

COMUNE DI CASTELFRANCO VENETO

Provincia di Treviso

P.A.T.

Elaborato



# STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

## PROGETTAZIONE P.A.T.

### UFFICIO DI PIANO

Bruno Berto  
Luca Pozzobon

### TOMBOLAN & ASSOCIATI

Piergiorgio Tombolan  
Raffaele Di Paolo

### REGIONE VENETO

Fabio Mattiuzzo  
Giorgio Fabbian

### PROVINCIA DI TREVISO

Marco Parodi  
Maria Pozzobon

VALUTAZIONE AMBIENTALE STRATEGICA, VALUTAZIONE DI INCIDENZA

Gino Bolzonello – Mauro D'Ambroso – GREENPLAN ENGINEERING ASSOCIATI

VALUTAZIONE COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Alvise Fiume – NORDEST INGEGNERIA SRL

QUADRO CONOSCITIVO - Andrea Merlo – Fabio Casonato – SIT AMBIENTE & TERRITORIO

ANALISI GEOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE- Livio Sartor

ANALISI AGRONOMICHE Gino Bolzonello – Mauro D'Ambroso – GREENPLAN ENGINEERING ASSOCIATI

ANALISI SOCIO ECONOMICHE- Paolo Feltrin – Sergio Maset - TOLOMEO STUDI E RICERCHE SRL



IL SINDACO  
Maria Gomierato

ASSESSORE ALL'URBANISTICA E TERRITORIO  
p.i. Fiorenzo Vanzetto

Comune di Castelfranco Veneto

Studio di Compatibilità Idraulica del P.A.T.

21 novembre 2009

**Nordest  
Ingegneria S.r.l.**

Via Paolo da Sarmeola, 1  
35030 Rubano (PD)  
tel./fax: 049/8975709  
Email: [info@nordestingegneria.com](mailto:info@nordestingegneria.com)  
codice fiscale e partita IVA: 02568450247



Commessa n° 398/2008

File: p:\comune\_castelfranco\commessa\_398\relazione\relazione  
castelfranco\_v2.doc

Rev.	Data	Motivo della revisione	Verificato	Approvato
2	21/09/2009	Incontri con Regione e Provincia		
1	21/09/2009	Incontri concertazione e revisione aree		
0	07/01/2009			

# INDICE

PREMESSA.....	4
1 L'IDROGRAFIA DEL TERRITORIO COMUNALE DI CASTELFRANCO VENETO.....	6
1.1 Inquadramento territoriale.....	6
1.2 L'idrografia.....	6
1.2.1 Il torrente Muson dei Sassi.....	7
1.2.1.1 Caratteri idrologici del bacino del Torrente Muson.....	7
1.2.1.2 Il nodo idraulico di Castelfranco Veneto.....	9
1.2.2 La rete minore di bonifica.....	13
1.2.2.1 La rete in gestione al Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba.....	13
1.2.2.2 La rete in gestione al Consorzio di bonifica Pedemontano Brenta.....	14
1.2.2.3 La rete in gestione al Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta.....	14
1.2.3 La rete fognaria.....	15
1.3 Identificazione dei sottobacini idrografici nel territorio comunale di Castelfranco Veneto.....	15
1.3.1 Bacini afferenti al sistema Muson dei Sassi – Avenale.....	16
1.3.2 Bacini afferenti al Fiume Zero.....	16
1.3.3 Bacini afferenti al Fiume Dese.....	16
1.3.4 Bacini afferenti al Fiume Marzenego.....	16
1.3.5 Bacini afferenti al Muson Vecchio.....	16
1.3.6 Bacini afferenti ad altri scarichi.....	16
2 CARATTERI DEL RISCHIO IDRAULICO.....	17
2.1 Definizione di rischio idraulico.....	17
2.1.1 Definizione generale di rischio idrologico.....	17
2.1.2 Stima del rischio come funzione del danno prodotto.....	18
2.2 Valutazione del rischio idraulico.....	20
2.2.1 Rischio idraulico conseguente ai criteri di progettazione delle opere idrauliche.....	20
2.2.2 Il rischio idraulico nelle aree di pianura.....	22
2.2.3 Criteri di riferimento adottati nell'ambito delle attività dell'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta, Bacchiglione.....	22
2.2.3.1 Fattore storico.....	22
2.2.3.2 Fattore di danno.....	23
2.2.3.3 Fattore di pericolosità.....	25
2.2.4 Classificazione del rischio idraulico dopo l'entrata in vigore della Legge 3 agosto 1998, n.267 (Legge Sarno).....	27
3 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI CASTELFRANCO VENETO.....	28
3.1 Pericolosità idraulica nel bacino del torrente Muson.....	29
3.1.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità.....	29
3.1.2 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica.....	31
3.1.3 Aree classificate a pericolosità idraulica.....	32
3.1.3.1 Area E1 – Brenton Pighenzo.....	32
3.1.3.2 Area E2 – Muson - Pagnana.....	32
3.1.3.3 Area E3 – Muson Villarazzo destra.....	32
3.1.3.4 Area E4 – Muson Villarazzo sinistra.....	32
3.1.3.5 Area E5 – Muson sud-ovest A.....	32
3.1.3.6 Area E6 – Muson sud-ovest B.....	33
3.2 Pericolosità idraulica nel bacino del torrente Avenale.....	33
3.2.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità.....	33
3.2.2 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica.....	36
3.2.3 Aree classificate a pericolosità idraulica.....	36
3.2.3.1 Area E07 – Avenale Nord.....	37
3.2.3.2 Area E08 – Bella Venezia.....	37
3.2.3.3 Area E09 – Avenale Centro Città.....	37
3.2.4 Protocollo per la gestione del nodo di Castelfranco durante gli eventi di piena.....	37
3.3 Pericolosità idraulica nei bacini in destra Muson.....	40
3.3.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità.....	40
3.3.2 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica.....	40
3.3.3 Aree classificate a pericolosità idraulica.....	41

3.3.3.1	Area E10 – Soranza .....	41
3.3.3.2	Area E11 – Sant’Andrea .....	41
3.4	Pericolosità idraulica da rete minore nell’area tra il torrente Muson e la strada Castellana .....	41
3.4.1	Descrizione dello stato attuale di pericolosità .....	41
3.4.2	Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica .....	42
3.4.3	Aree classificate a pericolosità idraulica .....	42
3.4.3.1	Area E12 – Brentanella A .....	42
3.4.3.2	Area E13 – Brentanella B .....	42
3.5	Pericolosità idraulica da rete minore nel bacino della roggia Musoncello .....	42
3.5.1	Descrizione dello stato attuale di pericolosità .....	42
3.5.2	Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica .....	43
3.5.3	Aree classificate a pericolosità idraulica .....	43
3.5.3.1	Area E14 – Musoncello - Campigo .....	43
3.5.3.2	Area E15 – Musoncello - Altire .....	44
3.6	Pericolosità idraulica da rete minore nel bacino del fiume Zero .....	44
3.6.1	Descrizione dello stato attuale di pericolosità .....	44
3.6.2	La cassa di espansione di Salvarosa .....	45
3.6.2.1	L’attraversamento della ferrovia Padova – Calalzo .....	46
3.6.2.2	L’attraversamento della ferrovia Vicenza – Treviso .....	46
3.6.2.3	Il bacino lungo lo Scarico di via della Grotta .....	46
3.6.3	Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica .....	49
3.6.4	Aree classificate a pericolosità idraulica .....	49
3.6.4.1	Area E16 – Salvarosa A .....	49
3.6.4.2	Area E17 – Salvarosa B .....	50
3.6.4.3	Area E18 – via Grotta Scalo .....	50
3.6.4.4	Area E19 – via Grotta sud .....	50
3.6.4.5	Area E20 – Salvatronda – via Sile – via Cerchiara .....	50
3.6.4.6	Area E21 – Sabbonare .....	50
4	OPERE DI LAMINAZIONE AI SENSI DELLA D.G.R. 1841/2007 .....	51
4.1	Le D.G.R. 1322/2006 e 1841/2007 .....	51
4.1.1	L’invarianza idraulica .....	51
4.1.2	Parametri tecnici di riferimento per la progettazione .....	51
4.2	Calcolo delle portate attese tramite il metodo dell’invaso .....	54
4.2.1	Calcolo di volumi di invaso necessari per l’invarianza idraulica .....	63
4.2.2	Calcolo dei volumi di invaso in presenza di sistemi di infiltrazione facilitata .....	67
5	INDICAZIONI E PROPOSTE PROGETTUALI PER GARANTIRE LA COMPATIBILITA’ IDRAULICA DELLE SCELTE URBANISTICHE DEL PAT .....	69
5.1	Indicazioni progettuali per l’edificazione in relazione al rischio idraulico .....	69
5.1.1	Reti di scarico delle acque bianche da edifici o lottizzazioni e volumi di invaso .....	69
5.1.2	Dispositivi di infiltrazione nel primo sottosuolo .....	74
5.1.3	Distanze di rispetto dai corsi d’acqua .....	77
5.1.4	Tombinamenti .....	77
5.1.5	Manutenzioni delle reti .....	78
5.1.6	Interventi sulla viabilità .....	78
6	TUTELA E VALORIZZAZIONE DEI CORSI D’ACQUA E DELLE INFRASTRUTTURE IRRIGUE .....	80
6.1	Individuazione di fasce di rispetto a fini idraulici lungo i corsi d’acqua .....	80
6.2	Tutela delle infrastrutture irrigue .....	81
6.3	Valorizzazione e tutela dei corsi d’acqua .....	82
7	NORME DI POLIZIA IDRAULICA – PROPOSTA DI REGOLAMENTO .....	86
	BIBLIOGRAFIA .....	88
	Appendice 1 – Analisi pluviometrica .....	89
	Appendice 2 – Stima delle portate di piena in base allo studio di compatibilità idraulica del 2003 .....	99
	Appendice 3 – Calcolo delle portate di piena con il metodo dell’invaso ai fini dell’invarianza idraulica .....	101
	Appendice 4 - Calcolo dei volumi di invaso necessari per l’invarianza idraulica .....	108
	Appendice 5 – Protocollo d’intesa per la gestione del nodo idraulico di Castelfranco .....	115

## PREMESSA

Con determinazione del Dirigente del Settore Sviluppo del Territorio n.217 in data 2 aprile 2008, il Comune di Castelfranco Veneto ha affidato a Nordest Ingegneria l'incarico di redigere il presente Studio di Compatibilità Idraulica del Piano di Assetto del Territorio.

Il lavoro fa seguito a un precedente studio predisposto dalla medesima Società nel 2003 e complementare alla Variante Generale al PRG adottata il 6 luglio 2002. Esso viene qui aggiornato e adeguato alle nuove prescrizioni legislative e urbanistiche.

Lo Studio di Compatibilità Idraulica è uno strumento introdotto dalla Deliberazione della Giunta Regionale n° 3637 del 13 dicembre 2002, nella quale si prevedeva che per gli *“strumenti urbanistici generali o varianti generali o varianti che comportino una trasformazione territoriale che possa modificare il regime idraulico...”* dovesse essere redatta una specifica *“Valutazione di compatibilità idraulica”* dalla quale si potesse desumere, in relazione alle nuove previsioni urbanistiche, che non veniva aggravato l'esistente livello di rischio idraulico né pregiudicata la possibilità di riduzione, anche futura, di tale livello. Nello stesso elaborato dovevano essere indicate anche misure compensative da introdurre nello strumento urbanistico ai fini del rispetto delle condizioni minime richieste. L'obiettivo era quello di evitare o contenere l'aumento del rischio idraulico indotto dall'incremento dell'urbanizzazione e più in generale dalle trasformazioni del territorio previste con i Piani Regolatori Comunali e le loro varianti.

La valutazione di compatibilità idraulica doveva convenientemente integrarsi con quanto previsto nei Piani d'Assetto Idrogeologico (PAI), che le Regioni e le Autorità di bacino devono adottare secondo quanto disposto dalla L. 267 del 3 agosto 1998. I piani devono individuare le aree a rischio idrogeologico e indicare le rispettive misure di salvaguardia.

Le stesse disposizioni sono state riconfermate anche dal Piano di Tutela delle Acque adottato con delibera n. 4453 del 29/12/2004.

L'entrata in vigore della L.R. n. 11/2004, inerente la nuova disciplina regionale per il governo del territorio, ha modificato consistentemente l'approccio alla pianificazione urbanistica ed ha reso necessario un aggiornamento delle norme e delle indicazioni metodologiche riguardanti la valutazione di compatibilità idraulica delle scelte di pianificazione urbanistica.

Contestualmente, è mutato il sistema organizzativo regionale della rete idraulica superficiale: da un lato sono stati istituiti i Distretti Idrografici di Bacino, le cui competenze sono esercitate sull'intero bacino idrografico, superando parzialmente i limiti dei circondari idraulici di ciascun Genio Civile, dall'altro è stato completato l'affidamento della gestione della rete idraulica minore in delegazione amministrativa ai Consorzi di Bonifica, previsto dalla DGR 3260/2002.

Con le deliberazioni n.1322/06 e 1841/07 la Giunta regionale del Veneto ha ridefinito *“Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla Valutazione di Compatibilità idraulica degli strumenti urbanistici”*, in conformità ai recenti aggiornamenti legislativi. La Valutazione di Compatibilità deve individuare gli interventi necessari alla cosiddetta *invarianza idraulica*, a garantire cioè che la trasformazione d'uso di un'area non accresca il rischio idraulico, modificando i processi di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi nei corpi idrici e incrementando sensibilmente i contributi specifici dei terreni. Lo studio di compatibilità idraulica deve fornire il supporto tecnico adeguato alle valutazioni e alle scelte urbanistiche, valutando l'attitudine dei luoghi ad accogliere nuova edificazione, considerando le interferenze con i dissesti idraulici esistenti o potenziali e le eventuali alterazioni del regime idraulico che le nuove destinazioni o trasformazioni d'uso del suolo possono determinare. Conformemente alle indicazioni normative, lo studio è così strutturato:

- **paragrafo 1** “*L’IDROGRAFIA DEL TERRITORIO COMUNALE DI CASTELFRANCO VENETO*”: inquadra la complessa rete idraulica che interessa il territorio comunale, distinguendo tra la rete principale, con origine esterna, e le reti di bonifica e di fognatura. Sono poi identificati i vari sottobacini idraulici in funzione del recapito, operazione non facile, per effetto delle interazioni tra i diversi vettori idrici;
- **paragrafo 2** “*CARATTERI DEL RISCHIO IDRAULICO*”: descrive gli approcci scientifici e normativi in tema di rischio idraulico, con una rassegna delle varie metodologie che nel tempo sono state proposte per analizzare in tal senso il territorio;
- **paragrafo 3** “*VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI CASTELFRANCO VENETO*”: valuta le differenti cause di pericolosità idraulica nel territorio comunale e inquadra le aree caratterizzate da pericolosità idraulica non trascurabile. Raccoglie poi i progetti ad oggi disponibili per la riduzione del rischio idraulico nel territorio comunale. Tali opere rispondono a note situazioni di significativa criticità e per lo più si inseriscono in un insieme di interventi tra loro coordinati che nel tempo hanno portato e porteranno alla messa in sicurezza del territorio. Si tratta di opere di notevole impegno, con le quali si sanano per lo più situazioni di pericolosità preesistenti. , mantenendo la distinzione tra rete principale e rete minore. Il paragrafo identifica poi alcune proposte progettuali che potrebbero essere sviluppate per sanare le residue situazioni di pericolosità idraulica presenti sul territorio;
- **paragrafo 4** “*OPERE DI LAMINAZIONE AI SENSI DELLA D.G.R.1841/2007*”: valuta le opere necessarie ad ottenere l’invarianza idraulica, cioè a far sì che lo sviluppo urbanistico non comporti un aumento delle portate afferenti alla rete idraulica superficiale. Tale obiettivo, in via del tutto generale, può essere raggiunto se ogni nuova urbanizzazione è accompagnata da dispositivi di infiltrazione facilitata – ove possibile – e da volumi di invaso e laminazione. Il paragrafo svolge tutti i calcoli idrologici necessari al corretto dimensionamento dei volumi di invaso: in base a quanto stimato, ai progettisti di nuove aree urbane sarà richiesto l’inserimento di adeguati dispositivi per non alterare il regime idraulico attuale;
- **paragrafo 5** “*INDICAZIONI E PROPOSTE PROGETTUALI PER GARANTIRE LA COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELLE SCELTE URBANISTICHE DEL PAT*”: completa l’analisi idrologica del paragrafo precedente indicando modalità operative per la realizzazione di volumi di invaso e pozzi disperdenti, siano essi di iniziativa privata o a corredo di strade o altre infrastrutture pubbliche. Vengono poi segnalate buone pratiche costruttive da richiedere o raccomandare in fase di costruzione;
- **paragrafo 6** “*TUTELA E VALORIZZAZIONE DEI CORSI D’ACQUA E DELLE INFRASTRUTTURE IRRIGUE*”: aggiunge ulteriori proposte per la tutela delle reti idriche di irrigazione e drenaggio e della risorsa idrica superficiale e sotterranea, con indicazioni per rinaturare e valorizzare i corsi d’acqua siti in territorio comunale;
- **paragrafo 7** “*NORME DI POLIZIA IDRAULICA – PROPOSTA DI REGOLAMENTO*”: indica una possibile proposta di norme di polizia idraulica atte a regolamentare la manutenzione dei canali di competenza privata.

# **1 L'IDROGRAFIA DEL TERRITORIO COMUNALE DI CASTELFRANCO VENETO**

## **1.1 Inquadramento territoriale**

La città di Castelfranco Veneto, posta 27 km a nord ovest del capoluogo provinciale di Treviso, sorge in corrispondenza di un importante nodo stradale e ferroviario, costituito dall'incrocio della S.S. 53 "Castellana" Vicenza-Treviso con la S.S. 245 "Marittima" Venezia-Bassano e con la S.S. 307 "del Santo" Padova-Resana, e delle linee ferroviarie Vicenza-Treviso, Venezia-Trento e Padova-Montebelluna-Calalzo.

Il territorio appartenente al Comune di Castelfranco Veneto si estende nell'intorno della città capoluogo per circa 5.000 ha contraddistinti da andamento pianeggiante, con pendenza media del 3 per mille, a quote altimetriche variabili tra 60 m s.m.m. a nord e 30 m s.m.m. all'estremità sud. Nell'intorno del centro cittadino, nella gran parte dei casi unite a questo da estesa urbanizzazione a carattere residenziale, commerciale ed industriale, sorgono i nuclei abitati di Salvarosa, Salvatronda, S.Floriano ad est, Campigo a sud-est, Treville e S.Andrea oltre Muson a sud ovest, Villarazzo e Bella Venezia a nord.

A poche centinaia di metri a sud della città si trova il limite superiore della linea delle risorgive, che si estende nel territorio comunale anche verso est. La tipologia dei terreni è per lo più a grana grossa e molto permeabile al di sopra della linea delle risorgive, con esclusione della fascia della larghezza di un paio di chilometri che segue il tracciato del Torrente Muson dei Sassi, dove, proprio a causa della loro origine alluvionale, i terreni presentano grana più fine e bassa permeabilità. Nella zona sud - sud est del territorio comunale, al di sotto della linea delle risorgive, i terreni hanno scarsa permeabilità e matrice fine limo - argillosa.

## **1.2 L'idrografia**

Il principale corso d'acqua nel territorio del comune di Castelfranco Veneto è il torrente Muson dei Sassi, che scendendo dalle pendici del Monte Grappa con direzione nord-ovest/sud-est, subito a monte della città piega decisamente a sud, solcando il territorio urbano circa 400 m ad ovest del centro storico, per entrare poi in comune di Resana.

Da nord entrano in città anche il torrente Avenale e la roggia Musonello. Il torrente Avenale, con l'affluente torrente Brenton, drena l'alta pianura tra Castelfranco e i colli asolani, in sinistra Muson, mentre la roggia Musonello raccoglie i deflussi di un bacino in sinistra idraulica del Muson dei Sassi; il Musonello sottopassa poi tale torrente presso Castello di Godego, per confluire poi nell'Avenale presso le Fosse Civiche, che circondano l'antico castello da cui la città ha preso il nome.

Il centro cittadino, con il suo fossato che circonda il castello, è sede di un importante nodo idraulico nel quale le acque raccolte nei bacini di monte e all'interno del territorio comunale sono convogliate e ridistribuite ai diversi corsi d'acqua di valle, attraverso diversi manufatti di controllo. Gli emissari delle Fosse Civiche sono tre, tutte dirette verso sud: la roggia Musoncello, più a est, che poi confluisce nel fiume Dese, la roggia Musonello, che prosegue fino a Resana confluendo nel fiume Marzenego, e il canale Brentella (poi roggia Brentanella e Nogarola), che ha origine nell'angolo sud-occidentale del Castello. L'ultimo canale è il più importante perché raccoglie le acque di piena dell'Avenale e le scarica nel Torrente Muson a sud del centro storico, presso un apposito manufatto di regolazione. In condizioni di magra la roggia Brentanella raggiunge anch'essa il territorio di Resana e alimenta il fiume Marzenego.

Oltre alla descritta rete principale, il territorio comunale è attraversato da una varia rete minore, con caratteristiche diverse a monte e a valle della fascia delle risorgive. A nord, infatti, si tratta per lo più di canalizzazioni artificiali di originaria finalità irrigua, alimentate dalle acque del Piave o del Brenta. A sud, invece, affiorano naturalmente le acque di risorgiva, che con gli apporti

superficiali provenienti da monte e le portate bianche della rete fognaria danno origine ai più importanti fiumi che solcano la Marca Trevigiana e la provincia di Venezia: il Sile, lo Zero, il Dese, il Marzenego e il Muson Vecchio.

Ai due suddetti ordini di rete idrografica corrispondono due differenti tipologie di eventi critici sotto il profilo idraulico:

- precipitazioni estese sul bacino del Muson, di media intensità e media durata, approssimativamente 12-24 ore, tali da provocare situazioni di piena nel sistema Muson dei Sassi - Avenale. Sono eventi tipici della stagione autunnale, come testimoniano i fenomeni alluvionali dell'ottobre 1998 e del novembre 2000;
- precipitazioni localizzate sul territorio comunale, a carattere breve (di solito inferiori o pari all'ora) ed elevata intensità, tipiche degli episodi temporaleschi estivi, tali da mettere in crisi il sistema fognario ed i corsi d'acqua minori ricettori delle portate meteoriche provenienti da zone edificate. Il ripetersi di eventi del tipo di quelli sopra descritti risulta frequente: probabilmente negli ultimi dieci anni quasi ogni anno durante la stagione estiva si sono verificati uno o più episodi di tracimazione ed insufficienze localizzate o diffuse della rete idrografica minore e fognaria.

### **1.2.1 Il torrente Muson dei Sassi**

Castelfranco Veneto ed in particolare il suo centro cittadino si trova alla chiusura del bacino imbrifero del Torrente Muson dei Sassi, della superficie di circa 30.000 ha, corso d'acqua di rilevanza regionale ed affluente del Fiume Brenta poco a nord di Padova. Poco a sud del centro di Castelfranco Veneto il Torrente Muson riceve le acque di piena del Torrente Avenale, il maggiore affluente in sinistra, che sottende una superficie di circa 10.000 ha. In magra l'Avenale risulta scolante invece in Laguna di Venezia, recapitando le sue acque in parte alla roggia Musoncello e quindi al fiume Dese, e in parte alle rogge Musonello e Brentella (poi Brentanella e Nogarola) e quindi al fiume Marzenego. Se in condizioni di magra non sussistono problemi particolari per la città, ben diversa è la situazione in condizioni di piena. Recenti fatti alluvionali (ottobre 1998 e novembre 2000 in particolare) hanno messo in chiara evidenza la precarietà del sistema drenante che attraversa il Comune di Castelfranco ed in particolare il centro storico a causa dei corsi d'acqua maggiori ovvero al sistema che fa capo al Muson dei Sassi.

#### *1.2.1.1 Caratteri idrologici del bacino del Torrente Muson*

Il sistema idraulico del Muson dei Sassi risulta assai complesso sia per il numero e la varietà degli affluenti e del manufatti di controllo esistenti, sia per le diverse conformazioni morfologiche del territorio attraversato, sia per il fatto che soprattutto il tratto di valle della rete è stato realizzato ai primi del seicento, cioè quasi quattro secoli fa, grazie alla genialità della scuola idraulica veneziana.

E' possibile suddividere la rete facente capo al Muson dei Sassi con riferimento a tre nodi idraulici fondamentali: il nodo di Castelfranco, che interessa direttamente lo studio di compatibilità idraulica di cui trattasi, il nodo di Camposampiero ed il nodo di Torre dei Burri. In corrispondenza a detti nodi si trovano i principali manufatti di regolazione delle acque, assi importanti sia in situazione di piena che di magra. Con riferimento al nodo di Castelfranco, attorno al quale si concentra l'interesse dello studio, si possono distinguere due sottobacini fondamentali in quanto il loro insieme coincide con il bacino imbrifero montano e collinare del torrente Muson dei Sassi.

Il sottobacino in destra idraulica del Muson occupa una superficie di circa 21.000 ha e comprende i bacini montani dei torrenti Muson, Lastego e Giaron, che insieme ad alcune rogge ad uso irriguo alimentate dalla derivazione dal Brenta presso Bassano del Grappa confluiscono in un unico alveo, il Muson dei Sassi, fra gli abitati di Castello di Godego e di Castelfranco Veneto. Tale bacino risulta scolante sia in magra che in piena nel fiume Brenta e da un punto di vista strettamente



geografico è caratterizzato dalle tre seguenti aste principali: il sistema Giaron-Pighenzo-Brenton, il torrente Lastego ed il torrente Muson.

Il Giaron nasce dal massiccio del Grappa: nell'alta pianura, causa le utilizzazioni dei salti d'acqua, i suoi deflussi sono interconnessi con quelli del torrente Volone. In comune di Loria il Giaron prende il nome di Pighenzo ed infine, presso l'abitato di Castello di Godego, quello di Brenton. Tale sistema nell'alta pianura riceve gli apporti di torrenti minori chiamati Martignon, Semonzana e Lugana; nel basso corso si ingrossa invece con una parte delle acque del fiume Brenta che alimentano la citata rete irrigua di pianura della zona sud-est di Bassano del Grappa. Durante le forti piene le rete irrigua assume funzione di drenaggio delle acque meteoriche in eccesso tramite le rogge Rosà, Balbi, Moranda, Giustiniana, Garzona e Brentellona. Complessivamente il sistema Giaron-Pighenzo-Brenton si estende per circa 11.500 ha di cui circa 7.700 afferenti propriamente alla rete irrigua di cui sopra. In conseguenza della crescente urbanizzazione del territorio, i vistosi, anche se locali, aumenti dei contributi specifici di piena mandano spesso in crisi tale rete; i problemi sono aggravati dal fatto che i canali, in quanto irrigui, riducono la capacità di deflusso man mano che si procede da monte verso valle.

Il torrente Lastego, che si immette nel Muson poco a sud di Asolo, possiede un bacino a conformazione allungata e con un'estensione di circa 1.950 ha. A nord viene alimentato da una zona montana con fortissime pendenze e scarsa vegetazione; nella pedemontana percorre la conoide del Brenta in una zona con pendenza significativa ed elevata permeabilità. Alla confluenza i contributi specifici di piena sono confrontabili con quelli del Muson pur essendo l'area tributaria poco meno della metà. Infatti la morfologia del bacino del Muson evidenzia l'esistenza di un tempo di corrivazione potenzialmente minore ma il bacino del Lastego risente fortemente delle elevatissime pendenze e della superficie priva di vegetazione della parte montana.

Il torrente Muson nasce dal versante nord dei colli asolani e possiede, a monte della confluenza con il Lastego, una superficie tributaria di circa 4.300 ha. Il corrispondente bacino, pur avendo una discreta permeabilità, fornisce sensibili contributi specifici di piena soprattutto per la ramificazione della rete e per le condizioni geomorfologiche e di copertura vegetale che agevolano la formazione del deflusso superficiale.

Tra la confluenza con il Lastego e quella con il Brenton, il Muson riceve alcuni torrenti minori che nascono nella parte alta della conoide del Brenta in una zona delimitata ad est dal Lastego ed a ovest dal Giaron (rio Riazzolo ed il sistema Giaretta-Viazza). In questa zona si può inserire anche il sistema Volone-Musonello che, alimentandosi sempre dalla pedemontana e con l'aggiunta di immissioni provenienti dalle restituzioni delle accennate derivazioni dal Giaron si esaurisce via via verso sud trasferendo localmente al Muson parte delle acque con manufatti di troppo pieno per immettersi infine, ormai con portata insignificante, nel sistema dell'Avenale a Castelfranco dopo aver sottopassato il Muson stesso a Castello di Godego. Complessivamente gli apporti diretti al Muson provenienti da quest'ultima area interessano una superficie tributaria di circa 3.500 ha.

Il bacino in sinistra idraulica del Muson dei Sassi, sempre con riferimento al nodo di Castelfranco Veneto, corrisponde al sistema idrografico a cui fanno capo i collettori principali torrente Avenale e torrente Brenton. Tali corsi d'acqua drenano una vasta area pedecollinare, di circa 10000 ha, chiusa a nord dalle colline poste tra Asolo e Cornuda a nord. Il torrente Brenton lungo il suo corso raccoglie marginali e locali contributi di acqua irrigua proveniente dalla rete che fa capo alla derivazione dal fiume Piave. Da un punto di vista morfologico i collettori sono caratterizzati da un tratto iniziale a forte pendenza, in corrispondenza di altrettante incisioni tra le pendici collinari, seguito da tratti a pendenza via via inferiore fino ad un minimo di circa il 3 % in prossimità di Castelfranco. La pendenza media nel tratto di pianura è prossima al 4.5 % ed è tale da determinare il carattere torrentizio dei corsi d'acqua, con piene di veloce formazione ed elevata intensità.

### 1.2.1.2 Il nodo idraulico di Castel Franco Veneto

Come già detto, l'Avenale si immette nella parte meridionale delle fosse che circondano le mura storiche della città. Poco a monte dell'immissione esiste in sinistra idraulica un piccolo manufatto con due paratoie (le cosiddette paratoie ENEL) che consente di convogliare verso le rogge Musonello e Musoncello una parte della portata. Poco oltre, un'altra paratoia, in corrispondenza di un preesistente mulino, permette un ulteriore scarico verso le medesime rogge. In condizioni di magra, la portata che giunge dall'Avenale alle Fosse percorre in senso orario quest'ultime e sottopassa nuovamente tramite un sifone il torrente Avenale recapitando le acque alla Roggia Musonello e Rio Musoncello, nel primo tratto uniti.



Figura 1. In alto le paratoie Enel (a sinistra) e la paratoia ex-mulino (a destra), che versano le acque dell'Avenale nelle rogge Musoncello e Musonello, per un lungo tratto parallele (foto in basso, vista verso monte da via S.Giorgio, Musoncello a destra e Musonello a sinistra).

Alle fosse perviene anche una parte residua delle acque del tratto inferiore della roggia Musonello che, originandosi dal sistema di canali Giaron-Pighenzo-Brenton ricadenti nel sottobacino in destra idraulica, sottopassa il torrente Muson con una botte a sifone a Castello di



Godego. L'apporto della roggia Musonello è comunque modesto e limitato alle acque meteoriche di origine locale poiché in prossimità della botte a sifone appena citata la portata di magra viene recapitata completamente nel torrente Muson dei Sassi.



Figura 2. Le Fosse del Castello, in corrispondenza all'immissione dell'Avenale.

A Castelfranco Veneto, a sud-ovest del centro storico, esiste un secondo e più importante presidio munito di paratoie che governa il livello delle fosse del castello in funzione della portata in ingresso dall'Avenale. Durante le forti piene tali paratoie vengono completamente aperte e, a causa del dislivello esistente fra monte e valle del presidio, si instaura un profilo di chiamata che aumenta la capacità di deflusso per un sensibile tratto dell'Avenale stesso.



Figura 3. Paratoie delle Fosse (in alto, particolare) e scarico del torrente Avenale (in basso).

