funzione densità di probabilità  $f(x)$ :

Indicando con X una variabile casuale è possibile individuare una funzione  $P(x)$  che, per ciascun valore reale x che la X può assumere, misuri la probabilità P che si verifichino valori di X minori o al più uguali a x.

- La probabilità di non superamento o probabilità è indicata in forma duale con le (6.8) e la (6.9):

$$P(x) = P(X \leq x)$$

(6.8)

$$P(x^*) = \int_{-\infty}^{x^*} f(x) dx$$

(6.9)

Nella considerazione dell'espressione precedente la probabilità di non superamento è rappresentata dall'area sottesa alla curva Gaussiana fino al limite  $x_i$  rappresentante la popolazione come indicato nella Figura 57.

- La probabilità di superamento è indicata con la (6.10):

$$P(x \geq x^*) = \int_{x^*}^{+\infty} f(x) dx$$

(6.10)

Da ciò ne consegue la relazione (6.11) come di seguito:

$$P(x^*) + P(x \geq x^*) = 1$$

(6.11)

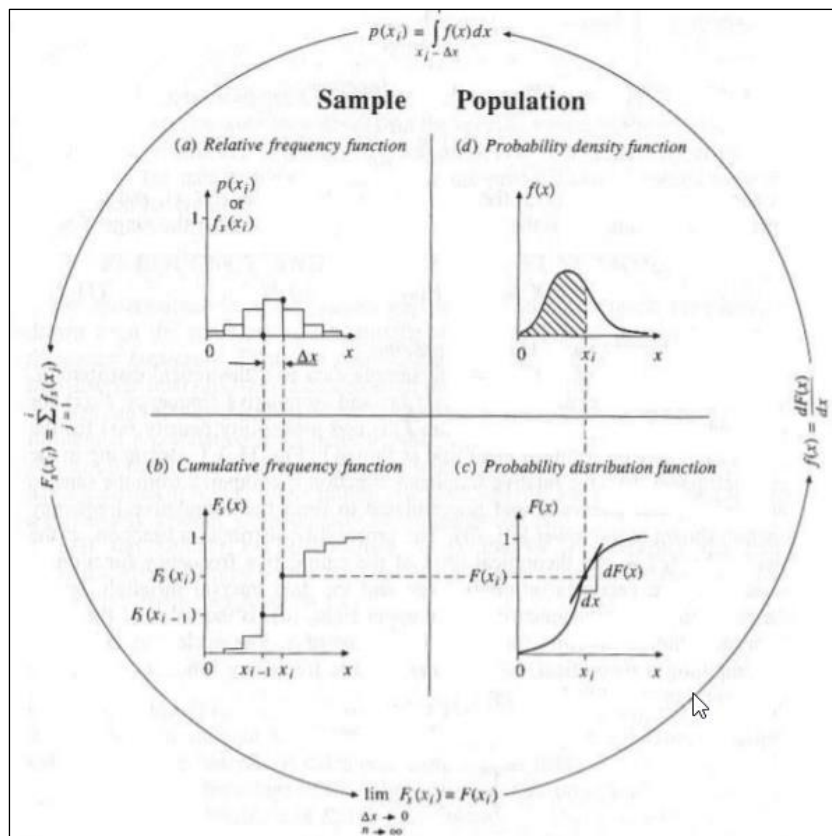


Figura 56 Campione, popolazione e funzioni di probabilità correlate. Fonte: Chow, "Applied Hydrology", 1988.

Le funzioni di frequenza relativa (*Relative Frequency Function* della Figura 57(a)) e di frequenza cumulata (*cumulative frequency function* Figura 57 (b)) sono definite per il campione. La funzione di

densità di probabilità  $f(x)$  (*Probability Density Function* Figura 57 (d)) e di probabilità  $F(x)$  (*Probability Distribution Function* Figura 57 (c)) rappresentano le equivalenti funzioni per la popolazione. Nella funzione distribuzione di probabilità di una variabile aleatoria continua,  $X$  può essere rappresentata con il grafico della densità di probabilità  $f(x)$ , mentre nella funzione di ripartizione (detta anche funzione di distribuzione cumulativa o brevemente funzione di distribuzione) di una variabile casuale  $X$  è definita come  $F(x)$ . In particolare  $F(x)$  è la probabilità che la variabile,  $X$  assume un valore compreso fra 0 e  $x$ , che sia quindi minore di  $x$ . In tal caso  $F(x)$  va a coincidere proprio con la probabilità di non superamento, difatti essa esprime perciò la probabilità che la variabile aleatoria assuma valori uguali o inferiori a  $x$ . Infatti, l'area sottostante alla curva densità di probabilità  $f(x)$ , dall'estremo sinistro della curva (che può essere a  $-\infty$ ) fino al valore  $x$ , è rappresentata direttamente dal valore della funzione di ripartizione  $F(x)$ .

Il legame tra le funzioni discrete (campione) e quelle continue (popolazione) è evidenziato dalle relazioni proposte nel cerchio che incornicia la Figura 57. Ad esempio, la funzione di frequenza cumulata definita per il campione tende a coincidere con la funzione di probabilità all'aumentare del numero dei dati ( $n$ ) e al diminuire dell'ampiezza di classe ( $\Delta X$ ) quindi il raffittimento del numero di campioni.

La funzione  $P(x)$  è detta funzione di *probabilità cumulata* (CDF) e in generale è funzione, oltre che del valore della variabile casuale in esame, di altri parametri  $\beta_i$  da stimare. Essa è rappresentata nel quadrante C della Figura 57, dove si nota che un cambio di pendenza della funzione densità di probabilità corrisponde a un flesso nella funzione distribuzione funzione cumulata come nella (6.12):

$$P(x) = f(x, \beta_i)$$

(6.12)

La funzione  $P(x)$  anche detta *probabilità cumulata* è una funzione monotona crescente di  $x$  che varia tra 0 e 1 ed è continua per tutti i valori compresi nell'intervallo si deduce la relazione di Figura 58:

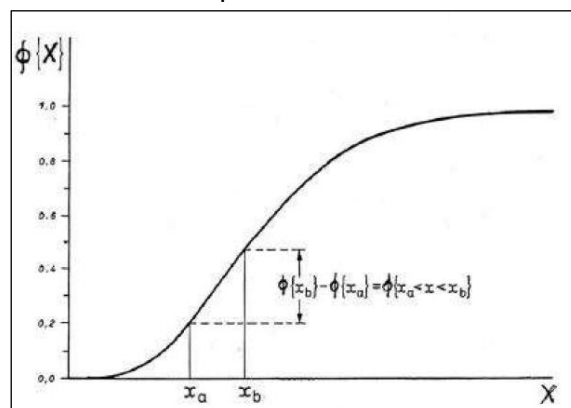


Figura 57 Curva di ripartizione o probabilità cumulata con definizione di  $P(x)$   $x_a < x < x_b$ . Fonte: AA. VV., "Analisi statistica degli eventi idrologici estremi", [PDF], Università degli studi di Padova.

Si definisce quindi popolazione: l'insieme di tutti i valori che la variabile casuale  $X$  può assumere in determinate condizioni ambientali, ovvero in condizioni che sono rimaste immutate rispetto al passato e che resteranno tali anche in futuro, almeno per i tempi che interessano la sede applicativa. Si definisce campione di dimensione  $N$ , la serie statistica costituita da  $N$  valori  $x_1, x_2, \dots, x_n$  assunti dalla  $X$  in una determinata stazione di misura o estratti in maniera casuale dalla popolazione. La popolazione può essere rappresentata in due modi con la funzione *densità di probabilità* (Figura 57 (d)) oppure con la funzione frequenza come nel quadrante di Figura 57 (a).

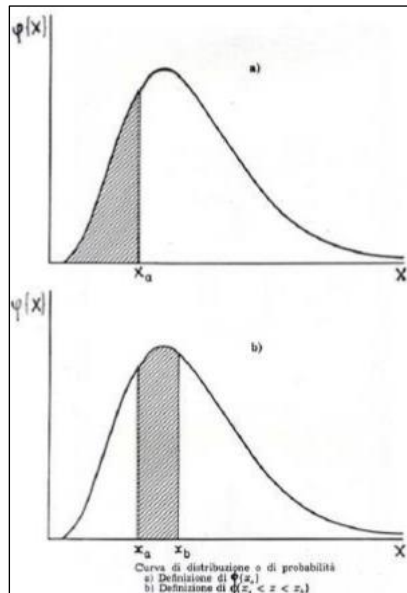


Figura 58 Curva di distribuzione di probabilità per un evento casuale (durata piogge, altezza di pioggia, ecc.). Si evidenziano rispettivamente: a) la probabilità che il valore cercato sia minore di un certo limite fissato, b) che la probabilità che stiamo cercando sia compresa tra 2 valori. Fonte AA. VV., "Analisi statistica degli eventi idrologici estremi", [PDF], Università degli studi di Padova.

Per descrivere al meglio i momenti di una funzione *densità di probabilità* abbiamo bisogno di alcuni parametri:

- Il *valore atteso o moda*: nel caso di una distribuzione di una variabile casuale  $X$ ,  $\bar{x}$  è il valore a cui corrisponde il massimo della funzione  $P(x)$ , in sostanza è il valore più probabile. È possibile avere inoltre una funzione con più mode e si definisce *multimode* nella (6.13):

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx$$

(6.13)

- La *varianza*: è un indicatore che ci rappresenta l'affidabilità del valore medio della nostra distribuzione. Dato il valore medio di una popolazione, la varianza è la media aritmetica dei quadrati delle differenze tra ogni valore  $x_i$  della distribuzione e il valore medio preso come riferimento. La somma degli scarti sta quindi a determinare la varianza, in sostanza si vanno a sommare gli scarti tra i quadrati delle differenze tra i valori  $x_i$  della distribuzione  $X$  e il valore medio. Più questi scarti saranno piccoli più la dispersione attorno al valore  $x_i$  si avvicinerà a sua volta al valore medio e di conseguenza la distribuzione sarà maggiormente affidabile altrimenti no. La varianza si può sintetizzare con il valor medio del quadrato degli scarti, cioè la somma dei quadrati degli scarti per le relative probabilità. Più grande è la varianza più c'è dispersione dei

dati attorno al valore medio, più piccola è e maggiore è la concentrazione di dati attorno al valore medio come nella (6.14):

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^2 f(x) dx$$

(6.14)

- Lo *scarto quadratico medio*: dal momento che si tratta di una quantità di secondo grado (essendovi i quadrati degli scarti) al suo posto si considera spesso la sua radice quadrata (in modo da avere valori dello stesso ordine dei dati) che viene indicata come scarto quadratico medio ed è definita come una misura di dispersione omogenea e sul piano cartesiano sta a rappresentare la distanza che vi è tra il centro della gaussiana e il flesso della campana. Le considerazioni dello scarto quadratico medio sono le stesse della varianza; infatti, più grande è lo scarto più c'è dispersione attorno al valore più probabile, al contempo più piccolo è e maggiore è la concentrazione di dati attorno al valor medio (Figura 60). Dalla varianza come nella (6.15):

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_x^2}$$

(6.15)

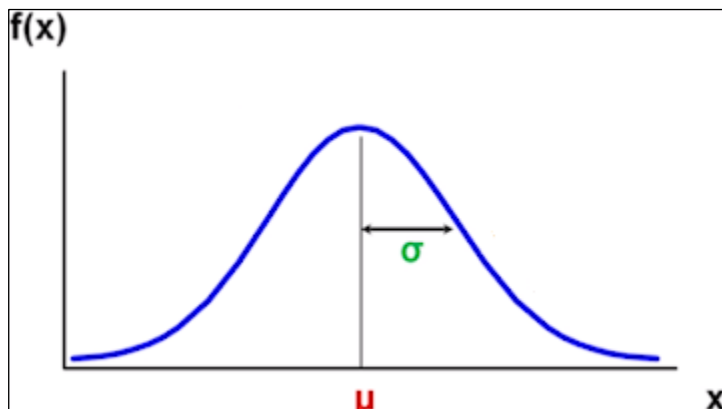


Figura 59 Rappresentazione grafica e quindi concettuale della mediana e dello scarto quadratico medio. Fonte: <https://unovirgolasei.eu/sigma-s-deviazione-standard-sqm-scarto-quadratico-medio>.

- La *mediana*: si definisce mediana (o valore mediano) quel valore/modalità (o l'insieme di valori/modalità) assunto dalle unità statistiche che si trovano nel mezzo della distribuzione. La mediana è un indice di posizione e rientra nell'insieme delle statistiche. La mediana è un indice sintetico di posizione che restituisce il valore mediano di una distribuzione. Poiché il valore mediano è l'unità che occupa la posizione centrale nella distribuzione ordinata dei valori, se la distribuzione è composta da un numero dispari di valori, la mediana è una e una sola. Viceversa, se è composta da un numero pari di valori esistono due valori mediani (inferiore e superiore). Nell'intenzione di cercare un unico valore anche la distribuzione di valori è pari e la mediana sarà data dalla media aritmetica superiore e inferiore.

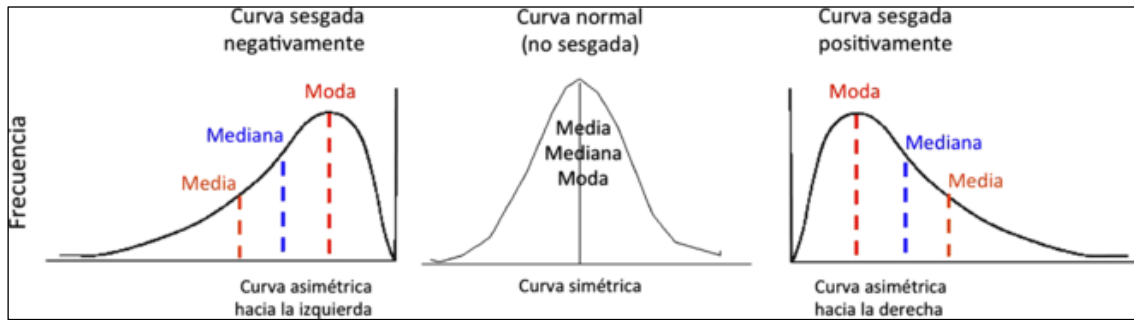


Figura 60 Tre casi in cui la media, la mediana e la moda possono presentarsi in una generica distribuzione di probabilità. Fonte: <https://link.springer.com/article/10.1007/s40277-016-0055-9/figures/1>.

Mentre per definire i momenti di un campione della popolazione abbiamo bisogno di due soli parametri:

- La *media*: è il numero che si ottiene addizionando i campioni ottenuti e andando a dividere la somma per il numero dei dati raccolti. A volte la media coincide con la mediana e anche con il valore atteso (casi particolari) mentre altrettante volte il valore medio non sempre coincide con la metà della campana (mediana). Alla luce di ciò non è rappresentativo della popolazione in quanto è solo un valore aritmetico come riportato dalla (6.16):

$$\mu_x = \bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$$

(6.16)

- La *varianza campionaria*: la varianza campionaria è un indicatore di variabilità statistica calcolabile in un campione anziché in una popolazione. Si nota che nella varianza campionaria il divisore è ridotto di un'unità ( $N-1$ ). Pertanto, si tratta di una formula diversa dalla varianza calcolata sull'intera popolazione. Difatti in un esempio pratico essendo la varianza campionaria effettuata su un numero limitato di campioni, essa pertanto non risulterà rappresentativa della popolazione. Per attenuare questa distorsione al denominatore si utilizza  $N-1$  anziché  $N$  (della varianza). Il divisore è inferiore. Grazie a questa correzione la varianza calcolata sul campione e sulla popolazione si riallineano tra loro. In questo modo il campione può rappresentare l'intera popolazione come indicato nella (6.17):

$$\sigma_x^2 = S_x^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu_x)^2$$

(6.17)

In tutte le possibili configurazioni tra le "tre M": media, mediana e moda possiamo individuare 3 tipi distribuzioni della curva di probabilità come indicato in Figura 61.



In un parallelismo tra campione e popolazione è possibile quindi sottolineare quanto presente in Figura 62:

popolazione		campione
$\mu = \int_{-\infty}^{+\infty} xf(x)dx$	tendenza centrale (media)	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 f(x)dx$	variabilità (varianza)	$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$
$\gamma = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^3 f(x)dx}{\sigma^3}$	simmetria (coefficiente di asimmetria)	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$

Figura 61 Parallelismo tra campione appartenente alla popolazione e la popolazione stessa. Fonte: AA. VV., "Analisi statistica degli eventi idrologici estremi", [PDF], Università degli studi di Padova.

### 6.8.3 Il tempo di ritorno

Si definisce periodo di ritorno  $T_R$ , associato a un dato valore  $x$  di una variabile  $X$ , il numero medio di anni che bisogna attendere perché  $X$  (valore massimo nel periodo) sia eguagliato o superato per la prima volta; quindi, affinché si verifichi nuovamente tale evento. Poiché il termine evento può generare equivoci nell'analisi idrologica è necessaria l'identificazione del cosiddetto valore di progetto (pioggia di progetto, portata di progetto) in base al quale dimensionare l'opera. L'evento si verifica quando il valore di progetto si dimostra inadeguato. In particolare, nel caso di problemi connessi alla gestione delle risorse idriche, l'evento è costituito dal fatto che la variabile casuale  $X$  assume valori inferiori al valore di progetto  $x$ , ossia che la disponibilità idrica risulti inferiore a quella prevista come nella (6.18):

$$\text{Evento: } X < x$$

(6.18)

Nel caso di problemi di difesa dalle piene, l'evento è invece rappresentato dal superamento del valore di progetto  $x$ , con il verificarsi, quindi, di piogge o portate maggiori di quelle previste come nella (6.19):

$$\text{Evento: } X > x$$

(6.19)

La scelta del periodo di ritorno di progetto avviene in base a considerazioni di carattere tecnico-economico, tenendo presenti le caratteristiche dell'opera in base a un confronto, generalmente effettuato a livello qualitativo, tra costi e benefici connessi.

Infatti, fissando il periodo di ritorno si accetta il rischio che mediamente ogni volta ogni  $T_R$  anni possano verificarsi eventi più gravosi di quelli presi in considerazione. Si accetta cioè il rischio che al verificarsi di detti eventi l'opera possa risultare insufficiente.

Si sottolinea come si è in grado di definire un numero infinito di campioni con pochi parametri.

L'approccio statistico consente di associare a ciascun valore del periodo di ritorno  $T$  un valore  $x$  di  $X$ . È necessario però conoscere il legame tra periodo di ritorno e probabilità cumulata. Possiamo immaginare che ogni anno sia una prova indipendente e ipotizzare che la probabilità  $P$  che si verifichi l'evento sia ogni anno la stessa. Nei due casi considerati si ha rispettivamente come in Tabella 5:

Evento	P Evento
$X < x$	$P = P[X < x] = Fx(X)$
$X > x$	$P = P[X > x] = 1Fx(X)$

Tabella 5 Evento e probabilità evento.

Il modello probabilistico che descrive la probabilità di avere per la prima volta l'evento considerato all' $n$ -esima prova è la distribuzione geometrica come indicato nella (6.20):

$$P_N(n) = (1 - P)^{n-1}P \quad (6.20)$$

Con  $N$  che rappresenta la variabile causale equivalente al numero di prove in numero di anni.

Il tempo di ritorno di un evento di assegnata intensità è quindi interpretabile come:

- il numero di anni che in media separa il verificarsi di due eventi di intensità eguale o superiore a quella assegnata;
- il numero di anni in cui l'evento di intensità assegnata viene eguagliato o superato in media una volta.

La *probabilità di superamento* è espressa evidentemente da  $1/T_R$ . La *probabilità di non superamento*  $P$  è legata al tempo di ritorno  $T_R$  dalle seguenti relazioni (6.21) e (6.22):

$$P = 1 - \frac{1}{T_R} \quad (6.21)$$

Vale a dire:

$$T_R = 1 - \frac{1}{P} \quad (6.22)$$

È possibile comporre la Tabella 6 al fine di stabilire la relazione rispettivamente tra: Tempo di ritorno  $T_R$ , *probabilità di superamento* e probabilità espressa in %.

$T_R$ (anni)	$1/T_R$ (anni)	P (%)
10	0.1000	0.9000
50	0.0200	0.9800
100	0.0100	0.9900
1000	0.0010	0.9990
10000	0.0001	0.9999

Tabella 6 Probabilità in % riferite ai vari  $T_R$ , viene specificato inoltre la probabilità di superamento.

Il quantile relativo alla probabilità  $P$  è il valore caratterizzato da una probabilità di *non superamento* pari a  $p$ . Nota che  $p$  può essere collegata al tempo di ritorno  $T_R$  da  $P = 1 - (1/T_R)$ , tale legame è quanto più evidente nella Figura 63 nella funzione cumulata  $F(x)$  in relazione al quantile

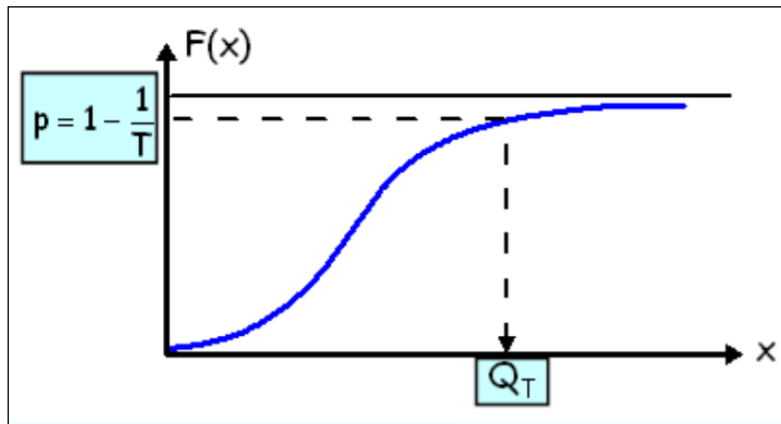


Figura 62 Diretta correlazione tra la probabilità tempo di ritorno e quantile corrispondente in un grafico di ripartizione. Fonte: AA. VV., "Analisi statistica delle variabili idrologiche", [PDF], Università degli studi di Napoli.

corrispondente.

Volendo dare qualche indicazione aggiuntiva riguardo alle opere si mostra la Tabella 7:

Tipo di opera	Tempo di ritorno $T_R$
Ponti e difese spondali	100-150
Difese dei torrenti	30-50
Dighe	500-1000
Bonifiche	15-25
Fognature urbane	5-10
Tombini e ponticelli di corsi d'acqua	30-50
Sottopassi stradali	50-100
Cunette e fossi di guardia	10-20

Tabella 7 Tempi di ritorno associati al tipo di opera.

#### 6.8.4 Determinazioni delle probabilità di superamento per le opere idrauliche

Per alcune opere idrauliche come quelle menzionate in seguito è possibile determinare la probabilità di superamento o di non superamento in ciascun anno o in  $N$  anni come da Tabella 8.

- Scaricatori di piena delle opere di sbarramento (anche 10.000 anni).
- Reti di drenaggio urbano bianche o miste (5-10 anni).

Probabilità di superamento in ciascun anno	$P_r = 1/T_R$
Probabilità di non superamento in ciascun anno	$P_{nr} = 1 - (1/T_R)$
Probabilità di non superamento in $N$ anni	$P_{nr}^N = \left(1 - (1/T_R)\right)^N$

Probabilità di superamento in N anni	$P_r^N = 1 - \left(1 - \left(1/T_R\right)\right)^N$
--------------------------------------	---

Tabella 8 Relazioni per determinare la probabilità di superamento e non in ciascun anno e in n anni.

Si consideri un'opera o un intervento dimensionato con riferimento all'evento  $x(T_R)$  di  $T_R$  anni di tempo di ritorno: il rischio  $R_N[x(T_R)]$ , ovvero la probabilità che, durante  $N$  anni di funzionamento, l'opera risulti insufficiente una o più volte è esprimibile come nella (6.23):

$$R_N[x(T_R)] = 1 - \left[1 - 1/T_R\right]^N \quad (6.23)$$

Nel caso in cui  $N = T_R$ ,  $R_N[x(T_R)]$  tende rapidamente al valore asintotico 0.63 al crescere di  $T_R$ . Questo indica che la probabilità che un'opera diventi insufficiente in un arco di tempo di durata pari al tempo di ritorno di progetto è pari, per valori non troppo piccoli di quest'ultimo, al 63% circa come indicato dalla Tabella 9.

N = 50 Anni	
$T_R$ (anni)	Probabilità di superamento in N anni
5	~1
20	0.923
50	0.636
100	0.395
1000	0.049
10000	0.005

Tabella 9 Calcolo della probabilità di superamento per N=50 anni.

Analogamente come espresso nella (6.24):

$$T_R = \frac{N}{\ln(1 - P_S)} = \frac{N}{\ln(1 - 1/T_R)} \quad (6.24)$$

Intorno al tempo di ritorno da adottare in problemi applicativi, si possono assumere comunque gli orientamenti riportati in Tabella 9.

## 6.9 Metodi grafici: le carte probabilistiche

Una valutazione della bontà dell'adattamento della distribuzione al campione disponibile può essere conseguita tramite un esame grafico basato sui diagrammi probabilistici tracciati su carte speciali (cartogrammi probabilistici). Tali carte sono costruite in modo che le curve di probabilità di un certo tipo vi vengano rappresentate come rette.

Le carte probabilistiche sono specifiche per ogni tipo di funzione di probabilità (*log-normale*, *Gumbel*, ecc.) e vengono costruite in modo tale che le curve di probabilità della funzione corrispondente vi vengano rappresentate da rette.

Le carte probabilistiche possono essere utilizzate per verificare l'ammissibilità della funzione di probabilità prescelta per descrivere il campione, ancor prima di stimare i parametri: se il tipo di

funzione di distribuzione prescelto è adatto a interpretare le osservazioni, i punti devono addensarsi intorno a una retta come indicato da Figura 64.

Su queste carte, normalmente in ascissa viene riportata la variabile  $x$ , mentre in ordinata viene riportata la probabilità  $P(X \geq x)$  o  $P(X \leq x)$ , il tempo di ritorno o la variabile ridotta della distribuzione.

In tali diagrammi, su di un asse (di solito quello delle ascisse) vengono riportati, in scala lineare o logaritmica, i valori della variabile e sull'altro le probabilità o le frequenze cumulate di non superamento (o il tempo di ritorno), adottandolo una particolare graduazione che dipende dal tipo di distribuzione.

Ciascuna distribuzione di probabilità (*Gumbel*, *Log Pearson*, *Lognormale*, ecc.) ha la propria carta probabilistica come in Figura 65.

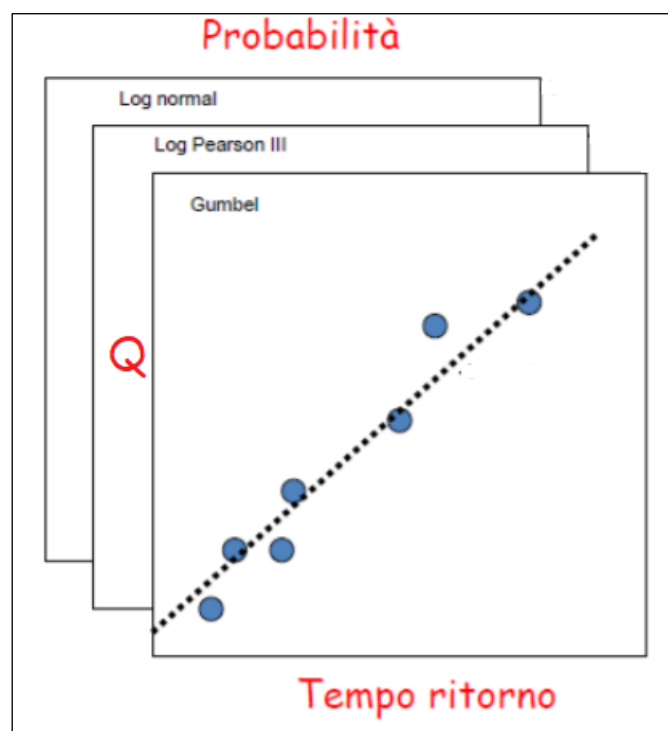


Figura 63 Tipi di carte probabilistiche. Fonte: AA. VV., "Analisi statistica delle variabili idrologiche", [PDF], Università degli studi di Napoli.

I dati vengono riportati in ciascuna carta dove vengono anche interpolati linearmente, in ascissa viene riportato il tempo di ritorno mentre in ordinata in quantitativo di pioggia. Viene selezionata la distribuzione a cui corrisponde la carta probabilistica dove i punti si dispongono con minimo scarto intorno alla retta regolarizzatrice.

Nella carta probabilistica di *Gumbel* (Figura 65) sono riportate in ascissa sia la frequenza (in basso) che il relativo tempo di ritorno (in alto). È inoltre riportato il valore della variabile ridotta ( $y$  nel diagramma) corrispondente a ciascuna frequenza (ascissa più in basso). I valori del campione vengono posizionati riportando in ascissa la *plotting position*. La scala delle ordinate è lineare e su di essa si riportano valori congruenti con quelli del fenomeno osservato, nel nostro caso i valori di pioggia massima assegnata durata registrati in ciascun anno.

Se il tipo di distribuzione corrispondente alla carta probabilistica, allora esso è adatto a interpretare le osservazioni e queste devono addensarsi più o meno intorno a una retta. Questa rappresentazione grafica è quindi utile per verificare l'esattezza dell'assunzione fatta circa la distribuzione di probabilità prescelta. La "bontà dei risultati" può ovviamente essere valutata ricorrendo a opportuni test statistici (tra quelli più utilizzati si ricordano il test di *Komogorov-Smirnov* e quello del chi quadro  $\chi^2$ ). Una volta selezionato il tipo di distribuzione di probabilità, la rappresentazione del campione sul cartogramma probabilistico prescelto si presta anche per la determinazione dei parametri della distribuzione. È questa la base del metodo dei minimi quadrati

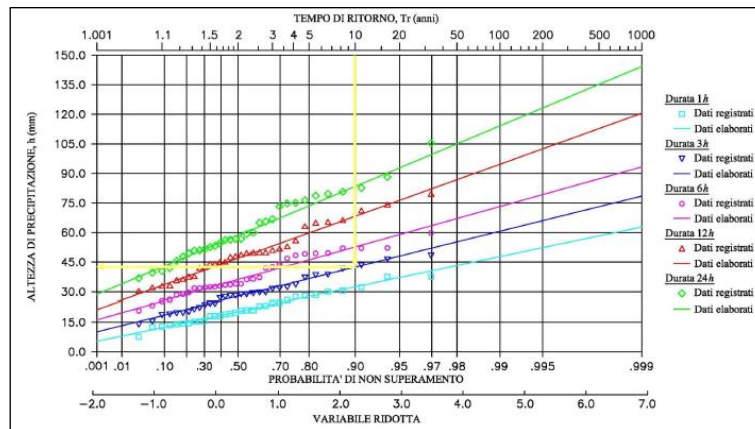


Figura 65 Carta probabilistica di Gumbel. Nell'esempio riportato è possibile ricavare facilmente per un  $Tr$  di 10 anni, durata di 3 h e l'altezza di pioggia ( $h=43\text{mm}$ ). Fonte: Corvaro Sara, "Appunti del corso Ingegneria idraulica", Università Politecnica delle Marche, Ancona, 2015-2016.

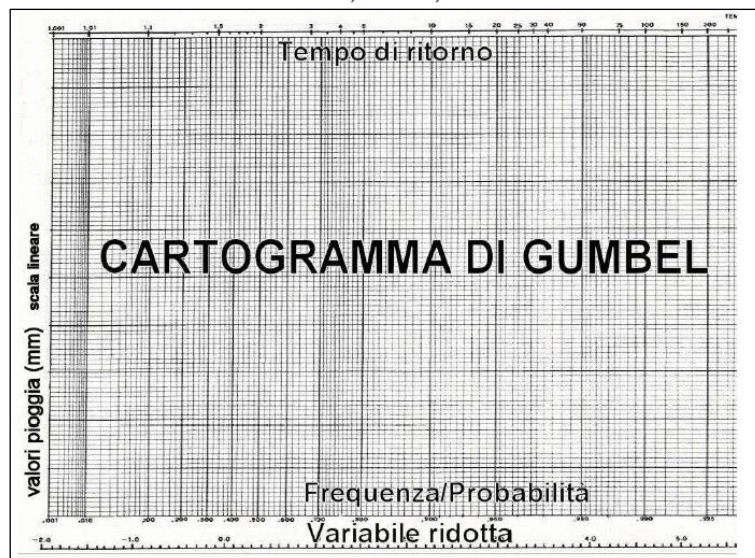


Figura 64 Cartogramma di Gumbel: in ordinata il valore di pioggia su scala lineare, in ascissa le due scale di variabile ridotta e frequenza/probabilità. Fonte: AA. VV., "Analisi statistica degli eventi idrologici estremi", [PDF], Università degli studi di Padova.

che prevede la stima dei parametri della distribuzione mediante interpolazione (con una retta) dei punti sperimentali collocati sul cartogramma. Generalmente la qualità dei risultati che si ottiene tramite tale procedura è inferiore rispetto a quella conseguibile tramite il metodo dei momenti.

## 6.10 Distribuzione degli estremi di Gumbel

La forma della distribuzione di *Gumbel* segue la legge del doppio esponenziale data da due parametri principali  $\alpha$  e  $\mu$ . La legge di *Gumbel* lega questi due parametri al valore atteso  $\mu_x$  e alla varianza  $\sigma_x^2$  come nella (6.25):

$$P = e^{-e^{-\alpha(X-x)}} \quad (6.25)$$

Dove (6.26):

$$\alpha = \frac{\sigma_Y}{\sigma_X}; u = \mu_x - \frac{1}{\alpha} \mu_y = \mu_x - \frac{\mu_y}{\sigma_y} \sigma_x \quad (6.26)$$

Si introduce la variabile ridotta  $Y$  come nella (6.27):

$$Y = \alpha(X - u) \quad (6.27)$$

La variabile ridotta sta a sottolineare la grandezza del nostro campione. Si ricava quindi la legge di *Gumbel* nella forma classica sintetizzata come nella (6.28):

$$P = e^{-e^{-Y}} \quad (6.28)$$

Dove la variabile ridotta è legata al  $T_R$  (tempo di ritorno) come nella (6.29):

$$Y(T_r) = -\ln(-\ln(P)) = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_r}\right)\right) \quad (6.29)$$

Si sottolinea che il tempo di ritorno è l'inverso della probabilità di superamento  $P$  come già espresso nella (6.21), grazie a questa relazione si va ad inserire nella  $Y(T_r)$  ricavando direttamente la formulare necessaria a determinare l'altezza di precipitazione legata a quel tempo di ritorno. Si osserva che per  $T_R$  molto maggiori, le probabilità di superamento o accadimento sono molto piccole, viceversa per  $T_R$  molto minori, le probabilità di accadimento risultano molto grandi essendo inversamente proporzionali come espresso nella seguente (6.30):

$$T_R = \frac{1}{1 - P} \quad (6.30)$$

Per le reti urbane  $T_R$  è di circa 10-15 anni.

## 6.11 Metodo dei minimi quadrati

Per conoscere l'altezza della precipitazione correlata al tempo di ritorno ( $T_R$ ) è utilizzata la seguente formula (6.31):

$$X(T_r) = \bar{X} + FS_X \tag{6.31}$$

Dove  $F$  sarà il nostro fattore di frequenza come nella (6.32):

$$F = \frac{Y(T_r) - \bar{Y}}{S_Y} \tag{6.32}$$

Essendo  $N$  come il numero di osservazioni. Quindi la media e la varianza campionaria saranno espressi come nelle (6.33), (6.34), (6.35) e (6.36):

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \tag{6.33}$$

$$\bar{Y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i \tag{6.34}$$

$$S_X = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2} \tag{6.35}$$

$$S_Y = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y})^2} \tag{6.36}$$

Per un numero finito di campioni è possibile applicare direttamente la media ridotta  $\bar{Y}_l$  e la deviazione standard ridotta  $S_Y$ . Come riportato in Tabella 10 a seguito:



media ridotta $\bar{Y}$										
N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5154	0.5177	0.5198	0.5217
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5282	0.5296	0.5309	0.5321	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5403	0.5411	0.5417	0.5424	0.5430
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5472	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5532	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
deviazione standard ridotta $S_y$										
N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1.0010	1.0148	1.0270	1.0378	1.0476	1.0564	1.0644	1.0717	1.0785	1.0847
20	1.0904	1.0958	1.1008	1.1055	1.1098	1.1140	1.1178	1.1215	1.1250	1.1283
30	1.1314	1.1344	1.1372	1.1399	1.1425	1.1449	1.1473	1.1496	1.1518	1.1538
40	1.1559	1.1578	1.1597	1.1614	1.1632	1.1649	1.1665	1.1680	1.1696	1.1710
50	1.1724	1.1738	1.1752	1.1765	1.1777	1.1789	1.1801	1.1813	1.1824	1.1835
60	1.1846	1.1856	1.1866	1.1876	1.1886	1.1895	1.1904	1.1913	1.1922	1.1931

Tabella 2 Media e deviazione standard della variabile ridotta, per esempio  $n=25$  saranno rispettivamente 0.5309 e 1.1140. Fonte: Corvaro Sara, "Appunti del corso Ingegneria idraulica", Università Politecnica delle Marche, Ancona, 2015-2016.

Successivamente si traccia la retta di tendenza sulla carta probabilistica di *Gumbel* dove nel generico valore  $X(T_R)$  la moda sarà di quanto la suddetta retta si innalza rispetto al valore 0 e l'alpha sarà il suo coefficiente angolare come in Figura 67.

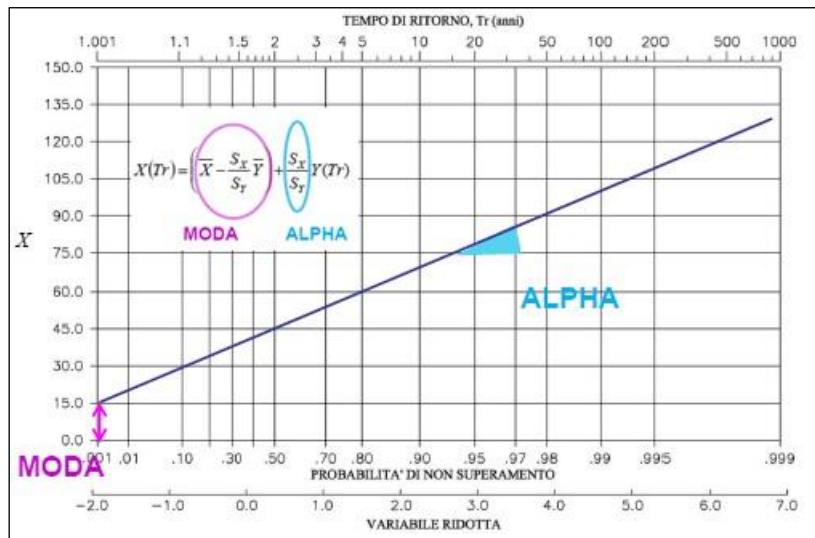


Figura 66 Esempio di una retta di tendenza su cartogramma di Gumbel dove è specificato moda e Alpa fonte: Corvaro Sara, "Appunti del corso Ingegneria idraulica", Università Politecnica delle Marche, Ancona, 2015-2016.

## 7 L'ELABORAZIONE DEI DATI DI PIOGGIA

### 7.1 Elaborazione dei dati pluviometrici

Normalmente per una stazione si dispone di un campione di valori estremi di precipitazione costituito dai massimi registrati in ciascun anno per le varie durate. Le durate standard sono 1, 3, 6, 12, 24 ore, di recente spesso accompagnate dagli scrosci di 15, 30 e 45 minuti.

Ciascuna serie (durata) viene regolarizzata in modo indipendente. Da tale operazione si ricavano i valori di pioggia di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore per qualsiasi tempo di ritorno. Normalmente si adottano tempi di ritorno standard di 2, 5, 10, 20, 50, 100 e 200 anni.

Operando secondo le modalità già illustrate si ricavano le piogge per ciascuna durata e tempo di ritorno. Nella pratica progettuale è tuttavia quasi sempre necessario conoscere, scelto il tempo di ritorno, il valore della precipitazione relativa a una durata diversa dalle cinque calcolate, specificatamente una durata caratteristica del sistema idrologico/idraulico oggetto di studio.

L'elaborazione dei dati pluviometrici si svolge ricercando una relazione tra l'altezza delle precipitazioni  $h$  e le loro durate  $t$ , la linea segnalatrice di probabilità pluviometrica (LSPP) fornisce questa relazione. Andando a unire infatti tutti i valori dell'altezza di precipitazione nelle diverse ore di un unico tempo di ritorno si ottiene una curva che collega tutti i valori dei tempi di pioggia dello stesso tempo di ritorno  $T_R$ . Quindi vado a ottenere infiniti valori di  $h$  (altezza di precipitazione) con equazione (7.1):

$$h = at^n \tag{7.1}$$

Questa prende il nome di equazione di possibilità climatica o pluviometrica ed esprime la correlazione che si interpone tra  $h$  altezza di pioggia espressa in mm con il tempo di pioggia  $t$  elevato a un numero  $n$  adimensionale che dipende dal luogo di misura, esso è costante per ogni curva di possibilità pluviometrica e si misura in mm/ora. Si sottolinea che  $n$  è un parametro sperimentale  $n < 1$ , risulta decrescente con il tempo, come rappresentato sottostante (Figura 69, Figura 68) e possiede le seguenti proprietà che sono più chiare con l'ultima relazione che definisce l'intensità media di precipitazione, poiché il valore  $h$  in mm è riferito a tutto il tempo di pioggia, di conseguenza parleremo di un valore medio e non istantaneo si misura in mm/ore come espresso dalle (7.2) e (7.3):

$$\bar{I} = \frac{h}{t} = at^{n-1} \tag{7.2}$$

$$0 < n < 1 \tag{7.3}$$

0.2 <  $n$  < 0.5 per il clima italiano

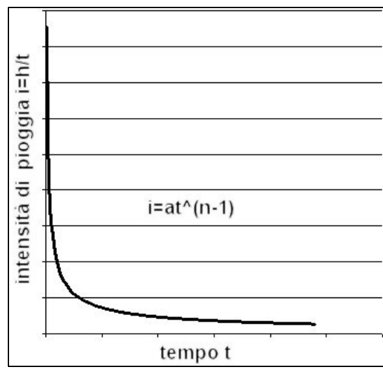


Figura 68 Iperbole che relaziona l'intensità di pioggia mm/ora legata ai vari istanti di tempo  $t$ . Fonte: AA. VV., "Analisi statistica degli eventi idrologici estremi", [PDF], Università degli studi di Padova.

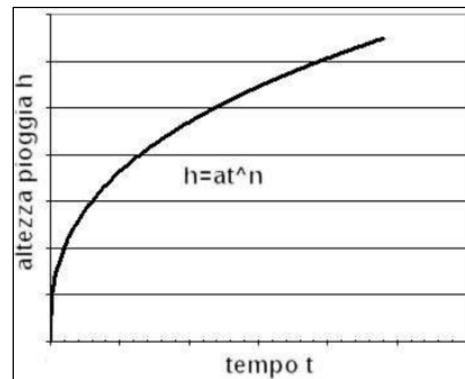


Figura 67 Parabola con relazione che lega l'altezza di pioggia al tempo  $t$ . La legge è di tipo esponenziale. Fonte: AA. VV., "Analisi statistica degli eventi idrologici estremi", [PDF], Università degli studi di Padova.

All'aumentare del tempo di pioggia l'altezza totale del precipitato aumenta mentre l'intensità diminuisce poiché il legame tra essa e il tempo di pioggia è inversamente proporzionale.

Quindi  $a$  ed  $n$  variano con il tempo di ritorno e vengono calcolati interpolando i valori ottenuti dalle funzioni di distribuzione di probabilità. Si ottiene ovviamente una curva per ogni tempo di ritorno. Il metodo più veloce per determinare questi due ultimi parametri consiste nell'interpolarli linearmente in un piano in scala  $b$  *logaritmica* (ovvero in un piano in cui sulle ascisse vi sia  $\log t$  e in ordinata  $\log h$ ). Passando infatti ai logaritmi si ottiene una retta per ogni tempo di ritorno come espresso dalla (7.4):

$$h = at^n \Rightarrow \log h = \log a + n \log t$$

(7.4)

L'interpolazione può essere fatta graficamente, con i risultati approssimati o analiticamente mediante una semplice procedura di regressione lineare tramite i punti dati (che in generale sono 5 relativi alle cinque durate orarie). Oggigiorno le procedure di regressione lineare sono normalmente già implementate nei software di calcolo e persino in calcolatrici tascabili.

Allo stesso modo si ricorda che il metodo dei minimi quadrati consiste nell'individuare il set di parametri che, per la retta in discussione sono la pendenza  $n$  e intercetta  $\log(a)$ , rendono minima la sommatoria dei quadrati degli scarti, ovvero delle distanze tra i 5 valori osservati e i corrispondenti valori sulla retta interpolante.

## 7.2 Determinazione degli estremi di *Gumbel* per la zona di Tolentino

In un'analogia con dei valori casuali la distribuzione delle probabilità può essere usata anche per le precipitazioni. Difatti essendo un fenomeno naturale i valori sono influenzati da una certa aleatorietà. Quindi i dati per elaborare la relazione statistica sono stati presi dal sito della protezione civile della regione Marche e in particolare è stata selezionata l'area d'interesse della zona di Tolentino.

I dati necessari utilizzati per l'elaborazione sono quelli esclusivamente della tabella III della sezione pluviometria, quindi di massima intensità annuale nella durata rispettivamente di 1, 3, 6, 12 e 24h.

I dati di riferimento vanno dall'anno 1990 al 2019 con qualche vuoto temporale, ossia qualche anno in cui non è stato possibile ricavare il dato di riferimento per motivi vari (manutenzione,

malfunzionamento, ecc.). Gli anni in cui non è stato possibile ottenere nessun valore sono il 1997 e il 2009. È stato ottenuto un insieme di 140 valori di precipitazioni in 29 anni di registrazioni e riportati su *Excel* come da Tabella 11.

<b>TOLENTINO</b>	<b>1h</b>	<b>3h</b>	<b>6h</b>	<b>12h</b>	<b>24h</b>
1990	18.4	32.4	37.6	58.8	79.6
1991	23	36.2	69.2	83	87.4
1992	9	15.6	21.2	40.4	57
1993	10.8	17.2	29	42.8	62.2
1994	28.4	34	34	49	62.8
1995	32.8	34.4	36.6	38.8	57
1996	33.4	48.2	50.4	58.8	61
1997	x	x	x	x	x
1998	10.8	21.2	37.4	74.2	96.8
1999	36.4	38.2	50.4	82.8	105.2
2000	24.2	32.8	50.8	60.4	60.4
2001	11.8	20	24.8	36.4	43.2
2002	17.4	23	37.6	53.2	69.8
2003	18	29.2	47.2	60	60
2004	15.8	24	28.6	38.8	34.4
2005	20.2	32.8	45	49	49
2006	21.4	27.8	32.8	38	39
2007	26.2	34	34.4	34.8	36.8
2008	15.2	25.4	38	56.2	71.6
2009	x	x	x	x	x
2010	56.2	60.6	60.6	60.6	67.6
2011	28.4	28.4	43	63.6	90
2012	27.8	30.2	42.2	67.2	101.8
2013	31	33	46.6	81.8	114.8
2014	24.6	27	40.4	60.2	65.8
2015	33.2	67.4	87.6	106.6	107.4
2016	63	71.2	77.4	78.2	78.2
2017	15.6	23.4	34.8	53.4	86.8
2018	45	47	58.4	64	67.4
2019	31.6	39	42.6	47	58.4

Tabella 11 Massimi valori delle precipitazioni per 1, 3, 6, 12, e 24h registrati dalla la stazione metereologica di Tolentino dal 1990 al 2019.

Il passo successivo è stato quello di determinare la media e la deviazione standard nelle varie durate d'interesse e quindi per 1, 3, 6, 12, e 24h come da Tabella 12.

<b>TOLENTINO</b>	<b>1h</b>	<b>3h</b>	<b>6h</b>	<b>12h</b>	<b>24h</b>
<b>Media</b>	26.06	34.06	44.24	58.50	70.41
<b><math>\sigma</math></b>	12.94	13.85	15.24	17.23	21.85

Tabella 12 Determinazione della media e deviazione standard per i dati ricavati dalla stazione metereologica di Tolentino per 1, 3, 6, 12 e 24h.

Successivamente sono state ordinati in ordine decrescente i valori raccolti in precedenza per ogni durata. Sono quindi automaticamente determinate le loro posizioni dato-riga, indicate con  $i$  e con  $N$  numero totale di osservazioni. Si riporta quindi la rielaborazione da cui si è ottenuta la base di calcolo.

<b>PRECIPITAZIONI ORARIE (mm)</b>					
<b>i</b>	<b>INTERVALLO IN ORE</b>				
	<b>1h</b>	<b>3h</b>	<b>6h</b>	<b>12h</b>	<b>24h</b>
1	63	71.2	87.6	106.6	114.8
2	56.2	67.4	77.4	83	107.4
3	45	60.6	69.2	82.8	105.2
4	36.4	48.2	60.6	81.8	101.8
5	33.4	47	58.4	78.2	96.8
6	33.2	39	50.8	74.2	90
7	32.8	38.2	50.4	67.2	87.4
8	31.6	36.2	50.4	64	86.8
9	31	34.4	47.2	63.6	79.6
10	28.4	34	46.6	60.6	78.2
11	28.4	34	45	60.4	71.6
12	27.8	33	43	60.2	69.8
13	26.2	32.8	42.6	60	67.6
14	24.6	32.8	42.2	58.8	67.4
15	24.2	32.4	40.4	58.8	65.8
16	23	30.2	38	56.2	62.8
17	21.4	29.2	37.6	53.4	62.2
18	20.2	28.4	37.6	53.2	61
19	18.4	27.8	37.4	49	60.4
20	18	27	36.6	49	60
21	17.4	25.4	34.8	47	58.4
22	15.8	24	34.4	42.8	57
23	15.6	23.4	34	40.4	57
24	15.2	23	32.8	38.8	49
25	11.8	21.2	29	38.8	43.2
26	10.8	20	28.6	38	39
27	10.8	17.2	24.8	36.4	36.8
28	9	15.6	21.2	34.8	34.4

Tabella 13 Disposizione dei valori dei dati di pioggia raccolti in ordine crescente per 1, 3, 6, 12 e 24h.

Come si può notare all'aumentare della durata del tempo di pioggia aumentano i mm di pioggia caduta per ogni posizione dato-riga. Successivamente è necessario determinare alcune grandezze di calcolo per ogni osservazione appartenente a ogni durata di riferimento. Queste sono: il tempo di ritorno  $T_R$ , la probabilità corrispondente  $P$  e la variabile ridotta  $Y_i$ . I parametri sono stati determinati con le seguenti relazioni:

- Tempo di ritorno (7.5) :

$$T_r = \frac{N + 1}{i} \tag{7.5}$$

- Probabilità annessa al  $T_R$  (7.6):

$$T_r = \frac{1}{1 - P} \Rightarrow P = 1 - \frac{1}{T_r} \tag{7.6}$$

- Variabile ridotta  $Y_i$  associata alla probabilità  $P$  (7.7):

$$Y = -\ln(-\ln(P)) = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_r}\right)\right) \tag{7.7}$$

Si riportano quindi le tre grandezze determinate per ogni posizione dato-riga Tabella 14:

<b>Grandezza calcolata</b>		
$T_r$	$P$	$Y_i$
2.00	0.50	0.37
2.50	0.60	0.67
3.33	0.70	1.03
4.25	0.76	1.32
5.20	0.81	1.54
6.17	0.84	1.73
7.14	0.86	1.89
8.13	0.88	2.03
9.11	0.89	2.15
10.10	0.90	2.26
11.09	0.91	2.36
12.08	0.92	2.45
13.08	0.92	2.53
14.07	0.93	2.61
15.07	0.93	2.68
16.06	0.94	2.74
17.06	0.94	2.81
18.06	0.94	2.87
19.05	0.95	2.92
20.05	0.95	2.97

Grandezza calcolata		
$T_r$	$P$	$Y_i$
21.05	0.95	3.02
22.05	0.95	3.07
23.04	0.96	3.12
24.04	0.96	3.16
25.04	0.96	3.20
26.04	0.96	3.24
27.04	0.96	3.28
28.04	0.96	3.32

Tabella 14 Determinazione del Tempo di ritorno ( $T_R$ ), della probabilità ( $P$ ) e della variabile ridotta  $Y_i$  per tutti i dati raccolti nella loro posizione dato riga in ordine crescente.

Possono quindi essere determinati i risultati dell'elaborazione con i seguenti parametri:

- $\bar{X}; S_X$ : media aritmetica e scarto quadratico medio dei valori osservati nelle ore del periodo di riferimento;
- $\bar{Y}; S_Y$ : media aritmetica e scarto quadratico medio della variabile ridotta  $Y_i$ , questi risulteranno costanti in quanto quest'ultima risulta costante nella posizione dato-riga  $Y_i$ ; infatti, nei vari periodi di riferimento considerati è presente un solo parametro di riferimento per la variabile ridotta;
- *Moda e alpha*: valori dei parametri di *Gumbel* che rappresentano la retta di possibilità pluviometrica nella carta probabilistica di *Gumbel*. La moda è il punto d'inizio di essa rispetto alle ascisse, alpha la sua pendenza ottenuta dai rapporti dei rispettivi scarti  $S_X; S_Y$  come già indicato in Figura 67.

Sono stati considerati i valori estremi per i periodi di ritorno, rispettivamente per 5, 10, 50, 100 anni come nella (7.8):

$$X(T_{r(5,10,50,100)}) = \bar{X} - \frac{S_X}{S_Y} \bar{Y} + \frac{S_X}{S_Y} Y(T_R)$$

(7.8)

Si riporta quindi la tabella con i valori appena determinati come nella Tabella 15:

Risultati Elaborazione					
PARAMETRO	T=1 ORA	T=3 ORE	T=6 ORE	T=12 ORE	T=24 ORE
MEDIA $X_i$	26.06	34.06	44.24	58.50	70.41
DEV $X_i$	12.94	13.85	15.24	17.23	21.85
MEDIA E SCARTO VARIABILE RIDOTTA					
	T=1 ORA	T=3 ORE	T=6 ORE	T=12 ORE	T=24 ORE
MEDIA $Y_i$	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
DEV $Y_i$	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82

VALORE DEI PARAMETRI DI GUMBEL					
	T=1 ORA	T=3 ORE	T=6 ORE	T=12 ORE	T=24 ORE
<b>MODA</b>	24.50	41.06	61.44	89.84	104.85
<b>ALPHA</b>	15.87	16.98	18.69	21.14	26.81
VALORI ESTREMI PER I PERIODI DI RITORNO CONSIDERATI (mm)					
T <sub>r</sub> (anni)	T=1 ORA	T=3 ORE	T=6 ORE	T=12 ORE	T=24 ORE
<b>5</b>	48.30	66.53	89.46	121.55	145.05
<b>10</b>	60.21	79.28	103.49	137.41	165.17
<b>50</b>	86.42	107.32	134.35	172.32	209.44
<b>100</b>	97.50	119.18	147.40	187.08	228.16

Tabella 15 Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti dall'elaborazione statistica dell'area di Tolentino. In ordine dall'alto al basso vengono specificati i valori per 1, 3, 6, 12 e 24h per la media e deviazione standard sia dei valori  $X_i$ , che delle variabili ridotte  $Y_i$ , per i due valori moda e alpha e infine per i valori degli estremi dei periodi di ritorno considerati: 5, 10, 50 e 100 anni.

I valori ottenuti fanno riferimento a un'elaborazione statistica degli estremi di *Gumbel*.

Grazie a questi risultati è possibile tracciare le curve di possibilità pluviometrica partendo dai valori ottenuti dall'elaborazione statistica degli estremi. Da *Excel* s'inserisce un nuovo grafico con ascissa  $t$  in ore e nelle ordinate l'altezza di pioggia  $h$  (mm) appena ricavate dall'elaborazione statistica per le diverse durate di precipitazioni (1, 3, 6, 12 e 24 ore) come da Figura 70, quindi dal grafico di *Excel* si sceglie l'opzione curva di tendenza grazie alla quale verranno tracciate delle funzioni di tipo potenziale.

La legge, quindi, sarà come espresso nelle (7.9) e (7.10) del tipo:

$$y = ax^n$$

(7.9)

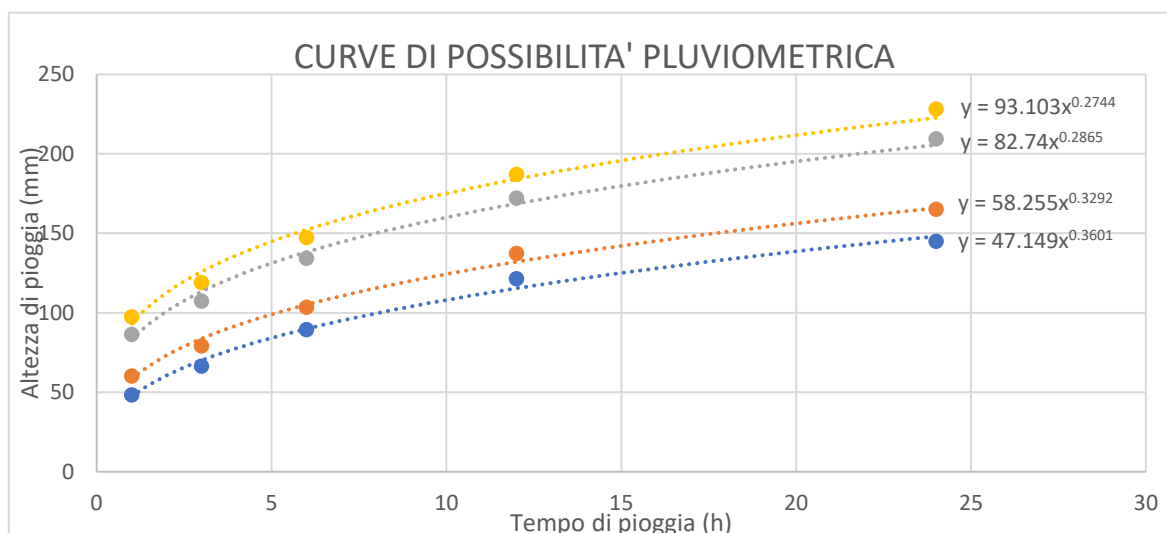


Figura 69 Curve di possibilità pluviometrica per Tolentino: in alto in giallo quella appartenente a un  $T_r$  di 100 anni, in grigio 50 anni, in arancio 10 anni e in ultimo in blu 5 anni. Si nota come al diminuire degli anni, la probabilità di quel valore in mm di pioggia diviene appunto meno probabile.



$$h = at^n$$

(7.10)

Dove  $y$  è  $h$  (altezza in mm di pioggia) e  $x$  è  $t$  (tempo di pioggia in ore).

