

Provincia di PADOVA

Città di SAN MARTINO DI LUPARI

committenti:



AGF88 HOLDING S.R.L.

FLORIANI RENATO

FLORIANI ARGEO

firma:

.....
.....
.....

oggetto:

P.U.A. "DEL CONFINE"

Piano Urbanistico Attuativo di espansione aziendale
con opere di riqualificazione urbanistica, ricomposizione
e mitigazione ambientale

data: 20/03/2019

contenuto:

OPERE DI INVARIANZA IDRAULICA:
relazione di compatibilità idraulica

elaborato:

RE1-A

progettista:



Dott. Ing. Giovanni Carretta
30027 San Dona' di Piave (VE) - Via G.B. Dall'Armi 27/3
Tel. +39.0421.307.700 - Fax +39.0421.307716
Web: www.ingegneria2p.it - e-mail: info@ingegneria2p.it

codice file: 14004RE001AF0.dwg

timbro e firma:

coordinamento:



C E L E G H I N & A s s o c i a t i
Studio di Architettura, Urbanistica e Conservazione
via Giotto n° 8/G - 35018 - San Martino di Lupari (PD)
tel.: 049-9460995 - fax: 049-9468357 - e-mail: info@celestudio.it

INDICE

1	PREMESSA	4
2	QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO.....	4
3	METODOLOGIA DI STUDIO	6
4	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'AREA DI INTERVENTO .8	
4.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E DESCRIZIONE DELLA VARIANTE 18 DEL P.I.	8
4.3	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE DELL'AREA.....	12
4.4	CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DELL'AREA	15
5	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	18
5.1	LO STATO DI FATTO DEI LUOGHI	18
5.2	LO STATO DI PROGETTO	20
6	ANALISI IDROLOGICA	25
6.1	ELABORAZIONE STATISTICA DELLE PRECIPITAZIONI.....	25
6.2	DEFINIZIONE DEI PLUVIOGRAMMI DI PROGETTO	26
7	DETERMINAZIONE DEL VOLUME DI INVASO NECESSARIO A COMPENSAZIONE DELL'INCREMENTO DI SUPERFICIE IMPERMEABILE.....	28
7.1	GENERALITA' E APPLICAZIONE	28
7.2	AREA 1.....	30
7.3	AREA 2.....	31
7.4	AREA 3.....	33
7.5	AREE 4 e 5	34
7.5.1	Area 4.....	34
7.5.2	Area 5.....	36
7.5.3	Determinazione del volume complessivo di invaso delle aree 4 e 5	37
7.6	AREA 6.....	38
7.7	AREA 7.....	39
7.8	AREE 8 e 9	40
7.8.1	Area 8.....	40
7.8.2	Area 9.....	42
7.8.3	Determinazione del volume complessivo di invaso delle aree 8 e 9	43

8	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI COMPENSAZIONE IDRAULICA	44
8.1	PREMESSA	44
8.2	AREA 1	45
8.2.1	Individuazione dei volumi di invaso.....	45
8.2.2	Dimensionamento del manufatto di regolazione	46
8.2.3	Il modello matematico implementato per la verifica delle opere di compensazione idraulica	47
8.2.3.1	Verifica dei volumi di invaso per l'evento di precipitazione critico (Tp=10 ore).....	49
8.2.3.2	Verifica della capacità di trasporto del sistema	52
8.3	AREA 2	54
8.3.1	Individuazione dei volumi di invaso.....	54
8.4	AREA 3	56
8.4.1	Individuazione dei volumi di invaso.....	57
8.4.2	Verifica della capacità di trasporto delle condotte.....	58
8.5	AREE 4 E 5.....	59
8.5.1	Individuazione dei volumi di invaso.....	59
8.5.2	Dimensionamento del manufatto di regolazione	65
8.5.3	Il modello matematico implementato per la verifica delle opere di compensazione idraulica	66
8.5.3.1	Verifica dei volumi di invaso per l'evento di precipitazione critico (Tp=10 ore).....	68
8.5.3.2	Verifica della capacità di trasporto del sistema	72
8.5.4	Impermeabilizzazione dell'area di laminazione e verifica alla sottospinta idraulica della falda	76
8.6	AREA 6.....	77
8.6.1	Individuazione dei volumi di invaso.....	77
8.6.2	Verifica della capacità di trasporto delle condotte.....	79
8.7	AREA 7.....	79
8.7.1	Individuazione dei volumi di invaso.....	79
8.7.2	Verifica della capacità di trasporto delle condotte.....	82
8.8	AREE 8 E 9.....	82
8.8.1	Individuazione dei volumi di invaso.....	82
8.8.2	Verifica della capacità di trasporto delle condotte.....	84

8.9	Trattamento delle acque invase nelle Aree 1 e 4 PRIMA DELLO SCARICO nel Rio Macello	85
9	INDIVIDUAZIONE DI AREE GOLENALI AI FINI DELLA COMPENSAZIONE DELL'INNALZAMENTO DEL PIANO CAMPAGNA NELL'AREA OGGETTO DI TRASFORMAZIONE	87
10	IL FOSSATO RICETTORE LUNGO VIA DEI ROVERI.....	91
11	DIMENSIONAMENTO DEL COLLETTORE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE DI VIA DEI FIORI E DELL'AREA INDUSTRIALE	95
11.1	LO STATO ATTUALE DELLA RETE DI DRENAGGIO	95
11.2	IL NUOVO COLLETTORE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE LUNGO VIA DEI FIORI	97
12	CONCLUSIONI.....	105
13	APPENDICE 1 – DESCRIZIONE DEL MODELLO AFFLUSSI - DEFLUSSI.....	106
13.1	Descrizione del processo fisico di formazione dei deflussi superficiali	106
13.2	Meccanismo di generazione dei deflussi superficiali.....	106
13.2.1	Aree permeabili.....	107
13.2.2	Aree impermeabili	107
13.3	Formulazione del modello matematico.....	107
14	APPENDICE 2 – DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO EPA SWMM PER L'ANALISI DELLE RETI FOGNARIE	110
14.1	Generalità	110
14.2	Descrizione matematica del modello di calcolo (Dynamic Wave Routing).....	112
14.2.1	Equazioni Generali	112
14.2.2	Soluzione generica per le condotte	114
14.2.3	Calcolo delle caratteristiche medie delle condotte	116
14.2.4	Calcolo dell'area di superficie	116
14.2.5	Condizioni di sovraccarico	117
14.2.6	Condizioni normali di flusso.....	118
14.2.7	Pompe, luci di fondo e chiuse.....	118

1 PREMESSA

La presente relazione di Compatibilità Idraulica è finalizzata al dimensionamento delle misure di compensazione idraulica relative alle opere di trasformazione urbanistica previste dalla Variante n° 18 al Piano degli Interventi del Comune di San Martino di Lupari, approvata con Del. C. C. n° 21 del 20/12/2018. In particolare, le valutazioni che seguono fanno riferimento alle opere previste in virtù dell'accordo pubblico-privato stipulato nel Dicembre 2015 ai sensi dell'art. 6 della L.R. 11/2004 e relativo alla ditta "Pettenon Cosmetics spa", ora "AGF 88 Holding srl", di cui alla precedente Variante n° 08 della Variante n° 12/2015, e alla successiva modifica di tale accordo introdotta con la Variante n° 18.

I territori soggetti a trasformazione urbanistica ricadono all'interno dell'area di futuro intervento di traslazione dello scolo consortile Rio Macello, da realizzarsi secondo quanto riportato nel Progetto di "Nuova inalveazione del Rio Macello – Opere previste nella Variante puntuale n° "08°" della Variante 12 del Piano degli Interventi comunale" approvato in data 21/12/2015 (n° riferimento 12794/2015), con una lieve variazione planimetrica nella zona della nuova rotatoria prevista in via dei Roveri, come riportato negli elaborati grafici di progetto.

2 QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

La normativa a cui si riferisce la presente Valutazione è fornita dalla D.G.R. N. 1322 del 10.05.2006. Di seguito se ne riporta un estratto.

“Con deliberazione n. 3637 del 13.12.2002 la Giunta Regionale ha fornito gli indirizzi operativi e le linee guida per la verifica della compatibilità idraulica delle previsioni urbanistiche con la realtà idrografica e le caratteristiche idrologiche ed ambientali del territorio.

Con tale provvedimento è stato previsto che l'approvazione di un nuovo strumento urbanistico, ovvero di varianti a quello vigente, sia subordinata al parere della competente autorità idraulica su un apposito studio di compatibilità idraulica. Tale studio, al fine di evitare l'aggravio delle condizioni del regime idraulico, deve prevedere la realizzazione di idonee misure che abbiano funzioni compensative dell'alterazione provocata dalle nuove previsioni urbanistiche, nonché di verificare l'assenza di interferenze con i fenomeni di degrado idraulico e geologico indagati dai Piani per l'Assetto Idrogeologico (PAI) predisposti dalle competenti Autorità di Bacino.

In sede di applicazione della DGR citata si è appalesata la necessità che siano fornite ulteriori indicazioni per ottimizzare la procedura finalizzata ad assicurare un adeguato livello di sicurezza del territorio.

(...)

L'entrata in vigore della L.R. 23.04.2004 n. 11, nuova disciplina regionale per il governo del territorio, ha infatti modificato sensibilmente l'approccio per la

pianificazione urbanistica talché si è evidenziata la necessità che anche la valutazione di compatibilità idraulica venga adeguata alle nuove procedure.

Contestualmente, il sistema organizzativo regionale sulla rete idraulica superficiale ha mutato assetto con l'istituzione nell'ambito regionale dei Distretti Idrografici di Bacino le cui competenze sono esercitate sull'intero bacino idrografico, superando i limiti dei circondari idraulici di ciascun Genio Civile.

D'altro canto anche il cosiddetto "sistema delle competenze" è andato modificandosi con l'affidamento della gestione della "rete idraulica minore" in delegazione amministrativa ai Consorzi di Bonifica, attivata con DGR 3260/2002 ed attualmente pienamente operativa.

Va inoltre ricordato che con deliberazione n. 4453 del 29 dicembre 2004 la Giunta Regionale ha adottato il Piano di Tutela delle Acque, di cui all'art. 44 del D.Lgs. 11.05.1999 n. 152, con il quale la procedura di "Valutazione di compatibilità idraulica" deve essere coerente.

E' certamente maturata in questi anni la consapevolezza che l'azione antropica ha contribuito ad accrescere il rischio idraulico, influenzando negativamente sui processi di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi nei corpi idrici, modificando la natura del regime idrologico ed incrementando sensibilmente i contributi specifici dei terreni.

L'esperienza acquisita in questo periodo di applicazione dai soggetti istituzionalmente preposti ha peraltro evidenziato la necessità di garantire omogeneità di approccio agli studi di compatibilità idraulica. Questi si concretizzano sostanzialmente in elaborazioni idrologiche ed idrauliche finalizzate a definire progettualmente gli interventi che hanno funzione compensativa per garantire l'"invarianza idraulica", laddove il principio di invarianza idraulica delle trasformazioni del territorio viene così definito: "Per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa."

Tali elaborazioni possono essere supportate da indagini di tipo idrogeologico qualora le caratteristiche dei terreni possano essere significative ai fini del principio sovraesposto.

Proprio per aggiornare le modalità operative al nuovo assetto nel frattempo intervenuto e per aggiornare i contenuti e le procedure anche sulla base dell'esperienza maturata si rende necessario ridefinire le "Modalità operative e indicazioni tecniche" relative alla "Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici" riportate nell'allegato al presente provvedimento, di cui costituiscono parte integrante, che sostituiscono la precedente versione allegata alla DGR 3637/2002."

La Deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1322 del 10.05.2006, è stata successivamente integrata con la Deliberazione di Giunta Regionale del Veneto n. 1841 del 19.06.2007 e n. 2948 del 6 Ottobre 2009, a modifica di quanto precedentemente stabilito, ed ha fornito un

aggiornamento dei contenuti relativi alle modalità di valutazione della compatibilità idraulica degli interventi, subordinando quest'ultima al parere della competente autorità idraulica.

In seguito all'evento alluvionale del Settembre 2007, con O.P.C.M. n.3621 del 18.10.2007 avente per oggetto "Interventi urgenti di protezione civile diretti a fronteggiare i danni conseguenti gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto nel giorno 26 settembre 2007" è stato nominato Commissario Delegato che ha il compito di provvedere "alla pianificazione di azioni ed interventi di mitigazione del rischio conseguente all'inadeguatezza dei sistemi preposti all'allontanamento e allo scolo delle acque superficiali in eccesso, al fine della riduzione definitiva degli effetti dei fenomeni alluvionali ed in coerenza con gli altri progetti di regimazione delle acque, predisposti per la tutela e la salvaguardia della terraferma veneziana, nel territorio provinciale di Venezia e negli altri territori comunali del Bacino Scolante in Laguna individuati dal "Piano direttore 2000".

Nell'ambito della propria attività, il Commissario Delegato, con la collaborazione degli enti preposti alla gestione delle acque superficiali (Comuni e Consorzi di Bonifica), ha emanato una serie di Ordinanze (Ordinanze n. 2 e 3 del 22 gennaio 2008 e Ordinanza n.ro 6 del 05 marzo 2008) che impongono la redazione di relazioni di compatibilità idraulica a tutti gli interventi edificatori che comportano un'impermeabilizzazione superiore a mq 200; quindi ponendo un limite maggiormente restrittivo di quello della norma Regionale.

3 METODOLOGIA DI STUDIO

L'area di trasformazione urbanistica in oggetto si estende su una superficie di circa 8,30 ha. L'area complessiva è stata suddivisa in sottoaree, per ognuna delle quali è stato studiato un sistema di laminazione dei volumi di piena.

Gli interventi di urbanizzazione previsti, dal punto di vista idraulico comporteranno nel complesso l'aumento della superficie impermeabile dovuto all'utilizzo di terreni prevalentemente a verde ed agricoli, in parte per la realizzazione di un'area produttiva ed in parte per la realizzazione della nuova viabilità pubblica e di aree di parcheggio.

Ciò si traduce nell'incremento della portata generata, in ragione del fatto che aumentando la superficie impermeabile si ottiene una crescita del valore delle precipitazioni efficaci, ovvero una diminuzione della quantità di precipitazione soggetta ad infiltrazione naturale nel terreno.

Per garantire l'invarianza idraulica dell'area sarà dunque necessario che la nuova quantità di precipitazione efficace (cioè il volume che complessivamente defluisce superficialmente) sia compensata dalla realizzazione di nuovi volumi di invaso di pari entità.

L'invarianza idraulica è stata condotta confrontando lo stato antecedente all'intervento di urbanizzazione (stato attuale) con la configurazione di progetto.

Come premesso, i territori soggetti a trasformazione urbanistica ricadono all'interno dell'area di futuro intervento di traslazione dello scolo consortile Rio Macello, da realizzarsi secondo quanto riportato nel Progetto di "Nuova inalveazione del Rio Macello – Opere previste nella Variante puntuale n° "08°" della Variante 12 del Piano degli Interventi comunale" approvato in data 21/12/2015 (n° riferimento 12794/2015), con una lieve variazione planimetrica nella zona della nuova rotatoria prevista in via dei Roveri, come riportato negli elaborati grafici di progetto.

Considerato che la traslazione dello scolo Rio Macello sarà antecedente alla trasformazione urbanistica in oggetto, l'analisi dello stato di fatto dell'area si riferisce alla configurazione di avvenuta realizzazione della traslazione del corso d'acqua secondo quanto previsto dal progetto sopra citato.

L'analisi è stata sviluppata nelle seguenti fasi:

1. suddivisione dell'area complessiva oggetto di intervento in sottoaree, per ognuna delle quali sarà dimensionato un opportuno sistema di invaso;
2. calcolo, per le singole sottoaree, dei nuovi volumi di invaso necessari a compensare il maggiore grado di impermeabilizzazione raggiunto allo stato di progetto;
3. dimensionamento e verifica del sistema di laminazione delle singole sottoaree;
4. implementazione di un modello matematico per la verifica della capacità di invaso (per piogge di lunga durata) e della capacità di trasporto (per piogge di breve durata) della rete di progetto per le sottoaree con un grado di significativa impermeabilizzazione potenziale;
5. dimensionamento e verifica delle opere idrauliche di drenaggio superficiale relative alle aree non soggette ad invarianza idraulica.

4 DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'AREA DI INTERVENTO

4.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E DESCRIZIONE DELLA VARIANTE 18 DEL P.I.

Il comune di San Martino di Lupari si colloca nella regione Veneto nella propaggine settentrionale della provincia di Padova e ha una superficie complessiva di 24.27 kmq.

Confina, a partire da nord e con verso orario, con i comuni di Loria (TV), Castello di Godego (TV), Castelfranco Veneto (TV), Santa Giustina in Colle (PD), Villa del Conte (PD), Tombolo (PD) e Galliera Veneta (PD).

Dal punto di vista idraulico il territorio comunale ricade prevalentemente entro i limiti consortili del *Consorzio di Bonifica "Acque Risorgive"*, facendo parte del bacino idrografico del canale Vandura, mentre l'estrema parte Nord per un'estensione di circa 2.50 kmq è di competenza del *Consorzio di Bonifica "Brenta"*.

Lo studio riguarda la Variante n° 18 al Piano degli Interventi del Comune di San Martino di Lupari, approvata con Del. C. C. n° 21 del 20/12/2018. In particolare, le valutazioni di cui al presente documento fanno riferimento all'area oggetto di trasformazione in virtù dell'esistente accordo pubblico-privato stipulato nel Dicembre 2015 ai sensi dell'art. 6 della L.R. 11/2004 e relativo alla ditta "Pettenon Cosmetics spa", ora "AGF 88 Holding srl", di cui alla precedente Variante n° 08 della Variante n° 12/2015, e alla successiva modifica di tale accordo introdotta con la Variante n° 18.

Nelle figure successive si riporta l'inquadramento territoriale del comune di San Martino di Lupari e dell'area oggetto di trasformazione urbanistica.

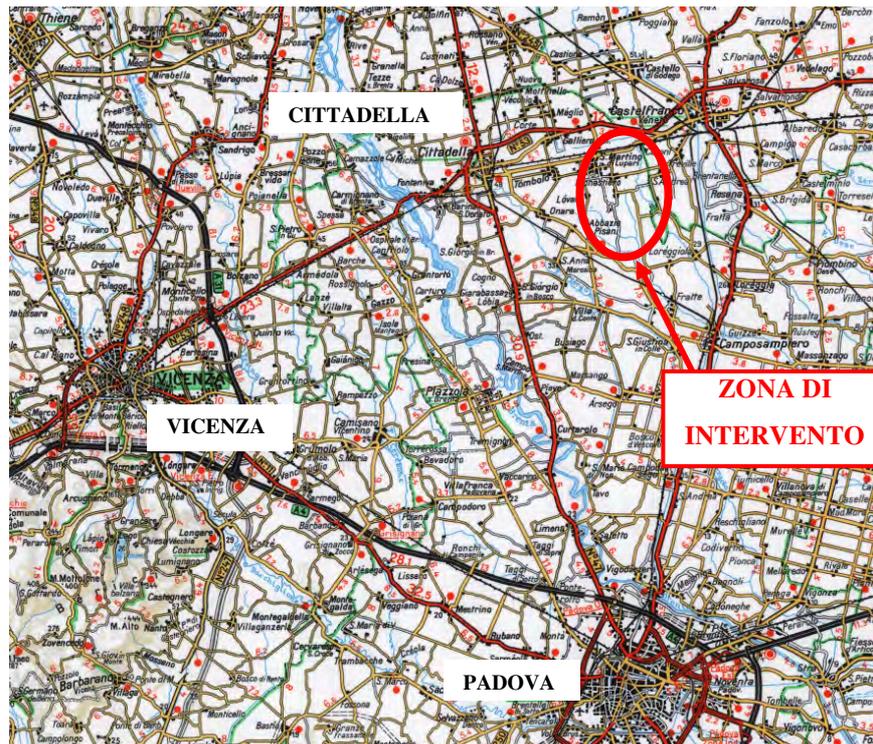


Figura 1: Inquadramento del sito di interesse.

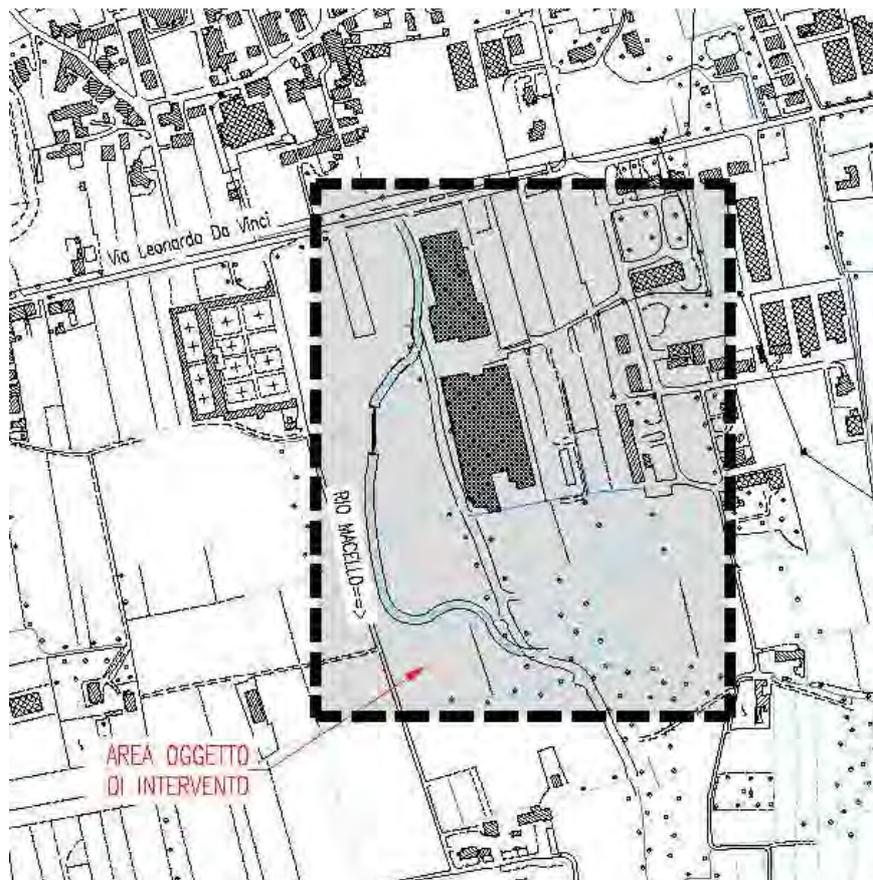


Figura 2: Planimetria di inquadramento su CTR dell'area oggetto di trasformazione urbanistica.

Con riferimento alla Variante n° 18, l'accordo pubblico-privato relativo alla ditta "AGF Holding srl" prevede l'ampliamento tramite P.U.A. della zona produttiva posta a sud del centro storico di San Martino di Lupari a ridosso dello scolo consortile Rio Macello.

Il P.U.A., di complessivi 99'610 mq, si trova a cavallo tra via dei Roveri ad ovest e via dei Fiori ad est, tra via Leonardo da Vinci a nord e lo scolo consortile Rio Macello a sud, nell'A.T.O. 3. Rientra nel territorio gestito dal *Consorzio di Bonifica "Acque Risorgive"*.

Prevede i seguenti interventi di trasformazione urbanistica:

- la creazione di due nuove zone D1 "produttive artigianali e industriali" (Z.T.O. D1/7 e Z.T.O. D1/8) di superficie complessiva pari a circa 30'000 mq;
- la creazione di una nuova zona C2PER "residenziale di trasformabilità perequata" (Z.T.O. C2PER) di superficie complessiva pari a 4'000 mq;
- la creazione di nuove aree a parcheggio pubblico per complessivi 13'345 mq;
- la traslazione del tracciato dello scolo consortile Rio Macello verso ovest;
- la realizzazione di una fascia a verde privato in sinistra idrografica (comprensiva di bacino di laminazione) e a verde pubblico in destra idrografica;
- la realizzazione di nuove viabilità pubbliche per raccordarsi con quella esistente di via dei Fiori, via del Palù e via dei Roveri.

Nella figura seguente si riporta lo stralcio planimetrico del P.I. comunale (Variante 18).

4.3 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE DELL'AREA

Dal punto di vista morfologico l'area oggetto di trasformazione si colloca ad una quota mediamente compresa tra 39.0 m s.l.m. e 37.0 m s.l.m. nel settore sud-orientale della conoide alluvionale del fiume Brenta.

Il territorio è pianeggiante con leggera pendenza verso sud-est variabile da 0.3% a 0.5%.

Secondo quanto riportato nella "Carta delle Fragilità" allegata al P.A.T. del comune di San Martino di Lupari l'area oggetto di intervento ricade in "area idonea a condizione" al passaggio tra la sottoclasse 2a e 2b, ed è caratterizzata da "mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni con ghiaie sabbiose a profondità da 3 mt a 4 mt, assenti o assai limitati fenomeni e rischi di esondazioni, falda acquifera a profondità da -4 mt a -1.5 mt dal p.c.".

Nella figura seguente si riporta un estratto della "Carta delle Fragilità".

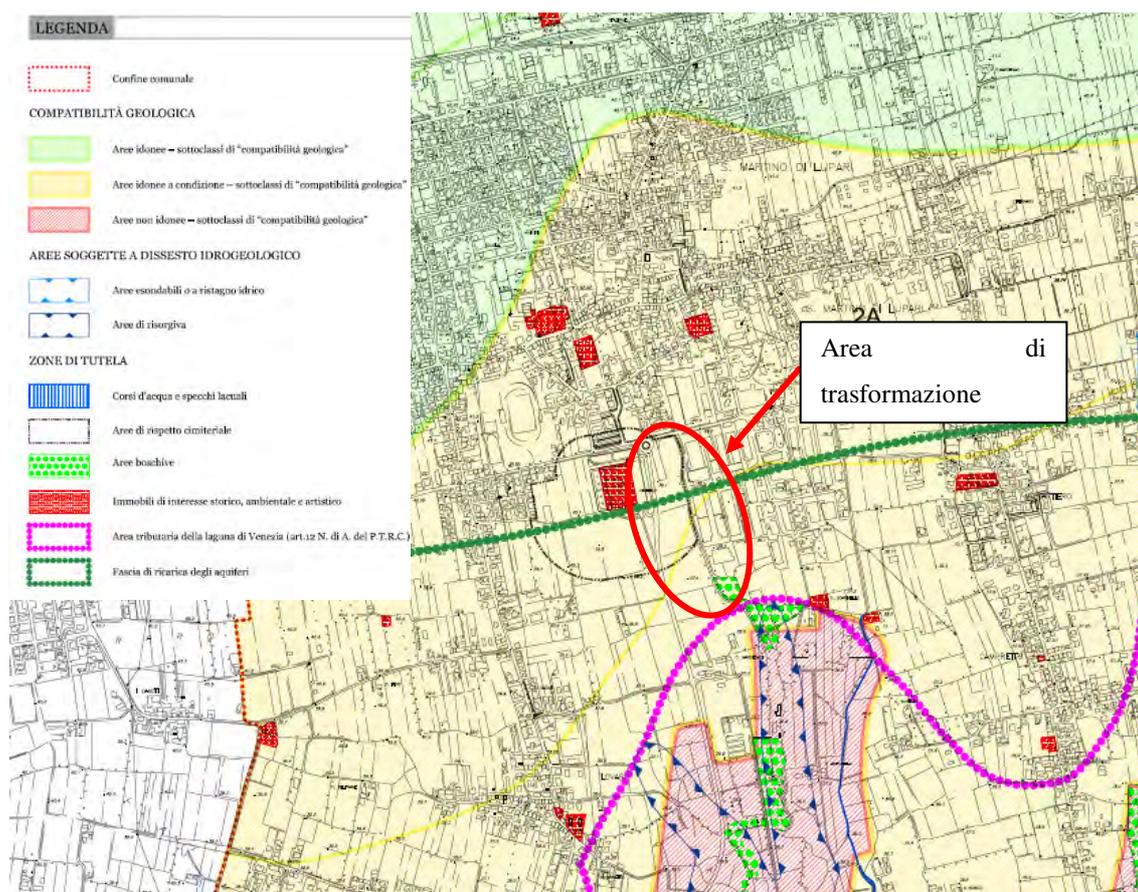


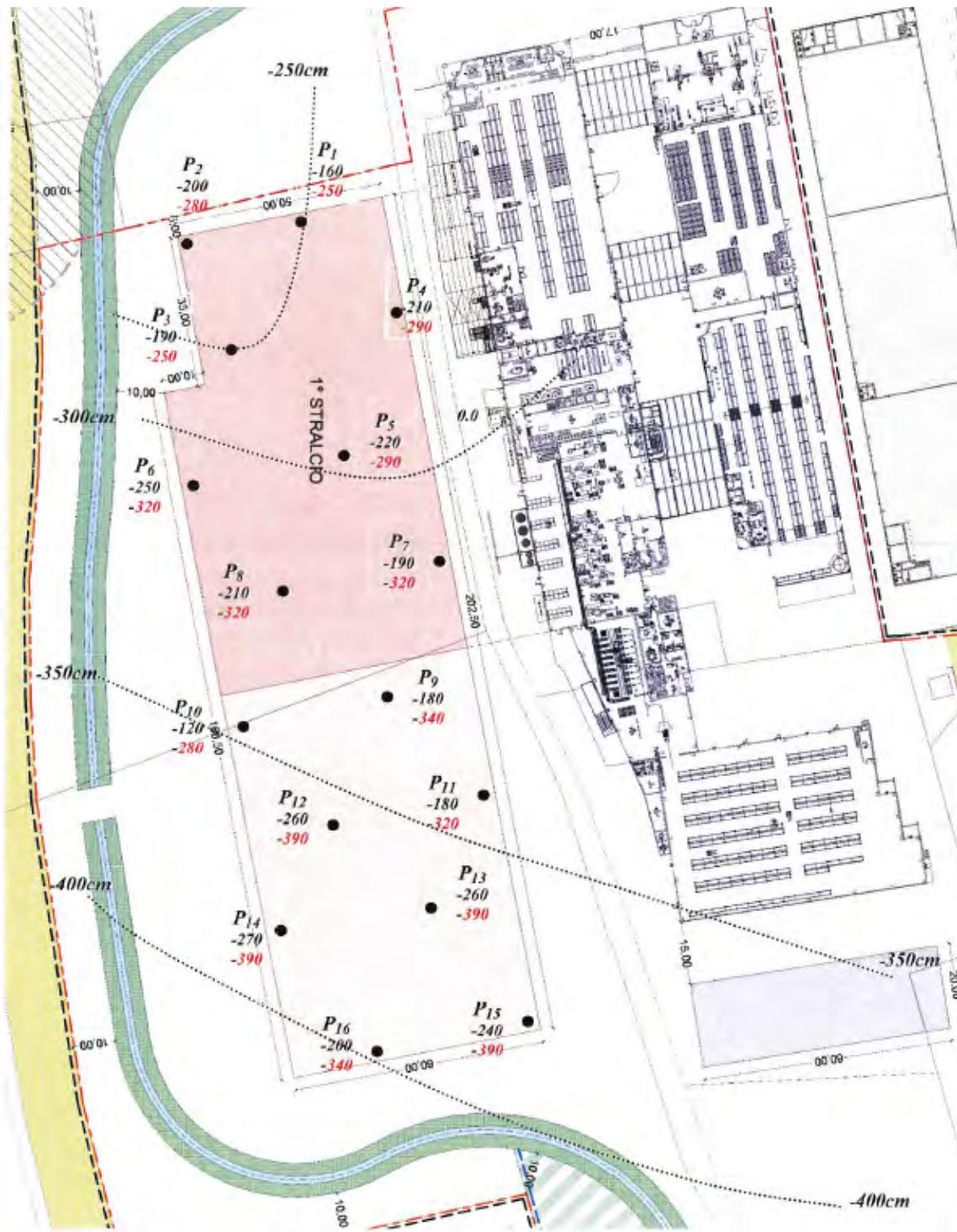
Figura 4: Estratto dalla "Carta delle Fragilità" allegata al P.A.T. (ottobre 2009).

Il sottosuolo è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal fiume Brenta e poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500 m dal p.c..

Con riferimento alla stratigrafia del pozzo della ditta Pettenon Cosmetics realizzato 50 m a est dell'ampliamento di progetto, allegata alla Relazione geologica - geotecnica "*Progetto di ampliamento di un fabbricato ad uso produttivo in via del Confine*" redatta dal Dott. Soppelsa (aprile 2014), il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 1,5 a 2,0 m, seguita da ghiaie da medio fini a medie in matrice di sabbia medio grossa con livelli di sabbie limose fino alla profondità di 23 m dal p.c. .

Le profondità del substrato ghiaioso sabbioso nell'area in esame sono variabili tra 160 cm e 270 cm dal piano campagna attuale.

Nella seguente figura si riporta un estratto della Tavola 5 della già citata *Relazione Geologica – Geotecnica* con indicazione della profondità delle ghiaie sabbiose rispetto al p.c. attuale nell'area relativa alla realizzazione dei nuovi fabbricati.



TAV.5 : Ubicazione delle prove penetrometriche con indicazione della profondità delle ghiaie sabbiose dal p.c. attuale e da 0.0. e linee isopache

Figura 5: Estratto della Tavola 5 allegata alla *Relazione Geologica – Geotecnica* redatta dal dott. Gabriele Soppelsa (aprile 2014).

4.4 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DELL'AREA

Dal punto di vista idrogeologico il territorio comunale si colloca a cavallo del limite inferiore della fascia delle risorgive, nella pianura alluvionale del fiume Brenta, e risulta suddiviso in due aree distinte: la parte a nord caratterizzata dalla presenza di un acquifero indifferenziato, l'altra a sud caratterizzata dalla presenza di una serie di acquiferi sovrapposti (i più profondi in pressione) a potenzialità variabile, di cui il più superficiale (freatico) si colloca a profondità limitata dal piano campagna.

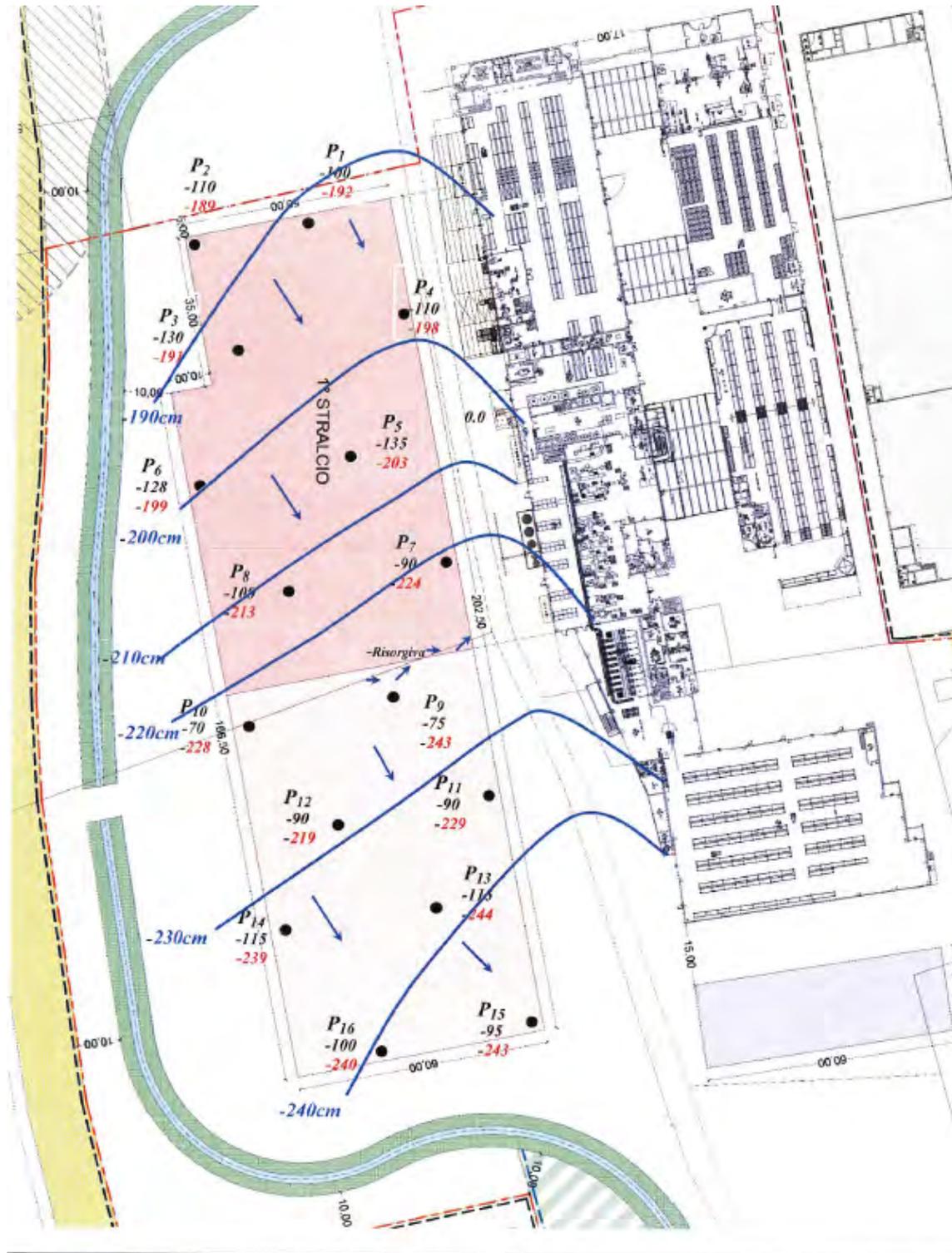
Nello specifico l'area della trasformazione urbanistica è interessata dalla presenza dello scolo consortile Rio Macello che raccoglie parte delle acque meteoriche scaricate dalla rete fognaria comunale e le convoglia in direzione sud al di fuori del centro abitato. Lo scolo di bonifica ha origine in corrispondenza di via Leonardo da Vinci dove è presente il collegamento con l'attuale rete fognaria mediante stazione di pompaggio delle acque miste nel canale.

