

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

D I C A M

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA IN IDROLOGIA SOTTERRANEA LS

**ANALISI E SIMULAZIONE NUMERICA DEL
SISTEMA FOGNARIO DI UNA PARTE
DELLA CITTÀ DI RAVENNA**

Tesi di:

SARA SIMONA CIPOLLA

Relatore:

Prof.Ing. MARCO MAGLIONICO

Correlatore:

Ing. EMANUELE GALLONI

Anno Accademico 2010-2011

Sessione I

*A mio padre e mia madre, per avermi sempre
aiutata e incoraggiata.*

1	SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO	9
1.1	CARATTERISTICHE DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO	12
1.2	RETE FOGNARIA E BACINI IDROGRAFICI	13
1.3	SISTEMI UNITARI E SEPARATI.....	14
1.4	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA DELLE RETI.....	17
1.5	CORRETTA GESTIONE DELLE RISORSE IDRICHE	19
1.6	ACCORGIMENTI URBANISTICI	21
2	ANALISI IDRAULICA DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO	22
2.1	ANALISI IDRAULICA TRADIZIONALE	24
2.2	L'ANALISI IDRAULICA CON MODELLI ATTI ALLA VALUTAZIONE DEI FENOMENI DI PROPAGAZIONE IN RETE	26
3	INFOWOKS™ CS 9.5	30
3.1	IL DATABASE E LE CARTELLE DI LAVORO.....	32
3.2	LE RETI.....	33
3.3	GRUPPO DI DATI	35
3.4	OGGETTI O CAMPI IN INFOWORKS CS	37
3.4.1	<i>Nodi</i>	37
3.4.2	<i>Rami</i>	38
3.4.3	<i>Condotti</i>	39
3.4.3.1	<i>Soglie</i>	40
3.4.3.2	<i>Pompe</i>	41
3.4.4	<i>Sottobacini, Superfici scolanti, Uso del Suolo</i>	42
3.5	GLI EVENTI DI PIOGGIA E GLI SCARICHI CIVILI	47
3.6	MODELLAZIONE QUANTITATIVA	49
3.7	CALCOLO DELLE GRANDEZZE IDRAULICHE	53
3.8	MODELLAZIONE QUALITATIVA	56
3.9	LE SIMULAZIONI.....	63
4	IL SISTEMA FOGNARIO DI RAVENNA	68
4.1	RAVENNA.....	69
4.2	STRUTTURA DELLA RETE FOGNARIA DEL COMUNE DI RAVENNA	70
4.3	STRUTTURA DELLA RETE FOGNARIA DELLA CITTÀ DI RAVENNA.....	75
4.4	IMPIANTI IDROVORI	77
4.4.1	<i>Impianto idrovoro Bidente</i>	77
4.4.2	<i>Impianto idrovoro Pirano</i>	79
4.4.3	<i>Impianto Idrovoro Portorose</i>	80
4.4.4	<i>Impianto Idrovoro Fiumi Uniti</i>	82
4.5	IMPIANTO DI DEPURAZIONE RAVENNA CITTÀ.....	83

5	COMPARTO NORD DELLA CITTÀ DI RAVENNA	90
5.1	GEOMETRIA DELLA RETE DI DRENAGGIO	91
5.2	IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO	95
5.2.1	<i>Impianto di sollevamento Rotta</i>	97
5.2.2	<i>Impianto di sollevamento Vicoli</i>	100
5.2.3	<i>Impianto di sollevamento Badiali</i>	104
5.2.4	<i>Impianto di sollevamento Cavina</i>	107
5.2.5	<i>Impianto di sollevamento San Michele 4</i>	107
5.3	IMPIANTO IDROVORO NORD CITTÀ	111
5.3.1	<i>Idrovore per acque piovane</i>	119
5.4	IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE NERE	124
5.5	TELECONTROLLO IDROVORO NORD CITTÀ	125
5.5.1	<i>Componenti principali dell'impianto</i>	125
5.5.2	<i>Funzionamento impianto</i>	126
6	ACQUISIZIONE DATI PER IL MODELLO IDRAULCO	128
6.1	ACQUISIZIONE DATI TOPOGRAFICI	129
6.1.1	<i>Sistema di drenaggio</i>	129
6.1.2	<i>Foto aerea della città di Ravenna</i>	134
6.1.3	<i>Base cartografica della città di Ravenna</i>	135
6.1.3.1	Grafo	135
6.1.3.2	Bordi-strada	136
6.1.3.3	Edifici	137
6.1.3.4	Civici	138
6.1.3.5	Uso del suolo	139
6.1.3.6	Idrografia	140
6.2	ACQUISIZIONE DATI IDROLOGICI	141
6.2.1	<i>Definizione delle curve di possibilità pluviometrica</i>	141
6.2.2	<i>Ietogrammi di progetto</i>	145
6.2.2.1	<i>Ietogramma Chicago</i>	146
6.3	PORTATA DI TEMPO SECCO	150
7	MODELLO IDRAULCO COMPARTO NORD	152
7.1	IMPORTAZIONE ED ELABORAZIONE DATI	153
7.1.1	<i>Dati di rete</i>	154
7.1.2	<i>Caricamento e salvataggio sfondi</i>	155
7.1.3	<i>Supervisione della rete</i>	157
7.1.4	<i>Inserimento organi speciali</i>	157
7.1.5	<i>Creazione di Sottobacini</i>	160
7.1.6	<i>Scarichi civili</i>	162

7.1.7	<i>Validazione del modello</i>	164
7.1.8	<i>Modello della rete Ravenna Comparto Nord</i>	164
7.2	ESECUZIONE DI UNA SIMULAZIONE	166
7.3	SIMULAZIONI.....	168
7.4	ANALISI DELLE CRITICITÀ IDRAULICHE DELLA RETE	169
7.4.1	<i>Simulazione di tempo secco</i>	169
7.4.2	<i>Simulazioni con eventi di pioggia sintetici</i>	173
7.4.2.1	Simulazione 5	174
7.4.2.2	Simulazione 7	181
7.4.2.3	Simulazioni 7	190
7.4.2.4	Simulazione 8	201
7.5	CONCLUSIONI	208

INTRODUZIONE

La presente tesi di laurea nasce dalla collaborazione del Dicam dell'Università degli Studi di Bologna e di Hera Ravenna s.r.l., Azienda Multiutility responsabile della progettazione e della gestione dei servizi idrici, tra cui l'efficienza delle reti fognarie del territorio ravennate. Lo studio, mira all'analisi del sistema di drenaggio urbano della città di Ravenna, attraverso la costruzione di un modello numerico.

La creazione di tale strumento matematico è necessaria a:

- Monitorare la situazione attuale della rete;
- Evidenziare le criticità presenti;
- Possedere uno strumento efficace che fornisca rapidamente una risposta oggettiva su possibili interventi progettuali.
- Ottimizzare sia dal punto di vista gestionale che energetico la rete;

Il lavoro si articola in più stadi, ciascuno dei quali propedeutico a quello successivo.

Nella prima fase si sono studiate le caratteristiche dei sistemi di drenaggio urbano, descrivendo gli schemi progettuali e gestionali attualmente utilizzati in Italia e all'estero.

Si è passati dall'analisi idraulica tradizionale dei sistemi di drenaggio urbano all'analisi idraulica con modelli idraulici.

Nei modelli, la rete è suddivisa in un numero di tronchi per ognuno dei quali è individuato un sottobacino tributario. Per ogni sottobacino, il modello calcola, previa valutazione delle perdite idrologiche, l'idrogramma di piena che si forma sulla superficie dello stesso e che costituisce l'ingresso (puntuale o distribuito) per il relativo tronco. Il modello, sulla base della geometria della rete e degli idrogrammi in ingresso ai singoli tronchi, calcola poi la propagazione della piena nelle varie aste della rete.

Tra i software in commercio si è deciso di utilizzare InfoWorksTM CS della HR Wallingford, in cui il calcolo idrologico e idraulico a moto vario mono o bidimensionale sono completamente integrati in un unico ambiente di lavoro.

La seconda fase dello studio, incentrata sul sistema di drenaggio urbano della città di Ravenna, è finalizzata all'acquisizione di dati, informazioni, caratteristiche dei manufatti, cartografia di base, schemi progettuali e impiantistici, nell'ottica della comprensione attuale di funzionamento della rete.

Le informazioni sono state reperite dai seguenti uffici:

- Uffici Tecnici Comunali: acquisizione della cartografia di base, dei piani regolatori e degli studi pregressi;
- Hera: acquisizione del rilievo topografico, dello schema della rete, di parte della cartografia, degli impianti idraulici presenti nella rete e dei dati derivanti dal telecontrollo;
- Arpa Emilia Romagna – Servizio Idrometeorologico: acquisizione dati pluviometrici ed idrologici d’interesse per il seguente studio.

La definizione dello schema attuale di funzionamento della rete di smaltimento è avvenuta in collaborazione con l’azienda Hera; ciò ha permesso l’individuazione dello schema di flusso, dei versi di percorrenza dei collettori primari e secondari e delle connessioni principali, unitamente agli impianti idrovori e ad altri manufatti idraulici presenti in rete.

La definizione delle condizioni al contorno di tipo pluviometrico, di utilizzo nel modello numerico di simulazione, realizzato nella fase successiva, è stata effettuata mediante l’analisi dei dati di pioggia registrati presso la stazione di misura Ravenna Urbana, installata nel bacino in esame. Ulteriori dati di precipitazione sono stati forniti da Hera Ravenna che dispone di pluviografi, le cui misure sono associate ai dati del telecontrollo degli impianti.

L’ultima fase dello studio consiste nella realizzazione del modello mediante il software InfoWorks CS e nell’individuazione delle criticità della rete, in funzione dei vari scenari proposti nelle simulazioni.

CAPITOLO 1

SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO

La denominazione sistema di drenaggio urbano è oggi sempre più frequentemente adottata in luogo del tradizionale termine fognatura, quasi a rispecchiare il sostanziale cambiamento che queste opere hanno subito nel recente periodo. Nel passato, infatti, il compito delle fognature era allontanare dalle zone urbanizzate le precipitazioni e le acque reflue, con i relativi carichi inquinanti, per recapitarle in corpi idrici riceventi che risultavano in generale non ancora compromessi dai fenomeni di degrado qualitativo. Esse erano pertanto essenzialmente costituite da reti unitarie di condotte, le cui dimensioni venivano contenute nel procedere verso valle tramite l'adozione di manufatti scolmatori, intesi a sfiorare laddove possibile i deflussi di piena verso canali e corsi d'acqua circostanti. Il controllo dell'inquinamento indotto sull'ambiente era in pratica affidato alla diluizione del carico inquinante, quasi sempre garantita in seno ai riceventi in corrispondenza dei recapiti e degli organi di sfioro. La situazione è purtroppo da allora profondamente mutata, tanto da essere oggi divenuta assai critica per via di molteplici cause come:

- 1) la realizzazione di nuove aree urbane, talvolta poco meditata nelle ripercussioni idrauliche, ha portato maggior carico alle reti preesistenti, che hanno assunto, per via delle successive estensioni, configurazioni poco razionali, spesso idraulicamente insufficienti e di gestione difficoltosa;
- 2) lo sviluppo delle attività nelle aree servite ha comportato un aumento dei carichi inquinanti e una loro maggiore varietà (scarichi di origine non civile, inquinamento diffuso conseguente alla deposizione atmosferica e al traffico veicolare);
- 3) la qualità delle acque nei riceventi si è andata via via deteriorando, spesso in modo molto grave, per cui l'immissione di ulteriori carichi inquinanti può essere facilmente causa di acuti stati di crisi.

La situazione in atto può essere affrontata con qualche speranza di successo solo se la si analizza con una nuova ottica, più sensibile agli aspetti di salvaguardia dell'ambiente, più lungimirante e capace d'integrare i dispositivi tecnici tradizionalmente presenti nelle fognature (scaricatori) con quelli che la tecnica ha approntato per far fronte alle nuove emergenze (vasche di accumulo delle prime piogge per il controllo qualitativo dei deflussi, vasche di laminazione per il controllo quantitativo dei deflussi, impianti di sollevamento, manufatti d'interconnessione fra reti diverse, impianti per il trattamento dei reflui, e così via) in un vero sistema di drenaggio urbano, che non di rado è opportuno assuma una dimensione consortile.

Un sistema di drenaggio urbano è costituito dalle opere di raccolta ed immissione delle acque meteoriche e reflue nei collettori stradali, dalla rete di drenaggio propriamente detta, dagli eventuali manufatti di controllo idraulico ed ambientale.

1.1 CARATTERISTICHE DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO

Un sistema di drenaggio urbano è dunque costituito dall'insieme delle opere di raccolta e immissione delle acque meteoriche e reflue nei collettori stradali, dalla rete composta da questi ultimi, dagli eventuali manufatti di controllo idraulico e ambientale (vasche volano e di accumulo delle prime piogge), dai sollevamenti, dai manufatti di scarico, e, infine, dagli impianti di trattamento dei reflui. Tutto il sistema deve essere concepito in modo unitario e coerente, per non incorrere nelle ben note gravi disfunzioni che emergono quando la rete e l'impianto di depurazione sono concepiti, progettati e realizzati indipendentemente l'una dall'altro. In particolare, le caratteristiche qualitative dei liquami adottati all'impianto presentano valori medi e variabilità strettamente legate alla tipologia della rete fognaria, che è difficilmente modificabile, poiché spesso è il risultato della sovrapposizione di successivi interventi messi in atto durante l'intero periodo in cui si è sviluppato il centro abitato.

1.2 RETE FOGNARIA E BACINI IDROGRAFICI

Il drenaggio del territorio urbano effettuato da una rete fognaria sostituisce o si sovrappone al drenaggio naturale delle acque meteoriche preesistente all'urbanizzazione. È molto importante analizzare attentamente la natura orografica, idrografica e geomorfologica del territorio allo scopo di riconoscere i meccanismi naturali di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche. Ciò consente sia di disegnare una nuova rete fognaria in modo il più possibile coerente con le pendenze naturali del terreno, sia di evitare che essa abbia inaccettabili interconnessioni con il reticolo naturale. Infatti la rete fognaria non dovrebbe mai raccogliere le acque naturali circolanti nei corsi d'acqua superficiali e/o nel sottosuolo, non essendo generalmente accettabili i conseguenti sovraccarichi idraulici dei collettori nonché la penalizzazione dell'impianto, di depurazione legata all'eccessiva diluizione dei liquami. Per di più il collettamento di corsi d'acqua naturali all'interno della rete fognaria può indurre gravi problemi di funzionalità e conservazione nel tempo dei condotti per effetto dei sedimenti solidi normalmente veicolati dai corsi d'acqua stessi. In sintesi, il sistema fognario deve essere completamente indipendente dal reticolo naturale, con particolare attenzione ai punti di scarico che devono essere realizzati con manufatti scaricatori idonei a consentire esclusivamente lo sversamento nei ricettori delle portate meteoriche e/o reflue (previo trattamento depurativo), senza pericolo di rientri in fognatura provocati da situazioni di rigurgito idraulico.

1.3 SISTEMI UNITARI E SEPARATI

I sistemi di drenaggio urbano sono usualmente classificati in sistemi unitari e sistemi separati. Nei primi, di gran lunga più frequenti a livello mondiale e in Italia, i collettori convogliano sia le acque reflue civili e industriali (queste ultime eventualmente pretrattate), sia, in occasione delle precipitazioni, le acque meteoriche. Nei sistemi separati, invece, le acque reflue sono convogliate in collettori distinti da quelli destinati alle acque meteoriche.

Nei sistemi unitari i collettori sono dimensionati in base alle portate meteoriche, che risultano nettamente prevalenti rispetto a quelle reflue in occasione dei massimi eventi di progetto. Poiché la durata dei periodi piovosi è contenuta, per la maggior parte del tempo i collettori sono interessati dalle sole acque nere, con frequenti problemi di velocità troppo esigua, e conseguente possibilità di sedimentazione di solidi e d'insorgere di fenomeni anaerobici putrefattivi. D'altra parte, i sistemi unitari godono del frequente lavaggio operato spontaneamente nei periodi piovosi dalle acque meteoriche. Mediamente, quindi, una fognatura unitaria dotata di normali pendenze si mantiene abbastanza pulita, pur essendo il movimento dei reflui inquinanti verso l'impianto di depurazione caratterizzato dalla sovrapposizione di un moto pressoché uniforme nei periodi di tempo secco e di successive ondate nere in occasione dei lavaggi operati dalle portate meteoriche sulle superfici stradali e nei condotti fognari. Poiché l'impianto di depurazione può accettare in ingresso portate di poco superiori a quelle nere medie di tempo secco, il superamento deve essere sfiorato direttamente nei corpi idrici ricettori per mezzo di appositi manufatti sfioratori o scaricatori, posti lungo la rete ovunque sia possibile lo scarico in un idoneo ricettore (scaricatori di alleggerimento) o comunque all'ingresso del depuratore. Ne consegue che pervengono all'impianto, e possono quindi esservi trattate, le portate miste nere e bianche, normalmente definite nere diluite, che non superano i livelli di sfioro fissati negli scaricatori. Le portate di supero da recapitare nei ricettori dovrebbero essere definite in base alle condizioni idrauliche e biochimiche del ricettore (in base ai cosiddetti stream standard), in modo da garantire che la diluizione da questo assicurata possa condurre alla stabilizzazione degli inquinanti in tempi e spazi accettabili. Tuttavia, senza ricorrere a studi specifici per i singoli ricettori, la normale prassi progettuale e le normative del settore (ancorché differenti nei diversi Paesi, e per l'Italia differenti da regione a regione) prevedono generalmente che le portate nere diluite siano commisurate a 2,5-5 volte le portate nere medie; ne consegue che entreranno nell'impianto portate di prima pioggia pari a 1,5-4 volte le portate nere medie, con un benefico effetto ambientale legato a tale componente di trattamento depurativo. Allo scopo d'incrementare

ulteriormente tale beneficio, in molti Paesi sviluppati, e anche in Italia, è molto attuale l'adozione nelle reti fognarie unitarie di invasi aggiuntivi, o l'utilizzazione spinta dell'invaso interno delle canalizzazioni, onde trattenere temporaneamente e poi immettere verso la depurazione l'aliquota più inquinata delle acque meteoriche (cosiddette " acque di prima pioggia"), evitandone lo scarico. Numerose esperienze dimostrano infatti l'elevato contributo inquinante delle acque meteoriche scorrenti sulle normali superfici strasali urbane, ancor prima che esse siano immesse nella rete fognaria.

Nei sistemi separati i collettori destinati alle sole acque meteoriche hanno dimensioni pressoché identiche a quelle di una corrispondente rete unitaria, ma, essendo percorsi solo saltuariamente da portate meno aggressive di quelle reflue, possono essere realizzati con materiali meno pregiati di quelli dei sistemi unitari, e ancor più di quelli esclusivamente neri. La rete nera, che ha sezioni di dimensione relativamente modesta, presenta solitamente significative difficoltà di autopulizia, soprattutto nei centri urbani pianeggianti, legate all'assenza di lavaggio da parte delle acque meteoriche. Nelle normali realizzazioni la rete bianca scarica direttamente nei ricettori, senza separare le portate di prima pioggia che per il dilavamento delle superfici stradali presentano usualmente, come già detto, contenuti inquinanti non trascurabili. L'adozione di un sistema separato è evidentemente favorevole nei confronti dell'impianto di depurazione poiché le portate ad esso addotte sono solo quelle nere, con caratteristiche più concentrate e costanti. Ma dal punto di vista ambientale, tale sistema è oggi solitamente accettato, anzi consigliato, solo se il centro urbano è destinato a uso esclusivamente residenziale; laddove, invece, sono anche presenti attività commerciali, artigianali e industriali, il conseguente inquinamento delle superfici stradali dovrebbe indurre a dotare la rete bianca di scaricatori del tutto analoghi a quelli delle reti unitarie, allo scopo d'inviare alla depurazione anche le prime piogge. In questi ultimi casi, quindi, si attenua decisamente la differenza tra sistemi unitari e separati nei confronti dei depuratori. Peraltro, nel caso di comprensori fortemente industrializzati, nei quali le acque reflue di tempo asciutto possono essere decisamente caratterizzate dalle acque dei processi produttivi (ancorché compatibili ai sensi di Legge, o rese tali mediante pretrattamenti, con le normali acque reflue urbane), l'adozione di un sistema separato può risultare consigliabile, per evitare di degradare ulteriormente le acque meteoriche con sostanze nocive o tossiche che inevitabilmente sarebbero poi scaricate nei ricettori. Poiché l'inquinamento delle acque meteoriche avviene principalmente ad opera del dilavamento delle superfici viarie e non dei tetti, in entrambi i casi di sistema unitario e separato è generalmente consigliata l'adozione, ove possibile, di una separazione parziale delle acque meteoriche dei tetti, separazione da attuare a monte delle reti fognarie vere e proprie, incentivando, soprattutto nelle aree di nuova urbanizzazione ove gli

impianti interni sono da realizzare ex-novo, lo scarico delle acque meteoriche raccolte dai tetti, o da altre superfici del bacino non suscettibili di essere inquinate con sostanze pericolose, o verso suoli permeabili o verso il sottosuolo per mezzo di appositi pozzi perdenti o verso vicini ricettori superficiali. Per reti di uguale estensione il costo di costruzione del sistema separato è nettamente superiore a quello del sistema unitario. Ma ancora maggiore è il suo costo di gestione. Infatti, è dimostrato che i vantaggi derivanti dalla separazione sono rapidamente vanificati dalla presenza, anche percentualmente modesta, di collegamenti di scarichi neri nei collettori bianchi, ovvero di pluviali, caditoie stradali o di altre acque di drenaggio nei condotti neri. Garantire che questi non avvengano è molto difficile per il gestore, dal momento che per l'esecutore privato dell'allacciamento è spontaneo cercare di raggiungere il condotto più vicino; inoltre, le due reti devono essere separate fin dagli impianti interni alle proprietà private, non avendo ovviamente senso che qualche significativa componente pubblica o privata del sistema resti unitaria. Per gli stessi motivi, una separazione completa ed effettiva di reti attualmente unitarie presenta gravissime difficoltà tecniche e amministrative, anche per l'inevitabile vasto contenzioso giudiziario che può derivarne; una decisione di tal tipo dovrebbe quindi essere presa solo in presenza di vantaggi ambientali decisivi e preponderanti. Sintomatiche sono a questo proposito le direttive recentemente adottate dalla Regione Lombardia per la redazione del Piano Regionale di Risanamento delle Acque nei riguardi del settore delle pubbliche fognature. Esse prevedono il mantenimento dei sistemi esistenti, unitario separati che siano, e l'adozione di fognature separate solo per le aree di futura urbanizzazione e a uso esclusivamente residenziale; inoltre, tutte le fognature esclusivamente pluviali relative ad aree non esclusivamente residenziali dovranno essere dotate di manufatti scaricatori, al fine di convogliare alla depurazione anche le prime acque di pioggia, analogamente a quanto avviene per le reti unitarie.

1.4 CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA DELLE RETI

La configurazione planimetrica delle reti dipende dalle condizioni locali: tipo e ubicazione del (o dei) ricettori, livello di trattamento necessario, possibilità di mantenere in servizio la rete esistente tramite eventuali interventi di riabilitazione, altimetria e morfologia del centro urbano, ecc. Per quanto riguarda i collettori principali, si possono essenzialmente individuare due configurazioni elementari [Margaritora, 1993]:

1) la configurazione perpendicolare, adatta per centri urbani degradanti abbastanza uniformemente verso un corso d'acqua o verso un litorale lacuale o marino, in cui la disposizione del reticolo stradale consente questo tipo di assetto; i collettori principali scendono lungo la linea di massima pendenza, ottenendo così la massima economia nelle dimensioni, mentre il collettore intercettore o derivatore corre parallelamente al ricettore, fino all'impianto di depurazione; se il sistema è unitario, al termine dei collettori principali prima della loro confluenza nel derivatore sono inseriti i manufatti scaricatori, se il sistema è invece separato, i collettori principali della rete bianca sboccano direttamente nel ricettore, mentre i collettori della rete nera si collegano all'intercettore; qualora si sia deciso di depurare anche le prime acque di pioggia, lo scarico nel ricettore dei principali collettori bianchi viene presidiato da manufatti scaricatori, atti a deviare verso l'intercettore le portate di prima pioggia;

2) la configurazione a ventaglio, in cui collettori principali confluiscono in un unico punto da cui si diparte il collettore derivatore verso l'impianto di depurazione; in corrispondenza di tale punto è localizzato lo scaricatore, se il sistema è unitario o separato con necessità di controllo depurativo anche delle prime piogge, se invece il sistema è separato semplice, da tale punto inizia l'emissario finale per lo scarico diretto nel ricettore di tutte le acque meteoriche. Ovviamente, nei casi specifici la configurazione della rete può risultare composta da entrambe le configurazioni elementari descritte, ovvero possono presentarsi casi intermedi.

La configurazione dei collettori minori, affluenti dei principali, può a sua volta essere:

- a) a pettine;
- b) a doppio pettine;
- c) ortogonale.

Qualora il centro urbano sia molto esteso e/o dotato di ricettori molteplici, può aversi la coesistenza di diverse reti semplici a comporre un sistema multiplo, che può essere:

→ a configurazione radiale, in cui il sistema è suddiviso in più sottosistemi, ciascuno dei quali può differire per la configurazione planimetrica della rete; la centralizzazione della

depurazione in un unico impianto, ottenuta attraverso il prolungamento dei collettori derivatori intercettanti tutti i sottosistemi, è generalmente perseguita per la maggiore affidabilità degli impianti di maggior dimensione e per diminuire i costi di gestione.

Tuttavia, le caratteristiche orografiche e la configurazione della rete possono talvolta consigliare di frazionare la depurazione in più impianti;

→ a terrazze, in cui la natura orografica dei siti impone di suddividere il sistema in più sottosistemi, ciascuno a servizio di una zona a quota diversa e dotato di una configurazione sua propria.

1.5 CORRETTA GESTIONE DELLE RISORSE IDRICHE

Va ricordato che oggi le problematiche ambientali rendono necessario l'inquadramento dei sistemi di drenaggio urbano nel più generale contesto della corretta protezione e gestione delle risorse idriche superficiali e sotterranee. Allorché il ricettore terminale sia costituito da un lago a debole ricambio idrico, occorre ricercare un difficile compromesso tra il desiderio di escludere dal lago ogni forma di inquinamento, e la necessità di non ridurre gli apporti meteorici naturali; il primo aspetto consiglierebbe di allontanare dal lago sia gli scarichi neri che quelli di prima pioggia, il secondo consiglierebbe di non allontanare dalla depurazione le acque di prima pioggia. La soluzione ottimale consiste nell'adottare un sistema separato, che offre una maggiore garanzia di escludere completamente dallo scarico qualsiasi componente nera, con un impianto di depurazione situato a valle del lago, ove cioè l'effluente, ancorché trattato, non possa pregiudicare l'equilibrio ecologico del lago stesso. Una rete bianca dotata di scaricatori atti ad avviare le acque di prima pioggia verso un secondo specifico impianto di trattamento, ubicato in riva al lago, provvederà a non escludere da questo i corrispondenti flussi meteorici. La necessità di ridurre di numero e di entità gli sfioramenti nei ricettori induce poi a realizzare manufatti sfioratori con adiacenti vasche di accumulo temporaneo delle acque di pioggia, onde poter avviare alla depurazione una maggiore aliquota di acque meteoriche. Analogamente, la necessità di ridurre l'entità delle portate massime meteoriche scaricate nei riceventi, la cui situazione idraulica è sempre più precaria per via dell'incessante sviluppo urbanistico, lascia prevedere una larga diffusione di vasche volano, atte a evitare ulteriori sovraccarichi idraulici nei ricettori e a preservare le reti fognarie preesistenti dalle nuove portate meteoriche addotte da nuove urbanizzazioni. L'adozione di vasche di accumulo delle prime piogge e di vasche volano può essere limitata nei sistemi fognari di maggiori dimensioni utilizzando i notevoli volumi d'invaso propri dei grandi collettori, ovvero, laddove possibile, tramite l'adozione di condotti diversivi interni alla rete. Nel primo caso apposite paratoie mobili, dotate di comando asservito in tempo reale al grado di riempimento del tratto a monte del grande collettore nel quale sono inserite, restano normalmente parzializzate, in modo da lasciar defluire solo le portate nere diluite; quando poi l'evento meteorico induce portate di pioggia tali da far raggiungere un preassegnato livello di riempimento del collettore a monte, le paratoie si aprono, ripristinando la piena conducibilità idraulica del condotto. Questa gestione ottimizzata, in tempo reale, degli invasi propri della rete si dimostra molto efficace soprattutto per ridurre in modo deciso l'impatto ambientale legato, come già esposto, ai troppo frequenti eventi di sfioramento nei ricettori. Analogo

risultato può essere ottenuto, laddove la struttura della rete lo consenta, realizzando condotti diversivi interni alla rete, che mettano in connessione i rami terminali di bacini urbani di differente dimensione e/o pendenza, al fine di smorzare il colmo degli idrogrammi di piena scolmando le portate in eccesso verso condotti, auspicabilmente contigui, caratterizzati da differenti tempi di formazione delle piene. I provvedimenti descritti possono ben integrarsi fra loro in una logica di gestione ottimizzata in tempo reale delle reti.

Si può infine citare la riutilizzazione a scopo industriale o agricolo delle acque reflue trattate, previo eventuale trattamento terziario, pratica che viene oramai normalmente indicata come una misura per riequilibrare i bilanci idrici di aree deficitarie, o comunque per la riduzione dei prelievi di risorse potabili o facilmente potabilizzabili.

1.6 ACCORGIMENTI URBANISTICI

Si farà ora sommariamente cenno ad alcuni semplici provvedimenti che possono avere ripercussioni assai benefiche sul dimensionamento e il funzionamento delle reti di deflusso urbano, e che vanno concepiti fin dalla fase di pianificazione urbanistica delle aree da servirsi al fine di poter intervenire in modo diffuso sulle caratteristiche d'infiltrazione e d'invaso del bacino. A questa logica che opera quanto più possibile all'origine del fenomeno da controllare si riconducono provvedimenti talvolta molto semplici, quali:

- a) la limitazione del grado d'impermeabilità dei suoli;
- b) la scelta oculata dei percorsi dei deflussi superficiali;
- c) la dispersione in falda (laddove possibile) dei deflussi provenienti dai tetti;
- d) la realizzazione d'invasi diffusi su tetti, parcheggi, cunette stradali;
- e) l'adozione di pavimentazioni porose, fino a giungere alla realizzazione delle cosiddette reti duali, ovvero costituite da una rete tradizionale sotterranea affiancata da una seconda rete di deflusso superficiale, progettata per intervenire in modo previsto e controllato solo in occasione di eventi particolarmente gravosi.

CAPITOLO 2

ANALISI IDRAULICA DEI SISTEMI DI **DRENAGGIO URBANO**

Nella pratica professionale, capita sovente di dover effettuare calcoli di verifica su reti fognarie esistenti che, per carenze progettuali o per le mutate condizioni in cui si trovano ad operare rispetto a quelle previste in fase di progetto, presentano problemi funzionali che occorre diagnosticare e per i quali occorre individuare i rimedi. Questi problemi sono in genere connessi a insufficienze dimensionali determinate da un aumento imprevisto dell'estensione e del grado d'impermeabilizzazione del bacino sotteso, ma, almeno in parte, sono attribuibili anche alla sottostima delle portate di progetto insita nei metodi di calcolo tradizionali fino a poco tempo fa adottati per il dimensionamento delle reti (Artina e altri, 1994).

Il superamento delle portate di progetto comporta conseguenze diverse dipendentemente dai margini di sicurezza connessi con il franco adottato dal progettista nella scelta della sezione idraulica e dall'entità dell'innalzamento che la linea piezometrica può assumere senza intersecare il piano stradale quando la corrente, avendo riempito completamente la condotta, si trasforma in corrente in pressione. In molti casi, fortunatamente, i margini di sicurezza sono tali da consentire il trasporto in pressione, senza che l'utenza se ne accorga, di portate molto più grandi rispetto a quelle di progetto. In altri casi, invece, i margini di sicurezza adottati dal progettista e/o legati alla specifica altimetria sono talmente esigui che anche piccoli superamenti delle portate di progetto determinano allagamenti di aree pubbliche e private con conseguenti danni e disagi per la popolazione. E' questa una situazione abbastanza tipica nelle zone di pianura dove la necessità di recapitare a gravità le portate pluviali in corpi ricettori piuttosto superficiali non consente di approfondire in modo adeguato le condotte fognarie rispetto ai piani stradali, così che, non appena la corrente riempie completamente la condotta e assume i caratteri di una corrente in pressione, un piccolo aumento della portata determina un innalzamento della linea piezometrica tale da far uscire l'acqua dalle caditoie o addirittura dai pozzetti di ispezione. Queste situazioni possono essere ulteriormente aggravate da problemi di rigurgito determinati dai corpi ricettori, molto spesso sovraccaricati da altri sistemi fognari che vi recapitano, sia a monte che a valle. Ulteriori problemi sono poi spesso legati alla presenza di manufatti di curva o di confluenza che, se mal progettati o costruiti, determinano elevate perdite di carico localizzate e a sensibili riduzioni delle sezioni utili causate dalla presenza di materiali che si depositano e si consolidano nel tempo per via di tratti che, per errori costruttivi, presentano una pendenza nulla o sono addirittura acclivi nel verso del moto. I problemi sopra esposti possono avere le connotazioni più varie e si possono presentare con una notevole varietà di combinazioni, il cui effetto sulle modalità di smaltimento della piena non è di facile valutazione.

2.1 ANALISI IDRAULICA TRADIZIONALE

L'analisi tradizionale, per la risoluzione di problemi di verifica di reti esistenti, prevede metodologie molto simili a quelle adottate in fase di progetto, basate sull'impiego di un *modello idrologico* che ha il compito di fornire, per i vari tronchi della rete, le portate di verifica (associate a un prefissato tempo di ritorno) e di un *modello idraulico* che ha invece il compito di valutare le prestazioni delle canalizzazioni nei confronti di queste portate.

Il calcolo idrologico si basa quasi sempre su semplici modelli concettuali (quali il modello dell'invaso lineare o il modello della corrivazione), che, nella maggior parte dei casi, sono usati con ulteriori ipotesi semplificative che consentono di giungere alle note formule per il calcolo diretto dei coefficienti idrometrici.

Il calcolo idraulico, analogamente a quanto viene comunemente fatto in fase di dimensionamento, è in genere sviluppato ipotizzando condizioni di moto uniforme e calcolando quindi, per le diverse sezioni di interesse, il tirante idrico connesso con la portata di verifica.

I metodi di calcolo così detti "semplificati" tradizionalmente impiegati per la definizione delle portate al colmo sono caratterizzati da una grave incertezza per quanto riguarda la corrispondenza fra il grado di rischio assunto a base del calcolo (attraverso la scelta della curva di probabilità pluviometrica) e l'effettiva probabilità di non superamento delle portate calcolate (Artina e altri,1994). Ciò è dovuto alle eccessive semplificazioni che stanno alla base di questi metodi, ma soprattutto al fatto che ai parametri dai quali le portate sono fatte dipendere sono attribuiti valori convenzionali non suffragati dal riscontro sperimentale, peraltro, fino a pochi anni fa impossibile per via della mancanza di osservazioni. Numerose recenti ricerche hanno evidenziato che l'utilizzo dei metodi "semplificati" tradizionali comporta il calcolo di portate di progetto caratterizzate da tempi di ritorno sensibilmente inferiori al tempo di ritorno che caratterizza la curva di probabilità pluviometrica assunta a base del calcolo stesso.

Invece, l'analisi idraulica sotto ipotesi di condizione di moto uniforme è risultata abbastanza aderente alla realtà in termini pratici, nel senso che i tiranti idrici calcolati si discostano poco da quelli che si presentano con l'assegnato tempo di ritorno, nonostante che l'esistenza del moto uniforme non si verifichi effettivamente nei collettori fognari. Però essa è completamente priva di significato laddove la rete presenti delle peculiarità geometriche (by-pass, strozzature, tratti acclivi nel verso del moto) e/o particolari condizioni di deflusso (rigurgiti, funzionamenti in pressione) e chiaramente manufatti e/o impianti fognari particolari, che richiedono una trattazione modellistica di tipo computazionale.

Per superare i limiti sopra accennati connessi con il calcolo in moto uniforme, talvolta, in alcuni studi di verifica di fognature esistenti, si procede ad una verifica idraulica attraverso il calcolo, sulla base delle portate di verifica, dei profili di moto permanente e delle cadenti piezometriche per i tronchi con funzionamento in pressione. Questo tipo di calcolo ha certamente il pregio, rispetto a quello che ipotizza il moto uniforme, di trattare la rete come un “sistema” le cui componenti interagiscono in base alle ben note leggi dell’idraulica. Con questo calcolo è quindi possibile tenere conto degli effetti di rigurgito creati dal corpo ricettore e dalle diverse singolarità presenti lungo la rete. Questo tipo di calcolo sarebbe però corretto se i fenomeni studiati fossero di natura stazionaria. In realtà, com’è ben noto, il fenomeno di piena che interessa la rete fognaria è un processo di moto vario che, soprattutto in occasione degli eventi più brevi ed intensi, è caratterizzato da una variabilità nel tempo piuttosto rilevante. Il calcolo di moto permanente sopra descritto comporta l’ipotesi che le portate al colmo (assunte a base della verifica), che in realtà si presentano nei vari tronchi in tempi diversi, siano contemporaneamente presenti in tutti i tronchi. Questa irrealistica assunzione comporta quindi una sopravvalutazione, la cui entità può essere anche molto grande a seconda dei casi, della sollecitazione a cui la rete è sottoposta in condizioni di piena [Ciaponi e Papiri, 2000].

2.2 L'ANALISI IDRAULICA CON MODELLI ATTI ALLA VALUTAZIONE DEI FENOMENI DI PROPAGAZIONE IN RETE

Come evidenziano diversi autori [Cunge e altri, 1980; Mignosa, 1987], in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi, il deflusso nella rete fognaria delle portate provenienti dal bacino è un fenomeno di moto vario, nell'ambito del quale si possono presentare le seguenti situazioni particolari:

- moto non concorde con la pendenza della canalizzazione (moto retrogrado);
- passaggio da moto subcritico a moto supercritico (e viceversa);
- passaggio da corrente a superficie libera a corrente in pressione;
- rigurgiti provocati da ostacoli o dalle condizioni di sbocco nel corpo idrico ricettore;
- effetti idraulici provocati da manufatti particolari quali scaricatori di piena, vasche di laminazione o di prima pioggia, paratoie automatizzate, stazioni di sollevamento;

In alcuni casi, il fenomeno è ulteriormente complicato per via della struttura della rete che presenta connessioni a maglia. Poiché in genere la geometria della rete fognaria è ben nota, il movimento dell'acqua con tutti i fenomeni connessi sopracitati può essere studiato con modelli idraulici basati sulle note equazioni di De Saint Venant, usate in forma completa o semplificata. Fra i principali modelli più impiegati nella pratica professionale si cita SWMM dell'EPA, il modello MOUSE del Danish Hydraulic Institute e il modello INFOWORKS CS della Wallingford Software Ltd.

Nell'uso di questi modelli, la rete è suddivisa in un certo numero di tronchi per ognuno dei quali è individuato un sottobacino tributario. Per ogni sottobacino, il modello calcola, previa valutazione delle perdite idrologiche, l'idrogramma di piena che si forma sulla superficie dello stesso e che costituisce l'ingresso (puntuale o distribuito) per il relativo tronco. Il modello, sulla base della geometria della rete e degli idrogrammi in ingresso ai singoli tronchi, calcola poi la propagazione della piena nelle varie aste della rete.

Data, per esempio, la notevole complessità del comportamento dello strato superficiale del suolo e la grande variabilità spaziale delle caratteristiche di infiltrabilità dei terreni, la perdita per infiltrazione sfugge ad una modellazione fisicamente basata e la sua valutazione è effettuata con modelli di tipo empirico (espressioni di Horton o di Holtan o il noto metodo CN) o semiteorico (espressioni di Philip o di Green-Ampt) che, previa valutazione dei valori di alcuni parametri, consentono stime mediate su superfici non troppo piccole. Anche le perdite per detenzione superficiale, benché dovute ad un fenomeno fisico molto semplice, presentano notevoli difficoltà

di modellazione, dovute al fatto che in ogni bacino sono presenti depressioni di diversa capacità sulla cui distribuzione, molto varia e incontrollabile, è possibile fare solo ragionevoli ipotesi. In alcuni modelli, le detenzioni superficiali sono tenute in conto ipotizzando che la loro altezza sia uniforme sul bacino; in altri modelli, più realisticamente, si suppone che le detenzioni siano distribuite casualmente e si assume che la loro altezza abbia una distribuzione di probabilità di tipo esponenziale [Tholin e Keifer, 1960].

Notevoli difficoltà si incontrano anche nella simulazione dei fenomeni che avvengono sulla superficie del bacino e che governano la trasformazione degli afflussi netti nelle portate entranti nella rete fognaria. Mediante l'utilizzo di modelli di tipo concettuale è possibile simulare tutti i complessi fenomeni di invaso e di trasferimento che avvengono sul bacino attraverso uno o più elementi concettuali (serbatoio, canale, falda, ecc.). Molti modelli, fra i quali Mouse, ad esempio, riproducono la formazione della piena nei sottobacini attraverso il metodo della corrivazione, previa definizione della curva aree/tempi [Ciaponi e Papiri, 2000].

In definitiva, quindi, solo la modellazione dei fenomeni di propagazione della piena in rete, fondata sulle equazioni di De Saint Venant, può essere considerata effettivamente di tipo “fisicamente basato”, dove per “*modello fisicamente basato*” si intende un modello in cui vengono studiati nel dettaglio i diversi fenomeni fisici, tenendo conto della loro variabilità spazio-temporale, e sono spesso basati, nell'ambito dei deflussi urbani, sia sulla legge di conservazione della massa sia sulla legge di conservazione della quantità di moto.

Si può inoltre affermare che quanto più il modello è fisicamente basato, tanto più i parametri da cui dipende assumono un preciso significato fisico e la bontà della simulazione è strettamente legata alla correttezza e completezza con cui il sistema è descritto; per contro, quanto più il modello si allontana da una base fisica per assumere i caratteri di un modello empirico o concettuale, tanto più diventa labile il significato fisico dei suoi parametri che assumono prevalentemente un significato modellistico. In questo caso, anche il sistema può essere descritto in termini approssimati e globali [Ciaponi e Papiri, 2000].

I parametri che caratterizzano il modello “idrologico” hanno un significato fisico labile, sarebbe opportuno che la definizione dei loro valori avvenisse attraverso procedure di calibrazione da effettuarsi, per ogni caso studiato, sulla base di dati pluviometrici e idrometrici misurati. Questi dati, non disponibili nella quasi totalità dei casi, possono essere ottenuti, per un numero anche piccolo di eventi, attraverso una apposita campagna di rilevazioni sperimentali, oppure, per le realtà territoriali dotate di un sistema di telecontrollo delle reti, mediante lo scaricamento dati del telecontrollo ed analisi di essi.

Il modello idraulico è invece affetto da minori incertezze, infatti i suoi parametri, essenzialmente legati alle perdite idrauliche distribuite e localizzate, assumono un preciso significato fisico e pertanto i loro valori possono essere definiti con gli usuali criteri e con le incertezze tipiche di qualsiasi calcolo idraulico.

In conclusione, il modello serve ad effettuare una diagnosi dei problemi che compromettono il regolare funzionamento idraulico della rete, valutando gli scenari di malfunzionamento (individuazione dei “colli di bottiglia del sistema”, degli allagamenti, errori impiantistici riguardanti paratoie e sollevamenti, ecc..) al fine di andare a definire interventi correttivi per valutare nel dettaglio scenari progettuali futuri, oltre a studiare scenari di ottimizzazione delle logiche gestionali e scenari ambientali (stima dei carichi sversati, evoluzione degli inquinanti in mare).

I principali interventi di tipo idraulico possono essere classificati come segue:

Interventi finalizzati alla riduzione delle portate massime che sollecitano le sezioni critiche della rete. Questi interventi, da attuarsi a monte delle sezioni critiche, possono consistere nella realizzazione di vasche di laminazione, di scaricatori di piena, di collegamenti idraulici per la diversione di parte delle portate verso zone del sistema meno sollecitate.

Interventi finalizzati all’adeguamento dimensionale e tipologico delle strutture, quali ad esempio la sostituzione di condotte sottodimensionate o la ricostruzione di pozzetti e manufatti che determinano sensibili rigurgiti a monte.

Interventi finalizzati a correggere gli effetti di rigurgito creati dal corpo idrico ricettore, quali ad esempio lo spostamento del recapito in altro corpo ricettore più adeguato, oppure la pulizia, ricalibrazione, correzione del profilo di fondo, rivestimento del fondo e delle pareti del canale ricettore oppure, ancora, la ricostruzione di manufatti presenti lungo il canale ricettore (ponti, attraversamenti, sifoni, ecc.) che determinano sensibili rigurgiti a monte.

Interventi finalizzati puramente all’eliminazione degli allagamenti, nelle cosiddette “zone basse”, mediante approfondimento di parte della rete fognaria e conseguente costruzione di impianto/i di sollevamento, che rilancino i reflui in altri punti della rete, alleggerendo la zona critica; in molti casi l’approfondimento parziale della rete può non avvenire. La regolazione dei flussi idraulici può essere realizzata con delle paratoie automatizzate secondo logiche di Real Time Control, le quali possono avere anche lo scopo di evitare funzionamenti rigurgitati nei collettori. Chiaramente l’ultima tipologia di interventi riportata risulta, nella pratica, strettamente correlata anche agli interventi presentati precedentemente.

CAPITOLO 3

INFOWOKSTM CS 9.5

InfoWorksTM CS è un software prodotto dalla HR Wallingford per la verifica e la progettazione di reti di fognatura urbana.

Infoworks è un software in cui il calcolo idrologico e idraulico a moto vario mono o bidimensionale sono completamente integrati in un unico ambiente di lavoro.

S'intende qui illustrare brevemente le caratteristiche del software, descrivendone l'impostazione d'interfaccia che si presenta all'utente nonché i modelli matematici di cui si avvale per calcolare la risposta del sistema.

InfoWorks è costituito da due applicazioni principali: l'Infoworks Administrator e l'InfoWorks applicativo principale. L'applicativo principale si utilizza per svolgere tutte le applicazioni di modellazione; l'Administrator serve per controllare e gestire l'organizzazione dei Database.

Infoworks lavora con un unico database centralizzato, con estensione IWM, in cui risiedono tutti i dati (ad esempio reti, dati di pioggia ecc.). generalmente si inseriscono in un unico database tutti i dati utilizzati per la modellazione, anche se facenti parte a progetti diversi. Questo database centralizzato può essere messo su un server e condiviso da più utenti. Ogni utente deve definire una sua "Local Root", generalmente situata nel disco fisso locale, necessaria per evitare di sovraccaricare, durante l'utilizzo dell'applicativo, la rete. Sulla Local Root InfoWorks scrive dei file temporanei che servono a diminuire il traffico di rete. La Local Root è una cartella creata dall'utente.

3.1 IL DATABASE E LE CARTELLE DI LAVORO

Per creare un database di lavoro sul quale generare cartelle di lavoro è necessario entrare nel “Database Administrator Program”, che è una sorta di project manager indipendente dal programma principale e che può essere avviato separatamente. Selezionando le voci opportune dei menu presenti, si crea, specificandone la localizzazione, un “Master Database” con file di estensione .iwm in cui saranno salvate tutte le informazioni relative al progetto. A questo punto si deve avviare il programma principale, scegliendo la voce “Seleziona Master Database” dal menu File e indicare il percorso corretto per individuarlo nella finestra di dialogo che compare; quest’operazione è fondamentale, perché tutto ciò che sarà creato da questo momento in poi sarà salvato nel Master Database.

Selezionato il database su cui s’intende lavorare si deve creare una “Cartella di lavoro” che comprenderà tutti gli elementi e le impostazioni utili per lo studio che si intende intraprendere. Il modo in cui i dati inseriti sono salvati segue un ordinamento gerarchico in cima al quale vi è appunto questa cartella: essa rappresenta un’area di accesso contenente tutti i dati necessari per lanciare simulazioni su una rete. Un Master Database può contenere diverse cartelle di lavoro e una stessa cartella può contenerne altre di livello inferiore al proprio interno.

3.2 LE RETI

Per introdurre nel programma le reti oggetto di studio esistono varie possibilità:

- il sistema può essere disegnato ex novo creando una nuova rete e utilizzando tutti gli strumenti messi a disposizione dal programma per disegnarla (si posizionano nodi, rami, sottobacini e così via);
- Il sistema può essere importato da diversi tipi di file (shp; dwg; etc) nella propria cartella di lavoro, successivamente si apportano le opportune modifiche e si aggiungono i dati necessari alla definizione degli elementi;

Il software consente dunque, sia l'importazione degli elementi componenti la rete che gli strumenti necessari alla composizione della simulazione quali: eventi di pioggia, scarichi civili, immissioni e altro.

Le reti, oggetto principale delle modellazioni, sono soggette ad un particolare tipo di protezione: al momento della loro importazione esse si trovano in uno stato di sola lettura. Per potervi effettuare modifiche si rende necessaria un'operazione di "Chek out", con cui il programma genera una copia editabile della rete, nella quale sarà possibile effettuare tutti i cambiamenti opportuni. Al termine delle modifiche e delle correzioni apportate si procede al "Chek In" con cui la si riporta a uno stato non editabile e quindi di protezione. Prima di portare a compimento l'operazione di "Chek In", viene chiesto all'utente se si intenda procedere a una validazione della rete. Tale validazione consiste in una verifica delle condizioni del sistema, ovvero con essa si ricercano gli errori topologici, matematici e descrittivi che non ne consentirebbero l'utilizzo per una simulazione. La validazione positiva è premessa indispensabile per la simulazione, ma può anche essere rimandata ad altro momento. Si noti come il concetto base della protezione e del salvataggio delle informazioni, sia il congelamento di versioni successive della stessa rete. Si ha cioè la possibilità di salvare i cambiamenti apportati alla rete in una serie di successivi aggiornamenti di questa: in tal modo la protezione sul lavoro svolto è maggiore e si può effettuare il controllo sulle modifiche intervenute nelle differenti versioni. La cancellazione di una rete è possibile solo attraverso il Master Database e solo a partire dalla versione più recente, percorrendo a ritroso la successione delle versioni salvate. Operazione analoga alla generazione di una copia della rete è quella della creazione di una sua copia "in parallelo". Con questa opzione si può creare una "diramazione" ovvero una copia su cui lavorare parallelamente; questa funzione risulta molto utile per esplorare eventuali diversi scenari. La rete ottenuta in parallelo e

la versione di rete da cui questa è stata copiata appartengono ad uno stesso livello gerarchico, mentre le versioni che verranno create per contenere i successivi aggiornamenti saranno soggette alle stesse regole di cui si è scritto sopra. La visualizzazione della gerarchia delle reti è riproposta nella figura sottostante:

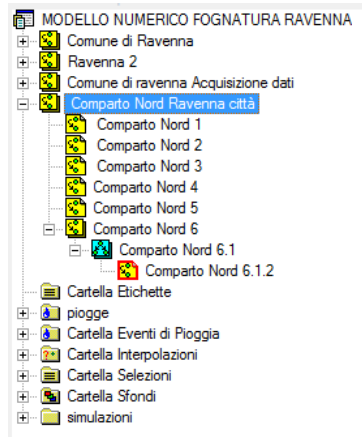


Figura 1 Visualizzazione grafica delle reti e dei gruppi di dati a disposizione

3.3 GRUPPO DI DATI

La modellazione di un sistema fognario necessita sia dei dati relativi alla rete che dei dati contenenti le informazioni sulle precipitazioni, sull'uso del suolo, sull'altimetria etc...

Tutti i dati necessari alla simulazione sono racchiusi all'interno di cartelle di lavoro distinte per tipologie, alle quali si accede, cliccando sul tasto destro del mouse:

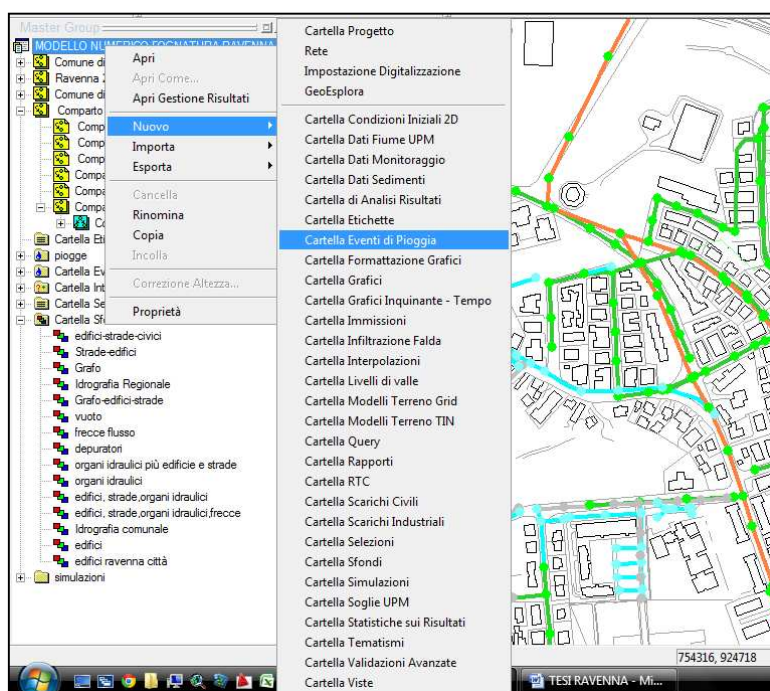


Figura 2 Tipologia cartelle di lavoro

Citiamo ora i gruppi di dati più frequentemente utilizzati nelle simulazioni:

- **Modelli del terreno:** si creano modelli altimetrici del terreno a partire da quote e dati per ricostruire l'andamento dei condotti e il deflusso delle acque.
- **Eventi di pioggia:** si possono inserire dati storici di piogge, descrivere piogge procedendo per step temporali, generare eventi di pioggia secondo modelli prestabiliti (eventi sintetici).
- **Scarichi civili:** vengono descritti gli afflussi in fognatura dovuti agli allacciamenti civili; si possono descrivere in termini di quantità e qualità.
- **Selezioni:** vi si registrano gruppi di selezione di elementi della rete, da richiamare per visualizzarne i dati e i risultati.

- **Query:** rappresentano particolari indicazioni per selezionare o modificare gli oggetti secondo criteri stabiliti dall'utente.
- **Tematismi:** si impostano rappresentazioni grafiche in funzione dei requisiti scelti dall'utente.
- **Sfondi:** si visualizzano in secondo piano alla rete immagini georeferenziate.
- **Grafici:** si impostano rappresentazioni grafiche per visualizzare i risultati delle simulazioni
- **RTC:** si registrano le condizioni per la regolazione di organi idraulici a seguito delle condizioni in rete.
- **Simulazioni:** contengono le impostazioni e i relativi risultati di ciascuna simulazione.

Creata il gruppo si possono inserire i dati manualmente o decidere di importarli da file esterni al programma purché siano con esso compatibili.

3.4 OGGETTI O CAMPI IN INFOWORKS CS

In Infoworks ogni oggetto rappresenta un manufatto o una situazione specifica (ad esempio una condotta, un pozzetto, una valvola etc.)

I campi sono descritti sinteticamente per ogni oggetto, ad esempio, la condotta è caratterizzata da forma, larghezza, scabrezza etc.

Analizziamo sinteticamente i vari elementi che compongono una rete:

3.4.1 Nodi

Il nodo è un elemento di modello che in genere rappresenta le camerette d'ispezione o punti d'innesto tra due o più rami. Un nodo può anche essere necessario per interrompere una tubazione molto lunga anche se in quel punto non c'è una vera e propria struttura esistente; questo consente di ricavare i risultati in un punto intermedio o introdurre un contributo di portata. È importante tener presente che il calcolo dinamico tiene conto dei volumi di invaso disponibili in rete; quindi, per applicazioni di reti di drenaggio è buona norma rappresentare accuratamente le camerette. Questo consente di tener conto dell'effetto di laminazione in rete. Con un nodo si rappresentano anche i punti d'invaso particolari quali vasche di prima pioggia, casse di espansione, vasche d'aspirazione delle pompe etc.

→ **ID Nodo**: Codice alfanumerico che identifica il nodo

→ **Tipo di nodo**: indica la tipologia del nodo secondo la seguente classificazione :

- “*manhole*”: pozzetto di fognatura,
- “*break*” : giunzioni senza struttura propria e quindi prive di volume,
- “*outfall*” : punto di recapito finale di una rete,
- “*storage*” : unità di modello che permette di descrivere una geometria ed un volume complessi,
- “*pond*”: assomiglia allo storage ma permette anche l'exfiltrazione di acqua verso la falda fino ad un certo livello assoluto.

→ **Tipologia Rete**: si può specificare se la rete è “combined” (mista); “foul” nera; “storm” bianca, “other” (non classificata), “overland” (sistema di scorrimento superficiale).

→ **X, Y**: sono le coordinate geografiche del nodo.

→ **Livello piano di campagna**: livello assoluto del piano campagna in corrispondenza del nodo

- **Livello di allagamento:** livello al quale comincia l’esonazione superficiale. Nel seguente studio è stato preso il livello di default ovvero il livello del pianio campagna.
- **Livello Fondo Pozzetto:** è quota della base della camera del pozzetto, viene calcolata di default come il minimo dei livelli di fondo tubo connessi al nodo.
- **Livello soffitto cameretta:** è la quota della sommità della camera, viene calcolata di default come il massimo dei livelli superiori dei tubi connessi al nodo.
- **Area cameretta in pianta:** viene calcolata secondo le proporzioni degli elementi connessi alla cameretta.
- **Tipo di allagamento:** indica quale modellazione si adottata per l’acqua che esonda dal pozzetto: “lost” indica che il volume d’acqua, una volta fuoriuscito, non rientrerà nel sistema di drenaggio; “sealed” indica che il livello d’acqua nel pozzetto può crescere indefinitamente senza che avvenga alcuna esondazione; “stored” significa che il volume fuoriuscito ritorna poi dentro al sistema. Nella presente modellazione tutti i pozzetti sono di tipo “stored”.
- **Area allagabile:** è l’area massima allagabile durante un’esondazione.
- **H allagabile 1 / Area allagabile 1 (%) / H allagabile 2 /Area allagabile 2 (%):** sono 4 campi che descrivono la relazione tra il tirante sul piano di campagna e la percentuale di area allagabile che si allaga per quel tirante. Equivale a descrivere un cono sovrastato da un tronco conico che può essere allagato per esondazione.

Sono poi presenti ulteriori campi che consentono di specificare fenomeni particolari quali la perdita per infiltrazione d’acqua o la presenza di volumi addizionali di compensazione.