Per ogni tempo di ritorno presente nell'elaborazione statistica, si ottengono delle curve di tendenza con i rispettivi coefficienti  $a$  e  $n$ , come riportato in seguito nella Tabella 16:

<b>CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA</b>		
<b>Tempo di Ritorno</b>	<b><math>a</math></b>	<b><math>n</math></b>
5	47.149	0.3601
10	58.255	0.3292
50	82.74	0.2865
100	93.103	0.2744

Tabella 16 Determinazione dei coefficienti  $a$  ed  $n$  ottenuti dall'elaborazione statistica per i tempi di ritorno  $T_R$  di 5, 10, 50 e 100 anni.

La determinazione delle curve di possibilità pluviometrica rispettivamente per 5, 10, 50, 100 anni, grazie alle quali è possibile determinare coefficienti  $a$  e  $n$ .

## 8 LA FASE DI PROGETTAZIONE E VERIFICA DELLA RETE DI SCOLO

### 8.1 Progettazione delle fognature pluviali con il metodo della corrivazione

Il metodo della corrivazione tiene conto soltanto del fenomeno del ritardo, inteso come il tempo necessario al trasferimento dei volumi d'acqua che cadono nei vari punti dell'area colante fino alla sezione di chiusura del collettore.

Esso si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta solo al trasferimento di volumi d'acqua all'interno del bacino;
- ogni goccia di pioggia che cade sulla superficie segue un percorso invariabile nel tempo e dipende solo dal punto in cui essa è caduta;
- la velocità con cui la goccia si muove lungo la superficie non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata nella sezione di chiusura in un dato istante è data dalla somma delle portate elementari, provenienti dalle diverse parti del bacino che pervengono alla sezione di chiusura in quell'istante. Le suddette ipotesi equivalgono ad assumere la linearità del modello. Il tempo  $T_C$  impiegato da una goccia a raggiungere la sezione di chiusura, dal punto in cui cade, viene detto tempo di corrivazione.

Si definisce tempo di corrivazione dell'area scolante  $T_C$  il massimo tra i tempi di corrivazione di tutti i punti dell'area colante. Le ipotesi precedenti possono essere così sintetizzate:

- a. il funzionamento dei collettori è autonomo, si trascurano quindi eventuali rigurgiti indotti sui singoli rami da parte dei collettori che seguono a valle;
- b. il deflusso dei singoli rami avviene in condizioni di moto uniforme;
- c. il comportamento della rete nel suo complesso è sincrono, cioè si ipotizza che i diversi collettori raggiungono contemporaneamente il valore massimo di portata. Poiché la portata massima si ottiene normalmente per pioggia di durata pari al tempo di corrivazione si ha che la portata al colmo della piena critica sarà data dalla formula razionale come nella (8.1):

$$Q = \frac{\phi i S}{360}$$

(8.1)

Con:

- $Q$  = portata al colmo di piena ( $m^3/s$ );
- $\phi$  = valore del coefficiente di afflusso medio del bacino;
- $i$  = l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione ( $mm/h$ );
- $S$  = superficie del bacino (ha).

### 8.2 Chiarimenti sulla formula razionale

È intuitivo che la portata che transita in un certo istante attraverso la sezione di chiusura del bacino scolante è pari al prodotto dell'intensità di pioggia netta per l'area della porzione di bacino da dove provengono i contributi di portata che, in quell'istante, hanno raggiunto la sezione di chiusura. Si

tratta cioè dell'area di quella porzione del bacino colante i cui punti sono caratterizzati da tempi di corrivazione  $T_C$  minori di  $t_p$ . Vengono espresse le due (8.2) e (8.3):

$$Q(t) = \varphi i_m A_t \tag{8.2}$$

$$i_m = at_p^{n-1} \tag{8.3}$$

La (8.3) sottolinea che l'intensità (media) tende a diminuire all'aumentare del tempo di pioggia  $t_p$ . Pertanto, nel modello della corrivazione, l'evento critico andrebbe ricercato come quel particolare tempo di pioggia  $t_p$  cui corrisponde il massimo valore del prodotto tra  $i_m$ , assunta come al solito costante nel tempo e nello spazio, e  $A_{t_p}$ . Per semplicità, di solito si considera che sia critico l'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione  $T_C$  dell'area scolante, che è il più piccolo dei tempi per i quali contribuisce alla formazione della portata l'intera area del bacino. Vengono specificati i coefficienti di deflusso più comuni normalmente presenti in aree urbane tipiche dell'area esaminata Figura 71.

Il coefficiente di afflusso ci esprime in percentuale il volume affluito rispetto al volume totale. Esso si indica con la (8.4):

$$\varphi = \frac{\text{Volume affluito}}{\text{Volume totale}}$$

	$\varphi$
parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0.70 ÷ 0.90
zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0.50 ÷ 0.70
Zone urbane destinate al tipo di città giardino	0.25 ÷ 0.50
zone urbane destinate a restare fabbricate e non pavimentate	0.10 ÷ 0.30
prati e parchi	0.00 ÷ 0.25
Oppure:	
costruzioni dense	0.80
costruzioni spaziate	0.60
aree con grandi cortili e grandi giardini	0.50
zone a villini	0.30 ÷ 0.40
giardini, prati e zone non destinate né a costruzioni né a strade	0.20
parchi e boschi	0.05 ÷ 0.10

Figura 70 Valori dei coefficienti di afflusso nelle varie tipologie urbane. Fonte: AA.VV. "Progettazione delle fognature pluviali con il metodo della corrivazione", in Corso Costruzioni

(8.4)

### 8.3 Tempo di corrivazione per una fognatura urbana

Il tempo di corrivazione per una fognatura può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata. In particolare, dopo aver individuato la rete fognaria sottesa dalla sezione di chiusura e aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per individuare il tempo di corrivazione, si deve far riferimento alla somma come indicato nella (8.5):

$$t_C = t_R + t_P = t_R + \frac{\sum L_i}{V_i}$$

(8.5)

Con:

- $t_R$  = tempo di ruscellamento o tempo di versante relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo. Tale tempo dipende dall'estensione dell'area colante, dalla sua pendenza, dalla densità di opere di drenaggio secondarie (caditoie stradali, fognoli, pluviali ecc.). Solitamente si assume un valore compreso tra i 5 ed i 10 minuti; valori più bassi per aree meno estese e di maggiore pendenza e valori più alti nei casi opposti.
- $t_P$  = tempo di percorrenza o tempo di rete. Tale tempo è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria. Si ottiene dalla sommatoria della lunghezza dei singoli tratti sulla velocità di percorrenza dei fluidi al loro interno.

Osservazioni sul tempo di corrivazione  $T_C$ :

- aumenta all'aumentare della superficie di bacino poiché aumentando l'area afferente aumenta anche la percorrenza del tratto;
- all'aumentare della pendenza  $i$  va a diminuire il tempo di corrivazione poiché la velocità del fluido lungo il tratto risulterà inferiore;
- è strettamente legato alla forma e alla morfologia del bacino poiché l'acqua scorre su di esso;
- i tempi di versante possono variare da un minimo di 5 a un massimo di 15 minuti;
- è evidente che nel calcolo del tempo di percorrenza è necessario conoscere già la portata per poter calcolare la velocità della corrente in moto uniforme. Per questo la velocità viene supposta come 1 m/s poi si arriverà a convergenza per successive interazioni.

#### 8.4 Dimensionamento dei canali

Per il dimensionamento degli specchi prescelti, con le diverse pendenze assunte, si effettua tramite la formula di *Chèzy*, passando per il coefficiente di attrito, l'espressione di *Gauckler Strickler* viene riportata in seguito (8.6):

$$Q = A_b K_s R_H^{2/3} i_f^{1/2}$$

(8.6)

Con:

- $A_b$  è la sezione liquida in  $m^2$ ;
- $K_s$  è il coefficiente di resistenza al moto (di Gauckler Strickler)  $[m^{1/3}/s]$ ;
- $R_H$  è il raggio idraulico in m;
- $i_f$  è la pendenza del fondo.

## 8.5 Procedura per il dimensionamento

Assumendo le suddette ipotesi e attraverso la scala di deflusso normalizzata è possibile calcolare la portata al colmo di piena, procedendo lungo la rete fognaria da monte verso valle, seguendo la procedura qui riportata:

1. determinare, preliminarmente, la curva di possibilità pluviometrica corrispondente al tempo di ritorno  $T_R$  (con  $T_R=5$  anni come da DPCM 04/03/1996 art. 8.3.5).
2. per ogni sezione di calcolo determinare l'area totale sottesa  $S$  ed eventuali sotto-aree con i relativi coefficienti di afflusso che daranno origine al coefficiente medio  $\varphi$  calcolato come media pesata delle singole sotto aree in cui è stata suddivisa l'area sottesa come espresso nella (8.7):

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i S_i}{\sum S_i}$$

(8.7)

3. assegnare a ogni singolo tratto il tempo di ruscellamento (o di accesso)  $T_R$  in base alle caratteristiche topografiche e di urbanizzazione dell'area parziale servita;
4. calcolare il tempo di corrivazione  $T_C = T_R + T_P$  della sezione di calcolo in base alla relazione classica. Di norma il tempo di corrivazione della sezione terminale di un tratto in calcolo è assunto pari al massimo tempo di corrivazione dei tratti confluenti a monte più il tempo di percorrenza del tratto stesso. Per i tratti iniziali, invece, in cui non vi sono fogne confluenti, il valore di  $T_C$ , sarà invece assunto pari al tempo d'accesso più il tempo di percorrenza. Può capitare che il tempo di corrivazione dei tratti confluenti sia minore del tempo d'accesso assunto per l'area parziale sottesa, per cui in quest'ultimo caso il tempo di corrivazione sarà dato dal tempo d'accesso dell'area parziale più il tempo di percorrenza del tratto;
5. noto il tempo di corrivazione, viene calcolata l'intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione e anche la portata al colmo di piena; poi proporzionata la condotta, si determina la velocità corrispondente; se la velocità è diversa da quella precedentemente assunta si ripartirà dal punto 4 e si ricalcolano il tempo di corrivazione, l'intensità media di pioggia e la portata al colmo di piena; in caso di coincidenza delle velocità si procede al calcolo della sezione successiva di valle.

## 8.6 Verifica delle reti di drenaggio urbano

La verifica delle reti di drenaggio urbano consiste in:

- le canalizzazioni per fognatura devono sempre collocarsi sotto la distribuzione idrica, garantendo che tra l'estradosso della copertura e la generatrice inferiore delle tubazioni per l'approvvigionamento idrico vi sia un opportuno dislivello (mai inferiore ai 30 cm);
- verificare che il deflusso avvenga, in condizioni di moto uniforme, con un tirante idrico tale da lasciare sempre un franco libero non inferiore a  $0.2 D$ , al fine di evitare che accidentalmente la fogna possa andare in pressione anche in presenza di materiale flottante; assicurare un'adeguata circolazione d'aria che scongiuri fenomeni di digestione anaerobica;
- verificare che la velocità di moto uniforme della portata di pioggia sia ovunque inferiore ai 4 - 5 m/s, al fine di evitare che l'azione abrasiva del materiale solido in sospensione determini

un troppo rapido deterioramento dei rivestimenti interni delle tubazioni (Circolare n. 11633 del 07.01.1974 del Ministero dei Lavori Pubblici).

## 8.7 Fase di progetto

Nella fase di calcolo per la determinazione del grado di riempimento e della velocità di tutta la rete in esame è stato utilizzato il software di calcolo *Excel* (cfr. fogli di calcolo in APPENDICE).

Come primo passo sono state riportate le 96 condotte partendo dalle ramificazioni più piccole fino ai tratti principali e quindi allo sbocco dell'area assegnata. Per agevolare e rendere di facile lettura il foglio di calcolo, le condotte di inizio e di collettamento sono state contrassegnate con colori diversi.

Nei rami dove la vena fluida inizia a crearsi, la condotta è contrassegnata di colore verde mentre le condotte di uscita derivanti da un collettamento sono state contrassegnate con colore giallo.

Per ogni condotta è stato ipotizzato un diametro nelle seguenti modalità:

- per i tratti iniziali o a monte un diametro pari a 0,3 m;
- per quelli intermedi un diametro pari a 0,4 m;
- per quelli finali o a valle un diametro pari a 0,5 m.

Oltre ad aver specificato il nodo di ingresso e di uscita ne è stata specificata anche la sua altezza rispetto al livello del mare. Le quote sono state ricavate da *Google Earth* ed è stata automaticamente determinata la pendenza.

Per tratti pianeggianti o dove il software evidenziava un salto di quota pari a zero è stata assegnata una pendenza minima come sul modello pari al 2%.

È stato altresì rilevato che pendenze troppo elevate e in particolare superiori al 10% potrebbero causare velocità altrettanto elevate che danneggerebbero le pareti interne delle condotte per una loro condizione in esercizio a lungo termine. Queste problematiche si sono evidenziate soprattutto nel tratto principale che collega la zona di monte a quella di valle. Conseguentemente a ciò la pendenza è stata ridotta per renderla comunque inferiore al 10%.

Ai fini del calcolo dell'altezza di poggia è necessario conoscere le aree annesse a ogni condotta.

In particolare, per ogni condotta sono state assegnate, come da modello, sia le superfici di scolo appartenenti alla stessa, sia tutte quelle gravanti dalle condotte precedenti a monte. Il calcolo delle aree annesse è distinto nelle 5 categorie di superfici afferenti rispettivamente per verde, pavimentazioni, tetti e strade.

Come da foglio di calcolo in APPENDICE si evidenzia la sommatoria delle singole aree per categoria gravante su ogni condotta. Si mostra un esempio semplificato (Figura 72) composto da una rete di 4 condotte come mostrato nelle (8.8), (8.9), (8.10) e (8.11):

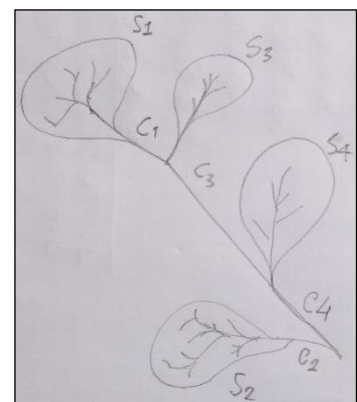


Figura 71 Esempio semplificato per la trattazione delle aree ai fini della progettazione.

$$\sum S_{Verd,c1} = Verd_1 + Verd_2 + Verd_3 \dots \quad (8.8)$$

$$\sum S_{Pav,c1} = Pav_1 + Pav_2 + Pav_3 \dots \quad (8.9)$$

$$\sum S_{Tetto,c1} = Tetto_1 + Tetto_2 + Tetto_3 \dots \quad (8.10)$$

$$\sum S_{Strada,c1} = Strad_1 + Strad_2 + Strad_3 \dots \quad (8.11)$$

Per ogni condotta e quindi per ogni categoria è dedicata una singola casella sia per la somma delle singole superfici afferenti al nodo di inizio stessa, sia per la somma di tutte le categorie di superfici precedentemente calcolate gravanti sulla stessa per tipologia/natura di area annessa. Questo è stato differenziato, perché nel calcolo le aree di diversa natura sono state associate a coefficienti di deflusso specifici a sua volta associati a diverse aree. Infatti, successivamente ci servirà calcolare anche la somma di tutte le aree indipendentemente dalla categoria gravanti su ogni condotta.

Come da foglio di calcolo in APPENDICE si evidenzia la sommatoria delle aree afferenti gravanti su ogni condotta per ogni categoria. Si propone facendo riferimento allo schema in Figura 72, in questo caso solo per la categoria appartenente alle superfici verdi come nelle (8.12), (8.13), (8.14) e (8.15):

$$\sum S_{Verd\ tot,c1} = \sum S_{Verd,c1} \quad (8.12)$$

$$\sum S_{Verd\ tot,c2} = \sum S_{Verd,c2} \quad (8.13)$$

$$\sum S_{Verd\ tot,c3} = \sum S_{Verd,c1} + \sum S_{Verd,c3} \quad (8.14)$$

$$\sum S_{Verd\ tot,c4} = \sum S_{Verd,c1} + \sum S_{Verd,c3} + \sum S_{Verd,c4} \quad (8.15)$$

Calcolo dell'area totale delle superfici gravanti su ogni condotta. I valori con pedice "tot" vengono implementati nelle sommatorie delle aree gravanti su ogni condotta come nelle (8.16), (8.17), (8.18) e (8.19):

$$\sum S_{C1} = \sum S_{Verd\ tot,c1} + \sum S_{Pav,tot,c1} + \sum S_{Tetto\ tot,c1} + \sum S_{Strad.tot,c1} \quad (8.16)$$

$$\sum S_{C2} = \sum S_{Verd\ tot,c2} + \sum S_{Pav.tot,c2} + \sum S_{Tetto\ tot,c2} + \sum S_{Strad.tot,c2} \quad (8.17)$$

$$\begin{aligned} \sum S_{C3} = & \sum S_{Verd\ tot,c1} + \sum S_{Pav.tot,c1} + \sum S_{Tetto\ tot,c1} + \sum S_{Strad.tot,c1} + \\ & + \sum S_{Verd\ tot,c3} + \sum S_{Pav.tot,c3} + \sum S_{Tetto\ tot,c3} + \sum S_{Strad.tot,c3} \end{aligned} \quad (8.18)$$

$$\begin{aligned} \sum S_{C4} = & \sum S_{Verd\ tot,c1} + \sum S_{Pav.tot,c1} + \sum S_{Tetto\ tot,c1} + \sum S_{Strad.tot,c1} + \\ & + \sum S_{Verd\ tot,c3} + \sum S_{Pav.tot,c3} + \sum S_{Tetto\ tot,c3} + \sum S_{Strad.tot,c3} + \sum S_{Verd\ tot,c4} + \sum S_{Pav.tot,c4} + \\ & + \sum S_{Tetto\ tot,c4} + \sum S_{Strad.tot,c4} \end{aligned} \quad (8.19)$$

Avendo ipotizzato la velocità in prima analisi pari a 1 m/s si è determinato il tempo di corrivazione  $\tau_C$  (tempo necessario a far raggiungere la generica goccia d'acqua precipitata dal punto più sfavorevole della superficie afferente sino alla sua sezione di chiusura.) Il  $\tau_C$  è uguale a un tempo di versante sommato a un tempo di canale come espresso nella (8.20), quest'ultimo proprio dipendente dal canale stesso, mentre il tempo di versante  $t_V$  è stato impostato pari a dieci minuti per aree di periferia estensive poco densamente popolate. Il tempo di canale è stato ottenuto dividendo la lunghezza della condotta sulla velocità ipotizzata. Per pendenze superiori al 5% è stata ipotizzata in particolare una velocità pari a 2 m/s.

$$\tau_C = t_V + t_C = 10 \text{ min} + \frac{L_C}{V_C} \quad (8.20)$$

Come da esempio in Figura 72 si propone il calcolo dei tempi di corrivazione nelle (8.21), (8.22) e (8.23) basandosi sulla schematizzazione precedente:

$$\tau_{C1} = 10 \text{ min} + \frac{L_{C1}}{V_{C1}} \quad (8.21)$$

$$\tau_{C2} = 10 \text{ min} + \frac{L_{C2}}{V_{C2}} \quad (8.22)$$

$$\tau_{C3} = 10 \text{ min} + \frac{L_{C1}}{V_{C1}} + \frac{L_{C3}}{V_{C3}} \quad (8.23)$$

Ipotizzando che tra la condotta uno e la condotta tre ci sia un collettamento, la condotta quattro avrà come tempo di corrivazione il massimo dei tempi a monte, questo perché dalla definizione stessa di tempo di corrivazione ne deriva il percorso idraulicamente più lontano o meglio più sfavorevole rispetto alla sezione di chiusura del bacino. Possiamo quindi stabilire il tempo di corrivazione totale del bacino in uscita dalla sezione della condotta quattro come dalla (8.24):

$$\tau_{C4} = \text{Max Valori} \left( 10 \text{ min} + \frac{L_{C1}}{V_{C1}}; 10 \text{ min} + \frac{L_{C3}}{V_{C3}} \right) + \frac{L_{C4}}{V_{C4}} = \text{Max Valori} (\tau_{C1}; \tau_{C3}) + \frac{L_{C4}}{V_{C4}} \quad (8.24)$$

Una volta ricavate le equazioni di possibilità pluviometriche, come da punto precedente, si stabilisce il tempo di ritorno entro il quale si vuole determinare il calcolo.



In via preventiva si inizia con un  $T_R$  di cinque anni per vedere come il modello ed in particolare la rete si comporta, quando è soggetta a un carico idraulico di lieve entità. Successivamente si potrà pensare se fare valutazioni in seguito, come quella di adottare un tempo di ritorno di dieci anni.

L'equazione di possibilità pluviometrica per un  $T_R$  cinque anni è la (8.25):

$$h = 47.149 t_p^{0.3601} \quad (8.25)$$

Può essere effettuato un ragguglio della precipitazione all'area  $S$ , con  $S$  area totale del bacino a patto che sia inferiore a 1300 ha, tramite la formula di *Puppini*.

La somma di tutte le aree (verdi, pavimentazioni, tetti e strade) è pari a 12,24 ha e per la formula di *Puppini* vale come espresso nelle (8.26), (8.27) e (8.28):

$$a' = a \left[ 1 - 0.052 \frac{S}{100} + 0.002 \left( \frac{S}{100} \right)^2 \right] \cong a 0.99925 = 47.14897 \quad (8.26)$$

$$n' = n + 0.0175 \frac{S}{100} = 0.3601 \quad (8.27)$$

$$n'' \cong \frac{4}{3} n' = 0.4801 \quad (8.28)$$

$$h = 47.14897 t_p^{0.4801} \quad (8.29)$$

Una volta determinati i coefficienti  $a$  e  $n$  con la relazione di *Puppini*, è stato possibile ricavare le altezze di pioggia legate ai tempi di corrivazione per ogni condotta grazie alla (8.29). Poiché il tempo di corrivazione che ricordiamo rappresenta il tempo in cui la generica goccia d'acqua raggiunge la sezione di chiusura nel punto idraulico più lontano, esso quindi tende ad aumentare da monte verso valle percorrendo la rete di scolo.

Poiché la relazione che lega l'altezza di pioggia al tempo di corrivazione è di tipo esponenziale e i coefficienti  $a$  e  $n$  sono costanti via via che si percorre la rete di scolo, è di facile intuizione che l'aumentare del tempo di pioggia (di corrivazione) tende a far aumentare l'altezza precipitata a terra. Infatti, partendo da un valore di circa 22 mm a monte, il calcolo dell'altezza di pioggia si conclude nella sezione di chiusura con un valore complessivo di 44,74 mm. Per coerenza viene comunque riproposto a titolo esemplificativo il calcolo delle altezze di pioggia in corrispondenza delle sezioni finali delle 4 condotte (come da Figura 72) considerate precedentemente come specificato dalle (8.30), (8.31), (8.32) e (8.33):

$$h_1 = a' \tau_{c1}^{n''} \quad (8.30)$$

$$h_2 = a' \tau_{c2}^{n''} \quad (8.31)$$

$$h_3 = a' \tau_{c3}^{n''} \quad (8.32)$$

$$h_4 = a' \tau_{c4}^{n''} \quad (8.33)$$

Poiché anche il tempo di corrivazione per definizione tendono ad aumentare lungo il percorso di scolo anche le rispettive altezze di pioggia in corrispondenza delle sezioni di uscita per le condotte calcolate saranno maggiori.

$$\tau_{c1} > \tau_{c2} > \tau_{c3} \dots \text{ con } h_1 > h_2 > h_3 \dots \quad (8.34)$$

Una volta determinata quindi l'altezza di pioggia è facile determinare la portata annessa alla quantità precipitata mediante la relazione (8.35):

$$Q_{max} = \frac{h \bar{\phi} S}{\tau_c} \quad (8.35)$$

Dove:

- $h$  è l'altezza della precipitazione riferita al tempo di corrivazione per ogni condotta espressa in [mm];
- $\bar{\phi}$  è il coefficiente di deflusso ponderato che rappresenta una media appunto ponderata dei singoli coefficienti di deflusso relazionati a loro volta alle categorie di superfici annesse per varie condotte come nella (8.36):

$$(\sum S_{x \text{ tot}, cy}) \quad (8.36)$$

per  $x$  s'intende la natura di superficie (verde, pavimentazioni, tetti e strade);  $y$  sta per numero identificativo della rete di scolo. La sua unità di misura è adimensionale.

I coefficienti di deflusso assegnati per le tipologie di aree sono:

- per aree appartenenti alle zone verdi:  $\phi = 0.3$ ;
- per aree appartenenti alle pavimentazioni:  $\phi = 0.8$ ;
- per aree appartenenti ai tetti:  $\phi = 0.85$ ;
- per aree appartenenti alle strade:  $\phi = 0.9$ .
- $S$  è la superficie di afflusso legata al tratto specifico della rete di scolo. In particolare, questa superficie, espressa in [ $m^2$ ], rappresenta la sommatoria di tutte le superfici partendo da quelle di afflusso del tratto in esame fino a quelle di monte;
- $\tau_c$  è il tempo di corrivazione legato alla condotta in esame ed è espresso in ore [ $h$ ].

Si propongono pochi esempi in (8.37), (8.38), (8.39), (8.40), (8.41) e (8.42) per rendere più chiare le due relazioni appena espresse ai fini della determinazione della portata e dei relativi coefficienti di deflussi ponderati in riferimento al summenzionato esempio:

$$Q_{C1} = \frac{h_{c1} \bar{\phi}_1 \Sigma S_{tot,c1}}{\tau_{c1}} \quad (8.37)$$

$$\bar{\phi}_1 = \frac{\varphi_v \Sigma S_{Verd\ tot,c1} + \varphi_{pav} \Sigma S_{Pav\ tot,c1} + \varphi_{tetto} \Sigma S_{Tetti\ tot,c1} + \varphi_{Strad} \Sigma S_{Strad\ tot,c1}}{\Sigma S_{tot,c1}} \quad (8.38)$$

$$Q_{C2} = \frac{h_{c2} \bar{\phi}_2 \Sigma S_{tot,c2}}{\tau_{c2}} \quad (8.39)$$

$$\bar{\phi}_2 = \frac{\varphi_v \Sigma S_{Verd\ tot,c2} + \varphi_{pav} \Sigma S_{Pav\ tot,c2} + \varphi_{tetto} \Sigma S_{Tetti\ tot,c2} + \varphi_{Strad} \Sigma S_{Strad\ tot,c2}}{\Sigma S_{tot,c2}} \quad (8.40)$$

$$Q_{C3} = \frac{h_{c3} \bar{\phi}_3 \Sigma S_{tot,c3}}{\tau_{c3}} \quad (8.41)$$

$$\bar{\phi}_3 = \frac{\varphi_v \Sigma S_{Verd\ tot,c3} + \varphi_{pav} \Sigma S_{Pav\ tot,c3} + \varphi_{tetto} \Sigma S_{Tetti\ tot,c3} + \varphi_{Strad} \Sigma S_{Strad\ tot,c3}}{\Sigma S_{tot,c3}} \quad (8.42)$$

Nella seconda parte del calcolo si presenta principalmente la progettazione e la verifica del grado di riempimento  $y/D$  delle condotte e della velocità al loro interno.

La velocità come da metodo cinematico è stata impostata inizialmente pari a 1 m/s al fine di determinare  $T_c$  (tempo di corrivazione). Ma successivamente è risultata maggiore grazie alle interazioni tra quella ipotizzata e quella reale, con un'interazione si arriva a convergenza con una sola cifra decimale dopo la virgola.

Possiamo quindi dividere l'analisi in due parti: una per il calcolo delle aree annesse e gravanti su ogni condotta al fine di determinare la portata in uscita da ognuna, l'altra per verificare il loro grado di riempimento di ogni condotta e verificare se la velocità risulti accettabile.

Grazie alla tabella che determina i valori di riempimento della portata in funzione della sezione liquida all'interno di una condotta chiusa, è possibile facilmente passare dalla portata appena calcolata al fattore di portata e quindi compararlo con quello in tabella al fine di determinare rispettivamente: grado di riempimento, area, perimetro bagnato e raggio idraulico. Per passare dalla portata di calcolo al fattore di portata da andare a confrontare con il valore tabellato, è stata utilizzata l'espressione con riferimento alla formula di Chèzy, utilizzando per il coefficiente di attrito l'espressione di Gauckler Strickler come nella (8.43):

$$Q = \frac{1}{2} A_b K_s R_H^{2/3} i_f$$

(8.43)

Una volta determinato il fattore di portata si potrà rispettivamente determinare il:

- grado di riempimento, ossia il rapporto  $\frac{y}{D}$ , dove con  $y$  s'intende l'altezza del tirante idrico all'interno della condotta partendo dal fondo al pelo libero e con  $D$  il diametro della condotta in esame. Per condotte di scarico il rapporto è sempre minore di 1 non essendo progettate in pressione;
- area bagnata  $\frac{A_b}{D^2}$ , ossia l'area corrispondente al fluido che lambisce le pareti della condotta;
- perimetro bagnato, ossia quello corrispondente al fluido che lambisce le pareti della condotta  $P/D$ ;
- raggio idraulico  $R_H/D$  che esprime il rapporto tra area bagnata e perimetro bagnato, per le condotte a pelo libero (di scarico) si ricorda che non essendo in pressione l'area bagnata  $A_b$  non coincide con l'area della sezione;
- velocità reale o effettiva nella sezione della condotta determinata come  $Q/A_b$ ;
- verifica delle velocità se maggiore di 4 m/s non risulta accettabile;
- verifica del grado di riempimento per le reti di scarico urbano sono considerate accettabili se il grado di riempimento  $y/D$  è inferiore del 80% ( $y/D < 0.8$ ).

Nel caso in cui la velocità reale non risulti accettabile sarà necessario aumentare il diametro fin quando essa non scenderà al di sotto di 5 m/s. È da considerare che una volta che è stato aumentato il diametro della condotta a monte tutte quelle a valle devono avere un diametro maggiore o uguale a quello appena impostato, pena effetto imbuto con susseguenti fenomeni di rigurgito e condotte in pressione a valle. Altresì sarà necessario cambiare diametri delle condotte ipotizzate anche nel caso in cui il grado di riempimento risulti  $> 80\%$ .

Tutto quello che è stato trattato nella sezione teorica di progettazione per le reti di scolo urbane è stato implementato all'interno del foglio di calcolo presente in APPENDICE alla fine del documento.

## 8.8 Richiami per ietogrammi: ipotesi del bacino scolante

Nei nostri sistemi la precipitazione viene correlata all'altezza di pioggia e da questa ricaviamo  $R$  che è il volume di pioggia che defluisce come nelle relazioni (8.44) e (8.45). Tale ci dà indicazioni di quanto sarà la portata, quindi da un afflusso proveniente dalle precipitazioni si passa a un deflusso ottenendo un volume defluito.

Conoscendo come abbiamo già visto le misure delle altezze delle precipitazioni è possibile ricavare la portata. Si individua un bacino scolante al fine di determinare la quantità d'acqua caduta e il conseguente volume defluito:

$$h S = \text{Volume di afflusso}$$

(8.44)

$$R \text{ volume di deflusso ; } S \text{ superficie di afferenza}$$

(8.45)

Tenendo conto di una parte che s'infiltra nel terreno, a seconda della sua permeabilità, è facilmente intuibile che i bacini impermeabili sono i principali responsabili di una grande quantità di deflussi superficiali a differenza di bacini permeabili.

Viene quindi introdotto un coefficiente che tiene conto del deflusso superficiale: il coefficiente di deflusso come specificato nella (8.46):

$$\varphi = \frac{R}{h S}$$

(8.46)

È facilmente intuibile che il coefficiente di deflusso sottolinea che la quantità defluita  $R$  sarà tanto maggiore quanto sarà grande il volume defluito su quello di afflusso, questo è vero quanto più la superficie  $S$  in esame è impermeabile.

La portata massima che si avrà sarà quindi espressa dalla (8.47):

$$Q_{Max} = \frac{\varphi S h}{\tau_c} = \frac{R}{h S} \frac{h S}{\tau_c} = \frac{R}{\tau_c}$$

(8.47)

## 8.9 L'idrogramma di piena

L'idrogramma è la rappresentazione grafica dell'andamento della portata nel tempo.

La portata si esprime in  $m^3/s$ , ovvero in un volume diviso un tempo come nella (8.48):

$$Q = \frac{dV}{dt}; V = \int_0^t Q dt.$$

(8.48)

Ne consegue che il volume del deflusso corrisponde all'integrale della portata, ovvero all'area sottesa dalla curva dell'idrogramma. Il volume di deflusso così calcolato risulta in metricubi, tuttavia normalmente viene espresso in mm dividendolo per la superficie del bacino  $A$ .

La piena è un significativo e generalmente rapido aumento della portata di un corso d'acqua, dovuto a un consistente evento di pioggia o allo scioglimento di un rilevante manto nevoso, successivamente seguito da una diminuzione della portata, generalmente più lenta e dal ritorno alle condizioni originarie.

La forma caratteristica dell'idrogramma (corrisponde a un evento di pioggia costante nel tempo e uniforme nello spazio) viene indicato in Figura 73 ed è composto dalle seguenti fasi:

- ramo ascendente (curva di concentrazione) in cui la portata aumenta sempre più rapidamente;
- colmo quando si raggiunge il massimo nell'idrogramma;

- ramo discendente o di esaurimento (o di recessione) in cui si ha una diminuzione continua ma progressivamente sempre più lenta della portata

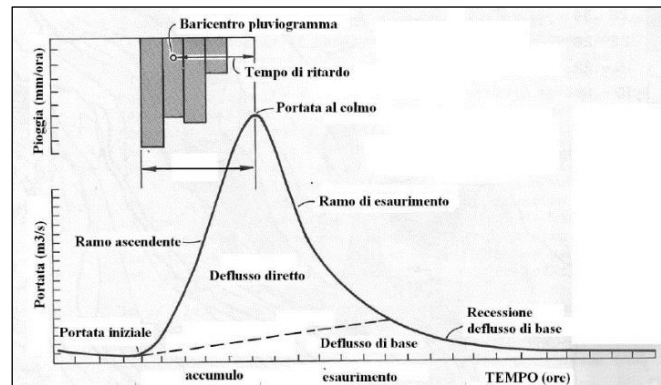


Figura 72 Forma caratteristica dell'idrogramma nelle fasi: ascendente, colmo e discendente. Fonte: Dalla Fontana Giancarlo, "Fondamenti di Idrologia – Idrogramma di piena", in Corso di Laurea in Tecnologie Forestali e Ambientali Sistemazioni Idraulico-Forestali, Università di Padova, 2013-2014.

## 8.10 Metodo razionale e osservazioni

Il metodo razionale è un procedimento particolarmente semplice ed efficace per il calcolo della portata di picco con assegnato tempo di ritorno, valido per bacini di piccola estensione (minore di 100-200 km<sup>2</sup>). esso si fonda sull'uso della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica e sulle seguenti ipotesi di base:

- isofrequenza, ossia le piogge di tempo di ritorno  $T_R$  generano portate al picco di identico tempo di ritorno  $T_R$ ;
- a parità di tempo di ritorno  $T_R$ , la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (che diventa quindi tempo critico);
- la portata al colmo  $Q$  determinata da una pioggia d'intensità costante e durata  $T_C$  è proporzionale al prodotto dell'intensità di pioggia ragguagliata all'area del bacino  $A$ , attraverso un coefficiente  $C$  che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

L'idrogramma di piena viene approssimato da un triangolo come da Figura 75. Viene inoltre assunta l'ipotesi che la durata  $t_p$  della precipitazione di progetto  $P$  sia pari al tempo di corrivazione  $T_C$ . All'istante  $T_C$ , quando tutta la superficie del bacino concorrente alla produzione del deflusso genera la massima portata alla sezione di chiusura, la precipitazione cessa e la portata inizia a diminuire; quindi, anche  $t_{a'}$  (tempo di accumulo o di concentrazione) risulta esattamente uguale a  $T_C$  e  $t_p$ . La scelta di un idrogramma simmetrico (triangolo isoscele) rende infine la durata della fase di esaurimento te esattamente pari alle altre grandezze.

La soluzione è geometrica, tenendo conto che: l'area dell'idrogramma corrisponde al volume di deflusso  $V$  in  $m^3$  e l'area  $A$  si esprime in  $km^2$ , la precipitazione  $P$  in  $mm$  e i tempi  $t$  in ore. La portata al picco  $Q_p$  viene ovviamente espressa in  $m^3$ , mentre il coefficiente di deflusso  $C$  è adimensionale, 3600 serve per trasformare le ore in secondi secondo l'equazione (8.49). Ipotizzando  $T_C = t_p = t_a = t_e$  avremo:

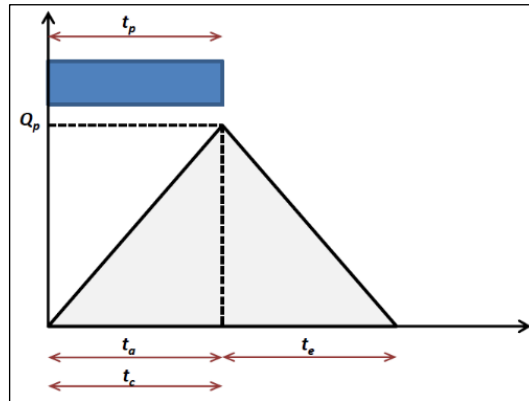


Figura 74 idrogramma di piena con ipotesi  $T_C = t_p = t_a = t_e$ . Fonte: Dalla Fontana Giancarlo, "Fondamenti di Idrologia – Idrogramma di piena", in Corso di Laurea in Tecnologie Forestali e Ambientali Sistemazioni Idraulico-Forestali, Università di Padova, 2013-2014.

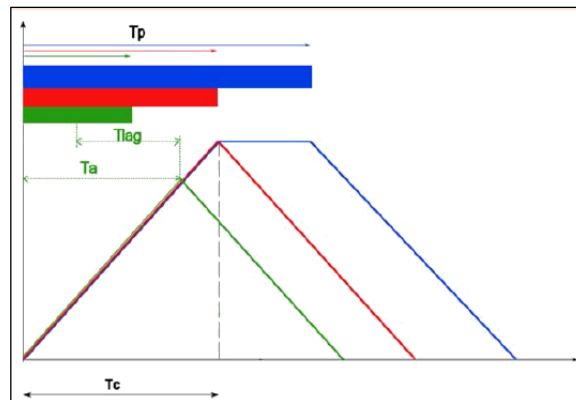


Figura 73 Tre differenti casi di idrogrammi:  $t_a < T_C$ ,  $t_p = T_C$  e  $t_p > T_C$ . Fonte: Dalla Fontana Giancarlo, "Fondamenti di Idrologia – Idrogramma di piena", in Corso di Laurea in Tecnologie Forestali e Ambientali Sistemazioni Idraulico-Forestali, Università di Padova, 2013-2014.

$$V = \frac{1}{2} 3600 (t_a + t_e) Q_p = 3600 t_c Q_p$$

(8.49)

Si possono ipotizzare tre scenari per la stima della portata di progetto in funzione della durata della precipitazione critica rispetto al tempo di corrivazione  $T_C$ .

Secondo i presupposti del metodo razionale se la durata della pioggia, di intensità costante, è superiore al tempo di corrivazione, si osserva una persistenza della portata massima ma non un incremento della stessa, dato che non può aumentare la superficie del bacino che produce portata (già al 100% al tempo  $T_C$ ) come da Figura 74. L'idrogramma assume la forma di un trapezio con base minore ( $t_p - T_C$ ) e base maggiore ( $t_p + T_C$ ).

Se, al contrario, la durata della precipitazione d'intensità costante è inferiore al tempo di corrivazione, non si arriva alla completa contribuzione reale da parte del bacino. L'idrogramma risulta di forma triangolare ma con la portata minore a quella massima e dipendente dal termine della precipitazione.

Possiamo quindi individuare 3 tipi di idrogrammi a seconda di  $t_p$  e  $T_c$  come da Figura 74:

- Per  $t_p < T_c$ :

L'idrogramma viene rappresentato con un triangolo e la portata  $Q$  sarà inferiore a tutti e tre i casi, poiché il tempo di pioggia sarà inferiore al tempo critico e sarà compreso quindi nel tempo di accumulo  $t_a$  uguale al tempo di pioggia. Potremmo definire il volume intermedio e la portata intermedia come dalla (8.50):

$$V_{int} = \frac{t_a 2 Q_{int}}{2} \Rightarrow Q_{int} = \frac{\varphi S h}{\tau_a} = \varphi S a \tau_a^{n-1} \quad (8.50)$$

- Per  $t_p = T_c$ :

L'idrogramma viene rappresentato da un triangolo isoscele, dove il volume e la portata  $Q$  saranno massimi poiché in questo caso il tempo di pioggia  $t_p$  sarà proprio pari a  $T_c$  tempo di corrivazione. Potremo esprimere quanto detto come nella (8.51):

$$V_{max} = \frac{t_c 2 Q_{max}}{2} \Rightarrow Q_{max} = \frac{\varphi S h}{\tau_c} = \varphi S a \tau_c^{n-1} \quad (8.51)$$

- Per  $t_p > T_c$

L'idrogramma viene rappresentato da un trapezio poiché il tempo di pioggia è superiore al tempo critico e quindi anche al tempo di corrivazione. La portata  $Q$  sarà anche in questo caso massima come espresso dalla (8.52) e sarà rapportata al tempo di pioggia e non più al tempo di corrivazione del bacino.

$$V_{max} = \frac{(t_p + t_c) + (t_p - t_c) Q_{max}}{2} \Rightarrow Q_{max} = \frac{\varphi S h}{\tau_p} = \varphi S a \tau_p^{n-1} \quad (8.52)$$

## 8.11 Ietogrammi di progetto

Per la determinazione attraverso un modello afflussi-deflussi, della massima portata al colmo che si verifica all'uscita della rete di drenaggio di un bacino idrografico, corrispondente ad un tempo di ritorno prefissato, sarebbe opportuno analizzare probabilisticamente i risultati ottenuti con diversi ietogrammi reali, fino a individuare la distribuzione probabilistica delle portate al colmo. Spesso, però, non si dispone di una serie sufficientemente lunga di eventi meteorici reali significativi. In questi casi si può costruire uno ietogramma teorico di progetto, secondo diversi criteri, a partire dalle curve di possibilità pluviometrica. Le forme possibili, proposte in letteratura per tali ietogrammi sono numerose, tuttavia le più utilizzate sono essenzialmente tre: ietogramma rettangolare, triangolare, tipo Chicago.



### 8.11.1 Ietogramma rettangolare

Questo Ietogramma sicuramente più diffuso è dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica (CPP) con l'ipotesi che l'andamento temporale dell'intensità di pioggia sia costante in tutta la sua durata; una curva monomia a due parametri con questa intensità sarà pari a  $i = a t_p^{n-1}$ .

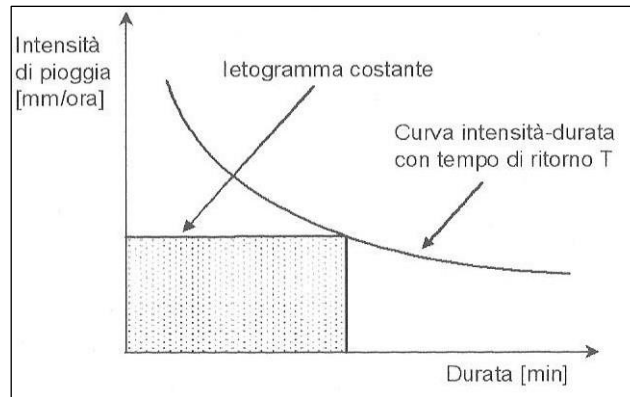


Figura 75 Schema dello Ietogramma rettangolare con CPP monomia. Fonte: Becciu Gianfranco & Paoletti Alessandro, "Fondamenti di costruzioni idrauliche", UTET, 2010.

### 8.11.2 Ietogramma triangolare

Per la stessa durata  $t_p$  l'intensità media di questo Ietogramma è uguale a quella dello Ietogramma rettangolare, ma le intensità hanno un andamento linearmente crescente da zero fino a un massimo che vale il doppio della media come illustrato nella Figura 77 e nella relazione (8.53):

$$i_{max} = i(t_r) = 2 a t_p^{n-1} \tag{8.53}$$

E che si raggiunge in un istante  $t_R = k t_p$  ( $k \leq 1$ ) e poi decrescente fino a zero.

L'intensità  $i(t)$  e l'altezza di pioggia  $h(t)$  corrispondente sono quindi espresse dalle seguenti equazioni:

- Per  $t < T_R$  si indicano le (8.54) e (8.55):

$$i(t) = 2 a t_p^{n-2} \left( \frac{t}{k} \right) \tag{8.54}$$

$$h(t) = a t_p^{n-2} \left( \frac{t^2}{k} \right) \tag{8.55}$$

- Per  $t > T_R$  si indicano le (8.56) e (8.57):

$$i(t) = 2 a t_p^{n-2} \left( \frac{t_p - t}{1 - k} \right) \tag{8.56}$$

$$h(t) = a t_p^{n-2} \left( t_p^2 - \frac{(t_p - t)^2}{1 - k} \right)$$

(8.57)

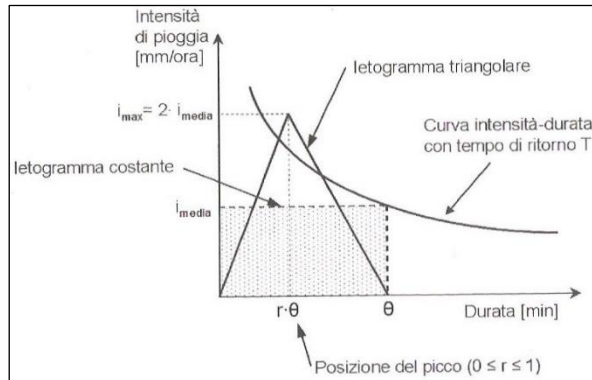


Figura 76 Schema dello ietogramma triangolare con CPP monomia. Fonte: Becciu Gianfranco & Paoletti Alessandro, "Fondamenti di costruzioni idrauliche", UTET, 2010.

### 8.11.3 Ietogramma Chicago

Questo ietogramma fu sviluppato nel 1957 con riferimento alla fognatura di Chicago. È caratterizzato anch'esso da un picco d'intensità massima  $i_{max}$  e da un'intensità media per ogni durata, anche parziale, uguale a quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica. Analiticamente la costruzione dello ietogramma può essere effettuata come segue dalla (8.58):

Innanzitutto, il volume di pioggia di assegnata durata  $t_p$  viene individuato dalla curva di possibilità pluviometrica nella forma del tipo:

$$h = a t_p^n$$

(8.58)

Si immagini poi di voler definire, almeno momentaneamente, l'andamento temporale di una precipitazione di progetto con il picco all'inizio dell'evento e con volume congruente, per ogni durata parziale  $t_p$ , a quello deducibile dalla curva di possibilità pluviometrica. A tale scopo deve necessariamente sussistere, per ogni  $t_p$  la seguente forma della (8.59):

$$\int_0^{t_p} i(\tau) d\tau = a t_p^n$$

(8.59)

Differenziando l'espressione sopra scritta si ottiene la (8.60):

$$i(t_p) = n a t_p^{n-1}$$

(8.60)

Lo ietogramma descritto dalle ultime due equazioni per ogni durata parziale  $t_p$  ha la stessa intensità media di quella fornita dalla curva di possibilità pluviometrica da cui è stato dedotto.

Si imponga che il picco non sia all'inizio, ma che si verifichi all'istante dettato dalla (8.61) interno alla durata  $t_p$  interno durata ( $0 < k < 1$ ):

$$t_R = k t_p$$

(8.61)

La posizione del picco all'interno della durata complessiva  $t_p$  dell'evento può essere scelta in base a indagini statistiche relative alla zona in esame oppure in mancanza di informazioni si può porre  $k=0.4$ , come valore medio che risulta dagli studi in materia riportati in letteratura. Ciò posto, lo ietogramma Chicago è descritto da due equazioni, rispettivamente riferite al ramo crescente prima del picco e al successivo ramo decrescente dopo il picco come segue:

- Per  $t < T_R$  si indicano le (8.62) e (8.63):

$$i(t) = n a \left( \frac{t_R - t}{k} \right)^{n-1}$$

(8.62)

$$h(t) = k a \left[ \left( \frac{t_R}{k} \right)^n - \left( \frac{t_R - t}{k} \right)^n \right]$$

(8.63)

- Per  $t > T_R$  si indicano le (8.64) e (8.65):

$$i(t) = n a \left( \frac{t - t_R}{1 - k} \right)^{n-1}$$

(8.64)

$$h(t) = a \left[ k \left( \frac{t_R}{k} \right)^n - (1 - k) \left( \frac{t - t_R}{1 - k} \right)^n \right]$$

(8.65)

Una caratteristica importante dello ietogramma Chicago è quella di essere poco sensibile al variare della durata complessiva  $t_p$ . Infatti, l'aumento di quest'ultima non influisce sulla parte centrale dello ietogramma, quella attorno al picco, che rimane immutata, ma solo sull'allungamento delle sue due code estreme prima e dopo il picco. Ciò significa che uno ietogramma Chicago di durata generica  $t_p$  contiene in sé ietogrammi anche di durata inferiore: è quindi sufficiente considerare una durata superiore al tempo di corrivazione del bacino per tenere conto delle diverse durate significative per tutti i suoi sottobacini.

Per evidenziare questa caratteristica spesso s'introducono nelle equazioni i tempi come specificato nelle (8.66):

$$t_a = t - t_R \text{ e } t_b = t - t_R$$

(8.66)

calcolati a partire dall'istante di picco  $T_R$ . Se la durata complessiva dello ietogramma è tale da interessare campi di validità di curve di possibilità pluviometrica diverse, le equazioni precedenti devono essere riscritte per tenere conto dei parametri  $a$  e  $n$ , poiché questi ultimi cambiano con il tempo.

Nella determinazione di uno ietogramma Chicago di durata  $t_p$  a partire da due curve di possibilità pluviometrica, una con parametri  $a_1$  e  $n_1$  valida per durate minori o uguali a  $t_{p1}$  e l'altra con parametri  $a_2$  e  $n_2$  valida per durate maggiori o uguali di  $t_{p1}$ , le equazioni diventeranno:

- Per  $t < t_{p1}$  si determinano le ((8.67) e ((8.68):

$$i(t) = a_2 n_2 \left( \frac{t_R - t}{k} \right)^{n_2 - 1} \quad (8.67)$$

$$h(t) = k a_2 \left[ \left( \frac{t_R}{k} \right)^{n_2} - \left( \frac{t_R - t}{k} \right)^{n_2} \right] \quad (8.68)$$

- Per  $t_{p1} < t < T_R$  si determinano le ((8.69) e ((8.70):

$$i(t) = a_1 n_1 \left( \frac{t_R - t}{k} \right)^{n_1 - 1} \quad (8.69)$$

$$h(t) = k a_2 \left[ \left( \frac{t_R}{k} \right)^{n_2} - a_1 \left( \frac{t_R - t}{k} \right)^{n_1} \right] \quad (8.70)$$

- Per  $T_R < t < t_{p2}$  si determinano le ((8.71) e ((8.72):

$$i(t) = a_1 n_1 \left( \frac{t - t_R}{1 - k} \right)^{n_1 - 1} \quad (8.71)$$

$$h(t) = k a_2 \left[ \left( \frac{t_R}{k} \right)^{n_2} + (1 - k) a_1 \left( \frac{t - t_R}{1 - k} \right)^{n_1} \right] \quad (8.72)$$

- Per  $t_{p2} < t < t_p$  si determinano le ((8.73) e ((8.74):

$$i(t) = a_2 n_2 \left( \frac{t - t_R}{1 - k} \right)^{n_2 - 1} \quad (8.73)$$

$$h(t) = k a_2 \left[ \left( \frac{t_R}{k} \right)^{n_1} + (1 - k) a_2 \left( \frac{t - t_R}{1 - k} \right)^{n_1} \right] \quad (8.74)$$

Dove con:

$$t_{p1} = t_r - k t_1 \quad \& \quad t_{p2} = t_r + (1 - k) t_1 \quad (8.75)$$

si sono indicati i tempi per i quali l'andamento dello ietogramma mostra i cambiamenti d'intensità di pioggia per effetto del passaggio dal campo di validità di una CPP a quello dell'altra come indicato dalla (8.75). Per questi due tempi valgono evidentemente le seguenti relazioni (8.76) e (8.77):

$$t_{p2} - t_{p1} = t_p \tag{8.76}$$

$$\left(\frac{t_r - t_{01}}{k}\right) = \left(\frac{t_{p2} - t_r}{1 - k}\right) \tag{8.77}$$

Per determinare il massimo valore dell'intensità di pioggia, le prime due equazioni della serie portano valori infiniti delle intensità  $i(t)$  al tendere allo zero delle distanze  $t_a$  e  $t_b$ . Per rimediare a questa incongruenza è necessario tagliare lo ietogramma Chicago in corrispondenza del picco, valutando il valore massimo dell'intensità di pioggia per un intervallo finito di tempo, quest'ultimo dipendente dalla conoscenza della CPP per durate dai 5 minuti in poi.

In generale, la massima intensità di pioggia può essere determinata anche facendo riferimento all'intervallo di discretizzazione che si è scelto per la rappresentazione dello ietogramma. È tuttavia evidente che maggiore sarà tale intervallo rispetto alla durata complessiva dello ietogramma e meno accentuato sarà il picco dell'intensità come illustrato in Figura 78. Si denota che se il picco non è esattamente in posizione centrale nella durata complessiva, cioè se  $k \neq 0.5$ , i valori di  $t_a$  e  $t_b$  per i quali si hanno gli stessi valori dell'intensità, sono legati dalla relazione (8.78):

$$t_b/t_a = \frac{k}{k(k - 1)} \tag{8.78}$$

Occorre sottolineare infine che lo ietogramma Chicago, poiché rispetta la curva di possibilità pluviometrica per ogni durata parziale, è composto da una particolare combinazione per cui ogni intensità di pioggia è correlata al medesimo tempo di ritorno riferente alla curva di possibilità pluviometrica. Per cui è facilmente intuibile che al crescere progressivamente dalla durata di base il tempo di ritorno aumenta progressivamente scostandosi sempre di più dal tempo di ritorno della curva di possibilità pluviometrica da cui esso è tratto.

Per questo motivo per non incorrere in pesanti sovrastime, la durata base che si sceglie di adottare non deve eccedere di troppo il tempo di corvazione del bacino.

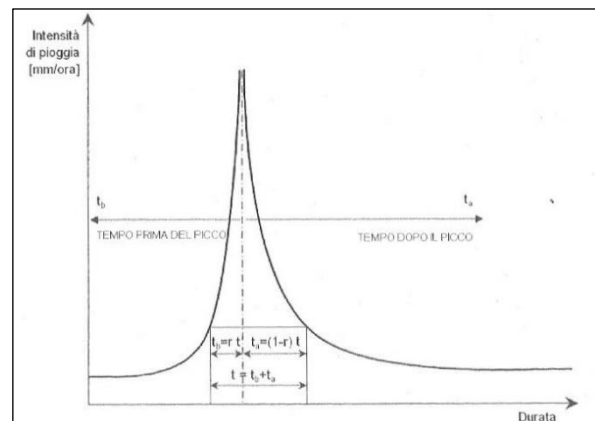


Figura 77 Schema dello ietogramma Chicago con CPP monomia. Fonte: Becciu Gianfranco & Paoletti Alessandro, "Fondamenti di costruzioni idrauliche", UTET, 2010.

## 9 LO IETOGRAMMA DI PROGETTO PER LA ZONA DI TOLENTINO

### 9.1 Premessa

Per la stima delle portate per un assegnato periodo di ritorno, occorre attribuire la distribuzione dell'intensità di pioggia nello spazio e nel tempo. In caso di un evento effettivamente osservato, si potrà ricorrere a ietogrammi registrati in occasione dell'evento nelle diverse stazioni della zona considerata; per eventi artificiali la distribuzione nello spazio e nel tempo dell'intensità di pioggia potrà essere assegnata suddividendo l'area in esame in zone e attribuendo a ciascuna uno ietogramma (artificiale), che rappresenta l'andamento dell'intensità di pioggia (ragguagliata) sulla zona considerata. La caratterizzazione dello ietogramma si completa con la definizione dell'andamento temporale, nel corso dell'evento, dell'intensità della precipitazione; questo dato viene poi utilizzato nel modello di simulazione della trasformazione afflussi-deflussi.

Con ietogramma di progetto s'intende un evento pluviometrico generato sinteticamente con l'obiettivo di giungere a una corretta stima della portata al colmo; tale evento potrà essere riprodotto artificialmente o si potrà far riferimento a un evento già accaduto: in entrambi i casi si deve comunque riportare la variazione, nello spazio e nel tempo, dell'intensità di pioggia.

Per queste ragioni lo ietogramma viene generalmente dedotto da analisi statistiche sulla base di informazioni pluviometriche regionalizzate.

Uno ietogramma di progetto artificiale è caratterizzato:

- dall'altezza di pioggia totale  $h$ ;
- dalla durata totale  $t$  dell'evento;
- dalla distribuzione nel tempo dell'altezza totale  $h$ .

La scelta della durata di tempo  $t$  generalmente influisce poco sulla massima intensità di pioggia (salvo usare uno ietogramma a intensità costante), influisce invece in modo rilevante sul volume totale d'afflusso. L'altezza di pioggia ragguagliata  $h$  si ricava da una curva di possibilità pluviometrica caratterizzata da un periodo di ritorno  $T_R$ ; allo ietogramma viene associato il tempo di ritorno che caratterizza la curva di possibilità pluviometrica utilizzata per costruirlo e lo stesso valore di tempo di ritorno si attribuirà anche alla portata al colmo dell'idrogramma di piena che la pioggia produce.

Per ripartire nel tempo l'altezza di precipitazione totale dell'evento, si possono utilizzare diverse tipologie di ietogrammi di progetto: alcune rispondenti a criteri puramente concettuali che possono essere usate indistintamente per ripartire altezze di pioggia puntuali o ragguagliate (ietogramma a intensità costante o ietogramma Chicago); altre ricavate dall'analisi di piogge puntuali possono essere usati solo per ripartire altezze di pioggia puntuali (ietogramma *Sifalda* o ietogramma del *Flood Studies Report*).

Nel seguente studio di tesi si andrà ad analizzare e rappresentare successivamente con simulazioni in *SWMM* soltanto una tipologia di ietogramma: ietogramma costante (o rettangolare).

## 9.2 Ietogramma costante (o rettangolare)

Questo ietogramma è dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica con l'ipotesi che l'andamento temporale dell'intensità di pioggia sia costante in tutta la sua durata come illustrato in Figura 79. Per la sua definizione è necessario quindi specificare la durata dell'evento.

Se la curva di possibilità pluviometrica rappresenta un'altezza ragguagliata allora si ottiene un'intensità di pioggia ragguagliata; se invece rappresenta un'altezza di pioggia puntuale si ottiene un'intensità di pioggia puntuale che sarà poi trasformata in intensità di pioggia ragguagliata moltiplicandola per il coefficiente di riduzione  $R(t_p, A)$ . In fase progettuale normalmente si conducono vari tentativi con durate differenti, fino a individuare quella che dà luogo al massimo valore della grandezza d'interesse (portata al colmo per il dimensionamento delle canalizzazioni, volume da immagazzinare per il dimensionamento di vasche volano, ecc.). Tale durata prende il nome di "durata critica".

