



DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

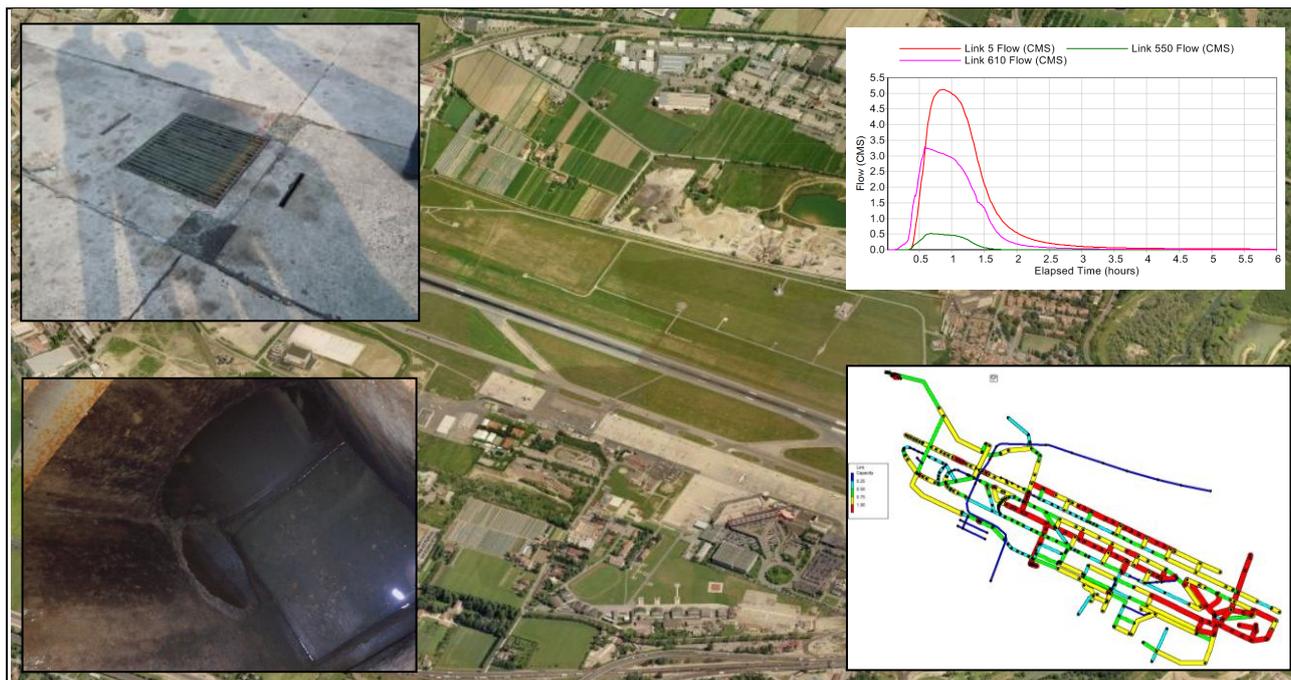
Convenzione di ricerca tra
Aeroporto Guglielmo Marconi di Bologna S.p.A.

e

Dipartimento Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali
ALMA MATER STUDIORUM • Università di Bologna

Studio idraulico delle rete di drenaggio dell'Aeroporto G. Marconi di Bologna

Relazione conclusiva



Marco Maglionico

Bologna, Marzo 2015

Collaboratore

Sara Simona Cipolla

Direttore

Prof. Francesco Ubertini

RESPONSABILE SCIENTIFICO

Marco Maglionico

CENTRO LABORATORI DICAM

Lab. Biotecnologie ambientali e bioraffinerie • LAbiotec

Lab. GEOIngegneria e risorse naturali • LAgirn

Lab. GEOMATICA e rilievo • LArig

Lab. INGEGNERIA IDRAULICA • LIDR

Lab. Ingegneria strutturale e geotecnica • LISG

Lab. MECCANICA COMPUTazionale • LAMC

Lab. reti di trasporto • LArT

Lab. Scienza e tecnologia dei materiali • LASm

Lab. Sintesi e caratterizzazione di materiali macromolecolari • LAMaC

Lab. strade • LAS

www.dicam.unibo.it

2015

ALMA MATER STUDIORUM • Università di Bologna

DICAM • DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI
AMMINISTRAZIONE • VIALE RISORGIMENTO, 2 - 40136 BOLOGNA - ITALIA - TEL. +39 051 2093237 - 2093502 - FAX +39 051 2093253
VIA TERRACINI, 28 - 40131 BOLOGNA - ITALIA - TEL. +39 051 2090312 - FAX +39 051 2090322
www.dicam.unibo.it - C.F. 80007010376 - P.IVA 01131710376

RESPONSABILE SCIENTIFICO

Marco Maglionico

INDICE

1.	PREMESSA.....	4
2.	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE ESISTENTE.....	5
2.1	ANALISI DEI DATI ESISTENTI E ATTIVITA' DI RILIEVO INTEGRATIVE.....	9
3.	IL CODICE DI CALCOLO SWMM 5.1	21
4.	ANALISI DELLA PLUVIOMETRIA	24
5.	SIMULAZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO ATTUALE ATTRAVERSO IL CODICE DI CALCOLO SWMM.....	29
6.	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ESPANSIONE E LORO IMPATTO SUL SISTEMA DI DRENAGGIO ESISTENTE	40
6.1	SIMULAZIONE NUMERICA DELLE CONDIZIONI DI PROGETTO	45
7.	CONCLUSIONI.....	50

1. PREMESSA

La presente relazione descrive le attività finalizzate alla predisposizione del modello idraulico del sistema di raccolta delle acque meteoriche dell'Aeroporto G. Marconi di Bologna.

In particolare lo studio idraulico ha l'obiettivo di analizzare i seguenti aspetti:

- analisi idrologica per definire gli idrogrammi di piena corrispondenti ad un evento con Tempo di Ritorno (TR) pari a 25 anni;
- verifica idraulica della rete fognaria di acque meteoriche aeroportuale esistente calcolandone la potenzialità residua al netto della portata attualmente circolante in presenza di eventi con TR=25 anni;
- quantificazione del volume aggiuntivo di laminazione necessario a garantire l'invarianza idraulica in ragione delle superfici di nuova impermeabilizzazione per ogni area interessata dagli interventi (Area Nord, area Ovest, area Est, area Sud);
- valutazione, in base alla potenzialità di smaltimento residua della rete esistente, della possibilità di sfruttare il volume di laminazione ancora disponibile nella vasca esistente ex cava Olmi, e la conseguente necessità di volumi di laminazione aggiuntivi nelle diverse aree di intervento;
- definizione dei nuovi apporti di acque meteoriche alla rete esistente e verifica idraulica di quest'ultima nella sua configurazione futura;
- dimensionamento, per le diverse aree di ampliamento, ove necessari, dei nuovi impianti di gestione delle acque di prima pioggia tenendo conto delle disposizioni nazionali e regionali vigenti, in particolare la DGR 286/20005 e 1860/2006 e secondo le prescrizioni riportate nella DGR 1402/2012.

Nei paragrafi seguenti verrà descritto il sistema di drenaggio esistente e i dettagli della costruzione del modello idraulico attraverso il codice di calcolo SWMM.

2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE ESISTENTE

L'area su cui si sviluppa il sito dell'aeroporto oggetto di studio, ha una estensione complessiva di circa 245 ettari di cui circa 105 ettari impermeabili.



Figura 2.1 – Rappresentazione su foto aerea dell'area oggetto di studio.

La rete fognaria esistente è costituita da un sistema di tipo separato, dove le acque reflue vengono convogliate al sistema fognario comunale, mentre le acque meteoriche vengono immesse in parte in acque superficiali e in parte nel sistema fognario attraverso tre recapiti distinti.

Lo studio si focalizza proprio sull'analisi del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche attraverso strumenti modellistici avanzati con l'obiettivo di evidenziarne eventuali criticità.

Nella Figura seguente sono evidenziati i tre recapiti finali del sistema di drenaggio oggetto di studio.

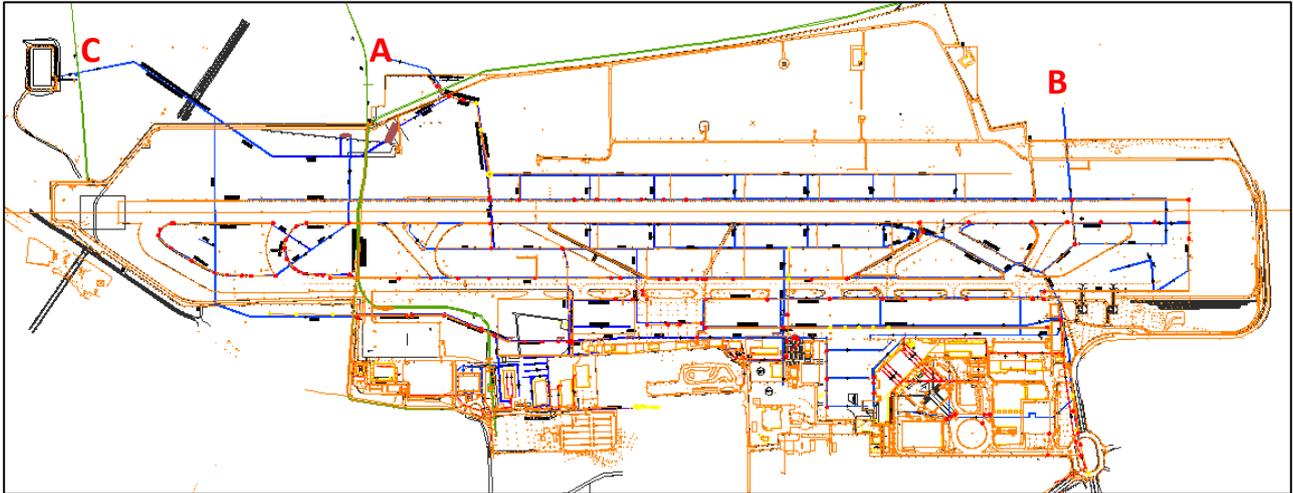


Figura 2.2 – Schema del sistema fognario e individuazione dei recapiti del sistema di drenaggio.

I tre punti di scarico sono così suddivisi:

- **SCARICO A:** Fosso Cava (Consorzio della Bonifica Renana), con portata massima ammissibile allo scarico pari a 500 l/s.
- **SCARICO B:** Pubblica Fognatura della Frazione di Lippo - Comune di Calderara di Reno in un tratto costituito da un ex alveo dello scolo Canocchia tombato.
- **SCARICO C:** Fosso Fontana (Consorzio della Bonifica Renana). La portata massima di tale scarico è fissata in 1,5 m³/s.

Per gli scarichi [A] e [C] SAB, a seguito del completamento dell'opera di allungamento pista e della ristrutturazione di alcuni piazzali di stazionamento aeromobili ha provveduto ad installare appositi impianti di disoleazione per il trattamento delle acque di dilavamento e di idonei pozzetti di ispezione e campionamento prima della immissione nel corpo idrico ricettore.

L'immissione nel Fosso Fontana è preceduta dall'accumulo delle acque in una vasca di laminazione, cosiddetta Cava Olmi, di volume complessivo pari a circa 23'000 m³ al fine di regolare l'afflusso delle acque nel Fosso Fontana stesso.

Si forniscono quindi alcuni elementi di dettaglio dei fossi di scolo gestiti dal Consorzio della Bonifica Renana che interessano l'area aeroportuale e che costituiscono in parte anche i recapiti finali delle acque meteoriche.

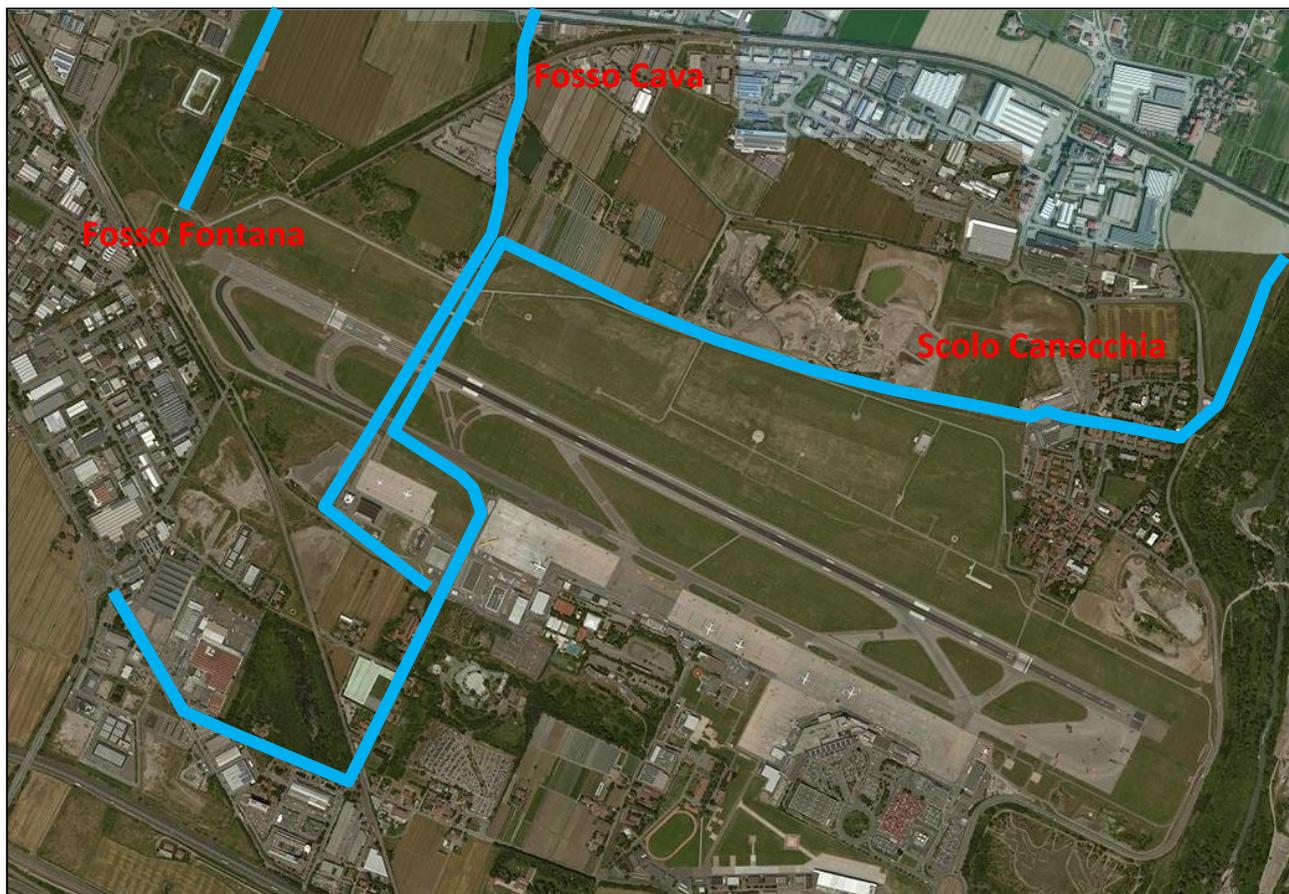


Figura 2.3 – Rappresentazione del sistema di bonifica presente in prossimità dell'area aeroportuale.

Scolo Canocchia: si sviluppa dalla parte inferiore, quindi si immette in un collettore scatolare 300x300 mm attraversando tutta l'infrastruttura aeroportuale che comprende via di rullaggio e pista, per riemergere poi nella parte superiore del sedime. Tornando alla luce prosegue verso sud-est in un canale in CLS sopraelevato rispetto al piano campagna, costeggiando il confine aeroportuale. In corrispondenza della frazione di Lippo di Calderara ritorna ad essere tombato per ritornare in superficie in prossimità del fiume Reno.



Figura 2.4 – Immagine del tratto in cui lo Scolocanocchia riemerge dopo il tombamento al di sotto dell'aeroporto (sinistra) e Immagine del suo sviluppo con rivestimento in CLS prima di Lippo di Calderara sopraelevato rispetto al piano campagna.

Fosso Cava: nasce a sud dell'aeroporto, costeggiando via della Salute per poi immettersi in un collettore di 1200 mm di diametro. Ritornato in superficie oltre l'aeroporto prosegue in direzione nord superando la zona industriale di Predazzo, costeggiando Calderara di Reno e sfociando qualche chilometro più a nord nel canale Dosolo.



Figura 2.5 –Scolo Cava e suo sviluppo a nord dell'aeroporto.

Scolo Fontana: ha origine poco a monte della Cava Olmi, prosegue superando Calderara di Reno, per poi sfociare poco più a nord anch'esso nello Scolocanocchia.



Figura 2.6 – Immagine dello Scolo Fontana con evidenziato il misuratore di livello impiegato dalla vasca di laminazione per stabilire la possibilità di sversamento all'interno dello scolo stesso.

2.1 ANALISI DEI DATI ESISTENTI E ATTIVITA' DI RILIEVO INTEGRATIVE

Il materiale descrittivo del sistema fognario esistente fornito dall'Aeroporto G. Marconi è consistito sia di elaborati CAD sia di rilievi cartacei eseguiti nel corso del tempo e che hanno seguito lo sviluppo e l'ampliamento dell'aeroporto stesso.

In particolare il primo rilievo disponibile del sistema fognario risale al 1992 ad opera del Geom Scuderi di cui si riportano nel seguito alcune immagini degli elaborati disponibili. In tali elaborati sono presenti informazioni relative alla dimensione dei collettori, la pendenza e il materiale dei collettori stessi. Sono inoltre presenti i pozzetti di ispezione numerati che rimandano ad un altro elaborato contenente le quote di scorrimento dei pozzetti e delle tubazioni afferenti.

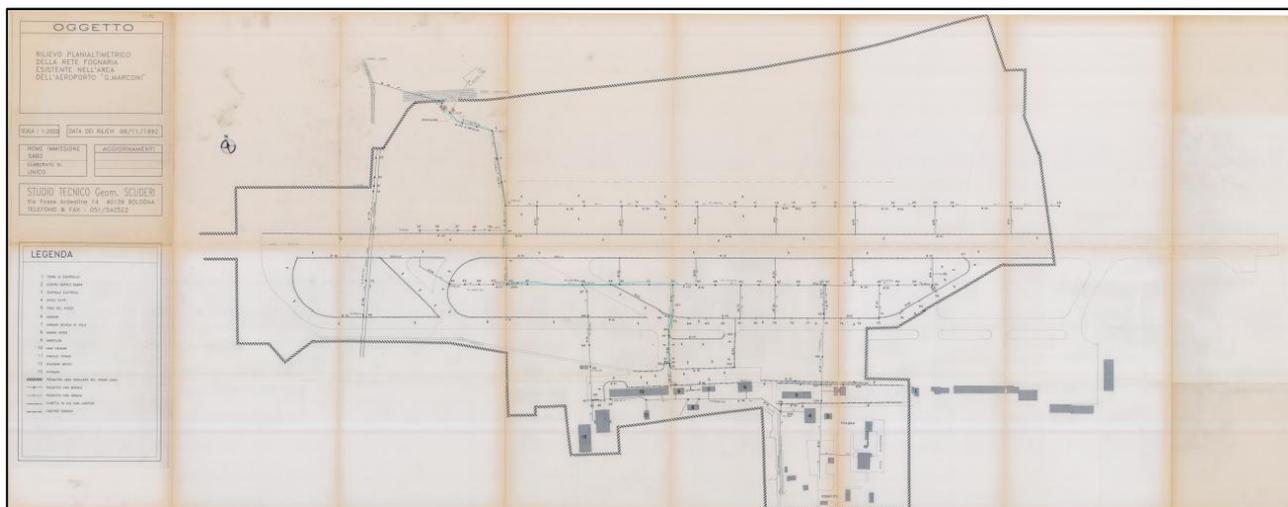


Figura 2.7 – Rilievo planoaltimetrico della rete fognaria dell'aeroporto Marconi realizzato dal Geom. Scuderi nel 1992.