Tra gli ultimi campi ne sono presenti 5 liberi per l’inserimento di dati numerici e 5 liberi per l’inserimento di dati alfanumerici. Risultano molto utili nel caso si vogliano aggiungere informazioni estranee a quelle finora viste come l’ubicazione, il comune di appartenenza o altri dati di natura civica e burocratica.

3.4.2 Rami

I rami, cioè i collegamenti tra i nodi, sono generalmente dei condotti, ma possono rappresentare anche altri manufatti o organi come canali artificiali, pompe, valvole a farfalla, sifoni, griglie, paratoie, strozzature, soglie di sfioratori. La griglia dei rami racchiude tutte le informazioni relative a ciascun elemento, riservando una pagina specifica ad ogni tipologia di ramo: condotti, pompe, sfioratori, ecc.

3.4.3 Condotti

I condotti sono elementi lineari che rappresentano tubi o canali a cielo aperto. Le sezioni possono essere quelle tradizionali oppure irregolari. Si possono anche rappresentare canali a cielo aperto o canali di mandata in pressione.

Di seguito si elencano le voci principali che compaiono nella prima pagina della griglia, dedicata ai collegamenti del tipo condotti.

- **ID nodo monte:** è il codice identificativo del nodo di monte.
- **Suffisso lato:** permette di differenziare il nome di due tubi che partono dal medesimo nodo e costituisce la seconda parte del nome.
- **ID nodo valle:** è il codice identificativo del nodo a valle del condotto.
- **Tipologia Rete:** riguarda la tipologia di drenaggio, in questo studio si hanno fognature di tipo “combined”, “storm”, “foul”.
- **Codice ID:** è un codice identificativo aggiuntivo che può servire ad esempio a mantenere il vecchio nome del condotto.
- **Lunghezza:** l'estensione lineare del condotto viene misurata automaticamente dopo averlo disegnato.
- **ID Forma:** è il nome della sezione trasversale del condotto. Può essere una delle sezioni di default caricate in Infowoks o può richiamare un tipo di sezione particolare definita e descritta dall'utente.
- **Larghezza:** ampiezza della sezione trasversale del condotto;
- **Altezza:** altezza della sezione trasversale del condotto.
- **Tipologia Scabrezza:** richiama il tipo di scabrezza utilizzata che può essere Colebrook-White, Manning o Gaukler-Strickler.
- **Scabrezza del Fondo:** è il valore della scabrezza, secondo la tipologia impostata, che viene assegnato al terzo inferiore della sezione del condotto.
- **Scabrezza Volta:** analogamente, è il valore della scabrezza della parte rimanente (due terzi superiori) della sezione del condotto.
- **Altezza sedimento:** consente di considerare parziali occlusioni non erodibili dovute a sedimenti sul fondo.
- **Modello di soluzione:** scegliendo l'opzione “full” si seleziona un approccio numerico che utilizza le equazioni di De Saint Venant applicando la tecnica del “preissman slot” per simulare i condotti in pressione senza che si creino instabilità numeriche. Sarebbe possibile

selezionare anche l'opzione "pressure", laddove si fosse certi che le tubature vadano in pressione.

- **Livello di scorrimento monte:** indica la quota assoluta del fondo del condotto in corrispondenza del nodo di monte.
- **Tipo perdita carico localizzato:** definisce le condizioni di perdita di carico all'estremità di monte del condotto, attraverso l'adozione di una delle quattro curve predefinite dal programma o di curve particolari definite dall'utente.
- **Coefficiente di perdita localizzata:** è un moltiplicatore, per la curva selezionata, che rappresenta ulteriori perdite di carico. Si ripetono i tre campi, analoghi ai precedenti, per la sezione di valle.
- **Materiale Condotta:** materiale di costruzione del condotto, che non influisce però direttamente sui calcoli idraulici.
- **Gruppo di progetto/Condizioni sito/Condizioni terreno:** sono tre campi in cui è possibile inserire codici che identifichino il collocamento e il contesto in cui è stata posata la condotta.
- **Numero minimo nodi computazione:** è il minimo passo spaziale di integrazione delle equazioni (valore di default: 5).
- **Immissione:** si può indicare un valore di portata costante in ingresso durante tutta la simulazione.
- **Pendenza:** questo valore viene calcolato da InfoWorks solo dopo aver validato la rete.
- **Capacità tubo pieno:** è il volume che può contenere la condotta a tubo pieno, anche questo campo viene calcolato dopo la validazione.

Anche per i condotti si hanno 10 campi liberi a disposizione per l'inserimento di dati numerici e alfanumerici scelti dagli operatori. Le altre pagine della griglia dei rami sono riservate a ciascuna delle tipologie di collegamenti descritte in precedenza. Tra queste si è trattato in particolare di soglie e di sollevamenti.

3.4.3.1 Soglie

Le **soglie**, o sfioratori, sono modellate come collegamenti tra il nodo da cui si ha lo sfioro a monte ed il nodo che riceve la portata sfiorata a valle, dal quale parte poi il condotto scaricatore la loro presenza è più concettuale che fisicamente rilevante, per questo la loro lunghezza è considerata nulla. I primi sei campi sono analoghi a quelli dei condotti. Le tipologie di soglie che si possono inserire sono di vario tipo; in questo studio si sono utilizzate soglie di tipo "weir", normali a parete sottile e soglie di tipo VCWeir, soglie motorizzate con cresta a livello variabile.

- **Cresta:** è la quota assoluta della soglia di sfioro, cioè alla quale ha inizio lo sfioro della portata.
 - **Larghezza:** è la dimensione orizzontale di sfioro per gli stramazzi a sezione rettangolare.
 - **Altezza della sezione di sfioro:** indica l'altezza libera di sfioro fino al limite superiore del condotto o della camera in cui si trova la soglia.
 - **Lunghezza:** è la misura di quanto si estende la soglia nella direzione della corrente.
 - **Coefficiente di deflusso:** coefficiente per il calcolo della portata di sfioro.
 - **Coefficiente di deflusso secondario:** è il coefficiente per il calcolo della portata di sfioro applicato quando il livello dell'acqua a monte della soglia supera il tetto di questa.
 - **Minimo:** per le soglie mobili rappresenta l'altezza minima a cui si può abbassare l'argano.
 - **Massimo:** per le soglie mobili rappresenta l'altezza massima a cui si può abbassare l'argano.
 - **Velocità di abbassamento/Velocità di innalzamento:** sono campi nei quali si indica la velocità a cui si sposta la cresta mobile.
- Anche gli ultimi campi sono analoghi a quelli di tutti i rami.

3.4.3.2 Pompe

In molte reti di drenaggio urbano sono presenti più **pompe** che possono servire a sollevare i liquami da una zona depressa, come un sottopasso, o a pompare via acqua dalle vasche di prima pioggia. Anche per questo tipo di elementi i primi campi sono comuni a quelli visti in precedenza.

Per quanto riguarda la tipologia in questa modellazione sono state inserite pompe di tipo FIXPMP e ROTPMP. Le Fixed Discharge Pump (FixPmP) sono pompe che sollevano sempre una portata costante; le Rotodynamic Pump (RotPmp) invece sono pompe rotodinamiche. Questa rappresentazione permette di inserire una curva caratteristica della pompa nella apposita pagina che cataloga le varie curve inserite.

- **Livello acceso:** è il livello, nel nodo di monte, al cui raggiungimento la pompa comincia ad aspirare acqua.
- **Livello spento:** è il livello nel nodo di monte, sotto il quale la pompa cessa di aspirare acqua e deve essere inferiore al livello di accensione.
- **Ritardo:** è il ritardo della pompa, ossia il tempo che deve trascorrere perché la pompa funzioni a regime, ossia alla portata di progetto.
- **Portata:** è la portata di progetto per la pompa; valida solo per FixPmp.

3.4.4 Sottobacini, Superfici scolanti, Uso del Suolo

La tabella delle “**Superfici Scolanti** “ (“Runoff Surface“) contiene, per ogni riga una serie di parametri idrologici che caratterizzano una tipologia di superficie: per esempio strade asfaltate, strade in porfido, tetti a falda, tetti piani, giardini, parchi, terreni agricoli, boschi ecc. Questi sono particolari tipi di superfici che, giustamente, hanno caratteristiche idrologiche specifiche (ogni tipologia di superficie può essere presente o meno in ogni sottobacino).

- **ID Tipologia Superficie:** identificativo univoco della superficie
- **Descrizione:** è un campo libero per poter inserire qualche nota descrittiva sulla tipologia di superficie
- **Tipo Modello Ruscellamento:** Si hanno due possibilità: Rel e Abs. Rel sta per relativo e significa che il campo successivo è da intendersi come un moltiplicatore di quello calcolato da IWCS con le formule specificate. Se invece si seleziona l’opzione Abs , il valore di Runoff Routing del campo successivo è da intendersi come parametro specificato direttamente dall’utente;
- **Coefficiente Ruscellamento:** è il coefficiente stesso se il campo precedente è impostato ad Abs, ne è invece un moltiplicatore in caso contrario;
- **Metodologia Afflussi/Deflussi:** è il modello del volume di deflusso associato alla superficie in questione. I modelli disponibili sono vari, nella modellazione qui effettuata si è utilizzata la metodologia “Fixed”, equivalente all’uso di coefficiente ϕ ;
- **Tipo di Superficie:** la scelta ricade tra Impervious, cioè superficie impermeabile, Pervious (permeabile) oppure Unknown (non definita);
- **Pendenza terreno:** è la pendenza della superficie per il calcolo di velocità di deflusso e perdite iniziali;
- **Tipologia Perdite Iniziali:** determina la natura del valore nel campo successivo e può assumere i valori Abs, Slope, SCS, ciascuno corrispondente all’uso di un differente modello

idraulico. In questo studio è stata utilizzata una tipologia “Slope”; in questo modo le perdite iniziali sono calcolate mediante una formula che tiene conto della pendenza del terreno;

→ **Valore perdite iniziali:** considerando che la componente iniziale della pioggia va a bagnare il terreno e a riempire le depressioni superficiali, le perdite iniziali vengono definite come la quantità minima di pioggia richiesta per dar luogo a un deflusso superficiale. Avendo scelto la tipologia “Slope”, l’accumulo D si lega alla pendenza del terreno s tramite l’espressione:

$$D = \frac{\text{Initial Loss Type}}{\sqrt{s}}$$

→ **Modello ruscellamento:** è il modello di scorrimento superficiale adottato. Ne esistono di vari tipi; qui si è utilizzato il modello Wallingford che rappresenta il trasferimento del volume liquido al nodo come due invasi lineari in cascata;

→ **Coefficiente Afflusso/Deflusso fisso:** indica la quota parte di pioggia netta che arriva al sistema di drenaggio;

→ **Minimo deflusso per Wallingford procedure:** è il contributo minimo al deflusso fornito dalla superficie considerata. I valori raccomandati sono 0.2 (20% della pioggia totale) per i tipi impermeabili, 0 per i permeabili;

→ **Minimo deflusso per Wallingford procedure:** è il contributo massimo al deflusso fornito dalla superficie considerata; il valore raccomandato è 1 (100% della pioggia totale) sia per i tipi impermeabili sia per i permeabili;

→ **Distribuzione di deflusso secondo Wallingford Procedure:** è il peso attribuito alla superficie per il calcolo della suddivisione del deflusso tra le superfici stesse secondo il modello Wallingford; vale 1 per le superfici impermeabili dei tetti e delle strade, 0.1 per le superfici permeabili;

La tabella dell’”**Uso Del Suolo**” (“ Land Use”), definisce la tipologia di bacino, la densità di popolazione media e richiama le opportune tipologie di superfici presenti in quel tipo di uso del

suolo. Quindi il ruolo del Land Use è quello di “richiamare “ le superfici scolanti (“runoff surfaces”) corrette presenti nel sottobacino;

- **ID dell’uso suolo:** è il riferimento con cui s’identifica un tipo specifico di uso del suolo;
- **Densità abitativa:** è il numero di abitanti per ettaro, informazione che serve per il calcolo della popolazione quando non è dato alcun valore nel campo “Popolazione” della pagina dei sottobacini;
- **Profilo scarichi civili:** è il riferimento del profilo d’inquinamento che si applica all’uso del suolo in questione qualora non sia indicato espressamente, per un determinato sottobacino, un altro profilo nel campo analogo del sottobacino stesso. **% di Connessione:** è la percentuale di portata nera che dal sottobacino viene drenata verso il sistema fognario; il range di validità è 0÷100%; per i sottobacini cui è attribuito il corrente tipo di uso del suolo, questo è il valore di default, che può essere però sovrascritto dal valore rispettivo specificato per i singoli sottobacini.
- **Indice Inquinante:** è l’indice di inquinamento associato all’uso del suolo. Esso definisce i parametri di dilavamento per tutti i sottobacini che presentano questo uso del suolo.
- **Indice di Superficie 1** (da 1 a 12): definisce le superfici di deflusso per i sottobacini con l’uso del suolo indicato. I parametri relativi a queste superfici sono descritti nella terza pagina della griglia, quella delle “Superfici scolanti”.
- **Default Area tipo 1(%)** (da 1 a 12): percentuale dell’area contribuente che appartiene al tipo di superficie di deflusso indicata. Un valore diverso, per uno specifico sottobacino, espresso nel campo “Area Tipo” della pagina avrà predominanza su questo.

I “**Sottobacini**” rappresentano i bacini contribuenti presenti nel modello. Ad ogni sottobacino è attribuito un “land use” che richiama quali sono le tipologie di superfici presenti nel singolo sottobacino. Ogni sottobacino contiene anche, tra gli altri parametri, le percentuali (o valori

assoluti) di presenza delle varie superfici (“runoff surface”). Questo solo per quantificare l’estensione delle varie tipologie di superfici presenti nel bacino.

Di seguito si elencano le voci principali che compaiono nella griglia riferita ai sottobacini.

→ **ID Sottobacino**: identificativo univoco del sottobacino, coincide con l’ID del nodo che lo drena.

→ **Tipologia Rete**: tipologia del bacino, così come la rete è utile distinguere tra sottobacini di mista, nera, bianchi o altri.

→ **ID Nodo**: è il nome del nodo drenante.

→ **Area di contribuzione**: è l’area contribuyente ovvero quella drenata dal nodo; è obbligatorio riempire questo campo con un valore, anche se nullo.

→ **X, Y**: coordinate del centro della regione che definisce il sottobacino.

→ **ID dell’uso del suolo**: è l’indice del tipo di uso del suolo associato al sottobacino. La definizione delle tipologie di uso del suolo è rimandata alla pagina a ciò dedicata.

→ **Popolazione**: indica il numero di abitanti nel sottobacino; questo dato, insieme con la dotazione idrica e i coefficienti di variazione oraria della portata media giornaliera, viene utilizzato dal software per calcolare la portata nera. Lasciando vuoto questo campo, la popolazione viene calcolata moltiplicando l’area contribuyente per la densità abitativa, corrispondente al tipo di uso del suolo specifico.

→ **% di connessione**: rappresenta un fattore moltiplicativo che dalla popolazione residente ricava quella efficace. Non inserendo alcun valore, viene utilizzato il valore di default specificato nell’uso del suolo.

→ **Profilo scarichi civili**: questo campo rimanda al numero del profilo corrispondente che si sia stabilito nel particolare tipo di scarico selezionato tra quelli definiti nel gruppo di dati “Scarichi civili”, nel momento di avvio della simulazione. Tale profilo contiene coefficienti (adimensionali) che moltiplicano la portata nera media giornaliera per conferire variabilità temporale (in genere oraria) alla portata nera stessa. Lasciando vuoto questo campo, il profilo

adottato è quello di default immesso nella definizione dell'uso del suolo, mentre se si inserisce un valore nullo la portata nera è considerata inesistente per il sottobacino.

→ **Profilo di pioggia:** permette di associare un particolare ietogramma ad ogni singolo sottobacino, qualora si posseda un file contenente dati provenienti da diversi pluviometri. In questo caso sarebbe possibile rappresentare la variazione spaziale della pioggia. Il valore di default è 1, avendo assunto che in genere ci saranno dati uniformemente distribuiti nello spazio e corrispondenti al primo e unico ietogramma assegnato.

→ **Portata di base/Portata nera addizionale/Portata industriale:** sono tre campi che permettono di assegnare i rispettivi tipi di portata in aggiunta a quelli civili.

→ **Tipo di misura area:** scegliendo Absolute, l'area per ciascun tipo di superficie verrà valutata in ettari, mentre Percent indica che deve essere considerata come percentuale sull'area contribuente.

→ **Tipo di suolo:** è il numero della classe (da 1 a 5) che definisce il valore del parametro SOIL nel modello del volume di deflusso Wallingford e che è indirettamente correlato alla capacità del suolo di trattenere acqua.

→ **Pendenza:** viene calcolata la pendenza media del bacino indispensabile per l'applicazione dei modelli idrologici.

→ **Area di tipo 1 (%ha):** per aree dal tipo 1 a 12. Sono le percentuali di estensione sul sottobacino delle aree per ciascun tipo di superficie (le superfici vengono definite nel "Land Use").

3.5 GLI EVENTI DI PIOGGIA E GLI SCARICHI CIVILI

Gli **eventi meteorici** costituiscono uno dei dati principali richiesti per una simulazione e si distinguono in due differenti tipi: eventi osservati ed eventi sintetici. I primi consentono di descrivere minuto per minuto l'andamento dell'intensità di pioggia. I secondi sono eventi di durata e tempo di ritorno specificati, derivanti da analisi statistica di dati di pioggia che coprono un periodo di numerosi anni. Nell'ambito di un medesimo evento si possono definire più profili di pioggia, corrispondenti ciascuno ad un pluviometro, in modo da ottenere una distribuzione spaziale della pioggia: il limite massimo previsto è di 32767 profili, limite sufficientemente alto per supportare l'importazione di dati satellitari o da radar. La registrazione può coprire una singola pioggia oppure un periodo abbastanza lungo in cui si alternano pioggia e siccità. In questo caso, l'evento di pioggia può essere trattato come unitario e continuo, allora il *timestep* di calcolo di tempo secco sarà uguale a quello dei periodi in cui piove, oppure come una serie di sottoeventi, allora il timestep di tempo secco potrà essere diverso (i.e. maggiore) rispetto a quello di pioggia, in più i parametri idrologici (UCWI ecc.) potranno assumere valori diversi per ogni sottoevento. I dati osservati possono essere importati da un *file.red* (Rainfall Event Data) oppure immessi manualmente nella griglia del "Rainfall Event Editor". Quest'ultima è una finestra con i dati descrittivi in un particolare evento di pioggia: per gli eventi osservati può essere utilizzato sia per visualizzare sia per modificare i dati, mentre gli eventi sintetici possono qui solo essere visualizzati. Il rainfall "Event Editor" si compone di sei pagine, la prima delle quali è dedicata all'intensità di pioggia, mentre le altre cinque sono riservate alle condizioni iniziali che possono essere assegnate in base a particolari situazioni. Nelle simulazioni qui effettuate si sono lasciati invariati i valori di default delle pagine successive alla prima.

Gli **scarichi civili** possono essere modellati mediante la compilazione delle due pagine del "Domestic Waste Profile Editor", (Figura 6.2). Nella prima pagina di questa finestra di dialogo compare una finestra "Description", destinata alla descrizione del tipo di scarico che si andrà a definire specificando in quale profilo di scarichi dovrà essere richiamata. Sotto questa si trova lo spazio "Flow" nel quale assegnare la portata media pro capite in litri al giorno e ancora sotto, nella cornice "Sediment" si possono assegnare le concentrazioni di frazioni solide in milligrammi al litro.

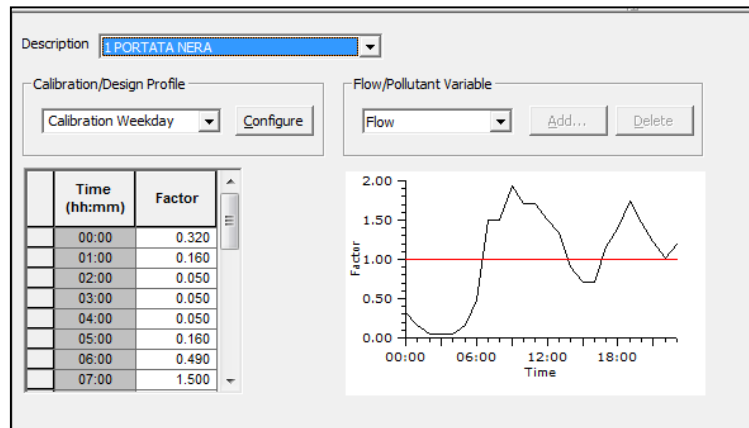


Figura 3 Pagine dedicate alla compilazione dei dati sugli scarichi civili

Il riquadro inferiore regola il passo temporale per il tracciamento e la calibrazione dei profili. Sulla sinistra compare invece un editor per descrivere la presenza di inquinanti disciolti nei liquami di scarico, le concentrazioni si esprimono in milligrammi su litro. Nello stesso menu si può anche scegliere di assegnare il potere inquinante legato alla frazione solida, attraverso il “Potency on sediment fraction”. La pagina successiva permette di descrivere la variazione della portata liquida o delle componenti inquinanti durante il giorno. Ciò è possibile mediante l’assegnazione di coefficienti orari che vanno inseriti in tabella. (Si può vedere l’andamento nell’arco della giornata nel grafico proposto accanto).

3.6 MODELLAZIONE QUANTITATIVA

I dati inseriti nella pagina delle superfici scolanti descrivono le caratteristiche del terreno e i modelli di trasformazione utilizzati. Tutto ciò serve a determinare quanta parte della pioggia caduta nel bacino contribuisca effettivamente a determinare il deflusso superficiale e quanto poi velocemente e con che entità residua esso raggiunga la fognatura. Si descrive qui la teoria del deflusso superficiale, tecnicamente definito runoff, così come viene affrontata da InfoWorks.

Il programma comprende una serie di modelli in grado di operare la trasformazione afflussi-deflussi nella più ampia generalità dei casi, cioè sia in aree urbane che rurali, per sistemi di drenaggio con condotti indifferentemente chiusi o aperti . Si è visto come l'intero bacino considerato venga suddiviso in sottobacini, ciascuno dei quali può essere costituito da diversi tipi di superficie. Il numero di superfici in cui distinguere le varie tipologie può andare da 1 a 12 a seconda del grado di dettaglio che si intenda raggiungere. Si potrebbe ad esempio pensare ad una suddivisione in 5 aree: quelle permeabili con vegetazione densa, quelle residenziali, strade drenanti e aree industriali. La trasformazione afflussi-deflussi è determinata in superficie da tre fenomeni che avvengono in seguito alla precipitazione: l'accumulo d'acqua nelle depressioni superficiali che determina le perdite iniziali, le infiltrazioni nel terreno che determinano le perdite idrologiche continue e infine lo scorrimento in superficie. Il modello del deflusso superficiale si compone quindi di tre sottomodelli principali, uno per il calcolo delle perdite iniziali uno per lo scorrimento superficiale e uno per il calcolo delle perdite continue durante l'evento (infiltrazione). Ciascuno di questi modelli viene separatamente applicato a ciascuna delle superfici di ogni sottobacino rispettando i parametri ad essa assegnati.

Si presume che la parte iniziale della pioggia non causi deflusso superficiale ma bensì vada a bagnare la superficie del terreno e a riempire i piccoli invasi quali pozzanghere e depressioni. L'entità di queste **perdite superficiali** dipende dal tipo di superficie e dalla pendenza del terreno. Sebbene nelle aree pavimentate la componente più significativa sia l'accumulo nelle depressioni superficiali, in altre aree le perdite dovute all'umidificazione della superficie, l'infiltrazione e l'evapotraspirazione hanno una certa influenza sul valore di ciò che viene raggruppato come perdite iniziali. Sulle aree permeabili inoltre l'intercettazione costituisce un'ulteriore complicazione. I parametri necessari al calcolo delle perdite iniziali sono contenuti nelle griglie delle proprietà delle superfici. Come detto in precedenza è possibile scegliere tra tre modi differenti di definire questo tipo di perdite: metodo assoluto, "Slope" e metodo SCS. Il valore da fornire dipende quindi dalla scelta effettuata. Se si è scelto il metodo assoluto, dovrà

essere inserita la profondità dell'accumulo nelle depressioni. Se si è scelto il metodo "Slope" l'accumulo nella depressione sarà relativo alla pendenza del terreno:

$$D = \frac{\text{valore}}{\sqrt{s}}$$

dove s è la pendenza del terreno. Se invece si è scelta una modalità *SCS*, il valore inserito indicherà una percentuale dell'accumulo. Nella presente modellazione le perdite sono state definite col metodo "Slope". Studi sperimentali hanno mostrato che queste perdite dipendono sia dalla pendenza del bacino sia dal tipo di superficie interessata, e si è arrivati a formulare la seguente espressione:

$$D = \frac{k}{\sqrt{s}}$$

dove

D = profondità media delle perdite iniziali (m)

s = pendenza

k = coefficiente (m)

Il valore di k dipende da fattori quali la topografia, la morfologia e altre caratteristiche del bacino. Il valore di default per le aree pavimentate e per i tetti è 0.000071 m, per le aree permeabili è 0.000028 m. Lo stato iniziale del volume di queste perdite è definito come una profondità equivalente di pioggia associata ad un evento meteorico: se superiore al valore di D calcolato con la formula precedente, esso viene posto uguale a D , se inferiore può invece essere privato del termine di evapotraspirazione (ad un tasso costante). E' anche possibile definire un valore assoluto di perdita iniziale, indipendente dalla pendenza della superficie. L'accumulo nelle depressioni può essere parzialmente o integralmente assorbito dalla pioggia precedente all'evento considerato.

Per riprodurre il fenomeno dell'infiltrazione si utilizzano modelli che partendo dalla pioggia depurata delle perdite iniziali forniscono la pioggia netta disponibile al deflusso superficiale: in altre parole trattano la **trasformazione afflussi-deflussi**.

Le possibili scelte proposte dal software sono: modello del coefficiente PR costante, modello di Green-Ampt, modello di Horton, nuovo modello UK del coefficiente PR, modello Wallingford, modello dell'infiltrazione costante, modello SCS. In questo studio si è usato il coefficiente fisso ϕ tradizionalmente utilizzato per modellazioni su territori italiani. Con questo coefficiente si suppone che la ragione di pioggia precipitata che effettivamente defluisce verso il sistema fognario sia costante, ma distinta, per ogni tipo di superficie definito.

Il modello di deflusso sulla superficie dei bacini è rappresentato dall'onda cinematica. Tuttavia la soluzione diretta di questa equazione insieme alle equazioni di continuità richiederebbe troppo tempo nel caso di modelli con numerosi bacini contribuenti. È stato dimostrato inoltre che modelli tipo invaso lineare, più semplici e con onere computazionale inferiore, rappresentano comunque bene la realtà. Tra l'altro, i modelli dovrebbero tener conto del comportamento dell'acqua in varie e particolareggiate zone del bacino, che non potrebbero essere descritte in maniera precisa con dettagli dell'ordine di grondaie e piccoli condotti. Perderebbe allora di significato l'utilizzo di modelli fisicamente basati nei quali ai parametri principali (per es. la scabrezza) dovrebbero essere assegnati valori non direttamente misurabili nei singoli sottobacini. Si è detto che il sottomodello del deflusso superficiale verso la rete di drenaggio è modellato separatamente per ciascun tipo di superficie, ma è qui importante sottolineare che il modello di scorrimento utilizzato deve essere lo stesso per tutte le superfici contraddistinte da uno stesso uso del suolo. InfoWorks propone 5 modelli differenti di **scorrimento superficiale**: il Wallingford, Large Catchment, SPRINT, Desbordes, SWMM. Quello utilizzato in questo studio è quello che prende il nome "Wallingford". In questo modello lo scorrimento superficiale trasforma la pioggia netta su ogni sottobacino in un'idrogramma in ingresso al corrispondente nodo drenante. Per schematizzare ciò si utilizzano due ideali serbatoi lineari in serie che rappresentano il volume d'acqua sul terreno e nei drenaggi secondari generando quindi un ritardo nella formazione del picco di portata. In questo modo il picco di portata risulta ridotto ed in ritardo rispetto al picco di pioggia. La costante d'invaso nei due serbatoi fittizi dipende da intensità di pioggia, area contribuyente e pendenza del bacino. Si tratta in realtà di un modello quasi-lineare in cui ad ogni tipo di superficie sono applicati due serbatoi in serie, per ciascuno dei quali vale la seguente relazione tra volume d'accumulo S e portata in uscita q :

$$S = k \cdot q$$

dove

$$k = C \cdot i^* - 0.39$$

$$i^* = 0.5 \cdot (1 + i_{10})$$

i_{10} = intensità media di pioggia su 10 minuti

$$C = 0.117 \cdot s - 0.13 \cdot A \cdot 0.24$$

s = pendenza

A = area della superficie (m^2)

Combinando l'espressione del volume invasato con l'equazione di continuità si giunge a un'equazione differenziale ordinaria del secondo ordine nella forma:

$$k^2 \frac{d^2 q}{dt^2} + 2k \frac{dq}{dt} + q = i_n$$

3.7 CALCOLO DELLE GRANDEZZE IDRAULICHE

Come precedentemente detto il condotto è rappresentabile concettualmente come collegamento tra due nodi, che abbia definite caratteristiche geometriche. La condizione al contorno nel collegamento nodo-condotto può essere data da uno scarico (“outfall”) o da una perdita concentrata. La pendenza è definita dai livelli di fondo alle estremità, ciò non precludendo la possibilità di salti di fondo ai nodi o di casi di contropendenza. Sono predefinite alcune forme di sezione trasversale sia per condotti chiusi (circolare, ovoidale, ecc.) sia per canali aperti (rettangolare, trapezoidale). Altre forme particolari possono essere definite dall’utente introducendone la relazione adimensionale larghezza-altezza. Come visto nell’illustrare le griglie di dati inerenti ai condotti, è possibile fornire due distinti valori di scabrezza: uno per il terzo inferiore del tubo e uno per il resto della sezione. Si può inoltre definire una profondità costante di sedimenti sul fondo, sui quali non agiscono i fenomeni di erosione e deposito (strato passivo). Le equazioni che governano il modello sono quelle di conservazione della massa e della quantità di moto proposte da De Saint Venant:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \right) = 0$$

dove

Q = portata (m^3/s)

A = area della sezione trasversale (m^2)

g = accelerazione di gravità (m/s^2)

θ = inclinazione del fondo sull’orizzontale

S_0 = pendenza del fondo

K = perdita di carico a sezione piena (m/s^2)

Naturalmente le equazioni di De Saint Venant reggono l’idraulica di un condotto nel moto a gravità, non essendo in grado di rappresentare il moto in pressione. Ma introducendo una larghezza in superficie fittizia è possibile utilizzarle ugualmente:

$$B = \frac{g \cdot A_f}{C_p^2}$$

dove:

B = larghezza in superficie (m)

g = accelerazione di gravità (m/s²)

A_f = area della sezione piena (m²)

C_p = celerità delle onde di pressione (m/s)

La larghezza è quella di una fessura che si immagina posta sulla sommità del condotto (*slot di Preissmann*), dalla quale parte un piezometro di una lunghezza indefinita in cui l'acqua risale al livello corrispondente alla pressione raggiunta: lo schema è quindi quello di un moto a pelo libero seppure con una larghezza in superficie molto piccola. In questo modo si suppone una condizione per la quale restino valide le ipotesi presupposte alle equazioni di De Saint Venant.

Il sistema formato dalle equazioni di De Saint Venant non è risolvibile analiticamente. Occorre quindi affidarsi al calcolo numerico, accettando soluzioni approssimate per le variabili in gioco. Le funzioni interessate vengono discretizzate utilizzando lo schema a 4 punti di Preissmann, le derivate sono sostituite da **differenze finite** mediate nel tempo e nello spazio con pesi opportuni. Per una generica funzione f :

$$f = \theta \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} + f_i^{n+1}}{2} \right) + (1 - \theta) \cdot \left(\frac{f_{i+1}^n + f_i^n}{2} \right)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}}{\Delta x} \right) + (1 - \theta) \cdot \left(\frac{f_{i+1}^n - f_i^n}{\Delta x} \right)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n}{\Delta t} \right) + 0,5 \cdot \left(\frac{f_i^{n+1} - f_i^n}{\Delta t} \right)$$

dove f_n^i sta per $f(i\Delta x, n\Delta t)$.

L'impostazione di default prevede la suddivisione di ciascun condotto in N punti computazionali regolarmente distanziati (Δx) ad intervalli pari a 20 volte il diametro del condotto. La natura implicita dello schema di calcolo adottato rimuove i vincoli sull'intervallo Δt dati dalla condizione di Courant-Levy e assicura una stabilità numerica incondizionata per valori del peso ϑ superiori a 0.5. Nella pratica si assume un valore $\vartheta=0.65$. Se N è il numero di punti che suddividono la lunghezza totale di ciascun ramo, allora vi sono $2N-2$ equazioni di De Saint Venant discretizzate per ogni condotto. Nel caso in cui il collegamento sia in realtà un controllo (es. uno sfioro) anziché un condotto, i due punti saranno legati dalla relazione di perdita di carico prescritta, dal punto di vista computazionale. Il sistema di equazioni locali deve essere completato da due condizioni al contorno, calcolate in corrispondenza di ciascun nodo interno (pozzetto). Queste condizioni al contorno sono in realtà esse stesse delle equazioni. La prima relazione può esprimersi genericamente come:

$$f(Q_j, y_j, Y_i) = 0$$

relazione che lega la portata Q_j ed il livello y_j al livello nel nodo Y_i . Nel caso di condotto essa includerà un termine di perdita di carico, nel caso di un outfall la portata verrà assunta nello stato critico. La seconda relazione consiste nell'equazione di continuità, da soddisfare in ogni nodo interno:

$$Q_i + \sum \beta_j \cdot Q_j = A \cdot \frac{dY_i}{dt}$$

Questo è approssimato dal metodo implicito di Eulero.

Il **sistema risultante** dall'insieme delle equazioni descritte sopra è un *sistema algebrico non lineare di equazioni alle differenze finite*, che vanno risolte per ogni passo temporale considerato. La stabilità numerica, a rischio soprattutto nella fase di passaggio dalla situazione di corrente a pelo libero a quella in pressione, è assicurata dall'utilizzo del metodo iterativo di *Newton-Raphson* (N.-R) per la risoluzione del sistema. Ad ogni passo temporale il metodo di N.-R. linearizza le equazioni del sistema, generando una matrice, che può essere ridotta tramite due diversi metodi che operano per eliminazione di nodi computazionali lungo i collegamenti tra i nodi. Il metodo di N.-R. può dare convergenza quadratica, per cui può capitare che bastino anche tre sole iterazioni; tuttavia il comportamento di reti molto complesse e con forte grado di interconnessione tra i rami può renderla semplicemente lineare. Gli effetti non lineari sono risolti dimezzando progressivamente il passo temporale di calcolo finchè il metodo di N.-R. non raggiunge la convergenza.

3.8 MODELLAZIONE QUALITATIVA

Il modello di inquinamento in superficie calcola l'accumulo e il dilavamento degli inquinanti sulla superficie dei bacini e nei pozzetti. Sedimenti ed inquinanti adesi sono trattati separatamente dagli inquinanti disciolti in acqua:

I sedimenti e gli inquinanti adesi si accumulano sulla superficie dei bacini durante i periodi di tempo secco; durante le piogge, invece, essi subiscono il dilavamento dovuto al deflusso superficiale entrando così in fognatura. Di questi fenomeni si occupa il modello del dilavamento. Gli inquinanti disciolti accumulati nei pozzetti in tempo secco vengono rimessi in circolo dall'acqua in arrivo dal dilavamento superficiale. Di questo si occupa il modello del pozzetto.

Questi due modelli, sono completamente indipendenti e non interagiscono in alcun modo tra loro. Nel "Menu Rete" esiste un editor specifico per definire le caratteristiche dei bacini richieste dal modello di inquinamento superficiale. Per quanto riguarda la definizione degli indici di inquinamento e dei rispettivi parametri, si sono quasi sempre adottati i valori di default proposti dal programma.

La velocità con cui i sedimenti erosi entrano nel sistema di drenaggio è calcolata sfruttando il **modello di scorrimento superficiale** prescelto. Il modello del washoff non considera inquinanti disciolti, ma solamente i sedimenti e gli inquinanti ad essi adesi. Il calcolo di accumulo (*build-up*) e dilavamento (*washoff*) degli inquinanti in superficie si può ripercorrere nei seguenti passaggi:

Durante il periodo secco che precede la simulazione viene considerato l'accumulo di sedimenti in superficie (e relativi inquinanti adesi); il lasso di tempo "asciutto" può essere indicato nei parametri iniziali della simulazione.

Si calcola l'accumulo degli inquinanti disciolti nei pozzetti per il periodo secco precedente la simulazione.

Comincia la simulazione e i calcoli su deflusso e dilavamento procedono ad ogni intervallo di tempo. L'accumulo di build-up ha luogo anche durante la simulazione e l'erosione dei sedimenti in superficie dipende dall'intensità di pioggia. L'equazione che calcola il deposito di inquinanti in superficie si basa sull'ipotesi che il tasso di accumulo su una superficie pulita sia lineare, ma decresca esponenzialmente allorquando la massa degli stessi aumenti. Questa considerazione è valida solo per i sedimenti, mentre gli inquinanti adesi sono determinati a mezzo di un fattore di potenza moltiplicato per la massa dei sedimenti. L'accumulo di inquinanti disciolti nei pozzetti in tempo secco è invece considerato sempre di tipo lineare.

A simulazione avviata, in ciascun intervallo di tempo InfoWorks calcola l'accumulo e l'erosione dei sedimenti in parallelo.

Il deflusso al nodo è quello calcolato dal motore idraulico, cioè dal modello di scorrimento adottato per i calcoli idraulici. Ovviamente soltanto gli inquinanti disciolti sono contemplati dal **modello del pozzetto** (*gully pot model*), e non subiscono né erosione né deposito. Per quanto riguarda l'accumulo di inquinanti nel pozzetto si considerano solamente inquinanti disciolti, di cui viene calcolata la concentrazione nei pozzetti prima e durante la simulazione. L'ipotesi di base è che l'accumulo sia lineare nel tempo.

Alle considerazioni finora fatte riguardo al calcolo della presenza di inquinanti nelle acque meteoriche entranti in rete, si aggiungono i calcoli derivanti dall'**immissione di acque nere** da parte di allacciamenti civili e industriali. Per valutare il potere inquinante di questi ultimi, in fase di modellazione degli scarichi, si assegnano alcuni parametri fondamentali che verranno associati alle portate entranti in rete e di qui in poi saranno considerati come gli inquinanti provenienti dalla superficie.

La modellazione degli inquinanti abbisogna di un insieme di buone condizioni iniziali per diminuire il rischio di instabilità numeriche. Per far ciò, solitamente si procede salvando lo stato finale di una simulazione in tempo secco (ossia senza eventi di pioggia) di conveniente durata e utilizzando questo stato come condizione iniziale per la simulazione vera e propria dell'evento meteorico. Nel caso non si disponga di una precedente e adeguata simulazione, sarà lo stesso motore di calcolo a provvedere automaticamente all' "inizializzazione", la quale durerà fino al raggiungimento di condizioni stabili, dopodiché partirà la simulazione vera e propria dell'evento meteorico. Il processo di modellazione della qualità avviene parallelamente a quello idraulico. Il parametro "QM Multiplier" permette di scegliere quale debba essere il rapporto tra l'intervallo temporale di calcolo nel modulo di qualità ed il corrispondente intervallo nel modulo idraulico. Un valore pari a 1 provoca l'eguaglianza dei due intervalli, il valore nullo indica invece che, se il modello idraulico dimezza il valore dell'intervallo per problemi di accuratezza, allora pure il modello di qualità eseguirà i calcoli in questi sottointervalli. Valori maggiori dell'unità indicano invece una minore accuratezza: ad esempio, ponendo $QM=3$ i calcoli di qualità verranno effettuati ad intervalli tripli rispetto a quelli idraulici.

Indipendentemente da queste considerazioni, comunque, i calcoli del modello idraulico in un dato intervallo di tempo precedono quelli del modello di qualità, dovendo fornire ad esso informazioni imprescindibili, quali ad esempio la portata o la velocità. L'unico modo in cui il modello di qualità può influenzare quello idraulico è tramite una retroazione sull'altezza dello

strato variabile dei sedimenti, che influisce sulla sezione trasversale utile dei condotti: se non si opta per questa scelta, la sezione utile rimarrà costante per tutta la durata della simulazione e pari alla sezione di costruzione diminuita dell'altezza dei sedimenti fissi, (nel caso in cui questa sia stata definita nella griglia dei condotti). In ciascun intervallo temporale, il calcolo della qualità avviene tramite:

- Il “Modello di Rete”, che computa la concentrazione di inquinanti disciolti e sedimenti sospesi mediante un'equazione di continuità di massa per ogni nodo.
- Il “Modello del Condotto”, che calcola la concentrazione di inquinanti disciolti e sedimenti sospesi in tutti i condotti. Questo stesso modello calcola anche erosione e deposito dei sedimenti.

Il **modello di rete** serve a generare la concentrazione di inquinanti disciolti e sedimenti sospesi ai nodi. Gli input o ingressi di inquinanti ai nodi derivano da sorgenti esterne quali il “Modello dell’Inquinamento in Superficie”, gli scarichi domestici e/o industriali, gli eventuali ingressi puntuali definiti con appositi pollutogrammi, o ancora dai condotti che si immettono nei nodi stessi. L'equazione di interesse è data dalla conservazione della massa:

$$\frac{dM_J}{dt} = \sum_i Q_i \cdot c_i + \frac{dM_{sJ}}{dt} - \sum_o Q_o \cdot c_o$$

dove

M_J = massa di solidi sospesi o inquinanti disciolti nel nodo j (kg)

Q_i = portata in arrivo dal ramo i -esimo ed entrante nel nodo j (m^3/s)

c_i = concentrazione di inquinante associato alla portata Q_i (kg/m^3)

M_{sJ} = massa di inquinante entrante nel nodo j da fonti esterne (kg)

Q_o = portata uscente dal nodo j verso il ramo o -esimo (m^3/s)

c_o = concentrazione di inquinante associato alla portata Q_o (kg/m^3)

Si assume che non vi sia deposito sul fondo del nodo, in altre parole, a causa della turbolenza del flusso, inquinanti disciolti e sedimenti sospesi in ingresso sono totalmente miscelati all'interno del nodo:

$$M_J = c_J \cdot V_J$$

dove

c_J = concentrazione di inquinante al nodo j (kg/m^3)

V_J = volume d'acqua nel nodo j (m^3)

L'ultima ipotesi dà luogo ad una concentrazione uscente di inquinante ben definita:

$$c_o = c_J$$

Anche i serbatoi sono modellati come strutture puntuali, cioè nodi. I sedimenti sospesi sono considerati perfettamente miscelati in tutto il volume del serbatoio tranne in uno strato superficiale di acqua più pulita, quella che esce dallo sfioratore. Questo effetto viene simulato attraverso un coefficiente di efflusso f_o :

$$c_o = f_o \cdot c_J$$

dove:

$$f_o = \max\left(0, 1 - e_o \frac{\omega_s \cdot A_J}{Q_o}\right)$$

con

e_o = efficienza del serbatoio associata allo sfioro o ; il suo valore deve essere fissato nell'apposito campo corrispondente al condotto di scarico interessato. Il valore di default è 0, perciò $c_o = c_J$

ω_s = velocità di deposito dei sedimenti (m/s)

A_J = area del serbatoio allo scarico (m²)

La discretizzazione dell'equazione di continuità della massa ai nodi è effettuata con il metodo descritto da Johnson e Riess (1982), il quale si basa sul peso temporale θ :

$$\begin{aligned} \frac{c_J^{n+1} \cdot V_J^{n+1} - c_J^n \cdot V_J^n}{\Delta t} = & \theta \cdot \left(\sum_i Q_i^{n+1} \cdot c_i^{n+1} - \sum_i Q_o^{n+1} \cdot c_o^{n+1} + \frac{dM_{sJ}^{n+1}}{dt} \right) + \\ & + (1 - \theta) \cdot \left(\sum_i Q_i^n \cdot c_i^n - \sum_o Q_o^n \cdot c_o^n + \frac{dM_{sJ}^n}{dt} \right) \end{aligned}$$

Il peso temporale deve rispettare la condizione:

$$0 \leq \theta \leq 1$$

Per la stabilità numerica è però richiesto un valore $\theta \geq 0.5$. Il valore di default inserito è pari all'unità, ed è comunque consigliato per evitare oscillazioni numeriche nelle soluzioni.

I valori di c_J^{n+1} si ottengono mediante lo schema di Holly-Preissmann all'ingresso del nodo j dal condotto i : se la traiettoria passa dritta attraverso il ramo i nell'intervallo di calcolo considerato, c_J^{n+1} è correlata alla concentrazione nel nodo di monte del ramo i . Questa relazione, che interviene per tutte le strutture di controllo, comporta, per la soluzione del problema della concentrazione di inquinanti ai nodi, la risoluzione di un sistema in forma matriciale. In particolare in InfoWorks si adotta il risolutore MA48 per matrici non simmetriche (Harwell Subroutine Library, 1993).

Il modello del condotto assolve alla funzione di calcolare l'erosione, il trasporto e il deposito dei solidi sospesi, nonché il trasporto degli inquinanti disciolti, nei condotti. I processi di trasporto

da una parte e di erosione/deposito dall'altra sono risolti separatamente in ogni intervallo di tempo. Come nel corrispondente modello idraulico, anche qui un condotto è rappresentato come un collegamento concettuale di definita lunghezza tra due nodi della rete. Le strutture di controllo sono ugualmente considerate collegamenti tra due nodi, ma di lunghezza nulla, e sono interessate dal solo fenomeno del trasporto. Si assumono le seguenti ipotesi:

- Che il moto nei condotti sia monodimensionale.
 - Che la concentrazione degli inquinanti, di qualsivoglia tipo, sia media per la sezione del condotto, considerando una completa e perfetta miscelazione degli stessi.
 - Che gli inquinanti vengano trasportati lungo i condotti con la velocità media locale.
 - Che la dispersione degli inquinanti nei condotti sia trascurabile.
- Che la rimozione dei sedimenti dal fondo dei condotti sia istantanea.
- Che il deposito dei solidi sospesi dipenda da calcoli appositi della velocità di sedimentazione e che il deposito dei solidi sospesi non influenzi i calcoli idraulici.

L'equazione che regola il **trasporto di solidi sospesi ed inquinanti disciolti** si basa sul principio di conservazione della massa. Con le ipotesi assunte, ciò porta ad una equazione monodimensionale di advezione :

$$\frac{dc}{dt} + u \cdot \frac{dc}{dx} = 0$$

dove

c = concentrazione (kg/m^3)

u = velocità della corrente, come calcolata dal modello idraulico (m/s)

t = coordinata temporale (s)

x = coordinata spaziale (m)

La condizione al contorno all'estremità di monte è generata dal modello di rete.

La capacità di trasporto della corrente è calcolata con uno dei modelli disponibili in InfoWorks.

L'equazione di advezione è risolta con lo schema di Holly-Preissmann. Questo è un metodo semi-lagrangiano, nel senso che il riferimento è solidale al percorso seguito dalle particelle di inquinanti in movimento. La soluzione dell'equazione di advezione è nota essere costante

$$\frac{Dc}{Dt} = 0$$

lungo le traiettorie X definite dalla

$$\frac{dX}{dt} = u$$

L'equazione differenziale è risolta per le traiettorie con la regola del punto intermedio:

$$X^n = X^{n+1} - \Delta t \cdot u^{n+1/2} \cdot (X^{n+1/2})$$

con le velocità nell'istante intermedio generate dalla media delle velocità degli ultimi due istanti, e la posizione della traiettoria nell'istante intermedio ottenuta tramite iterazione. Questo sfocia in un metodo del secondo ordine nella variabile temporale.

Poiché la posizione del piede di una traiettoria nell'istante precedente noto, X^n , difficilmente coinciderà con un punto computazionale, il valore al piede è generato per interpolazione. La soluzione ottenuta con questo schema è incondizionatamente stabile, e non vi è restrizione alcuna sulle dimensioni dell'intervallo temporale di calcolo. L'interpolazione cubica al piede della traiettoria fornisce una soluzione del terzo ordine nello spazio ma può causare oscillazioni alla soluzione numerica. Ciò si può evitare usando un "flux-corrected transport" (FCT), ossia una media locale pesata di due differenti soluzioni numeriche per imporre la monotonicità (Boris J.P. e Book D.L., 1973). La soluzione con FCT è non conservativa. Nel modello di qualità InfoWorks, la conservatività è ripristinata con l'uso di sotto-pesi ottimali nella media FCT locale (A. Priestley, 1993).

InfoWorks supporta tre diversi modelli per il **calcolo di erosione e sedimentazione**: il modello di Ackers-White, il modello di Velikanov e il modello KUL. Si seleziona il modello prescelto nella finestra di dialogo dei parametri di qualità. Valgono le seguenti limitazioni:

- I sedimenti sospesi siano perfettamente miscelati.
- La rimozione dei sedimenti erosi sia istantanea.
- Il fenomeno di deposito sia basato sulla velocità di caduta.
- Le forze coesive siano ignorate.
- Nessun deposito sia ammesso qualora l'altezza totale dei sedimenti (strato passivo più attivo) superi la percentuale limite sull'altezza della sezione del condotto, percentuale che può essere fissata dall'utente (limite massimo 80%).

In questo studio il modello utilizzato è stato quello di Ackers-White. I calcoli di erosione e deposito sono svolti al termine del *timestep* adottato dal modello di qualità dopo che le equazioni di advezione sono state risolte. L'algoritmo si sviluppa nei passi di seguito elencati. Per ciascun nodo computazionale lungo un condotto si calcola la capacità di trasporto C_v (adimensionale), che rappresenta la massima concentrazione di sedimenti che può essere mantenuta in sospensione nella corrente:

$$C_v = J \cdot \left(\frac{W_e \cdot R}{A} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{d_{50}}{R} \right)^\beta \cdot \lambda_c^\gamma \cdot \left[\frac{|u|}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot R}} - K \cdot \lambda_c^\gamma \cdot \left(\frac{d_{50}}{R} \right)^\varepsilon \right]^m$$

dove

λ_c = coefficiente di resistenza composto calcolato con la formula di Colebrook-White

R = raggio idraulico (A/P_0) (m)

P_0 = contorno bagnato (m)

W_e = ampiezza effettiva del fondo (m)

A = area bagnata (m^2)

U = velocità locale della corrente (m/s)

I restanti parametri sono funzione del diametro adimensionale dei grani dei sedimenti:

$$D_{gr} = d_{50} \cdot \left(\frac{g \cdot (s-1)}{\nu^2} \right)^{1/3}$$

dove

ν = viscosità cinematica dell'acqua (m^2/s)

g = accelerazione di gravità (m/s^2)

s = peso specifico della frazione di sedimenti

d_{50} = dimensione media delle particelle di sedimenti (m)

La capacità di trasporto adimensionale C_v è trasformata in una concentrazione massima a mezzo della:

$$C_{max} = C_v \cdot \rho \cdot s$$

Se la concentrazione effettiva è maggiore di C_{max} , allora l'eccesso di sedimenti si deposita, in caso contrario il fondo subisce erosione fino a raggiungere l'eguaglianza $C_{reale} = C_{max}$ o fino a raggiungere la completa erosione del fondo. La rimozione dei sedimenti erosi dal fondo avviene istantaneamente, mentre il tasso di deposito è funzione della velocità di caduta dei sedimenti. Tutti i valori di concentrazione, portata massica e massa sul fondo sono aggiornati prima di subire l'advezione al successivo *timestep*.

3.9 LE SIMULAZIONI

Si tratta ora della parte più operativa del programma, le simulazioni, che consistono nell'applicare i modelli precedentemente descritti a partire dai dati forniti in ingresso dall'utente. Per avviare una simulazione bisogna inserire i dati richiesti nella finestra di dialogo mostrata in figura 6.4, alcuni di questi dati sono imprescindibili, altri opzionali.

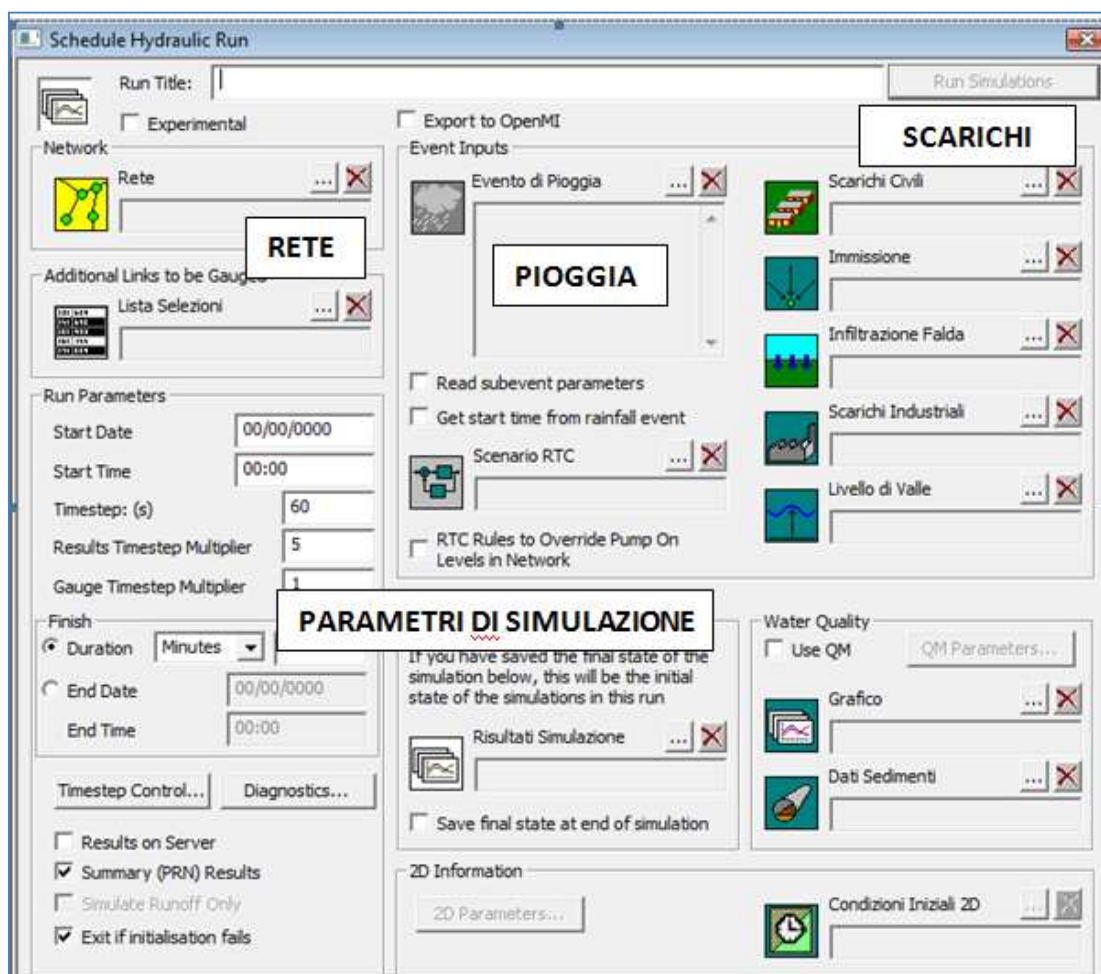


Figura 4 Finestra di dialogo per le impostazioni delle simulazioni

Il titolo va posto nel campo “Run Title”, all’interno della cornice “Network”, nel campo “Rete” va inserito il nome della rete che si intende studiare e che deve necessariamente esser stata validata. La cornice “Additional Links to be Gauged” dà la possibilità di immettere nel campo “Lista selezioni”, il nome di una selezione di condotti di maggior interesse per i quali si vogliono avere risultati più accurati, cioè scanditi a intervalli di tempo più piccoli definiti dal “Gauge Timestep Multiplier”.

La cornice “Run Parameters” contiene diverse impostazioni. Innanzitutto troviamo i campi “Start Date” e “Start Time”, il cui contenuto va modificato solo se l’evento di pioggia considerato si

riferisce a data e orario reali. Il campo “Timestep (s)” indica il più grande intervallo temporale a cui vengono effettuati i calcoli idraulici: durante la simulazione, esso può essere opportunamente ridotto (utilizzando suoi sottomultipli) per migliorare l’accuratezza e l’efficienza di calcolo; può altresì essere incrementato, secondo multipli, durante i periodi di tempo secco nelle simulazioni di tipo continuo, allo scopo di velocizzare il calcolo e diminuire l’occupazione di memoria. Il “Results Timestep Multiplier” è il coefficiente che, moltiplicando il *timestep* di cui sopra, fornisce l’intervallo di tempo a cui i risultati sono scanditi: un valore nullo implica che non si avrà l’andamento temporale dell’output, un valore pari all’unità significa che i risultati saranno forniti ogni *timestep* idraulico, mentre un valore, per esempio, di 5, indica che i risultati saranno forniti con cadenza pari a 5 volte il *timestep* stesso. Il “Gauge Timestep Multiplier” è il moltiplicatore che stabilisce la cadenza temporale a cui sono forniti i risultati relativi alla selezione indicata in “Additional Links to be Gauged” (vedi sopra): è chiaro che, trattandosi di condotti di particolare interesse, si debba impostare un valore inferiore o al più eguale al *result timestep multiplier*. La “Duration (min)” è la durata in minuti coperta dalla simulazione. Sempre all’interno della stessa cornice, troviamo i due bottoni “Timestep Control Options” e “Diagnostics”. Col primo si può scegliere un timestep più grande per i periodi di tempo secco delle simulazioni continue, in modo che queste richiedano minor tempo di calcolo occupino minor memoria. Il secondo bottone, invece, consente di definire valori diagnostici limite per il controllo dell’accuratezza computazionale. Infine, la cornice “Run Parameters” ha tre box, di cui uno particolarmente interessante perché permette di simulare il solo fenomeno di deflusso superficiale (“Simulate Runoff Only”). La cornice “Event Inputs” è dedicata agli eventi che definiscono ingressi al sistema o in qualche modo regolano il funzionamento del sistema stesso in alcuni suoi aspetti. Si può omettere di inserire eventi di pioggia, nel qual caso avremo una simulazione di tempo secco, ma si possono anche inserire più eventi, allora saranno condotte più simulazioni in successione. Selezionando il box “Read Subevent Parameters”, il software leggerà le variazioni nei valori dei parametri idrologici tra i diversi sottoeventi di cui l’evento meteorico si compone. Attraverso il campo “RTC Scenario” può essere caricato un evento che contenga un insieme di regole per il controllo in tempo reale degli organi di regolazione presenti nella rete, quali pompe, paratoie, ecc.

“Waste Water” e “Trade Waste” accolgono eventi con dati di scarichi domestici e industriali; “Inflow” e “Level” servono per definire rispettivamente portata e livello di ingressi puntuali al sistema di drenaggio; infine “Ground Infiltration” permette di caricare dati relativi alle infiltrazioni dal terreno alla rete di drenaggio.