Per la costruzione di tale ietogramma, si riporta nell'asse delle ascisse il tempo  $t$  in ore e nell'asse delle ordinate l'intensità di pioggia costante data dalla seguente espressione (9.1):

$$i = \frac{h}{t_p} = a t^{(n-1)} \quad \left[ \frac{mm}{h} \right] \quad (9.1)$$

Conoscendo l'altezza di progetto  $h$  ricavata dalla curva di possibilità pluviometrica, avremo quindi la relazione (9.2):

$$h = a t_p^n \quad [mm] \quad (9.2)$$

con  $t_p$  tempo di progetto.

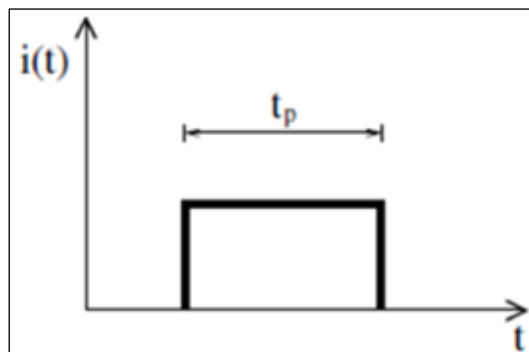


Figura 78 Esempio di ietogramma costante. Fonte: Corvaro Sara, "Appunti del corso Ingegneria idraulica", Università Politecnica delle Marche, Ancona, 2015-2016.

Ne consegue che all'aumentare del tempo di pioggia  $t_p$  l'intensità tende a diminuire come da Figura 80, poiché il tempo lo stesso tempo di pioggia si presenta al denominatore come da relazione (9.1).

All'aumentare delle dimensioni del bacino aumenta la durata critica dell'evento da considerare. Poiché la deduzione dello ietogramma costante deriva dalle curve di possibilità pluviometrica, esso risente delle ipotesi che sono alla base della loro definizione.

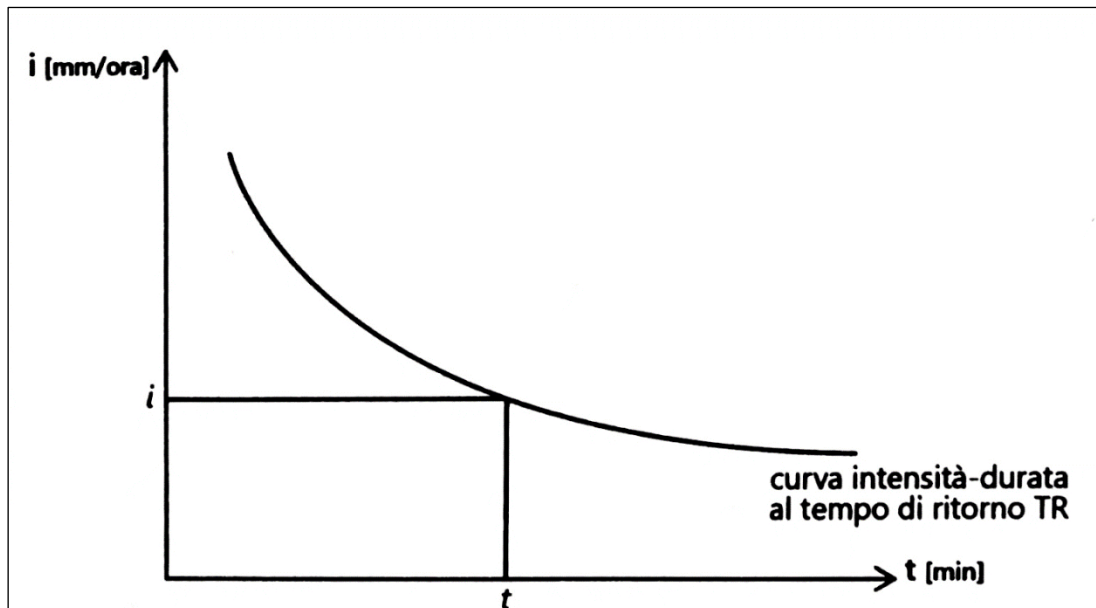


Figura 79 Schema di un ietogramma costante con CPP monomia all'aumentare del tempo di pioggia  $t_p$  l'intensità [mm/min] tende a diminuire. Fonte: Corvaro Sara, "Appunti del corso Ingegneria idraulica", Università Politecnica delle Marche, Ancona, 2015-2016.

In particolare, il volume complessivo dell'evento risulta sottostimato rispetto agli eventi reali e inoltre l'intensità costante è generalmente ben inferiore all'intensità di picco degli eventi reali.

I metodi analitici per il dimensionamento delle reti di drenaggio (metodo cinematico, metodo dell'invaso, ecc.) fanno, ad esempio, riferimento a ietogrammi rettangolari, considerando l'intensità della pioggia costante per tutta la durata dell'evento.

Si riporta in seguito lo ietogramma di progetto che verrà utilizzato nelle simulazioni con il software *SWMM 5.1* e i casi reali di eventi pluviometrici considerati i più significativi dell'intero periodo di osservazione.

### 9.2.1 Ietogramma come evento pluviometrico per la zona di Tolentino

È stato inserito nel progetto ai fini della modellazione idraulica per verificare come reagiva la rete di scolo inserendo un ietogramma teorico di forma rettangolare pari a 44.77 mm di altezza. Tale altezza si riferisce a un ietogramma costante con un tempo di ritorno di cinque anni. La durata è pari a circa 55 minuti che rappresenterebbe la durata caratteristica del bacino in esame con un tempo di versante di 10 minuti. Viene applicato quindi:

- un ietogramma costante per  $T_C = 3277.32$  sec (54.33 min) e tempo di ritorno  $T_R$  pari a 5 anni. L'equazione di possibilità pluviometrica per  $T_R$  5 anni avente i coefficienti ricavati dalla correzione di Puppini  $\alpha' = 46,850$  e  $n' = 0,483$  è espressa nella (9.3):

$$y = 46,850 x^{0,483}$$

(9.3)



Nella parte seconda del foglio di calcolo presente in APPENDICE si determina il tempo di corrivazione in corrispondenza della sezione di chiusura a valle della rete di scolo, in particolare nella condotta C43 e precisamente nel pozzetto j112. In corrispondenza di questo punto si ricava l'altezza totale di precipitazione espressa in mm riferita al bacino in esame. Tali millimetri di pioggia sono corrispondenti a un tempo di ritorno di 5 anni. Tale valore simboleggia l'altezza totale riferita a tutta la superficie afferente che coincide con quella in esame avente un tempo di corrivazione di 54,33 minuti. Si riporta quindi lo ietogramma di progetto con  $T_R$  di cinque anni applicato che successivamente sarà inserito nel modello Figura 81.

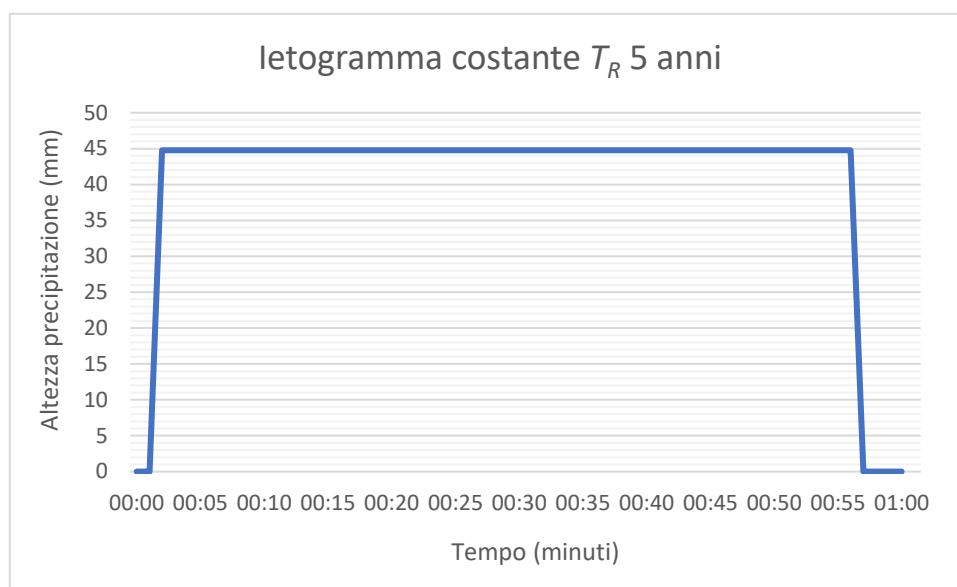


Figura 80 Grafico ietogramma costante con Tempo di ritorno 5 anni con tempo di corrivazione di 54,33 minuti.

In seguito, si riportano i valori in Tabella 17 che hanno determinato lo ietogramma di progetto che è stato applicato al modello:

Data	Ora (h)	Altezza (mm)
03/03/2020	00:00	0.00
03/03/2020	00:01	0.00
03/03/2020	00:02	0.81
03/03/2020	00:03	1.63
03/03/2020	00:04	2.44
03/03/2020	00:05	3.26
03/03/2020	00:06	4.07
03/03/2020	00:07	4.88
03/03/2020	00:08	5.70
03/03/2020	00:09	6.51
03/03/2020	00:10	7.33
03/03/2020	00:11	8.14
03/03/2020	00:12	8.95
03/03/2020	00:13	9.77
03/03/2020	00:14	10.58

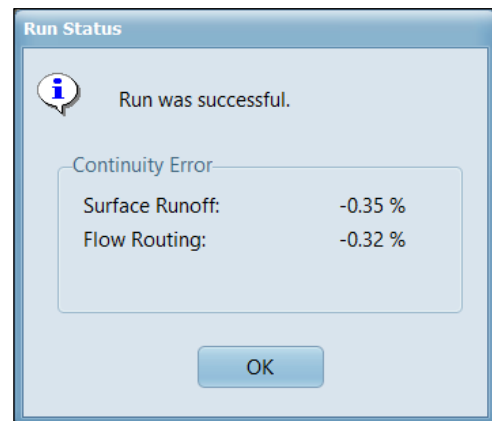
<b>Data</b>	<b>Ora (h)</b>	<b>Altezza (mm)</b>
03/03/2020	00:15	11.40
03/03/2020	00:16	12.21
03/03/2020	00:17	13.02
03/03/2020	00:18	13.84
03/03/2020	00:19	14.65
03/03/2020	00:20	15.47
03/03/2020	00:21	16.28
03/03/2020	00:22	17.10
03/03/2020	00:23	17.91
03/03/2020	00:24	18.72
03/03/2020	00:25	19.54
03/03/2020	00:26	20.35
03/03/2020	00:27	21.17
03/03/2020	00:28	21.98
03/03/2020	00:29	22.79
03/03/2020	00:30	23.61
03/03/2020	00:31	24.42
03/03/2020	00:32	25.24
03/03/2020	00:33	26.05
03/03/2020	00:34	26.86
03/03/2020	00:35	27.68
03/03/2020	00:36	28.49
03/03/2020	00:37	29.31
03/03/2020	00:38	30.12
03/03/2020	00:39	30.93
03/03/2020	00:40	31.75
03/03/2020	00:41	32.56
03/03/2020	00:42	33.38
03/03/2020	00:43	34.19
03/03/2020	00:44	35.00
03/03/2020	00:45	35.82
03/03/2020	00:46	36.63
03/03/2020	00:47	37.45
03/03/2020	00:48	38.26
03/03/2020	00:49	39.07
03/03/2020	00:50	39.89
03/03/2020	00:51	40.70
03/03/2020	00:52	41.52
03/03/2020	00:53	42.33

Data	Ora (h)	Altezza (mm)
03/03/2020	00:54	43.14
03/03/2020	00:55	43.96
03/03/2020	00:56	44.77
03/03/2020	00:57	0.00
03/03/2020	00:58	0.00
03/03/2020	00:59	0.00
03/03/2020	01:00	0.00

Tabella 17 Ietogramma rettangolare di progetto con tempo di ritorno di 5 anni e uno scroscio di 54 minuti.

Andando a inserire i valori tramite *time series* si sono dovuti modificare gli step di calcolo su SWMM al fine di visualizzare correttamente gli *output* dell'analisi. Oltre a modificare l'inizio e la fine della precipitazione simulata (*start analysis, end analysis, start reporting*) che coincide proprio con l'inizio e la fine dello ietogramma di progetto (approssimativamente 54 minuti), è stato necessario specificare i *Time steps* ed in particolare:

- il *Reporting Step* impostato a 1 minuto;
- il *Runoff Step Dry Weather* impostato a 1 minuto;
- il *Control Rule Step* impostato a 1 minuto;
- il *Routing Step (seconds)* impostato a 1 secondo.



Una volta inserito lo ietogramma rettangolare di progetto è stata avviata la simulazione con SWMM. Si nota che l'errore percentuale è prossimo allo zero come mostrato nella Figura 82.

Figura 81 Errore percentuale derivato dalla simulazione con ietogramma rettangolare di progetto.

### 9.3 Determinazione della portata in uscita del sistema con una CPP di 5 anni

Per determinare la portata in uscita dalla rete di scolo nell'area di Tolentino è stato usato il programma di simulazione EPA-SWMM. Quest'ultimo, infatti permette di determinare il volume meteorico in mc/s o l/s nel tempo, simulato dallo ietogramma inserito precedentemente nella simulazione. Come ci si aspetta le acque di tutto il sistema di scolo defluiscono verso un unico punto al fine di determinare un unico valore di portata o viceversa nel caso defluiscono in più punti determinano più valori di portata.

Nella carta tecnica regionale è specificata, oltre alla posizione e alla direzione, il verso delle condotte che sono state modellate. Come ci si aspettava durante la fase di realizzazione del modello il verso dettato dalla carta tecnica era confermato con quello dettato dalle altezze ricavate dal comando profilo elevazione di *Google Earth*.

La sola e unica uscita del refluo nella zona in esame, individuata come *outfall* del sistema, è l'ultima porzione della condotta subito dopo la delimitazione dell'area in esame. Questa è situata a valle del modello e quindi nell'ultima porzione dell'impianto di sollevamento che porta le acque al depuratore di Tolentino. Tale condotta nel modello prende il nome di C43 ed è posta nella realtà lungo Via Arnaldo Osmani.

Ai fini di una corretta analisi dei dati si propone il grafico della portata in uscita del sistema della porzione di zona, modellata sia con lo ietogramma costruito dalla campagna di misura appartenente al modello preliminare Figura 84, sia con lo ietogramma di progetto costruito con i parametri della CPP con tempo di ritorno cinque anni. Come è prevedibile, per il secondo caso in Figura 84, si attende una portata maggiore in corrispondenza della sezione di chiusura, poiché aumentando il volume del defluente aumenta anche la portata in uscita del sistema.

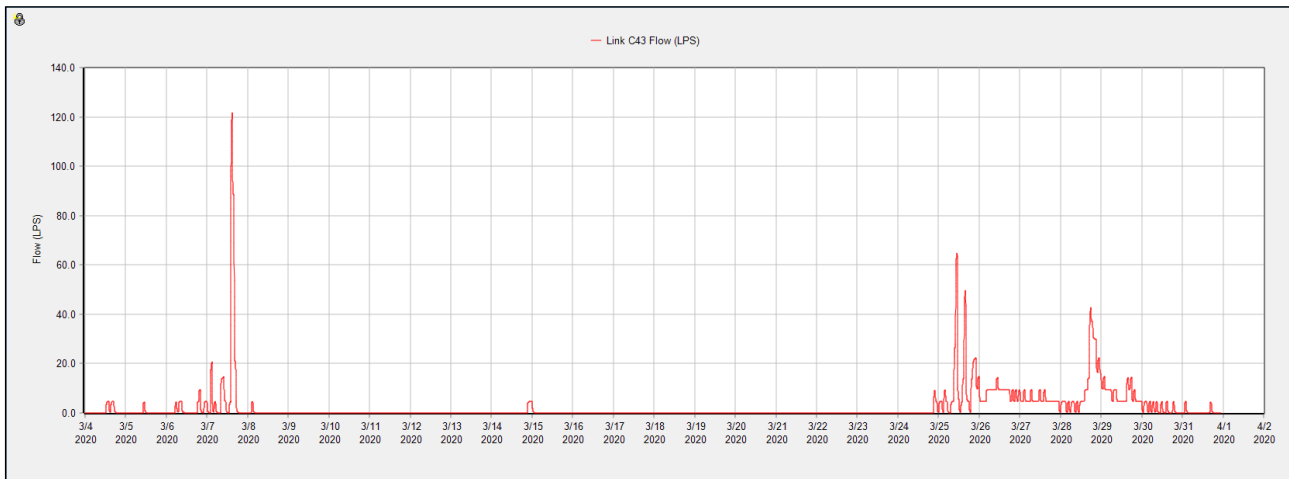


Figura 84 Portata in l/s in uscita dal sistema per il modello preliminare con lo ietogramma ricavato dalla campagna di misura. Si evidenziano i picchi coincidenti con i giorni più piovosi, in particolare il 7/03/2020, il 25/03/2020 e il 28/03/2020 con delle rispettive portate di circa 120 l/s, 60 l/s e 40 l/s.

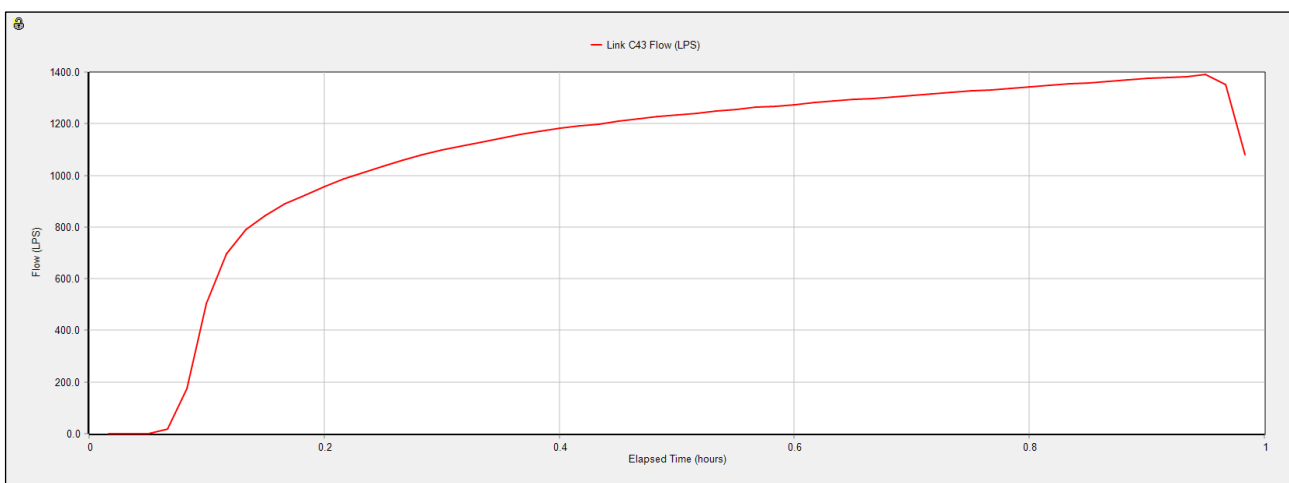


Figura 82 Portata in mc in uscita dal sistema per il modello di progetto con lo ietogramma costante ricavato dai parametri della curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno 5 anni. Si evidenzia il picco in mc/h attorno ai 55 min (tempo di corrivazione del bacino in esame).

Tutta la curva rappresentata nella Figura 84 rappresenta la condizione di carico in  $m^3$  a cui è soggetta la rete. Si possono individuare tre tratti: nel primo l'incremento di portata è minimo (quasi impercettibile) probabilmente generato dalle prime superfici verso la sezione di chiusura considerata, nel secondo è massimo rispetto agli altri due, mentre nel terzo è presente un coefficiente angolare inferiore rispetto al secondo. Il tempo totale sappiamo è pari al tempo di corrivazione del bacino. Il cambio di pendenza attorno al 20% del tempo totale è dato dallo scarico dei rami affluenti aventi un tempo di corrivazione più breve rispetto agli altri. S'immagina che in quest'ultima porzione di grafico ci sia il contributo contemporaneo della maggior parte delle aree presenti nel modello. La parte d'incremento centrale è data dal contributo delle aree appartenenti

alla rete che hanno un tempo di corrivazione più elevato rispetto alla prima, di conseguenze le troveremo verso la fine. La parte discendente infine rappresenta il contributo generato dallo svuotamento delle condotte più lontane verso la sezione di chiusura che sopraggiungono quando ormai il colmo è già avvenuto.

#### 9.4 Verifica dei coefficienti di deflusso

Nel modello di progetto si è eseguita una verifica al fine di garantire una corretta analisi dei dati. La verifica dei coefficienti di deflusso è un'operazione molto importante che viene effettuata nella fase conclusiva della realizzazione del modello. Questa fase di taratura serve per garantire che i coefficienti di deflusso ipotizzati siano effettivamente quelli derivanti dalla modellazione con *SWMM*, nello specifico il modulo *Runoff*. Come prima analisi, nel modello avente le condotte aumentate si è valutata la portata in uscita nella sezione finale del sistema condotte simulato. Secondo i requisiti richiesti dal foglio di calcolo con uno ietogramma di 5 anni si ottiene il grafico in Figura 85:

Come si può vedere, la portata in uscita dal modello prima della verifica dei coefficienti ha un valore molto elevato di quasi 2 mc. Bisogna considerare che nella condizione iniziale di realizzazione del modello sono stati immessi i seguenti coefficienti di deflusso:

- per aree appartenenti alle zone verdi:  $\varphi = 0.3$ ;
- per aree appartenenti alle pavimentazioni:  $\varphi = 0.8$ ;
- per aree appartenenti ai tetti:  $\varphi = 0.85$ ;
- per aree appartenenti alle strade:  $\varphi = 0.9$ .

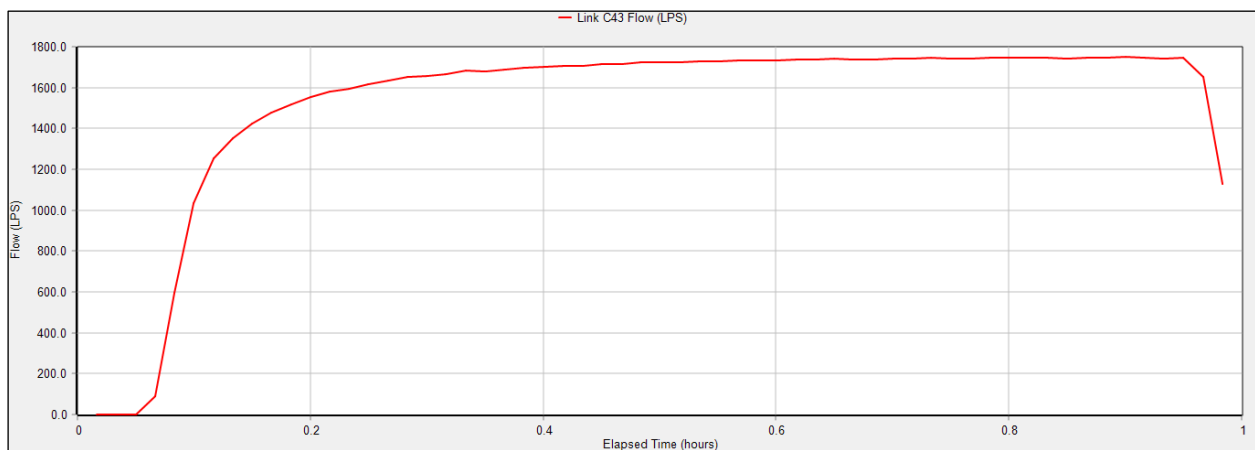


Figura 83 Portata in uscita del sistema dal modello di progetto. Prima della verifica dei coefficienti di deflusso il valore è di quasi 1,8 mc equivalente di 1800 l/s.

Prendere per corretto il valore di portata in uscita dal sistema di scolo sarebbe in realtà scorretto poiché con una rapida verifica si può constatare che il valore di portata dovrebbe aggirarsi attorno a 1 mc e non al suo doppio. Questo è confermato con la relazione (9.4):

$$Q = \frac{\varphi Sh}{\tau_c}$$

(9.4)

Tale formula si è ripetuta per ogni categoria di aree grazie alla minuziosa suddivisione delle stesse nella prima fase di pre-dimensionamento. Questo rapido calcolo è più soddisfacente di uno analogo

nella condizione in cui ci sarebbero state poche o più aree incluse in un'unica area, in tal caso si sarebbe dovuto stimare il coefficiente di deflusso medio delle aree racchiuse nella macroarea. In ogni caso viene riportata la Tabella 18 con il contributo delle portate per ogni tipologia di area in esame:

	Aree (m <sup>2</sup> )	Percentuale	Coefficiente di deflusso (φ)	Portate Q
<b>Tetti</b>	21806.25 m <sup>2</sup>	17.81%	0.85	253.42 l/s
<b>Pavimentazioni</b>	11494.77 m <sup>2</sup>	9.39%	0.80	125.73 l/s
<b>Strade</b>	35551.61 m <sup>2</sup>	29.04%	0.90	437.47 l/s
<b>Verde</b>	53588.36 m <sup>2</sup>	43.77%	0.30	219.81 l/s
<b>Totale</b>	122440.98 m <sup>2</sup>	100.00%		1036.43 l/s

Tabella 18 Tabella riassuntiva delle tipologie di aree in esame con relative percentuali. Sono specificati inoltre i coefficienti di deflusso per ogni categoria di superficie con il contributo di ogni portata per tipologia in l/s.

Il valore di tali portate è espresso in l/s. Si può comunque determinare la portata con il coefficiente di deflusso ponderato. Per questa relazione è necessario sapere per la zona in esame:

- $h$ : l'altezza di pioggia in mm riferita all'ultima sezione di scolo appartenente all'area in esame come ottenuta da foglio di calcolo ed è pari a 44.74mm;
- $\bar{\phi}$ : il coefficiente di deflusso ponderato delle aree inserite nel modello che è adimensionale ed è ottenuto da un rapporto dove al numeratore c'è la sommatoria dei prodotti delle rispettive aree per i propri coefficienti di deflusso e al denominatore la sommatoria delle aree stesse, come da equazione (9.5):

$$\bar{\phi} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = 0.62$$

(9.5)

Dove:

- $S$ : superficie totale del micro-bacino analizzato che è pari a 122 441 m<sup>2</sup> pari a 12,24 ha;
- $\tau_c$ : tempo di corrivazione della zona considerata ottenuta dal foglio di calcolo. Si intende come il tempo necessario affinché la goccia d'acqua più lontana, proveniente in questo caso dallo ietogramma di progetto, raggiunga la sezione di chiusura del micro-bacino in esame. È stato determinato un tempo di corrivazione pari a 54.54 min e quindi a 3272.3 secondi.

Si può quindi stimare la portata che sarà pari alla (9.6):

$$Q = \frac{h \bar{\phi} S}{\tau_c} = \left[ \frac{\left( \frac{44.74}{1000} \cdot 0.62 \cdot 122441 \right)}{3272.3} \right] * 1000 = 1036.43 \frac{l}{s} = 1.03 \frac{mc}{s}$$

(9.6)

Con l'equazione (9.6) si può dire che la portata in uscita dal micro-bacino si deve aggirare intorno a 1 mc/s e non a 1.8 mc/s come riportato nella Figura 85. Al fine di ottenere una corretta taratura del modello su SWMM è stato necessario ricalibrare alcuni parametri e quindi nella fase di post analisi

osservare nel *Summary Results* il *runoff* dei *subcachments*. Qui si è constatato che i valori dei coefficienti di deflusso implementati nel calcolo dal simulatore non erano quelli immessi, ma come si vede nella Tabella 19 seguente erano diversi:

Subcatchment	Runoff Coeff	Subcatchment	Runoff Coeff	Subcatchment	Runoff Coeff	Subcatchment	Runoff Coeff
VERDE1	0.941	Tetto57	1.001	Pav127	0.992	Strada186	0.998
VERDE2	0.898	Tetto58	0.995	Pav128	0.914	Strada187	0.999
VERDE3	0.952	Tetto59	0.998	Pav129	0.993	Strada188	0.999
VERDE4	0.939	Tetto60	1.001	Pav130	0.993	Strada189	0.999
VERDE5	0.958	Tetto61	0.996	Pav131	0.994	Strada190	0.999
VERDE6	0.956	Tetto62	0.948	Pav132	0.993	Strada191	1.001
VERDE7	0.976	Tetto63	0.999	Pav133	0.995	Strada192	0.997
VERDE9	0.897	Tetto64	1.000	Pav134	0.993	Strada193	1.000
VERDE10	0.964	Tetto65	0.999	Pav135	0.995	Strada194	0.998
VERDE11	0.939	Tetto66	0.996	Pav136	0.992	Strada195	0.999
VERDE12	0.788	Tetto67	0.999	Pav137	0.988	Strada196	0.998
VERDE13	0.939	Tetto68	0.994	Pav138	0.995	Strada197	0.997
VERDE14	0.924	Tetto69	0.994	Pav139	0.992	Strada198	0.999
VERDE15	0.931	Tetto70	0.999	Pav140	0.996	Strada199	0.996
VERDE16	0.970	Tetto71	0.994	Pav141	0.995	Strada200	1.001
VERDE17	0.955	Tetto72	0.999	Pav142	0.992	Strada201	0.993
VERDE18	0.967	Tetto73	0.999	Pav143	0.994	Strada202	1.001
VERDE19	0.923	Tetto74	0.995	Pav144	0.994	Strada203	1.001
VERDE20	0.965	Tetto75	0.997	Pav145	0.995	Strada204	1.001
VERDE21	0.967	Tetto76	0.998	Pav146	0.995	Strada205	1.001
VERDE22	0.966	Tetto77	0.995	Pav147	0.994	Strada206	1.001
VERDE23	0.947	Tetto78	0.996	Pav148	0.993	Strada207	0.995
VERDE24	0.941	Tetto79	1.001	Pav149	0.995	Strada208	1.000
VERDE25	0.966	Tetto80	0.996	Pav150	0.993	Strada209	0.990
VERDE26	0.966	Tetto81	0.998	Pav151	0.993	Strada210	1.000
VERDE27	0.961	Tetto82	0.993	Pav152	0.990	Strada211	0.999
VERDE28	0.978	Tetto83	0.998	Pav153	0.987	Strada212	1.000

Tabella 3 Tabella riassuntiva che mostra i *Runoff Coeff.* per ogni categoria di alcune superfici modellate. In particolare, si nota che i coefficienti di deflusso per diverse categorie (verde, tetti, pavimentazioni, strade) nella fase post simulazione sono notevolmente superiori a quelli ipotizzati con dei valori che sono vicini all'unità.

Come si può notare sempre dalla Tabella 19, i *Runoff Coefficient* sul modello di calcolo sono nettamente superiori ai valori precedentemente immessi nel software. Questo ha determinato un forte deflusso delle acque sulle superfici del modello tramutandosi a sua volta con un elevato valore di portata nella sezione finale della rete di scolo. Il motivo principale per cui i coefficienti di deflusso delle diverse aree sono variati è perché essi mutano anche in base volume di precipitazione inserito nel modello. La coerenza dei coefficienti di deflusso si è mantenuta nel modello preliminare con lo ietogramma ottenuto a partire dalla campagna di misura, ma non con quello di progetto; infatti, si suppone che con degli ietogrammi ottenuti da *CPP* di 10 o 100 anni, i coefficienti saranno tendenti all'unità. Questo significa che tutto il volume precipitato si trasforma in deflusso superficiale per ogni categoria di superficie, come già è avvenuto nel modello di progetto prima della correzione.



Uno dei parametri che ha più influenza nella determinazione dei deflussi è il parametro *Width*. Quest'ultimo è stato già descritto in precedenza, infatti *Width* sta a sintetizzare in un'area scolante, la distanza (in metri per questo caso) della particella idraulicamente più sfavorevole dalla sua sezione di chiusura. La misurazione rappresenta in essa un parametro di calibrazione per il modello stesso: diminuendo la distanza del punto idraulico più lontano, i relativi coefficienti di deflusso, appartenenti alle aree a essi legati, tendono a diminuire. Si è proceduto per modifica di tale parametro al fine di diminuire il *runoff coefficient* di ogni *subcatchments*. Il minimo preposto per questa modifica del parametro di calibrazione è dettato dai valori precedentemente stabiliti per i coefficienti di deflusso per ogni tipologia di area inserita. Si riporta la Tabella 20 che sintetizza per le quattro tipologie di *subcatchments* il raggiungimento al target preposto per i parametri dei deflussi.

Subcatchment	Runoff Coeff	Subcatchment	Runoff Coeff	Subcatchment	Runoff Coeff	Subcatchment	Runoff Coeff
VERDE1	0.325	Tetto56	0.998	Pav127	0.849	Strada185	1.001
VERDE2	0.317	Tetto57	1.000	Pav128	0.806	Strada186	0.998
VERDE3	0.369	Tetto58	0.990	Pav129	0.805	Strada187	0.999
VERDE4	0.350	Tetto59	0.994	Pav130	0.826	Strada188	0.999
VERDE5	0.306	Tetto60	1.001	Pav131	0.854	Strada189	0.999
VERDE6	0.307	Tetto61	0.992	Pav132	0.851	Strada190	0.999
VERDE7	0.321	Tetto62	0.917	Pav133	0.831	Strada191	1.001
VERDE9	0.321	Tetto63	0.996	Pav134	0.850	Strada192	0.997
VERDE10	0.363	Tetto64	0.997	Pav135	0.844	Strada193	1.000
VERDE11	0.369	Tetto65	0.996	Pav136	0.808	Strada194	0.998
VERDE12	0.386	Tetto66	0.992	Pav137	0.834	Strada195	0.999
VERDE13	0.355	Tetto67	0.997	Pav138	0.849	Strada196	0.998
VERDE14	0.363	Tetto68	0.988	Pav139	0.806	Strada197	0.997
VERDE15	0.358	Tetto69	0.988	Pav140	0.804	Strada198	0.999
VERDE16	0.331	Tetto70	0.996	Pav141	0.849	Strada199	0.996
VERDE17	0.316	Tetto71	0.987	Pav142	0.836	Strada200	1.001
VERDE18	0.331	Tetto72	0.996	Pav143	0.807	Strada201	0.993
VERDE19	0.352	Tetto73	0.999	Pav144	0.867	Strada202	1.001
VERDE20	0.339	Tetto74	0.990	Pav145	0.802	Strada203	1.001
VERDE21	0.340	Tetto75	0.993	Pav146	0.848	Strada204	1.001
VERDE22	0.333	Tetto76	0.994	Pav147	0.836	Strada205	1.001
VERDE23	0.304	Tetto77	0.990	Pav148	0.841	Strada206	1.001
VERDE24	0.327	Tetto78	0.991	Pav149	0.815	Strada207	0.995
VERDE25	0.347	Tetto79	0.999	Pav150	0.842	Strada208	1.000
VERDE26	0.361	Tetto80	0.991	Pav151	0.844	Strada209	0.990
VERDE27	0.324	Tetto81	0.994	Pav152	0.822	Strada210	1.000
VERDE28	0.310	Tetto82	0.986	Pav153	0.844	Strada211	0.999

Tabella 4 Tabella riassuntiva che mostra i Runoff Coeff. per ogni categoria di alcune superfici modellate. In particolare, si nota che i coefficienti di deflusso per diverse categorie (verde, tetti, pavimentazioni, strade), nella fase post simulazione dopo la diminuzione dei parametri width legati ad essi, sono rientrati nei range ipotizzati nella fase preliminare.

Un'ulteriore modifica che è stata fatta ai fini di diminuire il deflusso proveniente dalle aree di impluvio, è stato quello di diminuire la pendenza di alcune falde dal 30% al 10%, mentre per le coperture riconosciute come pianeggianti, come dall'istantanea di *Google Earth*, la pendenza è rimasta invariata e pari al 5%. Per le aree verdi non si è superato il limite imposto di pendenza pari all'8% nelle zone più scoscese, mentre infine per le pavimentazioni il valore è rimasto invariato al 2%.



## 9.5 Gli effetti sul modello con uno ietogramma avente tempo di ritorno di 5 anni

Prima di vedere il comportamento del modello sotto l'effetto di una precipitazione con tempo di ritorno di 5 anni sono state fatte alcune considerazioni.

Grazie all'ausilio del foglio di calcolo in APPENDICE è stata inserita l'equazione (9.3) di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di cinque anni con le conseguenti correzioni di *Puppini*. Si è evidenziata in alcuni tratti una velocità del refluo molto elevata con valori superiori ai 4 m/s, questo perché: sia i diametri ipotizzati non erano sufficienti con le nuove condizioni più gravose, sia le pendenze delle condotte come da rilievo satellitare erano elevate.

C'è da considerare che il tratto principale della rete di scolo che costeggia il fiume Chienti ha una sezione molto grande di tipo ovoidale del calibro di 1750X1230 mm (come da rilievo dalla *Soc. Hydro Ingegneria*) che è stata inserita nel modello ma non nel foglio di calcolo. Difatti anche se fosse stata inserita tale sezione per le poche aree annesse, non esisterebbe un valore sul grado di riempimento  $y/D$  poiché troppo piccolo, dato che sono annesse poche aree afferenti che ricadono nella condotta facente parte della zona in esame.

Dal foglio di calcolo si evidenziano dei problemi riguardanti le velocità ammesse del refluo della rete di scolo. Sono presenti, infatti, velocità molto elevate maggiori di 4 m/s che potrebbero a lungo termine provocare un'erosione delle pareti delle condotte in calcestruzzo. Sono state ipotizzate più vie al fine di diminuire la velocità della rete di scolo nei tratti critici:

- aumentare i diametri delle condotte considerando che vi è un notevole costo dovuto al materiale stesso e che nel cambio di diametro di una condotta a monte ne seguono ugualmente se non superiormente anche quelle a valle per evitare il cosiddetto effetto imbuto che potrebbe creare delle sovrappressioni nelle zone di cambi di diametro;
- operare sulle pendenze dei canali aumentando le quote di fondo dei pozzetti nel modello, con il fine di diminuire a sua volta l'inclinazione della condotta stessa, ma anche questo ha un notevole costo dovuto agli scavi. La quota di default di tutti i pozzetti è comunque pari a 1 metro e nei punti di modifica non superiori a 4 metri.

Nel tentativo di adottare l'ipotesi di voler far rimanere inalterate le quote, operando solo sui diametri al fine di diminuire le velocità del refluo, si è arrivati a sezioni molto grandi nell'ordine di 1.1 m fino a 1.8 m. Dovendo considerare anche il lato economico dovuto al costo di un possibile intervento di questo tipo, si è andati perciò a operare sulle pendenze dei canali, sia aumentando le quote di fondo dei pozzetti e delle condotte nel modello di progetto, sia aumentando i diametri cercando di contenere i costi di un possibile scavo.

Si fa presente che l'unico pozzetto che ha subito uno scavo superiore ai 4 m (valore prefissato) è il j23 da modello per la condotta c38 presente in Via Fratelli Cervi.

Per tutte le condotte dove non era pervenuta tramite snapshot di *Google Earth*, una differenza in termini di altezze è stata garantita una minima pendenza del 2‰ (o 0.2% nel modello). Si specifica che i pochi centimetri o decimetri necessari per garantire questa condizione rientrano in tutti i casi nel metro di profondità stabilito già nella fase iniziale del modello. Le quote di fondo dei canali, subito a monte per le condotte dove è garantita una minima pendenza, hanno un *outlet offset* della

quota di fondo pari almeno alla quota di fondo della condotta in uscita dal pozzetto, questo per evitare fenomeni di rigurgito o acque stagnanti nel modello stesso.

D'altro canto, in altre situazioni appena a monte della zona di scavo, non si è ritenuto efficiente adottare la metodologia appena descritta poiché con uno scarto di pochi decimetri si è riusciti a portare la velocità di calcolo sotto i 4 m/s.

I canali che hanno avuto una particolare necessità d'intervento nel modello sono quelli che collegano la zona di monte con quella di valle dotati di grandi portate ed elevate pendenze. Queste sono soggette a forti velocità del refluo come già specificato nel foglio di calcolo in APPENDICE dove è stato adottato il metodo cinematico. Per queste ultime condotte si è ritenuto necessario portare le pendenze attorno al 2% al fine di diminuire le forti velocità causate dall'originaria morfologia del versante.

In via generale, alcune altre condotte presenti nelle ramificazioni connesse al ramo principale hanno subito un aumento di diametro, perché il loro grado di riempimento  $y/D$ , come specificato dal foglio di calcolo, era superiore a 0.8. Come commentato in seguito, per queste condizioni un aumento di un solo step del diametro è bastato a colmare la carenza dovuta alla scarsa capacità.

C'è inoltre da considerare che per tutte le condotte a valle di quella generica che ha subito un aumento di diametro sono state aumentate con un diametro maggiore o uguale a quello precedente al fine di evitare il classico effetto imbuto. Nelle zone di confluenza delle stesse si è comunque privilegiato il massimo dei due diametri adottati.

Partendo da monte verso valle le condotte che hanno subito un cambio di diametro sono:

- nella zona nord di monte per le condotte c14 e c15 presenti in via IV Novembre che portano il refluo nella zona principale di connessione tra monte e valle presente in via Filippo Turati. Queste hanno subito rispettivamente un aumento di diametro partendo da 0.3 m del pre-dimensionamento a 0.4 m e 0.5 m;
- nella zona est di monte per le condotte c22 e c94 che collegano rispettivamente la prima e la seconda traversa di Via Umberto Lucentini al tratto principale di via Filippo Turati. Queste hanno subito un aumento di diametro partendo da 0.4 m del pre-dimensionamento a 0.5 m;
- nella zona centrale del modello che collega la zona di monte a quella di valle partendo dalla parte superiore del tratto principale di collegamento tra Via Umberto Lucentini e Via IV Novembre.
  - Le condotte c16 e c88 hanno subito un aumento di diametro da 0.3 m del pre-dimensionamento a 0.5 m;
  - inoltre, le condotte c17, c23, c96, c25, c24 e c38 presenti nel tratto principale che collega la zona di monte a quella di valle ubicata lungo via Filippo Turati hanno subito un aumento di diametro e diminuzione delle pendenze;
  - la condotta c17 ha ottenuto un aumento di diametro da 0.4 m del pre-dimensionamento a 0.5 m;
  - la condotta c23 ha subito una diminuzione della sua pendenza da 8.06% a 4.02% e un aumento di diametro da 0.4 m del pre-dimensionamento a 1 m;
  - la condotta c96 ha subito una diminuzione della sua pendenza da 17.34% a 2.85% e un aumento di diametro da 0.4 m a 1 m;

- la condotta c25 ha subito una diminuzione della sua pendenza da 15.09% a 1.87% e un aumento di diametro da 0.5 m a 1 m;
- la condotta c38 ha subito una diminuzione della sua pendenza da 8.26% a 2.07% e un aumento di diametro da 0.5 m a 1 m;
- nella parte superiore della zona di valle le condotte c32, c33, c34, c36, c37 e c114 situate in via Fratelli Cervi nella ramificazione che si allaccia alla rete principale hanno subito sia una diminuzione delle pendenze che aumenti di diametro.
  - La condotta c32 ha subito una diminuzione della sua pendenza da 8.79% a 5.23% e un aumento di diametro da 0.3 m a 0.4 m;
  - La condotta c33 ha subito un aumento di diametro da 0.3 m a 0.7 m;
  - La condotta c34 ha subito un aumento di diametro da 0.3 m a 0.7 m;
  - La condotta c36 ha subito un aumento di diametro da 0.4 m a 0.7 m;
  - La condotta c37 ha subito un aumento di diametro da 0.4 m a 0.7 m;
  - La condotta c114 ha subito un aumento di diametro da 0.4 m a 0.7 m;
- nella parte inferiore della zona di valle le condotte c66, c39, c57, c58, c124, c125, c26 e c131 hanno subito sia una diminuzione della pendenza che aumento di diametro.
  - la condotta c66 situata in via Guidobaldo Orizi ha subito una diminuzione di pendenza da 11.06% a 5.50%;
  - la condotta c39 situata in viale Bruno Buozzi ha subito un aumento di diametro da 0.3 m a 0.4 m;
  - la condotta c57 situata tra viale Bruno Buozzi e via Arnaldo Osmani ha subito un aumento di diametro da 0.3 m a 0.4 m;
  - la condotta c58 situata tra viale Bruno Buozzi e via Arnaldo Osmani ha subito un aumento di diametro da 0.3 m a 0.4 m;
  - la condotta c124 situata in viale Bruno Buozzi ha subito un aumento di diametro da 0.4 m a 0.5 m;
  - la condotta c125 situata in viale Bruno Buozzi ha subito un aumento di diametro da 0.4 m a 0.5 m;
  - la condotta c26 situata tra viale Bruno Buozzi e via Arnaldo Osmani ha subito un aumento di diametro da 0.4 m a 0.5 m;
  - la condotta c131 situata in via Arnaldo Osmani ha subito un aumento di diametro da 0.3 m a 0.6 m.

Al fine di rendere più diretta la variazione di diametro lungo il sistema di scolo si propongono le seguenti mappe come illustrato quanto segue in Figura 86

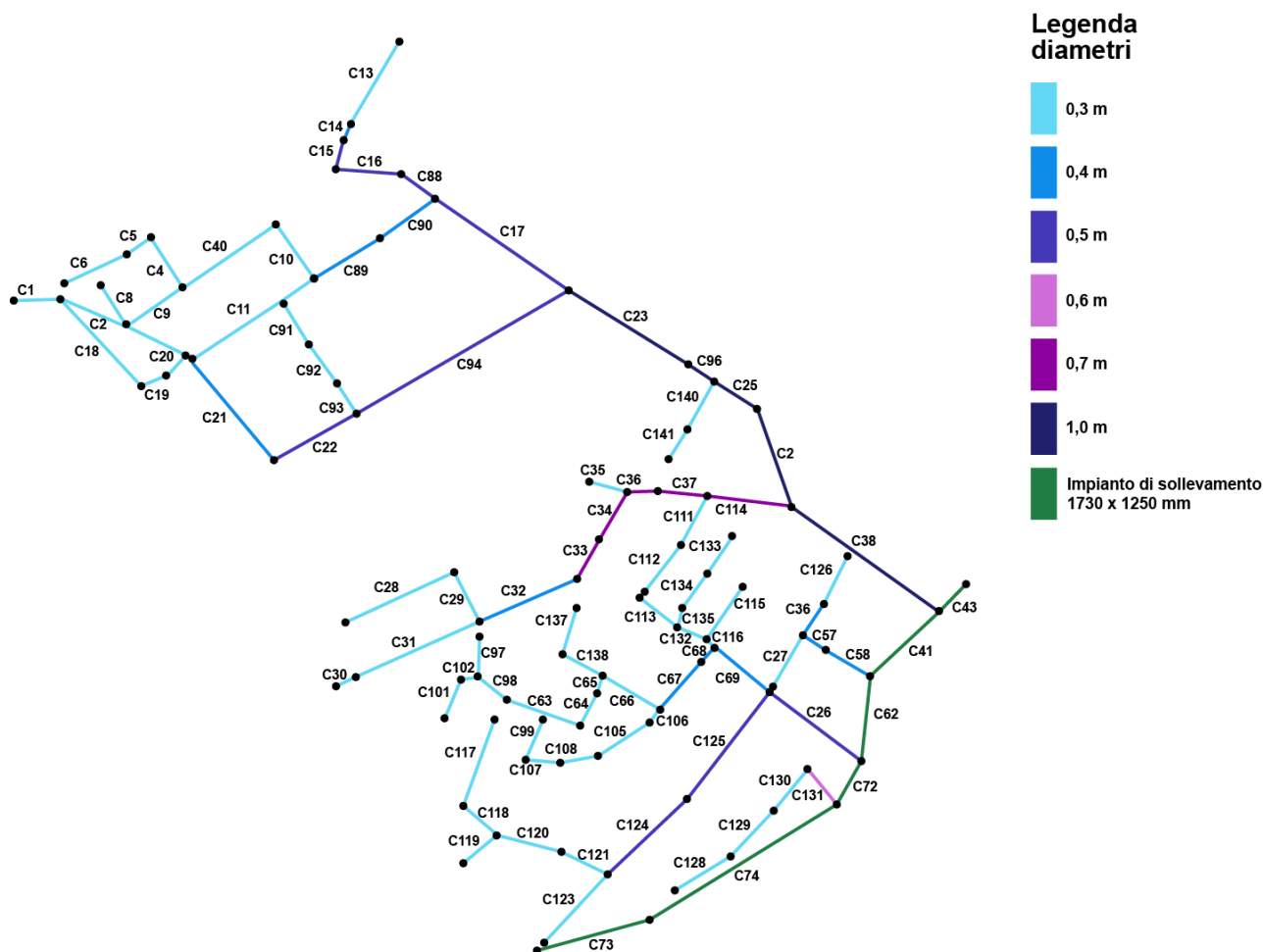


Figura 84 Mappa dei nuovi diametri delle condotte necessari per la rete di scolo con una pioggia con un tempo di ritorno di 5 anni, come da foglio di calcolo in APPENDICE.

## 9.6 Gli effetti nel modello applicando uno ietogramma costante con CPP di 10 anni

È stato inserito nel progetto ai fini della modellazione idraulica per verificare come reagiva la rete di scolo inserendo uno ietogramma pari a 55.50 mm di altezza di pioggia. Tale altezza si riferisce a uno ietogramma costante con un tempo di ritorno ottenuto a partire da una cpp di 10 anni per l'elaborazione statistica dei dati di pioggia nella zona in esame. L'altezza di pioggia è stata ricavata inserendo i coefficienti  $a$  e  $n$  con l'ulteriore correzione di Puppini nel foglio di calcolo in APPENDICE. La durata è pari a circa 54.54 minuti che rappresenterebbe la durata caratteristica del bacino in esame con un tempo di versante di 10 minuti. Viene applicato quindi:

- uno ietogramma costante per  $T_C = 3272.27$  sec (55.54 min) e tempo di ritorno  $T_R$  pari a 10 anni. L'equazione di possibilità pluviometrica per  $T_R$  10 anni avente i coefficienti ricavati dalla correzione di Puppini  $a' = 57,886$  e  $n' = 0,442$  è espressa nella (9.3):

$$y = 57,886 x^{0,442}$$

(9.7)

Nella parte seconda del foglio di calcolo presente in APPENDICE si determina il tempo di corrivazione in corrispondenza della sezione di chiusura a valle della rete di scolo, in particolare nella condotta C43 e precisamente nel pozzetto j112. In corrispondenza di questo punto si ricava l'altezza totale di precipitazione espressa in mm riferita al bacino in esame. Tali millimetri di pioggia sono corrispondenti a un tempo di ritorno di 10 anni. Tale valore simboleggia l'altezza totale riferita a tutta la superficie afferente che coincide con quella in esame avente un tempo di corrivazione di 54,33 minuti. Si riporta quindi lo ietogramma di progetto con  $T_R$  di cinque anni applicato che successivamente sarà inserito nel modello Figura 87.

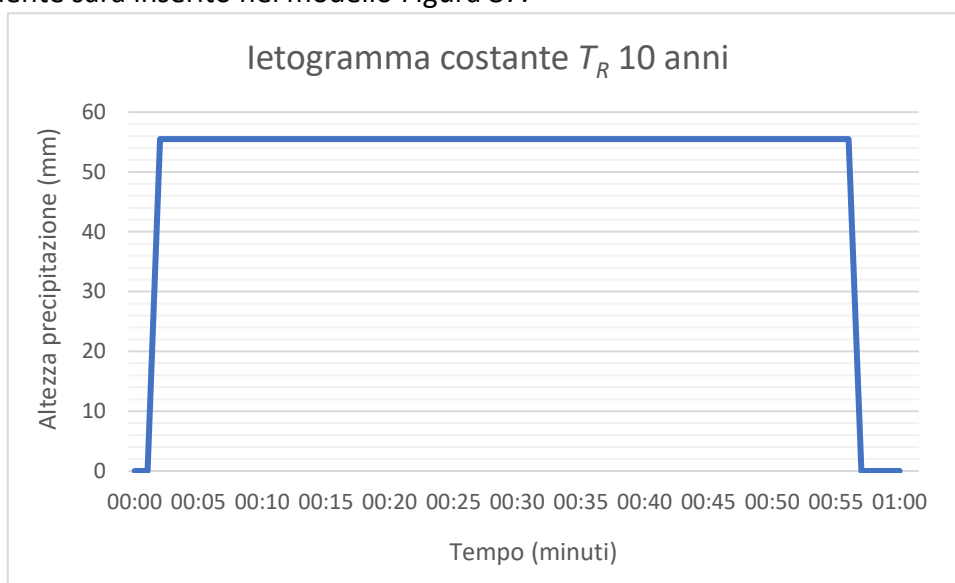


Figura 85 Ietogramma costante di progetto per un tempo di ritorno di 10 anni.

I valori delle altezze di precipitazione relazionati al tempo in minuti ore sono i seguenti come da Tabella 21:

Data	Ora	Altezza
03/03/2020	00:00	0.00
03/03/2020	00:01	0.00
03/03/2020	00:02	1.01
03/03/2020	00:03	2.02
03/03/2020	00:04	3.03
03/03/2020	00:05	4.04
03/03/2020	00:06	5.05
03/03/2020	00:07	6.05
03/03/2020	00:08	7.06
03/03/2020	00:09	8.07
03/03/2020	00:10	9.08
03/03/2020	00:11	10.09
03/03/2020	00:12	11.10
03/03/2020	00:13	12.11
03/03/2020	00:14	13.12
03/03/2020	00:15	14.13
03/03/2020	00:16	15.14
03/03/2020	00:17	16.14
03/03/2020	00:18	17.15

<b>Data</b>	<b>Ora</b>	<b>Altezza</b>
03/03/2020	00:19	18.16
03/03/2020	00:20	19.17
03/03/2020	00:21	20.18
03/03/2020	00:22	21.19
03/03/2020	00:23	22.20
03/03/2020	00:24	23.21
03/03/2020	00:25	24.22
03/03/2020	00:26	25.23
03/03/2020	00:27	26.23
03/03/2020	00:28	27.24
03/03/2020	00:29	28.25
03/03/2020	00:30	29.26
03/03/2020	00:31	30.27
03/03/2020	00:32	31.28
03/03/2020	00:33	32.29
03/03/2020	00:34	33.30
03/03/2020	00:35	34.31
03/03/2020	00:36	35.32
03/03/2020	00:37	36.32
03/03/2020	00:38	37.33
03/03/2020	00:39	38.34
03/03/2020	00:40	39.35
03/03/2020	00:41	40.36
03/03/2020	00:42	41.37
03/03/2020	00:43	42.38
03/03/2020	00:44	43.39
03/03/2020	00:45	44.40
03/03/2020	00:46	45.41
03/03/2020	00:47	46.41
03/03/2020	00:48	47.42
03/03/2020	00:49	48.43
03/03/2020	00:50	49.44
03/03/2020	00:51	50.45
03/03/2020	00:52	51.46
03/03/2020	00:53	52.47
03/03/2020	00:54	53.48
03/03/2020	00:55	54.49
03/03/2020	00:56	55.50
03/03/2020	00:57	0.00
03/03/2020	00:58	0.00
03/03/2020	00:59	0.00
03/03/2020	01:00	0.00

*Tabella 21 Ietogramma rettangolare di progetto con tempo di ritorno di dieci anni e uno scroscio di 55.5 minuti.*

L'altezza di pioggia in mm nella sezione di chiusura del bacino è di 55.50 mentre il tempo di corrivazione è pari a 55 minuti.

Applicando tali coefficienti  $a$  e  $n$  al foglio di calcolo vengono automaticamente riscontrate alcune criticità riguardo sia il grado di riempimento che la velocità del refluo all'interno di alcune condotte. Si specifica che il foglio di calcolo è lo stesso di quello di 5 anni, con l'unica differenza che sono stati inseriti i coefficienti appartenenti alla *CPP* di 10 anni. In questo caso non verrà eseguito né un aumento di diametro per soddisfare la verifica del grado di riempimento, né una diminuzione delle pendenze per la verifica delle velocità. Questo perché si è voluto constatare solo la reazione del modello quando era esposto a una pioggia più severa di quella di progetto.

Da foglio di calcolo il grado di riempimento  $y/D$  è stato superato per le condotte:

- C14
- C101
- C66
- C39
- C124
- C125

Bisogna però considerare che:

- a tutte le condotte segnalate è stata assegnata una pendenza minima del 2‰;
- il foglio di calcolo determina il grado di riempimento per la verifica in condizioni di sicurezza immettendo il valore successivo quando esso è compreso tra i due valori in tabella.

Per questi motivi aumentando nel foglio di calcolo il diametro di cinque centimetri, in tutti i casi il problema viene risolto.

Per la verifica delle velocità, le condotte che non hanno una velocità del refluo sotto i 4 m/s nel foglio di calcolo, ma che soddisfano la verifica del grado di riempimento grazie alle condizioni precedenti di progetto, sono:

- C23
- C28
- C36
- C114
- C38
- C65
- C68
- C26

Inserendo nel modello il nuovo ietogramma di progetto non si notano particolari criticità se non per la velocità del refluo nettamente superiore ai 4 m/s come già specificato nel foglio di calcolo. Bisogna considerare che poiché lo ietogramma è aumentato anche i *runoff coefficient* sono aumentati e sarà consigliabile fare le dovute calibrazioni ai fini del progetto.

#### 9.6.1 Determinazione della portata in uscita del sistema con una *CPP* di 10 anni

Per determinare la portata in uscita dalla rete di scolo per una *CPP* di 10 anni è stato usato il programma di simulazione *EPA-SWMM*. Quest'ultimo, infatti permette di determinare il volume meteorico in mc/s o l/s nel tempo, simulato dallo ietogramma inserito precedentemente nella

simulazione. Come ci si aspetta è necessario che le acque di tutto il sistema di scolo defluiscano verso un unico punto al fine di determinare un unico valore di portata o viceversa nel caso di più punti con più valori di portata.

La sola e unica uscita del refluo nella zona in esame, individuata come *outfall* del sistema, è l'ultima porzione della condotta subito dopo la delimitazione dell'area in esame. Questa è situata a valle del modello e quindi nell'ultima porzione dell'impianto di sollevamento che porta le acque al depuratore di Tolentino. Tale condotta nel modello prende il nome di C43 ed è posta nella realtà lungo Via Arnaldo Osmani.

Ai fini di una corretta analisi dei dati si propone il grafico della portata in uscita del sistema della porzione di zona modellata sia con lo ietogramma costruito dalla campagna di misura nel modello preliminare, sia con la portata in uscita del sistema con lo ietogramma di progetto costruito con i parametri della CPP di tempo di ritorno 10 anni Figura 88. A questo punto ci si aspetta una portata maggiore nel secondo caso poiché aumentando il volume del defluito aumenta anche la portata in uscita del sistema.