Successivamente un canale artificiale convoglia il flusso idrico verso un manufatto partitore ubicato nella periferia sud di Castelfranco Veneto, comunemente denominato "Barban". Tale manufatto può ripartire la portata tra il Muson dei Sassi (a cui è collegato tramite un canale artificiale) e la roggia Brentella (detta più a valle Brentanella o Nogarola), affluente del fiume Marzenego e di più modesta capacità di convogliamento. Il citato manufatto è dotato verso il Muson dei Sassi di tre luci a battente con sviluppo complessivo pari a circa 6 m e verso la roggia Brentella di quattro luci a battente con sviluppo totale pari a circa 9 m. La regolazione del partitore mira a convogliare verso il Muson dei Sassi i deflussi di piena del bacino dell'Avenale; in magra e in particolare durante i periodi irrigui, una portata significativa viene avviata al Marzenego per mezzo della roggia Brentella.





Figura 4. In alto le paratoie Barban: a sinistra le paratoie che regolano l'immissione nell'Avenale, a destra quelle che controllano la roggia Brentanella. In basso la roggia Brentanella vista da monte.



Figura 5. Confluenza Avenale-Muson dei Sassi.

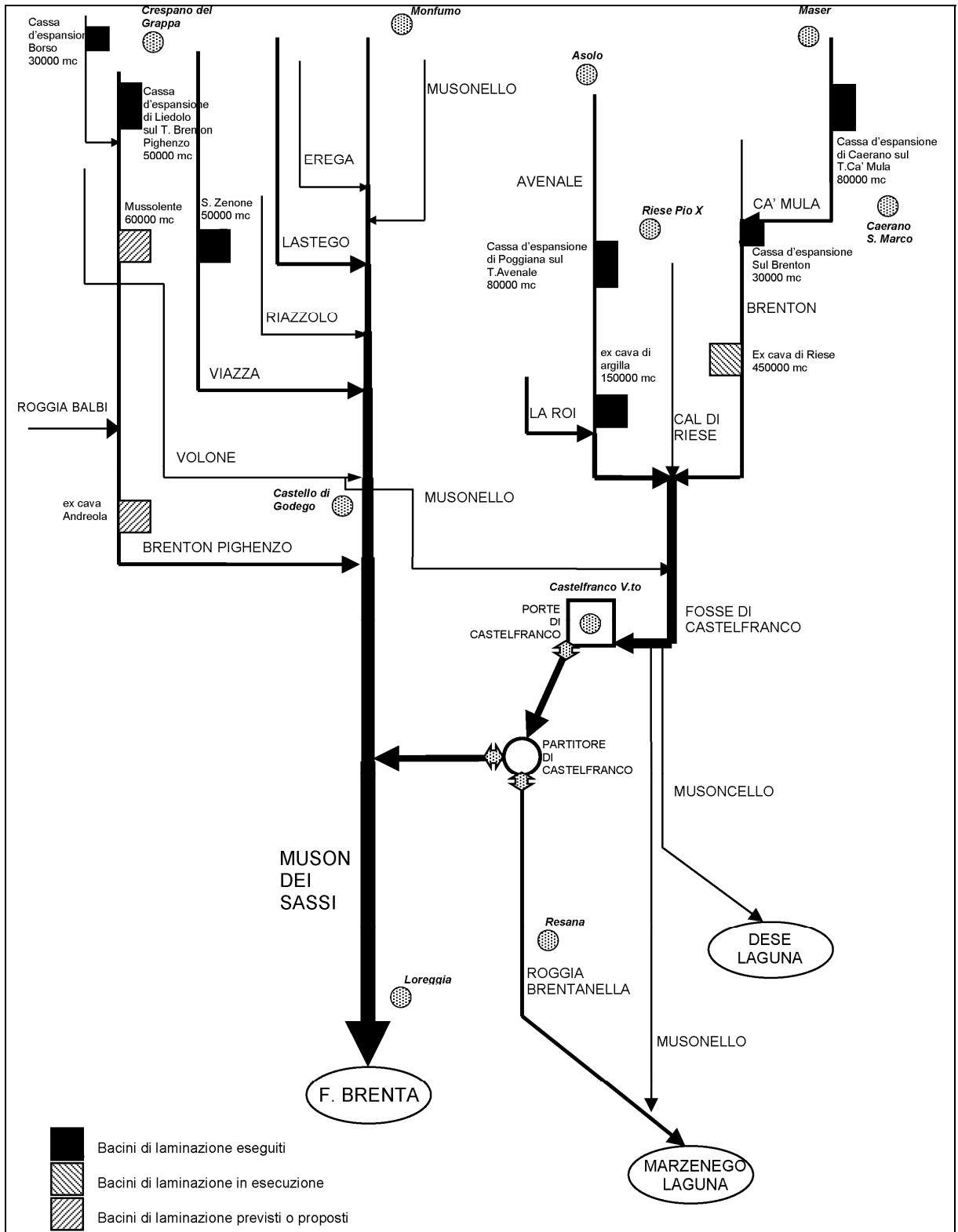


Figura 6. Schema idraulico del sistema Muson – Avenale

### 1.2.2 La rete minore di bonifica

Oltre all'idrografia principale descritta al paragrafo precedente, che percorre la zona centrale del territorio comunale di Castelfranco in direzione nord-sud, le zone poste ad ovest e ad est del centro cittadino sono drenate da una rete minore gestita, per la parte demaniale o consorziale, dai Consorzi di bonifica competenti per territorio. Il territorio comunale ricade infatti all'interno del comprensorio di tre diversi Consorzi di bonifica: Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba, Consorzio di bonifica Pedemontano Brenta e Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta.

Le aree urbane sono in parte drenate dalla rete fognaria bianca comunale che utilizza sia la rete idrografica principale che la rete minore in gestione ai Consorzi di bonifica come recapito delle acque di piena di origine meteorica.

#### 1.2.2.1 La rete in gestione al Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba

La rete minore in gestione al Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba si estende nella zona orientale del territorio comunale, ad est e a sud del sistema Avenale-Muson. Essa presenta caratteristiche differenti a seconda della tipologia di suolo, che può essere indicativamente suddiviso in tre fasce: la parte settentrionale, a nord della S.S. 53 "Castellana", conserva ancora la vocazione agricola, su suoli a matrice per lo più grossolana. La rete qui aveva un tempo prevalenti funzionalità irrigue, ora parzialmente mutate per lo sviluppo degli impianti di irrigazione a pioggia.

La medesima rete si estendeva verso sud, nella fascia centrale di territorio che oggi ha subito una notevole trasformazione d'uso, con insediamenti industriali e commerciali, in misura quasi continua dal capoluogo alle frazioni di Salvarosa e Salvatronda. I canali, un tempo irrigui, sono stati in parte adeguati a sostenere il carico degli apporti meteorici provenienti da insediamenti urbani, in parte affiancati da nuovi collettori, e in parte mantengono le caratteristiche originarie che ne limitano l'efficienza, specie in concomitanza a precipitazioni ad elevata intensità e breve durata.

La terza fascia, più a sud, corrisponde alla porzione di territorio in zona di risorgiva: i terreni hanno granulometria più fine e la falda affiora in più punti, sommandosi alle portate provenienti da monte.

Appare evidente che i punti più critici e importanti della rete descritta corrispondono alla zona intermedia, interessata dagli apporti urbani. In funzione del recapito finale, si possono distinguere gli scoli tributari dei fiumi Zero, Dese e Marzenego, da est a ovest.

Gli scoli più importanti tributari del fiume Zero sono:

- lo scarico di via della Grotta, che raccoglie gli apporti della zona dei Giardini del Sole ed è ben noto per i disagi che spesso provoca ai cittadini ed alle abitazioni poste nell'intorno della stessa via;
- gli scarichi di via Sile e via Lovara, che accolgono gli scarichi meteorici della zona compresa tra i Giardini del Sole e Salvarosa;
- lo scarico di Salvatronda, che viene a recepire gli apporti della zona industriale e artigianale che si sta sviluppando tra gli abitati di Salvarosa e Salvatronda, oltre che dei terreni limitrofi e dei centri abitati che attraversa.
- lo scolo Sabbionare, che drena la parte più a sud della zona, compresa tra l'estremità sud-est del nodo ferroviario della stazione di Castelfranco e la campagna a nord dell'abitato di Campigo.

I suddetti corsi d'acqua confluiscono nello stesso canale, che poco a valle prende il nome di fiume Zero, dopo aver accolto in destra gli apporti provenienti dalle originali sorgenti del fiume Zero, in prossimità della linea delle risorgive a confine con il Comune di Resana. Ovviamente in caso di piena gli apporti più consistenti al tratto iniziale del fiume Zero giungono dai corsi d'acqua

sopra citati, ed in particolar modo da quelli che raccolgono gli apporti delle zone industriali, artigianali o commerciali.

Al fiume Dese afferiscono le acque del Musoncello e, in parte, del Musonello. Il Musoncello ha origine come detto dall'Avenale presso le Fosse Civiche, attraversa Borgo Padova e riceve anche consistenti apporti provenienti dalla zona est della fognatura bianca urbana, tramite un collettore tubato proveniente addirittura dalla zona di villa Bolasco, che sottopassa la Stazione ferroviaria e attraversa l'attigua zona urbana. Il Musoncello si distacca poi dalla ex-S.S. 245 dirigendosi verso est, attraversando una zona prevalentemente agricola e recapitando le proprie acque al fiume Dese dopo aver lambito Campigo, S.Marco di Resana ed attraversato il centro di Castelminio di Resana.

Il Musonello, invece, dopo un primo tratto parallelo al Musoncello, prosegue verso sud: una derivazione in sinistra alimenta il fiume Dese, mentre la rimanente portata unita agli apporti della roggia Brentella (Brentanella o Nogarola) contribuisce a formare i deflussi nel Fiume Marzenego, che nasce poco sotto l'abitato di Resana.

#### *1.2.2.2 La rete in gestione al Consorzio di bonifica Pedemontano Brenta*

La parte del comune di Castelfranco Veneto ricadente nel comprensorio del Consorzio di bonifica Pedemontano Brenta è limitata a 283 ha, ubicata all'estremità nord-ovest, racchiusa a sud tra la Vecchia Postumia (S.P. 83), l'asse ferroviario Venezia-Trento a est, il confine con il comune di Loria a nord ed il confine con il comune di S.Martino di Lupari a ovest. All'interno di quest'area è presente un solo canale consorziale, su sedime demaniale, denominato Roggia Moranda Brentellona, con percorso nord-sud, suddiviso in due rami. Tale corso d'acqua, nel tratto di interesse, ha funzione esclusivamente di bonifica, raccogliendo le acque dei territori a monte e convogliandole nel sistema idraulico del torrente Muson. I due rami che si dipartono dalla Roggia Moranda Brentellona recapitano quello più ad est nel bacino del rio Scudellara, quello più ad ovest nel bacino dello scolo Acqualunga, entrambi gestiti dal Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta.

#### *1.2.2.3 La rete in gestione al Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta*

Il Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta ha competenza sul territorio posto a sud-ovest del centro di Castelfranco, in sinistra idraulica del torrente Muson dei Sassi, a sud della S.P. 83 Soranza, della bretella di collegamento di questa con la S.S. 53 – Postumia e della stessa S.S. 53 fino al comune di S.Martino di Lupari. L'area è suddivisibile in tre parti appartenenti ad altrettanti sottobacini idraulici:

- la parte più a est appartiene al bacino del rio Scudellara e della canaletta Issavara, che sottopassano il torrente Muson dei Sassi presso l'omonima botte a sifone situata nei pressi del confine sud del comune di Castelfranco, risultando tributari del Muson Vecchio e quindi scolanti in Laguna di Venezia. Il bacino comprende il centro abitato della frazione Treville;
- la parte più ad ovest ricade nel bacino dello scolo Acqualunga, che a sua volta sottopassa in botte il torrente Muson dei Sassi e recapita nel Muson Vecchio. A monte detto bacino accoglie i deflussi provenienti dallo scolo Preula, che drena una porzione di territorio parzialmente urbanizzato in comune di S.Martino di Lupari e delle acque provenienti da alcune diramazioni della roggia Moranda, oltre che dai territori da queste attraversati. Il bacino comprende l'abitato di S.Andrea Oltre Muson;
- una piccola parte rimanente a sud ovest risulta scolante nel fosso Muson Vecchio.

Tutta l'area descritta risulta interessata, oltre che da deflussi di origine meteorica, anche da apporti di risorgiva, trovandosi immediatamente a ridosso e a sud della linea delle risorgive.

### **1.2.3 La rete fognaria**

Il progetto generale della rete fognaria bianca di Castelfranco Veneto risale al 1957 e risulta in buona parte realizzato secondo le previsioni progettuali specie per la parte relativa al centro urbano. L'attuale assetto del sistema fognario deriva anche dalla realizzazione di vari interventi successivi, effettuati per esigenze locali dettate dalle notevoli variazioni di assetto urbanistico e di sviluppo socio economico, intervenuti nei precorsi vent'anni.

Il progetto originale riguardante il centro storico ha previsto con lungimiranza la separazione delle fognature bianche e nere e la suddivisione del territorio fognato in bacini non troppo estesi, afferenti ciascuno ad un recapito costituito da un corso d'acqua naturale. I corsi d'acqua interessati dagli scarichi delle acque bianche di fognatura urbana sono pertanto il torrente Muson, la roggia Brentella (Brentanella o Nogarola), il torrente Avenale, le Fosse del castello, il rio Musoncello e la roggia Musonello.

Vari ampliamenti alla rete di fognatura bianca sono stati effettuati nelle frazioni del comune ed in particolare nelle zone di espansione artigianale-industriale esistenti a nord-est del centro cittadino. Si tratta nella maggior parte dei casi di reti finalizzate alla raccolta delle acque meteoriche distinte per ciascuna lottizzazione, recapitanti in fossati esistenti gestiti dai consorzi di bonifica.

La progressiva trasformazione delle zone da agricole a industriali, verificatasi specie nell'area a nord-est del centro urbano, ha modificato completamente il regime dei deflussi meteorici, incrementati in modo considerevole per effetto delle impermeabilizzazioni e della riduzione dell'invaso disponibile, creando significative situazioni di sofferenza idraulica in particolar modo a ridosso o a sud della vecchia Castellana, tra Castelfranco e Salvatronda.

### **1.3 Identificazione dei sottobacini idrografici nel territorio comunale di Castelfranco Veneto**

In assenza di specifiche modifiche all'idrografia superficiale, si richiama nel seguito la suddivisione del territorio in bacini idrografici elaborata nel 2003 per la Valutazione di Compatibilità idraulica alla Variante Generale al P.R.G. Tale delimitazione è stata ottenuta tenendo conto di varie informazioni tra cui:

- la carta altimetrica del territorio comunale, ottenuta tramite elaborazione delle ortofoto digitali del territorio;
- la rete idrografica superficiale naturale ed artificiale, fornita dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba, dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brenta e dal Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta;
- la conformazione della rete ferroviaria e stradale principale e secondaria;
- l'uso del suolo allo stato attuale;
- le zone omogenee previste dagli strumenti urbanistici;
- la conoscenza dettagliata del territorio e degli effetti di eventi meteorici ad elevata intensità verificatesi negli ultimi anni, come tracimazioni ed esondazioni ricorrenti, desunta dal piano comunale di Protezione Civile e dalle informazioni fornite dal personale dei Consorzi di bonifica addetto alla gestione della rete ed al servizio di piena.

Nelle zone di maggiore urbanizzazione, la delimitazione può risultare incerta, per la presenza di infrastrutture tali da poter modificare le linee di deflusso prevedibili.

I 46 sottobacini elementari ottenuti coprono non solo l'intero territorio comunale di Castelfranco Veneto, ma anche alcune porzioni di territorio esterno al Comune e scolante in esso e possono essere raggruppati in base al canale ricettore terminale, come di seguito descritto.



### **1.3.1 Bacini afferenti al sistema Muson dei Sassi – Avenale**

Le portate di piena nei torrenti Muson e Avenale hanno origine esterna al territorio del Comune di Castelfranco. Vi sono però anche territorio comunale alcuni bacini, urbani o agricoli, direttamente scolanti nel Muson dei Sassi o nell’Avenale attraverso la fognatura bianca, come il quartiere Valsugana o Borgo Asolo, o attraverso scoline e scarichi locali, come la zona nord del comprensorio comunale compresa tra l’Avenale ed il Muson (sottobacino n. 05). L’efficienza del drenaggio in tali sottobacini è commisurata sia alla quota dei ricettore che alle condizioni della rete locale, e può rivelarsi inadeguata e sottodimensionata rispetto alle portate previste da monte.

### **1.3.2 Bacini afferenti al Fiume Zero**

E’ la zona a nord-est del territorio comunale, delimitata ad ovest dal bacino dell’Avenale-Brenton e dalla zona urbana del centro drenata da fognatura bianca, a sud dalla stazione ferroviaria, dallo scolo Sabbionare e dal primo tratto del Fiume Zero che esce dal confine comunale a sud della frazione di Salvatronda. Comprende al suo interno le zone a maggior espansione industriale, artigianale e commerciale oltre che le frazioni di S.Floriano, Salvarosa e Salvatronda. I corsi d’acqua più importanti sono lo scarico di via Grotta, lo scolo di via Lovara, lo scarico di Salvatronda. I problemi più importanti riscontrabili all’interno di questo bacino riguardano la difficoltà di smaltimento delle portate di origine meteorica prodotte da precipitazioni brevi ed intense e provenienti dalle zone maggiormente urbanizzate: sono frequenti specie lungo via Sile, via Grotta ed in prossimità del centro di Salvatronda fenomeni di insufficienza e tracimazione dei corsi d’acqua minori, con locali allagamenti e rigurgiti della rete fognaria bianca.

### **1.3.3 Bacini afferenti al Fiume Dese**

Coincidono con le aree poste a sud est del centro storico, drenate in parte da fognatura urbana (borgo Treviso, borgo Padova) e recapitanti al Rio Musoncello che, come detto, deriva in sinistra dal torrente Avenale poco prima della sua immissione nelle Fosse di Castelfranco e poi percorre un tratto a sud del centro affiancato alla Roggia Musonello ed alla ex S.S. 245 per poi distaccarsi verso sud-est e recapitare le proprie portate al Fiume Dese a sud di Castelminio di Resana. Il bacino comprende, oltre che parte del centro abitato cittadino, anche la frazione di Campigo e le aree prevalentemente agricole circostanti.

### **1.3.4 Bacini afferenti al Fiume Marzenego**

Comprendono la zona urbana a sud ovest del castello, dotata di fognatura bianca recapitante nella Roggia Brentella o Brentanella o Nogarola, che a sua volta recepisce gli scarichi delle Fosse di Castelfranco e percorre il territorio comunale a sud del centro affluendo al tratto iniziale del Marzenego poco sotto l’abitato di Resana, dopo la confluenza con il tratto finale della Roggia Musonello. Il bacino è stato soggetto ad allagamenti e tracimazioni specie in occasione di eventi particolarmente intensi o a piene eccezionali dell’Avenale (1998), qualora lo scaricatore a Muson non consenta il transito dell’intera portata in arrivo.

### **1.3.5 Bacini afferenti al Muson Vecchio**

Appartengono ai bacini afferente al Muson Vecchio tutte le aree poste ad ovest del torrente Muson dei Sassi, di competenza dei Consorzi di bonifica Pedemontano Brenta a nord e Sinistra Medio Brenta a sud. Si tratta di zone che per lo più ricevono gli apporti dei terreni drenati, prevalentemente agricoli, e delle vicine risorgive. I sottobacini comprendono le frazioni di Treville e S.Andrea oltre il Muson.

### **1.3.6 Bacini afferenti ad altri scarichi**

Vi sono altre piccole porzioni di territorio che risultano tributarie di canali esterni al territorio comunale. Tra queste, al confine con Vedelago, l’area agricola tributaria del Brenton del Maglio.

## 2 CARATTERI DEL RISCHIO IDRAULICO

### 2.1 Definizione di rischio idraulico

Nella percezione comune il *rischio* è dato dalla combinazione della eventualità che si verifichi una contingenza sfavorevole con le conseguenze più o meno gravi che questo potrà comportare. Benché in molte situazioni il grado di rischio sia quantificabile in maniera abbastanza obiettiva, si conviene che il rischio esiste solo se l'evento futuro è percepito da qualcuno, persona singola o comunità, come un fatto dannoso: ad esempio, l'inondazione di un'area di salvaguardia naturale è considerata dai più come un fatto naturale, benefico sotto molti aspetti, e non come una calamità, fatta forse eccezione per chi abbia interessi in quell'area.

La percezione e l'accettazione del rischio associato ad una determinata situazione dipendono da molti fattori tra i quali si possono citare i seguenti: la possibilità di assumere volontariamente il rischio, la familiarità dei soggetti con la situazione che li minaccia, il numero di persone coinvolte, la loro predisposizione psicologica e culturale alla sopportazione del fatto dannoso, la episodicità o la persistenza della condizione di pericolo, la vicinanza del pericolo.

Un evento calamitoso che si verifica piuttosto raramente è facilmente rimosso ma, se percepito come evitabile mediante precauzioni, viene difficilmente accettato. Le inondazioni, sopportate nel passato dagli abitanti delle aree a rischio come un fatto negativo ma inevitabile, vengono sempre più considerate come un fatto estraneo alla vita della comunità e dei singoli e tendono ad essere escluse come possibilità.

Nelle valutazioni applicative è comunque opportuno disporre di una valida procedura per la misura del rischio idraulico; essa richiede da una parte la stima su basi probabilistiche del rischio e dall'altra la valutazione del tipo e dell'entità del danno. Si ottiene così una scala di priorità degli interventi di difesa, basata su criteri razionali ed omogenei.

È opportuna in questo senso anche una precisazione di tipo linguistico: alla parola *rischio* sono spesso associati significati differenti in funzione del contesto. In idrologia, il rischio di base prescinde da una valutazione dei danni, mentre in senso più ampio, come già detto, la definizione di rischio idraulico deve considerare la presenza di elementi vulnerabili, pur basandosi sul concetto di *pericolosità*, per definire la probabilità che una certa area sia oggetto di fenomeni calamitosi.

#### 2.1.1 Definizione generale di rischio idrologico

Il rischio idrologico di base è dovuto alla variabilità naturale del fenomeno di piena ed è misurato dalla probabilità di superamento della portata  $q_d$ , per la quale sono dimensionate le opere di difesa, in un periodo di  $n$  anni, pari alla durata tecnico - economica cui si fa riferimento. Indicata con  $Q_n$  la massima portata al colmo di piena nel periodo, il rischio legato alla portata  $q_d$  in  $n$  anni è espresso dalla seguente relazione:

$$R_n(q_d) = P[Q_n \geq q_d] \quad (1)$$

Una diversa misura del rischio è fornita dal tempo di ritorno  $T_r$ , definito come l'intervallo temporale in cui l'*evento*, cioè il superamento del valore prefissato della variabile idrologica, si verifica in media una volta. Il tempo di ritorno esprime quindi l'intervallo medio fra due successivi valori della variabile idrologica che eguagliano o superino il valore prefissato.  $T_r$  è il reciproco della probabilità cumulata di superamento  $P(X \geq x)$ , che è il complemento a 1 della probabilità cumulata di non superamento  $P(X \leq x)$ .

$$T_r = \frac{1}{1 - P(X \leq x)} = \frac{1}{P(X \geq x)} \quad (2)$$

Il tempo di ritorno  $T_r$  e il rischio in  $n$  anni  $R_n$ , definito come la probabilità che negli  $n$  anni di vita teorica dell'opera si verifichi almeno una volta un evento  $X \geq x$  (in questo caso  $Q_d \geq q_d$ ), sono legati dalla relazione:

$$R_n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (3)$$

Se infatti la probabilità che sia  $X \leq x$  in un anno qualsiasi è  $P(X \leq x)$ , il rischio di progetto è il complemento a 1 della probabilità che in tutti gli  $n$  anni sia  $X \leq x$ , la quale vale:

$$P_n(X \leq x) = [P(X \leq x)]^n \quad (4)$$

cosicché il rischio di progetto è

$$\begin{cases} R_n = 1 - [P(X \leq x)]^n \\ \frac{1}{T_r} = 1 - P(X \leq x) \\ P(X \leq x) = 1 - \frac{1}{T_r} \\ \rightarrow R_n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \end{cases} \quad (5)$$

La scelta del rischio idrologico di base che si ritiene accettabile coinvolge problemi di natura tecnica, economica e sociale. In linea di massima si possono distinguere due casi limite, a seconda che i danni siano valutabili in termini monetari o che possano assumere carattere catastrofico con perdite di vite umane o di beni d'inestimabile valore.

Nel primo caso il valore ottimale del rischio è quello che rende minima la perdita economica totale  $L_n$  subita dalla comunità in  $n$  anni, pari alla somma del costo  $C$  dell'intervento e del danno totale  $D_n$ , convenientemente attualizzato, prodotto dalle piene che superano la portata critica  $q_d$  in  $n$  anni. Poiché  $D_n$  è variabile da un periodo all'altro, si fa in genere riferimento al valore medio atteso  $\mathbf{E}[D_n]$  e quindi si scrive:

$$L_n = C + \mathbf{E}[D_n] \quad (6)$$

Al crescere del tempo di ritorno  $T_r$  e della portata critica  $q_d$  aumenta il costo dell'intervento, ma diminuisce il numero e l'entità delle piene superiori a  $q_d$ , e quindi il danno totale atteso. Esiste quindi un valore ottimale di  $T_r$  che rende minima  $L_n$ .

Nel caso di danni di tipo catastrofico, per cui diventano prevalenti gli aspetti non economici, il rischio  $R_n$  va ridotto fino a valori tanto bassi da risultare accettabili alla comunità.

### 2.1.2 Stima del rischio come funzione del danno prodotto

L'esigenza fortemente sentita di introdurre criteri omogenei di scelta del rischio in relazione al tipo di danno ha condotto a varie ricerche. Prima di procedere nell'analisi occorre precisare il significato di alcuni termini.

Le aree potenzialmente interessate da fenomeni di tipo idraulico e geologico che potrebbero arrecare danno alle persone ed ai beni, quali inondazioni, frane o mareggiate, costituiscono le *aree vulnerabili*.

Ogni singola manifestazione del fenomeno temuto costituisce un *evento*.

In un'area vulnerabile possono essere identificati gli *elementi a rischio*, cioè le persone ed i beni che possono subire danni quando si verifica un evento.

La grandezza  $E$  definisce l'entità degli elementi a rischio, misurandoli in modo diverso a seconda della loro natura. Ad esempio  $E$  può esprimere il numero di persone a rischio o l'ammontare del valore economico dei beni monetizzabili presenti nell'area vulnerabile. Nel caso di beni ambientali, storici o culturali di rilevante interesse, per i quali non è accettabile la monetizzazione,  $E$  può indicare il numero di beni che appartengono a categorie da identificare caso per caso. Il valore di  $E$  esprime il *danno potenziale*.

Quando si verifica un evento, ciascun elemento a rischio può riportare un danno maggiore o minore in base alla propria capacità di sopportare tale evento. La *vulnerabilità*  $V$  esprime l'attitudine dell'elemento a rischio a subire danni per effetto dell'evento e più precisamente indica qual è l'aliquota dell'elemento a rischio che viene danneggiata.  $V$  è pertanto una grandezza adimensionale che oscilla tra 0 (nessun danno) ed 1 (distruzione, perdita totale).

Ad un determinato elemento a rischio possono competere valori diversi sia di  $E$  che di  $V$ , in funzione delle caratteristiche dell'evento. In una inondazione, ad esempio, può variare la superficie dell'area interessata, e quindi il numero di persone e la quantità di beni colpiti. A seconda della dinamica del fenomeno, inoltre, può risultare più o meno agevole proteggere gli elementi a rischio. È evidente inoltre che a parità di condizioni sia  $E$  che  $V$  possono assumere valori numerici diversi in base a fattori puramente casuali, quali ad esempio il periodo dell'anno, il giorno della settimana e l'ora in cui l'evento si verifica. Pertanto  $E$  e  $V$  possono essere trattate come variabili casuali.

In corrispondenza di ciascun evento e per ogni singolo elemento a rischio può porsi:

$$D = E \cdot V \quad (7)$$

dove  $D$  rappresenta il *danno* effettivo espresso nelle stesse unità di misura di  $E$ .

In un periodo di  $t$  anni possono verificarsi  $N_t$  eventi. Anche  $N_t$  è una variabile casuale, definita per un assegnato periodo  $t$ . Il danno totale relativo a tale periodo è:

$$D_t = \sum_{i=1}^{N_t} D_i = \sum_{i=1}^{N_t} E_i \cdot V_i \quad (8)$$

essendo  $D_i = E_i \cdot V_i$  il danno prodotto dall' $i$ -esimo evento.

Si indica come *rischio*  $R_t$ , relativo ad un determinato elemento a rischio e ad un prefissato valore di  $t$ , il valore atteso di  $D_t$ :

$$R_t = \mathbf{E}[D_t] \quad (9)$$

ossia il danno che l'elemento considerato può subire mediamente in  $t$  anni. È da notare che nella (10) il simbolo  $\mathbf{E}[\cdot]$  rappresenta il valore atteso.

Sotto particolari ipotesi, accettabili in molti casi pratici, si può dimostrare che:

$$R_t = E \cdot \bar{V}H_t \quad (10)$$

dove  $\bar{V}$  è il valore medio della vulnerabilità dell'elemento a rischio ed  $H_t$  rappresenta la *pericolosità*, e cioè la probabilità di avere nel periodo  $t$  almeno un evento calamitoso.

La pericolosità  $H_t$  è strettamente connessa al tempo *di ritorno*  $T_r$ , che esprime l'intervallo di tempo nel quale il valore della piena viene superato mediamente solo una volta. Vale infatti la relazione

$$H_t = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^t \quad (11)$$

La (10), che può essere considerata come l'equazione del rischio, consente di inquadrare in uno schema razionale le azioni di protezione civile volte alla difesa dal rischio idrogeologico, ed in particolare di comprendere meglio il significato delle azioni di previsione e prevenzione.

La *previsione* è finalizzata ad individuare, per una assegnata tipologia di rischio, le aree vulnerabili, e, all'interno di queste, gli elementi a rischio e la loro vulnerabilità, in modo da pervenire, nota che sia la pericolosità dell'evento, ad una stima del rischio su un prefissato orizzonte temporale. Essa è quindi una azione di tipo conoscitivo che deve fornire un quadro accurato e preciso delle aree vulnerabili e una stima del rischio al quale sono sottoposte le persone ed i beni in esse presenti.

Le misure di *prevenzione*, invece, sono indirizzate alla riduzione del rischio nelle aree vulnerabili e si concretizzano attraverso interventi strutturali, tesi a ridurre la probabilità che accada un evento, e non strutturali, mirati a ridurre il danno.

## 2.2 Valutazione del rischio idraulico

### 2.2.1 Rischio idraulico conseguente ai criteri di progettazione delle opere idrauliche

I criteri di progettazione delle opere idrauliche implicano, per loro natura, un rischio idraulico in base ai criteri costi-beneficio adottati.

Infatti l'obiettivo della progettazione ottimale è quello di contemperare i tre parametri: costo, efficacia, affidabilità, con lo scopo di raggiungere la cosiddetta soluzione ottimale, che non è mai quella che offre il massimo di affidabilità proprio perché questo massimo darebbe luogo pure al massimo di costo.

La decisione sulla soluzione da adottare può essere agevolata allorquando previsioni idrologiche e affidabilità sono rappresentabili con modelli efficienti e poggiano su dati abbastanza sicuri.

Sia le une che l'altra sono rappresentabili con modelli ed espressioni probabilistici. Ma se i dati sono insufficienti o mancano si devono seguire procedure proprie della teoria delle decisioni per poter giungere ad una scelta.

Il grado di incertezza sulle informazioni disponibili e sulle caratteristiche dei materiali e della struttura presa in considerazione nella progettazione può essere un aspetto rilevante nella progettazione stessa.

L'*efficacia*, nel caso delle opere idrauliche, è quella qualità commisurata all'ottenimento pieno della prestazione prefissata (uno scolmatore di piena in grado di scolmare effettivamente la portata prevista; un corso d'acqua che garantisca il deflusso di piena desiderato).