La cornice “Simulation State” consente sia di caricare come condizione iniziale lo stato finale salvato da una precedente simulazione, sia di salvare quello finale dell'imminente per identici usi futuri. Nel caso in cui questo spazio sia lasciato vuoto, all'avvio della simulazione il programma effettuerà un'inizializzazione. Questa procedura ha lo scopo di far raggiungere alla rete uno stato iniziale stabile del sistema di drenaggio; sulla base di questo vengono quindi calcolate le concentrazioni iniziali in rete di solidi sospesi e inquinanti disciolti, anche in funzione degli ingressi qualitativi (scarichi) nella rete. Il deposito di sedimenti sul fondo dei condotti sarà coerente con la capacità di trasporto della corrente generata dallo stato stabile idraulico. La simulazione vera e propria, si avvale delle condizioni iniziali trovate nella fase precedente, le quali dovrebbero favorire la stabilità numerica. Solitamente è possibile, ed è consigliato, realizzare una simulazione in tempo secco, salvarne lo stato finale e utilizzarlo come stato iniziale della simulazione vera e propria: a livello di dati in ingresso, l'unica differenza tra le due simulazioni dovrà essere la presenza dell'evento meteorico nella seconda.

Infine, abbiamo la cornice “Water Quality” attraverso la quale si decidono le impostazioni della simulazione di qualità. Il box “Use QM” deve essere selezionato se si vuole che la simulazione sia anche qualitativa oltreché idraulica. Se è effettivamente selezionato, è possibile premere il bottone “QM Parameters” con cui si accede ad una finestra di dialogo dove si possono scegliere i sedimenti e gli inquinanti da modellare. “QM Multiplier” è un numero indicante la relazione esistente tra il *timestep* dei calcoli qualitativi ed il *timestep* idraulico: un valore nullo comporta la totale uguaglianza, nella discretizzazione temporale, tra i due modelli, cioè se il modulo idraulico dimezza l'intervallo di calcolo per migliorare l'accuratezza o per problemi di stabilità numerica, allora il modulo qualitativo farà altrettanto; invece, con un valore pari all'unità, il *timestep* qualitativo sarà sì uguale a quello idraulico, ma non scenderà sotto il *timestep* di base (60 s di default). Vi sono poi quattro check box. Nel primo si può scegliere se modellare separatamente le frazioni di sedimenti o in maniera interdipendente (con un unico valore, medio, per ogni grandezza caratteristica). Nel secondo si decide se i fenomeni di erosione/deposito debbano influenzare i calcoli idraulici tramite un'azione di feedback sull'altezza totale dei sedimenti (variando l'altezza dello strato attivo). Nel terzo viene data la possibilità di sovrascrivere il valore del tempo di *buildup* introdotto nel “Rainfall Event Editor” inserendone uno diverso nel campo “Buildup Time (hours)”. Col quarto check-box “è possibile scegliere il modello di scorrimento superficiale usato nel modulo idraulico, ossia il “Native Washoff Routing” che nel nostro caso è il modello Wallingford - in alternativa al modello di default, che è quello di Desbordes, per i calcoli del dilavamento. Infine, col bottone “Export To...” si possono esportare i risultati della simulazione in altri programmi. Tornando alla cornice “Water Quality”, essa

comprende anche i campi “Pollutograph”, per considerare pollutogrammi di ingressi puntuali nel sistema (da usare in associazione agli *inflow* e *level events*), e “Pipe Sediment Data”, tramite cui si fissa l’altezza iniziale dei sedimenti nei condotti. Una volta scelte le impostazioni, la simulazione può essere lanciata premendo il bottone “Run Simulations” all’interno della stessa finestra “Schedule Hydraulic Run”: ora la simulazione viene controllata e portata a termine dall’”InfoWorks Simulation Controller”, la cui interfaccia grafica permette di prendere visione dello stato corrente della simulazione.

E’ possibile agire sui parametri che governano i calcoli relativi sia alla componente idraulica che a quella qualitativa di una simulazione. I **parametri delle simulazioni** da poter inserire e modificare si ripetono analoghi, ma distinti, per quanto riguarda la fase di inizializzazione e quella di simulazione vera e propria. Normalmente l’utente non avrà bisogno di modificare i valori di default quali sono stati impostati: essi sono stati scelti infatti per ottimizzare le prestazioni di calcolo.

Tra i valori accessibili compaiono il numero massimo di dimezzamenti del *timestep* di calcolo e il numero massimo di iterazioni. Altri parametri stabiliscono invece un intervallo di tolleranza nei bilanci volumetrici e di massa degli elementi della rete. In taluni casi si è reso necessario variarne i valori di default per far sì che il calcolo giungesse a convergenza.

Lo svolgimento della simulazione è visibile nella finestra del “Simulation controller” da cui si può verificarne lo stato di avanzamento ed eventualmente intervenire sulla sua durata e sulle priorità delle simulazioni lanciate. Al termine di ciascuna di queste le modalità di visualizzare i risultati ottenuti sono molteplici:

- *Riproduzione grafica dei cambiamenti di stato*

Quando il programma ha portato a termine una simulazione, compare una nuova icona nel menu che consente di visualizzare dinamicamente i risultati delle simulazioni. I passi temporali di cui si dispongono le immagini, sono quelli stabiliti come “step dei risultati” al lancio della simulazione ed è possibile ripercorrerli nell’evolversi degli eventi. Si può inoltre visualizzare il “Caso peggiore” per ogni singolo elemento: questo fornisce una visione complessiva e contemporanea delle situazioni di crisi peggiori in cui si è venuto a trovare ogni singolo nodo o ramo (il massimo stato di esondazione o di sovraccarico).

- *Tabelle dei risultati*

I risultati finali vengono organizzati tramite le tabelle che per ogni categoria di elementi indicano i risultati istantanei ad ogni passo temporale e i valori massimi raggiunti durante l’intera simulazione. (massime portate e velocità, massimo sovraccarico, massime concentrazioni...).

- Grafici

Si possono poi riprodurre grafici che illustrano, per ogni elemento, la variazione dei valori idraulici in funzione del tempo. Sono visualizzabili sia gli andamenti di grandezze idrauliche sia quelli dei parametri di qualità.

- Risultati avanzati

Nel menu principale, sotto la voce “Risultati”, si possono scegliere opzioni avanzate di visualizzazione dei risultati. Si possono produrre grafici relativi a più posizioni contemporaneamente, o ancora grafici che ripropongono i risultati di più simulazioni per uno stesso elemento. E’ così immediato il confronto tra le varie condizioni di svolgimento considerate. Ancora si possono produrre “Rapporti Statistici” riguardo a grandezze e posizione definite dall’utente.

CAPITOLO 4

IL SISTEMA FOGNARIO DI RAVENNA



4.1 RAVENNA

Lo studio della rete fognaria di una città richiede un'analisi completa e particolareggiata del suo territorio, inteso nelle sue varie componenti fisiche, abitative e produttive, non solo il territorio che è o che sarà interessato da una rete fognaria, ma anche quello che comunque potrà influenzare quest'ultima durante un evento meteorico.

Il comune di Ravenna si estende su un territorio estremamente vasto (69 frazioni), è infatti secondo in Italia per superficie solo al comune di Roma.

La città di Ravenna è la più popolosa (160.000 abitanti) e storicamente più importante della Romagna; sorge all'estremità sud orientale della Pianura su un'area soggetta al fenomeno di abbassamento del terreno o subsidenza.

Il centro si trova a 10 Km dal mar Adriatico, al quale è collegato per mezzo del canale Candiano che scorre tra Marina di Ravenna e la stazione centrale. Propaggini urbane si estendono sino al

porto di Ravenna che è uno degli scali più importanti dell'Adriatico.



Padana

Il



4.2 STRUTTURA DELLA RETE FOGNARIA DEL COMUNE DI RAVENNA

Il sistema fognario dell'intero comune (Fig. 7) ha un'estensione complessiva di circa 642 Km e risulta costituito da fognature miste per circa il 45% della sua estensione, mentre per il restante 55 % da reti separate (di cui il 22.7 % da reti nere , il 22.7.3 % da reti bianche e il 5% da fossati).

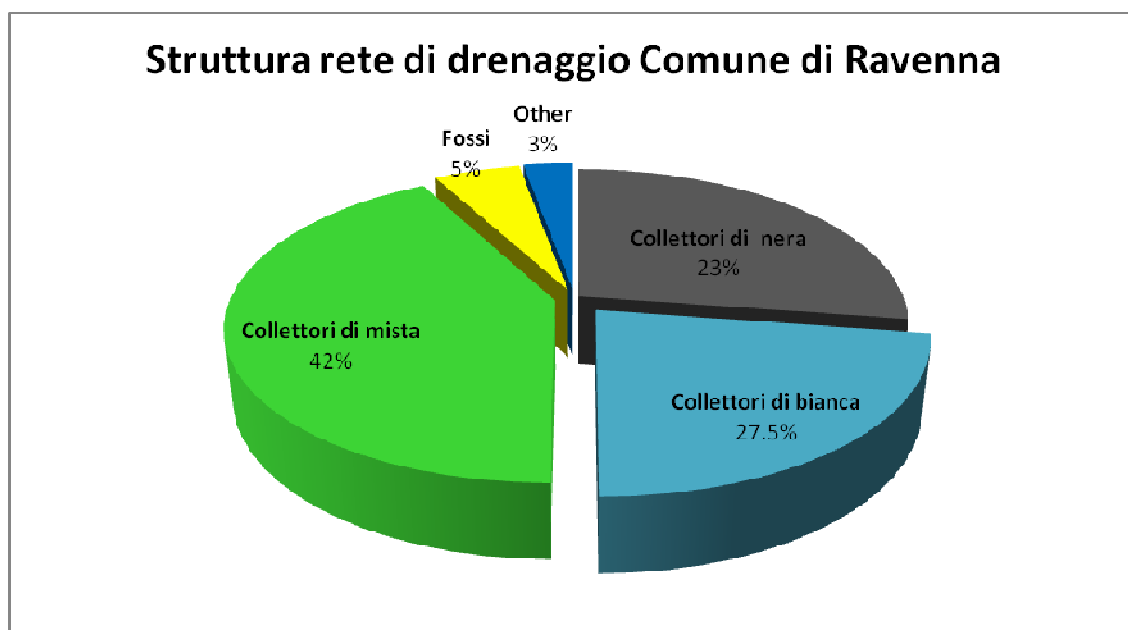


Figura 6 Struttura percentuale della rete di drenaggio del comune di Ravenna

La rete fognaria risulta complessivamente dotata di n. 167 stazioni di pompaggio (Fig. 9) quasi totalmente destinate al servizio delle reti nere. I pochi impianti di sollevamento a servizio delle reti miste sono situati in corrispondenza degli sfioratori di pioggia e sono finalizzati al convogliamento verso il sistema depurativo delle portate di magra in tempo asciutto, mentre le portate eccedenti in tempo di pioggia vengono scolmate attraverso gli sfioratori che sono in numero di 118 distribuiti nel territorio comunale (Fig.9).

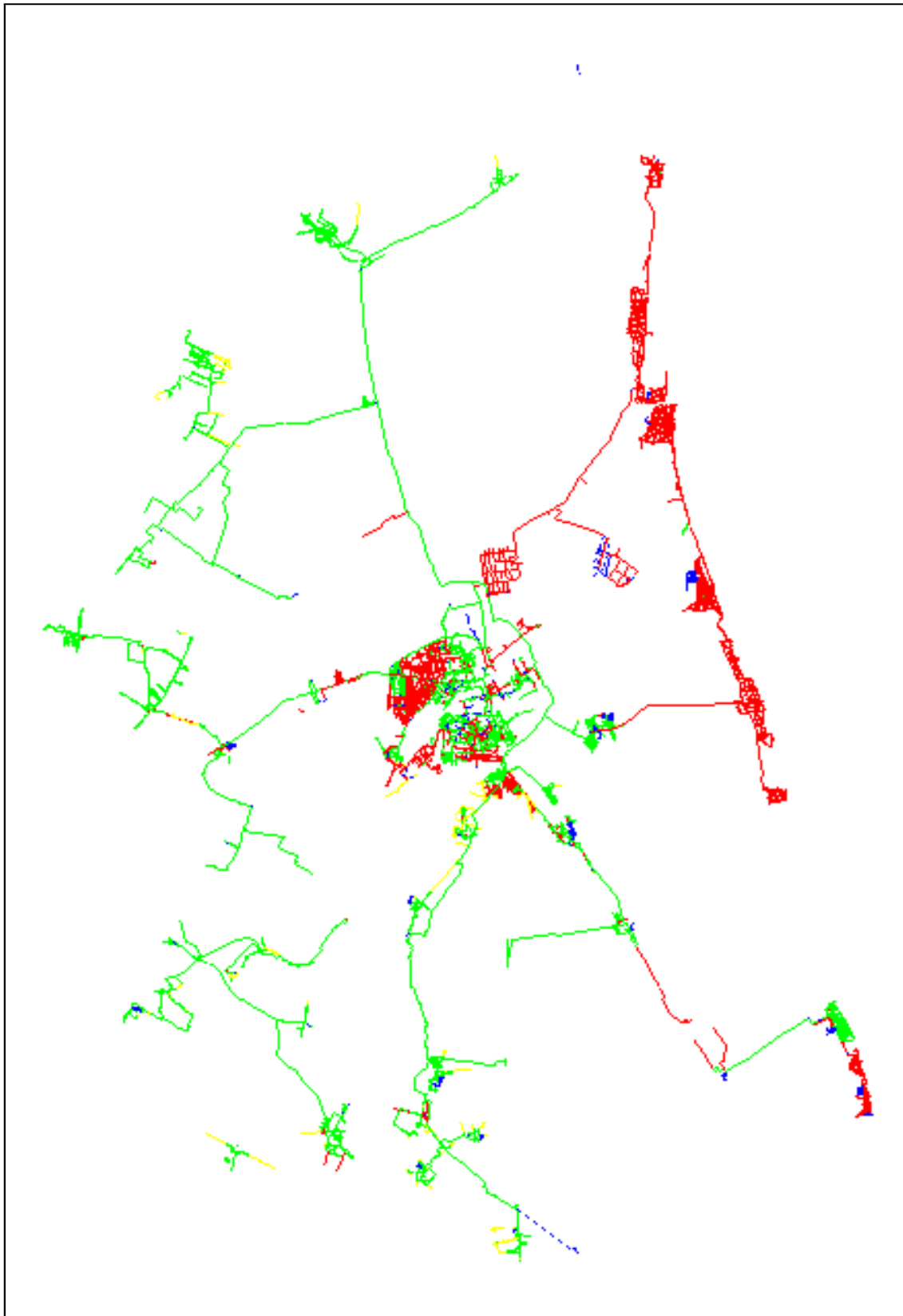


Figura 7 Rete di drenaggio del comune di Ravenna. In verde i collettori di tipologia mista, in rosso quelli di tipologia separata(bianca-nera);in giallo i canali di scolo in blu i collettori da verificare.

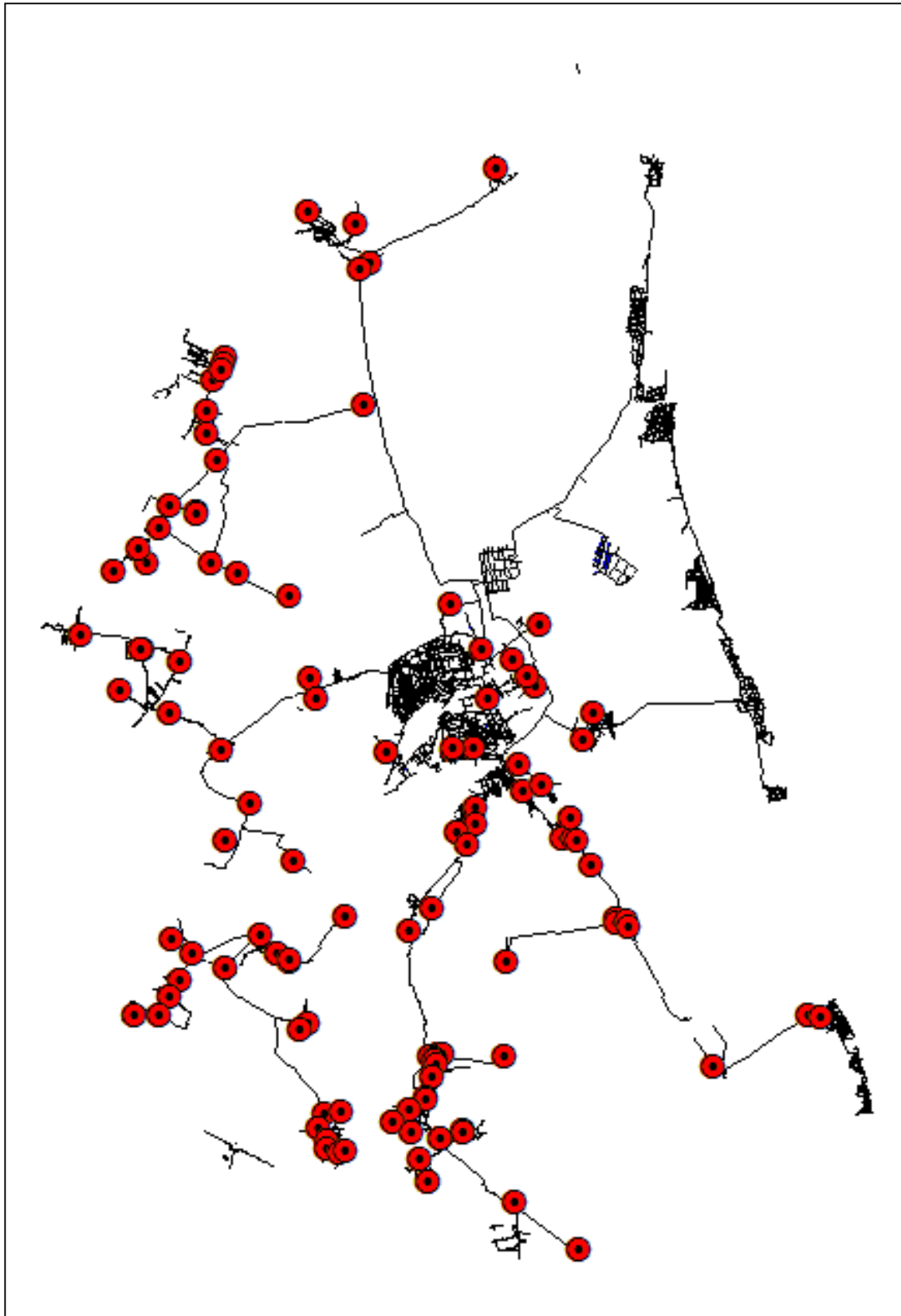


Figura 8 Localizzazione planimetrica degli scaricatori di piena

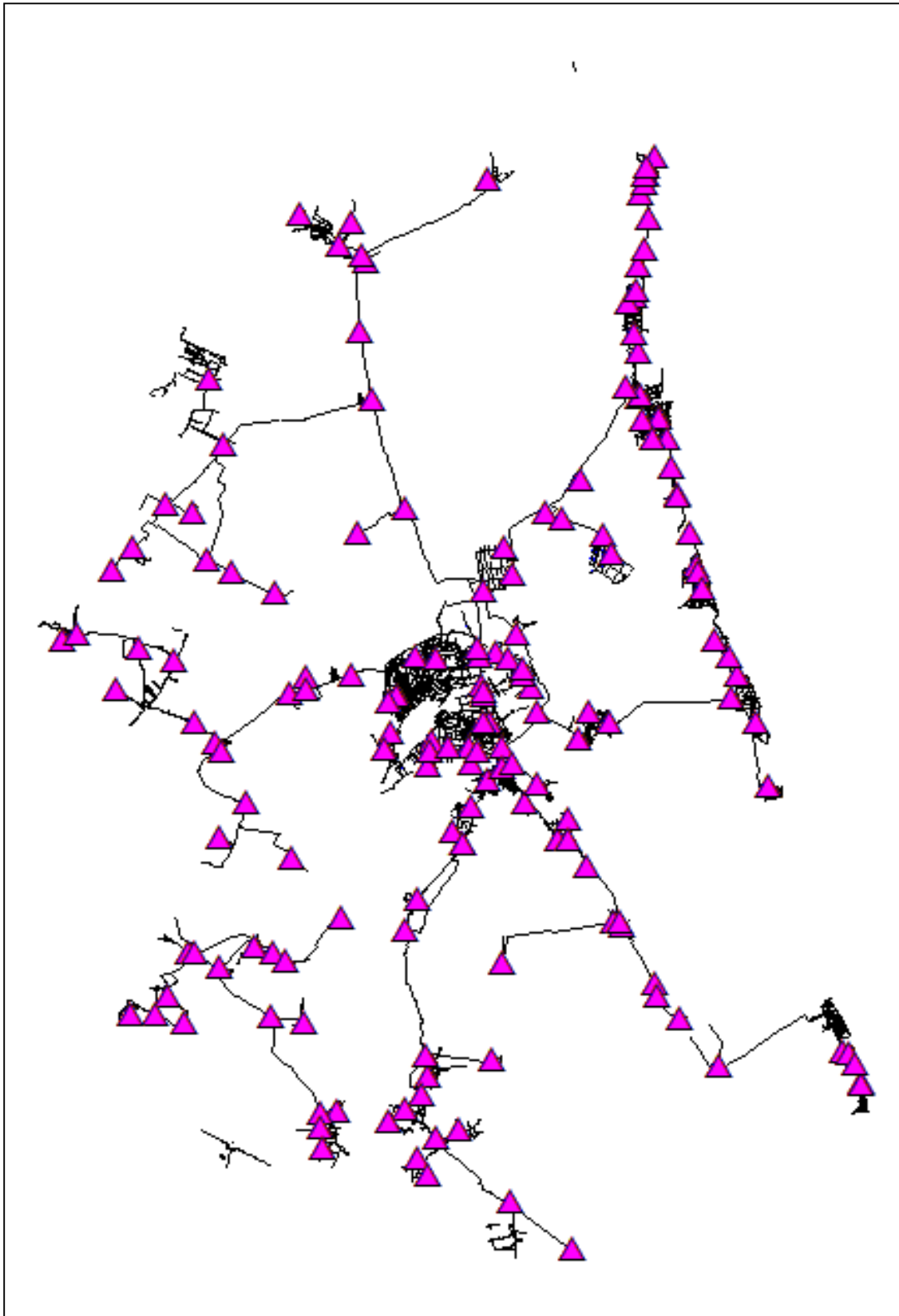


Figura 9 Localizzazione planimetrica degli impianti di sollevamento nel territorio comunale.

Il sistema depurativo e fognario del Comune di Ravenna è suddiviso in cinque bacini che recapitano nei quattro depuratori in figura e nel depuratore situato nel comune di Russi.

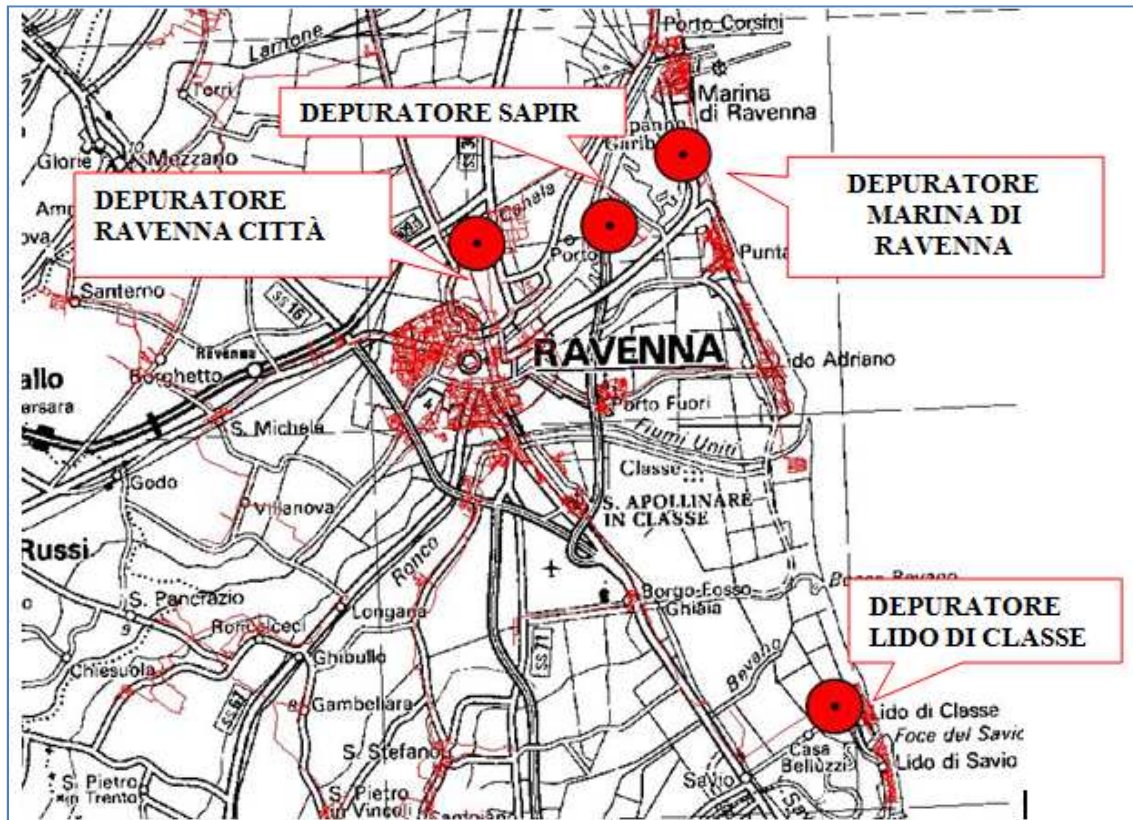


Figura 10 Localizzazione dei Depuratori presenti nel Comune di Ravenna

4.3 STRUTTURA DELLA RETE FOGNARIA DELLA CITTÀ DI RAVENNA

Lo sviluppo economico degli ultimi decenni e l'estensione del territorio urbanizzato, in particolare lungo la fascia costiera, uniti al fenomeno della subsidenza, hanno reso necessaria la ristrutturazione della rete di raccolta delle acque urbane e la realizzazione di diverse stazioni di sollevamento.

Il reticolo fognario della città di Ravenna è suddiviso in bacini ciascuno dei quali ha come recapito finale un impianto idrovoro che, durante gli eventi meteorici, convoglia le portate nei ricettori superficiali, fungendo in pratica da scaricatori meccanici, in modo da non compromettere il regolare funzionamento dell'impianto di depurazione.

Le acque nere prodotte dalla città di Ravenna confluiscono al depuratore di Ravenna città.

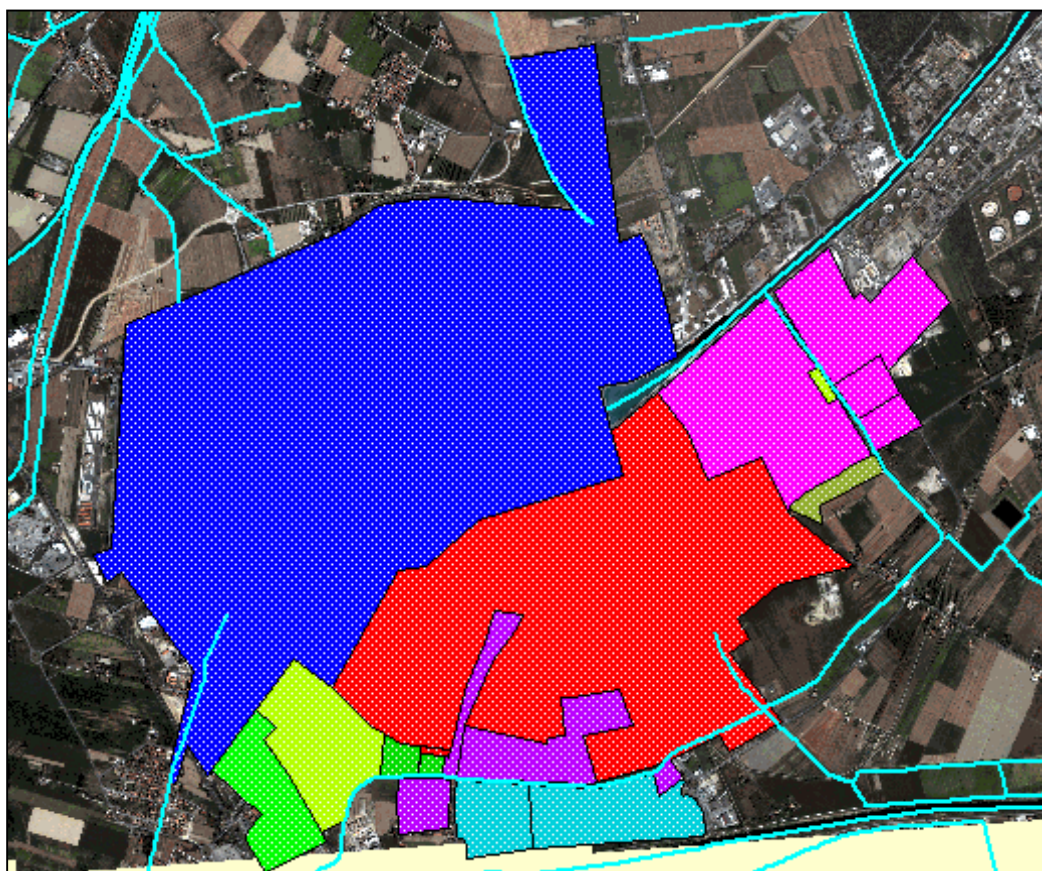


Figura 11 Bacini drenanti ed idrografia comunale

Gli impianti idrovori presenti nella città sono:

→ Impianto idrovoro Comparto Nord

- Impianto idroforo Bidente
- Impianto idroforo Fiumi uniti
- Impianto idroforo Pirano
- Impianto idroforo Portorose

4.4 IMPIANTI IDROVORI

L'impianto idrovoro Nord Città, ubicato in via Chiavica Romea, provvede allo smaltimento delle acque meteoriche di tutto il bacino nord della città, recapitandole nel Canale Candiano. È l'impianto più grande di tutta Ravenna e le caratteristiche tecniche verranno successivamente descritte.

4.4.1 Impianto idrovoro Bidente

L'impianto idrovoro del bacino Bidente, ubicato a lato della circonvallazione Piazza d'Armi, provvede allo smaltimento delle acque meteoriche del bacino omonimo, recapitandole nel canale Candiano. È provvisto di una vasca di raccolta le cui dimensioni sono evidenziate in figura e di quattro pompe caratterizzate dalle portate e dalle rispettive quote d'attacco e stacco riportate in tabella.

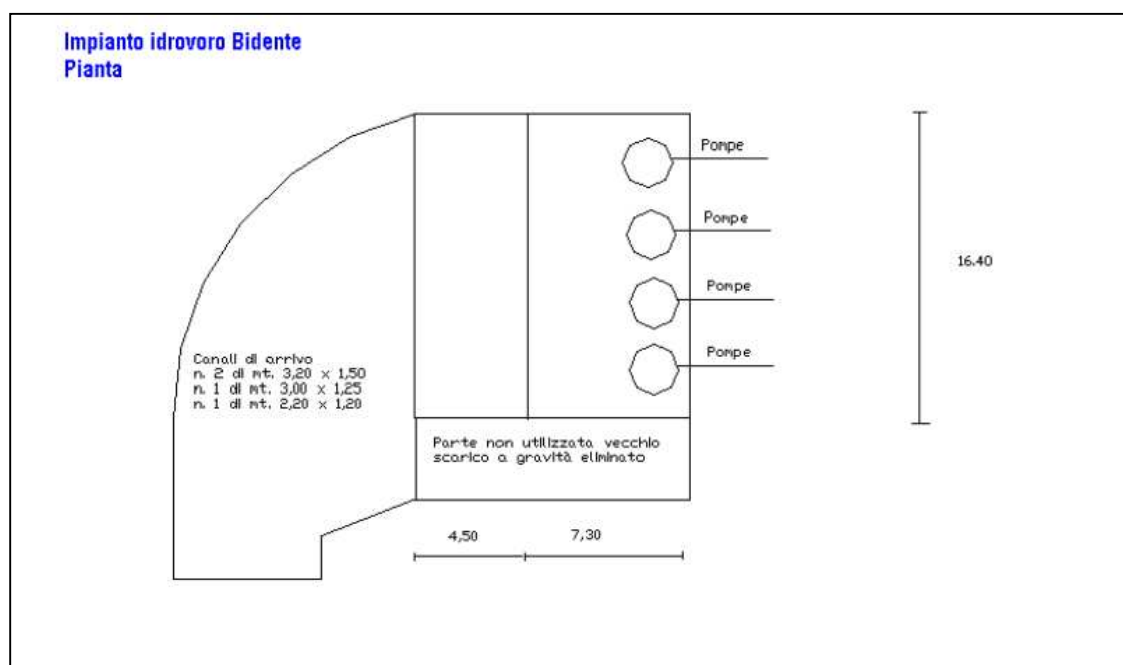


Figura 12 Pianta dell'Impianto Idrovoro Bidente

IMPIANTO IDROVORO BIDENTE			
Pompa	Portata [m ³ /s]	Quota di attivazione [m.s.m.]	Quota di stacco [m.s.m.]
Pn1	3.5	0.685	-0.465
Pn2	3.5	-0.365	-0.565
Pn3	1.5	-0.615	-1.115
Pn4	5	0.685	-0.465

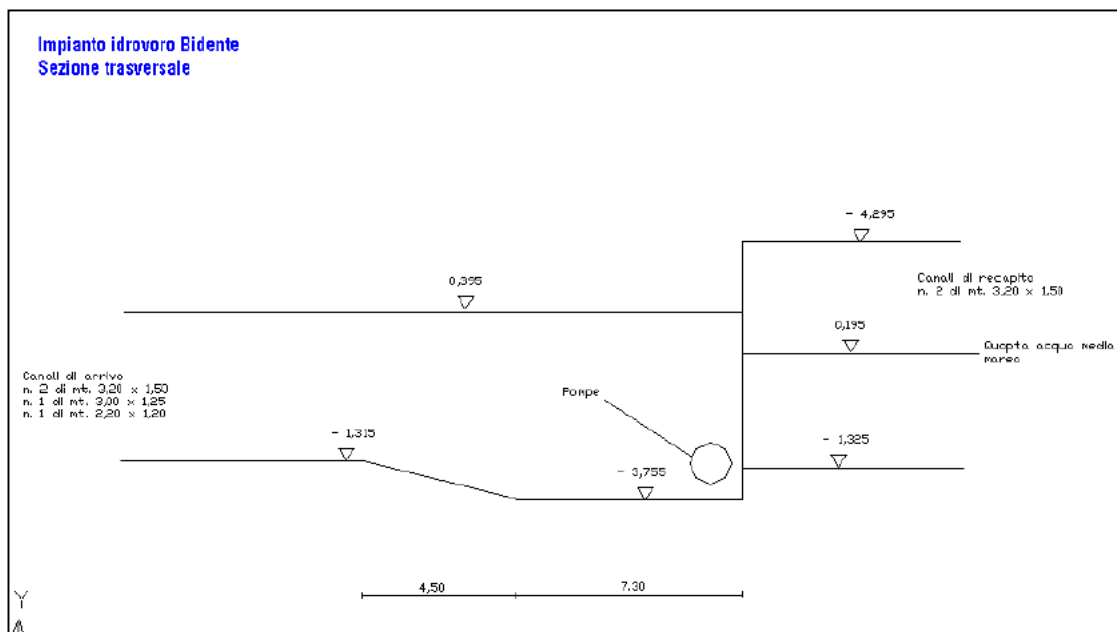


Figura 13 Sezione trasversale Impianto Idrovoro Bidente

4.4.2 Impianto idroforo Pirano

L'impianto idroforo del bacino Lanciani, ubicato a ridosso del canale Candiano nel tratto terminale di via Pirano, provvede allo smaltimento delle acque meteoriche del bacino Lanciani recapitandole nel Canale Candiano. È provvisto di una vasca di raccolta le cui dimensioni sono evidenziate in figura e di quattro pompe caratterizzate dalle portate e dalle rispettive quote d'attacco e stacco riportate in tabella.

IMPIANTO IDROFORO PIRANO			
Pompa	Portata [m ³ /s]	Quota di attivazione [m.s.m.]	Quota di stacco [m.s.m.]
Pn1	0.3	-1.29	-1.53
Pn2	0.8	-0.97	-1.26
Pn3	0.8	-0.84	-1.22
Pn4	2	-0.69	-1.19

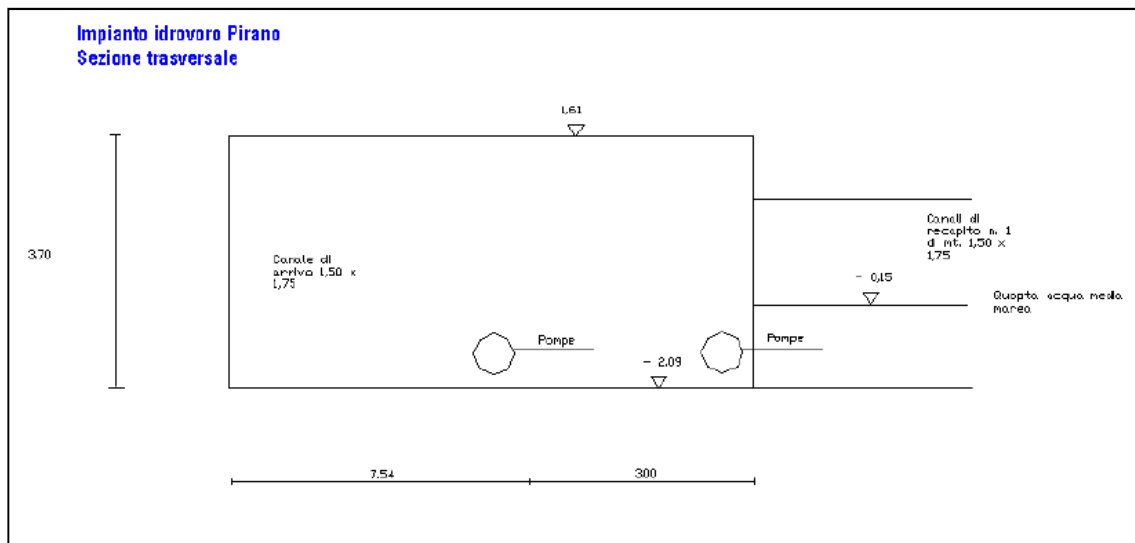


Figura 14 Pianta Impianto Idroforo Pirano

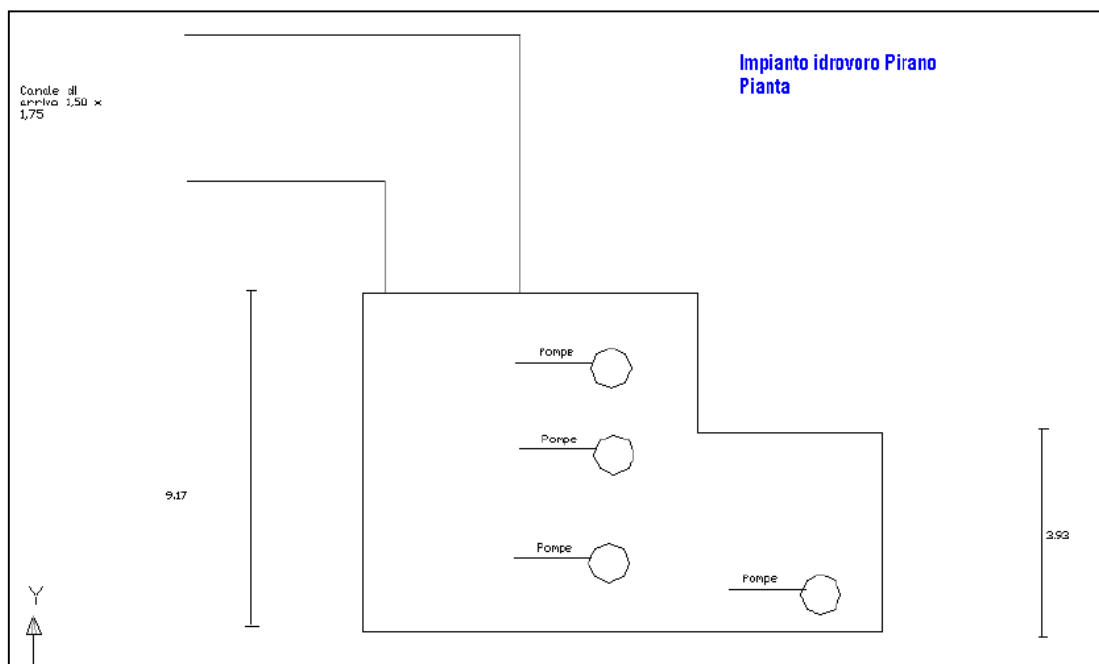


Figura 15 Sezione trasversale Impianto Idrovoro Pirano

4.4.3 Impianto Idrovoro Portorose

Un **secondo impianto idrovoro del bacino Lanciani** è ubicato in via Portorose e provvede allo smaltimento delle acque meteoriche del bacino Lanciani recapitandole nel Canale Candiano. È provvisto di una vasca di raccolta le cui dimensioni sono evidenziate in figura e di due pompe caratterizzate dalle portate e dalle rispettive quote d'attacco e stacco riportate in tabella.

IMPIANTO IDROVORO PORTO ROSE			
Pompa	Portata [m ³ /s]	Quota di attivazione [m.s.m.]	Quota di stacco [m.s.m.]
Pn1	0.16	-2.37	-3.37
Pn2	0.16	-1.87	-3.27

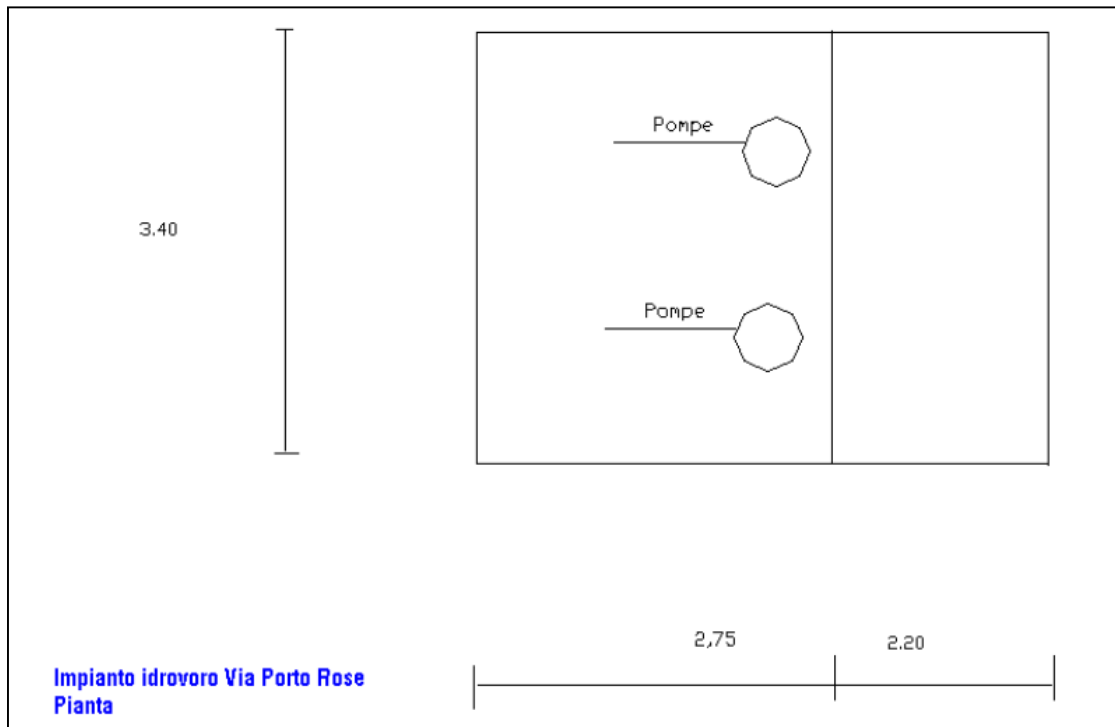


Figura 16 Pianta Impianto Idrovoro Porto Rose

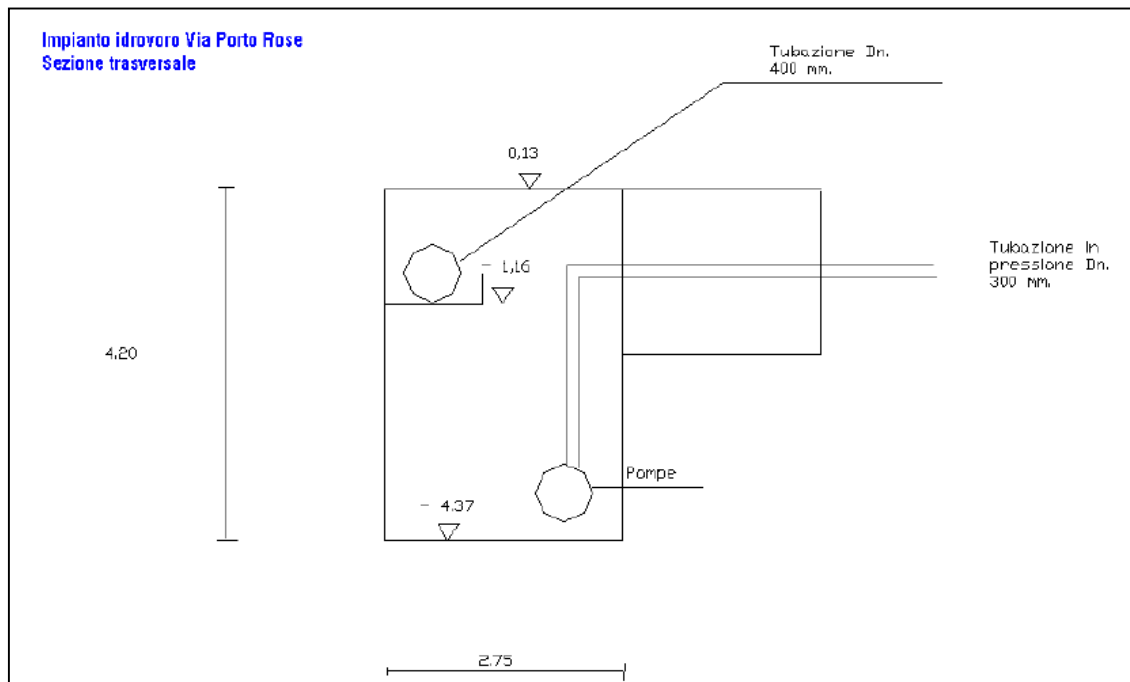


Figura 17 Sezione trasversale Impianto Idrovoro Via Porto Rose

4.4.4 Impianto Idroforo Fiumi Uniti

L'**impianto idroforo Fiumi Uniti** collocato in via Caletti è composto da due pompe caratterizzate dalle portate e dalle rispettive quote d'attacco e stacco riportate in tabella; la prima delle due pompe recapita direttamente nello scolo Lama, mentre la seconda recapita nella fogna mista di via Acquacalda con destinazione idrofora Bidente.

IMPIANTO IDROFORO PORTO ROSE			
Pompa	Portata [m³/s]	Quota di attivazione [m.s.m.]	Quota di stacco [m.s.m.]
Pn1	0.23	-2.26	-3.26
Pn2	0.23	-2.06	-3.06

4.5 IMPIANTO DI DEPURAZIONE RAVENNA CITTÀ

Il sistema depurativo e fognario del Comune di Ravenna è suddiviso in quattro bacini che recapitano in altrettanti depuratori e precisamente: Città, Marina di Ravenna, Lido di Classe e Russi.

Il depuratore di Ravenna città è situato nella parte Nord orientale della città, ad esso fanno capo la città di Ravenna, la zona industriale Basette, alcune zone del forese e alcune frazioni costiere; gran parte della fognatura adduce acque di tipo misto (nere più meteoriche). Sono inoltre adottati:

- Attraverso una tubazione dedicata i reflui provenienti dall'impianto chimico-fisico biologico "Sapir" di via Romea Nord, km 2.6 che tratta rifiuti liquidi e percolati di discarica.
- A mezzo di autobotti, rifiuti liquidi provenienti da attività di espurgo di fosse settiche di manutenzioni fognarie.



Figura 18 Vista area dell'Impianto di Depurazione Ravenna città

L'impianto Ravenna città è stato attivato nel 1983 con potenzialità 60.000 A.E. e progressivamente ampliato inizialmente a 180.000 A.E. per poi giungere ai 240.000 A.E. attuali. L'impianto è dotato di due cogeneratori che possono essere alimentati sia dal gas di rete, sia dal biogas che si produce nell'ambito della digestione anaerobica e che possono intervenire come generatori ausiliari in caso di mancanza di energia elettrica dalla rete, mantenendo attiva una parte dell'impianto.

I fanghi biologici disidratati vengono destinati di norma all'utilizzo in agricoltura. Durante il periodo estivo parte degli effluenti viene inviata in fertirrigazione attraverso il canale Tomba, mentre il corpo idrico normalmente utilizzato per il recapito finale è il canale Cupa.

L'impianto di depurazione è così organizzato:

Trattamenti primari

- Sollevamento a coclea
- Misura e campionamento
- Grigliatura grossolana
- Desabbiatura - disoleazione
- Grigliatura fine
- Sedimentazione primaria

Trattamenti secondari:

- Linea 1
 - Predenitrificazione
 - Ossidazione
 - Nitrificazione
 - Sedimentazione
- Linea 2
 - Predenitrificazione
 - Ossidazione
 - Nitrificazione
 - Sedimentazione
- Vasca di contatto a labirinto
- Dosaggio d'ipoclorito di sodio
- Misura e campionamento

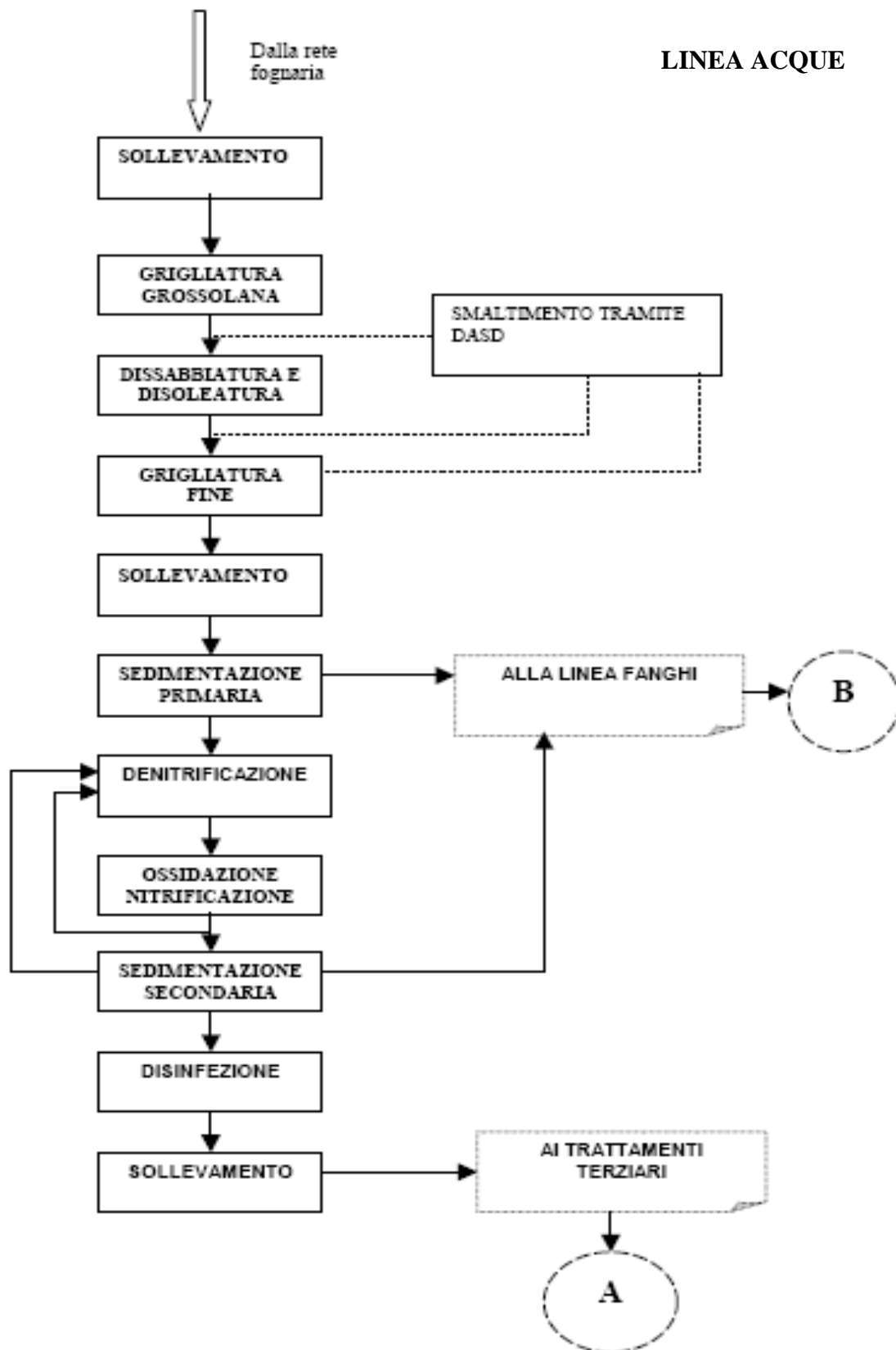


Figura 19 Schema di flusso del depuratore di Ravenna città. Linea acque.

Trattamenti terziari:

- Sollevamento
- Dosaggio reattivi e contatto
- Misura
- Sedimentazione
- Disinfezione U.V.
- Campionamento

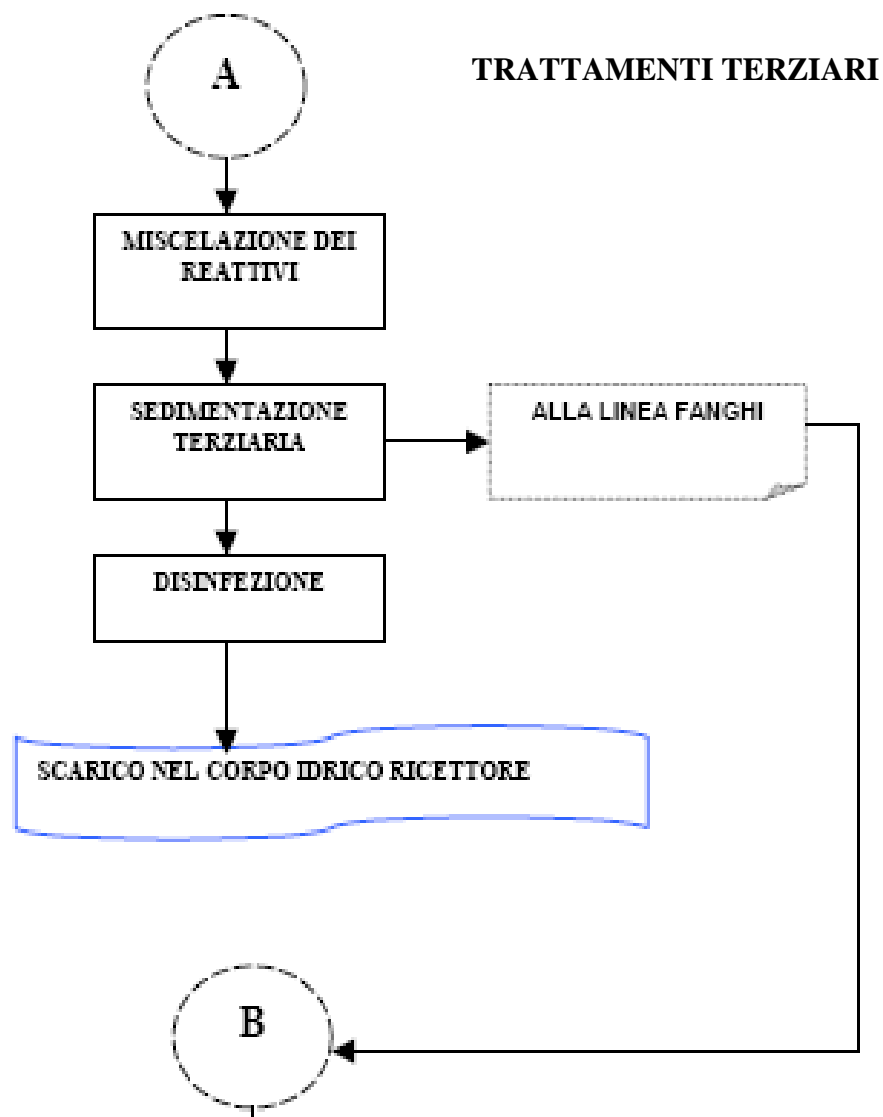


Figura 20 Schema di Flusso:trattamenti terziari

Linea fanghi:

- Pre ispessimento statico
- Digestione anaerobica

- Post ispessimento
- Disidratazione meccanica con presse a nastro

Dai dati gestionali risalenti al 2002 si può avere un'idea di quelli che sono i volumi annualmente trattati e le caratteristiche delle acque in uscita.