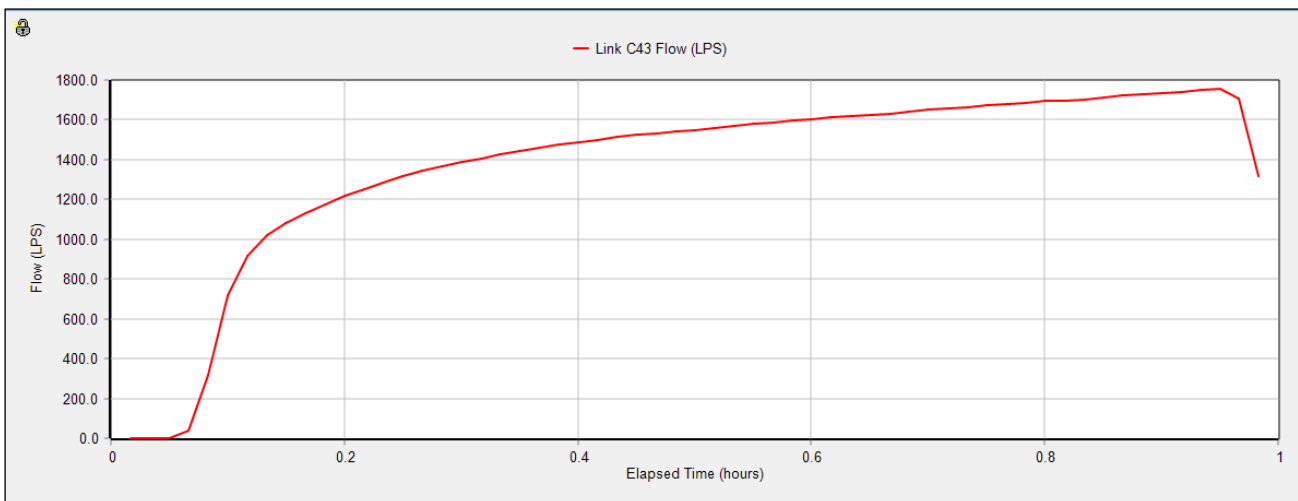


Figura 86 Portata in mc in uscita dal sistema per il modello di progetto con lo ietogramma costante ricavato dai parametri della curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno 10 anni. Si evidenzia il massimo pari a 1,8 mc/h attorno ai 55 min (tempo di corrivazione del bacino in esame).

Tutta la curva osservabile dall'immagine in Figura 88 rappresenta la condizione di carico in  $m^3$  a cui è soggetta la rete. Come nel caso del paragrafo riguardante l'analisi della portata in uscita dal modello avente ietogramma con tempo di ritorno 5 anni, si possono individuare tre tratti: nel primo l'incremento di portata è minimo (quasi impercettibile) probabilmente generato dalle prime superfici verso la sezione di chiusura considerata; nel secondo è massimo rispetto agli altri mentre il terzo presenta un coefficiente angolare inferiore rispetto al secondo. Il tempo totale sappiamo che è pari al tempo di corrivazione del bacino. Il cambio di pendenza si attesta attorno al 20% del tempo totale ed è dato dallo scarico dei rami affluenti aventi un tempo di corrivazione più breve rispetto agli altri. Inoltre, si immagina che in questa porzione di grafico ci sia il contributo contemporaneo della maggior parte delle aree presenti nel modello. La parte di incremento centrale è data dal contributo delle aree rete che hanno un tempo di corrivazione più elevato rispetto alla prima, di conseguenza le troveremo verso la fine. La parte discendente infine rappresenta il contributo generato dallo scarico delle condotte più lontane verso la sezione di chiusura che sopraggiungono quando ormai il culmine è già avvenuto.



## 10 LE PORTATE PARASSITE

### 10.1 Individuazione delle portate parassite

Con il termine portate parassite si indicano tutte le acque che si infiltrano all'interno della rete di scolo in zone sconosciute, dando origine a portate che si vanno a sommare ai reflui ordinari. Alla luce di questo si denota un afflusso generato da un'infiltrazione. Il malfunzionamento causato da una rottura dell'elemento della rete può generare da un lato l'infiltrazione nella rete fognaria (*Infiltration*) dall'altro una perdita del refluo nelle zone vicine (*Exfiltration*).

Tale significato è evidentemente esteso rispetto a quello comunemente adottato ed esprime in sé "acque evitabili". Il termine comprende quindi anche portate di esaurimento presenti in grandi collettori di acque miste o immissioni che si possono definire con un neologismo "di gestione", accettate temporaneamente al fine di garantire l'utilizzo del territorio per le attività umane in attesa di migliori soluzioni alternative. Bisogna però considerare ad esempio che vari scarichi puntuali nella rete dovuti a condizioni di bonifica o di acque bianche in fognatura mista, sommate a rotture concentrate sono molto più importanti e onerose delle seconde considerando l'elevato rapporto costo-beneficio dell'intervento.

Per *Infiltration* tra le anomalie più comuni si considerano:

- il collegamento di drenaggi di giardini e campi coltivati. Un tipico sintomo per portate parassite provenienti da campi di coltura è quello di riscontrare un aumento dell'infiltrazione, solo in periodi dell'anno dove si riscontrano periodi più caldi;
- le acque provenienti da sorgenti o affioramenti: convogliate in fognatura per consentire utilizzo antropico di aree umide;
- le acque di torrenti (raro);
- gli sfiori di serbatoi di acquedotto;
- gli sfiori verso canali ovvero sfiori di fognatura divenuti scarichi di canali per modificato regime idraulico;
- le acque di raffreddamento di impianti industriali (provenienti quindi da carichi dell'acquedotto industriale);
- le acque drenate dal terreno in maniera provvisoria e no;
- le acque di falda che filtrano da giunti non a tenuta e da rotture vere e proprie nella rete al di sotto del livello della falda stessa. Nelle zone di gronda lagunare tali acque possono essere frequentemente salate e aggravare il problema.

L'infiltrazione si manifesta principalmente quando le acque provenienti dalle falde entrano nel sistema di scolo attraverso due principali vettori:

- lato condotte attraverso lesioni, fori e giunzioni realizzate erroneamente o rovinate col tempo;
- lato pozzetti attraverso la rottura della parete dei pozzetti stessi o del fondo (Figura 89).

Le conseguenze di un fenomeno di *Infiltration* sono:

- la sovrastima della portata nera;
- il mal funzionamento del comparto biologico;

- la riduzione dell'efficienza dell'impianto di depurazione;
- la riduzione della capacità di smaltimento dei collettori fognari;
- il funzionamento delle stazioni di sollevamento in condizioni diverse rispetto a quelle di progetto, quindi soggette a precoce usura;
- lo sfioro delle portate in condizioni di tempo secco;
- la maggiore frequenza degli scarichi in corrispondenza degli scolmatori posti lungo la rete di fognatura con un conseguente notevole apporto di inquinanti al corpo ricettore;
- l'aumento dei costi energetici, gestionali, depurativi e legali.



Figura 87 Infiltrazione in un pozzetto. Fonte Ecogrundingspecialist.

Considerando un *Exfiltration*, ossia uno sversamento che causa un inquinamento di tipo diffuso di acquiferi sotterranei confinati e non confinati.

Il fenomeno dell'*Exfiltration* si verifica in corrispondenza di fratture, aperture, lesioni, ecc. di una tubazione, soprattutto quando il livello della falda è inferiore a quello idrico nella fognatura. Esso costituisce per gli acquiferi un inquinamento di tipo diffuso caratterizzato da microrganismi di origine fecale, virus, ammoniaci, nitrati, nitriti, ecc.

In entrambi i casi possono esserci errori di installazione, manutenzione o in molti casi danni dovuti alle penetrazioni di radici. Poiché il sistema fognario è posizionato in profondità rispetto ad acque bianche e acquedotti, il liquido proveniente dalle piogge, dalle falde sotterranee o da altri servizi saturano il terreno, entrano negli elementi principali che compongono la rete di scolo causandone in alcuni casi severe portate. Una volta generata la falla, il terreno circostante saturo d'acqua, sviluppa fenomeni di richiamo per quello prospiciente favorendo dei veri e propri percorsi sotterranei, che aumentano il fenomeno dell'infiltrazione. Le acque d'infiltrazione, inoltre, erodono il materiale di rifianco delle condotte trascinando, all'interno della tubazione, i granelli di terreno, determinando quindi la perdita di resistenza del terreno, la riduzione della sezione idraulica e il conseguente aumento della concentrazione dei solidi nel refluo. Possiamo dire che da un lato ci sono gli afflussi per cui la rete è stata progettata, dall'altro ci sono le infiltrazioni che sono collegate strettamente agli elementi della rete di scolo. In altri scenari, le perdite sono in parte legate alla mancanza di tenuta dei giunti nella rete e in parte al funzionamento in pressione del sistema fognario, specie se di tipo misto, quando è sottoposto ad eventi idrometeorici con tempi di ritorno largamente superiori a quelli adottati in fase di progetto.

Il fenomeno dell'infiltrazione comporta una serie di aspetti negativi, tra i quali quelli di seguito esposti:

- la riduzione delle capacità del sistema fognario;
- la diminuzione della resa per l'impianto di depurazione e gli annessi costi del servizio;
- i rischi per la salute e i danni ambientali.

## 10.2 Riduzione delle capacità del sistema fognario

Il sistema fognario è dimensionato con una portata di progetto dipendente dal numero di utenze a esso collegato. Le portate vengono stabilite in base alla dotazione idrica pro-capite e nella condizione di picco orario nel giorno di massimo consumo. I collettori, una volta dimensionati e posati, non sono in grado di servire le portate con ordini di grandezza nettamente superiori, come nel caso di una o più infiltrazioni. La condizione limite è il funzionamento in pressione della linea con fuoriuscita delle acque reflue (Figura 90), specialmente in concomitanza di eventi meteorici che determinano in alcuni casi la rottura dei collegamenti tra i vari elementi del sistema di scolo. Il fenomeno del carico idraulico sulla rete di fognatura si fa sempre più emblematico con l'aumentare del tempo e dei rispettivi allacci dovuti a un incremento della popolazione a esso connessa. Bisogna inoltre considerare che nel caso di stazioni di sollevamento, come quella in esame, un aumento di portata comporta un maggiore costo in elettricità per le stazioni di sollevamento, sovraccaricando le pompe lungo la linea. Per di più, le infiltrazioni sono spesso accompagnate da parti solide e detriti che tendono a lesionare con il tempo le zone di ingresso causando frane e cedimenti puntuali in superficie.



*Figura 88 Tombino scoperchiato causato dalla forte pressione, in concomitanza di un cospicuo evento piovoso in Siracusa. Fonte: Oranews.*

## 10.3 Diminuzione della resa per l'impianto di depurazione e costi del servizio

In una rete mista, nel caso in cui ci siano portate parassite, il carico da depurare può essere nettamente superiore alle condizioni di progetto, di conseguenza i rendimenti dell'impianto di depurazione non sono soddisfacenti. Bisogna considerare che nelle reti miste, soggette ad eventi atmosferici "marcati", l'impianto di depurazione può facilmente superare la portata di trattamento al quale bisogna aggiungere le eventuali infiltrazioni. Tali fenomeni creano dei disservizi e costi di gestione dell'impianto che si riversano sui clienti della rete sia in termini di tariffe che di disagi. Infatti, in un impianto di fognatura di tipo misto, il sistema di depurazione tratta gli afflussi generati

da eventi meteorici e infiltrazioni parassite come acque sanitarie causando un aumento dei costi di esercizio proporzionale alle portate esistenti. Inoltre, bisogna considerare che, a seguito della fuoriuscita del refluo in strade o corsi d'acqua, potrebbero esserci costi aggiuntivi dovuti alla pulizia delle vie e alla bonifica dei corpi idrici, nonché alle possibili dispute giudiziarie a causa dei continui fenomeni di reflusso all'interno delle abitazioni.

#### 10.4 Rischi per la salute e danni ambientali

Una fuoriuscita dei reflui dall'impianto di fognatura viola le normative ambientali mettendo a rischio la salute pubblica, a causa dei possibili batteri e virus che possono essere rilasciati. I reflui provenienti dalle fognature rilasciano microrganismi, che una volta presenti in corsi d'acqua, strade o nei terreni, comportano dei rischi per la salute, in quanto una volta dispersi, rilasceranno in natura una concentrazione di patogeni che normalmente non sono presenti o che si presenterebbero in una quantità minore. L'acqua, una volta fuoriuscita, può andare a contaminare le aree pubbliche o private, i terreni di coltura, mari o fiumi causandone dei veti su intere zone come, ad esempio, il divieto di accesso alle spiagge o di balneazione Figura 91.

In alcuni casi, le sostanze non biodegradabili vengono sversate nelle acque dei corpi ricettori, formando una sostanza schiumosa di colore bianco sul velo dell'acqua. Queste sostanze non essendo decomponibili mantengono la loro carica nociva, la quale insieme a virus e batteri entrano in contatto con i molluschi e le specie destinate all'alimentazione causandone possibili epidemie.



Figura 89 Sversamento diretto di acque reflue non depurate nel mare di Castel Volturno (CE). Fonte: Greenme.

#### 10.5 Trattazione teorica delle portate parassite

In merito all'origine delle acque parassite, che possono infiltrarsi all'interno delle reti fognarie, possiamo distinguere due grandi categorie di provenienza:

- da acque superficiali: presenti in rete durante le piogge e nulle nei periodi in tempo asciutto;
- da acque di falda: soggette a poca variabilità e presenti quando la rete è al di sotto della falda.

In ambo i casi si ricorda che tali portate aumentano il carico all'impianto di trattamento, quindi è sempre preferibile evitare le infiltrazioni parassite soprattutto nelle reti miste, prediligendo invece reti separate con giunti di collegamento realizzati a regola d'arte.

### 10.5.1 Portate parassite provenienti da acque superficiali

Durante le piogge le acque possono giungere nella rete fognaria attraverso:

- i pozzetti di accesso posizionati lungo la rete;
- un ingresso abusivo da parte delle acque di scolo dei locali interrati o semi-interrati nella rete sanitaria, poiché questi trovano un allaccio più facile e diretto nella fognatura nera piuttosto che la bianca che è al di sopra;
- dalla stessa fognatura bianca verso la zona inferiore dove risiede quella nera. Tale fenomeno è tanto più evidente quanto sono logorati i giunti sia di uno che dell'altro impianto di scolo.

È molto importante ridurre, il più possibile, le infiltrazioni nella fase progettuale di realizzazione della rete e successivamente nella sua gestione. Bisogna tenere in considerazione tutti gli accorgimenti, al fine di minimizzare il più possibile le immissioni non previste: oltre alla posa in opera realizzata a regola d'arte, bisogna pianificare dei controlli diretti sia per evitare immissioni abusive sia per garantire l'efficienza della rete stessa.

### 10.5.2 Portate parassite provenienti da acque di falda

La presenza delle acque nella fognatura, in questo caso, è data dalle acque sotterranee. La tubazione della fognatura si trova al di sotto del livello della falda e l'infiltrazione può avvenire attraverso lesioni delle condotte, giunti in cui manca la tenuta, connessioni tra manufatti e rete non a regola d'arte. Ove i piani programmati di monitoraggio e relativa manutenzione per l'impianto di fognatura sono mancati, le portate parassite a valle tendono ad aumentare. Il fenomeno d'infiltrazione in questo caso è dato alla pressione che la falda esercita sulle pareti della stessa. Infatti, all'aumentare dell'altezza della colonna d'acqua, che sovrasta le pareti della condotta, aumenta la differenza di pressione tra la zona interna e quella esterna della tubazione. Quando quest'ultima supera un valore, o viceversa il degrado dell'involucro supera una certa condizione, avviene l'infiltrazione. Il danno può essere anche di natura intenzionale, come ad esempio nel caso in cui parte delle acque provenienti da corsi d'acqua, canali, fossi, viene volutamente deviata all'interno della rete.

Al fine di determinare l'entità delle portate parassite che possono fuoriuscire dalla rete fognaria, sono pochi i test che sono stati effettuati sulle fognature esistenti e presentati dalla letteratura tecnica sull'argomento. Alcuni degli studi effettuati determinano delle percentuali da adottare per stimare le perdite di una fognatura in funzione della sua lunghezza. Lo studio di sensibilità è stato effettuato sulla base delle indicazioni presentate da Santry per valutare le portate d'infiltrazione in funzione del tipo di giunto e del tipo di materiale che caratterizza la tubazione. Occorre evidenziare che i dati proposti da Santry riguardano le portate d'infiltrazione nel caso in cui la condotta sia sottoposta dall'esterno a carichi idraulici variabili.

I valori indicativi per le tubazioni in cemento a seconda del tipo di giunto sono dell'ordine di 0.306 [l/s km mm] per leganti gettati a freddo, mentre di 0.00056 [l/s km mm] per quelli gettati a caldo, per le tubazioni in gres sono dell'ordine di 0.392 a 0.00609 [l/s km mm], per i giunti in PVC i valori sono dell'ordine del centomillesimo.

## 10.6 La convivenza con i fenomeni d'infiltrazione

Immaginare una rete senza la presenza di portate parassite è utopico, i motivi che ne garantiscono l'esistenza nei tempi odierni sono i seguenti:

- opere non ispezionabili;
- vita utile delle opere;
- allacci abusivi;
- scelte politiche.

### 10.6.1 Opere non ispezionabili

Il problema primario che affligge le fognature è legato alla non visibilità dell'opera stessa, dal momento che essendo interrata la rete non è né ispezionabile né accessibile per eventuali interventi di manutenzione ogni qualvolta si iniziano a manifestare i fenomeni di degrado su di essa. Per questo motivo si interviene quasi sempre solo quando il problema già si è manifestato e spesso, per motivi economici, quando è strettamente necessario intervenire. La manutenzione è correlata alla lunghezza della rete, poiché più essa è estesa maggiore saranno gli interventi necessari per mantenerla in efficienza nelle condizioni di esercizio.

### 10.6.2 Vita utile delle opere

Dove si manifestano carenze evidenti dell'impianto sanitario oppure eventi straordinari di contorno che hanno incluso la fognatura, la manutenzione di tali opere è spesso mancata.

Nelle zone urbane, più o meno storiche dove il *pattern* urbanistico si è già stabilizzato, la rete presenta un'età di esercizio ben oltre la vita utile dei materiali stessi che la compongono. Considerando che i tubi di fognatura sono progettati per durare circa 25-50 anni, in condizioni di progetto si dovrebbe pensare di più a una rete che lavora in condizioni di carico maggiori dettate da una continua crescita demografica e quindi dal numero di allacci in costante aumento. A questo si aggiunge la dinamica della porzione di terreno circostante continuamente soggetta da attività umane come costruzione di edifici, scavi, presenza di radici lungo viali alberati delle strade o eventi più naturali come i terremoti che stressano continuamente il mezzo terreno in cui è immersa la condotta (Figura 92). In questi scenari è naturale pensare alla presenza di lesioni, rotture e possibili infiltrazioni, soprattutto nelle reti progettate molti anni fa dove la ricerca sui materiali non riusciva a soddisfare le prestazioni che oggi le vengono richieste.

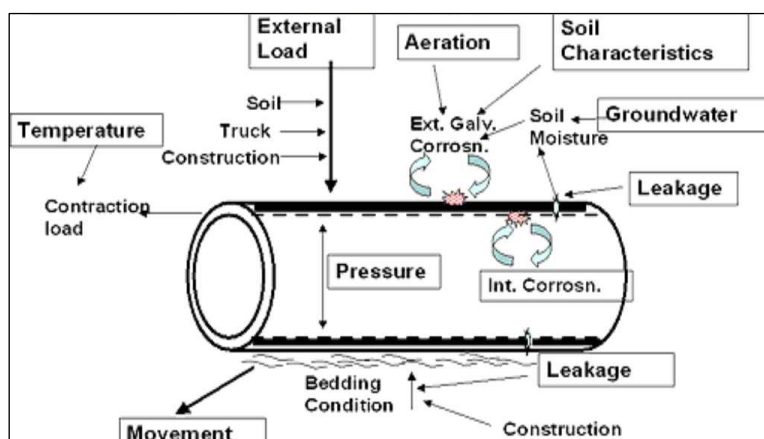


Figura 90 Effetti di carico e degrado che agiscono sulla condotta. Fonte: Najafi Mohammad, "Trenchless Construction Technology and Issues", 2014.

Ogni qualvolta in un impianto di allaccio privato si presenta un malfunzionamento, bisogna porsi il problema che la rete a cui essi sono allacciati presenta un'età maggiore rispetto a quella

attualmente guasta che potrebbe presentare numerose altre problematiche rispetto a quella di più recente costruzione.

### 10.6.3 Allacci abusivi

Molte opere connesse alla fognatura sono illegittime, infatti spesso a causa delle pratiche burocratiche e all'evasione dei pagamenti per gli annessi oneri, le connessioni non vengono rese note alle amministrazioni. La tendenza, soprattutto nei luoghi turistici, è quella di rendere ogni superficie abitabile, aumentando di conseguenza gli spazi sanitari e le conseguenti portate. La mancanza di regolarizzazione comporta, oltre al dolo degli utenti anche un aumento della portata rispetto a quelle di progetto, mettendo in sovraccarico l'impianto di trattamento. L'evento è inoltre favorito dai continui cambi di gestione che determinano un'irregolare amministrazione e sorveglianza della rete sui controlli per gli allacci.

### 10.6.4 Scelte politiche

Nei programmi di presentazione politica raramente compaiono piani di manutenzione della rete di scolo, se non in condizioni estreme che richiedono un intervento straordinario e immediato. C'è da aggiungere che il susseguirsi dei rappresentanti, che rivestono cariche decisive sull'effettivo piano dei lavori, possono decadere e con loro i relativi programmi di manutenzione ordinaria e straordinaria se presenti. I successivi rappresentanti pongono al vaglio le scelte precedenti che molte volte anche se necessarie non vengono adottate. Sarebbe utile una politica di sensibilizzazione riguardo la manutenzione degli impianti di fognatura e una maggior collaborazione tra gli enti e le amministrazioni per prevenire eventuali guasti attraverso dei veri e propri piani di manutenzione obbligatori.

## 10.7 Come individuare le portate parassite

Al fine di individuare le acque parassite, risulta evidente la necessità di disporre di più informazioni aggiornate e dettagliate possibili sulla struttura della rete oggetto dell'indagine. Tali informazioni dovranno essere anche attuali e verificate. Inizialmente è necessario procedere a una ricostruzione a tavolino a partire da tutto il materiale disponibile: archivi cartacei (cartografie della rete); livelli di falda; presenza dei canali di irrigazione (sorgenti, pozzi privati, serbatoi); interviste e collaborazioni col personale tecnico che gestisce la rete; disegni di contabilità; foto storiche; disegni elettronici; rilievi.

Nelle zone sfavorite e non coperte da tale documentazione si procede con una prima ricognizione sul posto con rilievi speditivi. Tale processo è il più lungo e critico di tutta l'analisi e spesso è il mezzo che conduce a risultati immediati e talvolta improbabili. In talune condizioni è necessaria una documentazione storica o mnemonica e sono necessari dei confronti diretti con il personale gestore al fine di individuare il problema in tempi brevi. Il tutto deve essere organizzato in una struttura logica che ha il compito di ordinare il noto per scovare l'ignoto con gradi di specifiche e conoscenza sempre maggiori. L'organizzazione termina con la realizzazione di un sistema informativo e territoriale delle acque reflue, un vero e proprio *database*, che raccoglie tutto il materiale.

### 10.7.1 Fase conoscitiva

La fase di conoscenza e il monitoraggio sono legati tra loro. Molte volte si avvia uno studio per determinare la natura di un problema e una volta scovato se ne richiede il monitoraggio per evitare



che si ripresenti altrove. La fase conoscitiva è una fase critica in cui avviene la validazione delle informazioni raccolte ed è necessario essere giudici e al contempo esecutori di un lavoro che può presentare carenze conoscitive. Una volta determinato lo stato di fatto della fognatura, si va a quantificare e misurare l'entità del fenomeno legato alla portata parassita. Grazie al monitoraggio riusciamo a quantificare l'entità del problema oppure, in altre circostanze, è possibile decidere di intervenire direttamente senza monitorare. In quest'ultimo caso si conoscono già i punti critici e si possono individuare i problemi della rete pianificando le azioni correttive. Le tecniche d'indagine, per valutare l'esistenza di *Infiltration* o *Exfiltration* in un sistema fognario possono essere molteplici e si suddividono in due categorie principali:

- metodologie di tipo indiretto, che cercano attraverso bilanci o la concentrazione di sostanze indicatrici, di valutare la presenza di ingressi o fuoriuscite dai collettori fognarie. Tra le misure dirette sul campo, si annoverano: ispezioni mirate nella rete, misure di portate in punti strategici, misure di pioggia, misure livelli di falda, misure di temperatura;
- metodologie di tipo diretto, orientate prevalentemente alla misura della portata all'interno dei collettori. Queste a loro volta possono essere di tipo qualitativo e quantitativo:
  - ✓ tecnologie d'indagine attraverso metodi qualitativi (ispezioni in loco, prove con coloranti, test del fumo, ispezioni con telecamere, Distributed Temperature Sensing);
  - ✓ tecnologie d'indagine attraverso metodi quantitativi (analisi delle portate minime notturne in tempo secco, metodo degli isotopi, misura dei flussi inquinanti, misure puntuali contemporanee di portata e temperatura, metodo P.U.M.A.N.).

#### 10.7.1.1 Ispezioni in loco

Vengono realizzate delle ispezioni visive per identificare ammaloramenti, lesioni delle condotte, lesioni delle pareti dei pozzetti, debolezze strutturali delle condotte e dei giunti, immissioni non autorizzate, anomalie di odore e di colore delle acque circolanti. Le ispezioni vengono fatte in zone dove è possibile avere un accesso per gli operatori Figura 94 e quando c'è la possibilità di un contatto diretto con l'impianto fognario Figura 93. Possono essere molto onerose qualora siano necessari dei prelievi e delle analisi di laboratorio per definire le caratteristiche delle acque non visibili a occhio nudo.



Figura 91 Chiusino ispezionabile. Fonte: Fast Ambiente Academy.



Figura 92 Tunnel sotterraneo ispezionabile. Fonte: Fast Ambiente Academy.



### 10.7.1.2 Prove con coloranti

Questo metodo prevede l'immissione di un colorante fluorescente atossico che viene diluito nella zona sospetta che si pensa sia responsabile dell'afflusso in rete. Nella fase successiva viene constatato il collegamento a seguito del passaggio del fluido colorato nel pozzetto di verifica Figura 96. La prova è inconfutabile in quanto simboleggia l'effettivo collegamento tra le due o più parti. È un metodo poco costoso ed è rapido in quanto richiede pochi minuti che rappresentano l'effettivo tempo di canale tra le parti interessate.

Spesso viene usato per verificare la presenza di allacci e/o scarichi abusivi Figura 95 e ricorre frequentemente accedere a proprietà private. Per il test occorre più di un operatore al fine di verificare il passaggio del colorante.



Figura 93 Test del colorante fluorescente dove si va a verificare l'effettivo collegamento tra la zona sospetta e un punto di fuoriuscita della rete. Fonte: Fast Ambiente Academy.



Figura 94 Test del colorante fluorescente dove si va a verificare l'effettivo collegamento tra la zona sospetta e un punto di ispezione della rete. Fonte: Fast Ambiente Academy.

L'uso di traccianti secondo quanto sviluppato nel metodo *QUEST (Quantification of Exfiltration from Sewers using artificial Tracers)* nell'ambito del progetto di ricerca *APUSS (Assessing infiltration and exfiltration on the Performance of Urban Sewer Systems)* può essere usato non solo per determinare i fenomeni legati all'*Infiltration*, ma anche all'*Exfiltration*. L'idea di partenza del metodo è che la misurazione della perdita è possibile grazie a un bilancio di massa sul tratto di rete esaminato di una sostanza tracciante che viene aggiunta come segnale indicatore all'inizio della distanza studiata. Usualmente si adotta il cloruro di sodio come tracciante che attraversa il tratto di fognatura e nel caso di *Exfiltration*, parte della soluzione viene persa insieme al refluo fuoriuscito. Il bilancio di massa (che sarà trattato a breve) non richiede la conoscenza esatta delle variazioni della portata che, al contrario, sarebbero necessarie per determinare l'ammontare dell'*Exfiltration* tramite una normale misura di portata differenziale. Col bilancio di massa, infatti, si determina solo un tasso percentuale di perdita, il quale, se riferito al caso specifico può anche fornire una stima dei volumi fuoriusciti.

### 10.7.1.3 Test del fumo

Il metodo prevede l'immissione di un distillato di petrolio non tossico, più leggero dell'aria e inodore, che risale all'interno nelle aperture o punti di sospetta immissione della rete (Figura 97). Il fumo viene immesso nella parte più inferiore di fognatura dove si verifica la portata parassita tramite un soffiatore (*blower*). La zona soggetta a verifica viene isolata dal resto della rete attraverso degli *stopper* al fine di rendere più elevata la concentrazione del marcatore nella zona sospetta e di conseguenza più visibile nelle zone di uscita. Non necessita di permessi privati ed è poco costoso,

poiché richiede poca strumentazione ai fini dell'indagine, ma risulta poco utile nel caso di infiltrazioni sotterranee.

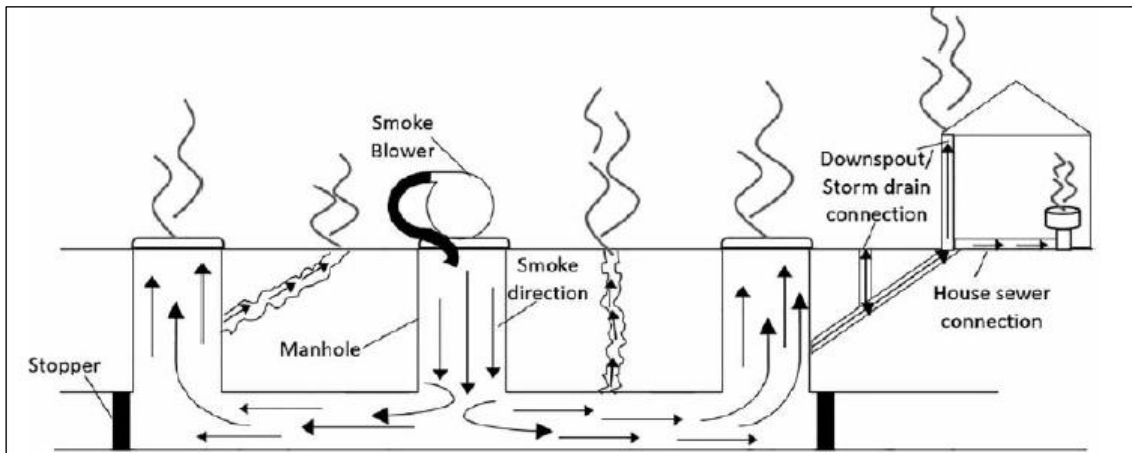


Figura 95 Test del fumo su uno schema di condotte fognarie, immesso nella rete attraverso un soffiatore nel canale principale che tende a risalire verso le vie secondarie individuando tutti i punti di immissione. Fonte: Fast Ambiente Academy.

#### 10.7.1.4 Ispezioni con telecamera

Il metodo consiste nell'inserimento delle tubazioni fognarie di una mini-telecamera motorizzata sul corpo di un robot Figura 98 telecomandato in superficie. Il robot è dotato di potenti luci per l'illuminazione dell'interno della condotta e di una strumentazione necessaria a registrare la distanza dal punto di ingresso e la pendenza di posa della canalizzazione esistente. Tramite un pc portatile e un'unità di acquisizione dati è possibile registrare di continuo Figura 99 il percorso della telecamera all'interno della tubazione in modo constatare puntualmente lo stato di conservazione delle stesse. Il cavo di trasmissione video è in alcuni casi esterno e necessita di un monitor per la conversione del segnale, in aggiunta del filo necessario per guidare il robot.



Figura 96 Ispezione con telecamera in tempo asciutto. Fonte: Ecobatti.



Figura 97 Apparecchiature mobili, acquisizione dati e bobine durante un'ispezione con telecamera in una tubazione fognaria. Fonte: Ecobatti.

Il metodo con telecamere permette una visione a 360 gradi della condotta e della sua condizione interna di degrado al fine d'identificare sia le acque improprie sia le immissioni non autorizzate in occasione di un unico esame. Risulta utile in zone di difficile accesso per le ispezioni da parte degli operatori e utilizzabile in condizioni di tempo secco o asciutto per rendere più chiare le misure. Non risulta affidabile per afflussi intermittenti. Necessita di operatori specializzati per la perizia e l'esame. Il collegamento tra l'apparecchio e il personale specializzato è di solito tramite cavo date le profondità e la forte schermatura offerta dal mezzo terreno. Questo spinge l'indagine non oltre

la lunghezza del cavo stesso. A causa dell'attrezzatura necessaria e del personale specializzato è un'indagine molto costosa.

Oltre alle tecnologie con telecamera, vengono adottate anche quelle con *georadar*. Quest'ultima viene impiegata prima di procedere all'installazione di nuovi servizi con tecnologie *no-dig* per riconoscere la presenza di altre canalizzazioni nel sottosuolo. L'apparecchiatura è costituita da un emettitore di segnali a radio frequenza dotato di una o più antenne montate su un carrello che viene fatto scorrere sull'area da indagare a terra. Il *georadar* sfrutta le proprietà elettromagnetiche dei corpi presenti nel sottosuolo che, investiti dal segnale emesso dall'antenna trasmittente, rispondono con un segnale variabile in funzione del materiale di cui sono costituiti. I dati raccolti vengono interpretati ed elaborati attraverso opportuni software che restituiscono una mappa dei servizi presenti nel sottosuolo. I sistemi per l'individuazione di perdite localizzate nelle tubazioni interrato prendono il nome di "cerca perdite". Un'opportuna elaborazione del segnale ricevuto permette di risalire alla posizione precisa della perdita.

#### 10.7.1.4.1 Periscopio

Questo strumento è stato utilizzato dalla *Soc. Hydro-ingegneria* nella fase di ricerca di perdite o d'infiltrazioni nei tratti fognari più critici nella zona di Tolentino durante la seconda campagna di misura. La metodologia adottata dalle aziende, in generale, è solitamente la video-ispezione di una condotta fognaria effettuata mediante l'inserimento, nella stessa, di un carrello robotizzato dotato di una videocamera come già espresso nel paragrafo precedente. In questo caso si possono avere notevoli problemi, perché in presenza di depositi sul fondo e di rotture del fondo della condotta, il carrello robotizzato non riesce ad avanzare nella video-ispezione e quindi bisogna sospendere la stessa e provvedere alla pulizia della condotta fognaria e a costosi spurghi. In caso di presenza di depositi sul fondo, disconnessione di giunti, rotture del fondo e fessurazioni, quindi, è fortemente consigliata la video-ispezione con periscopio.

L'esame fa aumentare notevolmente il costo e i tempi d'indagine e del relativo intervento in fognatura. La soluzione si può prestare all'inserimento di un periscopio dotato di una o più videocamere montate su un'asta rigida ai fini della video-ispezione fognaria. Il periscopio digitale è dotato di un corpo ottico a colori dall'elevata potenza d'ingrandimento e di una serie di fari led posti in prossimità dell'occhio digitale. Questi permettono un'illuminazione della condotta a diverse decine di metri (in genere sugli 80 m) garantendo un'alta definizione attraverso le tecnologie digitali uniche o miste poste in prossimità della camera stessa. Tale metodologia viene utilizzata anche per l'ispezione di cavedi, cisterne, serbatoi e condotte di fognature di vario diametro (da 125 mm a 2000 mm). Grazie a essa vengono raccolte un elevato numero di informazioni indispensabili per valutare a fondo la reale situazione. La video-ispezione delle fognature viene documentata sia attraverso la registrazione su supporto digitale integrato nello strumento sia attraverso un'operazione di mappatura della rete. In particolare, attraverso le apparecchiature elettroniche C.A.T. o laser si determina la profondità e la posizione di una condotta interrata tramite apposite sonde montate sul corpo ottico, permettendo così di realizzare un'accurata mappatura di reti fognarie anche complesse e la relativa posizione delle relative zone d'infiltrazione e ostruzione.

Il periscopio viene inserito all'interno di un pozzetto della rete fognaria d'interesse, sostenuto attraverso un'asta rigida telescopica (Figura 100) che può raggiungere fino a sei metri di profondità. Non è necessario uno spurgo preventivo della zona di interesse; infatti, la camera permette di

ottenere le immagini e i video dell'interno della condotta fognaria senza esserne a diretto contatto con essa. Si verificano le condizioni della fognatura attraverso le principali funzioni (zoom, illuminazione, geolocalizzazione, inclinazione, laser) ottenendo sia i dati puntuali delle zone più critiche che quelli generali che saranno registrati su un supporto mobile (tablet) a tracolla dell'operatore. I vantaggi di questa metodologia sono molteplici: economicità rispetto a tutti gli altri sistemi di video-ispezione normalmente utilizzati; precisione dei risultati; tempi di intervento molto più rapidi e quindi minori costi; individuazione precisa della presenza, nella condotta fognaria, di corpi estranei, sedimentazioni, depositi, riduzioni delle sezioni, dissestamento dei giunti, ovalizzazioni, schiacciamenti, pericolose fessurazioni, pericolosi cedimenti, pericolose rotture, attacchi abusivi, perdite di reflui nel sottosuolo; non necessita di un preventivo e costoso spurgo della condotta; non si arresta la video-ispezione in caso di presenza di rotture del fondo della condotta.



Figura 98 Infiltrazione parassita nella rete fognaria di Tolentino. Materiale fotografico proveniente dall'indagine nella campagna di misura del 24/06/2021. Fonte: Soc. Hydro-ingegneria.

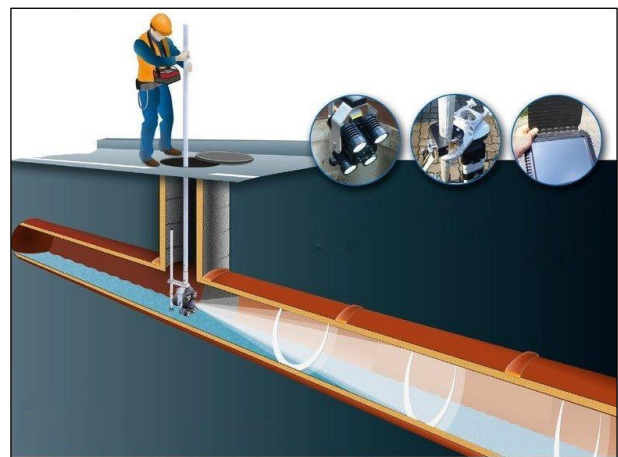


Figura 99 Inserimento e visione del periscopio dotato di illuminazione con supporto camera regolabile e unità di controllo/registrazione. Fonte: <https://thepipeshark.com/what-you-need-to-know-about->

Come svantaggi dobbiamo considerare: infiltrazioni all'interno dell'area bagnata e quindi sotto il pelo libero non chiaramente visibili; il focus in prospettiva non è d'aiuto per l'individuazione delle infiltrazioni su lunghe distanze, forti pendenze o cambi di direzione in successive zone non accessibili allo strumento.



### 10.7.1.5 Isotopi stabili ( $S^{18}O$ , $S^2H$ )

I flussi delle acque reflue sono monitorati insieme agli isotopi dell'idrogeno e dell'ossigeno e confrontati con quelli delle acque sotterranee e dell'acqua potabile. L'idea deriva dal fatto che sorgenti contenenti soluti disciolti, contengono distinte composizioni isotopiche, attribuibili a un dato percorso dell'acqua. Per cui si hanno marcatori differenti se si tratta di acqua potabile, meteorica o reflua. I risultati degli studi hanno dimostrato che durante la notte le acque reflue sono ricche di isotopi che si esauriscono durante il giorno Figura 102.

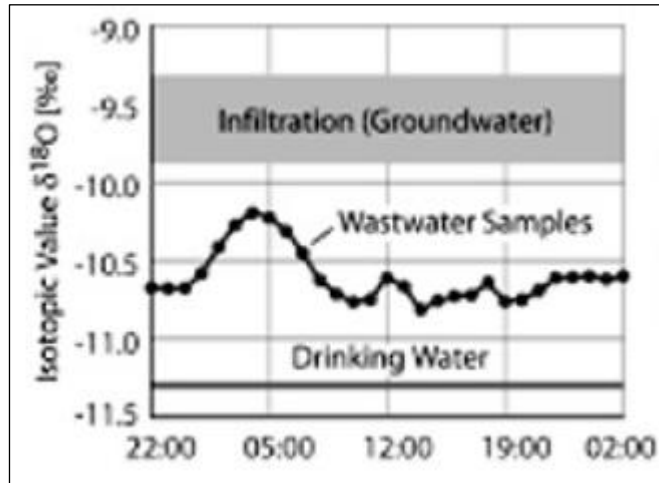


Figura 100 Valori di riferimento per gli isotopi  $S^{18}O$ . Le acque reflue hanno dei valori compresi tra quelle sotterranee e quelle potabili in basso. Da notare la concentrazione che aumenta in notturno e durante il giorno tende a diminuire. Fonte: Fast Ambiente Academy.

### 10.7.1.6 Flussi inquinanti ( $COD$ , $TSS$ , $NH_4$ )

Come già analizzato in precedenza il  $COD$  (Chemical Oxygen Demand) è un indicatore dell'inquinamento idrico esso rappresenta la quantità in mg di ossigeno per ossidare chimicamente le sostanze inquinanti (organiche e inorganiche) presenti in un litro d'acqua, di conseguenza l'unità di misura del  $COD$  è mg/l ed è una stima del grado di contaminazione dell'acqua Figura 103.

Water type	Expected COD
Rivers	5 – 50 mg L <sup>-1</sup>
Treated effluent and polluted rivers	25 – 250 mg L <sup>-1</sup>
Primary/secondary effluent	250 – 750 mg L <sup>-1</sup>
Raw municipal sewage	500 – 1200 mg L <sup>-1</sup>
Contaminated Industrial effluent	1000 – 50000 mg L <sup>-1</sup>

Table 1 - Typical COD levels found in natural waters and sewage/effluent

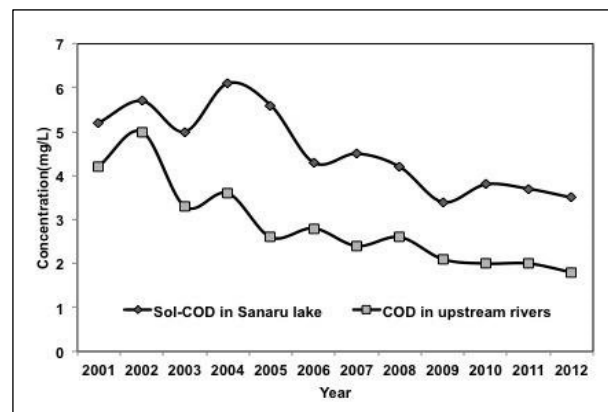


Figura 102 Valori tipici del COD trovati nelle acque e nei liquami  
Fonte: proteus-instruments.

Figura 101 Il cambiamento dei valori di COD e dei suoi affluenti negli anni nel lago di Sanaru in Giappone  
Fonte: ResearchGate.

In altre parole, è la misura della materia biologica suscettibile all'ossidazione di un agente forte ossidante in ambiente acido caldo. Il  $BOD$  (Biochemical Oxygen Demand) si basa invece sull'utilizzo di microrganismi per decomporre la materia organica tramite respirazione aerobica (in presenza di ossigeno). Il valore del  $BOD$  è sempre inferiore a quello del  $COD$  poiché la scomposizione totale del microrganismo non è completa come la sua ossidazione. Il  $COD$  è utilizzato come misura degli

inquinanti e si applica per le analisi delle acque superficiali naturali e di scarico, impianti di trattamento delle acque reflue urbane e industriali fornendo un'indicazione precisa dell'efficacia del processo. Quindi ciò che si va a misurare è l'efficienza del processo delle acque reflue che normalmente viene espresso come rimozione di *COD*. È naturale pensare che la sua presenza è duale, in corpi idrici una elevata presenza di *COD* o *BOD* identifica uno sversamento abusivo in natura, mentre bassi valori nel refluo stesso indicano un'infiltrazione o comunque un afflusso con acque non provenienti dalle fognature Figura 104.

Il *Total Suspended Solids* (TTS) rappresenta la parte di materiale presente in sospensione separato per filtrazione e fornisce l'indicazione sulle metodologie da adottare per lo smaltimento del refluo. Una coesistenza di parametri di *COD*, TTS e temperatura possono verificarsi, ad esempio, in caso di evento di pioggia. Un aumento della concentrazione di TTS e contestuale diminuzione della temperatura, sta a simboleggiare un apporto di solidi da acqua piovana e conseguenti infiltrazioni parassite durante il tempo di pioggia.

### 10.7.1.7 Distribute temperature sensing (DTS)

La tecnologia è nata negli anni '80 basandosi sull'effetto *Raman* che prende il nome da un fisico indiano che ottenne il premio Nobel. Il funzionamento *DTS* si basa su una fibra ottica che trasmette in una sua parte di sezione una pulsazione laser e nell'altra il segnale di ritorno (*scattered light*) che viene analizzato alla fine del cavo Figura 105. L'intensità e l'ampiezza con cui il segnale ritorna all'unità di analisi, dotata a sua volta di un'unità di elaborazione, viene direttamente associato a un valore di temperatura. È un metodo molto affidabile nelle condotte, poiché permette in questo caso una misura di temperatura lungo tutta la lunghezza della fibra ottica Figura 106.

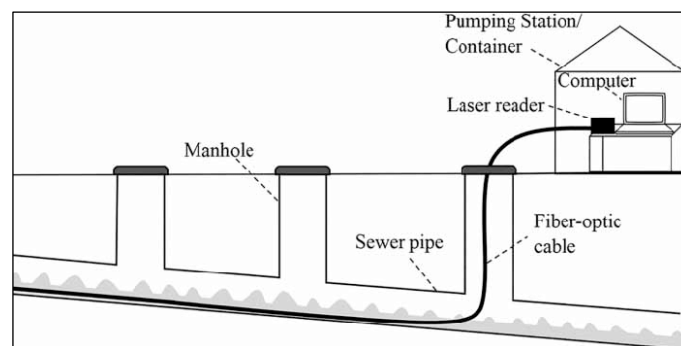


Figura 103 Posizionamento della fibra lungo il percorso delle condotte. fonte: research gate.

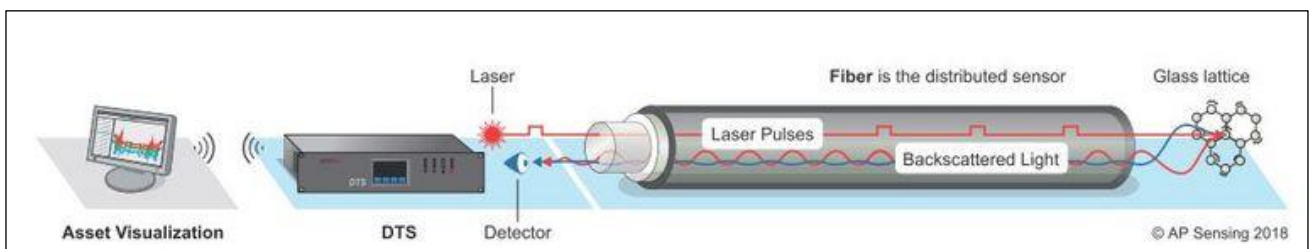


Figura 104 Metodo DTS illustrazione di tutti gli elementi necessari al funzionamento fonte: Apsensing.com

La misura della temperatura è effettuata in continuo e ottenuta su scala spaziale molto ampia. Il valore che si ottiene è dato solo se c'è una differenza di temperatura (ad esempio in presenza di

portate parassite) rispetto a quello della rete. La misura della temperatura è strettamente correlata ai processi aerobici del refluo e fornisce indicazioni sulla natura di acqua presente in fognatura (scarichi di attività antropiche o industriali, piogge, acqua marina, ecc.). Considerando, ad esempio, un cavo di lunghezza 10 km la fibra riesce a scansionare la temperatura al massimo per ogni metro. Ogni volta che viene processato un valore di temperatura, un altro valore è pronto a partire dalla posizione di origine per essere successivamente analizzato in funzione della sua ampiezza, frequenza e valore di picco. L'analisi passa attraverso un grafico per la conversione dei segnali in valori di temperatura, ma quello che interessa realmente è la scansione della gradazione termica dell'intero cavo nei vari istanti di tempo. I valori della temperatura in condotta devono essere correlati a quella della temperatura esterna, all'andamento delle portate, al momento del giorno e al periodo dell'anno. Un picco negativo di temperatura in ore notturne in tempo asciutto potrebbe simboleggiare l'eventuale presenza di una portata parassita, come riportato in Figura 107.

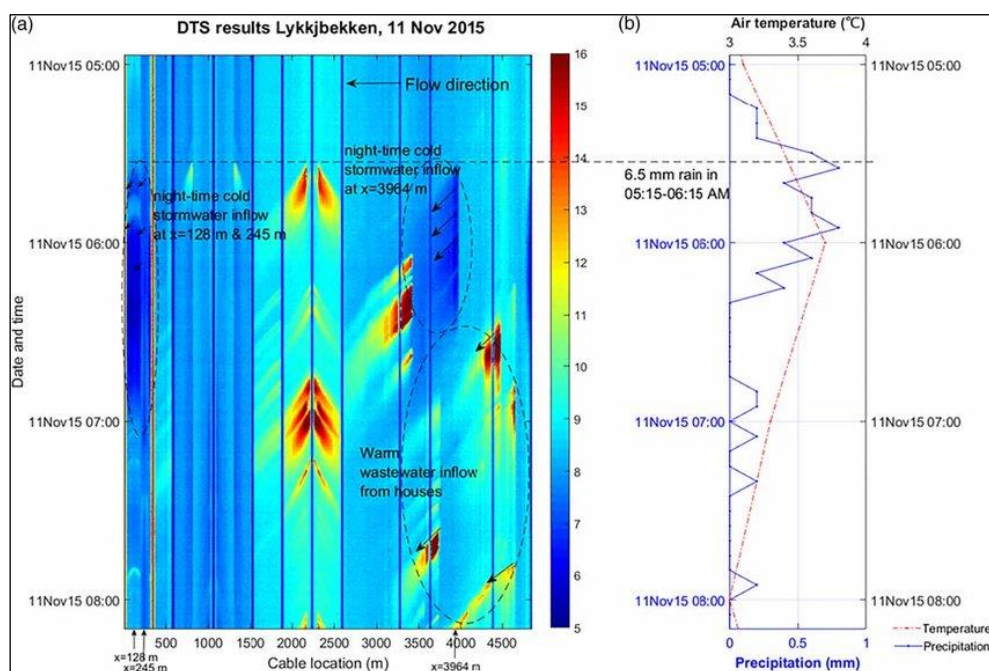


Figura 105 DTS nella condotta di Lykkjebekken - 11 November 2015: si nota la scala delle temperature a sinistra e il tempo a destra, mentre inferiormente da sinistra a destra la lunghezza del cavo. Muovendosi verticalmente (dall'alto al basso) si vede quindi l'evoluzione della temperatura della stessa posizione del cavo nel tempo. Poiché sappiamo che l'acqua lungo il suo percorso tende a modificare la sua temperatura, la posizione esatta come nell'esempio pari a x 3964 m denota un afflusso puntuale nei vari istanti di tempo dato dalla precipitazione, mentre i punti più caldi sono dati dallo scarico delle acque sanitarie. In tempo asciutto, un'infiltrazione parassita sarebbe identificata con una parte fredda. Fonte: ResearchGate.

#### 10.7.1.8 Analisi dei minimi notturni in tempo secco

Questa tecnica è stata utilizzata dalla Soc. *Hydro-ingegneria* e consiste nell'installazione dei misuratori di portata nei punti di interesse. Nella fattispecie, al fine di individuare le portate anomale si preferisce installare gli strumenti di misura in tratti della fognatura ove il servizio di allaccio è minimo, al fine di rendere più marcato il quantitativo d'infiltrazione rispetto a quello delle utenze. Per evitare dubbi ed errori di lettura si cerca nel tracciato, delle varie portate giornaliere, la condizione di minimo che risiede in un giorno solitamente asciutto, appartenente al periodo della campagna di misura Figura 108. Di quel giorno che rappresenta il dato che fa diminuire il valore della portata media si cerca il valore di minimo notturno, poiché di notte si suppone che i consumi delle

utenze siano minime e la portata registrata dal misuratore dovrebbe rappresentare con maggior enfasi la portata parassita.

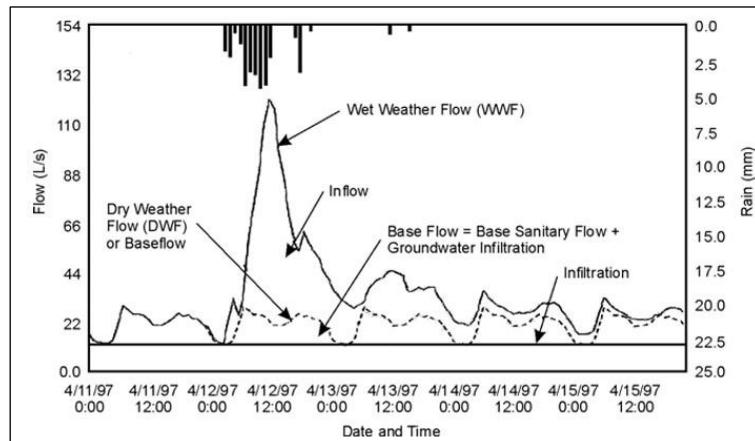


Figura 106 Ricerca del minimo notturno in tempo secco in un grafico giornaliero delle minime portate registrate durante una campagna di misura.  
Fonte: Fast Ambiente Academy.

### 10.7.1.9 Metodo P.U.M.A.N.

La presente metodologia d'indagine per la ricerca delle portate parassite, per alcuni tratti comuni, ha rimarcato gli stessi passi delle tecniche d'analisi che ha svolto la *Soc. Hydro-ingegneria*.

Essa consiste nella possibilità di avere un dato certo e georeferenziato della fatturazione civile ed industriale ha consentito di realizzare un modello d'indagine che automaticamente associa le utenze alla rete fognaria attraverso una serie di elaborazioni. Le raccolte dei dati di consumo portano a stimare per ogni sezione di rete il valore più probabile della portata nera in tempo asciutto. Alla formazione della portata nera totale in tempo asciutto  $Q_{mN}$  del metodo P.U.M.A.N. (Portate Utenze Media Annuale Nera) contribuiscono sia le portate nere derivanti dagli scarichi civili sia quelle derivanti dagli scarichi produttivi. Il metodo è in sostanza basato su una notevole base di dati "certi", come la cartografia della rete, la fatturazione e le relative informazioni geografiche. Il sistema P.U.M.A.N., integrato con eventuali coefficienti di punta mensili o giornalieri può essere utilizzato per capire, a fronte di una misura effettuata sulla rete fognaria, quanto sia la quota di portata di acque parassite. Questa informazione risulta la base nella ricerca e nel monitoraggio del parassitismo e ha posto la base per numerose attività.

Ipotizzato che si sia già identificato, utilizzando svariati criteri, un bacino fognario su cui effettuare un monitoraggio, al fine di pianificare i possibili interventi correttivi risalendo all'origine delle acque parassite, la prima cosa da fare è una analisi preliminare che prevede:

- un'analisi dati e un'individuazione delle possibili problematiche presenti (acque fluenti, falda acquifera, acque meteoriche, perdite idriche, scarichi industriali, ecc.);
- una suddivisione dell'area interessata in distretti fognari (il criterio individuato è specifico della rete fognaria e delle problematiche individuate);
- la definizione della necessità di un approccio duale fognatura "nera" + fognatura "bianca" (si ipotizza che si comportino come due fognature "miste" implicando la necessità di un'interazione con più enti gestori qualora siano molteplici).

Definite le linee generali del monitoraggio, si procede alle scelte delle modalità specifiche d'indagine da utilizzare:



- misure di livello in rete fognaria (a ultrasuoni, manometrici, fissi, temporanei);
- misure di portata in fognatura in pressione (elettromagnetici che sfruttano la legge di Faraday, a ultrasuoni) o a pelo libero (*area-velocity* come quelli utilizzati dalla Soc. *Hydro Ingegneria*, a ultrasuoni con scala di deflusso);
- misure di pioggia con pluviometri o stazioni meteo con step di tempo brevissimi (meno di 5 minuti) attraverso cui è possibile risalire all'istogramma di pioggia e al relativo pluviogramma con la relativa cumulata;
- misure freaticometriche (freatimetri a ultrasuoni, manometrici);
- misure qualitative di laboratorio;
- misure qualitative con sonde on-line fisse o temporanee (termometri, conducimetri, pHmetri, COD, NO<sub>3</sub>, SST, torbidità, ossigeno disciolto);
- video-ispezioni;
- rilievi plano-altimetrici;
- verifica funzionamento opere puntuali di rete (sollevamenti, scolmatori);
- modellazione matematica della rete (software Epa SWMM o similari).

Alla fine delle varie campagne d'indagine temporanee e utilizzando i dati provenienti dalle misure fisse, vengono solitamente redatte delle planimetrie riepilogative con indicazione sintetica delle problematiche in essere, della gravità dei problemi presenti in ciascun sotto-distretto e possibilmente la quantificazione massima di acque parassite eliminabili in ciascun distretto.

Fatto questo si procede ad un'analisi costi-benefici delle varie soluzioni d'intervento che solitamente si raggruppano nelle seguenti casistiche:

- la realizzazione di ulteriori punti o sistemi di misura fissi per il controllo delle infrastrutture;
- la regolarizzazione delle modalità e quantità d'acqua scaricata da specifici allacci domestici o industriali;
- l'impermeabilizzazione interna di tratti di rete e allacci (con varie tecniche più o meno invasive);
- il rifacimento completo di alcuni tratti di rete;
- la modifica del funzionamento di sollevamenti e scolmatori;
- la realizzazione di nuovi scolmatori;
- la modifica delle interazioni con reticolo delle acque superficiali.

Dato che le condizioni delle infrastrutture sono solitamente scadenti e comunque in peggioramento progressivo, si consiglia di monitorare la presenza di acque parassite anche durante e dopo la realizzazione d'interventi di mitigazione. A tal fine la soluzione migliore è l'adozione di sistemi di monitoraggio fisso. Esso permette di acquisire su larga scala la misura indiretta d'infiltrazione correlando i valori di portata che includono rispettivamente, in periodi asciutti la portata nera e l'infiltrazione, in periodi di pioggia le portate provenienti dal deflusso del precipitato insieme alle portate nere e quelle d'infiltrazione. Di fatto, un po' come succede per le perdite idriche delle reti di distribuzione, si rende ormai necessaria l'adozione di sistemi di monitoraggio in continuo almeno per i principali bacini fognari presenti, che consenta d'intervenire con indagini di maggior dettaglio ogni volta che si renda necessario.