Nella Figura successiva si riporta il dettaglio dello smaltimento delle acque nel Fosso Cava già presente nel 1992. Con i successivi lavori di adeguamento sarà disposto un impianto di trattamento in corrispondenza del nodo 2.

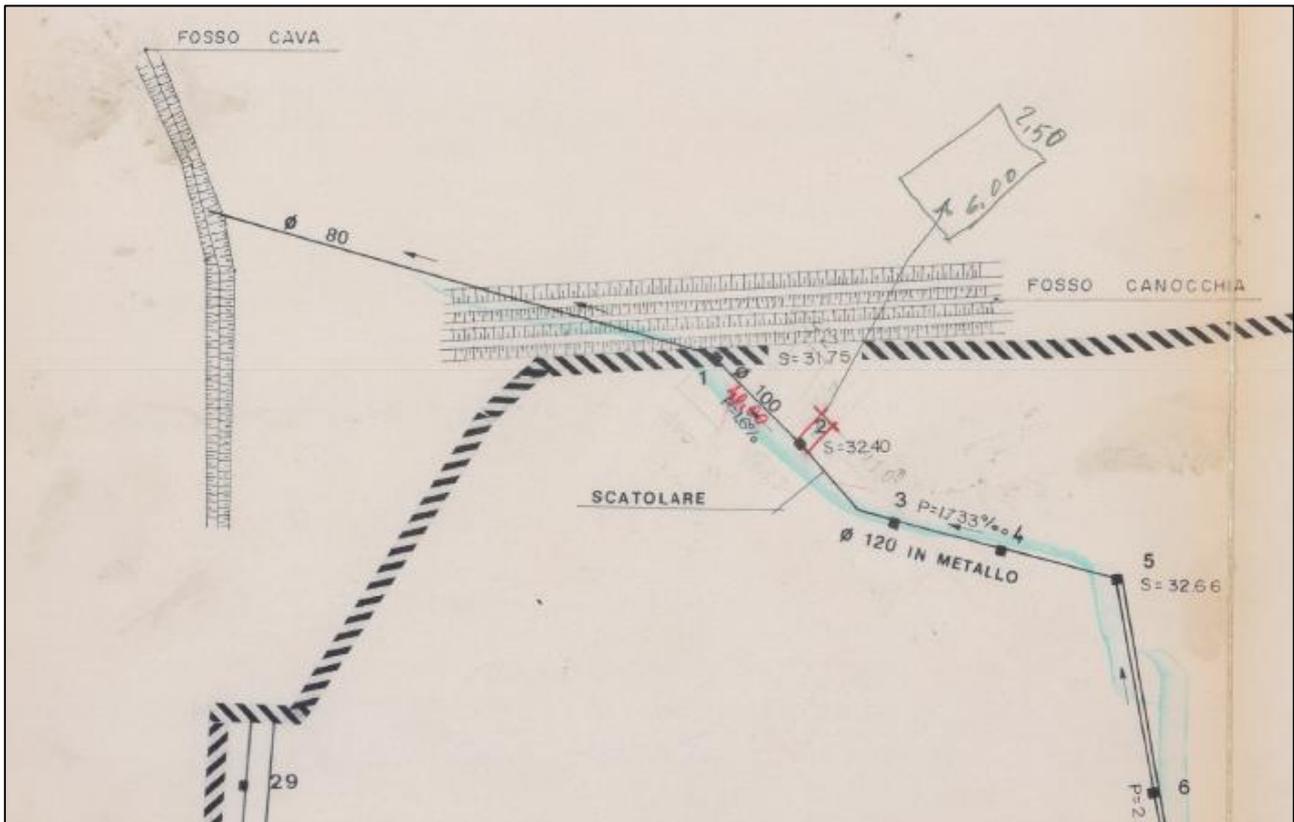


Figura 2.8 – Dettaglio del recapito centrale (A) (Rilievo Scuderi, 1992).

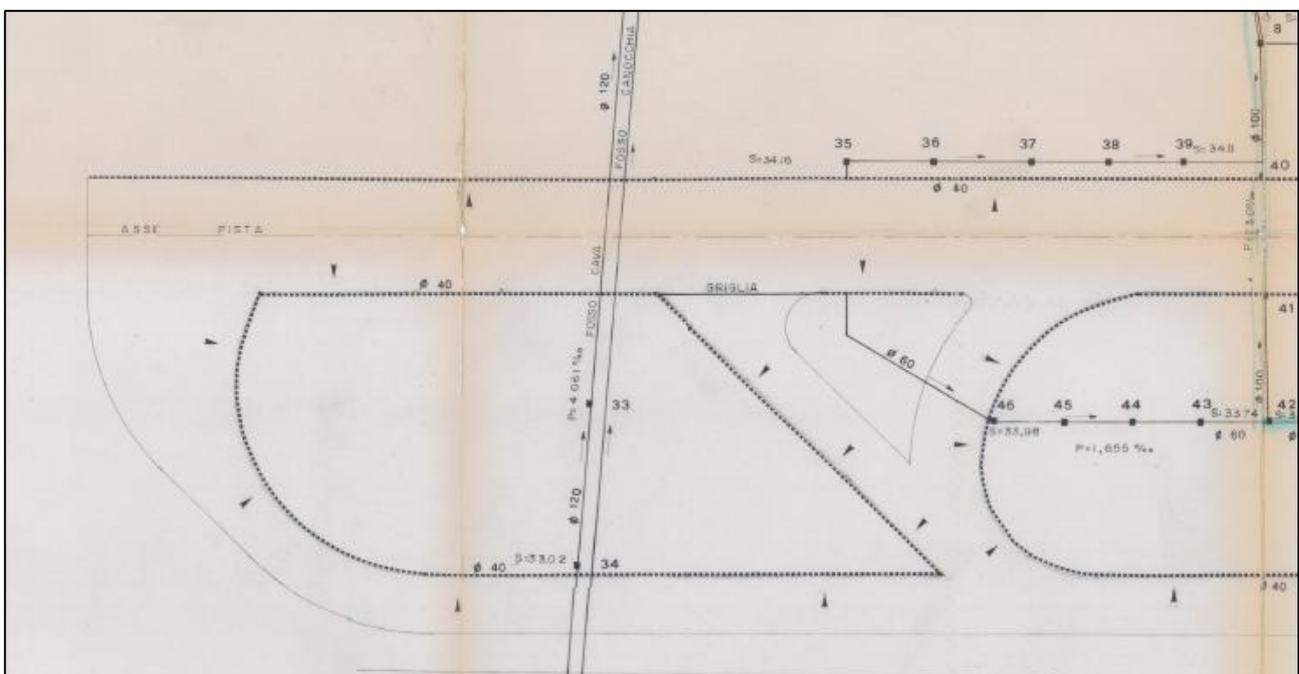


Figura 2.9 - Dettaglio relativo al tratto terminale sinistro della pista (Rilievo Scuderi, 1992).

Come detto, oltre alla planimetria della rete, già nel 1992, erano stati censiti 108 pozzetti di ispezione per i quali erano disponibili diverse informazioni:

- dimensione dell'elemento;
- quota di scorrimento (S);
- profondità rispetto al piano campagna;
- informazioni riguardo le dimensioni, il materiale nonché la posizione dei condotti che confluiscono o escono.

Da precisare che spesso le informazioni presenti risultano comunque incomplete soprattutto per quanto riguarda le quote di scorrimento. Nella figura seguente si riporta un esempio di scheda dei pozzetti.

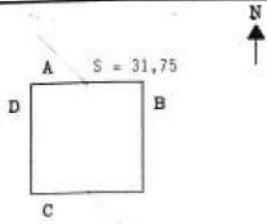
AEROPORTO G. MARCONI DI BOLOGNA			
INDAGINI SULLA RETE FOGNANTE		DATA 23/10/92	PAG. 1
POZZETTO N.1		CONDOTTI	IMMISSIONI
 <p>MISURE 1,46 x 1,34</p> <p>PROFONDITA' 1,32</p>		A \varnothing 100 cls B C \varnothing 100 cls D	A B C D
NOTE			

Figura 2.10 - Esempio di una scheda tecnica di censimento dei pozzetti (Rilievo Scuderi, 1992).

Più recentemente, nel 2004, a seguito dell'ampliamento della pista sono stati resi disponibili gli elaborati progettuali relativi agli interventi tra cui la realizzazione della vasca di laminazione presso la Cava Olmi e il rilievo del piano di campagna dell'intera area aeroportuale.

Si riportano come esempi gli elaborati relativi agli impianti di trattamento e alla vasca di laminazione presso la Cava Olmi.

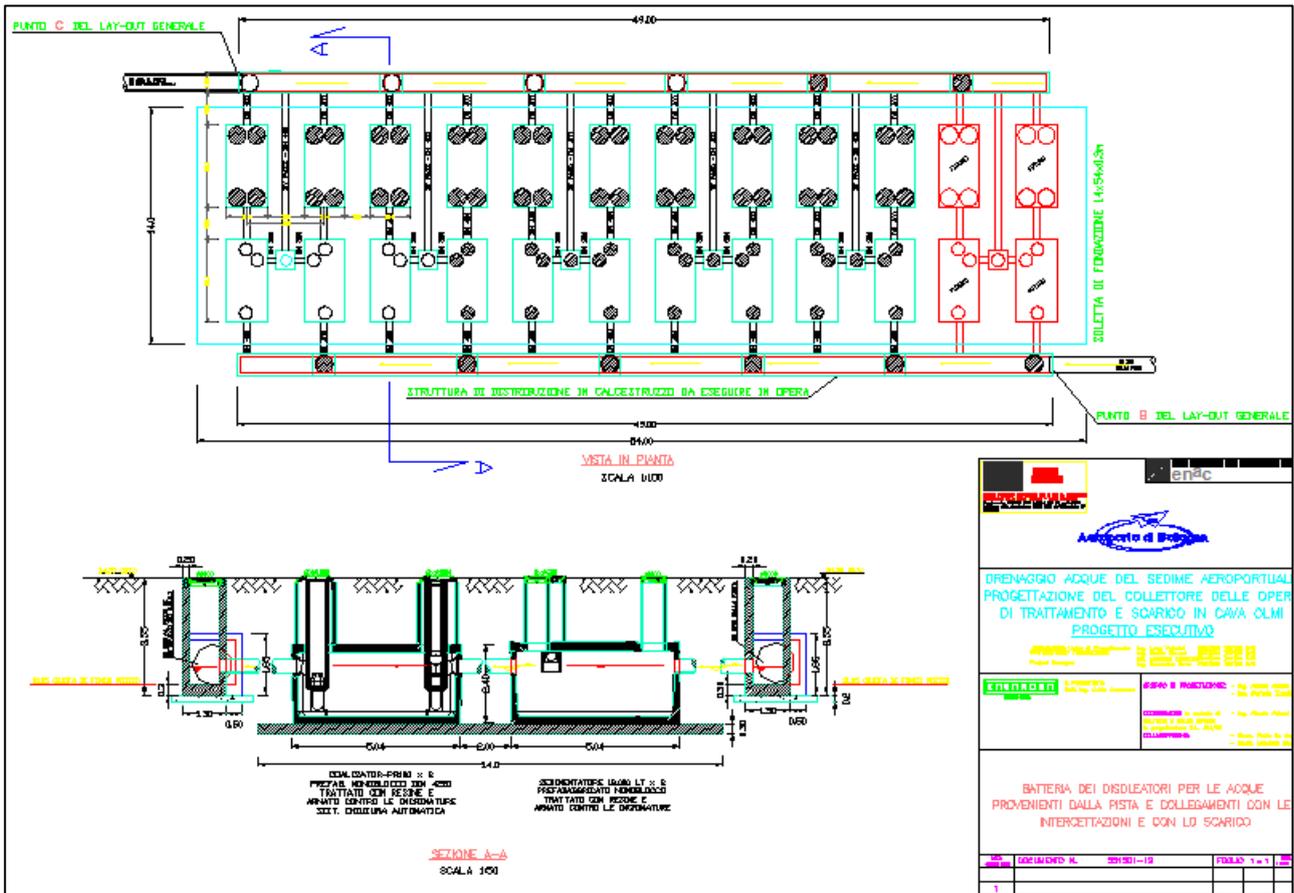


Figura 2.11 - Impianto di trattamento a monte della vasca di laminazione (scarico C).

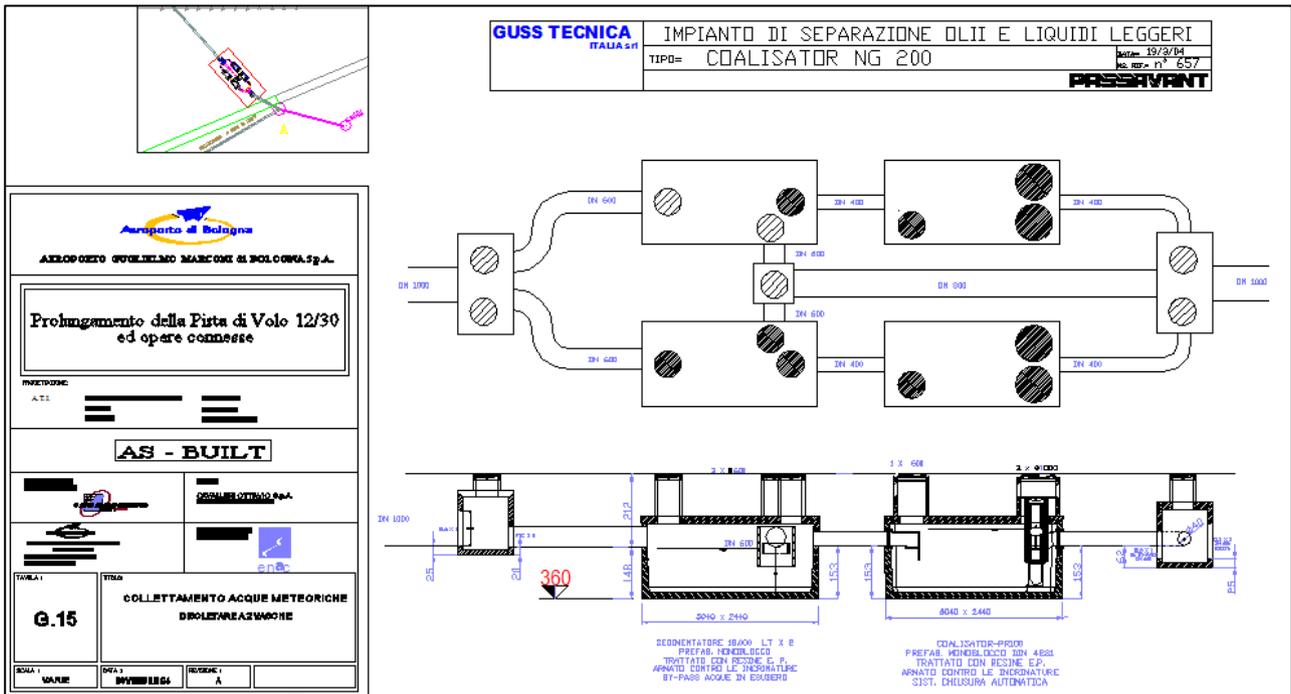


Figura 2.12 - Impianto di trattamento a monte dello scarico A.

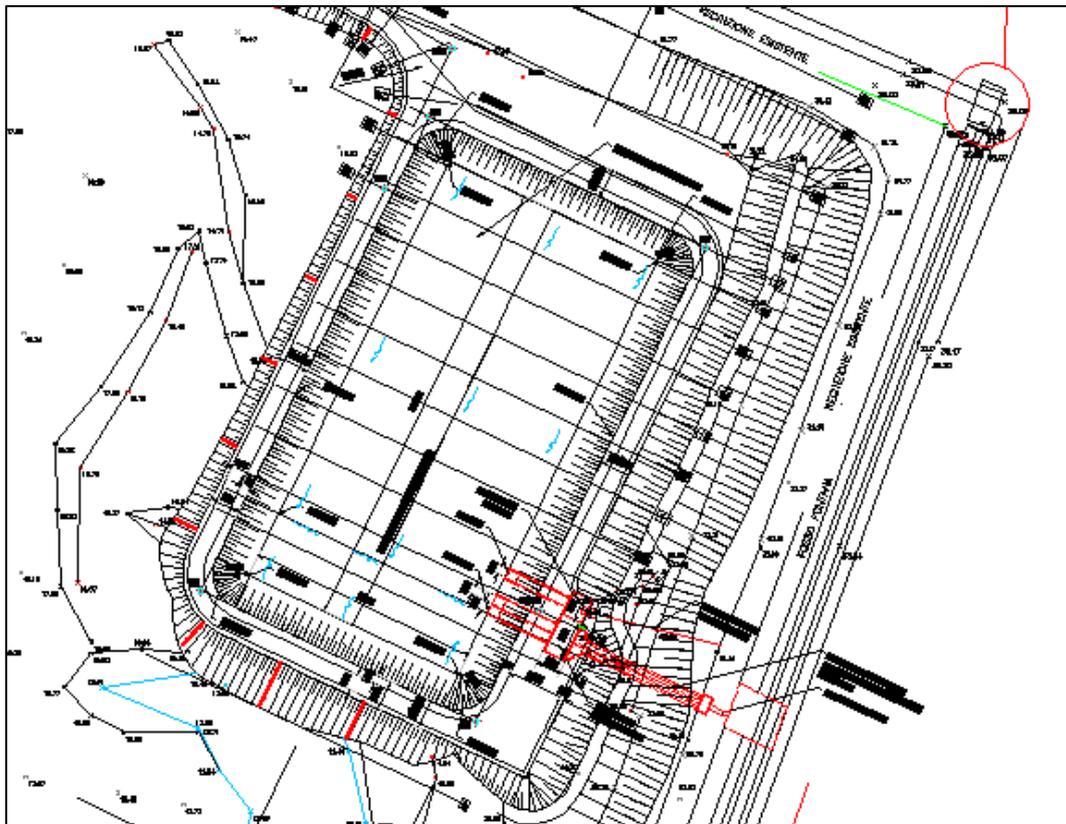


Figura 2.13 - Planimetria della Vasca di laminazione presso la cava Olmi.