Per quanto riguarda la presenza della falda acquifera, questa risulta alimentata in gran parte dalle dispersioni in alveo del fiume Brenta nel tratto da Bassano a Nove e secondariamente dagli apporti delle precipitazioni meteoriche ed irrigui.

Il livello di falda rilevato nei fori di prova il giorno 9/4/2014, relativo ad una fase di piena a seguito di un periodo invernale particolarmente piovoso, ha evidenziato una profondità di falda rispetto all'attuale piano campagna oscillante tra 70 e 135 cm.

Nella seguente figura si riporta un estratto della Tavola 6 (Carta Idrogeologica) della *Relazione Geologica – Geotecnica* redatta dal dott. Soppelsa con indicazione della profondità di falda rispetto al p.c. attuale nell'area di realizzazione dei nuovi fabbricati. Si evidenzia come la falda affiori localmente in corrispondenza ad una scolina in un'area depressa del terreno.

Dal confronto di tali livelli con quelli registrati in periodo di magra, relativi al giorno 12/4/2007, si registra un innalzamento medio dei livelli in condizione di massimo livello di falda di circa 200 cm.



TAV.6 : Carta Idrogeologica con indicazione di profondità del livello di falda dal p.c. e da 0.0. rilevato il 09.04.14 e linee isofreatiche con direzioni dei deflussi sotterranei

Figura 6: Estratto della Tavola 6 allegata alla *Relazione Geologica – Geotecnica* redatta dal dott. Gabriele Soppelsa (aprile 2014).

Per quanto riguarda il rischio idraulico a cui sono soggette le aree allo stato attuale, la carta conoscitiva del Rischio idraulico, allegata alla "Valutazione di Compatibilità Idraulica" redatta per la Variante n° 18 al P.I. del Comune, mette in evidenza come **l'area interessata dalla trasformazione urbanistica in esame non è considerata soggetta a rischio di esondazione e/o allagamento.**

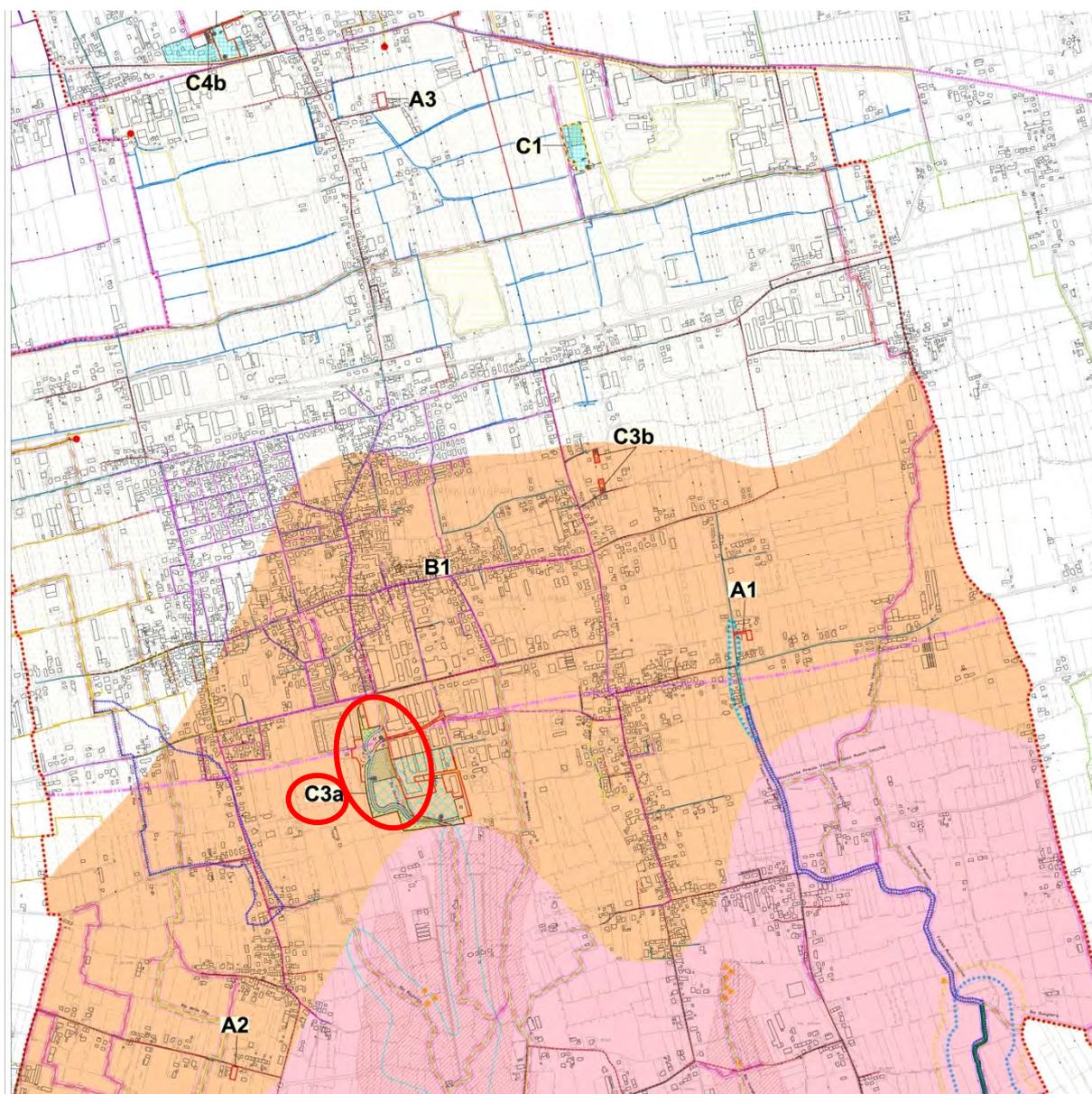


Figura 7: Estratto della tavola "Rete idrografica principale e consortile – Rischio Idraulico – Individuazione varianti".

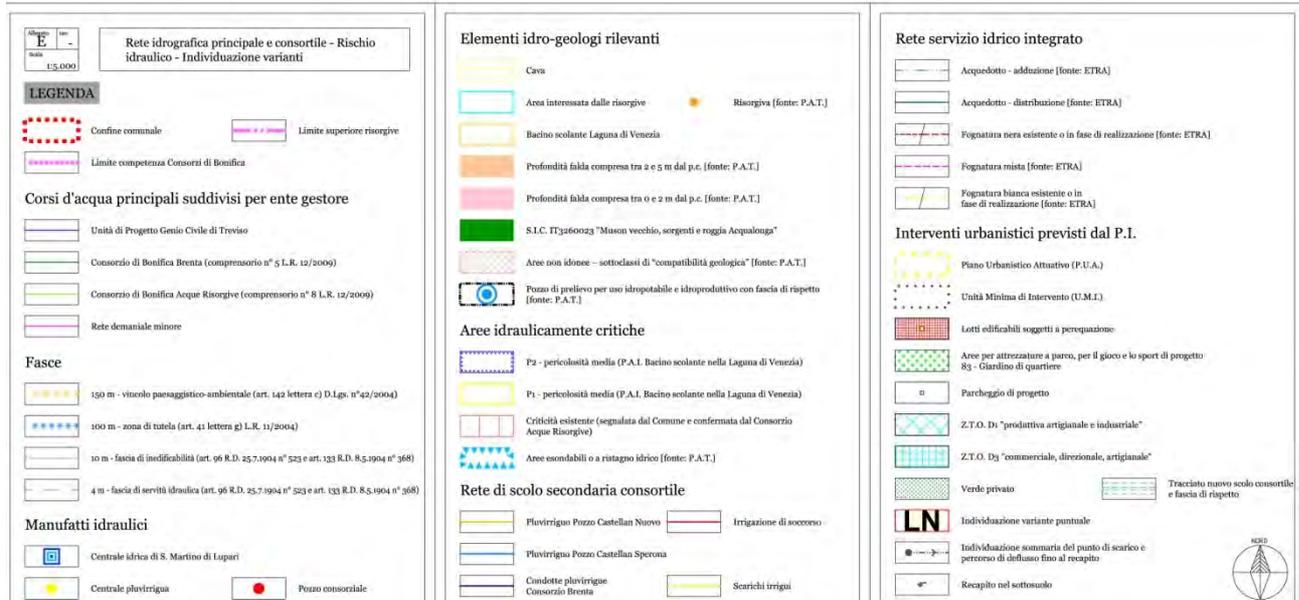


Figura 8: Estratto della legenda della tavola “Rete idrografica principale e consortile – Rischio Idraulico – Individuazione varianti”.

5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

5.1 LO STATO DI FATTO DEI LUOGHI

L’area interessata dall’ampliamento della zona produttiva e dalle nuove viabilità pubbliche sita a ridosso dello scolo consortile Rio Macello è attualmente destinata ad uso prevalentemente agricolo, ad eccezione dell’area a nord in prossimità della rotonda tra via dei Roveri e via Leonardo da Vinci occupata da un campo nomadi.

I territori soggetti a trasformazione urbanistica ricadono all’interno dell’area di futuro intervento di traslazione dello scolo consortile Rio Macello, da realizzarsi secondo quanto riportato nel Progetto di “Nuova inalveazione del Rio Macello – Opere previste nella Variante puntuale n° “08” della Variante 12 del Piano degli Interventi comunale” approvato in data 21/12/2015 (n° riferimento 12794/2015), con una lieve variazione planimetrica nella zona della nuova rotonda prevista in via dei Roveri, come riportato negli elaborati grafici di progetto.

Considerato che la traslazione dello scolo Rio Macello sarà antecedente alla trasformazione urbanistica in oggetto, l’analisi dello stato di fatto dell’area si riferisce alla configurazione di avvenuta realizzazione della traslazione del corso d’acqua.

Nella seguente figura si riporta un estratto della planimetria allo stato di fatto.

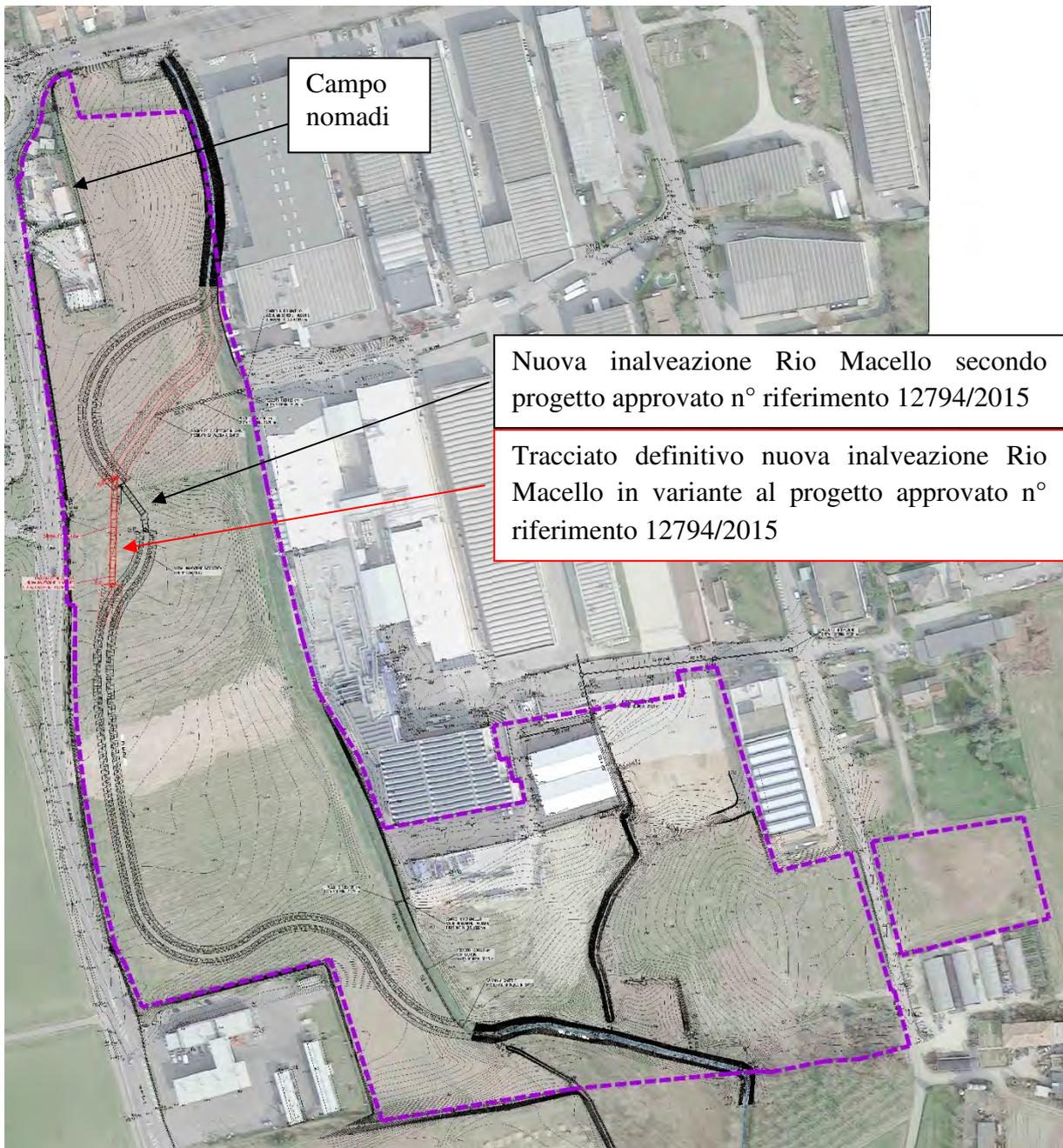


Figura 9: Planimetria dello stato di fatto, in tratteggio viola la delimitazione dell'area interessata dalla trasformazione urbanistica.

5.2 LO STATO DI PROGETTO

Il P.U.A. relativo alla Variante n° 18 prevede i seguenti interventi di trasformazione urbanistica:

- la realizzazione di un'area destinata a parcheggio pubblico (parcheggio drenante) in prossimità di via dei Roveri nell'area attualmente occupata dal campo nomadi;
- la realizzazione di una nuova area ad uso produttivo in sinistra idrografica e di aree destinate a parcheggio (parcheggio drenante) a servizio della stessa;
- la realizzazione di una fascia a verde privato in sinistra idrografica (comprensiva di bacino di laminazione) e a verde pubblico in destra idrografica;
- la creazione di due nuove aree a parcheggio pubblico (parcheggi drenanti) lungo via dei Fiori;
- la realizzazione di una nuova area ad uso residenziale lungo via dei Fiori e di un'area destinata a parcheggio (parcheggio drenante) a servizio della stessa;
- la realizzazione di una nuova rotatoria lungo via dei Roveri e di nuove viabilità pubbliche per raccordarsi con la viabilità esistente.

Nella figura successiva si riporta un estratto della planimetria dello stato di progetto dell'area di trasformazione.

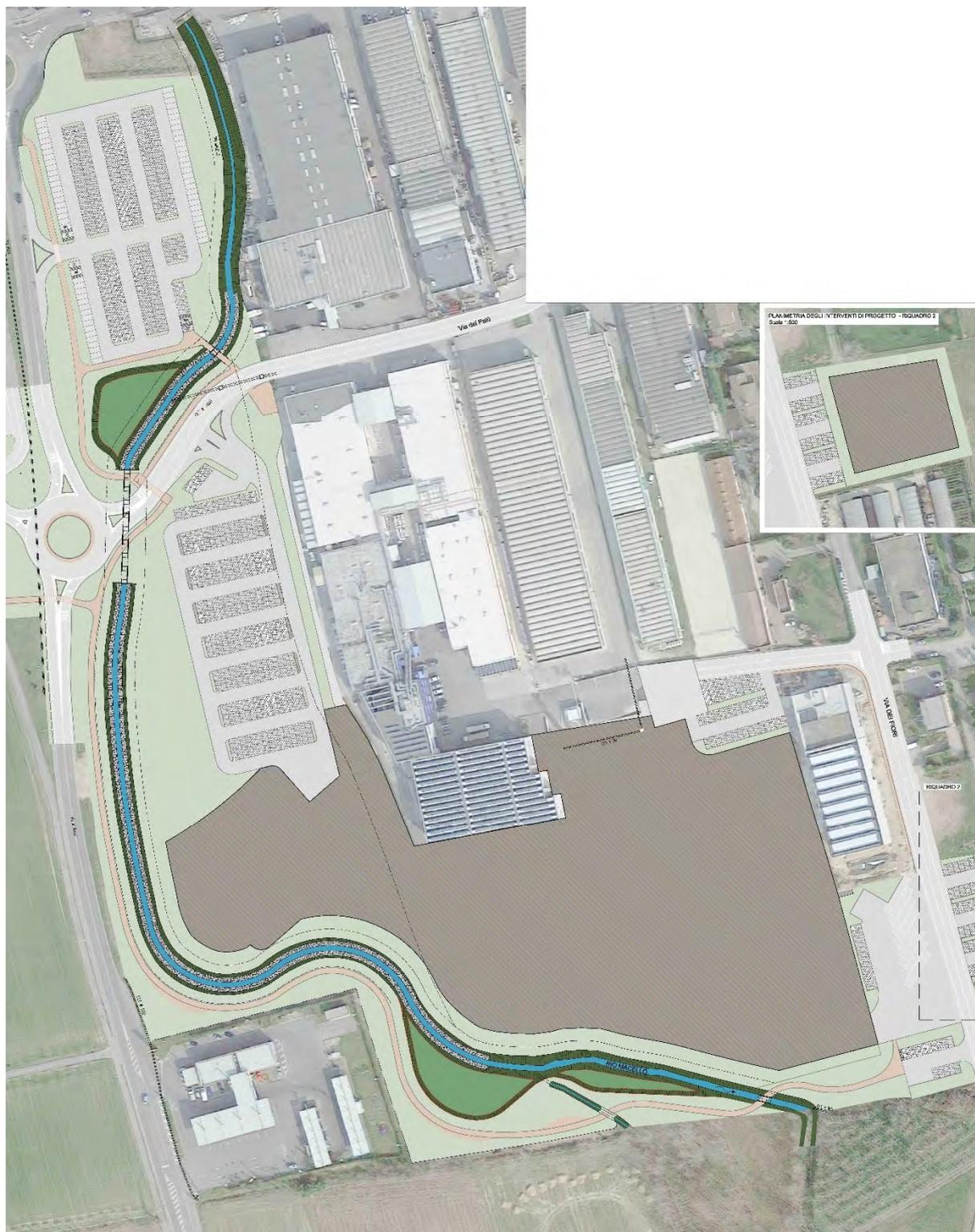


Figura 10: Planimetria di progetto dell'area di trasformazione.

L'area interessata dall'intervento e soggetta alla Valutazione di Compatibilità Idraulica è stata suddivisa in sottoaree, per ognuna delle quali si prevede di realizzare un sistema di invaso con scarico finale nello scolo consortile Rio Macello.

In particolare il territorio è stato suddiviso in sottoaree secondo quanto di seguito illustrato:

- Area 1 (pubblica): comprende l'area a parcheggio drenante in via dei Roveri;
- Area 2 (pubblica): comprende la fascia a verde pubblico limitrofa a via dei Roveri e parte della nuova rotatoria in progetto;
- Area 3 (pubblica): comprende la nuova viabilità di collegamento di via del Palù con via dei Roveri;
- Area 4 (privata): comprende la superficie soggetta alla realizzazione della nuova area ad uso produttivo, le aree a parcheggio drenante a servizio di tale area produttiva e parte dell'area a verde privato in sinistra idrografica dello scolo Rio Macello;
- Area 5 (pubblica-privata): comprende la fascia a verde privato in sinistra idrografica e la fascia a verde pubblico in parte in sinistra e in parte in destra idrografica limitrofe allo scolo Rio Macello e che afferiscono direttamente allo scolo stesso;
- Aree 6 e 7 (pubbliche): comprendono le aree pubbliche a parcheggio drenante lungo via dei Fiori;
- Area 8 (privata): comprende l'area a parcheggio drenante a servizio del nuovo insediamento residenziale lungo via dei Fiori;
- Area 9 (privata): comprende la superficie soggetta alla realizzazione del nuovo insediamento residenziale lungo via dei Fiori.

Tali aree sono individuate nella seguente planimetria.

Si precisa che, relativamente all'area 5, costituita dalle superfici direttamente afferenti allo scolo Rio Macello, l'incremento dei volumi di pioggia determinato dalla trasformazione verrà compensato mediante il sistema di invaso definito per l'area 4, relativa alla nuova zona produttiva. Maggiori chiarimenti in merito sono contenuti al Paragrafo 7.5.

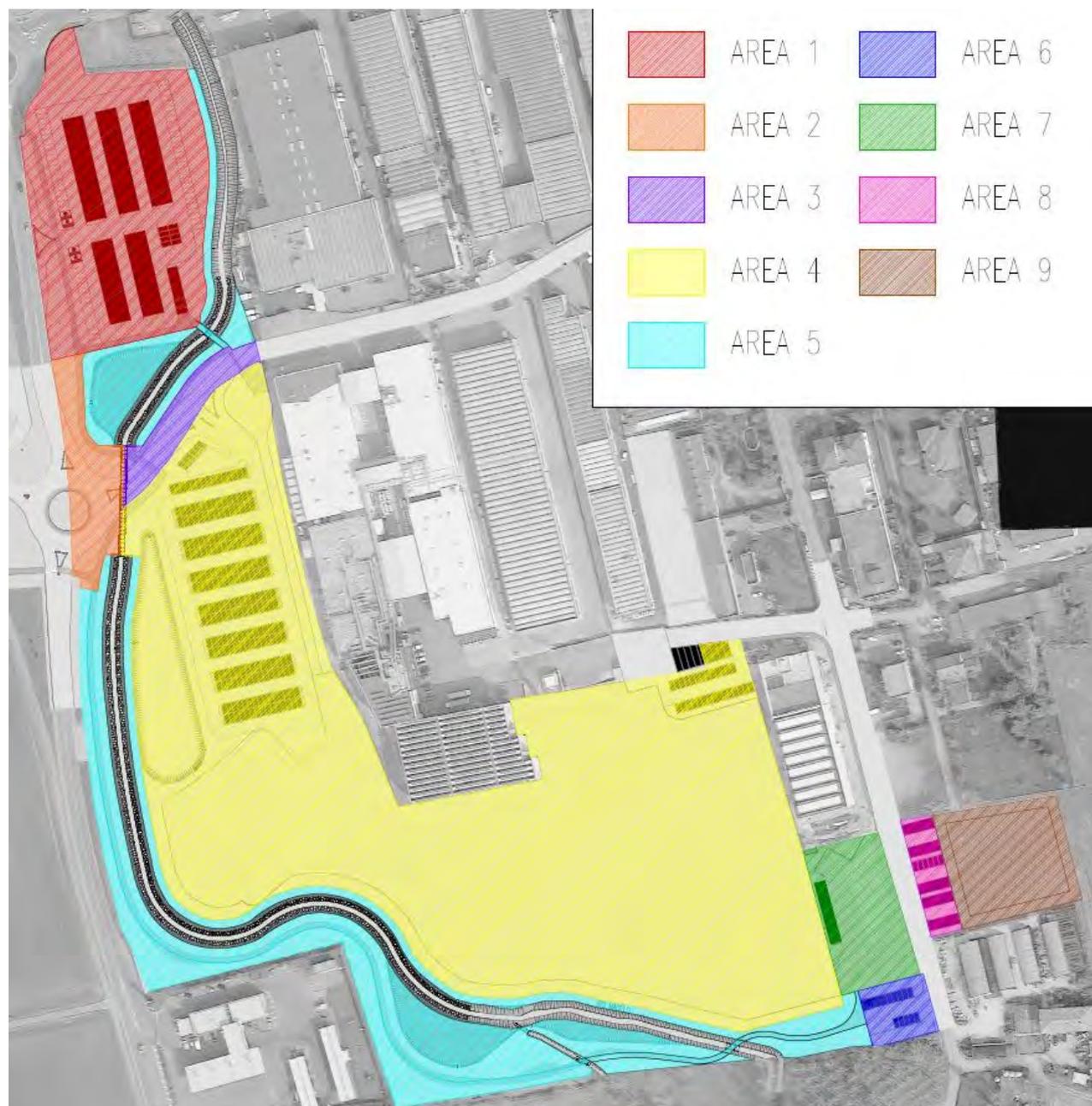


Figura 11: Indicazione delle sottoaree in cui è stato suddiviso il territorio soggetto a trasformazione.

Nella tabella seguente sono indicate le superfici relative alle singole sottoaree e la superficie complessiva soggetta all'intervento di compatibilità idraulica.

Aree di invarianza idraulica	Superficie (mq)	Superficie (ha)
1	10572.97	1.06
2	2065.99	0.21
3	1257.88	0.13
4	47389.49	4.74
5	14099.65	1.41
6	896.45	0.09
7	2666.54	0.27
8	860.00	0.09
9	3140.00	0.31
Area complessiva di invarianza idraulica	82948.97 mq	8.29 ha

Tabella 1: Superfici afferenti alle sottoaree di progetto.

6 ANALISI IDROLOGICA

6.1 ELABORAZIONE STATISTICA DELLE PRECIPITAZIONI

In seguito all'evento alluvionale del Settembre 2007, con O.P.C.M. n.3621 del 18.10.2007 avente per oggetto "Interventi urgenti di protezione civile diretti a fronteggiare i danni conseguenti gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto nel giorno 26 settembre 2007" è stato nominato Commissario Delegato che ha il compito di provvedere "alla pianificazione di azioni ed interventi di mitigazione del rischio conseguente all'inadeguatezza dei sistemi preposti all'allontanamento e allo scolo delle acque superficiali in eccesso, al fine della riduzione definitiva degli effetti dei fenomeni alluvionali ed in coerenza con gli altri progetti di regimazione delle acque, predisposti per la tutela e la salvaguardia della terraferma veneziana, nel territorio provinciale di Venezia e negli altri territori comunali del Bacino Scolante in Laguna individuati dal "Piano direttore 2000".

Nell'ambito del presente studio si sono adottate le curve di possibilità pluviometrica elaborate da Nordest Ingegneria S.r.l., affidataria da parte del Commissario Delegato dell'incarico di elaborazione delle nuove curve segnalatrici riportate nello studio "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento".

Nell'ambito del suddetto lavoro è stata eseguita un'analisi regionalizzata delle precipitazioni, per cui le curve segnalatrici sono state calcolate per sottoaree omogenee. Per le curve di possibilità pluviometrica si è adottata la seguente formula a tre parametri:

$$h = \frac{a}{(t + b)^c} t$$

dove il tempo t è la durata di pioggia espressa in minuti e l'altezza di pioggia h è espressa in millimetri.

Il comune di San Martino di Lupari ricade nella zona interna nord-occidentale, per la quale si riportano i parametri delle curve segnalatrici nella seguente tabella.

<i>Tempo di ritorno [anni]</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
2	21.6	11.7	0.836
5	28.9	13.1	0.834
10	33.2	13.9	0.829
20	37.0	14.7	0.822
30	39.1	15.1	0.817
50	41.6	15.7	0.811
100	44.7	16.5	0.803
200	47.6	17.3	0.794

Tabella 2: Parametri delle curve segnalatrici – zona interna nord-occidentale.

6.2 DEFINIZIONE DEI PLUVIOGRAMMI DI PROGETTO

La precipitazione di progetto risulta definita una volta fissati:

- la durata della precipitazione (T_p);
- il tempo di ritorno (T_R).

La durata della precipitazione determina l'intensità della pioggia ed il volume affluito e quindi la portata da smaltire generata dall'evento meteorico. In linea di massima si può affermare che le precipitazioni più brevi assumono una maggiore intensità rispetto a quelle più prolungate; d'altra parte i volumi affluiti alla rete di bonifica a seguito di lunghi eventi meteorici risultano maggiori rispetto a quelli relativi a scrosci brevi ma intensi.

Ai fini del dimensionamento del sistema di invaso risulta importante individuare il tempo di pioggia che determina la massima entità dei volumi di pioggia netta generati dall'evento, analizzando quindi la risposta del bacino a seguito di precipitazioni di lunga durata.

In termini di capacità di trasporto del sistema risulta invece importante determinare la durata di precipitazione che genera il massimo afflusso di portata in rete, analizzando quindi precipitazioni di breve durata.

Il tempo di ritorno di progetto è stato assunto pari a 50 anni in conformità a quanto richiesto per il dimensionamento degli interventi di compatibilità idraulica secondo le indicazioni del D.G.R. n. 2948/2009.

La curva di possibilità pluviometrica utilizzata per le analisi idrauliche è la seguente:

$$- \quad T_R = 50 \text{ anni: } h = \frac{41.6}{(t+15.7)^{0.811}} t$$

Tale curva è stata utilizzata ai fini del dimensionamento e verifica delle opere considerando tempi di pioggia compresi tra 5 minuti e 24 ore.

L'analisi delle piogge di breve durata ha permesso di determinare il tempo di precipitazione critico in termini di massime portate affluenti in rete, mentre le piogge di lunga durata sono state considerate ai fini della determinazione dei massimi volumi di invaso generati dall'evento.

Nella seguente tabella si riportano le altezze di pioggia e le intensità orarie al variare della durata dell'evento.

T_p		h	j
min	ore	[mm]	[mm/h]
5	0.08	17.82	213.79
10	0.17	29.90	179.39
15	0.25	38.83	155.30
20	0.33	45.80	137.41
25	0.42	51.48	123.56
30	0.50	56.24	112.47
60	1	74.70	74.70
120	2	93.06	46.53
180	3	103.73	34.58
240	4	111.34	27.83
300	5	117.30	23.46
360	6	122.24	20.37
420	7	126.46	18.07
480	8	130.17	16.27
540	9	133.48	14.83
600	10	136.48	13.65
660	11	139.22	12.66
720	12	141.75	11.81
780	13	144.11	11.08
900	15	148.37	9.89
1080	18	153.93	8.55
1260	21	158.75	7.56
1440	24	163.01	6.79

Tabella 3: Altezze di precipitazione ed intensità di pioggia relative a TR=50 anni per durate dell'evento variabili tra 5 minuti e 24 ore.

7 DETERMINAZIONE DEL VOLUME DI INVASO NECESSARIO A COMPENSAZIONE DELL'INCREMENTO DI SUPERFICIE IMPERMEABILE

7.1 GENERALITA' E APPLICAZIONE

Per determinare il volume d'invaso necessario a contenere i maggiori deflussi determinati dall'impermeabilizzazione delle aree di trasformazione urbanistica si sono eseguiti i seguenti passaggi:

1. si sono calcolate le superfici soggette a trasformazione;
2. si sono valutati i volumi da trattenere mediante l'utilizzo del metodo cinematico o razionale di seguito descritto;
3. si sono confrontati tali volumi con i valori minimi di riferimento da adottare secondo quanto riportato nelle prescrizioni previste dal *Genio Civile* e dal *Consorzio di Bonifica*.

Secondo il metodo cinematico i volumi di invaso relativi ad una durata t della precipitazione sono dati dalla seguente equazione:

$$W_i = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot h - Q_u \cdot t$$

dove:

- W_i è il volume di invaso necessario per la compensazione idraulica,
- W_e è il volume di deflusso generato nella situazione di progetto;
- W_u è il volume di deflusso generato allo stato di fatto;
- S è la superficie del bacino;
- φ è il coefficiente di deflusso medio di progetto;
- h è l'altezza di precipitazione;
- Q_u è la portata in uscita generata allo stato di fatto.

Secondo quanto prescritto nell'allegato A del D.G.R. 2948/09, si sono assegnati i coefficienti di deflusso in funzione del grado di impermeabilizzazione come riportato nella seguente tabella.

Area	Coefficiente di deflusso φ
Agricola	0,1
Verde pubblico	0,2
Semipermeabile	0,6
Impermeabile	0,9

Tabella 4: Valori dei coefficienti di deflusso φ in funzione della tipologia di area.

In accordo con le indicazioni del *Consorzio di Bonifica Acque Risorgive*, al fine di garantire la sicurezza idraulica del territorio è stata imposta una portata massima allo scarico nel ricettore finale pari a 5 l/s per ettaro di superficie territoriale di ogni intervento.

Di conseguenza per la determinazione del volume di invaso la portata in uscita dal sistema viene calcolata come segue:

$$Q_u = 5 \frac{l}{s \cdot ha} \cdot S$$

Per la determinazione dei valori minimi di riferimento del volume di invaso da adottare per la progettazione delle opere di laminazione, secondo quanto riportato nelle prescrizioni previste dal Genio Civile e dal Consorzio di Bonifica si hanno i seguenti valori:

- 600 mc per ettaro di superficie impermeabilizzata per le nuove aree residenziali;
- 700 mc per ettaro di superficie impermeabilizzata per le nuove aree produttive - commerciali;
- 800 mc per ettaro di superficie impermeabilizzata per la nuova viabilità.

Il valore di invaso da adottare dovrà essere quello maggiore tra quello calcolato e quello minimo sopra riportato.

Si riporta nei seguenti paragrafi il calcolo dei volumi di invaso necessari a contenere i maggiori deflussi per le singole sottoaree in cui è stata suddivisa l'area di trasformazione complessiva.

7.2 AREA 1

L'area interessata dalla trasformazione urbanistica copre una superficie di circa 10.570 mq e attualmente è in parte destinata ad uso agricolo e in parte occupata da un campo nomadi, con un grado di impermeabilizzazione medio del 28%. L'area risulta attualmente così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	8193.95	0.1	819.40
Verde pubblico	0.00	0.2	0.00
Semi-permeabile	0.00	0.6	0.00
Impermeabile	2379.02	0.9	2141.12
Totale (mq)	10572.97	28.0%	2960.51

Tabella 5: Area 1 – calcolo del grado di impermeabilizzazione allo stato attuale

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 61.7 %. L'area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	3185.54	0.2	637.11
Semi-permeabile	2530.00	0.6	1518.00
Impermeabile	4857.43	0.9	4371.69
Totale (mq)	10572.97	61.7%	6526.80
Volume di invaso minimo - nuova viabilità (mc)		800 mc/ha·(S φ)	522.14 mc

Tabella 6: Area 1 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di invaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	mc/ha
5	0.08	17.82	116.28	1.586	114.70	108.48
10	0.17	29.90	195.14	3.172	191.96	181.56
15	0.25	38.83	253.41	4.758	248.65	235.17
20	0.33	45.80	298.96	6.344	292.61	276.76
25	0.42	51.48	336.01	7.930	328.08	310.30
30	0.50	56.24	367.05	9.516	357.53	338.16
60	1	74.70	487.53	19.031	468.49	443.11
120	2	93.06	607.37	38.063	569.31	538.45
180	3	103.73	677.00	57.094	619.90	586.31
240	4	111.34	726.67	76.125	650.54	615.29
300	5	117.30	765.60	95.157	670.44	634.11
360	6	122.24	797.81	114.188	683.62	646.58
420	7	126.46	825.39	133.219	692.17	654.66
480	8	130.17	849.60	152.251	697.34	659.55

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso mc/ha
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	
540	9	133.48	871.21	171.282	699.93	661.99
600	10	136.48	890.77	190.313	700.46	662.50
660	11	139.22	908.67	209.345	699.33	661.43
720	12	141.75	925.19	228.376	696.82	659.05
780	13	144.11	940.55	247.407	693.14	655.58
900	15	148.37	968.40	285.470	682.93	645.92
1080	18	153.93	1004.68	342.564	662.11	626.23
1260	21	158.75	1036.10	399.658	636.44	601.95
1440	24	163.01	1063.91	456.752	607.16	574.25

Tabella 7: Area 1 – volumi e contributo d’invaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 10 ore, pari a 700.46 mc > 522.14 mc (volume di invaso minimo di riferimento), e corrispondente ad un contributo specifico di 662.50 mc/ha.

7.3 AREA 2

L’area interessata dalla trasformazione urbanistica copre una superficie di circa 2060 mq ed è attualmente destinata ad uso agricolo, con un grado di impermeabilizzazione medio del 10%.

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 57.8 %. L’area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	950.30	0.2	190.06
Semi-permeabile	0.00	0.6	0.00
Impermeabile	1115.69	0.9	1004.12
Totale (mq)	2065.99	57.8%	1194.18
Volume di invaso minimo - nuova viabilità (mc)		800 mc/ha·(S φ)	95.53 mc

Tabella 8: Area 2 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di invaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso mc/ha
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	
5	0.08	17.82	21.28	0.310	20.97	101.48
10	0.17	29.90	35.70	0.620	35.08	169.81
15	0.25	38.83	46.36	0.930	45.43	219.92
20	0.33	45.80	54.70	1.240	53.46	258.76
25	0.42	51.48	61.48	1.549	59.93	290.07
30	0.50	56.24	67.16	1.859	65.30	316.06
60	1	74.70	89.20	3.719	85.48	413.76
120	2	93.06	111.13	7.438	103.69	501.89
180	3	103.73	123.87	11.156	112.71	545.55
240	4	111.34	132.96	14.875	118.08	571.54
300	5	117.30	140.08	18.594	121.49	588.02
360	6	122.24	145.97	22.313	123.66	598.55
420	7	126.46	151.02	26.031	124.99	604.98
480	8	130.17	155.45	29.750	125.70	608.41
540	9	133.48	159.40	33.469	125.93	609.55
600	10	136.48	162.98	37.188	125.79	608.87
660	11	139.22	166.26	40.907	125.35	606.73
720	12	141.75	169.28	44.625	124.65	603.36
780	13	144.11	172.09	48.344	123.74	598.96
900	15	148.37	177.18	55.782	121.40	587.62
1080	18	153.93	183.82	66.938	116.88	565.75
1260	21	158.75	189.57	78.094	111.48	539.58
1440	24	163.01	194.66	89.251	105.41	510.21

Tabella 9: Area 2 – volumi e contributo d’invaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 9 ore, pari a 125.93 mc > 95.53 mc (volume di invaso minimo di riferimento), corrispondente ad un contributo specifico di 609.55 mc/ha.