## 10.8 Metodi recupero e risanamento delle condotte fognarie

### 10.8.1 Trenchless technology methods

I *Trenchless technology methods* rappresentano oggi delle valide alternative alla classica e antica soluzione per la sostituzione delle condotte ammalorate. Letteralmente in inglese stanno a significare “tecnologia senza scavi”, proprio perché con questi metodi si va a ridurre l’intervento di trincea (*trenches*). Sono nuove tecnologie nate in America a servizio della manutenzione di vaste reti di fognatura.

Queste tecnologie prevedono interventi sottoterra che richiedono minimi scavi o in altri casi scavi non continui. Le varie metodologie prevedono l’installazione, la riparazione, il “rinnovo”, inteso come restauro delle condotte interrato usando tecniche che riducono la possibilità di scavo. Esse prevedono un minimo disturbo da parte delle società operanti sulle aree che gravano sulla linea di fognatura che talvolta sono fortemente urbanizzate. Un classico intervento di sostituzione potrebbe congestionare le aree antropiche, soprattutto in prossimità di incroci, ferrovie, zone costiere a causa dei lunghi tempi di sostituzione che potrebbero risultare più complicati e costosi a causa dei frequenti imprevisti Figura 109. I lavori effettuati in modalità *trenchless* hanno dimostrato di ridurre



Figura 107 Vantaggi delle nuove tecnologie trenchless rispetto alla convenzionale "open-cut". Fonte: Constrofacilitator.

i costi sociali e ambientali fino all’80%. La certificazione di tali risultati giunge da valutatori autorevoli e riconosciuti in ambito transnazionale, quali appunto i TILab che hanno utilizzato un modello di impatto ambientale sviluppato dalla Federazione delle Industrie Svedesi.

Non meno importante, tale modalità riduce gli infortuni sul lavoro del 67%, come risulta dai dati elaborati da INAIL, deputata appunto al controllo della sicurezza nei cantieri. Tra gli altri vantaggi si possono annoverare: la riduzione del traffico di mezzi pesanti, la riduzione del tempo e dello spazio di occupazione di suolo pubblico, il minimo impatto sul manto stradale (che riduce la formazione di pericolosissime buche) e l’annullamento dell’impatto sulla viabilità. Per di più l’inquinamento acustico è incredibilmente ridotto, contribuendo quindi a rendere meno invivibili i centri urbani. Ultimo ma non per importanza è l’aspetto legato alla riduzione dei rischi per i lavoratori impiegati.

In seguito, sono mostrate le varie metodologie per la nuova installazione e recupero delle condotte di fognatura che possono essere suddivise in diverse categorie a seconda della tipologia d'intervento:

1. riutilizzo o sfruttamento delle infrastrutture esistenti
  - 1.1. installazione di nuove condotte con diametro inferiore all'esistente
    - Slip-lining, Compact Pipe/U-liner (close-fit lining), Roll down o swage-lining (close-fit lining), Subline (close-fit lining), Slim Line (close-fit lining)
  - 1.2. risanamento di condotte esistenti con sistemi a guaina, resine e cemento
    - Pipe coating, Cement Mortar Lining, Cured in place pipe
  - 1.3. installazione nuove condotte con diametro superiore all'esistente
    - Pipe bursting, Pipe splitting
2. aggiunta di nuove linee di scolo con tecnologia trenchless
  - 2.1. con perforazioni orizzontali guidate
    - Directional Drilling, Micro-tunnelling, Rod pusher
  - 2.2. con perforazioni orizzontali non guidate
    - mole (siluro), spingi-tubo.

Queste metodologie offrono una panoramica alle classiche tecnologie "*Open-Cut*". Nel documento verranno trattate con maggior interesse quelle utili al caso in esame che mirano al ripristino della funzionalità dell'impianto fognario di Tolentino.

Si deve considerare che le 1.1 vengono racchiuse tutte nella *close-fit lining*, poiché sono considerate come piccole estensioni che si differenziano tra loro in base, principalmente, alla tipologia di posa in opera dell'elemento risanante.

Verranno trattate nella 2.1 solo il sistema *HDD*, poiché è quella più largamente usata e offre valide alternative alle tecniche non guidate (2.2).

### 10.8.1.1 Horizontal Directional Drilling (HDD)

Il metodo HDD, conosciuto in Italia come *TOC* (Trivellazione Orizzontale Controllata), si basa sui metodi sviluppati per la perforazione direzionale dei pozzi petroliferi ed è applicata oggi anche per la posa di condotte e cavi. Questo metodo permette di sostituire l'intera rete di adduzione o drenaggio in un centro urbano in condizioni di massima densità abitativa, senza ricorrere agli enormi costi per la riparazione di strade e vie principali a seguito dello scavo. Il metodo, a differenza di una perforazione petrolifera, implica l'utilizzo di una trivella direzionale per perforare una sezione di terreno lungo un percorso scelto. Gli elementi dell'unità sono simili a quelli impiegati nella perforazione di un pozzo petrolifero con la differenza che, al posto dell'albero verticale e del blocco di fine corsa, l'impianto di perforazione è costituito da una rampa inclinata sulla quale trasla un carrello mobile Figura 110, che provvede alla rotazione, alla spinta, alla tensione e all'immissione dei fanghi necessari alla perforazione.



Figura 110 Unità di perforazione "Rig". Fonte: Snam.

Il procedimento impiegato, nella maggioranza degli attraversamenti, consta di tre fasi principali. La prima comporta l'esecuzione di un foro pilota di piccolo diametro lungo un profilo prestabilito. La seconda implica l'allargamento di questo foro pilota fino ad un diametro tale da permettere l'alloggiamento della tubazione. La terza consiste nel varo della tubazione all'interno del foro.

#### 10.8.1.1.1 Realizzazione del foro pilota

La capacità direzionale, nella fase di realizzazione del foro pilota, è garantita da un'asta di perforazione tubolare di piccolo diametro munita, in prossimità della testa, di una scarpa direzionale contenente al suo interno una sonda direzionale in grado di determinare in ogni momento la posizione della testa di perforazione. Il piano asimmetrico della scarpa direzionale crea pertanto un angolo fra l'asse di avanzamento e l'asta di perforazione. Se è necessario un cambio di direzione, l'asta di perforazione viene ruotata in modo che il nostro piano asimmetrico coincida con il cambio di direzione desiderato. Quando non sono richiesti cambi di direzione, si procede facendo avanzare e contemporaneamente ruotare, l'asta di perforazione. In tal modo l'effetto di deviazione viene ripartito uniformemente su tutta la circonferenza e pertanto si annulla. L'azione di taglio del terreno è effettuata da una trivella posta all'estremità dell'asta di perforazione e può avvenire in due modi:

- un taglio meccanico che è fornito da una trivella azionata da un motore a fanghi Figura 111;

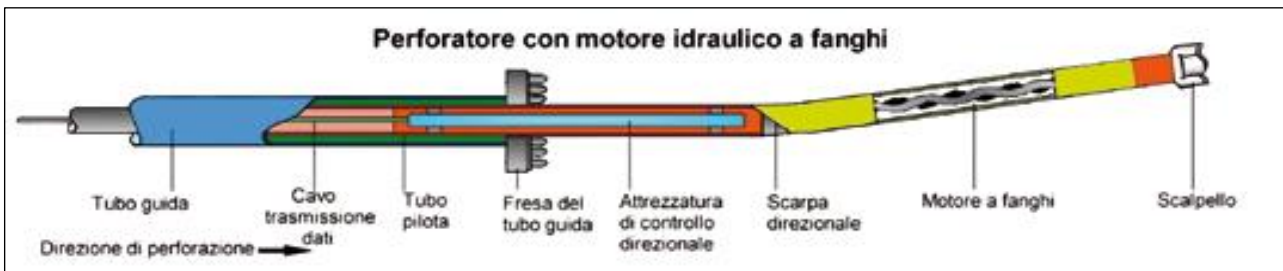


Figura 111 Lancia di perforazione azionata da motore a fanghi. Fonte: Snam.

- un taglio idraulico che è effettuato da una lancia di perforazione a getti Figura 112.

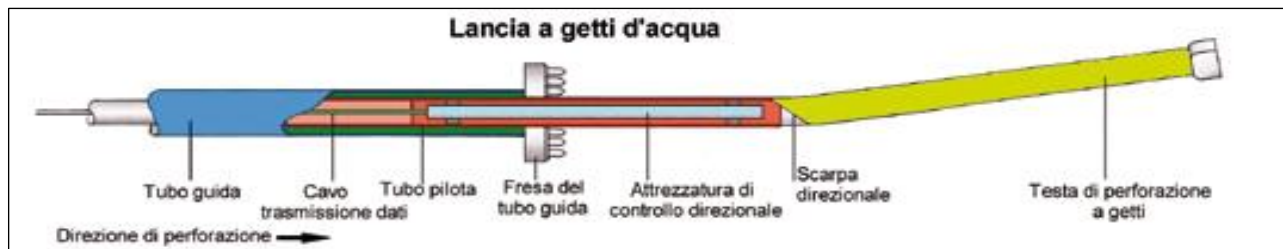


Figura 112 Lancia di perforazione a getti di fanghi di perforazione. Fonte: Snam.

Il tracciato del foro pilota è controllato durante la perforazione da frequenti letture dell'inclinazione e di lettura dell'angolo. Queste letture, unite ai dati relativi alla lunghezza delle aste di perforazione man mano installate, sono utilizzate per calcolare le coordinate dell'estremità della trivella in rapporto al punto d'inizio della perforazione stessa. Le nuove attrezzature per il controllo direzionale permettono un controllo continuo della posizione della testa di perforazione. Di norma tale controllo viene eseguito a ogni giunto dell'asta pilota (da 3 a 10 m circa a seconda del tipo di aste di perforazione utilizzate) e successivamente, confrontato con il profilo di progetto, in modo da avere un riscontro immediato delle eventuali deviazioni. In passato il foro pilota veniva eseguito con teste di perforazione di piccolo diametro in uscita da un tubo guida "casing" che serviva per trarre i materiali di risulta dallo scavo in superficie. Questo sistema permetteva di orientare facilmente la testa evitando il bloccaggio, permettendo inoltre di estrarre le aste pilota evitando il cedimento delle pareti laterali di scavo. Negli ultimi anni si procede di norma direttamente senza tubo guida riducendo i tempi di realizzazione. Al contempo si utilizzano oggi teste con grandi diametri (5" o 7/8") a volte anche superiori a 12". Il foro pilota può ritenersi completato quando le aste pilota e l'eventuale tubo guida escono in superficie, all'estremità opposta dell'attraversamento, in prossimità del punto di uscita predefinito Figura 113.



Figura 113 Fine della perforazione con fuoriuscita della trivella/tricono. Fonte: Snam.

#### 10.8.1.1.2 Alesatura del foro

Questa fase prevede l'allargamento del foro pilota per mezzo di un alesatore di diametro adeguato alle dimensioni della condotta da posare. L'alesatore e i relativi accessori sono fissati alla batteria di aste di tiro nel punto di uscita. Quindi l'alesatore viene fatto ruotare e contemporaneamente tirato dal rig di perforazione, allargando in questo modo il foro pilota. Man mano che l'alesatore procede verso il rig vengono assemblate, dietro di esso, nuove aste di tiro per garantire la continuità di collegamento all'interno del foro. In funzione del diametro della condotta, dei terreni attraversati e della lunghezza dell'attraversamento, la fase di alesatura può essere ripetuta più volte, aumentando progressivamente il diametro dell'alesatore, sino a raggiungere le dimensioni di foro desiderate (Figura 114). Di norma il diametro finale del foro è maggiore rispetto al diametro della condotta da installare, da circa 100 mm a non oltre 400 mm, questo in funzione delle caratteristiche del materiale perforato (del foro) e dalle dimensioni della condotta da installare.

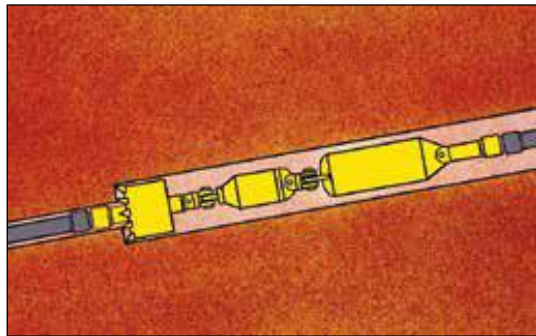


Figura 108 Treno di alesaggio standard (asta/tubo di tiro, alesatore, eventuale giunto girevole, alesatore a barile e nuova asta/tubo di tiro). Fonte: Snam.

#### 10.8.1.1.3 Terza fase: tiro-posa della condotta

Questa fase consiste nel posare la condotta all'interno del foro mediante tiro della stessa con le apposite aste, fino al rig. Di norma fra la condotta e le aste di tiro vengono interposti uno o più alesatori e un giunto reggispinga girevole, che impedisce che la condotta sia sollecitata a torsione durante il tiro-posa. Talvolta, generalmente per condotte di piccolo diametro non superiori a 300 mm, la fase di alesatura e la fase di tiro-posa vengono eseguite contemporaneamente. La decisione di riunire le due fasi viene di norma presa dopo il completamento del foro pilota ed è strettamente connessa con le caratteristiche dei terreni attraversati. Durante le fasi di perforazione del foro pilota, alesatura e tiro-posa, viene utilizzato un fango di perforazione. Questo fango, opportunamente dosato in base al tipo di terreno, ha molteplici funzioni:

- effettuare il taglio idraulico del terreno, disgregandolo, grazie all'energia cinetica accumulata e/o azionare il motore a fanghi;
- ridurre gli attriti nelle fasi di scavo, compreso il momento torcente e nella fase di tiro-posa della condotta;
- mantenere in sospensione i materiali fini trasportandoli, in parte, verso la superficie;
- contribuire alla stabilizzazione del foro, sia penetrando nelle porosità e miscelandosi al terreno sia contribuendo ad aumentare la spinta idrostatica;
- evitare il surriscaldamento di tutti gli organi soggetti ad attrito (trivella a fanghi, lancia di perforazione, alesatori, aste di perforazione, snodo, ecc.) incluso il sistema di guida contenuto nelle aste di perforazione;
- garantire il galleggiamento della condotta nella fase di tiro-posa.



### 10.8.1.2 Pipe bursting

Il pipe bursting è un metodo che consiste nell'inserimento di un nuovo tubo all'interno del vecchio con la conseguente distruzione (*bursting*) di quest'ultimo dall'interno. Il meccanismo prevede l'inserimento nel vecchio tubo di un utensile a forma conica (*burst-head*) che ne provoca la frattura radiale, spingendo i frammenti nel terreno circostante o trascinandoli con sé. Al tempo stesso il nuovo tubo viene tirato o spinto nello spazio retrostante la testa conica, che dunque funge da collegamento tra il nuovo tubo nella parte posteriore e il verricello che fornisce tensione costante nella parte anteriore. La base della testa è più grande del diametro interno del vecchio tubo, questo per provocarne la distruzione, ma anche leggermente più grande del diametro esterno del nuovo tubo per ridurre l'attrito e fornire un adeguato spazio di manovra Figura 115.



Figura 109 Schematizzazione per la metodologia del Pipe Bursting, in questo caso di tipo pneumatico.  
Fonte: <https://www.statepipeservices.com/pipe-burstisng.html>.

Questo metodo si può avvalere di vari tipi di teste Figura 116, pneumatiche, idrauliche o statiche, ognuna delle quali necessarie a diverse condizioni di rottura per la condotta originaria. La testa pneumatica utilizza la pressione dell'aria per far avanzare la nuova tubazione e rompere l'originaria. Quella idraulica, a seguito di movimenti sincronizzati, di espansione e contrazione, rompe la tubazione esistente. Quindi, le teste dinamiche, necessarie per penetrare tubazioni e terreni particolarmente ostici, sfruttano forze aggiuntive nel punto di impatto con il tubo esistente, causando sollevamenti del terreno circostante Figura 117. La testa statica, così chiamata perché sprovvista di parti interne mobili, poiché rompe la condotta esistente esclusivamente tramite l'azione di trazione effettuata dal dispositivo trainante, grazie all'ausilio di ancoraggi pesanti come catene, viene adottata nei casi in cui le condizioni del tubo e del terreno non sono adatti per l'utilizzo di quelle dinamiche.

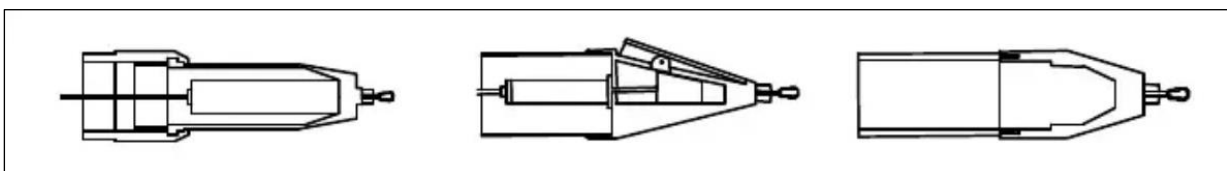


Figura 110 Diverse tipi di teste per l'operazione di Pipe Bursting. Da sinistra a destra: pneumatica, idraulica e statica. Fonte: *Guide lines for Pipe Bursting*.

Le dimensioni dei tubi attualmente sostituiti con questa tecnica arrivano ai 230 m, in casi speciali anche fino a 300 m. Essa dipende dall'attrito e dalla quantità di spazio necessaria per la posa della nuova tubazione. Per quanto riguarda i diametri, essi vanno dai 10 cm fino ai 60 cm. Normalmente, la sostituzione avviene con un tubo di diametro uguale a quello originale, ma la scelta di utilizzare

un diametro superiore è strettamente legata alla forza d'attrito sulle pareti della condotta, a sua volta generata dal rinterro nella fase di *bursting* e dal *bursting* stesso.

I tubi adatti alle operazioni di distruzione sono tipicamente fatti di materiali fragili come ghisa, gres, amianto, calcestruzzo e alcune materie plastiche (PVC). Quelli più adatti alla sostituzione sono il PEAD, la ghisa, il cemento armato e il gres.

Il terreno più favorevole per questo tipo d'intervento è quello mediamente compatto, in quanto non favorisce l'estensione laterale; invece, quello più compatto e al di sotto del livello di falda, tende ad aumentare la forza necessaria per l'operazione di rottura, risultando il meno favorevole. In casi di elevati valori di trazione, generati dall'attrito lungo tutta la lunghezza del tubo e dalla tipologia di terreno, vengono adottati fanghi come la bentonite o lubrificanti polimerici iniettati nello spazio di rinterro subito dietro lo scavo offerto dalla testa. I lubrificanti oltre allo scopo principale hanno un secondo effetto, quello di stabilizzare le pareti prima dell'inserimento.

Il limite imposto dalla nuova installazione è dettato da una serie di fattori: il costo della tubazione, le condizioni del terreno (nel caso in cui sia facilmente soggetto a smottamenti), la forza per rompere il vecchio tubo e la forza necessaria per tirare il nuovo soprattutto in casi d'immediata vicinanza con altre linee di servizio Figura 117.

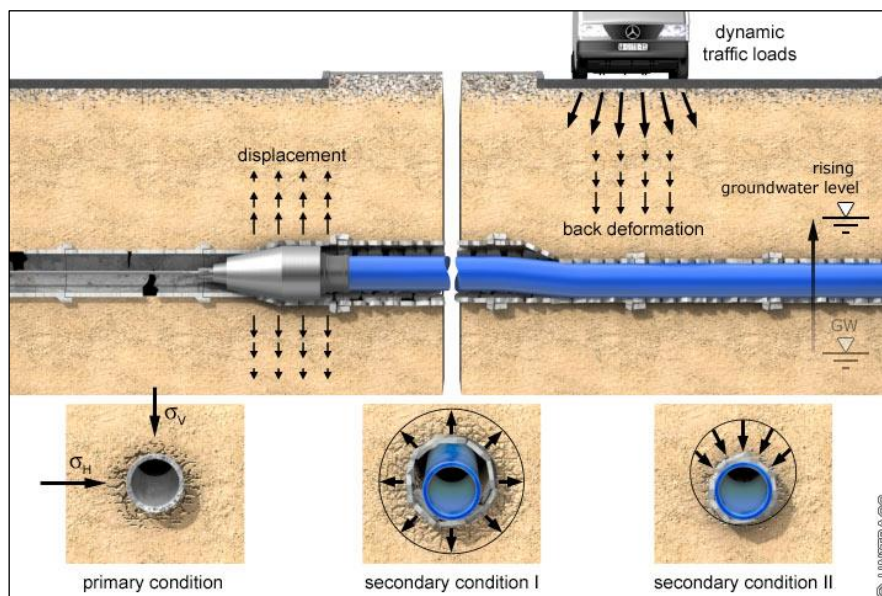


Figura 111 Effetti delle tensioni prima, durante e dopo l'intervento con pipe bursting, il terreno tende ad avere un innalzamento e un successivo assestamento dopo l'intervento. <https://www.unitracc.com/technical/books/rehabilitation-and-maintenance-of-drains-and-sewers/rehabilitation/replacement-en/replacement-by-the-trenchless-method-en/unmanned-techniques-en/pipe-bursting-en/consequences-of-pipe-bursting-on-the-environment-en>.

Il pipe bursting è per lo più utilizzato in ambienti urbani, poiché non essendo una metodologia con scavo aperto permette di non creare particolari disagi alla viabilità. La tecnica induce un fisiologico aumento della capacità idraulica rispetto a un qualsiasi altro intervento. Infatti, si presta particolarmente per soluzioni che richiedono, in caso di sostituzione, un aumento della sezione idraulica. Al contrario, nel *relining* la capacità tende addirittura a diminuire a causa del rivestimento interno polimerico.



Sebbene il metodo tradizionale sia ben consolidato, vi sono anche altre tecniche innovative ampiamente utilizzate che verranno illustrate nei successivi paragrafi.

### 10.8.1.3 Pipe splitting



Figura 112 Tipo di testa e relativo aggancio utilizzati nel Pipe Spitting. <https://ucononline.com/magazine/2011/june-2011-vol-66-no-6/features/pipe-bursting-various-types-of-pipes>.

Il *pipe splitting* o “taglia tubo” è una tecnologia simile al *pipe bursting*, ma invece di utilizzare espansori conici, si impiegano delle speciali teste taglianti, denominate *splitter*, dotate di lame affilate capaci di tagliare con facilità i materiali duttili (ghisa sferoidale, PEAD, acciaio, PRFV<sup>1</sup>, ferro dolce, cemento-amianto, ecc.). La testa tagliante è dotata in una prima parte di un treno di lame che effettuano l’azione tagliente in due o più parti sulla tubazione originaria (da qui il nome *splitting*) Figura 118.

Nella seconda parte è posizionato un divaricatore che espande i lembi tagliati durante la fase di avanzamento, permettendo l’ingresso della nuova tubazione che viene tirata contemporaneamente al taglio della vecchia condotta. L’inclinazione delle lame ha un duplice effetto: oltre a espandere i lembi tagliati, li posiziona attorno alla nuova condotta senza danneggiarla Figura 119. Questa metodologia consente l’inserimento, dal punto di partenza a quello di arrivo, di un sistema di aste azionate idraulicamente, che nella successiva fase di estrazione, vengono fissate a un utensile tagliente che frantuma la condotta esistente. Durante



Figura 113 Sezionamento in lembi della condotta esistente determinato dalla testa tagliente. Fonte: <https://www.ukstt.org.uk/pf/pipe-splitting/>.

<sup>1</sup> La plastica rinforzata con (fibra di) vetro è un materiale composito, costituito da fibre di vetro e una matrice polimerica, di solito una resina termoindurente epossidica, vinilestere o poliestere. La resina conferisce resistenza chimica agli ambienti aggressivi del prodotto finale, funge da legante per le fibre presenti nel laminato strutturale e definisce la forma del componente in PRFV. Le fibre di vetro svolgono invece una funzione di rinforzo e possono essere disposte in modo casuale o orientate nel modo ritenuto più opportuno. Il tipo più comune di fibra di vetro utilizzato per il PRFV è l’e-glass, ossia l’alluminio borosilicato, tuttavia in applicazioni che richiedono una protezione particolarmente elevata contro la corrosione da acidi, si usa molto spesso anche l’e-cr-glass (resistenza elettrochimica). <https://www.amiblu.com/it/why-grp/>

la fase di avanzamento l'ogiva conica costipa i frammenti, permettendo alla nuova tubazione di inserirsi nella sede di quella esistente. Le lunghezze d'intervento vanno dagli 80 m ai 150 m. La soluzione si presta principalmente per il rinnovo delle reti idriche, fognarie e del gas. Come nel *pipe bursting*, il suo impiego è condizionato dalla presenza nelle vicinanze di altri sottoservizi fragili, come fognature in cemento o gres che potrebbero essere danneggiati sotto l'effetto dell'onda di compressione generata dall'avanzamento. Quindi, prima di ogni intervento è consigliabile preventivamente localizzare la presenza di opere nelle zone prospicienti all'intervento. Il procedimento consente di utilizzare una condotta con un diametro superiore rispetto a quella esistente con incrementi di sezione di oltre il doppio. I materiali principalmente utilizzati sono il PEAD e l'acciaio. Al di là della differenza dovuta alla natura dell'attrezzo, le tecniche, i costi e le modalità sono le stesse del *pipe bursting*. Mediante il pipe splitting è possibile sostituire tubazioni con diametri variabili, tra 2" e 12" (50-300 mm) con velocità fino a 2 m/minuto e tratte lunghe sino a 150 m.

#### 10.8.1.4 Relining o CIPP (Cured In Place Pipe)

La tecnica del *relining*, chiamata anche *CIPP*, s'identifica una metodica di riabilitazione di condotte interrate e aeree. Essa prevede, in prima analisi, la rimozione degli elementi che ostruiscono il regolare deflusso delle acque all'interno della condotta. Si inizia con un'ispezione della tubazione, tramite una sonda munita di telecamera, per capire qual è la reale natura dell'intasamento. Successivamente, in caso di esito positivo, si inserisce una sonda munita in punta di una lancia che permette di insufflare acqua ad alta pressione rimuovendo il blocco. Una volta effettuata la pulizia, se il tubo è fortemente degradato si procede al suo risanamento mediante la tecnica del *relining*, che prevede d'inserire un rivestimento epossidico in modo da ripristinare la continuità del tubo. Nella prima fase, viene preparata manualmente la miscela di resina da inserire all'interno di una calza impregnata per preformarla prima dell'insufflaggio Figura 121.

Poi l'interno del tubo viene investito con un tubolare flessibile, detto *liner*, in feltro o fibra di vetro, che costituisce lo strato di primer. In seguito, si inserisce il termoindurente, detto *carrier*, ovvero un rivestimento in poliestere, vinilestere o epossidico, idoneo a resistere all'ambiente chimico creatosi nella condotta. Quest'ultima fodera viene fatta entrare all'interno del tubo tramite la tecnica d'insufflaggio d'aria pressurizzata, che permette tramite inversione lo srotolamento all'interno del tubo e la massima aderenza sul supporto originario Figura 120. Dopo

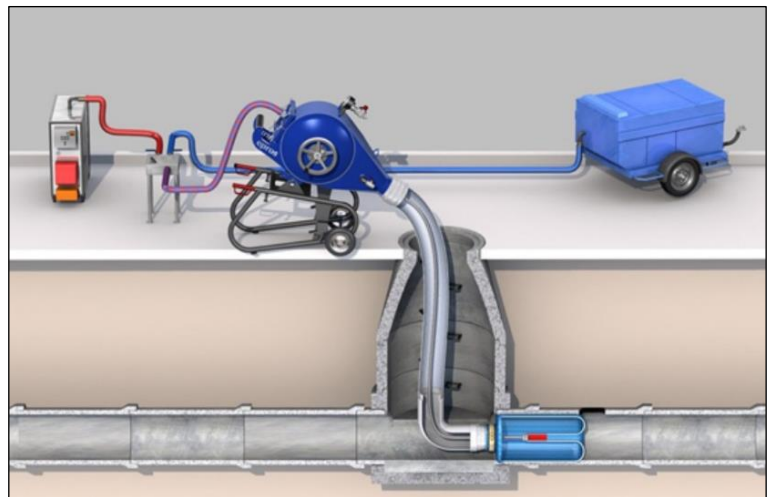


Figura 114 Fase di inversione: lo srotolamento del materiale procede fino alla sezione di chiusura della condotta riabilitata. Per accertare l'effettiva riuscita dell'intervento viene ispezionata sia all'inizio che alla fine tramite l'ausilio di una telecamera. Fonte:

<https://www.prweb.com/releases/uspipeliningpressrelease/june2016/prweb13466103.html>.

Dopo l'inserimento, il tubolare di resina viene fatto polimerizzare attivando la reazione di reticolarizzazione. Questa reazione viene accelerata con il calore o raggi UV. Infatti, la guaina viene investita da acqua calda o vapore. Nel primo caso si parla di *thermal CIPP*, nel secondo di *UV CIPP*.

Al termine dell'intervento, la guaina indurita viene sezionata in corrispondenza dei pozzetti d'ispezione nei punti interessati. I punti terminali tra la guaina e la condotta, rispettivamente *liner* e *host*, vengono sigillati mediante l'applicazione di leganti. Infine, vengono ripristinati tutti i collegamenti laterali alla nuova tubazione e nel caso di una principale vengono inserite delle frese robotizzate nei chiusini secondari per ristabilire i collegamenti laterali. I vantaggi di tale intervento sono molteplici: la rapidità e quindi l'economicità in termini di tempo, la lunghezza di copertura, senza dimenticare la versatilità del guanto che riesce a investire qualsiasi tipologia di sezione, dalla circolare all'ovoidale o policentrica e anche alle non rettilinee. Il rivestimento in resina è in grado di



Figura 115 Fase di srotolamento del tubo flessibile tramite calza. Il compressore, che permette l'insufflaggio e il successivo srotolamento del tubo, viene alimentato da un'unità ausiliaria. A sinistra, la resina contenuta in un serbatoio viene spinta all'interno del compressore tramite una pompa. Fonte: <https://blog.casanoi.it/relining-per-riparare-impianto-idraulico/>.

assolvere a tutti i compiti dettati dalle condizioni della tubazione preesistente, sia da un punto di vista idraulico che strutturale. Bisogna, però, considerare che la sezione idraulica è diminuita rispetto alle condizioni di partenza. Al termine dell'intervento viene effettuata una video ispezione finale come comprova del successo dell'effettivo risanamento. L'intervento è garantito per oltre 50 anni. A differenza dei metodi illustrati finora è l'unico che sfrutta l'integrità del tubo originario; infatti, negli altri la condotta viene sfruttata solo per la direzione dell'intervento.

#### 10.8.1.5 Loose-fit Lining

La tecnologia *Loose-fit Lining* di riabilitazione senza scavo a cielo aperto permette l'inserimento, entro la tubazione da riabilitare, di una nuova tubazione le cui pareti esterne non aderiscono perfettamente alle pareti interne del tubo ospite. Lo spazio esistente tra la parete esterna del nuovo tubo e la parete interna del tubo ospite è chiamato tecnicamente "anulus" e ha un'ampiezza che può variare da pochi millimetri a qualche decimetro a seconda della tecnica utilizzata. Questa zona, a fine dell'intervento, verrà riempita con iniezioni di malta cementizia. A livello progettuale tutto ciò è subordinato alla possibilità che la rete distributiva consenta la riduzione della sezione netta di passaggio del fluido di una certa percentuale determinata dalla differenza tra  $D_{int}$  della vecchia tubazione e  $D_{est}$  della nuova Figura 122. Generalmente, la diminuzione della sezione è compensata in buona parte dalla drastica riduzione delle perdite di carico ottenute in seguito all'uso delle nuove tubazioni, nonché dal fatto che la tubazione originale si presenti usualmente deteriorata e con depositi interni di vario genere, estensivi o localizzati. È una tecnologia dalla facile e immediata messa in opera e con un costo di applicazione il più delle volte estremamente conveniente (con sezioni inferiori anche del 50%) rispetto alla sostituzione con metodi tradizionali. Come nel caso del *CIPP*, prima dell'inserimento del nuovo tubo, è consigliabile tramite ispezione visiva accertarsi della pulizia interna della condotta da risanare. In sintesi, tra gli svantaggi di questa metodologia si



annoverano: una riduzione significativa della sezione idraulica, diversamente di quanto avviene nel *CIPP*; i brevi tratti d'intervento tollerati dal valore del gap tra le due condotte, cosiddetto *anulus*, durante le fasi di avanzamento in curvatura, che lo rende per lo più applicabile per tratti rettilinei (Figura 123); la lunghezza limitata fino a 100 m, poiché per lunghe porzioni l'effetto dell'attrito sulle pareti diventa considerevole; la classe di pressione dettata dal valore dell'*anulus*, l'ingombro dato dallo spessore delle pareti della nuova condotta deve soddisfare sia i requisiti di progetto che di spazio disponibile all'interno della condotta di partenza. Per concludere, il *Loose-fit Lifting* è un intervento che viene fatto in particolari situazioni critiche e di forti necessità d'intervento senza una programmazione preliminare. Questo determina un'accettazione per parametri che vanno oltre

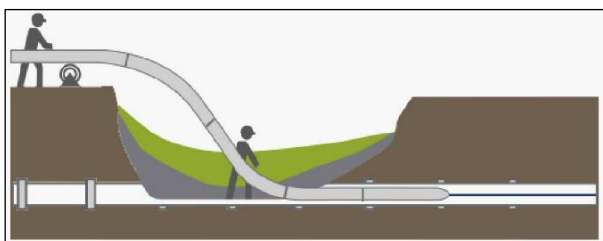


Figura 117 Schematizzazione per l'inserimento del tubo rigido all'interno della condotta: in spazi angusti è consigliabile effettuare uno scavo nei pressi del pozzetto di entrata al fine di fornire gli spazi di manovra necessari all'inserimento. La parte posteriore verrà introdotta con processo inverso. Fonte: <https://northseaproject.com/index.php/slip-close-fit-lining>.



Figura 116 Fase d'inserimento per una condotta principale in Treia (MC). Fonte: <https://northseaproject.com/index.php/slip-close-fit-lining>.

quelli progettuali (aumento del grado di riempimento nella condotta ed eventuali condizioni di pressione). Al contempo, uno dei benefici è la diminuzione del valore della scabrezza stabilito dalla nuova condotta.

#### 10.8.1.6 Close fit-lining

Questo tipo di tecnologie si basano sull'inserimento nella tubazione da riabilitare, esclusivamente di sezione circolare, di un nuovo tubo temporaneamente deformato in *PEAD*, successivamente riportato alla forma e dimensione originarie in modo da aderire perfettamente alle pareti interne del tubo ospite. La deformazione temporanea serve a ridurre la sezione trasversale in modo da facilitarne l'inserimento del nuovo in quello da risanare. È temporaneo perché, una volta che il tubo è stato posizionato in quello da curare, esso viene riportato nella sua dimensione e forma originale. Lo spessore dei tubi da inserire è limitato, tra i 2,8 mm e i 6,2 mm con diametri che prevedono una riduzione anche fino al 60% rispetto alla condotta esistente. È possibile distinguere due categorie di *Close-fit Lining*: le tecnologie basate sulla riduzione temporanea di diametro, dette *RDP* o *Swangers Liners* e le tecnologie basate sulla deformazione temporanea o di forma, dette *MFP* o *Folder Liners*. Nelle prime la riduzione si ottiene facendo passare una nuova tubazione attraverso una matrice di riduzione del diametro. Quest'operazione può essere condotta a freddo o a caldo, non superando mai la temperatura alla quale è stato originariamente estruso il tubo plastico. Nelle seconde, invece, la deformazione viene ottenuta ripiegando il tubo a C che viene mantenuta mediante fascette di contenimento, generalmente in materiale plastico. Il tubo nuovo, così ripiegato, viene inserito nella tubazione ospite e quindi per effetto della pressione riportato alla forma originale. Il processo di reversione controllata viene fatto a mezzo della pressione dell'aria o con acqua fredda,

permettendo la perfetta adesione con la tubazione esistente (da qui prende il nome *Close-fit*) Figura 124. Queste tecniche vengono prevalentemente impiegate per il rinnovamento di reti idriche o fognarie. Infatti, quando le condizioni progettuali sono particolarmente ostiche si prevede il rinnovamento solo con *Slim Liner*, in quanto tale metodo prevede invece l'impiego di tubi in *PEAD* dal limitatissimo spessore di 3-5 mm che determina le condizioni per un cosiddetto *Interactive Close-fit Lining*, cioè per un *Relining* in cui il *Liner* (tubo interno in *PEAD* di limitato spessore) ha solo funzioni di ripristino della tenuta idraulica ma non sopporta autonomamente la pressione d'esercizio che viene delegata alla condotta esistente Figura 125.

Con questo metodo possono essere realizzate installazioni di varie centinaia di metri (fino a 300 m) in una sola giornata di lavoro, con un diametro variabile da 75 mm a 300 mm.



Figura 119 Fase di posa: srotolamento dalla bobina e successivo inserimento nel tubo da risanare per la nuova sezione "predeformata". Fonte: <https://benassisrl.com/risanamento-condotte/slip-lining/>.



Figura 118 Deformazione a C con reversione e successiva adesione per il Lining ospitato all'interno della tubazione esistente Fonte: Patom.

#### 10.8.1.7 Cement mortar lining

Questa tecnologia di riabilitazione *no-dig*, detta anche cementazione, è specifica per il risanamento di tubazioni metalliche (acciaio e ghisa affette da lesioni o ossidazioni) sia in ambito urbano che extraurbano, destinate al trasporto di acque reflue ma anche potabile, industriale e marina. Consente il rivestimento di una condotta esistente di tratte fino a 150 m per i diametri inferiori a 600 mm e di tratte di 250-300 m per diametri superiori, mediante l'utilizzo di malta cementizia spruzzata con appositi dispositivi all'interno della condotta, permettendone l'allungamento della vita utile di oltre 50 anni.

A seconda del diametro della condotta da risanare variano anche le modalità d'intervento. Per diametri inferiori a 600 mm, è buona regola intervenire per tratte successive non superiori a 150 m aprendo le rispettive ispezioni della tubazione da risanare; invece, per diametri maggiori risulta sufficiente aprire le tubazioni. La lunghezza massima per un singolo intervento risulta compresa tra 250 m e 350 m.

Prima di effettuare la cementazione si prevede una preventiva pulizia interna della condotta, messa temporaneamente fuori esercizio, che permette l'eliminazione di tutti gli elementi che contribuiscono a intasarla: incrostazioni, ruggine, vecchi rivestimenti ammalorati e tutte quelle parti incoerenti che potrebbero andare a compromettere l'adesione della matrice cementizia sulla superficie ospitante. Quest'operazione prevede l'ausilio di mezzi meccanici come spazzole

metalliche, usate in concomitanza con getti acqua ad altissima pressione, che contribuiscono a pulire il supporto dalle parti compromesse. Una volta che il supporto è pronto si procede all'applicazione sulla superficie interna di un rivestimento di malta cementizia a spessore costante, mediante l'inserimento nel tubo di speciali applicatori dotati di testa rotante o di apposite casseforme cilindriche Figura 126. Nel primo caso la testa è dotata di palette finitrici utili a compattare il materiale appena spruzzato per ottenere una superficie omogenea. Nel caso delle casseforme, avendo un diametro inferiore a quello della tubazione originale, esse vengono inserite al suo interno creando un'intercapedine anulare che successivamente verrà riempita con malta cementizia. Una volta che il tubo anulare è pieno di malta, la tubazione interna viene allargata idraulicamente o pneumaticamente e la malta in eccesso uscirà agli estremi della condotta simboleggiando la perfetta adesione della stessa lungo tutta la superficie aderente. Una volta raggiunta la stabilità minima richiesta dalla malta, la cassaforma viene rimossa e si aspettano 13-20 ore dal getto.

Con questa tecnologia si può realizzare un rivestimento interno cementizio con valori dal coefficiente di scabrezza comparabili a quelli dei tubi in ghisa rivestiti in stabilimento. Lo spessore dello strato di malta può variare indicativamente da 6 mm a 14 mm a seconda delle necessità. Questo strato, oltre a proteggere dalla corrosione la superficie interna della tubazione da riabilitare, occlude i fori e le lesioni che possono essere presenti nel tubo, ripristinando la tenuta all'acqua.

Quest'intervento è classificato come non strutturale, poiché le prestazioni sono garantite sia dallo spessore della condotta preesistente sia dal nuovo, infatti prende il nome di *Trenchless Refurbishment* e la condotta viene rigenerata per intero, a differenza degli altri dove l'originale viene distrutto (*Pipe Bursting*) o abbandonato (*Loose-fit Lining*). Si tratta di una procedura che gode del massimo rapporto costo-beneficio, in quanto garantisce la massima protezione della condotta nel tempo. I limiti di questa tecnologia sono dovuti al fatto che il meccanismo di livellamento non sempre riesce a rendere uniforme lo strato rigenerante lungo tutta la condotta. Una derivazione di questa tecnica è il *Pipe Coating*, che consente di rivestire una condotta esistente mediante l'utilizzo di resine epossidiche spruzzate.

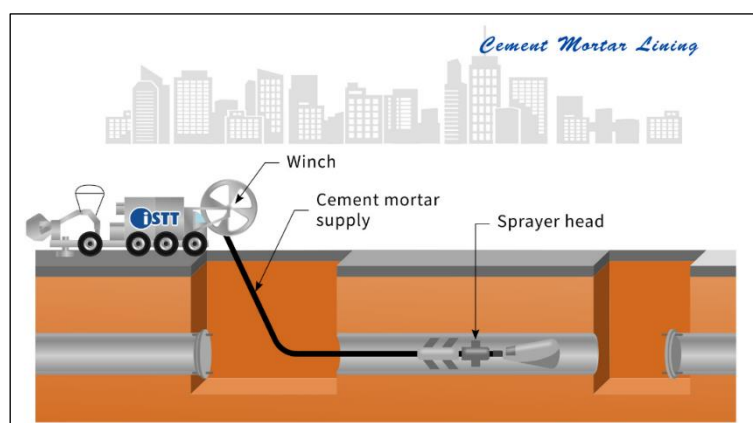


Figura 120 Applicazione dello strato risanante all'interno della condotta attraverso lo spruzzatore alimentato da una pompa in superficie. Fonte: <https://www.istt.com/main/task.guidelinedetail/id.97>.

#### **10.8.1.8 Riflessioni sulle nuove tecniche *no-dig***

Le tecnologie *no-dig*, soprattutto se destinate all'ambito urbano, costituiscono una valida alternativa alle tecniche tradizionali per la posa in opera delle reti dei servizi mantenendo il giusto rispetto per l'ambiente. La scelta dell'utilizzo di tecniche *trenchless* in opposizione all'utilizzo delle tecniche tradizionali deve essere fatta di volta in volta, calata sulle singole situazioni puntuali, tenendo anche conto dei costi indiretti che comunque ricadono sulla società civile e a cui l'amministrazione dovrebbe porre la giusta attenzione. In molte situazioni e contesti realizzativi quali: attraversamenti stradali, ferroviari, di corsi d'acqua, di centri storici, fiancheggiamenti di strade urbane a traffico elevato o sezione modesta, risanamento dei servizi interrati, riabilitazione senza asportazioni delle vecchie canalizzazioni, le tecnologie *no-dig* risultano nettamente vantaggiose soprattutto se si è nella impossibilità tecnico-economica di dotarsi di un cunicolo intelligente. L'attuale legislazione, pur muovendosi nella stessa direzione delle tecnologie innovative (riuso, recupero, ripristino, mantenimento, minor impatto, ecc.) non è ancora chiara e incisiva da permettere la loro affermazione. D'altra parte, però, la quantificazione dei danni ambientali, soprattutto da parte delle amministrazioni, avrà sempre più peso nella valutazione e scelta delle alternative progettuali ed è auspicabile che il divario economico tra tecniche tradizionali e *no-dig* diminuirà solo quando queste ultime risulteranno più vantaggiose anche in termini economici.

### **10.9 La salvaguardia della rete: il monitoraggio delle reti di scolo**

Il monitoraggio delle reti fognarie è un capitolo che si è introdotto ai tempi odierni, che permette di stabilire quanto è l'afflusso generato dall'infiltrazione. La misura non perviene a noi come singoli valori già scorporati direttamente imputabili all'infiltrazione, ma tramite un unico valore che contiene tutti gli elementi che "affluiscono" alla misura della portata. È necessario in tempi bagnati che le misure delle portate venga correlata a una o più misure dell'evento meteorico al fine di individuare il valore dell'infiltrazione. Pertanto l'analisi ai fini del monitoraggio di una rete di scolo deve passare attorno ad alcune fasi:

- conoscenza della rete di scolo;
- determinazione delle utenze servite dalla rete;
- campagna di misurazione in punti strategici;
- correlazione dei valori misurati con gli eventi di pioggia;
- misura dei livelli di falda;
- il bilancio delle portate per continuità ed energia.

#### **10.9.1 Conoscenza della rete di scolo**

È il passo fondamentale per risalire a una possibile infiltrazione parassita. Come per il metodo P.U.M.A.N. è necessario reperire del materiale cartografico riguardante la rete in esame da parte degli enti di gestione della rete nera o nel caso non ci sia del materiale rilevante sull'area d'interesse, è necessario procedere attraverso ispezioni in loco, rilevazioni attraverso onde elettromagnetiche, termocamere o prove sul campo o altri metodi d'indagine indiretti. Per la rete bianca o mista è consigliabile individuare i corpi idrici superficiali presenti sul territorio in esame che potrebbero affluire in rete.

### 10.9.2 Valori di portata a servizio dell'impianto: le utenze

Attraverso le indagini e le interviste con il gestore della rete è possibile risalire ai valori dei consumi periodici delle utenze allacciate al sistema di fognatura nera. Il gestore è in grado di fornire i dati relativi alle fatturazioni della zona a servizio della condotta su cui si sta effettuando la campagna di misura. In altri casi, soprattutto in zone industriali, è necessario sapere le fasi della filiera produttiva per conoscere gli effettivi scarichi che gravano sulla rete. Il fine ultimo è quello di individuare il valore della portata non voluta sottraendolo al valore di misura rilevato dallo strumento e quello di consumo ottenuto dalla somma delle utenze a carico della porzione di rete su cui si sta effettuando la campagna.

### 10.9.3 Campagna di misurazione in punti strategici

Per la campagna di misurazione vengono scelti punti strategici col fine d'individuare in prima analisi la zona più prioritaria per l'intervento, su cui è necessario il monitoraggio. La rete viene vista nella sua interezza scegliendo come "punti-chiave" quelli in uscita dai rami di scolo afferenti al tratto principale. In seconda fase si passa a un raffittimento della campagna di misura sui rami della rete. Gli strumenti più utilizzati ai fini della misura delle portate sono:

- in pressione, di tipo elettromagnetici che sfruttano la legge di Faraday, a ultrasuoni;
- a pelo libero, ad esempio gli *area-velocity* come quelli utilizzati dalla Soc. *Hydro Ingegneria*, oppure a ultrasuoni con scala di deflusso.

È di fondamentale importanza scegliere dei punti facilmente ispezionabili e disponibili a poter occupare l'apparecchiatura. Nella fase d'installazione, quindi, bisogna trovare degli spazi che garantiscano la possibilità di collocare batterie e stazioni di trasmissione dati e la relativa manutenzione degli apparecchi stessi.

### 10.9.4 Correlazione dei valori misurati con gli eventi di pioggia

I pluviometri, come ampiamente discusso in precedenza, rappresentano degli strumenti molto importanti ai fini della campagna di misura. Essi posizionati nelle zone del bacino su cui si vuole monitorare l'eventuale presenza parassita restituiscono degli istogrammi di precipitazioni con valori istantanei, medi, di intensità (attraverso unità di elaborazione) e cumulativi per il periodo d'interesse. I valori registrati concorrono a stabilire la porzione di portata legata agli afflussi meteorici che deve essere sottratta alla misura ottenuta dalla stazione di monitoraggio.

### 10.9.5 Misura dei livelli di falda

Per escludere o per includere la presenza di un'infiltrazione da falda è necessario implementare nell'indagine la misura dei livelli di falda strettamente connessi alla porzione di fognatura d'interesse. La misurazione delle riserve idriche sotterranee (acquifere) avviene attraverso piezometri dove il livello indicato è un indice del grado di riempimento dell'acquifero. Un piezometro, in sintesi, è un tubo cieco nella parte superiore e finestrato alla base, dotato di uno o più tubi fessurati che consentono all'acqua di entrare e risalire nella tubazione attraverso il filtro di sabbia e ghiaietto ottenuto riempiendo l'intercapedine tra il tubo e le pareti del foro (Figura 128). All'interno del piezometro l'acqua si stabilizza a un livello che rappresenta quello della falda acquifera circostante (Figura 127). In modo manuale si fa scivolare un sensore di pressione all'interno della tubatura verticale attraverso un cavo inestensibile e centimetrato. Al contatto con



l'acqua, il circuito elettrico si chiude, mandando un impulso alla centralina che produce un segnale acustico o luminoso. Si misura quindi la differenza di livello tra il piano d'acqua e un punto fisso in superficie (sommità del tubo piezometrico o coronamento del pozzo) tramite una bindella o leggendo la profondità riportata sul cavo. Con metodo meccanico, invece, ci si avvale di un galleggiante legato a una bobina di registrazione analogica (limnigrafo).

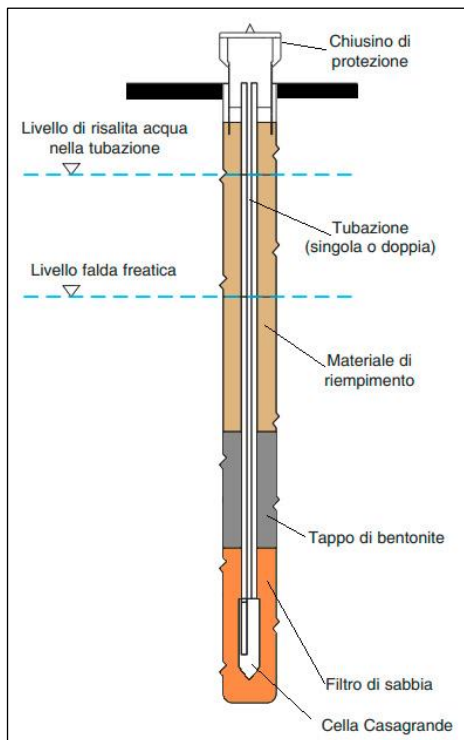


Figura 121 Le due fasi che includono la misurazione dei livelli di falda freatica attraverso i piezometri Casagrande. Nella prima è necessario procedere durante la misura alla stabilizzazione delle pareti del pozzo al fine di rendere veritiera la misura. Si attende che il livello d'acqua risalga lungo la sonda, i tempi sono strettamente correlati alla stratigrafia del terreno e dal tipo di elemento filtrante. Fonte: Pizzi Istruments.

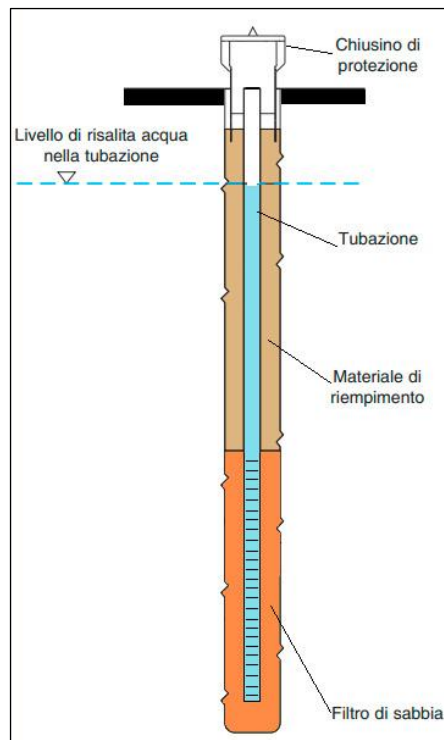


Figura 122 Seconda e ultima fase per la misurazione dei livelli di falda freatica attraverso i piezometri Casagrande. Successivamente alla stabilizzazione del livello d'acqua lungo la sonda si procede alla lettura del livello d'acqua che coinciderà con quella del livello di falda. Fonte: Pizzi Istruments.

Le stazioni più avanzate sono dotate di sonde pneumatiche connesse ad apparecchiature di registrazione digitale (*data logger*) che misurano la pressione dell'acqua. I piezometri possono essere forniti con diversi elementi filtro e diversi gradi di permeabilità a seconda della natura del terreno.

Il monitoraggio delle stazioni di misura freatiche dipende strettamente dalle condizioni al contorno, la presenza di acquiferi, corsi d'acqua, presenza di flussi sotterranei o rocce. È necessario installare più di una stazione di misura al fine d'individuare effettivamente la direzione del flusso sotterraneo, con il fine ultimo di determinare delle carte isopiezometriche. In via generale l'elaborazione di lunghe serie di dati ci consente di valutare le tendenze altrimenti difficilmente identificabili su brevi periodi e permettono di realizzare delle analisi approfondite sullo stato delle risorse idriche.

#### 10.9.6 Il bilancio delle portate

Una volta ottenuti tutti i dati è possibile stabilire un confronto delle portate attraverso un bilancio vero e proprio nelle zone puntuali di misura come indicato nella (10.1):

$$Q_{Misurata} = Q_{Gestore} + Q_{Infiltrazione} + Q_{Piogge} \quad (10.1)$$

$Q_{misurata}$  è la portata registrata in continuo dai misuratori di portata sui chiusini ispezionabili.

$Q_{Gestore}$  è la portata da associare alle utenze per il valore in litri al secondo riferito alle acque sanitarie e industriali riportate dai documenti di fatturazione ottenuti dal gestore delle acque.

$Q_{piogge}$  è la portata annessa alle eventuali piogge, se presenti durante la campagna di misurazione, nel caso di rete mista.

$Q_{infiltrazione}$  è la porzione di portata, scorporata dal totale, rappresentante la portata parassita, che si ottiene per sottrazione una volta conosciute le prime tre.

Nel caso si realizzano sulla rete delle prove con i DTS, quindi ottenendo anche dei valori di temperature, è possibile fare un bilancio di energia come indicato nella (10.2):

$$Q_{Misurata} T_{Media} = Q_{Gestore} T_{Utenze} + Q_{Infiltrazione} T_{infiltrazione} + Q_{Piogge} T_{Piogge} \quad (10.2)$$

#### 10.9.7 Il risanamento del sistema di scolo

Quando la fase di analisi è conclusa si iniziano a pianificare gli interventi mirati al risanamento della rete di scolo e alla sua successiva manutenzione. Si procede dai punti considerati prioritari al fine di ristabilire le condizioni di esercizio per il sistema fognatura:

- riparazione dei guasti riguardanti gli elementi che compongono la rete;
- isolare le portate generate da condizioni non incluse nel progetto della realizzazione dell'impianto;
- considerare in fase di riparazione di aggiornare la linea con un piano costi-benefici nell'ottica a lungo termine;
- considerare nuove condizioni di progetto per tutta la linea di scolo al fine di aggiornare l'effettiva richiesta delle utenze a carico della rete ed eventualmente predisporre nuovi punti di allaccio per le zone soggette a espansione urbana o a frequenti richieste di cambio di destinazione d'uso;
- elaborare piani di manutenzione per evitare nuovi fenomeni parassiti nell'ottica di preservare l'impianto a lungo termine.

L'obiettivo primario prima di elaborare nuovi piani è quello di ristabilire le condizioni di progetto della rete, che non mira solo ed esclusivamente a riparazioni, ma anche a considerare in un piano costi-benefici di sostituire le condotte più datate. Infatti, queste potrebbero non soddisfare criteri di progettazione moderni a servizio dei nuovi carichi generati dalle utenze. Il passo successivo è quello di considerare un piano d'intervento più ampio che mira a soddisfare tramite predisposizioni il nuovo tessuto urbano dettato dalle condizioni di espansione e al contempo a servire più utenze nelle zone storiche delle città che sono sempre più densamente popolate.

# 11 VALUTAZIONE DELLA PRESENZA DELLE PORTATE PARASSITE NELL'AREA DI TOLENTINO

## 11.1 Considerazione dalla campagna di misura

Ai fini dell'individuazione delle portate parassite sono state realizzate diverse fasi per le aree più vulnerabili:

1. Progettazione e campagna di misura:
  - 1.1 suddivisione a scala di macro-bacini per l'individuazione delle aree più vulnerabili e in particolare per l'area nel distretto Q01;
  - 1.2 individuazione cartografica dei microdistretti fognari e dei punti di misura;
  - 1.3 scelta della tipologia di strumentazione in funzione delle caratteristiche della rete.
2. Esecuzione della campagna di misura:
  - 2.1 sopralluogo ispettivo per la validazione dei punti di misura, in accordo con l'ente gestore, al fine di accertare le adeguate condizioni idrauliche e le condizioni generali di sicurezza;
  - 2.2 validazione dei punti di misura, in accordo con l'ente gestore, mediante visita in loco;
  - 2.3 installazione della strumentazione per la registrazione in continuo di livello idrico, velocità e portata;
  - 2.4 verifica a cadenza periodica di tutti i punti di misura;
  - 1.4 rimozione della strumentazione al termine del periodo di monitoraggio.
3. Risultati della ricerca di acque parassite:
  - 3.1 analisi del segnale registrato in ogni punto di misura ed esecuzione del bilancio idrico per ogni microdistretto fognario;
  - 3.2 analisi del microdistretto fognario Q01 con maggiore apporto di acque parassite;
  - 3.3 redazione della relazione tecnico-descrittiva del procedimento eseguito e dei risultati conseguiti;
  - 3.4 indicazione dei microdistretti fognari interessati da una maggiore criticità nei confronti delle acque parassite;
  - 3.5 indicazione dei tratti sui quali concentrare e dettagliare le possibili ulteriori indagini.

Dalla campagna di misura effettuata dalla *Soc. Hydro-ingegneria* ci sono stati dei periodi che rappresentano momenti chiave al fine d'individuare la presenza di acque parassite nel distretto fognario Q01 di Tolentino. Facciamo riferimento a due periodi principali:

- ✓ tempo secco o asciutto in riferimento per la giornata del 10/03/2020;
- ✓ tempo di pioggia per l'evento di precipitazione avvenuto nella giornata del 07/03/2020.

Le misurazioni sono state fornite insieme ai grafici in formato *Excel* indicando, per tutto l'arco della giornata, tutti i valori misurati con le relative medie mobili. Verranno analizzate, anche se in contrasto con il periodo temporale, prima il grafico in tempo secco poiché più lampante e successivamente quello in tempo di pioggia, che presentano un'ulteriore indagine del bilancio idrico dato dall'afflusso di pioggia.

### 11.1.1 Bacino Q01

Nella Figura 130 sono riportati i confini del bacino delimitato a valle dal punto di monitoraggio Q01. La rete fognaria sottesa al distretto è una rete mista (Figura 130).

### 11.1.2 Tempo secco per la giornata del 10/03/2020

Dalla documentazione fornita e dai fogli elettronici riusciamo a determinare:

- portata in tempo secco per minimo notturno in Figura 129;
- portata in tempo secco per andamento giornaliero in Figura 131;

Come riportato in basso nella Figura 129 della portata di minimo notturno del distretto, la curva blu identifica l'andamento della portata mentre quella rossa la relativa media mobile calcolata su una finestra temporale di 120 minuti (60 minuti prima e 60 minuti dopo).