LINEA FANGHI

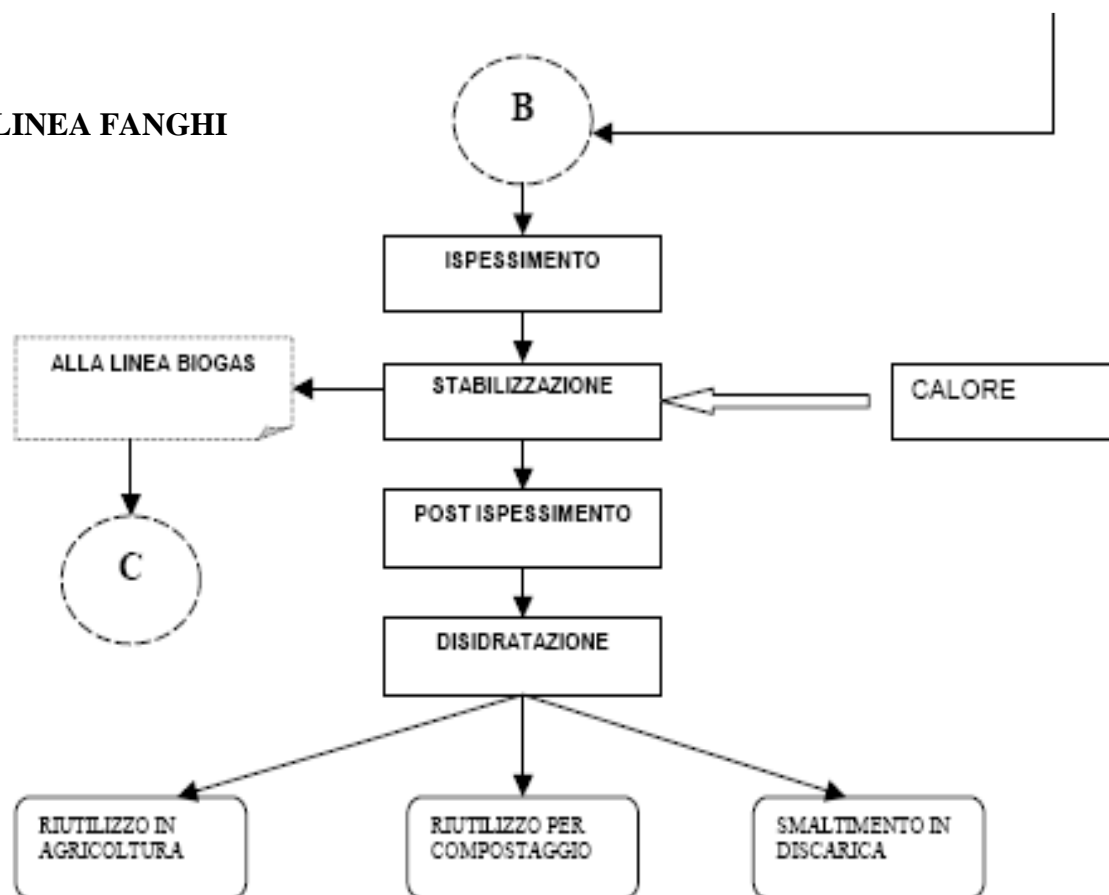


Figura 21 Schema di flusso dell'impianto di depurazione Ravenna città: Linea Fanghi

DATI GESTIONALI IMPIANTO RAVENNA CITTÁ		
Volume trattato	16.670.000	[mc/anno]
Punta massima	69.300	[mc/giorno]
Rifiuti liquidi trattati	15.795	[Ton]
Fanghi biologici prodotti	13.900	[Ton]
Energia elettrica utilizzata	7.057.620	[Kwh]

CARATTERISTICHE ACQUA IN USCITA

Parametro	Valore medio	
C.O.D.	40	[mg/l]
B.O.D.5	14	[mg/l]
S.S.T.	19	[mg/l]
P. tot	0.5	[mg/l]
N. tot	10	[mg/l]

CAPITOLO 5

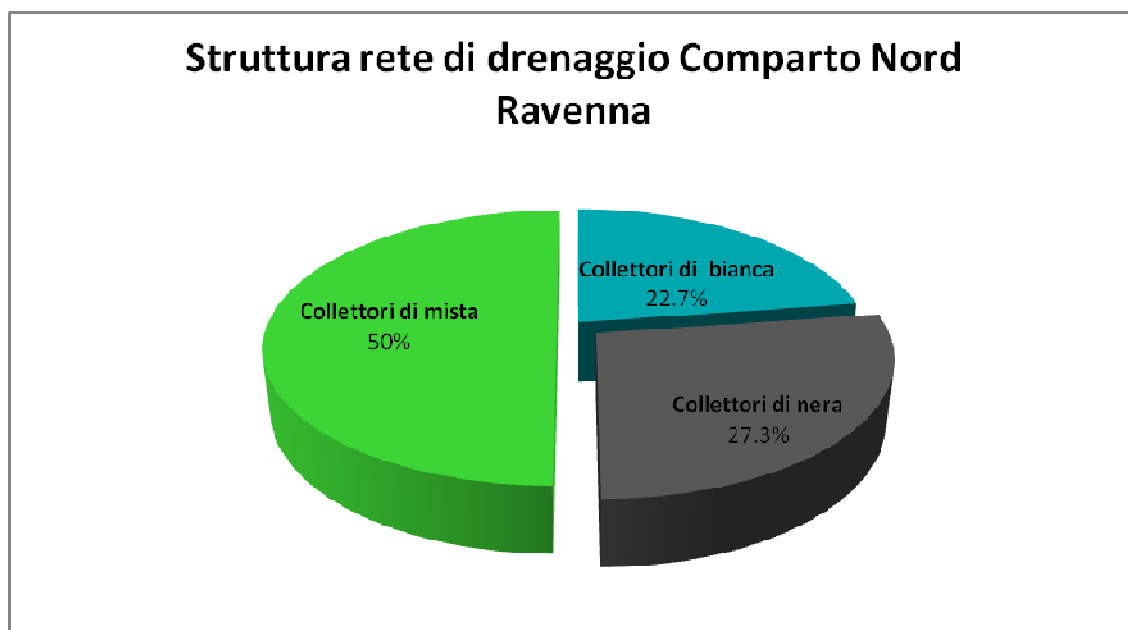
COMPARTO NORD DELLA CITTÀ DI **RAVENNA**

5.1 GEOMETRIA DELLA RETE DI DRENAGGIO

Il comparto Nord, comprendente la porzione di territorio evidenziata in figura, ha un'area complessiva di circa 600 ha costituita per lo più da aree residenziali e in minor parte da verde pubblico.

La geometria della rete del Comparto Nord di Ravenna è di tipo gerarchico. Risalendo verso monte dall'impianto idrovoro sito in via Pomposa s'individua la "dorsale principale", essa è costituita da una doppia fila di scatolari di grandi dimensioni che costeggia la città nella parte nord. La dorsale è il recapito della rete principale che drena le acque dell'intero comparto. Nonostante una buona parte del sistema sia di tipo separato la rete principale e la dorsale Nord sono di tipo misto.

La rete è per circa il 50 % di misto, e per il restante 50% di tipo separato. La parte separata è presente in particolare nelle nuove aree urbanizzate circoscritte nella zona centrale del comparto.



SISTEMA FOGNARIO COMPARTO NORD	
Tipologia collettore	Lunghezza [km]
Collettori di nera	36,9
Collettori di mista	67,65
Collettori di bianca	30,78
Fossi	0,82



Figura 22 Planimetria della rete di drenaggio del Comparto Nord

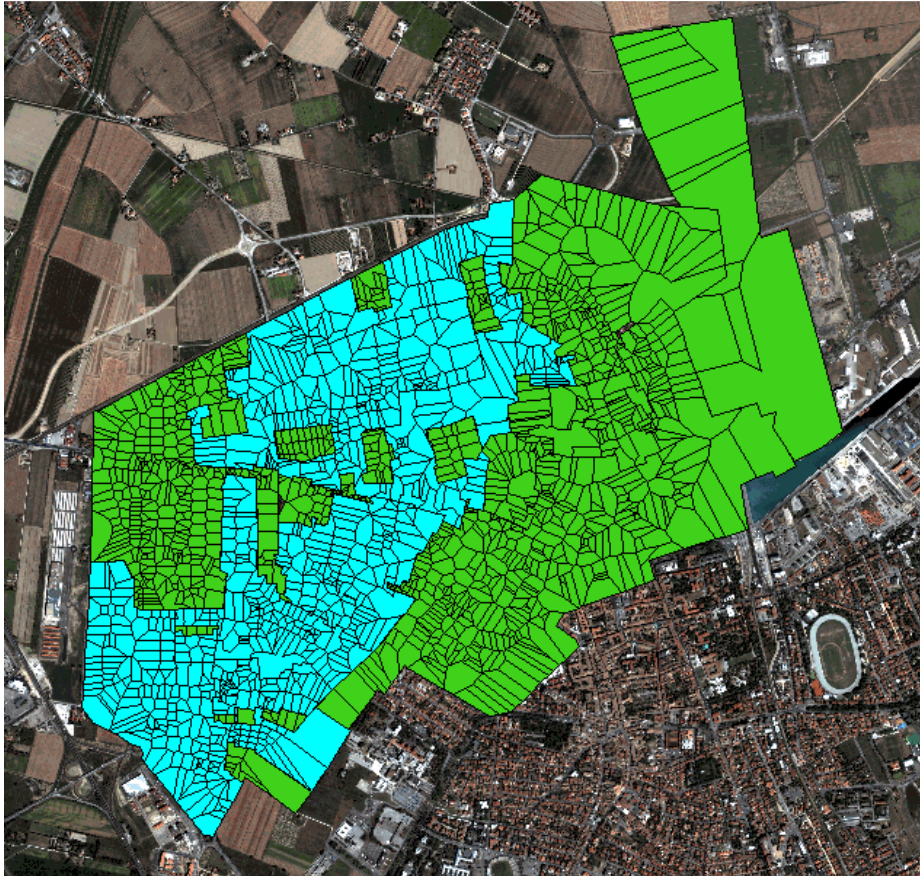


Figura 23 Suddivisione della fognatura del comparto nord. I poligoni verdi individuano aree con fognatura di tipo misto, i poligoni celesti aree con fognature separate.

Le condotte sono caratterizzate da diametri fortemente disomogenei che variano dai DN 100 dei collettori circolari di nera agli scatolari rettangolari (3600*1650) della dorsale principale. I collettori sono tutti in calcestruzzo.

Le pendenze sono spesso irrilevanti per la natura pianeggiante del terreno e talune volte le condotte si presentano in contropendenza. Quest'ultima condizione può essere causata da fenomeni di subsidenza, possibili deformazioni dovuti a sovraccarichi stradali o pose errate.

I pozzetti d'ispezione sono pressoché prefabbricati in cemento di volumi rettangolari e di piccole dimensioni, con chiusini rettangolari o circolari in ghisa.

Nonostante la natura pianeggiante del territorio di Ravenna il Comparto Nord è dotato di 5 impianti di sollevamento necessari al rilancio delle portate di origine civile.

L'impianto idrovoro è localizzato in via Pomposa ha la duplice funzione di rilanciare le portate reflue durante il tempo secco all'impianto di depurazione Nord Città e convogliare le acque meteoriche al canale Candiano durante gli eventi meteorici funzionando dunque da scaricatore meccanico.

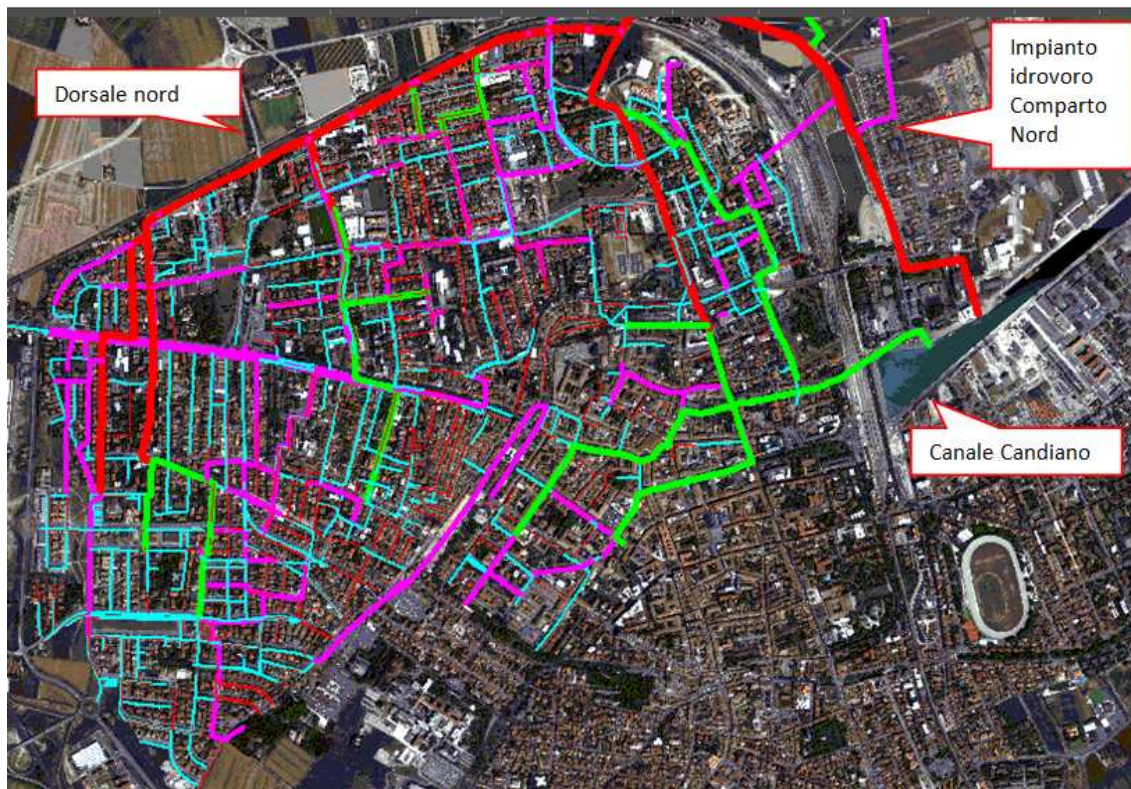







Figura 24 Rete comparto Nord:

	2300 - 3600
	1300 - 2200
	700 - 1200
	350 - 600
	100 - 300

5.2 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

Gli impianti di sollevamento ubicati nella macro-area Comparto sono:

- L'impianto Rotta
- L'impianto Cavina
- L'impianto Badiali
- L'impianto S. Michele
- L'impianto Vicoli.
- Nord città



Figura 25 Localizzazione planimetrica degli impianti di sollevamento del comparto nord.

Alla fine della costruzione del modello, risulta importante ricostruire le interconnessioni degli impianti, i quali, essendo disposti in serie tra di loro determinano un forte grado di labilità del sistema, che quindi richiede un'analisi ragionando su ampia scala.

L'acquisizione delle caratteristiche dei manufatti e dei diagrammi di flusso è stata effettuata presso l'azienda Hera .

Nella figura seguente tratta dai diagrammi di flusso dell'intero comune di Ravenna sono stati evidenziati gli impianti di sollevamento studiati nel comparto Nord.

Al centro evidenziato con il colore verde troviamo il depuratore di Ravenna recapito delle acque nere dell'intero territorio comunale, in blu alcuni degli impianti idrovori della città di Ravenna ed infine in giallo gli impianti a servizio del comparto Nord.

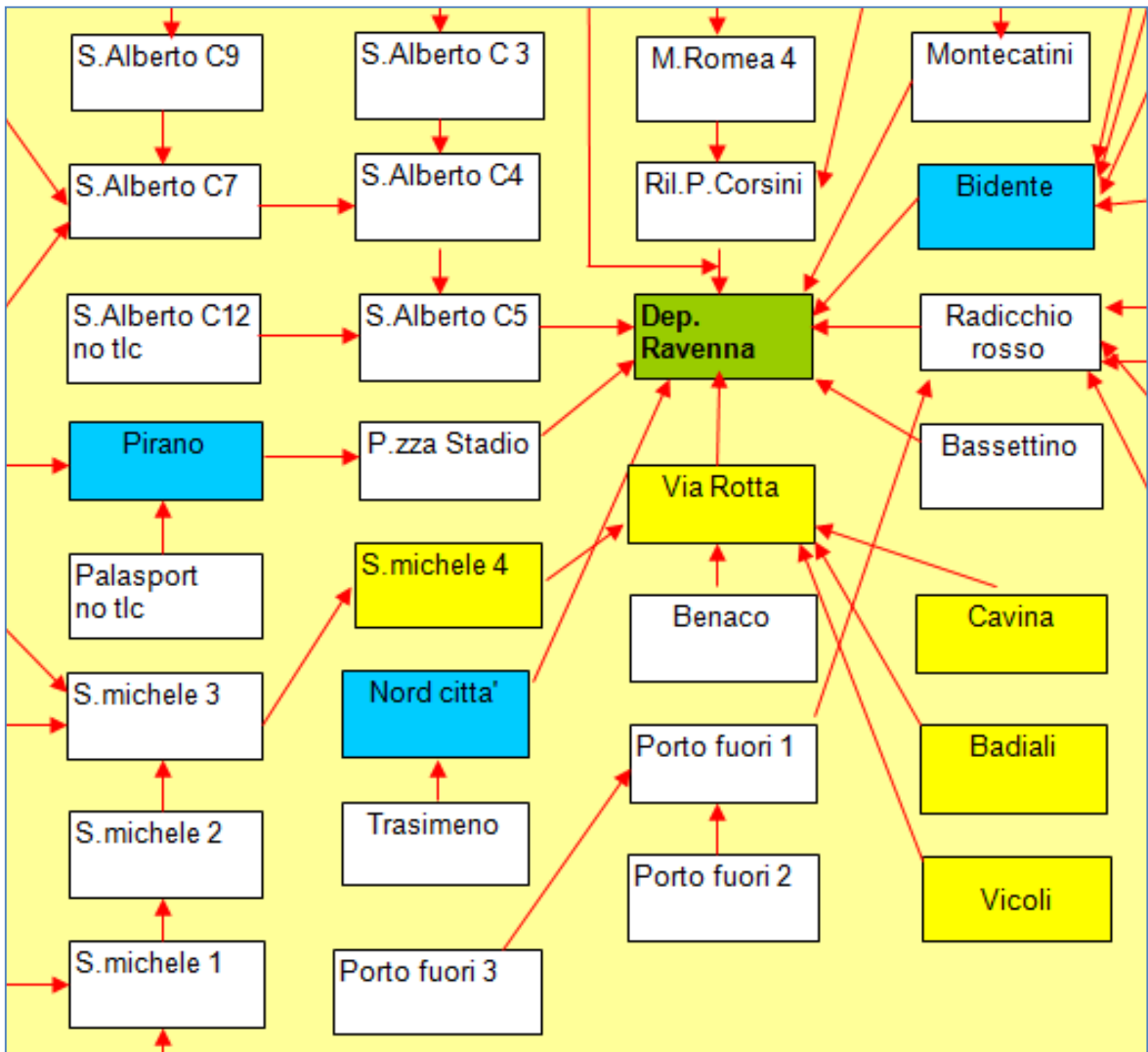


Figura 26 Porzione dei diagrammi di flusso degli impianti di sollevamento del comune di Ravenna

Come possiamo notare dal diagramma esiste tra gli impianti una struttura gerarchica, nel comparto nord infatti l'impianto Rotta e il Nord città sono definiti "primari" perché a diretto servizio del depuratore. Gli impianti Cavina, Badiali, Vicoli e S. Michele sono invece definiti "secondari" poiché le acque da loro sollevate vengono successivamente rilanciate dall'impianto Rotta.

5.2.1 Impianto di sollevamento Rotta

L'impianto di sollevamento sito in via Rotta è un impianto di tipo primario, ha il compito di rilanciare le portate reflue provenienti da monte in modo da garantire il successivo scorrimento a gravità verso il depuratore Ravenna città attraverso un collettore circolare in calcestruzzo DN 800.



Figura 27 Vista area dell'edificio contenente l'impianto di sollevamento Rotta e i dispositivi per il controllo

La geometria del vano contenente l'impianto di sollevamento e di tutti i dettagli costruttivi è stata fornita da Hera Ravenna. Le tavole sono cartacee e risalgono al 1983, anno di progettazione di questi impianti.

L'impianto è dotato di tre gruppi pompa tele controllati che possono lavorare in parallelo, sono pompe ABS modello AFP-N 30 con girante 320, con portata di 120 l/s.

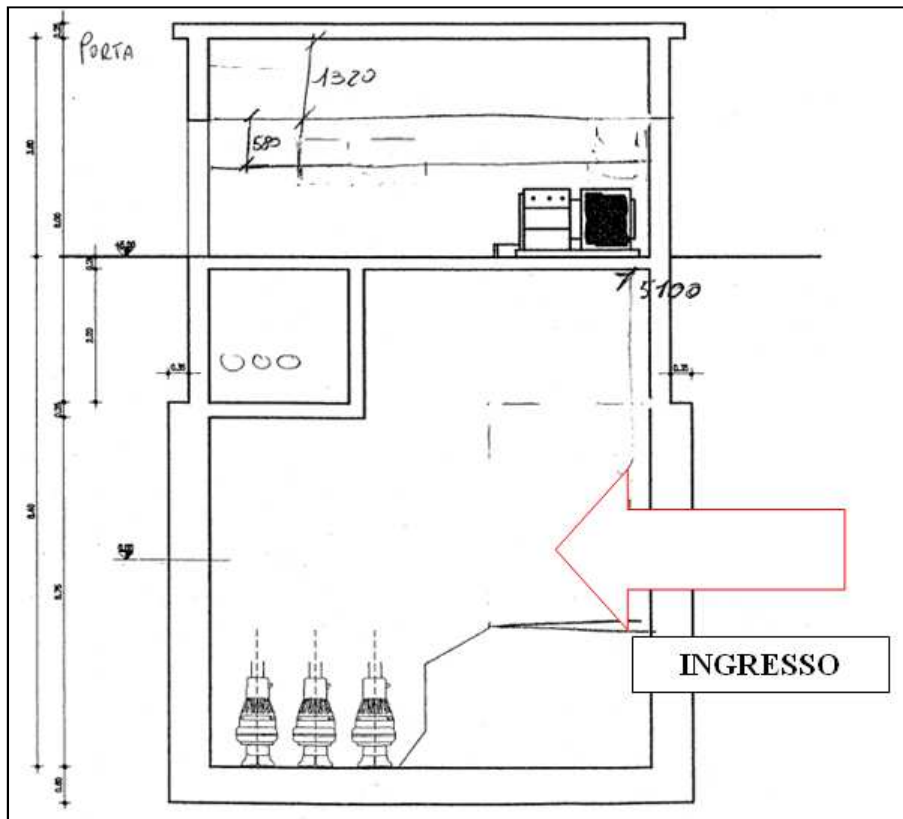


Figura 28 Sezione trasversale vano alloggio pompe e telecontrollo

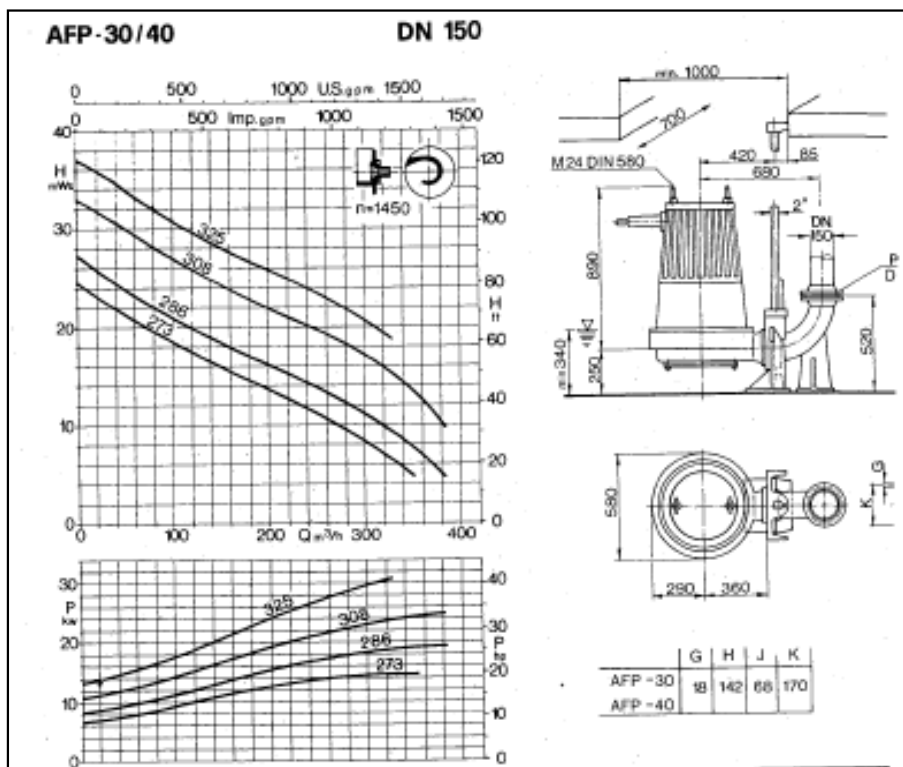


Figura 29 Curva caratteristica Pompa ABS modello AFP-N 30 con girante 320

IMPIANTO DI SOLLVAMENTO ROTTA	
Codifica impianto	SRA
Num. Mappa	34
Linea	RL6-RLC1
Classificazione impianto	Primario
Id wfm	SRA034FRAC9NA040
Riferimento impianto	ROTTA
Potenza impiegata (dati enel)	67 [kW]
Telecontrollo	si
Regolatore di livello	Elettronico
N°pompe	3
Max.n° pompe in funzione	3
Dati manutenzione girante	320
Marca pompe	Abs
Tipo	AFP-N 30
Girante	320
Dati manutenzione kw pompa	27,7
Portata	120 [l/s]
Prevalenza	7 [m]
Dati manutenzione diametro tubo	200

5.2.2 Impianto di sollevamento Vicoli

Il sollevamento di via Vicoli è di tipo secondario, rilancia le portate nere verso l'impianto Rotta. È composto da due vasche, una per l'alloggiamento pompe e l'altra contenente la mandata. Sono presenti due elettropompe sommergibili FLYGT CP 3085 MT 432 con portata 16 l/s di cui una è di riserva.

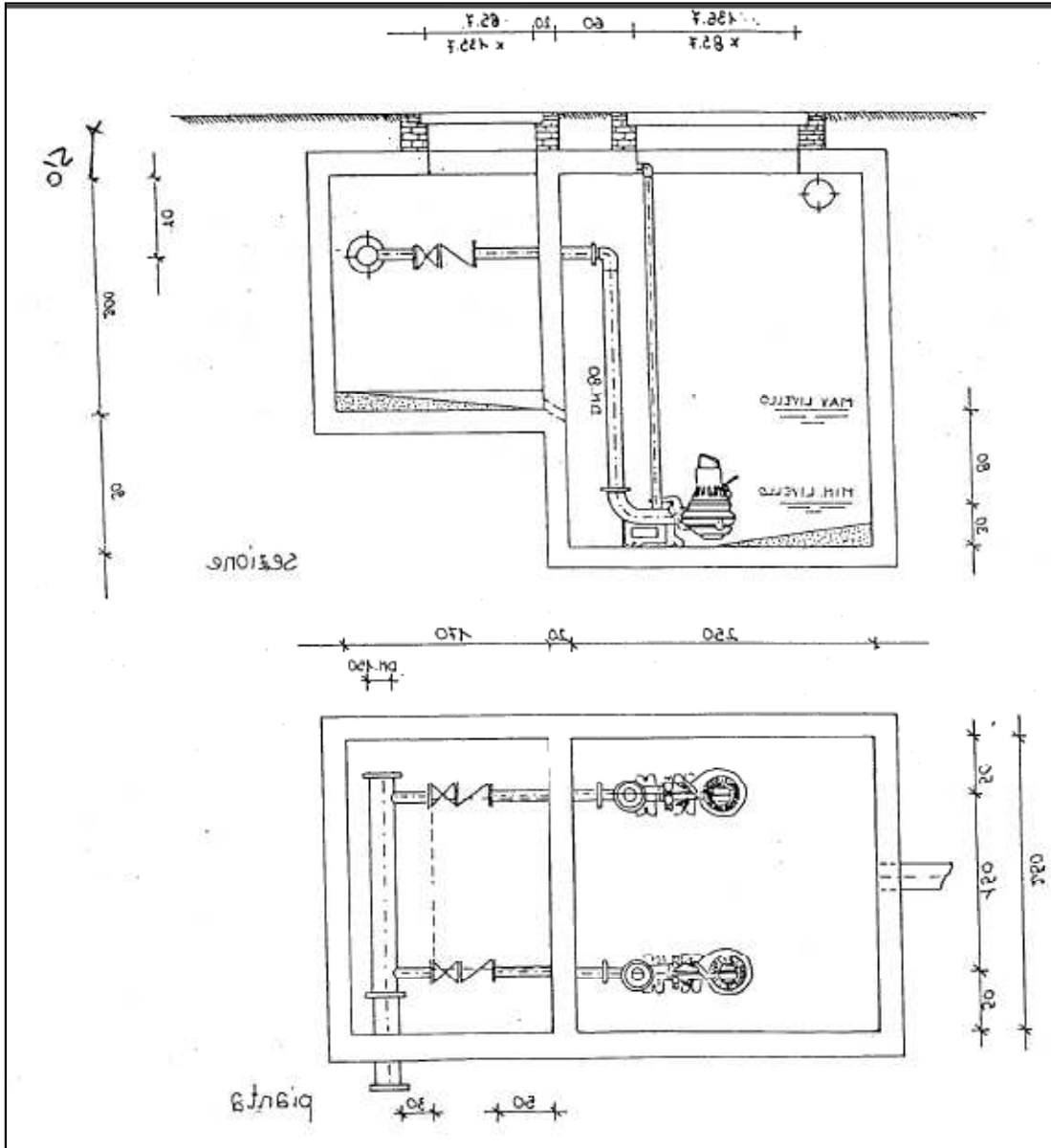


Figura 30 Pianta e sezione trasversale vano alloggi pompe

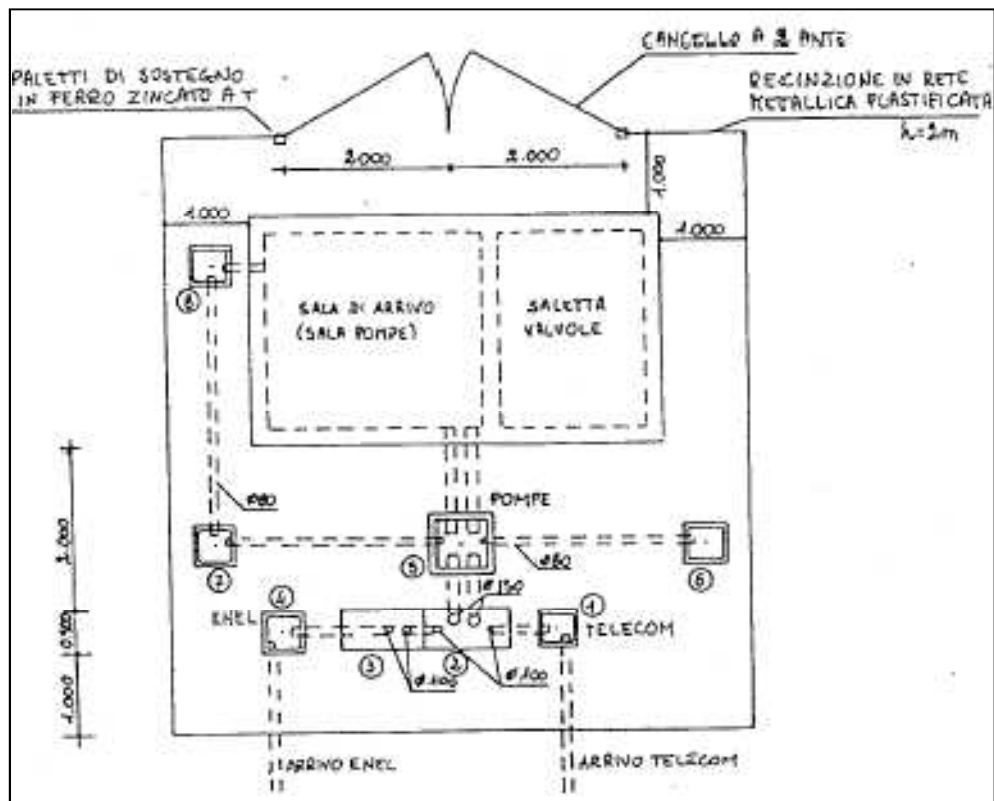


Figura 31 Sezione pozzetti impianto di sollevamento

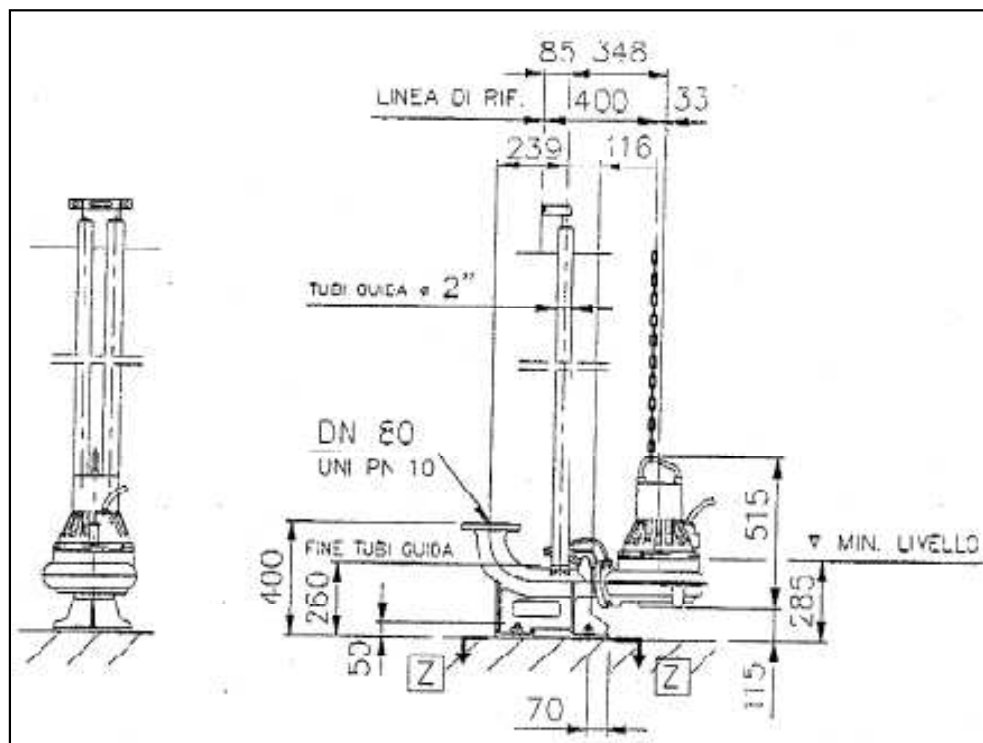


Figura 32 Sezione Pompa FLYGT CP 3085 MT



Figura 33 Vasca alloggio Pompe



Figura 34 Mandata impianto di sollevamento

IMPIANTO DI SOLLVAMENTO VICOLI	
Codifica impianto	SRA
Num. Mappa	56
Linea	LC1
Classificazione impianto	Secondario
Id wfm	SRA056FRAC9NA095
Riferimento impianto	VICOLI
Potenza impiegata (dati enel)	6 [KW]
Telecontrollo	si
Regolatore di livello	Elettronico
N° pompe	2
Max.n° pompe in funzione	1
Dati manutenzione girante	-
Marca pompe	FLYGT
Tipo	CP 3085 MT
Girante	432
Dati manutenzione kw pompa	2,65
Portata	16 [l/s]
Prevalenza	6.3 [m]
Dati manutenzione diametro tubo	80 [mm]
Dimensioni Vasca (largh-lungh-alt in cm)	220*220*400

5.2.3 Impianto di sollevamento Badiali

L'impianto di sollevamento sito in via Badiali è alimentato da tre collettori (2*DN250, DN400) di nera che versano nella vasca in cui sono alloggiati le pompe.

L'impianto è composto da due vasche, una per l'alloggiamento pompe e un'altra più piccola a partire dalla quale lo scorrimento inizia a gravità. Sono presenti due elettropompe sommergibili FLYGT CP 3085.181 MT 434 con portata 18 l/s che lavorano in parallelo per superare un dislivello di 4 m.

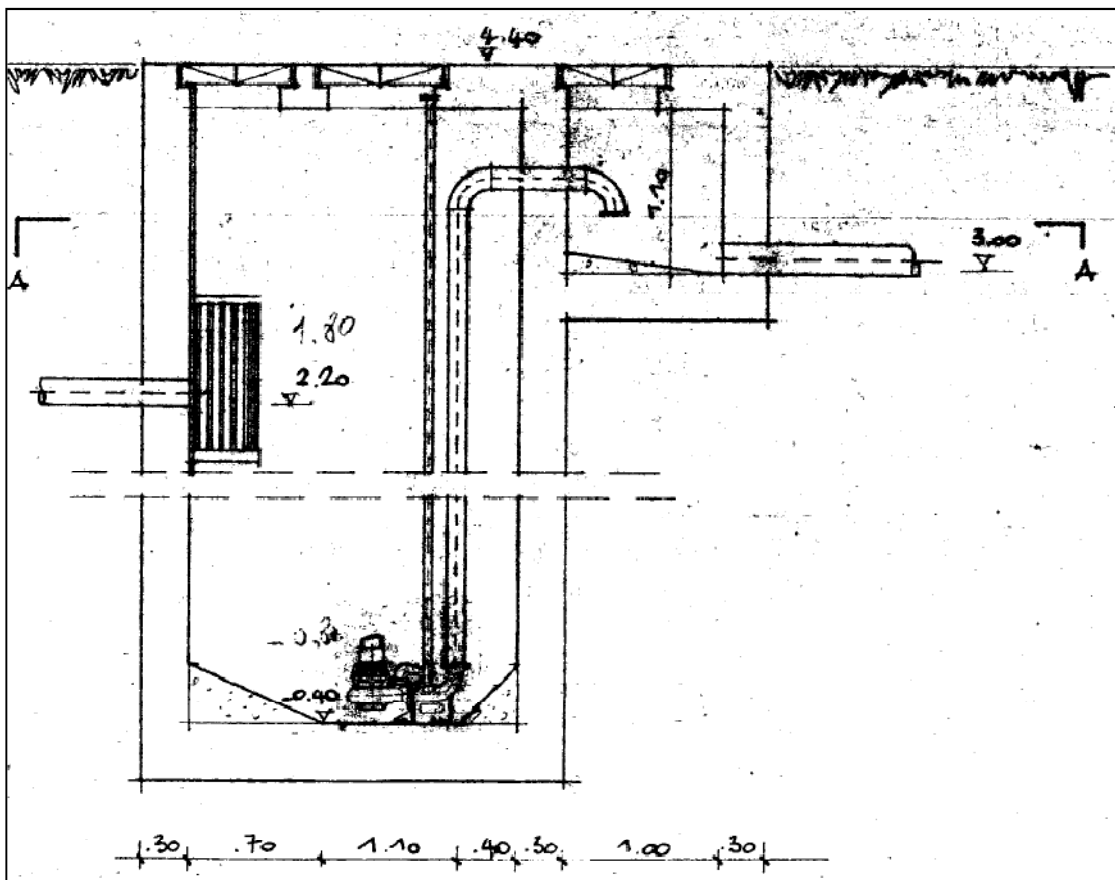


Figura 35 Sezione trasversale vano alloggi pompe Badiali

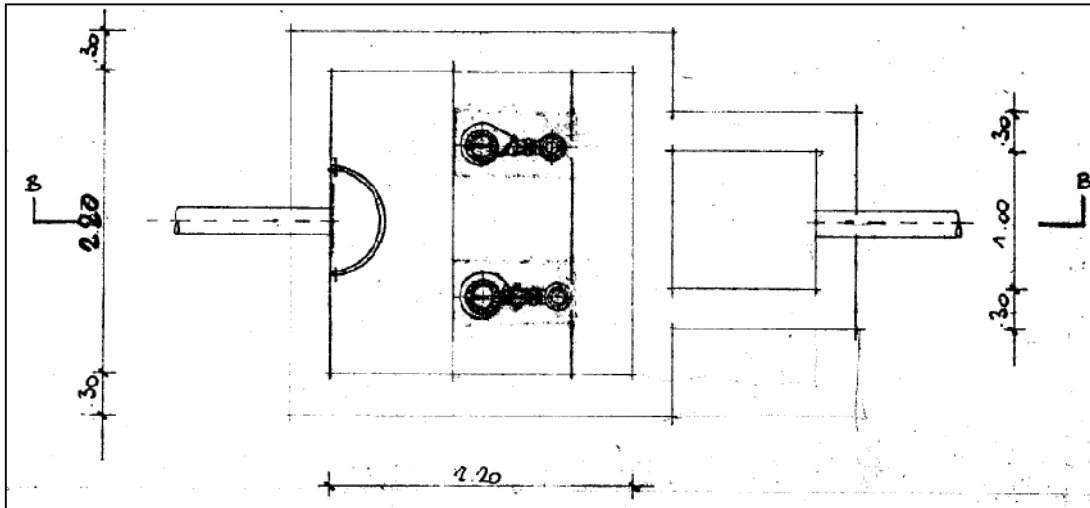


Figura 36 Pianta vano alloggio pompe

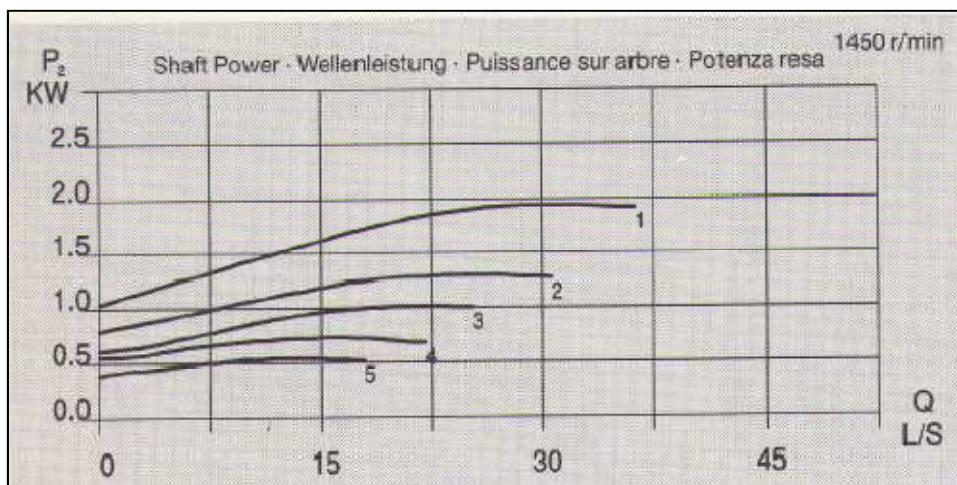
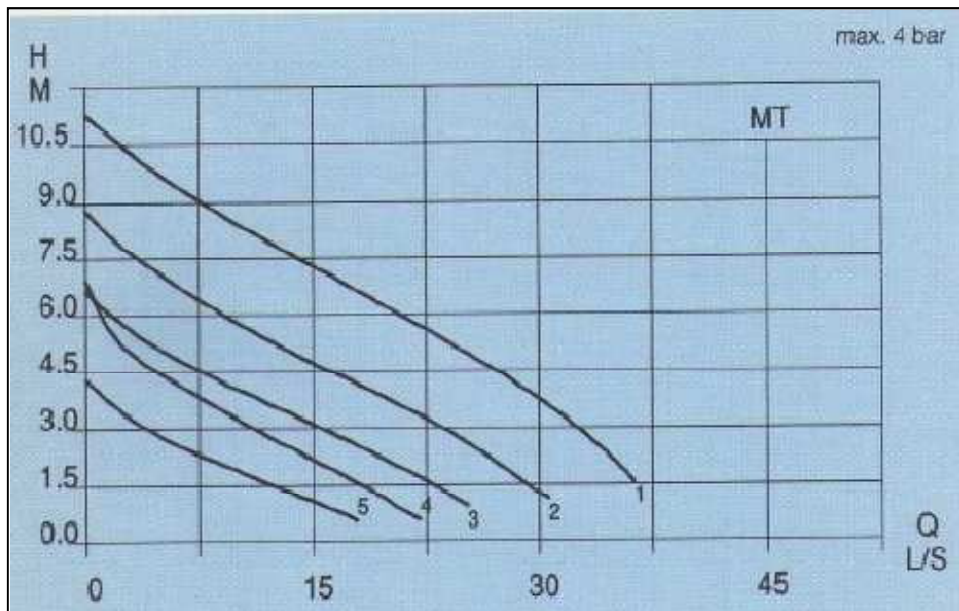


Figura 37 Curve caratteristiche Pompa FLYGT 3085.181 MT

IMPIANTO DI SOLLVAMENTO BADIALI	
Codifica impianto	SRA
Num. Mappa	36
Linea	LC1
Classificazione impianto	Secondario
Id wfm	SRA036FRAC9NA049
Riferimento impianto	BADIALI
Potenza impiegata (dati Enel)	6 [kw]
Telecontrollo	si
Regolatore di livello	omron
Num.pompe	2
Max.n° pompe in funzione	2
Dati manutenzione girante	-
Marca pompe	FLYGT
Tipo	3085.181 MT
Girante	434
Dati manutenzione kw pompa	1,3
Portata	18 [l/s]
Prevalenza	4 [m]
Dati manutenzione diametro tubo	80[mm]
Dimensioni Vasca (largh-lungh-alt in cm)	220x220x400

5.2.4 Impianto di sollevamento Cavina

L'impianto di sollevamento Cavina è situato nella parte nord occidentale della città, esattamente in Via Zalamella. È un impianto per rilanciare liquami verso il sollevamento Rotta. L'impianto è dotato di due elettropompe sommergibili FLYGT 3085 MT con girante 434.

IMPIANTO DI SOLLVAMENTO CAVINA	
Codifica impianto	SRA
Num. Mappa	35
Linea	LC1
Classificazione impianto	Secondario
Id wfm	SRA035FRAC9NA041
Riferimento impianto	CAVINA
Potenza impiegata (dati Enel)	6 [kw]
Telecontrollo	si
Regolatore di livello	omron
Num.pompe	2
Max.n° pompe in funzione	2
Dati manutenzione girante	436
Marca pompe	FLYGT
Tipo	3085.183 MT
Girante	436
Dati manutenzione kw pompa	1,3
Portata	15 l/s
Prevalenza	4.5 m

5.2.5 Impianto di sollevamento San Michele 4

L'impianto di sollevamento S.Michele 4 è situato in via Faentina, sotto il Cavalcavia dell' Adriatica. È un impianto che rilancia i liquami provenienti dalla periferia nord occiedentale della

città di Ravenna verso l'impianto di sollevamento primario Rotta. L'impianto è dotato di due elettropompe sommergibili ABS AF 110-4 di cui una è di riserva.



Figura 38 Centralina di comando Pompe



Figura 40 Particolare vano alloggio pompe



Figura 39 Collettore di mandata impianto di sollevamento S.Michele 4

IMPIANTO DI SOLLVAMENTO S. MICHELE 4	
Codifica impianto	SRA
Num. Mappa	92
Linea	L6
Classificazione impianto	Secondario
Id wfm	SRA092FRAC9NA047
Riferimento impianto	S.MIC.4
Potenza impiegata (dati Enel)	15
Telecontrollo	si
Regolatore di livello	Omron
Num.pompe	2
Max.n° pompe in funzione	1
Dati manutenzione girante	-
Marca pompe	Abs
Tipo	AF 110/4
Girante	21.3
Dati manutenzione kw pompa	13,6
Portata	45 l/s
Prevalenza	10 m

5.3 IMPIANTO IDROVORO NORD CITTÀ

L'impianto idrovoro Nord Città è sicuramente il più importante per le dimensioni del bacino interessato e per la potenzialità di sollevamento. L' impianto funziona in regime di fognatura mista.

Le acque di fognatura, in condizioni di magra, sono intercettate all'ingresso dell'impianto da un muretto in calcestruzzo alto circa 30 cm e deviate verso la sezione di fognatura nera. Il liquame, deviato in una vasca laterale all'impianto, è pompato al depuratore di Ravenna città.



Figura 41 Vista area dell'Impianto Idrovoro Comparto Nord.

- 1) Mandata Idrovore;*
- 2) Impianto di sollevamento acque nere;*
- 3) Abitazione custode;*
- 4) Sala N.I.P. e quadri elettrici ;*
- 5) Vasca alloggiamento idrovore;*
- 6) Sgrigliatori;*

La sezione di magra comprende n° 3 pompe con portata di 180 l/sec e potenza di 40 KW, le pompe sono comandate automaticamente da un sensore di livello ad ultrasuoni programmato per il funzionamento di una singola pompa in alternanza.



Figura 42 Impianto di sollevamento acque nere.

Il quadro di comando delle pompe è adiacente al sollevamento di nera e le pompe possono essere comandate dal quadro in automatico dalla centralina di livello, in manuale dal quadro di comando o dal quadro principale oppure in remoto da telecontrollo. Il collettore di scarico di fognatura nera adiacente all'impianto è monitorato da una sonda di livello ad ultrasuoni. Qualora vi sia un alto livello sul collettore il quadrista ferma le pompe nere sugli impianti N.Città e Bidente. Le pompe che si attivano in caso di pioggia sono 6 idrovore sommergibili ad elica tipo FLYGT che consentono una portata massima di 18.000 l/sec (4 idrovore accese) ed eccezionale di 19.500 l/sec (5 idrovore accese).



Figura 43 Impianto Idrovoro Comparto Nord.

Se piove, intensamente, la sezione di magra non riesca a smaltire l'acqua in arrivo che supera la soglia e raggiunge la vasca di arrivo innalzandone progressivamente il livello fino al valore di

intervento della prima pompa da 1500 l/sec predisposta per la partenza automatica. Qualora la pompa non riesca a smaltire l'acqua in arrivo ed il livello continui a salire si raggiungerà il livello di partenza della seconda pompa da 1500 l/sec.

Il custode deve essere presente sull'impianto (sala quadri) dopo la partenza della seconda pompa da 1500 l/sec, questa condizione è segnalata da un allarme acustico posto all'interno dell'abitazione del custode.

La partenza della seconda pompa da 1500 l/sec viene segnalata anche al NIP attraverso il telecontrollo e un combinatore telefonico, la segnalazione indica che vi è una condizione di attenzione sull'impianto e che consiglia la presenza di un presidio.

Durante i forti temporali estivi e particolarmente in assenza del custode è opportuno che tale evenienza sia anticipata e che il reperibile sia attivato già alla partenza della prima pompa.

All'ulteriore crescita dell'acqua nella vasca di accumulo si raggiunge il livello predisposto per la partenza della prima pompa da 5000 l/sec ..

Il consenso per la marcia della pompa attiva i due gruppi elettrogeni da 1000 KVA a 660 V ad essa asserviti. I due gruppi partono in contemporanea ed eseguono il parallelo, successivamente qualora la richiesta di potenza sia inferiore ai 600kw uno dei due gruppi viene fermato.

Le pompe n°1 e n°2 sono alimentate solo dai gruppi elettrogeni, mentre la pompa n°3 può essere alimentata sia da Enel (occorre che i due trasformatori siano in parallelo) che dai gruppi elettrogeni.

La scelta del tipo di alimentazione avviene azionando manualmente uno dei due interruttori di linea.

La sequenza di partenza delle pompe 1-2-3 è selezionata mediante apposito selettore manuale, è possibile selezionare la pompa che parte per prima e utilizzare la pompa n°3 (in condizioni normali è di riserva) in sostituzione della pompa n°1 o n° 2. La sequenza di partenza delle pompe 4-5-6 è selezionata mediante apposito selettore manuale. Le pompe 4- 5- 6 sono alimentate da Enel ma possono essere alimentate singolarmente dai gruppi elettrogeni mediante commutatore manuale .

Appena alimentata la pompa da 5000 l/sec inizia la sequenza di partenza che la porterà a regime entro quindici venti secondi.

Qualora anche la prima pompa da 5000 l/sec non riesca ad abbassare o mantenere costante il livello all'interno dell'invaso di arrivo, si raggiunge il valore prefissato per la partenza della seconda pompa da 5000 l/sec.

Le sequenze d'intervento delle pompe possono essere così riassunte:

Livello 1	Start	2.70	1500 l/s	Una pompa da 1500
	Stop	1.40		
Livello 2	Start	3.50	3000 l/s	Due pompe da 1500
	Stop	1.79		
Livello 3	Start	3.75	8000 l/s	Due pompe da 1500 & Una pompa da 5000
	Stop	2.60		
Livello 4	Start	4.15	13000 l/s	Due pompe da 1500 & Due pompe da 5000
	Stop	3.00		

Ogni gruppo elettrogeno è alimentato da un proprio serbatoio di 120 litri di gasolio continuamente rifornito in automatico da un'elettropompa che pesca in un serbatoio interrato di 10.000 litri. In emergenza è possibile alimentare il serbatoio attraverso una pompa ad azionamento manuale.

Qualora sia necessario, è possibile avviare manualmente una terza pompa da 1500 l/sec.

Le pompe sono attivate da un sensore di livello ad ultrasuoni alimentato da una batteria tampone e in backup caldo con una analogica apparecchiatura, l'eventuale avaria attraverso il telecontrollo.

Il custode può monitorare il funzionamento dell'impianto dalla sala quadri attraverso la strumentazione predisposta e agire per attuare eventuali azioni correttive. L'operatore, viste le condizioni meteo, può decidere di avviare le pompe o le apparecchiature con sequenza diversa da quella predisposta in automatico. Quest'ultima possibilità, da effettuare con personale esperto, è fortemente raccomandata per testare le varie componenti dell'impianto.



Figura 44 Sgrigliatore a monte dell'impianto idrovoro

L'impianto è dotato di due sgrigliatori, posti all'ingresso della vasca di accumulo, che hanno il compito di allontanare dalla griglia i detriti che vi si accumulano e che possono ostacolare gravemente il deflusso dell'acqua verso le pompe con fenomeni di "pendolismo" estremamente dannosi per i numerosi avviamenti, in rapida successione, delle pompe che potrebbero provocare l'intervento delle protezioni termiche. Tali sgrigliatori si attivano allo start di una delle idrovore. Al calare dell'intensità della pioggia il livello dell'acqua scende e le pompe progressivamente si fermano.

E' importante notare che i gruppi elettrogeni sono temporizzati e che l'arresto avviene dopo un tempo prefissato.

All'arresto della seconda pompa da 1500 l/sec il custode, dopo avere verificato che la pompa sia stabilmente ferma, che non vi siano segnali di anomalia sull'impianto ed avere comunicato al NIP lo stato dell'impianto, può rientrare nel suo alloggio.

Il reperibile, incaricato di sostituire il custode per malattia o ferie, potrà, dopo avere contattato il NIP, abbandonare l'impianto e concludere l'intervento.

L'impianto è dotato di un trasformatore e di un gruppo elettrogeno di emergenza per tutte le utenze a 380 V (sgrigliatori, servizi, pompe della fognatura nera ecc.). L'impianto è telecomandato e i dati relativi al funzionamento sono visibili dalla sala NIP.

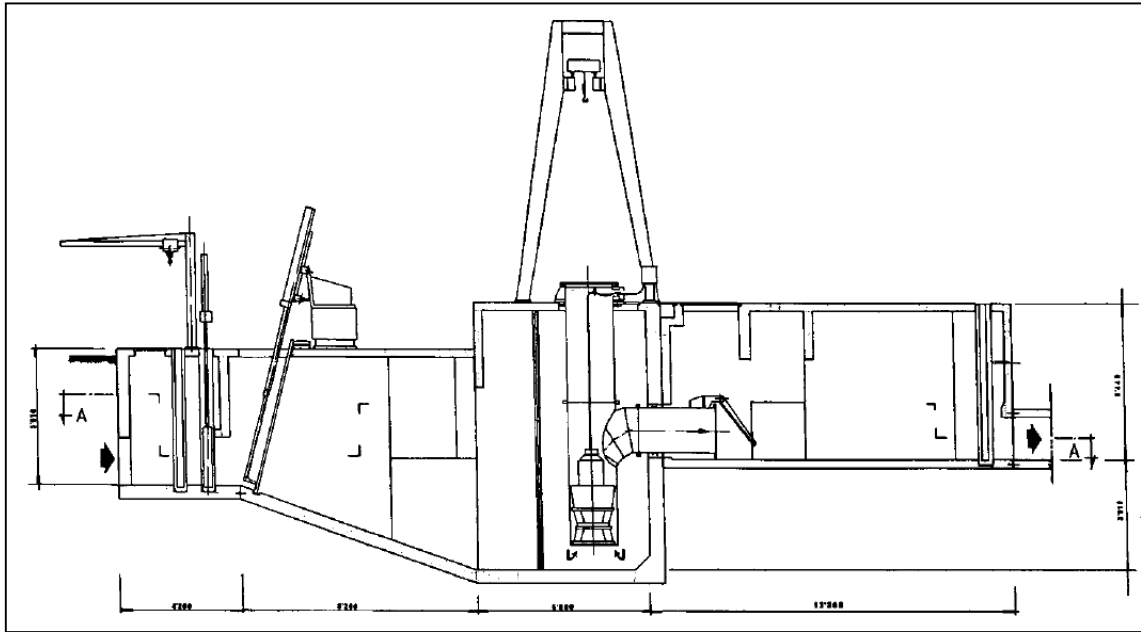


Figura 45 Sezione longitudinale Impianto di sollevamento Comparto Nord

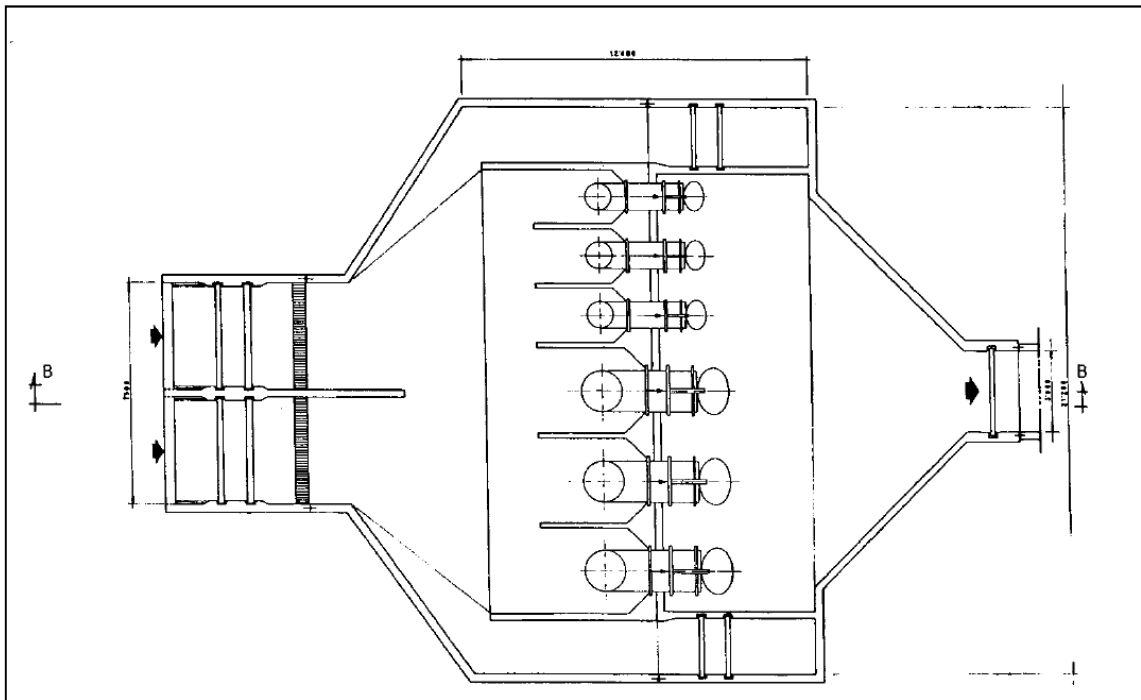
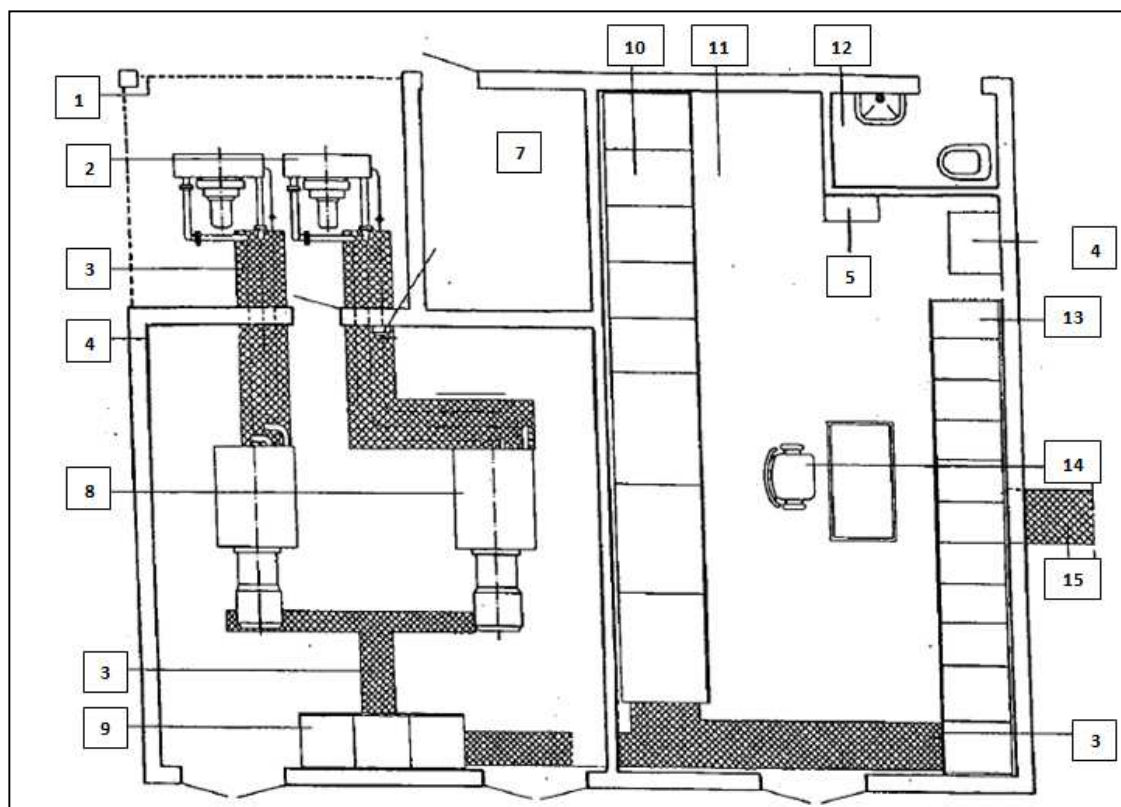


Figura 46 Planimetria impianto di sollevamento Comparto Nord.