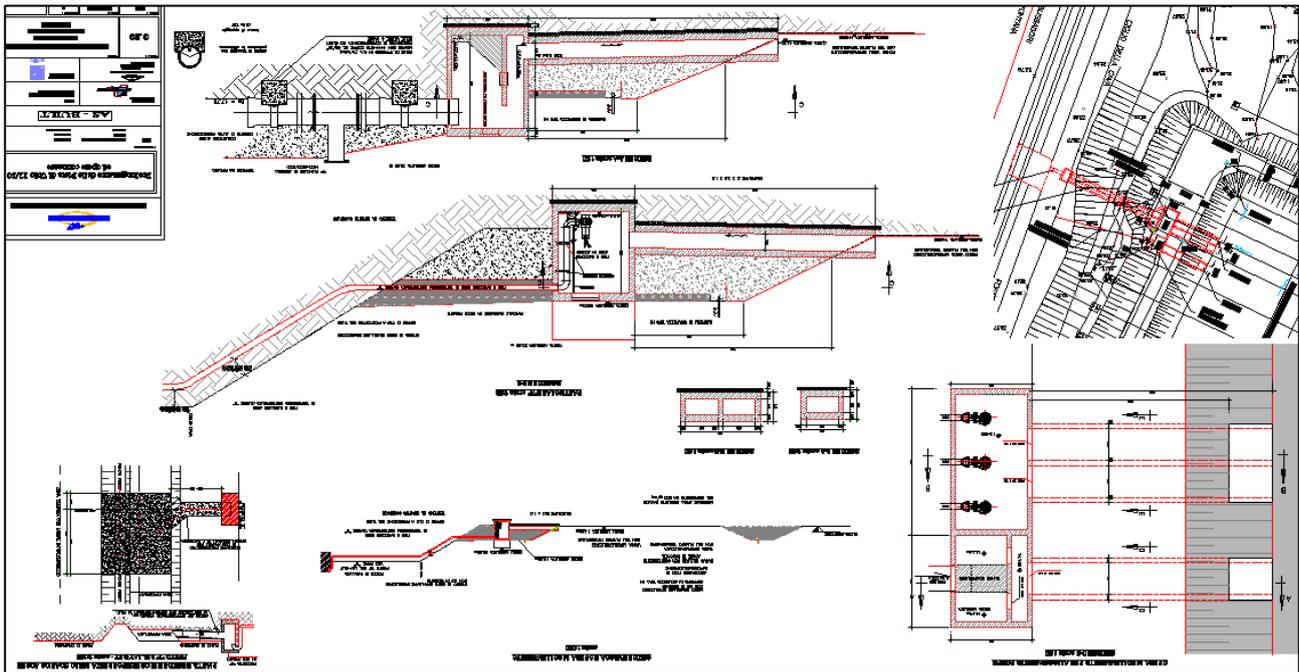


Figura 2.14 - Particolari costruttivi della vasca di laminazione presso la Cava Olmi.

La vasca di laminazione ha una forma tronco piramidale con base inferiore di $5'000 \text{ m}^2$ e superiore di circa $7'600 \text{ m}^2$. Ha un'altezza media di $3,7 \text{ m}$ e un volume di invaso di circa $23'000 \text{ m}^3$.

È posta in collegamento con la rete di drenaggio da due collettori disposti in parallelo con diametri di 800 mm . In uscita invece dispone di quattro pompe che pescano dal bacino e scaricano nel vicino scolo Fontana.



Figura 2.15 - Foto aerea della vasca di laminazione con evidenziati: la camera di ingresso (1) che mette in comunicazione la rete con la vasca; il collettore di ingresso (2); il collettore di uscita (3); la camera di pompaggio (4); camera di uscita (5) prima dello scarico nello scolo Fontana (6).



Figura 2.16 - Foto della vasca di laminazione con evidenziati il collettore di ingresso (1) e di uscita (2).

Per lo svuotamento della vasca di laminazione le pompe presenti sono quattro: due da 170 kW e due più piccole da 7,5 kW (circa 60 m³/h ognuna).

Le caratteristiche della pompa più grande sono evidenziate nella tabella seguente fornita dal costruttore.

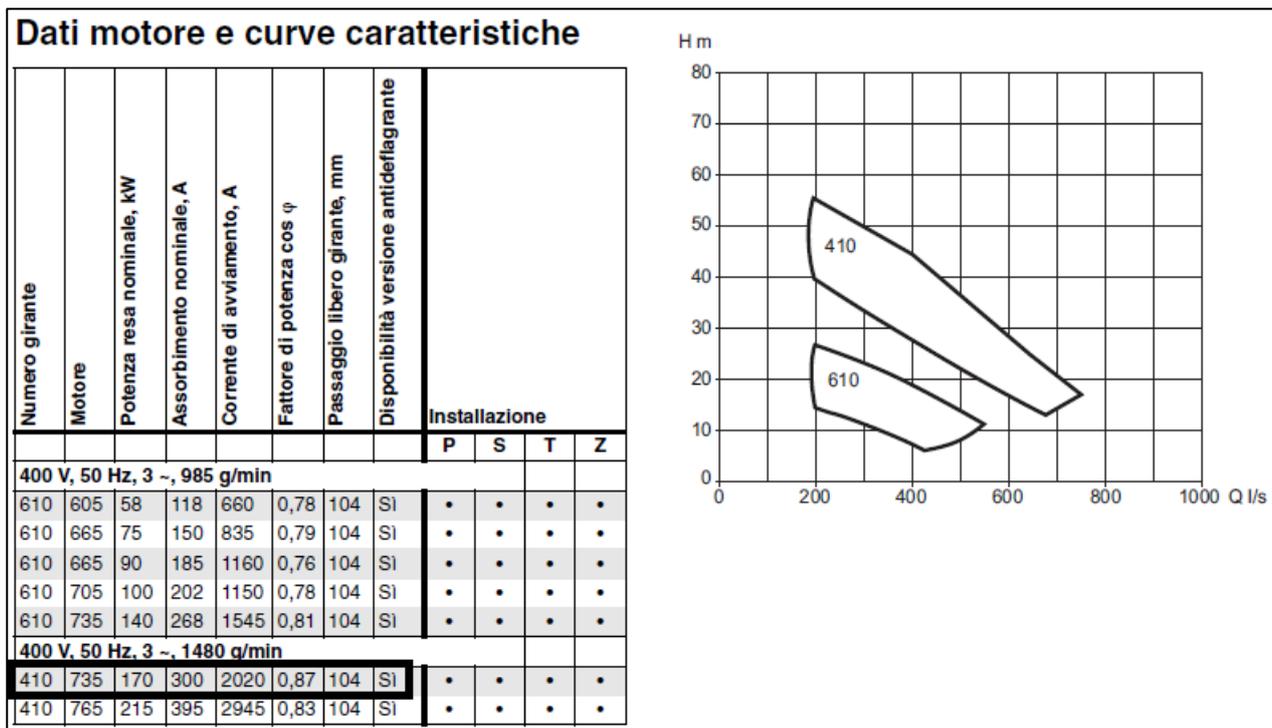


Figura 2.17 - Caratteristiche tecniche e curva caratteristica delle pompe. Nel rettangolo nero si evidenzia il modello utilizzato.

Il funzionamento delle pompe più piccole avviene con un livello dell'acqua da 30 a 80 cm. Quando l'acqua supera tale livello si staccano le pompe piccole e si attiva la pompa più grande. Il funzionamento della pompa maggiore è controllato anche dal livello nel canale di scolo. Qualora il livello fosse troppo alto la pompa si stacca. Dettagli ulteriori su tali livelli non erano disponibili e pertanto nelle fasi successive dello studio si è ipotizzato che il canale di scolo avesse dei livelli comunque compatibili con lo sversamento delle acque dell'invaso.

Oltre ai dati ed alle informazioni precedentemente descritte si è provveduto, in collaborazione con i Tecnici dell'Aeroporto, a realizzare alcuni sopralluoghi e campagne di rilievo integrative finalizzate a comprendere alcune situazioni non chiare. Tali sopralluoghi hanno consentito di integrare i dati disponibili e rendere possibile il completamento del modello numerico della rete fognaria.

Nel seguito si riportano alcune immagini dei manufatti rilevati.



Figura 2.18 – Posizione delle foto riportate nelle figure seguenti



1 – Confluenza tra un collettore principale lungo la linea centrale di 100 cm e un collettore secondario di 60 cm.



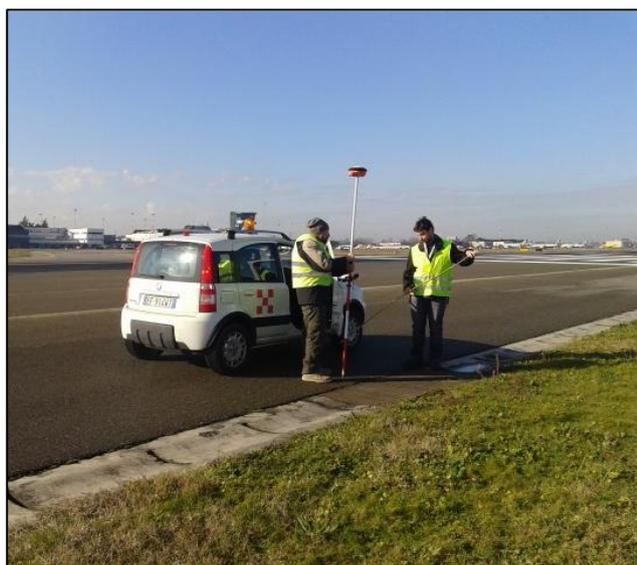
2 – Apertura di un pozzetto di confluenza tra un condotto di 40 cm e uno scolare di 30x100 cm.



3 - Rilievo della profondità delle griglie superficiali in prossimità della bretella di uscita rapida.



4 – Rilievo dei pozzetti sovrastanti tre collettori di diametro 100 cm e a valle le botole di un impianto di sollevamento non rilevato.



5 – Rilievo della profondità delle griglie superficiali.



6 - La camera sottostante è lo scatolare 200x90 cm costituente il tratto a valle dei tre collettori di 100 cm posti in parallelo.



7 – Apertura della botola al di sopra del collettore principale verso lo scarico B.



8 - Rilievo della profondità del tratto terminale delle griglie di bordo pista (lato sud-est).

Figura 2.19 – Immagini dei rilievi integrativi realizzati a febbraio 2015

L'unico aspetto che non è stato possibile approfondire è un impianto di sollevamento collocato a sud-est (Foto 4 della Figura precedente) ma la sua funzione si è comunque ritenuta trascurabile rispetto agli obiettivi del presente studio.

L'insieme di tutte le informazioni precedentemente descritte ha consentito di realizzare il modello numerico della rete all'interno del codice di calcolo SWMM i cui risultati saranno descritti nei paragrafi successivi.

3. IL CODICE DI CALCOLO SWMM 5.1

Il software utilizzato per lo studio idraulico è EPA Storm Water Management Model (SWMM), prodotto e sviluppato dal Water Supply and Water Resources Division dell'Environmental Protection Agency (US-EPA). SWMM fu concepito nel 1971 e ha subito diversi aggiornamenti. L'attuale edizione, utilizzata per il presente studio, è la versione 5.1.

Il codice di calcolo SWMM è in grado di simulare la propagazione della portata sia con il metodo dell'onda cinematica (Kinematic Wave) sia con le equazioni di De Saint Venant complete (Dynamic Wave). Quest'ultima configurazione è di fatto quella adottata per il presente studio al fine di tener conto della complessità della rete e della sua struttura parzialmente magliata.

SWMM è in grado di rappresentare i vari processi idrologici che producono il deflusso sulle varie superfici includendo:

- precipitazione lorda;
- evaporazione;
- infiltrazione della pioggia terreno;
- scambio fra l'acqua di falda e la rete di fognatura;

La variabilità spaziale di questi processi è realizzata dividendo la zona di studio in sottobacini (*subcatchment*) ognuno dei quali sarà diviso sulla base dell'area permeabile ed impermeabile o sulla base di forti variazioni geometriche come ad esempio la pendenza. Il deflusso superficiale può essere diretto fra i subcatchments, o nei punti di entrata della rete fognaria (*Nodes*).

Le precipitazioni in SWMM sono assegnate attraverso la definizione dei Rain Gages i quali forniscono i dati di pioggia sui bacini. Si tratta fondamentalmente dell'assegnazione di un ietogramma sia esso sintetico o reale. Questi possono essere inseriti manualmente in SWMM attraverso appositi editor, oppure possono essere caricati da un file di testo esterno. I principali parametri di input dei *rain gages* comprendono informazioni relative all'intensità o al volume della pioggia e l'intervallo di registrazione dei dati (ogni ora, 30 minuti, 15 minuti, ecc..).

Per quanto riguarda i vari sottobacini è necessario immettere in SWMM i valori delle rispettive aree, le pendenze medie, la *width* o larghezza equivalente del bacino, la percentuale delle aree impermeabili, l'altezza delle depressioni superficiali nelle aree permeabili ed impermeabili, il coefficiente di Manning per le superfici permeabili ed impermeabili, ed infine i dati per il calcolo dell'infiltrazione.

Il deflusso superficiale è costituito da quella parte di precipitazione che scorre sulla superficie del terreno e si immette successivamente nella rete di scolo; i fenomeni idrologici di infiltrazione, intercettazione e di accumulo nelle depressioni superficiali costituiscono di fatto delle perdite che vengono sottratte all'afflusso meteorico totale, rappresentato dalla pioggia lorda, fornendo così la pioggia netta, ossia quella quota di precipitazione che contribuisce al deflusso superficiale. Il deflusso superficiale, schematizzato dal programma SWMM, può essere concettualmente raffigurato dalla seguente immagine.

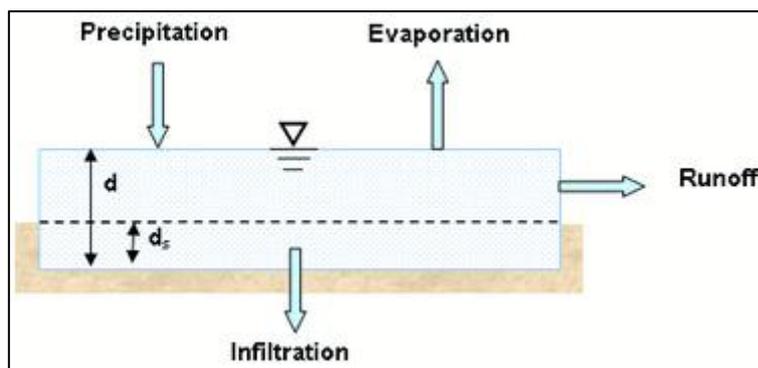


Figura 3.1 – Rappresentazione concettuale del deflusso in SWMM.

Ogni superficie dei sottobacini è trattata come un serbatoio non-lineare. Gli ingressi derivano dalle precipitazioni, dalle piogge e/o scioglimento delle nevi, le uscite sono diverse e sono rappresentate dall'evaporazione, dall'infiltrazione e dal deflusso superficiale.

Il deflusso superficiale per unità di area, Q , è maggiore di zero ogniqualvolta l'altezza d'acqua nel serbatoio supera il valore delle depressioni d_s , ed in questo caso il flusso che fuoriesce è dato dall'equazione:

$$Q = W \frac{1,49}{n} (d - d_p)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

dove:

- Q = deflusso superficiale;
- W = "larghezza" del sottobacino (*width*);
- n = coefficiente di scabrezza di Manning;
- d = altezza dell'acqua;
- d_p = altezza delle depressioni superficiali;
- S = pendenza del sottobacino.

L'altezza dell'acqua dei sottobacini è continuamente aggiornata nel corso del calcolo, risolvendo numericamente il bilancio dell'acqua presente nel sottobacino.

L'acqua in uscita dai sottobacini entra nei nodi della rete. La rete di drenaggio è schematizzata come una serie di rami, ciascuno associabile ad una forma geometrica, collegati tra loro in corrispondenza dei nodi.

Le proprietà costanti associate ai rami sono il tipo di sezione, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza; quelle determinate ad ogni passo di calcolo sono invece la portata, la velocità, l'area bagnata, il raggio idraulico e la larghezza del pelo libero.

Le proprietà costanti associate ai nodi sono la quota di scorrimento e la quota di immissione (o emissione) del ramo rispetto al fondo; quelle determinate ad ogni passo di calcolo e funzione del livello idrico nel nodo sono il volume, l'area superficiale libera e il carico idraulico H . La variazione di volume nel nodo durante un dato passo di calcolo costituisce la base per i calcoli di portata e carico idraulico.

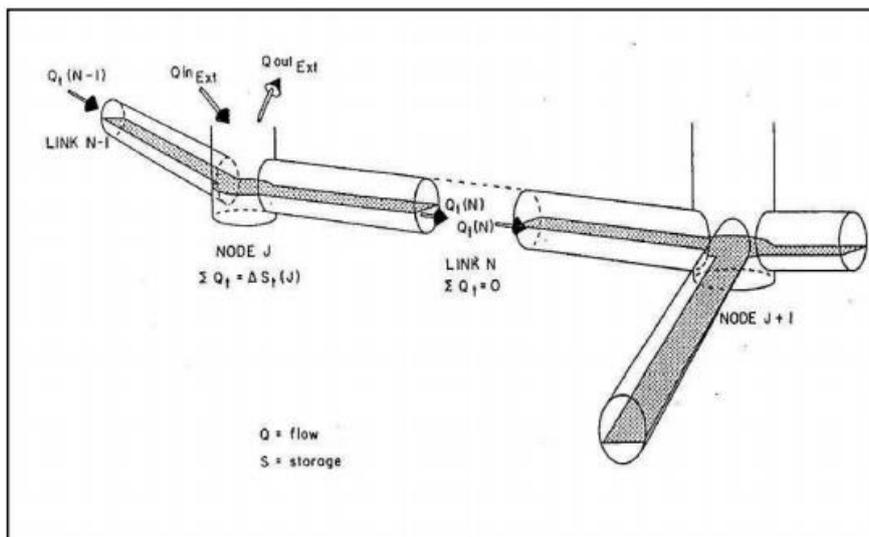


Figura 3.2 – Rappresentazione schematica dei nodi e dei rami in SWMM.