La portata media transitante in tempo secco registrata durante il periodo di monitoraggio è di circa 38,05 l/s (136,9 m<sup>3</sup>/h). Dall'analisi della portata in tempo asciutto scaturisce un minimo notturno di circa 35,2 l/s (127 m<sup>3</sup>/h). Invece, considerando un minimo notturno calcolato in base alle portate idriche fornite dal committente pari a circa 1,5 l/s, la portata parassita massima si attesta attorno a 33,7 l/s (121m<sup>3</sup>/h). Il volume totale transitante nella condotta in notturno è pari a 868 m<sup>3</sup>, assumendo una portata nera di 1,5 l/s, come comunicato dal gestore, e moltiplicando questa per le 6 ore di misura in notturno otteniamo l'equivalente volume di 32,4 m<sup>3</sup> (32400 l). Sottraendo il volume totale recapitato al depuratore con quello equivalente del gestore, riusciamo a ottenere il volume che viene inviato al depuratore ai fini del trattamento che è pari a 835,6 m<sup>3</sup>. Tale volume è da considerare in sovraccarico per l'impianto di trattamento della rete di scolo ai fini della sua salvaguardia. Inoltre, bisogna tener presente che lungo il percorso del refluo



Figura 124 Bacino Q01 per la prima campagna di misura (2020). Estensione 19 720 mq.

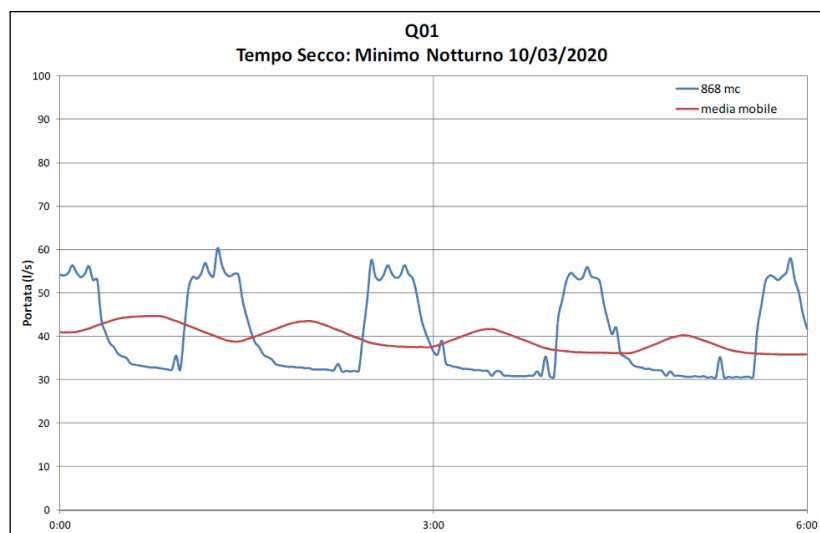


Figura 123 Grafico rappresentante il tempo secco per minimo notturno riferito al 10/03/2020 da 00:00 a.m. alle 06:00 a.m. Come si nota, nonostante le basse utenze in allaccio alla rete e l'assenza di scarichi industriali connessi, si evidenzia una forte variabilità del refluo e i picchi si manifestano circa ogni 30 minuti e rappresentano un innalzamento del livello all'interno della condotta. Il picco massimo avviene alle 01:16 a.m. pari a 60,34 l/s, mentre il minimo avviene dalle 05:12 a.m. fino alle 05:28 a.m. con valore pari a 30,404 l/s. Fonte: Hydro ingegneria.

che arriva al depuratore sono presenti degli impianti di sollevamento che, con questo surplus di acque generato dall'infiltrazione delle acque parassite, sono sottoposti ad un ulteriore stress dei motori elettrici che servono al pompaggio, potendone causare un effettivo guasto a lungo termine. L'equazione di bilancio diventa come indicato dalla seguente relazione (11.1) :

$$Q_{Infiltrazione} = Q_{Misurata} - Q_{Gestore} - Q_{Piogge} \quad (11.1)$$

In questo caso di tempo secco non risulta esserci un afflusso (*inflow*) generato dalle piogge, quindi la portata a essa connessa è da considerarsi nulla nel bilancio. L'equazione pertanto diventa come espresso nella (11.2) e in specifico nella (11.3) :

$$Q_{Infiltrazione} = Q_{Misurata} - Q_{Gestore} = \quad (11.2)$$

$$33,7 \text{ l/s} = 35,2 \text{ l/s} - 1,5 \text{ l/s} \quad (11.3)$$

Si riporta in seguito la Figura 131 che mostra l'andamento giornaliero della portata per la data del 10/03/2020.

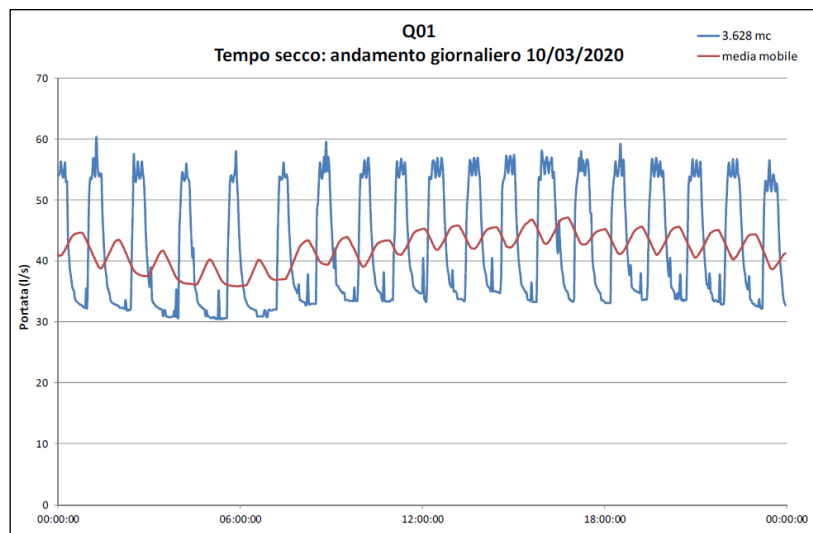


Figura 125 Grafico rappresentante il tempo secco per andamento giornaliero riferito al 10/03/2020. Come si nota nonostante le poche utenze in allaccio alla rete e l'assenza di scarichi industriali connessi, si evidenzia una forte variabilità del refluo con picchi che si manifestano circa ogni 30 minuti e si ripetono per tutto l'arco della giornata rappresentando un innalzamento del livello all'interno della condotta. Durante le ore diurne considerate tra le 06:00 a.m. e le 00:00 a.m. il massimo si raggiunge alle ore 08:50 a.m., mentre il minimo pari a 30,710 l/s si raggiunge alle ore 06:54 a.m. Il valore medio in notturno è pari a 40,20 l/s mentre in diurno è pari a 42,58 l/s. Fonte: Hydro-ingegneria.

Dal confronto fra la portata media giornaliera misurata in tempo secco (38,05 l/s) e la portata media attesa in fognatura calcolata a partire dai dati dei consumi idrici forniti dal committente (7,51 l/s) risulta un'infiltrazione media giornaliera pari a 30,54 l/s (110 m<sup>3</sup>/h). Come registrato dalle sonde, i valori dei consumi idrici durante il giorno in Figura 131 tendono a salire. Infatti, la differenza del

valore medio sale da 40,2 l/s (calcolato dalle 00:00 a.m. alle 06:00 a.m.) a 42,58 l/s (calcolato dalle 06:00 a.m. alle 11:59 p.m.). Inoltre, si può constatare che il livello e la portata registrati mostrano un andamento non tipicamente antropico, in quanto la tendenza della media mobile sulla portata rimane pressoché costante durante le 24 ore: questa caratteristica è indice di una significativa infiltrazione di acqua parassita in fognatura, infatti ci si aspetta una media altalenante poiché dettata dalle portate di pompaggio delle relative stazioni di sollevamento.

Si riporta come nel caso del tempo secco in notturno (11.3) l'equazione di bilancio per l'andamento giornaliero, anche in questo caso non è presente la portata generata dall'afflusso delle piogge poiché siamo in tempo secco, ne seguono le (11.4) e in particolare la (11.5):

$$Q_{Infiltrazione} = Q_{Misurata} - Q_{Gestore} = \quad (11.4)$$

$$30,54 \text{ l/s} = 38,05 \text{ l/s} - 7,51 \text{ l/s} \quad (11.5)$$

Infine, possiamo stimare il coefficiente in notturno per la giornata del 10/03/2020 ottenuto attraverso i dati di fatturazione da parte del gestore. Per ottenere la portata media attesa in fognatura fornita dal committente (7,51 l/s) dalla portata media giornaliera misurata in tempo secco (38,05 l/s) bisogna applicare un coefficiente (stimato) pari a 0,2 come da equazione (11.6):

$$\frac{7,51 \text{ l/s}}{38,05 \text{ l/s}} \sim 0,2 \quad (11.6)$$

### 11.1.3 Tempo di pioggia del 07/03/2020

Si vanno a verificare e analizzare i valori tramite campagna di misura per l'intera giornata del 07/03/2020. Si può osservare un evento meteorico come rilevato dalla stazione pluviometrica posizionata in via Sacharov nei pressi dell'impianto di depurazione di Tolentino. Nel grafico sottostante si riporta l'evento pluviometrico: in blu viene evidenziata l'intensità di pioggia (mm/h) tramite istogramma e in rosso la sua cumulata (mm) Figura 132.

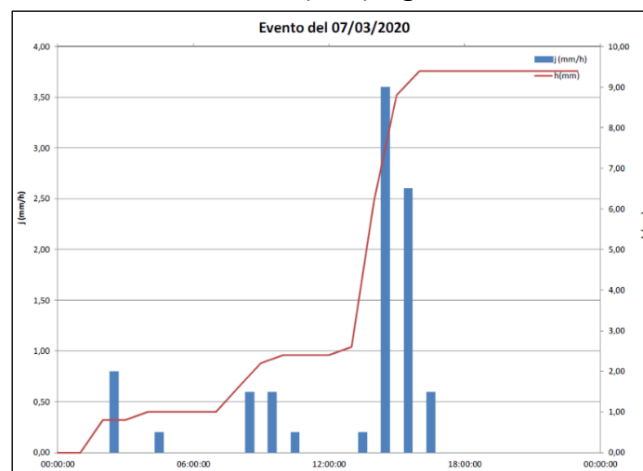


Figura 126 Evento meteorico del 7/03/2020. La massima intensità si ha alle 2:00 p.m. con un'intensità di 3,60 mm/h che innalza la cumulata giornaliera a 9,40 mm totali giornalieri. L'evento pluviometrico riportato è il più intenso della campagna di misura. Fonte: Hydro-ingegneria.

I valori di portata registrati dalle sonde evidenziano questo afflusso nel periodo di riferimento come in Figura 133. Le portate pertanto risultano amplificate rispetto a quelle precedentemente espone in notturno. A seguire si riportano i valori registrati dalle sonde nella campagna di misurazione per la giornata del 07/03/2020:

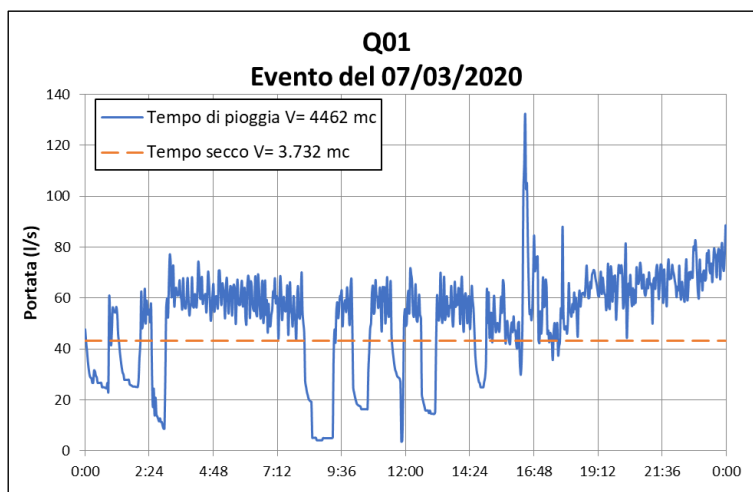


Figura 127 Portata registrata dalla sonda per l'evento pluviometrico del 07/03/2020 in cui si nota un valore di picco pari a 132.37 l/s alle ore 04:28 p.m. Il valore minimo è pari a 3.767 l/s attorno alle ore 11:50 a.m. In arancio è marcato il valore medio di portata in tempo secco. Fonte: Hydro-ingegneria.

Come si può notare dalla Figura 133 il valore totale del volume defluito in tempo di pioggia è pari a 4462 m<sup>3</sup>, mentre nel giorno del 10/03/2020 il volume defluito è di 3628,42 m<sup>3</sup> con una differenza quindi di 834 m<sup>3</sup>. Si può facilmente notare un forte picco di 132 l/s causato molto probabilmente dal deflusso delle acque lungo la condotta principale. L'andamento della portata durante l'evento piovoso è messo a confronto con quello registrato nel corso di un periodo di uguale durata in tempo secco. Il valore di portata tratteggiato si riferisce al tempo asciutto, stante a simboleggiare che tutto ciò che si trova al di sopra della marcatura, è generato dall'afflusso della pioggia. Il valore che si trova nella parte sottostante invece è dato dall'aliquota, come nel caso di tempo asciutto, della parte del consumo giornaliero, ipoteticamente attestato come in precedenza pari a 7,51 l/s e dall'infiltrazione parassita. L'equazione di bilancio diviene in questo caso con un termine in più poiché è presente la portata meteorica.

Si è quindi ipotizzato che il consumo idrico e il valore dell'infiltrazione parassita nella giornata del 07/03/2020 sia pari a quello del 10/03/2020 (7,51 l/s) potendo così ipotizzare la portata media di pioggia. Quest'ultima è stata determinata facendo la media in tempo bagnato, ottenuta a partire da tutti i valori superiori alla media in tempo secco del giorno 10/03/2020, che è pari a 61,04 l/s. Per ricavare la media della portata di pioggia per il giorno 07/03/2020, bisogna sottrarre a quest'ultimo valore quello medio in tempo secco (43,2 l/s) ottenendo così 17,84 l/s. Il valore medio della portata misurata in tempo bagnato è pari a 45,86 l/s. Si può scrivere come negli altri casi l'equazione di bilancio per le portate misurate come nelle (11.7) e nello specifico nella (11.8):

$$Q_{Infiltrazione} = Q_{Misurata} - Q_{Gestore} - Q_{Piogge} \quad (11.7)$$

$$Q_{Infiltrazione} = 61,04 \text{ l/s} - 7,51 \text{ l/s} - 17,84 \text{ l/s} = 35,69 \text{ l/s}$$

(11.8)

Difatti, il valore finale è simile a quello d'infiltrazione ottenuto in periodo secco (30,54 l/s). La leggera differenza può essere dovuta, oltre che a un errore di calcolo, al conseguente aumento in falda a seguito della precipitazione. Questo comporta a sua volta un incremento del livello idrico in falda causando, ad esempio, una maggiore portata infiltrata nella rete.

Grazie al modello creato su SWMM con lo ietogramma ottenuto a partire dalla pioggia misurata, possiamo individuare la portata generata dal solo afflusso di pioggia non solo nella sezione desiderata ma anche per il giorno e periodo d'interesse. Con il summenzionato software è possibile avere il valore in l/s o m<sup>3</sup> in corrispondenza della zona dove è stato installato il misuratore di portata Figura 134. Ovviamente ciò che serve in quest'analisi ai fini del bilancio è il valore medio della serie di valori del grafico riportato in seguito:

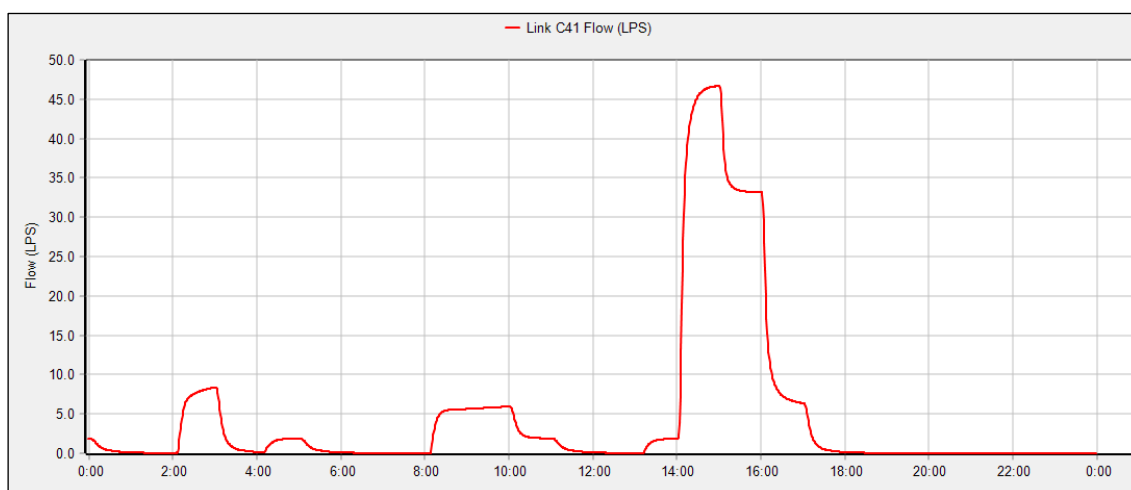


Figura 128 Grafico della portata in corrispondenza della condotta c41 presente in via Arnaldo Osmani. I valori sono espressi in l/s. Il massimo è pari a 46.68 l/s e il minimo è pari a 0,0005 l/s, con una media di 4,63 l/s.

La media della portata di pioggia per l'evento 07/03/2020 ottenuta tramite la campagna di misura è pari a 17,84 l/s mentre quella ottenuta da modello è pari invece a 4,63 l/s. Per quanto riguarda i due grafici delle rispettive portate misurate Figura 133 e modellate in Figura 134, possiamo constatare che nelle prime è presente una forte instabilità del refluo causato dall'impianto di sollevamento San Martino situato a monte del misuratore Q01. Invece, si identifica chiaramente il valore di picco in Figura 134 (attorno alle ore 15:00) che è presente anche nel grafico della portata ottenuta dalla campagna di misura in Figura 133. Si può osservare che i valori dei minimi di portata misurata precedenti al picco (5-8 l/s) sono comunque rispettati in Figura 134. Piccoli scostamenti temporali tra i due grafici sono ascrivibili a una ricostruzione inesatta della geometria della rete o per errati valori inesatti delle pendenze delle condotte adottate tramite il software *Google Earth* per il rilievo delle stesse. D'altro canto, nella realtà (Figura 133) possono essere presenti ostruzioni o altri problemi di misura che possono favorire l'effettivo discostamento tra il reale e il modello. C'è infine da aggiungere che i valori in sé sono diversi, perché nel modello è presente solo l'aliquota di pioggia e non quella parassita e di consumo che è invece presente nel grafico della campagna di misura in Figura 133.



Come sappiamo, oltre all'evento del 07/03/2020 ce ne sono stati altri con minor intensità rispetto a quello considerato, come quello del 26-27/07/03. Vengono riportati i valori di picco nella Tabella 22 per i due eventi considerati significativi ai fini dell'indagine.

ID BACINO	DATA EVENTO	Q <sub>P</sub> Picco (l/s)
Q01	07/03/2020	132,38
Q01	26-27/03/2020	163,96

Tabella 22 Tabella riassuntiva dei valori di portata nel distretto Q01 per i due eventi del 07/03/2020 e nella notte tra il 26/03/2020 e il 27/03/2020.

#### 11.1.4 Bacino Q02

Nella Figura 135 sono riportati i confini del bacino delimitato a valle dal punto di monitoraggio Q02. La rete fognaria sottesa al distretto è una rete mista.



Figura 129 Bacino Q02 per la prima campagna di misura (2020). Estensione 5 383 mq.

La portata media transitante in tempo secco registrata durante il periodo di monitoraggio è di circa 43,6 l/s (157 m<sup>3</sup>/h). Dall'analisi della portata in tempo asciutto scaturisce un minimo notturno di circa 35,5 l/s (128 m<sup>3</sup>/h); considerando un minimo notturno calcolato in base alle portate idriche fornite dal committente pari a circa 2,4 l/s, la portata parassita massima si attesta attorno a 33,1 l/s (119 m<sup>3</sup>/h). Dal confronto fra la portata media giornaliera misurata in tempo secco (43,6 l/s) e la portata media attesa in fognatura calcolata a partire dai dati dei consumi idrici forniti dal committente

(11,94 l/s) risulta un'infiltrazione media giornaliera pari a 31,66 l/s (114m<sup>3</sup>/h). Il livello e la portata registrati mostrano un andamento non tipicamente antropico, in quanto la portata rimane pressoché costante durante le 24 ore: questa caratteristica è indice di una significativa infiltrazione di acqua parassita in fognatura. Nella Tabella 23 si riportano i valori di portata di picco registrati in tempo di pioggia.

ID BACINO	Data Evento	Q <sub>picco</sub> (l/s)
Q02	07/03/2020	498,9
Q02	26-27/03/2020	731,7

Tabella 23 Valori di picco per il bacino Q02 durante la prima campagna di misura.

Si riporta di seguito il grafico della portata di minimo notturno del distretto. La curva blu identifica l'andamento della portata, mentre quella rossa la relativa media mobile calcolata su una finestra temporale di 120 minuti (60 minuti prima e 60 minuti dopo).

Successivamente sono riportati i seguenti grafici:

- portata in tempo secco per minimo notturno in Figura 137;
- portata in tempo secco per andamento giornaliero in Figura 136;

L'andamento della portata durante l'evento piovoso è messo a confronto con quello registrato nel corso di un periodo di uguale durata in tempo secco.

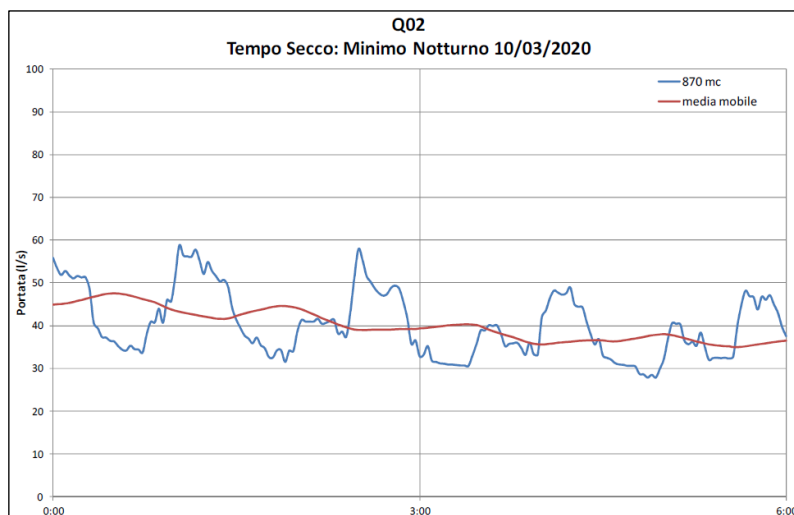


Figura 131 Tempo secco minimo notturno del 10/03/2020 per il bacino Q02 nella prima campagna di misura. Fonte: Hydro-ingegneria.

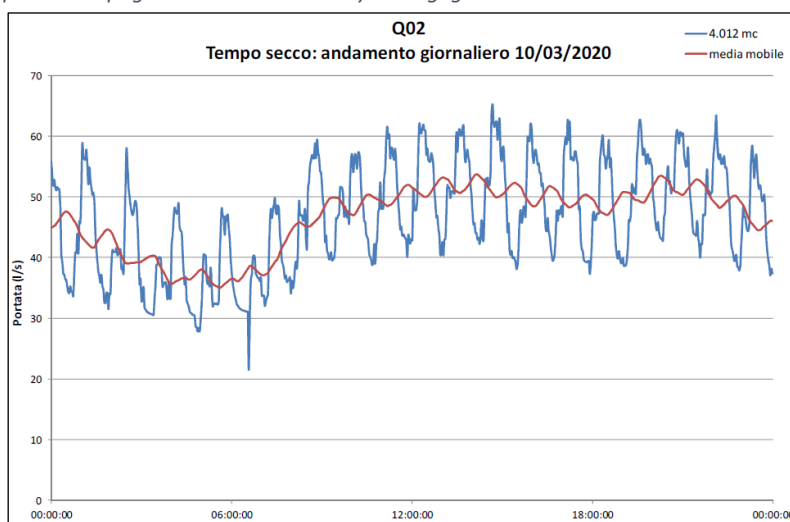


Figura 130 Tempo secco andamento giornaliero del 10/03/2020 per il bacino Q02 per la prima campagna di misura. Fonte: Hydro-ingegneria.

### 11.1.5 Bacino Q03

Nella Figura 138 sono riportati i confini del bacino delimitato a valle dal punto di monitoraggio Q03. La rete fognaria sottesa al distretto è una rete mista.



Figura 132 Bacino Q03 per la prima campagna di misura (2020). Estensione 9 863 mq.

La portata media transitante in tempo secco registrata durante il periodo di monitoraggio è di circa 53,9 l/s (194 m<sup>3</sup>/h). Dall'analisi della portata in tempo asciutto scaturisce un minimo notturno di circa 34,5 l/s (124 m<sup>3</sup>/h); considerando un minimo notturno calcolato in base alle portate idriche fornite dal committente pari a circa 6,2 l/s, la portata parassita massima si attesta attorno a 28,3 l/s (102 m<sup>3</sup>/h). Dal confronto fra la portata media giornaliera misurata in tempo secco (53,9 l/s) e la portata media attesa in fognatura calcolata a partire dai dati dei consumi idrici forniti dal committente (30,93 l/s) risulta un'infiltrazione media giornaliera pari a 22,97 l/s (83 m<sup>3</sup>/h). Nella Tabella 24 si riportano i valori di portata di picco registrati in tempo di pioggia.

ID BACINO	Data Evento	Q <sub>picco</sub> (l/s)
Q03	07/03/2020	1.334
Q03	26-27/03/2020	1.903

Tabella 24 Valori di picco per il bacino Q03 durante la prima campagna di misura. Fonte: Hydro ingegneria.

Si riporta di seguito il grafico della portata di minimo notturno del distretto. La curva blu identifica l'andamento della portata, mentre quella rossa la relativa media mobile calcolata su una finestra temporale di 120 minuti (60 minuti prima e 60 minuti dopo).

Successivamente sono riportati i seguenti grafici:

- portata in tempo secco per minimo notturno Figura 140;
- portata in tempo secco per andamento giornaliero Figura 139;

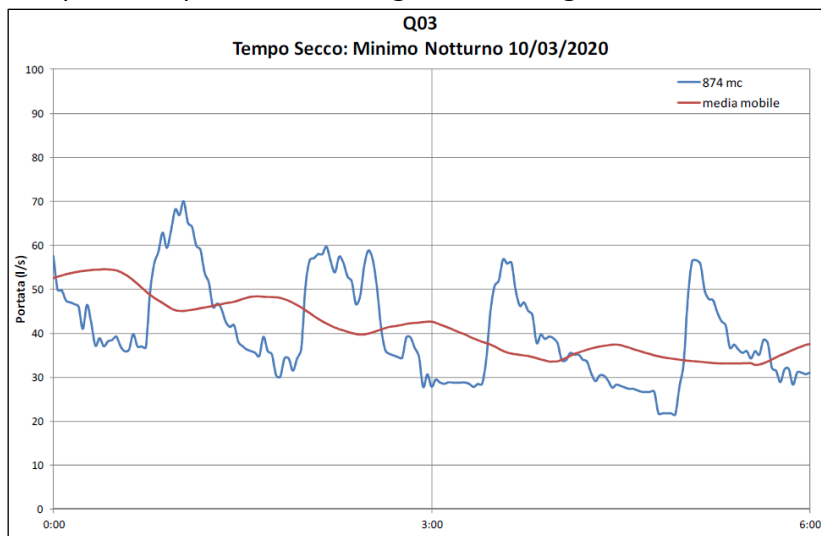


Figura 133 Tempo secco minimo notturno per il 10/03/2020 per il bacino Q03 nella prima campagna di misura. Fonte: Hydro-ingegneria.

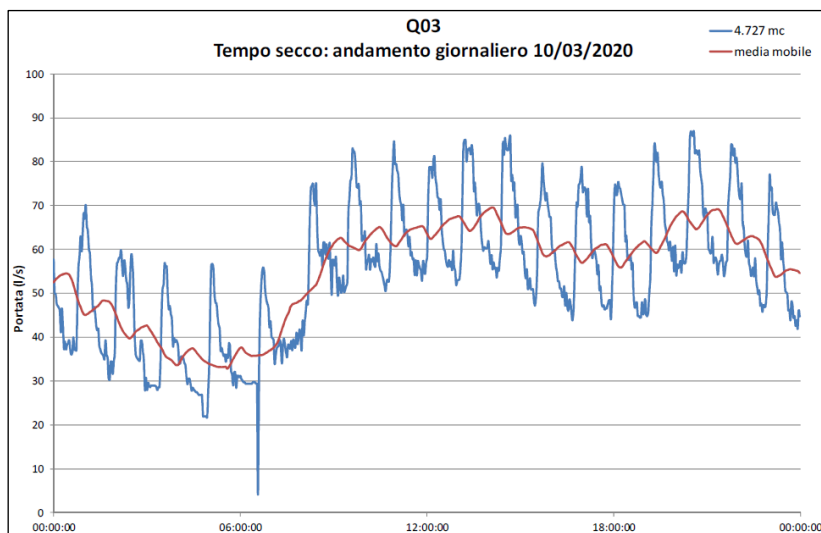


Figura 134 Tempo secco andamento giornaliero per il 10/03/2020 per il bacino Q03 nella prima campagna di misura. Fonte: Hydro-ingegneria.

## 11.2 Osservazioni finali

Per determinare la presenza e l'entità di portate parassite nella rete fognaria che recapita nel depuratore di Tolentino, è stata dapprima effettuata una divisione della rete in macro-bacini e una

successiva effettuazione di un monitoraggio dei livelli e delle portate transitanti nei punti di chiusura dei singoli bacini analizzati. Sono stati installati sette misuratori di portata *area-velocity* e un pluviometro per correlare eventuali piogge con le portate transitanti tenendo conto della natura mista della rete fognaria analizzata. Dall'analisi delle portate registrate e in base anche al loro andamento giornaliero, si possono identificare eventuali problemi d'infiltrazione di acque parassite mediante il metodo del minimo notturno. Applicando tale metodologia è stato possibile identificare i tratti di fognatura maggiormente critici e su cui focalizzare le azioni d'intervento descritte nei paragrafi successivi. Nella Tabella 25 sono riassunte, per il bacino in esame, le portate identificabili come parassite sulla base dell'applicazione del metodo del minimo notturno e dell'analisi delle portate medie giornaliere in tempo asciutto, attese e misurate, che forniscono un dato mediato sulle 24 ore e quindi confrontabile con le portate misurate al depuratore e fornite dal gestore delle acque. Il calcolo delle portate attese viene fatto a partire dai dati di consumo idrico forniti dal gestore delle acque già divisi per distretti, applicando un coefficiente pari a 0,8 nel calcolo della portata nera attesa in fognatura.

	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
<b>Distretto Fognario</b>	<b>Portata media giornaliera attesa (l/s)</b>	<b>Portata media giornaliera misurata (l/s)</b>	<b>Portata parassita media (B-A)</b>	<b>Portata parassita media (Cx3,6) (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>Percentuale parassita rispetto alla media giornaliera misurata (C/B)</b>
<b>Q01</b>	7,51	38,1	30,59	10,14	80,30%
<b>Q02</b>	11,94	43,6	31,66	113,98	72,62%
<b>Q03</b>	30,93	53,9	22,97	82,68	42,61%
<b>Q04</b>	1,48	1,85	0,38	1,35	20,27%
<b>Q05</b>	1,48	0,88	0	0,00	0,00%
<b>Q06</b>	1,73	0	0	0,00	0,00%
<b>Q07</b>	0,57	1,5	0,93	3,34	61,89%

Tabella 25 Portate al minimo notturno in tempo secco. Fonte: Hydro Ingegneria.

Analizzando i dati sopra riportati e considerando lo schema di monitoraggio in Figura 141, la portata parassita che complessivamente arriva al depuratore può essere stimata considerando quella relativa al punto di misura Q03. Tale valore è pari a 22,97 l/s (82,68 m<sup>3</sup>/h) e 724.293 m<sup>3</sup>/anno.

Nel giorno di misura individuato per le analisi effettuate, al depuratore è arrivato un volume pari a 5590 m<sup>3</sup>, per una portata media di circa 64,70 l/s (valori forniti dal committente). Ipotizzando che la portata d'infiltrazione che arriva al depuratore sia la stessa che transita nel punto di misura Q3, risulta una percentuale d'infiltrazione in arrivo al depuratore pari al 36% (22,97/64,70\*100). La portata nera, al netto dell'infiltrazione in arrivo al depuratore, risulta quindi pari a circa 41,73 l/s.

Nella valutazione si deve tener conto, inoltre, dell'errore strumentale che, sebbene sia ridotto per effetto delle correzioni indotte grazie alle prove sperimentali di laboratorio, presenta comunque una certa aleatorietà connessa alle singolari condizioni di flusso riscontrabili in fognatura e alla presenza del deposito al fondo. Con tali presupposti si può stimare un errore insito in tale metodologia dell'ordine del 5%.

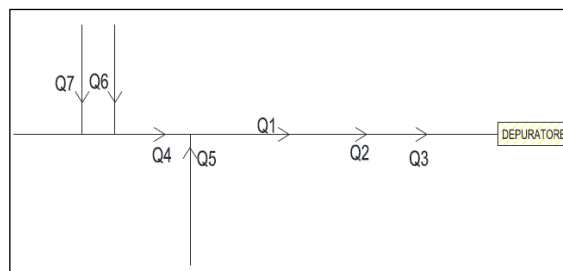


Figura 135 Schema di monitoraggio effettuato. Fonte: Hydro ingegneria.

### 11.2.1 Comportamento della rete in tempo di pioggia

Sono state effettuate delle valutazioni e analisi sulle portate registrate in tempo di pioggia al fine di studiare il comportamento della rete ed evidenziare gli aspetti più critici connessi a tale condizione di carico. Gli aspetti valutati sono in particolare:

- portata massima;
- grado di riempimento;
- volumi transitanti in tempo di pioggia.

### 11.2.2 Portata massima

ID Punto di chiusura	Bacino	Evento	$Q_{max}$ in tempo di pioggia (l/s)	$Q_{media}$ in tempo di secco (l/s)	$\frac{Q_{max}}{Q_{media}}$
Q01	Q01	07/03/2020	132,38	38,05	3,48
Q02	Q02	07/03/2020	498,9	43,6	11,44
Q03	Q03	07/03/2020	1334	53,9	24,75
Q04	Q04	07/03/2020	51,9	1,85	28,05
Q05	Q05	07/03/2020	141,5	0,88	160,80
Q06	Q06	07/03/2020	23,1	0	/
Q07	Q07	07/03/2020	203	1,5	135,33

Tabella 26 Portata media in tempo secco, portata media in tempo di pioggia, coefficiente  $Q_{MAX}/Q_{MEDIA}$ . Fonte: Hydro Ingegneria.

Nelle tabelle (Tabella 26, Tabella 27) in seguito si riporta l'analisi del rapporto  $Q_{max}/Q_{media}$  registrato nei vari eventi meteorici registrati durante il periodo di monitoraggio. Il territorio di riferimento non è solo esteso al distretto Q01 esaminato, ma a tutta la rete di scolo. Il fine è quello di fornire per ogni bacino un quadro per le criticità.

ID Punto di chiusura	Bacino	Evento	$Q_{MAX}$ tempo di pioggia (l/s)	$Q_{MEDIA}$ tempo di secco (l/s)	$\frac{Q_{MAX}}{Q_{MEDIA}}$
Q01	Q01	26-27/03/2020	163,96	38,05	4,31
Q02	Q02	26-27/03/2020	731,7	43,6	16,78
Q03	Q03	26-27/03/2020	1903	53,9	35,31
Q04	Q04	26-27/03/2020	53,2	1,85	28,76
Q05	Q05	26-27/03/2020	119,5	0,88	135,80
Q06	Q06	26-27/03/2020	11,5	0	/
Q07	Q07	26-27/03/2020	172	1,5	114,67

Tabella 27 Portata media in tempo secco, portata massima in tempo di pioggia, coefficiente  $Q_{MAX}/Q_{MEDIA}$ . Fonte: Hydro Ingegneria.

Come già anticipato, la rete fognaria analizzata è di tipo misto e quindi in tempo di pioggia si ha un notevole incremento delle portate.

### 11.2.3 Grado di riempimento

L'analisi successiva ha riguardato il grado di riempimento, il confronto dei massimi livelli raggiunti dal refluo all'interno della condotta e il diametro della condotta stessa. Quest'analisi permette di valutare se le dimensioni dei collettori fognari sono adeguate alle portate meteoriche transitanti nei punti di misura durante gli eventi meteorici registrati. Nella Tabella 28 in seguito si nota se il grado di riempimento è superiore al 100%, in tal caso la condotta è in pressione durante l'evento meteorico.

ID Punto di chiusura	Evento	Livello massimo (mm)	Diametro interno (mm)	$\frac{\text{Livello massimo}}{\text{Diametro}}$
Q01	26-27/03/2020	543	1750	0,31
Q02	26-27/03/2020	454	2050	0,22
Q03	26-27/03/2020	733	2100	0,35
Q04	26-27/03/2020	2466	299	8,25
Q05	26-27/03/2020	2470	340	7,26
Q06	26-27/03/2020	99	600	0,17
Q07	26-27/03/2020	410	800	0,51

Tabella 28 Verifica grado di riempimento per l'evento del 07/03/2020. Fonte: Hydro Ingegneria.

ID Punto di chiusura	Evento	Livello massimo (mm)	Diametro interno (mm)	Livello massimo/Diametro interno
Q01	26-27/03/2020	543	1750	0,31
Q02	26-27/03/2020	600	2050	0,29
Q03	26-27/03/2020	953	2100	0,45
Q04	26-27/03/2020	2497	299	8,35
Q05	26-27/03/2020	2507	340	7,37
Q06	26-27/03/2020	105	600	0,18
Q07	26-27/03/2020	1424	800	0,53

Tabella 29 Verifica grado di riempimento per l'evento del 26-27/03/2020. Fonte: Hydro Ingegneria.

Come si può vedere dalle Tabella 28 e Tabella 29 in alto, durante gli eventi meteorici occorsi nel periodo di monitoraggio, soltanto nei punti Q4 e Q5 ci sono stati problemi di livelli elevati e conseguente funzionamento in pressione delle condotte. Questo è dovuto al particolare posizionamento degli strumenti, subito a monte della stazione di sollevamento, che con il suo funzionamento condiziona i livelli nella parte di rete fognaria.

### 11.2.4 Volume teorico

Nelle Tabella 30 e Tabella 31 viene valutato il volume transitante nei punti di misura dovuto ai vari eventi meteorici registrati. Il volume meteorico è calcolato come differenza fra il volume del periodo di pioggia e il volume di un periodo secco con la stessa durata temporale.

ID Punto di chiusura	Distretto Fognario	Volume in tempo secco (m <sup>3</sup> )	Volume totale in tempo di pioggia (m <sub>3</sub> )	Volume meteorico (m <sup>3</sup> )
Q01	Q01	4462	3732	-730
Q02	Q02	3767	6790	3023
Q03	Q03	4657	11700	7043
Q04	Q04	160	1106	946
Q05	Q05	76	1461	1385
Q06	Q06	0	160	160
Q07	Q07	130	2111	1981

Tabella 30 Valutazione del contributo meteorico dall'evento del 7/03/2020. Fonte: Hydro Ingegneria.

ID Punto di chiusura	Distretto Fognario	Volume in tempo secco (m <sup>3</sup> )	Volume totale in tempo di pioggia (m <sup>3</sup> )	Volume meteorico (m <sup>3</sup> )
Q01	Q01	7465	13147	5682
Q02	Q02	7534	55579	48045
Q03	Q03	9314	135575	126261
Q04	Q04	320	6670	6350
Q05	Q05	152	9314	9162
Q06	Q06	0	1981	1981
Q07	Q07	259	4928	4669

Tabella 31 Valutazione del contributo meteorico dall'evento del 26-27/03/2020. Fonte: Hydro Ingegneria.

### 11.2.5 Priorità d'intervento

Nella Tabella 32 si riporta una sintesi della prima analisi effettuata sulle principali criticità individuate con indicazione delle possibili soluzioni da proporre e l'indicazione di un indice di priorità con scala da 1 a 3 e valore decrescente di priorità. Queste ultime sono state valutate tenendo in considerazione il valore stimato dell'infiltrazione, la consistenza presunta della rete indicata nella cartografia ufficiale e il possibile valore dell'intervento nella risoluzione del problema complessivo di tutta la rete fognaria.

Distretto Fognario	Criticità evidenziate	Possibili soluzioni	Priorità d'intervento
Q01	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite.	Rilievo puntuale della rete ed eventuale definizione di misure di raffittimento del monitoraggio per restringere il campo di azione.	1
Q02	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite. La portata parassita può essere per intero attribuita al	Rilievo puntuale della rete ed eventuale definizione di misure di raffittimento del monitoraggio per restringere il campo di azione.	2

<b>Distretto Fognario</b>	<b>Criticità evidenziate</b>	<b>Possibili soluzioni</b>	<b>Priorità d'intervento</b>
	distretto Q01 che recapita nel Q02.		
<b>Q03</b>	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite. La portata parassita registrata risulta più bassa in termini assoluti della portata registrata al Q01, per cui potrebbero essere presenti possibili fenomeni di perdita della rete fognaria.	Rilievo puntuale della rete ed eventuale definizione di misure di raffittimento del monitoraggio per restringere il campo di azione.	3
<b>Q04</b>	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite. In termini assoluti la portata parassita registrata in questo distretto non rappresenta una criticità evidente.	Rilievo puntuale della rete e censimento degli scarichi industriali. Eventuali azioni di normalizzazione degli scarichi in fognatura	2
<b>Q05</b>	Durante il periodo di monitoraggio non sono state registrate portate attribuibili a possibili fenomeni di infiltrazione.	Rilievo puntuale della rete ed eventuale definizione di misure di raffittimento del monitoraggio per restringere il campo di azione.	3
<b>Q06</b>	Durante il periodo di monitoraggio non sono state registrate portate attribuibili a possibili fenomeni di infiltrazione.	Rilievo puntuale della rete ed eventuale definizione di misure di raffittimento del monitoraggio per restringere il campo di azione.	3



Distretto Fognario	Criticità evidenziate	Possibili soluzioni	Priorità d'intervento
Q07	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite. In termini assoluti la portata parassita registrata in questo distretto non rappresenta una criticità evidente.	Rilievo puntuale della rete ed eventuale definizione di misure di raffittimento del monitoraggio per restringere il campo di azione.	3

Tabella 32 Criticità illustrate e possibili soluzioni a seguito della campagna di misura realizzata da Hydro Ingegneria.

### 11.2.6 Raffittimento della campagna di misura per la ricerca delle portate parassite

Viste le priorità d'intervento *Soc. Hydro-ingegneria* ha deciso di continuare le indagini per la ricerca delle acque parassite nell'area di Tolentino con una seconda campagna.

Come da tabella precedente la priorità d'intervento massima ricade nel distretto oggetto di studio: il distretto Q01. Esso rappresenta una criticità notevole, determinata dalle anomalie di portate nelle condotte di dubbia provenienza anche nei distretti Q02 e Q03. La squadra d'indagine composta dagli ingegneri e da alcuni dipendenti della Società di gestione acque *ASSM S.p.a* ha proceduto a un secondo livello di misurazione ricercando tramite metodo visivo l'infiltrazione nella porzione a monte della rete di scolo.

Come dal primo livello della campagna di misurazione l'aliquota di portata parassita risultava preponderante rispetto ai consumi per oltre il 400% degli stessi riferiti alla stessa zona (come da precedente analisi nel giorno 10/03/2020), pertanto l'équipe ha deciso di procedere prima attraverso metodo diretto.

Il rappresentante della *Soc. Hydro-ingegneria* ipotizza che la rottura dell'elemento appartenente alla rete sia avvenuta a causa del sisma che pochi anni fa ha colpito le zone di Amatrice nel 2016. I movimenti del terreno avranno provocato la rottura di questo tratto già evidentemente colpito dalla vetustà dell'opera stessa.

### 11.2.7 Scelta dell'intervento e ripristino delle condizioni di progetto per la rete

Si propone, riguardo al problema gravante sulla rete fognaria dell'area di Tolentino, dopo aver individuato l'elemento critico della rete, una preliminare ispezione con telecamera inserita nella sezione a monte dell'elemento considerato danneggiato. Tale ispezione sarà utile per constatare lo stato di fatto della condotta da risanare per poi poter ipotizzare le prossime strategie d'intervento.

Se la condotta in fase di analisi visiva risulta in condizioni critiche con più punti d'infiltrazione e degrado, locale e generalizzato, sia lungo il fondo che sulle pareti, si consiglia la sostituzione del tratto ammalorato tramite intervento *pipe bursting*, al fine di garantire nel tratto interessato una nuova condizione di servizio per almeno 50 anni. In tal caso si consiglia l'inserimento di una nuova porzione in materiale PEAD, poiché in grado di distribuire meglio le tensioni (come, ad esempio, quella generata da carichi dinamici esterni) lungo il suo sviluppo. Il PEAD, essendo particolarmente

duttile rispetto al cls presente in origine, ma allo stesso tempo resistente chimicamente agli agenti aggressivi presenti naturalmente nelle reti fognarie, si presta ottimamente al compito preposto.

Se la condotta, invece, si trova in un moderato stato di degrado e con un fenomeno d'infiltrazione arginabile con rivestimento interno, si consiglia di operare tramite *relining*. Quest'ultimo essendo un intervento meno invasivo, che non richiede elevati spazi di manovra, si presta bene a queste condizioni. Ovviamente prima di intervenire è necessaria una pulizia preliminare della superficie d'intervento per ottimizzare l'adesione sul supporto in *cls*.

Le altre metodiche d'intervento non sono state prese in considerazione, perché essendo la condotta probabilmente sottodimensionata rispetto alle richieste di servizio odierne, un intervento come il *close-fit* andrebbe ulteriormente a ridurre la sezione di scarico.

Infatti, in un'ipotesi d'intervento con il Cement Mortar Lining, gli spazi disponibili non permetterebbero un'agevole stesura del nuovo manto protettivo che, inoltre, sarebbe effimero rispetto alle condizioni di progetto richieste negli anni a venire.

Nel caso in cui si procederà alla sostituzione dell'elemento danneggiato e successivo ripristino della linea di scolo per la zona d'interesse, si realizza un disegno riassuntivo che ricomponete le fasi di messa in opera dei materiali di risulta per la posa in opera degli elementi, secondo le specifiche delle caratteristiche geometriche.

A seguito degli interventi volti a risanare i problemi sulla rete in esame, appartenente al distretto Q01 dell'area di Tolentino, si potranno riscontrare in seguito vari benefici legati all'eliminazione delle portate parassite, tra i quali i più importanti sono:

- Miglioramento delle funzionalità idrauliche del sistema reti/depurazione;
- Risparmio energetico agli impianti di sollevamento con minore usura delle pompe installate;
- Riduzione dei costi di manutenzione per la rete;
- Beneficio ambientale (Costi di pulizia fossati e terreni soggetti a esondazione, vertenze legali, ecc.);
- Riduzione del costo di depurazione per l'impianto in via Sacharov.

### 11.3 Seconda campagna di misura (marzo 2021)

#### 11.3.1 Premessa

Dopo un'attenta analisi dei risultati ottenuti dalla prima campagna di misura in marzo 2020, si è deciso di approfondire lo studio dell'ente gestore *ASSM SpA* per le portate transitanti in rete. Si è proceduto quindi con un nuovo monitoraggio dei reflui nella porzione di rete individuata come quella più problematica in termini di acque parassite.

La campagna di monitoraggio delle portate a scala di macro-bacino è stata realizzata mediante l'utilizzo da quattro misuratori di tipo *area velocity* installati all'interno delle condotte nei punti più significativi della rete in accordo con i tecnici *ASSM SpA*.

Nella Tabella 33 sono riassunti i dati geometrici delle condotte insieme alle indicazioni relative all'ubicazione dei pozzetti d'installazione:

ID Punto	Località	Via Principale	Geometria Condotta	Materiale	Diametro [mm]
<b>Q01 BIS</b>	Tolentino	Via del Vallato	Ovoidale	CLS	H1800xL1200
<b>Q02 BIS</b>	Tolentino	Viale Cartiere (Piscina)	Ovoidale	CLS	H2100xL1400
<b>Q03 BIS</b>	Tolentino	Via Sandro Pertini (su campo)	Ovoidale	CLS	H2100xL1400
<b>Q04 BIS</b>	Tolentino	Via Cristoforo Colombo	Ovoidale	CLS	H2100xL1400
<b>PLU01</b>	Tolentino	Viale Cappuccini civ. 11	---	---	---

Tabella 33 Punti di misura delle portate nella rete fognaria di Tolentino. Fonte: Hydro Ingegneria.

Nella Tabella 34 sono indicate le date d'installazione e rimozione degli strumenti per tutti i punti di misura delle portate e del pluviometro come mostrato in Figura 142.

ID Punto	Data installazione	Rimozione
<b>Q01 BIS</b>	15/07/2021	05/08/2021
<b>Q02 BIS</b>	13/07/2021	06/08/2021
<b>Q03 BIS</b>	13/07/2021	05/08/2021
<b>Q04 BIS</b>	15/07/2021	06/08/2021
<b>PLUV01</b>	15/07/2021	06/08/2021

Tabella 34 Date d'installazione e rimozione degli strumenti di monitoraggio. Fonte: Hydro Ingegneria.

Oltre ai monitoraggi sono state realizzate delle video-ispezioni su una porzione di rete di circa 1200 metri utilizzando il periscopio, uno strumento in grado di effettuare video-ispezioni speditive delle condotte fognarie, illustrato nel par. 10.7.1.4.1, il quale ha permesso di verificare lo stato delle stesse e d'individuare eventuali anomalie, come appunto infiltrazioni o connessioni sconosciute.

Successivamente alla prima campagna di monitoraggio, l'ASSM SpA ha provveduto a installare diversi misuratori di portata sulle mandate delle stazioni di sollevamento. In particolare, risultano di particolare importanza per l'analisi delle infiltrazioni le portate dell'ultima stazione di sollevamento subito a monte del primo punto di misura temporaneo installato in questa fase (impianto di sollevamento San Martino).

Per l'individuazione delle portate parassite in tempo asciutto è stata utilizzata una metodologia come da prima campagna di misura (da par. 11.1.1 a par. 11.1.5) che prevede la stima della portata di minimo notturno, considerando l'apporto in fognatura delle portate antropiche nel medesimo periodo, sfruttando i dati di consumo idrico forniti dai tecnici ASSM SpA per ogni distretto individuato. Dopo aver sezionato la rete fognaria, vengono effettuate misure puntuali delle portate transitanti con strumenti mobili adatti alle caratteristiche della rete in esame. Tali misure vengono effettuate nei punti di chiusura dei vari bacini individuati e nei punti di ingresso in eventuali bacini interconnessi.

Con un'adeguata analisi delle misure effettuate si può determinare se l'andamento della portata monitorata può rappresentare un eventuale problema d'infiltrazione di acque parassite, piuttosto che fenomeni di perdita della rete fognaria.

Come la precedente metodologia, le analisi delle portate transitanti vengono svolte nel periodo notturno (nel caso in esame dopo accurata analisi dell'andamento delle portate registrate si è scelto l'intervallo fra le ore 04:00 a.m. - 6:00 a.m.). In tale periodo, infatti, si registrano i minimi di portata monitorati e si può assumere con buona approssimazione che le portate misurate, a cui si sottraggono le portate minime stimate, sono da imputare a infiltrazioni di acque parassite.

Come nella prima campagna, i dati registrati (livello, velocità e portata) sono stati elaborati dalla Società *Hydro Ingegneria* utilizzando il software di calcolo *Flowlink* al fine di ottenere le informazioni necessarie alla completa caratterizzazione dei regimi di portata all'interno della rete fognaria nella condizione di stato di fatto.

### 11.3.1.1 Definizione dei distretti fognari

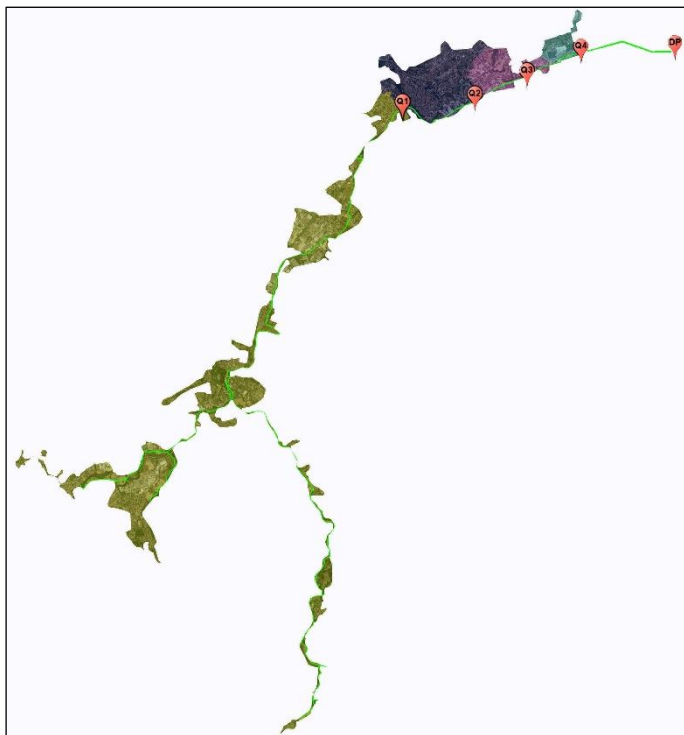


Figura 136 Ubicazione dei punti di misura di portata e del pluviometro su ortofoto.

Nella prima fase di analisi della rete è stata individuata “su carta” come in Figura 142 una divisione preliminare in bacini per il dimensionamento del sistema di monitoraggio. La validazione dei punti di misura è stata effettuata attraverso dei sopralluoghi mirati per verificare le condizioni dei pozzetti d’installazione.

### 11.3.1.2 Risultati

Di seguito viene offerta una breve descrizione di ogni bacino fognario insieme alle foto delle installazioni lungo il territorio, con uno stralcio planimetrico della cartografia fornita dal committente con indicazione dei punti di misura e una prima analisi delle portate registrate. Inoltre, vengono presentati i risultati dell'analisi delle portate parassite in tempo secco definite con il metodo del minimo notturno, descritto nel

precedente paragrafo. Per ogni bacino vengono riportati:

- l'andamento della portata misurata nel periodo notturno;
- il grafico di portata giornalieri in tempo secco;

L’installazione del pluviometro è stata effettuata come in Figura 144 e Figura 143.



Figura 137 Installazione del pluviometro in Viale Cappuccini n°11. Fonte: Hydro Ingegneria.

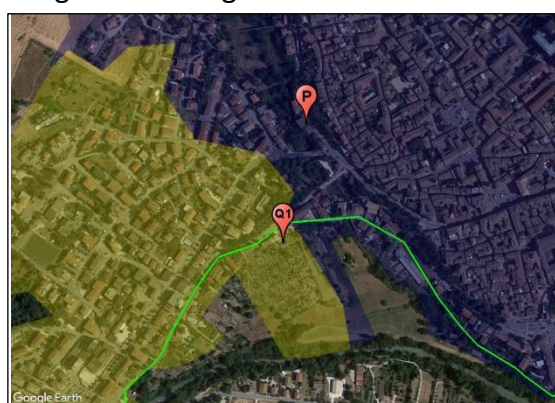


Figura 138 Ubicazione su ortofoto del pluviometro in Viale Cappuccini n°11, esso è indicato con il segnaposto “P” nell’area Q2 BIS a nord del misuratore Q01 BIS.

### 11.3.2 Bacino Q01 BIS



Figura 139 Bacino Q01 nella seconda campagna di misura. Estensione 63 437 mq.

Nella Figura 145 sono riportati i confini del bacino delimitato a valle dal punto di monitoraggio Q01 BIS. La rete fognaria sottesa al bacino è una rete mista.

La portata media transitante in tempo secco registrata durante il periodo di monitoraggio è di circa 20,28 l/s (73 m<sup>3</sup>/h).

Dall'analisi della portata in tempo asciutto scaturisce un minimo notturno di circa 12,22 l/s (44 m<sup>3</sup>/h); considerando un minimo notturno calcolato in base alle portate idriche fornite dal committente pari a circa 1,65 l/s, la portata parassita massima si attesta attorno a 10,57 l/s (38,05 m<sup>3</sup>/h) come in Figura 147. Dal confronto fra la portata media giornaliera misurata in tempo secco (20,28 l/s) e la portata media attesa in fognatura calcolata a partire dai dati dei consumi idrici forniti dal committente (8,26 l/s) risulta un'infiltrazione media giornaliera pari a 12,02 l/s (43mc/h) come in Figura 146. Possiamo determinare l'equazione di bilancio idrico nelle (11.9) e (11.10) al fine di rendere più chiare le portate messe in gioco:

$$Q_{Infiltrazione} = Q_{Misurata} - Q_{Gestore} = \quad (11.9)$$

$$10,57 \text{ l/s} = 12,22 \text{ l/s} - 1,65 \text{ l/s} \quad (11.10)$$

Il livello e la portata registrati mostrano un andamento non tipicamente antropico, in quanto risentono della presenza di una stazione di sollevamento immediatamente a monte del punto di misura che ne condiziona l'andamento in base agli attacchi e stacchi delle pompe installate. Durante il periodo notturno, nei momenti in cui risulta evidentemente ferma la stazione di sollevamento, si registra un drastico abbassamento delle portate fino al livello di circa 4 l/s (come si può vedere dai grafici riportati in Figura 146 e Figura 147) che può essere attribuita a delle infiltrazioni nella parte di bacino compreso fra la stazione di sollevamento e il punto di misura.

Si riporta di seguito il grafico della portata di minimo notturno del distretto. La curva blu identifica l'andamento della portata, mentre quella rossa la relativa media mobile calcolata su una finestra temporale di 120 minuti (60 minuti prima e 60 minuti dopo).