7.4 AREA 3

L'area interessata dalla trasformazione urbanistica copre una superficie di circa 1250 mq ed è attualmente destinata ad uso agricolo, a cui corrisponde un grado di impermeabilizzazione del 10%.

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 83.3 %. L'area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	39.00	0.2	7.80
Semi-permeabile	192.00	0.6	115.20
Impermeabile	1026.88	0.9	924.19
Totale (mq)	1257.88	83.3%	1047.19
Volume di vaso minimo - nuova viabilità (mc)		800 mc/ha·(S φ)	83.78 mc

Tabella 10: Area 3 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di vaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di vaso [mc/ha]
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	
5	0.08	17.82	18.66	0.189	18.47	146.82
10	0.17	29.90	31.31	0.377	30.93	245.90
15	0.25	38.83	40.66	0.566	40.09	318.72
20	0.33	45.80	47.97	0.755	47.21	375.33
25	0.42	51.48	53.91	0.943	52.97	421.09
30	0.50	56.24	58.89	1.132	57.76	459.18
60	1	74.70	78.22	2.264	75.96	603.85
120	2	93.06	97.45	4.528	92.92	738.71
180	3	103.73	108.62	6.793	101.83	809.52
240	4	111.34	116.59	9.057	107.53	854.88
300	5	117.30	122.84	11.321	111.52	886.54
360	6	122.24	128.00	13.585	114.42	909.62
420	7	126.46	132.43	15.849	116.58	926.81
480	8	130.17	136.31	18.113	118.20	939.68
540	9	133.48	139.78	20.378	119.40	949.24
600	10	136.48	142.92	22.642	120.28	956.20
660	11	139.22	145.79	24.906	120.89	961.03
720	12	141.75	148.44	27.170	121.27	964.10
780	13	144.11	150.91	29.434	121.47	965.69
900	15	148.37	155.37	33.963	121.41	965.21
1080	18	153.93	161.20	40.755	120.44	957.49
1260	21	158.75	166.24	47.548	118.69	943.57
1440	24	163.01	170.70	54.340	116.36	925.04

Tabella 11: Area 3 – volumi e contributo d'vaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 13 ore, pari a 121.47 mc > 83.78 mc (volume di invaso minimo di riferimento), corrispondente ad un contributo specifico di 965.69 mc/ha.

7.5 AREE 4 E 5

Ai fini della determinazione dei volumi di invaso da garantire per tali aree di trasformazione, si sono considerati i seguenti contributi di superficie:

- Area 4: area afferente al sistema di invaso di progetto;
- Area 5: area direttamente afferente allo scolo consortile Rio Macello.

Oltre al volume di invaso necessario a compensare la trasformazione delle superfici direttamente afferenti al nuovo sistema di laminazione dell'area 4, si è quindi considerato anche l'incremento dei deflussi generati dall'area afferente allo scolo Rio Macello (Area 5).

Tale area genera infatti un aumento dei volumi di pioggia netta in virtù della variazione di utilizzo del suolo.

Il calcolo dei volumi di invaso è stato eseguito prima singolarmente per le due sottoaree, successivamente è stato calcolato il volume di massimo invaso da garantire considerando la somma dei due contributi.

Si passa ora alla determinazione dei singoli contributi rispettivamente dell'area 4 e dell'area 5 e successivamente del contributo di invaso totale da garantire.

7.5.1 Area 4

L'area interessata dalla trasformazione urbanistica copre una superficie di circa 47400 mq.

Allo stato attuale l'area è a prevalente destinazione agricola, ed in minor parte occupata da fabbricati esistenti e da aree impermeabili. Il grado di impermeabilizzazione medio è del 22.9%.

Nella seguente tabella si riporta la suddivisione dell'area risultante allo stato attuale.

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	39742.12	0.1	3974.21
Verde pubblico	0.00	0.2	0.00
Semi-permeabile	0.00	0.6	0.00
Impermeabile	7647.37	0.9	6882.63
Totale (mq)	47389.49	22.9%	10856.85

Tabella 12: Area 4 – calcolo del grado di impermeabilizzazione allo stato di fatto.

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 73.1 %. L'area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	10375.20	0.2	2075.04
Semi-permeabile	2512.50	0.6	1507.50
Impermeabile	34501.79	0.9	31051.61
Totale (mq)	47389.49	73.1%	34634.15
Volume di invaso minimo – area produttiva (mc)		700 mc/ha·(S φ)	2424.39 mc

Tabella 13: Area 4 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di invaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	mc/ha
5	0.08	17.82	617.04	7.108	609.94	128.71
10	0.17	29.90	1035.48	14.217	1021.26	215.50
15	0.25	38.83	1344.68	21.325	1323.36	279.25
20	0.33	45.80	1586.40	28.434	1557.97	328.76
25	0.42	51.48	1783.02	35.542	1747.48	368.75
30	0.50	56.24	1947.72	42.651	1905.07	402.00
60	1	74.70	2587.04	85.301	2501.73	527.91
120	2	93.06	3222.97	170.602	3052.37	644.10
180	3	103.73	3592.45	255.903	3336.54	704.07
240	4	111.34	3856.02	341.204	3514.82	741.69
300	5	117.30	4062.63	426.505	3636.13	767.29
360	6	122.24	4233.54	511.806	3721.74	785.35
420	7	126.46	4379.92	597.108	3782.81	798.24
480	8	130.17	4508.34	682.409	3825.93	807.34
540	9	133.48	4623.02	767.710	3855.31	813.54
600	10	136.48	4726.84	853.011	3873.83	817.44
660	11	139.22	4821.82	938.312	3883.51	819.49
720	12	141.75	4909.49	1023.613	3885.87	819.99
780	13	144.11	4990.97	1108.914	3882.05	819.18
900	15	148.37	5138.76	1279.516	3859.25	814.37
1080	18	153.93	5331.28	1535.419	3795.86	800.99
1260	21	158.75	5498.02	1791.323	3706.70	782.18
1440	24	163.01	5645.59	2047.226	3598.36	759.32

Tabella 14: Area 4 – volumi e contributo d'invaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 12 ore, pari a 3885.87 mc > 2424.39 mc (volume di invaso minimo di riferimento), corrispondente ad un contributo specifico di 819.99 mc/ha.

7.5.2 Area 5

Tale area comprende la fascia di terreno limitrofa allo scolo consortile Rio Macello ed ha una estensione pari a circa 14100 mq. Il territorio nella configurazione dello stato di fatto (a seguito della nuova inalveazione del rio Macello) è a destinazione agricola (grado di impermeabilizzazione del 10%) mentre allo stato di progetto si prevede la riqualificazione a verde pubblico e la realizzazione di una pista ciclo-pedonale.

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 24.5 %. L'area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	12504.53	0.2	2500.91
Semi-permeabile	1595.12	0.6	957.07
Impermeabile	0.00	0.9	0.00
Totale (mq)	14099.65	24.5%	3457.98

Tabella 15: Area 5 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di invaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	mc/ha
5	0.08	17.82	61.61	2.115	59.49	42.19
10	0.17	29.90	103.39	4.230	99.16	70.32
15	0.25	38.83	134.26	6.345	127.91	90.72
20	0.33	45.80	158.39	8.460	149.93	106.34
25	0.42	51.48	178.02	10.575	167.45	118.76
30	0.50	56.24	194.47	12.690	181.78	128.92
60	1	74.70	258.30	25.379	232.92	165.19
120	2	93.06	321.79	50.759	271.03	192.23
180	3	103.73	358.68	76.138	282.54	200.39
240	4	111.34	385.00	101.517	283.48	201.05
300	5	117.30	405.63	126.897	278.73	197.68
360	6	122.24	422.69	152.276	270.41	191.79
420	7	126.46	437.30	177.656	259.65	184.15
480	8	130.17	450.13	203.035	247.09	175.25
540	9	133.48	461.58	228.414	233.16	165.37
600	10	136.48	471.94	253.794	218.15	154.72
660	11	139.22	481.43	279.173	202.25	143.44
720	12	141.75	490.18	304.552	185.63	131.65
780	13	144.11	498.31	329.932	168.38	119.42
900	15	148.37	513.07	380.691	132.38	93.89
1080	18	153.93	532.29	456.829	75.46	53.52
1260	21	158.75	548.94	532.967	15.97	11.33

Tabella 16: Area 5 – volumi e contributo d'invaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 4 ore, pari a 283.48 mc, corrispondente ad un contributo specifico di 201.05 mc/ha.

7.5.3 Determinazione del volume complessivo di invaso delle aree 4 e 5

Al fine di determinare il volume complessivo di invaso con cui dimensionare il sistema di laminazione dell'area, sono stati sommati i contributi di invaso delle due sottoaree per ottenere il valore complessivo secondo quanto riportato nella seguente tabella.

Tp		h	Volumi di invaso parziali [mc]		Wi totale
min	ore		Area 4	Area 5	[mc]
		[mm]			
5	0.08	17.82	609.94	59.49	669.43
10	0.17	29.90	1021.26	99.16	1120.42
15	0.25	38.83	1323.36	127.91	1451.27
20	0.33	45.80	1557.97	149.93	1707.90
25	0.42	51.48	1747.48	167.45	1914.93
30	0.50	56.24	1905.07	181.78	2086.85
60	1	74.70	2501.73	232.92	2734.65
120	2	93.06	3052.37	271.03	3323.41
180	3	103.73	3336.54	282.54	3619.09
240	4	111.34	3514.82	283.48	3798.30
300	5	117.30	3636.13	278.73	3914.85
360	6	122.24	3721.74	270.41	3992.15
420	7	126.46	3782.81	259.65	4042.46
480	8	130.17	3825.93	247.09	4073.02
540	9	133.48	3855.31	233.16	4088.48
600	10	136.48	3873.83	218.15	4091.98
660	11	139.22	3883.51	202.25	4085.76
720	12	141.75	3885.87	185.63	4071.50
780	13	144.11	3882.05	168.38	4050.43
900	15	148.37	3859.25	132.38	3991.63
1080	18	153.93	3795.86	75.46	3871.33
1260	21	158.75	3706.70	15.97	3722.67
1440	24	163.01	3598.36	-45.43	3552.93

Tabella 17: Volume complessivo d'invaso (area 4 + area 5) al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo generato dai due sottobacini è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 10 ore, ed è pari a 4091.98 mc.

Tale valore sarà quindi adottato per il dimensionamento del sistema di laminazione dell'area 4.

7.6 AREA 6

L'area interessata dalla trasformazione urbanistica copre una superficie di circa 890 mq.

Allo stato attuale l'area è a prevalente destinazione agricola, con un grado di impermeabilizzazione medio dell'10.0 %.

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 55.4 %. L'area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	363.87	0.2	72.77
Semi-permeabile	184.73	0.6	110.84
Impermeabile	347.85	0.9	313.07
Totale (mq)	896.45	55.4%	496.68
Volume di invaso minimo – nuova viabilità (mc)		800 mc/ha (S φ)	39.73 mc

Tabella 18: Area 6 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di invaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	mc/ha
5	0.08	17.82	8.85	0.134	8.71	97.21
10	0.17	29.90	14.85	0.269	14.58	162.65
15	0.25	38.83	19.28	0.403	18.88	210.61
20	0.33	45.80	22.75	0.538	22.21	247.78
25	0.42	51.48	25.57	0.672	24.90	277.73
30	0.50	56.24	27.93	0.807	27.12	302.58
60	1	74.70	37.10	1.614	35.49	395.85
120	2	93.06	46.22	3.227	42.99	479.59
180	3	103.73	51.52	4.841	46.68	520.69
240	4	111.34	55.30	6.454	48.84	544.85
300	5	117.30	58.26	8.068	50.19	559.91
360	6	122.24	60.71	9.682	51.03	569.25
420	7	126.46	62.81	11.295	51.52	574.66
480	8	130.17	64.65	12.909	51.74	577.21
540	9	133.48	66.30	14.522	51.77	577.55
600	10	136.48	67.79	16.136	51.65	576.16
660	11	139.22	69.15	17.750	51.40	573.36
720	12	141.75	70.41	19.363	51.04	569.38
780	13	144.11	71.57	20.977	50.60	564.41
900	15	148.37	73.69	24.204	49.49	552.06
1080	18	153.93	76.45	29.045	47.41	528.85
1260	21	158.75	78.85	33.886	44.96	501.53
1440	24	163.01	80.96	38.727	42.23	471.13

Tabella 19: Area 6 – volumi e contributo d'invaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 9 ore, pari a 51.77 mc > 39.73 mc (valore minimo di invaso di riferimento), corrispondente ad un contributo specifico di 577.55 mc/ha.

7.7 AREA 7

L'area interessata dalla trasformazione urbanistica copre una superficie di circa 2700 mq.

Allo stato attuale l'area è a prevalente destinazione agricola, con un grado di impermeabilizzazione medio dell'10.0 %.

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 80.2 %. L'area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	307.69	0.2	61.54
Semi-permeabile	149.97	0.6	89.98
Impermeabile	2208.88	0.9	1987.99
Totale (mq)	2666.54	80.2%	2139.51
Volume di invaso minimo – nuova viabilità (mc)		800 mc/ha (S φ)	171.16 mc

Tabella 20: Area 7 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di invaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso mc/ha
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	
5	0.08	17.82	38.12	0.400	37.72	141.45
10	0.17	29.90	63.97	0.800	63.17	236.89
15	0.25	38.83	83.07	1.200	81.87	307.02
20	0.33	45.80	98.00	1.600	96.40	361.52
25	0.42	51.48	110.15	2.000	108.15	405.57
30	0.50	56.24	120.32	2.400	117.92	442.22
60	1	74.70	159.81	4.800	155.01	581.33
120	2	93.06	199.10	9.600	189.50	710.65
180	3	103.73	221.92	14.399	207.52	778.25
240	4	111.34	238.20	19.199	219.01	821.31
300	5	117.30	250.97	23.999	226.97	851.17
360	6	122.24	261.53	28.799	232.73	872.77
420	7	126.46	270.57	33.598	236.97	888.68
480	8	130.17	278.50	38.398	240.10	900.43
540	9	133.48	285.59	43.198	242.39	909.00
600	10	136.48	292.00	47.998	244.00	915.05
660	11	139.22	297.87	52.797	245.07	919.05

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	mc/ha
720	12	141.75	303.28	57.597	245.68	921.36
780	13	144.11	308.32	62.397	245.92	922.24
900	15	148.37	317.45	71.997	245.45	920.48
1080	18	153.93	329.34	86.396	242.94	911.08
1260	21	158.75	339.64	100.795	238.84	895.70
1440	24	163.01	348.75	115.195	233.56	875.89

Tabella 21: Area 7 – volumi e contributo d’invaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 13 ore, pari a 245.92 mc > 171.16 mc (valore minimo di invaso di riferimento), corrispondente ad un contributo specifico di 922.24 mc/ha.

7.8 AREE 8 E 9

Il volume di invaso necessario a compensare la trasformazione delle superfici appartenenti alle aree 8 e 9 viene garantito da un unico sistema di laminazione.

Il calcolo dei volumi di invaso è stato eseguito prima singolarmente per le due sottoaree, successivamente è stato calcolato il volume di massimo invaso da garantire considerando la somma dei due contributi.

Si passa ora alla determinazione dei singoli contributi rispettivamente dell’area 8 e dell’area 9 e successivamente del contributo di invaso totale da garantire.

7.8.1 Area 8

L’area interessata dalla trasformazione urbanistica copre una superficie di circa 860 mq.

Allo stato attuale l’area è a prevalente destinazione agricola, con un grado di impermeabilizzazione medio dell’10.0 %.

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 64.9 %. L’area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	115.86	0.2	23.17
Semi-permeabile	449.75	0.6	269.85
Impermeabile	294.39	0.9	264.95
Totale (mq)	860.00	64.9%	557.97
Volume di invaso minimo – nuova viabilità (mc)		800 mc/ha (S φ)	44.64 mc

Tabella 22: Area 8 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di invaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso mc/ha
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	
5	0.08	17.82	9.94	0.129	9.81	114.09
10	0.17	29.90	16.68	0.258	16.42	190.98
15	0.25	38.83	21.66	0.387	21.28	247.40
20	0.33	45.80	25.56	0.516	25.04	291.18
25	0.42	51.48	28.73	0.645	28.08	326.52
30	0.50	56.24	31.38	0.774	30.60	355.87
60	1	74.70	41.68	1.548	40.13	466.63
120	2	93.06	51.92	3.096	48.83	567.76
180	3	103.73	57.88	4.644	53.23	618.98
240	4	111.34	62.12	6.192	55.93	650.35
300	5	117.30	65.45	7.740	57.71	671.06
360	6	122.24	68.20	9.288	58.92	685.08
420	7	126.46	70.56	10.836	59.73	694.50
480	8	130.17	72.63	12.384	60.25	700.55
540	9	133.48	74.48	13.932	60.55	704.04
600	10	136.48	76.15	15.480	60.67	705.48
660	11	139.22	77.68	17.028	60.65	705.28
720	12	141.75	79.09	18.576	60.52	703.70
780	13	144.11	80.41	20.124	60.28	700.96
900	15	148.37	82.79	23.220	59.57	692.65
1080	18	153.93	85.89	27.864	58.03	674.72
1260	21	158.75	88.58	32.508	56.07	651.95
1440	24	163.01	90.95	37.152	53.80	625.59

Tabella 23: Area 8 – volumi e contributo d'invaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 10 ore, pari a 60.67 mc > 44.64 mc (valore minimo di invaso di riferimento), corrispondente ad un contributo specifico di 705.48 mc/ha.

7.8.2 Area 9

L'area interessata dalla trasformazione urbanistica copre una superficie di circa 3140 mq.

Allo stato attuale l'area è a prevalente destinazione agricola, con un grado di impermeabilizzazione medio dell'10.0 %.

A seguito degli interventi di trasformazione urbanistica previsti si avrà un incremento del grado di impermeabilizzazione medio, pari al 76.0 %. L'area risulterà così suddivisa:

Area	S [mq]	φ	S φ [mq]
Agricola	0.00	0.1	0.00
Verde pubblico	628.00	0.2	125.60
Semi-permeabile	0.00	0.6	0.00
Impermeabile	2512.00	0.9	2260.80
Totale (mq)	3140.00	76.0%	2386.40
Volume di invaso minimo – area residenziale (mc)		600 mc/ha (S φ)	143.18 mc

Tabella 24: Area 9 – calcolo del grado di impermeabilizzazione previsto allo stato di progetto.

Nella tabella successiva si riportano i calcoli del volume di invaso necessario a contenere i maggiori deflussi al variare della durata di pioggia.

Tp		h	Metodo Cinematico			Contributo di invaso
min	ore		We	Wu	Wi	
		[mm]	[mc]	[mc]	[mc]	mc/ha
5	0.08	17.82	42.52	0.471	42.05	133.90
10	0.17	29.90	71.35	0.942	70.41	224.22
15	0.25	38.83	92.65	1.413	91.24	290.57
20	0.33	45.80	109.31	1.884	107.42	342.12
25	0.42	51.48	122.86	2.355	120.50	383.76
30	0.50	56.24	134.20	2.826	131.38	418.40
60	1	74.70	178.25	5.652	172.60	549.69
120	2	93.06	222.07	11.304	210.77	671.24
180	3	103.73	247.53	16.956	230.57	734.31
240	4	111.34	265.69	22.608	243.08	774.15
300	5	117.30	279.93	28.260	251.67	801.49
360	6	122.24	291.70	33.912	257.79	820.99
420	7	126.46	301.79	39.564	262.23	835.11
480	8	130.17	310.64	45.216	265.42	845.29
540	9	133.48	318.54	50.868	267.67	852.46
600	10	136.48	325.69	56.520	269.17	857.24
660	11	139.22	332.24	62.172	270.07	860.08
720	12	141.75	338.28	67.824	270.45	861.32
780	13	144.11	343.89	73.476	270.42	861.20
900	15	148.37	354.08	84.780	269.30	857.63
1080	18	153.93	367.34	101.736	265.61	845.88
1260	21	158.75	378.83	118.692	260.14	828.47
1440	24	163.01	389.00	135.648	253.35	806.85

Tabella 25: Area 8 – volumi e contributo d'invaso al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 12 ore, pari a 270.45 mc > 143.18 mc (valore minimo di invaso di riferimento), corrispondente ad un contributo specifico di 861.32 mc/ha.

7.8.3 Determinazione del volume complessivo di invaso delle aree 8 e 9

Al fine di determinare il volume complessivo di invaso con cui dimensionare il sistema di laminazione a servizio delle due sottoaree, sono stati sommati i contributi di invaso delle due per ottenere il valore complessivo secondo quanto riportato nella seguente tabella.

Tp		h [mm]	Volumi di invaso parziali [mc]		Wi totale
min	ore		Area 8	Area 9	[mc]
5	0.08	17.82	9.81	42.05	51.86
10	0.17	29.90	16.42	70.41	86.83
15	0.25	38.83	21.28	91.24	112.52
20	0.33	45.80	25.04	107.42	132.47
25	0.42	51.48	28.08	120.50	148.58
30	0.50	56.24	30.60	131.38	161.98
60	1	74.70	40.13	172.60	212.73
120	2	93.06	48.83	210.77	259.60
180	3	103.73	53.23	230.57	283.81
240	4	111.34	55.93	243.08	299.01
300	5	117.30	57.71	251.67	309.38
360	6	122.24	58.92	257.79	316.71
420	7	126.46	59.73	262.23	321.95
480	8	130.17	60.25	265.42	325.67
540	9	133.48	60.55	267.67	328.22
600	10	136.48	60.67	269.17	329.85
660	11	139.22	60.65	270.07	330.72
720	12	141.75	60.52	270.45	330.97
780	13	144.11	60.28	270.42	330.70
900	15	148.37	59.57	269.30	328.86
1080	18	153.93	58.03	265.61	323.63
1260	21	158.75	56.07	260.14	316.21
1440	24	163.01	53.80	253.35	307.15

Tabella 26: Volume complessivo d'invaso (area 8 + area 9) al variare della durata di pioggia.

Il volume massimo generato dai due sottobacini è quello corrispondente ad eventi di precipitazione di 12 ore, ed è pari a 330.97 mc.

Tale valore sarà quindi adottato per il dimensionamento del sistema di laminazione a servizio delle aree 8 e 9.

8 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI COMPENSAZIONE IDRAULICA

8.1 PREMESSA

Le opere di invaso descritte nei paragrafi successivi sono state definite in ottemperanza alle indicazioni e prescrizioni contenute nel D.G.R. 2948/2009.

In particolare, secondo quanto indicato in Allegato A al D.G.R. 2948 le aree di invarianza individuate al Paragrafo 5.2 ricadono nelle seguenti classi di intervento:

- modesta impermeabilizzazione: intervento su superfici comprese tra 0,1 e 1 ha;
- significativa impermeabilizzazione: intervento su superfici comprese tra 0,1 e 1 ha.

I criteri da adottare secondo quanto riportato in Allegato A risultano i seguenti:

- modesta impermeabilizzazione: *“oltre al dimensionamento dei volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di diametro 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell’invaso non eccedano il metro”*;
- significativa impermeabilizzazione: *“andranno dimensionati i tiranti idrici ammessi nell’invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall’area di trasformazione ai valori precedenti l’impermeabilizzazione”*.

A queste indicazioni si aggiungono le prescrizioni previste dal Genio Civile e dal Consorzio di Bonifica Acque Risorgive, già inserite nel P.A.T. e riprese nell’art. 52 delle N.T.O. del P.I..

Le soluzioni progettuali di seguito descritte per le singole aree di invarianza sono state individuate nel rispetto dei criteri sopra riportati.

8.2 AREA 1

L'area di trasformazione ha un'estensione pari a 1,057 ha e ricade nella classe di intervento di significativa impermeabilizzazione.

8.2.1 Individuazione dei volumi di invaso

Ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009, ai fini dell'invarianza idraulica dell'area si deve garantire un volume di invaso minimo di 700.46 mc.

Tale volume verrà garantito mediante la realizzazione di un sistema di invaso costituito da:

- 5 batterie di tubazioni di raccolta sovradimensionate, realizzate mediante la posa di tubazioni in parallelo DN 1000 mm all'interno della nuova area di parcheggio, suddivise in 3 batterie da 3 tubazioni (profili AA e AC) e 2 batterie da 2 tubazioni (profili A e AB), con uno sviluppo complessivo di circa 1010 m; le tubazioni saranno in calcestruzzo e la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,1 %.

Le opere di raccolta delle acque meteoriche comprendono una serie di caditoie che raccolgono le acque di pioggia del parcheggio drenante e della viabilità interna allo stesso.

Il collegamento alla rete di invaso delle tubazioni DN 1000 mm sarà reso possibile mediante degli allacci in PVC Ø 160 mm.

Nella tabella successiva si riporta il calcolo dei volumi di invaso ottenuti mediante il sistema descritto. Il grado di riempimento medio delle tubazioni è pari all'85%, con un tirante massimo pari a 0,89 m (<1 m). Il livello di massimo invaso è pari a 38.42 m slmm.

Invaso mediante tubi	Tratto	if	Quota scorrimento monte	Quota scorrimento valle	L	D	y monte	A liquida monte	y valle	A liquida valle	n° tubi uguali	W invaso
		(-)	m slm	m slm	m	m	m	mq	m	mq	(-)	mc
PROFILO A	A1-A5	0.001	37.62	37.53	84.00	1	0.80	0.67	0.89	0.74	2	118.61
PROFILO A	AA1-AA5	0.001	37.62	37.53	84.00	1	0.80	0.67	0.89	0.74	3	177.91
PROFILO A	AA1-AA5	0.001	37.62	37.53	84.00	1	0.80	0.67	0.89	0.74	3	177.91
PROFILO A	AB1-AB5	0.001	37.62	37.53	84.00	1	0.80	0.67	0.89	0.74	2	118.61
PROFILO A	A5-A6	0.000	37.53	37.53	34.40	1	0.89	0.74	0.89	0.74	1	25.40
PROFILO A	AB3-AC3	0.000	37.58	37.58	11.45	1	0.84	0.70	0.84	0.70	1	8.06
PROFILO A	AC1-AC3	0.001	37.62	37.58	42.00	1	0.80	0.67	0.84	0.70	3	86.81
												713.30

Tabella 27: Area 1, volumi di invaso garantiti mediante tubazioni.

Il sistema di invaso permette di garantire un volume di invaso pari a 713.30 mc > 700.46 mc necessari all'invarianza idraulica dell'area.

La figura successiva riporta la planimetria di progetto con le opere di invaso relative all'Area 1. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente Progetto.

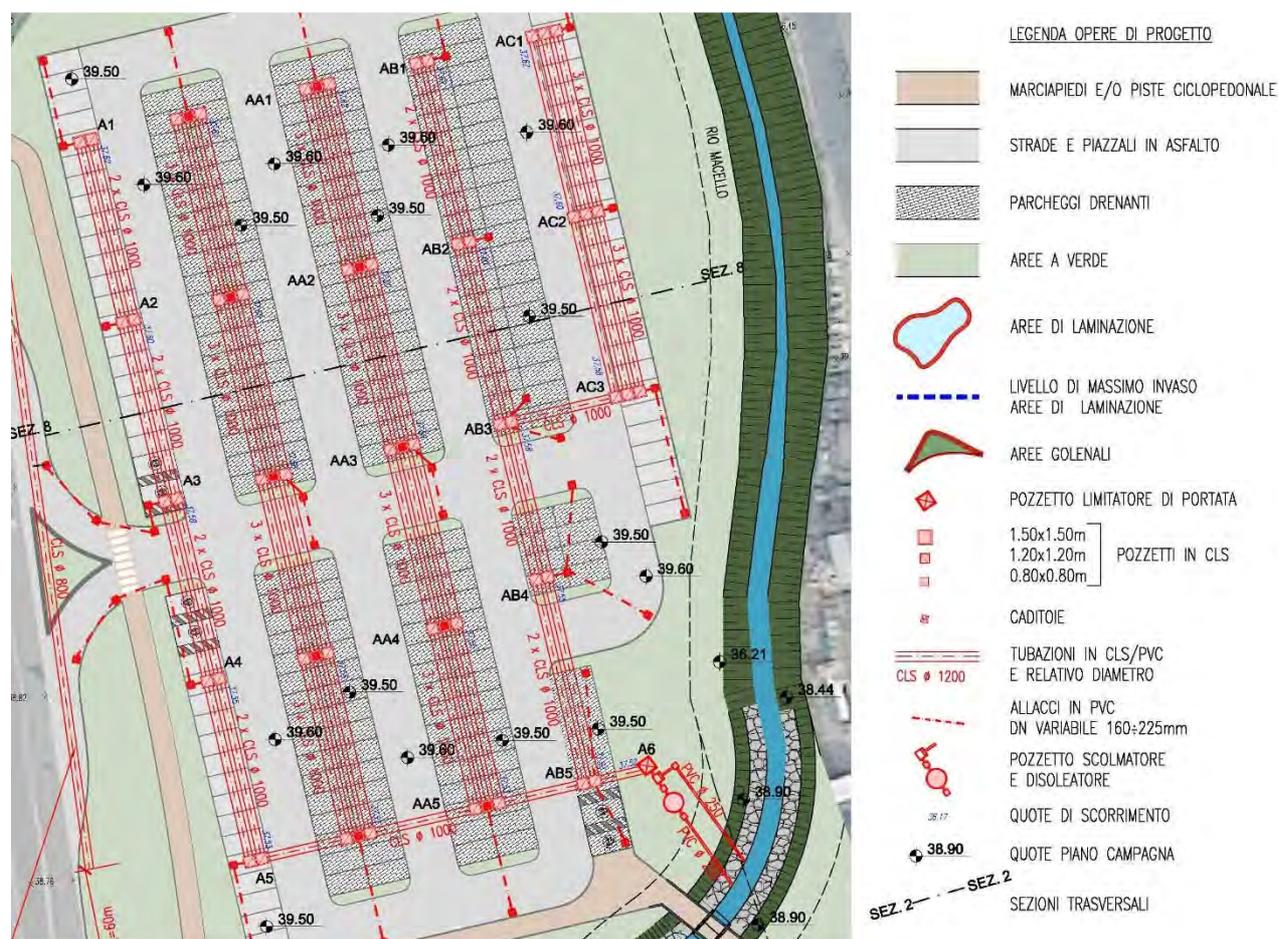


Figura 12: Area 1 – Sistema di invaso per la laminazione dei volumi di pioggia.

8.2.2 Dimensionamento del manufatto di regolazione

Lo scarico dei volumi di invaso dall'Area 1 nello scolo consortile Rio Macello avverrà mediante realizzazione di un manufatto regolatore delle portate. Tale manufatto sarà dimensionato in modo che la portata scaricata a valle non ecceda la portata massima consentita, pari a 5 l/s per ettaro di superficie soggetta a trasformazione. Il manufatto regolatore del sistema di invaso dell'area 1 è stato quindi dimensionato in modo tale da scaricare una portata massima inferiore a 5 l/s per ettaro secondo la metodologia di seguito esposta.

Il limite massimo di portata ammessa allo scarico per l'intera superficie dell'area 1 risulta essere:

$$Q_{max} = 5 \frac{l}{s} \cdot ha \cdot S_{area\ 1} = 5 \cdot 1.057 = 5.29\ l/s$$

La luce da porre sul fondo del pozzetto regolatore è stata dimensionata secondo l'equazione d'efflusso sotto battente. Tale equazione è così esprimibile:

$$Q = \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

in cui:

Q è la portata uscente [mc/s];

μ è il coefficiente di efflusso;

a·b è l'area della bocca d'efflusso (altezza x larghezza) [mq];

h è il carico idraulico sulla bocca d'efflusso, pari alla differenza di quota tra il pelo libero a monte ed il pelo libero a valle della luce di fondo di regolazione.

Al fine di rispettare il limite massimo allo scarico la luce di fondo dovrà essere di dimensioni pari a 4 cm di larghezza e 5 cm di altezza.

Il tirante massimo è stato determinato come segue:

$$h_{max} = \text{livello max invaso} - z_{scorrimento} = 38.42 \text{ m slmm} - 37.52 \text{ m slmm} = 0.90 \text{ m}$$

Il carico idraulico massimo in corrispondenza della luce di fondo è il seguente:

$$h = h_{max} - h_{valle} = 0.90 - 0.06 = 0.84 \text{ m}$$

dove:

$h_{valle} = 0.06 \text{ m}$ è il tirante che si instaura in condizione di moto uniforme nella tubazione di scarico in PVC DN 250 mm a valle della luce (con pendenza del fondo pari allo 0,5 % e $k_s = 90$).

Si ricava quindi che la portata uscente dalla luce di fondo è pari a:

$$Q = 0.61 \cdot 0.05 \cdot 0.04 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.84} = 4.95 \text{ l/s} < 5.29 \text{ l/s}$$

8.2.3 Il modello matematico implementato per la verifica delle opere di compensazione idraulica

Le opere di compensazione idraulica relative all'Area 1 sono state verificate anche mediante l'implementazione di un modello matematico realizzato con il modello SWMM versione 5.1 della U.S. Environmental Protection Agency.

Il software, ricostruendo la risposta idrologica dei bacini a fronte di una precipitazione di progetto, simula la risposta idraulica della rete di collettori. Il modello è descritto con maggior dettaglio nell'Appendice 2.

Il modello è stato implementato inserendo le condotte di progetto, con il relativo manufatto di regolazione delle portate in corrispondenza dello scarico in Rio Macello.

Complessivamente la modellazione ha previsto l'implementazione di 61 nodi, 60 tratti e 27 bacini. Nella figura seguente si riporta un estratto del modello matematico implementato per la schematizzazione dell'area 1.

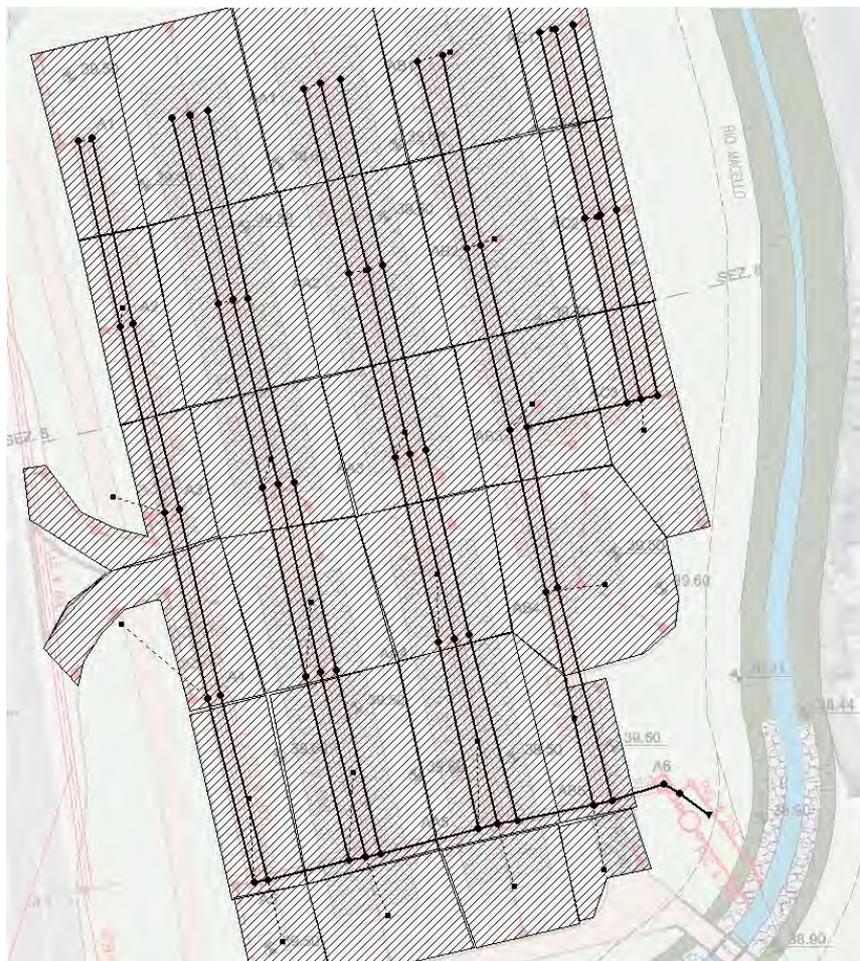


Figura 13: Estratto del modello matematico implementato mediante il software EPA SWMM.

A ciascun bacino è stato associato un grado di impermeabilità in funzione della trasformazione urbanistica a cui sarà soggetto il territorio.

I gradi di impermeabilizzazione associati ai bacini di calcolo sono i seguenti:

- Aree a verde: compreso tra il 5 % ed il 15%;
- Aree semi-permeabili (aree a parcheggio drenante): 60-70 %;
- Aree impermeabili (area nuovo fabbricato e aree asfaltate): 85-90%.

Si sono inoltre definiti i seguenti parametri caratteristici di ogni sottobacino:

- la pendenza media del bacino (espressa in %);

- la larghezza del bacino ("width"), definita come il rapporto tra l'area della superficie e la lunghezza media del percorso effettuato dal flusso d'acqua;
- la scabrezza delle superfici permeabili ed impermeabili, mediante assegnazione del numero di Manning;
- la profondità delle depressioni di invaso superficiale delle aree permeabili ed impermeabili e la percentuale di area impermeabile priva di depressioni superficiali (assegnata pari al 25%);
- i parametri relativi al modello di calcolo di infiltrazione naturale.

8.2.3.1 Verifica dei volumi di invaso per l'evento di precipitazione critico (Tp=10 ore)

E' stata analizzata la risposta del sistema di invaso di progetto implementato mediante modello matematico per l'evento di precipitazione critico, ovvero quello che determina la massima entità dei volumi di pioggia efficace.

Come determinato al precedente Capitolo, l'evento di pioggia critico per l'area 1 corrisponde ad una precipitazione di durata pari a 10 ore.