Un caso che richiede una trattazione particolare è la condizione di funzionamento in pressione della rete e nei casi di allagamento. Si ha sovraccarico quando tutti i condotti che convergono in un nodo sono pieni, oppure quando la superficie dell'acqua nel nodo si trova tra la sommità del più alto condotto entrante nel nodo in questione e la superficie del terreno. L'allagamento è un caso particolare di sovraccarico che si verifica quando la piezometrica interseca la superficie del terreno e l'acqua fuoriesce dal nodo disperdendosi nel sistema superficiale sovrastante.

In queste condizione l'algoritmo di calcolo adotta delle semplificazioni al fine di garantire la convergenza del sistema di equazioni.

4. ANALISI DELLA PLUVIOMETRIA

Per individuare le piogge di progetto, di assegnato Tempo di Ritorno, è stata sviluppata una specifica ed approfondita analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, per l'area di studio e si è poi provveduto a definire la curva di possibilità pluviometrica.

Lo studio della pluviometria viene svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviometro di Bologna.

Complessivamente erano disponibili 80 anni di dati, dal 1934 al 2013, da cui si sono selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità di durata 10, 15, 20, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Nella Tabella seguente si sono riportati i dati raccolti e oggetto di analisi.

Anno	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1934						47,8	61,4	79,6	80,2	81,6
1935				33		35	35,8	37,6	57	64,8
1936	13,4		29,4			61	64,4	64,4	64,4	64,4
1937						18,2	21,8	36,6	43	68,2
1938	10	10	21,8			27	27,2	28,2	35,6	48,8
1939		18,8				27	27,2	28,2	35,6	48,8
1940				20,2		30,8	39,4	46,2	74,6	110
1941	12,6	14,2				18,2	20,6	24,6	32,4	52,8
1942				18		21	21	23,6	23,6	36,4
1943				14,2		14,8	21,4	27,4	44	58,4
1944				21,2		21,2	25	26,4	34,2	68,5
1945				17,2		17,8	20,4	20,4	30,4	32,2
1946				14,4		19,6	27,2	44,2	53,4	57,2
1947				17		17,2	18,2	31	43,8	54,4
1948				11,6		13,6	30	49,2	71,9	101,2
1949				24,8		28,2	35	50	57,8	69,4
1950				9,8		11,6	15,4	19,6	26,2	29,6
1951		9,4				25	28,6	33,4	47,2	73
1952	13,2					18,6	31	32,4	39,6	58,8
1953		21				28,8	28,8	28,8	43	55,8
1954					29	32,2	39,8	40,6	48,6	70,2
1955	11,6				22,4	44,4	46,6	46,6	49,8	49,8
1956			17,8			26,6	28,2	29,4	43,8	50
1957						12	17	22	40,6	49,8
1958		12,8		18		18,2	22,6	33,6	50,6	79,4
1959			22,6			24,6	30	39,6	47	63,2
1960					27	27,6	47,4	53,4	55,8	55,8
1961		14	17	30		30	40	48,4	49,2	68
1962			18,2			18,2	19,6	30,8	40,4	64

1963		17,4		16		48,2	48,2	53,2	71,8	77,2
1964			13,2	21,8		22,6	27,2	30,6	36,8	50,8
1965						11	16,6	33	39,2	54,4
1966	12	18,4		19,4		20,6	25,9	35,2	61	92,3
1967		12,2				15	27,5	34,6	48,2	70
1968	10	16,6	11			18	24	27,4	49,8	57,2
1969			14			16	25,4	33,8	40,4	42,6
1970			10,6		22,2	22,2	22,2	22,2	30,2	34
1971						13,4	21,4	36,2	46,8	48,4
1972	10,2	13,4	15,4			20	34	50,2	84,8	105,8
1973		17,2	11	15		25,6	39	57,6	64	96,2
1974				32		38,8	39,8	39,8	44,6	58
1975			12			22	32	53	68	101,6
1976	10,6	12,2		13,6		15,6	23,4	26,8	40,8	54
1977				19,8		22,8	40,4	43,4	48	78,8
1978					18,2	18,6	19	23,4	33,2	48,8
1979			16,4			27,8	30	43,6	71,4	86
1980						10,4	27	29,4	38,8	59,6
1981	11,4					25	33,4	33,4	59	80,8
1982			28	32		44	64,8	64,8	65,5	71
1983			21			27	74	79,8	79,8	86,6
1984		19		24,2		40	58,8	58,8	60,2	62,2
1985			14		20,6	22,6	26,6	28,4	40,6	50,6
1986			14	17,4		24	48	62	92,4	102,8
1987				12,6		14	20,2	32	54,2	62,4
1988		13,8		20,6		23,2	27,8	28,2	29,8	31,8
1989	11,6			19,8		25	43,6	54,4	80,2	98,8
1990		16,6		19	31,4	34	73,2	99	119	134,6
1991		11,4		17,4	22,4	26,8	29	37,6	59,2	85
1992		14,4		19,6	23,4	27,2	38,8	39,6	49	68,4
1993		8,8		16,4	24	29,8	42	42,6	42,6	51,4
1994		9,4		17	20,6	23,4	33,6	47,6	54,8	88,8
1995		14,4		19,6	24,6	28,6	48,4	70,4	89,2	119,8
1996		9,8		16,2	21,4	26	43,6	49,4	58,8	91,6
1997		11		12,2	13,4	14,8	24,6	31,8	35,4	49,8
1998		11,4		13,4	15,6	17,8	25,4	35,2	39,4	39,4
1999		12,8		17,6	21,2	22,8	31,2	38,6	45,4	51,4
2000		13,4		17,2	23,6	26,4	37,4	37,4	37,4	37,4
2001		22,2		24	26	26,8	36	36,4	43	56
2002		22,6		37,6	41,6	42,4	42,4	42,4	45,4	59,4
2003		5,8		9,2	12,6	14,6	31,4	38,4	55,2	66,6
2004		11		15	17,6	18,2	29	44	58,6	61,2
2005		7,4		11,8	16,2	17,6	43	76	105,6	114,2
2006		10		11,8	15	17,2	29,6	41,4	53,2	59,8
2007		18,6		24,4	28,8	31,6	35,2	46,4	64,2	90,6
2008		14,2		19,8	22	24,2	27,4	34	43,2	72
2009		16,2		19,4	22,2	23,6	23,6	25,6	37,6	47,6
2010		14,6		18,2	19,2	20,4	22,4	26,4	36,2	48,6

2011		25,2		47,2	50,4	51,8	52,2	52,2	54,8	55
2012		13,2		25,4	27,8	28,2	28,2	29,4	36,2	43
2013		10,4		13,6	17	20,2	24	30,6	45,8	57,8

Tabella 4.1 – Dati pluviometrici storici della città di Bologna.

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha \cdot (\bar{h} - u)}}$$

La Curva di Possibilità Pluviometrica è stata ottenuta suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

La curva di possibilità pluviometrica che si ottiene con Tempo di Ritorno 25 anni è la seguente:

Per durate fino all'ora:

$$h = 48,46 \cdot t^{0,600} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [1]$$

Per durate superiori all'ora:

$$h = 43,91 \cdot t^{0,284} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [2]$$

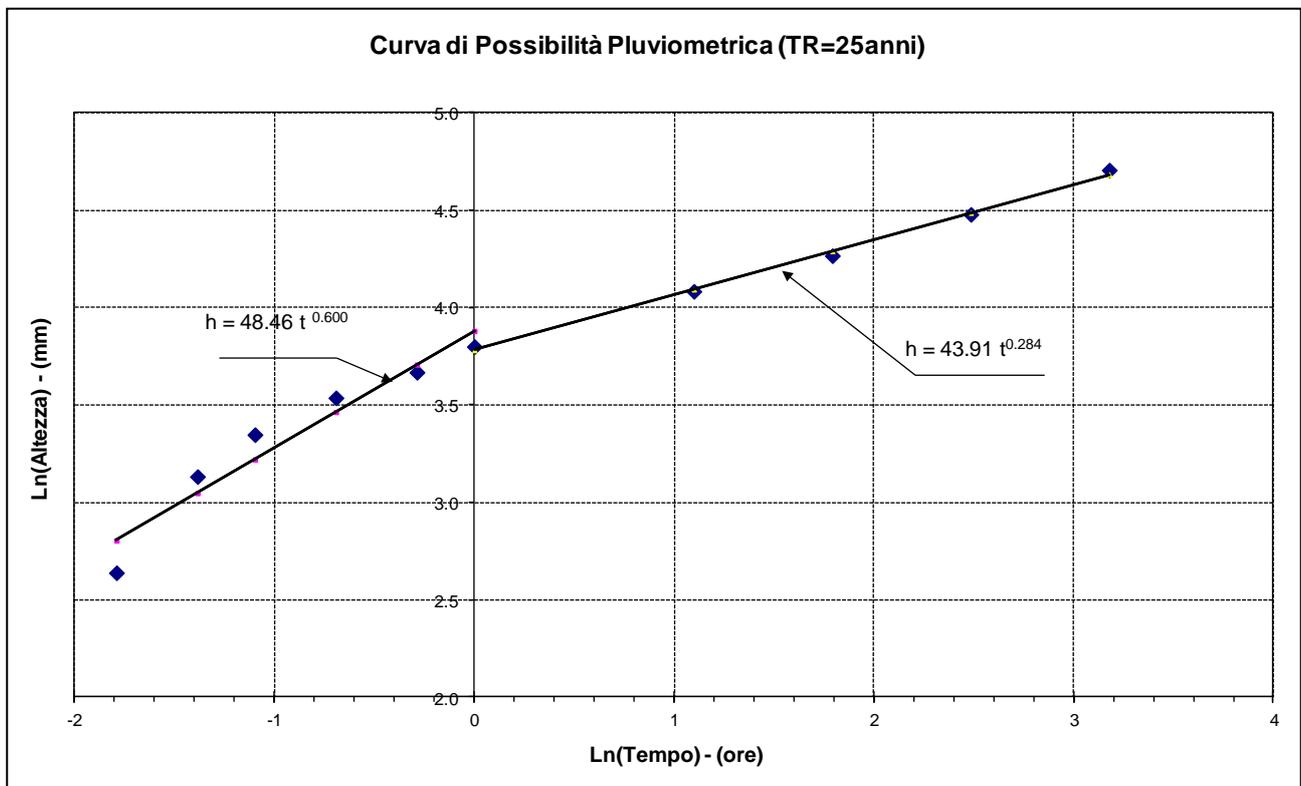


Figura 4.1 – Rappresentazione della curva di possibilità pluviometrica di progetto.

A completare l'analisi si riportano i dati anche per altri Tempi di Ritorno (TR), da 2 a 100 anni.

TR	Fino all'ora		da 1 a 24 ore	
	a	n	a	n
2	24.14	0.410	22.54	0.313
3	28.64	0.461	26.58	0.304
4	31.56	0.489	29.17	0.300
5	33.73	0.507	31.09	0.297
7	36.90	0.532	33.88	0.293
10	40.19	0.554	36.75	0.290
15	43.87	0.576	39.95	0.287
20	46.46	0.590	42.19	0.285
25	48.46	0.600	43.91	0.284
30	50.09	0.608	45.32	0.283
50	54.64	0.628	49.23	0.280
100	60.82	0.652	54.50	0.277

Tabella 4.2 – Parametri della Curva di Possibilità pluviometrica al variare del Tempo di Ritorno.

Partendo dai parametri della Curva di Possibilità Pluviometriche, di assegnato Tempo di Ritorno, è possibile ottenere degli ietogrammi sintetici di progetto con cui sollecitare il sistema fognario. Lo ietogramma sintetico più utilizzato per questo tipo di studi è lo ietogramma tipo Chicago. Tale ietogramma ha la proprietà che, ad ogni durata ϑ , il volume sotteso è pari alla relativa ordinata h_d della curva di possibilità pluviometrica (CPP). Lo ietogramma risulta caratterizzato dalla posizione del picco (che normalmente non corrisponde all'istante iniziale dell'evento) individuabile attraverso una frazione $\tau_p=r \times t_p$ della durata complessiva di t_p della pioggia. Le equazioni che descrivono la variazione dell'intensità di pioggia risultano essere:

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{\tau_p - t}{r} \right)^{n-1} \quad \text{per } t < \tau_p$$

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t - \tau_p}{r} \right)^{n-1} \quad \text{per } t > \tau_p$$

Lo ietogramma Chicago tende a sovrastimare le intensità, dal momento che tutte le intensità critiche sono raggruppate in un unico evento pluviometrico, quando invece nella realtà esse solitamente derivano da eventi diversi. Occorre poi evidenziare che il volume complessivo di pioggia generato da uno ietogramma tipo Chicago non è compatibile con il volume con il medesimo tempo di ritorno con cui è stato calcolato. Pertanto sebbene sia utilizzato frequentemente anche per questo tipo di verifiche occorre sottolineare che può anche sovrastimare il volume in relazione al Tempo di Ritorno dello ietogramma stesso.

La durata dell'evento pluviometrico si assume usualmente pari ad una durata che determina una intensità tale da massimizzare la portata per la rete in esame. Per analizzare le criticità dei collettori e quindi individuare le portate massime che caratterizzano i singoli collettori si fa riferimento ad una durata di pioggia pari al Tempo di Corrivazione del sistema fognario oggetto di studio.

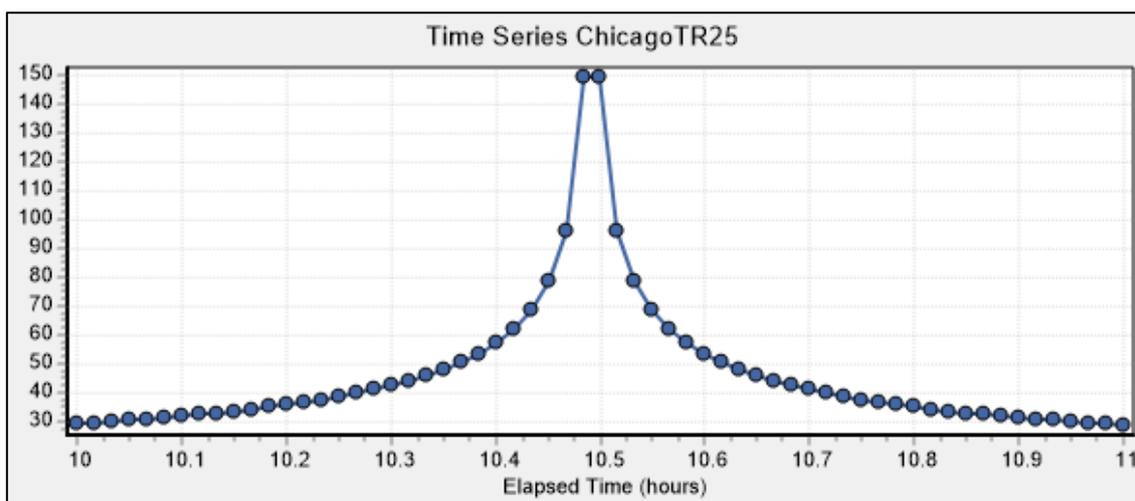


Figura 4.2 – Ietogramma tipo Chicago con tempo di ritorno 25 anni e durata dell'evento di pioggia di un ora.

Nel caso in esame è stato adottato uno ietogramma di durata pari ad 1 ora e picco centrale. L'intensità massima di precipitazione è risultata pari a circa 150 mm/ora.

5. SIMULAZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO ATTUALE ATTRAVERSO IL CODICE DI CALCOLO SWMM

Le informazioni e i dati raccolti inerenti la struttura del sistema di drenaggio sono quindi stati implementati all'interno del codice di calcolo SWMM 5.1. Seguendo le convenzioni che adotta il codice di calcolo per la simulazione dei sistemi fognari si sono inseriti i nodi del sistema, che nella realtà rappresentano i pozzetti di ispezione e di confluenza, e i rami della rete stessa.

Laddove erano presenti delle canaline grigliate queste sono state considerate come elementi puntuali che sversavano le acque nel nodo più vicino. Complessivamente sono stati inseriti circa 350 nodi e altrettanti rami.

La struttura del sistema fognario modellato la si può ritrovare nella figura seguente.

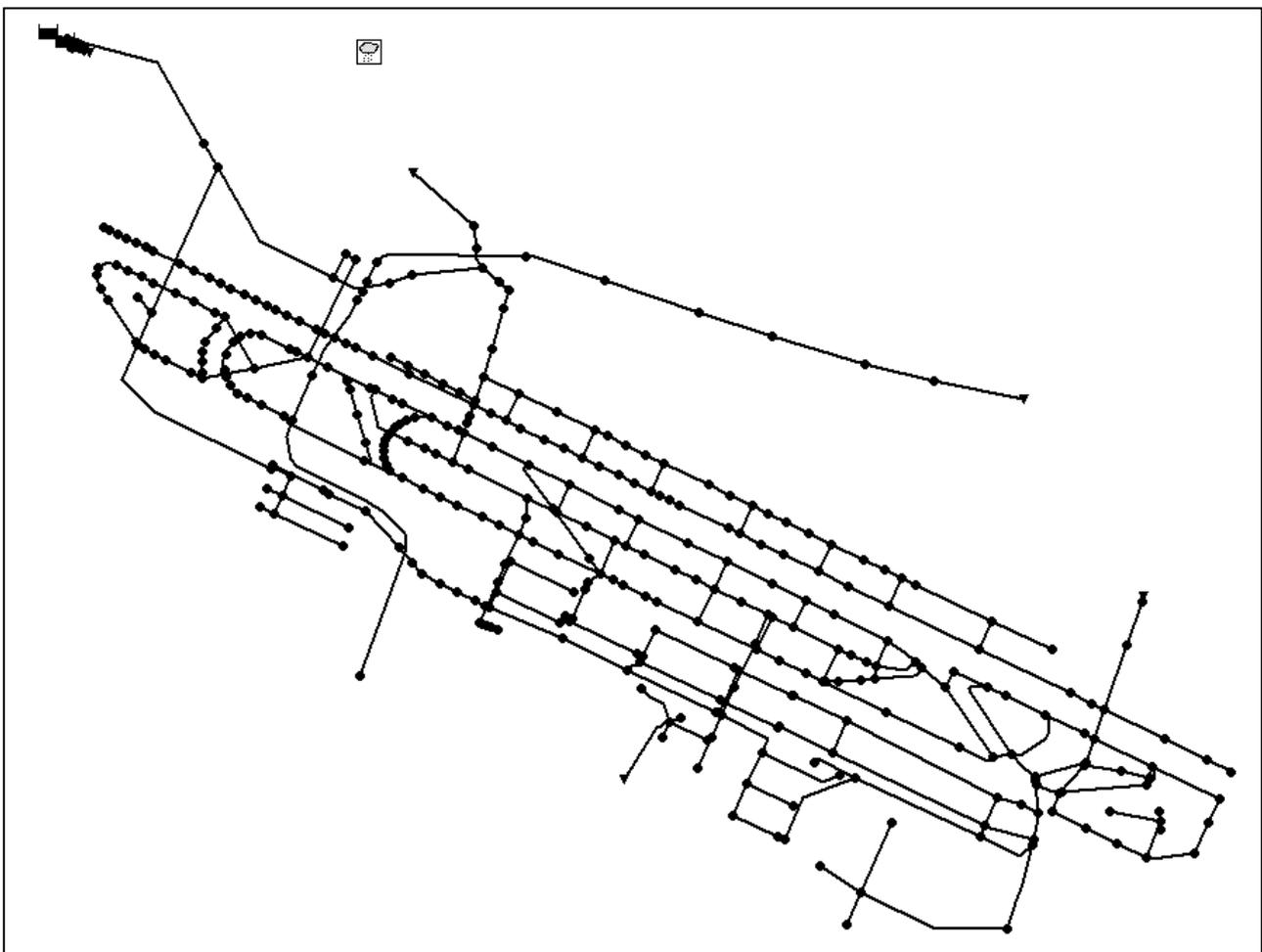


Figura 5.1 – Schema della rete fognaria, con evidenziati i rami e i nodi, all'interno del codice di calcolo SWMM.