Successivamente sono riportati i seguenti grafici:

- portata in tempo secco per minimo notturno in Figura 147;
- portata in tempo secco per andamento giornaliero in Figura 146;

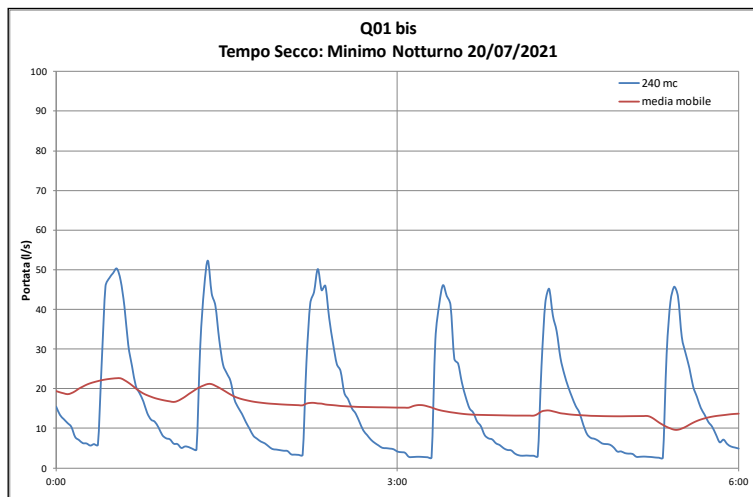


Figura 140 Grafico in tempo secco del 20/07/2021 per il bacino Q01 BIS. Le misurazioni sono state effettuate in notturno tra le 0:00 a.m. e le 6:00 a.m. Fonte: Hydro Ingegneria.

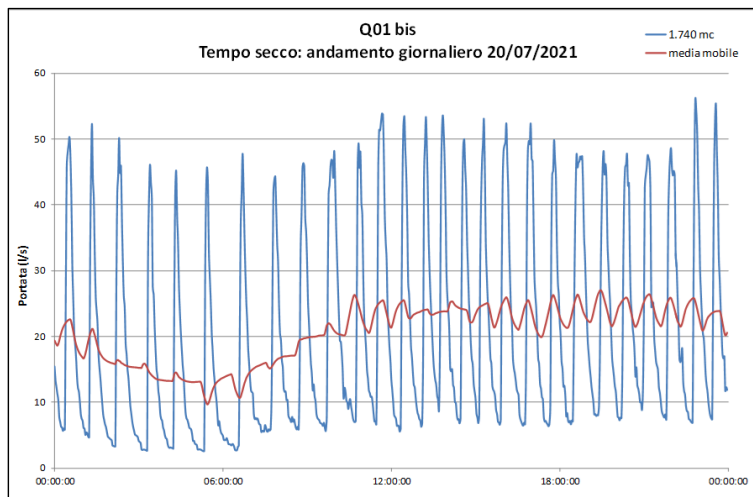


Figura 141 Grafico in tempo secco del 20/07/2021 per il bacino Q01 BIS. Le misurazioni si riferiscono all'andamento giornaliero effettuate tra le 0:00 a.m. del 20/07/2021 alle 0:00 a.m. del 21/07/2021. Fonte: Hydro Ingegneria.

### 11.3.3 Bacino Q02 BIS



Figura 142 Bacino Q02 Bis nella seconda campagna di misura. Estensione 8 607 mq.

Nella Figura 148 sono riportati i confini del bacino delimitato a valle dal punto di monitoraggio Q02 BIS. La rete fognaria sottesa al distretto è una rete mista.

La portata media transitante in tempo secco registrata durante il periodo di monitoraggio è di circa 42,82 l/s (154 m<sup>3</sup>/h).

Dall'analisi della portata in tempo asciutto scaturisce un minimo notturno di circa 37,09 l/s (133 m<sup>3</sup>/h); considerando un minimo notturno calcolato in base alle portate idriche fornite dal committente pari a circa 5,57 l/s, la portata parassita massima si attesta attorno a 31,52 l/s (113 mc/h) Figura 149. Dal confronto fra la portata media giornaliera misurata in tempo secco (42.82 l/s) e la portata media attesa in fognatura calcolata a partire dai dati dei consumi idrici forniti dal committente (27.84 l/s) risulta un'infiltrazione media giornaliera pari a



14,98 l/s (54mc/h) Figura 150. Possiamo determinare l'equazione di bilancio idrico nelle (11.11) e (11.12) al fine di rendere più chiare le portate messe in gioco:

$$Q_{Infiltrazione} = Q_{Misurata} - Q_{Gestore} = \quad (11.11)$$

$$31,52 \text{ l/s} = 37,09 \text{ l/s} - 5,57 \text{ l/s} \quad (11.12)$$

Il livello e la portata registrati mostrano un andamento non tipicamente antropico, in quanto risentono della presenza di una stazione di sollevamento a monte del punto di misura che ne condiziona l'andamento in base agli attacchi e stacchi delle pompe installate.

Si riporta di seguito il grafico della portata di minimo notturno del distretto. La curva blu identifica l'andamento della portata, mentre quella rossa la relativa media mobile calcolata su una finestra temporale di 120 minuti (60 minuti prima e 60 minuti dopo).

Successivamente sono riportati i seguenti grafici:

- portata in tempo secco per minimo notturno in Figura 149;
- portata in tempo secco per andamento giornaliero in Figura 150;

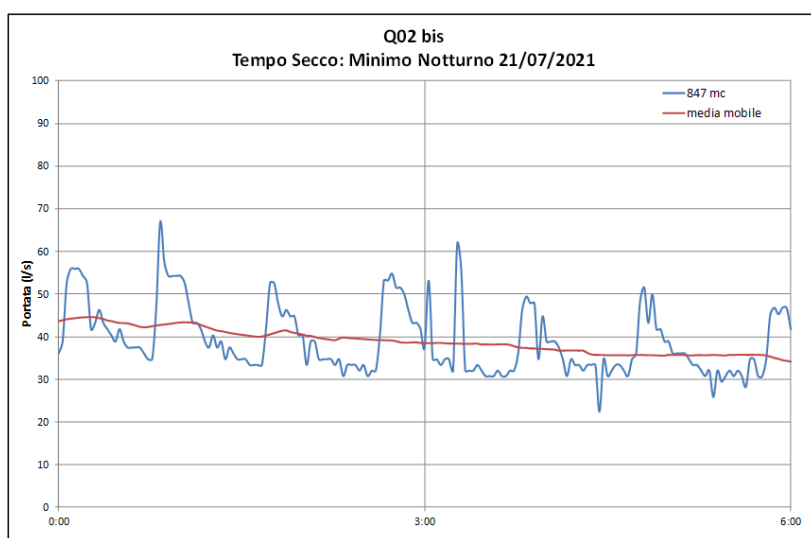


Figura 143 Grafico in tempo secco del 21/07/2021 per il bacino Q02 BIS le misurazioni sono state effettuate in notturno tra le 0:00 a.m. e le 6:00 a.m. Fonte: Hydro Ingegneria.

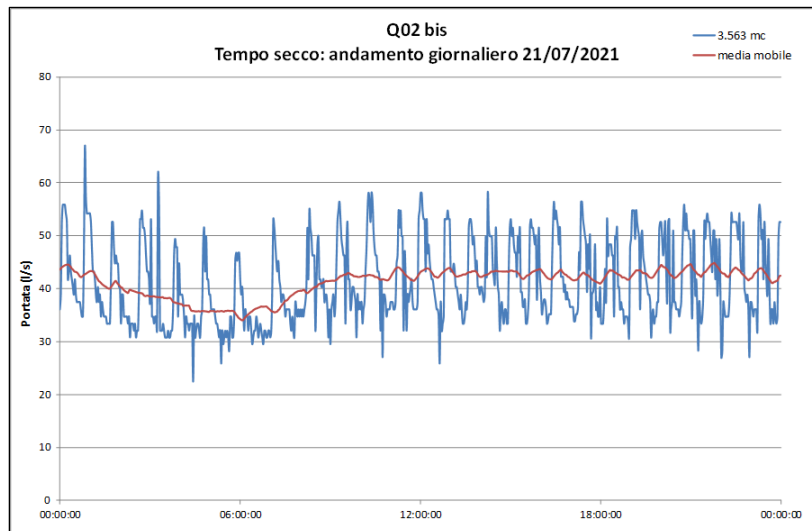


Figura 144 Grafico in tempo secco del 21/07/2021 per il bacino Q02 BIS le misurazioni si riferiscono all'andamento giornaliero effettuate tra le 0:00 a.m. del 21/07/2021 alle 0:00 a.m. del 22/07/2021. Fonte: Hydro Ingegneria.

### 11.3.4 Bacino Q03 BIS



Figura 145 Bacino Q03 Bis nella seconda campagna di misura. Estensione 5 348 mq.

Nella Figura 151 sono riportati i confini del bacino delimitato a valle dal punto di monitoraggio Q03 BIS. La rete fognaria sottesa al distretto è una rete mista.

La portata media transitante in tempo secco registrata durante il periodo di monitoraggio è di circa 49,38 l/s (178m<sup>3</sup>/h).

Dall'analisi della portata in tempo asciutto scaturisce un minimo notturno di circa 37,57 l/s (135 m<sup>3</sup>/h); considerando un minimo notturno calcolato in base alle portate idriche fornite dal committente pari a circa 6,2 l/s, la portata parassita massima si attesta attorno a 31.37 l/s (113 mc/h) Figura 153. Possiamo determinare l'equazione di bilancio idrico nelle (11.13) e (11.14) al fine di rendere più chiare le portate messe in gioco:

$$Q_{Infiltrazione} = Q_{Misurata} - Q_{Gestore} = \quad (11.13)$$

$$31,57 \text{ l/s} = 37,57 \text{ l/s} - 6,2 \text{ l/s} \quad (11.14)$$

Dal confronto fra la portata media giornaliera misurata in tempo secco (49,38 l/s) e la portata media attesa in fognatura calcolata a partire dai dati dei consumi idrici forniti dal committente (30,93 l/s) risulta un'infiltrazione media giornaliera pari a 18,45 l/s (66mc/h) Figura 152.

Il livello e la portata registrati mostrano un andamento non tipicamente antropico, in quanto risentono della presenza di una stazione di sollevamento a monte del punto di misura che ne condiziona l'andamento in base agli attacchi e stacchi delle pompe installate.



Si riporta di seguito il grafico della portata di minimo notturno del distretto. La curva blu identifica l'andamento della portata, mentre quella rossa la relativa media mobile calcolata su una finestra temporale di 120 minuti (60 minuti prima e 60 minuti dopo).

Successivamente sono riportati i seguenti grafici:

- portata in tempo secco per minimo notturno in Figura 152;
- portata in tempo secco per andamento giornaliero in Figura 153;

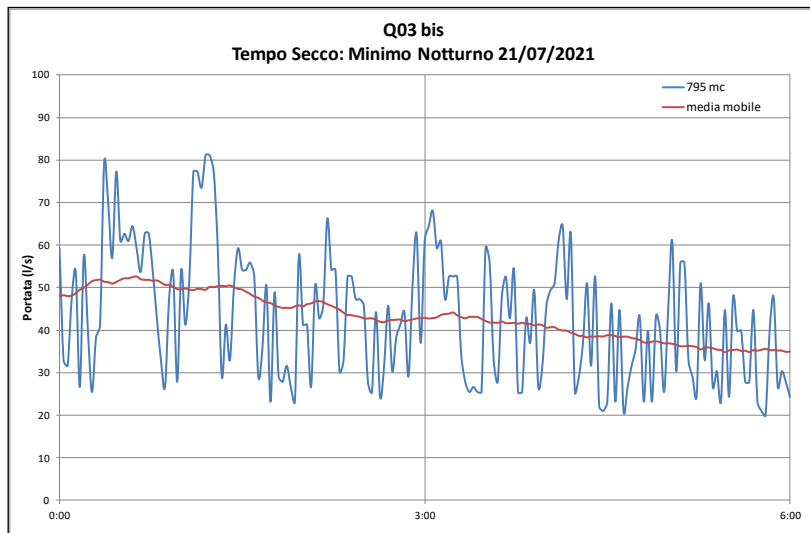


Figura 146 Grafico in tempo secco del 21/07/2021 per il bacino Q03 BIS le misurazioni sono state effettuate in notturno tra le 0:00 a.m. e le 6:00 a.m. Fonte: Hydro Ingegneria.

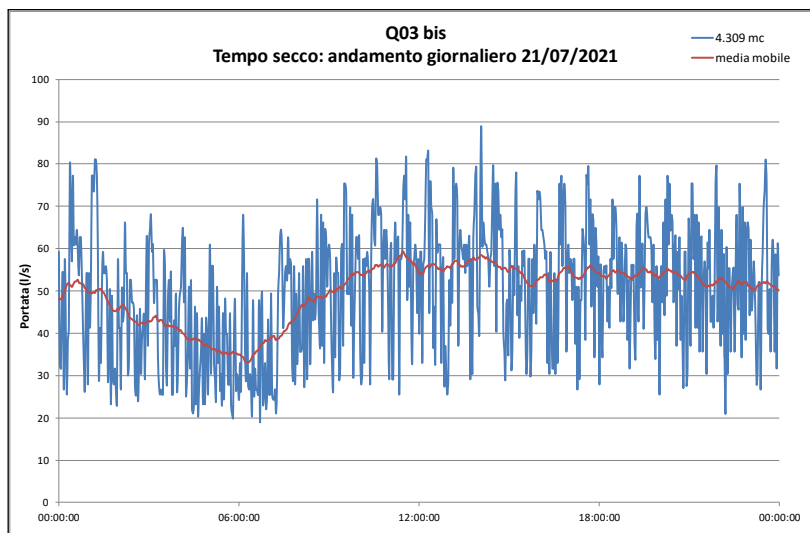


Figura 147 Grafico in tempo secco del 21/07/2021 per il bacino Q03 BIS le misurazioni si riferiscono all'andamento giornaliero effettuate tra le 0:00 a.m. del 21/07/2021 alle 0:00 a.m. del 22/07/2021. Fonte: Hydro Ingegneria.

### 11.3.5 Bacino Q04 BIS

Nella Figura 154 sono riportati i confini del bacino delimitato a valle dal punto di monitoraggio Q04 BIS. La rete fognaria sottesa al distretto è una rete mista.



Figura 148 Bacino Q04 Bis nella seconda campagna di misura. Estensione 3 449 mq.

La portata media transitante in tempo secco registrata durante il periodo di monitoraggio è di circa 53.96 l/s (194 m<sup>3</sup>/h).

Dall'analisi della portata in tempo asciutto scaturisce un minimo notturno di circa 38.44 l/s (138 m<sup>3</sup>/h); considerando un minimo notturno calcolato in base alle portate idriche fornite dal committente pari a circa 6,40 l/s, la portata parassita massima si attesta attorno a 32,04 l/s (115 m<sup>3</sup>/h) Figura 155. Dal confronto fra la portata media giornaliera misurata in tempo secco (53.96 l/s) e la portata media attesa in fognatura calcolata a partire dai dati dei consumi idrici forniti dal committente (32 l/s) risulta un'infiltrazione media giornaliera pari a 21,96 l/s (79 m<sup>3</sup>/h) Figura 156. Possiamo

determinare l'equazione di bilancio idrico nelle (11.15) e (11.16) al fine di rendere più chiare le portate messe in gioco:

$$Q_{Infiltrazione} = Q_{Misurata} - Q_{Gestore} = \quad (11.15)$$

$$21,96 \text{ l/s} = 38,44 \text{ l/s} - 6,40 \text{ l/s} \quad (11.16)$$

Il livello e la portata registrati mostrano un andamento non tipicamente antropico, in quanto risentono della presenza di una stazione di sollevamento a monte del punto di misura che ne condiziona l'andamento in base agli attacchi e stacchi delle pompe installate.

Si riporta di seguito il grafico della portata di minimo notturno del distretto. La curva blu identifica l'andamento della portata, mentre quella rossa la relativa media mobile calcolata su una finestra temporale di 120 minuti (60 minuti prima e 60 minuti dopo).

Successivamente sono riportati i seguenti grafici:

- portata in tempo secco per minimo notturno in Figura 155;
- portata in tempo secco per andamento giornaliero in Figura 156;

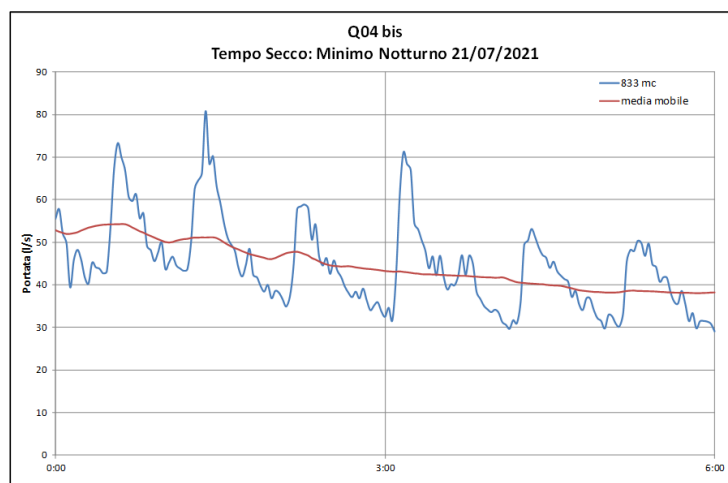


Figura 149 Grafico in tempo secco del 21/07/2021 per il bacino Q03 BIS le misurazioni sono state effettuate tra le 0:00 a.m. e le 6:00 a.m. Fonte: Hydro Ingegneria.

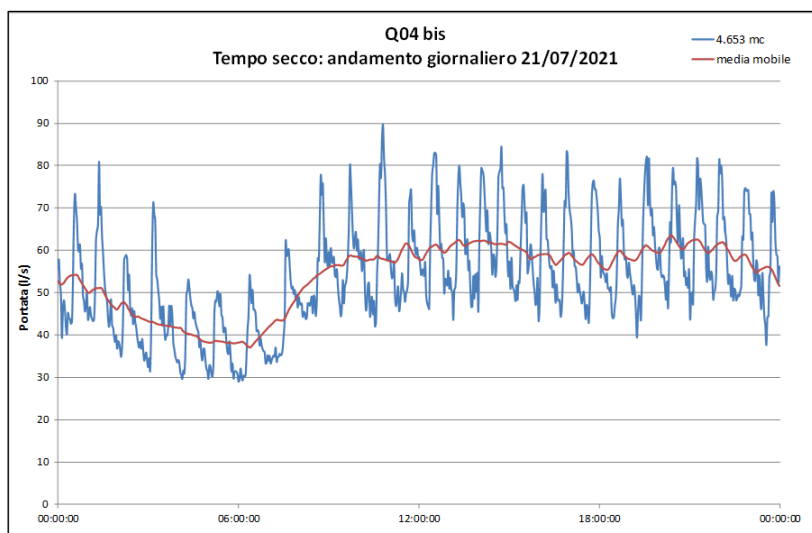


Figura 150 Grafico in tempo secco del 21/07/2021 per il bacino Q04 BIS le misurazioni si riferiscono all'andamento giornaliero effettuate tra le 0:00 a.m. del 21/07/2021 alle 0:00 a.m. del 22/07/2021. Fonte: Hydro Ingegneria.

### 11.3.6 Osservazioni sui dati provenienti dalla seconda campagna di misura

Dai dati relativi ai minimi notturni per ogni bacino di afferenza, ottenuti dalla Società ospitante, è possibile ricavare alcune semplici osservazioni su di essi al fine di rendere più trasparente i fenomeni d'infiltrazione parassita che investono l'area di Tolentino. Sono stati presi in considerazione per questa analisi i dati relativi ai minimi notturni poiché sono più rappresentativi del quadro critico interno all'area. La scelta del minimo notturno è determinata principalmente da tre motivi: l'arco temporale del fenomeno aleatorio che è meno ampio e così siamo in grado di osservare il fenomeno in piccole finestre temporali di sei ore per ogni bacino (dalle 00:00 a.m. alle 6:00 a.m.); i valori considerati fanno riferimento a un periodo in notturno e quindi al di fuori di possibili consumi che in realtà andrebbero solo a "sporcare" la lettura; in ultimo per le due motivazioni precedenti che determinano le medie mobili su finestre temporali piccole e i relativi consumi offrendo una ricerca più mirata del fenomeno parassita. Si raggruppano nella Tabella 35 i dati ottenuti dalla seconda campagna di misura:

ID Bacino	Portata misurata in notturno (l/s)	Portata effettiva utenze (l/s)	Stima portata parassita (l/s)	Percentuale infiltrazione (%)
Q01 BIS	12,22	1,65	10,57	86,50%
Q02 BIS	37,09	5,57	31,52	84,98%
Q03 BIS	37,57	6,2	31,37	83,50%
Q04 BIS	38,44	6,40	32,04	83,35%

Tabella 35 Stima della Percentuale d'infiltrazione parassita in minimo notturno per ogni distretto.

Come si può osservare dalla Tabella 35 l'infiltrazione parassita è più significativa nel bacino Q01 BIS con l'86,50%, a seguire abbiamo i bacini Q02 BIS, Q03 BIS e infine il Q04 BIS, come se lungo lo sviluppo della rete vi sia la tendenza all'estinzione della stessa. Da questo possiamo dedurre che la priorità d'intervento ricade come nella prima campagna in corrispondenza del bacino di appartenenza Q01. Infatti, la posizione del primo questo misuratore nelle due campagne di misura è più vicina rispetto a quelle degli altri due (Q02 con Q02 BIS e Q03 con Q03 BIS) come riportato in Figura 157.

Altresì è possibile ragionare sui dati giornalieri in maniera analoga vedendo se le tendenze dei minimi notturni sono confermate come da Tabella 36.

ID Bacino	Portata misurata media (l/s)	Portata effettiva utenze (l/s)	Stima portata parassita (l/s)	Percentuale infiltrazione (%)
<b>Q01 BIS</b>	20,28	8,26	12,02	59,27%
<b>Q02 BIS</b>	42,82	27,84	14,98	34,98%
<b>Q03 BIS</b>	49,38	30,93	18,45	37,36%
<b>Q04 BIS</b>	53,96	32,00	21,96	40,70%

Tabella 36 Stima della percentuale di infiltrazione media per distretto. Fonte: Hydro Ingegneria.

Come si può osservare anche sui dati medi, il “trend” d’infiltrazione parassita maggiore per il Q01 BIS è confermato come già era avvenuto in Tabella 35 con i minimi notturni. A seguire abbiamo il Q02 BIS con il 40.70%, il Q03 BIS con 37,36% e infine il Q02 BIS con il 34,98%. Ovviamente in questo caso stiamo considerando un arco temporale più ampio che potrebbe risentire di fenomeni più vasti rispetto al minimo notturno, ma che comunque fornisce una stima media. Possiamo inoltre considerare che in notturno gli attacchi e stacchi degli impianti di sollevamento sono minori, di conseguenza le eventuali infiltrazioni a monte dell’impianto saranno di minore entità rispetto alle medie giornaliere, poiché non perviene l’infiltrazione parassita dalla zona a monte dell’impianto di sollevamento stesso.

#### 11.3.7 Percentuale di sovraccarico al depuratore

Grazie ai dati forniti dalla Società *Hydro ingegneria* provenienti dal *TLC* aziendale è possibile determinare la percentuale di carico al depuratore riferita per ogni bacino di appartenenza. Poiché i dati forniti in Tabella 47 sono riferiti ai giorni 20/07/2021 e 21/07/2021, che coincidono con le date di misura per le portate in minimo notturno, è possibile stimare il carico al depuratore che deriva da queste infiltrazioni parassite. Ovviamente il ragionamento si pone sull’ipotesi che la stima dell’infiltrazione parassita si manifesti durante tutto l’arco della giornata in riferimento. Vengono riportate in Tabella 37 a seguito le percentuali d’infiltrazione stimate per ogni bacino con la relativa stima di carico percentuale al depuratore.

ID Bacino	Data	Stima portata parassita in notturno (l/s)	Portata al depuratore (l/s)	Percentuale di carico al depuratore (%)
<b>Q01 BIS</b>	20/07/2021	10,57	66,47	15,90
<b>Q02 BIS</b>	21/07/2021	31,52	58,90	53,51
<b>Q03 BIS</b>	21/07/2021	31,37	58,90	53,26
<b>Q04 BIS</b>	21/07/2021	32,04	58,90	54,40

Tabella 37 Percentuale di carico al depuratore con dati ottenuti dai minimi notturni per ogni bacino di appartenenza.

Come traspare dall’analisi il carico al depuratore è maggiore nella parte finale della rete di scolo; infatti, come ci aspettava l’infiltrazione parassita tende a incrementarsi lungo tutto il tratto di scolo via via che si prosegue verso la sua fine attraversando i quattro punti monitorati. Si evidenzia un problema diffuso sulla rete di fognatura che esula l’esclusione di porzioni di scolo dall’infiltrazione parassita stessa. Vedremo nei paragrafi successivi con un semplice calcolo qual è il tratto che presenta più criticità rispetto ad altri, il quale richiederà a sua volta tutte le indagini del caso che

dovranno essere fatte a monte della zona di collettamento al tratto principale e di conseguenza della porzione di rete stessa.

Altresì è possibile ragionare sui dati giornalieri in maniera analoga vedendo se le tendenze dei minimi notturni sono confermate come da Tabella 38.

ID Bacino	Data	Stima portata parassita media giornaliera (l/s)	Portata al depuratore (l/s)	Percentuale di carico al depuratore (%)
Q01 BIS	20/07/2021	12,02	66,47	18,08%
Q02 BIS	21/07/2021	14,98	58,9	25,43%
Q03 BIS	21/07/2021	18,45	58,9	31,32%
Q04 BIS	21/07/2021	21,96	58,9	37,28%

Tabella 38 Stima della percentuale di infiltrazione parassita a carico del depuratore. I dati sono stati ricavati dalle medie giornaliere.

Come si può facilmente sospettare anche sui dati medi, la “tendenza” di carico per l’infiltrazione parassita al depuratore si ha nel bacino Q04 BIS. Infatti, come si può vedere dalla terza colonna della Tabella 38 l’infiltrazione parassita tende ad aumentare via via che si prosegue al depuratore. Questa tendenza conferma la teoria che è alla base di successive determinazioni fatte nel paragrafo successivo (11.3.8). In ogni caso si può affermare banalmente che fino al tratto di fognatura segnato dal misuratore *area-velocity* Q04 BIS l’infiltrazione parassita è massima, di conseguenza, anche il rispettivo carico di depurazione sarà più importante rispetto agli altri.

### 11.3.8 Determinazione dell’incremento di portata per i distretti della rete fognaria

Dai dati ottenuti dalla Soc. *Hydro Ingegneria* riguardo le registrazioni effettuate dai quattro misuratori di portata *area-velocity* posizionati lungo la zona di scolo di Tolentino è possibile fare un’ulteriore analisi. Attraverso un parallelismo, per l’ottenimento dei consumi e della relativa stima delle portate parassite si tiene conto di tutti i consumi fino a quel tratto, di conseguenza la relativa stima della portata parassita considera tutte le perdite fino al misuratore valutato. Questo valore, infatti, non rappresenta in toto la “criticità di zona” in quanto come già detto rappresenterebbe la “criticità fino a quella zona d’interesse”. È quindi necessario, fare un ulteriore ragionamento, ma alquanto rapido, che consiste nel sottrarre al valore della zona considerata quello della zona precedente. Quest’ultimo quindi rappresenterà in toto l’incremento d’infiltrazione parassita per la zona in esame. Si riporta nelle tabelle (Tabella 39 e Tabella 40) la determinazione dell’incremento in litri al secondo e in percentuale sia per la portata d’infiltrazione parassita che per quella dei consumi per le quattro zone oggetto della seconda campagna di misura. Ovviamente per i dati utilizzati bisogna fare una piccola ipotesi. Sulla base di questi, infatti, i minimi notturni alla base del ragionamento sono determinati solo per il misuratore di portata Q01 BIS in un lasso temporale diverso dagli altri tre. Di conseguenza si ipotizza che a distanza di un giorno le infiltrazioni parassite rimangano invariate. Si riportano le tabelle sia per consumo che per infiltrazione parassita che saranno riprese per delle successive conclusioni a Tabella 39 e Tabella 40.

Distretto	Data	Stima portata parassita (l/s)	Incremento Q parassita di zona (l/s)	Stima % di incremento parassita
Q01 BIS	20/07/21	10,57	10,57	100,00%
Q02 BIS	21/07/21	31,52	20,95	66,47%
Q03 BIS	21/07/21	31,37	-0,15	-0,48%

Distretto	Data	Stima portata parassita (l/s)	Incremento Q parassita di zona (l/s)	Stima % di incremento parassita
Q04 BIS	21/07/21	32,04	0,67	2,09%

Tabella 39 Determinazione delle portate parassite per incremento di zona con le relative percentuali sulla base dei dati per i minimi notturni.

Distretto	Data	Consumi Utenze (l/s)	Incremento di consumi utenze di zona (l/s)	Stima % incremento per consumo
Q01 BIS	20/07/21	1,65	1,65	100,00%
Q02 BIS	21/07/21	5,57	3,92	70,38%
Q03 BIS	21/07/21	6,2	0,63	10,16%
Q04 BIS	21/07/21	6,4	0,2	3,13%

Tabella 40 Determinazione delle portate consumate dagli utenti con i rispettivi incrementi di zona in l/s e percentuali. I consumi si riferiscono a quelli in minimo notturno.

Come si può vedere dalla Tabella 39 nell'ultima colonna e precisamente nella prima riga, non è stato possibile determinare l'incremento per il bacino Q01 BIS in quanto, secondo il ragionamento fatto precedentemente, non abbiamo un valore d'infiltrazione riguardo la zona precedente al primo misuratore stesso, se non quello tra la stazione di sollevamento San Martino e lo stesso misuratore Q01 BIS, infatti dobbiamo considerare che 4 l/s dei 12,02 l/s sono spalmati in quest'ultimo tratto come da indagine in notturno fatta da *Hydro-Ingegneria* riportata nel par. 11.3.11.5. A seguito del Q01 possiamo affermare che quello che presenta più criticità è il Q02 con il 66,47 % d'incremento per infiltrazione parassita, il bacino Q03 BIS invece è in controtendenza evidenziando infatti un'infiltrazione parassita pressoché nulla. Per quanto riguarda il valore "-0,15 l/s" è possibile ascriverlo a un errore strumentale che rientra largamente nel 5% della misurazione (37,57 l/s come da Tabella 35). Il bacino Q04 rappresenta un minimo incremento d'infiltrazione parassita che tra l'altro potrebbe rientrare in un errore strumentale anch'esso.

Anche se non attinente alla ricerca per le portate parassite con la Tabella 40 si è voluto mostrare che l'area più densamente popolata associata al bacino Q02 BIS (quella di maggior incremento per consumo) è rappresentata "casualmente" della massima percentuale d'incremento per infiltrazione parassita come da Tabella 39. Questo potrebbe essere probabilmente associato a un maggiore "stress" delle condotte nel sottosuolo interessante l'area urbana come già mostrato in Figura 92. L'eventuale densità abitativa potrebbe, ad esempio a seguito del conseguente traffico, attività urbana, costruzioni vicine, indurre tensioni nel mezzo terreno che potrebbero ripartirsi sulle condotte danneggiandole e provocandone l'infiltrazione parassita.

Si riporta lo stesso ragionamento anche in riferimento ai dati ottenuti dalle medie giornaliere come nella seguente Tabella 41 e Tabella 42.

Distretto	Data	Stima portata parassita (l/s)	Incremento Q parassita di zona (l/s)	Stima % di incremento
Q01 BIS	20/07/21	12,02	12,02	100,00%
Q02 BIS	21/07/21	14,98	2,96	19,76%
Q03 BIS	21/07/21	18,45	3,47	18,81%
Q04 BIS	21/07/21	21,96	3,51	15,98%

Tabella 41 Determinazione delle portate parassite per l'incremento di zona con le relative percentuali sulla base dei dati di portata media giornalieri.

Distretto	Data	Consumi Utenze (l/s)	Incremento consumi utenze di zona (l/s)	Stima % di incremento per consumo
Q01 BIS	20/07/21	8,26	8,26	100,00%
Q02 BIS	21/07/21	27,84	19,58	70,33%
Q03 BIS	21/07/21	30,93	3,09	9,99%
Q04 BIS	21/07/21	32,00	1,07	3,34%

Tabella 42 Determinazione delle portate consumate dagli utenti con i rispettivi incrementi di zona in l/s e percentuali. I consumi si riferiscono a quelli medi giornalieri.

Dalla Tabella 41 è possibile intravedere in via generale la stessa tendenza della Tabella 39 in quanto il bacino Q02 risulta quello con più incremento d'infiltrazione parassita. Per il Q01 invece non abbiamo dei dati a monte dello stesso per determinare effettivamente se quei 12,02 l/s sono effettivamente propri di quel bacino o di un eventuale "afflusso" a monte. In ogni caso se fosse proprio del bacino, la tesi di *Hydro Ingegneria* come nel par. 11.3.10 Tabella 45, sarebbe valida assegnando al bacino Q01 BIS la priorità d'intervento massima.

Nella Tabella 42 associata ai consumi medi giornalieri si riporta lo stesso ragionamento sulla scia dei consumi notturni come già effettuato nella Tabella 40, in ambedue i casi il bacino Q02 rimane quello con un carico di utenze maggiore poiché accentra l'area più densamente popolata di Tolentino.

#### 11.3.9 Parallelismi sulle due campagne di misura

Nelle due campagne di misura possiamo individuare al contempo differenze e similitudini. Tralasciando la zona a monte dell'impianto di scolo (Le Grazie, Caccamo, Belforte e Cessapalombo) e concentrandoci su quella a valle, sia perché è stata oggetto di analisi per la modellazione, sia perché è quella su cui *Hydro Ingegneria* ha concentrato le indagini nella seconda campagna di misura, possiamo effettuare alcune osservazioni. Nella prima campagna di misura nell'area "urbana" di Tolentino sono stati installati tre misuratori di portata sul tratto di fognatura principale: rispettivamente uno in uscita dal distretto Q01 nella parte iniziale che tra l'altro è stata oggetto di modellazione, un secondo nel distretto Q02 con il relativo misuratore posizionato in uscita del bacino e infine il terzo nel distretto Q03 che si interpone tra il precedente e la fine dell'impianto di scolo poco prima del depuratore in via Sacharov come da ortofoto in Figura 18.

Nella seconda campagna di misura invece la posizione del misuratore per l'area Q01 BIS è spostato più a valle (350 m) rispetto alla posizione del misuratore nella precedente campagna (Q01) (Figura 157). Non si può dire altrettanto per gli altri tre misuratori che si distribuiscono uniformemente in una suddivisione più minuziosa dell'area urbana di Tolentino. Il misuratore Q02 BIS racchiude un'area di afferenza (1,72 km<sup>2</sup>) più vasta dell'ex distretto Q02 (0,55 km<sup>2</sup>) presente nella prima campagna di misura; infatti, il nuovo essendo spostato più a valle (820 m) racchiude un'area più vasta inglobando una buona parte della vecchia area coperta dall'ex misuratore Q03. Di conseguenza il Q03 BIS è posizionato nella parte dell'area urbanizzata lasciata in avanzo dal Q02 BIS. Diversamente ai due misuratori precedenti la posizione del Q03 BIS è spostata più a monte rispetto all'ex misuratore Q03 (530 m). Infine, a differenza della prima campagna è stato installato il misuratore Q04 BIS interposto tra la fine dell'impianto di scolo (depuratore in via Sacharov) e il



punto Q03 BIS per verificare eventuali perdite o afflussi indesiderati nel tratto di scolo monitorato (Figura 157).



Figura 151 Posizioni e relative distanze dei tre misuratori di portata nelle due campagne di misura. Come si evidenzia dall'ortofoto i misuratori della prima campagna di misura sono indicati con segnaposto più grande rispetto a quelli piccoli della seconda.

Alla luce di questo possiamo dire che il raffittimento ottenuto nella seconda campagna di misura è concentrato nella sola area urbana di Tolentino interponendo quattro misuratori con le annesse aree afferenti dove prima ne erano presenti solo tre. Quindi è possibile fare dei parallelismi sui valori ottenuti nei punti "in comune" tra le due campagne per i rispettivi valori in notturno e giornalieri.

Sulla base di quanto appena detto è possibile fare delle comparazioni nei punti di misurazione anche se in maniera un po' forzata poiché questi sono posizionati leggermente più a valle nei casi del Q01 e Q01 BIS e per il Q03 con il Q03 BIS per cui la comparazione è stata esclusa per la posizione del misuratore intermedio Q02 e Q02 BIS che invece tra le due campagne differisce di molto nella sua posizione (820m).

#### 11.3.9.1 I Valori a confronto

Il confronto dei valori sarà fatto sia per le portate in minimo notturno che giornalieri. Si predilige l'uso dei valori in minimo notturno, poiché come quanto è già espresso precedentemente, rappresenta secondo il candidato una valida rappresentazione della problematica d'infiltrazione che investe il tratto fognario della zona di Tolentino. Come si può facilmente dedurre il lasso temporale che si interpone tra il parallelismo è di un anno solare.

Come nel par. 11.1.2 per la prima campagna di misura è stata determinata una portata di infiltrazione parassita in notturno per il distretto Q01 pari a 33,7 l/s con relativa portata di consumo in notturno per le utenze pari a 1,5 l/s; mentre nella seconda campagna abbiamo un'infiltrazione parassita in notturno stimata pari a 10,57 l/s con un consumo in notturno pressoché simile pari a 1,65 l/s, dettato dal fatto che l'area di bacino è pressoché la stessa. Riguardo all'infiltrazione possiamo ipotizzare, ma non confermare, che la portata in notturno potrebbe essere diminuita per



vari motivi, ad esempio, perché i livelli di falda si saranno abbassati a seguito delle magre estive, oppure perché alcuni sedimenti potrebbero aver limitato l'infiltrazione stessa a causa delle sue dinamiche o ancora perché alcuni scarichi abusivi o accidentali provenienti da serbatoi di raccolta, corpi idrici o campi di coltura non sono più pervenuti nella rete.

Come nel par. 11.1.4 per la prima campagna di misura è stata determinata una portata d'infiltrazione parassita in notturno per il distretto Q02 pari a 33,1 l/s con relativa portata di consumo in notturno per le utenze pari a 2,4 l/s mentre nella seconda campagna come da par. 11.3.3 abbiamo un'infiltrazione parassita in notturno stimata pari a 31,52 l/s con un consumo in notturno di 5,57 l/s.

Come nel par. 11.1.5 per la prima campagna di misura è stata determinata una portata d'infiltrazione parassita in notturno per il distretto Q03 pari a 28,3 l/s con relativa portata di consumo in notturno per le utenze pari a 6,2 l/s mentre nella seconda campagna come da par. 11.3.4 abbiamo un'infiltrazione parassita in notturno stimata pari a 31,37 l/s con un consumo in notturno di 6,2 l/s.

Alla luce del paragrafo precedente (11.3.9) al fine di realizzare un parallelismo tra i valori per il punto "in comune" Q03 BIS con l'ex Q03 è necessario tenere in considerazione i valori delle portate in notturno e in giornaliero dei rispettivi distretti riferiti al Q03 e al Q03 BIS. Infatti, le misurazioni tengono conto dei rispettivi valori di portata misurata, portata delle utenze e stima della portata parassita fino a quel tratto considerato.

Andando a confrontare i valori delle portate in notturno per la nuova campagna con quella precedente abbiamo una stima dell'infiltrazione parassita da entrambi i punti di vista come specificato nella (11.17) e (11.18).

$$Q_{Tot PAR 03 BIS} = 31,37 \frac{l}{s} \quad (11.17)$$

$$Q_{Tot inf 03} = Q_{inf 03} = 28,3 \frac{l}{s} \quad (11.18)$$

Come ci si aspettava l'infiltrazione parassita in notturno è rimasta pressoché invariata per la portata parassita media stimata in notturno tra l'anno 2020 e 2021, infatti i valori si scostano tra loro per 3,07 l/s. Sebbene la posizione del misuratore *area-velocity* non coincida esattamente con quella dell'anno precedente per pochi l/s i valori possono considerarsi accettabili. Dobbiamo però considerare che il valore di differenza non rientra in un eventuale errore strumentale delle sonde del circa 5%, che su 28,3 l/s sono  $\pm 1,42$  l/s. Tutti i valori messi in gioco in questa comparazione sono espressi in Tabella 43 di seguito:

	Q <sub>MIS</sub> (l/s)	Q <sub>PAR</sub> (l/s)	Q <sub>CONS</sub> (l/s)
<b>Ex Q01</b>	35,2	33,7	1,5
<b>Totale 2020</b>	33,7		
<b>Q01 BIS</b>	12,22	10,57	1,65
<b>Totale 2021</b>	10,57		

<b>Ex Q02</b>	35,5	33,1	2,4
<b>Ex Q03</b>	34,5	28,3	6,2
<b>Totale 2020</b>	28,3		
<b>Q02 BIS</b>	37,09	31,52	5,57
<b>Q03 BIS</b>	37,57	31,37	6,2
<b>Totale 2021</b>	31,37		

Tabella 43 Valori delle portate utilizzati per la comparazione tra le campagne di misura. Viene espresso per ogni anno e per le due campagne di misura le rispettive: portate misurate in notturno ( $Q_{MIS}$ ), portate parassite stimate in minimo notturno ( $Q_{PAR}$ ) e portate di consumo fornite dall'ente gestore in notturno ( $Q_{CONS}$ ).

Possiamo quindi concludere che per il bacino Q01 e Q01 BIS l'infiltrazione parassita in notturno è diminuita mentre per il bacino Q03 e Q03 BIS l'infiltrazione è aumentata dalla campagna 2020 a quella 2021. Si propone un istogramma (Figura 158) su quanto ricavato precedentemente per le portate in minimo notturno in tempo secco per le due campagne di misura.

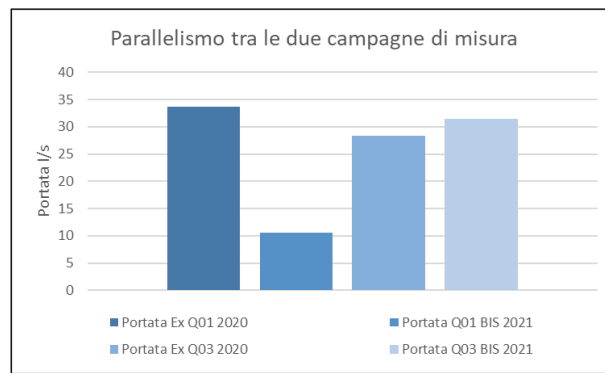


Figura 152 Istogramma per valori ricavati dalla comparazione per le analisi dei provenienti dalle due campagne di misura in notturno.

Considerando invece le portate medie giornaliere l'analisi finale è diversa ma si riporta la stessa metodologia adottata per il paragrafo precedente.

Come nel par. 11.1.2 per la prima campagna di misura è stata determinata una portata d'infiltrazione parassita media per il distretto Q01 pari a 30,54 l/s con relativa portata di consumo media giornaliera delle utenze pari a 7,51 l/s mentre nella seconda campagna abbiamo un'infiltrazione parassita media stimata pari a 12,02 l/s con un consumo medio per le utenze pressoché simile pari a 8,26 l/s. Riguardo all'infiltrazione parassita media giornaliera possiamo ipotizzare, ma non confermare come fatto in notturno, che la portata potrebbe essere diminuita per vari motivi, ad esempio, perché i livelli di falda si saranno abbassati a seguito delle magre estive, oppure perché alcuni sedimenti potrebbero aver limitato l'infiltrazione stessa a causa delle sue dinamiche o ancora perché alcuni scarichi abusivi o accidentali provenienti da serbatoi di raccolta, corpi idrici o campi di coltura non sono più pervenuti nella rete.

Come nel par. 11.1.2 per la prima campagna di misura è stata determinata una portata d'infiltrazione parassita media per il distretto Q02 pari a 31,66 l/s con relativa portata di consumo medio delle utenze pari a 11,94 l/s mentre nella seconda campagna come da par. 11.3.3 abbiamo un'infiltrazione parassita media stimata pari a 14,98 l/s con una portata di consumo medio pari a 27,84 l/s.

Come nel par. 11.1.2 per la prima campagna di misura è stata determinata una portata d'infiltrazione parassita media per il distretto Q03 pari a 22,97 l/s con relativa portata di consumo media per le utenze pari a 30,93 l/s mentre nella seconda campagna come da par. 11.3.4 abbiamo un'infiltrazione parassita media stimata pari a 18,45 l/s con un consumo medio per le utenze di 30,93 l/s.

Alla luce del paragrafo precedente (11.3.9) al fine di realizzare un parallelismo tra i valori per il punto "in comune" Q03 BIS con l'ex Q03 è possibile confrontare direttamente i valori del bacino Q03 della seconda campagna di misura poiché rappresentano la determinazione e la stima delle rispettive portate misurate.

Andando a sommare i valori delle portate per la nuova campagna abbiamo una stima dell'infiltrazione parassita come specificato nella (11.19) e (11.20).

$$Q_{Tot\ inf\ 03\ BIS} = Q_{inf\ 03\ BIS} = 18,45 \frac{l}{s} \quad (11.19)$$

$$Q_{Tot\ inf\ 03} = Q_{inf\ 03} = 22,97 \frac{l}{s} \quad (11.20)$$

Come ci si aspettava l'infiltrazione parassita media giornaliera è rimasta invariata seguendo l'andamento di ciò che è stato detto a monte del seguente paragrafo per i valori in notturno. Riguardo i valori per la portata parassita media giornaliera tra l'anno 2020 e 2021, infatti i valori si scostano tra loro per oltre 4,52 l/s rimanendo sempre nell'ipotesi che la posizione del misuratore *area-velocity* coincide con quella dell'anno precedente. Possiamo inoltre considerare che il valore di differenza non rientra in un eventuale errore strumentale delle sonde del circa 5% ( $\pm 1,15$ ) ed è attualmente ingiustificato. Tutti i valori messi in gioco in questa comparazione sono espressi in Tabella 44 di seguito:

	<b>Q<sub>MIS</sub> (l/s)</b>	<b>Q<sub>PAR</sub> (l/s)</b>	<b>Q<sub>CONS</sub> (l/s)</b>
<b>Ex Q01</b>	38,05	30,54	7,51
<b>Totale 2020</b>	30,54		
<b>Q01 BIS</b>	20,28	12,02	8,26
<b>Totale 2021</b>	12,02		
<b>Ex Q02</b>	43,6	31,66	11,94
<b>Ex Q03</b>	53,9	22,97	30,93
<b>Totale 2020</b>	22,97		
<b>Q02 BIS</b>	42,82	14,98	27,84
<b>Q03 BIS</b>	49,38	18,45	30,93
<b>Totale 2021</b>	18,45		

Tabella 44 Valori delle portate utilizzati per la comparazione tra le campagne di misura. Viene espresso per ogni anno e per le due campagne di misura rispettivamente: la media delle portate misurate giornaliere ( $Q_{MIS}$ ), le portate parassite stimate in media giornaliera in ( $Q_{PAR}$ ) e le portate medie di consumo fornite dall'ente gestore in giornaliero ( $Q_{CONS}$ ).

Possiamo quindi concludere che come in notturno per il bacino Q01 e Q01 BIS l'infiltrazione parassita è diminuita notevolmente mentre in giornaliero il gap è come ci si aspettava meno notevole. Per il bacino Q03 e Q03 BIS in notturno la differenza è più evidente (3,07 l/s) mentre basandosi su medie giornaliere con finestre temporali più ampie la differenza tende a essere più marcata salendo a 4,52 l/s. Per quest'ultimo bacino c'è una controtendenza definita da quello precedente (Q01 e Q01 BIS), infatti tra il 2020 e il 2021 l'infiltrazione parassita tende a diminuire per il primo misuratore sia in giornaliero che in notturno nelle due campagne di misura. Invece per il Q03 e il Q03 BIS in notturno si ha una diminuzione della stima per la portata parassita con l'ultima campagna di misura (2021) e al contempo su medie giornaliere questa stima tende a diminuire durante il giorno. Si propone un istogramma (Figura 159) su quanto ricavato precedentemente per le portate medie giornaliere in tempo secco per le due campagne di misura:

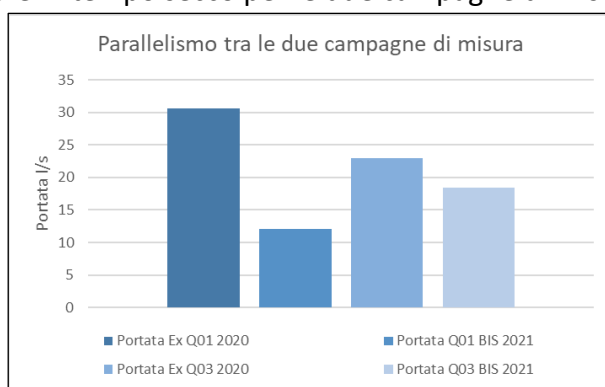


Figura 153 Istogramma per valori ricavati dalla comparazione per le analisi dei provenienti dalle due campagne di misura in

È evidente che per i dati provenienti in notturno, come ipotizzato a capo del seguente paragrafo, sono meno "contaminati" per i motivi già espressi nel 11.3.6. I valori medi giornalieri, infatti, rappresentano finestre temporali più ampie (da 00:00 a.m. a 0:00 a.m. del giorno successivo) potendo racchiudere numerose dinamiche giornaliere, oppure in altri casi fenomeni ancora non conosciuti.

### 11.3.10 Priorità di intervento

Nella tabella seguente si riporta una sintesi della prima analisi effettuata sulle principali criticità individuate, con indicazione delle possibili soluzioni da proporre e l'indicazione di un indice di priorità con scala da 1 a 3, con valore decrescente di priorità da 3 a 1. Le priorità sono state valutate tenendo in considerazione il valore stimato dell'infiltrazione, la consistenza presunta della rete indicata nella cartografia ufficiale e il possibile valore dell'intervento nella risoluzione del problema complessivo di tutta la rete fognaria.

Distretto Fognario	Criticità evidenziate	Possibili soluzioni	Priorità di intervento
Q01 BIS	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite.	Rilievo puntuale della rete ed eventuale campagna di verifica con utilizzo di periscopio.	1
Q02 BIS	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite.	Rilievo puntuale della rete ed eventuale campagna di verifica con utilizzo di periscopio.	2
Q03 BIS	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite.	Rilievo puntuale della rete ed eventuale campagna di verifica con utilizzo di periscopio.	3

Q04 BIS	Il minimo notturno riscontrato può essere ascrivibile a possibili infiltrazioni parassite.	Rilievo puntuale della rete, eventuale campagna di verifica con utilizzo di periscopio e censimento degli scarichi industriali. Eventuali azioni di normalizzazione degli scarichi in fognatura.	2
---------	--	--	---

Tabella 45 Le priorità di intervento ottenute dalla seconda campagna di misura da Soc. Hydro-ingegneria.

### 11.3.11 Proposte di intervento

Al termine dello studio vengono individuate una serie di attività mirate alla soluzione dei problemi riscontrati in merito alle possibili acque parassite. Viene indicato anche un ordine di esecuzione delle varie attività che potrà consentire di ottimizzare gli interventi:

- aumentare la conoscenza puntuale della rete fognaria attraverso un rilievo geometrico e topografico dei pozzetti;
- implementare un monitoraggio delle portate in continuo nei punti chiave del sistema;
- aumentare la conoscenza idraulica della rete e di conseguenza aggiornare la modellazione numerica.

#### 11.3.11.1 Conoscenza puntuale della rete di fognatura

La conoscenza della rete fognaria è fondamentale per l'impostazione di qualsiasi azione d'intervento sulla stessa. Le attività di mappatura georeferenziata con rilievo geometrico e topografico di tutti i punti di accesso alla rete permettono di verificarne l'effettiva consistenza e il reale funzionamento. L'attività di rilievo prevede l'apertura di tutti i pozzetti ed è perciò possibile verificare un aumento ingiustificato di portata tra un pozzetto e il successivo, che potrebbe essere causato dall'ingresso di acque parassite. Pertanto, su quanto detto finora si consiglia:

- un rilievo idraulico dettagliato dei tratti di rete di fognatura;
- un'analisi e caratterizzazione delle stazioni di sollevamento presenti sui tratti di rete;
- un'analisi delle variazioni stagionali dei livelli di falda;
- un censimento delle attività produttive presenti nelle aree definite "critiche" e di eventuali scarichi autorizzati;
- un'indagine circa la presenza di pozzi;
- una scelta delle metodologie d'indagine più appropriate alle caratteristiche della rete.

#### 11.3.11.2 La tutela per la rete in esame: il monitoraggio fisso della portata

Al fine di valutare la successiva bontà degli interventi riabilitativi nella rete fognaria e al tempo stesso garantire e controllare il funzionamento del sistema fognario nei distretti critici, si provvederà a elaborare un progetto di monitoraggio in continuo delle portate reflue. Tale sistema potrà essere abbinato all'eventuale telecontrollo in uso dall'ente gestore. La rete di monitoraggio sarà costituita da un gruppo di strumenti installati in modo fisso, in particolare misuratori di livello, la cui posizione sarà decisa con il gestore della rete. A ogni misuratore di livello sarà associata una scala di deflusso per determinare le portate transitanti in rete. Lo scopo del monitoraggio permanente delle portate è garantire una misura in continuo delle portate reflue finalizzata ad acquisire una conoscenza immediata di eventuali situazioni anomale in modo da poter offrire garanzie sulla corretta ed efficiente gestione delle opere di fognatura nella piena tutela dell'ambiente. Si suggerisce:

- un monitoraggio delle portate provenienti dagli ambiti fognari esterni a quello in oggetto;
- un'individuazione di eventuali zone d'infiltrazione tramite l'indicazione di valori di soglia nelle letture;
- un controllo in continuo delle portate di competenza dei vari bacini fognari;
- un controllo di collettori fognari sede di importanti anomalie;
- un monitoraggio delle criticità della rete in condizione di eventi piovosi;
- un'individuazione di eventuali usi impropri della rete;
- una fornitura per ogni singolo punto dei valori di portata e volume transitanti per consentire la realizzazione di bilanci di distretto tenendo in considerazione i diversi tempi di corrivazione.

### **11.3.11.3 Modellazione numerica della rete**

Il motivo della realizzazione di tale documento e della modellazione per la rete fognaria di Tolentino è legato alla necessità dettata dalle condizioni della rete di scolo.

I servizi della *Soc. Hydro-ingegneria* sono stati richiesti dall'ente gestore della rete *ASSM S.p.a* a seguito della notevole portata all'impianto di trattamento situato in via Sacharov. Il modello idraulico, come quello realizzato per l'area di Tolentino, potrebbe essere molto utile ai fini della sua salvaguardia ed efficienza per la rete di scolo. Tra i motivi più importanti troviamo:

- una rappresentazione fedele della rete che possiede una potenzialità decisamente superiore alle cartografie in quanto ha presente in sé valori geometrici e di coordinate per ogni elemento che compone la fognatura;
- per ogni elemento sono valutati i caratteri geometrici e progettuali e inoltre è possibile modificarli in qualsiasi momento;
- creare vari scenari a seguito delle simulazioni determinate dalle molteplici *CPP* (Curve di Possibilità Pluviometrica), di conseguenza agire per rispondere alle esigenze progettuali;
- una progettazione di fognature urbane ed extraurbane (nere, bianca e mista) a seconda delle condizioni richieste dal gestore;
- una verifica delle funzionalità delle reti esistenti. In questo caso una fondamentale importanza è rivestita dalla fase di calibrazione del modello con la realizzazione di una mirata campagna di monitoraggio portate-pioggie;
- degli studi di fattibilità di risanamento delle reti fognarie;
- degli studi qualitativi degli sfioratori e dell'impatto dei reflui scaricati sui corpi idrici superficiali o su suolo;
- una volta calibrato, il modello può essere usato anche in fase d'indagine paragonando i valori simulati con quelli misurati ai fini di stimare un'infiltrazione per la rete.

Un modello idraulico computazionale di un sistema fognario si basa, come già espresso in precedenza, sulla rappresentazione matematica delle condizioni idrauliche di deflusso all'interno delle tubazioni che compongono il sistema. Il modello, considerando le condizioni morfologiche dell'area di studio, mediante l'utilizzo delle equazioni idrauliche del moto, è in grado di simulare il comportamento idraulico del sistema al variare degli eventi meteorici considerati (vedere potenzialità motore *SWMM* a pag. 12).

#### 11.3.11.4 Eliminazione delle portate parassite

Per l'eliminazione delle acque parassite nei bacini identificati come critici, si possono identificare le seguenti fasi di lavoro:

- 1) verifica dei tratti maggiormente critici;
- 2) redazione di un progetto di interventi riabilitativi;
- 3) realizzazione dei lavori di ripristino delle condizioni di funzionalità.

La prima fase prevede l'individuazione delle zone più critiche all'interno del macro-bacino individuato. In questa fase è previsto l'utilizzo di video ispezioni, di analisi con periscopio, oltre che il raffittimento della campagna di misura per restringere il campo d'azione. La seconda fase prevede la redazione di un progetto di interventi riabilitativi, finalizzati alla riabilitazione parziale o complessiva della rete a seconda di un grado di priorità degli interventi. Per ottenere il massimo risultato nella diminuzione delle portate parassite, il progetto degli interventi dovrà individuare le tecniche e le tecnologie più adeguate sotto l'aspetto economico, tecnico e ambientale. Di seguito viene presentato un elenco delle possibili tecniche riabilitative da proporre a seconda delle caratteristiche della rete da ricalificare:

- *relining* anche strutturale o sostituzione di tratti di condotta ammalorati;
- risanamenti localizzati e circoscritti di tratti lesionati (come giunti non a tenuta, crepe, guarnizioni sporgenti, ecc.);
- regolazione/rifacimento di soglie di sfioro;
- tecniche *no-dig* per la posa di condotte senza scavo a cielo aperto.

#### 11.3.11.5 Conclusioni della seconda campagna di misura (luglio 2021)

Dall'analisi delle portate registrate e in base anche al loro andamento giornaliero, è possibile identificare possibili problemi d'infiltrazione di acque parassite mediante il metodo del minimo notturno. Applicando tale metodologia è stato possibile identificare i tratti di fognatura maggiormente critici e su cui focalizzare le azioni d'intervento descritte nei paragrafi successivi.

Nella Tabella 46 sono riassunte, per ogni bacino, le portate identificabili come portate parassite sulla base dell'applicazione del metodo del minimo notturno e dell'analisi delle portate medie giornaliere in tempo asciutto, attese e misurate, che forniscono un dato mediato sulle 24 ore e quindi confrontabile con le portate misurate al depuratore e fornite dal committente. Il calcolo delle portate attese viene fatto a partire dai dati di consumo idrico forniti dal committente già divisi per distretti, applicando un coefficiente pari a 0,8 nel calcolo della portata nera attesa in fognatura.

	A	B	C	D	E
Distretto Fognario	Portata media giornaliera attesa (l/s)	Portata media giornaliera misurata (l/s)	Portata parassita media (B-A) (l/s)	Portata parassita media (C*3,6) (m <sup>3</sup> /h)	Percentuale parassita rispetto alla media giornaliera misurata (C/B)
Q01 BIS	8,26	20,28	12,02	43,27	59,27%
Q02 BIS	27,84	42,82	14,98	53,93	34,98%
Q03 BIS	30,93	49,38	18,45	66,42	37,36%
Q04 BIS	32,00	53,96	21,96	79,06	40,70%

Tabella 46 Portate di minimo giornaliero in tempo secco.