L'*affidabilità* è invece la probabilità di assicurare la prestazione senza fallanza, naturalmente in ben prefissate condizioni operative. La probabilità complementare di questa circostanza è il *rischio*.

Gli eventi idrologici estremi, dato il loro carattere stocastico, possono essere solo oggetto di previsione probabilistica. Alcuni autori parlano, ma in senso improprio, di rischio di superamento di un determinato valore dell'evento, e quindi di affidabilità (probabilità complementare) se non viene superato.

E' chiaro che gli eventi idrologici, non essendo progettabili, non possono in senso tecnico dare luogo a qualificazioni di rischio o di affidabilità. Per questi ultimi non può parlarsi che di probabilità di eventi. Possono essere contrassegnati ovviamente dai valori numerici di riferimento, frequenza probabile dei medesimi, loro varianza, loro valori medi, ecc.

L'incertezza in senso lato dei dati e delle condizioni nella progettazione può quindi riguardare grandezze stocastiche di tipo idrologico, ma anche informazioni e dati tecnici privi di precisione e quindi fonti di errori, che peraltro conviene considerare casuali e trattare con la teoria dell'affidabilità.

Nel campo delle opere idrauliche assoggettate ad eventi idrologici interpretabili con leggi di tipo stocastico la progettazione ottimale deve percorrere la via della probabilità dell'evento e quella dell'efficacia e dell'affidabilità delle opere, quest'ultima rappresentabile come proprietà di fornire "probabili" determinate prestazioni. Questa proprietà può essere chiamata semplicemente "capacità" di assolvere al compito prefissato e può essere misurata (ad esempio come altezza liquida o come portata sopportabile).

Sia il "carico" che la "capacità" dell'opera sono caratterizzati da distribuzioni di probabilità. Dal loro confronto nascerà la possibilità di valutare il grado di incertezza ("rischio") del progetto e quindi il grado di "affidabilità".

Sulla base di esperienze nazionali ed internazionali è stata proposta nella Regione Veneto una matrice di primo orientamento per la scelta del rischio di progetto. Nella Tabella 1 viene sintetizzato il rischio massimo e il rischio minimo che è conveniente assumere in funzione del tipo di opera.

Tabella 1. Tempi di ritorno per varie opere.

<b>Tipologia di opera idraulica</b>	<b>Tr min (anni)</b>	<b>Tr max (anni)</b>
<b>Opere di difesa dalle piene</b>		
a. Arginature di contenimento dalle piene	50	100
b. Scolmatori	50	100
c. Diversivi	50	100
d. Sistemazioni d'alveo (risezionamenti e rivestimenti)	50	100
e. Sistemi per la laminazione della piena	50	100
<b>Opere di difesa dalle erosioni localizzate</b>		
a. Briglie	50	100
b. Soglie	50	100
c. Ricalibratura d'alveo	50	100
d. Difese spondali longitudinali (arginature, scogliere, ecc.)	10	100
E. Difese spondali trasversali (pennelli)	10	100
<b>Opere di bonifica</b>		
a. Collettori di drenaggio (acque basse)	10	30
b. Collettori di trasferimento (arginati)	10	50
c. Sistemi per il sollevamento delle acque	10	50
d. Sistemi per la laminazione della piena	10	50
<b>Fognature</b>		
a. Collettori acque bianche e miste	10	30
b. Collettori principali di trasferimento	10	50
c. Sollevamenti e condotte prementi	10	50
d. Vasche di laminazione	10	50

## **2.2.2 Il rischio idraulico nelle aree di pianura**

Mentre per i territori pedecollinari, collinari e montani il beneficio del presidio idrogeologico si consegue con una adeguata regimazione delle acque, atta ad evitare l'erosione dei terreni, il dilavamento delle pendici e la sommersione delle aree prospicienti i corsi d'acqua, per quelli pianeggianti, siano essi di alta o bassa pianura, è necessario assicurare tutti e tre i citati benefici: presidio idrogeologico, difesa idraulica e scolo delle acque.

Infatti, le aree di pianura possono essere sommerse sia a causa dell'esonazione o della rottura arginale di un corso d'acqua che le sovrasta, ma attraverso il quale queste aree non scolano, sia anche a causa della insufficiente capacità di smaltimento delle reti scolanti ad esse destinate.

Nel caso delle aree della bassa pianura che scaricano le proprie acque di drenaggio nei fiumi o nei torrenti attraverso la rete scolante di bonifica e mediante sollevamento meccanico, va rilevato che esse si trovano nella situazione di maggiore pericolosità idraulica, rispetto alle zone collinari e montane ed anche rispetto alle zone alte di bonifica, di norma scolanti a gravità, in quanto, oltre ad essere destinate a subire gli effetti negativi delle sovrastanti reti idrauliche, sono soggette ad un ulteriore rischio derivante dal funzionamento delle idrovore e, in alcuni casi, anche alla temporanea preclusione allo scarico, dovuta a livelli idrometrici elevati del corso d'acqua della laguna o del mare ricevente.

Una definizione omogenea del rischio idraulico con criteri oggettivi di individuazione e perimetrazione non è stata ancora adottata né a livello nazionale, né a livello regionale. Le Autorità di bacino nazionali utilizzano infatti criteri non uniformi. Nella Regione del Veneto iniziative in tal senso sono state assunte, per quanto riguarda i corsi d'acqua principali, dall'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione, e, per quanto riguarda la rete minore, dai Consorzi di Bonifica; a seguito delle prescrizioni normative degli ultimi anni, l'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione ha svolto nel Piano stralcio di Assetto Idrogeologico l'individuazione delle aree soggette ad allagamento per effetto dei soli corsi d'acqua principali, senza però alcuna indicazione relativa alla rete minore, per la quale, in mancanza di criteri uniformi, le indicazioni e le classificazioni dei Consorzi di bonifica si rivelano spesso non confrontabili.

A titolo di inquadramento si riportano nel seguito i criteri di riferimento adottati negli anni '90 dall'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione, che pur non avendo valore normativo costituiscono uno dei tentativi più lucidi di definizione del problema, e le indicazioni contenute nella Legge 3 agosto 1998, n.267 (Legge Sarno), divenute un riferimento legislativo a livello nazionale.

### **2.2.3 Criteri di riferimento adottati nell'ambito delle attività dell'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta, Bacchiglione.**

I criteri di riferimento di seguito esposti sono stati adottati negli anni '90 dall'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione, prima dell'entrata in vigore della legge Sarno e permettono una valutazione sufficientemente completa delle possibili situazioni di rischio idraulico in territorio di pianura.

Per quanto riguarda la definizione del coefficiente di rischio, esso può essere rappresentato attraverso la sintesi numerica di tre distinti fattori, contraddistinti dalle lettere "A", "B" e "C", rappresentativi, a loro volta, rispettivamente dell'aspetto storico, del danno e della pericolosità.

#### *2.2.3.1 Fattore storico*

Il fattore storico mette in evidenza le problematiche di sicurezza idraulica riscontrate in passato in occasione di eventi di piena caratterizzati da una particolare criticità.

Il fattore storico viene espresso come funzione della tipologia di danno procurata dall'evento critico di piena, e viene attribuito a quei tratti dell'asta fluviale che si sono rivelati deficitari dal punto di vista della sicurezza idraulica.

Gli elementi che concorrono alla definizione del valore del fattore storico sono i seguenti:

- nessun danno riscontrato nel passato, o perché non si sono verificate esondazioni nelle aree adiacenti il tronco d'asta fluviale considerato, o perché l'esondazione ha interessato un'area disabitata o priva di infrastrutture. In questi casi il fattore A ("storico") assume valore nullo;
- lesioni o danni riparabili ad abitazioni ed infrastrutture: rientrano in questa categoria anche le rotture arginali e le interruzioni di viabilità. A questa tipologia di danno è attribuito un coefficiente pari a 15;
- distruzioni: rientrano in questa categoria i danni irreparabili (o comunque ripristinabili solo a lungo termine) a ponti, edifici civili o industriali o ad infrastrutture (viarie o di altro tipo). A questa categoria di danno è attribuito un coefficiente pari a 25;
- vittime: è per ovvi motivi la categoria tenuta nella massima considerazione. Al coefficiente si attribuisce un valore pari a 60, in modo tale che un evento che rientra in questa tipologia risulti comunque superiore a qualsiasi altro, anche se caratterizzato da lesioni e da distruzioni.

Il valore massimo che può assumere il fattore storico, somma dei quattro elementi che concorrono alla sua definizione, è pertanto pari a 100.

#### 2.2.3.2 Fattore di danno

Il secondo fattore (fattore B) descrive il "danno" economico od ambientale che un'esondazione può procurare agli insediamenti abitativi, agli insediamenti produttivi ed alle infrastrutture che gravitano entro l'area in cui è circoscrivibile l'evoluzione del fenomeno.

La delimitazione della potenziale area a rischio è fatta con l'ausilio delle carte tecniche regionali in scala 1:10.000 e attraverso l'interpretazione della carta morfologica.

Il "fattore di danno" è determinato dalla sommatoria di cinque coefficienti, ciascuno dei quali descrive la tipologia di insediamento o di infrastruttura soggetta a rischio e l'entità dell'eventuale danno ambientale che l'evento critico può arrecare.

Le cinque categorie, che incidono con pesi diversi, funzione del valore economico, sulla composizione del fattore B, sono:

1. Insediamenti abitativi: a seconda della densità abitativa dell'area minacciata e delle dimensioni della potenziale esondazione, possono essere interessate case sparse, nuclei abitati ("contrade" o piccole aggregazioni di case isolate), frazioni o centri abitati principali (coincidenti con il capoluogo del comune o anche con una parte di esso nel caso di grossi centri). A seconda della tipologia degli insediamenti il peso di questa categoria varia tra 0 (nessun insediamento potenzialmente a rischio) e 30 (situazione di pericolo per i centri abitati), secondo il seguente schema:
  - nessun insediamento = 0
  - case sparse = 10
  - nuclei = 15
  - frazioni = 25
  - centri = 30



2. Insedimenti produttivi: per la difficoltà di articolare meglio la suddivisione all'interno di questa categoria, nell'impossibilità di stabilire senza un sopralluogo il tipo di attività svolta all'interno degli edifici a potenziale rischio, si rileva soltanto la loro presenza, attribuendo a ciò un peso pari a 20.
3. Infrastrutture viarie: questa categoria può essere suddivisa tra strade e ferrovie secondarie e strade o ferrovie principali. La prima tipologia riguarda vie di comunicazione a basso volume di traffico, colleganti centri minori o frazioni, o anche colleganti centri abitati importanti ma per i quali esiste comunque una viabilità alternativa. In questa categoria, a cui si attribuisce un peso pari a 5, rientrano ad esempio le strade comunali, le strade intercomunali (purché non rappresentino l'unica via di comunicazione fra i centri interessati) ed i rami minori delle linee ferroviarie, a binario unico e non elettrificate. Nella seconda categoria (viabilità principale) rientrano invece le strade provinciali e statali, ma anche le strade intercomunali tali per cui un'eventuale loro interruzione comporti l'isolamento di centri abitati. A questa categoria si assegna un peso pari a 10. Per entrambe le categorie, nel caso in cui l'esondazione interessi anche ponti, si prevede un incremento di 5 punti del coefficiente, in conformità con il prospetto sotto riportato:
  - nessuna infrastruttura viaria minacciata = 0
  - strade o ferrovie secondarie = 5
  - strade o ferrovie principali = 10
  - strade o ferrovie secondarie con presenza di ponti = 10
  - strade o ferrovie principali con presenza di ponti = 15
4. Altre infrastrutture: rientrano in questa categoria tutte le principali infrastrutture la cui presenza sia riscontrabile sulla cartografia tecnica in scala 1:10.000 o sia comunque conosciuta. In particolare si prendono in considerazione le seguenti tipologie:
  - reti acquedottistiche di distribuzione e reti fognarie comunali o intercomunali. Al danneggiamento di queste infrastrutture si attribuisce peso pari a 5;
  - linee elettriche di alta tensione, al cui danneggiamento si attribuisce peso pari a 10;
  - grandi linee di adduzione idropotabile, intese come reti adduttrici di sistemi acquedottistici consortili, per le quali un'eventuale interruzione comporti una situazione di emergenza idrica di difficile o molto onerosa soluzione. A questa tipologia si attribuisce peso pari a 10;
  - grandi sistemi di produzione idropotabile, intesi come sorgenti, pozzi o derivazioni superficiali a servizio di sistemi acquedottistici di dimensione consortile. A questa tipologia si assegna il massimo coefficiente che compete alla categoria (15 punti) in considerazione del fatto che un'eventuale fallanza prolungata di questi sistemi di produzione, che molto raramente sono ridondanti, comporta seri problemi di approvvigionamento per le reti acquedottistiche che ad essi fanno capo.
5. Danno ambientale: in questa categoria rientra la quantificazione dell'impatto ambientale che un'esondazione può comportare, sia in termini di modificazioni del paesaggio (riparabili o irreversibili), per quanto ciò sia di difficile valutazione economica, sia in termini di possibili implicazioni che il danno ambientale può avere nei confronti della disponibilità di risorse idriche. A seconda della tipologia di danno ambientale, il peso di questa categoria varia da 5 ad un massimo di 20 punti.

Così come per il fattore storico, il valore massimo che può assumere il fattore di danno, somma dei valori più elevati che possono assumere i cinque elementi che concorrono alla sua definizione, è pertanto pari a 100.

### 2.2.3.3 *Fattore di pericolosità*

Mentre i due precedenti fattori coincidono con quelli definiti nell'ambito dello studio sulla sicurezza geologica, il terzo fattore (fattore C) è specifico per l'analisi degli eventi critici legati alle piene dei corsi d'acqua principali del bacino.

Il fattore di pericolosità descrive la natura e l'intensità degli eventi a rischio, il cui danno è quantificato dal fattore B, e viene associato a tratti del corso d'acqua che presentano caratteristiche di omogeneità dal punto di vista del rischio idraulico.

Trattando le problematiche del rischio geologico, questo fattore viene correlato ad una serie di coefficienti descrittivi delle caratteristiche geometriche e geotecniche del dissesto. Ai quali viene attribuito un valore diverso in funzione dell'incidenza che ciascun elemento descrittore viene ad avere sulla possibile evoluzione del dissesto.

Nell'analizzare le problematiche del rischio idraulico, il "fattore di pericolosità" coincide con la sommatoria di due elementi principali, descrittivi delle limitazioni delle difese esistenti e delle limitazioni alla capacità di deflusso.

Quest'ultime sono dovute alla presenza di particolari manufatti in alveo che riducono in maniera significativa la sezione trasversale, oppure a fenomeni di sovralluvionamento o alla presenza di vegetazione d'alto fusto in alveo, che se mobilitata durante una piena può ostruire, soprattutto in corrispondenza a ponti o ad altri manufatti, la luce di deflusso.

Il valore di questo elemento può variare da 0 ad un massimo di 20 punti, come indicato nel prospetto riepilogativo di seguito riportato, nel caso si verificano contemporaneamente tutte le circostanze che si è considerato possano comportare una limitazione alla capacità di afflusso.

Nell'elemento "limiti delle difese esistenti" rientrano sia le inadeguatezze strutturali che quelle funzionali delle arginature.

L'inadeguatezza funzionale è intesa sia come riduzione che come annullamento (e conseguente esondazione) del franco di sicurezza di un metro tra pelo libero in piena e sommità arginale. Correlata con il tempo di ritorno dell'evento di piena, può essere evidenziata tramite l'applicazione del modello matematico propagatorio.

L'inadeguatezza strutturale è intesa soprattutto come incapacità da parte del rilevato arginale di contrastare il sifonamento; quindi viene incrementato il fattore di pericolosità (15 punti) in quei tratti in cui gli argini sono privi di diaframature o hanno una sezione non sufficientemente ampia da contenere al loro interno la linea di saturazione.

Un ulteriore incremento al fattore di pericolosità viene attribuito ai tratti di asta fluviale in presenza di pensilità dell'alveo o in presenza di fenomeni di erosione di sponda, distinguendo se l'erosione è presente su un argine in frodo o su un argine in golena (in quest'ultimo caso il pericolo che l'erosione possa degenerare in criticità strutturale è minore).

Il valore di questo elemento può variare tra 0 e 60 punti; il valore massimo caratterizzerà quei tratti in cui si verificano limiti funzionali delle arginature per eventi ricorrenti (tempo di ritorno pari a 10 anni), con il concomitante verificarsi di tutte le situazioni di ulteriore potenziale pericolo e di crisi strutturale.

L'ultimo elemento descrittivo del fattore di pericolosità, complementare a quello inerente i limiti delle difese esistenti, riguarda la stima della dimensione della potenziale esondazione.

Utilizzando pertanto la carta morfologica è possibile stimare la dimensione della potenziale esondazione, nei casi in cui il modello matematico propagatorio evidenzia una tracimazione degli argini.

A seconda della dimensione della superficie allagabile, il peso di questo elemento varia tra 5 e 20 punti, come in dettaglio riportato nell'Allegato prospetto.

In definitiva, il valore massimo che può assumere il fattore C di pericolosità, in analogia con i due precedenti, è pari a 100.

La tabella che segue evidenzia quanto appena esposto.

<b>ATTRIBUZIONE DEI PESI AI TRE FATTORI CHE CONCORRONO ALLA CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO</b>		
<b>FATTORE “STORICO” A</b>	<b>FATTORE DI “DANNO” B</b>	<b>FATTORE DI “PERICOLOSITÀ” C</b>
	<u>Insedimenti abitativi</u>	<u>Limitazione alla capacità di deflusso</u>
Nessun danno	0	Sovralluvionamento
Lesioni	15	0-5
Distruzioni	25	Presenza di vegetazione in alveo
Vittime	60	0-5
	Nessun insediamento	Presenza di manufatti in alveo
	0	0-10
	Case sparse	
	10	
	Nuclei	
	15	
	Frazioni	
	25	
	Centri	
	30	
	<u>Insedimenti produttivi</u>	<u>Limiti delle difese esistenti</u>
	Assenti	- inadeguatezza sommità arginale
	0	30
	Presenti	per Tr=10 anni
	20	20
		per Tr=50 anni
		10
		per Tr=100 anni
		10
		- arginature inadeguate a contrastare fenomeni di sifonamento
		15
		- ulteriore pericolo potenziale dovuto a pensilità dell'alveo
		10
		- fenomeni di erosione di sponda d'alveo in frodo
		5
		- fenomeni di erosione di sponda d'alveo con golena
		2
	<u>Infrastrutture viarie</u>	<u>Stima della dimensione della potenziale esondazione</u>
	Strade o ferrovie:	- in area delimitata da rilevati:
	- secondarie	5
	- principali	10
	(presenza di ponti	+5)
		< 1 km <sup>2</sup>
		5
		compresa tra 1 e 5 km <sup>2</sup>
		10
		> 5 km <sup>2</sup>
		15
		- in area non delimitata da rilevati
		20
	<u>Altre infrastrutture</u>	
	Reti di acq. e fogn.	5
	Interruzione linee A.T.	10
	Grandi linee di adduzione idropotabile	10
	Grandi sistemi di produzione idropotabile	15
	<u>Danno ambientale</u>	
	Modificazioni del paesaggio	
	- riparabili	5
	- irreversibili	10
	Gravi alterazioni della disponibilità di risorse idriche	20

#### **2.2.4 Classificazione del rischio idraulico dopo l'entrata in vigore della Legge 3 agosto 1998, n.267 (Legge Sarno)**

In seguito ai luttuosi eventi franosi del 5 e 6 maggio 1998 che interessarono l'area di Sarno e paesi limitrofi in Campania, sono stati emanati alcuni provvedimenti legislativi tra cui il D.L. n.180/1998, il DPCM 29/9/98, ovvero l'atto di indirizzo e coordinamento che individua i criteri relativi agli adempimenti di cui ai commi 1 e 2 del D.L. n.180/1998, convertito con la legge del 3 agosto 1998, n° 267, le leggi 267/98 e 226/99 che prescrivevano la elaborazione di "Piani straordinari diretti a rimuovere le situazioni a rischio idrogeologico (da frana e idraulico) più alto".

Tali piani dovevano contenere l'individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico molto elevato per l'incolumità delle persone e per la sicurezza delle infrastrutture e del patrimonio ambientale e culturale.

In base agli atti di indirizzo contenuti nel decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 29 settembre 1998 il rischio è il risultato del prodotto di tre fattori:

- la pericolosità o probabilità di accadimento dell'evento calamitoso;
- il valore degli elementi a rischio (intesi come persone, beni localizzati, patrimonio ambientale);
- la vulnerabilità degli elementi a rischio (che dipende sia dalla loro capacità di sopportare le sollecitazioni esercitate dall'evento, sia dall'intensità dell'evento stesso).

Conseguentemente, l'atto di indirizzo e coordinamento definisce quattro classi di rischio:

- a) R1 moderato: per il quale i danni sociali economici e al patrimonio ambientale sono marginali;
- b) R2 medio: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- c) R3 elevato: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, l'interruzione di funzionalità delle attività socio – economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale;
- d) R4 molto elevato: per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività economiche.

Da ricordare inoltre, in tema di definizione di aree soggette a rischio idrogeologico, e quindi a rischio idraulico in particolare, il Decreto legge 12 ottobre 2000, coordinato con la legge di conversione 11 dicembre 2000 n.365, recante *“Interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato e in materia di protezione civile, nonché a favore di zone colpite da calamità naturali”*. In tale legge viene stabilita in particolare la predisposizione di progetti di piano stralcio per la tutela del rischio idrogeologico da effettuarsi entro il 30 aprile 2001 per i bacini di rilievo nazionale. Inoltre viene previsto quanto segue: *“ai fini dell'adozione ed attuazione dei piani stralcio e della necessaria coerenza tra pianificazione di bacino e pianificazione territoriale, le regioni convocano una conferenza programmatica, articolata per sezioni provinciali, o per altro ambito territoriale deliberato dalle regioni stesse, alle quali partecipano le province ed i comuni interessati, unitamente alla regione ed a un rappresentante dell'Autorità di bacino”*.

### **3 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI CASTELFRANCO VENETO**

Nel presente paragrafo si riportano le informazioni e le analisi idrauliche relative all'individuazione delle aree a significativa pericolosità idraulica nel comune di Castelfranco. Tali indicazioni sono state suddivise per bacini idrografici, inquadrando e caratterizzando in maniera specifica le esondazioni o gli stati di sofferenza idraulica nelle varie porzioni di territorio comunale.

Le principali fonti utili per l'individuazione di aree a rischio sono le seguenti:

- la Variante al Progetto di Piano stralcio per l'assetto Idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta – Bacchiglione, adottata con Delibera n. 4 del 19 giugno 2007 dall'Autorità di Bacino dell'Alto Adriatico;
- il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale, approvato dal Consiglio provinciale di Treviso il 30 giugno 2008;
- la Valutazione di Compatibilità idraulica dell'ultima Variante Generale al P.R.G.;
- le informazioni fornite dall'Ufficio del Genio Civile di Treviso;
- le indicazioni fornite dai Consorzi di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba e Sinistra Medio Brenta in merito a situazioni di criticità nei territori di loro competenza.

A tal proposito, si consideri che la maggior parte del territorio comunale ricade nel bacino scolante in Laguna di Venezia e dovrebbe quindi sottostare alle indicazioni della relativa Autorità di bacino, non ancora costituita. Mancano dunque le indicazioni tecniche e normative di tale livello, relative alle aree scolanti nei fiumi Zero, Dese e Marzenego.

Per quanto riguarda i Piani Generali di Bonifica e di Tutela del Territorio, sono state recepite tutte le informazioni contenute e ancora valide dopo circa 20 anni. Va comunque ricordato che dei tre Piani che interessano il territorio comunale, solo quello del Consorzio Sinistra Medio Brenta risulta vigente e cogente; esso per altro non esprime specifiche norme di vincolo, né per le aree a rischio idraulico, né per la tutela delle strutture irrigue.

Per ciascuna specifica situazione di pericolosità si riportano gli eventuali interventi strutturali progettati ed eventualmente eseguiti dal 2003 ad oggi e se ne propongono altri, per i quali sono necessari approfondimenti e risorse.

Oltre a tali macrointerventi, nella risoluzione o nella mitigazione delle problematiche idrauliche del territorio restano fondamentali due principi già citati, il mantenimento dell'invarianza idraulica e l'utilizzo di adeguate buone pratiche costruttive, ai quali sono dedicati nel seguito appositi capitoli. Si ritiene che una corretta applicazione di tali principi possa costituire il presupposto adeguato per impedire che eventuali nuove trasformazioni urbanistiche possano peggiorare lo stato attuale di pericolosità del territorio.

Per ciascuna situazione di pericolosità idraulica sono poi riportate brevi descrizioni delle aree pericolose, perimetrare dal presente studio sulla base delle informazioni sopra elencate e delle elaborazioni svolte.

## 3.1 Pericolosità idraulica nel bacino del torrente Muson

### 3.1.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità

Il torrente Muson è un corso d'acqua di competenza diretta degli Uffici Regionali del Genio Civile. Numerosi eventi alluvionali hanno evidenziato stati di sofferenza idraulica prodotti dalle impetuose piene di tale corso d'acqua, a monte, all'interno e a valle del territorio comunale.

Gli eventi critici per il torrente Muson corrispondono a precipitazioni della durata di alcune ore: si osserva in tali casi la formazione di onde di piena in tempi relativamente brevi, per effetto della natura collinare di una larga parte del bacino idrografico e della natura per lo più fine dei sedimenti al suo interno.

Nel corso degli anni l'Autorità di bacino dell'Alto Adriatico ha promosso diversi studi per la valutazione delle portate di piena lungo il Torrente Muson. In via del tutto generale, sono state espresse le seguenti considerazioni:

- la portata del Muson dei Sassi a attesa a Castelfranco può essere stimata in circa 80 m<sup>3</sup>/s per un tempo di ritorno di 10 anni. Per un tempo di ritorno di 50 anni tale valore può essere elevato a 100 m<sup>3</sup>/s;
- appare improbabile il verificarsi di portate superiori a quelle indicate, per effetto della insufficienza strutturale della rete secondaria. La rete idrografica presenta diffusamente una limitata capacità di portata superficiale, specie nelle zone di alta pianura e pedecollinari: per tale motivo in numerose aree del bacino idrografico le acque meteoriche non sono convogliate e scaricate nel Muson dei Sassi o in corsi d'acqua suoi tributari e possono causare esondazioni anche in aree urbanizzate. In tali aree, poi, la rete idrografica naturale è stata soggetta ad opere di tombinamento, sia per guadagnare spazio allo sviluppo urbanistico che per favorire l'attraversamento delle arterie stradali. Spesso però le sezioni dei manufatti realizzati a tale scopo si sono rivelate inadeguate anche a fronte di eventi meteorici caratterizzati da una non rara frequenza temporale. Queste ostruzioni al deflusso, che generano diffuse ed incontrollate esondazioni su una vasta fascia di territorio hanno come conseguenza quella di limitare gli apporti al Muson, la cui capacità di portata non viene di fatto superata;
- uno studio svolto su incarico dell'Amministrazione Comunale di Castelfranco Veneto da Ipros Ingegneria Ambientale S.r.l. nel 2001 ha valutato le condizioni idrometriche che possono verificarsi lungo l'asta cittadina del Muson dei Sassi al passaggio delle maggiori piene. Tale incarico si era reso necessario infatti a seguito degli eventi particolarmente gravosi che durante l'autunno 2000 avevano provocato l'allagamento di alcune zone della città più prossime al corso d'acqua.

Lo studio ha interessato un tratto d'alveo lungo circa 3500 m che si estende dalla località Villarazzo a nord ed il ponte della Ferrovia a sud. La simulazione tramite modello matematico del moto nel corso d'acqua è stata preceduta da una campagna dettagliata di rilievo della geometria del corso d'acqua, che ha permesso di effettuare una restituzione tridimensionale dell'andamento del terreno, dal quale sono state tratte 23 sezioni trasversali, mediamente una ogni 150 m. I rilievi effettuati hanno messo in evidenza che l'alveo presentava sezioni di forma trapezia, con larghezza in cunetta variabile tra 6 e 9 m e pendenza delle sponde in rapporto variabile da 1:1 a 2:3. La quota di sommità delle sponde era variabile da sezione a sezione da 3.5 a 6.0 m al di sopra del fondo.

La simulazione effettuata ha consentito anche di riprodurre l'effetto sulla corrente dei ponti presenti lungo il tratto considerato. I calcoli eseguiti hanno messo in chiara

evidenza quanto riscontrato nei fatti durante l'evento di piena del 3-4 novembre 2000. Con la portata di 80 m<sup>3</sup>/s, i livelli idrometrici calcolati sono risultati superiori alle sommità arginali – determinando cioè possibili esondazioni – in corrispondenza dell'abitato di Villarazzo (ponte via Chiesa) ed in prossimità del centro storico tra il ponte di via Redipuglia e quello di Borgo Vicenza.

Le conclusioni tratte sono state che l'alveo del torrente Muson risultava insufficiente già per portate dell'ordine di 80 m<sup>3</sup>/s corrispondenti ad un evento caratterizzato da un tempo di ritorno di 10 anni, situazione piuttosto pesante considerando i danni ed i disagi che eventuali esondazioni comportano al centro stesso di Castelfranco ed alle altre frazioni densamente abitate. Peraltro la condizione di rischio idraulico non dipendeva da sviluppi urbani nel comune di Castelfranco, ma piuttosto dalle trasformazioni del territorio avvenute a scala di bacino;

- nello studio di compatibilità idraulica del 2003 si scriveva: *“Il problema delle esondazioni del T.Muson, possibili in corrispondenza alla frazione di Villarazzo e in prossimità di alcuni ponti del centro cittadino, può essere affrontato in via preliminare cercando di limitare le intrusioni d'acqua e quindi i danni tramite un innalzamento della sommità arginale nei tratti indicati dalle simulazioni e dai fatti come esondanti.*

*Tuttavia la soluzione definitiva dell'insufficienza idraulica si può perseguire solo attraverso provvedimenti strutturali volti a:*

1. *adeguare le sezioni del corso d'acqua alle portate massime previste, prevedendo la ricalibratura del tratto urbano del T.Muson;*
2. *divergere le portate in eccesso recapitandole in altri corpi idrici di idonee dimensioni e capacità di portata, che peraltro non si rinvergono nei territori contermini;*
3. *trattenere le portate meteoriche in eccesso in appositi invasi da reperire a monte di Castelfranco localizzandoli in zone ove è possibile lo stoccaggio di maggiori quantità in minor spazio, sfruttando altezze di invaso maggiori.*

*Probabilmente l'ipotesi che prevede il miglior rapporto costi/benefici è quest'ultima e cioè quella di utilizzare cave o depressioni esistenti come invasi di piena, quali ad esempio quella esistente tra Bessica e Castello di Godego nelle vicinanze del Torrente Brenton Pighenzo, principale affluente del T.Muson a monte di Castelfranco. Scolmare ad esempio il Brenton-Pighenzo di 10 m<sup>3</sup>/s significa scolmare direttamente della stessa portata anche il Muson in centro a Castelfranco.”*

- nel 2003 un ulteriore studio commissionato dalla Regione del Veneto al prof. Luigi D'Alpaos<sup>1</sup> confermava i risultati dell'analisi monodimensionale svolta e li integrava con una valutazione mediante modello bidimensionale delle aree allagabili. Tale perimetrazione è stata inclusa dal P.T.C.P. provinciale e comprende l'area in destra Muson da Villarazzo alla Circonvallazione Ovest e aree su entrambe le sponde tra via Brenta e la ferrovia Treviso-Vicenza; ulteriori aree allagabili sono state segnalate dal Consorzio di bonifica Brentella di Pederobba presso Villarazzo, nell'area compresa tra il Muson e la ferrovia Venezia-Bassano e delimitata a sud dalla Circonvallazione Ovest;

---

<sup>1</sup> Regione Veneto, prof. ing. L. D'Alpaos, dicembre 2003, *Uno studio idraulico mediante modello matematico per la simulazione degli eventi di piena lungo le aste dei corsi d'acqua dell'area pedemontana in sinistra Brenta e confluenti nel torrente Muson dei Sassi.*

- durante le piene del Muson si osservano esondazioni anche dell'affluente Brenton Pighenzo, la cui asta interessa per un breve tratto il territorio comunale. Tali fenomeni possono essere attribuiti sia a fenomeni di rigurgito del corso d'acqua principale, sia a insufficienza della sezione del torrente Brenton, e devono essere risolti attraverso la moderazione delle portate di entrambi i torrenti;
- ovviamente come conseguenza agli elevati livelli idrometrici del torrente Muson si verificano fenomeni di rigurgito, insufficienza ed impossibilità di scarico da parte della fognatura urbana che ha come recapito il corso d'acqua stesso.