Nelle seguenti figure si riportano i profili idraulici delle dorsali principali di invaso relativi alle condizioni di massimo invaso. I profili fanno riferimento a quanto riportato in Figura 12 e negli elaborati grafici allegati al presente Progetto.

Il livello di massimo invaso risulta quindi uguale al valore determinato per via analitica e permette di mantenere un funzionamento delle condotte a gravità.

Per quanto riguarda la regolazione delle portate scaricate in Rio Macello, la luce di regolazione di dimensioni 4 x 5 cm (larghezza x altezza del foro) determina una portata in uscita massima pari a 4,97 l/s, inferiore alla portata massima ammissibile pari a 5,29 l/s, e sostanzialmente coincidente con quella determinata per via analitica.

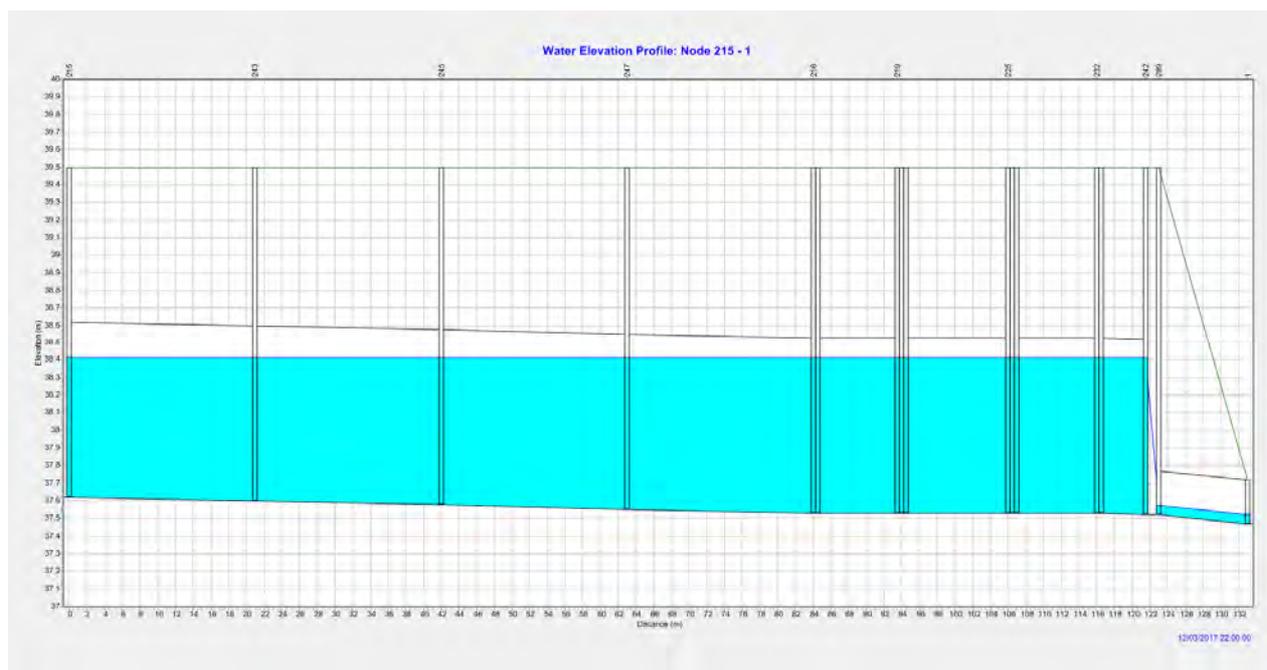


Figura 14: Evento di progetto (TR=50 anni e $T_p=10$ ore), condizioni di massimo invaso lungo le condotte del profilo A1-A5-A6.

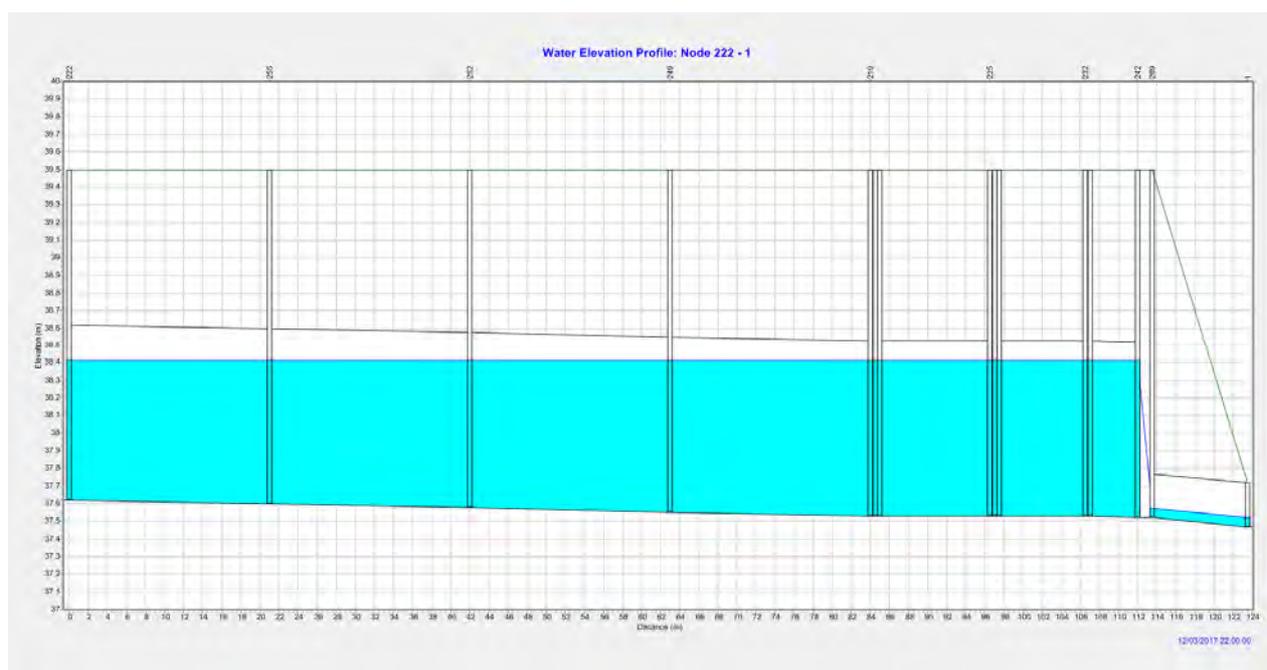


Figura 15: Evento di progetto (TR=50 anni e $T_p=10$ ore), condizioni di massimo invaso lungo le condotte del profilo di progetto AA1-AA5-A6.

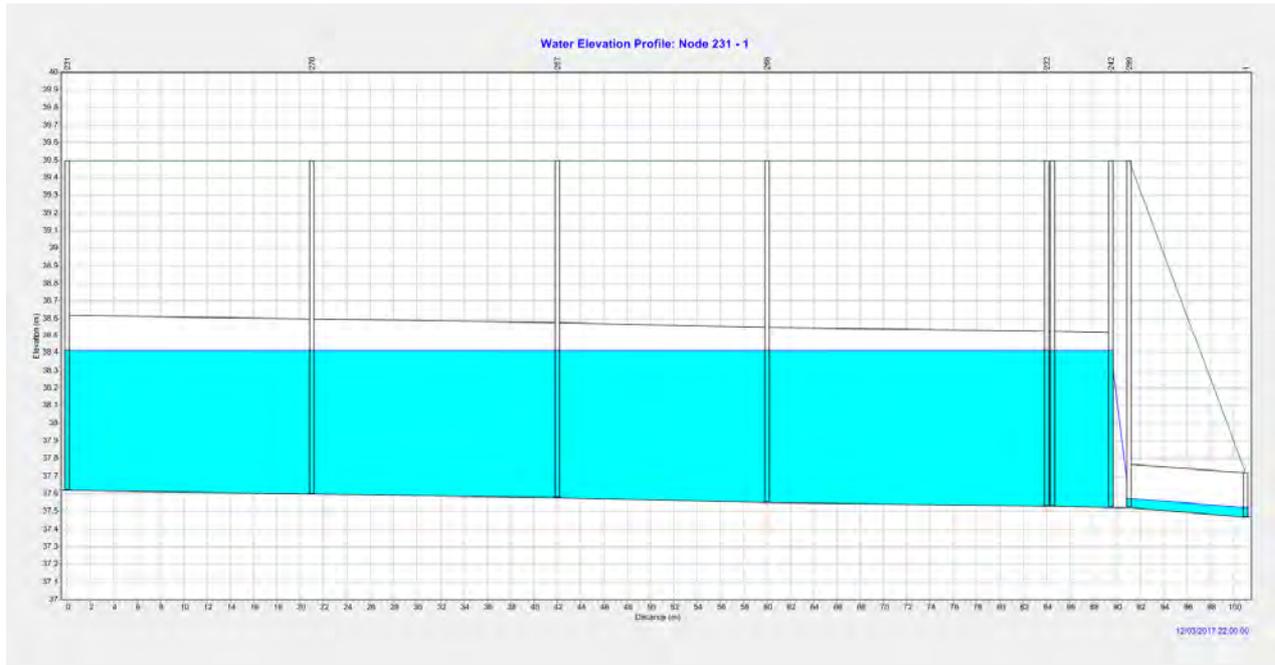


Figura 16: Evento di progetto (TR=50 anni e Tp=10 ore), condizioni di massimo invaso lungo le condotte del profilo di progetto AB1-A6.

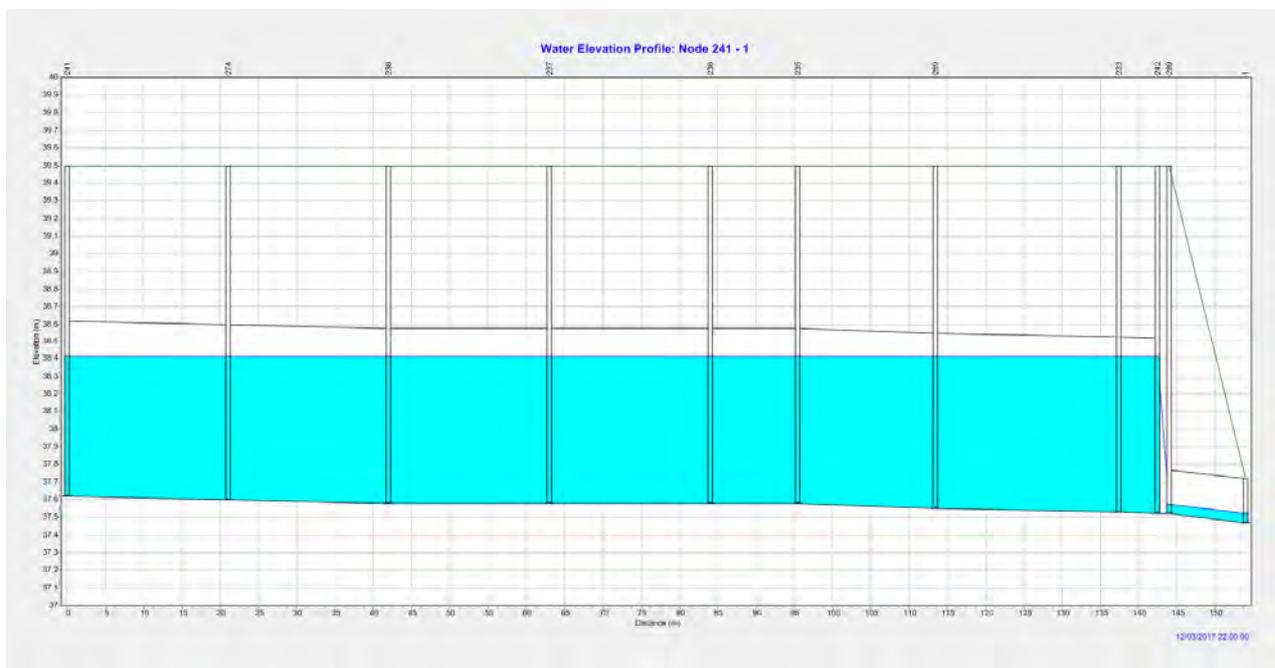


Figura 17: Evento di progetto (TR=50 anni e Tp=10 ore), condizioni di massimo invaso lungo le condotte del profilo di progetto AC1-A6.

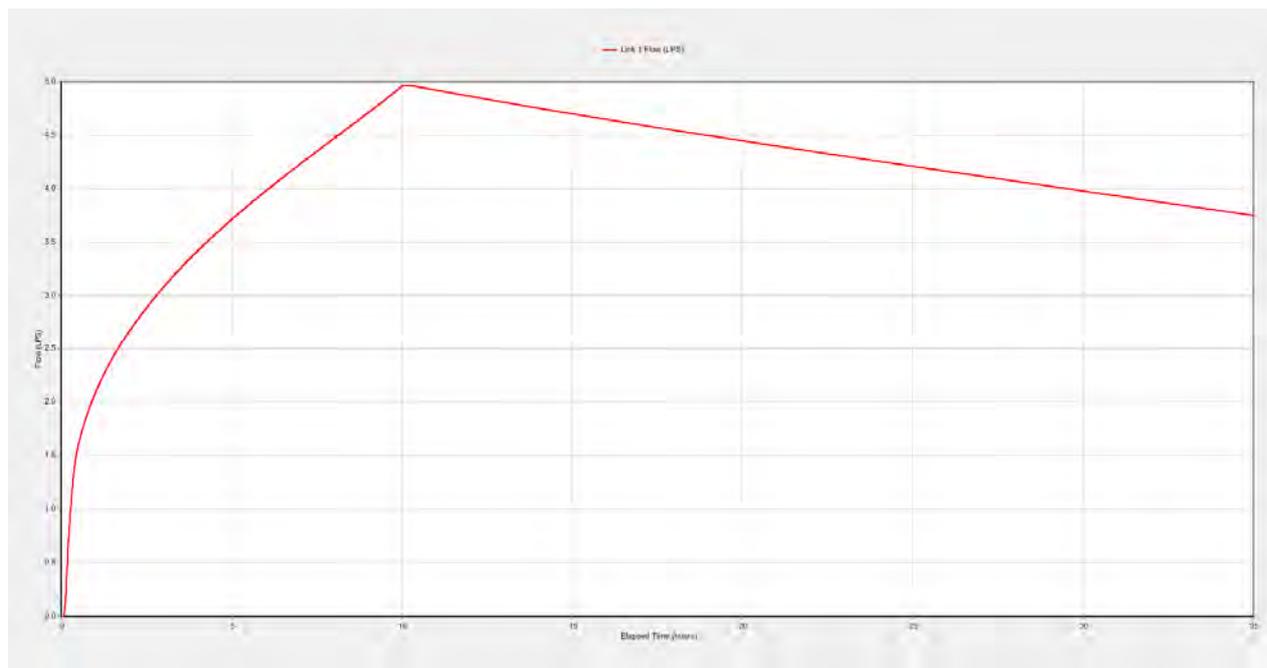


Figura 18: Evento di progetto (TR=50 anni e Tp=10 ore), curva della portata scaricata in Rio Macello attraverso la luce di fondo di regolazione in funzione del tempo.

8.2.3.2 Verifica della capacità di trasporto del sistema

Tale simulazione ha permesso di verificare la capacità di trasporto del sistema di tubazioni di progetto, a fronte di eventi di precipitazione intensi e di breve durata.

E' stata analizzata la risposta del sistema per eventi con TR=50 anni e durate di pioggia variabili tra 5 minuti e 30 minuti. Le analisi condotte hanno permesso di verificare che la durata di precipitazione che determina le maggiori portate in rete risulta pari a 10 minuti.

Nelle seguenti figure si riporta la condizione di massimo riempimento della rete di invaso.

Si evidenzia come tutti i rami della rete mantengano un funzionamento a pelo libero, con grado di riempimento massimo ovunque inferiore al 40%. I risultati mettono quindi in evidenza come la rete sia in grado di far defluire correttamente le portate di massimo deflusso e successivamente scaricarle nel corpo ricettore.

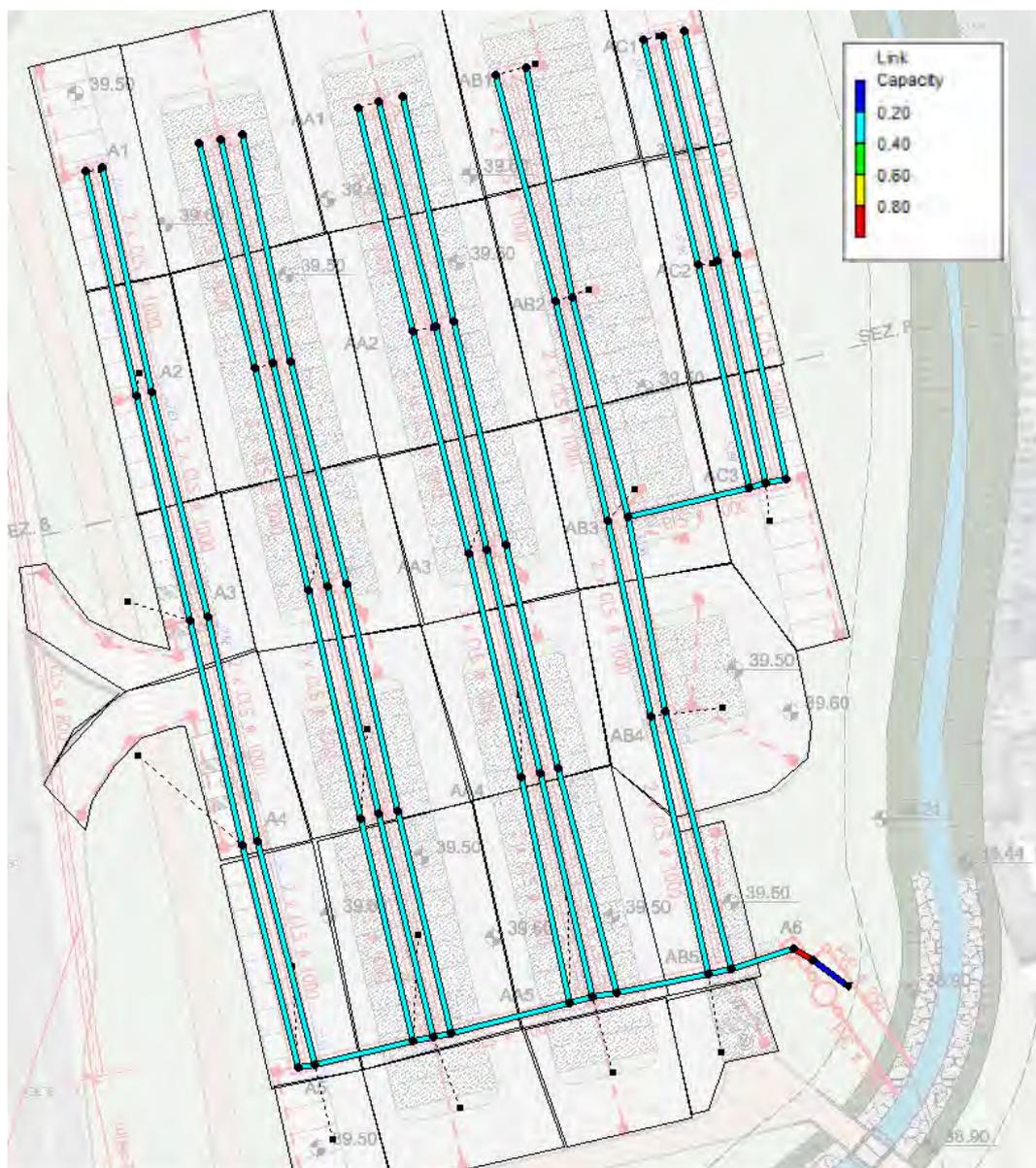


Figura 19: Evento con TR=50 anni e $T_p=10'$, condizione di massimo riempimento del sistema di tubazioni.

8.3 AREA 2

L'area di trasformazione ha un'estensione pari a 0,207 ha e ricade nella classe di intervento di modesta impermeabilizzazione.

8.3.1 Individuazione dei volumi di invaso

Ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009, ai fini dell'invarianza idraulica dell'area si deve garantire un volume di invaso minimo di 125.93 mc.

Si è inoltre stabilito di collettare allo scolo Rio Macello tutte le acque meteoriche raccolte dalla rete di drenaggio della rotatoria di progetto di via dei Roveri. L'ulteriore volume di invaso da garantire è stato stimato considerando una precipitazione della durata di 9 ore (pari a quella che determina il massimo volume da invasare ai fini dell'invarianza idraulica dell'area 2), insistente su una superficie di circa 1000 mq e con un grado di impermeabilizzazione dell'80.0 %. Ne risulta un volume defluito pari a 106.79 mc.

Il volume complessivo di 232.72 mc verrà garantito mediante la realizzazione di un sistema di invaso costituito da:

- un'area di laminazione, denominata area di laminazione "A", con superficie di invaso (riferita al livello di massimo invaso) pari a circa 387 mq e quota del fondo pari a 37.10 m slmm; le sponde dell'area di invaso avranno pendenza 3:2.

La quota di fondo dell'area di laminazione è stata imposta in modo da non approfondirsi al di sotto della massima altezza di falda rilevata in data 09/04/2014 e pari a 37.10 m slmm.

In corrispondenza della nuova rotatoria di via dei Roveri una serie di caditoie raccoglieranno le acque della sede stradale e il collegamento delle stesse all'area di laminazione sarà realizzato mediante degli allacci in PVC Ø 160 mm.

Lo scarico dei volumi di invaso nello scolo consortile Rio Macello sarà realizzato mediante una tubazione in PVC DN 200 mm ed i tiranti idrici all'interno del sistema di invaso risultano inferiori al metro (tirante massimo = 75 cm).

Lo scorrimento della condotta di scarico in Rio Macello è posto circa 1,20 m al di sopra del fondo alveo e lo scarico sarà presidiato da valvola a clapet.

Nella tabella successiva si riporta il calcolo dei volumi di invaso ottenuti mediante il sistema sopra descritto. Si assume un livello di massimo invaso pari a 37,85 m slm, tale da garantire un franco minimo rispetto al piano campagna pari a 45 cm.

Area di laminazione	Quota fondo	Quota terreno	Quota max invaso	Tirante	Franco idraulico	Area media liquida	W invaso
	m slm	m slm	m slm	m	m	m ²	mc
Area laminazione "A"	37.10	38.30	37.85	0.75	0.45	341.74	256.31

Tabella 28: Area 2, volume di invaso ottenuto mediante area di laminazione "A".

Il sistema di invaso permette di garantire un volume di invaso pari a 256.31 mc > 232.72 mc necessari all'invarianza idraulica e alla laminazione delle portate collettate dalla rete di drenaggio della rotatoria di progetto.

La figura seguente riporta la planimetria di progetto con indicazione delle opere di invaso previste per l'area 2.

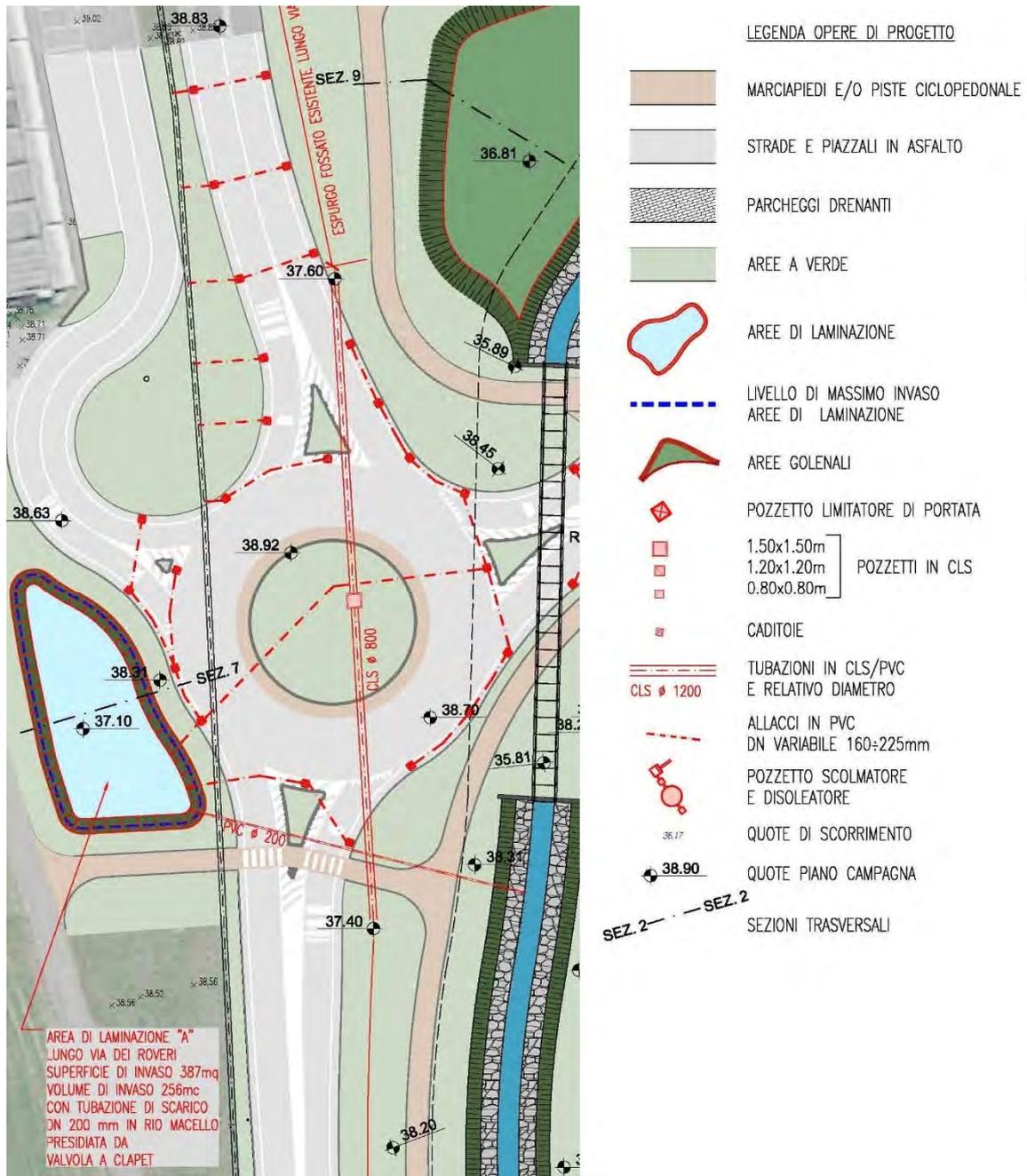


Figura 20: Area 2 – Sistema di invaso per la laminazione dei volumi di pioggia.

8.4 AREA 3

L'area di trasformazione ha un'estensione pari a 0,126 ha e ricade nella classe di intervento di modesta impermeabilizzazione.

8.4.1 Individuazione dei volumi di invaso

Ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009, ai fini dell'invarianza idraulica dell'area si deve garantire un volume di invaso minimo di 121.47 mc.

Il volume di invaso verrà garantito mediante la realizzazione di un sistema costituito da:

- una linea di raccolta sovradimensionata mediante la posa di 3 tubazioni in parallelo DN 1000 mm all'interno della nuova viabilità (profilo R), con uno sviluppo complessivo di 180 m; le tubazioni saranno in calcestruzzo e la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,1 %.

Le opere di raccolta delle acque meteoriche comprendono una serie di caditoie che raccolgono le acque della carreggiata lungo la nuova viabilità.

Il collegamento alla rete di invaso delle tubazioni DN 1000 mm sarà reso possibile mediante degli allacci in PVC Ø 160 mm.

Lo scarico dei volumi di invaso nello scolo consortile Rio Macello sarà realizzato mediante una tubazione in PVC DN 200 mm.

Lo scorrimento della condotta di scarico in Rio Macello è posto circa 70 cm al di sopra del fondo alveo e lo scarico sarà presidiato da valvola a clapet.

Nella tabella successiva si riporta il calcolo dei volumi di invaso del sistema di tubazioni. Il grado di riempimento medio delle tubazioni è pari all'80%, con un tirante massimo pari a 0,82 m (<1 m). Il livello di massimo invaso è pari a 37.42 m slmm.

Invaso mediante tubi	Tratto	if	Quota scorrimento monte	Quota scorrimento valle	L	D	y monte	A liquida monte	y valle	A liquida valle	n° tubi uguali	W invaso
		(-)	m slm	m slm	m	m	m	mq	m	mq	(-)	mc
PROFILO R	R1-R2	0.001	36.62	36.60	20.00	1.00	0.80	0.67	0.82	0.69	3	40.89
PROFILO R	R2-R3	0.001	36.62	36.60	20.00	1.00	0.80	0.67	0.82	0.69	3	40.89
PROFILO R	R3-R4	0.001	36.64	36.62	20.00	1.00	0.78	0.66	0.80	0.67	3	39.93
												121.70

Tabella 29: Area 3, volumi di invaso garantiti mediante tubazioni.

Il sistema di invaso permette di garantire un volume di invaso pari a 121.70 mc > 121.47 mc necessari all'invarianza idraulica dell'area.

La figura seguente riporta la planimetria di progetto con indicazione delle opere di invaso previste per l'Area 3.

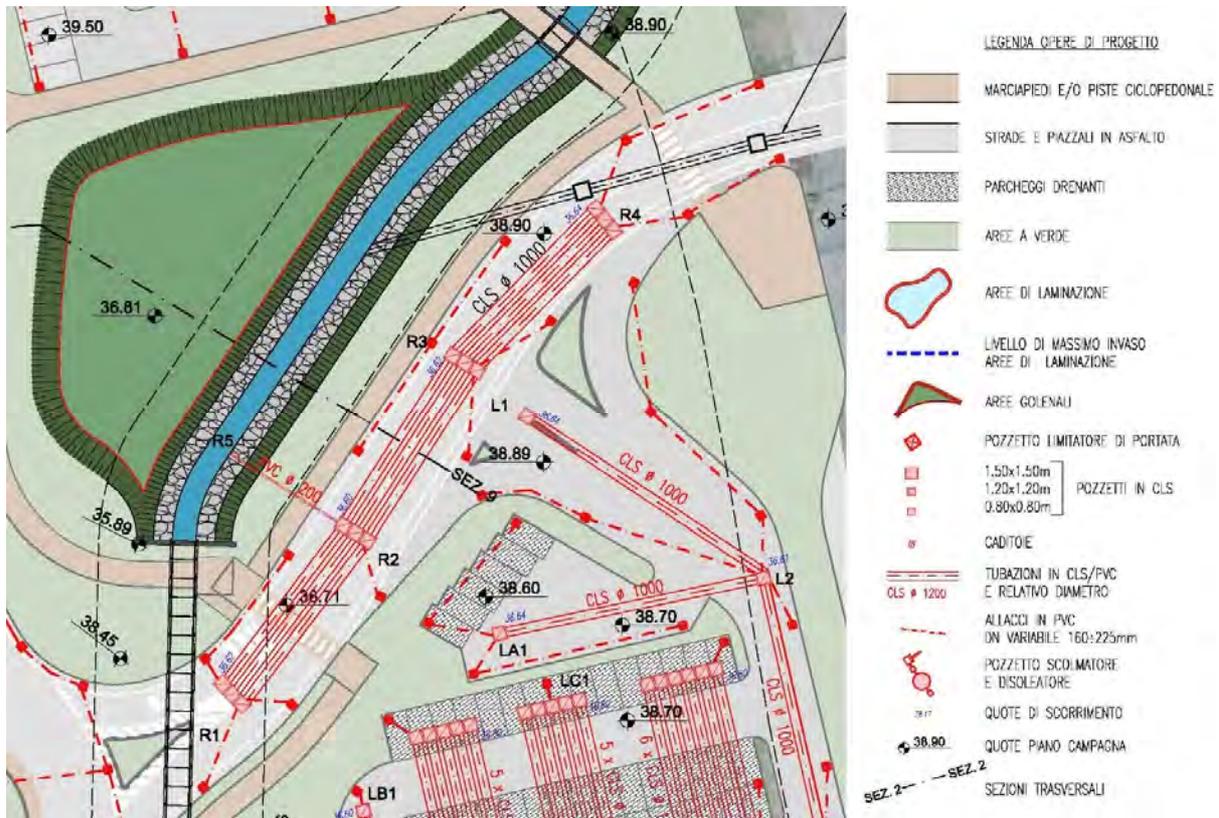


Figura 21: Area 3 – Sistema di invaso per la laminazione dei volumi di pioggia.

8.4.2 Verifica della capacità di trasporto delle condotte

La verifica della capacità di trasporto del sistema di raccolta viene eseguita verificando che la portata massima smaltibile dalle tubazioni di progetto sia superiore a quella generata dall'evento meteorico.

Considerando un tempo di pioggia pari a 5 minuti, la portata generata dall'evento è pari a:

$$Q = \frac{We}{t} = \frac{18.66 \text{ mc}}{300 \text{ s}} = 0.06219 \frac{\text{mc}}{\text{s}} = 62.19 \text{ l/s}$$

La portata trasportata da una condotta DN 1000 in regime di moto uniforme, secondo la formula di Gauckler – Strickler, è la seguente:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

Ipotizzando di avere condizioni di funzionamento a sezione piena e adottando $k_s = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (condizione di tubi usati), la portata trasportata è pari a:

$$Q = 70 \cdot 0.785 \cdot 0.25^{2/3} \cdot 0.001^{1/2} = 690 \frac{\text{l}}{\text{s}} > 62.19 \text{ l/s}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.5 AREE 4 E 5

L'area di trasformazione complessiva (area 4 + area 5) ha un'estensione pari a 6,15 ha e ricade nella classe di intervento di significativa impermeabilizzazione.

Come già esposto ai paragrafi precedenti sono state considerate le seguenti due aree:

- area 4: area afferente al sistema di laminazione;
- area 5: area limitrofa allo scolo consortile Rio Macello e direttamente afferente allo stesso.

Si è già osservato come, al fine di compensare anche la variazione di grado di impermeabilizzazione dell'area 5, l'aumento di volumi di invaso prodotti verrà compensato mediante il sistema di laminazione dell'area 4.

Le opere di laminazione di seguito descritte permetteranno quindi di garantire i volumi di invaso complessivi (area 4 + area 5) calcolati in precedenza.

8.5.1 Individuazione dei volumi di invaso

Ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009, ai fini dell'invarianza idraulica dell'area complessiva (area 4 + area 5) si deve garantire un volume di invaso minimo di 4091,98 mc.

Tale volume verrà garantito mediante la realizzazione di un sistema di invaso costituito da:

- una batteria di 8 tubazioni sovradimensionate DN 1000 mm posate nella parte orientale dell'area 4 (Profili C-D-E-F-G-B-BA-BB); la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,1 %;
- ulteriori 5 tubazioni sovradimensionate DN 1000 mm posate nella parte nord-orientale dell'area 4 (Profili CA-CB-CC-CD); la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,1 %;
- ulteriori 6 tubazioni DN 600 mm posate nella zona a sud-orientale dell'area 4 (rami BB1-BB3, BA1-BA3, B1-B3); la pendenza delle condotte è pari allo 0,1 %;
- 3 tubazioni sovradimensionate DN 1000 mm posate nella zona centrale dell'area 4 (Profilo H) con innesto sulla linea di raccolta principale; la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,1 %;
- 4 tubazioni sovradimensionate DN 1000 mm posate nella zona ovest dell'area 4 (Profilo I) con scarico finale nell'area di laminazione "B"; la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,1 %;
- la linea di raccolta principale di diametro variabile da DN 1000 mm (ramo B3-B5) a DN 1200 mm (ramo B5-B13), con pendenza pari allo 0,1 %;

- 3 batterie di tubazioni DN 1000 mm, per un totale di 16 tubazioni, posate in corrispondenza dell'area a parcheggio (Profili LC), con pendenza pari allo 0,1 %;
- 2 tubazioni DN 1000 mm posate in corrispondenza dell'area a parcheggio (Profili L e LB), pari allo 0,1 %;
- un'area di laminazione, denominata area di laminazione "B", di superficie (riferita al livello di massimo invaso) pari a 2018 mq; le sponde dell'area di laminazione avranno pendenza 3:2; l'invaso avrà un alveo di magra posto a quota 36.07 m slmm per permettere il deflusso delle portate in caso di piogge ordinarie, ed un'area di laminazione con quota del fondo variabile tra 36.37 m slmm e 36.57 m slmm.

La quota di fondo dell'area di laminazione "B" è stata imposta in modo da mantenersi 50 cm al di sopra della quota di fondo del rio Macello in corrispondenza dello scarico.

In corrispondenza delle aree adibite a parcheggio o a manovra una serie di caditoie raccoglieranno le acque meteoriche ed il collegamento delle stesse al sistema di tubazioni di invaso sarà realizzato mediante degli allacci in PVC di diametro variabile Ø 160-200 mm.

Nella tabella successiva si riporta il calcolo dei volumi di invaso ottenuti mediante il sistema descritto. Si è assunto un livello di massimo invaso pari a 37,35 m slm.