In una palazzina adiacente all'impianto di sollevamento idrovoro è stata raggruppata tutta la sezione elettrica a servizio dei due sollevamenti, idrovoro e acque nere, che comprende:

- Gruppi elettrogeni
- Cabina di trasformazione

- Quadri di comando e controllo
- Servizi per il personale addetto al controllo



Planimetria palazzina di comando

1	Rete di protezione	9	Quadri comando GE
2	Elettroradiatori GE	10	Quadri Mt e trasformatori
3	Lamiera copertura Cuniculi	11	Locale quadri Bt MT
4	Quadro telecontrollo	12	Locale servizi
5	Stazione Meteo	13	Quadri BT e automazione
7	Locale arrivo Enel	14	Posto operatore
8	Gruppo elettrogeno 1000 Kw	15	Lamiera copertura cavi pompe

5.3.1 Idrovore per acque piovane

In caso di pioggia sei idrovore sommergibili ad elica tipo FLYGT si attivano in modo sequenziale. Le idrovore sono di due tipi.

- FLYGT PL 7080 DA 1500 l/sec
- FLYGT PL 7140 DA 5000 l/sec

La serie PL 7000 si compone di 9 modelli base, numerosi motori e giranti ad elica, per un totale di circa 100 combinazioni costruttive diverse,. La potenza dei motori può variare tra i 17 ed i 425 KW. La portata massima sfiora i 6 mc/sec; le prevalenze variano da 1 a 12 m c.a.

Le idrovore PL 7000 sono dotate di dispositivi di controllo operativo che rilevano il buon funzionamento elettrico e meccanico; vengono solitamente utilizzate per un'ampia gamma di campi di lavoro, con possibilità di scelta tra diverse giranti ad elica con larghi passaggi ed elevati livelli di rendimento.

L'isolamento tra la parte idraulica e meccanica è garantito da due tenute meccaniche con interposta una camera ad olio. In posizione operativa, l'idrovora è semplicemente appoggiata sul fondo di un tubo contenitore (che funge anche da tubo di mandata)ed il proprio peso la mantiene stabile.

Le installazioni e le estrazioni si eseguono dunque con estrema facilità, col semplice ausilio di un mezzo di sollevamento, anche mobile. Ispezioni, controlli ed eventuali sostituzioni, si possono effettuare in pochi minuti.

L'albero di trasmissione, corto e posto all'interno del gruppo, non pone problemi di manutenzione.

Il funzionamento delle pompe è estremamente silenzioso e non si producono vibrazioni dannose alle strutture circostanti.

In presenza di fenomeni di assestamento delle strutture civili o subsidenza del terreno non sono necessari interventi di riadattamento dell'idrovora.

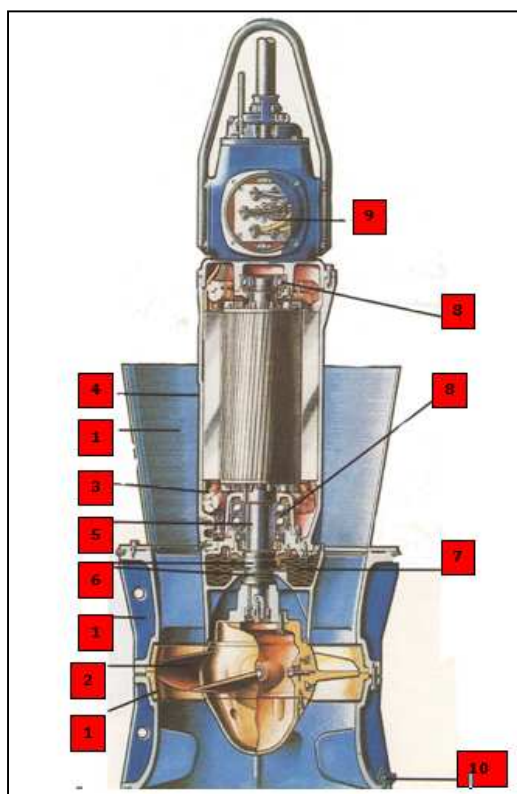


Figura 47 Idrovore FLYGT categoria P 7000

1	Corpo pompa	Diffusore speciale anulare di aspirazione con pale di guida, anello d'usura facilmente sostituibile montato sull'aspirazione, diffusore di mandata.
2	Elica	Elica con pale ad angolazione fissa o manualmente regolabile, a seconda delle prestazioni richieste.
3	Motore	Motori asincroni a gabbia di scoiattolo, con avvolgimento a numero di poli variabile da 4 a 16, fattore di servizio S1; avvolgimento dello statore secondo la classe d'isolamento F(+155 °C); massimo numero di avviamenti ora: 15(esclusi motori da 300 Kw); un salvamotore esterno, che agisce da protezione supplementare alla protezione termica incorporata nell'avvolgimento statore, è prescritto per i motori antideflagranti e raccomandato per i motori standard
4	Raffreddamento	La pompa viene raffreddata dallo stesso liquido pompato che circonda il gruppo motore.

5	Albero	Albero corto comune per pompa e motore con tenute meccaniche di costruzione compatta.
6	Tenute sull'albero	Due tenute meccaniche operano indipendentemente l'una dall'altra e assicurano il perfetto isolamento tra il motore e la parte idraulica.
7	Serbatoio olio	Serbatoio olio per la lubrificazione e per il raffreddamento delle tenute meccaniche.
8	Cuscinetti	L'albero è supportato alle due estremità da due robusti cuscinetti pre-ingrassati.
9	Scatola morsettina	Scatola morsettina a tenuta stagna come ulteriore sicurezza contro le infiltrazioni di liquido nell'alloggio statore; entrata cavo a tenuta , con sistema di sicurezza che annulla i carichi eccessivi di trazione del cavo.
10	Dispositivo antirotazionale	Un dispositivo di blocco impedisce la rotazione della pompa all'avviamento.

FLYGT PL 7080

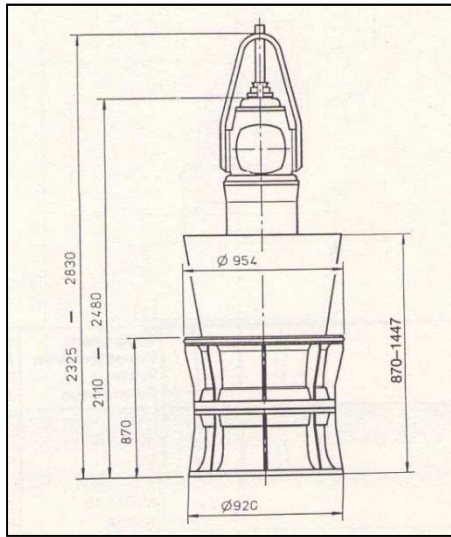


Figura 49 Sezione pompa Flygt PL 7080

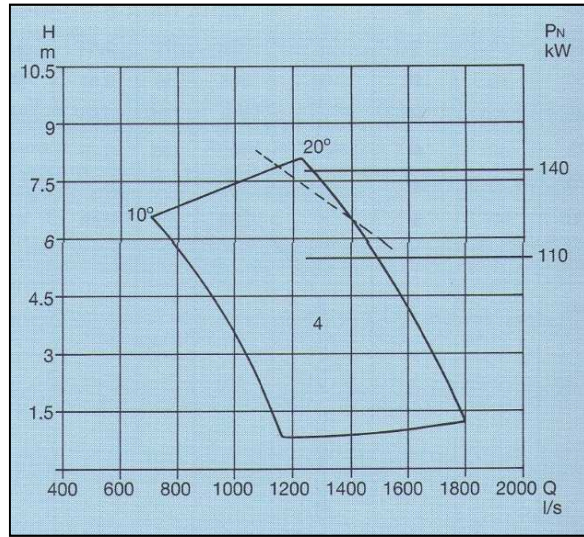


Figura 48 Curva caratteristica Pompa Flygt PL 7140

Unità installate	n°	3
Motore tipo	-	51-41-1
Poli motore	n°	10
Potenza motore	KW	110
Tensione di alimentazione	V	660
N°pale elica/inclinazione	-	4/17°
Velocità di rotazione	g/min	586
Riduttore di giri	-	-
Portata nominale	l/sec	1400
Prevalenza	m	3.5
Rendimento idraulico	%	80
Materiale elica	-	Bronzo
Diametro tubo contenitore	mm	1000
Peso idrovora	kg	2.250

FLYGT PL 7140

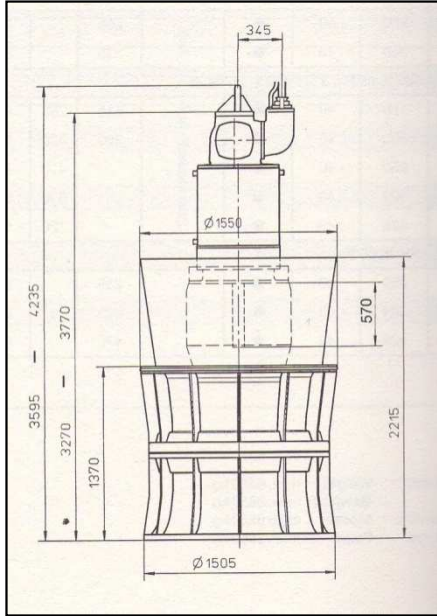


Figura 41 Sezione gruppo pompa FLYGT PL 7140

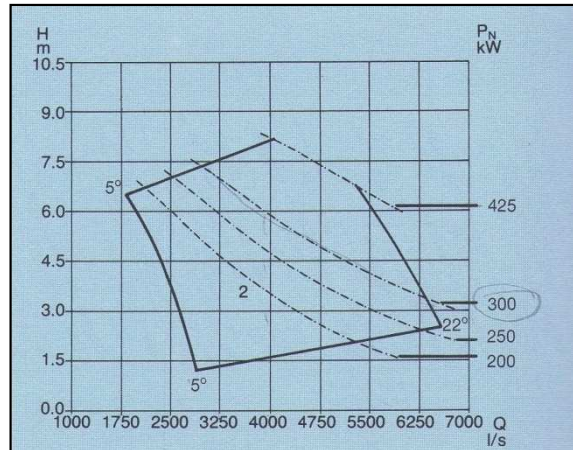


Figura 42 Curva caratteristica pompa FLYGT PL 7140

Unità installate	n°	3
Motore tipo	-	64-56-6
Poli motore	n°	6
Potenza motore	KW	300
Tensione di alimentazione	V	660
N°pale elica/inclinazione	-	4/16°
Velocità di rotazione	g/min	369
Riduttore di giri	-	G3 1:2,681
Portata nominale	l/sec	4700
Prevalenza	m	3,5
Rendimento idraulico	%	84
Materiale elica	-	Bronzo
Diametro tubo contenitore	mm	1600
Peso idrovora	kg	7.290

5.4 IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE NERE

L'impianto di sollevamento per le acque civili è adicente alle idrovore, anche questo impianto è dotato di elettropompe sommergibili FLYGT per fognatura, modello CP 3300 MT, girante monocanale 632.

La potenza del motore è di 44 Kw; la portata unitaria è di 320 l/sec alla prevalenza di 6,5 m.

Il funzionamento delle pompe è comandato da regolatori di livello che garantiscono l'automatismo degli interventi e l'alternanza di azionamento.

5.5 TELECONTROLLO IDROVORO NORD CITTÀ

Il monitoraggio della rete fognaria e dei corpi idrici ricettori ha l'obiettivo di fornire un mezzo per la conoscenza in tempo reale dello stato della rete, della funzionalità degli impianti ed inoltre consente all'Amministrazione Comunale di avere un campione di dati sul quale impostare delle analisi a breve e lungo termine.

Un efficiente sistema di telecontrollo della rete, infine, consente anche di ridurre i costi di personale e garantire un servizio migliore.

Il telecontrollo dell'impianto idrovoro del Nord Città racchiude in se tutte le caratteristiche degli impianti di sollevamento della rete bianca e nera della SOT di Ravenna.

La sezione di bianca e la sezione di nera dell'impianto, oltre ad avere caratteristiche tecniche e di funzionamento diverse, utilizzano due Plc distinti e separati e due sistemi di comunicazione diversi.

Il diverso sistema di comunicazione, oltre ad un motivo economico è stato scelto per le caratteristiche di funzionamento diverse delle due sezioni.

L'impianto di nera, utilizza una linea telefonica commutata ed è caratterizzato da un funzionamento giornaliero praticamente costante con una criticità relativamente bassa in caso di avaria.

L'impianto di bianca, utilizza una linea telefonica dedicata ed un ponte radio in emergenza ed è caratterizzato da un funzionamento legato esclusivamente alla piovosità. Con una criticità molto elevata in caso di avaria. L'impianto ha una portata di punta di circa 18.000 l/s.

5.5.1 Componenti principali dell'impianto

- n° 3 pompe idrovore x fognatura bianca 300 kw PB1 – PB2 – PB3 5000l/s
- n° 3 pompe idrovore x fognatura bianca 100 kw PB4 – PB5 – PB6 1500l/s
- n° 3 pompe x fognatura nera 44 kw Pn1 – Pn2 – Pn3 180l/s
- n° 1 cabina di trasformazione MT/BT
- n° 1 Quadro elettrico BT per distribuzione comando e controllo delle pompe bianche
- n° 1 Quadro elettrico BT per comando pompe nere
- n° 1 Quadro telecontrollo
- n° 2 sgrigliatori automatici a comando oleodinamico

- n° 2 gruppi elettrogeni da 1000 kva 660 v 18 cilindri 35.820 cc
- n° 1 Quadro elettrico BT per comando gruppi elettrogeni 660v
- n° 1 gruppo elettrogeno da 200 kva 380 v
- n° 1 Quadro elettrico BT per comando gruppo elettrogeno 380v
- n° 2 trasformatori 500kva 15000/660 v
- n° 1 trasformatori 200kva 15000/380 v

5.5.2 Funzionamento impianto

La sezione di magra comprende n° 3 pompe di fognatura nera con portata di 180 l/sec e potenza di 40 KW, le pompe sono comandate automaticamente da un sensore di livello ad ultrasuoni programmato per il funzionamento di una singola pompa in alternanza.

Il quadro di comando delle pompe è adiacente al sollevamento di nera e le pompe possono essere comandate dal quadro in automatico dalla centralina di livello, in manuale dal quadro di comando o dal quadro principale oppure in remoto da telecontrollo. Il collettore di scarico di fognatura nera adiacente all'impianto è monitorato da una sonda di livello ad ultrasuoni.

Il livello della fognatura, visibile sulla pagina dell'impianto ha due soglie di allarme:

- Soglia 75 cm ALLARME ALTO LIVELLO
- Soglia 90 cm ALLARME ALTISSIMO LIVELLO

Entrambi gli allarmi generano un messaggio sulla stampante degli allarmi al NIP oltre alla comparsa del messaggio a monitor, non sono previsti attualmente comandi o sequenze automatiche.

Alla comparsa del primo allarme di *alto livello* 75 cm occorre verificare il funzionamento delle centrali di nera del Bidente e del Nord Città e controllare ogni 5 minuti il trend del livello.

Una volta raggiunto l'allarme di *alto livello* 75 cm possono verificarsi due situazioni:

- Il livello dell'acqua cresce sino a raggiungere la quota di 85 cm, bisogna allora qualora siano in marcia fermare le pompe nere del Bidente; se nonostante ciò il livello cresce sino ai 90 cm scatta l'*allarme di altissimo livello* ed occorre fermare le pompe nere del Bidente e del Nord Città
- Se dopo l'allarme di alto livello la quota dell'acqua scende a 50 cm, cessa il segnale di allarme e qualora siano state fermate delle pompe sugli impianti Bidente e Nord Città occorre ripristinare il funzionamento delle pompe.

CAPITOLO 6

ACQUISIZIONE DATI PER IL **MODELLO IDRAULCO**

6.1 ACQUISIZIONE DATI TOPOGRAFICI

La fase iniziale di costruzione di un modello idraulico consiste nell'acquisizione presso gli organi competenti, dei dati e delle informazioni d'interesse per lo studio, nella comprensione dello schema attuale di funzionamento della rete e nella predisposizione della cartografia di base per la definizione funzionale della rete da modellare nelle simulazioni idrodinamiche previste per le fasi successive.

L'acquisizione della cartografia di base è dei dati relativi alla rete di drenaggio è stata effettuata presso l'Azienda Hera che ha reso disponibili gli elaborati descritti nei paragrafi seguenti

6.1.1 Sistema di drenaggio

La rete è stata ricavata dai data-base di Hera Ravenna. Il processo di digitalizzazione della cartografia comunale sviluppatosi gradualmente nel corso dell'ultimo decennio ha consentito la possibilità di acquisire i dati in formato shapefile ESRI.

Lo Shapefile ESRI è un popolare formato vettoriale per sistemi informativi geografici, emesso originariamente come open source allo scopo di accrescere l'interoperabilità fra i sistemi ESRI e altri GIS è difatti diventato uno standard per il dato vettoriale spaziale.

Uno shapefile è considerato un unico file, ma in realtà è l'insieme di più file. Tre file sono obbligatori, senza di essi uno shapefile non è tale; ad essi si possono aggiungere altri 9 file che conservano indici e dati accessori.

Ogni file è conforme alla convenzione per i nomi MS DOS 8.3 (8 caratteri di prefisso, punto, 3 caratteri di suffisso - detto estensione – p.e. shapefil.shp) per essere compatibile con la maggior parte delle applicazioni. Ogni file condivide con gli altri il proprio nome (prefisso prima del punto). Tutti i file di uno Shapefile sono allocati nella stessa cartella.

File obbligatori:

- .shp - file che conserva le geometrie;
- .shx - file che conserva l'indice delle geometrie;
- .dbf –database degli attributi.

Gli shapefile esaminati descrivono spazialmente punti, poligoni, linee che sono stati utilizzati per rappresentare i nodi, i rami, le strade etc.. A ciascun elemento possono essere associati ulteriori attributi che descrivono le voci .

Gli shapefile utilizzati come punto di partenza per la modellazione derivano dal SIT del comune di Ravenna, nato dall'integrazione di un modello idraulico esistente inerente la sola città di Ravenna con le campagne di misure realizzate nel 2009 e finalizzate alla digitalizzazione della cartografia comunale.

Gli elementi presenti negli shapefile sono:

NODI	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Id	Codice identificativo del nodo
Tipo_nodo	Tipologia di rete di drenaggio alla quale il nodo è connesso (separata bianca, separata nera, mista, paratoie, impianti sollevamento, scolmatori, scarichi)
Forma_Pozz	Forma della sezione del pozzetto.
Mat_Pozz	Materiale costituente il pozzetto
Forma-chius	Forma del chiusino
Mat_chius	Materiale costituente il chiusino
Quota_chius	Quota del chiusino coincidente con il piano campagna [m slm]
Quota_Fond	Quota fondo pozzetto [m slm]
Lungh_poz	Dimensione 1 pozzetto
Largh-Poz	Dimensione 2 pozzetto
Lungh_chius	Dimensione 1 chiusino
Largh_chius	Dimensione 2 chiusino
Note	Informazioni derivati da ispezione (eventuali condotte passanti nel pozzetto etc)
Nome_sot	Codice identificativo di scolmatori, e impianti di sollevamento

RAMI	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Id	Codice identificativo del ramo
Tipo_ramo	Tipologia di rete di drenaggio alla quale il ramo è connesso (

	separata bianca, separata nera, mista)
Pressione	Condotta in pressione
Tipo_sezio	Tipologia di sezione del collettore (circolare, rettangolare, ovoidale...)
Materiale	Materiale costituente il collettore
Nodo_monte	Nodo di monte
Nodo_valle	Nodo di valle
Qs_monte	Quota del nodo di monte
Qs_valle	Quota del nodo di valle
Base	Dimensione della base del collettore [mm]
Altezza	Dimensione altezza collettore [mm]
Lunghezza	Lunghezza collettore [m]
Note	Note

DEPURATORE	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Id	Codice identificativo del depuratore
Tipo_Nodo	Tipologia di rete di drenaggio alla quale il nodo è connesso (separata bianca, separata nera, mista)
Quota_chius	Quota del chiusino coincidente con il piano campagna [m slm]
Quota_fond	Quota fondo pozzetto [m slm]
Nome_Sot	Codice identificativo del depuratore.

RETE PRINCIPALE	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Id	Codice identificativo del ramo
Tipo_ramo	Tipologia di rete di drenaggio alla quale il ramo è connesso
Pressione	Condotta in pressione
Tipo_sezio	Tipologia di sezione del collettore (circolare, rettangolare, ovoidale...)
Materiale	Materiale costituente il collettore
Nodo_monte	Nodo di monte
Nodo_valle	Nodo di valle
Qs_monte	Quota del nodo di monte
Qs_valle	Quota del nodo di valle
Base	Dimensione della base del collettore [mm]
Altezza	Dimensione altezza collettore [mm]
Lunghezza	Lunghezza collettore [m]
Note	Note

BACINI	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Id	Codice identificativo del bacino
Abitato	Comune di riferimento
Scarico	Codice scarico
Allciato	Allacciamento agli scarichi
Area	Area in [mq]
Servito	(si/no)

SOLLEVAMENTO	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Id	Codice identificativo del nodo
Tipo_nodo	Tipologia di rete di drenaggio alla quale il nodo è connesso (separata bianca, separata nera, mista)
Forma_Pozz	Forma della sezione del pozzetto.
Mat_Pozz	Materiale costituente il pozzetto
Forma-chius	Forma del chiusino
Mat_chius	Materiale costituente il chiusino
Quota_chius	Quota del chiusino coincidente con il piano campagna [m slm]
Quota_Fond	Quota fondo pozzetto [m slm]
Lungh_poz	Dimensione 1 pozzetto
Largh-Poz	Dimensione 2 pozzetto
Lungh_chius	Dimensione 1 chiusino
Largh_chius	Dimensione 2 chiusino
Note	Informazioni derivati da ispezione (eventuali condotte passanti nel pozzetto etc)
Nome_sot	Codice identificativo di scolmatori, e impianti di sollevamento

6.1.2 Foto aerea della città di Ravenna

Nella figura n° 43 si riporta un estratto della foto aerea della città di Ravenna in formato tif georeferenziata UTM 32N RER (UTM con Datum ED50 nel fuso 32 nord). Si nota il canale Candiano che costituisce il canale ricettore dell'intera rete meteorica di Ravenna.



Figura 50 Foto aerea Città di Ravenna

6.1.3 Base cartografica della città di Ravenna

Le basi cartografiche fornite, in formato shp georeferenziate rispetto al sistema UTM*, sono state utilizzate come supporto planimetrico principale per la restituzione degli elaborati grafici.

Le basi cartografiche presenti sono:

6.1.3.1 Grafo

Base cartografica in formato shp file in cui sono individuate le strade e gli edifici principali del territorio comunale.

GRAFO	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Codvia	Codice identificativo della polilinea
Nomevia	Nome della via
Istat_cod	Codice istat identificativo
Nomecomune	Nome del comune nella quale si trova la strada/edificio
Istat_via	Codice Istat della via

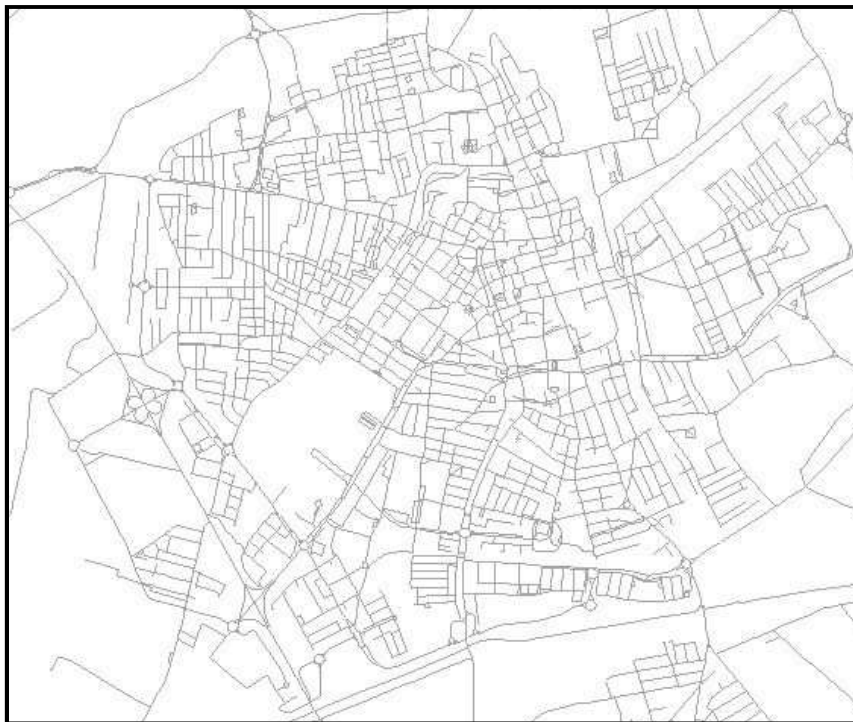


Figura 51 Grafo della città di Ravenna

6.1.3.2 Bordi-strada

Base cartografica in formato shp-file in cui sono stati individuati dettagliatamente tutte le strade del territorio comunale.

BORDI STRADA	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Id	Codice identificativo della polilinea
Lastupdate	Data in cui è stato effettuato l'ultimo aggiornamento in formato anno/mese/giorno
Cod_ele	Codice elemento
Tipo_ele	Tipologia elemento

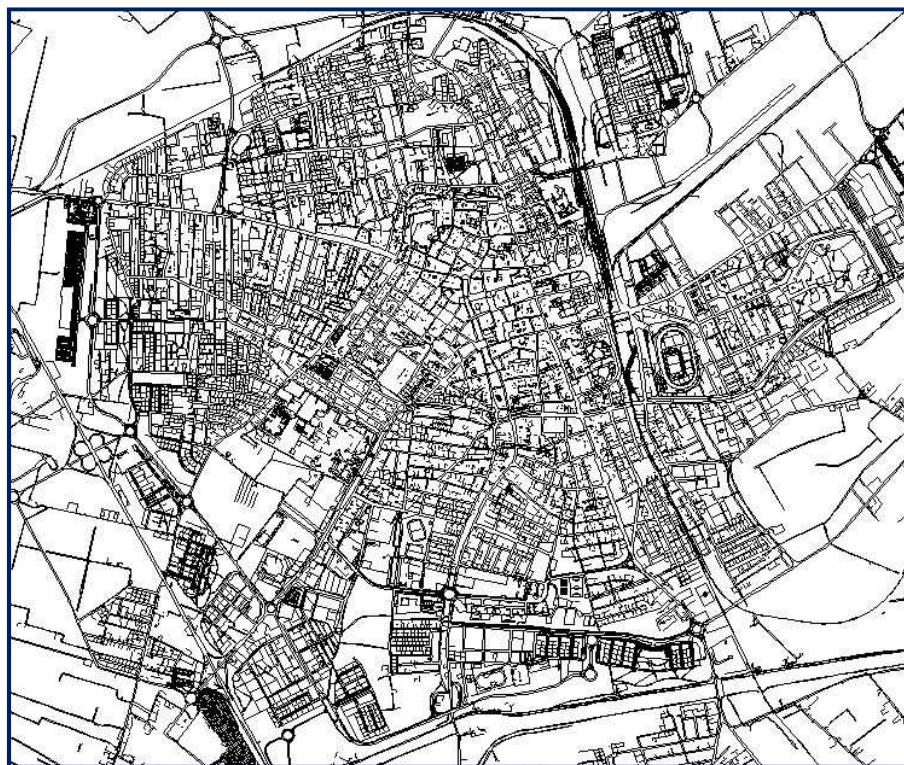


Figura 52 Bordistada.shp file città di Ravenna

6.1.3.3 Edifici

Base cartografica in formato shp-file in cui sono stati dettagliatamente individuati tutti gli edifici del territorio comunale.

EDIFICI	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Id	Codice identificativo della polilinea
Lastupdate	Data in cui è stato effettuato l'ultimo aggiornamento in formato anno/mese/giorno
Istat_cod	Codice istat relativo a quell'edificio
Nomecomune	Comune di appartenenza dell'edificio



Figura 53 Edifici.shp Città di Ravenna

6.1.3.4 Civici

Base cartografica in formato shp-file in che consente l'individuazione planimetrica di tutti i numeri civici degli edifici presenti nel del territorio comunale

CIVICI	
<i>Attributi</i>	<i>Descrizione attributo</i>
Istat_cod	Codice istat
Cod_via	Codice identificativo della via
Civico	Numero civico
Subciv	Interno
Ncivsub	Unione di numero civico e interno
Nomecomune	Comune di appartenenza del civico



Figura 54 Localizzazione planimetrica dei numeri civici degli edifici della città di Ravenna

6.1.3.5 Uso del suolo

La carta dell'uso del suolo della Regione Emilia Romagna e il Regolamento Edilizio Comunale (R.U.E.) hanno evidenziato la tipologia di territorio che, per l'area in esame è per lo più costituito da area densamente urbanizzata con limitata presenza di aree verde e campi sportivi.

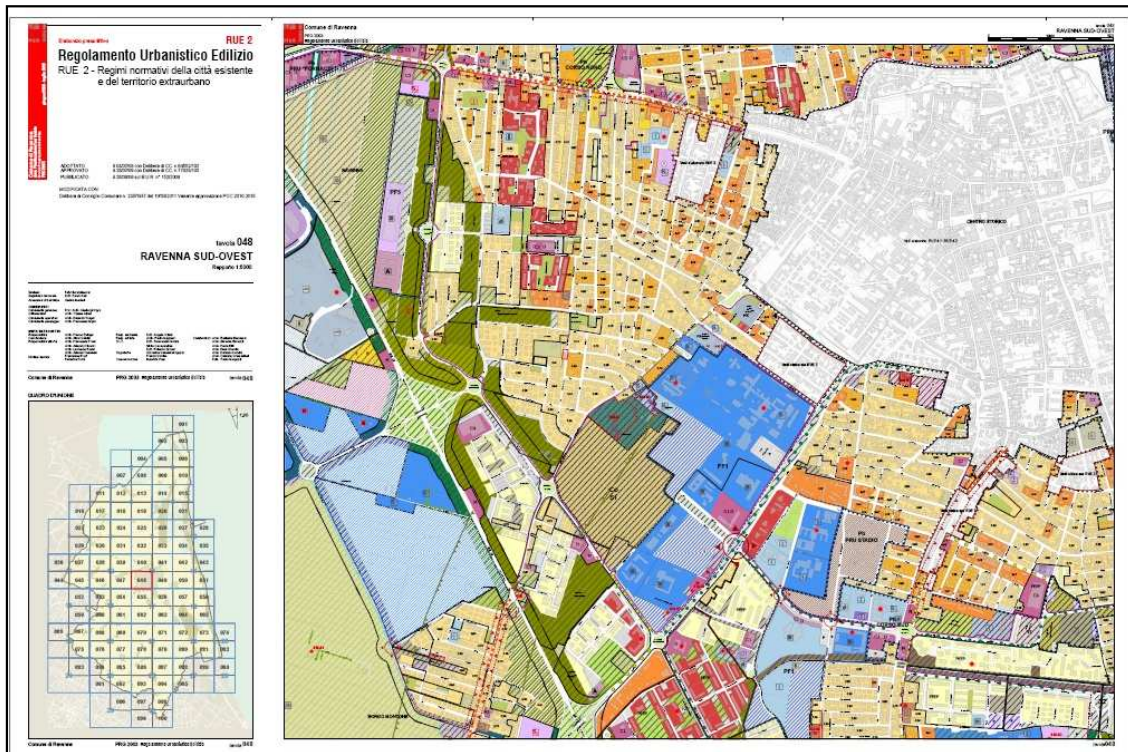


Figura 55 R.U.E. Ravenna sud-Ovest

6.1.3.6 Idrografia

Nella figura 47 è riportato il reticolo idrografico che circonda la città di Ravenna. Si osserva che il capoluogo è delimitato a Sud dai Fiumi Uniti, originati dalla confluenza dei fiumi Ronco e Montone, ad ovest e a nord dallo scolo Consorziale Drittolo, mentre a est è delimitato dallo Scolo Fagiolo e dallo Scolo Lama. Le acque raccolte dagli scoli raggiungono il mare mediante il canale Candiano.

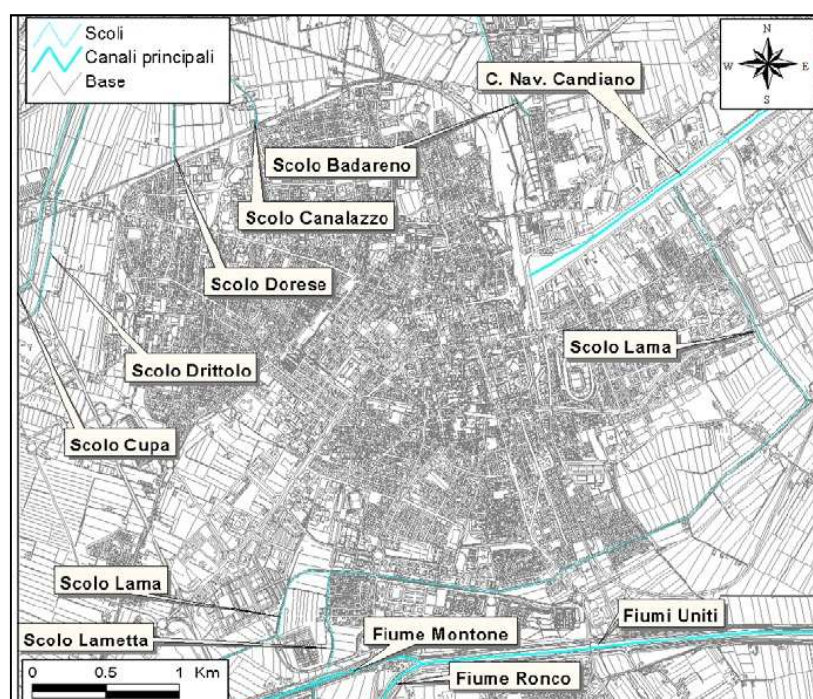


Figura 56 Reticolo Idrografico Principale

Il reticolo idrografico è stato fornito in formato shapefile, i campi in esso contenuti sono riassunti nella seguente tabella.

IDROGRAFIA	
Attributi	Descrizione attributo
G_rec	Codice identificativo della polilinea
Cod_corso	Codice identificativo del corso d'acqua
Tipo_corso	Tipogia del corso d'acqua
Nomecomune	Comune di appartenenza dell'edificio
Desrizione	Nome del corso d'acqua

6.2 ACQUISIZIONE DATI IDROLOGICI

Per la valutazione delle condizioni pluviometriche e fisiografiche del bacino del Comune di Ravenna è stata necessaria la ricerca dei dati pluviometrici registrati presso le stazioni di misura installate nel bacino in esame. Per la raccolta di tali dati si è fatto ricorso:

- Allo studio pregresso: “Servizi di consulenza specialistica relativa al sistema di smaltimento delle acque meteoriche di Ravenna: verifica situazioni e formulazione proposte” svolto nel 2006 dalla società di progettazione Hydrodata
- ARPA Emilia Romagna - Servizio Idrometeorologico: acquisizione dei dati pluviometrici ed idrologici.

6.2.1 Definizione delle curve di possibilità pluviometrica

L'analisi pluviometrica finalizzata alle curve di possibilità climatica di assegnato tempo di ritorno, necessarie per la verifica idraulica del sistema fognario della città di Ravenna, è stata condotta elaborando le serie storiche dei dati di precipitazione della stazione pluviometrica Ravenna urbana.

Per *curva di possibilità climatica o pluviometrica* s'intendono le curve che mettono in relazione altezza-durata (A-D) o intensità-durata (I-D). I dati di base sono le osservazioni delle massime altezze di pioggia per durate prefissate.

I dati d'interesse per lo studio sono stati:

- Le precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo. Sono le massime altezze di pioggia che si sono verificate in intervalli di 1, 3, 6, 12 e 24 ore nel corso dell'anno ricavate dalla Tabella III degli annali per il Bacino di Canale Corsini e la stazione Idrografica di Ravenna Urbana.
- Le precipitazioni di notevole intensità e breve durata registrate ai pluviografi; sono costituite dalle massime altezze di pioggia che si sono verificate in intervalli temporali inferiori all'ora nel corso dell'anno ricavate dalla Tabella V degli annali • per il Bacino di Canale Corsini e la stazione Idrografica di Ravenna Urbana.

Nella tabella seguente sono indicate le massime altezze registrate per durate prefissate per gli anni dal 1942 al 2008.

BACINO DI PORTO CORSINI									
Stazione di Ravenna Urbana(2 m s.l.m.m.)									
Anno	15 min	20 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1942					20.0			25.8	27.0
1943					12.0			15.0	25.0
1945					20.8			24.6	42.2
1946					13.8			14.4	15.2
1947					15.0			24.4	25.8
1948					27.2			37.2	38.2
1949					31.4			40.0	44.4
1950					16.6			17.6	23.4
1951		11.6						47.0	54.0
1952		11.0		21.0				40.6	42.2
1953			16.0	15.4				21.2	43.8
1954								18.0	25.8
1955		17.0	12.0					23.0	27.0
1956		19.6		20.6				21.2	23.8
1957						40.6		41.0	45.4
1958			11.6					13.6	14.2
1959								29.4	48.0
1960		12.0	18.0	20.6				25.0	43.6
1961			23.0	22.0	20.6			25.8	33.8
1962			14.0					14.0	14.0
1963			14.0		25.0	24.4		26.8	33.6
1964								22.6	28.6
1965		13.6	18.0		25.4			28.2	30.8
1966			10.6				51.0	55.8	61.8
1967			14.0		16.0			25.0	54.0
1968	10.2		13.2					30.2	34.6
1969				13.0	15.0			17.6	23.2
1970	10.4							13.4	23.6
1971			11.6				21.0	21.6	23.2
1972								17.2	42.0
1973								18.4	40.6
1975								55.0	81.0
1990		13.4			18.2		21.0	27.2	34.2
1991		11.4			16.2		23.8	30.4	51.4
1992		10.8			12.0		13.2	14.6	25.2
1993		30.8			38.0		54.4	58.0	63.0
1994		24.4			31.4		37.8	43.4	48.6

1995		11.4			13.8		18.6	20.8	28.2
1996		9.0			14.4		18.2	24.4	45.2
1997		6.4			11.4		14.2	16.4	21.2
1998		21.6			34.6		42.4	55.4	85.2
1999		26.8			30.0		33.0	36.0	50.4
2000		8.8			14.8		19.6	20.6	24.2
2001		35.2			70.0		98.4	113.0	122.4
2002		20.4			34.8		51.0	57.0	80.2
2003		7.6			9.8		11.0	11.6	15.6
2006								9.6	21.4
2007		24.8			36.8		47.8	56.4	88.6
2008		10.2			15.0		19.8	22.6	24.6
1998		21.6			34.6		42.4	55.4	85.2
1999		26.8			30.0		33.0	36.0	50.4
2000		8.8			14.8		19.6	20.6	24.2
2001		35.2			70.0		98.4	113.0	122.4
2002		20.4			34.8		51.0	57.0	80.2
2003		7.6			9.8		11.0	11.6	15.6
2006								9.6	21.4
2007		24.8			36.8		47.8	56.4	88.6
2008		10.2			15.0		19.8	22.6	24.6

Per l'analisi delle altezze di pioggia si può utilizzare la *Legge di Gumbel*, mediante la quale si arriva a determinare per ogni durata l'altezza di assegnato tempo di ritorno $h(T_R)$.

Il procedimento di calcolo è il seguente:

- Legge di Gumbel: $P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha(\bar{h}-u)}}$
- Si calcola l'altezza media per ogni durata: $\bar{H} = \sum_i \frac{h_i}{N}$
- Si calcola lo scarto quadratico medio per ogni durata: $s = \sqrt{\sum_i \frac{(h_i - \bar{H})^2}{N-1}}$
- Si calcolano i parametri della distribuzione: $\alpha = \frac{1.285}{s}$ e $u = \bar{H} - 0.46 s$
- Si fissano vari tempi di ritorno T_R

- Si determina la quantità: $P(h \leq h(T_R)) = 1 - \frac{1}{T_R}$
- Si calcola la quantità: $h(T_R) = u - \frac{1}{\alpha} \ln \left[\ln \left(\frac{1}{P(h \leq h(T_R))} \right) \right]$

	15 min	20 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
\bar{H}	16.263	14.666	22.758	33.122	29.959	40.069	46.746	54.875	64.004
s	8.0324	3.5597	12.458	21.822	18.186	21.973	22.782	22.402	24.999
α	0.1599	0.3609	0.1031	0.0588	0.0706	0.0584	0.0564	0.0573	0.0514
u	12.649	13.068	17.152	23.302	21.775	30.181	36.494	44.798	52.754

Di seguito si propone la curva di possibilità pluviometrica per vari tempi di ritorno:

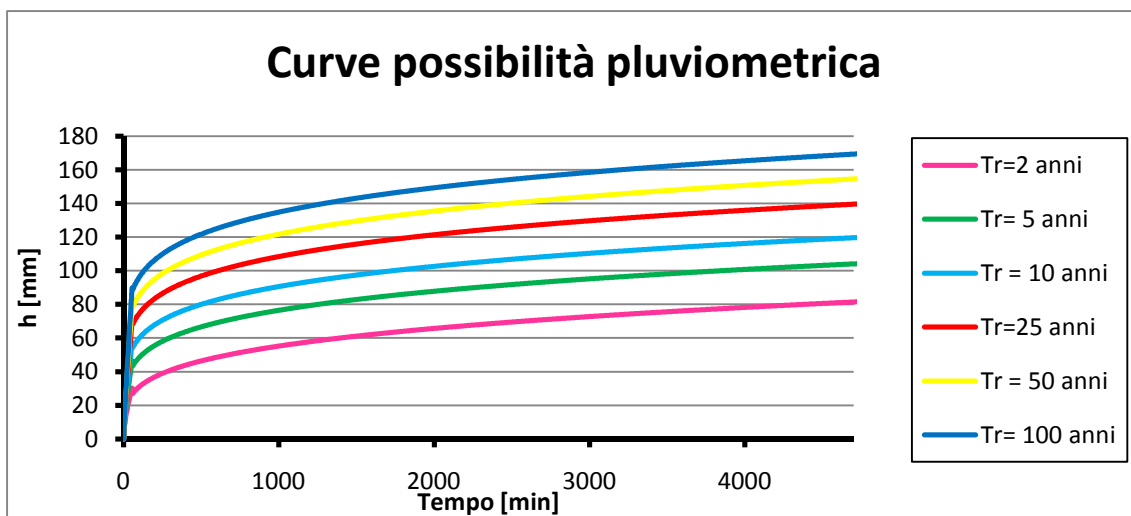


Figura 57 Curve di possibilità pluviometrica di assegnato tempo di ritorno.

Si calcolano le curve di possibilità pluviometrica in forma bilogarithmica al fine di determinare i coefficienti a ed n :

TR	Sotto l'ora		Sopra l'ora	
	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
2	31.87	0.601	27.29	0.251
3	40.24	0.677	35.08	0.221
4	45.57	0.714	40.07	0.207
5	49.49	0.737	43.78	0.199
7	55.19	0.766	49.18	0.188
10	61.04	0.791	54.74	0.180
15	67.53	0.814	60.93	0.171
20	72.07	0.829	65.27	0.166
25	75.56	0.839	68.62	0.163
30	78.40	0.846	71.34	0.160
50	86.30	0.865	78.93	0.154
100	96.95	0.886	89.16	0.147

6.2.2 Ietogrammi di progetto

Con il termine ietogramma di progetto si intende un evento pluviometrico generato sinteticamente con l'obiettivo di pervenire ad un corretto dimensionamento alla verifica di qualche parte di una rete di drenaggio. Esso viene normalmente dedotto con un'analisi statistica, più o meno complessa, sulla base di informazioni pluviometriche disponibili per il luogo in studio.

La maggior parte degli istogrammi di progetto sviluppati e usati oggi sono stati dedotti allo scopo di dare valutazioni sull'entità delle portate al colmo che abbiano, ragionevolmente, gli stessi tempi di ritorno associati agli istogrammi di progetto medesimi.

Lo ietogramma di progetto è definito da tre parametri:

- Durata dell'evento d
- Volume totale di pioggia h
- Distribuzione della pioggia durante l'evento

La durata dell'evento di pioggia si pone pari ad un valore detto critico ovvero al tempo di corrivazione del bacino. Per effettuare una stima dello stesso si realizzano simulazioni con ietogrammi rettangolari e si calcola il tempo percorso tra l'inizio dell'evento meteorico e l'istante in cui si forma il 90-95% della portata nella sezione di chiusura, ossia nel nostro caso a monte dell'impianto idroforo del Comparto Nord.

Sono stati utilizzati a questo scopo quattro ietogrammi, di intensità rispettivamente 5, 10, 15, 20 mm/h] e durata 600 minuti; valutando poi, come detto, il riempimento dei collettori scatolari a monte dell'impianto idroforo così da ottenere con buona approssimazione una stima del tempo di corrivazione dell'intero bacino urbano.

Il tempo di pioggia è funzione anche dell'intensità di pioggia, infatti cala all'aumentare della stessa. È ragionevole porre il tempo di corrivazione del bacino pari a 1,7 ore, questa sarà anche la durata degli ietogrammi Chicago adottati.

Il volume totale di pioggia si ricava dalla curva di possibilità pluviometrica (c.p.p.) una volta stabilito il valore della durata d della pioggia

$$h = a \cdot d^n$$

Naturalmente così il volume di pioggia risulta espresso in mm, perché è riferito alla superficie del bacino.

6.2.2.1 Ietogramma Chicago

Il Chicago è uno ietogramma sintetico la cui principale caratteristica consiste nel fatto che, per ogni durata, anche parziale, l'intensità media della precipitazione del suddetto ietogramma è congruente con quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica.

Il volume di pioggia di assegnata durata δ viene individuato dalla curva di possibilità pluviometrica di assegnato tempo di ritorno:

$$h = a \cdot \delta^n$$

Si definisce successivamente l'andamento temporale di una precipitazione di progetto con il picco all'inizio dell'evento e con volume congruente, per ogni durata parziale δ a quello deducibile dalla curva di possibilità pluviometrica: a tale scopo deve necessariamente sussistere, per ogni δ la relazione:

$$\int_0^{\delta} i(\tau) d\tau = a \cdot \delta^n$$

Differenziando l'espressione sopra si ottiene:

$$i(\delta) = n \cdot a \cdot \delta^{n-1}$$

Lo ietogramma descritto dalle due equazioni sopra riportate ha, per ogni durata parziale δ , la stessa intensità media di quella fornita dalla curva di possibilità pluviometrica da cui è stato dedotto.

Dividendo la durata parziale δ in due parti, δ_a e δ_b , di cui $\delta_a = r \cdot \delta$ con ($0 < r < 1$) è la parte precedente di picco d'intensità, e $\delta_b = (1-r) \cdot \delta$ è la parte che segue il picco medesimo.

Si possono così ricavare, dopo le opportune sostituzioni, le due equazioni che descrivono l'andamento dell'intensità di pioggia nel ramo ascendente prima del picco e in quello discendente dopo il picco:

$$i(\delta_b) = n \cdot a \cdot (\delta_b/r)^{n-1} \text{ prima del picco}$$

$$i(\delta_a) = n \cdot a \cdot [\delta_b/(1-r)]^{n-1} \text{ dopo il picco}$$

Dove, per l'appunto, δ_b è il tempo contato dal picco verso l'inizio della pioggia, δ_a è il tempo contato dal picco verso la fine della pioggia ed r è il rapporto tra il tempo prima del picco e la durata totale dell'evento.

Si è dunque ottenuto un andamento temporale delle intensità il cui valor medio è congruente, per ogni durata, con quello dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica.

La posizione del picco all'interno della durata complessiva δ dell'evento può essere scelta sulla base d' indagini statistiche relative alla zona in esame oppure in mancanza di informazioni si può porre $r = 0.4$, valore medio che risulta dagli studi in materia riportati in letteratura.

Una caratteristica importante dello ietogramma Chicago è quella di essere poco sensibile al variare della durata complessiva δ . 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 un istogramma Chicago di durata generica δ contiene in sé anche gli ietogrammi 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.

Nella costruzione degli ietogrammi sollecitanti il Comparto Nord di Ravenna, si è tenuto conto di un evento di pioggia della durata $\delta = 3,4h$, con il picco massimo di intensità che si è verificato dopo 1,36 ore dall'inizio della precipitazione, quindi con un valore di $r = 0.4$ (valore raccomandato in letteratura).

Si sono costruiti due ietogrammi, uno con $Tr = 2$ anni e un altro con $Tr = 10$ anni.

$T_r = 2 \text{anni}$	Tempo di ritorno
$\delta = 3,4 \text{ore}$	Durata totale evento
$r = 0,4$	Rapporto $r = \delta_a / \delta$
$\delta_a = r \cdot \delta = 0,4 \cdot 3,4 = 1,36 \text{ore}$	Tempo necessario a raggiungere il picco
$T_c = 1,7 \text{ore}$	Tempo di corrivazione del bacino
$a = 27,29$	Parametro curva possibilità pluviometria
$n = 0,251$	Parametro curva possibilità pluviometria

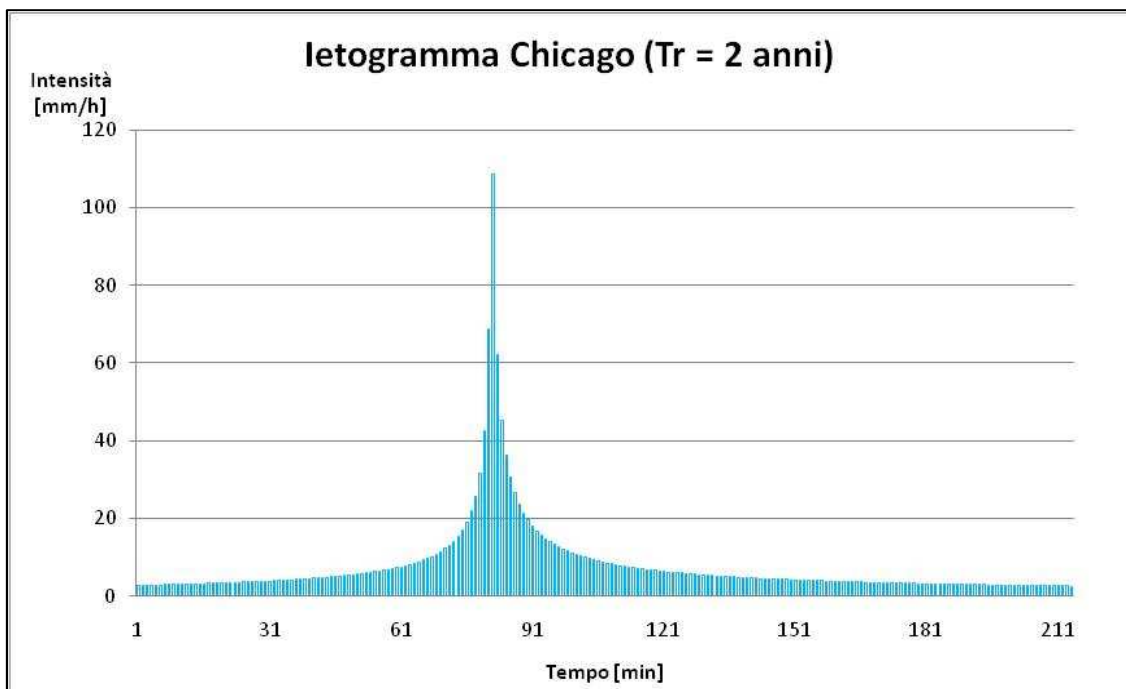


Figura 58 Ietogramma Chicago con tempo di ritorno 2 anni

$T_r = 10\text{anni}$	Tempo di ritorno
$\delta = 3,4\text{ore}$	Durata totale evento
$r = 0,4$	Rapporto
$\delta_a = r \cdot \delta = 0,4 \cdot 3,4 = 1,36\text{ore}$	Tempo necessario a raggiungere il picco
$T_c = 1,7\text{ore}$	Tempo di corrivazione del bacino
$a = 54,74$	Parametro curva possibilità pluviometria
$n = 0,180$	Parametro curva possibilità pluviometria

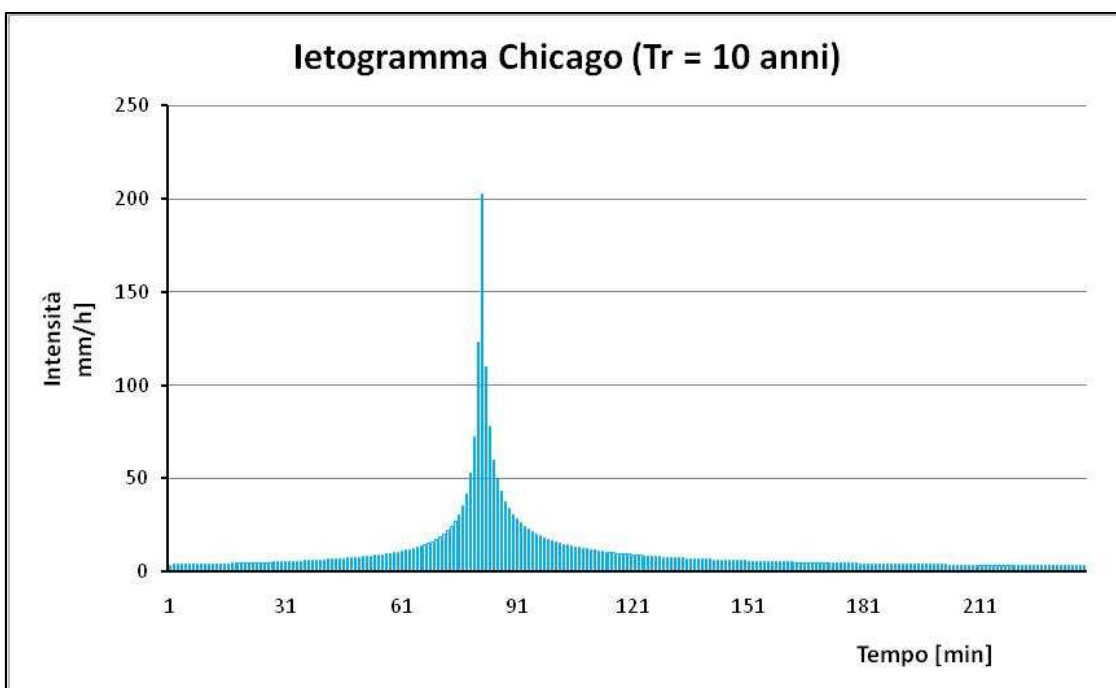


Figura 59 Ietogramma Chicago con tepo di ritorno 10 anni

6.3 PORTATA DI TEMPO SECCO

Si definiscono portate di tempo asciutto le acque provenienti da scarichi civili, industriali ed eventualmente dal drenaggio della falda urbana. Queste portate possono defluire in fogne miste, insieme con le portate pluviali, o in apposite reti fognarie che usualmente vengono chiamate reti per acque nere. Il calcolo delle portate di tempo asciutto presenta notevoli incertezze, sia perché non è facile definire quale sarà la richiesta d'acqua potabile della popolazione e delle industrie durante tutta la vita dell'opera, sia perché non è facile prevedere tutti gli altri elementi che influiscono sulla portata in fogna e precisamente:

- percentuale di acqua distribuita che raggiunge le fogne.
- ripartizione delle portate nelle varie ore del giorno.

Le portate di tempo asciutto delle fogne a servizio delle aree residenziali vengono normalmente determinate facendo riferimento agli utenti serviti, alla dotazione per abitante e per giorno e a un opportuno coefficiente di dispersione che tenga conto dell'aliquota di acqua distribuita che non viene scaricata nelle fogne. Occorre tener presente inoltre che le fogne delle aree urbane normalmente raccolgono anche le acque di scarico di quelle attività commerciali, artigianali o di servizio diffusamente distribuite nel tessuto urbano.

Il progetto della rete andrà effettuato tenendo conto delle densità abitative (ab/ha) previste nelle norme del Piano Regolatore Generale, operante nel centro abitato, per le diverse zone. A tal proposito si riporta un estratto della Carta della densità abitativa tav. A.1.2.b capoluogo.