Nonostante le considerazioni riportate la Variante al Progetto di Piano stralcio per l'assetto Idrogeologico dei bacini dell'Alto Adriatico, nel documento relativo al bacino del Brenta Bacchiglione non perimetra alcuna area di significativa pericolosità idraulica all'interno del territorio comunale di Castelfranco Veneto.

### 3.1.2 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica

La strada indicata nel PAI per sanare le situazioni di rischio nel bacino del Muson dei Sassi consiste nella individuazione di adeguate aree da destinare ad allagamento controllato ed in adeguamenti delle sezioni idrauliche, delle luci dei ponti, nonché nella eliminazione di pensilità presenti.

Per ripristinare le condizioni di sicurezza idraulica del torrente Muson, lungo il tratto in comune di Castelfranco Veneto, il Genio Civile di Treviso ha eseguito una serie di interventi, per stralci successivi, provvedendo ad incrementare la sezione utile di deflusso attraverso il risezionamento eseguito allargando il fondo alveo, l'innalzamento delle quote delle sommità arginali e, nel tratto che comprende i ponti di Via Chiesa e Villa Dolfin in località Villarazzo, l'abbassamento del fondo per una profondità massima di 40 cm lungo un tratto di circa un chilometro di lunghezza. Tutti gli interventi sono stati progettati al fine di garantire un franco idraulico tale da contenere eventuali eventi di piena caratterizzati da un tempo di ritorno pari a 50 anni (portata 100 m<sup>3</sup>/s).



Figura 7. Il torrente Muson dei Sassi nel centro cittadino di Castelfranco e particolare dell'intervento di risezionamento e rivestimento in massi operato dal Genio Civile di Treviso.

In merito alla riduzione delle portate nel Muson dei Sassi e alla soluzione delle problematiche di esondazioni a monte di Castelfranco la Regione del Veneto sta completando uno studio di sicurezza idraulica che permetterà di localizzare gli interventi da eseguire. Nel frattempo sono state realizzate alcune casse di espansione nel bacino del Muson, per la laminazione delle portate dei



corsi d'acqua tributari. L'intervento più significativo è relativo ad un bacino della capacità utile di almeno 1.000.000 di metri cubi, il cui possibile sito è stato individuato in località Spineda, alla confluenza del Muson dei Sassi con il Lastego. Si riportano nella seguente tabella, le casse di espansione realizzate, in corso di realizzazione o in progetto da parte del Genio Civile di Treviso nel bacino idrografico del torrente Muson dei Sassi.

Tabella 2. Casse di espansione realizzate o in fase di progetto da parte del Genio Civile nel bacino del Muson dei Sassi.

DENOMINAZIONE CASSA	AVANZAMENTO	VOLUME [m <sup>3</sup> ]	ANNO REALIZZAZIONE	CORSO D'ACQUA
Borso	Realizzata	22'000	2000	Affluenti Giaron
Liedolo	Realizzata	50'000	2001	Giaretta
San Zenone	Realizzata	50'000	2002	Giaretta
Mussolente	Progetto esecutivo	55'000	Avviata	Giaron
Confluenza Muson Lastego	Progetto preliminare	1'000'000		Muson-Lastego

### 3.1.3 Aree classificate a pericolosità idraulica

In merito alle situazioni di pericolosità idraulica nel bacino del torrente Muson si può concludere che le aree perimetrare nell'ambito del PTCP individuano situazioni di potenziale rischio connesso con elevati livelli idrometrici nel torrente Muson: se pure i lavori di risagomatura recentemente eseguiti dal Genio Civile inducono un significativo miglioramento delle altezze di piena attese per tempi di ritorno fino a 50 anni, permane il timore legato a effetti di rigurgito nelle reti direttamente afferenti, per lo meno fino alla realizzazione della prevista cassa di espansione alla confluenza del Muson con il Lastego.

#### 3.1.3.1 Area E1 – Brenton Pighenzo

Si tratta di un'area in destra Muson di poco meno di 3 ha inserita come area a pericolosità P2 dal PTCP. Si estende tra il torrente Muson e la SR 245 a monte della confluenza del torrente Brenton Pighenzo.

#### 3.1.3.2 Area E2 – Muson - Pagnana

Si tratta di un'area classificata come P1 dal PTCP perché oggetto di piene storiche, connesse con esondazioni del torrente Muson Pighenzo nel territorio di Castello di Godego. Ha un'estensione di 7.5 ha.

#### 3.1.3.3 Area E3 – Muson Villarazzo destra

Si tratta di un'area in destra Muson classificata come pericolosa dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba e inserita come area a pericolosità P0 dal PTCP. Misura circa 107 ha e si estende approssimativamente tra il confine comunale, il torrente Muson, la Circonvallazione e la ferrovia Venezia – Bassano, comprendendone l'intera area di rispetto. È passibile di allagamenti per lo più provocati da esondazioni del torrente Muson o del torrente Brenton Pighenzo, in un'area relativamente sprovvista di rete superficiale.

#### 3.1.3.4 Area E4 – Muson Villarazzo sinistra

Si tratta di un'area in sinistra Muson inserita come area a pericolosità P1 dal PTCP a seguito del citato studio del prof. D'Alpaos. Misura circa 42 ha, si estende approssimativamente tra il confine comunale, il torrente Muson e la Circonvallazione e ha una larghezza minima di circa 200 m. È passibile di allagamenti provocati da esondazioni del torrente Muson, in una zona relativamente sprovvista di rete superficiale. Nella sua porzione meridionale può essere interessata anche dagli allagamenti che caratterizzano l'Area E08 – Bella Venezia (vedi pagina 37).

#### 3.1.3.5 Area E5 – Muson sud-ovest A

Si tratta di un'area adiacente al torrente Muson inserita come area a pericolosità P2 dal PTCP a seguito del citato studio del prof. D'Alpaos. Occupa una fascia di circa 8 ha intorno all'alveo del torrente, tra Borgo Vicenza e la ferrovia Treviso Vicenza. La pericolosità deriva dalla possibile

esondazione del torrente Muson. In ragione dei recenti interventi eseguiti dal Genio Civile di Treviso, le problematiche identificate dal PTCP sulla base di studi del 2003 possono essere ritenute parzialmente risolte e il livello di pericolosità può essere assimilato al livello P1. Si raccomanda in ogni caso di verificare, in ambito di Piano degli Interventi o di eventuali Piani Attuativi, l'impatto di specifici interventi che dovessero interessare tale area e di valutare anche possibili ulteriori interventi di mitigazione o laminazione ad hoc.

#### 3.1.3.6 Area E6 – Muson sud-ovest B

Si tratta di un'area complementare alla precedente, inserita come area a pericolosità P1 dal PTCP a seguito del citato studio del prof. D'Alpaos. Completa la precedente raggiungendo la roggia Acqualonga a est e via Piave ad ovest e misura poco più di 8 ha. La pericolosità deriva dalla possibile esondazione del torrente Muson.

### 3.2 Pericolosità idraulica nel bacino del torrente Avenale

#### 3.2.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità

Il sistema del torrente Avenale e del suo principale affluente, il torrente Brenton, era stato studiato dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba nell'ambito della redazione del Piano generale di Bonifica e di Tutela del Territorio Rurale (P.G.B.T.T.R.), ultimato nel 1991.

Già allora era stata messa in chiara evidenza l'insufficienza del tratto urbano del torrente Avenale, dovuta a sezioni del tratto terminale inadeguate rispetto alle portate previste, via via accresciute negli anni per effetto della trasformazione del territorio di monte. Nel 1991 si stimava una portata massima in centro storico approssimativamente pari a 33 m<sup>3</sup>/s con tempo di ritorno 30 anni. Tale portata non è compatibile con la geometria attuale del canale specie nel tratto dal ponte di via S.Pio X fino alle Fosse del castello. Nella parte propositiva del P.G.B.T.T.R. si ribadiva la necessità di intervento lungo l'Avenale ed i principali affluenti Brenton e Cà Mula, con la precisa finalità di ricavare in forma localizzata o distribuita il volume di invaso necessario alla laminazione della piena in Castelfranco entro valori compatibili con le portate massime ammissibili in città.

La valutazione di compatibilità idraulica della Variante al PRG del 2003 ricostruiva la storia degli interventi predisposti ad hoc dal Consorzio, qui brevemente riassunta:

- negli anni 1997-1998 sono stati portati a termine lavori di risagomatura e pulizia degli alvei principali dell'Avenale, del Brenton e del suo affluente principale Cà Mula e sono state realizzate le prime due casse d'espansione, quella di Poggiana lungo il torrente Avenale, circa 5 km a monte del centro di Castelfranco della capienza di circa 80.000 m<sup>3</sup> e quella in comune di Caerano S. Marco, lungo il Cà Mula a monte della S.S. Schiavonesca, della capienza di circa 80.000 m<sup>3</sup>. La presenza di queste due casse d'espansione, appena ultimate, ha permesso nel 1998 di contenere i danni del singolare evento di piena del 7-8 ottobre;
- l'evento del 7-8 ottobre 1998 ha rivelato la fragilità del sistema idrografico a eventi pluviometrici anche di non elevata intensità ma verificati in rapida successione: nonostante il corretto funzionamento delle casse esistenti si sono osservate diffuse tracimazioni in tutta la zona pedecollinare, esondazioni del Brenton a Vallà di Riese e dell'Avenale lungo tutto il proprio tracciato fino al centro abitato di Castelfranco; a seguito delle precipitazioni dei giorni precedenti l'evento della sera del giorno 6 e dell'intero giorno 7 ha trovato condizioni di elevata saturazione dei terreni e di reti già significativamente cementate;
- nel medesimo evento si è osservata la nota esondazione del Muson dei sassi a nord di Camposampiero, a monito che in ogni caso la soluzione delle problematiche idrauliche non poteva avvenire incrementando la capacità di portata del torrente Avenale e scaricando conseguentemente nel Muson maggiori portate;

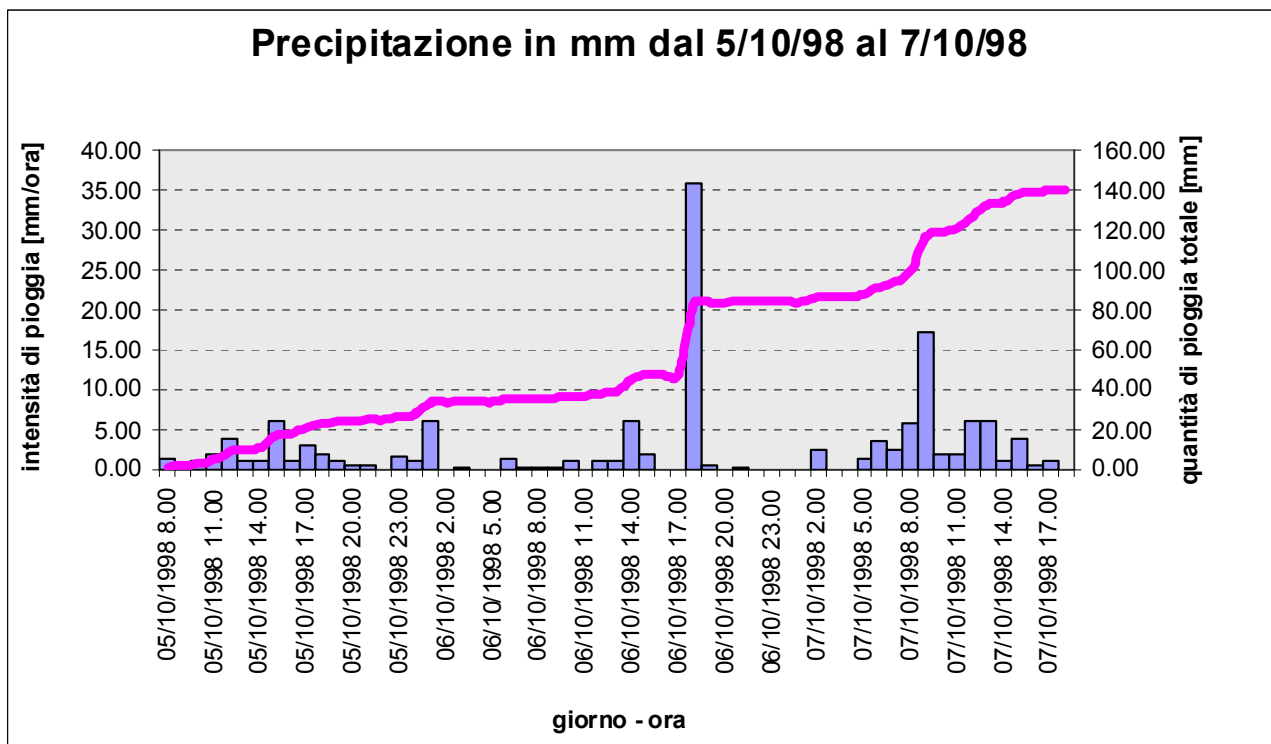
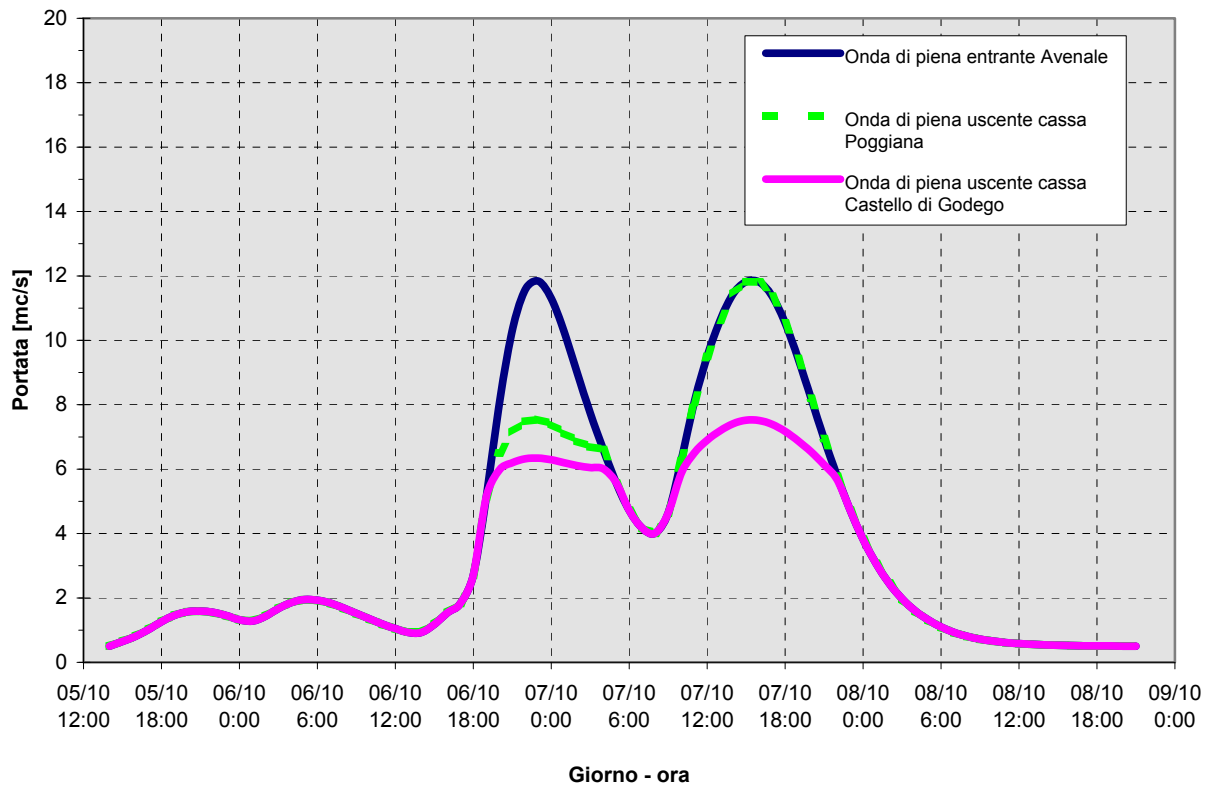


Figura 8. Stazione di Montebelluna - Evento meteorico del 7-8 ottobre 1998

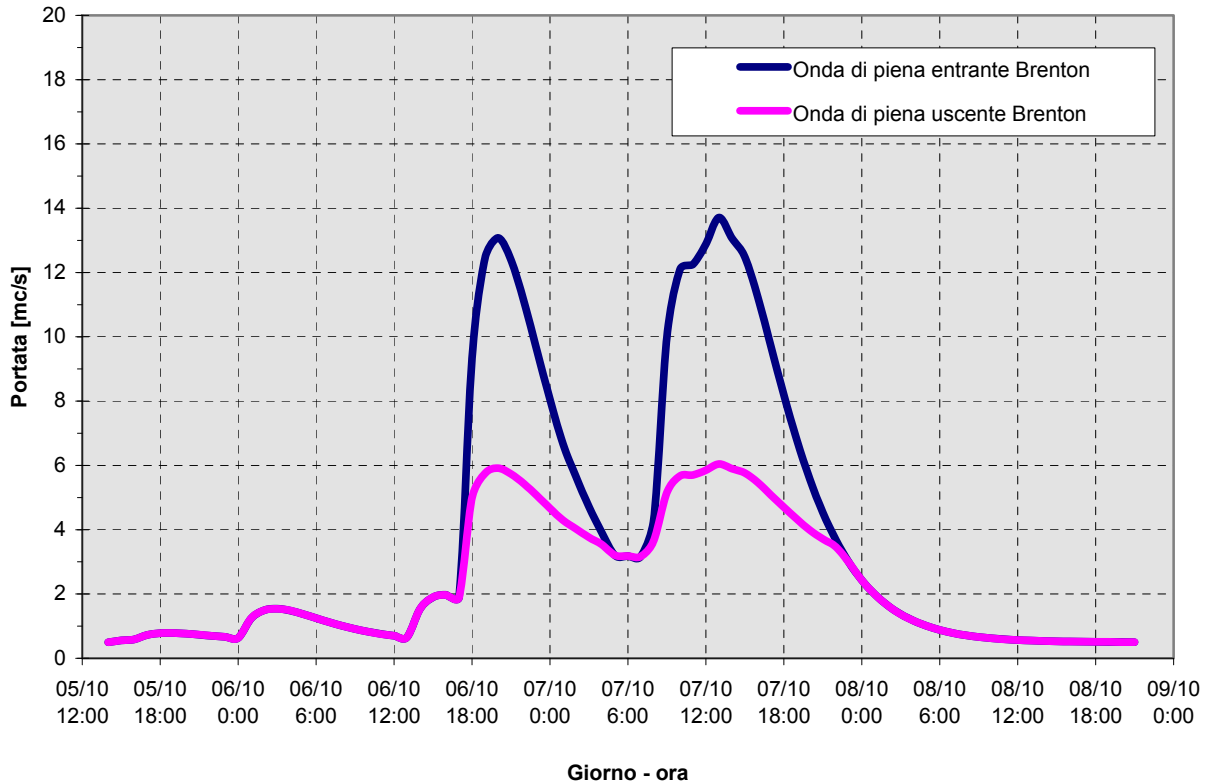
- tra il 1998 e il 2003 il Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba ha progettato e realizzato altre tre casse d'espansione all'interno del bacino Avenale – Brenton:
  - il bacino di Casella d'Asolo, del volume di circa 30.000 m<sup>3</sup> localizzato nel tratto di monte del torrente Brenton al confine tra i comuni di Asolo ed Altivole, con lo scopo di laminare parte delle portate provenienti da scoli locali (Frattalunga) prima dell'immissione nel torrente Brenton;
  - il bacino di Riese, asservito al tratto terminale del torrente Brenton, e localizzato presso una cava preesistente, tra gli abitati di Riese Pio X e Vallà, con un invaso di circa 450.000 m<sup>3</sup>;
  - il bacino di Castello di Godego in fregio al torrente Avenale presso, circa 600 m a valle dell'esistente cassa di Poggiana, che consente di invasare circa 150.000 m<sup>3</sup> in un'area depressa un tempo sede di una cava d'argilla.

Gli studi eseguiti dal Consorzio di bonifica in sede di progettazione concludono che in presenza delle cinque casse elencate il centro di Castelfranco risulta difeso da eventi della stessa caratterizzazione di quello tragico del 1998. Rispetto alla portata stimata in 33 m<sup>3</sup>/s la sera del 7 ottobre 1998 (12 m<sup>3</sup>/s dall'Avenale a valle della cassa di Poggiana, ormai piena, + 6 di apporti provenienti dalla porzione di bacino tra Poggiana ed il centro di Castelfranco + 14 m<sup>3</sup>/s dal Brenton), risulterebbe prevedibile a seguito del progetto una portata dell'Avenale di 20 m<sup>3</sup>/s circa, garantendo l'assenza di esondazioni e un discreto margine di sicurezza al transito della piena nel centro urbano. Tale portata di 20 m<sup>3</sup>/s è inoltre compatibile anche con gli scarichi a valle delle Fosse di Castelfranco: il collegamento con il Muson a sud ovest del centro urbano è infatti dimensionato per 15 m<sup>3</sup>/s, mentre la Roggia Brentella (poi Brentanella o Nogarola), il canale Musoncello e la Roggia Musonello, opportunamente gestiti, possono globalmente far transitare in sicurezza la portata eccedente pari a circa 5 m<sup>3</sup>/s.

**Casse d'espansione torrente Avenale  
Laminazione della piena riprodotta del 7-8 ottobre 1998**



**Cassa d'espansione "Cava di Riese" - T. Brenton  
Laminazione della piena riprodotta del 7-8 ottobre 1998**



Tale stato di sicurezza tuttavia non è ancora raggiunto perché il rinvenimento di materiale da smaltire in discarica nel bacino di Riese impediva nel 2003 – e impedisce

tuttora – l'utilizzo della maggiore delle casse di espansione, nonostante la completa funzionalità di tutti gli organi di regolazione;

- nel 2003 il prof. D'Alpaos nel già citato studio con modello bidimensionale identificava un'area pericolosa – riportata dal PTCP – approssimativamente corrispondente alle aree allagate nel 1998, con una fascia da Bella Venezia lungo via Avenale e via S.Pio X, estesa verso ovest fino a via Damini e a est fino quasi a viale Europa, e ulteriori aree intorno a via Roma, via Bordignon e a sud della ferrovia. Il Consorzio Brentella segnala invece possibili esondazioni lungo i torrenti Brenton e Avenale a nord della città lungo via Bella Venezia e via Ponte di Legno.

### **3.2.2 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica**

Dal 2003 a oggi il principale intervento necessario è la messa in funzione della cassa di espansione di Riese. Dopo la rimozione a discarica del materiale rinvenuto saranno raggiunte le condizioni di sicurezza previste dal progetto e la perimetrazione delle aree pericolose potrà essere rivista.

Una attenzione particolare merita il sottobacino compreso tra il torrente Avenale e il torrente Muson, che recapita le acque alla Fossa civica ma è direttamente interessato anche dagli stati idrometrici di piena del torrente Avenale. Detto bacino è delimitato ad ovest del Muson e attigua Roggia Musonello, a sud dal centro storico e ad est del torrente Avenale. Il bacino comprende al suo interno la località Bella Venezia, nota in quanto interessata da diffusi allagamenti sia provocati da esondazioni dell'Avenale, sia per difficoltà di smaltimento delle acque meteoriche raccolte dallo stesso sottobacino e convogliate ad un unico collettore principale che sottopassa la Circonvallazione di Castelfranco e si inoltra verso il centro con tubazioni a limitata capacità di deflusso. Nelle difficoltà soprattutto economiche di predisporre un intervento strutturale risolutivo, connesse alla natura fognaria del tronco terminale del sistema e al fatto che altri corsi d'acqua possibili ricettori sono i torrenti Muson e Avenale, con le già dette problematiche, si ritiene particolarmente importante prevedere l'adozione di adeguati volumi di invaso per nuove urbanizzazioni che dovessero svilupparsi in tale area. Per migliorare i problemi di smaltimento delle acque meteoriche risulta necessaria una risistemazione della rete di drenaggio dell'intera area agricola a nord della Circonvallazione preceduta da una completa campagna di rilievi topografici ed altimetrici volti a stabilire le concrete possibilità di localizzazione di invasi distribuiti in rete o localizzati in aree destinate a bacini di espansione.

La porzione di bacino a nord della Circonvallazione risulta prevalentemente agricola: un tempo era irrigato a scorrimento con derivazione dalla Roggia Musonello, lungo la quale sono ancora visibili numerosi manufatti idraulici di sbarramento e derivazione irrigua. Dopo la trasformazione irrigua in impianti in pressione, le adacquatrici irrigue, che non sono adeguate per quote e pendenza alle finalità di scolo, erano state abbandonate. Il Consorzio di bonifica Brentella ha provveduto negli ultimi anni al loro ripristino, eseguendo una pulizia dei sedimenti e rinnovando l'alimentazione. Ciò ha prodotto localmente fenomeni di infiltrazioni e problemi ad edifici in tale porzione di abitato, laddove le costruzioni non erano provviste di adeguate protezioni dalla presenza d'acqua nel sottosuolo. Fermo restando che gli episodi non costituiscono elemento di pericolosità irrigua, è opportuno rimarcare la necessità che tutti gli interventi in ambito urbano si tutelino da possibili danni mediante impermeabilizzazione di locali interrati. Possibili innalzamenti anche estesi della falda, magari temporanei, sono comunque da ritenersi possibili in un'area interessata da significativi episodi di piena e comunque da corpi idrici di varia funzione.

### **3.2.3 Aree classificate a pericolosità idraulica**

In merito alle situazioni di pericolosità idraulica nel bacino del torrente Avenale, o comunque generate da esondazioni dell'Avenale stesso, di seguito puntualmente elencate, si confermano le aree indicate dal PTCP, non essendo variata la situazione idraulica. Si potranno prevedere eventuali

revisioni del livello di pericolosità, adeguatamente verificate e motivate, conseguenti all'entrata in funzione della cassa di espansione di Riese.

#### **3.2.3.1 Area E07 – Avenale Nord**

Si tratta di una fascia di possibili esondazioni del torrente Avenale e del torrente Brenton intorno e a monte di via Postioma dei Prai e di via Ponte di Legno e lungo via Bella Venezia, indicata dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba e inserita come area a pericolosità P0 dal PTCP, per circa 55 ha. Il livello di rischio attuale è destinato a perdurare fino alla messa in funzione della cassa di espansione di Riese.

#### **3.2.3.2 Area E08 – Bella Venezia**

Si tratta di un'area di possibili sofferenze idrauliche già indicata nello studio allegato alla Variante al PRG del 2003 e già in precedenza presentata. Lambisce l'Area E4 – Muson Villarazzo sinistra (vedi pagina 32) a ovest, la frazione di Bella Venezia a est e la Circonvallazione a sud e misura circa 51 ha. Il livello di rischio attuale, da classificare come P0 ai sensi del PTCP, è destinato a perdurare fino alla realizzazione di un intervento di risistemazione della rete del sottobacino, e in particolare dell'attraversamento idraulico sotto la Circonvallazione.

#### **3.2.3.3 Area E09 – Avenale Centro Città**

Si tratta della porzione di centro cittadino di circa 225 ha identificata dal PTCP come P1 gravitante intorno al torrente Avenale e al suo scarico di piena, che dalle Fosse raggiunge le paratoie Barban e di qui il Muson dei Sassi. Il limite occidentale, che la divide dall'Area E16 – Salvarosa A e dall'Area E17 – Salvarosa B, è posto indicativamente sull'asse viale Europa – via Catalani. Il livello di rischio attuale è destinato a perdurare fino alla messa in funzione della cassa di espansione di Riese. Nella porzione a sud di parco Bolasco, locali allagamenti possono essere connessi con modeste insufficienze della rete fognaria (vedi anche Area E14 – Musoncello - Campigo).

### **3.2.4 Protocollo per la gestione del nodo di Castelfranco durante gli eventi di piena**

Se pure la messa in funzione della cassa d'espansione a Riese potrà garantire la necessaria sicurezza idraulica al Comune di Castelfranco ed in particolare al suo centro cittadino, resta la necessità di stretto coordinamento tra le strutture designate a gestire il corso d'acqua e le opere idrauliche di difesa. E' importante infatti che le manovre idrauliche per il riempimento delle casse d'espansione gestite dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba avvengano per tempo, come è fondamentale che l'apertura delle paratoie di controllo delle Fosse, ora motorizzate e gestite dal Comune di Castelfranco, giunga al momento opportuno.

In seguito al ripetersi di fenomeni di esondazione o di superamento dei limiti di guardia dei corsi d'acqua scolanti in Laguna (Marzenego, Dese, Zero), del Muson dei Sassi e del Sile, la Regione Veneto (Difesa Suolo, Distretti Idrografici Piave e Brenta, Genio Civile di Treviso, Padova e Venezia), i Consorzi di Bonifica (Pedemontano Brentella di Pederobba, Dese Sile e Sinistra Medio Brenta) e il Comune di Castelfranco Veneto, hanno sottoscritto ad ottobre 2007 un "protocollo d'intesa per la gestione idraulica del nodo di Castelfranco" in precedenza approvato con D.G.R. n. 845 del 3 aprile 2007 e riportato in Appendice al presente Studio.

Si è intravista infatti la possibilità di conseguire dei miglioramenti nel funzionamento della rete idraulica attraverso: il coordinamento delle manovre dei vari manufatti di controllo esistenti, l'utilizzo dei sistemi di previsione meteorologica oggi disponibili, il monitoraggio dei fenomeni e la gestione adeguata dei volumi di invaso e laminazione esistenti.

I manufatti idraulici che influenzano in modo determinante l'evoluzione dei fenomeni di piena del Muson e dei corsi d'acqua scolanti in Laguna sono individuati in particolare:

- nelle paratoie che governano il sistema delle fosse di Castelfranco e dello scarico in Muson;

- nel sostegno sul Brenton del Maglio che può dirottare le acque dello Zero al Canale di Gronda;
- nel sostegno sul Canale di Gronda alla peschiera di Badoere;
- nei numerosi sostegni lungo il corso del Sile;
- nelle casse di espansione realizzate ed in corso di realizzazione da parte del Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba a monte della città di Castelfranco.

In molti casi, in previsione di eventi meteorici intensi, lo svasso preventivo delle reti è in grado di migliorare il controllo e la formazione delle piene, almeno per piogge non molto prolungate. È quindi possibile coordinare le manovre dei manufatti per una maggiore sicurezza per tutto il bacino. Di seguito si riportano in sintesi i termini dell'accordo.

Al preavviso di precipitazioni gravose o in corso di piena:

- in corrispondenza del nodo di Castelfranco:
  - le paratoie ENEL restano chiuse; l'apertura in misura maggiore può essere effettuata, esclusivamente su ordine dell'Autorità Idraulica Regionale a fronte di grave situazione di crisi a Castelfranco stesso;
  - le paratoie principali di controllo delle fosse, collocate all'angolo S-O delle stesse, devono essere completamente aperte;
  - le paratoie da "Barban", che regolano il flusso lungo la roggia Brentella verso il Marzenego, stanno chiuse, mentre stanno in posizione "tutto aperto" quelle che regolano il flusso verso il Muson dei Sassi;
  - al verificarsi di livelli di piena dell'Avenale pericolosi per Castelfranco il Consorzio Brentella, su richiesta del Comune, manovra le paratoie delle casse di espansione dei Prai e di Riese (quando utilizzabile) per forzare l'invaso d'acqua per quanto possibile in base ai volumi ancora disponibili e alle previsioni meteo a breve;
  - tale forzatura potrà avvenire, su richiesta e ove possibile anche in caso di criticità delle condizioni del solo Muson dei Sassi;
- la paratoia di Albaredo sul Brenton del Maglio viene manovrata dal Consorzio Dese Sile per ridurre l'afflusso allo Zero in corso di piena, in base alla capacità di scarico del collettore Gronda su conforme parere del Genio Civile di Treviso;
- le paratoie dai manufatti di sostegno sul collettore di Gronda e sui fiumi Sile, Zero, Dese e Marzenego dovranno essere manovrate dai concessionari secondo le istruzioni che la Direzione regionale Difesa del Suolo notificherà agli stessi;
- il Consorzio Dese Sile provvederà a svasare la propria rete di canali, nonché ad ordinare l'apertura delle fosse di Noale.