Invaso mediante tubi	Tratto	if	Quota	Quota	L	D	y monte	A liquida monte	y valle	A liquida valle	n° tubi uguali	W invasivo
			scorrimento monte	scorrimento valle								
		(-)	m slm	m slm	m	m	m	m	m	m	(-)	mc
PROFILO B	B13-B12	0.001	36.31	36.27	34.33	1.20	1.04	1.04	1.08	1.07	1	36.28
PROFILO B	B12-B11	0.001	36.34	36.31	32.53	1.20	1.01	1.02	1.04	1.04	1	33.46
PROFILO B	B11-B10	0.001	36.38	36.34	33.06	1.20	0.97	0.98	1.01	1.02	1	32.98
PROFILO B	B10-B9	0.001	36.41	36.38	33.06	1.20	0.94	0.95	0.97	0.98	1	31.90
PROFILO B	B9-B8	0.001	36.43	36.41	15.25	1.20	0.92	0.93	0.94	0.95	1	14.34
PROFILO B	B8-B7	0.001	36.44	36.43	12.66	1.20	0.91	0.92	0.92	0.93	1	11.71
PROFILO B	B7-B6	0.001	36.46	36.44	17.76	1.20	0.89	0.90	0.91	0.92	1	16.16
PROFILO B	B6-B5	0.001	36.47	36.46	14.04	1.20	0.88	0.89	0.89	0.90	1	12.55
PROFILO B	B5-B4	0.001	36.51	36.47	40.85	1.00	0.84	0.70	0.88	0.73	1	29.34
PROFILO B	B4-B3	0.001	36.55	36.51	40.40	1.00	0.80	0.67	0.84	0.70	1	27.83
PROFILO B	B3-B2	0.001	36.59	36.55	38.98	0.60	0.60	0.28	0.60	0.28	1	11.02
PROFILO B	B2-B1	0.001	36.62	36.59	25.50	0.60	0.60	0.28	0.60	0.28	1	7.21
PROFILO BA	B3-BA2	0.001	36.59	36.55	38.28	0.60	0.60	0.28	0.60	0.28	1	10.82
PROFILO BA	BA2-BA1	0.001	36.62	36.59	20.00	0.60	0.60	0.28	0.60	0.28	1	5.65
PROFILO BB	B4-BB3	0.001	36.55	36.51	38.61	1.00	0.80	0.67	0.84	0.70	1	26.60
PROFILO BB	BB3-BB2	0.001	36.59	36.55	38.43	0.60	0.60	0.28	0.60	0.28	1	10.87
PROFILO BB	BB2-BB1	0.001	36.62	36.59	20.00	0.60	0.60	0.28	0.60	0.28	1	5.65
PROFILO C	B9-C4	0.001	36.46	36.41	47.04	1.00	0.89	0.74	0.94	0.77	1	35.39
PROFILO C	C4-C3	0.001	36.50	36.46	38.20	1.00	0.85	0.71	0.89	0.74	1	27.69
PROFILO C	C3-C2	0.001	36.54	36.50	38.20	1.00	0.81	0.68	0.85	0.71	1	26.61
PROFILO C	C2-C1	0.001	36.58	36.54	38.20	1.00	0.77	0.65	0.81	0.68	1	25.41
PROFILO CA	C2-CA5	0.001	36.56	36.54	15.79	1.00	0.79	0.67	0.81	0.68	1	10.63
PROFILO CA	CA5-CA4	0.001	36.57	36.56	14.89	1.00	0.78	0.66	0.79	0.67	1	9.85
PROFILO CA	CA4-CA3	0.000	36.57	36.57	3.72	1.00	0.78	0.66	0.78	0.66	1	2.45
PROFILO CA	CA3-CA2	0.003	36.58	36.57	3.72	1.00	0.77	0.65	0.78	0.66	1	2.43
PROFILO CA	CA2-CA1	0.001	36.62	36.58	40.00	1.00	0.73	0.61	0.77	0.65	1	25.26
PROFILO CA	CA5-CD1	0.001	36.60	36.56	40.00	1.00	0.75	0.63	0.79	0.67	1	25.95
PROFILO CA	CA4-CC1	0.001	36.61	36.57	40.00	1.00	0.74	0.62	0.78	0.66	1	25.61
PROFILO CA	CA3-CB1	0.001	36.63	36.57	60.00	1.00	0.72	0.61	0.78	0.66	1	37.88
PROFILO D	B8-D4	0.001	36.47	36.43	43.17	1.00	0.88	0.73	0.92	0.76	1	32.12
PROFILO D	D4-D3	0.001	36.51	36.47	38.20	1.00	0.84	0.70	0.88	0.73	1	27.43
PROFILO D	D3-D2	0.001	36.55	36.51	38.20	1.00	0.80	0.67	0.84	0.70	1	26.32
PROFILO D	D2-D1	0.001	36.59	36.55	38.20	1.00	0.76	0.64	0.80	0.67	1	25.10
PROFILO E	B7-E4	0.001	36.48	36.44	39.12	1.00	0.87	0.73	0.91	0.75	1	28.87
PROFILO E	E4-E3	0.001	36.52	36.48	38.20	1.00	0.83	0.70	0.87	0.73	1	27.17
PROFILO E	E3-E2	0.001	36.56	36.52	38.20	1.00	0.79	0.67	0.83	0.70	1	26.02
PROFILO E	E2-E1	0.001	36.60	36.56	38.20	1.00	0.75	0.63	0.79	0.67	1	24.78
PROFILO F	B6-F4	0.001	36.49	36.46	33.37	1.00	0.86	0.72	0.89	0.74	1	24.31
PROFILO F	F4-F3	0.001	36.53	36.49	38.20	1.00	0.82	0.69	0.86	0.72	1	26.89
PROFILO F	F3-F2	0.001	36.57	36.53	38.20	1.00	0.78	0.66	0.82	0.69	1	25.72
PROFILO F	F2-F1	0.001	36.61	36.57	28.20	1.00	0.74	0.62	0.78	0.66	1	18.05
PROFILO G	B5-G4	0.001	36.50	36.47	29.14	1.00	0.85	0.71	0.88	0.73	1	21.03
PROFILO G	G4-G3	0.001	36.54	36.50	38.20	1.00	0.81	0.68	0.85	0.71	1	26.61
PROFILO G	G3-G2	0.001	36.58	36.54	38.20	1.00	0.77	0.65	0.81	0.68	1	25.41
PROFILO G	G2-G1	0.001	36.62	36.58	28.20	1.00	0.73	0.61	0.77	0.65	1	17.81
PROFILO H	B7-H3	0.004	36.51	36.44	20.00	1.00	0.84	0.70	0.91	0.75	1	14.55
PROFILO H	H3-H2	0.001	36.53	36.51	18.00	1.00	0.82	0.69	0.84	0.70	1	12.54
PROFILO H	H2-H1	0.001	36.55	36.53	20.00	1.00	0.80	0.67	0.82	0.69	1	13.63
PROFILO I	I5-I4	0.001	36.46	36.45	7.00	1.00	0.89	0.74	0.90	0.74	1	5.19
PROFILO I	I4-I3	0.001	36.51	36.46	46.20	1.00	0.84	0.70	0.89	0.74	1	33.33
PROFILO I	I3-I2	0.001	36.53	36.51	20.00	1.00	0.82	0.69	0.84	0.70	1	13.94
PROFILO I	I2-I1	0.001	36.55	36.53	20.00	1.00	0.80	0.67	0.82	0.69	1	13.63
PROFILO LA	L8-L7	0.027	36.50	36.33	6.19	1.00	0.85	0.71	1.00	0.79	1	4.63
PROFILO LA	L7-L6	0.001	36.52	36.50	21.02	1.00	0.83	0.70	0.85	0.71	1	14.80
PROFILO LA	L6-L5	0.001	36.54	36.52	21.02	1.00	0.81	0.68	0.83	0.70	1	14.49
PROFILO LA	L5-L4	0.001	36.56	36.54	21.02	1.00	0.79	0.67	0.81	0.68	1	14.16
PROFILO LA	L4-L3	0.001	36.58	36.56	21.02	1.00	0.77	0.65	0.79	0.67	1	13.81
PROFILO LA	L3-L2	0.001	36.61	36.58	29.33	1.00	0.74	0.62	0.77	0.65	1	18.65
PROFILO LA	L2-LA1	0.001	36.64	36.61	27.00	1.00	0.71	0.60	0.74	0.62	1	16.46
PROFILO LA	L2-L1	0.001	36.64	36.61	29.00	1.00	0.71	0.60	0.74	0.62	1	17.68
PROFILO LC	LC6-LC5	0.001	36.52	36.50	21.00	1.00	0.83	0.70	0.85	0.71	16	236.61
PROFILO LC	LC5-LC4	0.001	36.54	36.52	21.00	1.00	0.81	0.68	0.83	0.70	16	231.56
PROFILO LC	LC4-LC3	0.001	36.56	36.54	21.00	1.00	0.79	0.67	0.81	0.68	16	226.30
PROFILO LC	LC3-LC2	0.001	36.58	36.56	21.00	1.00	0.77	0.65	0.79	0.67	16	220.82
PROFILO LC	LC2-LC1	0.001	36.60	36.58	21.00	1.00	0.75	0.63	0.77	0.65	16	215.17
PROFILO LE	LB6-LB5	0.001	36.52	36.50	21.00	1.00	0.83	0.70	0.85	0.71	1	14.79
PROFILO LE	LB5-LB4	0.001	36.54	36.52	21.00	1.00	0.81	0.68	0.83	0.70	1	14.47
PROFILO LE	LB4-LB3	0.001	36.56	36.54	21.00	1.00	0.79	0.67	0.81	0.68	1	14.14
PROFILO LE	LB3-LB2	0.001	36.58	36.56	21.00	1.00	0.77	0.65	0.79	0.67	1	13.80
PROFILO LE	LB2-LB1	0.001	36.60	36.58	15.00	1.00	0.75	0.63	0.77	0.65	1	9.61
PROFILO L	B12-LC6	0.024	36.50	36.31	7.83	1.00	0.85	0.71	1.00	0.79	1	5.86
PROFILO L	LC6-LB6	0.000	36.50	36.50	14.24	1.00	0.85	0.71	0.85	0.71	1	10.13
												2417.94

Tabella 30: Area 5, volumi di invasivo ottenuti mediante tubazioni.

Area di laminazione	Quota fondo (alveo magra)	Quota fondo Area invaso (quota media)	Quota minima p.c.	Quota max invaso	Tirante medio al massimo riempimento	Franco idraulico medio	W invaso Area laminazione
	m slm	m slm	m slm	m slm	m	m	mc
Area laminazione "B"	36.07	36.47	38.15	37.35	0.88	0.80	1721.15

Tabella 31: Area 5, volume di invaso ottenuto mediante l'area di laminazione "B".

Nel dettaglio, il volume d'invaso ottenuto mediante il riempimento dell'area di laminazione "B" è espresso, al variare del livello, dalla seguente curva d'invaso.

CURVA D'INVASO AREA LAM. "B"			
Livello	Profondità	Area liquida	Volume
36.07	0	173	0
36.37	0.3	198	55.65
36.47	0.4	1087	119.9
36.57	0.5	1727	260.6
37.35	1.28	2018	1721.15

Tabella 32: Curva d'invaso per l'area di laminazione "B".

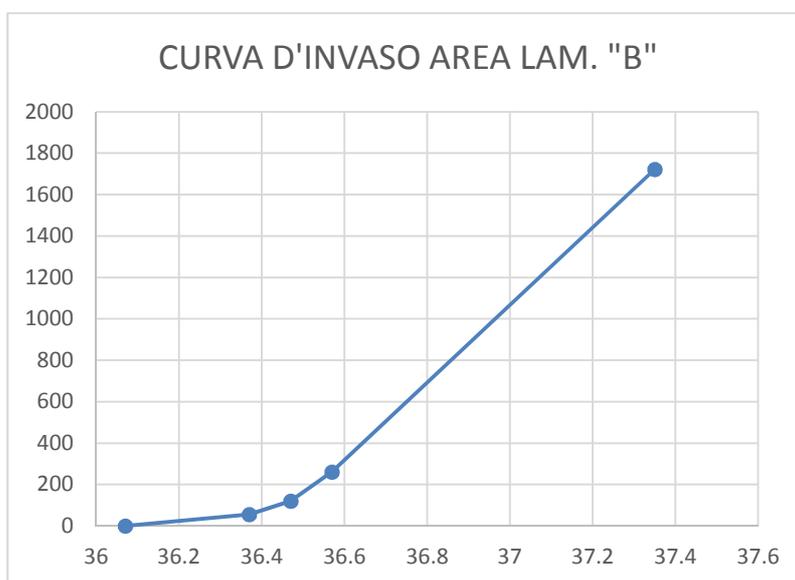


Figura 22: Curva d'invaso per l'area di laminazione "B".

Il massimo volume di invaso complessivo è quindi pari a:

$$W_{invaso\ tot} = W_{tubi} + W_{area\ invaso} = 2417.94 + 1721.15 = 4139.09\ mc.$$

Il sistema di invaso permette quindi di garantire un volume di invaso pari a 4139.09 mc > 4091.98 mc necessari all'invarianza idraulica.

Lo scarico dei volumi invasati nello scolo consortile Rio Macello sarà controllato mediante manufatto di regolazione con luce di fondo opportunamente dimensionata e a valle dello stesso con una tubazione in PVC DN 250 mm.

Lo scorrimento della condotta di scarico in Rio Macello è posto 50 cm al di sopra del fondo alveo e lo scarico sarà presidiato da valvola a clapet.

Le figure seguenti riportano la planimetria di progetto con indicazione delle opere di invaso previste per l'area 4.



Figura 23: Area 4 – Tubazioni di progetto e area di laminazione “B” per l’invaso dei volumi.

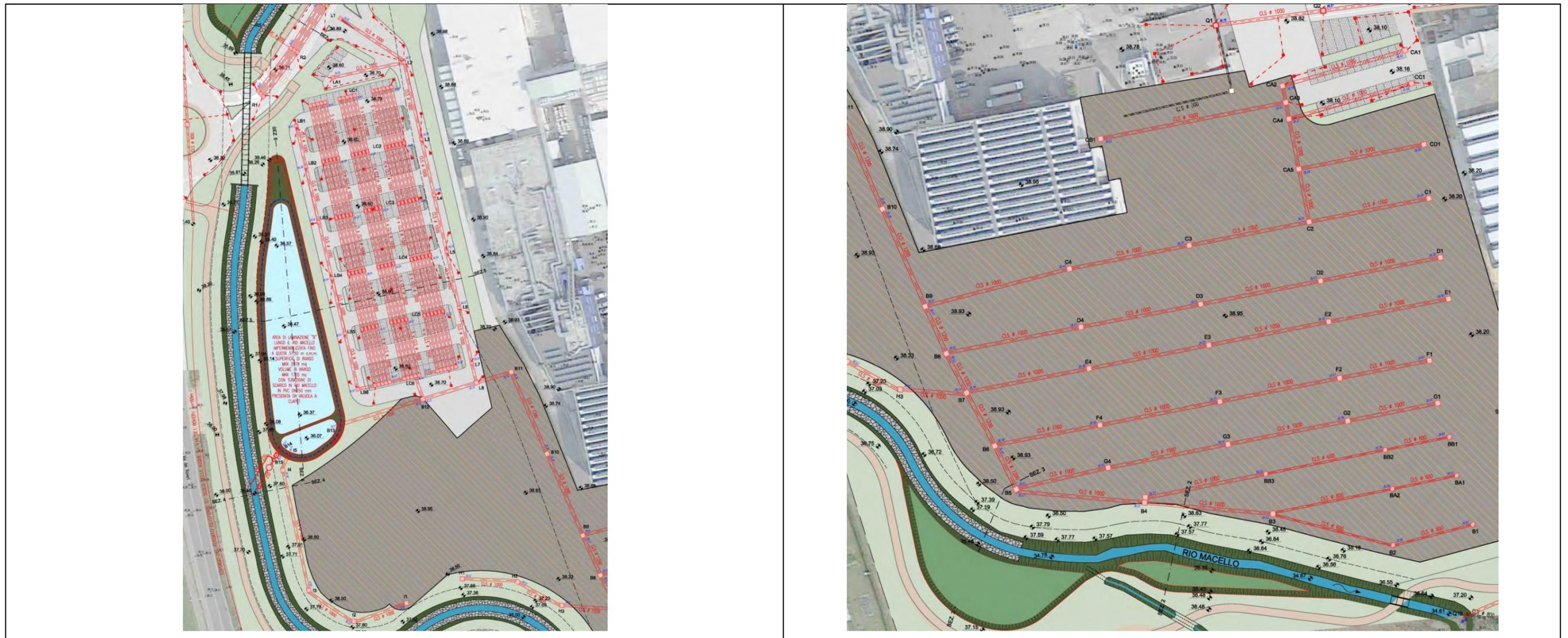


Figura 24: Planimetria dello stato di progetto per l'area di invarianza idraulica 4, a sinistra il settore occidentale della nuova area ad uso produttivo con l'area destinata a parcheggio e l'area di laminazione "B", e a destra il settore orientale.

8.5.2 Dimensionamento del manufatto di regolazione

Lo scarico dei volumi di invaso nello scolo consortile Rio Macello avverrà mediante realizzazione di un manufatto regolatore delle portate. Tale manufatto sarà dimensionato in modo che la portata scaricata a valle non ecceda la portata massima consentita, pari a 5 l/s per ettaro di superficie soggetta a trasformazione.

Per quanto riguarda l'area afferente direttamente allo scolo Rio Macello (area 5), non è possibile regolare le portate scaricate nel corpo ricettore in quanto queste non vengono precedentemente invasate ma defluiscono direttamente nel corso d'acqua. Le portate scaricate relativamente a tale area risultano quindi eccedere il limite massimo consentito per ettaro di superficie.

Il manufatto regolatore del sistema di invaso dell'area 4 è stato quindi dimensionato in modo tale da scaricare una portata massima inferiore a 5 l/s per ettaro al fine di compensare l'eccesso di deflusso prodotto dall'area 5, secondo la metodologia di seguito esposta.

L'evento di precipitazione che determina il massimo volume di invaso per l'area complessiva (aree 4 + 5) è quello corrispondente ad una precipitazione di durata 10 ore.

Per tale evento il volume di precipitazione netta e la conseguente portata generata dall'area 5 risultano i seguenti:

$$We = 471.94 \text{ mc}$$
$$Q_{Area\ 5} = \frac{We}{t} = \frac{471.94 \text{ mc}}{39600 \text{ s}} = 0.01311 \frac{\text{mc}}{\text{s}} = 13.11 \text{ l/s}$$

Il limite massimo di portata ammessa allo scarico per l'intera superficie dell'area (aree 4 + 5) risulta essere:

$$Q_{max} = 5 \frac{\text{l}}{\text{s}} \cdot \text{ha} \cdot S_{4+5} = 5 \cdot 6.15 = 30.74 \text{ l/s}$$

La portata massima che può essere scaricata attraverso la luce di fondo del manufatto regolatore risulta quindi:

$$Q_{max\ luce} = Q_{max} - Q_{Area\ 5} = 30.74 - 13.11 = 17.64 \text{ l/s}$$

La luce da porre sul fondo del pozzetto regolatore è stata dimensionata secondo l'equazione d'efflusso sotto battente.

Tale equazione è così esprimibile:

$$Q = \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

in cui:

Q è la portata uscente [mc/s];

μ è il coefficiente di efflusso;

a·b è l'area della bocca d'efflusso (altezza x larghezza) [mq];

h è il carico idraulico sulla bocca d'efflusso, pari alla differenza di quota tra il pelo libero a monte ed il pelo libero a valle della luce di fondo di regolazione.

Al fine di rispettare il limite massimo allo scarico la luce di fondo dovrà essere di dimensioni pari a 7 cm di larghezza e 8 cm di altezza.

Il tirante massimo è stato determinato come segue:

$$h_{max} = \text{livello max invaso} - z_{scorrimento} = 37.35 \text{ m slmm} - 36.05 \text{ m slmm} = 1.30 \text{ m}$$

Il carico idraulico massimo in corrispondenza della luce di fondo è il seguente:

$$h = h_{max} - h_{valle} = 1.30 - 0.13 = 1.17 \text{ m}$$

dove:

$h_{valle} = 0.13 \text{ m}$ è il tirante che si instaura in condizione di moto uniforme nella tubazione di scarico in PVC DN 250 mm a valle della luce (con pendenza del fondo pari allo 0,2 % e $k_s = 90$).

Si ricava quindi che la portata uscente dalla luce di fondo è pari a:

$$Q = 0.61 \cdot 0.07 \cdot 0.08 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 1.17} = 16.35 \text{ l/s} < 17.64 \text{ l/s}$$

La verifica del dimensionamento del manufatto regolatore risulta soddisfatta.

8.5.3 Il modello matematico implementato per la verifica delle opere di compensazione idraulica

Le opere di compensazione idraulica sono state verificate anche mediante l'implementazione di un modello matematico realizzato con il modello SWMM versione 5.1 della U.S. Environmental Protection Agency.

Il software, ricostruendo la risposta idrologica dei bacini a fronte di una precipitazione di progetto, simula la risposta idraulica della rete di collettori. Il modello è descritto con maggior dettaglio nell'Appendice 2.

Il modello è stato implementato inserendo le condotte di progetto e l'area di laminazione prevista, con il relativo manufatto di regolazione delle portate in corrispondenza dello scarico in Rio Macello.

Complessivamente la modellazione ha previsto l'implementazione di 168 nodi, 165 tratti e 83 sotobacini. Nella figura seguente si riporta un estratto del modello matematico implementato per l'area 4.



Figura 25: Estratto del modello matematico implementato mediante il software EPA SWMM.

A ciascun bacino è stato associato un grado di impermeabilità in funzione della trasformazione urbanistica a cui sarà soggetto il territorio.

I gradi di impermeabilizzazione associati ai bacini di calcolo sono i seguenti:

- Aree a verde: compreso tra il 5 % ed il 15%;

- Aree semi-permeabili (aree a parcheggio drenante): 60-70 %;
- Aree impermeabili (area nuovo fabbricato e aree asfaltate): 85-90%.

Si sono inoltre definiti i seguenti parametri caratteristici di ogni sottobacino:

- la pendenza media del bacino (espressa in %);
- la larghezza del bacino ("width"), definita come il rapporto tra l'area della superficie e la lunghezza media del percorso effettuato dal flusso d'acqua;
- la scabrezza delle superfici permeabili ed impermeabili, mediante assegnazione del numero di Manning;
- la profondità delle depressioni di invaso superficiale delle aree permeabili ed impermeabili e la percentuale di area impermeabile priva di depressioni superficiali (assegnata pari al 25%);
- i parametri relativi al modello di calcolo di infiltrazione naturale.

8.5.3.1 Verifica dei volumi di invaso per l'evento di precipitazione critico (Tp=10 ore)

E' stata analizzata la risposta del sistema di invaso di progetto implementato mediante modello matematico per l'evento di precipitazione critico, ovvero quello che determina la massima entità dei volumi di pioggia efficace.

Come determinato al Capitolo precedente, l'evento di pioggia critico per l'area in esame corrisponde ad una precipitazione di durata pari a 12 ore.

Nelle seguenti figure si riportano i profili idraulici delle dorsali principali di invaso relativi alle condizioni di massimo invaso. I profili fanno riferimento a quanto riportato nelle precedenti figure e negli elaborati grafici allegati al presente Progetto.

Si riporta inoltre l'andamento dei tiranti e dei volumi all'interno dell'area di laminazione "B" e la portata in uscita dal manufatto regolatore e scaricata in Rio Macello.

Il massimo livello idrico raggiunto all'interno dell'area di laminazione "B" è pari a 37,35 m slmm, a cui corrisponde un volume di invaso dell'area pari a 1722,14 mc, sostanzialmente coincidente con il valore di 1721,15 mc determinato analiticamente.

Il livello di massimo invaso risulta quindi uguale al valore determinato per via analitica e permette di mantenere un funzionamento delle condotte a gravità, ad eccezione delle 2 tubazioni DN 600 mm nell'area a sud dell'area produttiva di progetto, mantenendosi comunque un franco idraulico rispetto al piano campagna ovunque superiore a 50 cm.

Per quanto riguarda la regolazione delle portate scaricate in Rio Macello, la luce di regolazione di dimensioni 7 x 8 cm (larghezza x altezza del foro) determina una portata in uscita massima pari a 16,21 l/s, inferiore alla portata massima ammissibile pari a 17,64 l/s, e sostanzialmente coincidente con il valore di 16,35 calcolato analiticamente.

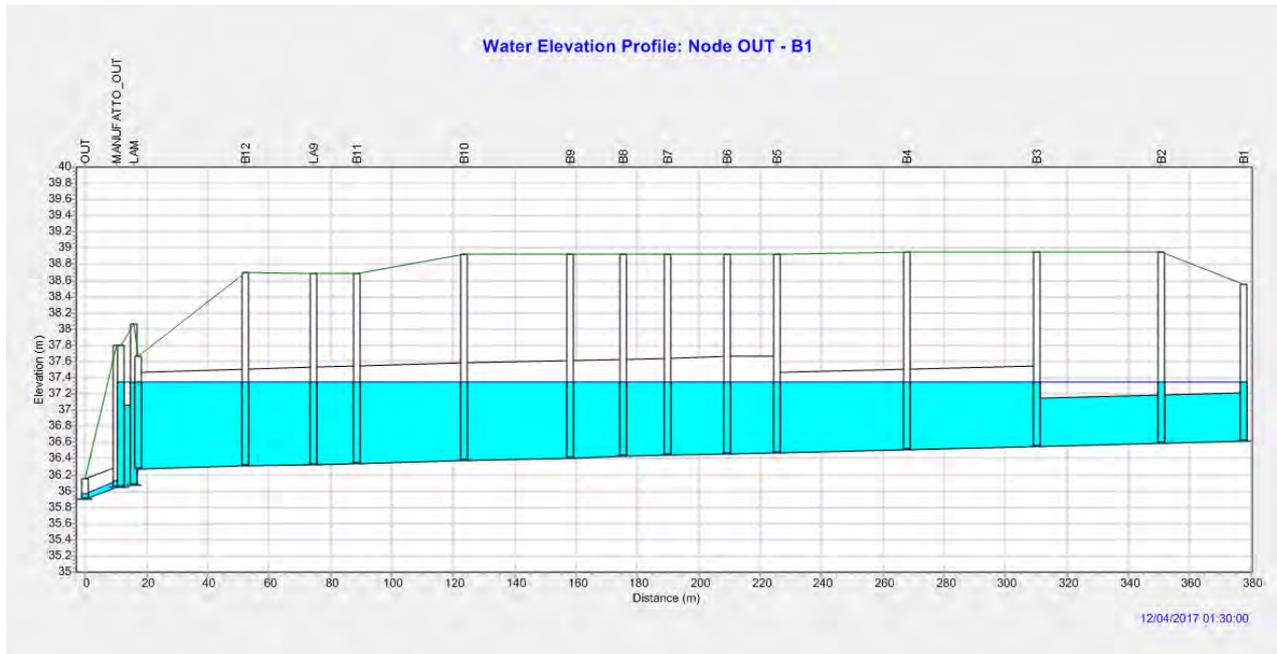


Figura 26: Evento di progetto (TR=50 anni e Tp=12 ore), condizioni di massimo invaso lungo le condotte del profilo B.

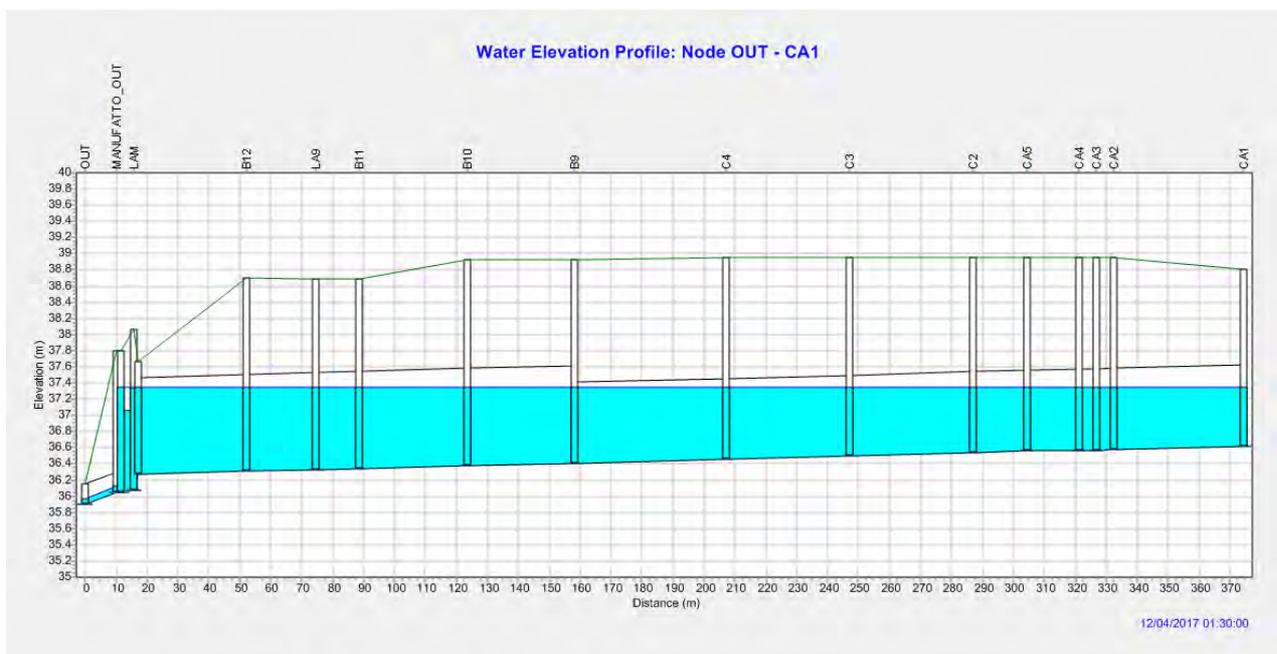


Figura 27: Evento di progetto (TR=50 anni e Tp=12 ore), condizioni di massimo invaso lungo le condotte dei profili di progetto B-C-CA.

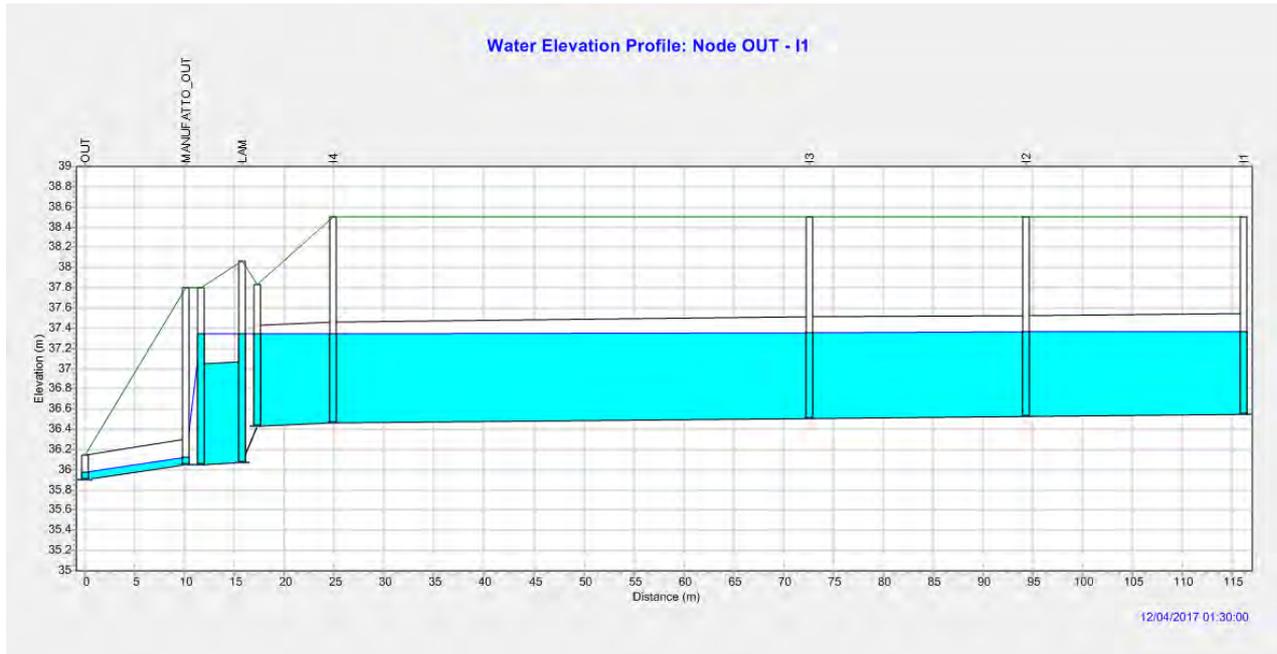


Figura 28: Evento di progetto (TR=50 anni e Tp=12 ore), condizioni di massimo invaso lungo le condotte del profilo di progetto I.

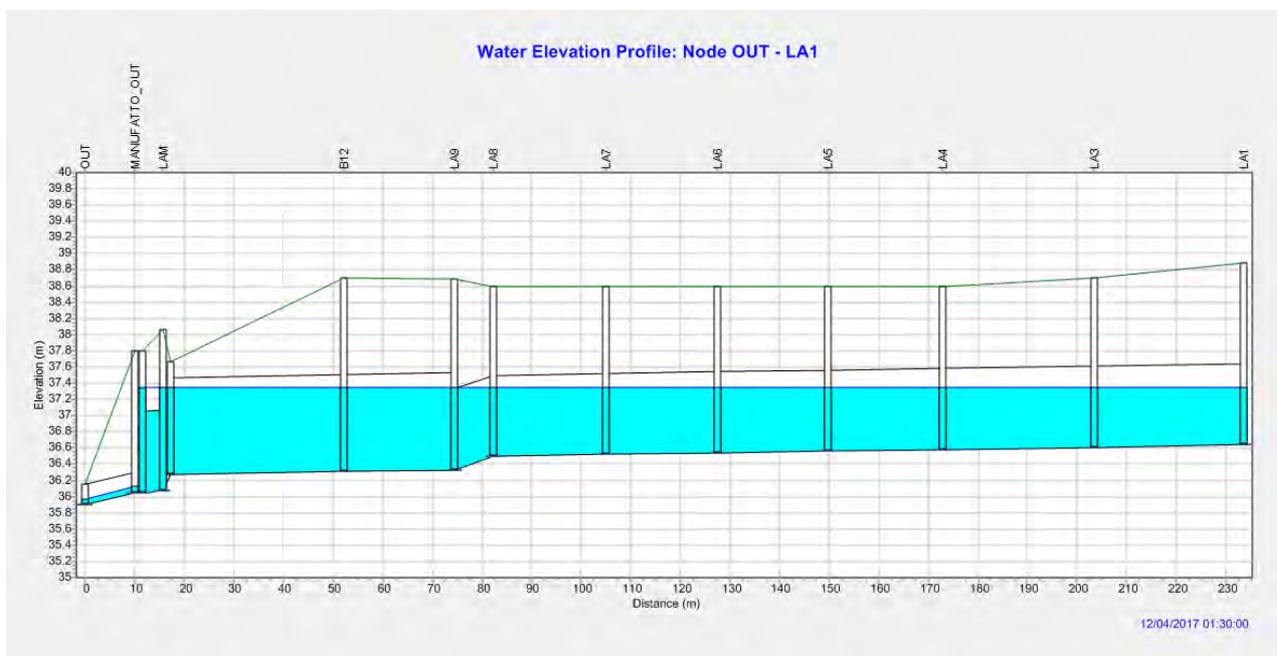


Figura 29: Evento di progetto (TR=50 anni e Tp=12 ore), condizioni di massimo invaso lungo le condotte dei profili B ed L.

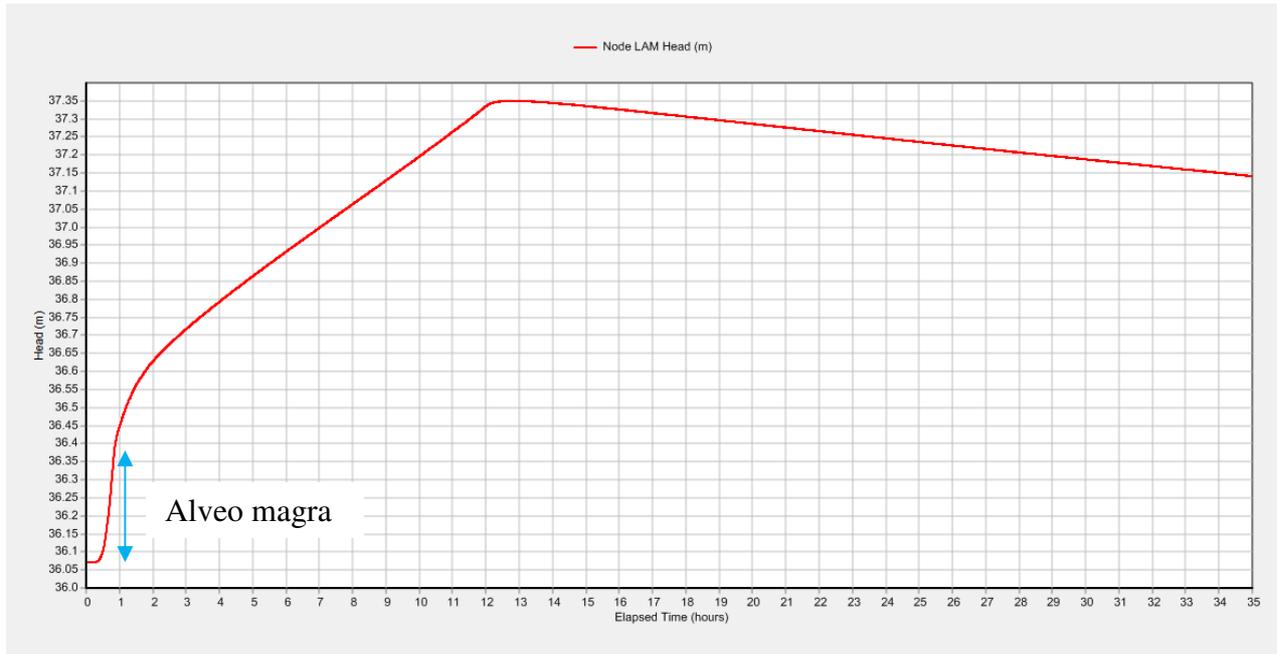


Figura 30: Evento di progetto (TR=50 anni e $T_p=12$ ore), andamento dei tiranti all'interno dell'area di laminazione "B" in funzione del tempo.