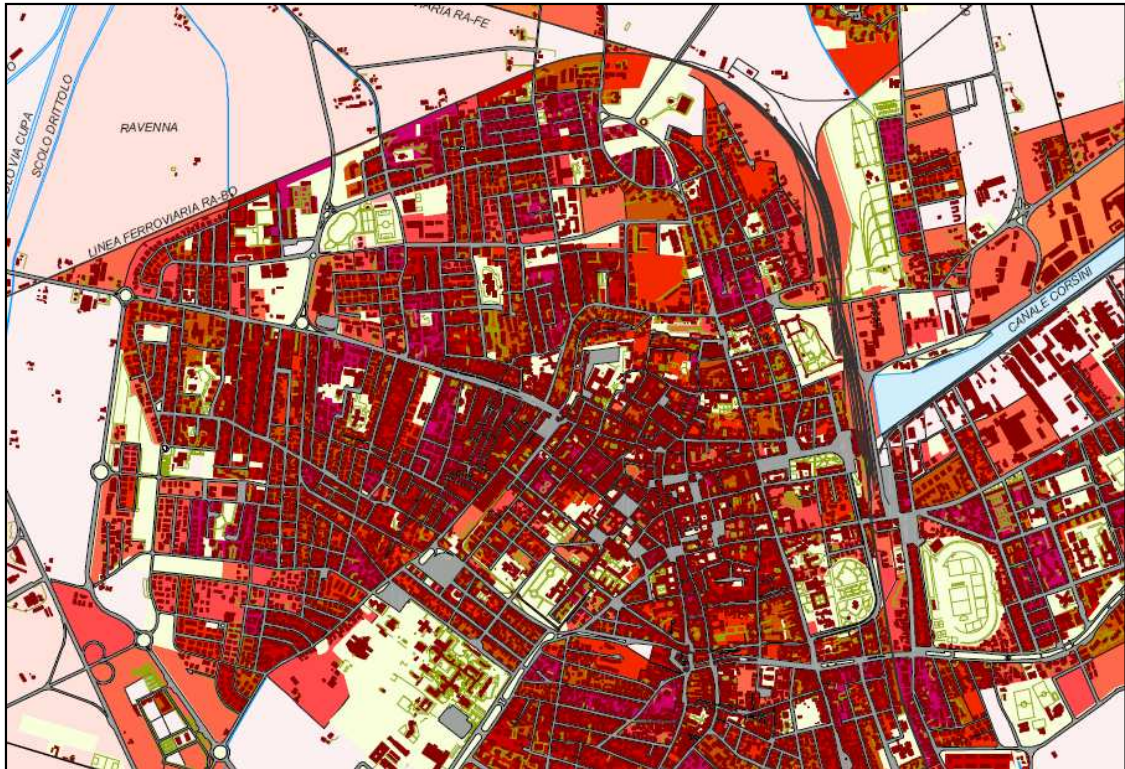


Figura 60 Carta della densità abitativa della città di Ravenna.

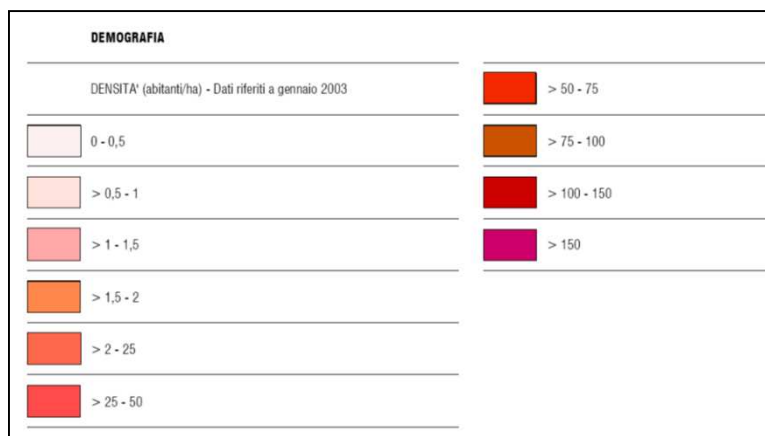


Figura 61 Legenda della carta della densità abitativa

CAPITOLO 7

MODELLO IDRAULCO

COMPARTO NORD

7.1 IMPORTAZIONE ED ELABORAZIONE DATI

In questo capitolo vedremo come costruire la rete fognaria in Infoworks in modo tale da poter fare le simulazioni. Si tratta quindi di informatizzare tutti i dati reali in nostro possesso per permettere al computer di rielaborarli, previa una scrupolosa revisione che permette di evidenziare le situazioni poco chiare ed eventualmente di correggerle.

Infoworks è dotato di strumenti d'importazione molto flessibili. Si possono importare dati da file SHP (ArcView), MapInfo, Access, Excel, CSV, SQL, AutoCad ed altri.

Nel modello realizzato si sono importati i dati in formato shp precedentemente illustrati. L'importazione dei dati in InfoWorks prevede l'utilizzo dello strumento "Centro Servizi Importazione" attraverso il quale è possibile caricare gli elementi del modello. Si è proceduto inizialmente con l'importazione degli elementi puntuali (nodi, condotte) e successivamente con quelli lineari (condotte, valvole, pompe).

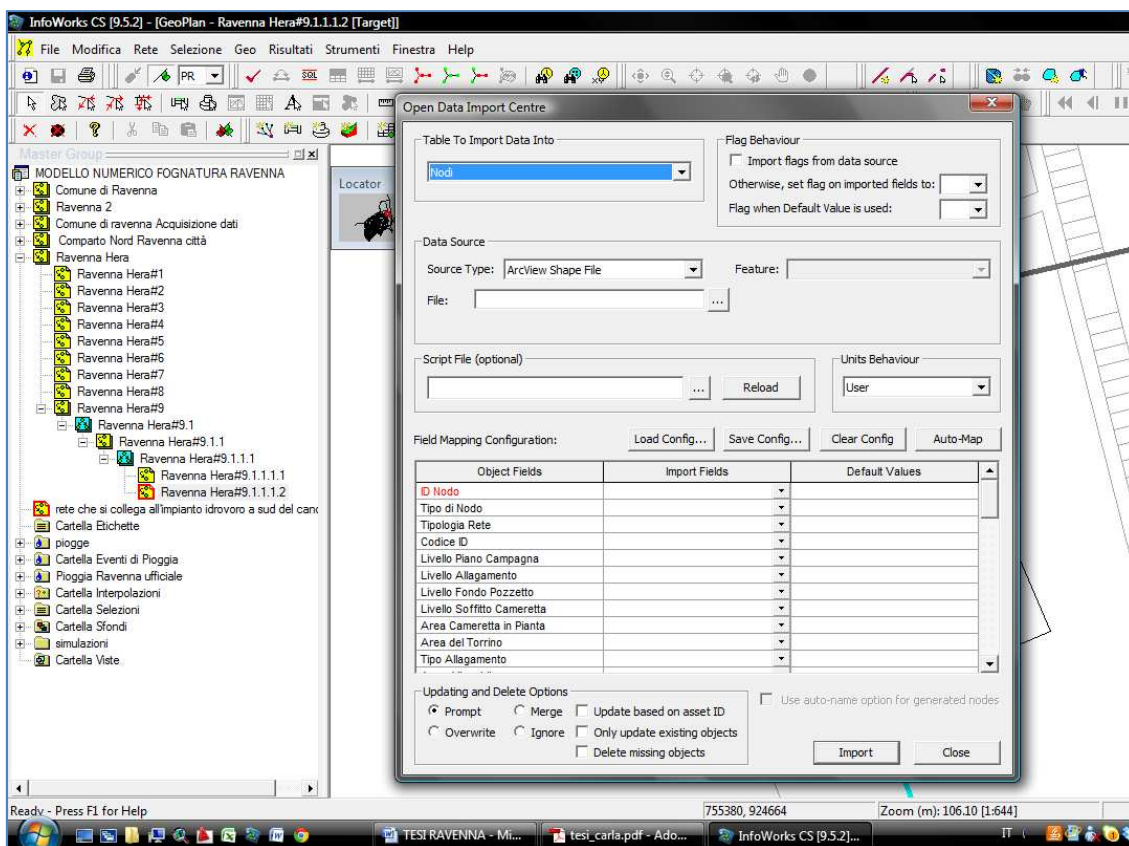


Figura 62 Finestra del Centro importazione dati

Dopo aver creato una nuova cartella progetto in cui fosse schedato tutto il lavoro svolto su Ravenna Comparto Nord, si è passati inizialmente all'analisi globale della rete e successivamente all'analisi dei particolari su ogni singolo ramo della rete.

Nelle seguenti tabelle sono riportate le corrispondenze tra campi Shp e campi Infoworks.

7.1.1 Dati di rete

La costruzione della rete su Infoworks è un processo basato sull'importazione di una categoria di elementi alla volta. Inizialmente si riportano gli elementi puntuali(nodi), successivamente quelli lineari (condotte, valvole, pompe ecc.)

Durante ogni processo d'importazione è necessario impostare la corrispondenza tra campi SHP e campi Infoworks. Nelle seguenti tabelle sono indicate tali corrispondenze:

NODI (point)		
<i>Object Fields Infoworks</i>	<i>Import fields SHP</i>	<i>Descrizione attributo</i>
ID Nodo	Id	Codice identificativo del nodo
Tipo di Nodo	Tipo_nodo	Tipologia di rete di drenaggio alla quale il nodo è connesso (separata bianca, separata nera, mista, paratoie,impianti sollevamento, scolmatori,scarichi)
Tipologia Rete	Tipo_nodo	Tipogia rete di drenaggio
Livello Piano Campagna	Quota_chius	Quota del chiusino coincidente con il piano camapagna [m slm]
Note	Note	
Campo Libero (Num.) 1	Quota_fond	Quota fondo pozzetto
Campo Libero (Num.) 2	Lungh_poz	Dimensione 1 pozzetto
Campo Libero (Num.) 3	Largh_poz	Dimensione 2 pozzetto
Campo Libero (Num.) 4	Lungh_chius	Dimensione 1 chiusino
Campo Libero (Num.) 5	Largh-chius	Dimensione 2 chiusino

Campo Libero (Testo) 1	ID_gis	Codice identificativo del nodo su gis
Campo Libero (Testo) 2	Tipo_nodo	Tipologia del nodo
Campo Libero (Testo)3	Forma_chius	Forma del chiusino
Campo Libero (Testo) 4	Forma_pozz	Forma del pozzetto
Campo Libero (Testo)5	Nome-sot	Note

RAMI		
<i>Object Fields Infoworks</i>	<i>Import fields SHP</i>	<i>Descrizione attributo</i>
ID Nodo di Monte	-	Codice identificativo del nodo
ID Nodo di Valle	-	-
Tipologia rete	Tipo_ramo	Tipologia di rete di drenaggio alla quale il ramo è connesso
ID Forma	Tipo_sezio	Tipologia di sezione del collettore
Larghezza	Base	Dimensione della base del collettore [mm]
Altezza	Altezza	Dimensione altezza collettore [mm]
Livello Scorrimento Monte	Qs_monte	Quota scorrimento nodo di monte
Livello Scorrimento Valle	Qs_valle	Quota scorrimento nodo di valle
Materiale condotta	Materiale	Materiale costituente il collettore
Campo Libero (Num.) 1	Qs_monte	Quota scorrimento nodo di monte
Campo Libero (Num.) 2	Qs_valle	Quota scorrimento nodo di valle su Gis.
Campo Libero (Testo) 1	Nodo_monte	Nodo di monte su gis
Campo Libero (Testo) 2	Nodo_valle	Nodo di valle su Gis
Note	Note	Note

7.1.2 Caricamento e salvataggio sfondi

Nel lavoro svolto, si è effettuata l'importazione di cartografie in formato .shp (Arcview), al fine di agevolare la localizzazione planimetrica dei collettori e degli organi idraulici più importanti (impianti di sollevamento, scaricatori, valvole, soglie ecc). Una volta caricato lo sfondo si è salvata questa "visuale" creando una nuova cartella sfondi per poi salvare al suo interno una o diverse visualizzazioni. La creazione

di sfondi idonei è stata fondamentale nel processo di acquisizione di informazioni di tipo geografico per completare le tabelle dei sottobacini, come ad esempio l'area dei tetti o le portate di tempo secco.

Il colore scelto per la visualizzazione della cartografia di base è stato il nero, in modo da far risaltare maggiormente la rete, alla quale grazie allo strumento Geoplan sono state attribuite le seguenti caratteristiche:

Ciano = Collettori di bianca

Grigio = Collettori di nera

Verde = Collettori di mista

Giallo = Canali Naturali

Blu= Collettori da verificare

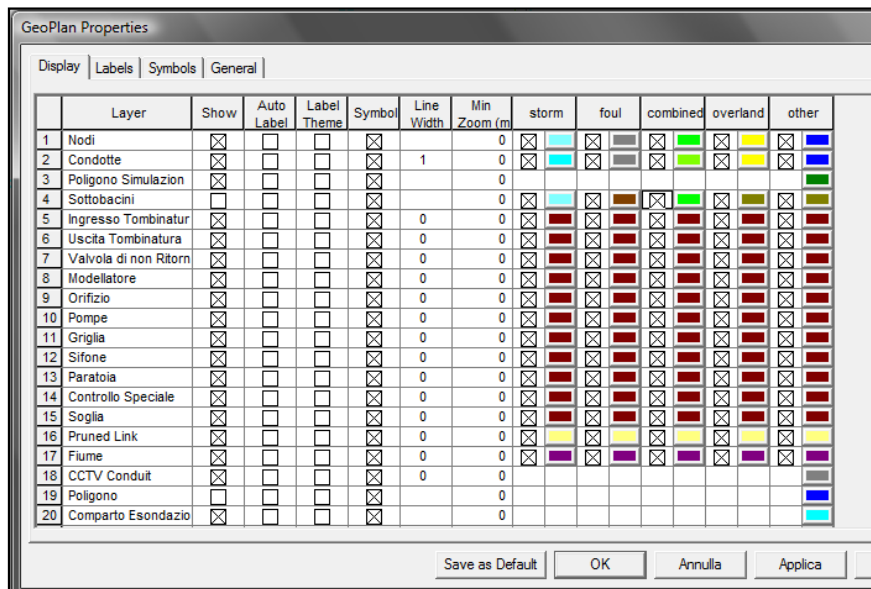


Figura 63 Finestra delle Proprietà del Geoplan di Ravenna

7.1.3 Supervisione della rete

Una volta importati gli elementi puntuali e lineari su Infoworks è stata necessaria inizialmente un'analisi generale della rete, per costatare che il processo d'importazione fosse andato a buon fine.

La rete del Comparto Nord risultava inizialmente rappresentata da 4172 nodi e da 4232 rami. Verificata l'idoneità della rete nel complesso si è passati dal generale al particolare, analizzando ogni singolo collettore.

Si è subito scoperto che la cartografia su Gis presentava delle lacune di carattere grafico che su Infoworks venivano segnalate come Warning. Gli errori più comuni erano rappresentati da porzione di rete isolata, inversione delle quote di scorrimento dei collettori, assenza della quota del piano campagna, del livello di scorrimento dei collettori, dei diametri dei collettori, ecc.

Grazie agli strumenti d'interpolazione e di tracciamento dei profili contenuti all'interno di Infoworks, del SIT della Provincia di Ravenna on-line e, nelle situazioni più critiche, a sopralluoghi in loco è stato possibile costruire una rete unica e completa in tutte le sue parti.

Le operazioni di supervisione hanno determinato una riduzione del numero dei nodi e dei collettori. La rete finale risulta dunque composta da 3729 nodi e da 3882 rami.

7.1.4 Inserimento organi speciali

Gli organi speciali sono rappresentati nel modello di Infoworks da elementi di collegamento, ad esempio una soglia sfiorante collega un nodo ad un altro nodo, così pure una pompa parte da un pozzetto (nodo) per arrivare a un nodo di recapito.

Nel modello sono stati rappresentati tutti gli impianti di sollevamento presenti nel comparto. Infoworks presenta diverse possibilità di rappresentazione di un pompaggio; in questo modello sono state utilizzate due tipi di pompe:

- FIX PMP
- ROTPMP

Le pompe di tipo “Fixed Pump” sollevano una portata nota a partire dal raggiungimento di un determinato livello nel pozzetto di aspirazione: si indicano quindi i livelli di accensione e di spegnimento e la portata sollevata.

Le ROTPMP sono invece pompe in cui si giunge ad una rappresentazione più sofisticata perché si può inserire la curva caratteristica della pompa.

Le soglie sono degli elementi lineari, risolti mediante l’equazione della soglia sfiorante. Esistono molteplici tipi di soglie, nel modello in esame si è scelta una soglia a parete sottile; i dati inseriti sono stati la quota di sfioro e le dimensioni dello sfioro.

Nella seguente figura è mostrata la schematizzazione dell’impianto idrovoro del Comparto Nord.

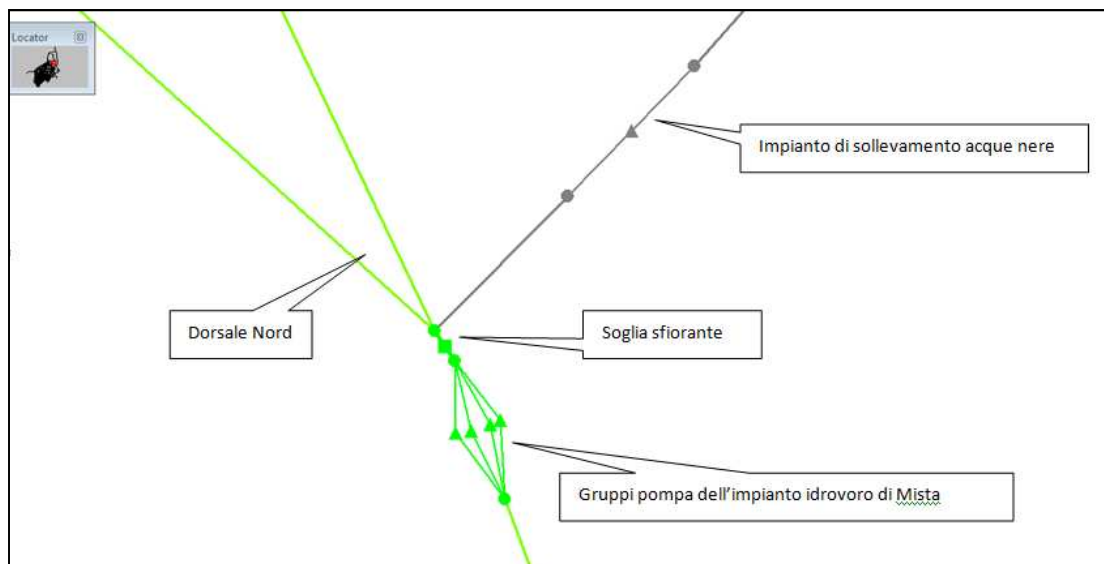


Figura 64 Schema dell’impianto idrovoro del Comparto Nord su Infoworks

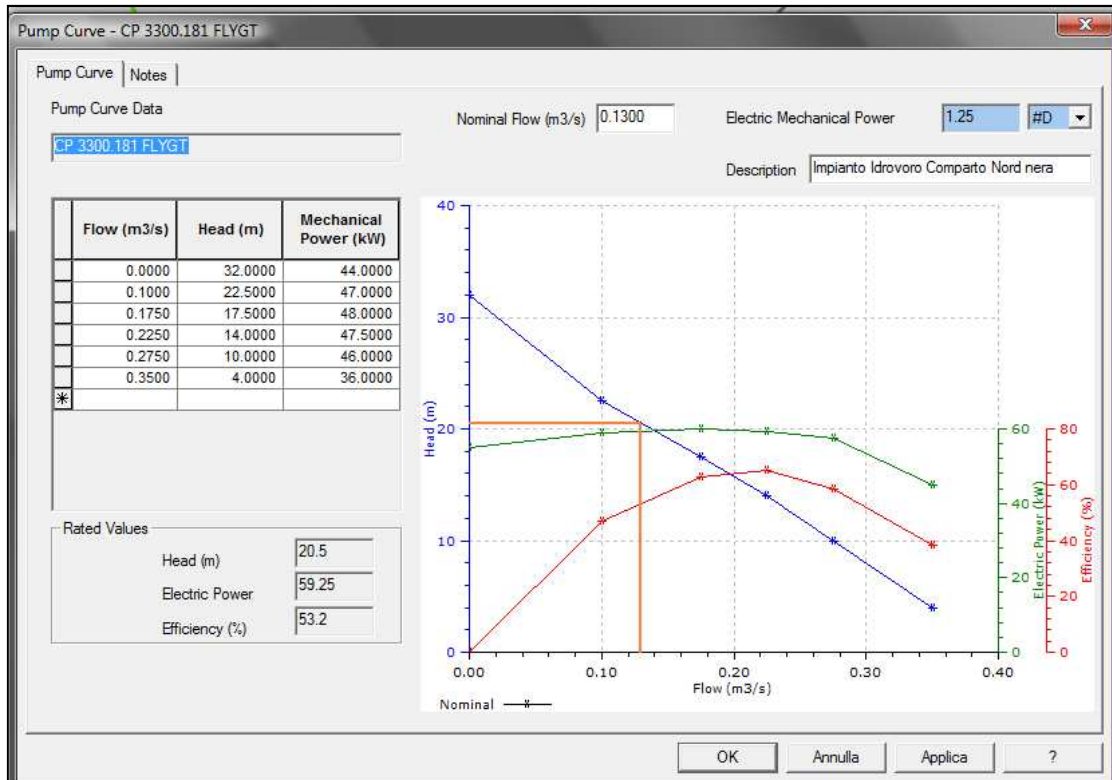


Figura 65 Curva caratteristica Pompa CP 3300.181 FLYGT impianto idrovoro comparto nord portate nere.

7.1.5 Creazione di Sottobacini

Nella realtà l'acqua entra nella rete attraverso le caditoie disposte nelle strade nel caso degli apporti meteorici e attraverso gli allacci domestici, per quanto concerne le portate nere. In linea teorica si potrebbe creare un bacino per ogni pozzetto, ciò è però gravoso in termini di tempo. Si è dunque deciso di creare i sottobacini tramite una procedura più snella, che consiste nel creare un contorno geometrico, senza alcuna valenza idraulica, ad alcune zone del territorio comunale in cui il sistema di drenaggio ha caratteristiche omogenee (misto, separato bianco-nero, separato nero-misto, separato bianco-misto).

Infoworks procede alla divisione del poligono di base in sottobacini di ampiezza minore a quella di partenza secondo la regola di Thiessen.

Per un migliore tracciamento dei sottobacini si è impostata come sfondo la cartografia della città, al fine di individuare i confini di deflusso naturale, quindi si è selezionato lo strumento "New polygon" e si è proceduto al tracciamento dei poligoni.

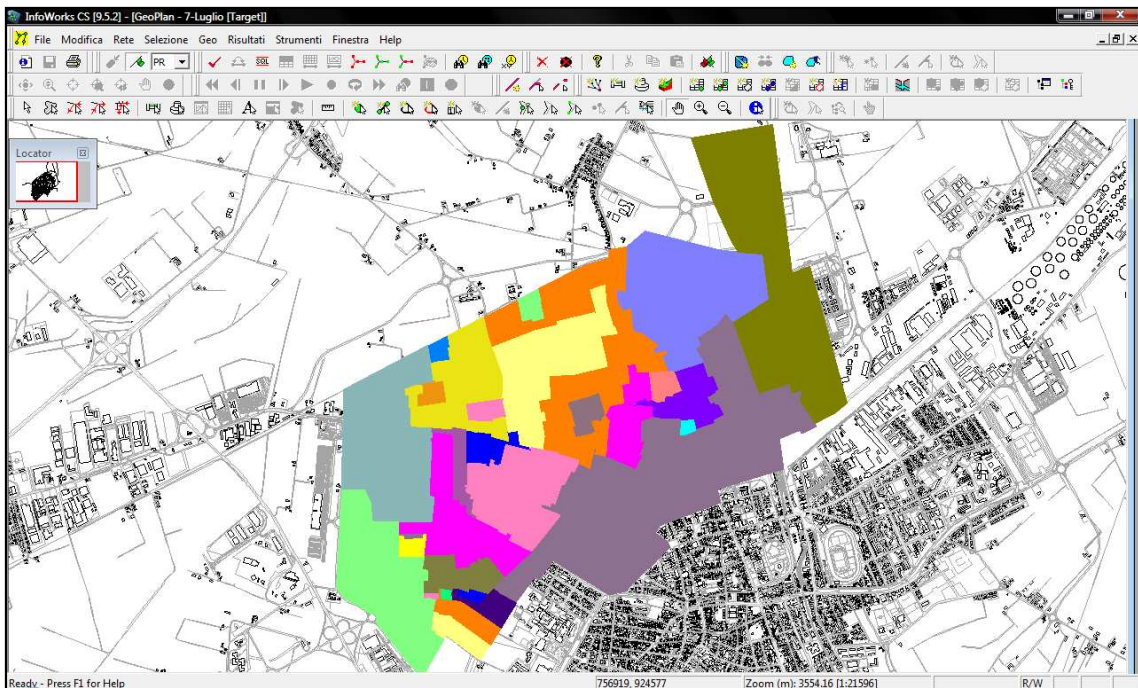


Figura 66 Poligoni contenenti aree con sistemi di drenaggio omogenee

Si è dovuto procedere in maniera abbastanza scrupolosa, generalmente i confini dei sottobacini sono stati tracciati seguendo le linee delle strade, più spesso considerando le falde dei tetti, in modo che lo spartiacque indirizzasse l'acqua verso il proprio sottobacino. Si è cercato di creare poligoni non contenenti nodi di diverso tipo, per non

sfalsare l'attribuzione successiva delle portate, e naturalmente si sono esclusi dal poligono anche i nodi di outfall, che hanno la sola funzione di scaricare nel ricettore come nodo di uscita dalla rete e non quella di essere un nodo baricentro del sottobacino.

L'iter procedurale seguito per la creazione dei sottobacini è stato il seguente:

- Creazione di un poligono geografico
- Suddivisione interna del poligono attraverso lo schema di Thiessen
- Definizione della tipologia del sottobacino (foul, combined, storm)

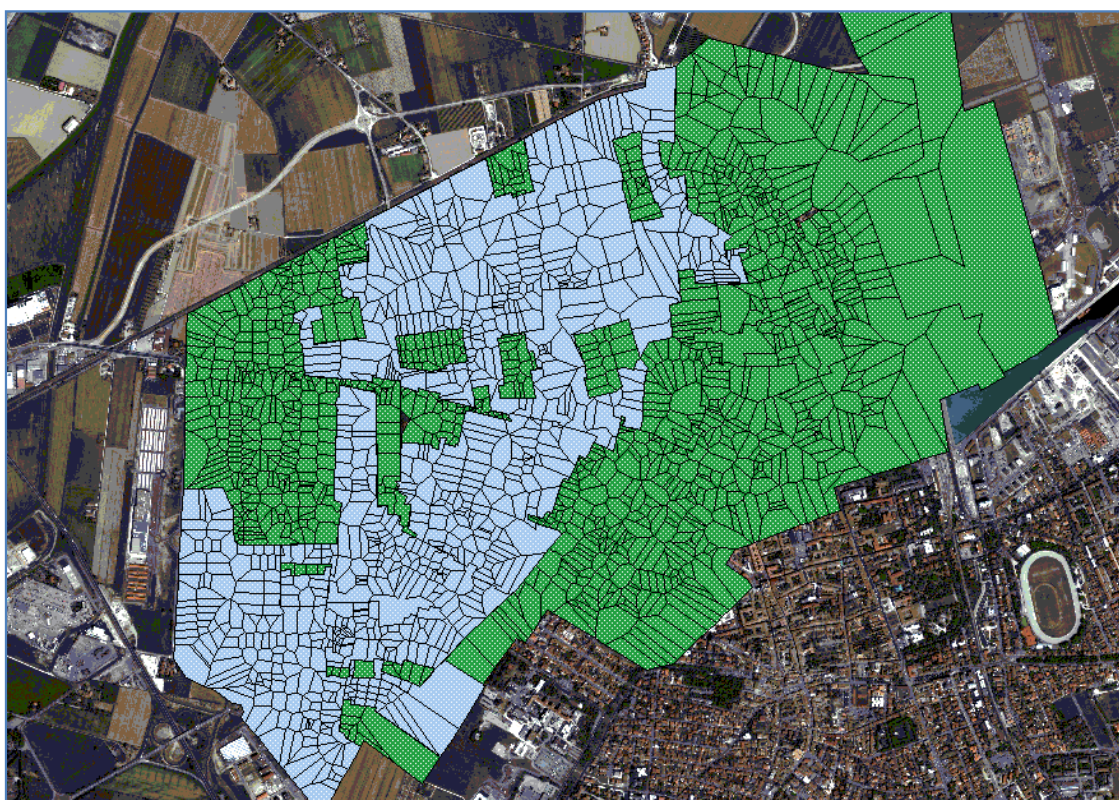


Figura 67 Poligoni di Thiessen per il comparto nord.

Ad ogni sottobacino “Subcatchment” viene attribuito un “land use” che richiama quali sono le tipologie di superfici presenti nel singolo sottobacino.

L'assegnazione dei parametri idrologici avviene mediante la suddivisione di ciascun sottobacino in superfici scolanti, che sono descrittive di strade, tetti e aree verdi (quindi superfici impermeabili e non) e di un codice identificativo dell'uso del suolo (ad esempio: urbano, industriale, etc...).

Le superfici scolanti, che si possono esprimere sia in percentuale che in valore assoluto (ha), devono essere caratterizzate da diversi parametri, relativi a 3 processi di trasformazione:

- perdite iniziali (pioggia che viene persa nelle depressioni superficiali e per infiltrazione);
- trasformazione pioggia netta/portata (la pioggia caduta si relaziona con un idrogramma);
- ruscellamento.

Per ciascuna metodologia afflusso/deflusso si devono compilare i coefficienti relativi, consigliati come tipici valori da IWCS.

In conclusione, compilata la precedente *Tabella delle Superfici Scolanti*, definisco nella *Tabella Uso del Suolo* i codici univoci identificativi a cui assegnare i codici di superficie presenti in quell'uso. Vengono quindi richiamate in ciascun sottobacino nella Tabella Sottobacini, sia l'uso del suolo che le superfici relative.

7.1.6 Scarichi civili

Lo scarico civile di ciascun'utenza, e quindi la percentuale di popolazione effettivamente collegata alla rete che insiste in un determinato sottobacino, è calcolato in base al consumo pro-capite.

Il procedimento utilizzato si riassume come segue:

Dati i consumi puntuali ricavati dal modello idraulico dell'acquedotto posseduto da Hera, è stato possibile importarli come sfondo e successivamente sovrapporli ai sottobacini del modello, tale per cui ciascun sottobacino avesse la somma dei consumi.

Ipotizzando una dotazione idrica si è calcolato la popolazione teorica che genera quel consumo.

Per calcolare la portata nera istantanea immessa in rete da un singolo sottobacino ad una data ora, InfoWorks ha moltiplicato la popolazione del dato bacino per la dotazione media giornaliera, e per un fattore dimensionale definito dall'utente; la somma dei valori adimensionali Q/Q_{media} è pari a 24

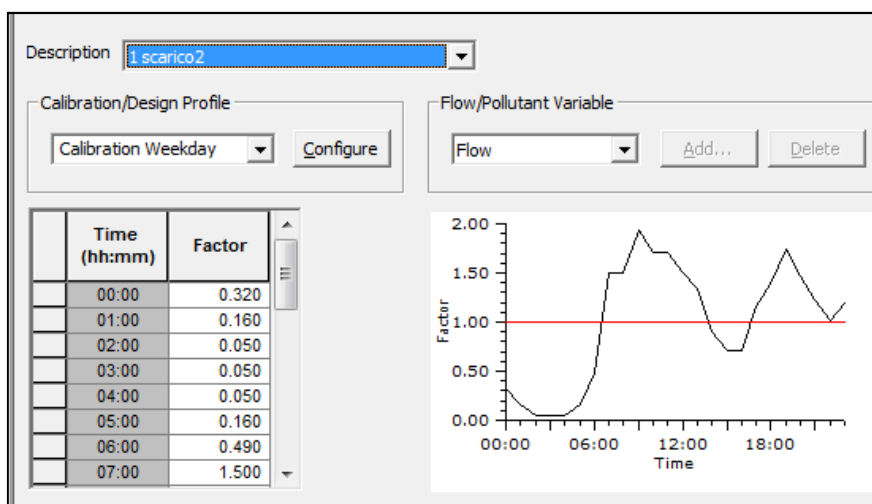


Figura 68 Coefficienti moltiplicativi della dotazione e curva di domanda


Per l'abitato di Ravenna Comparto Nord si sono ricavati i consumi dell'acquedotto alle utenze da un modello idraulico esistente. I nodi dell'acquedotto sono stati rappresentati come dati puntuali diffusi sulla superficie. Mediante un processo di acquisizione geografica si è attribuito ad ogni sottobacino un valore di popolazione ricavato dalla portata erogata ai nodi dell'acquedotto in esso presenti.

La dotazione idrica è stata parametrizzata mediante il profilo Weekday in modo da far variare la curva di consumo a seconda che il giorno considerato nella simulazione fosse festivo o feriale.

7.1.7 Validazione del modello

La validazione è un processo di controllo della rete, necessario prima di lanciare una simulazione. Infoworks segnala in un'apposita finestra eventuali errori incontrati nel processo di validazione (in rosso), “warnings” o avvertenze (in giallo) e semplici informazioni (in rosa).

Gli errori vanno sistemati per consentire al modello di girare, i Warning vanno controllati poiché segnalano situazioni anomale che non impediscono la simulazione ma per cui può essere necessario intervenire; le informazioni indicano se le camerette sono di dimensioni inferiori a quanto definito tra i parametri di simulazione e non è necessario intervenire se i valori impostati sono quelli desiderati.

Dopo la costruzione della rete, la correzione della stessa, la creazione dei sottobacini e l'inserimento degli organi di manovra, si è proceduto alla validazione della rete, cliccando su  . Il programma ha segnalato in un'apposita finestra le possibili informazioni emerse dal processo di validazione.

7.1.8 Modello della rete Ravenna Comparto Nord

La schematizzazione finale della rete fognaria di Ravenna Comparto Nord si può osservare nella figura sottostante. Con il colore verde si sono indicate le condotte di tipo misto, con il rosa le condotte di deflusso dei liquami e con il colore celeste le condotte di deflusso delle acque chiare.

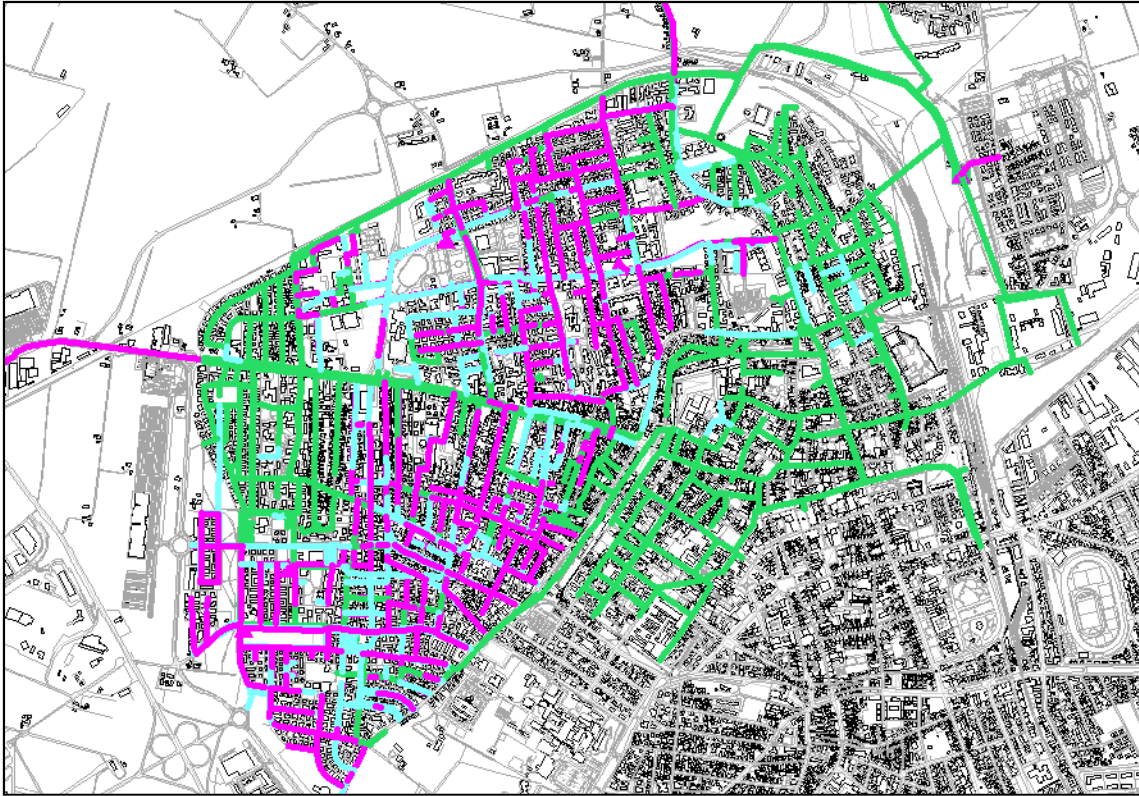


Figura 69 Schematizzazione rete fognaria Ravenna Comparto Nord

Il Comparto risulta essere diviso fondamentalmente in tre parti, la parte a sud ovest appartenente al centro storico è composto da collettori di tipo misto; la parte centrale , caratterizzata da nuove aree urbanizzate e composta da collettori di tipo separato che recapitano nella dorsale nord, infine, la parte a nord ovest in cui la tipologia dei collettori è di nuovo di tipo misto.

7.2 ESECUZIONE DI UNA SIMULAZIONE

L'esecuzione di una simulazione può avvenire solo dopo che il programma ha proceduto con l'acquisizione dei dati principali quali:

- Planimetria con le caratteristiche della rete di drenaggio
- Serie pluviometriche
- Curva dei consumi civili derivanti dalla fornitura idrica dell'acquedotto.

Si sono effettuate tre tipi di simulazioni, nel primo si sono simulate condizioni di tempo secco con portata costante e con portata variabile in funzione dei consumi civili, nel secondo sono state utilizzate delle piogge sintetiche schematizzate mediante gli ietogrammi Chicago, nelle terze sono stati considerati eventi reali forniti dai pluviografi di Hera Ravenna.

Si è creata una cartella " Simulazioni" in cui contenere tutti i possibili scenari oggetto di studio.

La simulazione viene lanciata attraverso la finestra di dialogo che consente di indicare la rete da analizzare e le sollecitazioni che il reticolo dovrà sopportare, oltre a modulare parametri di simulazione, eventualmente di qualità delle acque ed altri.

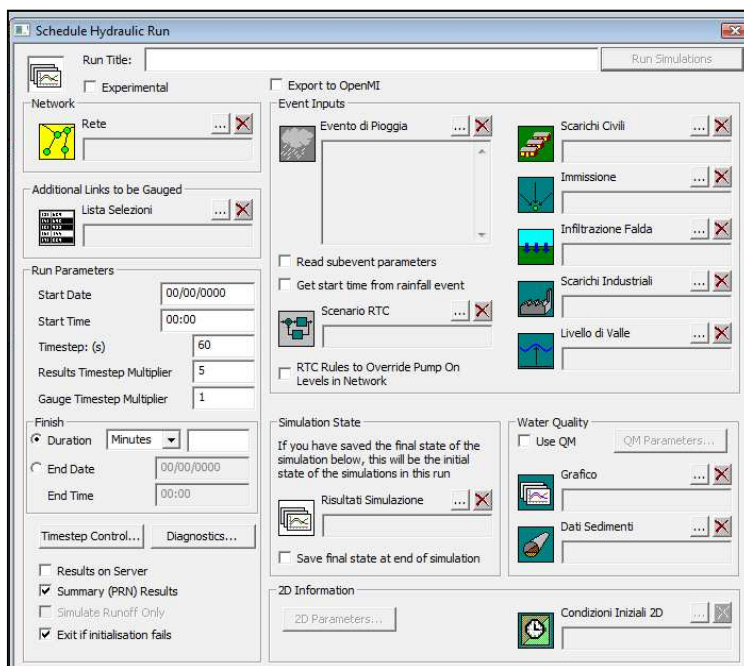


Figura 70 Finestra di dialogo di simulazione

Dopo l'inserimento dei dati necessari risulta possibile l'opzione "Run simulations" con cui si lancia l'elaborazione. In pochi secondi si è effettuata un'inizializzazione che crea lo stato iniziale, rappresentato da una "fotografia" di moto permanente, per poi effettuare il calcolo idraulico in moto vario. Lo stato della simulazione è riportato nella finestra Infoworks CS Simulation Controller che si apre in automatico dopo l'avvio della simulazione.

Trascorso il tempo specificato nella cella di durata, la simulazione risulta completata. I risultati relativi alla simulazione (icona verde nella cartella simulazioni), devono essere trascinati sulla planimetria. È sempre possibile essere certi che i risultati siano stati caricati in planimetria per la presenza dell'orologio bianco in alto a sinistra nel GeoPlan e dall'intestazione della barra blu in alto.

7.3 SIMULAZIONI

La simulazione è il mezzo attraverso il quale, imposte delle condizioni sugli scarichi civili e sulle piogge si valuta la risposta della rete. Le prime simulazioni sono servite ad individuare le ultime imprecisioni presenti nella geometria della rete.

Terminato l'ultimo processo di revisione si sono effettuate diverse simulazioni alle quali corrispondono altrettanti diversi scenari oggetto di studio.

SIMULAZIONE 1	Scarichi civili	Q = cost
	Pioggia	-
	Durata simulazione	2 giorni
SIMULAZIONE 2	Scarichi civili	Q = cost
	Pioggia	Chicago Tr = 2 anni
	Durata simulazione	2 giorni
SIMULAZIONE 3	Scarichi civili	Q = costante
	Pioggia	Chicago Tr = 10 anni
	Durata simulazione	2 giorni
SIMULAZIONE 4	Scarichi civili	Q = variabile
	Pioggia	-
	Durata simulazione	2 giorni
SIMULAZIONE 5	Scarichi civili	Q = variabile
	Pioggia	Chicago Tr = 2 anni
	Durata simulazione	2 giorni
SIMULAZIONE 6	Scarichi civili	Q = variabile
	Pioggia	Chicago Tr = 10 anni
	Durata simulazione	2 giorni
SIMULAZIONE 7	Scarichi civili	Q = variabile
	Pioggia	Pioggia reale 08- 10-2005
	Durata simulazione	2 giorni
SIMULAZIONE 8	Scarichi civili	Q = variabile
	Pioggia	Pioggia reale 31-08-2007
	Durata simulazione	2 giorni

7.4 ANALISI DELLE CRITICITÀ IDRAULICHE DELLA RETE

7.4.1 Simulazione di tempo secco

Le portate di tempo asciutto delle fognature a servizio delle aree residenziali, vengono normalmente determinate facendo riferimento agli utenti serviti, alla dotazione per abitante e per giorno e a un opportuno coefficiente di dispersione che tenga conto dell'aliquota di acqua distribuita che non viene scaricata nelle fogne. Nel seguente studio si sono acquisite in forma puntuale le portate ricavate dal modello idraulico dell'acquedotto e, dopo un'opportuna riduzione, si sono attribuite ai sottobacini.

La simulazione di tempo secco è stata fatta utilizzando una portata di origine civile caratterizzata da variazione giornaliera. In una generica sezione di fognatura, infatti, la variazione della portata di origine civile segue molto dappresso l'andamento dei consumi idrici, pur se con una laminazione dei valori di questa, dovuta all'azione della rete. La simulazione è stata fatta per due giorni consecutivi, scartando però i risultati del primo giorno poiché in essi si assiste al progressivo riempimento dei collettori e all'assestamento idraulico della rete.

Nella figura 69 si riporta l'andamento della portata in corrispondenza del momento di massimo giornaliero in m^3/sec .

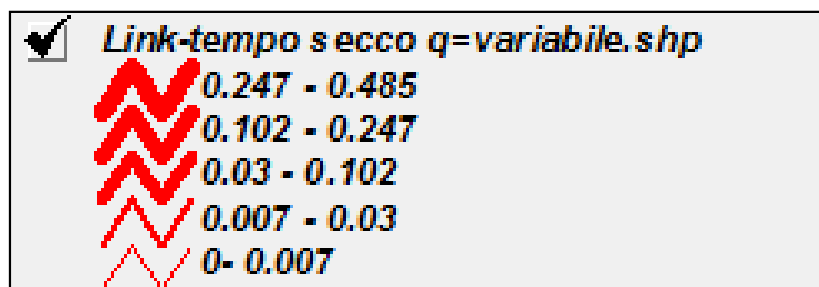


Figura 71 Leggenda della mappa sulla distribuzione delle portate di origine civile nel momento di picco giornaliero.

I collettori con spessore maggiore sono quelli caratterizzati da una portata maggiore. La distribuzione planimetrica dei valori di portata conferma i percorsi e i valori attesi. Si

può notare dall'immagine 70 come i collettori con maggiore portata siano quelli che si dirigono verso l'impianto di depurazione.

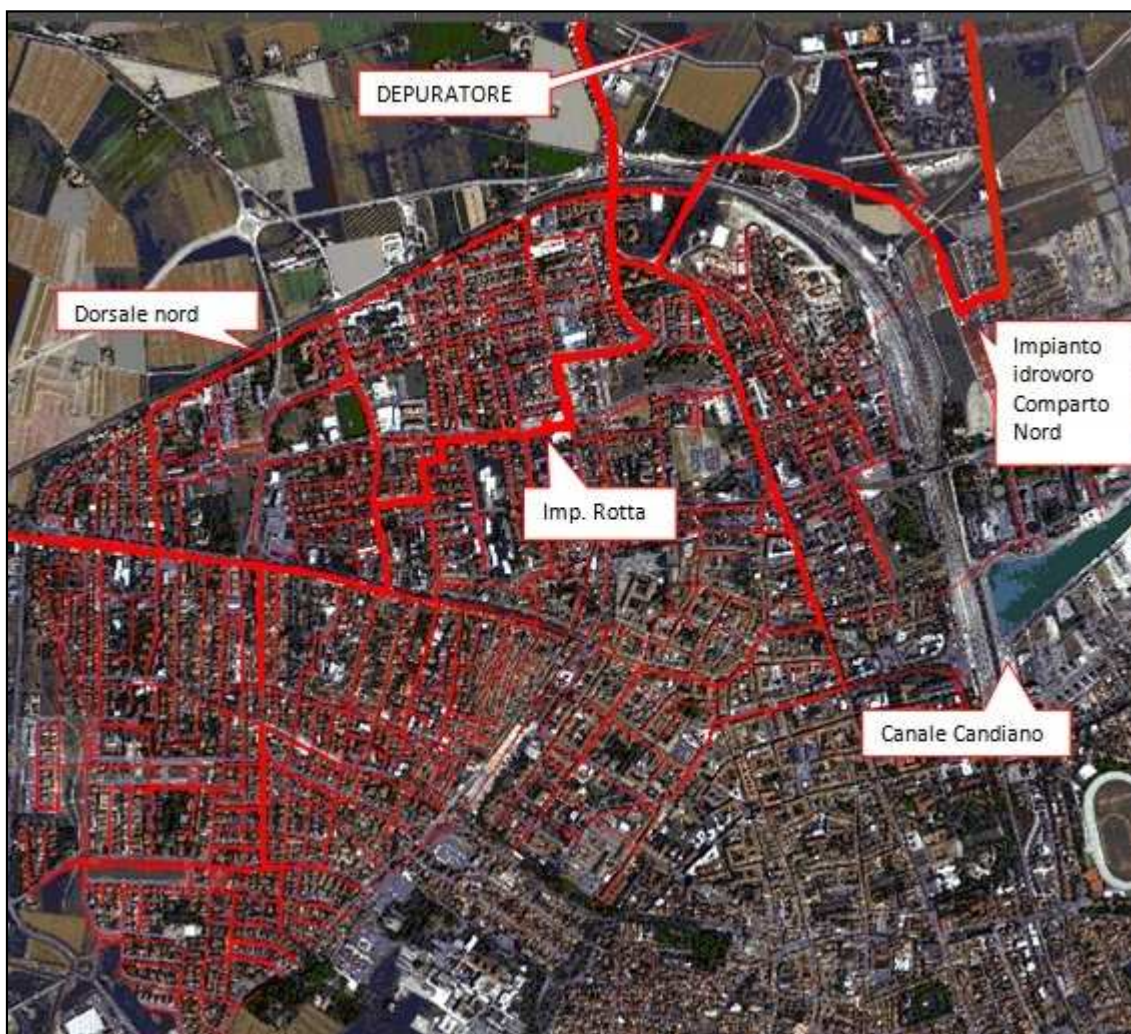


Figura 72 Mappa delle portate di origine civile nel momento di picco giornaliero.

Infoworks consente di analizzare anche i singoli collettori; a tal proposito si sono studiati i valori di portata nei quattro collettori evidenziati in figura 71.

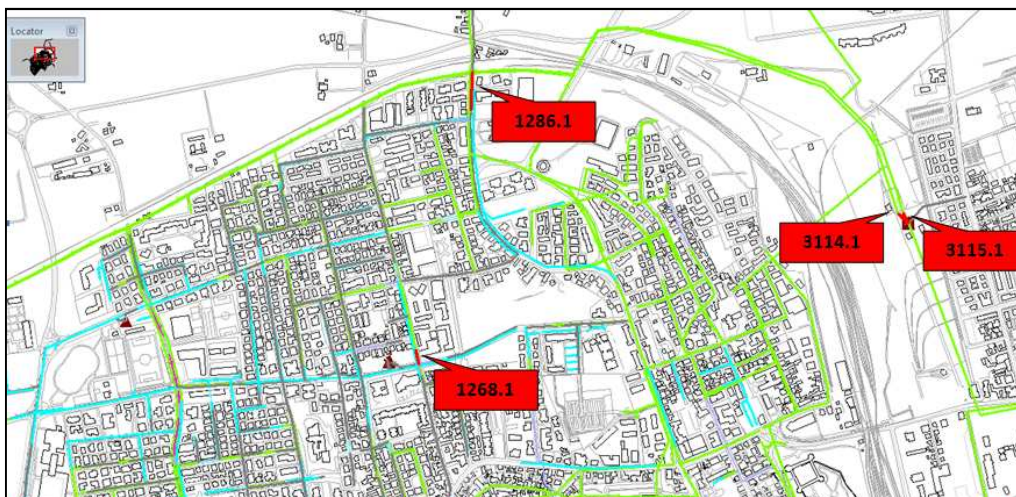


Figura 73 Individuazione planimetrica collettori monitorati

- **1268.1** Collettore che si trova subito a valle dell'Impianto di sollevamento Cavina, i valori della portata sono influenzati dall'attacco e stacco delle pompe.

I mc giornalmente sollevati dall'impianto di sollevamento risultano essere pari a 79,2; il massimo valore di portate è di 0,0420 mc/sec.

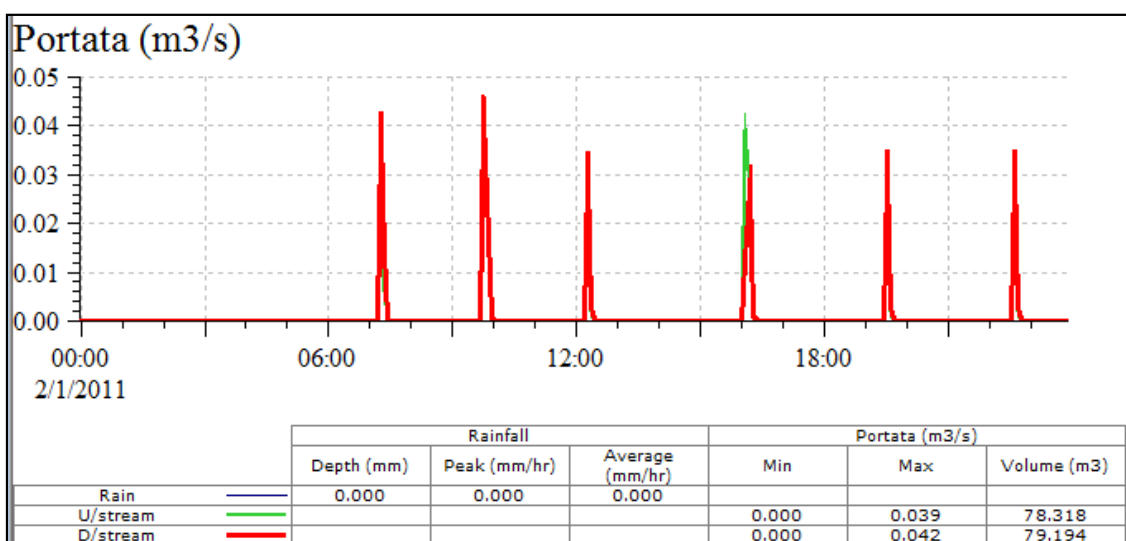


Figura 74 Variazione giornaliera di tempo secco portata collettore 1268.1

- **3114.1; 3115.1** Collettori scatoari terminali della Dorsale principale del Comparto Nord. È evidente che la fluttuazione giornaliera della portata rispecchia la legge imposta sulla distribuzione della domanda, non essendoci impianti secondari che rilanciano i reflui all'impianto idrovoro (vedi diagramma di flusso fig.26 pag.97) non si assiste alla variazione di portata caratteristica in presenza di pompaggi.

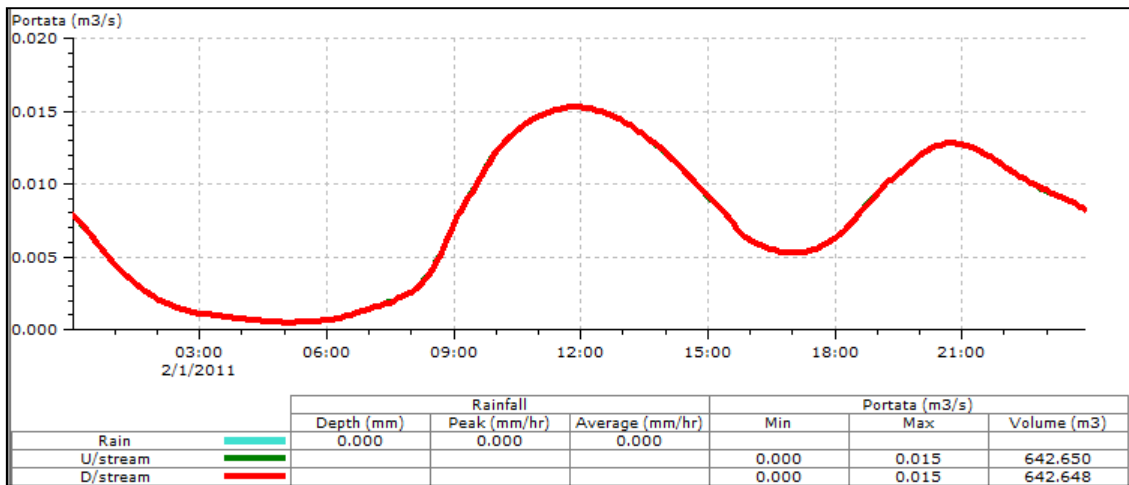


Figura 75 Variazione giornaliera di tempo secco portata collettore 3114.1

- **1286.1** Collettore che riceve il refluo di quasi tutto il comparto e lo convoglia all'impianto di depurazione. A monte di tale collettore si trova l'impianto di sollevamento primario Rotta e gli altri impianti.

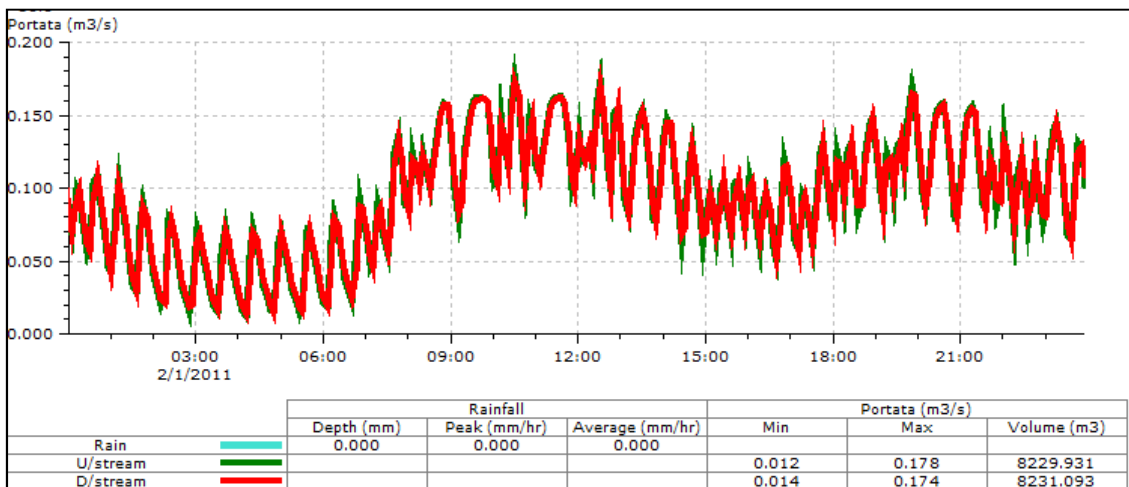


Figura 76 Variazione giornaliera di tempo secco portata collettore 1286.1

Come ci si aspettava, durante il periodo di simulazione, non si assiste a criticità della rete causate da colli di bottiglia o da insufficienza del diametro dei collettori.

7.4.2 Simulazioni con eventi di pioggia sintetici

Dal punto di vista idraulico, la valutazione delle criticità della rete è stata condotta effettuando simulazioni con eventi di pioggia sintetici, utilizzando ietogrammi di tipo Chicago. Il singolo evento meteorico, combinato con le portate di origine civile è stato trasformato in portata uscente.

L'analisi idraulica è stata condotta prendendo in esame il parametro "surchage ratio", definito come rapporto tra l'altezza della piezometrica sul fondo del condotto e l'altezza del condotto stesso; in condizione di gravità corrisponde dunque al livello di riempimento.

Un collettore entra in pressione quando il surcharge ratio (livello di sovraccarico) assume valore uguale o superiore a 1.

Nelle planimetrie che seguono si è rappresentato il livello di sovraccarico della rete attraverso 3 colori, a ciascuno dei quali corrisponde un diverso range del livello di sovraccarico dei collettori.

- Il colore blu chiaro (grado ≥ 0.8) indica le tubazioni con grado di riempimento variabile tra l'80% e il 100%.
- Il colore blu scuro (grado ≥ 1) indica il totale riempimento del tubo, cioè le tubazioni completamente annegate.
- Il colore magenta (grado ≥ 1) indica una criticità addirittura superiore al totale riempimento. Il parametro 2, associato a questa criticità, non ha un significato fisico, ma significa che questo tubo è incapace di trasportare a valle la portata che gli compete e quindi va in pressione. Questa condizione significativamente diversa dal grado 1 , in cui il tubo è in grado di smaltire la portata ma la presenza di colli di bottiglia a valle ne provoca il completo riempimento. Il grado due indica i tubi più critici, in cui la portata non è in grado di transitare , in buona sostanza indica proprio i tubi che costituiscono il collo di bottiglia.