Una volta ricostruita la struttura della rete è stato necessario individuare i bacini afferenti a ciascun nodo. Come già evidenziato in precedenza i bacini rappresentano il luogo in cui cade la pioggia e si genera il deflusso superficiale una volta sottratte le perdite idrologiche.

La conformazione dei bacini è stata delineata sulla base della cartografia e delle pendenze delle aree. Sono state inserite tutte le aree che rappresentano la superficie aeroportuale avendo poi cura di variarne il contributo assegnando in modo adeguato la percentuale di aree permeabili ed impermeabili.

Nella figura seguente si sono rappresentati i bacini schematizzati nel modello.

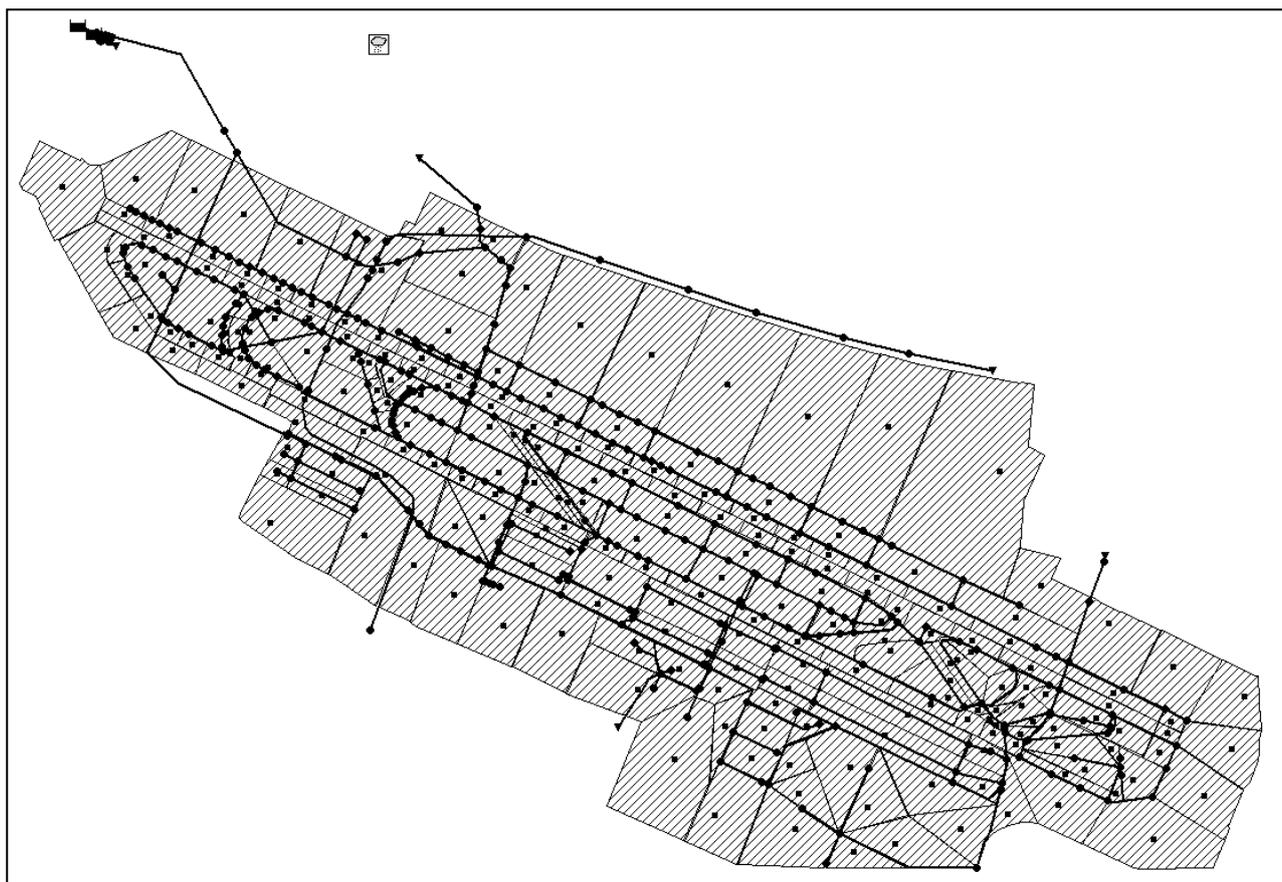


Figura 5.2 – Schema della rete fognaria e dei bacini idrografici in cui è stata suddivisa la superficie dell'aeroporto.

Per ogni elemento inserito occorre definire, oltre agli aspetti geometrici, anche dei parametri che ne condizionano il funzionamento. Tali parametri rappresentano gli elementi che consentono al modello di eseguire il calcolo delle perdite idrologiche e definire la capacità di propagazione dell'acqua all'interno dei collettori.

I parametri più significativi si ritrovano proprio nella descrizione dei *subcatchment*. Tali parametri dovrebbero essere frutto di una calibrazione del modello, ossia note delle piogge reali e degli idrogrammi corrispondenti misurati nella rete si potrebbe calibrare in modo ottimale il software in

modo da riprodurre nel modo più fedele possibile i dati misurati. Al momento non sono disponibili tali dati e pertanto il valore a tali parametri viene assegnato sulla base di dati di letteratura e in funzioni di precedenti studi nei quali tali parametri furono effettivamente calibrati.

I parametri assegnati sono stati pertanto l'accumulo nelle depressioni superficiali impermeabili, fissato in 1 mm, l'accumulo nelle depressioni superficiali permeabili, fissato in 5 mm, la scabrezza delle superfici scolanti impermeabili assunta pari a 0.015 e quella delle superfici permeabili fissata in 0.1. Tali valori di scabrezza seguono la legge di Manning. Analogamente per l'infiltrazione dell'acqua nelle superfici permeabili è stata adottata la legge di Horton assegnando una infiltrazione massima di 120 mm/ora, una infiltrazione minima di 20 mm/ora e una costante di decadimento della curva pari a 4 1/ora.

Per quanto riguarda i condotti è stata assunta una scabrezza secondo Manning pari a $0.013 \text{ s/m}^{1/3}$.

Una volta ricostruita la geometria del sistema fognario con tutti gli elementi noti e assegnati i parametri necessari al modello si è provveduto a simularne il comportamento idraulico sottoponendolo ad una pioggia sintetica di progetto con Tempo di Ritorno pari a 25 anni. Tale evento, come già descritto nel paragrafo precedente, è un ietogramma sintetico tipo Chicago di durata pari ad 1 ora e intensità massima, durante il picco centrale, di circa 150 mm/h.

I risultati di tale simulazione possono essere rappresentati planimetricamente sia come portata che transita nei rami sia come grado di riempimento.

Nella figura seguente si riporta il grado di riempimento (indicato nel codice di calcolo come *Capacity*) che di fatto indica un numero compreso tra 0 e 1 nel quale 1 indica il condotto completamente pieno senza capacità residua.



Figura 5.3 – Grado di riempimento massimo dei collettori.

I risultati della simulazione evidenziano delle criticità (di colore rosso) riconducibili a due contesti ben precisi: la prima, nel tratto centrale, che rappresenta il collettore storico che raccoglie le acque della pista; la seconda nella parte sud-est, dove sebbene ci sia uno scatolare di dimensioni significative si ha la presenza di una contropendenza.

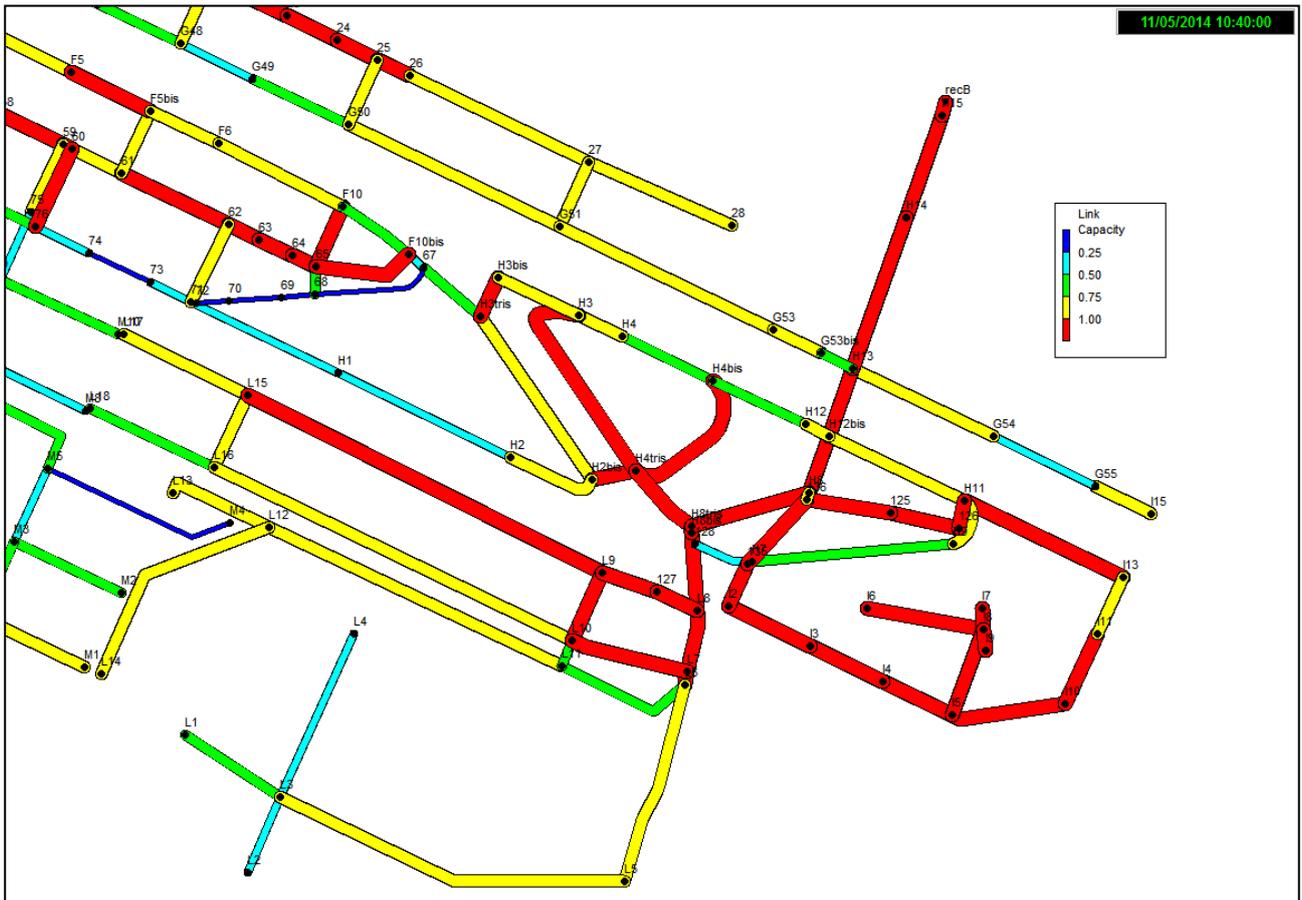


Figura 5.6 – Dettaglio del grado di riempimento massimo dei collettori in prossimità dell'area sud-est.

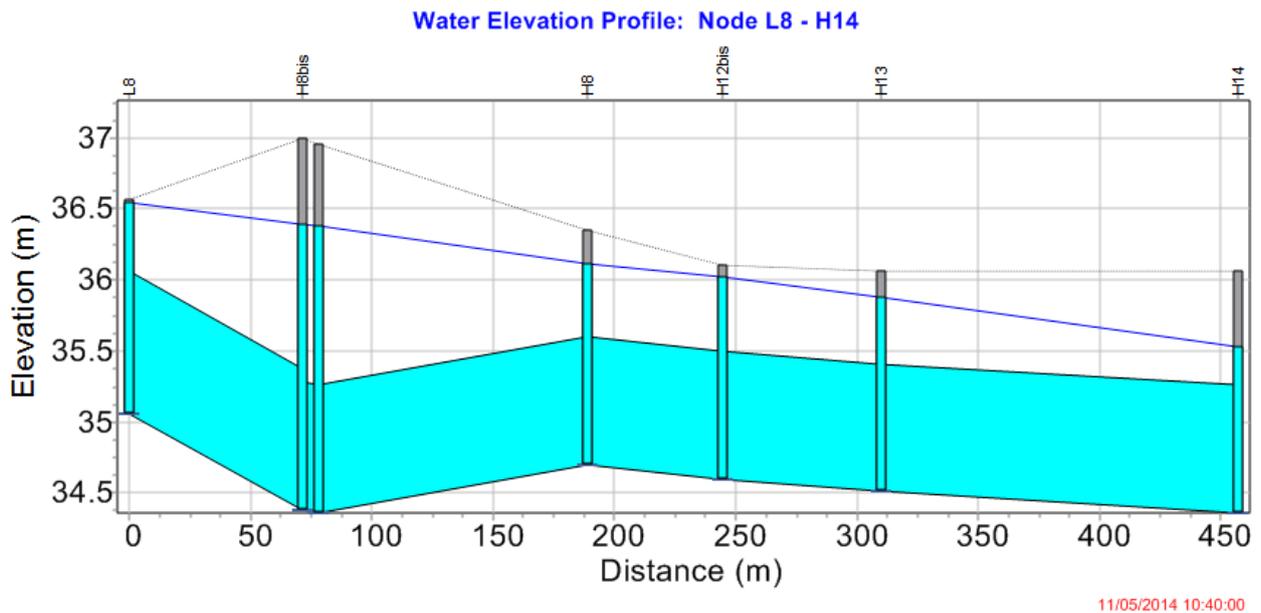


Figura 5.7 – Dettaglio del profilo che evidenzia la contropendenza.

Analogamente si possono rappresentare le portate che transitano nei condotti, sia in planimetria sia come idrogrammi per i condotti di interesse.

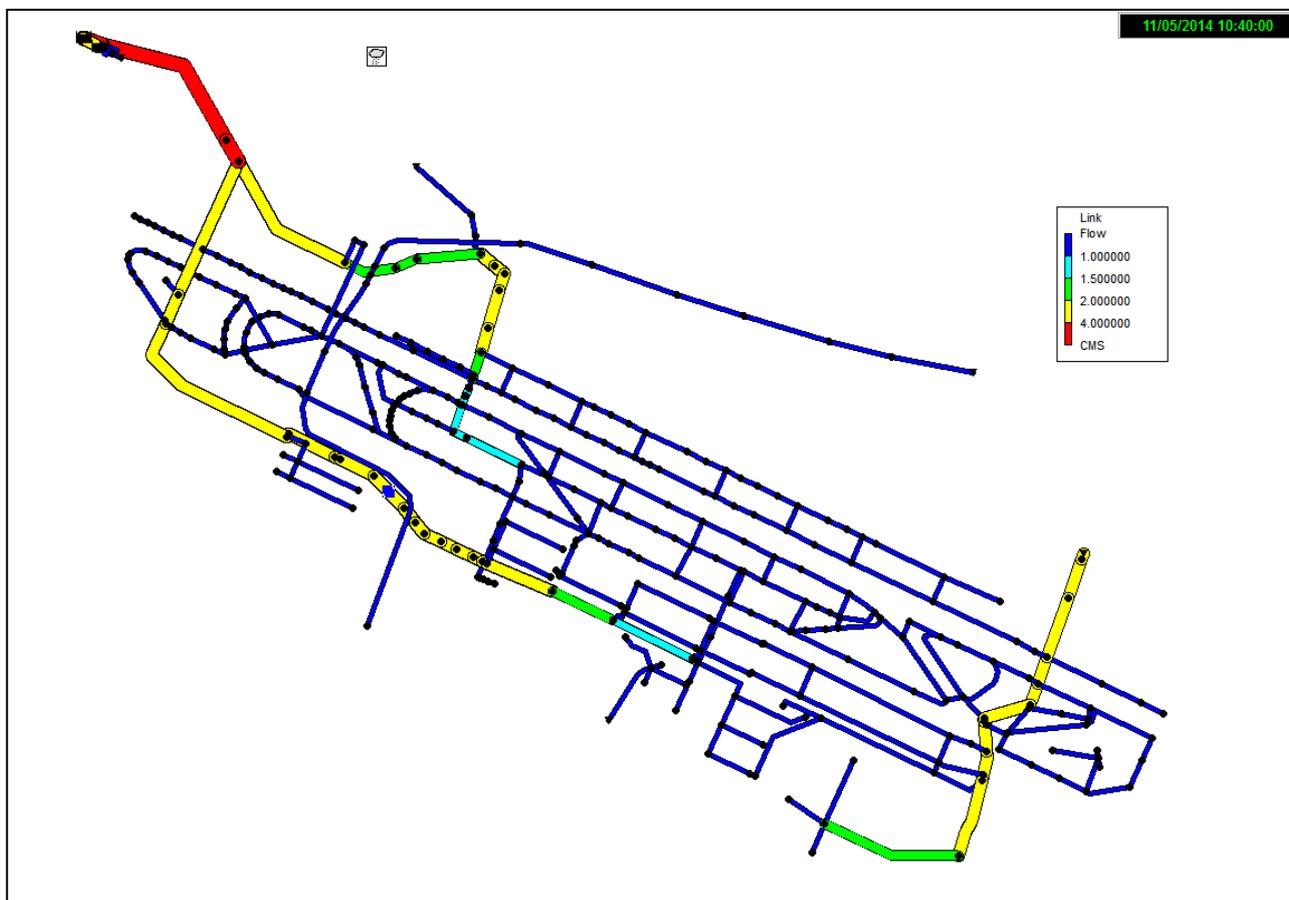


Figura 5.8 – Andamento planimetrico delle portate che transitano nei collettori.