Oltre a quanto sopra, Consorzi e Strutture regionali, riconoscendo l'utilità dei moderni sistemi di previsione meteo e di monitoraggio dei nodi critici della rete, si sono impegnati a promuovere la realizzazione di una rete di monitoraggio unitaria e di un modello idraulico complessivo del bacino scolante in Laguna, nonché a definire ed individuare i progetti e le priorità di intervento.



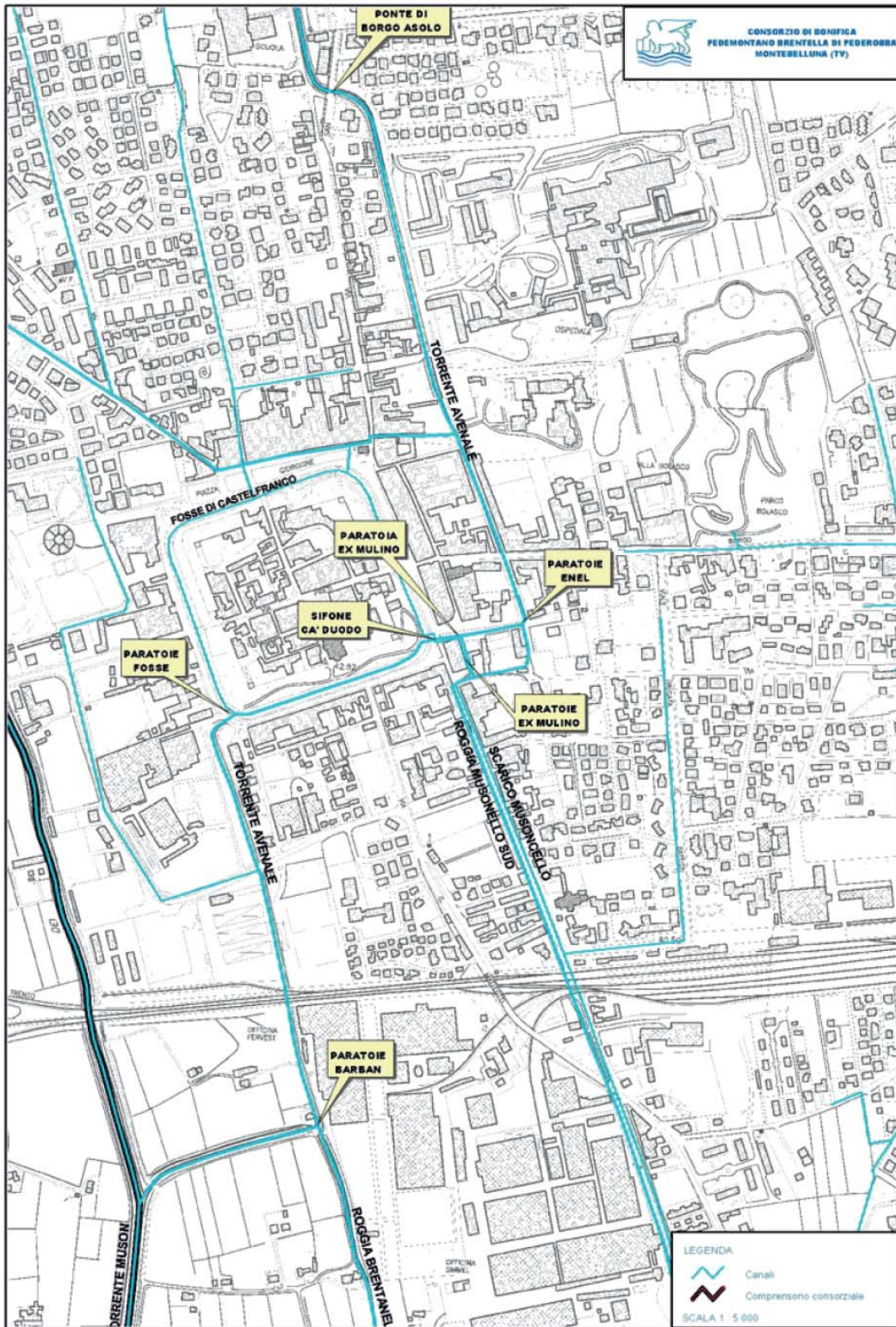


Figura 9. Principali manufatti di controllo della rete idraulica localizzati presso il nodo di Castelfranco Veneto.

La definizione del protocollo rappresenta sicuramente un importante passo avanti per la sicurezza idraulica del territorio: si ritengono però necessari ulteriori approfondimenti tecnici in merito alla gestione dei manufatti di controllo in funzione degli eventi di piena: uno strumento utile in tal senso potrebbe essere un modello di simulazione e previsione dei deflussi, che permetta una valutazione più approfondita delle caratteristiche geometriche, idrologiche e idrauliche del nodo e un modello idraulico, che valuti in forma complementare all'esperienza diretta gli effetti di differenti regolazioni del sistema e delle differenti manovre possibili.



### **3.3 Pericolosità idraulica nei bacini in destra Muson**

#### **3.3.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità**

Nello Studio Idraulico alla Variante generale al PRG del 2003 relativamente ai bacini in destra Muson complessivamente afferenti allo scolo Muson Vecchio erano state evidenziate le seguenti indicazioni:

- pur trattandosi di aree a prevalente uso agricolo, sono possibili problemi idraulici per lo più locali, circoscritti ai centri urbani (Treville, S.Andrea Oltre il Muson) e dovuti alle reti di fognatura bianca ed alle modalità di recapito nella rete di bonifica;
- i bacini che fanno capo al Fosso Acqualunga e al Rio Scudellara vedono limitata la capacità di smaltimento dei due collettori dalla presenza di altrettante botti a sifone sottopassanti il Muson dei Sassi a sud del Comune di Castelfranco. Tali corsi d'acqua pertanto non possono vedere incrementati gli apporti che vi confluiscono in quanto ciò verosimilmente provocherebbe evidenti insufficienze nelle zone situate a ridosso delle botti citate;
- nell'intorno dell'abitato di Soranza, sono da segnalare la possibile insufficienza delle affossature lungo via Brenta nonchè la presenza di cospicui apporti provenienti dallo Scolo Soranzetta e dallo Scolo Preula dovuti alla drenaggio di zone urbanizzate specie all'interno del contermino comune di S.Martino di Lupari. Tali portate, riscontrabili durante eventi locali ad elevata intensità e breve durata, spesso generano locali insufficienze e causano tracimazioni lungo lo scarico Acqualunga che giungono fino a ridosso del centro abitato di S.Andrea O.M.

Ulteriori stati di sofferenza sono stati indicati dal Consorzio Sinistra Medio Brenta presso S.Andrea e nell'area immediatamente a sud. Particolare attenzione va posta al cosiddetto Fosso delle Marcite, che da S.Andrea raggiunge diretto verso sud via Stradazza. Si tratta di un'area di permeabilità scarsa, altimetria a dossi e bassure e localmente interessato da apporti provenienti dal centro abitato, nella quale si osservano esondazioni localizzate, in aree agricole.

#### **3.3.2 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica**

L'area presenta situazioni di sofferenza idraulica per lo più dovute a inefficienze di scarico locali. L'urbanizzazione dei bacini risulta infatti per lo più sparsa. Gli apporti meteorici dalle zone urbane sono tuttavia consistenti ed utilizzano i canali di bonifica come collettori di scolo. Le soluzioni proponibili riguardano essenzialmente la rimozione delle insufficienze idrauliche locali mediante adeguamento dei manufatti e degli attraversamenti stradali al fine di renderli compatibili anche con le portate di piena in transito. Risulta opportuno inoltre mantenere in uso tutti i canali della zona, anche quelli in servitù o ad utilizzo privato, anche con funzioni di scolo, garantendo in questo modo di non perdere capacità di portata o volume di invaso disponibile evitando, per quanto possibile, di concentrare gli apporti solo su alcuni scarichi.

Potrebbe risultare necessario affrontare il problema degli afflussi provenienti dallo scolo Preula, drenate una zona ad elevata urbanizzazione in Comune di S.Martino di Lupari e dagli scarichi del Consorzio di bonifica Pedemontano Brenta. La soluzione potrebbe prevedere l'inserimento di vasche di pioggia o volumi accessori di invaso prima che l'acqua proveniente dalle zone urbane si riversi nei canali di bonifica.

Trattandosi di aree a prevalente vocazione agricola, non si ritiene prioritaria l'esecuzione di specifici interventi per la riduzione delle modeste situazioni di pericolosità. In tutto il bacino tuttavia, è necessario richiamare al rispetto delle indicazioni della D.G.R. 1841/2007 per non incrementare le portate prodotte dal bacino.

Qualora una parte del bacino venga interessata da trasformazioni urbanistiche, si ritiene opportuno riservare adeguate superfici all'invaso superficiale, destinando ad esempio aree a verde

per la saltuaria laminazione delle piene. Il Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta prescrive ad esempio che il 5% della superficie complessiva di lottizzazione sia destinata a tale scopo.

È opportuno che lo sviluppo di eventuali insediamenti significativi lungo corsi d'acqua consortili, preveda anche un intervento di risagomatura dei fossi per difendere le lottizzazioni dalle esondazioni senza alterare la situazione idraulica delle proprietà circostanti.

### **3.3.3 Aree classificate a pericolosità idraulica**

#### **3.3.3.1 Area E10 – Soranza**

Si tratta di un'area segnalata dal Consorzio di bonifica Pedemontano di circa 20 ha estesa per lo più in una fascia a ridosso di via Brenta. La zona è inserita come area a pericolosità P0 nel PTCP.

#### **3.3.3.2 Area E11 – Sant'Andrea**

Si tratta di un'area di circa 295 ha segnalata dal Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta come "soggetta a esondazione" o, nella parte meridionale, "a rischio di esondazione", cioè con frequenti riduzioni del franco di bonifica, fino a valori inferiori a 30 cm. La zona è inserita come area a pericolosità P0 nel PTCP.

## **3.4 Pericolosità idraulica da rete minore nell'area tra il torrente Muson e la strada Castellana**

### **3.4.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità**

Dalle Fosse Civiche traggono origine tre rogge principali: la roggia Musoncello, la roggia Musonello e la roggia Acqualonga o Brentanella. Tutte e tre si dirigono verso sud, inizialmente tra il torrente Muson e la strada per Resana. In corrispondenza della rotonda della circonvallazione, la roggia Musoncello si dirige verso sud est, mentre le altre due proseguono verso sud.

Complessivamente, si tratta di rogge con capacità di portata relativamente modesta (circa 5 m<sup>3</sup>/s complessivi all'origine), interessati da una varietà di apporti:

- all'origine nelle rogge vengono immessi gli scarichi dal sistema delle Fosse. Si tratta di valori non elevati e comunque regolabili: l'apertura delle paratoie deve essere scelta in modo tale da non produrre situazioni di sofferenza a valle;
- le rogge raccolgono gli scarichi della porzione di centro abitato tra le Fosse e la linea ferroviaria e immediatamente a valle della ferrovia; tali contributi alimentano un rapido ingrossamento delle portate, specie per eventi brevi e intensi di durata inferiore a un'ora;
- all'uscita dall'abitato, in zona via S.Giorgio, le rogge attraversano ambiti agricoli caratterizzati comunque da coefficienti idrometrici relativamente elevati, per effetto delle caratteristiche di modesta permeabilità del terreno.

Nel 1998 ed in successivi eventi meteorici intensi, ebbe luogo addirittura la tracimazione del manufatto di intercettazione e scarico a Muson (le cosiddette paratoie "Barban") con conseguente riversamento nella Roggia Brentella di portate ben superiori alla propria capacità. Ciò causò diffuse esondazioni, causate tra l'altro dalla presenza di restringimenti dovuti a ponti e manufatti di attraversamento esistenti.

Le segnalazioni prodotte dal PTCP e dal Consorzio di bonifica Brentella sono concordi nel considerare a rischio un'ampia area tra la roggia Musonello, il torrente Muson, via Ca'Rossa e il confine comunale con Resana. Si tratta di aree per lo più agricole, i cui allagamenti sono connessi con l'incapacità del corso d'acqua di sostenere gli apporti provenienti da monte.

### **3.4.2 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica**

Lo stato di pericolosità idraulica descritto potrà essere parzialmente ridotto dagli interventi di riduzione delle portate del torrente Avenale: tale effetto, tuttavia, non risolverà le criticità attuali poiché le portate immesse nelle rogge Acqualonga e Musonello dal nodo delle Fosse costituiscono una frazione ridotta delle portate osservabili nei punti di esondazione. In ogni caso, dovrebbe risultare ridotta la probabilità di eventi come quello del 1998, nel quale gli stessi manufatti di regolazione risultarono completamente inadeguati alla gestione del fenomeno.

Il Consorzio di bonifica Brentella di Pederobba ha inserito tra gli interventi di futuro interesse la risagomatura della roggia Acqualonga (o Brentanella) e della roggia Musonello, fino alla confluenza nel Dese. Il lavoro dovrà svilupparsi nell'ottica di un recupero di volumi di invaso in rete e di un'efficace eliminazione delle strozzature attualmente presenti soprattutto lungo la roggia Musonello. In via del tutto qualitativa, i volumi in rete potranno essere recuperati anche mediante locali allargamenti, bacini diffusi, oppure adeguando allo scopo fasce di rispetto in fregio a strutture di viabilità. In via generale, comunque, si ritiene opportuno prevedere che tutti gli interventi di ripristino e adeguamento delle aree produttive tra via Matteotti, via Piacentini e via S.Giorgio e intorno a via Bordignon prevedano l'inserimento di volumi di invaso adeguati al ripristino di una portata "agricola", ai sensi della DGR 1841/2007, dell'ordine quindi di 500-700 m<sup>3</sup>/ha in funzione della sistemazione finale prevista.

### **3.4.3 Aree classificate a pericolosità idraulica**

#### *3.4.3.1 Area E12 – Brentanella A*

Si tratta di un'area di circa 30 ha classificata a pericolosità P1 dal PTCP a seguito dello studio del prof. D'Alpaos. Comprende una superficie in fregio alla roggia Brentanella a cavallo della circonvallazione, da via S.Giorgio al confine comunale con Resana. Corrisponde alle principali bassure a maggior frequenza di allagamento per tracimazione della roggia Brentanella.

#### *3.4.3.2 Area E13 – Brentanella B*

Completa l'area precedente sulla base delle indicazioni del Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba ed è classificata a pericolosità P0 dal PTCP. Misura circa 180 ha e comprende tutta la residua superficie tra il torrente Muson e la roggia Musonello, fino al confine comunale con Resana e a via Ca' Rossa. Può essere interessata da esondazioni connesse con rigurgiti dalla roggia Brentanella nella rete minore o da esondazioni della roggia Musonello.

## **3.5 Pericolosità idraulica da rete minore nel bacino della roggia Musoncello**

### **3.5.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità**

Il Rio Musoncello ha origine simile alle già trattate rogge Acqualonga e roggia Musonello: la cui portata è generata nel tratto iniziale da apporti dell'Avenale, all'ingresso nelle Fosse; a differenza dei precedenti, però, il corso d'acqua è successivamente alimentato dagli scarichi della fognatura urbana di un esteso tratto del centro di Castelfranco, che va da Borgo Treviso, alla zona della stazione ferroviaria, a Borgo Padova, con contributi notevoli (circa 6 m<sup>3</sup>/s). Dopo aver recepito i consistenti deflussi urbani il Musoncello attraversa una zona per lo più agricola, ed esce dal territorio comunale poco a sud dell'abitato di Campigo. Le sezioni del corso d'acqua risultano localmente insufficienti a convogliare le portate in transito: le situazioni di crisi osservabili consistono in difficoltà di drenaggio localizzate in ambiti urbani e cospicue esondazioni del Musoncello, soprattutto nel tratto a valle della strada statale per Resana. Elementi di difficoltà sono costituiti da bassure locali e da attraversamenti stradali e della ferrovia Venezia – Bassano la cui funzionalità è variamente inadeguata, soprattutto per la rete minore non consortile.

### **3.5.2 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica**

Le modifiche previste dal PAT non mutano in modo sensibile l'attuale comportamento idraulico del bacino afferente al Fiume Dese.

L'intero tratto della roggia Musoncello da Borgo Padova in poi necessita di uno studio approfondito e di un intervento di ricalibratura e manutenzione straordinaria, finalizzato al recupero di volume di invaso ed al ripristino dell'efficienza dello scarico in corrispondenza ad alcune insufficienze puntuali. L'intervento si potrebbe prestare alla realizzazione di aree umide o fasce boscate, secondo le tecniche di ingegneria naturalistica, costituendo così un significativo corridoio ecologico est-ovest tra Castelfranco e Resana. La realizzazione di un escavo con formazione di una golena laterale porterebbe ai seguenti molteplici benefici:

- aumento della sezione idraulica disponibile in caso di piena e riduzione del rischio di tracimazioni;
- incremento del volume invasato in situazione di piena, con effetto di laminazione delle piene di origine urbana;
- innesco di fenomeni di fitobiodepurazione anche in periodo di magra, a seguito della creazione di un'estesa superficie di contatto lungo la golena dove possano essere messe a dimora specie igrofile in grado di attivare i processi depurativi. L'intervento in questo senso troverebbe giustificazione anche in considerazione della presenza di cospicui apporti da fognatura bianca presenti in testa al corso d'acqua, che, come noto, spesso convogliano portate reflue tipiche di fognatura nera anche in periodo di magra o quando l'acqua presente nel collettore può essere richiesta con finalità di irrigazione di soccorso.

L'intervento potrebbe costituire anche un'opera di compensazione e mitigazione all'eventuale prolungamento della Circonvallazione verso Campigo e Salvatronda: in tal caso si richiama allo sfruttamento di tutte le aree "relitto" comprese in sedimi stradali ad uso di invaso idraulico, all'utilizzo di fasce vincolate di fianco alla sede stradale per fossati di guardia e di laminazione e alla realizzazione di adeguati manufatti di attraversamento. Si richiama in tal senso la necessità di una corretta valutazione non solo delle dimensioni ma anche delle quote di posa dei tombini, per evitare che quote di scorrimento troppo elevate (magari allineate con l'interrimento attuale del fondo) costituiscano soglie e sbarramenti al corretto deflusso delle acque.

Analoghe considerazioni devono farsi in riferimento alla ferrovia Venezia-Bassano, per la quale è previsto il raddoppio nell'ambito del sistema SFMR.

Un'ulteriore osservazione può riguardare la previsione di sviluppo dei servizi ferroviari nell'area intorno alla stazione. Si raccomanda il tassativo rispetto delle normative di invarianza idraulica nelle aree del bacino fognario afferente allo scolo Musoncello tra Borgo Treviso e la ferrovia: l'intero bacino drena attraverso un condotto che taglia il fascio di binari all'altezza di via Respighi – via Pellizzari e non può tollerare incrementi di portata. Se possibile, si raccomanda l'utilizzo a scopo di invaso di eventuali aree a verde a monte della linea ferroviaria, per esempio tra via Melchiori e via delle Forche, che costituiscano uno sfogo temporaneo di insufficienze localizzate.

### **3.5.3 Aree classificate a pericolosità idraulica**

#### **3.5.3.1 Area E14 – Musoncello - Campigo**

Si tratta di un'area classificata a pericolosità P0 dal PTCP in seguito a segnalazione del Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba. Misura circa 300 ha e si estende da Borgo Padova a Campigo lungo una fascia compresa tra la roggia Musoncello e lo scarico Sabbionare. A ridosso dei due corsi d'acqua può essere interessata da tracimazioni degli stessi, ma può soffrire anche di allagamenti diffusi dovuti a rigurgiti nella rete minore.

### 3.5.3.2 Area E15 – Musoncello - Altire

Si tratta di un'area classificata a pericolosità P0 dal PTCP in seguito a segnalazione del Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba, ma soggetta a esondazioni di particolare frequenza dalla roggia Musoncello. Misura circa 15 ha e si estende in destra della roggia Musoncello a cavallo della ferrovia Venezia - Bassano.

## 3.6 Pericolosità idraulica da rete minore nel bacino del fiume Zero

### 3.6.1 Descrizione dello stato attuale di pericolosità

L'ultima fonte di rischio idraulico di significativa importanza all'interno del territorio comunale è legata alla forte espansione urbanistica ed alla trasformazione dell'uso del suolo avvenuta negli ultimi trenta-quarant'anni specie nell'area a nord-est del centro urbano. Tale zona rientra in una serie di bacini tributari del tratto iniziale del fiume Zero, che idrograficamente nasce da risorgive a confine tra i comuni di Castelfranco e Resana. Originariamente la zona era prevalentemente agricola, irrigata a scorrimento tramite la rete derivata dal Fiume Piave e gestita dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba. Successivamente la porzione di territorio compresa tra la Circonvallazione Treviso-Vicenza a nord e l'asse ferroviario Treviso-Castelfranco è stata oggetto di trasformazione in area edificabile a vocazione industriale, artigianale e commerciale. Ne è seguita una consistente urbanizzazione alla quale non ha fatto sostanzialmente riscontro un adeguamento del grado di sicurezza né della rete idraulica esistente. Ciò ha comportato e comporta evidenti effetti sulla periferia urbana di Castelfranco, e sulle attigue frazioni, come confermano ripetuti eventi alluvionali, registrati tra l'altro anche nel corso dell'estate 2002 nelle zone di Borgo Treviso, Giardini del Sole, via della Grotta, Salvarosa e Salvatronda.

La zona più critica dei bacini afferenti al fiume Zero è certamente quella che dal centro di Castelfranco segue la vecchia Castellana fino a Salvatronda (via Sile). Il corso d'acqua principale è lo Scarico della Grotta, che accoglie gli apporti meteorici della zona commerciale dei Giardini del Sole e li convoglia in tubazione scatolare lambendo il centro di Salvarosa fino a sottopassare le ferrovie Castelfranco-Montebelluna e Castelfranco-Treviso affiancando via della Grotta. I consistenti apporti meteorici di zone urbane, caratterizzate da coefficienti idrometrici tipici di fognatura urbana, e la presenza lungo il tracciato del corso d'acqua di manufatti ed attraversamenti dimensionati per esigenze irrigue e non adeguati, per quote e dimensioni, alle funzionalità di scolo, comportano frequenti tracimazioni del corso d'acqua lungo via Sile e via della Grotta e causano il rigurgito della fognatura urbana situata ad ovest dello scolo e recapitante in esso. Si stima infatti che in corrispondenza all'attraversamento della ferrovia il bacino che fa capo allo Scarico della Grotta possa generare portate dell'ordine dei 8-9 m<sup>3</sup>/s, non compatibili con le dimensioni locali del corso d'acqua né con le capacità di smaltimento della rete di valle.

Analoghi contributi provengono dal bacino attiguo comprendente la zona industriale tra Salvarosa e Salvatronda che scarica lungo corsi d'acqua (scoline, fossati, tratti di fognatura bianca tubata) realizzati nell'ambito delle recenti lottizzazioni che poi recapitano in corsi d'acqua di bonifica o di origine irrigua, a modesta pendenza e limitate dimensioni come lo scarico di Salvatronda e lo scarico di via Sile. Gli apporti meteorici convergono verso gli attraversamenti della ferrovia esistenti presso via Lovara e a sud della frazione di Salvatronda. Al di sotto della ferrovia tutti gli scarichi convergono verso un unico alveo che affianca la strada che congiunge Salvatronda a S.Marco di Resana (via Cerchiara), e che viene spesso riconosciuto come il tratto iniziale del fiume Zero, importante corso d'acqua scolante in Laguna di Venezia. Durante eventi meteorici ad elevata intensità e breve durata le piene di questo corso d'acqua risultano intense e prolungate, stimate dell'ordine di 12~15 m<sup>3</sup>/s, contribuendo a causare condizioni critiche sotto il profilo idraulico lungo la stessa via ed a valle, al di fuori del Comune di Castelfranco.

Il PTCP classifica come pericoloso tutto il territorio a monte della ferrovia per Montebelluna fino all'altezza di via Francia e via Caboto circa. Il Consorzio Brentella segnala ulteriori criticità in via Busa, lungo via Sile fino a Salvatronda e nelle aree di via Lovara, via Mori e via Cerchiara.

A valle della ferrovia, le criticità legate al bacino dello Zero si estendono fino a via Panni – via Ca'Bianca, allo scolo Sabbionare e lungo via Cerchiara, con estensione a sud di via Passerella.

Dal 2003 in poi è stato avviato da parte del Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba l'iter progettuale per la realizzazione di due casse di espansione, entrambe aventi un volume di 50'000 m<sup>3</sup>, a servizio rispettivamente delle aree di Salvarosa e Salvatronda. Per quanto riguarda la cassa di espansione di Salvarosa, il progetto definitivo è stato approvato in CTR Ambiente il 15 maggio 2008 e la realizzazione, del costo previsto di circa 1.300.000,00 euro, dovrebbe concludersi entro il 2010. Per la seconda cassa di espansione, quella a servizio della frazione di Salvatronda, a tutt'oggi non è ancora stato localizzato un sito idoneo.

### **3.6.2 La cassa di espansione di Salvarosa**

Gli interventi previsti nel progetto interessano lo Scarico di via della Grotta e consistono nell'adeguamento dei manufatti di attraversamento delle linee ferroviarie Padova – Calalzo e Treviso – Vicenza e nella realizzazione di un bacino di laminazione a valle del secondo rilevato ferroviario. Le opere consentiranno da un lato di adeguare la capacità di portata del canale nel tratto tra i due attraversamenti ferroviari, evitando effetti di rigurgito nel condotto sotto via della Grotta, dall'altro di laminare le portate in arrivo, evitando così la crisi della rete a valle, in particolare presso la confluenza con lo scarico di via Lovara.

Accanto alla finalità idraulica, il bacino contribuirà al miglioramento della qualità delle acque in periodo di magra. In assenza di piogge, infatti, lo scarico è interessato da deflussi reflui che saranno trattati con tecniche di fitobiodepurazione, ottenute tramite la conformazione del fondo del bacino e l'impianto di specie vegetali idonee.

Lo Scarico di Via della Grotta, oggetto degli interventi proposti, raccoglie gli scarichi di un bacino di circa 640 ha nell'immediata periferia di Castelfranco: dai Giardini del Sole corre tombinato lungo la sede stradale, attraversa via Sile e quindi affianca, sempre in tubazione, via della Grotta fino alla ferrovia Padova – Calalzo; a valle dell'attraversamento prosegue a cielo aperto dapprima verso sud e poi verso est, costeggiando il rilevato della ferrovia Treviso - Vicenza, lungo il perimetro di un'area destinata ad ospitare in futuro un centro di interscambio merci.

Il bacino afferente lo Scarico ha subito una progressiva urbanizzazione: secondo il progetto generale della rete fognaria bianca di Castelfranco Veneto del 1957, esso doveva raccogliere gli scarichi di un bacino fognario periferico di circa 60 ha a bassa densità di edificazione a ridosso della ferrovia Padova-Calalzo. Successivamente vari ampliamenti della rete di fognatura bianca sono stati effettuati nel bacino. Si tratta nella maggior parte dei casi di reti finalizzate alla raccolta delle acque meteoriche distinte per ciascuna lottizzazione, recapitanti nei fossati esistenti. La progressiva trasformazione delle zone da agricole a industriali ha così modificato completamente il regime dei deflussi meteorici, incrementati in modo considerevole per effetto delle impermeabilizzazioni e della riduzione dell'invaso disponibile, creando significative situazioni di sofferenza idraulica. Uno dei punti di maggiore crisi è proprio il tratto tombinato che percorre via della Grotta per l'intera lunghezza fino alla ferrovia Padova – Calalzo: in tale zona si ripetono negli anni fenomeni generalizzati di esondazione per rigurgito dall'attraversamento ferroviario o per insufficiente capacità di portata della rete.

Lo Scarico di via Lovara raccoglie le acque di un bacino di circa 330 ha, compreso tra le frazioni di Salvarosa e Salvatronda. Tale area gravita sullo Scarico di via Sile, che in virtù della sua direzione est-ovest funge da collettore di gronda di tutto il territorio a monte. Dallo scarico di via Sile si dirama con direzione nord-sud lo scarico di via Lovara, che dopo aver sottopassato la linea ferroviaria Treviso – Vicenza confluisce nello scolo di via della Grotta, in corrispondenza di un

lungo tratto tombinato. In molti casi, la piena pressoché simultanea dei due scarichi produce la crisi di tale condotto e un effetto di rigurgito in entrambi gli scoli a monte, in particolare lungo via Lovara fino a tutta via Sile.

### 3.6.2.1 *L'attraversamento della ferrovia Padova – Calalzo*

In corrispondenza del passaggio a livello di via della Grotta sulla ferrovia Padova – Calalzo è posizionato attualmente un attraversamento a sezione rettangolare con arco, di altezza pari a 1.8 m e larghezza 1.5 m. La capacità di portata di tale manufatto risulta insufficiente a smaltire le portate attese. Si prevede pertanto il raddoppio dell'opera tramite la posa a spinta di un secondo tombino a sezione circolare di diametro Ø 140 cm.

Per portate di qualche decina di litri al secondo, il deflusso continuerà ad avvenire attraverso il manufatto esistente: in piena, invece la soglia di imbocco della nuova opera inizierà a tracimare, dapprima con efflusso libero e poi rapidamente con efflusso rigurgitato, indirizzando nel nuovo sottopasso fino a 2 m<sup>3</sup>/s.

### 3.6.2.2 *L'attraversamento della ferrovia Vicenza – Treviso*

Il secondo attraversamento interessato dal progetto riguarda la ferrovia Padova – Calalzo, in una posizione assai prossima al sito in cui verrà realizzata la nuova cassa di espansione. Attualmente il manufatto è a sezione rettangolare con arco, di altezza pari a 2.5 m e larghezza 1.2 m. Anche di esso si prevede il raddoppio tramite la posa di una seconda tubazione a sezione circolare di diametro Ø 140 cm, posta a ovest dell'esistente. A valle della tubazione, il canale si raccorderà con l'esistente correndo parallelamente al rilevato ferroviario. Su tale tratto insisterà il manufatto di ingresso del nuovo bacino. A differenza del caso precedente, per portate di qualche decina di litri al secondo, il deflusso avverrà lungo il nuovo manufatto, per essere poi immesso nel bacino attraverso una tubazione di ingresso Ø 40 cm. In piena, i livelli nei due attraversamenti tenderanno rapidamente ad eguagliarsi e dipenderanno dalla regolazione del bacino stesso. Come nel caso precedente, la nuova tubazione potrà convogliare una portata di poco superiore a 2 m<sup>3</sup>/s.

### 3.6.2.3 *Il bacino lungo lo Scarico di via della Grotta*

L'area da destinare a bacino di laminazione e di fitodepurazione è stata progettata principalmente per i seguenti scopi:

- laminare le portate di piena a valle del bacino;
- differire lo scarico dei deflussi provenienti da via della Grotta rispetto ai contemporanei volumi provenienti da via Lovara ed evitare così la crisi della rete di valle;
- migliorare la qualità delle acque, specialmente in periodo di magra, tramite l'invaso, la decantazione dei solidi sospesi e la depurazione naturale prodotta da specie vegetali igrofile.