7.4.2.1 Simulazione 5

Nella simulazione numero cinque si è utilizzata una portata degli scarichi civili variabile in funzione della curva di domanda e uno ietogramma sintetico rappresentato da un Chicago con tempo di ritorno 2 anni. La pioggia sintetica è stata attribuita alla rete a mezzogiorno per monitorarne l'andamento nel momento di picco diurno delle portate di origine civile.

Nella figura seguente si riporta l'andamento planimetrico delle portate.



Figura 77 Planimetria in cui si evidenziano le portate nel momento di picco.

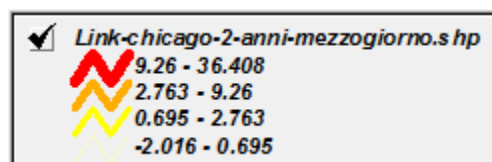


Figura 78 Legenda portate [mc/sec]

Come ci si aspettava le portate maggiori, sono localizzate in corrispondenza della dorsale principale e in particolare a monte dell'impianto idrovoro, nel quale è presente una soglia sfiorante che le dirotta verso l'impianto di sollevamento di "bianca".

Nelle planimetria che segue si è rappresentato il livello di sovraccarico della rete:



Figura 79 Livello di sovraccarico nei collettori con Chicago Tr= 2 anni ore 12:00

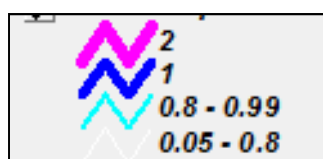
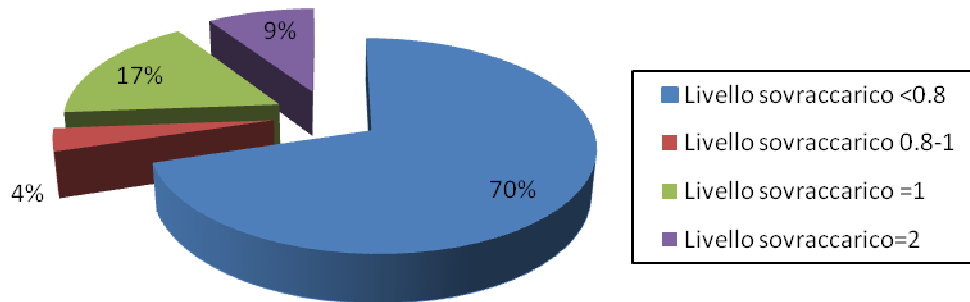


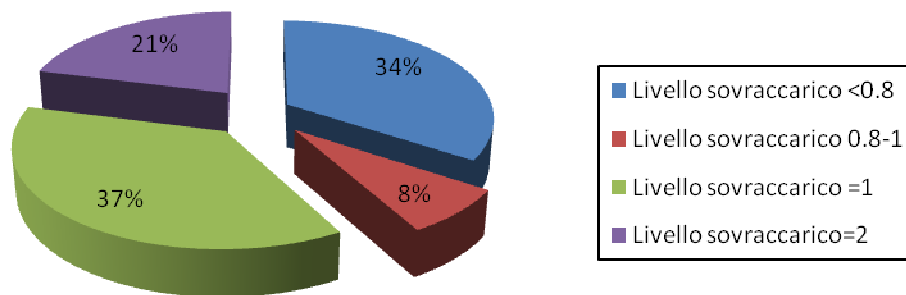
Figura 80 Leggenda Sovraccarico collettori

Nei seguenti grafici sono riportate le distribuzioni percentuali, rispetto alla lunghezza complessiva delle varie tipologie di collettori (combined, foul, storm) del parametro Livello di sovraccarico. Come s'ipotizzava i collettori che entrano in crisi per primi sono quelli di tipo storm, generalmente caratterizzati da diametri inferiori ai collettori di mista e collocazione nelle parti iniziali della rete caratterizzate da bassi tempi di corrivazione.

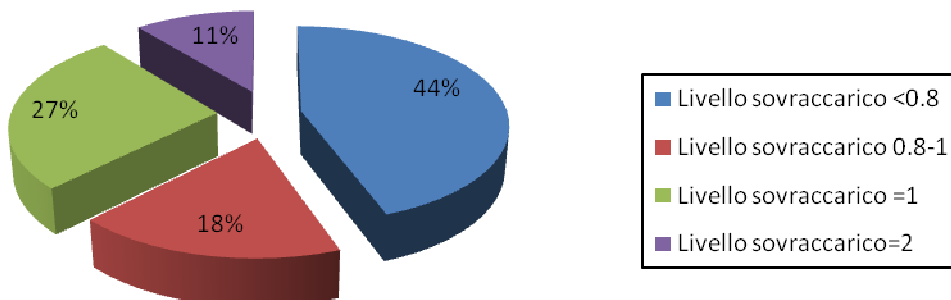
Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete foul



Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete Storm



Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete Combined



Nella seguente figura si è studiata la variazione di portata e di livello di sovraccarico in uno dei due collettori scatoari che alimenta l’Impianto idrovoro Nord.

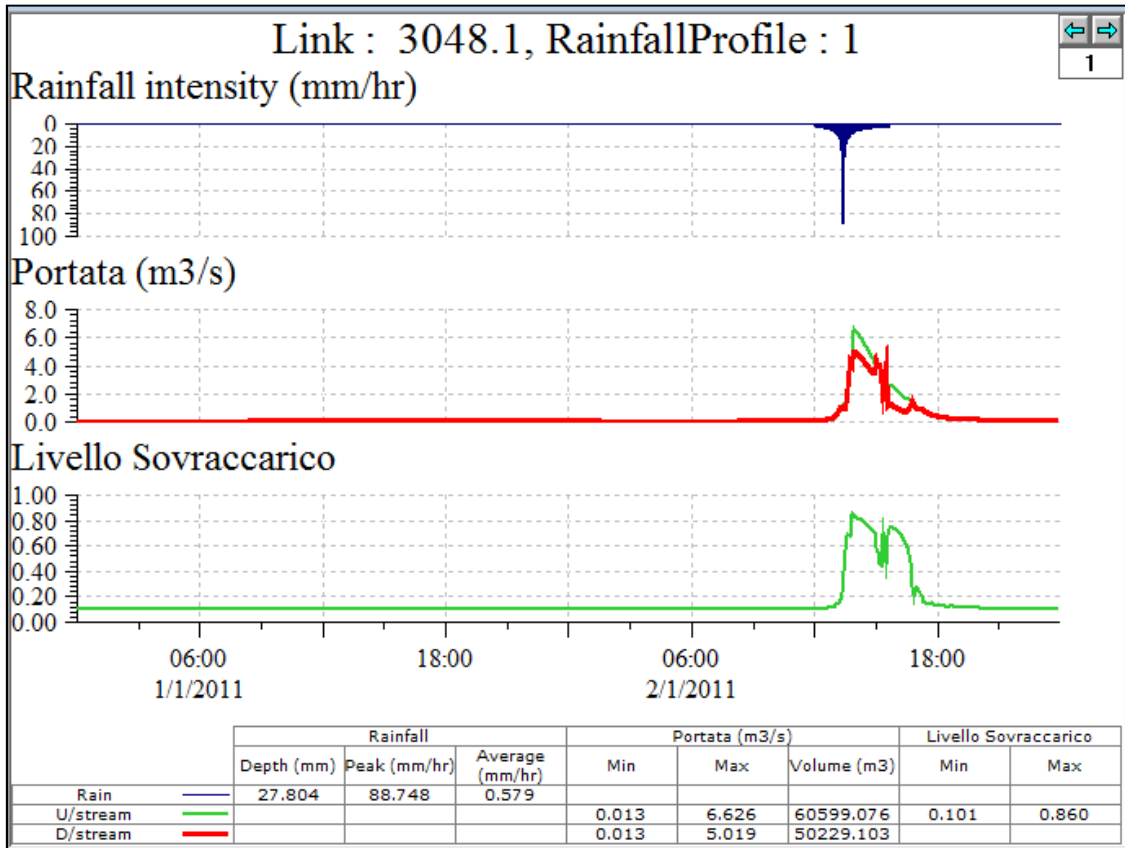


Figura 81 Risultati della simulazione 5 per il collettore 3048.1

Il collettore in calcestruzzo, con sezione rettangolare 3200*1650 mm; risulta ampiamente sovradimensionato per il solo transito delle portate di origine civile, le quali nel momento di picco giornaliero sono di 0,013 mc/sec. Notiamo però, come in corrispondenza dell’evento meteorico schematizzato con un ietogramma Chigago con $Tr= 2$ anni le portate subiscono un notevole incremento, si raggiungono infatti i 6,62 mc/sec. Il collettore in questione può essere considerato la sezione di chiusura del bacino; ciò conferma la traslazione temporale tra il picco dello ietogramma e il picco delle portate; tale Δt corrisponde al tempo di corrivazione del bacino stesso. Dalla figura si può inoltre notare l’influenza che l’attacco e stacco delle pompe situate a valle hanno sulle variazioni della portata e del livello di sovraccarico.

La figura sottostante raffigura l'andamento del profilo longitudinale in corrispondenza dell'impianto Idrovoro Comparto Nord nel momento di massima portata.

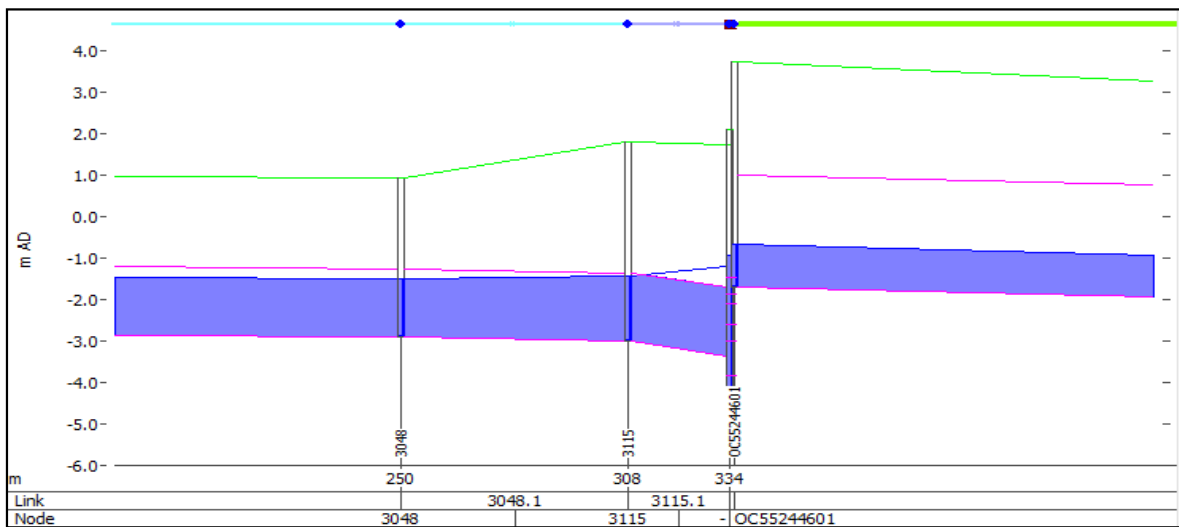


Figura 82 Profilo longitudinale collettori 3048.1, 3115.1; soglia sfiorante; pompa PNI; collettore OC55244601 che recapita nel Canale Candiano.

La portata massima che attraversando la soglia giunge alla vasca in cui sono alloggiato le pompe è di circa 8,45 mc/sec. L'evento pluviometrico sollecita sequenzialmente le idrovore, caratterizzate da quote di attacco e stacco differenti.

La prima pompa che si attacca è la PN1 (start 2.70 m, stop 1,40 m) FLYGT PL 7080 da 1500 l/sec; lavora a pieno regime per circa 3 ore e mezza.

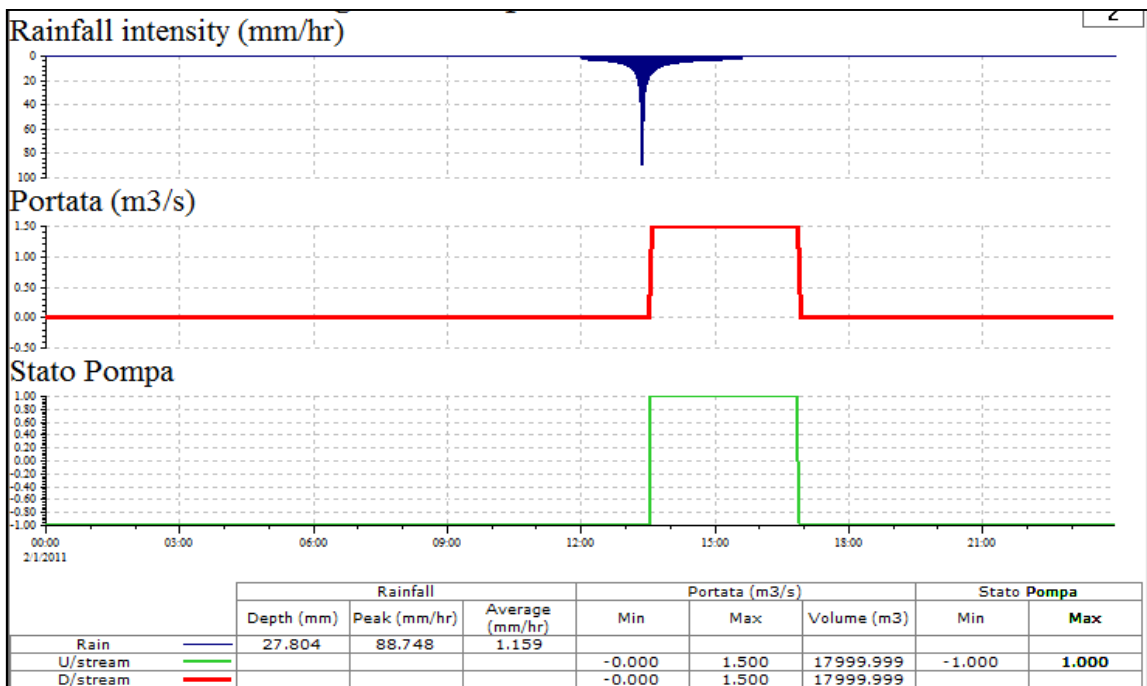


Figura 83 Funzionamento PNI

La seconda pompa che si attacca è la PN2 (start 3,50 m, stop 1,79 m) FLYGT PL 7080 da 1500 l/sec. Inizialmente, ma soprattutto nella parte terminale dell'evento il suo funzionamento è discontinuo, si alternano continui attacchi e stacchi determinati dalla laminazione effettuata dalla vasca in cui essa è alloggiata.

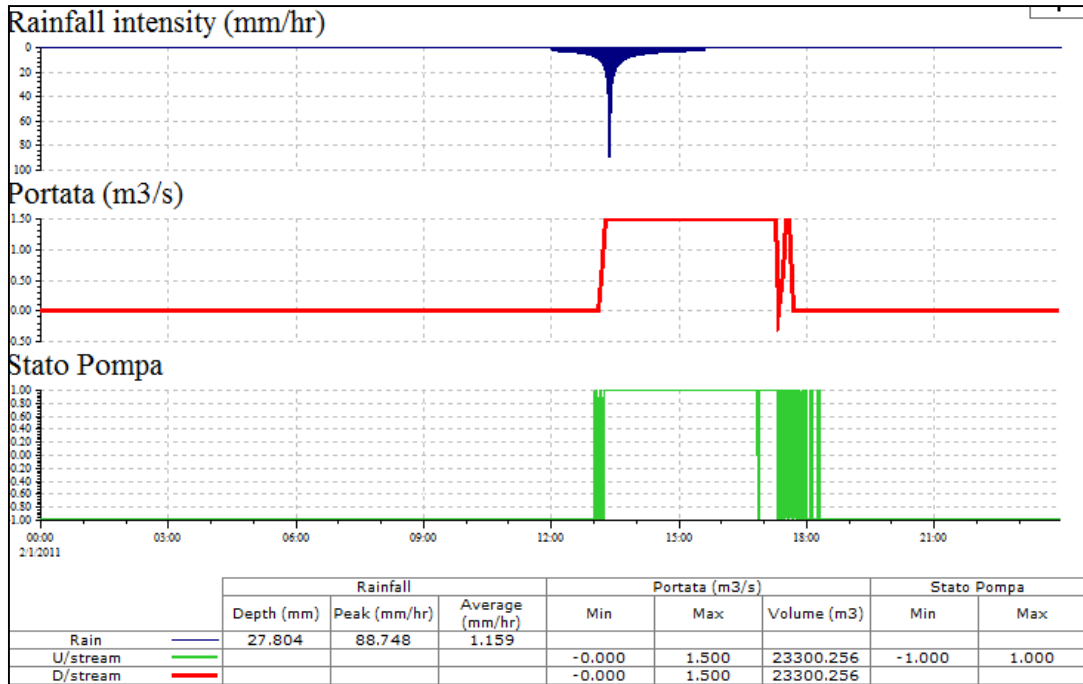


Figura 84 Funzionamento PN2

La terza pompa che si attacca è la PN3 (start 3,75 m, stop 2,60 m) FLYGT PL 7140 DA 5000 l/sec. Inizialmente, ma soprattutto nella parte terminale dell'evento il suo funzionamento è discontinuo, si alternano continui attacchi e stacchi determinati dalla laminazione effettuata dalla vasca in cui essa è alloggiata. Rispetto sia alla pompa PN1 che alla PN2 il funzionamento di quest'idrovora è caratterizzato da una durata inferiore, circa 1,5 ore.

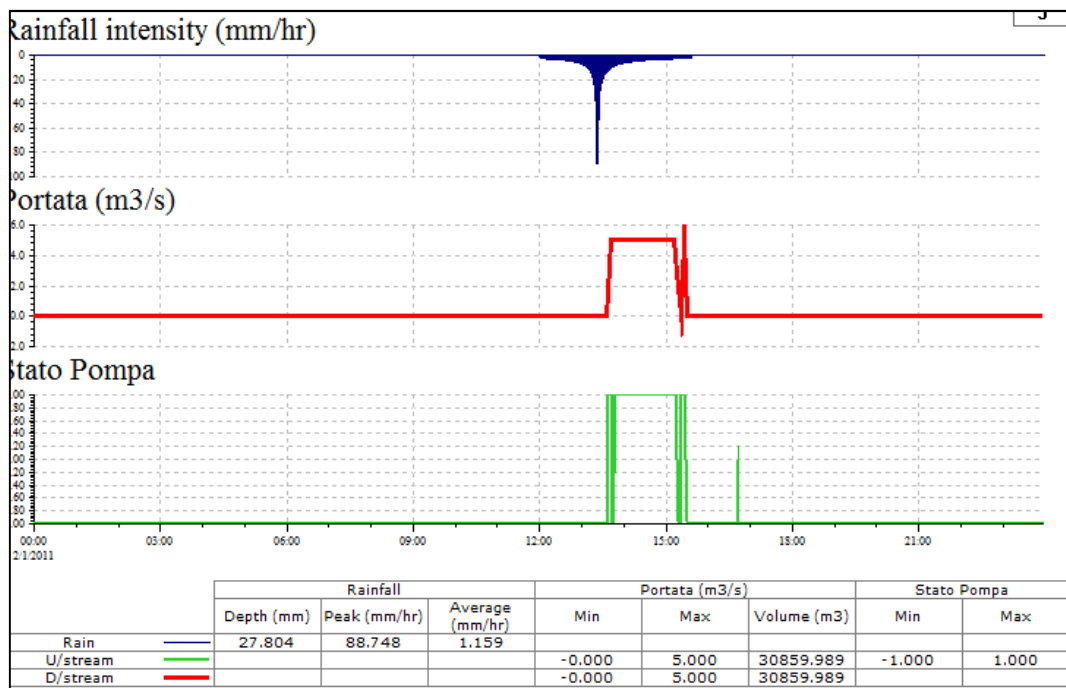


Figura 85 Funzionamento PN3

L'evento analizzato non sollecita la 4° ed ultima pompa, che è una FLYGT PL 7140 DA 5000 l/sec. (start 4,15 m, stop 3 m).

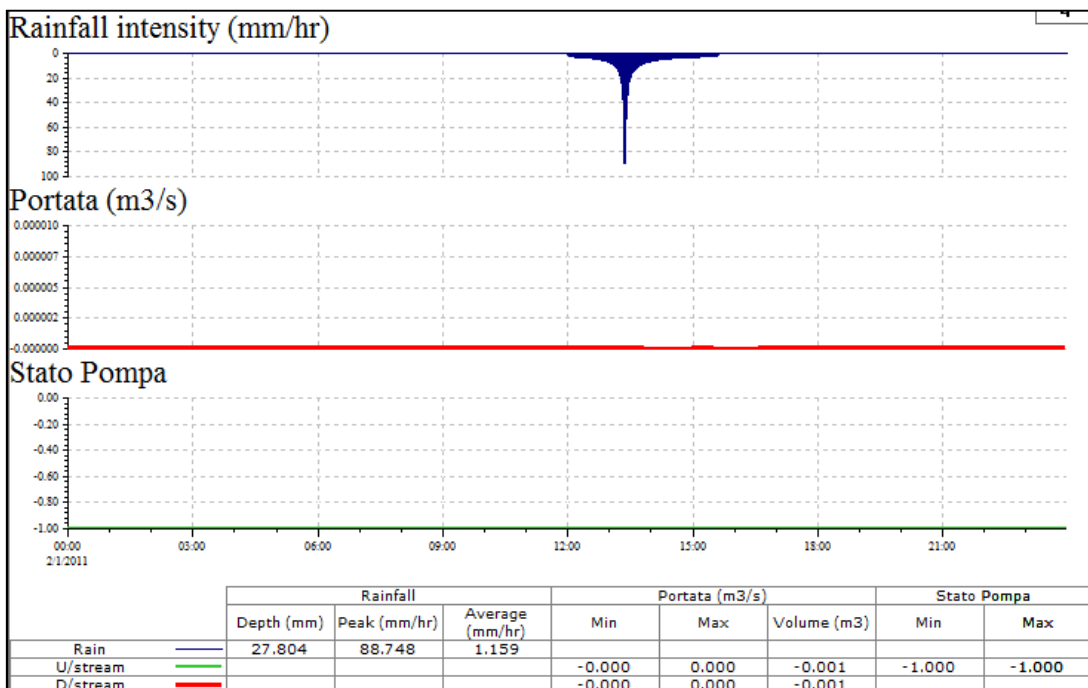
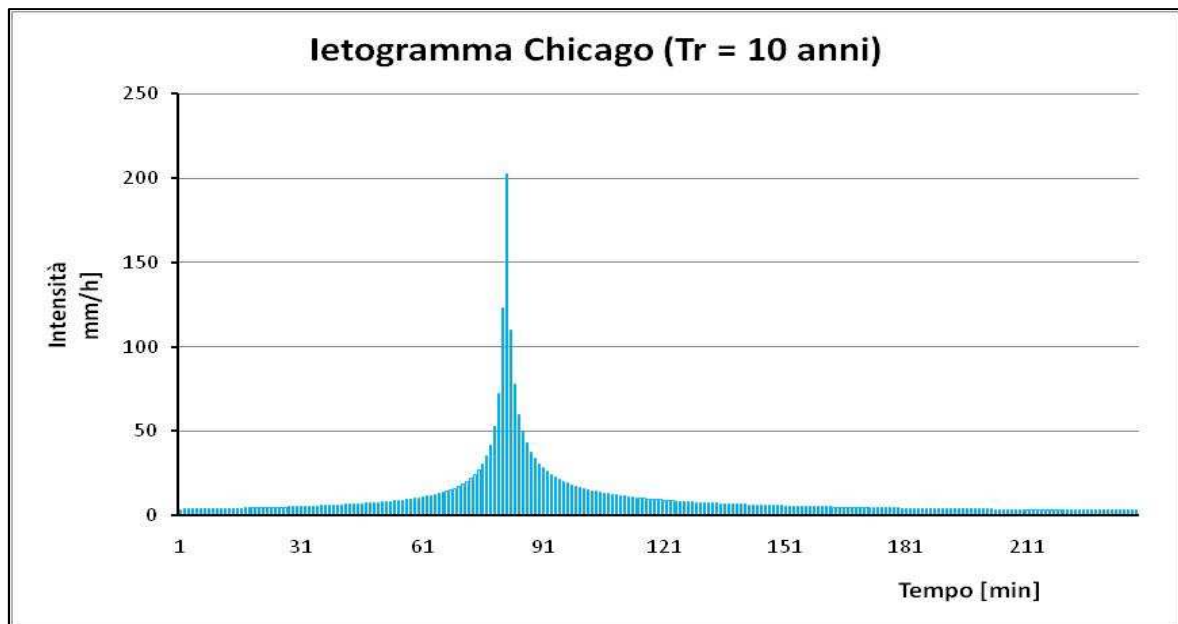


Figura 86 Funzionamento PN4

7.4.2.2 Simulazione 7

Nella simulazione numero sette si è utilizzata una portata degli scarichi civili variabile in funzione della curva di domanda e uno ietogramma sintetico rappresentato da un Chicago con tempo di ritorno 10 anni.



$T_r = 10\text{anni}$	Tempo di ritorno
$\delta = 3,4\text{ore}$	Durata totale evento
$r = 0,4$	Rapporto
$\delta_a = 1,36\text{ore}$	Tempo necessario a raggiungere il picco
$T_c = 1,7\text{ore}$	Tempo di corrivazione del bacino
$a = 54,74$	Parametro curva possibilità pluviometria
$n = 0,180$	Parametro curva possibilità pluviometria

Nella figura seguente si riporta l'andamento planimetrico delle portate.



Figura 87 Planimetria in cui si evidenziano le portate nel momento di picco.

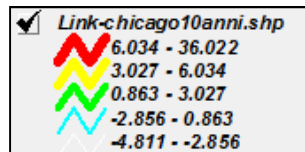


Figura 88 Leggenda portate

Le portate hanno valori crescenti a partire dai collettori periferici sino alla dorsale Nord. Come ci si aspettava l'impianto idrovoro Comparto Nord si attiva e una forte quota parte delle portate vengono smaltite nel Canale Candiano.

Nelle planimetria che segue si è rappresentato il livello di sovraccarico della rete:

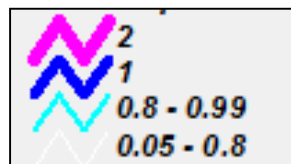


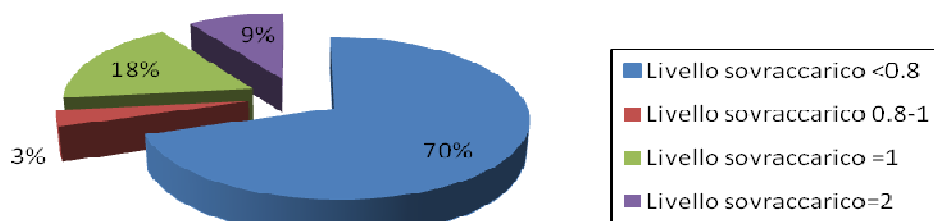
Figura 89 Leggenda sovraccarico



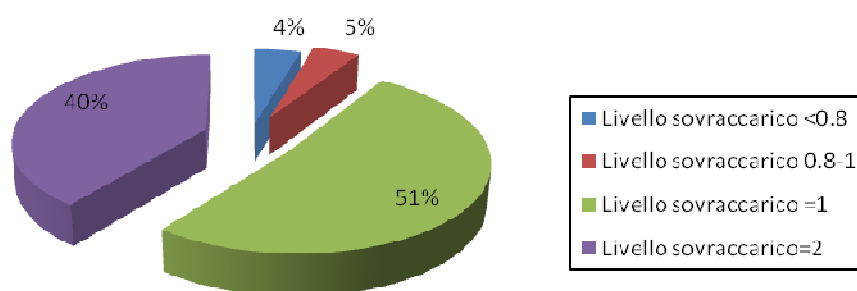
Figura 90 Mappa del livello di sovraccarico a cui è soggetta la rete se sollecitata con uno Ietogramma Chicago con $Tr= 10$ anni

Nei seguenti grafici sono riportate le distribuzioni percentuali, rispetto alla lunghezza complessiva delle varie tipologie di collettori (combined, foul, storm) del parametro Livello di sovraccarico.

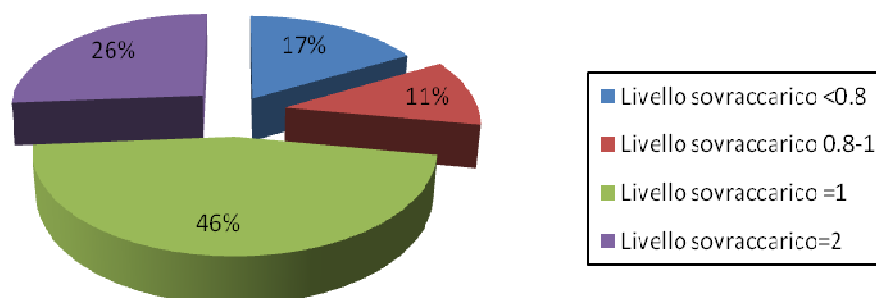
Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete foul



Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete Storm



Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete Combined



Nella seguente figura (Fig.91) si è studiata la variazione di portata e di livello di sovraccarico in uno dei due collettori scatoari che alimenta l'Impianto idrovoro Nord.

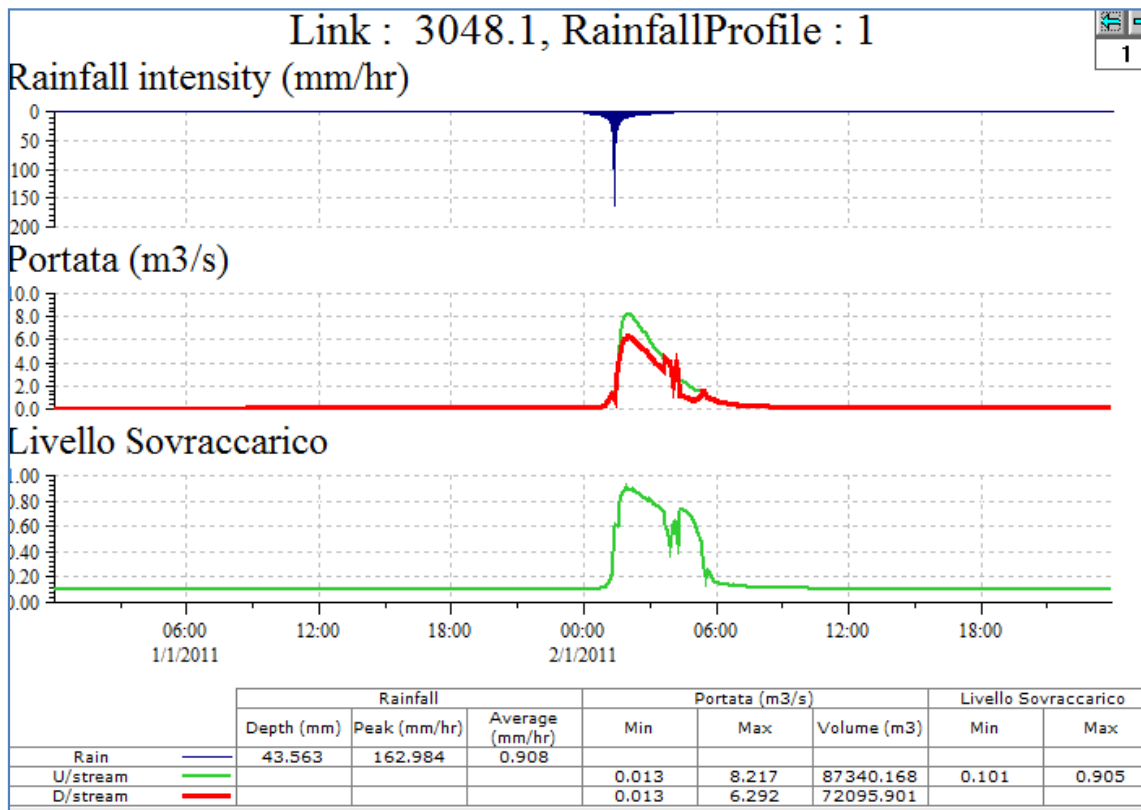


Figura 91 Portata e livello di sovraccarico massimi collettore 3048.1

Anche in questa simulazione, il collettore si comporta in modo ottimale nei confronti della portata in esso transitante che raggiunge un valore di 8,21 mc/sec.

Nella figura sottostante (Fig 92), si è studiata la variazione di portata e di livello di sovraccarico in un collettore dimensionato per la ricezione delle sole acque bianche, del diametro di 300 mm, situato nella parte sud orientale della rete quale nodo di testa.

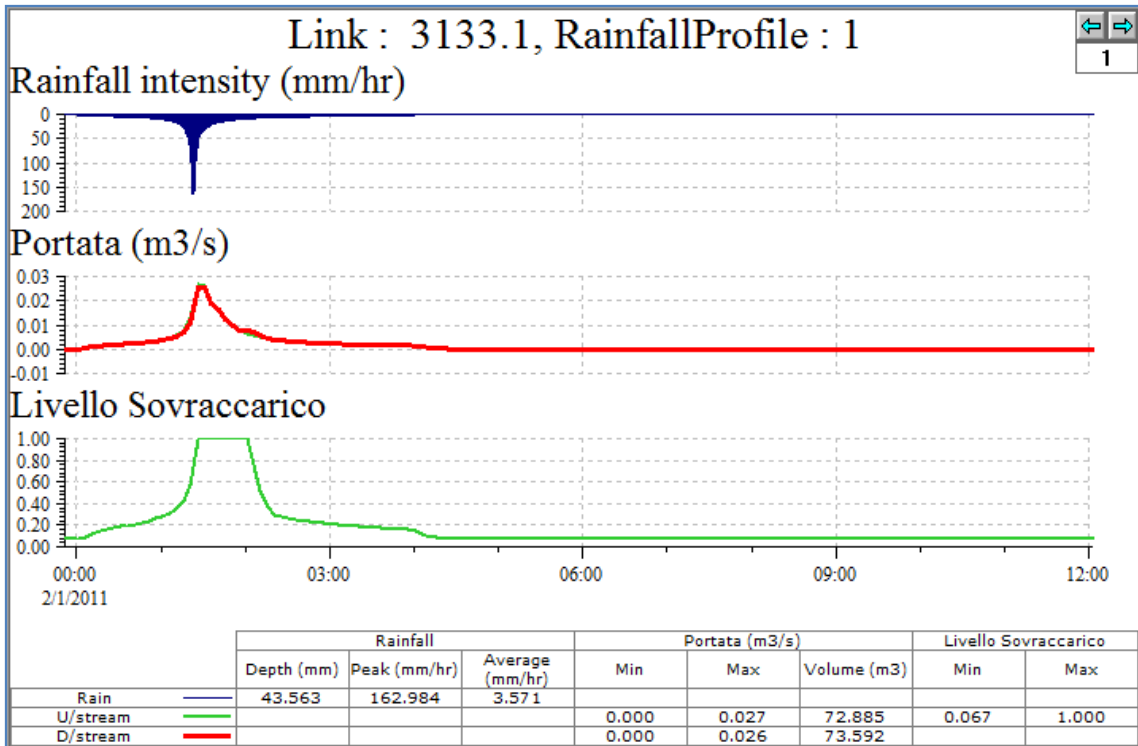


Figura 92 Portata e livello sovraccarico Ramo 3133.1

Il collettore ha un livello di sovraccarico, per circa 35 minuti, pari al valore 2; ciò è sintomo di una criticità superiore al normale riempimento. Poiché questo collettore è incapace di trasportare a valle la portata che gli compete entra in pressione.

L'entrata in pressione del collettore determina un esondazione ai nodi che in alcuni casi può raggiungere il piano campagna e quindi manifestarsi sotto forma di allagamenti lungo le strade, con conseguenti disagi alla popolazione.

Nel caso del nodo di monte del collettore di monte si assiste ad una parziale esondazione

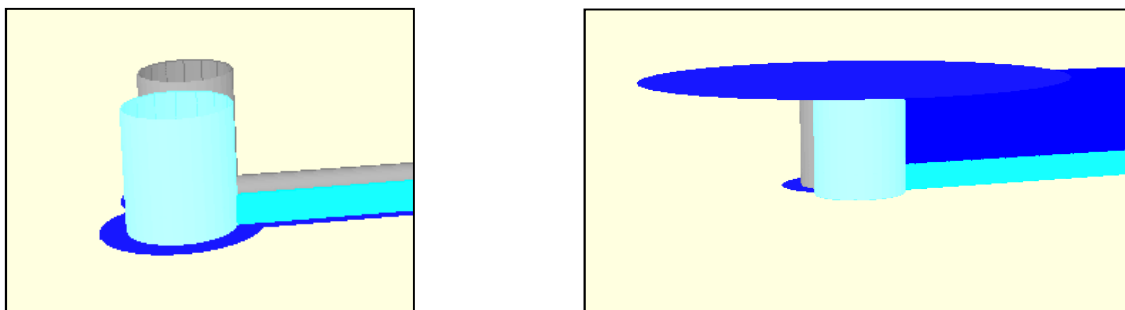


Figura 93 Vista 3D del pozzetto prima e dopo l'esondazione

Nella seguente figura è stato evidenziato per il nodo 3133, nodo di monte del collettore 3133.1, il livello dell'allagamento in m sul livello del medio mare e l'altezza dell'allagamento rispetto alla quota di scorrimento del collettore.

Come si evince dalla tabella, si ha un livello di allagamento di 2,7 m s.l.m, poiché il piano campagna è a 2,66 m s.m., significa che in prossimità del nodo si avrà un allagamento caratterizzato da un tirante idrico di 10 cm.

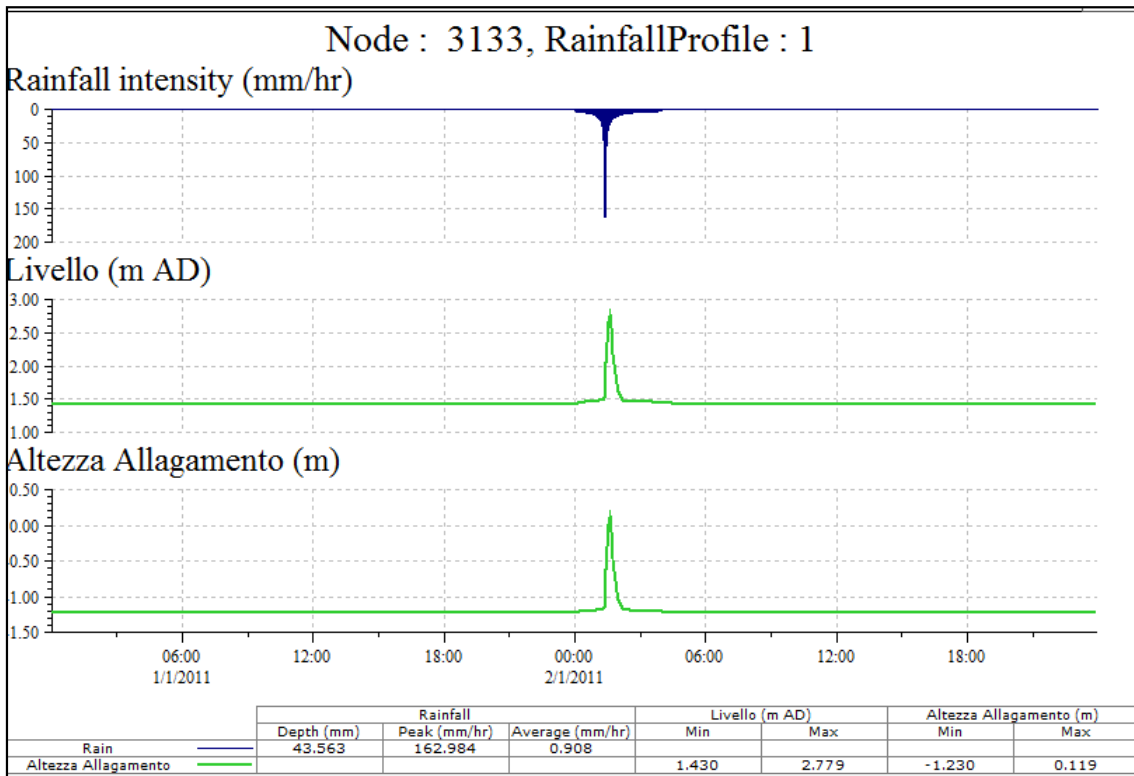


Figura 94 Livello e altezza allagamento nodo 31.33

La figura sottostante raffigura l'andamento del profilo longitudinale in corrispondenza di un tratto della Dorsale comparto Nord.

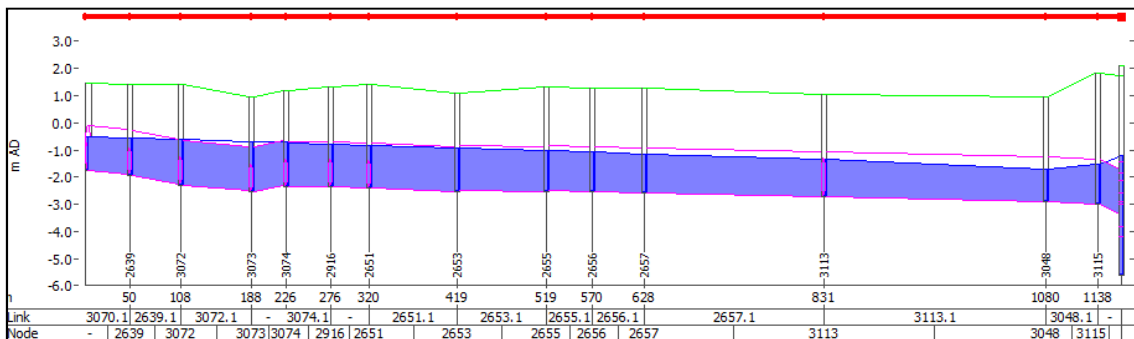


Figura 95 Profilo longitudinale collettori 3070.1; 2639.1; 3072.1; 3074.1; 2651.1; 2653.1; 2655.1; 2656.1; 2657.1; 3113.1; 3048.1.

La dorsale riesce a trasportare la portata che gli compete senza problemi. Si nota un breve tratto in pressione, con conseguente minimo allagamento (non si raggiunge il piano campagna) dovuto ad una contropendenza nel tracciato dei collettori.

Per quanto concerne il funzionamento dell'impianto idrovoro, la simulazione quantifica con 8,5 mc / sec la portata che sovrastando la soglia giunge all'impianto idrovoro.

La prima pompa che si attacca è la PN1 (start 2.70 m, stop 1,40 m) FLYGT PL 7080 da 1500 l/sec; lavora a pieno regime per circa 4 ore e mezza.

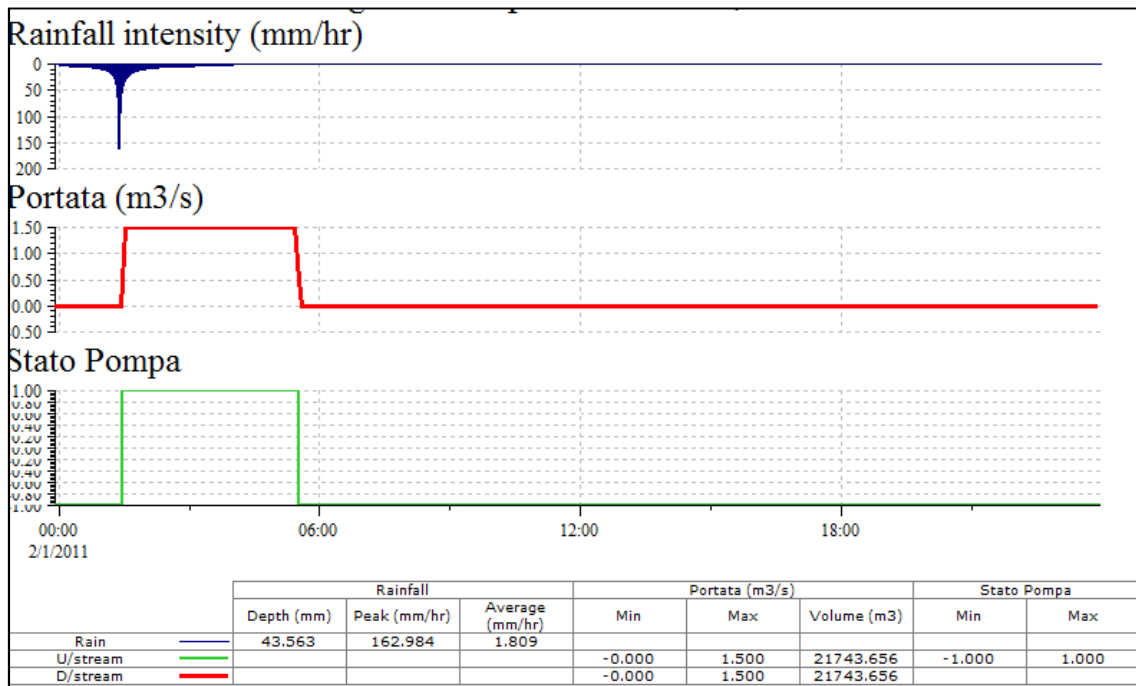


Figura 96 Funzionamento PN1

La seconda pompa che si attacca è la PN2 (start 3,50 m, stop 1,79 m) FLYGT PL 7080 da 1500 l/sec. Nella parte terminale dell'evento il suo funzionamento è discontinuo, si alternano continui attacchi e stacchi determinati dalla laminazione effettuata dalla vasca in cui essa è alloggiata.

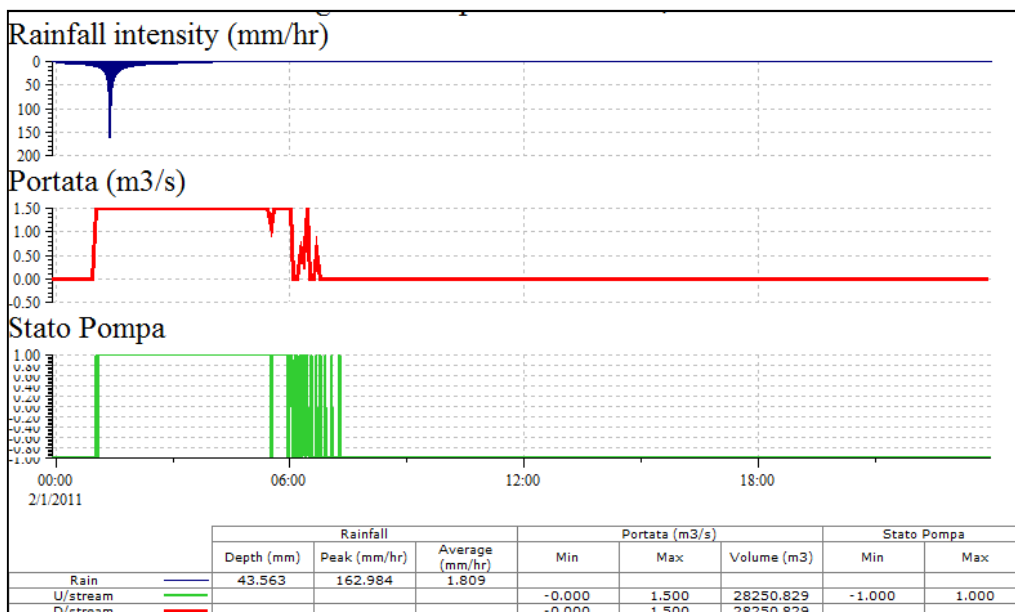


Figura 97 Funzionamento PN2

La terza pompa che si attacca è la PN3 (start 3,75 m, stop 2,60 m) FLYGT PL 7140 DA 5000 l/sec. Nella parte terminale dell'evento il suo funzionamento è discontinuo, si alternano continui attacchi e stacchi determinati dalla laminazione effettuata dalla vasca in cui essa è alloggiata. Rispetto alle'evento derivante dallo ietogramma Chicago in questa simulazione la pompa resta attaccata per un tempo più lungo, si passa dallora e mezza precedente alle quasi 3 ore .

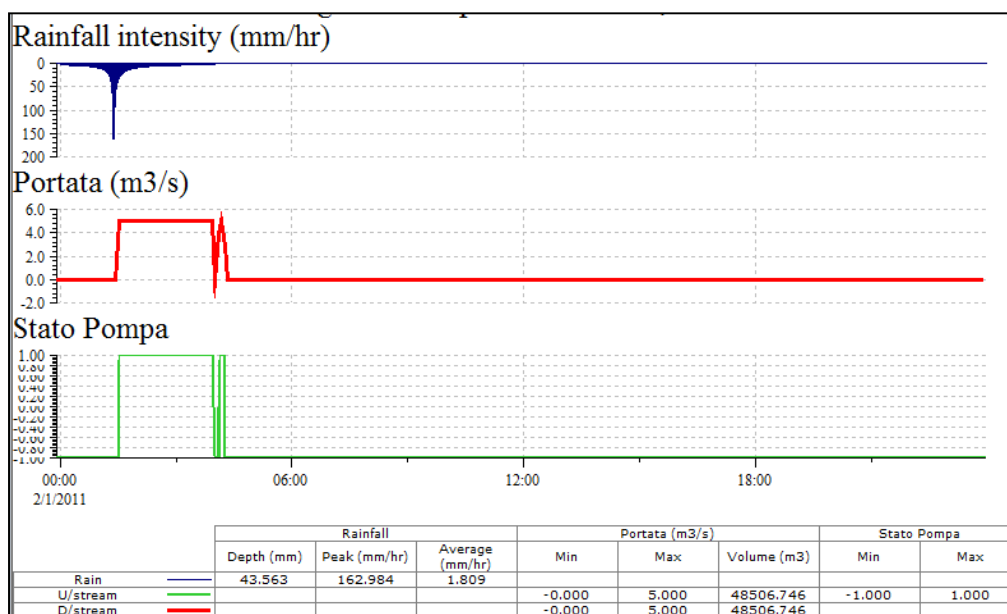


Figura 98 Funzionamento PN 3j

Anche in questo evento la PN4 non viene sollecitata.

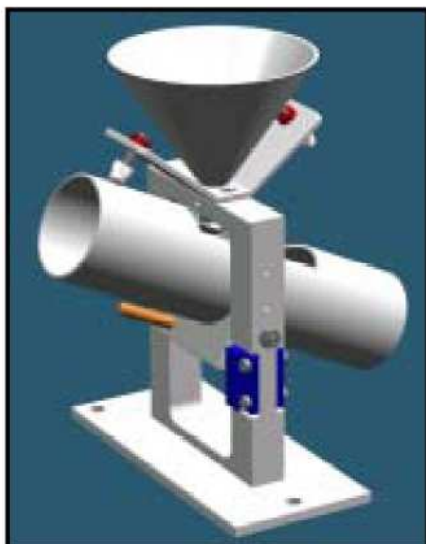
7.4.2.3 Simulazioni 7

La simulazione numero sette considera, come evento meteorico in ingresso, una pioggia reale misurata nel pluviografo, proprietà di Hera Ravenna, collocato sulla sommità dell'impianto idroforo Comparto Nord.

La fornitura di piogge reali è finalizzata alla taratura della rete, in modo da poter confrontare i risultati sperimentali con quelli reali derivanti dal telecontrollo. La misura della precipitazione avviene mediante l'acquisizione dei dati del pluviografo.

Si definisce come altezza di precipitazione l'altezza della lama d'acqua che coprirebbe una superficie orizzontale qualora tutta l'acqua caduta fosse trattenuta da tale superficie durante un assegnato intervallo di tempo, così da formare uno strato di spessore uniforme (WMO, 1983a). Le precipitazioni solide si misurano di conseguenza attraverso il loro equivalente in acqua con pluviometri muniti di un impianto di riscaldamento.

Lo strumento utilizzato per la misura della precipitazione è il pluviometro (Figura 99).



Progetto bascula 3D-CAD



Foto indicativa base sensore

Figura 99 Pluviometro

Il pluviometro è costituito da un recipiente cilindrico nella cui bocca è sistemato un imbuto raccogliitore. Lo scopo dell'imbuto raccogliitore è di limitare il più possibile le perdite per evaporazione, a questo scopo il foro dell'imbuto deve essere il più piccolo

possibile. L'altezza di precipitazione misurata è data dal volume d'acqua che si raccoglie nel recipiente diviso per la superficie della bocca del pluviometro. La precipitazione, misurata in mm caduti in un intervallo di tempo, è comunque da considerarsi una misura di tipo puntuale poiché le dimensioni della bocca del pluviometro sono assai ridotte rispetto alla superficie di un bacino.

La quantità d'acqua intercettata dalla bocca del pluviometro dipende da molti fattori. Il pluviometro viene collocato avendo cura che la bocca sia orizzontale. Per evitare l'influenza degli ostacoli presenti nelle vicinanze, come alberi o edifici, il pluviometro deve essere collocato ad una distanza pari ad almeno il doppio dell'altezza dell'ostacolo (WMO, 1983a). Anche la dimensione della bocca ha effetti sulla misura così come l'altezza dal suolo, l'altezza della precipitazione diminuisce al diminuire del diametro della bocca del pluviometro e così all'aumentare della sua altezza dal suolo.

Infine la principale causa di errore nella misura delle precipitazioni è dovuta all'azione del vento intorno alla bocca del sensore. L'aumento della velocità dell'aria e l'insorgenza di vortici nelle immediate vicinanze del pluviometro deviano le traiettorie delle gocce di precipitazione, il pluviometro può allora essere dotato di uno schermo, costituito da una sorta di tronco di cono rovesciato in lamiera che circonda lo strumento. Altri fattori influenzanti la misura sono la formazione di condensa nelle pareti interne del sensore a imbuto e/o del raccogliore e l'affetto *splash* dall'esterno verso il sensore e viceversa.

Principio di funzionamento: la misura è ricavata da un dispositivo con bascula a 2 vaschette collegate ad un magnete che genera un impulso in uscita ad ogni commutazione. Quando una vaschetta si riempie, si capovolge e, tramite il magnete, attiva un contatto *reed* generando un impulso. Questo impulso può essere conteggiato (1 impulso ogni 0,1 o 0,2 mm di precipitazione) da un idoneo registratore, in altre parole può essere trasformato in un segnale 4-20 milliAmpère. I reed sono interruttori, comandati da campo magnetico, rinchiusi in ampolla di vetro sigillata e riempita di gas inerte. Tali dispositivi sono spesso utilizzati in ambienti umidi o polverosi in quanto i contatti restano protetti e “puliti” all'interno dell'ampolla. Sotto la bascula vi è inoltre la presenza di viti calanti, che permettono il periodico controllo della taratura dello strumento.

Per acquisire i dati vi è una centralina che immagazzina informazioni ogni 5 minuti; con questa frequenza, essa ha una capacità di circa 30 giorni.

L'evento pluviometrico analizzato in questa simulazione è stato fornito da Hera Ravenna. Esso rappresenta un evento caratterizzato da un'elevata intensità. Le fasi preparatorie alla simulazione sono state:

- Acquisizione dati pluviometrici con Δt di 1 minuto.
- Conversione dell'altezza di precipitazione [mm] in intensità di precipitazione [mm/h].
- Determinazione del tempo di ritorno dell'evento.
- Acquisizione dell'evento su Infoworks
- Simulazione

I dati pluviometrici forniti si presentano sotto forma di tabelle in cui è contenuta la data dell'evento, l'ora e i mm di precipitazione, misurati con un passo temporale di un minuto.

Data	[mm]
...	...
08/10/2005 1.09	1.8
08/10/2005 1.10	1.6
08/10/2005 1.11	1.4
08/10/2005 1.12	2.2
08/10/2005 1.13	1.4
08/10/2005 1.14	1.2
08/10/2005 1.15	1.2
08/10/2005 1.16	0.8
08/10/2005 1.17	1
08/10/2005 1.18	1
08/10/2005 1.19	1.4
08/10/2005 1.20	1.6
...	...

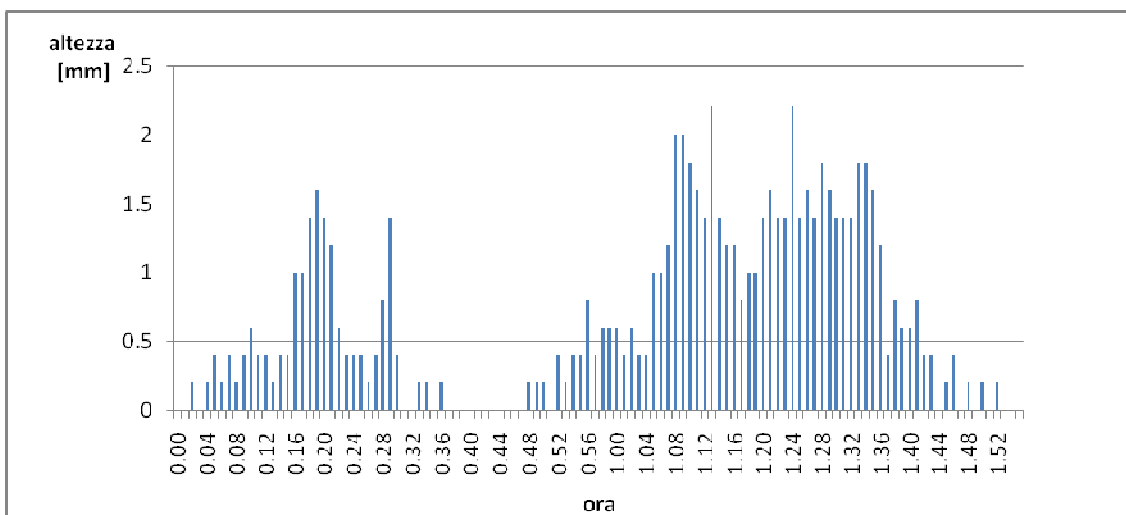


Figura 100 Evento reale misurato in data 08-10-2005

Dopo aver trasformato le altezze di precipitazione acquisite, in intensità, le si è confrontate con le curve di possibilità pluviometrica.