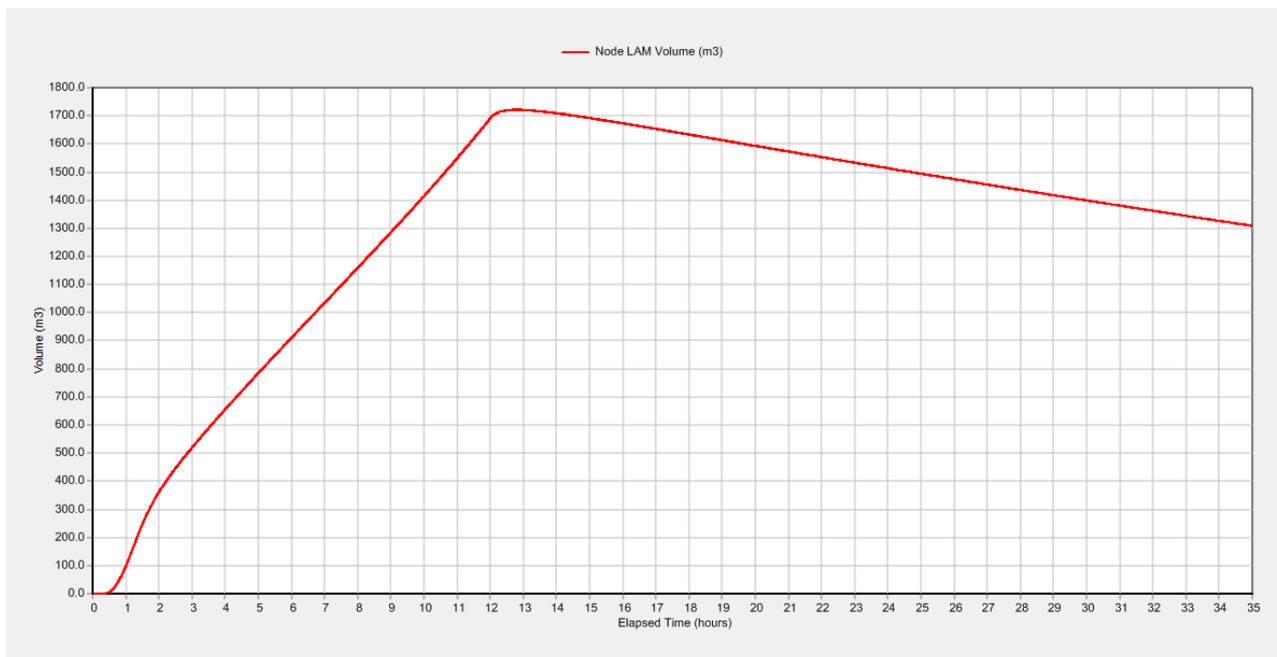


Figura 31: Evento di progetto (TR=50 anni e $T_p=12$ ore), andamento dei volumi invasati all'interno dell'area di laminazione "B" in funzione del tempo.

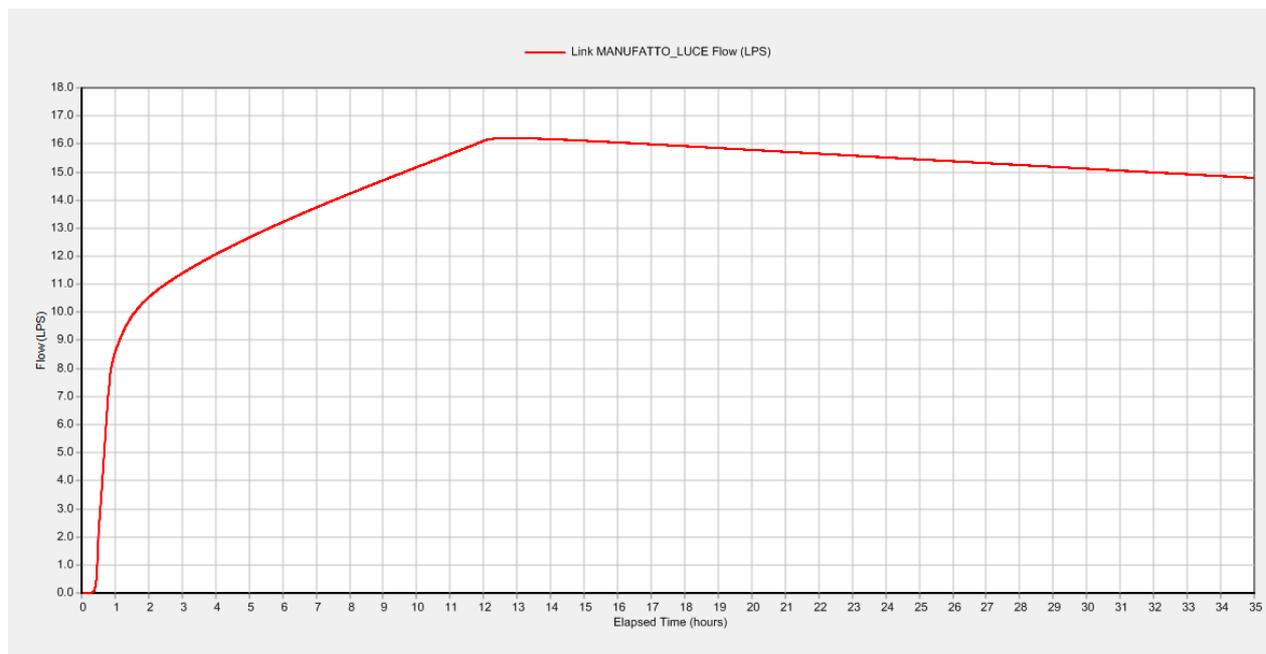


Figura 32: Evento di progetto (TR=50 anni e Tp=12 ore), curva della portata scaricata in Rio Macello attraverso la luce di fondo di regolazione in funzione del tempo.

8.5.3.2 Verifica della capacità di trasporto del sistema

Tale simulazione ha permesso di verificare la capacità di trasporto del sistema di tubazioni di progetto, a fronte di eventi di precipitazione intensi e di breve durata.

E' stata analizzata la risposta del sistema per eventi con TR=50 anni e durate di pioggia variabili tra 5 minuti e 30 minuti. Le analisi condotte hanno permesso di verificare che la durata di precipitazione che determina le maggiori portate in rete risulta pari a 30 minuti.

Nelle seguenti figure si riporta la condizione di massimo riempimento della rete di invaso ed i profili idraulici delle condotte di progetto principali.

Si evidenzia come tutti i rami della rete mantengano un funzionamento a pelo libero, con grado di riempimento massimo ovunque inferiore all' 80%. I risultati mettono quindi in evidenza come la rete sia in grado di far defluire correttamente le portate di massimo deflusso e successivamente scaricarle nel corpo ricettore.

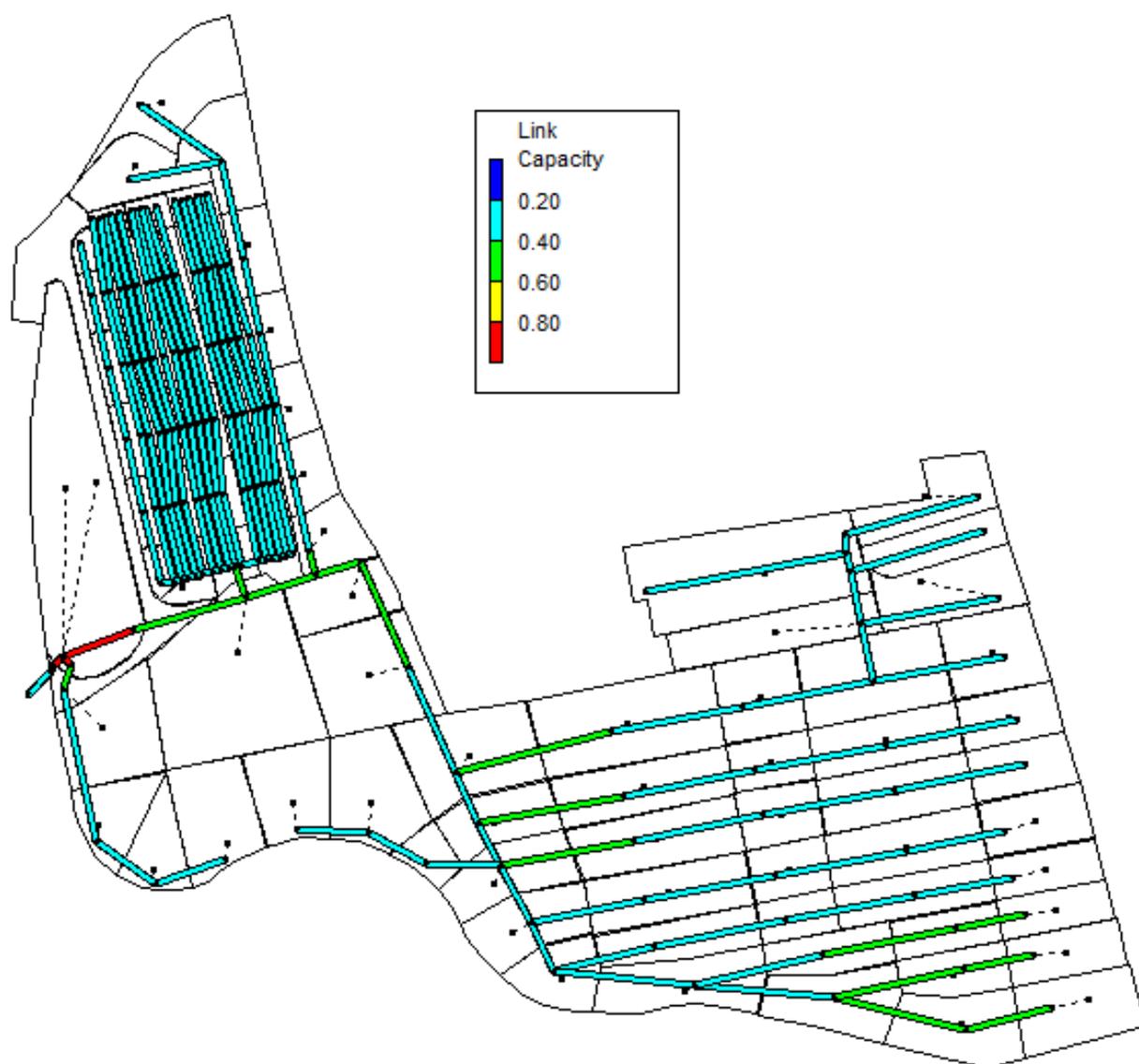


Figura 33: Evento con TR=50 anni e $T_p=30'$, condizione di massimo riempimento del sistema di tubazioni.

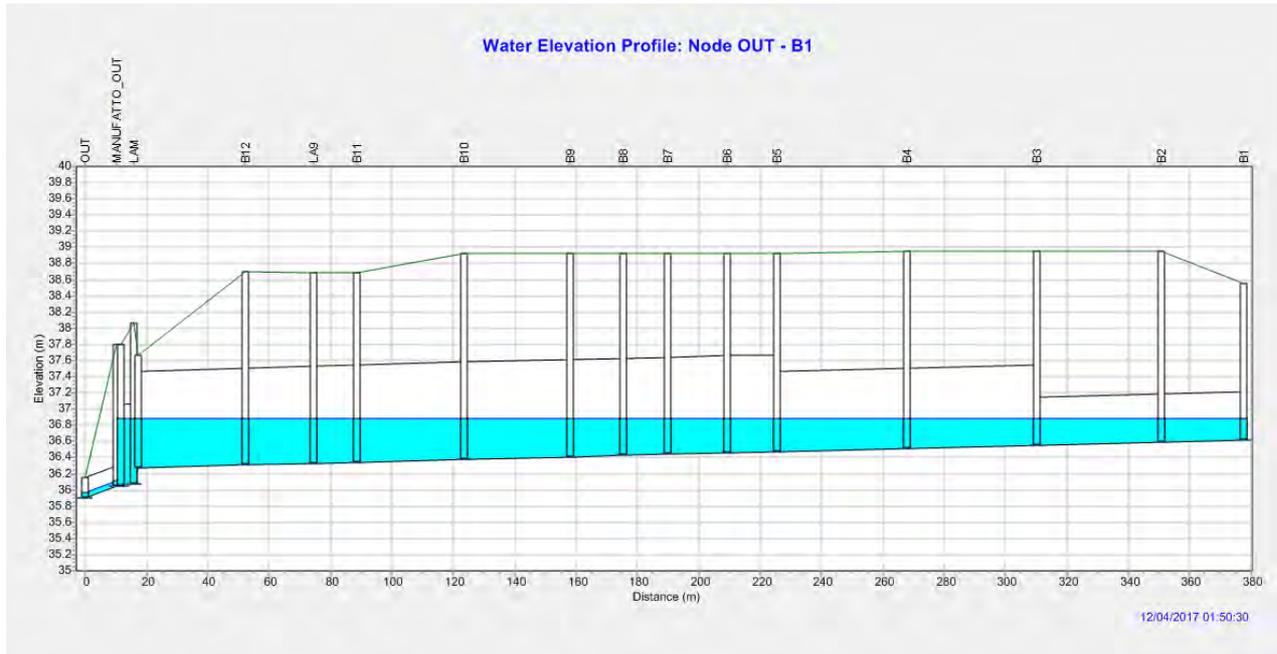


Figura 34: Evento con TR=50 anni e $T_p=30'$, condizioni di massimo invaso lungo le condotte del profilo di progetto B.

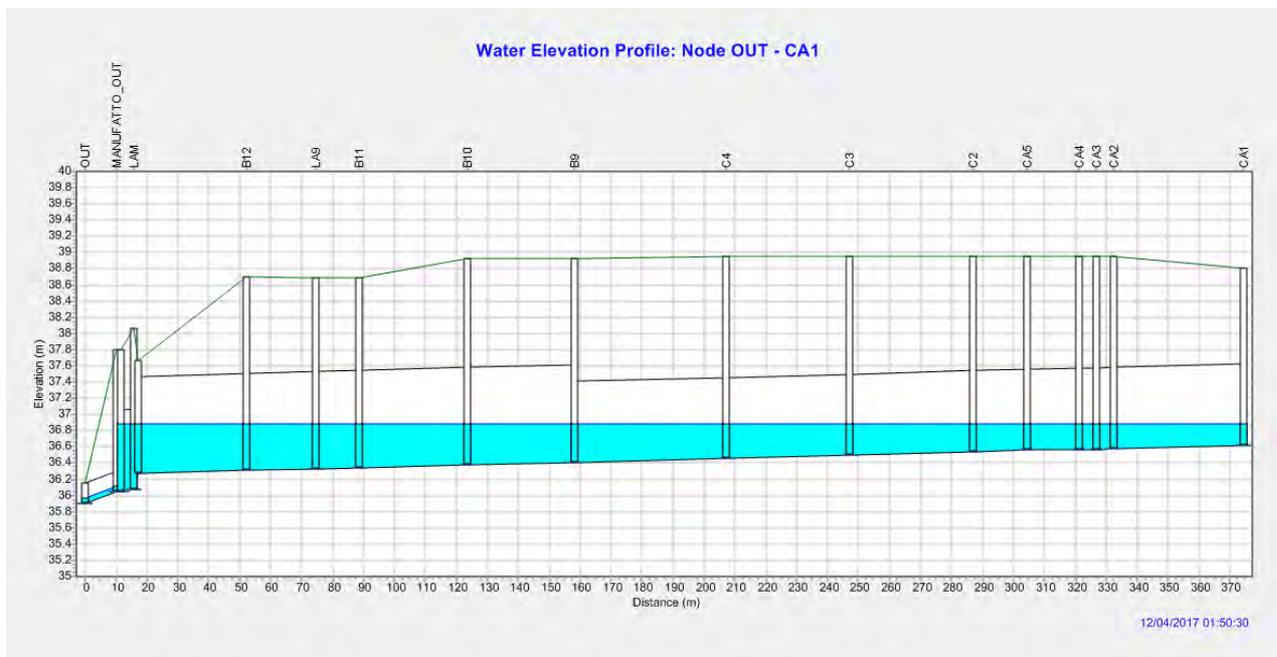


Figura 35: Evento con TR=50 anni e $T_p=30'$, condizioni di massimo invaso lungo le condotte dei profili di progetto B-C-CA.

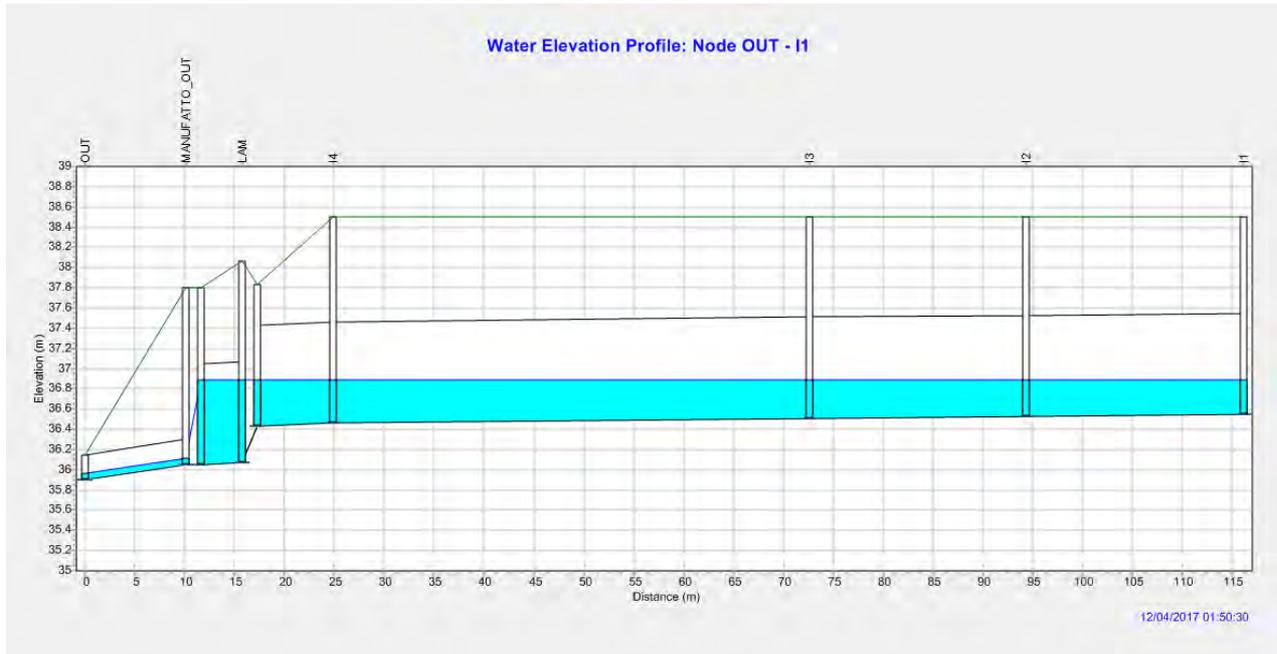


Figura 36: Evento con TR=50 anni e $T_p=30'$, condizioni di massimo invaso lungo le condotte del profilo di progetto I.

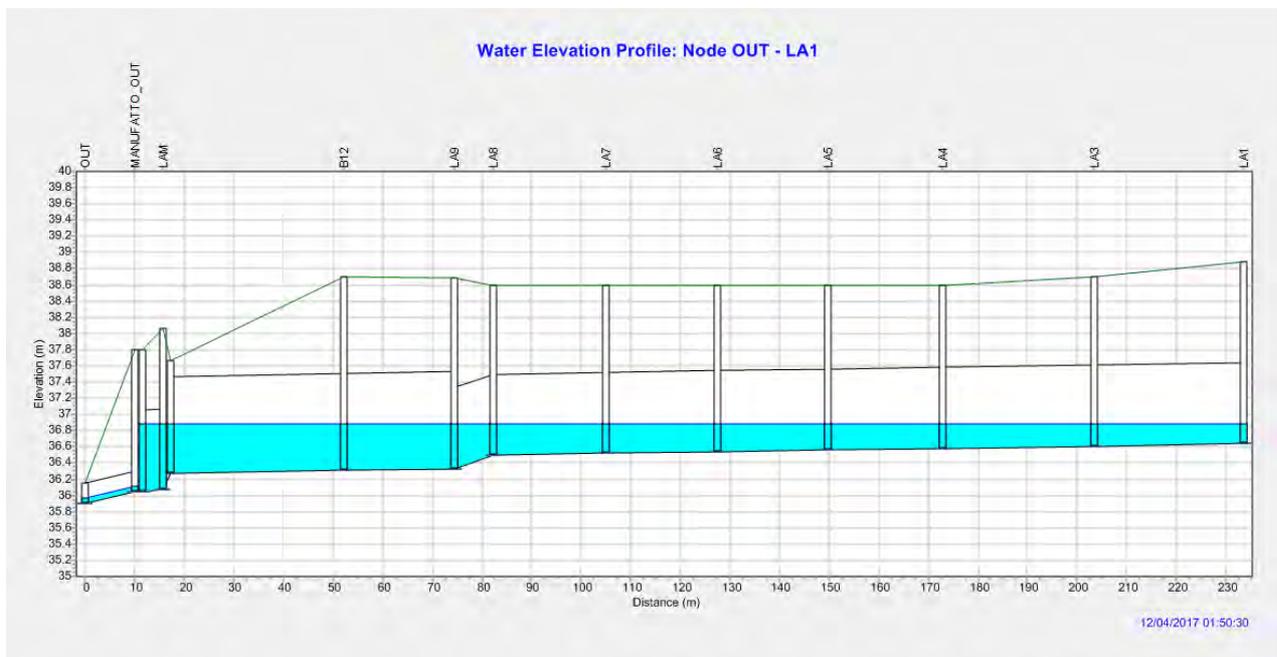


Figura 37: Evento con TR=50 anni e $T_p=30'$, condizioni di massimo invaso lungo le condotte dei profili di progetto B ed L.

8.5.4 Impermeabilizzazione dell'area di laminazione e verifica alla sottospinta idraulica della falda

Al fine di evitare la possibilità di parziale risalita delle acque di falda all'interno dell'area di laminazione in condizioni di massimo livello di falda, è necessario impermeabilizzare il fondo dell'area.

Per fare ciò verrà posata una membrana geotessile impermeabile, ricoperta con uno strato di terreno costituito da materiale impermeabile (argilla) e terreno vegetale.

Il peso del volume di terreno a ricoprimento della membrana impermeabilizzante dovrà essere tale da contrastare la sottospinta idraulica della falda.

La quota minima del fondo dell'area di laminazione è pari a 36.37 m slmm, mentre la falda in condizioni di massimo carico è assunta ad una quota di 37.10 m slmm (valore registrato in data 09/04/2014).

La sottospinta idraulica della falda risulta pari a:

$$F_{sottospinta} = \gamma_w \cdot (h_{max\ falda} - z_{fondo} + h_{ricoprimento})$$

Il peso dello strato di ricoprimento è pari a:

$$F_{peso\ ricoprimento} = \gamma_t \cdot h_{ricoprimento}$$

Dove:

$\gamma_w = 1.0\ tonn/mc$ peso specifico dell'acqua,

$\gamma_t = 1.8\ tonn/mc$ peso di volume saturo dell'argilla.

Si assume un ricoprimento di terreno al di sopra della membrana di spessore pari a 1,0 m:

$$F_{sottospinta} = 1 \cdot (37.10 - 36.37 + 1.0) = 1.73\ tonn/mq$$

$$F_{peso\ ricoprimento} = 1.8 \cdot 1.0 = 1.80\ tonn/mq$$

$$F_{sottospinta} = 1.73 \frac{tonn}{mq} < F_{peso\ ricoprimento} = 1.80\ tonn/mq$$

La verifica nei confronti della sottospinta idraulica risulta quindi soddisfatta.

Il ricoprimento si realizzerà con 70 cm in argilla e 30 cm in terreno vegetale.

Nella figura seguente si riporta il dettaglio in sezione dell'impermeabilizzazione dell'area di laminazione.

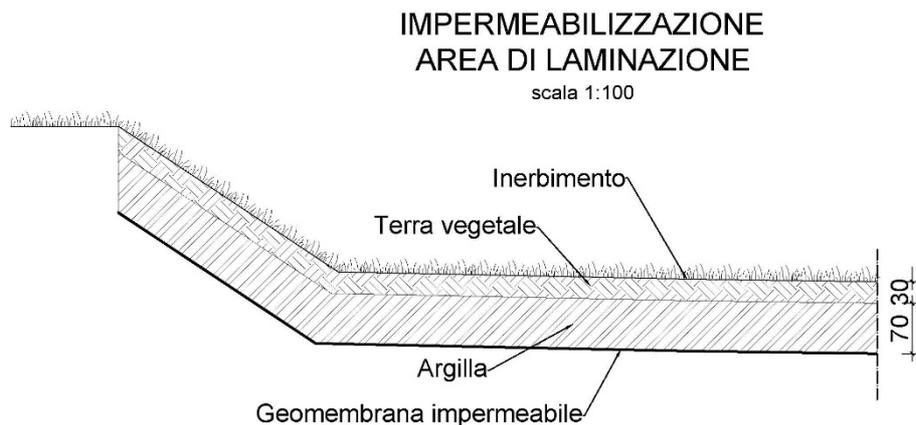


Figura 38: Particolare del sistema di impermeabilizzazione dell'area di laminazione.

8.6 AREA 6

L'area di trasformazione ha un'estensione pari a 0,090 ha e ricade nella classe di intervento di modesta impermeabilizzazione.

8.6.1 Individuazione dei volumi di invaso

Ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009, ai fini dell'invarianza idraulica dell'area si deve garantire un volume di invaso minimo di 51.77 mc.

Tale volume verrà garantito mediante la realizzazione di un sistema di invaso costituito da:

- una linea di raccolta sovradimensionata mediante la posa di 3 tubazioni in parallelo DN 1000 mm (profilo M) all'interno della nuova area di parcheggio, con uno sviluppo complessivo di 78 m; le tubazioni saranno in calcestruzzo e la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,20 %;

Le opere di raccolta delle acque meteoriche comprendono una serie di caditoie che raccolgono le acque di pioggia del parcheggio. Il collegamento al sistema di invaso sarà reso possibile mediante degli allacci in PVC Ø 160 mm.

A valle della batteria di tubazioni una condotta in PVC DN 200 mm permetterà lo scarico dei volumi invasati nel nuovo collettore fognario DN 1000 mm di via dei Fiori. Il collettore a sua volta confluisce poco più a valle nello scolo consortile Rio Macello. Il dimensionamento e la verifica del nuovo collettore di via dei Fiori sono esposti nel dettaglio al Capitolo 11.

La tubazione di scarico in PVC sarà presidiata da valvola a clapet al fine di impedire il rientro delle portate dal collettore fognario all'interno del sistema di invaso dell'area del parcheggio.

Nella tabella successiva si riporta il calcolo dei volumi di invaso del sistema di tubazioni. Il grado di riempimento medio delle tubazioni è pari all'83 %, con un tirante massimo pari a 85 cm (<1 m). Il livello di massimo invaso è pari a 36.45 m slmm.

Invaso mediante tubi	Tratto	if	Quota scorrimento monte	Quota scorrimento valle	L	D	y monte	A liquida monte	y valle	A liquida valle	n° tubi uguali	W invaso
		(-)	m slm	m slm	m	m	m	m ²	m	m ²	(-)	mc
PROFILO M	M1-M2	0.002	35.65	35.60	26.00	1	0.80	0.67	0.85	0.71	3	54.02
												54.02

Figura 39: Area 6, volumi di invaso garantiti mediante tubazioni.

Il sistema di invaso permette quindi di garantire un volume di invaso pari a 54.02 mc > 51.77 mc necessari all'invarianza idraulica.

La figura seguente riporta la planimetria di progetto con indicazione delle opere di invaso previste per l'Area 6.

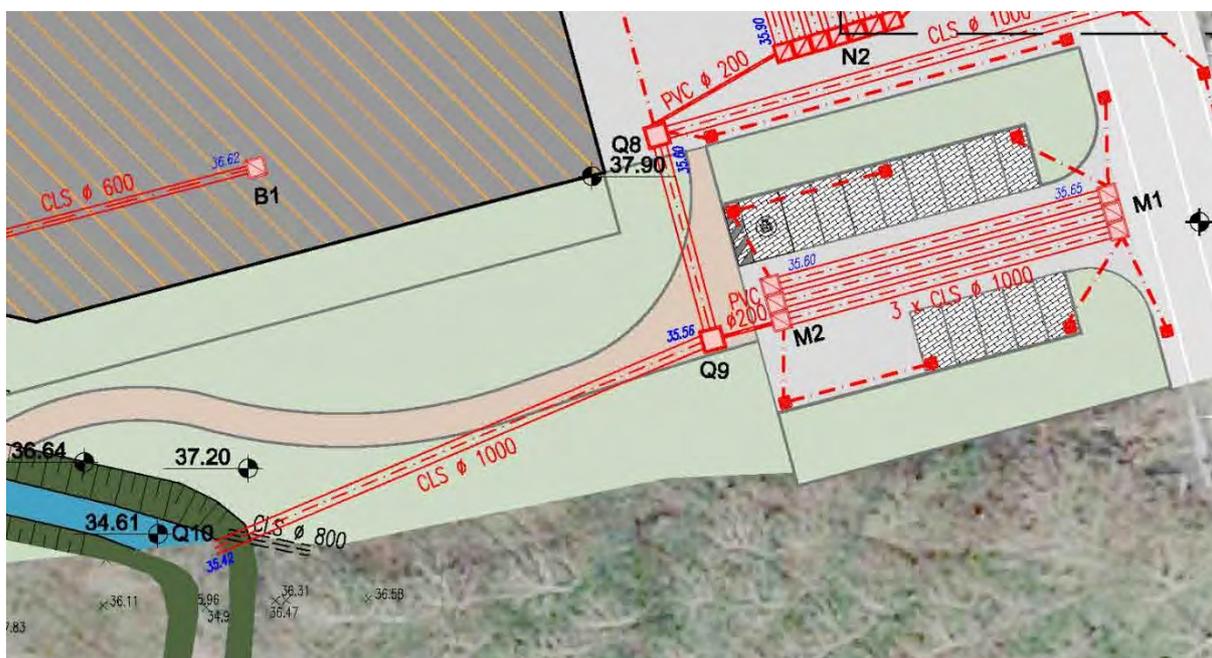


Figura 40: Area 6 – Sistema di invaso per la laminazione dei volumi di pioggia.

8.6.2 Verifica della capacità di trasporto delle condotte

La verifica della capacità di trasporto del sistema di raccolta viene eseguita verificando che la portata massima smaltibile dalle tubazioni di progetto sia superiore a quella generata dall'evento meteorico.

Considerando un tempo di pioggia pari a 5 minuti, la portata generata dall'evento è pari a:

$$Q = \frac{We}{t} = \frac{8.85 \text{ mc}}{300 \text{ s}} = 0.0295 \frac{\text{mc}}{\text{s}} = 29.50 \text{ l/s}$$

La portata trasportata da una condotta DN 1000 in regime di moto uniforme, secondo la formula di Gauckler – Strickler, è la seguente:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

Ipotizzando di avere condizioni di funzionamento a sezione piena e adottando $k_s = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (condizione di tubi usati), la portata trasportata è pari a:

$$Q = 70 \cdot 0.785 \cdot 0.25^{\frac{2}{3}} \cdot 0.002^{\frac{1}{2}} = 975 \frac{\text{l}}{\text{s}} > 29.50 \text{ l/s}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.7 AREA 7

L'area di trasformazione ha un'estensione pari a 0,267 ha e ricade nella classe di intervento di modesta impermeabilizzazione.

8.7.1 Individuazione dei volumi di invaso

Ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009, ai fini dell'invarianza idraulica dell'area si deve garantire un volume di invaso minimo di 245.92 mc.

Tale volume verrà garantito mediante la realizzazione di un sistema di invaso costituito da:

- una linea di raccolta sovradimensionata mediante la posa di 7 tubazioni in parallelo DN 1000 mm all'interno della nuova area di parcheggio (profilo N), con uno sviluppo complessivo di 420 m; le tubazioni saranno in calcestruzzo e la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,20 %;

Le opere di raccolta delle acque meteoriche comprendono una serie di caditoie che raccolgono le acque di pioggia del parcheggio drenante. Il collegamento al sistema di invaso sarà reso possibile mediante degli allacci in PVC Ø 160 mm.

A valle della batteria di tubazioni una condotta in PVC DN 200 mm permetterà lo scarico dei volumi invasati nel nuovo collettore fognario DN 1000 mm di via dei Fiori. Il collettore a sua volta confluisce poco più a valle nello scolo consortile Rio Macello. Il dimensionamento e la verifica del nuovo collettore di via dei Fiori sono esposti nel dettaglio al Capitolo 11.

La tubazione di scarico in PVC sarà presidiata da valvola a clapet al fine di impedire il rientro delle portate dal collettore fognario all'interno del sistema di invaso dell'area del parcheggio.

Nella tabella successiva si riporta il calcolo dei volumi di invaso del sistema di tubazioni. Il grado di riempimento medio delle tubazioni è pari all'86 %, con un tirante massimo pari a 92 cm (<1 m). Il livello di massimo invaso è pari a 36.82 m slmm.

Invaso mediante tubi	Tratto	if	Quota scorrimento monte	Quota scorrimento valle	L	D	y monte	A liquida monte	y valle	A liquida valle	n° tubi uguali	W invaso
		(-)	m slm	m slm	m	m	m	m ²	m	m ²	(-)	mc
PROFILO N	N1-N2	0.002	36.02	35.90	60.00	1	0.80	0.67	0.92	0.76	7	300.20
												300.20

Tabella 33: Area 7, volumi di invaso garantiti mediante tubazioni.

Il sistema di invaso permette quindi di garantire un volume di invaso pari a 300.20 mc > 245.92 mc necessari all'invarianza idraulica.

La figura seguente riporta la planimetria di progetto con indicazione delle opere di invaso previste per l'Area 7.

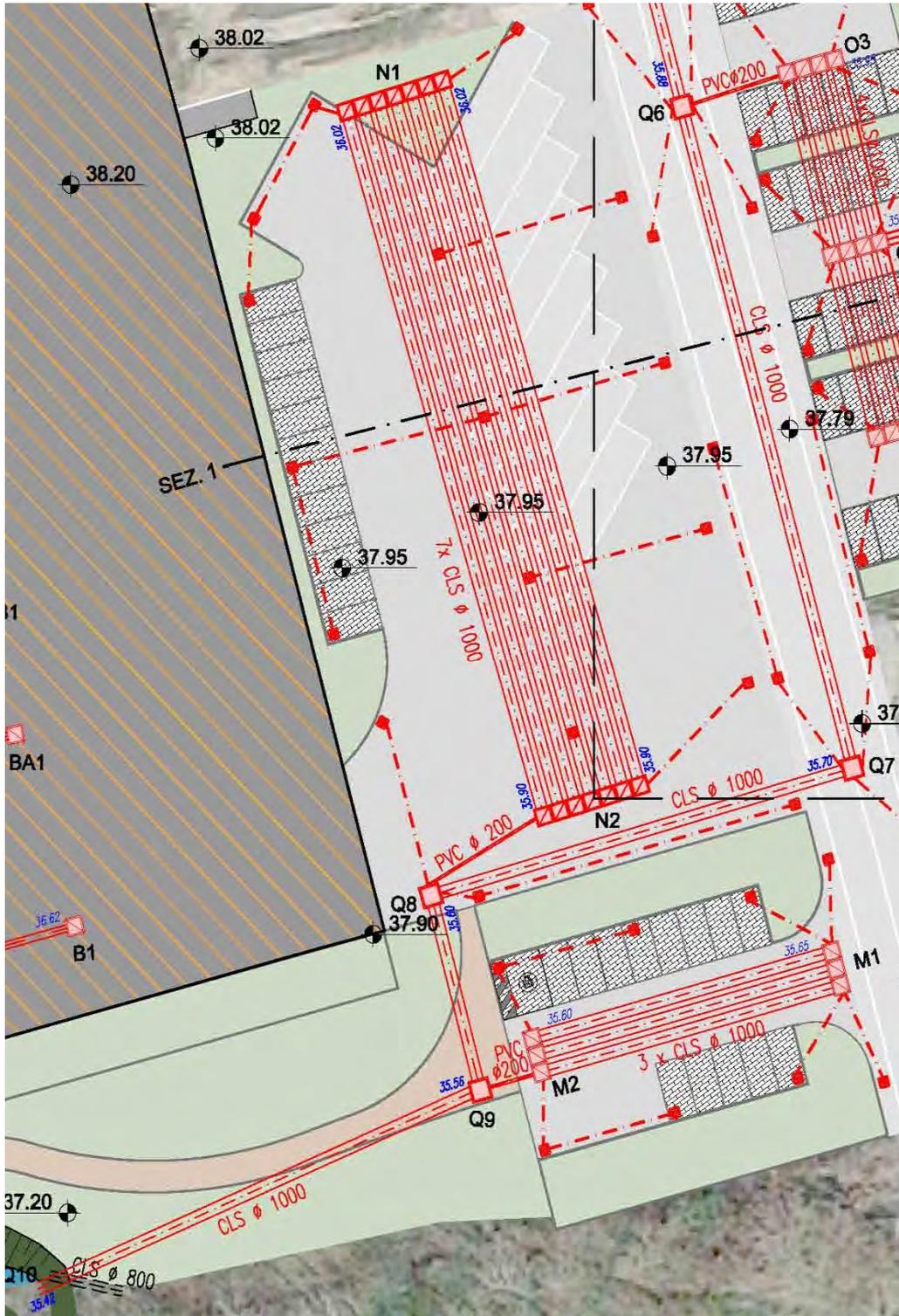


Figura 41: Area 7 – Sistema di invaso per la laminazione dei volumi di pioggia.

8.7.2 Verifica della capacità di trasporto delle condotte

La verifica della capacità di trasporto del sistema di raccolta viene eseguita verificando che la portata massima smaltibile dalle tubazioni di progetto sia superiore a quella generata dall'evento meteorico.