I criteri di scelta dell'area, di dimensionamento dell'invaso e dei manufatti di regolazione sono stati i seguenti:

- disponibilità di un'area agricola di sufficiente dimensione posta il più a monte possibile, al fine di limitare i tratti interessati dalle portate maggiori e quindi contenere gli adeguamenti alle maggiori portate di sezioni e attraversamenti esistenti;
- volume utile di circa 30.000 m<sup>3</sup>, tale da poter contenere le portate a valle per T<sub>R</sub>=10 anni alla effettiva capacità di portata del canale (pari a circa 3 m<sup>3</sup>/s);
- contenimento delle arginature, perimetrando l'area con sovrizzo arginale di al più 80 cm d'altezza, in grado di trattenere l'acqua in tutta sicurezza fino ad una quota idrometrica di poco superiore al piano quotato circostante;

- lontananza da abitazioni ed insediamenti, onde limitare l'impatto su questi;
- possibilità di fruizione dell'opera anche a fini formativi e ricreativi.

L'area è stata progettata in destra dello Scarico di via della Grotta, immediatamente a valle dell'attraversamento ferroviario, con un'estensione di circa 3 ha. La zona selezionata risulta rispettare in pieno i criteri enunciati in precedenza, essendo completamente agricola, sufficientemente lontana da insediamenti abitativi.

Le quote dell'area infatti consentono inoltre di sfruttare il dislivello naturale esistente tra monte e valle della ferrovia Vicenza Treviso, ovvero tra piano di imposta dei nuovi insediamenti, non inferiore a quota 38.00 m s.m.m., e quota del piano campagna medio a sud della ferrovia, pari a circa 37.00. Tale dislivello è assai utile per il buon funzionamento dei dispositivi di intercettazione e presa all'ingresso della cassa d'espansione.

Tenendo conto che nell'area compresa tra le linee ferroviarie e lambita dallo scarico è prevista la realizzazione di un centro intermodale servizi, la localizzazione dell'area destinata a laminazione appare inoltre ottimale in quanto più a monte possibile, a ridosso del margine dell'area di futura urbanizzazione e prima della confluenza dello scolo di via Lovara. Una posizione successiva a tale confluenza avrebbe comportato la necessità di:

- adeguare alle portate maggiori anche il sottopasso del cavalcavia ed il tratto tombato che ha inizio presso l'innesto dello scolo di via Lovara;
- dimensionare le opere di sbarramento e presa in base a portate in transito maggiori di circa il 30 %.

L'area viene delimitata da un argine a quota costante pari a 37.5 m s.m.m.; nel lato nord l'arginatura risulterà adiacente al rilevato ferroviario, consentendo così il transito dei mezzi d'opera e assicurando che lo scavo cominci ad almeno 10 m dalle rotaie, secondo le norme di legge. La quota di fondo del bacino è prevista mediamente a 35 m s.m.m. e verrà modellata in maniera da ottimizzare i processi fitobiodepurativi sulle portate di magra. In condizioni ordinarie, la quota di massimo invaso prevista per il bacino è pari a 37.00 m s.m.m.. I manufatti di ingresso, regolazione e scarico sono previsti in corrispondenza dell'angolo nord orientale del bacino, presso l'esistente manufatto di attraversamento della ferrovia. Il manufatto di ingresso al bacino sarà costituito da una tubazione con diametro Ø 400 mm e da uno sfioro lungo 8 m con petto a quota 36.30 m s.m.m..



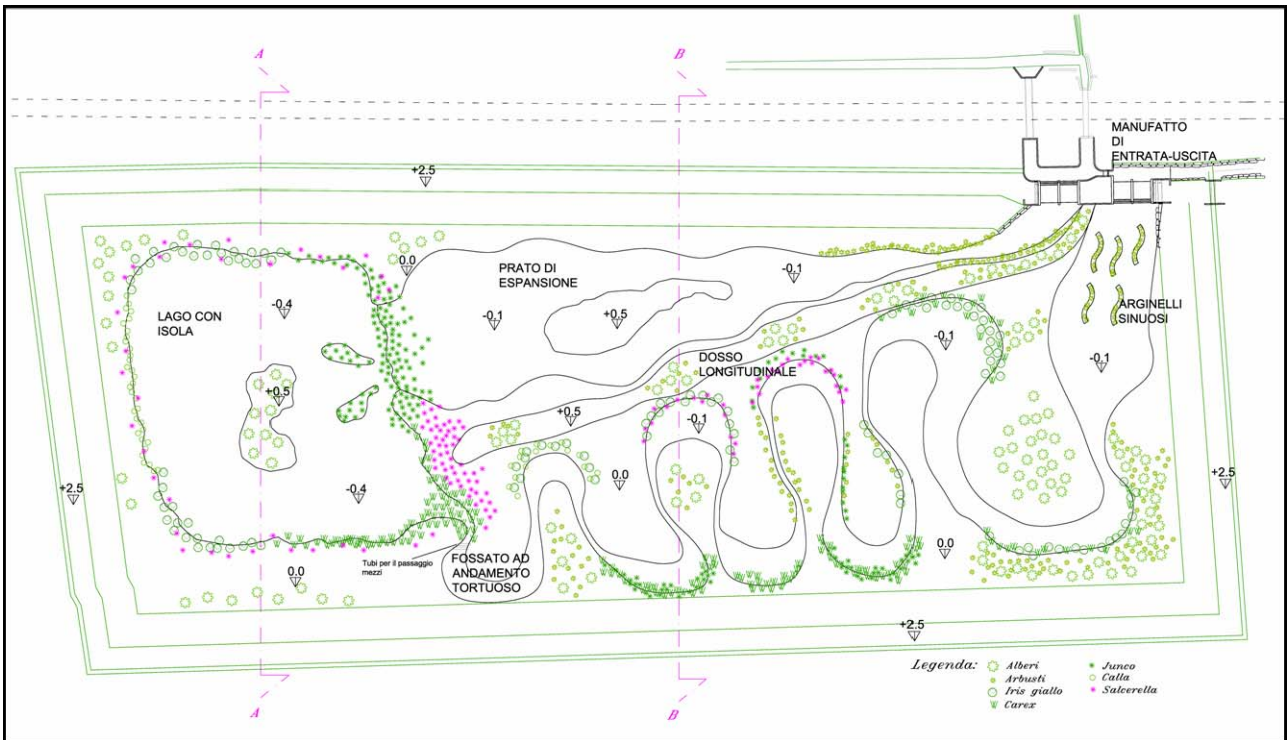


Figura 10. Pianta della cassa di espansione in progetto.

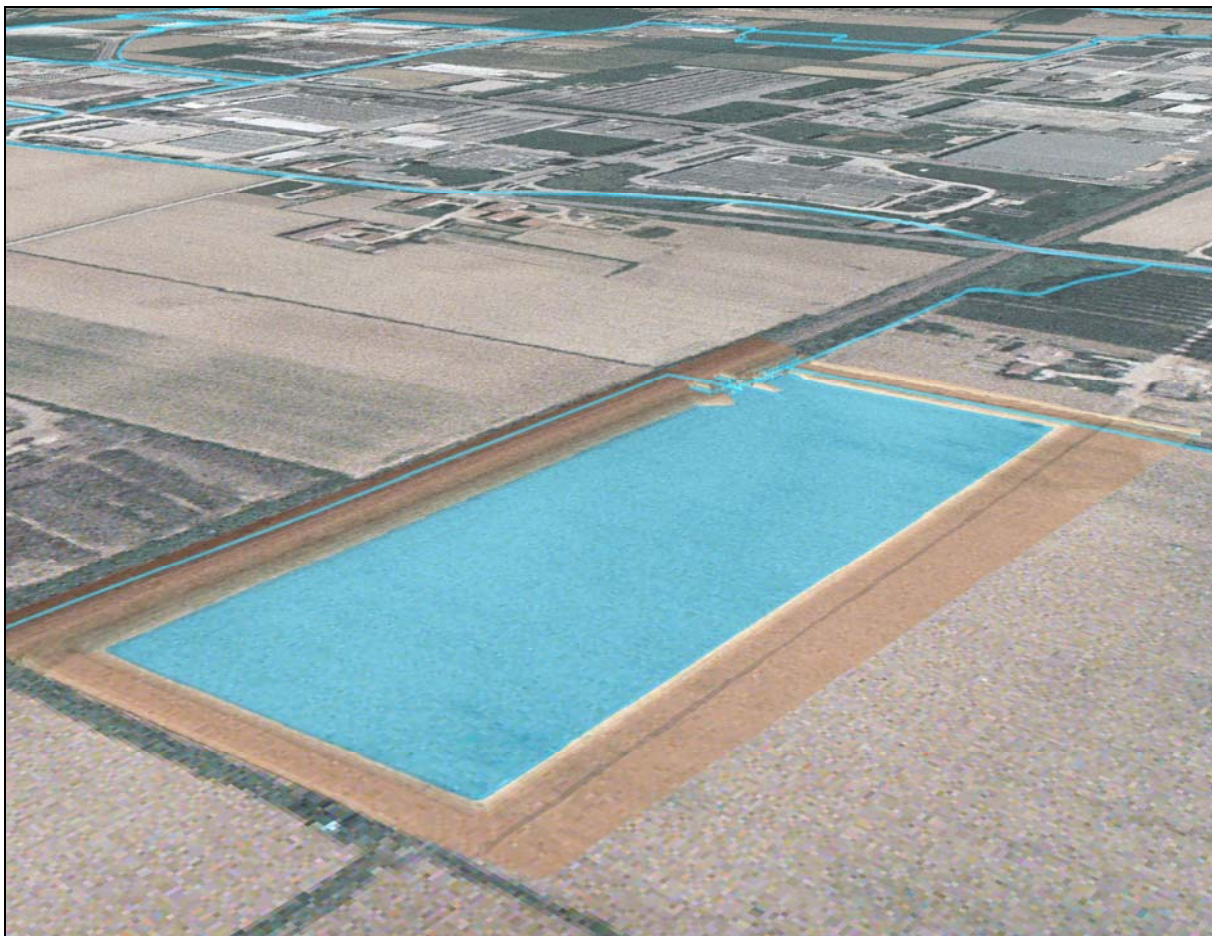


Figura 11. Vista prospettica dell'area di espansione su ortofoto.

### **3.6.3 Interventi per la riduzione della pericolosità idraulica**

L'intervento descritto relativo allo scarico di via della Grotta porterà una riduzione della pericolosità in tutto il bacino di Borgo Treviso – via della Grotta, e più a valle nella fascia tra la ferrovia Venezia-Bassano, via Brugnari e via Lovara. L'invaso porterà anche a una riduzione dei fenomeni di rigurgito dello scarico di via Lovara e quindi ad una riduzione dei fenomeni di esondazione in tali aree.

I problemi più gravi ancora da risolvere sotto il profilo idraulico sono relativi alla zona di espansione ad est di Salvarosa. Già allo stato attuale i volumi generati dalle onde di piena non possono essere smaltiti tramite le capacità di portata offerte dalla rete nel suo stato attuale. D'altra parte pensare di adeguare le sezioni dei collettori di scolo al fine di accogliere le portate massime previste significherebbe spostare a valle maggiori portate che non potrebbero a loro volta essere smaltite. Il problema è particolarmente aggravato dal fatto che in alcuni casi le strade risultano a quote inferiori al piano campagna e divengono naturalmente delle vie di impluvio estremamente rapido.

Il primo provvedimento è naturalmente quello di dotare ogni zona di idonea fognatura bianca, opportunamente dimensionata ed in grado di garantire la funzionalità nell'ipotesi di presenza di idonee quote nei recapiti finali.

Un'ulteriore iniziativa ormai necessaria, al fine di non aggravare ulteriormente la situazione a valle, è quella di trattenere le portate in eccesso in appositi invasi temporanei per rilasciarle in tempi più lunghi.

Per quanto riguarda lo scarico di Salvatronda le aree idraulicamente più idonee per la realizzazione di un vaso sono quelle tra via Pezze e via Lovara o più a sud tra via Mori, via Cerchiara e la ferrovia in corrispondenza alla confluenza del fosso di scarico che giunge dal centro di Salvatronda. In tale seconda posizione, invasando 1.5 m d'acqua su un'area di circa 3 ha, è possibile ottenere un ulteriore volume di vaso di 45.000 m<sup>3</sup>, utile a laminare la portata al colmo dello scarico per quantità compresi tra il 60 ed il 70 %.

Le soluzioni delle casse d'espansione devono essere unite ad una efficace sistemazione dei tratti a monte degli scarichi afferenti, in modo da concentrare l'esondazione esclusivamente all'interno dell'area a questo scopo costruita e permettere un controllo delle quote idrometriche lungo via Sile.

L'intervento nel suo complesso è utile per contribuire a risolvere la situazione attuale, ma non esime dall'intraprendere tutti i provvedimenti nelle nuove edificazioni, tali da contenere il più possibile l'aumento dei coefficienti idrometrici entro limiti compatibili con le capacità di smaltimento di collettori e degli invasi accessori.

In attesa dello sviluppo del progetto, si raccomanda la rigorosa applicazione della DGR 1841/2007, imponendo anche a tutti gli interventi di ripristino di aree già urbanizzate la realizzazione di volumi di vaso e/o dispositivi di infiltrazione facilitata come di seguito descritto, per il ripristino di coefficienti idrometrici "agricoli" di 10 l/s ha.

### **3.6.4 Aree classificate a pericolosità idraulica**

#### **3.6.4.1 Area E16 – Salvarosa A**

Si tratta di un'area classificata a pericolosità P2 dal PTCP in seguito allo studio del prof. D'Alpaos. Misura poco meno di 50 ha e si estende tra via della Grotta, via Forche, Borgo Treviso, via Colombo e via Caboto. Come già descritto in precedenza, è interessata dagli allagamenti provocate dalle varie insufficienze dello scarico di via della Grotta, in prima misura dal sottopasso sotto la ferrovia Padova-Calalzo. La situazione di rischio subirà un sicuro miglioramento alla realizzazione degli interventi previsti: si ritiene pertanto ammissibile una riclassificazione della pericolosità, dopo la conclusione dei lavori.

#### *3.6.4.2 Area E17 – Salvarosa B*

Si tratta di un'area classificata a pericolosità P1 dal PTCP in seguito allo studio del prof. D'Alpaos. Misura poco meno di 50 ha e completa l'area precedente verso nord e verso ovest. In misura minore e con minor frequenza è interessata dagli allagamenti provocate dalle varie insufficienze dello scarico di via della Grotta, in prima misura dal sottopasso sotto la ferrovia Padova-Calalzo. Anche per tale area si ritiene ammissibile una riclassificazione della pericolosità nell'ambito di un successivo strumento urbanistico, dopo la conclusione dei lavori.

#### *3.6.4.3 Area E18 – via Grotta Scalo*

Si tratta di una fascia di circa 9 ha che lambisce lo scarico della Grotta tra i due attraversamenti ferroviari. È area classificata a pericolosità P0 dal PTCP, ma soggetta fino al completamento dei lavori ad allagamenti di significativa frequenza. Anche per tale area si ritiene ammissibile una riclassificazione della pericolosità nell'ambito di un successivo strumento urbanistico, dopo la conclusione dei lavori.

#### *3.6.4.4 Area E19 – via Grotta sud*

Si tratta di un'area di circa 45 ha a sud della ferrovia Treviso – Vicenza, che risulta allagata da esondazioni dello scarico di via della Grotta e che nel prossimo futuro risulterà protetta dal bacino di espansione in progetto. È area classificata a pericolosità P0 dal PTCP,. Anche per tale area si ritiene ammissibile una riclassificazione della pericolosità nell'ambito di un successivo strumento urbanistico, dopo la conclusione dei lavori.

#### *3.6.4.5 Area E20 – Salvatronda – via Sile – via Cerchiara*

Si tratta di un'area di circa 150 ha che assomma le aree esondabili intorno a via Sile, entro l'abitato di Salvatronda e a sud verso la ferrovia, e poi a sud della linea ferroviaria, gli scoli da via Lovara a via Cerchiara. È area classificata a pericolosità P0 dal PTCP, ma particolarmente soggetta a fenomeni di allagamento. Il miglioramento della situazione idraulica è condizionato alla realizzazione degli interventi precedentemente descritti di invaso e laminazione lungo via Sile e a Salvatronda.

#### *3.6.4.6 Area E21 – Sabbonare*

Si tratta di un'area di circa 115 ha che completa la precedente identificando aree classificate a pericolosità P0 dal PTCP e interessate da crisi degli scarichi Sabbionare, di via Lovara e di via Cerchiara, per lo più per rigurgito delle portate urbane nella rete minore.

## **4 OPERE DI LAMINAZIONE AI SENSI DELLA D.G.R.1841/2007**

### **4.1 Le D.G.R. 1322/2006 e 1841/2007**

Con le deliberazioni n.1322/06 e 1841/07 la Giunta regionale del Veneto ha ridefinito “*Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla Valutazione di Compatibilità idraulica degli strumenti urbanistici*”, in conformità ai recenti aggiornamenti legislativi. La Valutazione di Compatibilità deve individuare gli interventi necessari alla cosiddetta *invarianza idraulica*, a garantire cioè che la trasformazione d’uso di un’area non accresca il rischio idraulico, modificando i processi di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi nei corpi idrici e incrementando sensibilmente i contributi specifici dei terreni.

Vengono di seguito esposti i principali contenuti della D.G.R. 1841/2007, già richiamata nella premessa al presente studio, con particolare riferimento al concetto di invarianza idraulica e alle opere di laminazione richieste a tale scopo.

#### **4.1.1 L’invarianza idraulica**

La delibera regionale 1322/2006 definisce il criterio dell’*invarianza idraulica* per le nuove aree urbanizzate: le trasformazioni territoriali devono essere accompagnate dalla realizzazione di sistemi di invaso dei volumi meteorici che permettano di contenere le portate scaricate al valore caratteristico del terreno prima della trasformazione.

Le norme tecniche allegate così inquadrano il problema: “... *l'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione contribuisce in modo determinante all'incremento del coefficiente di deflusso ed al conseguente aumento del coefficiente udometrico delle aree trasformate. Pertanto ogni progetto di trasformazione dell'uso del suolo che provochi una variazione di permeabilità superficiale deve prevedere misure compensative volte a mantenere costante il coefficiente udometrico secondo il principio dell'invarianza idraulica.*”

L’aumento del coefficiente udometrico, cioè della massima portata scaricata per unità d’area, dipende sia dall’incremento del coefficiente di deflusso, cioè della frazione di precipitazioni che defluisce in superficie anziché infiltrarsi o evaporare, sia dalla maggiore velocità di formazione dell’onda di piena, per cui i volumi piovuti non possono essere trattiene nei fossi e negli avvallamenti locali e devono essere rapidamente evacuati.

Per mantenere pressoché inalterato il coefficiente udometrico dell’area, di conseguenza, la realizzazione di superfici ad elevato coefficiente di deflusso, quali strade, piazzali e coperture di edifici, deve essere accompagnata da appositi manufatti di regolazione e invaso per la laminazione delle portate generate degli eventi meteorici.

#### **4.1.2 Parametri tecnici di riferimento per la progettazione**

Secondo le norme allegate alla D.G.R. 1841/2007, per quanto riguarda il principio dell’invarianza idraulica in linea generale le misure compensative sono da individuare nella predisposizione di volumi di invaso che consentano la laminazione delle piene. Potrà essere preso in considerazione il reperimento di nuove superfici atte a favorire l’infiltrazione dell’acqua, solamente come misura complementare in zone non a rischio di inquinamento della falda e ovviamente dove tale ipotesi possa essere efficace.

Il tempo di ritorno cui fare riferimento viene definito pari a 50 anni. I coefficienti di deflusso, ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti come indicato in *Tabella 3*.

Tabella 3. Coefficienti di deflusso previsti dall'Allegato A alla DGR 1322/2006 da utilizzare in funzione del tipo di suolo drenato

Tipo di superficie	Coefficiente di deflusso $\Phi$
Aree agricole	0.1
Superfici permeabili (aree verdi)	0.2
Superfici semipermeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...)	0.6
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali, ...)	0.9

La delibera stabilisce che il volume da destinare a laminazione delle piene sia quello necessario a garantire che la portata di efflusso rimanga costante. Devono essere pertanto predisposti nelle aree in trasformazione volumi che devono essere riempiti man mano che si verifica deflusso dalle aree stesse, fornendo un dispositivo che ha rilevanza a livello di bacino per la formazione delle piene del corpo idrico recettore, garantendone l'effettiva invarianza del picco di piena; la predisposizione di tali volumi non garantisce automaticamente sul fatto che la portata uscente dall'area trasformata sia in ogni condizione di pioggia la medesima che si osservava prima della trasformazione.

Tuttavia è importante evidenziare che l'obiettivo dell'invarianza idraulica richiede a chi propone una trasformazione di uso del suolo di accollarsi, attraverso opportune azioni compensative nei limiti di incertezza del modello adottato per i calcoli dei volumi, gli oneri del consumo della risorsa territoriale costituita dalla capacità di un bacino di regolare le piene e quindi di mantenere le condizioni di sicurezza territoriale nel tempo.

La D.G.R. propone anche una classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici. Tale classificazione consente di definire soglie dimensionali in base alle quali si applicano considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento. La classificazione è riportata nella seguente tabella.

Tabella 4. Classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici.

Classe di intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0.3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0.3$

Nelle varie classi sono proposti i seguenti criteri:

- nel caso di trascurabile impermeabilizzazione potenziale, è sufficiente adottare buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili, quali le superfici dei parcheggi;
- nel caso di 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;
- nel caso di 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 in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione;



- nel caso di marcata impermeabilizzazione, è richiesta la presentazione di uno studio di dettaglio molto approfondito.

Secondo la D.G.R., in caso di terreni ad elevata capacità di accettazione delle piogge, caratterizzati da coefficiente di filtrazione maggiore di  $10^{-3}$  m/s e frazione limosa inferiore al 5%, in presenza di falda freatica sufficientemente profonda e di regola in caso di piccole superfici impermeabilizzate, è possibile realizzare sistemi di infiltrazione facilitata in cui convogliare i deflussi in eccesso prodotti dall'impermeabilizzazione. Questi sistemi, che fungono da dispositivi di reimmissione in falda, possono essere realizzati, a titolo esemplificativo, sotto forma di vasche o condotte disperdenti posizionati negli strati superficiali del sottosuolo in cui sia consentito l'accumulo di un battente idraulico che favorisca l'infiltrazione e la dispersione nel terreno. I parametri assunti alla base del dimensionamento dovranno essere desunti da prove sperimentali. Tuttavia le misure compensative andranno di norma individuate in volumi di invaso per la laminazione di almeno il 50% degli aumenti di portata.

Qualora si voglia aumentare la percentuale di portata attribuita all'infiltrazione, fino ad una incidenza massima del 75%, il progettista dovrà documentare, attraverso appositi elaborati progettuali e calcoli idraulici, la funzionalità del sistema a smaltire gli eccessi di portata prodotti dalle superfici impermeabilizzate rispetto alle condizioni antecedenti la trasformazione, almeno per un tempo di ritorno di 100 anni nei territori di collina e montagna e di 200 anni nei territori di pianura.

Qualora le condizioni del suolo lo consentano e nel caso in cui non sia prevista una canalizzazione e/o scarico delle acque verso un corpo recettore, ma i deflussi vengano dispersi sul terreno, non è necessario prevedere dispositivi di invarianza idraulica in quanto si può supporre ragionevolmente che la laminazione delle portate in eccesso avvenga direttamente sul terreno.

I volumi di invaso possono essere ricavati mediante depressioni delle aree a verde, opportunamente sagomate e dotate di un pozzetto con bocca tarata prima del recapito nel ricettore finale (*Figura 12*). Qualora non siano disponibili o non siano sufficienti delle aree di tal tipo, si può progettare la rete di raccolta delle acque meteoriche in modo da sovradimensionare le reti di tubazioni, per poter recuperare il volume di invaso, dotando la sezione finale del bacino drenato dalla rete di fognatura bianca di un pozzetto in calcestruzzo con bocca tarata, per la limitazione della portata scaricata nel fosso ricettore.



Figura 12. Esempio di invaso di laminazione per l'invarianza idraulica ricavato mediante depressioni delle aree a verde, opportunamente sagomate, nelle condizioni di invaso vuoto e pieno.

## **4.2 Calcolo delle portate attese tramite il metodo dell'invaso**

I calcoli idraulici richiesti dalla D.G.R. 1322/06 per l'invarianza idraulica possono essere suddivisi in due differenti fasi: in primo luogo è necessario stimare le portate attese in assenza di opere di laminazione, confrontando così il coefficiente udometrico "di riferimento" per terreni agricoli con i maggiori valori prodotti da bacini variamente urbanizzati. In una seconda fase è poi richiesto di valutare quali volumi di invaso debbano essere predisposti per mantenere invariato il coefficiente udometrico al valore "di riferimento" precedentemente calcolato.

La valutazione degli effetti di nuove urbanizzazioni ai fini della compatibilità idraulica del Piano deve basarsi su un'analisi pluviometrica relativa a misure recenti e di scansione fine. Le impermeabilizzazioni riguardano infatti aree caratterizzate da tempi di corrivazione per lo più modesti e l'intera rete minore risulta particolarmente sollecitata da precipitazioni intense di durata pari a qualche ora.

Si è scelto pertanto di fare riferimento alla stazione agrometeorologica di Castelfranco Veneto, che fa parte della Rete regionale di Telemisura del Centro Meteorologico di Teolo ed è sita a nord-est del centro urbano di Castelfranco. La stazione è attiva dal 1989 e dispone pertanto di oltre 18 anni di misure con scansione temporale minima di 5 minuti.

Si riportano in Tabella 5 i valori massimi annuali di precipitazione per intervalli temporali di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti consecutivi, di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive e di 1, 2, 3, 4 e 5 giorni consecutivi relative al periodo 1990-2007.



Tabella 5. Valori massimi annui di precipitazione per durate di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti consecutivi, di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive e di 1, 2, 3, 4 e 5 giorni consecutivi registrati presso la stazione agrometeorologica di Castelfranco V. dal 1990 al 2007.

<b>Anno</b>	<b>5 minuti [mm]</b>	<b>10 minuti [mm]</b>	<b>15 minuti [mm]</b>	<b>30 minuti [mm]</b>	<b>45 minuti [mm]</b>	<b>1 ora [mm]</b>	<b>3 ore [mm]</b>	<b>6 ore [mm]</b>	<b>12 ore [mm]</b>	<b>24 ore [mm]</b>	<b>1 giorno [mm]</b>	<b>2 giorni [mm]</b>	<b>3 giorni [mm]</b>	<b>4 giorni [mm]</b>	<b>5 giorni [mm]</b>
1990	5.4	10.4	12.6	14.8	16.6	16.8	29.8	46.0	72.0	81.4	75.8	85.2	86.0	87.2	94.2
1992	10.4	18.0	23.0	31.6	38.6	42.0	67.4	71.4	71.6	94.8	80.0	119.6	147.8	161.6	162.0
1993	8.6	15.6	21.0	28.8	31.2	32.6	35.0	37.8	45.4	51.8	38.0	52.4	68.6	69.0	69.2
1994	11.6	15.8	17.0	26.6	30.8	33.0	37.8	39.2	42.6	49.6	42.6	49.8	59.8	67.4	81.0
1995	11.2	21.4	26.8	32.8	33.8	33.8	37.4	48.0	63.2	81.8	60.4	81.8	82.0	86.4	90.2
1996	8.2	11.6	14.4	21.8	27.8	30.8	43.2	49.0	49.0	49.0	46.8	57.0	93.0	93.2	107.6
1997	12.8	21.0	26.6	31.6	32.6	32.8	33.0	33.2	51.4	57.8	53.6	79.8	94.4	100.8	101.4
1998	8.8	16.0	19.6	26.0	34.4	43.0	80.4	80.4	87.0	107.8	86.2	118.2	157.4	167.2	174.4
1999	6.6	11.2	15.0	18.6	22.2	25.4	30.0	42.0	50.2	51.2	44.6	71.8	83.0	110.2	120.0
2000	10.0	15.6	19.6	24.8	27.0	28.8	33.0	46.2	49.2	80.8	78.6	92.6	99.8	102.0	113.4
2001	7.4	13.4	19.2	27.2	33.6	34.6	36.0	39.4	50.0	57.8	40.8	57.8	68.2	68.2	68.2
2002	13.0	20.6	23.2	36.2	42.2	48.0	86.4	87.0	87.0	89.8	87.0	90.8	90.8	91.8	97.0
2003	7.8	11.2	14.8	16.4	16.6	16.6	25.6	30.4	42.4	63.4	57.0	72.6	82.2	97.8	97.8
2004	7.6	10.6	14.0	21.6	28.8	33.4	52.8	60.8	61.6	65.4	61.6	69.2	97.6	121.4	140.4
2005	10.4	19.2	24.8	36.2	39.2	40.0	53.2	53.8	68.2	111.2	106.8	119.2	127.6	127.8	141.2
2006	12.2	22.4	31.2	47.2	51.2	53.6	66.0	78.4	96.8	161.8	98.4	167.8	208.0	212.2	212.6
2007	10.2	14.2	17.6	21.8	22.4	22.8	27.4	33.8	50.0	50.2	50.0	65.2	73.0	74.4	74.6

Il calcolo dei parametri relativi alle quindici durate considerate, la cui trattazione teorica è riportata in *Appendice I*, è riassunto nelle tabelle seguenti. Le tabelle riportano le altezze di precipitazione relative ad alcuni tempi di ritorno di comune impiego. Si può osservare per inciso che il calcolo dei valori attesi di precipitazione per  $T_R=50$  anni costituisce in quest'ambito un'estrapolazione da dati misurati in un intervallo temporale più breve e come tale può essere criticabile sul piano teorico e affetta da incertezze significative nel suo valore numerico. Si ritiene tuttavia che il campione di dati considerati, sebbene ridotto, sia il migliore disponibile, sia per qualità delle misure sia per la posizione della stazione, e permetta di tener conto delle più recenti tendenze al cambiamento di regime pluviometrico, che serie di dati di maggiore lunghezza porterebbero invece a mascherare.

Tabella 6. Analisi pluviometrica con il metodo di Gumbel dei valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti.

$T_R$	<b>5 minuti</b>	<b>10 minuti</b>	<b>15 minuti</b>	<b>30 minuti</b>	<b>45 minuti</b>
[anni]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
2	9.2	15.2	19.3	26.1	29.9
5	11.6	19.5	24.9	34.8	39.3
10	13.1	22.4	28.6	40.6	45.6
20	14.6	25.1	32.1	46.1	51.6
50	16.6	28.7	36.7	53.2	59.4

Tabella 7. Analisi pluviometrica con il metodo di Gumbel dei valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

$T_R$	<b>1 ora</b>	<b>3 ore</b>	<b>6 ore</b>	<b>12 ore</b>	<b>24 ore</b>
[anni]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
2	32.0	42.9	49.1	58.6	72.6
5	42.6	62.9	67.9	76.6	104.3
10	49.6	76.2	80.3	88.4	125.4
20	56.3	89.0	92.2	99.8	145.6
50	64.9	105.5	107.7	114.5	171.7

Tabella 8. Analisi pluviometrica con il metodo di Gumbel dei valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 1, 2, 3, 4 e 5 giorni.

$T_R$	<b>1 giorno</b>	<b>2 giorni</b>	<b>3 giorni</b>	<b>4 giorni</b>	<b>5 giorni</b>
[anni]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
2	62.2	81.0	95.7	102.5	108.8
5	84.8	113.6	136.3	144.6	151.1
10	99.8	135.2	163.3	172.4	179.1
20	114.2	156.0	189.1	199.1	206.0
50	132.8	182.8	222.5	233.6	240.7

Le altezze di pioggia calcolate per un tempo di ritorno fissato e per le differenti durate in analisi vengono utilizzate per ottenere le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, che esprimono la precipitazione totale  $h$  o l'intensità media  $j_m=h/t$  attesa per uno specifico tempo di ritorno in funzione della durata  $t$ .

Si è utilizzata la formula più generale a tre parametri  $h = \frac{a \cdot t}{(t + b)^c}$ , stimando i parametri per ottimizzazione numerica rispetto ai risultati dell'analisi di Gumbel con un metodo ai minimi quadrati applicato ai logaritmi delle altezze di pioggia.