Le portate simulate evidenziano quindi che verso la Cava Olmi si ha una portata di poco superiore a $5 \text{ m}^3/\text{s}$, verso il fosso Cava di circa $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ e verso la fognatura di Calderara di circa $3.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

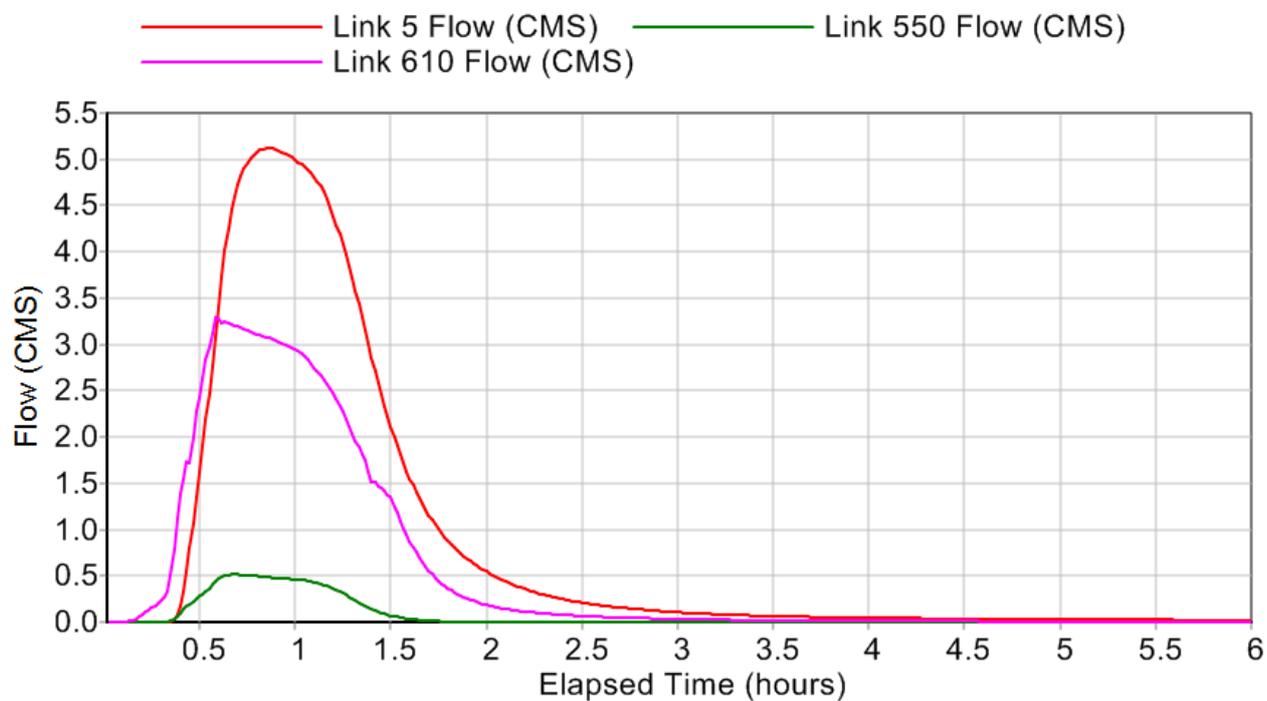


Figura 5.9 – Idrogrammi nei collettori terminali del sistema di drenaggio (in rosso - link 5 verso la vasca di laminazione nella Cava Olmi; in magenta - link 610 verso lo scarico B; in verde - link 550 verso lo scarico A).

E' inoltre possibile fare delle valutazioni sul recapito delle varie superfici drenate. In particolare nella figura seguente si può osservare come la maggior parte delle aree contribuenti dreni le acque verso la vasca nella Cava Olmi.



Figura 5.10 – Aree contribuenti verso i recapiti principali (in blu verso la Cava Olmi e il Fosso Cava; in rosso verso lo scolo Canocchia).

Per quanto riguarda il comportamento della vasca di laminazione nella Cava Olmi, nell'ipotesi che il ricettore sia sempre disponibile ad accogliere le portate, il riempimento ed i volumi accumulati sono rappresentati nelle figure seguenti.

Si evidenzia che in vasca si raggiunge un livello massimo di circa 2.2 m e un volume massimo di circa 12500 m³. Come già evidenziato nei paragrafi precedenti lo ietogramma utilizzato non è sempre la condizione più gravosa che può sollecitare un invaso, si dovrebbero infatti simulare lunghe serie pluviometriche in modo da evidenziare anche eventuali priempimenti dell'invaso, ma comunque rappresenta una buona stima del comportamento dell'invaso e della sua capacità di invaso residua.

Pertanto considerando il massimo riempimento di circa 23000 m³, la capacità residua dell'invaso è pari a circa 10500 m³.

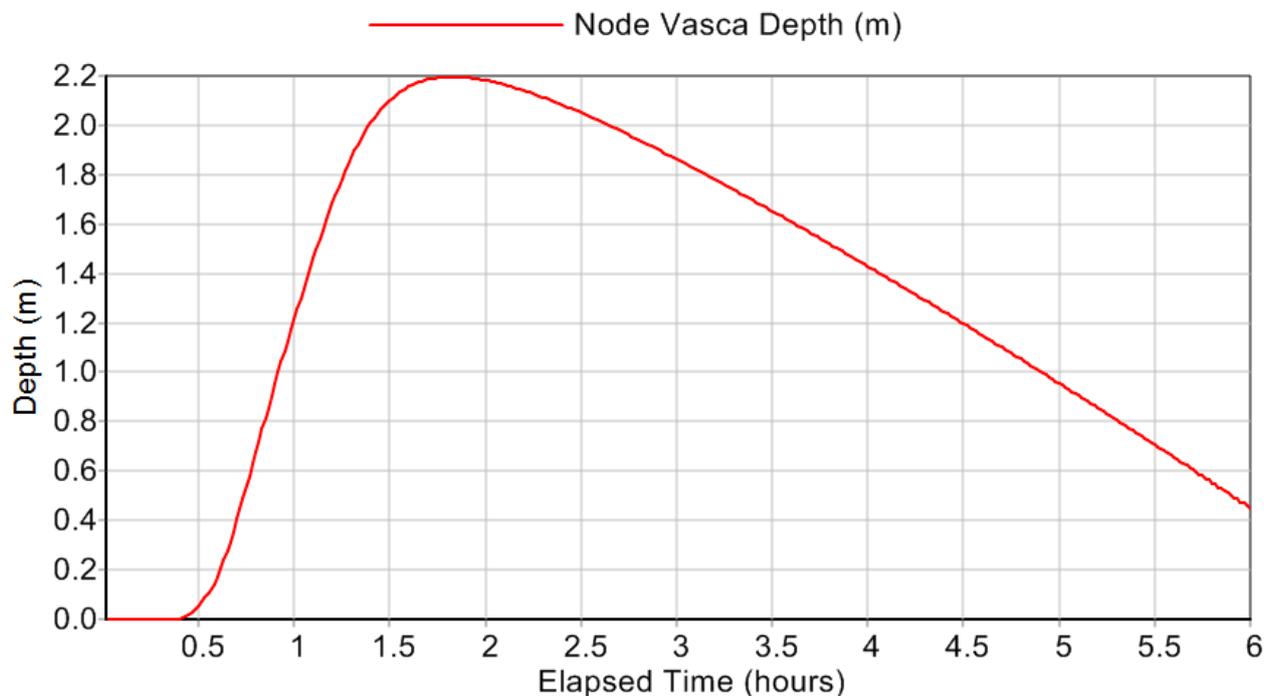


Figura 5.11 – Andamento dei livelli all'interno della vasca di laminazione della Cava Olmi nell'ipotesi di ietogramma Chicago con TR 25 anni e scarico libero.

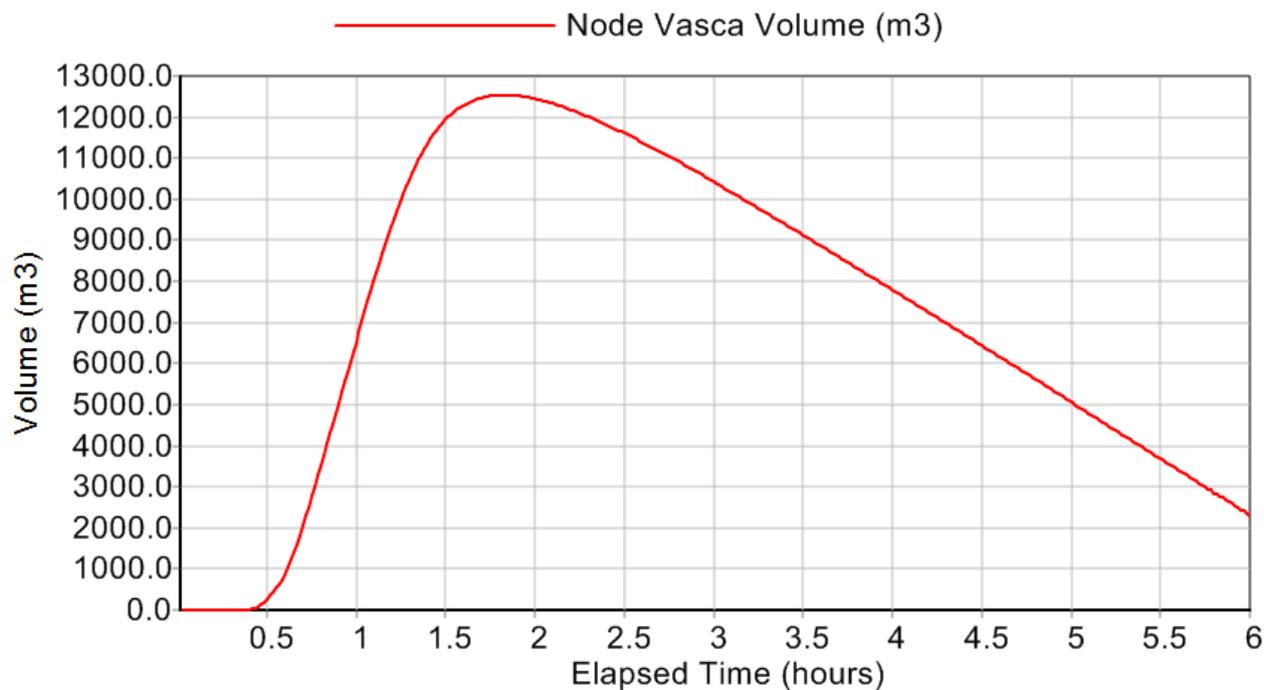


Figura 5.12 – Andamento dei volumi all'interno della vasca di laminazione della Cava Olmi nell'ipotesi di ietogramma Chicago con TR 25 anni e scarico libero.

La parte di rete che presenta la maggiore capacità residua è collocata a Sud-Ovest grazie alla presenza degli scatoari posati recentemente. Nella figura seguente si riporta il profilo di tale tratto.

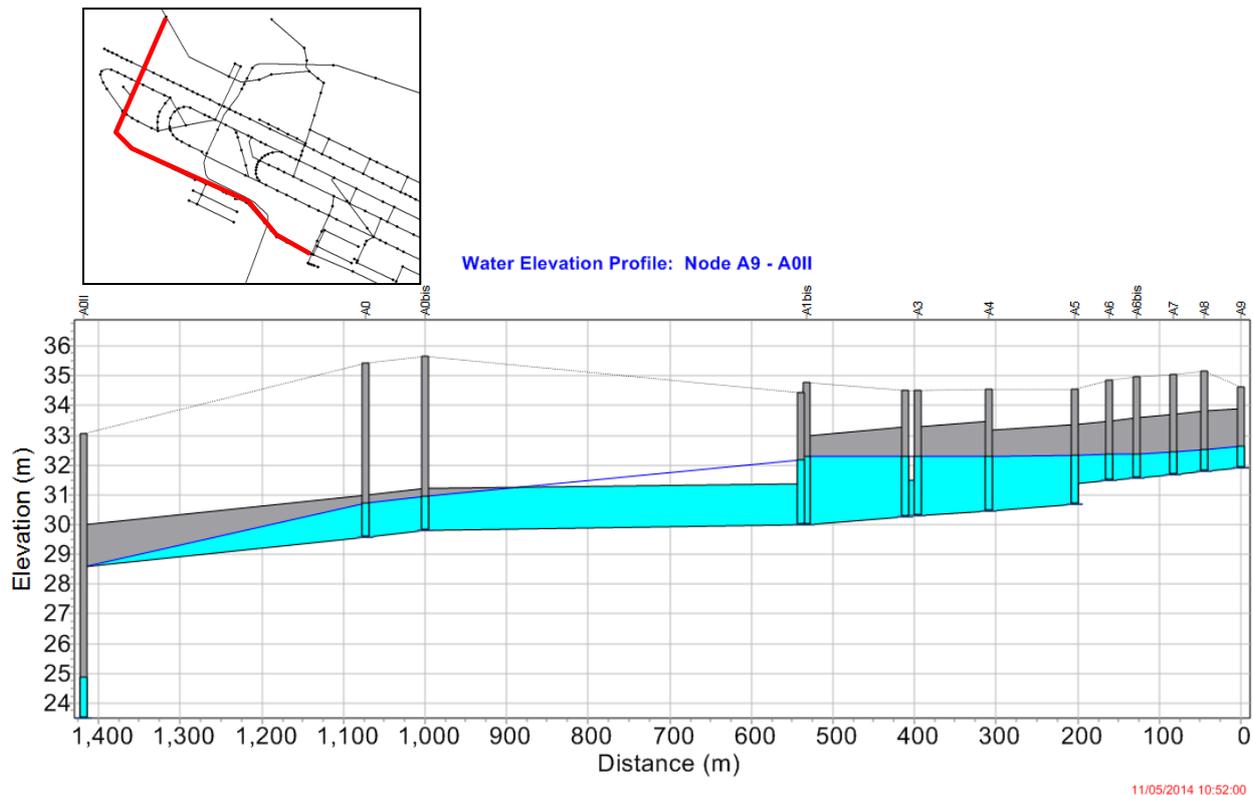


Figura 5.13 – Profilo del tratto a Sud-Ovest per evidenziare la capacità residua degli scatoari.

Analizzando il tratto tra i nodi A9-A1bis si osserva che tale tratto è costituito per i primi 200 metri da un collettore circolare di diametro 2 metri, per il secondo tratto, lungo circa 100 metri, da uno scatoare 2,7 x 3.2 m e per il terzo tratto, lungo circa 210 metri, da uno scatoare 3.0 x 4.6 metri. A valle di tali scatoari si ha un breve tratto di diametro 1 metro e successivamente i collettori proseguono con un diametro di 1.4 metri.

Il volume che si accumula è pari a circa 2600 m^3 , e rispetto al volume totale di circa 4400 m^3 , si ha un volume residuo di circa 1800 m^3 .

In sintesi lo studio evidenzia che allo stato attuale il sistema fognario presenta alcune criticità legate a diversi collettori che funzionano in pressione mentre altri hanno una capacità residua significativa, e pertanto di tali aspetti si dovrà tenere conto nella fase successiva dello studio in relazione all'ampliamento delle superfici impermeabili.

6. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ESPANSIONE E LORO IMPATTO SUL SISTEMA DI DRENAGGIO ESISTENTE

Il progetto di ampliamento dell'aeroporto (Master Plan 2009 - 2023) prevede anche l'impermeabilizzazione di nuove superfici attualmente destinate ad area verde e pertanto si rende necessario comprendere come questi interventi possano alterare il sistema di raccolta delle acque e verificare il rispetto dell'invarianza idraulica del territorio come prescritto dall'Autorità di Bacino del Reno.

Gli interventi di ampliamento riguardano una superficie complessiva di circa 49 ettari. La figura che li rappresenta nel loro complesso è di seguito riportata.



Figura 6.1 – Rappresentazione dell'assetto finale a seguito del progetto di espansione previsto nel Master Plan.

In dettaglio gli interventi previsti, suddivisi orientativamente in aree geografiche localizzate rispetto all'aeroporto nella sua struttura attuale, sono rappresentati nella figura seguente e successivamente descritti.

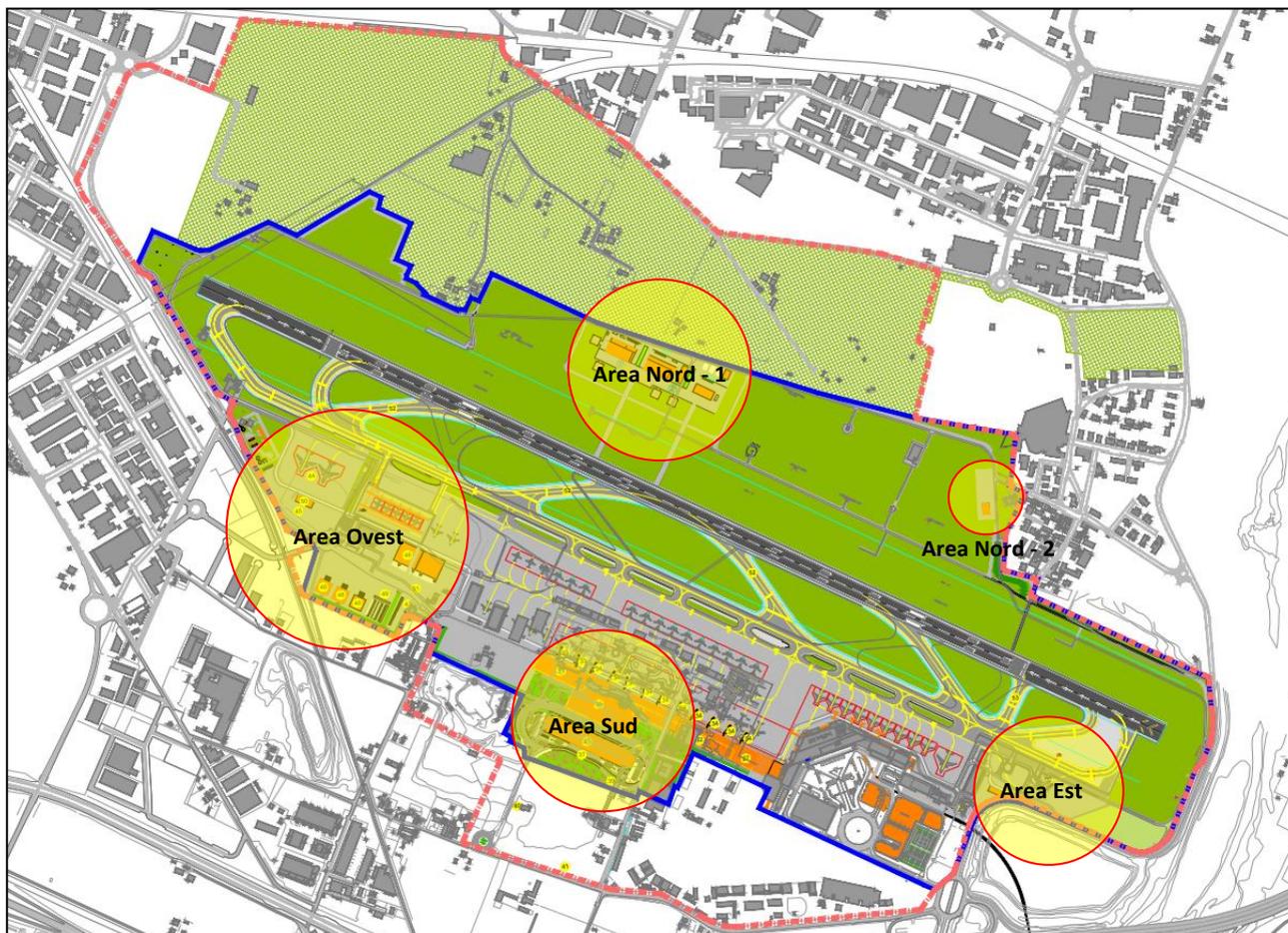


Figura 6.2 – Localizzazione degli interventi principali di espansione previsti nel Master Plan.