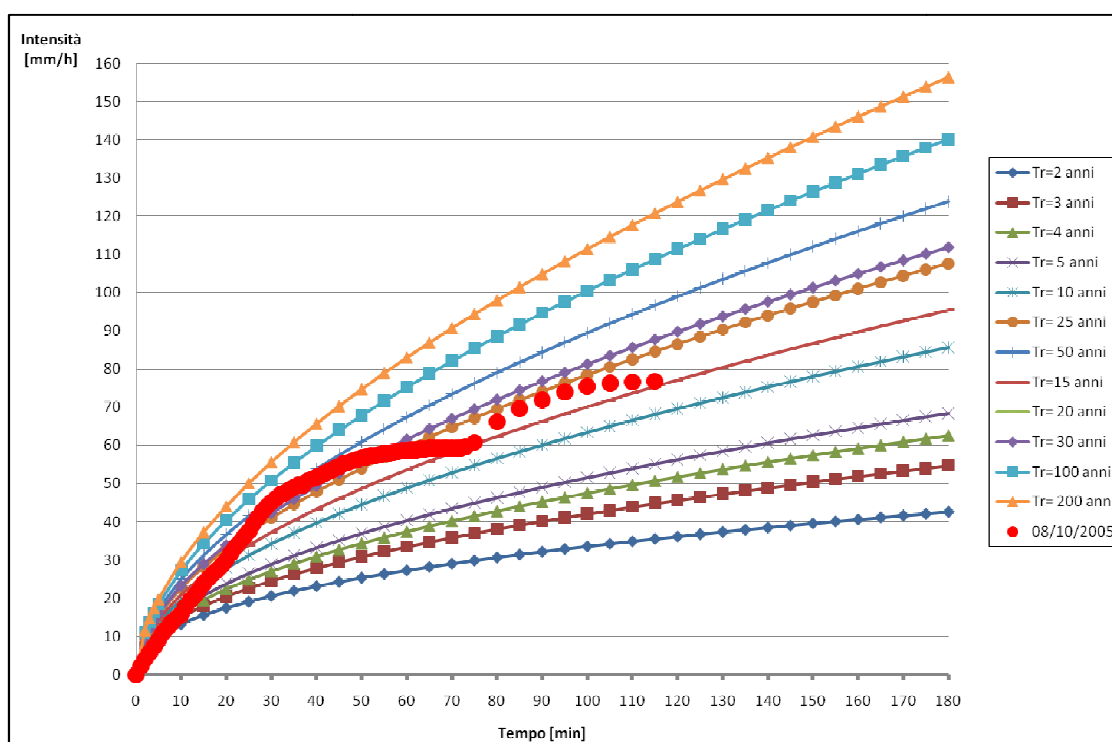


Figura 101 Curve di possibilità pluviometrica

L'evento in considerazione, evidenziato in rosso nella figura 99, è caratterizzato da tempi di ritorno molto elevati in particolare nelle brevi durate. Il picco si ha nella mezzora, in cui il valore dell'intensità è pari a 50 mm/h. Si può dunque concludere che

per brevi durate (inferiori alla mezzora) siamo in presenza di un evento caratterizzato da un tempo di ritorno dell'ordine dei 80/90 anni; per durate maggiori l'evento tende asintoticamente alla curva con tempo di ritorno di 15 anni.

La planimetria seguente mostra come, con un evento estremo come quello fornito, la rete raggiunge elevati livelli di sovraccarico, in particolare in prossimità di quei collettori caratterizzati da un tempo di corrivazione pari a circa 30 minuti

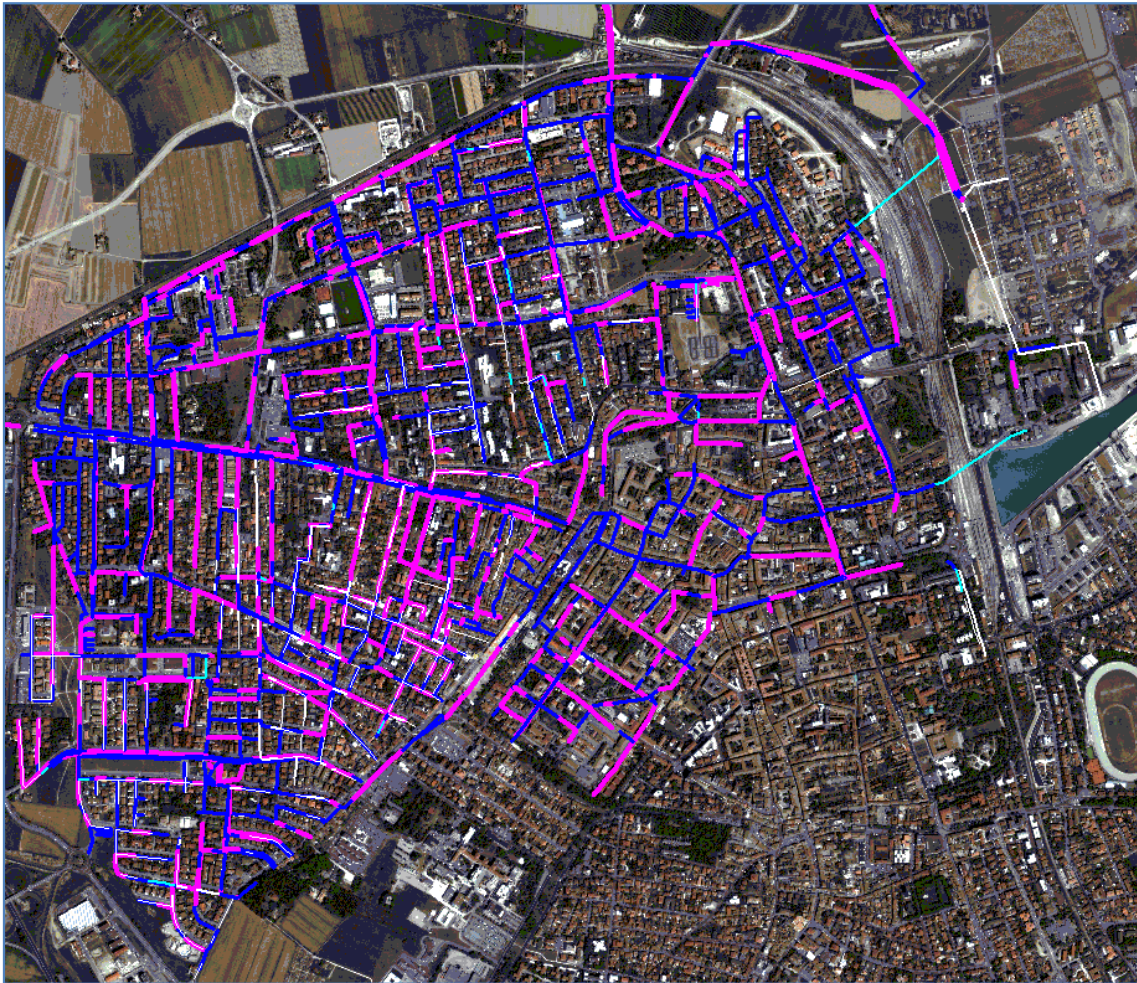
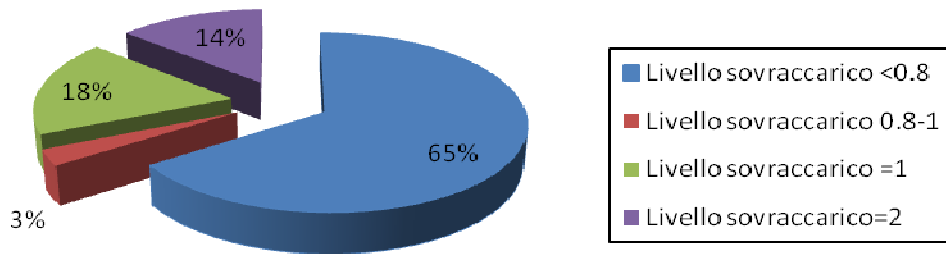


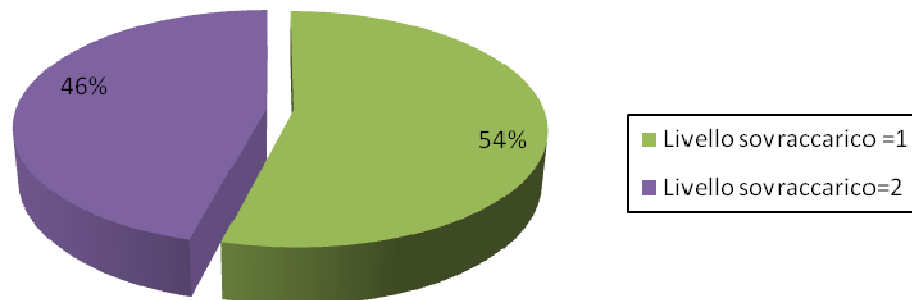
Figura 102 Mappa dei livelli di sovraccarico durante evento 8-10-2005

Nei seguenti grafici sono riportate le distribuzioni percentuali, rispetto alla lunghezza complessiva delle varie tipologie di collettori (combined, foul, storm) del parametro Livello di sovraccarico.

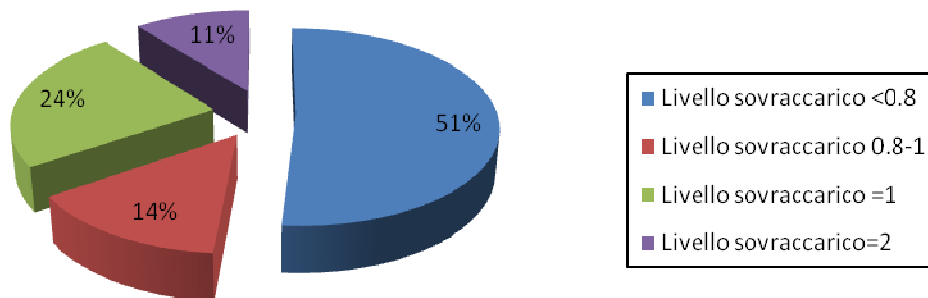
Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete foul



Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete storm








Distribuzione dei livelli di sovraccarico in funzione alla lunghezza della rete Combined



Si è successivamente monitorato l'andamento della portata:



Symbol	Value	Label
	9.363 - 41.079	9.363 - 41.079
	4.895 - 9.363	4.895 - 9.363
	2.262 - 4.895	2.262 - 4.895
	0.649 - 2.262	0.649 - 2.262
	-1.473 - 0.649	-1.473 - 0.649

Rispetto agli eventi derivanti da ietogrammi sintetici si può notare un incremento della portata su tutta la rete. La portata massima in transito nella rete si localizza in prossimità della soglia.

Nelle planimetri e grafici seguenti si sono illustrati i risultati della simulazione in alcuni collettori.

Il primo collettore preso in considerazione è il 2175.1:



Figura 103 Planimetria Collettore 2175.1

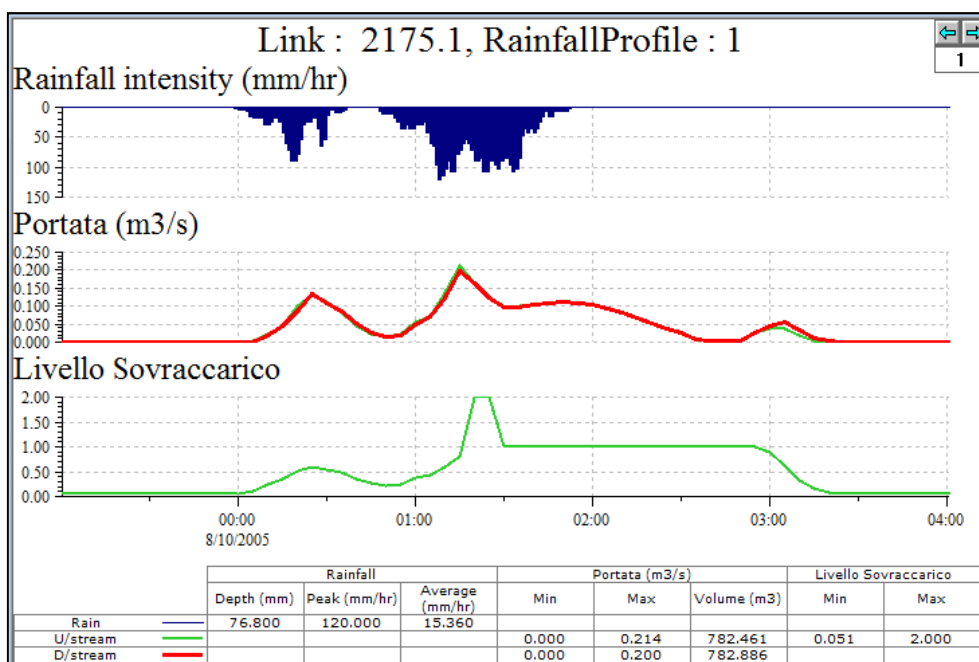


Figura 104 Livello di scorrimento e portata per il collettore 2175.1 soggetto all'evento reale dell'08-10-2005

Il collettore in calcestruzzo, con sezione circolare DN 600, di tipo “combined”, soggetto all'evento reale simulato, ha nel complesso un comportamento ottimale in rapporto all'elevata intensità dell'evento stesso.

Il collettore 3048.1 è uno dei due collettori terminali della dorsale Nord. La sua collocazione, in prossimità della sezione di chiusura del bacino, ne determina un tempo di corrivazione di circa 1,5 ore. Nella seguente figura si può dunque notare come l'onda di

piena subisca una traslazione temporale rispetto a quella del collettore 2175.1 precedentemente analizzato.

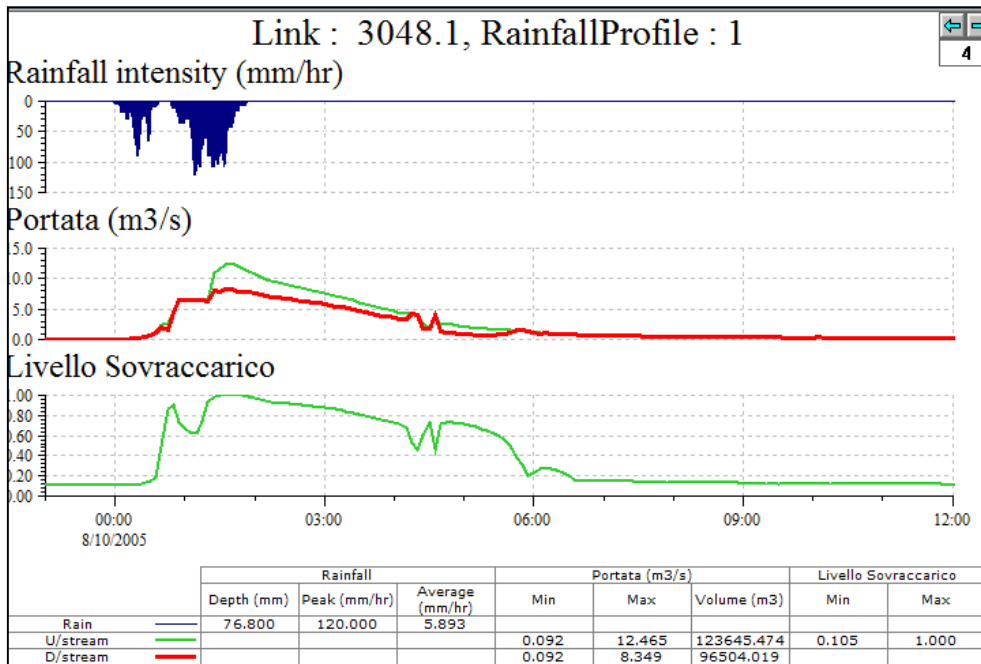


Figura 105 Livello di scorrimento e portata per il collettore 3048.1 soggetto all'evento reale dell'08-10-2005

La figura sottostante raffigura l'andamento del profilo longitudinale in corrispondenza di un tratto della Dorsale comparto Nord.

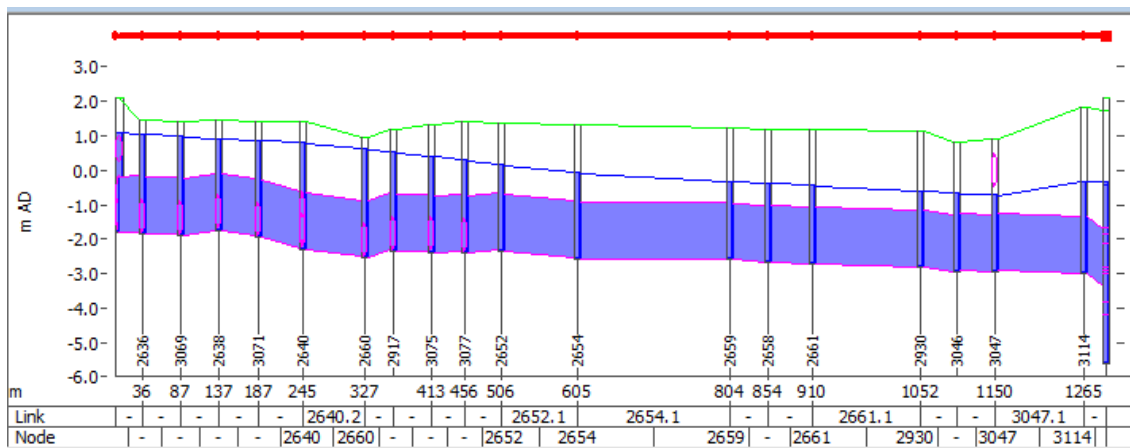


Figura 106107 Profilo longitudinale collettori Dorsale nord

La dorsale Nord è fortemente sollecitata dall'evento studiato; quasi tutti i collettori entrano in pressione.

Per quanto concerne il funzionamento dell'impianto idrovoro, la simulazione quantifica con 16mc / sec la portata che sovrastando la soglia giunge all'impianto idrovoro.

La prima pompa che si attacca è la PN1 (start 2.70 m, stop 1,40 m) FLYGT PL 7080 da 1500 l/sec; lavora a pieno regime per circa sei ore; nella parte terminale dell'evento è soggetta a continui attacchi e stacchi.

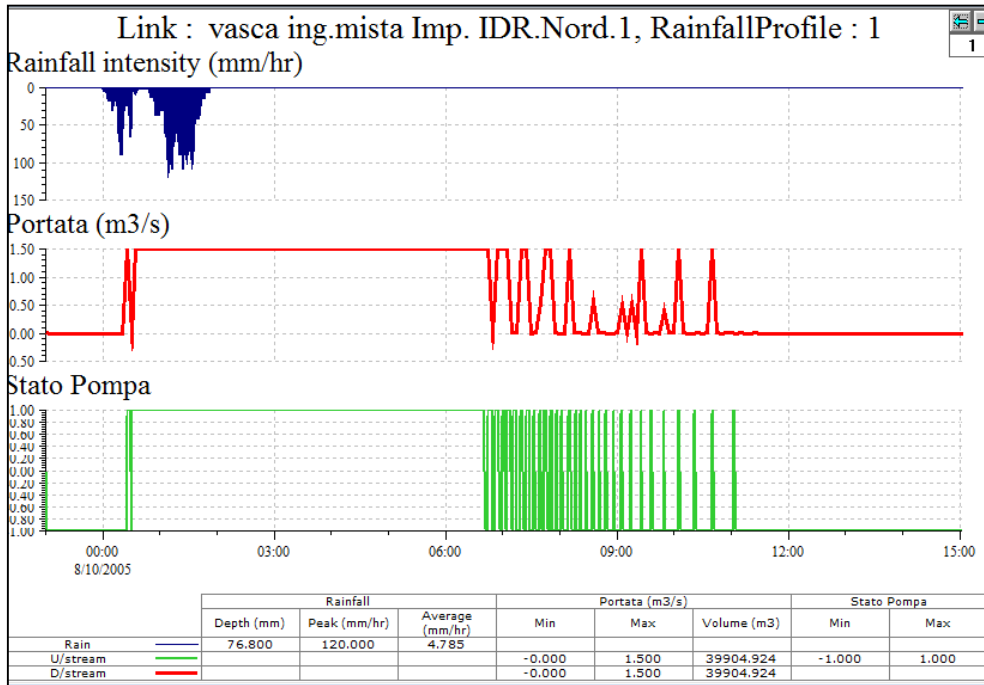


Figura 108 Funzionamento PN1

La seconda pompa che si attacca è la PN2 (start 3,50 m, stop 1,79 m) FLYGT PL 7080 da 1500 l/sec. La pompa lavora ininterrottamente per circa cinque ore e mezzo.

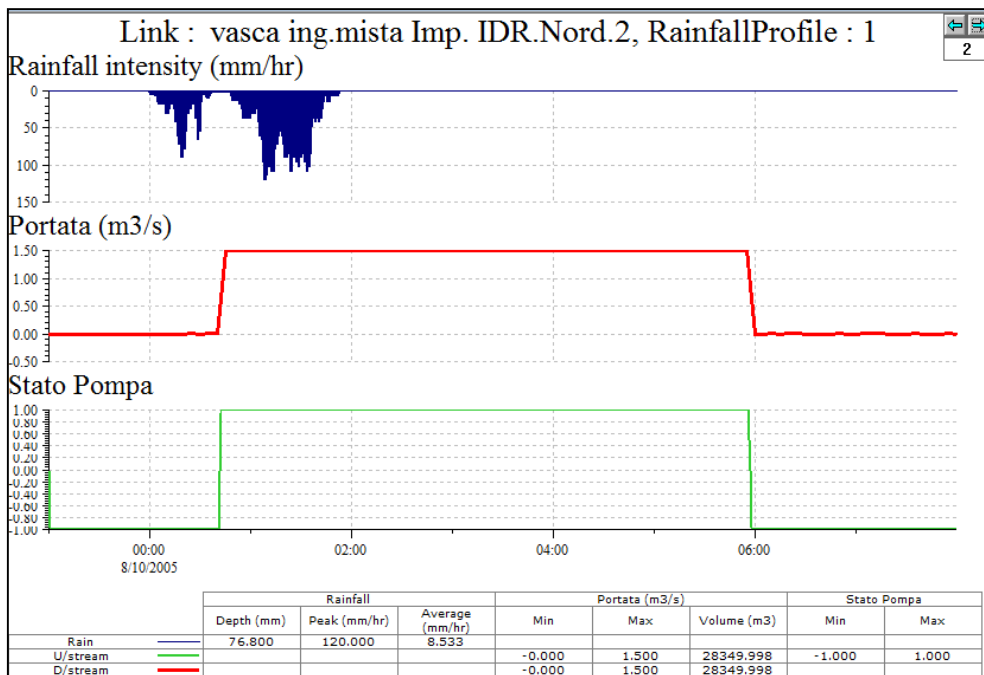


Figura 109 Funzionamento PN2

La terza pompa che si attacca è la PN3 (start 3,75 m, stop 2,60 m) FLYGT PL 7140 DA 5000 l/sec. La pompa rimane attiva per circa tre ore e mezza, tempo nel quale solleva verso il Canale Candiano un volume di acqua pari a 66.000 mc.

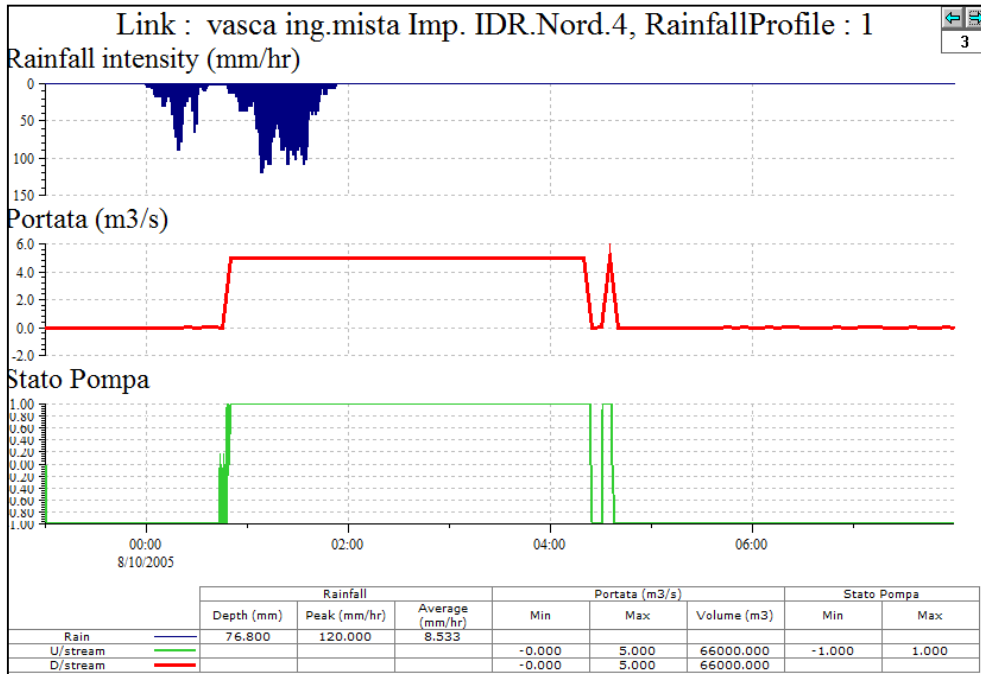


Figura 110 Funzionamento PN3

L'evento analizzato, al contrario dei precedenti, sollecita la 4° ed ultima pompa, che è una FLYGT PL 7140 DA 5000 l/sec. (start 4,15 m, stop 3 m).

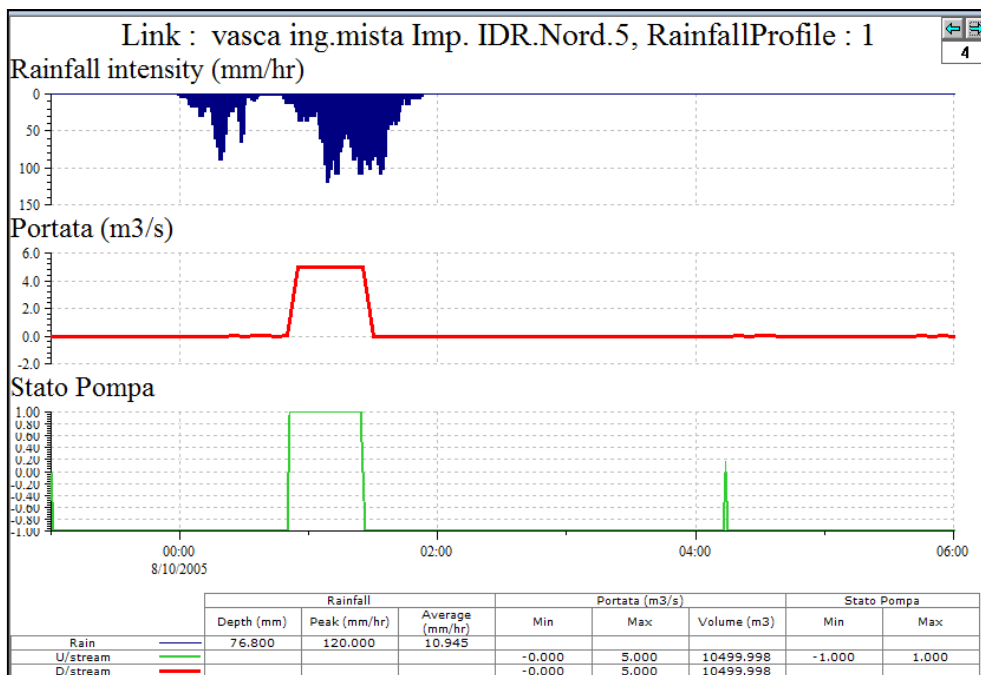


Figura 111 Funzionamento PN4

7.4.2.4 Simulazione 8

La simulazione otto, al pari della sette, considera come dati di input, una portata standard di origine civile e un evento meteorico reale, registrato dai pluviografi di Hera Ravenna in data 30-08-2007.

L'evento in questione presenta le caratteristiche generali di un violento rovescio temporalesco, che in genere si manifesta nel periodo estivo o nei primi mesi autunnali, in concomitanza di situazioni meteorologiche caratterizzate da elevata instabilità.

Anche per l'analisi di questo evento si è proceduto con l'acquisizione delle altezze di precipitazione, della conversione in intensità e della stima del tempo di ritorno.

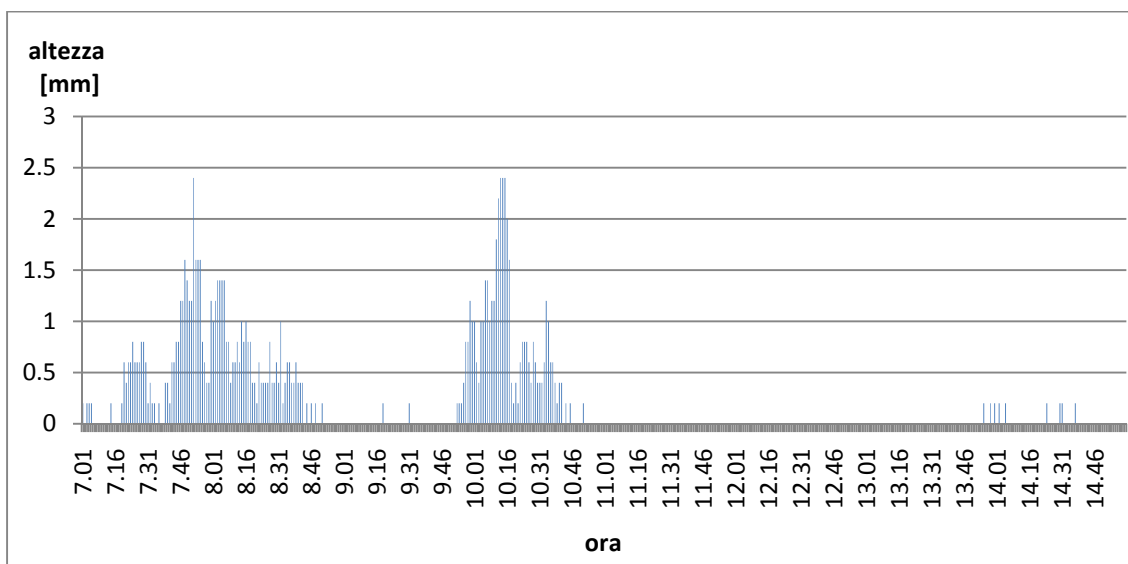


Figura 112 Idrogramma evento 31-08-2007

L'evento in considerazione, evidenziato in rosso nella figura 113, è caratterizzato da un tempo di ritorno di circa 10 anni, cioè è dimostrato dalla quasi tale aderenza che esso ha con lacurva di possibilità pluviometrica con $Tr= 10$ anni. Dai 90 minuti in poi i valori di intensità si abbassano e ci troviamo in presenza di un evento con un tempo di ritorno di circa 5 anni.

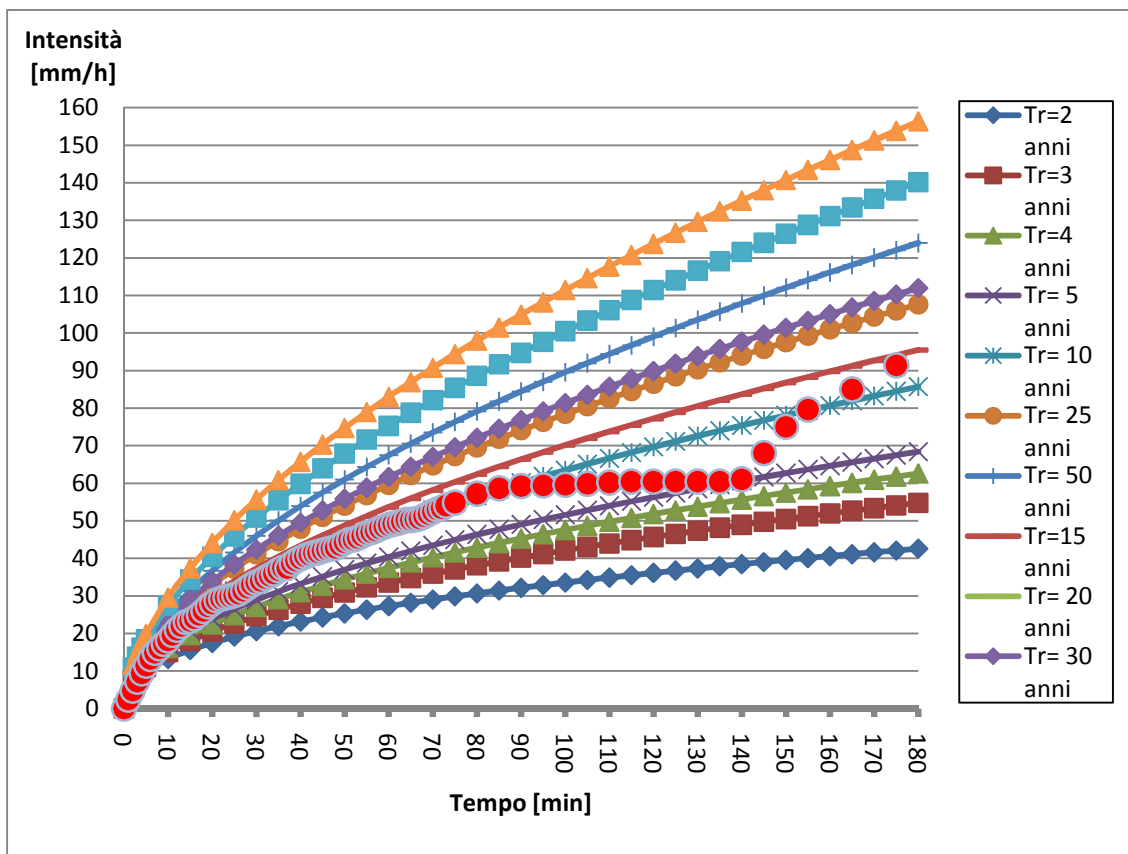
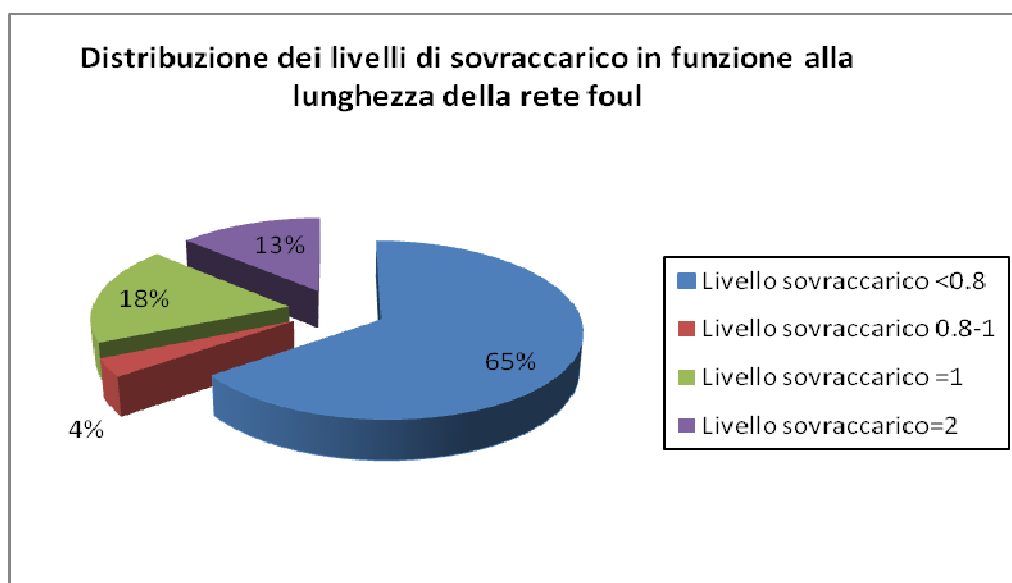
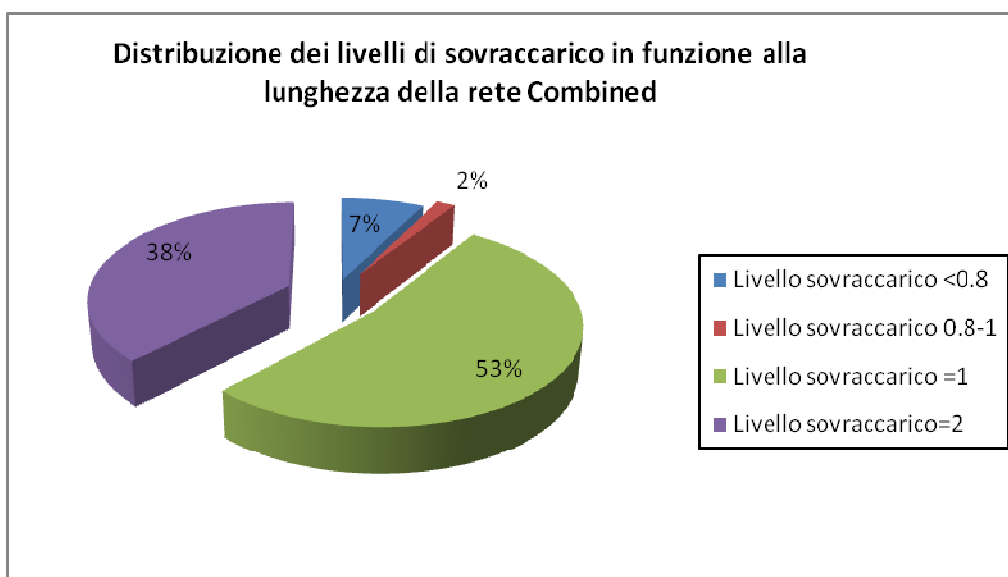
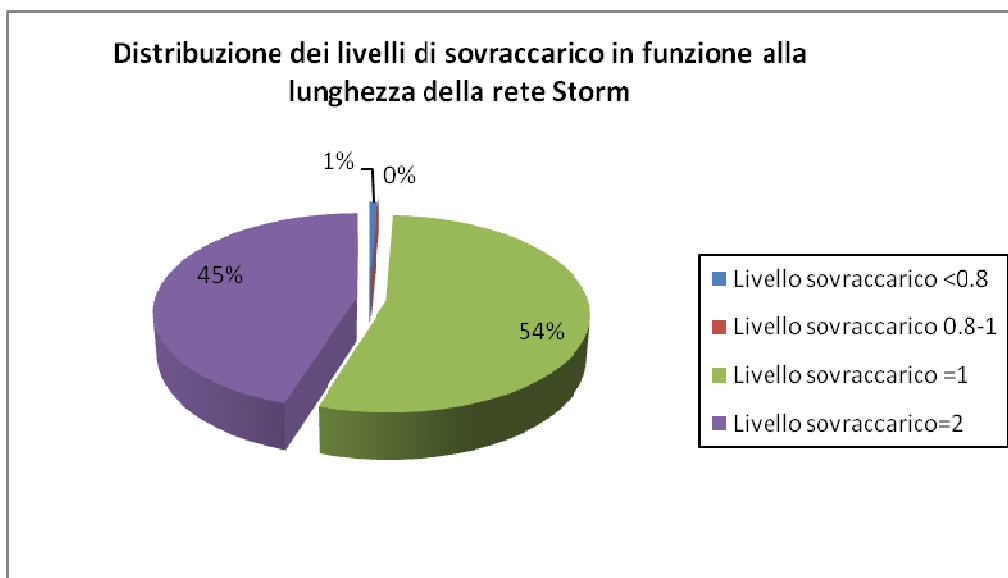


Figura 113 Curve di possibilità pluviometrica associate all'evento considerato

Anche in questa simulazione si è effettuata l'analisi dei livelli di sovraccarico della rete, e l'elaborazione dei grafici che forniscono le distribuzioni percentuali in funzione della lunghezza.





Le seguenti planimetri mostano gli andamenti dei livelli di sovraccarico e di portata ai quali la rete è soggetta.

Rispetto all'evento studiato precedentemente (08-10-2005) si assiste ad una generale diminuzione sia dei livelli di sovraccarico che dei valori delle portate.

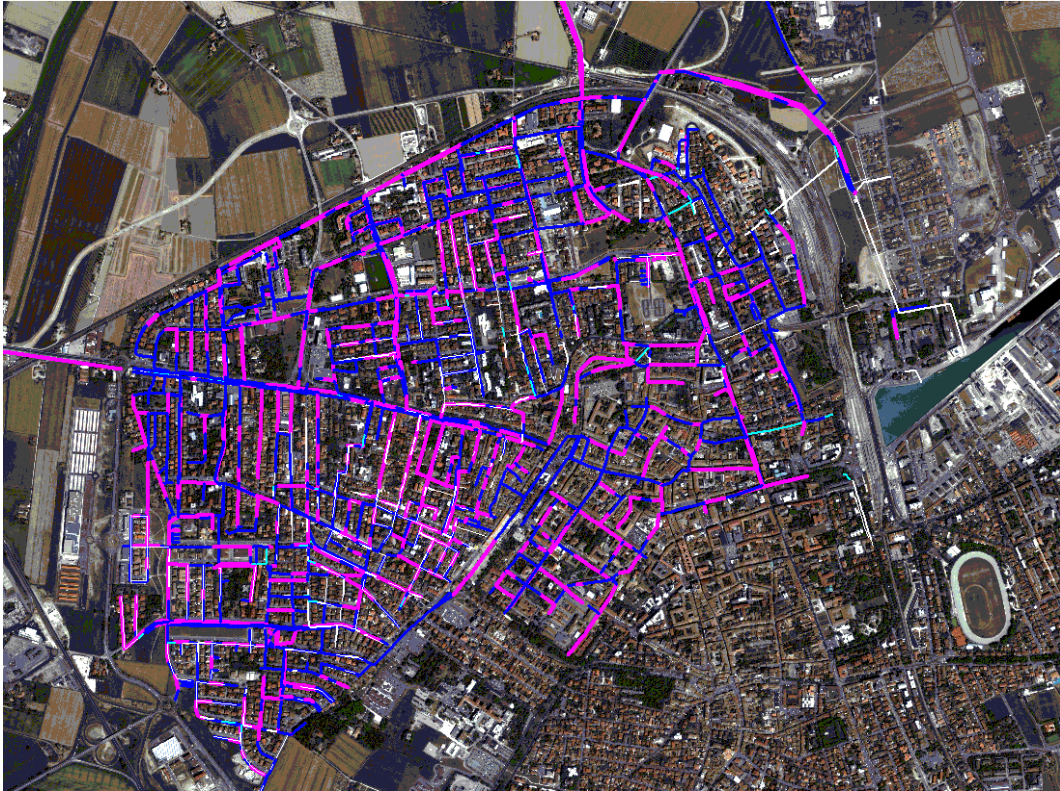


Figura 114 Mappa dei Livelli di sovraccarico



Figura 115 Mappa della portata di picco





	6.187 - 38.593	6.187 - 38.593
	1.647 - 6.187	1.647 - 6.187
	0 - 1.647	0 - 1.647
	-0.864 - 0	-0.864 - 0

Figura 116 Leggenda mappa delle portate.

La figura sottostante raffigura l'andamento del profilo longitudinale in corrispondenza di un tratto della dorsale nord.

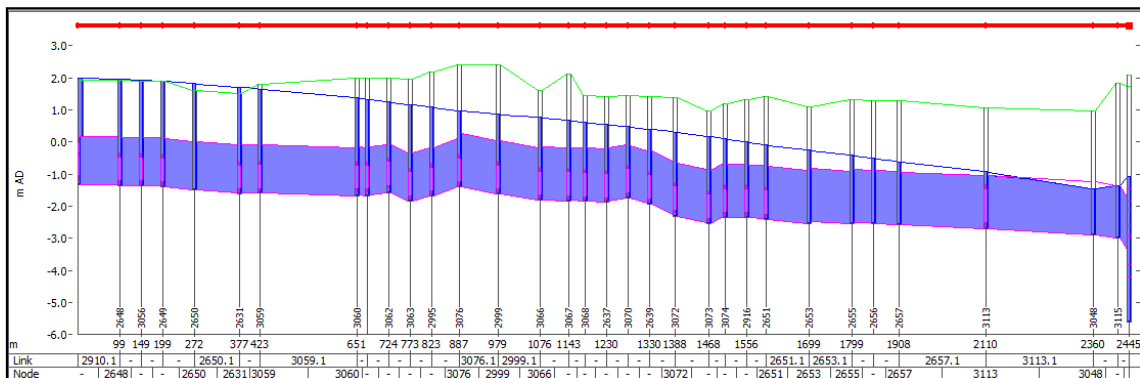


Figura 117 Profilo longitudinale Dorsale Nord

La dorsale Nord è fortemente sollecitata dall'evento studiato; quasi tutti i collettori entrano in pressione. Si assiste anche a delle esondazioni.

Per quanto concerne il funzionamento dell'impianto idrovoro, la portata massima registrata alla soglia è di 12,5 mc.

La prima pompa che si attacca è la PN1 (start 2.70 m, stop 1,40 m) FLYGT PL 7080 da 1500 l/sec; lavora a pieno regime per circa 8 ore e mezza. Nella parte terminale del grafico si assiste a dei salti che sono causati dall'attacco e stacco della pompa.

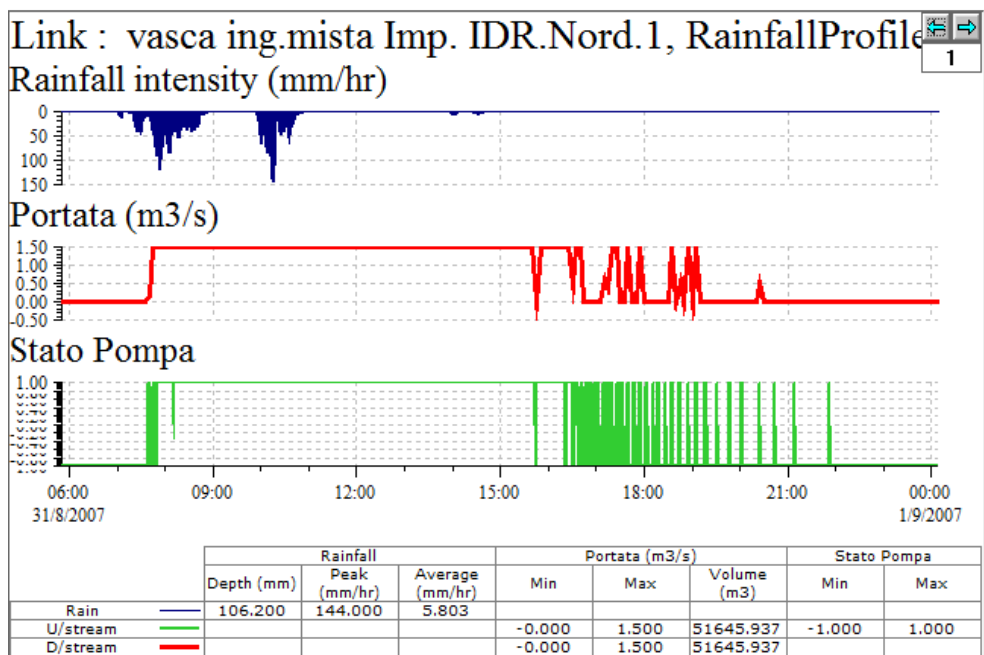


Figura 118 Funzionamento PNI

La seconda pompa che si attacca è la PN2 (start 3,50 m, stop 1,79 m) FLYGT PL 7080 da 1500 l/sec. Lavora ininterrottamente per 7 ore, stacca per circa 45 minuti e riattacca in corrispondenza dell'evento delle ore 14:00,ma solo per circa 30 minuti.

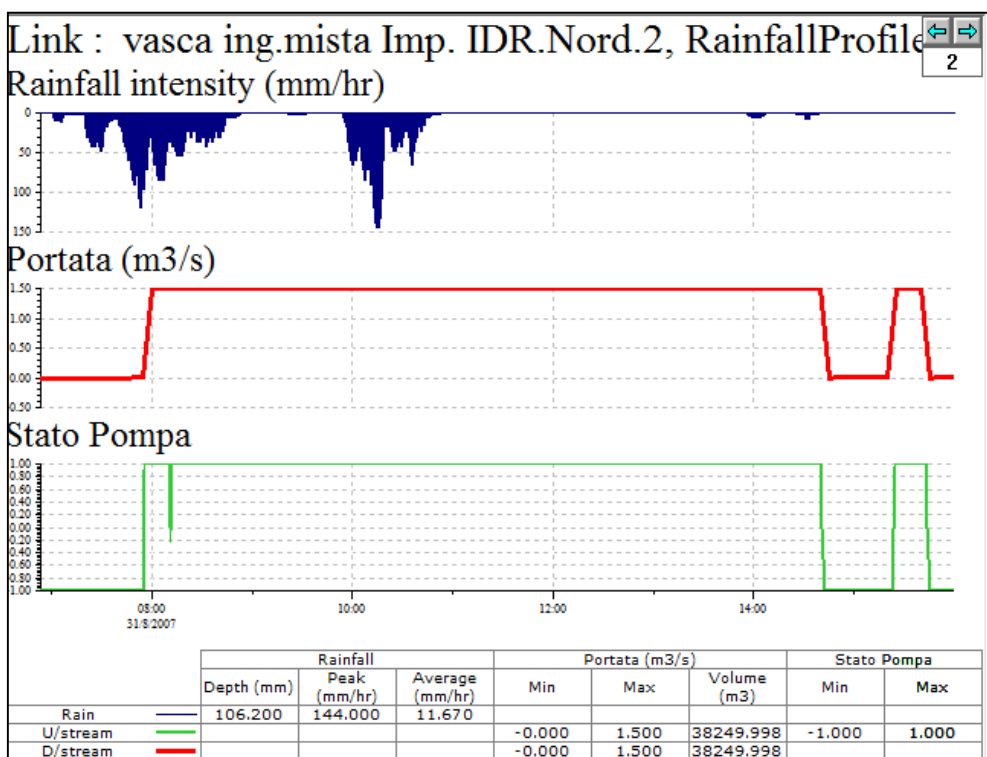
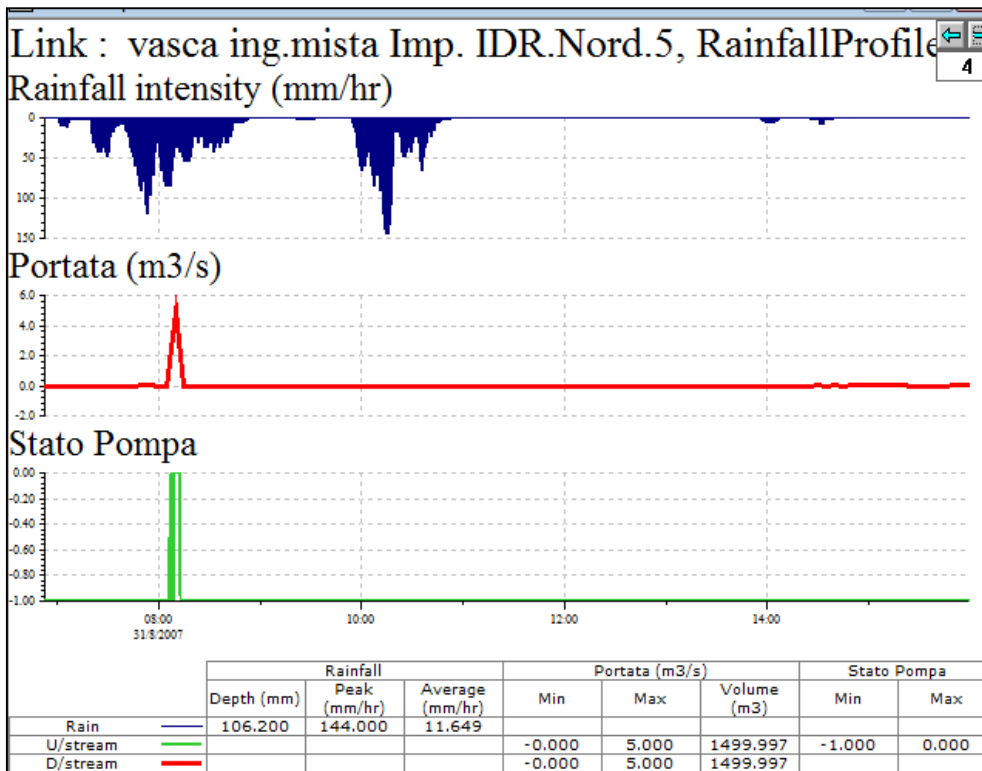
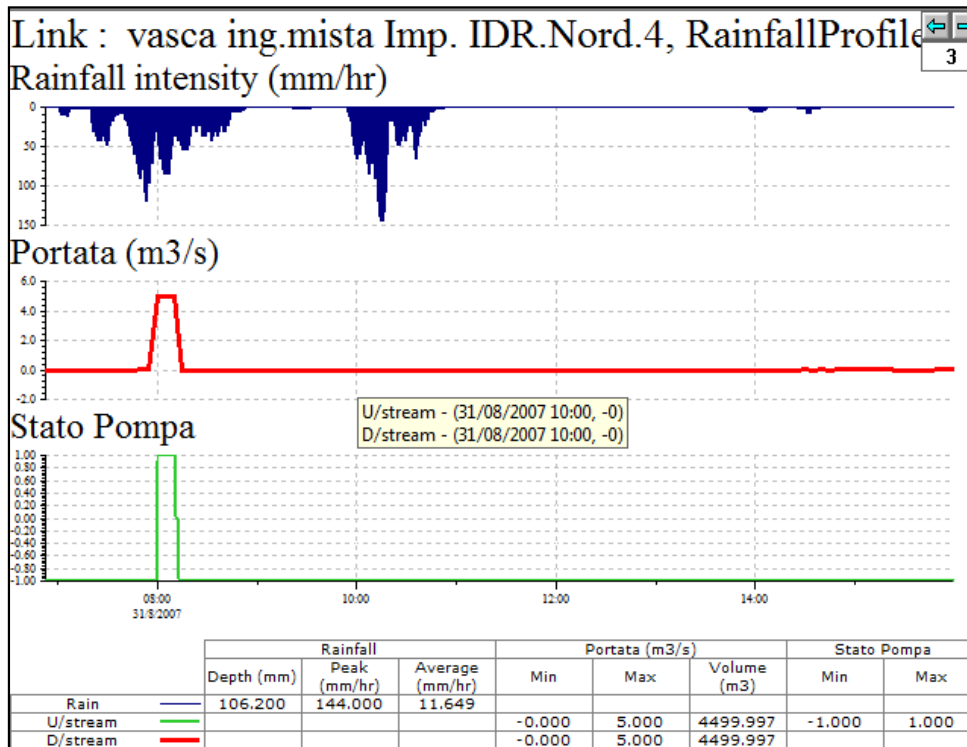


Figura 119 Funzionamento PN2

La terza e la quarta pompa di attivano solamente in corrispondenza delle portate conseguenti al primo picco dell'idrogramma.



7.5 CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi ha avuto come obiettivo lo studio del comportamento idraulico della rete di drenaggio urbano del Comune di Ravenna, lavoro svolto in collaborazione con la società *HERA Ravenna Srl*, cui compete, fra le altre, la gestione del servizio idrico integrato della Provincia di Ravenna. In particolare lo studio si è incentrato sul Comparto Nord del comune di Ravenna.

La prima fase ha riguardato un'analisi dettagliata del sistema fognario del territorio ravennate, ragionando inizialmente su ampia scala con lo scopo di comprendere le logiche d'interconnessione e di gestione della rete nella sua interezza che, a causa della estensione e configurazione del territorio e della vetustà delle strutture, si presenta alquanto complessa ed interconnessa.

La seconda fase ha riguardato la ricerca, l'elaborazione e la revisione di tutti i dati necessari alla costruzione del modello idraulico. Fondamentale è stato il contributo del SIT della Provincia di Ravenna per le planimetrie generali della rete; del Comune di Ravenna per l'acquisizione del PRG della città e degli studi pregressi, effettuati nel 2006 dalla società Hydrodata ed infine dall'Azienda Hera Ravenna s.r.l. che ha fornito le specifiche tecniche di tutti gli impianti di sollevamento, degli scaricatori, delle soglie e dell'impianto idrovoro.

La terza fase ha riguardato la realizzazione del modello idraulico completo e dettagliato della rete fognaria, comprensivo degli organi di manovra, degli impianti di sollevamento e degli impianti idrovori.

Gli impianti di sollevamento in numero di 6, tutti telecontrollati, sono necessari al drenaggio del refluo all'interno dei collettori, senza incorrere in problemi di ristagno o eccessiva richiesta di scavo degli stessi, per la loro posa in un territorio noto come principalmente pianeggiante in cui, addirittura, alcune zone sono soggette a forti fenomeni di subsidenza e si trovano dunque sotto il livello del medio mare. Il rivolgersi ad un sistema telecontrollato ha permesso di focalizzare tempestivamente le principali problematiche che una rete fognaria incontra nel corso della sua vita utile. La possibilità di controllare l'evoluzione dinamica del processo e di intervenire su alcuni parametri rappresenta senza dubbio un notevole esempio di efficienza; ciò si ripercuote con effetti

benefici sull'ambiente, da un lato, perché permette di diminuire le portate sfiorate direttamente al ricettore, dall'altro perché permette di intervenire tempestivamente qualora si verificano situazioni allarmanti in generale.

L'ultima fase è incentrata sulla risposta della rete a sollecitazioni derivanti da ideogrammi sintetici ed eventi pluviometrici reali. Le simulazioni dinamiche hanno evidenziato, in tempo secco, un funzionamento normale della rete, mentre quelle eseguite in tempo di pioggia hanno consentito di mettere in evidenza i tratti caratterizzati da criticità idrauliche.

Il modello risente di alcune incertezze legate principalmente all'errata attribuzione di alcuni bacini scolanti ai nodi e alla non perfetta attribuzione dei coefficienti di afflusso/deflusso.

Il modello, per quanto affinabile, rappresenta una buona base di partenza per successivi studi e in particolare consentirà di:

- Valutare le caratteristiche qualitative e quantitative delle acque recapitate all'impianto all'impianto idrovoro Comparto Nord.
- Programmare interventi di riduzione delle criticità idrauliche mediante inserimento nel sistema fognario d'invasi atti alla laminazione delle acque meteoriche miste e reflue.
- Verificare l'invarianza idraulica degli ampliamenti della rete in occasione di nuove urbanizzazioni.

BIBLIOGRAFIA

Centro studi deflussi urbani “*Sistemi di fognatura: manuale di progettazione*” Hoepli, 1997 Milano.

Becciu G.-Paoletti A., “*Esercitazioni di costruzioni idrauliche*”, ed. Cedam, Padova

Citrini D.-Nosedà G. “*Idraulica*”, Casa Editrice Ambrosiana, Milano

Paoletti Alessandro (1996) - *Sistemi di fognatura e di drenaggio urbano: fondamenti e nuove tendenze*, CUSL.

Da Deppo Luigi e Claudio Datei (2003) – *Fognature*, Cortina.

Autori vari , “*Manuale d’uso Infoworks in italiano*” ed. Wallingford Software, UK
AA.VV.

Piano Generale del Sistema Fognario di Ravenna (Comune di Ravenna)

Specifiche tecniche degli impianti di sollevamento e idrovori di Ravenna (HERA Ravenna s.r.l)

Calomino F. (1986) - *Precipitazioni di progetto e sensibilità dei modelli di trasformazione nei bacini urbani - Atti del XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Padova, 8-10 settembre.*

Cao c., La Loggia G., Modica C. (a cura di) (1995) - *I modelli di dimensionamento per le fognature pluviali. Atti dei Seminari di Carloforte (CA), 1-3 ottobre 1992 e di Taormina (ME), 2-4 giugno 1993 - CSDD.*

Siti consultati:

<http://www.provincia.ra.it/>

<http://www.comune.ra.it/>

Nome file: TESI SARA SIMONA CIPOLLA
Directory: C:\Users\Sara\Documents
Modello: C:\Users\Sara\AppData\Roaming\Microsoft\Templates\Normal.dotm
Titolo:
Oggetto:
Autore: Sara
Parole chiave:
Commenti:
Data creazione: 15/07/2011 14.03.00
Numero revisione: 3
Data ultimo salvataggio: 15/07/2011 15.14.00
Autore ultimo salvataggio:
Tempo totale modifica 17 minuti
Data ultima stampa: 16/07/2011 1.39.00
Come da ultima stampa completa
Numero pagine: 210
Numero parole: 34'777 (circa)
Numero caratteri: 198'233 (circa)