Considerando un tempo di pioggia pari a 5 minuti, la portata generata dall'evento è pari a:

$$Q = \frac{We}{t} = \frac{38.12 \text{ mc}}{300 \text{ s}} = 0.12706 \frac{\text{mc}}{\text{s}} = 127.06 \text{ l/s}$$

La portata trasportata da una condotta DN 1000 in regime di moto uniforme, secondo la formula di Gauckler – Strickler, è la seguente:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

Ipotizzando di avere condizioni di funzionamento a sezione piena e adottando $k_s = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (condizione di tubi usati), la portata trasportata è pari a:

$$Q = 70 \cdot 0.785 \cdot 0.25^{\frac{2}{3}} \cdot 0.002^{\frac{1}{2}} = 975 \frac{\text{l}}{\text{s}} > 127.06 \text{ l/s}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.8 AREE 8 E 9

L'area di trasformazione complessiva (area 8 + area 9) ha un'estensione pari a 0,40 ha e ricade nella classe di intervento di modesta impermeabilizzazione.

8.8.1 Individuazione dei volumi di invaso

Ai sensi del D.G.R. 2948 del 06.10.2009, ai fini dell'invarianza idraulica dell'area complessiva (area 8 + area 9) si deve garantire un volume di invaso minimo di 330.97 mc.

Tale volume verrà garantito mediante la realizzazione di un sistema di invaso costituito da:

- una linea di raccolta sovradimensionata mediante la posa di 3 tubazioni in parallelo DN 1000 mm all'interno della nuova area di parcheggio (profilo O), con uno sviluppo complessivo di 126 m; le tubazioni saranno in calcestruzzo e la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,20 %;
- una linea di raccolta sovradimensionata mediante la posa di 2 tubazioni in parallelo DN 1000 mm all'interno della nuova area residenziale (profilo P), con uno sviluppo

complessivo di circa 390 m; le tubazioni saranno in calcestruzzo e la pendenza delle condotte sarà pari allo 0,10 %;

Le opere di raccolta delle acque meteoriche comprendono una serie di caditoie che raccolgono le acque di pioggia del parcheggio. Il collegamento al sistema di invaso sarà reso possibile mediante degli allacci in PVC Ø 160 mm.

A valle della batteria di tubazioni del Profilo O una condotta in PVC DN 200 mm permetterà lo scarico dei volumi invasati nel nuovo collettore fognario DN 1000 mm di via dei Fiori. Il collettore a sua volta confluisce poco più a valle nello scolo consortile Rio Macello. Il dimensionamento e la verifica del nuovo collettore di via dei Fiori sono esposti nel dettaglio al Capitolo 11.

La tubazione di scarico in PVC sarà presidiata da valvola a clapet al fine di impedire il rientro delle portate dal collettore fognario all'interno del sistema di invaso dell'area del parcheggio.

Nella tabella successiva si riporta il calcolo dei volumi di invaso del sistema di tubazioni. Il grado di riempimento medio delle tubazioni è pari al 79%, con un tirante massimo pari a 86 cm (<1 m).

Il livello di massimo invaso è pari a 36.81 m slmm.

Invaso mediante tubi	Tratto	if	Quota scorrimento monte	Quota scorrimento valle	L	D	y monte	A liquida monte	y valle	A liquida valle	n° tubi uguali	W invaso
		(-)	m slm	m slm	m	m	m	mq	m	mq	(-)	mc
PROFILO O	O1-O2	0.002	36.01	35.98	15.00	1	0.80	0.67	0.83	0.70	4	41.11
PROFILO O	O2-O3	0.002	35.98	35.95	15.00	1	0.83	0.70	0.86	0.72	4	42.46
PROFILO P	O2-P1	0.002	35.99	35.98	6.00	1	0.82	0.69	0.83	0.70	1	4.16
PROFILO P	P1-P2	0.001	36.01	35.99	23.10	1	0.80	0.67	0.82	0.69	2	31.42
PROFILO P	P2-P3	0.001	36.04	36.01	25.90	1	0.77	0.65	0.80	0.67	2	34.21
PROFILO P	P3-P4	0.001	36.07	36.04	26.00	1	0.74	0.63	0.77	0.65	2	33.21
PROFILO P	P4-P8	0.001	36.09	36.07	21.90	1	0.72	0.61	0.74	0.63	2	27.06
PROFILO P	P1-P5	0.001	36.01	35.99	23.10	1	0.80	0.67	0.82	0.69	2	31.42
PROFILO P	P5-P6	0.001	36.04	36.01	25.90	1	0.77	0.65	0.80	0.67	2	34.21
PROFILO P	P6-P7	0.001	36.07	36.04	26.00	1	0.74	0.63	0.77	0.65	2	33.21
PROFILO P	P7-P8	0.001	36.09	36.07	21.90	1	0.72	0.61	0.74	0.63	2	27.06
339.54												

Figura 42: Aree 8 e 9, volumi di invaso garantiti mediante tubazioni.

Il sistema di invaso permette quindi di garantire un volume di invaso pari a 339.54 mc > 330.97 mc necessari all'invarianza idraulica.

La figura seguente riporta la planimetria di progetto con indicazione delle opere di invaso previste per le Aree 8 e 9.

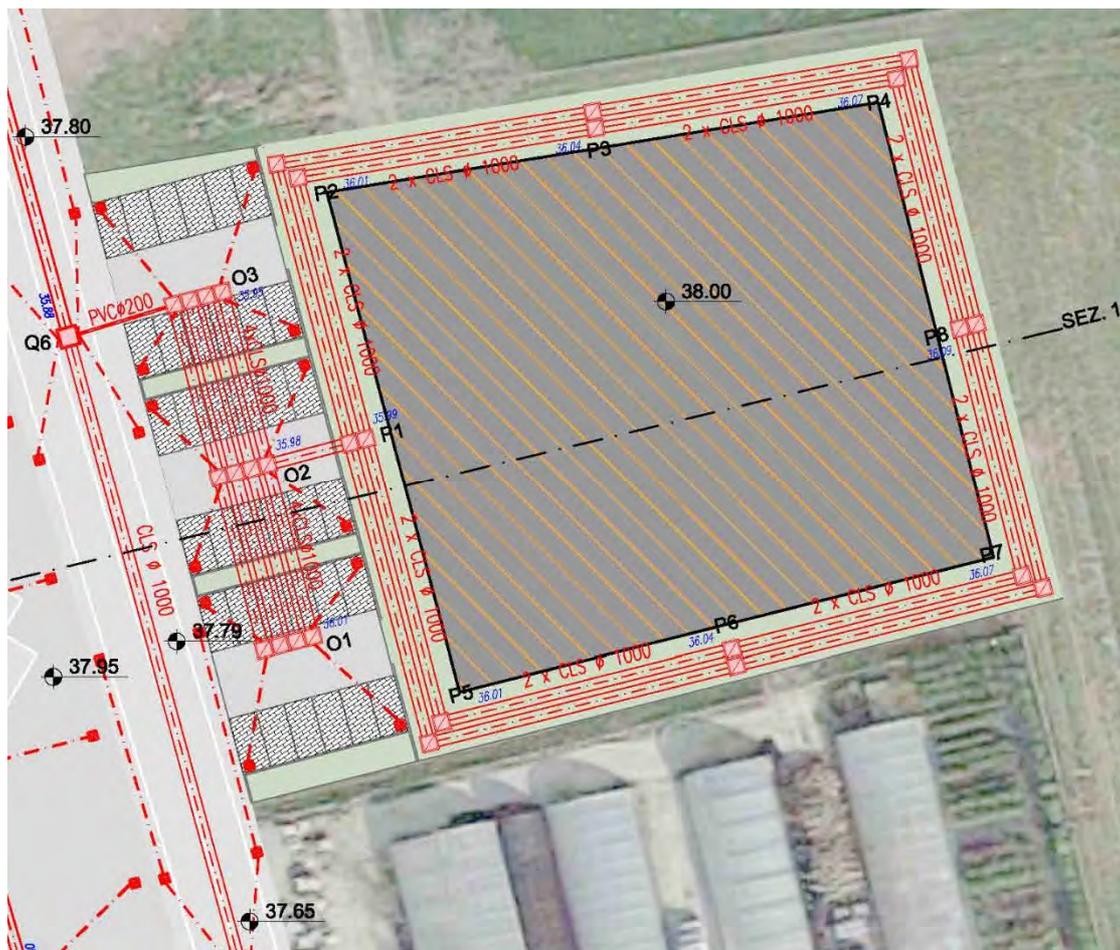


Figura 43: Aree 8 e 9 – Sistema di invaso per la laminazione dei volumi di pioggia.

8.8.2 Verifica della capacità di trasporto delle condotte

La verifica della capacità di trasporto del sistema di raccolta viene eseguita verificando che la portata massima smaltibile dalle tubazioni di progetto sia superiore a quella generata dall'evento meteorico.

Considerando un tempo di pioggia pari a 5 minuti, la portata generata dall'evento è pari a:

$$Q = \frac{We}{t} = \frac{52.46 \text{ mc}}{300 \text{ s}} = 0.17486 \frac{\text{mc}}{\text{s}} = 174.86 \text{ l/s}$$

La portata trasportata da una condotta DN 1000 in regime di moto uniforme, secondo la formula di Gauckler – Strickler, è la seguente:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

Ipotizzando di avere condizioni di funzionamento a sezione piena e adottando $k_s = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (condizione di tubi usati), la portata trasportata è pari a:

$$Q = 70 \cdot 0.785 \cdot 0.25^{2/3} \cdot 0.001^{1/2} = 690 \frac{\text{l}}{\text{s}} > 174.86 \text{ l/s.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.9 TRATTAMENTO DELLE ACQUE INVASATE NELLE AREE 1 E 4 PRIMA DELLO SCARICO NEL RIO MACELLO

L'Art. 39 del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto stabilisce che nei seguenti casi:

- superfici destinate esclusivamente a parcheggio degli autoveicoli delle maestranze e dei clienti, delle tipologie di insediamenti di cui al comma 1 dell'art. 39, aventi una superficie complessiva superiore o uguale a 5000 mq;
- parcheggi e piazzali di zone residenziali, commerciali, depositi di mezzi di trasporto pubblico, aree intermodali, nonché altri piazzali o parcheggi, per le parti che possono comportare dilavamento di sostanze pericolose o pregiudizievoli per l'ambiente, come individuate al comma 1, di estensione superiore o uguale a 5000 mq;

le acque di prima pioggia devono essere stoccate in un bacino a tenuta e, prima del loro scarico, opportunamente trattate, almeno con sistemi di sedimentazione accelerata o altri sistemi equivalenti per efficacia; se del caso, deve essere previsto anche un trattamento di disoleatura.

Per ottemperare a quanto previsto dall'Art. 39 del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto si prevede l'installazione, a valle dei manufatti di regolazione delle aree 1 e 4, di un sistema di dissabbiatura-disoleatura.

Per entrambe le aree si prevedere l'impiego di un sistema di trattamento dimensionato per una portata di 30 l/s, e composto dai seguenti elementi:

- tubazione DN 250 mm in PVC in arrivo dal manufatto di regolazione;
- pozzetto di alimentazione, provvisto di setto scolmatore e di tubazione di by-pass;
- pozzetto ripartitore;
- vasca di dissabbiatura/disoleazione, munita di cuscini oleoassorbenti e filtro a coalescenza;
- pozzetto di campionamento all'uscita;
- tubazione DN 250 mm in PVC di scarico in rio Macello.

Si riporta di seguito un estratto del particolare del sistema di trattamento. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole allegate al presente Progetto.

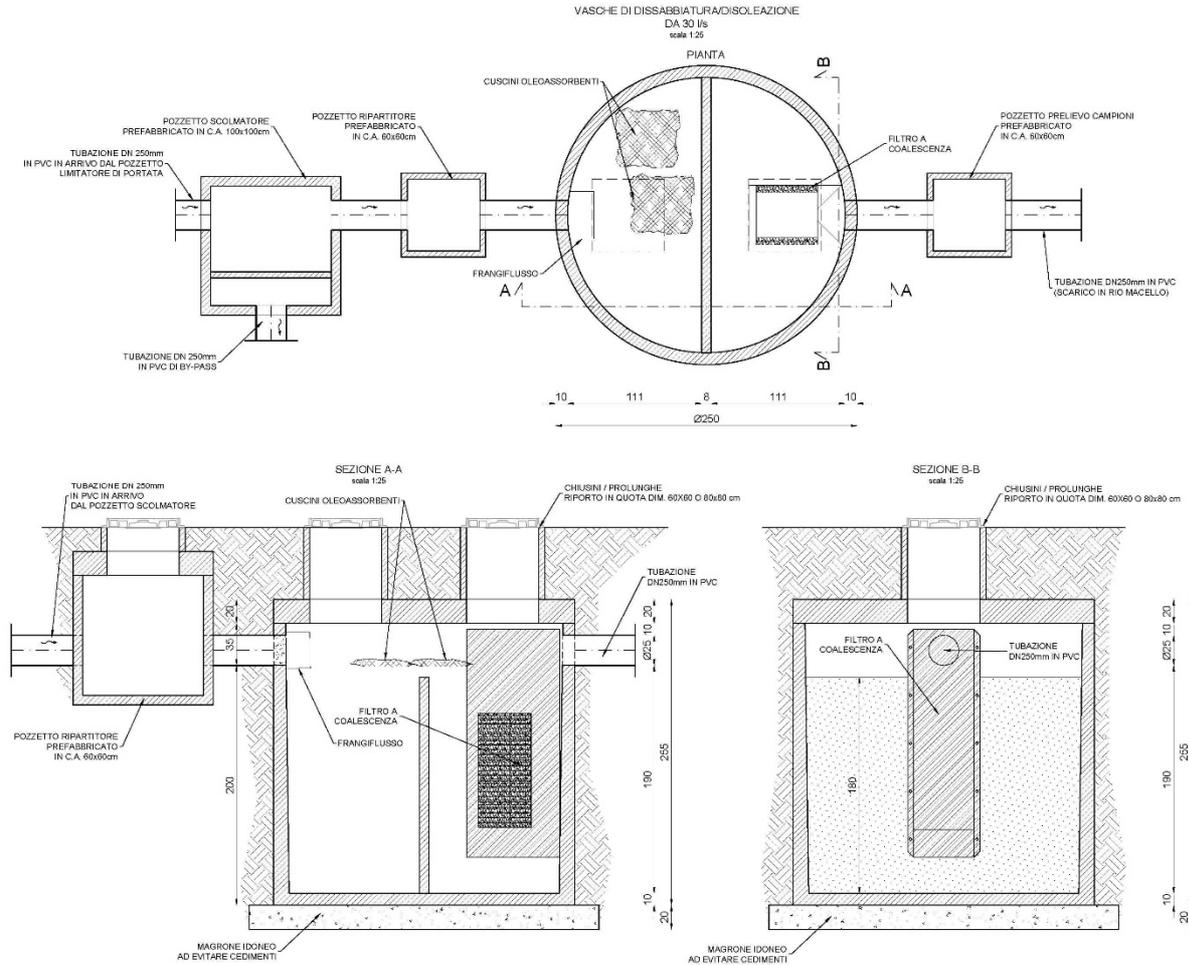


Figura 44: particolare del sistema di trattamento da prevedere a valle dei manufatti di regolazione delle aree 1 e 4 prima dello scarico delle acque nel rio Macello.

9 INDIVIDUAZIONE DI AREE GOLENALI AI FINI DELLA COMPENSAZIONE DELL'INNALZAMENTO DEL PIANO CAMPAGNA NELL'AREA OGGETTO DI TRASFORMAZIONE

Ai fini del rispetto di invarianza idraulica della futura trasformazione territoriale, secondo le Prescrizioni dettate dal *Consorzio di Bonifica Acque Risorgive*, *l'innalzamento della quota media del piano campagna dovrà essere compensato attraverso la realizzazione di volumi di invaso, aggiuntivi rispetto a quelli definiti in funzione della superficie impermeabilizzata.*

Sarà pertanto necessario ricavare nuovi volumi di invaso nella misura di almeno 150 mc per ettaro di superficie soggetta ad innalzamento della quota media del piano campagna.

Oltre a ciò si dovranno recuperare i volumi relativi all'interramento di eventuali fossati o zone di depressione esistenti.

Facendo riferimento alla suddivisione dell'area di trasformazione in sottoaree, nella seguente tabella si riporta la % di superficie delle stesse soggetta ad innalzamento del piano campagna ed i relativi volumi compensativi di invaso.

sottoarea idraulica	Superficie afferente	Superficie innalzamento p.c.	% Superficie innalzamento p.c.	Volume compensativo di invaso
	(ha)	(ha)	(%)	(mc)
1	1.06	1.06	100%	158.59
2	0.21	0.21	100%	30.99
3	0.13	0.13	100%	18.87
4	4.74	3.96	84%	594.12
5	1.41	0.00	0%	0.00
6	0.09	0.09	100%	13.45
7	0.27	0.27	100%	40.00
8	0.09	0.09	100%	12.90
9	0.31	0.31	100%	47.10
Area complessiva di trasformazione	8.29	6.11	74%	916.02

Tabella 34: Volumi di invaso necessari alla compensazione dell'innalzamento medio del piano campagna.

Per quanto riguarda i fossati di scolo esistenti soggetti a futuro interrimento, la trasformazione urbanistica prevederà il rinterro di due fossati nell'area di realizzazione del fabbricato di progetto. Nella figura seguente si riporta l'indicazione dei due fossati e le sezioni individuate al fine di determinare il volume di invaso da compensare.



Figura 45: Estratto della planimetria allo stato di fatto con indicazione dei fossati esistenti soggetti a futuro interrimento.

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dei volumi di invaso da ricavare a compensazione del rinterro dei fossati di scolo.

Fossato	Area media sezione trasversale	Lunghezza tratto fossato	Volume fossato
	(mq)	(m)	(mc)
Fossato principale (tratto sezioni 1-2)	1.88	42.0	78.75
Fossato principale (tratto sezioni 2 - 3)	1.76	65.0	114.08
Fossato secondario (tratto. Sezioni 4-5)	1.01	55.0	55.28
Volume di compensazione totale (mc)			248.10

Tabella 35: Volumi di invaso necessari alla compensazione del rinterro dei fossati di scolo esistenti.

Sommando i volumi di invaso da determinare a seguito dell'innalzamento del piano campagna e dei volumi relativi ai fossati soggetti a rinterro si ottiene il volume complessivo necessario alla compensazione:

$$W_{\text{minimo}} = W_{\text{innalzamento p.c.}} + W_{\text{fossati}} = 916.02 + 248.10 = 1164.12 \text{ mc}$$

Tale volume verrà recuperato mediante la realizzazione di 3 aree golenali indicate nella planimetria successiva.

Le aree golenali saranno realizzate lungo la sponda destra dello scolo Rio Macello, ad una quota rispetto al fondo del corso d'acqua mediamente pari a 60 cm; in questo modo tali aree permarranno in condizioni di asciutto durante il normale regime di deflusso del corso d'acqua.

Al fondo delle aree golenali verrà data una pendenza trasversale verso lo scolo Rio Macello al fine di evitare il ristagno dell'acqua.

Il calcolo dei volumi di laminazione offerti dalle aree golenali di progetto è stato eseguito adottando come livello massimo nello scolo Rio Macello il livello relativo all'evento con TR=20 anni, nell'ipotesi di realizzazione delle sistemazioni della rete fognaria previste dal "Progetto generale delle fognature" di Etra S.P.A. (portata fluente in rio Macello Q=4.85 mc/s).

Per la determinazione dei livelli di piena nello scolo Rio Macello si è fatto riferimento al Progetto di "Nuova inlaveazione del Rio Macello – Opere previste nella Variante puntuale n° "08A" della Variante 12 del Piano degli Interventi Comunale", a cui si rimanda per ulteriori dettagli in merito a tali aspetti.

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dei volumi di invaso offerti dalle 3 aree golenali.

Area golenale	Quota fondo alveo	Quota media golenale	Livello TR=20 anni	tirante medio	Area invaso media golenale	Winvaso golenale
	(m slmm)	(m slmm)	(m slmm)	(m)	(mq)	(mc)
Area golenale 1	36.11	36.76	37.20	0.44	718	315.9
Area golenale 2	34.85	35.50	36.13	0.63	840	529.2
Area golenale 3	34.75	35.40	36.00	0.60	540	324.0
Volume di invaso complessivo (mc)						1169.1

Tabella 36: Calcolo dei volumi di laminazione offerti dalle aree golenali per l'evento con TR=20 anni.

Le aree golenali di progetto permettono quindi di raggiungere un volume di invaso pari a 1169.10 mc > 1164.12 mc richiesti a compensazione dell'innalzamento del piano campagna e del rinterro dei fossati esistenti.

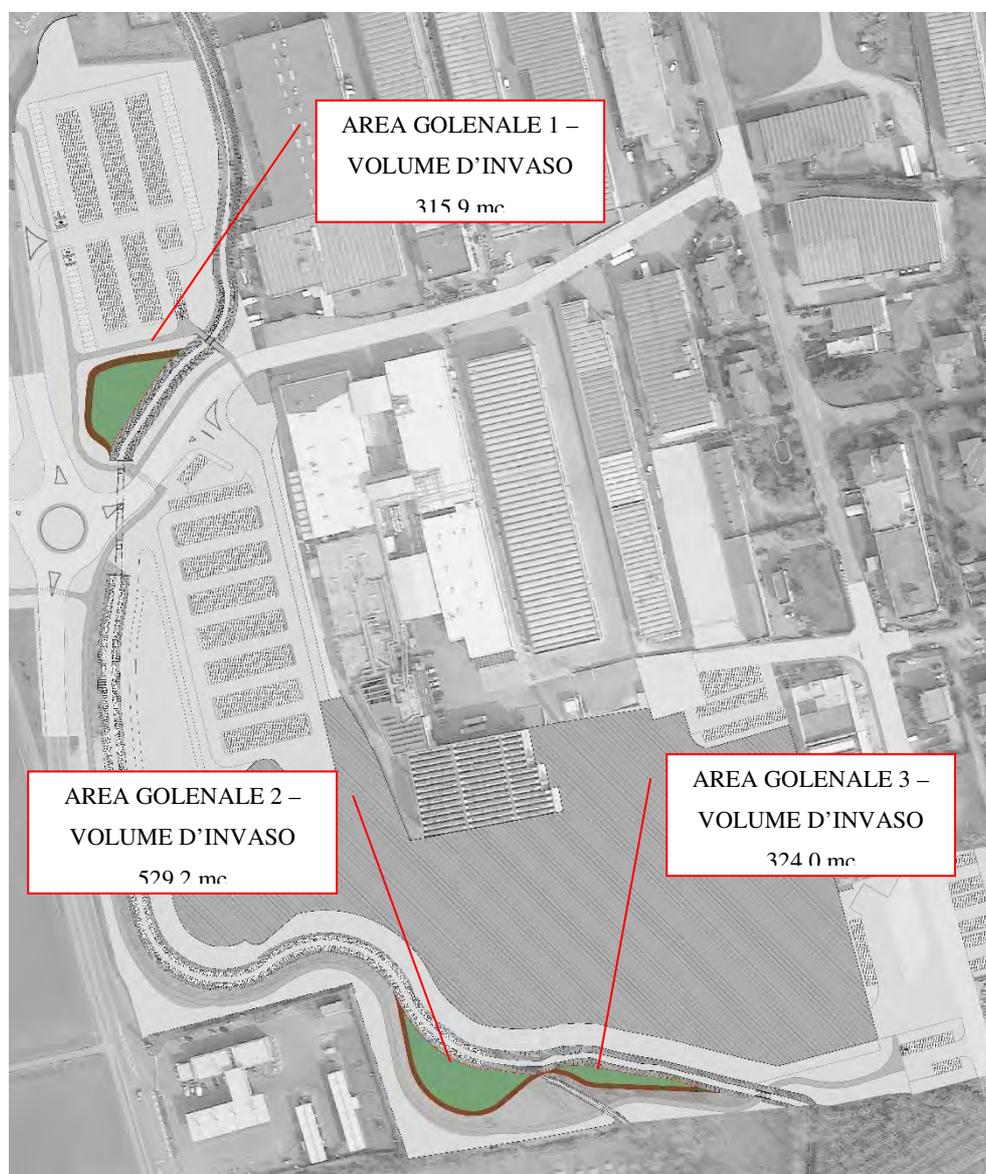


Figura 46: Indicazione delle aree golenali di progetto e relativi volumi di laminazione.

10 IL FOSSATO RICETTORE LUNGO VIA DEI ROVERI

Al fine di verificare la capacità e lo stato di consistenza del fossato ricettore delle portate generate dal nuovo parcheggio drenante sono state svolte alcune indagini e rilievi finalizzati alla verifica:

- delle quote di scorrimento del fossato ricettore;
- dello stato di ostruzione dei tombinamenti;
- dello stato di ostruzione/deposito del fossato a cielo aperto.

Dai rilievi eseguiti si è potuto riscontrare che le quote di scorrimento del fossato variano da circa 38,30 m in corrispondenza dell'attuale campo nomadi a circa 37,00 m in corrispondenza del tombinamento (condotta in cls DN 600 mm) a monte del distributore di benzina circa 350 m più a sud. Il tombinamento termina a valle del distributore, dove un fossato permette il deflusso delle acque verso est scaricandole nello scolo Rio Macello.

Dal punto di vista altimetrico il fossato che si sviluppa lungo via dei Roveri evidenzia la presenza di tratti in contropendenza o parzialmente interrati. A valle del distributore di benzina, le quote di fondo del fossato di scolo verso il Rio Macello sono tali da permettere il corretto deflusso delle portate. La quota di scorrimento della tubazione di scarico finale DN 600 mm del fossato in Rio Macello è pari a circa 35 m slmm.

Di seguito si riportano alcune fotografie del fossato esistente con indicazione planimetrica dei relativi coni visuali.



Figura 47: Coni visuali del fossato di scolo esistente lungo via dei Roveri ed indicazione dei tombinamenti esistenti.



Figura 48: Cono visuale 1 – fossato a lato di via dei Roveri in corrispondenza del tombotto DN 600 mm;



Figura 49: cono visuale 2 - inizio tombinamento fossato di via dei Roveri con condotta DN 600 mm;



Figura 50: cono visuale 3 - inizio tombinamento fossato di via dei Roveri con condotta DN 600 mm;



Figura 51: Cono visuale 4 – fossato di scolo verso il Rio Macello sul lato sud del distributore di benzina;

Per permettere la realizzazione dell'accesso all'area del parcheggio a nord (area 1) sarà necessario prevedere il tombinamento del fossato lungo via dei Roveri nel tratto a sud della rotonda esistente lungo via Leonardo da Vinci (v. elaborati grafici allegati al presente Progetto). Il tombinamento sarà realizzato mediante la posa di una tubazione in calcestruzzo DN 800 mm, per uno sviluppo complessivo pari a circa 95 m. Le quote di scorrimento a monte e a valle del tombinamento saranno pari rispettivamente a 38.30 m slmm e 37.72 m slmm, con una pendenza della condotta dello 0,60 %.

Al fine di garantire il corretto deflusso delle portate lungo il resto del fossato, si rendono necessari i seguenti interventi:

- l'espurgo del fossato esistente nel tratto parallelo a via dei Roveri tra la fine del tombinamento di progetto previsto per la realizzazione dell'accesso all'area del parcheggio a nord (area 1) fino alla nuova rotonda di collegamento a via del Palù per uno sviluppo di circa 60 m; le quote del fondo fossato agli estremi del tratto interessato dall'espurgo saranno pari a 37.72 m slmm e 37.60 m slmm, con una pendenza del fossato dello 0,20 %;
- la posa di una tubazione in calcestruzzo DN 800 mm per dare continuità al fossato di scolo sotto la nuova rotonda di collegamento tra via dei Roveri e via del Palù, per uno sviluppo complessivo pari a 75 m; le quote di scorrimento a monte e a valle saranno pari rispettivamente a 37.60 m slmm e 37.40 m slmm, con una pendenza della condotta del 0,25 %;
- l'espurgo del fossato nel tratto parallelo a via dei Roveri a valle della nuova rotonda fino al tombinamento in corrispondenza del distributore di benzina per uno sviluppo di circa 165 m; le quote di scorrimento a monte e a valle del tratto saranno rispettivamente pari a 37.40 m slmm e 37.00 m slmm, con una pendenza del fossato dello 0,25 %.

Si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente Progetto per ulteriori dettagli.

11 DIMENSIONAMENTO DEL COLLETTORE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE DI VIA DEI FIORI E DELL'AREA INDUSTRIALE

11.1 LO STATO ATTUALE DELLA RETE DI DRENAGGIO

La realizzazione del nuovo fabbricato di progetto tra lo scolo Rio Macello e via dei Fiori rende necessario modificare l'assetto dell'attuale rete di drenaggio.

L'area industriale presente tra via dei Fiori e l'attuale alveo dello scolo Rio Macello scarica parte dei deflussi superficiali, mediante un fossato di scolo, nel Rio Macello stesso.

A seguito del rilievo eseguito in loco è stata ricostruita la rete di drenaggio superficiale in corrispondenza di tale area. La rete di drenaggio esistente si compone dei seguenti elementi:

- una tubazione DN 500 mm che raccoglie le portate meteoriche di via del Palù, con deflusso delle acque in direzione est-ovest;
- una tubazione DN 500 mm che scarica le acque meteoriche dell'area occupata da un fabbricato industriale, con direzione di deflusso ovest-est;
- una tubazione con direzione di deflusso nord-sud che scarica le acque meteoriche di parte dell'area industriale a nord di via del Palù;
- una tubazione DN 1000 mm che raccoglie i deflussi delle 3 tubazioni e li recapita al fossato di scolo poco più a sud; tale fossato permette lo scarico dei deflussi in Rio Macello.

Nella seguente immagine si riporta un dettaglio della planimetria dell'area con indicazione della rete di drenaggio superficiale attuale.



Figura 52: Rete di drenaggio attuale dell'area di via del Palù e di parte dell'area industriale limitrofa a via dei Fiori e all'attuale alveo dello scolo Rio Macello. In azzurro sono indicate le tubazioni esistenti.

11.2 IL NUOVO COLLETTORE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE LUNGO VIA DEI FIORI

La trasformazione urbanistica in oggetto determinerà il completo interrimento del fossato di scolo che attualmente scarica le portate meteoriche dell'area in Rio Macello, in quanto l'area sarà interessata dalla realizzazione del nuovo fabbricato di progetto.

Dovrà quindi essere posato un nuovo collettore fognario, con la funzione di raccogliere e successivamente scaricare nello scolo Rio Macello le acque di pioggia attualmente scaricate nel fossato di scolo.

La nuova tubazione raccoglierà, all'inizio della viabilità di penetrazione perpendicolare a via dei Fiori, le due tubazioni esistenti DN 500 mm e l'ulteriore tubazione proveniente dall'area industriale a nord. Il tracciato della nuova linea di progetto si snoderà lungo tale viabilità di penetrazione con direzione di deflusso ovest - est, successivamente lungo via dei Fiori con direzione di deflusso nord – sud deviando poi in direzione sud-ovest verso lo scolo Rio Macello.

Il nuovo sistema di drenaggio lungo la viabilità di penetrazione e via dei Fiori sarà costituito dalle seguenti opere:

- il collettore principale in calcestruzzo DN 1000 mm, con uno sviluppo complessivo di circa 375 m; la livelletta di progetto sarà pari allo 0,5 % lungo la viabilità di penetrazione e pari allo 0,3 % dall'incrocio con via dei Fiori fino allo scarico finale in Rio Macello;
- le opere di raccolta delle acque meteoriche, che comprendono una serie di caditoie che raccolgono le acque della viabilità di penetrazione e via dei Fiori ed il cui collegamento al collettore DN 1000 mm sarà reso possibile mediante degli allacci in PVC di diametro variabile Ø 160 - 200 mm.

Lo scorrimento della tubazione in corrispondenza dello scolo Rio Macello sarà mantenuto circa 80 cm al di sopra della quota del fondo alveo e lo scarico sarà presidiato da valvola a clapet.

In corrispondenza dello scarico verrà realizzata una difesa spondale in sasso con locale rialzo della quota del piano campagna e si renderà eventualmente necessario provvedere al ripristino della tubazione di scolo DN 800 mm attualmente presente.

Nelle seguenti figure si riporta l'indicazione del tracciato del nuovo collettore DN 1000 mm lungo la viabilità di penetrazione e via dei Fiori ed un estratto planimetrico di dettaglio con indicazione del sistema di raccolta secondario. Si rimanda alle tavole grafiche allegate al progetto per maggiori dettagli.

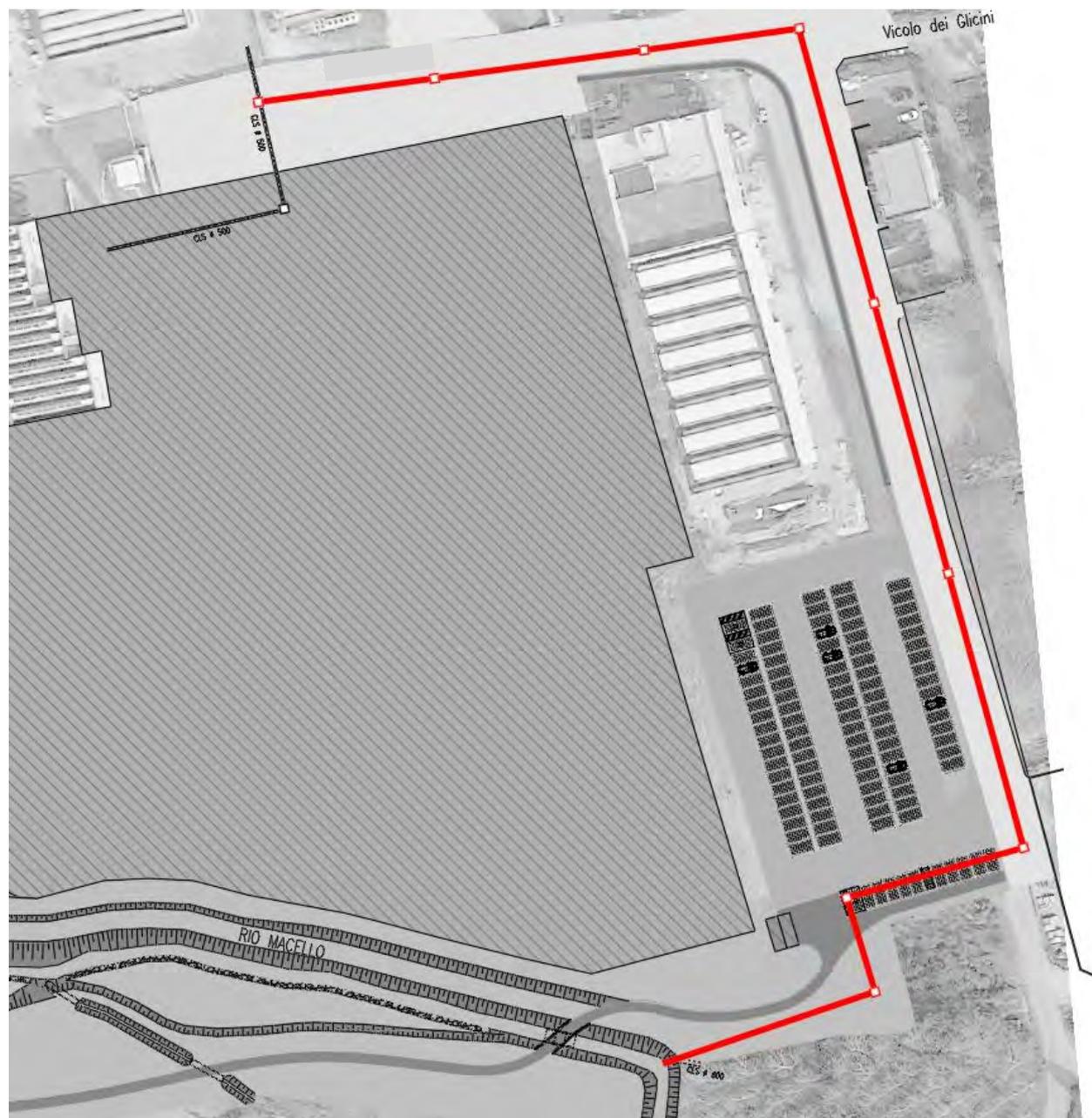


Figura 53: Tracciato del nuovo collettore DN 1000 mm di raccolta delle acque meteoriche di via dei Fiori e dei deflussi provenienti dai collettori esistenti.



Figura 54: Estratto della planimetria di progetto, nuovo collettore DN 1000 mm di via dei Fiori e sistema di raccolta e collegamento secondario al collettore principale.

Di seguito si riporta la verifica idraulica della capacità di trasporto del nuovo collettore fognario DN 1000 mm.

Si sono considerati i seguenti contributi di portata:

- la massima portata che può essere attualmente scaricata verso valle dalle due tubazioni esistenti DN 500 mm;
- i contributi di portata relativi alla piattaforma stradale di via dei Fiori, lungo cui non è attualmente presente alcuna linea di collettamento fognario; tali contributi sono stati calcolati con riferimento ad un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Il contributo massimo di portata generato dalle due tubazioni DN 500 mm è stato calcolato ipotizzando a favore di sicurezza che all'interno del pozzetto il massimo livello dell'acqua sia pari alla quota del piano campagna, applicando l'equazione d'efflusso sotto battente.

Tale equazione è così esprimibile:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

in cui:

Q è la portata uscente [mc/s];

μ è il coefficiente di efflusso, assunto pari a 0,5;

A è l'area della tubazione di scarico DN 500 mm [mq];

h è il carico idraulico rispetto all'asse della tubazione di scarico DN 500 mm.

Il tirante massimo è stato determinato come segue:

$$h_{max} = z_{piano\ campagna} - z_{scorrimento} = 38.78\ m\ slmm - 37.00\ m\ slmm = 1.78\ m$$

Il carico idraulico massimo rispetto all'asse della tubazione è il seguente:

$$h = h_{max} - \Phi/2 = 1.78 - 0.25 = 1.53\ m$$

Si ricava quindi la portata massima fluente nella tubazione DN 500 mm:

$$Q_{max} = 0.5 \cdot 0.196 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 1.53} = 1.78 - 0.25 = 0.537 \frac{mc}{s} = 538\ l/s$$

La portata totale che può essere scaricata dalle due tubazioni DN 500 mm è quindi pari a:

$$Q_{2\ DN500} = 2Q_{max} = 2 \cdot 538 = 1076\ l/s$$

Si è infine valutato il contributo dato dalla piattaforma stradale di via dei Fiori, la cui area afferente è pari a 2100 mq.