Area Nord

Nell'area a Nord verranno realizzate le nuove basi operative degli Enti di Stato che attualmente sono localizzate nella parte sud del sedime aeroportuale.

In dettaglio le nuove realizzazioni che costituiscono l'area Nord si compongono di due insediamenti. Nel primo di essi, individuato nella figura precedente come Area Nord - 1, quello principale e di dimensioni maggiori, verranno realizzate le caserme, le basi operative e le piazzole per la sosta degli elicotteri dei Vigili del Fuoco e del Nucleo Elicotteristi della Polizia di Stato, mentre in quello di dimensioni minori, Area Nord 2, e localizzato nella zona di nord-est verrà realizzato un solo edificio.

Su tale area, la cui dimensione complessiva è pari a circa 50'000 m², verranno localizzati 5 edifici, che avranno una superficie coperta totale pari a circa 9'000 m²; oltre a questi edifici l'area Nord

sarà pavimentata con circa 15'000 m² di aree che verranno utilizzate come parcheggio per gli elicotteri.

L'area in cui verrà realizzato l'edificio singolo, a nord-est, e l'annessa area pavimentata è localizzata in prossimità dell'attuale edificio ENAV, lungo il lato nord orientale della strada perimetrale esistente. L'edificio è caratterizzato da una superficie del coperto pari a circa 900 m² mentre i piazzali impermeabili adiacenti, hanno una superficie pari a circa 2'000 m².

Per il rispetto dell'invarianza idraulica, secondo le indicazioni dell'Autorità di Bacino del Reno occorre realizzare invasi di volume pari a 500 m³ per ogni ettaro di superficie urbanizzata e pertanto è necessario realizzare invasi che complessivamente siano in grado di accumulare circa 2'500 m³, per la parte a nord e di circa 150 m³ per l'edificio singolo a nord-est.

Viste le analisi idrauliche del sistema fognario esistente e illustrate nei paragrafi precedenti, al fine di rispettare l'invarianza idraulica di tali superfici i volumi necessari non possono essere ricavati nel sistema di drenaggio esistente in quanto, sebbene l'invaso nella Cava Olmi abbia volumi idonei, diventa tecnicamente non fattibile l'invio delle acque verso tale recapito.

Diventa pertanto necessario adottare invasi da realizzarsi in prossimità dell'area di espansione e successivamente, tramite un impianto di sollevamento tali acque potranno essere veicolate all'interno della rete aeroportuale. L'adozione di un impianto di sollevamento per svuotare l'invaso diventa di fatto indispensabile considerando le quote del sistema fognario esistente.

La portata da smaltire, considerando un coefficiente idrometrico di 10 litri/s/ettaro, risulta pari a circa 50 litri/s. Tale portata, immessa nel collettore fognario più vicino, smaltirà poi le acque così laminate in parte verso il Fosso Fontana e in parte nel Fosso Cava.

Per l'edificio singolo a nord-est, vista la modesta necessità di volumi di laminazione, si potrebbe adottare un fosso in terra, che attorno all'area raccoglie le acque delle zone circostanti e serve anche per il controllo delle portate in eccesso. Considerando infatti un perimetro di circa 230 metri si può realizzare un fosso perimetrale trapezio di base 0.6 m, profondità 0.6 metri e pendenza delle sponde 1 su 1. La portata di scarico, pari a circa 3 litri/s, potrebbe essere o immessa nel sistema fognario di Calderara o adottato un sistema di dispersione delle acque nel suolo attraverso i fossi stessi opportunamente realizzati.

Le acque di prima pioggia di dilavamento dei piazzali adibiti allo stazionamento degli elicotteri verranno trattate secondo le normative regionali in vigore, inserendo invasi in grado di accumulare i primi 2,5 mm di pioggia. Tali acque saranno immesse successivamente nel sistema fognario per le acque reflue, mentre le seconde piogge proseguiranno il loro percorso verso i sistemi di laminazione.

Area Ovest

In quest'area verranno realizzati un piazzale aeromobili dedicato alle operazioni cargo, comprensivo di un hangar, un'area dedicata agli operatori che effettuano rifornimento carburanti, una serie di ulteriori capannoni e altre aree pavimentate per il transito e per la sosta dei mezzi per le maestranze. La superficie complessiva interessata dagli interventi è approssimativamente pari a circa 220'000 m² di cui circa 36'000 m² saranno occupati da un piazzale per gli aeromobili e circa 12'000 m² sarà l'area pavimentata destinata alle basi per il deposito dei carburanti e distribuzione. Le restanti superfici saranno occupate da edifici quali hangar e magazzini e altre aree pavimentate destinate al transito dei mezzi aeroportuali.

Per il rispetto dell'invarianza idraulica, secondo le indicazioni dell'Autorità di Bacino del Reno, sarebbe necessario realizzare invasi che complessivamente siano in grado di accumulare circa 11'000 m³.

La portata da smaltire, considerando un coefficiente udometrico di 10 litri/s/ettaro, risulta pari a circa 220 litri/s. In quest'area si può di fatto sfruttare il collettore evidenziato nella figura 5.13 che ha una capacità residua significativa per veicolare le acque laminate verso la vasca di laminazione della Cava Olmi e quindi successivamente verso il Fosso Fontana.

Le acque di prima pioggia generate dal dilavamento del piazzale aeromobili e dell'area dedicata ai depositi carburanti verranno invece accumulate in idonee vasche di prima pioggia tali da trattenere un'altezza di pioggia pari a 2,5 mm. Le acque di prima pioggia potranno poi essere immesse nel sistema fognario per la raccolta delle acque reflue.

Area Sud

L'area Sud rappresenta l'area principalmente interessata dall'espansione delle infrastrutture terminali previste all'interno del Master Plan aeroportuale. In quest'area infatti verranno realizzati gli ampliamenti del terminal passeggeri, dei parcheggi per aeromobili e la nuova viabilità di accesso al futuro terminal.

L'espansione sud del sedime aeroportuale avverrà in parte su superfici già attualmente edificate e quindi pavimentate. In linea di massima l'intervento si estende su una superficie complessiva di circa 180'000 m² di cui circa la metà già pavimentate.

Per il rispetto dell'invarianza idraulica secondo quanto prescrive l'Autorità di Bacino del Reno si dovrebbero realizzare invasi che complessivamente siano in grado di accumulare circa 9'000 m³.

La portata da smaltire, considerando un coefficiente udometrico di 10 litri/s/ettaro, risulta pari a circa 180 litri/s. In quest'area, come per la parte a Ovest, si può di fatto sfruttare il collettore evidenziato nella figura 5.13 che ha una capacità residua significativa per veicolare le acque laminate verso la vasca di laminazione della Cava Olmi e quindi successivamente verso il Fosso Fontana.

Le acque di prima pioggia generate dal dilavamento dei nuovi piazzali aeromobili verranno accumulate in idonee vasche di prima pioggia tali da trattenere un'altezza di pioggia pari a 2,5 mm.

Area Est

L'intervento che interesserà quest'area è la realizzazione di una piazzola per l'effettuazione delle procedure di de-icing per gli aeromobili in partenza.

Il nuovo sistema di drenaggio delle acque e di protezione dei ricettore dalle acque di de-icing è già stato progettato e ha previsto la realizzazione di due invasi di laminazione per un volume complessivo di 1'500 m³ per una superficie di raccolta complessiva di circa 28'000 m². Le acque in uscita dal sistema di laminazione rientrano in parte nella rete fognaria aeroportuale per poi essere inviate al recapito denominato B (per una portata massima di circa 24 litri/s) e per la quota parte relativa al piatto di de-icing (per una portata massima pari a circa 10 litri/s) verso la rete fognaria nera del Comune di Bologna.

Il controllo della qualità delle acque è previsto differenziando tra le condizioni di tempo secco, nelle quali il liquido di de-icing è raccolto in un'apposita vasca che dovrà essere regolarmente svuotata, rispetto al tempo di pioggia, quando le acque sono veicolate verso vasche di prima pioggia, che immettono poi le acque nel sistema fognario di Bologna. Probabilmente potrebbe essere pensato un sistema di loco di trattamento del liquido di de-icing per ottimizzare e semplificare la gestione del sistema e non creare così una situazione differenziata tra tempo secco e tempo di pioggia di non semplice gestione.

Pista di volo, via di rullaggio e raccordi

L'area di manovra (pista di volo, via di rullaggio e raccordi) non risulta in maniera significativa interessata dall'aumento di nuove superfici. Infatti la pista di volo non subirà modifiche, ma si provvederà alla riconfigurazione di alcuni dei raccordi.

L'impatto di tale intervento risulta minimo e quantificabile in un aumento di superficie scolante pari a qualche migliaia di metri quadri, che si può pertanto ritenere trascurabile rispetto alle attuali superfici pavimentate dell'area di manovra che comunque verrà assorbito dalla rete di smaltimento delle acque meteoriche attuale.

6.1 SIMULAZIONE NUMERICA DELLE CONDIZIONI DI PROGETTO

Nel modello numerico realizzato con il codice di calcolo SWMM sono stati inserite le nuove superfici urbanizzate previste nel Master Plan. Si sono quindi inserite le vasche di laminazione come in precedenza descritto rispettando il principio dell'invarianza idraulica secondo i criteri progettuali dell'Autorità di Bacino del Reno.

I risultati delle simulazioni sono riportati in termine di grado di riempimento dei collettori, portate transitanti nei collettori e volume invasato nelle vasche di laminazione.

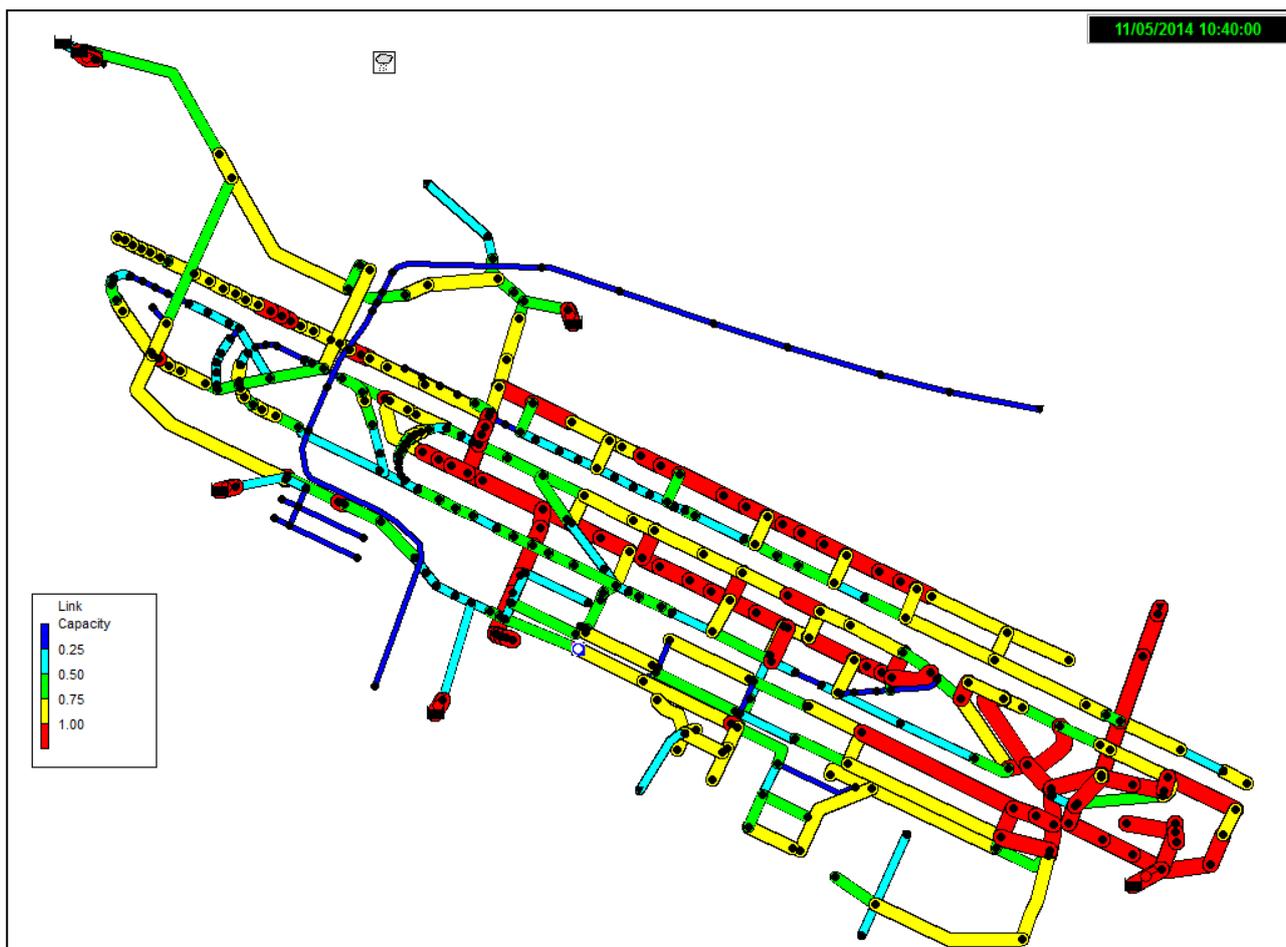


Figura 6.3 – Grado di riempimento massimo dei collettori con tutti gli interventi previsti nel Master Plan.

Sostanzialmente gli interventi progettuali non alterano le condizioni di funzionamento del sistema e non si incrementano le criticità già evidenziate nello stato attuale.

Le portate transitanti nei tre collettori finali sono state riportate nella figura seguente.

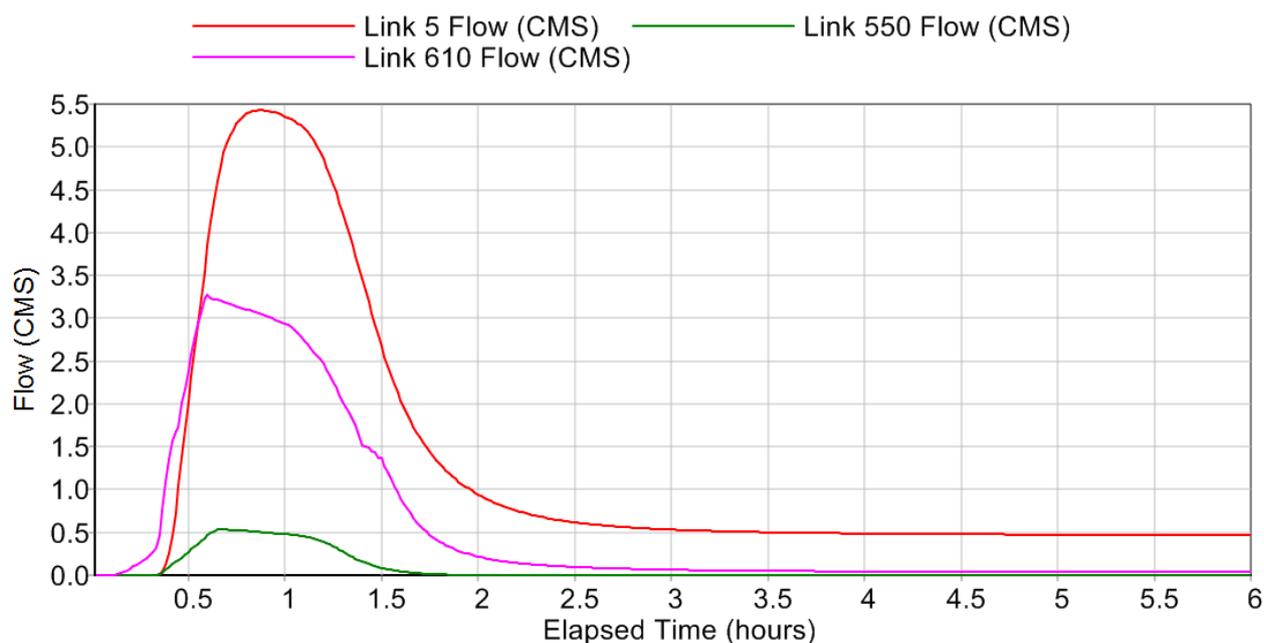


Figura 6.4 – Idrogrammi nei collettori terminali del sistema di drenaggio in condizioni di progetto (in rosso - link 5 verso la vasca di laminazione nella Cava Olmi; in magenta - link 610 verso lo scarico B; in verde - link 550 verso lo scarico A).

Le variazioni di portata che si osservano sono legate al leggero incremento che si ha nel link 5, verso la vasca della Cava Olmi. In questo condotto si osserva anche una portata nella fase di esaurimento dell'idrogramma di circa $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, dovuta allo svuotamento degli invasi di laminazione in progetto.

Si possono inoltre analizzare gli invasi progettati e i volumi in essi accumulati. Nella vasca di laminazione della Cava Olmi, come si osserva nella figura seguente, il volume massimo si incrementa da circa 12500 m^3 , nella configurazione attuale, a circa 15000 m^3 , nella configurazione di progetto, rimanendo comunque sempre nettamente al di sotto della sua capacità massima di invaso.

Dalle simulazioni si evidenzia che complessivamente si ha un accumulo negli invasi in progetto di circa $13'000 \text{ m}^3$.