Tabella 9. Parametri delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per vari tempi di ritorno.

$T_R$	$a$	$b$	$c$
[anni]	[mm]	[min]	-
2	13.55	7.57	0.768
5	18.12	9.01	0.762
10	21.19	9.70	0.760
20	24.14	10.24	0.759
50	27.98	10.80	0.757

Per il tempo di ritorno pari a 50 anni indicato dalla normativa regionale le altezze di pioggia si ottengono pertanto mediante la relazione:

$$h = \frac{27.98 \cdot t}{(t + 10.80)^{0.757}}$$

dove  $t$  deve essere indicato in minuti. L'andamento della curva è presentato in *Figura 13*.

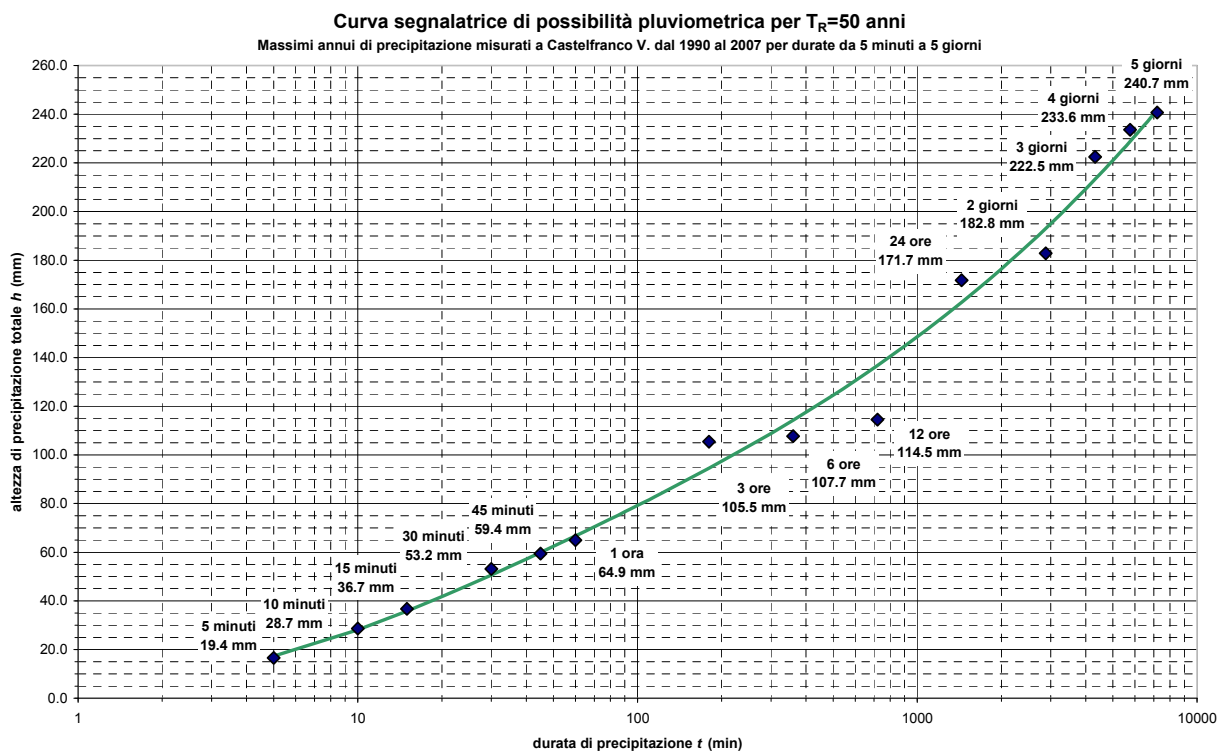


Figura 13. Curva segnalatrice di possibilità pluviometrica utilizzata per  $T_R=50$  anni.

Lo studio idraulico del 2003 stimava per ciascun sottobacino le portate di origine meteorica attuali e in seguito all'applicazione del PRG. Tale applicazione appare di minor significato nella presente sede, in seguito all'introduzione delle nuove norme urbanistiche e alla DGR 1841/2007: da un lato infatti il PAT non identifica precisamente le aree a diversa destinazione, ma esprime i principi dello sviluppo urbano in forma più sfumata, dall'altro le normative legate all'invarianza idraulica assicurano, se adeguatamente implementate, che lo sviluppo del territorio non alteri significativamente lo stato attuale della rete idrografica.

Si rinvia pertanto allo studio del 2003 per una valutazione complessiva delle portate attese su scala di sottobacino (vedi Appendice 2).

Di seguito, a complemento di quanto già esposto, si intende invece proporre un'analisi generale intensiva, basata sul metodo dell'invaso, che possa costituire una linea guida per i progettisti e per eventuali ulteriori approfondimenti di maggior dettaglio. Nell'ambito del PAT risultano infatti sconosciute le caratteristiche morfologiche e progettuali di numerose aree di futura trasformazione, che potranno essere eventualmente prese in considerazione in sede di PI o PUA.

L'allegato A alla DGR n.1322/2006 suggerisce che “*i metodi per il calcolo delle portate di piena potranno essere di tipo concettuale ovvero modelli matematici*” e cita come riferimenti principali il metodo razionale o cinematico, il metodo CN del Soil Conservation Service e il metodo dell'invaso. In questa sede, si è scelto di utilizzare il metodo dell'invaso: oltre a costituire lo strumento più diffuso per il dimensionamento delle reti di fognatura, esso comprende tra i suoi parametri proprio un volume specifico di invasore, in funzione del quale sono determinate le precipitazioni critiche per il bacino considerato e il coefficiente udometrico atteso.

Lo sviluppo completo dei calcoli, insieme alla trattazione teorica del metodo dell'invaso viene riportata in *Appendice 3*. Di seguito si riportano i risultati ottenuti attraverso l'elaborazione dei dati pluviometrici per  $T_R=50$  anni, secondo le prescrizioni regionali.

Il metodo dell'invaso produce una stima del coefficiente udometrico ipotizzando che l'intera rete sottesa da una certa sezione di chiusura si riempia e si svuoti in maniera sincrona.

Con riferimento alla portata in uscita, il metodo ipotizza che il volume invasore in rete sia proporzionale all'area liquida presso la sezione di chiusura, come effettivamente avviene qualora l'intera rete si comporti come un unico tronco di canale a moto uniforme.

Di seguito si riportano i valori del coefficiente udometrico calcolati per  $T_R=50$  anni, sia in forma tabellare che in forma grafica. Essi costituiscono i valori di riferimento per il dimensionamento delle reti in funzione del coefficiente di afflusso e del volume specifico di invasore e verranno utilizzati per la stima dei volumi di invasore richiesti per garantire l'invarianza idraulica.

La situazione di riferimento per un terreno agricolo può essere valutata considerando un coefficiente di deflusso pari a 0.2 e un volume di invasore specifico pari a 140 m<sup>3</sup>/ha. La portata scaricabile, secondo le elaborazioni riportate in *Tabella 11*, è pari a circa 10 l/s ha.

Tabella 10. Coefficienti udometrici per  $T_R=50$  anni per aree con collettori a sezione chiusa.

Volume specifico di invaso  [m <sup>3</sup> /ha]	Valori di coefficiente udometrico con $T_R= 50$ anni in l/s ha per $\alpha=1$ e per differenti coefficienti di afflusso alla rete								
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
20	29.00	89.17	156.18	226.07	297.56	370.06	443.25	516.95	591.04
30	19.25	71.61	133.75	200.13	268.87	339.11	410.40	482.45	555.08
40	12.88	58.00	115.42	178.34	244.36	312.36	381.75	452.15	523.33
50	8.69	47.19	100.05	159.59	222.92	288.71	356.21	424.97	494.69
60	5.92	38.50	86.99	143.22	203.91	267.51	333.13	400.26	468.54
70	4.10	31.47	75.79	128.79	186.89	248.32	312.09	377.60	444.44
80	2.90	25.77	66.12	115.99	171.54	230.84	292.77	356.68	422.09
90	2.10	21.13	57.75	104.58	157.64	214.83	274.95	337.26	401.26
100	1.55	17.37	50.48	94.37	144.99	200.11	258.44	319.17	381.77
110	1.17	14.32	44.15	85.22	133.45	186.54	243.10	302.27	363.47
120	0.90	11.84	38.65	77.00	122.90	173.99	228.81	286.44	346.26
130	0.71	9.84	33.86	69.60	113.24	162.36	215.46	271.57	330.02
140	0.57	8.21	29.69	62.94	104.38	151.58	202.99	257.58	314.68
150	0.46	6.88	26.06	56.94	96.25	141.56	191.30	244.41	300.16
160	0.38	5.80	22.90	51.53	88.77	132.24	180.34	231.98	286.41
170	0.31	4.92	20.15	46.66	81.90	123.57	170.06	220.25	273.37
180	0.26	4.20	17.76	42.27	75.58	115.49	160.40	209.16	260.98
190	0.22	3.60	15.69	38.31	69.76	107.97	151.32	198.68	249.21
200	0.19	3.10	13.88	34.74	64.41	100.95	142.78	188.75	238.02
210	0.16	2.69	12.31	31.53	59.49	94.41	134.74	179.35	227.37
220	0.14	2.35	10.94	28.64	54.96	88.30	127.18	170.44	217.23
230	0.12	2.06	9.75	26.03	50.79	82.61	120.06	162.00	207.57
240	0.11	1.81	8.70	23.69	46.96	77.30	113.35	153.99	198.37
250	0.09	1.60	7.79	21.57	43.43	72.34	107.03	146.40	189.59
260	0.08	1.42	6.99	19.67	40.18	67.71	101.07	139.20	181.22
270	0.07	1.27	6.29	17.96	37.20	63.40	95.46	132.36	173.24
280	0.07	1.13	5.68	16.41	34.45	59.37	90.18	125.88	165.63
290	0.06	1.02	5.13	15.02	31.93	55.62	85.20	119.72	158.36
300	0.05	0.92	4.66	13.76	29.61	52.11	80.50	113.87	151.43

Tabella 11. Coefficienti udometrici per  $T_R=50$  anni per aree con collettori a sezione aperta.

Volume specifico di invaso  [m <sup>3</sup> /ha]	Valori di coefficiente udometrico con $T_R= 50$ anni in l/s ha per $\alpha=1.5$ e per differenti coefficienti di afflusso alla rete								
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
20	32.14	95.78	165.26	237.05	310.08	383.86	458.16	532.84	607.80
30	21.77	78.28	143.67	212.64	283.52	355.58	428.31	501.90	575.79
40	14.78	64.27	125.49	191.56	260.23	330.53	401.92	474.11	546.90
50	10.07	52.88	109.91	173.03	239.45	307.93	377.82	448.72	520.38
60	6.91	43.55	96.41	156.55	220.69	287.34	355.69	425.27	495.79
70	4.81	35.88	84.64	141.81	203.65	268.43	335.23	403.48	472.83
80	3.41	29.57	74.35	128.55	188.08	250.99	316.21	383.12	451.30
90	2.47	24.38	65.32	116.58	173.80	234.83	298.47	364.02	431.01
100	1.83	20.14	57.40	105.77	160.68	219.82	281.87	346.05	411.84
110	1.39	16.66	50.45	95.97	148.60	205.85	266.31	329.11	393.70
120	1.07	13.82	44.35	87.10	137.46	192.82	251.68	313.10	376.48
130	0.84	11.51	39.00	79.05	127.17	180.66	237.92	297.96	360.12
140	0.67	9.62	34.31	71.75	117.66	169.29	224.96	283.61	344.56
150	0.54	8.08	30.20	65.13	108.87	158.65	212.73	270.01	329.73
160	0.44	6.83	26.61	59.13	100.75	148.70	201.20	257.09	315.59
170	0.37	5.79	23.48	53.69	93.23	139.38	190.31	244.83	302.11
180	0.31	4.95	20.74	48.77	86.28	130.65	180.02	233.17	289.23
190	0.26	4.25	18.35	44.31	79.86	122.47	170.30	222.08	276.93
200	0.22	3.66	16.26	40.27	73.91	114.81	161.11	211.53	265.17
210	0.19	3.18	14.44	36.62	68.42	107.63	152.42	201.50	253.93
220	0.17	2.77	12.85	33.32	63.35	100.90	144.20	191.95	243.18
230	0.14	2.43	11.46	30.34	58.66	94.60	136.43	182.85	232.89
240	0.13	2.14	10.24	27.65	54.33	88.70	129.09	174.19	223.05
250	0.11	1.89	9.17	25.22	50.34	83.17	122.14	165.95	213.62
260	0.10	1.68	8.24	23.02	46.65	78.00	115.57	158.10	204.60
270	0.09	1.50	7.42	21.04	43.25	73.15	109.35	150.62	195.97
280	0.08	1.34	6.70	19.25	40.12	68.62	103.48	143.50	187.70
290	0.07	1.20	6.06	17.63	37.23	64.38	97.93	136.72	179.79
300	0.06	1.09	5.50	16.17	34.56	60.41	92.68	130.26	172.21

**Coefficienti udometrici calcolati con il metodo dell'invaso per TR=50 anni**  
 Dati pluviometrici registrati presso la stazione di Castelfranco V. (1990-2007) - Calcolo per sezioni chiuse ( $\alpha=1$ )

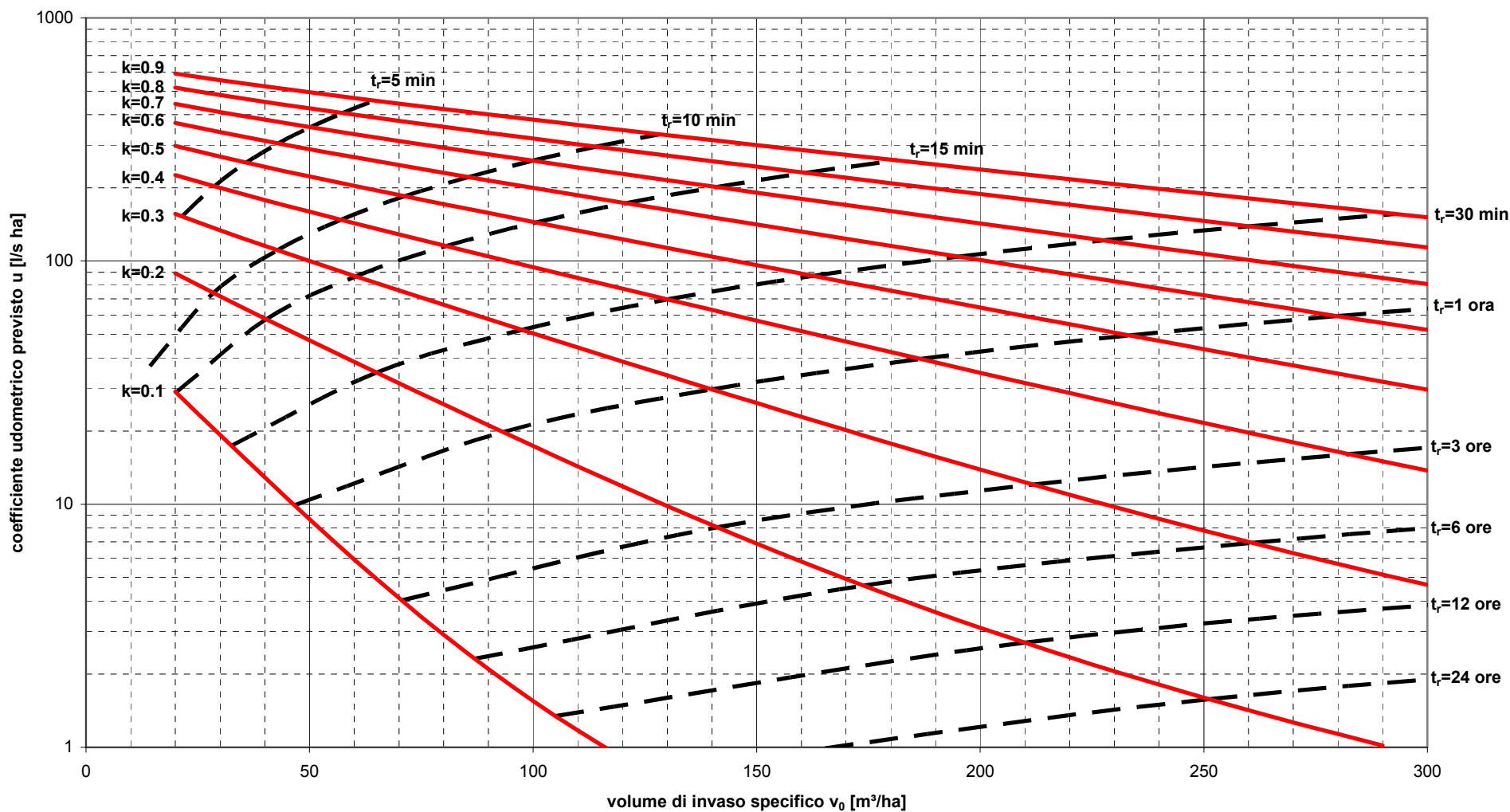


Figura 14. Coefficienti udometrici previsti con  $T_R=50$  anni in assenza di invasi specifici di laminazione per sezioni chiuse ( $\alpha=1$ ). In rosso, i valori di coefficiente udometrico per coefficiente di afflusso fissato in funzione del volume di invaso disponibile; in nero le curve a tempo di riempimento costante. Valori caratteristici di aree urbanizzate si hanno per  $k > 0.6$ ,  $v_0 < 80$  m<sup>3</sup>/ha e coefficienti udometrici maggiori di 200 l/s ha. Tali sistemi hanno tempi di riempimento critici estremamente brevi.

**Coefficienti udometrici calcolati con il metodo dell'invaso per TR=50 anni**  
 Dati pluviometrici registrati presso la stazione di Castelfranco V. (1990-2007) - Calcolo per sezioni aperte ( $\alpha=1.5$ )

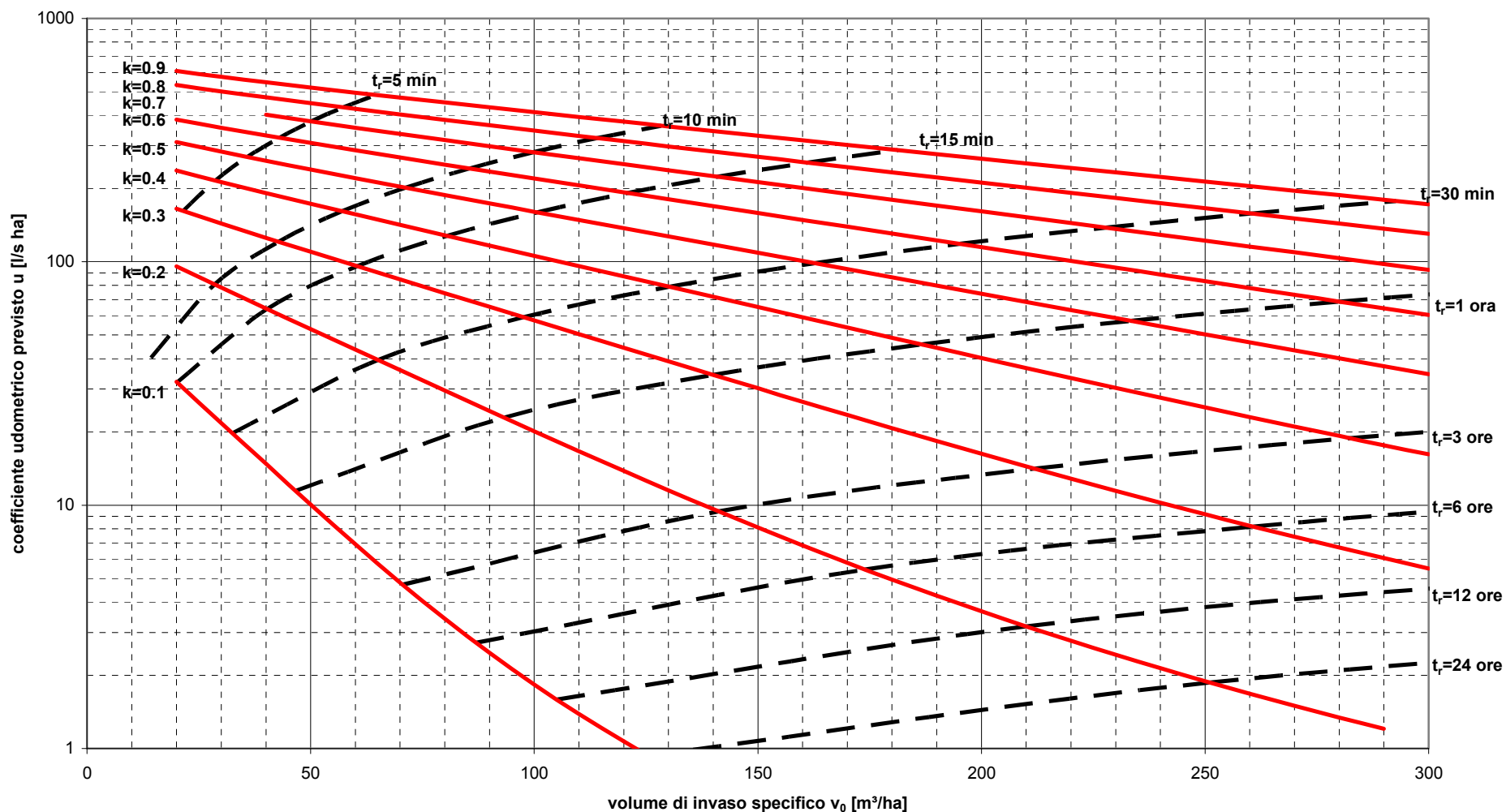


Figura 15. Coefficienti udometrici previsti con  $T_R=50$  anni in assenza di invasi specifici di laminazione per sezioni aperte ( $\alpha=1.5$ ). In rosso, i valori di coefficiente udometrico per coefficiente di afflusso fissato in funzione del volume di invaso disponibile; in nero le curve a tempo di riempimento costante. Il valore considerato di riferimento per un terreno agricolo può essere preso pari a  $10\ l/s\ ha$  e corrisponde a  $k = 0.2$ ,  $v_0 = 140\ m^3/ha$  e  $t_r = 3$  ore.



#### 4.2.1 Calcolo di volumi di invaso necessari per l'invarianza idraulica

L'esame dei risultati del metodo dell'invaso evidenzia l'aumento del coefficiente udometrico quando un'area agricola venga urbanizzata. Il coefficiente di afflusso alla rete varia da 0.1-0.3 per aree agricole o verdi a 0.6-0.9 per aree residenziali o produttive, mentre in assenza di specifiche opere di laminazione il volume specifico di invaso scende da 80-150 m<sup>3</sup>/ha a 30-70 m<sup>3</sup>/ha. L'effetto complessivo è quello di una variazione delle massime portate di quasi un ordine di grandezza e di una diminuzione delle durate critiche di precipitazione da qualche ora a pochi minuti.

A tale scopo, è necessario prevedere la costruzione di appositi volumi di invaso, che in caso di piogge brevi e intense possano trattenere gli apporti meteorici e rilasciarli poi gradualmente, senza superare le portate attualmente generate dai terreni agricoli.

Nel caso di progetti di lottizzazioni residenziali o produttive, sarà quindi necessario prevedere allo scarico una sezione ridotta, opportunamente dimensionata per non superare in alcun modo il coefficiente udometrico attuale. Essa comporterà la diversione dei volumi in eccesso verso una o più vasche di laminazione opportunamente dimensionate.

In *Appendice 4* è riportato il calcolo eseguito per un corretto dimensionamento degli invasi di laminazione. Il calcolo si basa sulla conoscenza della massima portata ammessa in uscita e delle caratteristiche idrauliche del manufatto di scarico. I risultati di tali elaborazioni sono riportati in *Tabella 12* e in *Figura 16*. Per la realizzazione di invasi di laminazione in assenza di sistemi di infiltrazione facilitata, discussi nel prossimo paragrafo, si dovrà far riferimento ai dati relativi al coefficiente udometrico in uscita pari a 10 l/s ha (ultima riga di *Tabella 12*).

Tali volumi specifici possono essere ottenuti anche mediante l'uso della formula interpolante:

$$v = 297.5 \bar{k}^2 + 711.5 \bar{k} - 60.8$$

nella quale il volume di invaso  $v$  è espresso in m<sup>3</sup>/ha e  $k$  è il coefficiente di afflusso medio della trasformazione.

Si osserva inoltre che i sistemi di invaso previsti risultano massimamente cimentati da precipitazioni con durata compresa da 4 a 9 ore, a seconda del grado di impermeabilizzazione del bacino. Per tali durate di pioggia, con tempo di ritorno 50 anni, gli invasi si riempiranno completamente.

Il tempo di svuotamento, inteso come l'intervallo temporale necessario a svuotare l'intero invaso, può essere agevolmente calcolato come rapporto tra il volume specifico totale e la portata specifica di riferimento di 10 l/s ha, ed è quindi direttamente proporzionale al volume complessivo. Per un coefficiente di afflusso di 0.8, ad esempio, il volume di laminazione richiesto è di 700 m<sup>3</sup>/s ha: il tempo di svuotamento dopo la fine della pioggia sarà pari a  $700 \cdot 10^3 / 10 = 70000$  secondi, cioè circa 19 ore e 30 minuti. Nelle condizioni più gravose, per coefficiente di afflusso prossimo a 1, la vasca impiegherà circa 24 ore dopo la fine della pioggia per vuotarsi completamente.

Tabella 12. Volumi specifici di invaso in m<sup>3</sup>/ha necessari per ottenere l'invarianza idraulica per TR=50 anni. Valori espressi in funzione del coefficiente di afflusso medio e del massimo coefficiente udometrico in uscita.

$U_{max}$ [l/s ha]	Coefficiente di afflusso medio															
	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
0.50	404	514	630	752	878	1010	1145	1285	1428	1575	1725	1879	2036	2195	2358	2523
0.75	354	450	552	659	771	886	1005	1127	1253	1382	1514	1649	1787	1927	2070	2215
1.00	322	410	503	601	702	807	916	1027	1142	1260	1380	1503	1629	1757	1887	2019
1.25	299	381	468	558	653	751	852	956	1063	1172	1284	1399	1516	1635	1756	1879
1.50	281	359	441	526	615	707	803	901	1002	1105	1211	1319	1429	1541	1655	1772
1.75	267	341	419	500	585	673	763	857	953	1051	1152	1254	1359	1466	1575	1686
2.00	255	326	401	479	560	644	731	820	912	1006	1103	1201	1302	1404	1508	1614
2.25	245	313	385	460	538	619	703	789	878	968	1061	1156	1253	1351	1452	1554
2.50	237	302	372	444	520	598	679	762	848	936	1025	1117	1210	1306	1403	1501
2.75	229	293	360	430	504	579	658	739	822	907	994	1083	1173	1266	1360	1456
3.00	222	284	349	418	489	563	639	718	798	881	966	1052	1140	1230	1322	1415
3.25	216	276	340	407	476	548	622	699	778	858	941	1025	1111	1199	1288	1378
3.50	210	269	331	396	464	535	607	682	759	837	918	1000	1084	1170	1257	1345
3.75	205	263	323	387	453	522	593	666	741	818	897	978	1060	1143	1229	1315
4.00	200	257	316	379	444	511	580	652	726	801	878	957	1037	1119	1203	1288
4.25	196	251	309	371	434	500	569	639	711	785	861	938	1017	1097	1179	1262
4.50	192	246	303	363	426	491	558	627	697	770	844	920	998	1077	1157	1239
4.75	188	241	297	356	418	482	547	615	685	756	829	904	980	1057	1136	1217
5.00	184	237	292	350	410	473	538	605	673	743	815	888	963	1040	1117	1196
5.25	181	232	287	344	404	465	529	595	662	731	802	874	948	1023	1099	1177
5.50	177	228	282	338	397	458	520	585	652	720	789	860	933	1007	1082	1159
5.75	174	225	277	333	391	451	513	576	642	709	777	848	919	992	1066	1142
6.00	171	221	273	328	385	444	505	568	632	699	766	835	906	978	1051	1126
6.25	169	217	269	323	379	438	498	560	624	689	756	824	894	965	1037	1111
6.50	166	214	265	318	374	431	491	552	615	680	746	813	882	952	1023	1096
6.75	164	211	261	314	369	426	484	545	607	671	736	803	871	940	1010	1082
7.00	161	208	258	310	364	420	478	538	599	662	727	793	860	928	998	1069
7.25	159	205	254	306	359	415	472	531	592	654	718	783	850	917	986	1056
7.50	157	202	251	302	355	410	467	525	585	647	710	774	840	907	975	1044
7.75	154	200	248	298	351	405	461	519	578	639	702	765	830	897	964	1033
8.00	152	197	245	295	346	400	456	513	572	632	694	757	821	887	954	1022
8.25	150	195	242	291	342	396	451	507	566	625	687	749	813	878	944	1011
8.50	148	192	239	288	339	391	446	502	560	619	679	741	804	869	934	1001
8.75	147	190	236	285	335	387	441	497	554	613	673	734	796	860	925	991
9.00	145	188	234	281	331	383	437	492	548	606	666	727	789	852	916	981
9.25	143	186	231	278	328	379	432	487	543	601	659	720	781	844	907	972
9.50	141	184	229	276	325	375	428	482	538	595	653	713	774	836	899	963
9.75	140	182	226	273	321	372	424	478	533	589	647	706	767	828	891	955
10.00	138	180	224	270	318	368	420	473	528	584	641	700	760	821	883	946

Tabella 12 (segue). Volumi specifici di invaso in m<sup>3</sup>/ha necessari per ottenere l'invarianza idraulica per TR=50 anni.  
Valori espressi in funzione del coefficiente di afflusso medio e del massimo coefficiente udometrico in uscita.