Analizzando i dati sopra riportati, la portata parassita che complessivamente arriva al depuratore può essere stimata considerando quella relativa al punto di misura Q04 BIS. I valori sono pari rispettivamente a 21,96 l/s (79,06 m<sup>3</sup>/h), 1897 m<sup>3</sup>/g e 692.530 m<sup>3</sup>/anno.

Come riportato nei paragrafi precedenti, sulla rete fognaria di Tolentino attualmente è attivo un sistema di monitoraggio fisso che rileva in particolare:

- le portate in uscita dalla stazione di sollevamento San Martino, a monte del punto di misura Q01 BIS;
- le portate in arrivo al depuratore, quindi a valle del punto di misura Q04 BIS.

Il valore della portata parassita aumenta dal punto di misura Q01 BIS al Q04 BIS in modo abbastanza uniforme, indicando un problema abbastanza diffuso su tutta la rete di fognatura analizzata.

Nella Tabella 47, vengono riportate le portate misurate dagli strumenti collegati al TLC aziendale nei giorni di misura su cui sono state fatte le analisi del monitoraggio temporaneo.

Data	Punto di misura	Portata (m <sup>3</sup> /g)	Portata (m <sup>3</sup> /h)	Portata (l/s)
20/07/2021	Sollevamento San Martino	1599	66,63	18,51
21/07/2021	Sollevamento San Martino	1101	45,88	12,74
20/07/2021	Depuratore	5743	239,29	66,47
21/07/2021	Depuratore	5089	212,04	58,90

Tabella 47 Portate misurate nei giorni 20/07/2021 e 21/07/2021 ottenuti dal TLC.

Nel giorno di misura individuato, al depuratore è arrivato un volume pari a 5089 m<sup>3</sup>, per una portata media di circa 58.90 l/s (valori forniti dal committente). Ipotizzando che la portata d'infiltrazione che arriva al depuratore sia la stessa che transita nel punto di misura Q4 BIS, risulta una percentuale d'infiltrazione in arrivo al depuratore pari al 37% (21,96/58,90\*100). La portata nera, al netto dell'infiltrazione, in arrivo al depuratore risulta quindi pari a circa 36,94 l/s. Dall'analisi delle portate idriche fornite dal committente, la portata attesa al depuratore per la giornata del 21/07/2021 è di circa 33.05 l/s: i valori sono sostanzialmente uguali, al netto delle variazioni giornaliere che si possono avere, così come verificabile dai dati settimanali registrati al depuratore.

Il giorno precedente di misura si può osservare che nell'impianto di sollevamento San Martino viene misurata una portata pari a 1101 m<sup>3</sup>/g (18,51 l/s). Allo stesso tempo al primo punto di misura mobile viene registrata una portata di circa 20,28 l/s. Al netto degli errori strumentali di misura, considerando quanto riportato nel paragrafo 11.3.2 riguardo la portata parassita attribuibile al tratto di fognatura compreso fra il sollevamento e il punto di misura Q01 pari a circa 4 l/s, si vede che le due misure sono paragonabili (1,77 l/s contro i 4 l/s in notturno). Inoltre, c'è da considerare che l'aliquota di portata considerata nella differenza o nella misura stessa può essere parte di un errore strumentale da parte delle sonde *area-velocity* del circa 5% che fino a 20 l/s si attesta intorno a massimo 1 l/s.

Infatti, in tutte queste valutazioni si deve tener conto, inoltre, dell'errore strumentale che, sebbene sia ridotto per effetto delle correzioni indotte grazie alle prove sperimentali di laboratorio, presenta



comunque una certa aleatorietà connessa alle singolari condizioni di flusso riscontrabili in fognatura e alla presenza del deposito al fondo.

Possiamo inoltre dire che da Tabella 48 le portate attese provenienti dai consumi che arrivano al depuratore sono pari a 32 (l/s) che sono appena il 60% di quelle che effettivamente spettano allo stesso. I consumi degli utenti che compongono la rete fognaria sono pari a 32 l/s mentre è stata misurata una portata pari a 53,96 l/s di cui un buon 40% pari a 21,96 l/s proveniente da infiltrazioni parassite che non rientrano nei suddetti consumi. Questo aggravio come già sostenuto in precedenza aumenta il carico di depurazione e i relativi costi di gestione nonché varie problematiche ambientali che possono sorgere a seguito di eventi meteorici. Si riporta la Tabella 48 dove viene espresso quanto appena detto.

Distretto Fognario	Portata media giornaliera attesa (l/s)	Portata media giornaliera misurata (l/s)	Portata parassita media (l/s)	Percentuale stimata parassita al depuratore %	Percentuale di consumi giornalieri attesi al depuratore %
Q01 BIS	8,26	20,28	12,02	40,70%	59,30%
Q02 BIS	27,84	42,82	14,98		
Q03 BIS	30,93	49,38	18,45		
Q04 BIS	32,00	53,96	21,96		
<b>Totale portate</b>	32,00	53,96	21,96		

Tabella 48 Percentuale attesa al depuratore per consumi voluti e non voluti nell'impianto fognario di Tolentino.

È possibile, inoltre, grazie ai dati ottenuti dalla Soc. *Hydro-ingegneria* fare un paragone tra la portata ottenuta sulla base di tutti i consumi dei rispettivi distretti fino all'impianto di depurazione (Tabella 49 seconda colonna) e quella parassita stimata (Tabella 50 seconda colonna). Viene riportato il carico al depuratore per ogni distretto sulla base della percentuale di incremento di bacino sia per la portata proveniente dai consumi (Tabella 49 colonna quarta) che quella stimata parassita (Tabella 50 colonna quarta). Il carico è espresso in percentuale considerando come portata totale (100%) la somma delle portate medie attese al depuratore per i consumi (Tabella 49) e delle portate parassite medie al depuratore (Tabella 50). Come si può vedere dalla Tabella 49 il massimo carico al depuratore per bacino si ha per il Q02 BIS seguito dal Q01 BIS. Viene riportata in seguito la Tabella 49 dove sono illustrate le rispettive portate di carico percentuale al depuratore sulla base dei consumi delle utenze fornite dall'ente gestore, mentre nella Tabella 50 è espressa la percentuale di carico parassita stimata tramite la seconda campagna di misura all'impianto di depurazione.

Bacino	Portate medie attese al depuratore (l/s)	Totale delle portate attese al depuratore (l/s)	Incremento di consumo per bacino (l/s)	Percentuale di carico per i Consumi al depuratore %
Q01 BIS	8,26	32,00	8,26	25,81%
Q02 BIS	27,84		19,58	61,19%
Q03 BIS	30,93		3,09	9,66%
Q04 BIS	32,00		1,07	3,34%

Tabella 49 Portate attese al depuratore dai dati ricavati dalle medie dei consumi giornalieri.

Bacino	Portate parassite medie giornaliere (l/s)	Totale delle portate parassite al depuratore (l/s)	Incremento di portata parassita per bacino (l/s)	Percentuale di carico parassita al depuratore %
Q01 BIS	12,02	21,96	12,02	54,74%
Q02 BIS	14,98		2,96	13,48%
Q03 BIS	18,45		3,47	15,80%
Q04 BIS	21,96		3,51	15,98%

Tabella 50 Stima delle portate parassite medie giornaliere e relative percentuali di carico al depuratore.

Come si può facilmente osservare dalla Tabella 50 nella colonna seconda il carico maggiore tende a salire via via che si procede lungo il tratto di scolo poiché la portata parassita stimata tende a sua volta ad aumentare in quanto il problema, come già affermato in precedenza, si distribuisce in modo diffuso lungo tutta la rete. Considerando le singole zone e in particolare la quarta colonna il massimo dell'incremento per portata parassita per bacino si ha nel distretto Q01 BIS in quanto già dal suo canto presenta una portata parassita media stimata oltre i 12 l/s. Di conseguenza il carico al depuratore di questa zona sarà più eccessivo rispetto alle altre zone. Infatti, come si può facilmente osservare la percentuale di carico parassita al depuratore per la zona Q01 BIS è superiore rispetto a quella proveniente dalle utenze (Tabella 49 ultima colonna). Per tutte le altre zone il carico parassita al depuratore (Tabella 50) si mantiene costante attorno al 15%.

#### 11.4 Analisi dei costi della sola depurazione

Volendo considerare un costo di depurazione al fine di determinare una breve analisi per le portate e i successivi volumi all'impianto di depurazione di Tolentino situato in via Sacharov, si è preso in considerazione la tariffa di depurazione come da fonte presente in sitografia (Gruppo CAP, sezione "Comuni ed enti" - Uso tariffe dell'acqua, pubblico non disalimentabile).

Per l'anno 2019 il costo della tariffa si basa su alcune stime e si considera pari a 0,433440 €/m<sup>3</sup>. Per l'anno 2020 sempre dallo stesso portale si considera una tariffa di depurazione pari a 0,494015 €/m<sup>3</sup>, per il 2021 si considera 0,522156 €/m<sup>3</sup>. Poiché la data della prima campagna di misura fa riferimento al 2020 è evidente che le portate parassite stimate si sono manifestate sicuramente tra il 2020 e il 2021 e dal 2021 ad oggi, quindi verrà considerato quest'arco temporale per l'analisi dei costi, anche perché non si è a conoscenza di situazioni pregresse. Come si può facilmente intuire dal 2019 ad oggi i costi di depurazione sono notevolmente incrementati, infatti in fase di pre-analisi per quanto riguarda i costi possiamo dire che le risorse idriche sono in via di depauperamento insieme ad altre fonti di energia primarie provenienti da idrocarburi a cui è legato il costo dell'elettricità stessa. Detto ciò, relazioniamo alle portate che generano dei volumi i costi di depurazione per i due anni annessi alle relative campagne di misura con i relativi dati forniti.

Riguardo ai dati ottenuti verranno considerate le stime delle portate parassite ottenute a partire dai dati medi per le analisi giornaliere riprendendo i par. 11.1.1 e 11.1.4 e 11.1.5 stimando i costi attesi e non all'impianto di depurazione per l'anno 2020. Ovviamente stiamo considerando che i consumi, stime parassite e totali nei giorni di misura siano uguali durante tutto l'anno sia per il 2020 che per il 2021.

Si riportano le tabelle di riferimento per i costi stimati durante l'anno 2020 per le portate e i successivi volumi voluti (Tabella 51), non voluti (Tabella 52) ed effettivi (Tabella 53).

<b>ANNO 2020 (0,494015 €/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Q<sub>Mis</sub> (l/s)</b>	<b>m<sup>3</sup><sub>Mis</sub> annui</b>	<b>€ Depurazione</b>
Ex Q01	38.05 l/s	333,318 mc	164,664 €
Ex Q02	43.6 l/s	381,936 mc	188,682 €
Ex Q03	53.9 l/s	472,164 mc	233,256 €
<b>AL DEPURATORE</b>	<b>53.9 l/s</b>	<b>472,164 mc</b>	<b>233,256 €</b>

Tabella 51 Portate misurate per la prima campagna di misura nell'anno 2020. I costi sono quelli stimati per la società di gestione.

<b>ANNO 2020 (0,494015 €/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Q<sub>Par</sub> (l/s)</b>	<b>m<sup>3</sup><sub>Par</sub> annui</b>	<b>€ Eccedenza</b>
Ex Q01	30.54 l/s	267,530 mc	132,164 €
Ex Q02	31.66 l/s	277,342 mc	137,011 €
Ex Q03	22.97 l/s	201,217 mc	99,404 €
<b>AL DEPURATORE</b>	<b>22.97 l/s</b>	<b>201,217 mc</b>	<b>99,404 €</b>

Tabella 52 Portate "non" attese al depuratore per la prima campagna di misura e annessi costi per l'anno 2020.

<b>ANNO 2020 (0,494015 €/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Q<sub>Cons</sub> (l/s)</b>	<b>m<sup>3</sup><sub>Cons</sub> annui</b>	<b>€ Utenze</b>
Ex Q01	7.51 l/s	65,788 mc	32,500 €
Ex Q02	11.94 l/s	104,594 mc	51,671 €
Ex Q03	30.93 l/s	270,947 mc	133,852 €
<b>AL DEPURATORE</b>	<b>30.93 l/s</b>	<b>270,947 mc</b>	<b>133,852 €</b>

Tabella 53 Portate attese al depuratore per la prima campagna di misura e annessi costi per l'anno 2020.

Si riportano le tabelle di riferimento per i costi stimati durante l'anno 2021 per le portate e i successivi volumi voluti (Tabella 54), non voluti (Tabella 55) ed effettivi (Tabella 56).

<b>ANNO 2021 (0,522156 €/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Q<sub>Mis</sub> (l/s)</b>	<b>m<sup>3</sup><sub>Mis</sub> annui</b>	<b>€ Depurazione</b>
Q1 BIS	20.28 l/s	177,653 mc	92,762 €
Q2 BIS	42.82 l/s	375,103 mc	195,862 €
Q3 BIS	49.38 l/s	432,569 mc	225,868 €
Q4 BIS	53.96 l/s	472,690 mc	246,818 €
<b>AL DEPURATORE</b>	<b>53.96 l/s</b>	<b>472,690 mc</b>	<b>246,818 €</b>

Tabella 54 Portate misurate per la prima campagna di misura nell'anno 2021. I costi sono quelli stimati per la società di gestione acque.

<b>ANNO 2021 (0,522156 €/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Q<sub>Par</sub> (l/s)</b>	<b>m<sup>3</sup><sub>Par</sub> annui</b>	<b>€ Eccedenza</b>	<b>€ Incremento</b>
Q1 BIS	12.02 l/s	105,295 mc	54,981 €	54,981.00 €
Q2 BIS	14.98 l/s	131,225 mc	68,520 €	13,539.30 €
Q3 BIS	18.45 l/s	161,622 mc	84,392 €	15,872.08 €
Q4 BIS	21.96 l/s	192,370 mc	100,447 €	16,055.04 €
<b>AL DEPURATORE</b>	<b>21.96 l/s</b>	<b>192,370 mc</b>	<b>100,447 €</b>	<b>100,446.94 €</b>

Tabella 55 Portate "non" attese al depuratore per la prima campagna di misura e annessi costi per l'anno 2021.

<b>ANNO 2021 (0,522156 €/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Q<sub>Cons</sub> (l/s)</b>	<b>m<sup>3</sup><sub>Cons</sub> annui</b>	<b>€ Utenze</b>
Q1 BIS	8.26 l/s	72,358 mc	37,782 €
Q2 BIS	27.84 l/s	243,878 mc	127,343 €
Q3 BIS	30.93 l/s	270,947 mc	141,476 €
Q4 BIS	32.00 l/s	280,320 mc	146,371 €
<b>AL DEPURATORE</b>	<b>32.00 l/s</b>	<b>280,320 mc</b>	<b>146,371 €</b>

Tabella 56 Portate attese al depuratore per la prima campagna di misura e annessi costi per l'anno 2021.

Con le ipotesi espresse precedentemente nell'anno 2020 i consumi attesi al depuratore sono stimati a circa 133,85 k€ solo per quelli riferiti alla zona del centro urbano di Tolentino mentre nel 2021 si aggireranno attorno a 146,37 k€.

Possiamo dire che nel 2021 è stimato un surplus di costo proprio generato dalla portata parassita (Tabella 55). Dalla colonna "€*eccedenza*" possiamo stimare per ogni distretto qual è l'infiltrazione stimata in fognatura, i relativi m<sup>3</sup> all'impianto di depurazione e il rispettivo costo. Come dai dati forniti i costi sostenuti si intendono fino al punto di misurazione, di conseguenza il bacino più oneroso rimane in ogni caso il Q01 BIS con quasi +55 k€ di eccedenza, mentre per gli altri ne consegue in ordine di importanza un incremento di costo così come riportato in seguito: per Q04 BIS + 16,056 k€, per il Q03 BIS + 15,87 k€ e infine per il Q02 BIS + 13,54 k€.

Si stima che alla fine dell'anno corrente (2021) il gestore della rete di fognatura dovrà sostenere un costo pari al 70% (68,625 %) di quella spettabile ai consumi effettivi derivanti dagli utenti, al fine di depurare un refluò che per definizione non è contemplato nel suo quadro economico (+100,447 k€) rispetto a quello effettivamente derivante dai consumi (146,371 k€). Questo quadro economico è migliorato rispetto all'anno precedente (2020) dove si è stimato che il rapporto tra i costi non voluti e quelli propri della rete era oltre il 70% (+74,26%).

In ultima analisi bisogna considerare come da quanto già detto che questa "eccedenza" causata da portate parassite sovraccarica inutilmente il sistema di depurazione poiché probabilmente dipendente da acqua di falda (bianca) e non nera, diminuendo l'efficacia di depurazione stessa. Allo stesso tempo si va a trattare una risorsa essenziale per gli esseri viventi i cui costi tenderanno ad aumentare sicuramente in futuro a causa del continuo depauperamento.

Alla luce di ciò possiamo concludere dalle metodologie d'intervento e ricerca già trattate precedentemente che i rispettivi costi delle tecniche d'indagine e relativi risanamenti (dal 20% al massimo 50% del costo dei "reflui" in eccedenza) delle condotte fognarie nella rete di Tolentino sicuramente non supereranno quelli attualmente sostenuti dall'ente gestore ogni anno, per la depurazione di un refluò non propria e non necessaria al trattamento. La domanda che ci si pone rimane quindi ovvia.

### 11.5 Limitazioni per la modellazione eseguita

Bisogna considerare che per il modello realizzato nel presente elaborato le quote sono determinate attraverso immagini satellitari a causa del periodo di pandemia e non rispecchiano la stessa accuratezza proveniente da una campagna di misurazione dedicata. La fase di progettazione realizzata con la *CPP* di cinque anni è comunque valida:

- i diametri delle condotte stabiliti in tale fase di progettazione con un tempo di ritorno di cinque anni evitano la condizione di pressione all'interno della rete;
- le pendenze relative delle tubazioni al fine di diminuire la velocità del refluò evitano l'erosione delle condotte.

Queste condizioni offerte dal modello (diametri e pendenze massime) sono comunque da considerare nel caso si riscontri durante le campagne d'intervento una condizione di sottodimensionamento che potrebbero portare a malfunzionamenti ed eventuali avvenimenti più gravosi. In ogni caso si può dire che lo studio della modellazione realizzata alla base di questa tesi è

un ottimo esempio di “zona” ai fini del monitoraggio e della salvaguardia della rete fognaria di Tolentino.

## CONCLUSIONI

Il documento, seppur apparentemente separato in due parti principali: realizzazione del modello da un lato e ricerca delle portate parassite dall'altro attraverso campagne sperimentali, presenta intrinsecamente un punto di incontro tra le due: la tutela della rete di fognatura. L'aspetto comune alle due parti è rappresentato dal modello che si presenta come strumento chiave per il continuo evolversi della rete stessa sotto l'azione della continua crescita demografica.

Nella creazione del modello sono insite numerose motivazioni, la realizzazione dello stesso è stata dettata dall'esigenza di unire la ricerca delle portate parassite che gravano sulla rete, insieme a un database idrologico specifico della zona che sia sempre disponibile e al contempo versatile per le richieste future.

Al di là della trattazione informativa che riguarda le portate parassite (a pag. 154), con le annesse tecnologie trattate (a pag. 160), nella presente tesi si vuole offrire sia una panoramica di queste nuove tecniche che promettono la risoluzione rapida ed economica del problema che investe la rete nei giorni odierni, sia quello nello specifico che si è presentato nella rete oggetto d'analisi.

Concentrandoci su questa seconda fase di ricerca delle portate parassite all'interno della rete fognaria di Tolentino, si sono evidenziati alcuni importanti aspetti. Per determinare la presenza e l'entità di portate parassite nella rete fognaria che recapita nel depuratore di Tolentino, è stata effettuata già nella prima campagna di misura una divisione della rete in macro-bacini e un successivo monitoraggio temporaneo dei livelli e delle portate transitanti nei punti di chiusura dei singoli bacini analizzati. Sono stati installati sette misuratori di portata *area-velocity* e un pluviometro per correlare eventuali piogge con le portate transitanti, tenendo conto della natura mista della rete fognaria analizzata. Il monitoraggio quali-quantitativo in assenza di eventi meteorici ha permesso la raccolta dei dati di portata nei periodi chiave dalla cui analisi sono stati ricavati gli andamenti notturni e giornalieri medi in tempo asciutto, descritti come metodo del minimo notturno (a pag.189). Da questi valori si è determinato, come espresso a pag.196 fino a pag.202, l'effettiva presenza della portata parassita nella zona Q01 oggetto di esame di tutto l'elaborato. Tale deflusso genera, come espresso a pag.200, un incremento delle portate anche per i bacini Q02 e Q03 successivi al primo, aumentando il rischio di sovraccarico idraulico sia lungo la rete che al depuratore (pag. 196) che si trova alla fine della rete di scolo. Si è giunti a tale conclusione grazie alla comparazione dei dati misurati dalla *Soc. Hydro-ingegneria* con quelli forniti dal gestore delle acque.

L'analisi, tramite le sonde *area-velocity* e la successiva raccolta dei dati in uscita dai macro-bacini afferenti alla rete di scolo, non rappresenta, come descritto a pag. 188, l'unico metodo di ricerca delle portate parassite, ma fornisce una prima metodologia d'indagine ad ampio spettro sul territorio in esame prima di effettuare un secondo livello di misura dei micro-bacini, nell'ipotesi che non si riescano ad individuare le provenienze delle acque parassite. Sulla base dei dati forniti dalla criticità ottenuta dalla prima campagna di misura ne è sopraggiunta una seconda come da richiesta del gestore della rete a distanza di più di un anno. Partendo da un livello di macro-bacino si è passati a uno di micro-bacino andando ad analizzare la rete fognaria che si sviluppa lungo tutto il centro urbano di Tolentino: da una suddivisione iniziale del centro urbano in due grandi bacini (Q01 e Q02) si è passati nella seconda fase di analisi a quattro più piccoli (Q01 BIS, Q02 BIS, Q03 BIS E Q04 BIS).

È stato inserito un pluviometro in una posizione più “centrale” rispetto ai bacini da analizzare, rispetto alla prima campagna di misura, questo comporta a livello di modellazione una raccolta di dati più “caratteristica” della zona. La potenzialità di questa scelta risiede in una simulazione delle piogge quanto più vicina alla situazione reale con i rispettivi deflussi generati da comparare tra le condotte modellate e quelle reali. Da questa seconda campagna di misura, andando ad analizzare i minimi notturni per ogni bacino, è emersa una situazione critica quanto più diffusa sulla rete fognaria che investe la zona di Tolentino. Si è scelto di utilizzare dei minimi notturni tra il 20/07/2021 e il 21/07/2021 analizzando tutte le portate a partire dall’impianto di sollevamento San Martino posizionato subito a valle della porzione di zona modellata (ex Q01) fino ai pressi del depuratore in via Sacharov dove è posizionato il misuratore di portata Q04 BIS. Lungo tutto il tratto è emersa una problematica che nella prima campagna di misura sembrava ristretta solamente all’ex bacino Q01 ma che attraverso la seconda si è rivelata diffusa e sparsa per tutta la rete attraversata dai nuovi quattro bacini. La porzione di area che ricade nel bacino Q01 BIS come già da prima campagna è risultato il più critico in quanto presenta la percentuale d’infiltrazione parassita più alta rispetto agli altri bacini, oltre l’85% (Tabella 35) della portata transitante in notturno, infatti non rappresenta i consumi forniti dall’ente gestore mentre in giornaliero con quasi il 60% (Tabella 36). Inoltre, c’è da affermare che lungo il tratto compreso tra l’impianto di sollevamento e la prima stazione di misura si è riscontrata un’infiltrazione in notturno pari a 4 l/s. Di conseguenza, gli altri tre bacini hanno comunque un’infiltrazione parassita pari ad almeno l’80% della portata transitante in notturno, mentre oltre il 30% in giornaliero. In particolare, il bacino Q01 presenta una criticità nella campagna 2021 come da Tabella 45 già confermata nell’anno 2020 Tabella 32. Il successivo parallelismo al par. 11.3.9 mostra come nei pressi del misuratore ex Q01 e Q01 BIS l’infiltrazione è diminuita notevolmente sia confrontando i valori basati sulle medie giornaliere che notturne (Tabella 43 e Tabella 44) per cause non dichiarabili in questa sede mentre allo stesso tempo per i bacini posizionati a valle (Q03) tra il 2020 e il 2021 si riscontra rispettivamente in notturno un aumento della portata parassita mentre su base di medie giornaliere l’infiltrazione tende ad aumentare. Quest’ultima tendenza comporta, come già espresso nei paragrafi 10.2,10.3 e 10.4: un sovraccarico della rete fognaria; un funzionamento frequente delle pompe di sollevamento (inducendole a manutenzione frequente nonché a consumo elettrico elevato causato da attacchi frequenti delle stesse); uno sfioro costante delle soglie degli scolmatori (con conseguenti veti di balneazioni e pesca nel corpo recettore del fiume Chienti); un incremento dei costi di gestione (+ 100,447 k€) che ricadono sulle relative utenze come espresso nel paragrafo (analisi dei costi di depurazione 11.4) in Tabella 55; ed inoltre anche un possibile scoperchiamento di tombini in concomitanza di eventi meteorici di carattere “importante” soprattutto nei tratti fognari a minima pendenza. L’analisi delle campagne di misura si può concludere con la Tabella 48 che esprime tutti i consumi attesi (60%) e non attesi (40%) basati su una media spalmata sulle ultime misurazioni dei quattro bacini. Si può constatare dunque, che l’analisi svolta per ora da *Soc. Hydro-ingegneria* ha rivestito un ruolo essenziale in fase di ricerca e analisi, dovrebbe essere accompagnata da ulteriori strumenti nella campagna di misura (termometri, conducimetri, pHmetri, COD, NO<sub>3</sub>, SST, torbidità, ossigeno disciolto, freatimetri etc..), come a pag. 169, con lo scopo di rendere il quadro di diagnosi chiaro e visibile su molteplici scenari per giungere sempre all’unica conclusione dell’individuazione delle portate parassite.

Anche un modello seppur fedele non potrà mai rappresentare effettivamente l’evento pluviometrico, poiché i valori misurati in tutti i casi di raccolta dati cadono sempre con diverse

intensità e altezze su tutto il territorio che si sta tentando di modellare, inoltre bisogna ammettere che la limitazione è più importante quando si tenta di rappresentare aree su larga scala. Infatti, essendo il modello non particolarmente vasto potrebbe non risentire di questo problema e di conseguenza può essere trascurato. Riguardo ai valori di pioggia questi sono pervenuti solo durante la prima campagna di misura mentre per la seconda non è stato così (in quanto non si sono verificati eventi meteorici) e dunque non si è presentata l'occasione di simulare precipitazioni misurate nel modello per fare ulteriori comparazioni.

La stessa definizione del modello a pag. 46, seppur presentando una minuziosissima suddivisione sia delle aree che si estendono lungo i 12,24 ettari (a pag. 52) con annessa calibrazione (pag.142) sia delle condotte secondarie lungo i rami afferenti (pag. 49) presenta delle lacune. Esso dovrà essere aggiornato tramite un'ulteriore campagna di misura che dovrà cogliere, rispettivamente tramite rilievo topografico e geometrico, i rispettivi valori altimetrici dei pozzetti e delle condotte della rete, assicurandosi al contempo che vi siano almeno le rispettive pendenze e sezioni (pag. 146) come specificato nella fase di progettazione con Tempo di Ritorno pari a cinque anni. In definitiva, come espresso a pagg. 66 e 191, rispettivamente per il confronto delle portate di tutta la campagna di misura e di quelli ottenuti in fase di analisi, il modello potrebbe considerarsi con pochi accorgimenti uno strumento chiave sia per la progettazione con annesso foglio di calcolo (APPENDICE) sia per il monitoraggio in continuo (par. 11.3.11) che dovrà essere fatto rigorosamente nei punti chiave della rete. La modellazione vuole fungere da esempio per le nuove zone critiche emerse dalla seconda campagna di misura. Il monitoraggio in continuo delle portate per i tratti della rete fognaria di Tolentino è comunque da considerare nei suoi punti chiave. Un approccio a questa metodologia è divenuta "tangibile" attraverso l'affermazione della seconda campagna di misura a luglio 2021. Infatti, si deve considerare che l'ente gestore ha posizionato dei misuratori di portata in corrispondenza delle pompe mandanti precedentemente installate nei pressi delle opere di sollevamento 11.3.11.5 e depurazione. Quest'azione coadiuvata alla determinazione delle portate consumate dagli utenti per lo stesso bacino di afferenza ha offerto nel tratto interessato un sistema di monitoraggio vero e proprio ma di tipo "passivo". Lo scopo del monitoraggio permanente delle portate invece, è quello di garantire una misura in continuo dei reflui, finalizzata ad acquisire una conoscenza immediata di eventuali situazioni anomale al fine di garantire una corretta ed efficiente gestione delle opere di fognatura nella piena tutela dell'ambiente (pag.222).

In un futuro quando saranno chiari i tratti maggiormente critici presenti nella rete fognaria di Tolentino si potranno considerare come a pag.202 alcune tecniche d'intervento *trenchless*. Ovviamente le metodologie seppur poco conosciute sul territorio italiano esuleranno da caso a caso a seconda delle condizioni della condotta e predisposizione della stessa per il successivo intervento (pag.171).

In conclusione, l'elemento chiave del documento rappresentato dal modello costruito riproduce in maniera mediamente soddisfacente il comportamento della rete esaminata. Appaiono evidenti, in diversi casi, alcuni scostamenti tra i due diagrammi che possono ascrivere a varie cause. Tra queste possiamo annoverare: i valori di portata e gli scostamenti temporali.

Per quanto riguarda le prime cause, l'utilizzo delle portate medie nelle varie fasce di orario sia in tempo asciutto come da idrogramma giornaliero sia quelle in tempo di pioggia, comporta certamente degli errori nella determinazione della portata parassita. Infatti, risulteranno degli errori



sia nella costruzione dell'idrogramma complessivo ottenuti a partire dai valori della campagna di registrazione (del circa 5%), ma saranno sicuramente trascurabili come detto a pag.196.

Invece, gli scostamenti temporali orizzontali tra i due diagrammi possono derivare da una ricostruzione inesatta della geometria della rete. In particolare, potrebbero essere stati adottati errati valori delle pendenze sia delle condotte che delle aree scolanti, determinati dalla metodologia satellitare (a pag.48) adottata a causa del periodo di pandemia. Non sono da escludersi anche impostazioni orarie degli strumenti utilizzati (misuratore di portata e pluviometri registratori) leggermente diverse tra loro.

Inoltre, è necessario tenere conto che le misure potrebbero essere state facilmente falsate da temporanee ostruzioni delle condotte o altri problemi puntuali di misura tali da favorire l'effettivo discostamento tra il reale e il modellato. Oltre agli errori che possono avere influenzato i risultati ottenuti è di fondamentale importanza tenere in considerazione quanto segue. Il modello costruito consente di ricavare velocemente e con precisione soddisfacente l'idrogramma di piena nella sezione di chiusura del bacino corrispondente a piogge di caratteristiche note (durata e tempo di ritorno). Lo stesso vale per gli idrogrammi nelle altre sezioni della rete, tenendo però conto del fatto che la validità del modello diminuisce man mano che ci si allontana dalla sezione di chiusura. Questo perché quanto più ci si allontana dalla sezione di chiusura, tanto più è forte l'astrazione della realtà rappresentate dalle aree fittizie scolanti. Con ogni probabilità le superfici drenanti reali (ignote) sono distribuite sui vari rami della rete in maniera molto più diffusa rispetto alle aree fittizie individuate nel modello, così come molto più variabili saranno le loro caratteristiche reali (superficie, scabrezza, larghezza e pendenza).

## APPENDICE

Fogli A3 x 4

..\..\Tesi\Foglio Elettronico 1 tr5 anni.pdf

..\..\Tesi\Foglio Elettronico 2 tr5 anni.pdf

..\..\Tesi\Foglio Elettronico 3 tr5 anni.pdf

..\..\Tesi\Foglio Elettronico 4 tr5 anni.pdf

## Ringraziamenti

*Arrivati alla fine di questo percorso, mi sento in dovere di spendere qualche parola per le persone senza le quali tutto ciò forse, non sarebbe stato possibile.*

*In un pensiero critico mi ritengo espressamente più che soddisfatto del lavoro svolto, poiché nonostante provenga da un corso di studi “non specificatamente dedicato” per la materia trattata e che le difficoltà del periodo di pandemia, sono stato in grado di cogliere, anche grazie al relatore, nuove metodologie e aspetti fin ora sconosciuti, traendone molti insegnamenti.*

*Ringrazio innanzitutto la Professoressa Corvaro Sara, relatore di questa tesi, per la disponibilità e cortesia prestata per guidarmi nella stesura del lavoro di tesi.*

*Ringrazio sentitamente anche la Società Hydro-Ingegneria e in particolare l’Ingegnere Serrani e l’Ingegnere Greci per avermi “accolto” nella fase di tirocinio e per la fornitura di documenti “vitali e preziosi” ai fini della stesura di questa tesi nonostante il periodo di pandemia.*

*Un grazie va ai miei genitori, per avermi dato il loro sostegno durante tutto il mio percorso di studi insieme a mio fratello Annibale senza di cui non potrei annoiarmi.*

*Un sentito grazie va alla mia ragazza Sara che mi ha sopportato e supportato anche quando andava tutto male (v. allegato A).*

*Ringrazio i miei zii Assunta (e Ottavio) per i “pettegolezzi di palazzo”.*

*Grazie a mia nonna Filomena, che mi ha dato sempre fiducia e stima in ciò che facevo.*

*Grazie a mia zia Rosetta per la fiducia e speranza che riponeva in me che mi ha dato durante il percorso di studi.*

*Grazie a miei amici e coinquilini, quelli di sempre e ai miei colleghi universitari, per gli innumerevoli momenti che abbiamo passato insieme e che hanno reso due anni indimenticabili.*

## BIBLIOGRAFIA

Testo fonte: Serrani Claudio, *Monitoraggio per la verifica delle portate dei reflui convogliati al depuratore di Tolentino sito in via Sacharov e il comportamento idraulico di alcuni scolmatori* (Relazione tecnica), Hydro Ingegneria Soc. Coop., Ancona, luglio 2020.

Testo fonte: Serrani Claudio, *Monitoraggio per la verifica delle portate dei reflui convogliati al depuratore di Tolentino sito in via Sacharov e il comportamento idraulico di alcuni scolmatori* (Relazione tecnica), Hydro Ingegneria Soc. Coop., Ancona, Agosto 2021.

AA. VV. "Appunti sulla Progettazione delle fognature pluviali con il metodo della corrivazione", in *corso di costruzioni Idrauliche*, Politecnico di Bari, 2013-2014.

AA. VV. "Le curve di Intensità-Durata-Frequenza (IDF) delle precipitazioni", Gruppo di Idrologia, Politecnico di Torino, 2010.

AA. VV., "Esempio di Dimensionamento di una rete di Fognatura", in *Corso di Costruzioni Idrauliche*, Università Politecnica delle Marche, 2011-2012.

AA. VV., "Guida alla progettazione dei sistemi di collettamento e depurazione delle acque reflue urbane", ANMPA - Dipartimento Prevenzione e Risanamento Ambientali, 2001.

AA. VV., "Guidelines for Performing Infiltration/Inflow Analyses And Sewer System Evaluation Survey" Commonwealth of Massachusetts executive office of environmental affairs department of environmental protection, January 1993.

AA. VV., Water Tecnology Sheet – Pipe Busting, U.S. EPA, settembre 2006.

AA.VV. "Progettazione delle fognature pluviali con il metodo della corrivazione", in *Corso Costruzioni Idrauliche*, Politecnico di Bari, 2018.

Alberto Bocus, "Il problema della presenza di acque parassite nelle reti fognarie: metodi per l'accertamento e riduzione", VeSTA - Divisione Ingegneri Ufficio Cartografia e Modellistica, Gres Tecnica, 2016.

Artina S. & Calenda G., Calomino F., Cao C., La Loggia G., Modica C., Paoletti A., Papiri S., Rasulo G., Veltri P. (a cura di), "Sistemi Di Fognatura – Manuale di progettazione", Centro Studi Deflussi Urbani – Hoepli, Milano, 1997.

Atalah Alan, "Chapter 16 - Pipe Bursting", in *Handbook of Polyethylene Pipe-Second Edition*, Plastic Pipe Institute, 2008.

Becciu Gianfranco & Paoletti Alessandro, "Fondamenti di costruzioni idrauliche", UTET, 2010.

Catinari C., "L'utilizzo delle tecniche no-dig nella posa in opera delle reti di servizi interrate", Quaderno IOROMA, Roma, 2/2014.

Corvaro Sara, "Appunti del corso Ingegneria idraulica", Università Politecnica delle Marche, Ancona, 2015-2016.

Da Deppo Luigi & Datei Claudio, "Fognature", Cortina (Padova), Edizione n°5, 2005.

Dalla Fontana Giancarlo, "Fondamenti di Idrologia – Idrogramma di piena", in *Corso di Laurea in Tecnologie Forestali e Ambientali Sistemazioni Idraulico-Forestali*, Università di Padova, 2013-2014.

De Benedittis J. & Bertrand-Krajewski J.-L., "Infiltration in sewer systems: comparison of measurement methods" URGC Hydrologie Urbaine, INSA de Lyon, Francia, 2005.

Deidda R., "Fognature Pluviali: le piogge di progetto", in *Corso acquedotti e fognature*, Università degli studi di Cagliari, 2011-2012.

Della Fontana Giancarlo, "Analisi statistica degli eventi idrologici estremi", in *Corso di Laurea in Tecnologie Forestali e Ambientali Sistemazioni Idraulico-Forestali*, Università degli studi di Padova, 2013-2014.

Fugazza Mario, "Il drenaggio dei terreni e la bonifica idraulica", in *Corso di Sistemazione dei bacini Idrografici*, Università di Pavia, 2010-2011.

Guermandi Marina & Staffilani Francesca, Marchi Nazaria, "Carta dei gruppi idrologici dei suoli della pianura emiliano-romagnola", Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, 2014.

Leopardi Maurizio, "Costruzioni Idrauliche ed Idrologia", Università degli Studi dell'Aquila, 2017-2018.

Maglionico M. & Altobelli M., Cipolla S.S., "Sistemi di Early Warning e di Real Time Control per la gestione intelligente dei sistemi di drenaggio urbano", ENEA - Agenzia nazionale per le nuove tecnologie, l'energia e lo sviluppo economico sostenibile, settembre 2018.

Mancinelli, "Appunti del Corso di Costruzioni Idrauliche 2", Università Politecnica delle Marche, Ancona, 2019-2020.

Mantica Ignazio, "Le fognature Urbane", in *Corso Costruzioni Idrauliche*, Università degli studi di Ancona, 1991-1992.

Marena Gabriella & Nappi Francesco, Reguzzoni Pierangelo, Rimoldi Bianca, Sinopoli Sergio, Tamiglio Giusto, "Riduzione del rischio, nelle attività di scavo", Inail - Direzione regionale Lombardia, 2016.

Nardone Gabriele, "Ciclo delle acque e bacini idrografici: dinamiche idrologiche e tecnologie di misura", ISPRA - Dipartimento per la tutela delle acque interne a marine, 2020.

Perin Roberto & De Bortoli Nicola, Indovina Gabriele, Goi Daniele, "Realizzazione del modello di simulazione numerica della linea acque a supporto del progetto di ampliamento dell'impianto di depurazione di Udine", *Ingegneria dell'Ambiente*, Vol. 6 n. 1/2019, 2019.

Rossmann Lewis A., "Storm Water Management Model. Reference Manual. Volume I – Hydrology (Revised)", U.S. EPA, Cincinnati, Gennaio 2016.

Rossmann Lewis A., "Storm Water Management Model. Reference Manual. Volume II – Hydraulics", U.S. EPA, Cincinnati, Maggio 2017.

Rossmann Lewis A., "Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.1.", U.S. EPA, Cincinnati, Settembre 2015.

Santry I. W. Jr., "Infiltration in sanitary sewers", Wiley, Vol. 36, No. 10, 1964.

Simicevic J. & Sterling R. L., “Guidelines for Pipe Bursting”, TTC Technical Report, marzo 2001.

Tanda M. G., “Appunti sul dimensionamento delle canalizzazioni di fognatura con cenni di Idrologia”, *in Corso di Costruzioni Idrauliche*, Università degli studi di Parma, 2010-2011.

Tanda Maria Giovanna, “Modelli Afflussi Deflussi – Capitolo otto Modelli Idrologici”, *in Corso Idrologia e Statistica*, Università degli studi di Cagliari, 2019-2020.

Versace Pasquale, “Analisi statistica delle variabili casuali idrologiche”, *in Corso di Idrologia*, Università della Calabria, 2003-2004.

Versace Pasquale, “L’infiltrazione”, *in Scheda Didattica n°9*, Università della Calabria, 2003-2004.

Vescovo Carlo & Lazzarini Ugo, Amenta Stefano, “La costruzione delle condotte in acciaio nel segno del rispetto ambientale: le Tecnologie Trenchless”, Snam, 2021.

## SITOGRAFIA

AA. VV., “Analisi statistica delle variabili idrologiche”, [PDF], Università degli studi di Napoli. <https://www.docenti.unina.it/webdocenti-be/allegati/materiale-didattico/34204653> (Ultimo accesso: 26/03/2021)

AA. VV., “Appunti sulla Progettazione delle fognature pluviali con il metodo della corrivazione”, [PDF], in *Corso Costruzioni Idrauliche*, Politecnico di Bari, 2018. [https://docs.dicatechpoliba.it/filemanager/239/costr.%20Idrauliche/18\\_metodo\\_cinematico.pdf](https://docs.dicatechpoliba.it/filemanager/239/costr.%20Idrauliche/18_metodo_cinematico.pdf) (Ultimo accesso: 26/09/2021)

AA. VV., “Cement Mortar Lining - A method of refurbishment for the long-lasting preservation of the piping infrastructure”, [PDF]. <https://www.unitracc.com/e-journal/news-and-articles/cement-mortar-lining--a-method-of-refurbishment-for-the-long-lasting-preservation-of-the-piping-infrastructure-en> (Ultimo accesso: 24/09/2021)

AA. VV., “Distribute Temperature Sensing (DTS)”, Ap Sensing. <https://www.apsensing.com/technology/dts> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Guideline for Pipe Bursting”, International Pipe Bursting Association, Gennaio 2012. <https://www.hammerheadtrenchless.com/sites/default/files/IPBA%20General%20Specifications%20for%20Pipe%20Bursting.pdf> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “I cicli biogeochimici dell’acqua e del carbonio Parte I, in *Treccani - Enciclopedia Italiana*, [PDF]. [https://www.treccani.it/export/sites/default/Portale/resources/multimedia/Lezioni\\_di\\_Sienze/cicli1/LEZIONE.pdf](https://www.treccani.it/export/sites/default/Portale/resources/multimedia/Lezioni_di_Sienze/cicli1/LEZIONE.pdf) (Ultimo accesso: 26/09/2021)

AA. VV., “Idrologia, Corso di costruzioni idrauliche”, [PDF], Politecnico di Bari. [https://docs.dicatechpoliba.it/filemanager/239/costr.%20Idrauliche/17\\_Idrologia\\_statistica.pdf](https://docs.dicatechpoliba.it/filemanager/239/costr.%20Idrauliche/17_Idrologia_statistica.pdf) (Ultimo accesso: 26/09/2021)

AA. VV., “Idrologia”, in *corso Sistemazioni Idrauliche per la difesa del territorio*, [PDF], Università degli studi di Napoli. <https://www.docenti.unina.it/webdocenti-be/allegati/materiale-didattico/34204651> (Ultimo accesso: 26/09/2021)

AA. VV., “Le curve di Intensità-Durata-Frequenza (IDF) delle precipitazioni”, [PDF], Politecnico di Torino, 2010. [http://www.idrologia.polito.it/didattica/Idrologia/2010/Vercelli/IDF\\_corretto-1.pdf](http://www.idrologia.polito.it/didattica/Idrologia/2010/Vercelli/IDF_corretto-1.pdf) (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Pipe Bursting and Splitting”, PE technical guidance, 29 maggio 2018. <https://www.pe100plus.com/PE-Pipes/Technical-guidance/Trenchless/Methods/Pipe-Rehabilitation/Pipe-Bursting-and-Splitting-i1307.html> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Pipe Splitting”, LA.SPE. Srl, [PDF]. <https://www.laspe.it/pipe-splitting-2/> (Ultimo accesso: 23/09/2021)

AA. VV., “Rigenerazione infrastrutture esistenti”, [PDF], PATOM. <https://www.patom.it/rigenerazione-infrastrutture-esistenti/> (Ultimo accesso: 24/09/2021)

AA. VV., “Risanamento condotte relining”, [PDF], CRIAN. <https://criansrl.com/service/risanamento-condotte-sistema-relining/> (Ultimo accesso: 23/09/2021).

AA. VV., “Schema Tecnologie No Dig”, IATT (Italian Association for Trenchless Technology) <https://www.iatt.it/grafico-tecnologie-no-dig/> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Slip Lining - Close Fit Lining”, North Sea Project. <https://northseaproject.com/index.php/slip-close-fit-lining> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Tecnologie a basso impatto ambientale (*no-dig - trenchless technology*)”, [PDF], Bollettino Ufficiale, Regione Lombardia, Allegato n°5, Serie Ordinaria n. 30 - Lunedì 25 luglio 2011. <https://www.rup.cr.it/UserFiles/File/Tecnologie%20a%20basso%20impatto%20ambientale.pdf> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Trenchless methods for new installation & restoration of underground pipe”, 2021. <https://www.constrofacilitator.com/trenchless-methods-for-new-installation-restoration-of-underground-pipe/> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Trenchless Sewer Repair Techniques in NJ”, A Rooter Pros. <https://njsewerdrain.com/trenchless-sewer-repair-techniques/> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Trenchless Technologies”, PATO. <https://www.pato.it/tecnologie-trenchless/?lang=en> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Water Technology Fact Sheet – Pipe Busting”, [PDF], EPA, Settembre 2006. [https://www.epa.gov/sites/default/files/201908/documents/pipe\\_bursting\\_fact\\_sheet\\_p100il70.pdf](https://www.epa.gov/sites/default/files/201908/documents/pipe_bursting_fact_sheet_p100il70.pdf) (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA. VV., “Strumenti e Sistemi di Monitoraggio Geotecnico e Strutturale, Piezometri Casagrande”, [PDF], Pizzi Instruments. [https://www.pizzi-instruments.it/wp-content/uploads/2016/04/LEA\\_IT\\_PZL2001020\\_PiezometriCasagrande.pdf](https://www.pizzi-instruments.it/wp-content/uploads/2016/04/LEA_IT_PZL2001020_PiezometriCasagrande.pdf) (Ultimo accesso: 27/09/2021)

AA.VV. “Analisi statistica degli eventi idrologici estremi”, [PDF], Università degli studi di Padova. [https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwj6s5\\_ckJ3zAhVDr6QKHZokA7AQFnoECAkQAw&url=https%3A%2F%2Flearning.unipd.it%2Fscuolaamv%2Fpluginfile.php%2F17284%2Fmod\\_folder%2Fcontent%2F0%2F03\\_Elaborazione\\_statistica\\_precipitazioni%2Fdati%2Fstatistica\\_estremi.pdf&usg=AOvVaw3QC7ih6tC\\_UvbNsYpp6PIS](https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwj6s5_ckJ3zAhVDr6QKHZokA7AQFnoECAkQAw&url=https%3A%2F%2Flearning.unipd.it%2Fscuolaamv%2Fpluginfile.php%2F17284%2Fmod_folder%2Fcontent%2F0%2F03_Elaborazione_statistica_precipitazioni%2Fdati%2Fstatistica_estremi.pdf&usg=AOvVaw3QC7ih6tC_UvbNsYpp6PIS) (Ultimo accesso: 26/09/2021)

Beheshti Maryam & Sægrov Sveinung, “Detection of extraneous water ingress into the sewer system using tandem methods - A case study in Trondheim city”, 2018. [https://www.researchgate.net/figure/Schematic-outline-of-the-DTS-method-in-a-sewer-pipe-and-the-control-unit-stored-outside\\_fig1\\_331080388](https://www.researchgate.net/figure/Schematic-outline-of-the-DTS-method-in-a-sewer-pipe-and-the-control-unit-stored-outside_fig1_331080388) (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Beheshti Maryam & Sveinung Saegrov, “Detection of extraneous water ingress into the sewer system using tandem methods”, DTS, Lykkjebekken, 11 November 2015. [https://www.researchgate.net/figure/DTS-monitoring-data-in-foul-sewer-network-of-Lykkjebekken-catchment-left-with-5-min\\_fig5\\_331080388](https://www.researchgate.net/figure/DTS-monitoring-data-in-foul-sewer-network-of-Lykkjebekken-catchment-left-with-5-min_fig5_331080388) (Ultimo accesso: 27/09/2021)



Biondi Rodolfo, “Riqualificazione S.P.72 Parma-Mezzani” (Relazione idraulica di Piattaforma), [PDF], Autostrada Regionale Cispadana – Regione Emilia-Romagna, maggio 2012. [https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwiFzZCnjKLzAhXR2aQKHRGTCoEQFnoECAwQAQ&url=https%3A%2F%2Fva.minambiente.it%2Ffile%2FDocumento%2F65144&usg=AOvVaw3Nb4b7c\\_AftZPzrAMuqpdd](https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwiFzZCnjKLzAhXR2aQKHRGTCoEQFnoECAwQAQ&url=https%3A%2F%2Fva.minambiente.it%2Ffile%2FDocumento%2F65144&usg=AOvVaw3Nb4b7c_AftZPzrAMuqpdd) (Ultimo accesso: 28/09/2021)

Bruno Roberta, “Modelli per simulazioni idrologiche, idrauliche e ambientali” , [PDF], Epa SWMM, Politecnico di Milano. <https://guariso.faculty.polimi.it/appunti/software/modelli/SWMM.pdf> (Ultimo accesso 26/09/2021)

C.C.A.M. Consorzio comuni acquedotto Monferrato, Tariffe in vigore dal 01/01/2019 <https://www.ccam.it/tariffe-vigore-01012019> (Ultimo accesso 29/10/2021)

Cacciatori Mario & Mirko SNC, Servizi Tutela Ambientale, video-ispezioni tubazioni Verona, <https://www.videoispezioni-fognature.it/VF/videoispezioni-tubazioni-verona/> (Ultimo accesso: 18/10/2021)

Comune di Tolentino, “Adeguamento del PRG del PTC”, [PDF]. <https://www.urbanisticatolentino.it/wp-content/uploads/2017/05/Relazione.pdf> (Ultimo accesso: 02/09/2021)

Costantini Giovanni, “Relazione idrologico idraulica, Programma integrato d’intervento Parco del Candeliere”, [PDF], Comune di Cerveteri. <https://www.comune.cerveteri.rm.it/comune/amministrazione-trasparente/pianificazione-e-governo-del-territorio/programma-integrato-di-intervento-parco-del-candeliere/elaborati-generalifg1-relazione-descrittiva> (Ultimo accesso: 26/09/2021)

Daddala Sai Kumar & Mohidin Munasir, “Study of Trenchless Technology”, International Journal of Scientific Research in Science, Engineering and Technology, Volume 2, Issue 6, 2016. <https://1library.net/document/yjkpe5kq-study-trenchless-technology-sai-kumar-daddala-munasir-mohidin.html> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

De Giorgi Bagnagatti Riccardo “Webinar NO-DIG: il pipe bursting per la riabilitazione di condotte ammalorate”, 16 Febbraio 2021. <https://www.serviziarete.it/webinar-no-dig-il-pipe-bursting-per-la-riabilitazione-di-condotte-ammalorate/> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

EPA - United States Environmental Protection Agency. <https://www.epa.gov> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Giugni Maurizio, “Normativa tecnica per le tubazioni dalla Posa in opera al Collaudo”, in *Ingegneria per l’ambiente e il territorio*, Università degli studi di Napoli, 2009-2010. <https://www.docenti.unina.it/webdocenti-be/allegati/materiale-didattico/672601> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Gruppo CAP, sezione “Comuni ed enti” - Uso tariffe dell’acqua, pubblico non disalimentabile, <https://www.gruppocap.it/it/servizi-per-i-cittadini/la-nostra-offerta/tariffe/comuni-ed-enti> (Ultimo accesso 29/10/2021)

Hanna Istruments, “COD Chemical Oxygen Demand”, <https://hanna.it/COD-chemical-oxygen-demand> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

IATT – Italian Association for Trenchless Technology, [PDF]. <https://www.iatt.it/iatt/> (Ultimo accesso: 24/09/2021)

Lippi Simone & Balducci Alice, Cordola Michele, Mancuso Fabrizio, “Acque parassite nei sistemi fognari. Esperienze di analisi e individuazione interventi”, Acque meteoriche urbane servizio idrico integrato, [PDF], 2016. <https://www.idrotecnicaitaliana.it/sommari/acque-parassite-nei-sistemi-fognari-esperienze-di-analisi-e-individuazione-interventi-correttivi/> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Madera Vincenzo, “Metodo afflussi deflussi SCS CN Curve Number”, [PDF]. <https://www.studiomadera.it/es/108-cn-curve-number> (Ultimo accesso: 08/09/2021)

Maglionico Marco, “Metodologie per la ricerca perdite nelle fognature”, DICAM, Bologna. <https://www.ingenio-web.it/1725-metodologie-per-la-ricerca-perdite-nelle-fognature> (Ultimo accesso: 26/07/2021)

Masseroni Daniel & Massara Federico, Gandolfi Claudio, Bischetti Gian Battista con la collaborazione di CAP Holding spa, “Manuale sulle buone pratiche di utilizzo dei sistemi di drenaggio urbano sostenibile”, [PDF], aprile 2018. [https://www.researchgate.net/publication/324606257\\_Manuale\\_sulle\\_buone\\_pratiche\\_di\\_utilizzo\\_dei\\_sistemi\\_di\\_drenaggio\\_urbano\\_sostenibile](https://www.researchgate.net/publication/324606257_Manuale_sulle_buone_pratiche_di_utilizzo_dei_sistemi_di_drenaggio_urbano_sostenibile) (Ultimo accesso 27/09/2021)

Moisello A. M., “Appunti del corso di Idrologia”, [PDF], Università degli studi di Pavia. <http://www-9.unipv.it/webidra/materialeDidattico/moisello/lezioni2/015lezIdrologia.pdf> (Ultimo accesso: 26/09/2021)

Najafi Mohammad, “Trenchless Construction Technology and Issues”, 2014. <https://docplayer.net/15207401-Trenchless-construction-technology-and-issues.html> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Nicolini Matteo, “La modellistica numerica applicata agli studi di invarianza idraulica nella pianificazione territoriale”, [PDF], Università degli studi di Udine. [https://aec-analisiecalcolo.it/static/media/allegati/NICOLINI\\_-\\_Grado\\_19.05.2016.pdf](https://aec-analisiecalcolo.it/static/media/allegati/NICOLINI_-_Grado_19.05.2016.pdf) (Ultimo accesso: 26/09/2021)

Patom – Zero Impact Technology, “Rigenerazione Infrastrutture esistenti”. <https://www.patom.it/rigenerazione-infrastrutture-esistenti/> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Pianese Domenico, “Appunti di Idrologia”, Università degli studi di Napoli 2015, [PDF]. <https://www.docenti.unina.it/webdocenti-be/allegati/materiale-didattico/34034473> (Ultimo accesso: 26/09/2021)

Proteus Instruments, “Chemical Oxygen Demand (COD)”. <https://www.proteus-instruments.com/parameters/chemical-oxygen-demand-cod-sensors/> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Qian Yu & Ayaka Oomae, Hiroyuki Futamata, Satoshi Matsuda, “Analysis of the origin of soluble COD in Lake Sanaru”. [https://www.researchgate.net/figure/The-change-of-Sol-COD-in-Lake-Sanaru-and-COD-in-the-upstream-rivers\\_fig3\\_303864862](https://www.researchgate.net/figure/The-change-of-Sol-COD-in-Lake-Sanaru-and-COD-in-the-upstream-rivers_fig3_303864862) (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Quadarella Mascia, “Maltempo, gincana tra i tombini scoperchiati a Scala Greca e viale Teracati”. <https://www.oranews.net/maltempo-gincana-tra-i-tombini-scoperchiati-a-scala-greca-e-viale-teracati> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Raimondi A., “Casi studio: ricerca perdite, acque improprie ed immissioni non autorizzate”, [PDF], in Fast Ambiente Academy, Politecnico di Milano, 24 giugno 2020. <https://www.fast.mi.it/wp-content/uploads/2020/04/Fast-24-giugno-2020.pdf> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Ridella Paolo, “Acque parassite metodologie di ricerca e tecniche applicabili per la riduzione”, B.M. Tecnologie Industriali s.r.l., ottobre 2016. <https://www.cittametropolitana.mi.it/ambiente/news/ACQUE-PARASSITE-metodologie-di-ricerca-e-tecniche-applicabili-per-la-riduzione> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Schurch Marc & Egger Cédric, Kozel Ronald, “Monitoraggio del livello delle acque sotterranee e della portata delle sorgenti”, [PDF]. [https://atlanteidrologico.ch/downloads/01/content/Text\\_Tafel85.it.pdf](https://atlanteidrologico.ch/downloads/01/content/Text_Tafel85.it.pdf) (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Stefano Beretta, “Analisi statistica degli eventi estremi”, [PDF], [https://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2F978-88-470-1079-6\\_3.pdf](https://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2F978-88-470-1079-6_3.pdf) (Ultimo accesso: 26/09/2021)

Studio tecnico Ing. Mauro Gattone, video-ispezioni di fognature, canne fumarie, tubazioni e cavedi, Video-ispezioni con periscopio, <http://www.videoispezionicannefumarie-mg.it/index.php?fbl=a5&eng=Area4&idm=5> (Ultimo accesso: 18/10/2021)

Tecno Dit SNC, Ricerche perdite idriche e risanamenti non distruttivi, video-ispezioni tubi e condotte, [https://www.tecnodit.it/videoispezioni\\_condotte.html](https://www.tecnodit.it/videoispezioni_condotte.html) (Ultimo accesso: 18/10/2021)

Timberlake Matt, “Pipe Bursting Various Types Of Pipes”, underground Construction, Giugno 2011, Vol. 66, No. 6. <https://ucononline.com/magazine/2011/june-2011-vol-66-no-6/features/pipe-bursting-various-types-of-pipes> (Ultimo accesso: 27/09/2021)

Tortorelli Mauro, “Progettazione della rete di fognatura bianca a servizio del piano urbanistico attuativo da edificare in via del Giglio in comune di Padova (PD), Valutazione della compatibilità idraulica”, [PDF], Comune di Padova, 2014. [https://www.padovanet.it/urbanistica/Pua%20anno%202019/Pua\\_via\\_del\\_Giglio/ALL.%20G.0%20-%20PARERI%20SERVIZI%20A%20RETE-signed.pdf](https://www.padovanet.it/urbanistica/Pua%20anno%202019/Pua_via_del_Giglio/ALL.%20G.0%20-%20PARERI%20SERVIZI%20A%20RETE-signed.pdf) (Ultimo accesso: 26/09/2021)