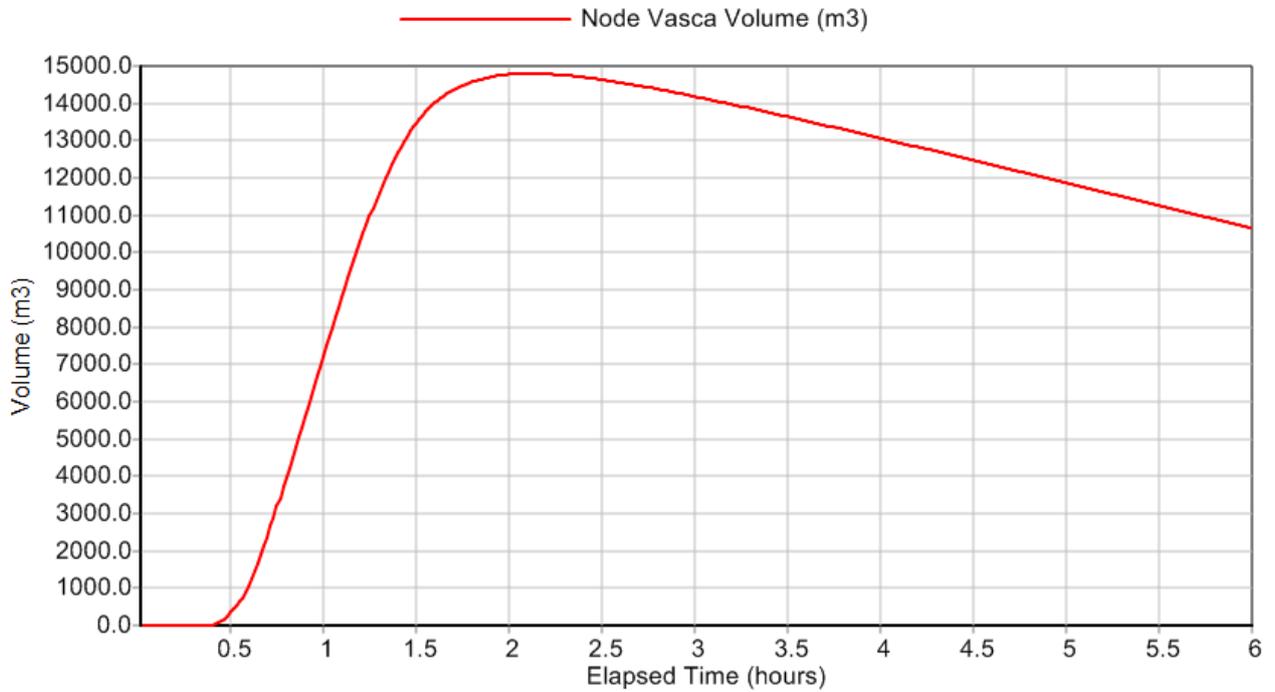


Figura 6.5 – Andamento dei volumi all'interno della vasca di laminazione della Cava Olmi nell'ipotesi di ietogramma Chicago con TR 25 anni nelle condizioni di progetto.

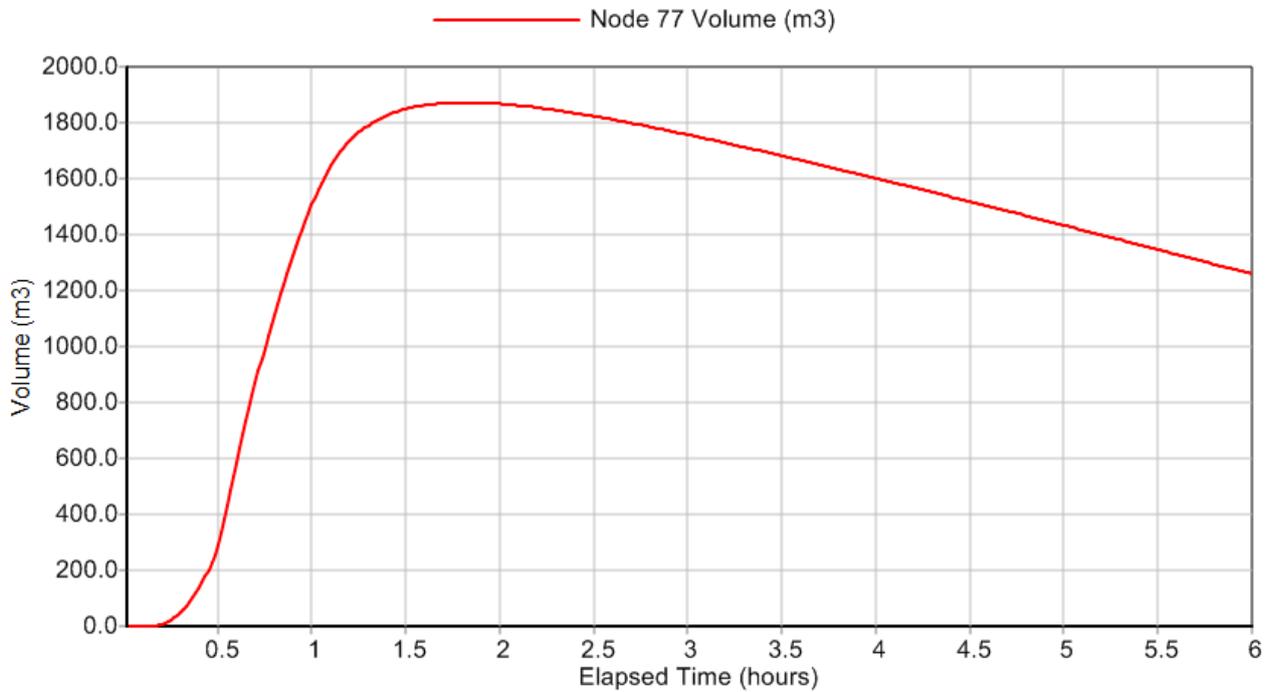


Figura 6.6 – Andamento dei volumi all'interno della vasca di laminazione per la zona Nord nell'ipotesi di ietogramma Chicago con TR 25 anni nelle condizioni di progetto.

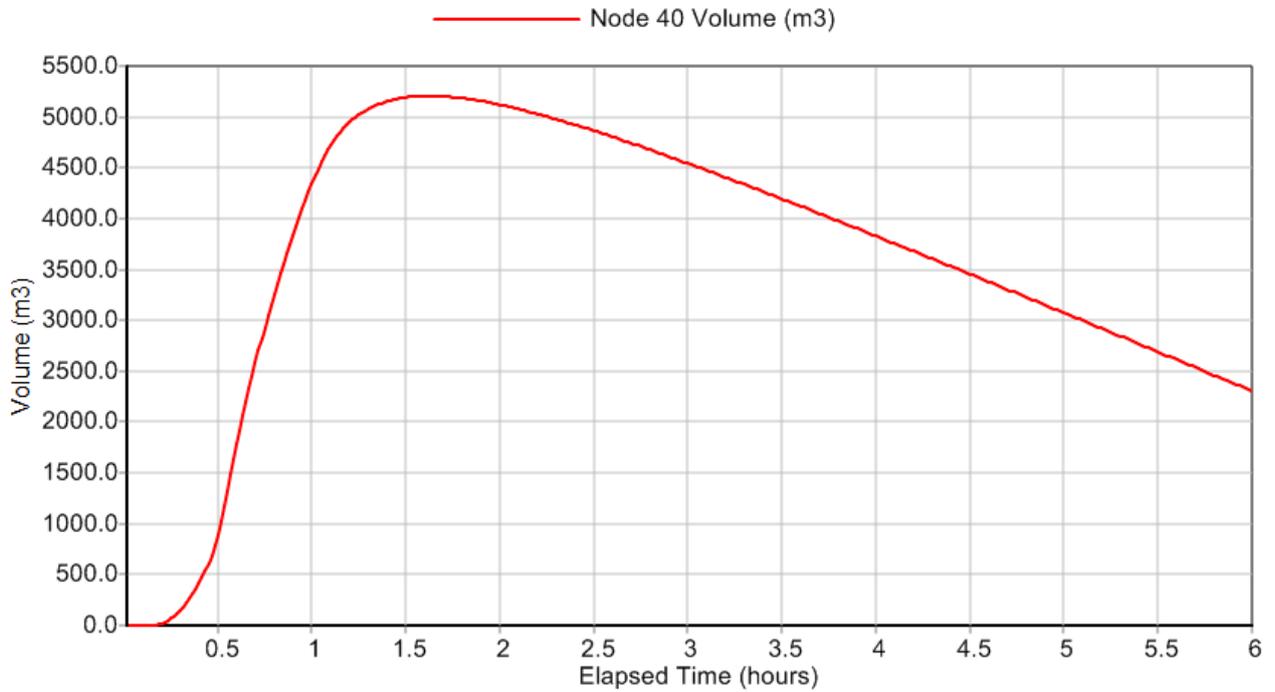


Figura 6.7 – Andamento dei volumi all'interno della vasca di laminazione per la zona Ovest nell'ipotesi di ietogramma Chicago con TR 25 anni nelle condizioni di progetto.

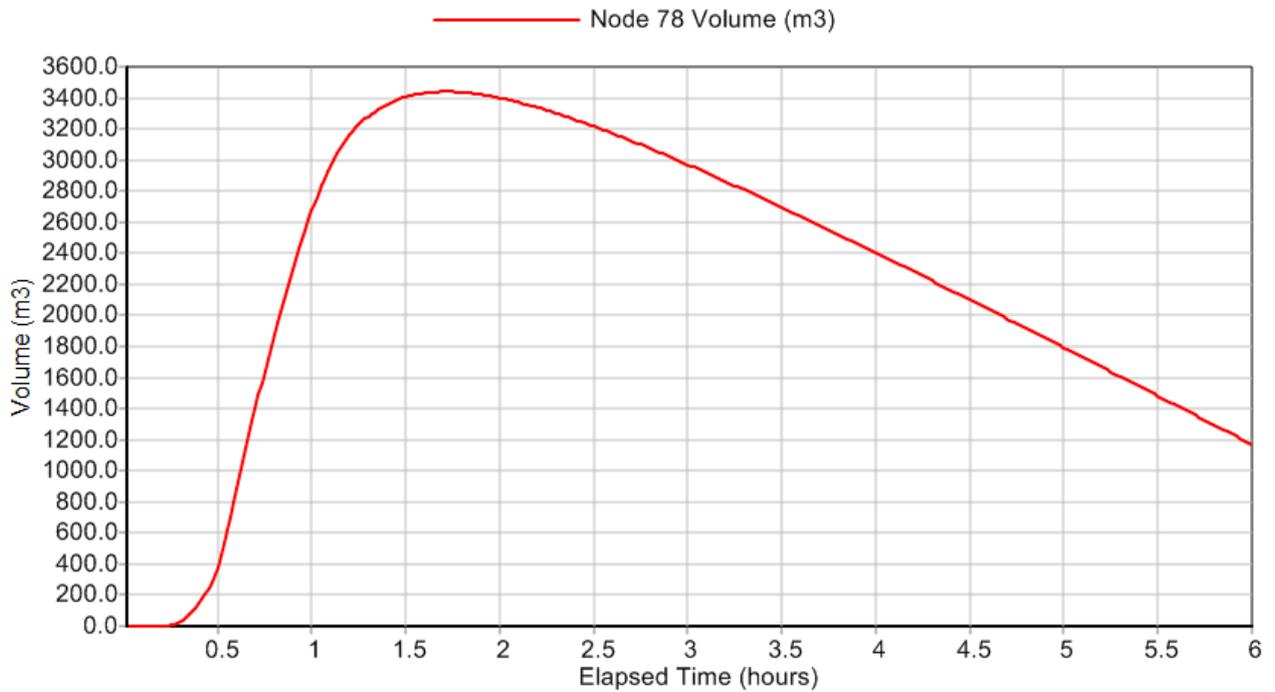


Figura 6.8 – Andamento dei volumi all'interno della vasca di laminazione per la zona Sud nell'ipotesi di ietogramma Chicago con TR 25 anni nelle condizioni di progetto.

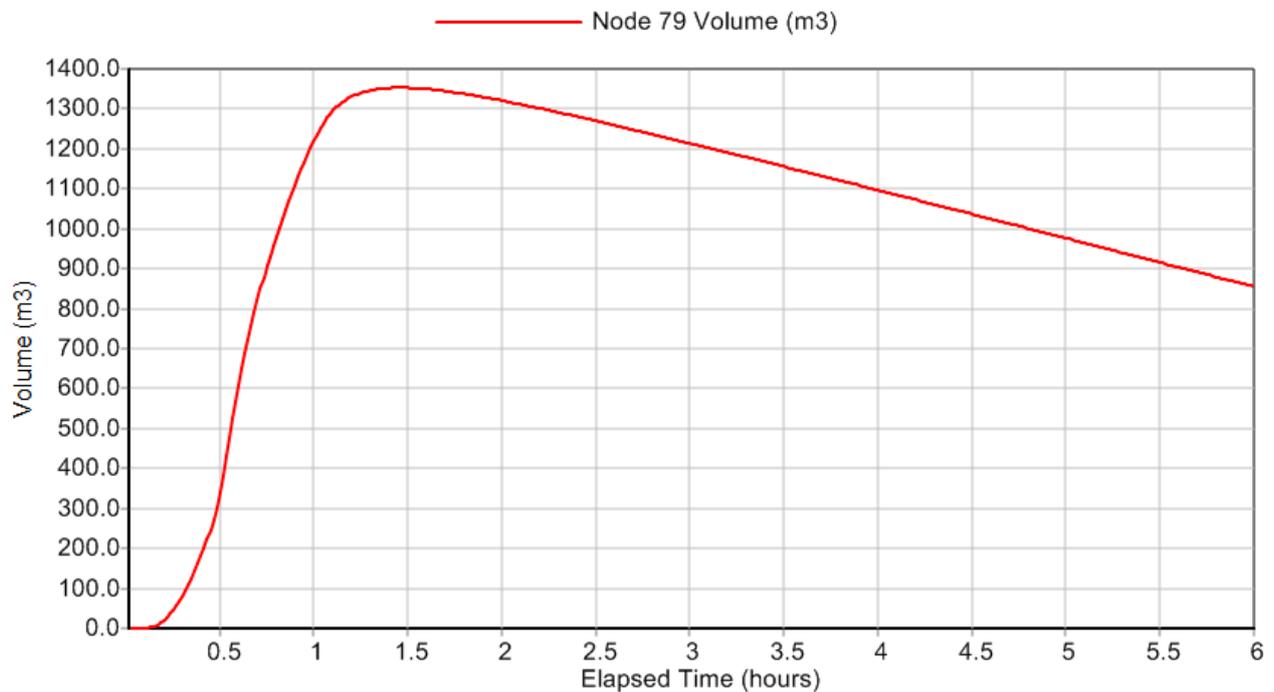


Figura 6.9 – Andamento dei volumi all'interno della vasca di laminazione per la zona Est nell'ipotesi di ietogramma Chicago con TR 25 anni nelle condizioni di progetto.

Rispetto ai 13'000 m³ invasati e evidenziati dalla simulazione si può osservare che tale quantità risulta inferiore rispetto ai volumi richiesti dall'Autorità di Bacino del Reno, attestandosi a valori di circa 265 m³/ha.

Ovviamente la progettazione degli invasi andrà effettuata in dettaglio zona per zona, ma orientativamente le simulazioni mostrano che il sistema fognario esistente è in grado di accettare le nuove portate derivanti dallo svuotamento dei sistemi di laminazione. Gli invasi da progettarsi, sulla base delle simulazioni effettuate e considerando un margine di sicurezza del 30% potranno avere orientativamente un volume complessivo di circa 17'000 m³.

7. CONCLUSIONI

Lo studio idraulico del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche dell'Aeroporto Guglielmo Marconi di Bologna è stato svolto con l'obiettivo di analizzarne lo stato di fatto e valutare l'impatto idraulico degli ampliamenti previsti nel Master Plan.

Il sistema idraulico è stato ricostruito all'interno del codice di calcolo SWMM 5.1 sviluppato da US-EPA e reso disponibile in forma di open source. Tale attività si è articolata in una prima fase nella quale sono stati inseriti all'interno del modello tutti i collettori noti attraverso rilievi e progetti, successivamente, attraverso rilievi topografici integrativi è stato ricostruito l'intero tracciato della rete.

Il sistema idraulico complessivo è caratterizzato da tre punti di scarico che immettono le acque rispettivamente, da ovest a est: nel sistema fognario di Calderara e in seguito nello scolo Canocchia, nel Fosso Cava e nel Fosso Fontana. Quest'ultimo scarico è caratterizzato dalla presenza di una vasca di laminazione di 23'000 m³, denominata Cava Olmi, che garantisce al recapito finale portate ad esso compatibili.

Lo studio idraulico si è inizialmente incentrato nel comprendere lo stato attuale in relazione ad eventi pluviometrici con Tempo di Ritorno di 25 anni. Pertanto, attraverso uno ietogramma sintetico tipo Chicago, si sono evidenziate le criticità del sistema fognario e il comportamento complessivo del sistema. La simulazione ha mostrato che la vasca di laminazione di Cava Olmi ha una capacità residua di circa 10'500 m³ e che solo i collettori a sud-ovest hanno una significativa capacità residua. In particolare i collettori scatolari, posati recentemente, mostrano una capacità residua di circa 1'800 m³. Le criticità idrauliche maggiori sono invece localizzate nei collettori centrali e nella parte a est. Di fatto queste zone sono anche le più vecchie e quindi nel tempo hanno dovuto farsi carico dei diversi ampliamenti.

In seguito all'analisi dello stato attuale si è provveduto a simulare lo scenario legato agli ampliamenti previsti nel Masterplan. Questi incrementi di superfici impermeabilizzate solo parzialmente possono essere assorbite dalla capacità residua del sistema fognario in quanto la loro posizione e l'altimetria dell'area non consente la connessione a gravità dei collettori. In sintesi l'espansione a Nord non può raggiungere direttamente la Cava Olmi e pertanto il rispetto dell'invarianza idraulica deve essere raggiunto tramite invasi realizzati in prossimità dell'area stessa. Anche l'area a Ovest dovrà essere dotata di invasi di laminazione aggiuntivi rispetto all'esistente. L'area a Sud può invece sfruttare parte della capacità residua delle tubazioni scatolari per laminare le portate e integrarla attraverso invasi appositamente realizzati. La parte a Est è già stata progettata in dettaglio ed è stata prevista la laminazione delle portate in idonei invasi.

Ovviamente la progettazione degli invasi andrà effettuata in dettaglio zona per zona, ma orientativamente le simulazioni mostrano che il sistema fognario esistente è in grado di accettare le nuove portate derivanti dallo svuotamento dei sistemi di laminazione. Gli invasi da progettarsi, sulla base delle simulazioni effettuate e considerando un margine di sicurezza del 30% potranno avere orientativamente un volume complessivo di circa 17'000 m³.

In sintesi il sistema fognario attuale riesce a smaltire le portate con Tempo di Ritorno pari a 25 anni manifestando alcuni condotti con un funzionamento in pressione. L'incremento di superfici impermeabili previste nel Master Plan deve necessariamente essere mitigato anche attraverso l'impiego di invasi di laminazione di nuova progettazione in quanto il sistema fognario attuale non è in grado di far fronte a tutti gli ampliamenti previsti.

DICAM

Convenzione di ricerca con Aeroporto Guglielmo Marconi di Bologna S.p.A.
Relazione conclusiva

RESPONSABILE SCIENTIFICO

Marco Maglionico