Si è considerato un evento con durata di pioggia pari a 5 minuti. Assegnando un coefficiente di deflusso medio della sede stradale pari a 0,9 si ottiene la seguente entità di portata:

$$Q_{via\ dei\ Fiori} = \frac{h \cdot S \cdot \varphi}{t} = \frac{17.82mm \cdot 2100mq \cdot 0.9}{300s} \cdot 10^{-6} = 112 \frac{l}{s}$$

Dove:

h è l'altezza di precipitazione associata all'evento,

S è la superficie afferente al collettore,

φ è il coefficiente di deflusso dell'area,

t è la durata di pioggia.

Si ottiene dunque una portata di progetto complessivamente pari a:

$$Q_{progetto} = Q_{2DN500} + Q_{via\ dei\ Fiori} = 1076 + 112 = 1188 \text{ l/s}$$

La portata trasportata dalla condotta DN 1000 mm in regime uniforme, secondo la formula di Gauckler – Strickler, è la seguente:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

Nella seguente tabella si riporta il calcolo dei principali parametri idraulici relativi determinati nell'ipotesi di deflusso della portata di progetto adottando la formula di Gauckler – Strickler.

Parametro	Unità misura	valore
Q	l/s	1188
DN	mm	1000
If	%	0.30
Tirante	m	0.81
Velocità	m/s	1.73
Perimetro bagnato	m	2.24
Area bagnata	mq	0.68
Raggio idraulico	m	0.30
Grado riempimento	%	81%

Tabella 37: Parametri idraulici per il collettore DN 1000 mm di progetto lungo via dei Fiori per la portata di progetto (Q=1188 l/s).

Il tirante idrico associato alla portata di progetto è pari a 81 cm, a cui corrisponde un grado di riempimento dell'81 %. Si evidenzia quindi il corretto deflusso della massima portata di progetto.

Al fine di valutare l'eventuale effetto di rigurgito lungo il collettore determinato dall'instaurarsi di livelli elevati nello scolo consortile Rio Macello, è stato preso in considerazione l'evento di piena nello scolo stesso corrispondente a TR=20 anni.

A tale evento, in corrispondenza dello scarico del collettore di progetto, corrisponde un livello massimo in Rio Macello pari a 35.95 m slmm.

Per la determinazione dei livelli di massima piena si è fatto riferimento al Progetto di "Nuova inlaveazione del Rio Macello – Opere previste nella Variante puntuale n° "08A" della Variante 12 del Piano degli Interventi Comunale" a cui si rimanda per ulteriori dettaglio.

Mediante il software EPA SWMM, descritto in appendice 2, è stato implementato un modello matematico con il quale è stata ricostruita la nuova linea di raccolta DN 1000 mm lungo via del Palù e via dei Fiori.

Sono inoltre stati inseriti i bacini delle aree afferenti al collettore lungo via dei Fiori ed è stato imposto come condizione al contorno di valle il livello massimo in Rio Macello relativo ad un evento di piena con TR=20 anni.

I risultati ottenuti hanno messo in evidenza come, anche in condizioni di livelli elevati nello scolo ricettore, il collettore è in grado di far defluire correttamente la portata di progetto mantenendo un funzionamento a gravità. In corrispondenza dello scarico in canale si raggiunge un grado di riempimento massimo della condotta pari al 93%.

Nelle figure seguenti si riporta un estratto del modello matematico implementato per la verifica ed il profilo idraulico del collettore nella condizione di massimo riempimento della stessa.

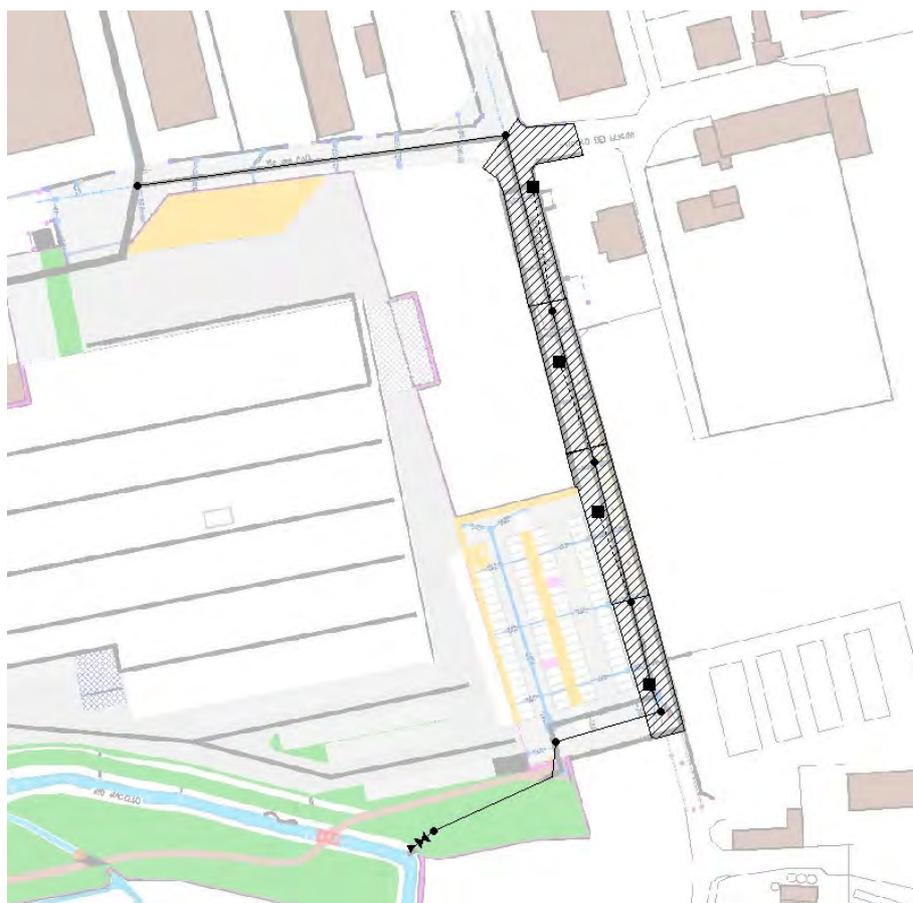


Figura 55: Estratto del modello matematico implementato per la verifica idraulica del nuovo collettore fognario DN1000 mm di via dei Fiori.

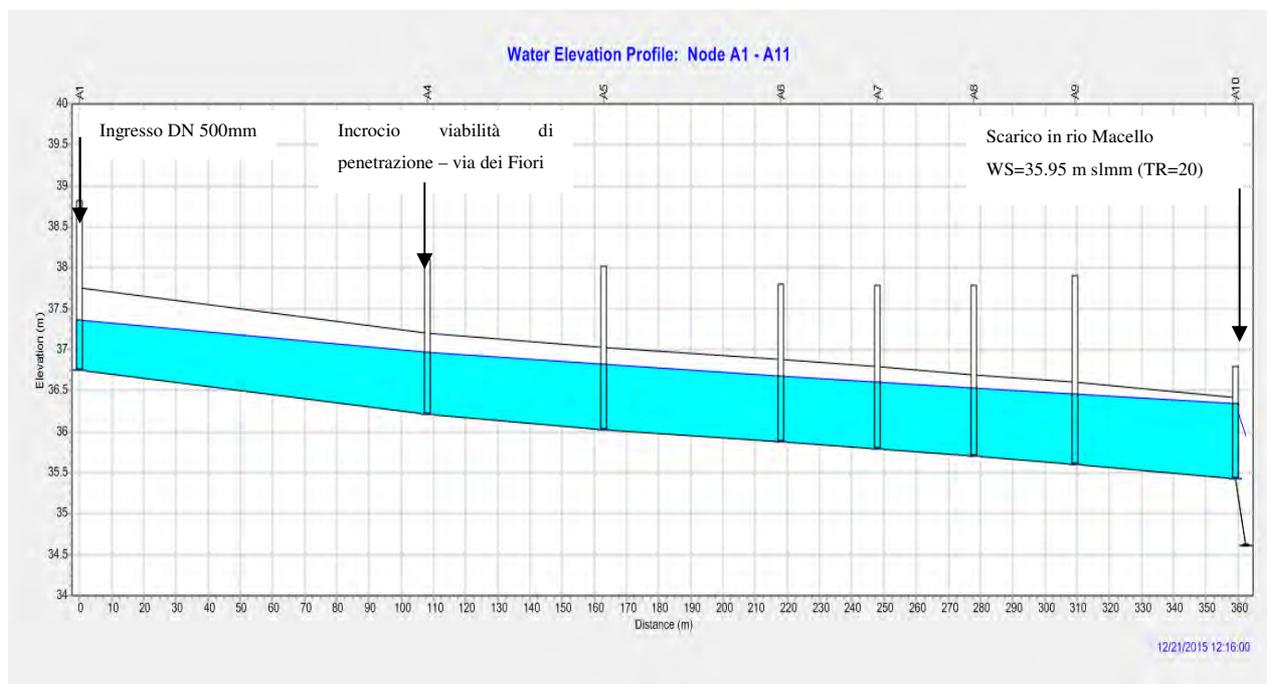


Figura 56: Profilo idraulico del nuovo collettore di via dei Fiori in condizioni di massimo riempimento.

12 CONCLUSIONI

Dalle analisi condotte si può affermare che gli interventi di progetto, con le specifiche e le prescrizioni sopra riportate, non determinano dei cambiamenti nella risposta idraulica del territorio.

Le opere di mitigazione idraulica progettate consentiranno la completa compensazione idraulica dell'aumento di impermeabilizzazione del suolo per dare luogo alle trasformazioni urbanistiche in oggetto.

La rete di invaso in progetto permetterà di non sovraccaricare il sistema di bonifica esistente e di non modificare l'attuale assetto idraulico in condizioni di deflusso di piena.

Si conclude dunque che le trasformazioni urbanistiche previste dalla Variante n° 18 del Piano degli Interventi Comunale di San Martino di Lupari, e in particolare dall'accordo pubblico-privato relativo alla ditta "Pettenon Cosmetics spa", ora "AGF 88 Holding srl", di cui alla precedente Variante n° 08 della Variante n° 12/2015 e modificato con la Variante n° 18, con la realizzazione delle reti di raccolta ed invaso precedentemente dimensionate, risulteranno idraulicamente compatibili secondo il principio della "invarianza idraulica" ai sensi del D.G.R. 2948 del 06/10/2009.

13 Appendice 1 – DESCRIZIONE DEL MODELLO AFFLUSSI - DEFLUSSI

13.1 DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI

Per meglio comprendere il modello afflussi-deflussi, occorre descrivere sinteticamente i processi che avvengono all'interno del Sottobacino quando si verifica su di esso un evento di precipitazione di una certa entità.

Quando l'acqua meteorica raggiunge il terreno (dopo un eventuale processo di intercettazione da parte della vegetazione) parte di essa evapora e ritorna nell'atmosfera; tale processo risulta però trascurabile nel caso di precipitazioni intense di breve durata.

L'acqua sul terreno in parte si infiltra nel suolo, inizialmente in quantità elevata e con velocità sempre più ridotta al procedere della precipitazione fino a quando l'intensità della pioggia supera la capacità di infiltrazione del terreno; a questo punto l'acqua che cade non riesce più tutta ad infiltrarsi per cui il surplus rimane sulla superficie del terreno ristagnando o dando luogo ad uno scorrimento sui versanti del Sottobacino.

Si formano quindi dei rigagnoli ad andamento irregolare che si raccolgono in una rete di rigagnoli di maggiori dimensioni al procedere dello scorrimento fino ad immettersi nella rete drenante vera e propria, qui si forma un'onda di piena che trasferisce la propria forma nella rete collettrice con un processo di propagazione.

13.2 MECCANISMO DI GENERAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI

Nel modello utilizzato i meccanismi di generazione dei deflussi superficiali risultano diversi a seconda che il suolo su cui cade l'acqua meteorica sia impermeabilizzato (nel caso cioè di zone urbanizzate) o meno.

Qui di seguito vengono descritti i modelli di filtrazione e detenzione superficiali assunti alla base delle simulazioni effettuate.

13.2.1 Aree permeabili

Per quanto concerne le aree non impermeabilizzate dall'intervento antropico, si è utilizzato il modello di Horton di generazione dei deflussi superficiali.

Si è quindi ipotizzato che l'acqua di precipitazione in parte si accumuli nelle depressioni superficiali del terreno ed in parte si infiltri nel terreno fino a saturarlo, a questo punto l'acqua meteorica si infiltra solamente in minima parte e praticamente tutta scorre in superficie fino a raggiungere la rete drenante.

La formulazione matematica del processo di infiltrazione sopra descritto è riassumibile nella curva di Horton:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

dove:

- $f(t)$ è la capacità di infiltrazione nel tempo espressa in mm/h;
- f_0 è l'infiltrazione massima che si verifica al tempo $t = 0$;
- f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente ad un tempo infinito;
- k è una costante che qualifica la velocità dell'esaurimento, cioè del passaggio dal valore f_0 al valore f_c .

Ogni suolo è quindi caratterizzato da quattro parametri f_0 , f_c e k e la detenzione superficiale d_s .

13.2.2 Aree impermeabili

Per le aree impermeabilizzate dagli insediamenti antropici, la pioggia netta efficace è stata ottenuta mediante la sola sottrazione della detenzione superficiale stimata secondo valori di letteratura.

13.3 FORMULAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO

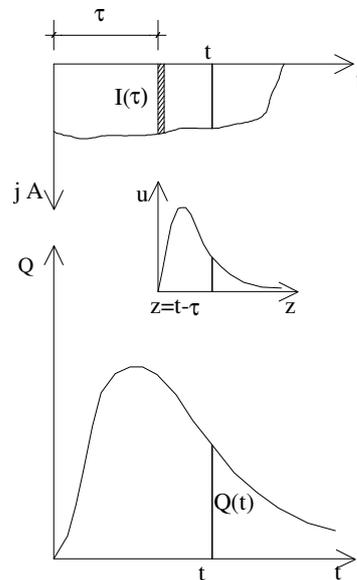
Il modello matematico URBIS è un modello concettuale che si basa sulla schematizzazione separata delle aree permeabili e di quelle impermeabili come due serbatoi lineari in parallelo.

Dato un ietogramma efficace qualsiasi è possibile per ogni parte del Sottobacino (permeabile ed impermeabile) determinare per convoluzione l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti per poi sommarli ed ottenere quindi l'idrogramma di piena della totalità del Sottobacino.

La precipitazione elementare avente un volume:

$$dV = I(t) dt$$

genera un idrogramma che si ottiene da quello dell'idrogramma unitario (generato da una precipitazione netta di volume unitario) moltiplicando le ordinate per dV .



L'ordinata dell'idrogramma al tempo t sarà data dalla somma dei contributi delle precipitazioni elementari di durata $d\tau$ compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t u(t-\tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

Per la determinazione dell'idrogramma unitario, si ricorre alla schematizzazione separata degli apporti provenienti dalle aree permeabili ed impermeabili del Sottobacino che vengono schematizzate mediante due serbatoi lineari aventi cioè la seguente relazione tra portata uscente e volume invasato:

$$V = K \cdot Q$$

Si consideri l'equazione di continuità dei serbatoi:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} = K \cdot \frac{dQ}{dt}$$

moltiplicando entrambi i membri per $e^{\frac{t}{K}}$ si ottiene:

$$e^{\frac{t}{K}} \cdot I(t) = e^{\frac{t}{K}} \cdot Q(t) + e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot \frac{dQ}{dt} = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{K}} \cdot K \cdot Q(t) \right]$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t e^{\frac{t}{k}} \cdot I(\tau) \cdot d\tau = \int_0^t \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right] \cdot dt = e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t).$$

Si ottiene perciò:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{e^{-\frac{t-\tau}{k}}}{K} \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:

$$u(t) = \frac{e^{-\frac{t}{k}}}{K}.$$

Il valore del coefficiente di invaso K per entrambi i serbatoi (che simulano l'area impermeabile e quella permeabile rispettivamente) si ottiene dalla seguente relazione basata sulla teoria dell'onda cinematica:

$$K = \frac{a \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I_{MAX}^{0.4} \cdot S^{0.3}}$$

dove:

K è il coefficiente di invaso;

L è la lunghezza del Sottobacino;

I_{max} è l'intensità massima della pioggia netta;

n è il coefficiente di scabrezza superficiale di Manning assunto pari a 0.25 per le aree permeabili e pari a 0.013 per quelle impermeabilizzate;

S è la pendenza del Sottobacino;

a è un fattore di conversione dimensionale.

14 Appendice 2 – DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO EPA SWMM PER L'ANALISI DELLE RETI FOGNARIE

14.1 GENERALITÀ

L'EPA Storm Water Management Model (SWMM) è un modello dinamico di simulazione idraulica di afflussi in deflussi usato per lo studio di un singolo evento o la simulazione (continua) di lunga durata della quantità e della qualità del deflusso soprattutto per le aree urbane. La componente di deflusso SWMM funziona sull'identificativo di alcune zone denominate subcatchment (sottobacini) che ricevono la precipitazione e generano i carichi della sostanza inquinante e di precipitazione. Il modello trasporta i carichi attraverso un sistema di condotte, canali, dispositivi di trattamento/di invaso, impianti di sollevamento, luci di fondo e stramazzi. SWMM rintraccia la quantità e la qualità di deflusso generate all'interno di ogni subcatchment, la portata, la profondità di flusso e la qualità di acqua in ogni condotta e canale durante il periodo di simulazione formato da passi temporali definiti.

SWMM inizialmente è stato sviluppato nel 1971 e da allora ha subito parecchi aggiornamenti importanti. Continua ad essere ampiamente usato nel mondo intero per la progettazione e analisi di eventi di precipitazione eccezionale, fognature miste, fognature nere ed altre reti di fognatura nelle aree urbane, con molte applicazioni nelle zone non-urbane.. Funzionando sotto Windows, SWMM 5 fornisce un ambiente integrato per la pubblicazione dei dati di input di zona di studio, le simulazioni di qualità idrologica, idraulica e dell'acqua e dell'esame dei risultati in una varietà di disposizioni. Questi includono i programmi color-coded del sistema di zona e del trasporto di drenaggio, grafici e tabelle di serie cronologiche, diagrammi di profilo ed analisi di frequenza statistiche.

SWMM rappresenta i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane. Questi includono:

- precipitazioni;
- evaporazione d'acqua;
- accumulo e scioglimento della neve;
- infiltrazione di pioggia negli strati insaturi del terreno;

- percolazione di acqua infiltrata negli strati dell'acqua freatica;
- interflow fra acqua freatica e la rete di fognatura;

La variabilità spaziale di questi processi è realizzata dividendo la zona di studio in sottobacini, subcatchment, ognuna delle quali sarà divisa sulla base dell'area permeabile ed impermeabile. Il flusso terrestre può essere diretto fra i subcatchments, o nei punti di entrata di una rete di fognatura.

SWMM inoltre contiene un insieme flessibile di possibilità per la modellazione idraulica usate per dirigere le portate e le affluenze esterne attraverso la rete di fognatura delle condotte, dei canali, delle unità di trattamento e di invaso e delle strutture di diversione. Questi includono:

- rete di drenaggio con numero di maglie illimitato;
- impiego di un'ampia varietà di figure chiuse standard ed aperte delle condotte come pure per canali naturali;
- elementi speciali di modello quali le unità trattamento/di invaso, i divisori di flusso, le pompe, gli stramazzi e luci di fondo;
- applicare i flussi e gli input esterni di qualità dell'acqua alle acque di superficie, dal interflow dell'acqua freatica, dall'infiltrazione pioggia-dipendente/dall'affluenza, dal flusso sanitario del tempo asciutto e dalle affluenze prestabilite dall'utente;
- utilizzare l'onda cinematica o i metodi di percorso dinamici completi di flusso dell'onda;
- modellare i vari regimi di flusso, come lo stagno, il sovraccarico, il flusso d'inversione ed accumulazione di superficie;
- applicare le regole dinamiche prestabilite dall'utente di controllo per simulare il funzionamento delle pompe, delle aperture dell'orifizio e dei livelli della sommità degli sbarramenti;

Oltre che alla modellazione, generazione e trasporto dei flussi, SWMM può anche valutare la produzione dei carichi inquinanti connessi al deflusso. I seguenti processi possono essere modellati, dal punto di vista della qualità, per tutti i tipi di costituenti prestabilite dall'utente:

- formazione di inquinanti in tempo asciutto al variare dell'uso del suolo;
- dilavamento della sostanza inquinante dalle utilizzazioni delle terre durante gli eventi di pioggia;
- contributo diretto di deposito di pioggia;
- la riduzione nella formazione di inquinante in seguito alla pulizia della via;
- entrata delle acque reflue in tempo asciutto e delle affluenze esterne (user-specified) in un punto qualunque nella rete di fognatura;

- percorso dei costituenti di qualità dell'acqua attraverso la rete di fognatura;
- riduzione della concentrazione costituente, con il trattamento nelle unità di invaso o tramite i processi naturali in condotte e canali.

SWMM è stato impiegato in numerosi studi relativi a precipitazioni intense e reti di fognatura. Le applicazioni tipiche includono:

- disegno dei componenti della rete di fognatura per controllo dell'inondazione;
- tracciato normale dell'inondazione dei sistemi naturali della scanalatura (SWMM 5 è un modello FEMA-approvato per gli studi di NFPI);
- progettazione delle strategie di controllo per la minimizzazione dei trabocchi della rete fognaria;
- valutazione dell'effetto di affluenza e dell'infiltrazione sui trabocchi sanitari nella rete.

14.2 DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO DI CALCOLO (DYNAMIC WAVE ROUTING)

14.2.1 Equazioni Generali

Il metodo dell'onda dinamica risolve le equazioni monodimensionali di De Saint Venant. Queste equazioni consistono nell'equazione di continuità e dei momenti, espresse nel seguente modo:

$$\frac{\partial A}{\partial T} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0; \quad \text{equazione di continuità;} \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_L = 0; \quad \text{equazione dei momenti;} \quad (2)$$

dove, x è la distanza lungo la condotta, t è la variabile temporale, A l'area liquida trasversale nella condotta, Q la portata defluita, H è il livello idraulico dell'acqua nella condotta (termine potenziale più eventuale termine di pressione), S_f la pendenza d'attrito, h_L è la locale perdita di energia per unità di lunghezza della condotta, e g l'accelerazione di gravità.

Nota che, data la geometria della condotta, l'area A risulta funzione del tirante idrico y il quale può essere ottenuto dall'altezza H . Pertanto le variabili dipendenti in queste equazioni sono la portata Q e l'altezza H , a sua volta funzioni della distanza x e del tempo t .

Il termine S_f viene espresso in termini delle equazione di *Manning* come:

$$S_f = \frac{n^2 \cdot V \cdot |V|}{k^2 \cdot R^{4/3}};$$

Dove n è il coefficiente di scabrezza secondo *Manning*, V la velocità di flusso (pari al rapporto tra la portata Q e la sezione di area liquida trasversale A , R è il raggio idraulico della sezione di flusso, e $k=1,49$ nell'unità US e $1,0$ nel sistema metrico. Il termine che tiene conto della normale

perdita di energia h_L può essere espresso come $\frac{K \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot L}$ dove K è il coefficiente di perdita in

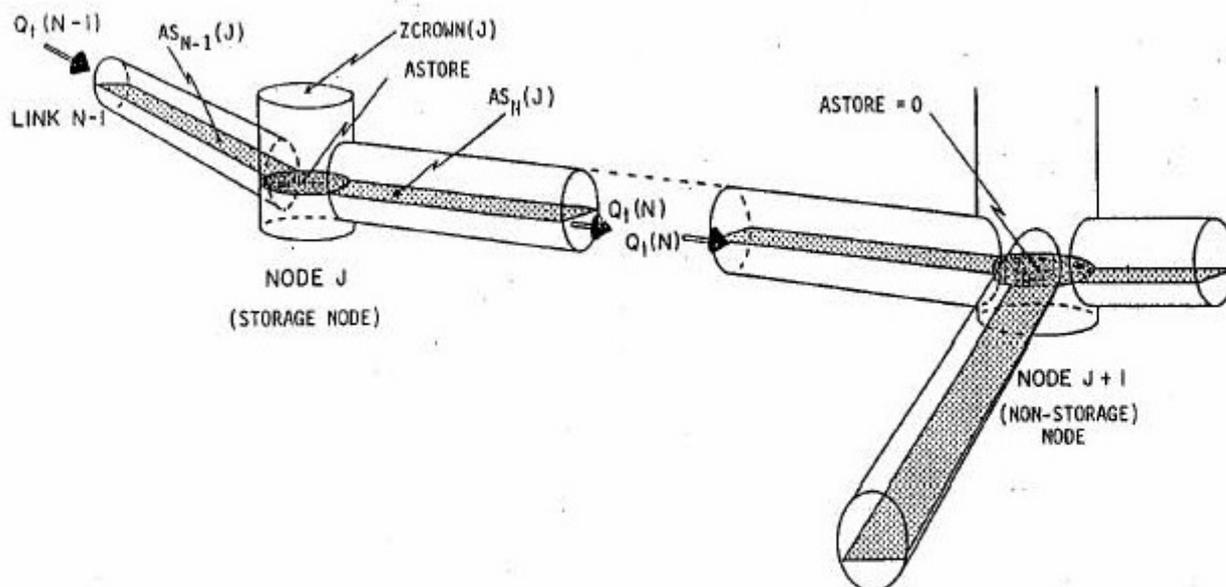
corrispondenza della posizione x e L la lunghezza della condotta.

Per risolvere le equazioni (1) e (2), su una singola condotta, sono richieste una serie di condizioni iniziali per H e Q al tempo 0 come condizioni al contorno per $x=0$ e $x=L$ per la durata della simulazione.

Quando si analizza una rete di condotte, è necessario inserire una relazione aggiuntiva di continuità per i nodi che connettono due o più condotte (vedi Figura¹). In SWMM la continuità del pelo libero si presume che esista tra il tirante al nodo e quello corrispondente alla condotta in ingresso e uscita (ad eccezione dei nodi a caduta libera). Il cambiamento nel pelo libero H al nodo al variare del tempo può essere espresso come segue :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum A_s}; \quad (3)$$

¹ Storm Water Management Model – Quality Assurance Report "Dynamic Wave Flow Routing"



Node-Link Representation of a Drainage System in SWMM (from Roesner et al, 1992).

Dove A_{store} è l'area liquida al nodo, $\sum A_s$ è la somma delle superficie liquide delle condotte connesse al nodo, e $\sum Q$ è la portata netta all'interno del nodo (portate in arrivo – portate rilasciate), contributo di tutte le condotte connesse al nodo ed eventuali contributi esterni imposti. Nota che, il tirante idrico alla fine di una condotta connessa ad un nodo può essere computato come differenza tra la grandezza H al nodo e la quota della condotta.

14.2.2 Soluzione generica per le condotte

Le equazioni (1), (2) e (3) sono risolte in SWMM convertendole in una serie esplicita alle differenze finite che computano il flusso in ogni condotta ed il livello al nodo al tempo $t + \Delta t$ come funzioni del valore noto al tempo t . Le equazioni risolte per il flusso in ogni condotta sono:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{gravity} + \Delta Q_{int\,ernal}}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}}; \quad (4)$$

I termini individuali ΔQ sono stati così nominati per il tipo di forze che rappresentano e sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\Delta Q_{gravity} = g \bar{A} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \Delta t / L;$$

$$\Delta Q_{inertial} = 2\bar{V} \cdot (\bar{A} - A_1) + V^2 \cdot (A_2 - A_1) \cdot \Delta t / L;$$

$$\Delta Q_{friction} = \frac{g \cdot n^2 \cdot |\bar{V}| \cdot \Delta t}{k^2 \cdot \bar{R}^{4/3}};$$

$$\Delta Q_{losses} = \frac{\sum_i K_i \cdot |V_i| \cdot \Delta t}{2L};$$

Dove:

- a. \bar{A} area liquida media nella condotta;
- b. \bar{R} Raggio idraulico medio nella condotta;
- c. \bar{V} Velocità di flusso medio all'interno della condotta;
- d. V_i Velocità di flusso locale alla posizione i lungo la condotta;
- e. K_i coefficiente di perdita locale alla posizione i lungo la condotta;
- f. H_1 livello al nodo di monte della condotta;
- g. H_2 livello al nodo di valle nella condotta;
- h. A_1 area trasversale all'estremità di monte della condotta;
- i. A_2 area trasversale all'estremità di valle della condotta.

L'equazione risolta per il livello in ogni nodo è la seguente:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta Vol}{(A_{store} + \sum A_s)_{t+\Delta t}}; (5)$$

Dove ΔVol rappresenta il volume netto defluito attraverso il nodo terminato il passo temporale e dato dalla seguente relazione:

$$\Delta Vol = 0,5 [(\sum Q)_t + (\sum Q)_{t+\Delta t}] \cdot \Delta t;$$

Il modello SWMM risolve l'equazioni (4) e (5) usando un metodo di approssimazioni successive di seguito discusse.

1. Una prima stima del flusso in ogni condotta al tempo $t + \Delta t$ è svolta dalla soluzione dell'equazione (4) usando i livelli, le aree e le velocità trovate al tempo corrente t . Successivamente lo stesso viene fatto per livelli mediante la valutazione dell'espressione (5) usando le portate appena computate. Queste soluzioni sono denominate come Q^{last} e H^{last} .
2. L'espressione (4) viene risolta nuovamente, inserendo livelli, aree e velocità che appartengono ai valori Q^{last} e H^{last} appena computati. Un fattore Ω è impiegato per

combinare il nuovo flusso stimato Q^{new} , con la stima precedente Q^{last} secondo l'equazione $Q^{new} = (1 - \Omega) \cdot Q^{last} + \Omega \cdot Q^{new}$ per la produzione del valore aggiornato di Q^{new} ;

3. L'espressione (5) è risolta nuovamente per livelli impiegati per la stima di Q^{new} . Come per le portate, questa nuova soluzione per il livello, H^{new} è pesato con H^{last} per produrre una stima aggiornata per i livelli $H^{new} = (1 - \Omega) \cdot H^{last} + \Omega \cdot H^{new}$;
4. Se H^{new} è abbastanza vicino a H^{last} il processo si arresta con Q^{new} e H^{new} come soluzioni al tempo $t + \Delta t$. Diversamente, H^{last} e Q^{last} sono sostituiti rispettivamente con Q^{new} e H^{new} , ed il procedimento ritorna al punto 2.

Nell'implementare questa procedura, il programma impiega un fattore di relazione costante Ω di 0,5, una tolleranza di convergenza di 0,005 ai nodi, e limite il numero di iterazioni a quattro.

14.2.3 Calcolo delle caratteristiche medie delle condotte

La valutazione della portata, aggiornata mediante l'eq. (4), richiede valori per l'area media (\bar{A}) , raggio idraulico (\bar{R}) , e velocità (\bar{V}) dall'inizio alla fine della condotta in questione. Il programma calcola questi valori usando i livelli H_1 e H_2 , dai quali possono essere derivati i corrispondenti valori dei tiranti idrici y_1 e y_2 . La profondità media \bar{y} è dunque calcolata sulla base di questi valori ed è impiegato nella sezione trasversale della condotta per il calcolo del valore medio di (\bar{A}) e raggio idraulico (\bar{R}) . Il valore medio di velocità (\bar{V}) è determinato da rapporto tra il flusso corrente e l'area media.

Il programma limita questa velocità a valori non superiori a 50ft/sec in valore assoluto, tale da non permettere all' frazione di flusso contenuta nell'eq. (4) di diventare illimitata.

Quando la condotta è a caduta libera all'interno di uno dei nodi (significa che il livello dell'acqua nel nodo è sotto la quota di fondo della condotta), la profondità alla fine della condotta è equivalente al più piccolo tra la profondità critica e la profondità in condizioni di moto uniforme per la corrente attraverso la condotta.

14.2.4 Calcolo dell'area di superficie

L'area di superficie A_s che porta un contributo ai nodi, dipende dalle condizioni di flusso all'interno della condotta. In condizioni normali, l'area liquida è uguale alla media dell'ampiezza

massima nei punti finali e centrali della condotta. Queste larghezze sono valutate prima che venga calcolata l'aggiornamento del flusso, impiegando i livelli y_1 , y_2 e \bar{y} discussi precedentemente. Se l'immissione della condotta in un nodo è a caduta libera, (cioè se lo scorrimento della condotta è sopra il livello dell'acqua del nodo), allora la condotta non contribuisce.

Per le condotte con sezioni chiuse (come condotte circolari) con gradi di riempimento maggiore del 96%, il programma utilizza un'ampiezza massima costante corrispondente ad un grado di riempimento del 96%. Questo previene che l'eq (5) non perda di significato dal momento che a condotta piena l'area di superficie va a zero.

Il programma assegna un'area di superficie minima $A_{store_{min}}$ a tutti i nodi, includendo giunzioni che normalmente non hanno volumi di invaso, prevedendo che l'eq. (5) non venga illimitata. Il valore di default per quest'area minima è $12,57 \text{ ft}^2$ (cioè, l'area di un pozzetto di diametro quattro piedi), ma può essere soprascritto da un valore aggiuntivo.

14.2.5 Condizioni di sovraccarico

Il modello definisce il nodo in condizione di sovraccarico quando il livello d'acqua eccede la sommità dell'estradosso della condotta connessa ad esso. Sotto questa condizione la superficie liquida per condotte chiuse dovrebbe essere zero e l'equazione (3) non applicabile. Per aggiustare questa situazione SWMM, impiega un'alternativa condizione di continuità al nodo, cioè che la parte di flusso fuoriuscito dal nodo sovraccarico deve essere equivalente al flusso in ingresso, $\sum Q = 0$. Di per sé questa equazione risulta insufficiente per aggiornare i livelli ai nodi nel nuovo passo temporale, in quanto sono note solo le portate. In aggiunta, poiché le equazioni aggiornate delle portate e dei livelli per il sistema non sono risolte simultaneamente non c'è garanzia che questa condizione di sovraccarico venga mantenuta ai nodi dopo che è stata raggiunta la condizione di flusso.

Per implementare la condizione di continuità, questa può essere espressa nella forma di equazione di perturbazione:

$$\sum \left[Q + \frac{\partial Q}{\partial H} \cdot \Delta H \right] = 0;$$

dove ΔH è l'aggiustamento al livello del nodo che deve essere effettuato per raggiungere la continuità di flusso. Soluzione per ΔH :

$$\Delta H = \frac{-\sum Q}{\sum \partial Q / \partial H}; \quad (6)$$

dove dall'equazione (4):

$$\frac{\partial Q}{\partial H} = \frac{-g \cdot \bar{A} \cdot \Delta t / L}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}};$$

($\partial Q / \partial H$ ha segno negativo in testa perchè quando viene valutata la relazione $\sum Q = 0$, direzione di flusso in uscita dal nodo è considerato negativo mentre il flusso è considerato positivo se in entrata al nodo).

Ogni volta che l'eq. (6) è applicata per aggiornare il livello in un nodo di sovraccarico, l'eq. (4) è rivalutata per fornire i flussi aggiornati per le condotte connesse al nodo. Questo processo continua finché non si raggiungono le condizioni di convergenza. Queste iterazioni di sovraccarico sono rinchiusi in una serie di iterazioni delineate precedentemente. Ogni qualvolta che i livelli devono essere calcolati per approssimazioni successive l'eq. (6) è usata al posto dell'eq. (5) se un nodo è sovraccarico e non vengono eseguite le altre equazioni.

14.2.6 Condizioni normali di flusso

Il programma limita il flusso a valori non maggiori dell'equivalente valore calcolato con la relazione di *Manning*, per il tirante d'acqua a monte della condotta ogni qualvolta sussiste una delle seguenti condizioni:

La pendenza della superficie dell'acqua è minore della pendenza della condotta;

Il numero di *Froude*, basato sulla profondità dell'acqua su una delle due condotte è maggiore di uno.

Ogni condizione indica un regime di flusso supercritico. L'utente specifica quale dei due criteri applicare.

14.2.7 Pompe, luci di fondo e chiuse

Il programma modella pompe, luci di fondo e sbarramenti come collegamenti tra due nodi. Il flusso attraverso questi collegamenti è calcolato come funzione dei livelli ai nodi di estremità.

Pompe

Il programma, modella le pompe in maniera uguale, richiedendo all'utente una specifica *pump curve* lungo la quale la pompa deve operare. La *pump curve* può specificare la portata come funzione del volume al nodo di ingresso, della profondità al nodo di ingresso o come differenza dei livelli tra il nodo di ingresso e uscita.

Luci di fondo

Il programma modella la luce di fondo (cioè un'apertura orientata sia verticalmente o orizzontalmente alla direzione del flusso) come un'equivalente condotta. Viene impiegata la classica equazione di calcolo del flusso $C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$ quando la luce di fondo è completamente sommersa e l'equazione $C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gD} \cdot f^{1.5}$ quando è parzialmente sommerso. In queste formule, A è l'area e D è l'altezza dell'apertura totale della luce di fondo, dove h è il livello a ridosso dell'orifizio. Il programma calcola il contributo di superficie attraverso la luce di fondo ai nodi, sulla base dell'equivalente lunghezza della condotta L e la profondità dell'acqua nell'orifizio.

Chiuse

L'equazione della formula generale $C_w \cdot L_w \cdot h^n$ è usata per calcolare il flusso come funzione del livello h lungo lo sbarramento in condizioni non sommerse. C_w è il coefficiente di portata, L_w è la lunghezza dell'apertura ed n è un esponente che dipende dal tipo di stramazzo da modellare.