$U_{max}$ [l/s ha]	Coefficiente di afflusso medio															
	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
10	138	180	224	270	318	368	420	473	528	584	641	700	760	821	883	946
15	113	149	187	228	270	313	358	405	453	502	552	604	656	710	764	820
20	96	128	163	199	237	276	317	359	403	447	493	540	588	636	686	736
25	83	112	144	177	212	248	286	325	366	407	449	493	537	582	628	675
30	73	100	129	160	192	226	262	298	336	375	414	455	497	539	582	626
35	64	89	116	145	176	208	241	276	311	348	385	424	463	504	545	586
40	57	80	106	133	162	192	224	256	290	325	361	398	435	473	513	552
45	50	72	96	122	149	178	208	240	272	305	339	375	410	447	485	523
50	45	65	88	113	139	166	195	225	256	288	320	354	389	424	460	497
55	40	59	81	104	129	155	183	211	241	272	303	336	369	403	438	474
60	36	54	74	96	120	145	172	199	228	257	288	319	352	385	418	453
65	32	49	68	89	112	136	162	188	216	244	274	304	335	367	400	433
70	28	45	63	83	105	128	153	178	205	232	261	290	321	352	383	416
75	25	41	58	77	98	120	144	169	195	221	249	278	307	337	368	399
80	22	37	53	72	92	113	136	160	185	211	238	266	294	323	353	384
85	20	33	49	67	86	107	129	152	176	202	228	255	282	311	340	370
90	18	30	45	62	81	101	122	145	168	193	218	244	271	299	327	356
95	15	27	42	58	76	95	116	138	160	184	209	234	261	288	316	344
100	14	25	38	54	71	90	110	131	153	176	200	225	251	277	304	332
110	10	20	33	47	63	80	99	119	140	162	184	208	233	258	284	310
120	8	16	27	40	55	71	89	108	128	148	170	193	216	240	265	291
130	5	13	23	35	49	64	80	98	117	137	157	179	201	224	248	273
140	4	10	19	30	43	57	72	89	107	126	146	166	188	210	233	256
150	2	8	16	26	37	51	65	81	98	116	135	155	175	196	218	241
160	1	6	13	22	33	45	59	74	90	107	125	144	163	184	205	227
170	1	4	10	18	28	40	53	67	82	98	116	134	153	172	193	214
180	-	3	8	15	24	35	47	61	75	91	107	125	143	162	181	202
190	-	2	6	13	21	31	42	55	69	84	99	116	133	152	171	190
200	-	1	5	10	18	27	38	50	63	77	92	108	125	142	161	180
210	-	-	3	8	15	24	34	45	57	71	85	101	117	134	151	170
220	-	-	2	6	13	21	30	40	52	65	79	94	109	125	143	160
230	-	-	1	5	11	18	26	36	48	60	73	87	102	118	134	151
240	-	-	1	4	9	15	23	33	43	55	67	81	95	110	126	143
250	-	-	-	3	7	13	20	29	39	50	62	75	89	104	119	135
260	-	-	-	2	5	11	18	26	35	46	57	70	83	97	112	128
270	-	-	-	1	4	9	15	23	32	42	53	65	77	91	105	120
280	-	-	-	1	3	7	13	20	29	38	48	60	72	85	99	114
290	-	-	-	-	2	6	11	18	26	34	44	55	67	80	93	107
300	-	-	-	-	1	5	9	15	23	31	41	51	62	75	88	101

## Volumi di invaso necessari per ottenere l'invarianza idraulica per $T_R=50$ anni

Dati pluviometrici registrati a Castelfranco V. (1990-2007)

Valori espressi in funzione del coefficiente di afflusso  $k$  e del massimo coefficiente udometrico ammesso  $u$

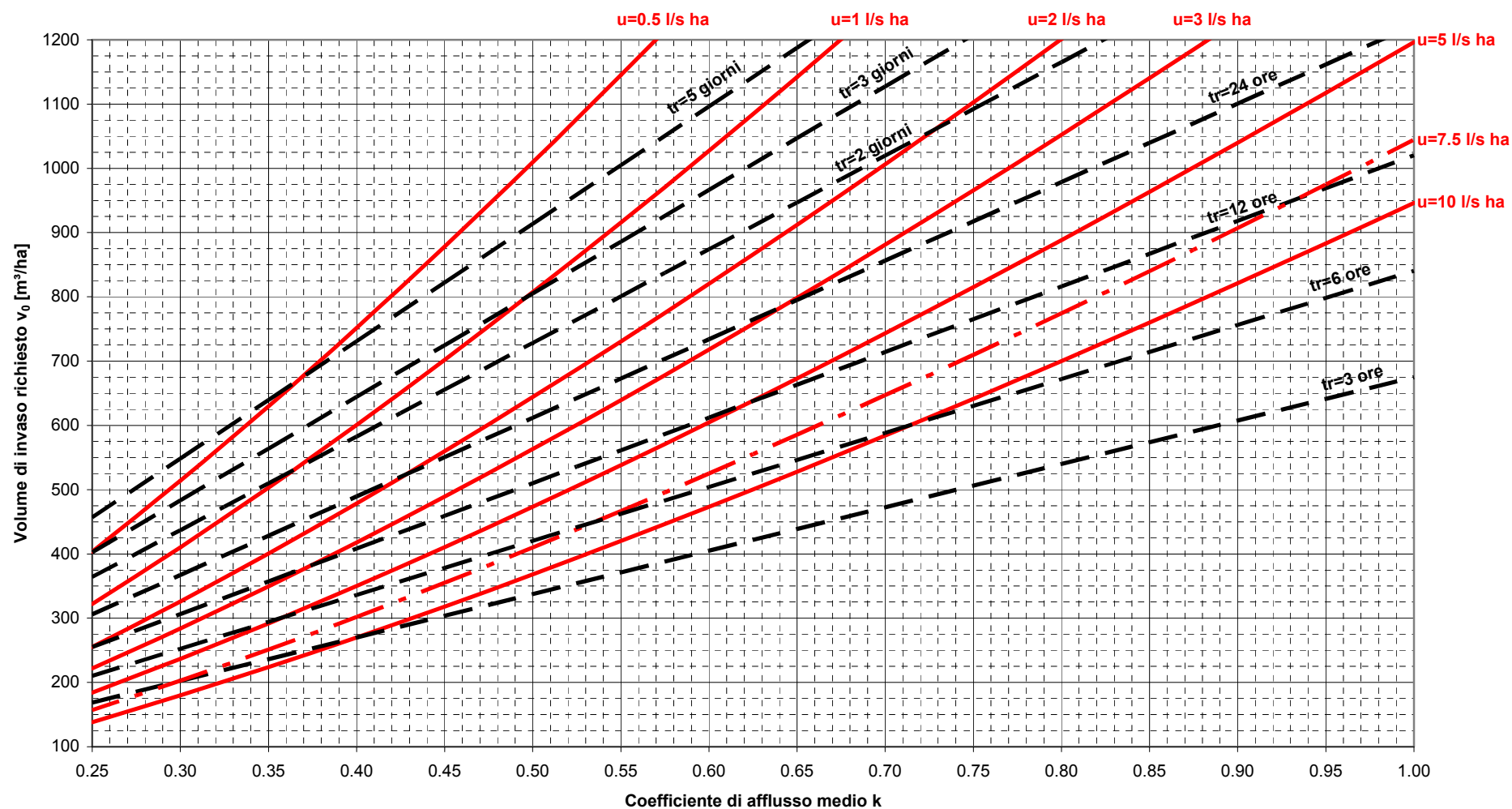


Figura 16. Volumi specifici di invaso in l/s ha necessari per ottenere l'invarianza idraulica per  $T_R=50$  anni. In rosso, i valori di invaso specifico espressi in funzione del coefficiente di afflusso medio per massimo coefficiente udometrico in uscita fissato, in nero le curve a tempo costante di riempimento dell'invaso.

#### 4.2.2 Calcolo dei volumi di invaso in presenza di sistemi di infiltrazione facilitata

La D.G.R.1841/2007 ammette la possibilità di “realizzare sistemi di infiltrazione facilitata in cui convogliare i deflussi in eccesso prodotti dall'impermeabilizzazione”. La dispersione in falda delle portate meteoriche in eccesso è ammessa solo per terreni con coefficiente di infiltrazione maggiore di  $10^{-3}$  m/s e frazione limosa inferiore al 5% e in presenza di falda freatica sufficientemente profonda, condizioni queste presenti solo in alcune porzioni del territorio del comune di Castelfranco Veneto. La norma precisa poi che “questi sistemi, che fungono da dispositivi di reimmissione in falda, possono essere realizzati, a titolo esemplificativo, sotto forma di vasche o condotte disperdenti posizionati negli strati superficiali del sottosuolo in cui sia consentito l'accumulo di un battente idraulico che favorisca l'infiltrazione e la dispersione nel terreno. I parametri assunti alla base del dimensionamento dovranno essere desunti da prove sperimentali. Tuttavia le misure compensative andranno di norma individuate in volumi di invaso per la laminazione di almeno il 50% degli aumenti di portata”.

Si precisa fin d'ora che la realizzazione di sistemi di infiltrazione facilitata deve essere preceduta da uno studio geologico del terreno che verifichi le effettive condizioni di permeabilità previste dalla D.G.R. 1841/2007. La cartografia geologica allegata al presente studio e al PAT, infatti, non può considerarsi sufficiente per la descrizione delle caratteristiche locali del terreno: essa costituisce solo una prima indicazione di massima delle aree con permeabilità favorevole.

In presenza di dispersione in falda delle portate meteoriche, si può ritenere che la portata infiltrata costituisca un'ulteriore via di deflusso, da aggiungersi allo scarico in rete superficiale discusso nel punto precedente.

Scelta quindi una tipologia di vasca o pozzo o condotta disperdente, da realizzarsi ad esempio secondo le indicazioni progettuali di seguito precisate, sarà quindi necessario valutare la massima portata smaltibile da tale dispositivo, ovvero un coefficiente udometrico equivalente rapportato all'intera area di lottizzazione. Il coefficiente udometrico dipenderà dalle caratteristiche del sistema di infiltrazione e dalla permeabilità del terreno e dovrà essere valutato di volta in volta. Secondo le prescrizioni normative, esso non potrà essere superiore al 50% degli aumenti di portata; si dovrà pertanto procedere nel calcolo secondo i passi seguenti:

- valutazione del coefficiente udometrico  $u_{urb}$  previsto a seguito della trasformazione urbanistica, in assenza di specifiche misure di laminazione. A tale scopo è possibile usare la *Tabella 10* di pagina 59 o la *Figura 15* di pagina 62, inserendovi il coefficiente di afflusso medio dell'intera area e un volume di invaso specifico convenzionale di  $50 \text{ m}^3/\text{ha}$ ;
- calcolo dell'aumento di portata a seguito dell'urbanizzazione, come differenza tra il valore calcolato al punto precedente e il coefficiente udometrico agricolo di massimo scarico ( $\Delta u = u_{urb} - u_{agr}$ ), e stima della massima portata che la D.G.R.1841/2007 consente di attribuire al processo di infiltrazione, pari a  $0.5 \cdot \Delta u$ ;
- calcolo della massima portata tecnicamente infiltrabile, funzione delle caratteristiche dei dispositivi in progetto: qualora il coefficiente udometrico attribuibile a tali sistemi  $u_{inf}$  sia superiore a  $0.5 \cdot \Delta u$ , si dovrà porre in ogni caso  $u_{inf} = 0.5 \cdot \Delta u$ ;
- calcolo dei volumi di invaso richiesti mediante la *Tabella 12* di pagina 64, considerando come coefficiente udometrico in uscita la somma del contributo scaricato superficialmente e di quello infiltrato:  $u_{max} = u_{agr} + u_{inf}$ .

Si può osservare che il coefficiente udometrico connesso con i pozzi o le vasche perdenti potrà risultare prossimo a 100-150 l/s ha, quando vengano predisposti opportuni accorgimenti tecnici, inducendo una riduzione considerevole del volume di laminazione richiesto.

Si debba ad esempio dimensionare il volume di laminazione di un'area a destinazione residenziale con un coefficiente di afflusso medio pari a 0.6. In assenza di opere di laminazione, con  $v_0=50$  m<sup>3</sup>/ha, il coefficiente udometrico atteso è pari a 289 l/s ha. Poiché il coefficiente udometrico delle aree agricole è pari a 10 l/s ha, in assenza di sistemi di infiltrazione facilitata è necessario prevedere 473 m<sup>3</sup> di invaso per ettaro di area complessiva. Qualora si consideri la realizzazione di vasche o pozzi perdenti, si può considerare una capacità di infiltrazione fino a  $0.5 \cdot (289-10)=139.5$  l/s ha. Qualora tale valore sia effettivamente raggiunto o superato da apposite strutture, per una portata specifica in uscita di  $139.5 + 10 \approx 150$  l/s ha, il volume specifico di invaso necessario è pari a 81 m<sup>3</sup>/ha: tale richiesta in molti casi può essere già soddisfatta considerando il volume stesso di invaso delle vasche o dei pozzi perdenti.

A completamento dell'esempio esposto, si può osservare che in assenza di dispositivi di infiltrazione il tempo di riempimento e la pioggia critica per il sistema di invaso è di circa 5 ore, mentre il sistema di pozzi o vasche filtranti è cimentato massimamente da precipitazioni brevi e intense della durata di 10-15 minuti.

La normativa ammette la possibilità di *“aumentare la percentuale di portata attribuita all'infiltrazione, fino ad una incidenza massima del 75%”*, analizzando però la sicurezza del sistema per eventi con tempo di ritorno di 100 anni in territori di collina e di 200 anni in territori di pianura. Si rinvia in tal caso l'analisi pluviometrica e idrologica necessaria agli specifici studi idraulici, raccomandando comunque la congruenza con le prescrizioni della D.g.r.1841/2007 e con i principi espressi nel presente documento.

## **5 INDICAZIONI E PROPOSTE PROGETTUALI PER GARANTIRE LA COMPATIBILITA' IDRAULICA DELLE SCELTE URBANISTICHE DEL PAT**

Vengono di seguito formulate alcune indicazioni di carattere tecnico finalizzate innanzitutto a risolvere le situazioni di sofferenza idraulica esistenti e quindi a garantire la compatibilità idraulica delle scelte urbanistiche introdotte dal PAT.

Si riportano in particolare le indicazioni costruttive volte a limitare il rischio idraulico intrinseco delle nuove edificazioni. In primo luogo, sono fornite le indicazioni pratiche per la realizzazione dei volumi di invaso ai sensi della D.G.R. 1841/2007 e successive modificazioni, secondo la quantificazione descritta paragrafo precedente. Tali criteri costruttivi dovranno essere rispettati dal soggetto che produce una modifica d'uso del territorio, sia esso pubblico o privato. In seconda istanza sono ricordate buone pratiche edificatorie o manutentive, con particolare riferimento a interventi sulla rete idrografica, quali tombinamenti o tutela di aree di rispetto, o a interventi sulla viabilità stradale.

Appare di fondamentale importanza evidenziare il fatto che il mantenimento delle reti di scolo e la difesa dal rischio idraulico è una responsabilità collettiva e non può essere esclusivamente demandata all'Amministrazione pubblica.

A tal fine si ritiene opportuno riproporre anche un'ipotesi di regolamento di polizia idraulica necessario alla regolamentazione delle attività connesse con le problematiche di carattere idraulico.

### **5.1 Indicazioni progettuali per l'edificazione in relazione al rischio idraulico**

Il principio dell'invarianza idraulica, fissato dalla Regione Veneto con DGR 1322 del 10/05/2006, stabilisce che ogni progetto di trasformazione dell'uso del suolo che provochi una variazione di permeabilità superficiale debba prevedere adeguate misure compensative volte a mantenere costante il coefficiente udometrico.

E' pertanto fondamentale che per limitare il rischio idraulico nei bacini che appartengono al territorio comunale, oltre alle soluzioni strutturali attuate dai soggetti istituzionali, vengano adottate specifiche soluzioni e misure finalizzate al contenimento del rischio idraulico, fin dalla fase di progettazione delle zone di nuova urbanizzazione o di ristrutturazione/recupero dell'esistente.

Di seguito si espongono alcune tra le principali misure compensative volte a mitigare le condizioni di rischio idraulico.

#### **5.1.1 Reti di scarico delle acque bianche da edifici o lottizzazioni e volumi di invaso**

L'edificazione di nuove aree urbanizzate deve essere sempre preceduta dalla realizzazione di reti adeguate di fognatura con idoneo recapito. Ovviamente la progettazione di dette reti di fognatura non può prescindere dalla conoscenza del contesto in cui si trova il bacino servito, dei problemi di carattere idraulico connessi alle zone circostanti, delle eventuali situazioni critiche preesistenti del ricettore.

Al fine di non aggravare le condizioni della rete di scolo posta a valle ed in conformità al principio dell'invarianza idraulica, si ritiene indispensabile che comunque ogni nuova urbanizzazione preveda al suo interno una rete di raccolta separata delle acque bianche meteoriche, opportunamente progettata ed in grado di garantire al proprio interno un volume specifico di invaso che dovrà di volta in volta essere dimensionato in funzione della destinazione d'uso dell'area e del principio dell'invarianza idraulica stabilito dalla DGR 1841/2007.

A tal fine, la normativa prevede approcci differenti in funzione della dimensione degli interventi (*Tabella 13*).



Tabella 13. Classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici.

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0.3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0.3$

In caso di *trascurabile impermeabilizzazione potenziale*, la delibera prevede che siano sufficienti buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili, quali quelle dei parcheggi. Tale raccomandazione ovviamente vale solo nel caso in cui la trasformazione sia isolata e si possa comunque escludere che la vicinanza con altre lottizzazioni di piccole dimensioni sia tale da provocare nel complesso un aumento sensibile dell'entità dei deflussi. In ogni caso, ai fini di garantire comunque un livello minimo di sicurezza idraulica, si ritiene giustificato che dove la falda è profonda sia comunque inserito nella rete di raccolta un pozzo disperdente, anche nel caso di piccole trasformazioni di estensione inferiore ai 1000 m<sup>2</sup>, , come del resto richiesto dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba.

Negli ulteriori tre casi si prevede il dimensionamento dei volumi compensativi a cui affidare le funzioni di laminazione delle piene. A tal fine è necessaria la redazione di uno studio idraulico da parte di un tecnico di adeguata competenza, per ottenere il parere favorevole dell'ente gestore della rete di recapito, generalmente il Consorzio di bonifica competente. Lo studio potrà recepire le valutazioni idrologiche e i conteggi prodotti nel presente documento, di seguito brevemente richiamati, e dovrà contenere i dettagli costruttivi della rete di smaltimento delle acque bianche e delle opere di laminazione, con particolare dettaglio dei manufatti di regolazione e di scarico.

Nel caso di modesta impermeabilizzazione, secondo la D.G.R. 1841/2007, 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.

Nel caso di marcata impermeabilizzazione, è richiesta la presentazione di uno studio di dettaglio molto approfondito, nelle forme indicate dai Consorzi di bonifica competenti.

Come descritto nel capitolo 4, i volumi di invaso richiesti dipendono dal coefficiente medio di afflusso alla rete della sistemazione in progetto. È dunque necessario valutare tale coefficiente come media pesata tra le differenti aree che compongono la lottizzazione. In mancanza di determinazioni analitiche, andranno convenzionalmente assunti i valori in Tabella 14.

Tabella 14. Coefficienti di afflusso alla rete previsti dall'Allegato A alla DGR 1841/2007 da utilizzare in funzione del tipo di suolo drenato

Tipo di superficie	Coefficiente di afflusso $\phi$
Aree agricole	0.1
Superfici permeabili (aree verdi)	0.2
Superfici semipermeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...)	0.6
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali, ...)	0.9

In mancanza di sistemi di infiltrazione facilitata, i volumi di invaso si possono stimare dal coefficiente medio di afflusso  $k$  mediante l'uso della formula interpolante:

$$v = 297.5 \bar{k}^2 + 711.5 \bar{k} - 60.8$$

con  $v$  espresso in m<sup>3</sup>/ha. La relazione interpola i valori riportati in *Tabella 15*.

Tabella 15. Volumi specifici di invaso in m<sup>3</sup>/ha necessari per ottenere l'invarianza idraulica per TR=50 anni, in funzione del coefficiente di afflusso medio .

<i>k</i>	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
<i>v</i>	138	180	224	270	318	368	420	473	528	584	641	700	760	821	883	946

A titolo di esempio, una valutazione delle proprietà di una quarantina di lottizzazioni esistenti o in progetto nelle province di Treviso, Padova e Venezia ha portato alle caratteristiche medie riportate in *Tabella 16*. La tabella completa è riportata in *Appendice 4*.

Tabella 16. Coefficienti di afflusso medi calcolati per lottizzazioni artigianali e residenziali nelle province di Treviso, Padova e Venezia.

Tipologia di lottizzazione	Edifici (k=0.9)	Verde (k=0.2)	Strade (k=0.9)	Aree semiperim. (k=0.65)	k medio
	% area	% area	% area	% area	
produttiva	40%	20%	15%	25%	0.70
residenziale	20%	26%	16%	38%	0.62

A tali coefficienti di afflusso corrispondono i volumi specifici di invaso indicati in *Tabella 17*, che costituiscono un riferimento di massima. Si può osservare che qualora si faccia riferimento alla sola superficie oggetto di impermeabilizzazione, anziché alla superficie totale dell'area lottizzata, il volume specifico risulta leggermente superiore, per effetto dello scorporo delle aree a verde.

Tabella 17. Volumi specifici di invaso da garantire in aree di nuova urbanizzazione.

Destinazione d'uso dell'area	Volume specifico d'invaso	Volume specifico d'invaso
	[m <sup>3</sup> per ettaro di sup. totale]	[m <sup>3</sup> per ettaro di sup. impermeabilizzata]
Aree produttive	584	730
Aree residenziali	495	669

Si ritiene opportuno che detti valori debbano essere rispettati anche nel caso di ristrutturazione, recupero, cambio d'uso di aree urbanizzate esistenti.

In particolare gli invasi accessori possono essere sia di tipo distribuito che concentrato e si possono realizzare tramite:

- la realizzazione di bacini di laminazione, con specchi d'acqua o con bacini di espansione temporanea, anche con utilizzi multipli (ludico, ricreativo, verde pubblico) (vedi *Figura 17*);
- una o più vasche di laminazione sotterranee collegate ad una rete di fognatura bianca di dimensioni ordinarie, idonee a contenere al loro interno i volumi richiesti per la laminazione;
- condotte di fognatura di ampie dimensioni, tali da contenere al loro interno i volumi di invaso richiesti.

Nella progettazione della rete si dovrà tener conto che le opere che regolano l'uso dei volumi accessori (luci di efflusso, sfioratori, ecc) dovranno essere scelte e dimensionate in modo da verificare il principio dell'invarianza per ogni intensità dell'evento: ciò significa che anche per tempi di ritorno inferiori ai 50 anni previsti dalla Dgr 1322 il volume accessorio dovrà poter essere utilizzato in quantità sufficiente per laminare la piena e garantire uno scarico non superiore alla portata in uscita dal territorio preesistente alla trasformazione, per il tempo di ritorno considerato.

A questo proposito risulta importante valutare la necessità dell'inserimento, in corrispondenza della sezione di valle del bacino drenato dalla rete di fognatura bianca, di una sezione di forma e

dimensioni tali da limitare comunque la portata scaricata in funzione dell'intensità dell'evento. Nella tipologia più comune, si dovrà prevedere la realizzazione di una bocca tarata di adeguate dimensioni posta all'interno di un pozzetto ispezionabile poco prima dello scarico.

Le caratteristiche quantitative, il ricettore e le modalità di scarico dovranno essere di volta in volta verificate ed approvate dal Consorzio di bonifica competente. Lo scarico dovrà essere munito di un pozzetto di ispezione subito a monte dell'immissione delle acque nei canali consortili e dovrà essere a vista, sopra il livello medio del canale, a quota opportuna da evitare rigurgiti.

L'immissione nella fognatura pubblica per acque bianche e/o miste è ammessa esclusivamente in seguito a relazione geologica che dimostri che non è possibile smaltirle in superficie o nel primo sottosuolo e che non è possibile recapitarle ai fossati.

In ogni caso le acque raccolte su piazzali adibiti a parcheggio e manovra autoveicoli esterni ai lotti edificabili ed appartenenti a lottizzazioni con uso artigianale, industriale o commerciale o comunque diversi dal residenziale, devono essere raccolte in rete apposita e condotte in un manufatto di sedimentazione/disolazione, opportunamente dimensionato. Così trattate, potranno successivamente essere recapitate alla rete superficiale di raccolta.



Figura 17. Volume di invaso ricavato tramite depressioni in aree verdi, in periodo secco (a sinistra) e durante una piena (a destra)



Figura 18. Volume di invaso ricavato in fregio al corso d'acqua ricettore, in periodo secco (a sinistra) e durante una piena (a destra)

Le acque meteoriche provenienti da piazzali adibiti ad usi produttivi o comunque interessati a lavaggi di materiali semilavorati, attrezzature o automezzi, depositi di materie prime o di materie prime secondarie e di rifiuti speciali, le acque di dilavamento dei piazzali e delle aree esterne produttive, vanno separatamente raccolte e condotte in un impianto di depurazione e/o di pre-trattamento alla luce delle caratteristiche quantitative e qualitative degli scarichi effettuati e risultanti da analisi campionarie.

Le reti di raccolta delle acque provenienti dalle strade dovranno consentire la separazione delle acque di prima pioggia e prevedere un impianto di trattamento delle stesse. In ogni caso le acque stradali sono prioritariamente da recapitare al sistema di smaltimento superficiale costituito da fossati e corsi d'acqua.

Le acque meteoriche provenienti da piazzali adibiti ad usi produttivi o comunque interessati a lavaggi di materiali semilavorati attrezzature o automezzi, depositi di materie prime o di materie prime secondarie e di rifiuti speciali, le acque di dilavamento dei piazzali e delle aree esterne produttive, vanno separatamente raccolte e condotte in un impianto di depurazione e/o di pre-trattamento alla luce delle caratteristiche quantitative e qualitative degli scarichi effettuati e risultanti da analisi campionarie.

Se ed in quanto possibile le superfici pavimentate dovranno evitare l'impermeabilizzazione totale e prevedere pavimentazioni drenanti che garantiscano comunque la permeabilità dei suoli e la dispersione delle acque di pioggia nel primo sottosuolo. In ogni caso si dovrà evitare che acque di scorrimento superficiale particolarmente inquinate possano raggiungere il sottosuolo, prevedendone l'intercettazione, la raccolta ed il trattamento specifico.

Per un corretto inserimento dell'edificio o della lottizzazione è opportuno che negli elaborati tecnici necessari all'ottenimento della concessione o autorizzazione edilizia sia incluso, tra l'altro, lo stato di fatto dei canali esistenti nell'intorno, della loro quota relativa, delle caratteristiche dimensionali e quindi lo stato di progetto. Oltre all'urbanizzazione è da considerarsi attentamente anche la ristrutturazione o l'adeguamento dei canali interessati se necessario, in rapporto all'entità dell'intervento urbanistico ed al livello di rischio idraulico locale. In questa fase è fondamentale ottenere dal Consorzio di bonifica il parere in merito alle modifiche introdotte nella rete idrografica.

Le finiture del contorno di ogni lottizzazione devono essere tali da non recare pregiudizio alla sicurezza idraulica dei lotti attigui, mediante il ripristino di eventuali arginelli e il mantenimento degli scoli. Nel rispetto delle norme del Codice Civile, dovrà essere garantita la continuità di scolo dai fondi superiori, prevedendo un opportuno collettamento nella rete di smaltimento prevista per la lottizzazione.

Per quanto riguarda la sicurezza intrinseca dei fabbricati, per le nuove zone da urbanizzare si raccomanda che siano fissate quote di imposta del piano terra abitabile almeno da + 20 a +50 cm rispetto al suolo circostante (piano campagna indisturbato o quota stradale di lottizzazione), in funzione del grado di rischio. La stessa quota di imposta sarà adottata anche per le altre possibili vie di intrusione d'acqua, come le sommità delle rampe di accesso agli scantinati, la sommità esterna delle bocche di lupo. In tal modo, oltre a garantire che anche una possibile tracimazione riscontrata ad esempio in sede stradale non si introduca negli scantinati o comunque in casa, potrebbe essere facilitato lo smaltimento delle acque attraverso la rete di fognatura, senza interessare gli edifici;

Per quanto riguarda l'edificazione di piani interrati e semi-interrati, è necessario prevedere l'impermeabilizzazione e l'isolamento dall'umidità, anche lontano dai canali e in zone di falda profonda, in quanto anche modesti ristagni possono provocare fastidiosi allagamenti per risalita dal fondo o infiltrazione.

Per le zone di vecchia urbanizzazione per le quali il rifacimento (riassfaltatura, ribitumatura) delle strade abbia rialzato il piano stradale fino a portarlo ad una quota superiore (o di poco inferiore) a quella dei marciapiedi e degli accessi alle abitazioni, è da valutarsi l'opportunità, con riferimento al rischio idraulico dell'area, della scarificazione del manto stradale per abbassarlo di almeno 15-20 cm rispetto alle quote dei marciapiedi. Ciò al fine di poter disporre di un congruo volume di invaso aggiuntivo in occasione di eventi rari, prima che le acque interessino gli ingressi degli edifici. Questo intervento comporta necessariamente il riadeguamento di tutte le quote dei chiusini, dei pozzetti e delle caditoie.

### 5.1.2 Dispositivi di infiltrazione nel primo sottosuolo

Il provvedimento regionale ammette che in caso di terreni ad elevata capacità di accettazione delle piogge, quali ad esempio quelli molto permeabili che contraddistinguono la porzione nord-orientale del territorio comunale, ed in presenza di falda sufficientemente profonda si possano realizzare sistemi di infiltrazione facilitata in cui scaricare parte dei deflussi di piena. In ogni caso le misure compensative vanno comunque di norma individuate in volumi di invaso per la laminazione di almeno il 50 % degli aumenti di portata. Per il calcolo dei volumi di invaso si rinvia al punto 4.2.2.

Qualora si voglia aumentare la percentuale di portata smaltita attraverso l'infiltrazione, comunque fino ad un'incidenza massima del 75 %, è onere del progettista giustificare e motivare le scelte effettuate, documentando attraverso appositi elaborati progettuali e calcoli idraulici la funzionalità del sistema dopo aver elevato fino a 100 anni nei territori di collina e a 200 anni in pianura il tempo di ritorno dell'evento critico.

Si precisa fin d'ora che la realizzazione di sistemi di infiltrazione facilitata deve essere preceduta da uno studio geologico del terreno che verifichi le effettive condizioni di permeabilità previste dalla D.G.R. 1841/2007. La cartografia geologica allegata al presente studio e al PAT, infatti, non può considerarsi sufficiente per la descrizione delle caratteristiche locali del terreno: essa costituisce solo una prima indicazione di massima delle aree con permeabilità favorevole.

I dispositivi di smaltimento per infiltrazione nel primo sottosuolo possono essere ricavati con varie tecniche: i più diffusi in zona sono senza alcun dubbio i pozzi disperdenti, costituiti da elementi circolari prefabbricati, forati, di diametro 1.5 – 2 m, posti in opera con asse verticale fino ad una profondità dal piano campagna di circa 4-5 m, senza elemento di fondo, con riempimento laterale eseguito con materiale sciolto ad elevata pezzatura idoneo a garantire la massima permeabilità nell'intorno del pozzo. Elevate infiltrazioni possono essere ricavate anche tramite appositi manufatti modulari realizzati in materiali plastici da ditte specializzate che consentono di creare strutture sotterranee portanti, tali da ricavare al loro interno volumi di laminazione e nello stesso tempo da consentire la dispersione dell'acqua su superfici permeabili molto ampie.

La scelta di queste soluzioni comporta la necessità di valutare, in apposita relazione specialistica, l'effettiva capacità disperdente del dispositivo adottato e di ricavare in conseguenza l'entità del volume di invaso necessario alla laminazione.

Molteplici sono le formule disponibili che consentono di valutare la portata dispersa per infiltrazione da parte del dispositivo disperdente, attraverso parametri che permettono di tener conto della capacità di infiltrazione del terreno, della geometria della struttura, delle grandezze idrauliche in gioco. Si fa notare comunque come la scelta dei parametri che regolano le formule scientifiche di riferimento, in assenza di dati sperimentali, risulti spesso soggettiva e comporti risultati molto diversi tra loro, indice della bassa affidabilità della semplice applicazione della formula.

A supporto di una corretta progettazione dei dispositivi disperdenti appare indispensabile l'acquisizione dei risultati di un'accurata campagna di sperimentazione, volta a stabilire mediante prove sperimentali il grado d'efficacia della soluzione scelta. A questo proposito, con riferimento ai dispositivi disperdenti a pozzo, quali quelli maggiormente in uso nella zona, a titolo di esempio si riportano di seguito gli esiti sintetici di alcune valutazioni approfondite della capacità disperdente confrontate con misure sperimentali<sup>2</sup> svolte durante il reale funzionamento in campo della struttura.

---

<sup>2</sup> Massmann Joel – “An approach for estimating infiltration rates for stormwater infiltration dry wells” – Technical report for Research Office of Washington State Department of Transportation, Olympia, Washington USA - 2004

I pozzi considerati sono ricavati con elementi forati cilindrici di diametro 1.2 m e profondità 3 m. Il riempimento dopo la posa dei prefabbricati viene eseguito con materiale sciolto ad elevata pezzatura. Tramite un modello bidimensionale alla differenze finite in grado di simulare il flusso radiale in un mezzo permeabile a conduttività idraulica pari a  $10^{-4}$  m/s si è ricavata l'intensità di infiltrazione in funzione del tempo (Figura 19).

Dal grafico si apprezza come l'intensità dell'infiltrazione sia massima non appena il pozzo entra in funzione (50-55 l/s pari a 2 cfs) e quindi diminuisca man mano che la saturazione nel mezzo poroso aumenta fino a tendere al valore per il moto permanente in condizioni sature (14-15 l/s pari a 0.45 cfs). La distanza della superficie della falda dal fondo del pozzo è stata assunta in questo caso pari a 48 ft, ovvero 15 m circa.

L'applicazione del modello per altre conduttività idrauliche del mezzo poroso ed altre profondità di falda fornisce i valori di intensità di infiltrazione per condizioni di moto permanente riportati in Tabella 18.

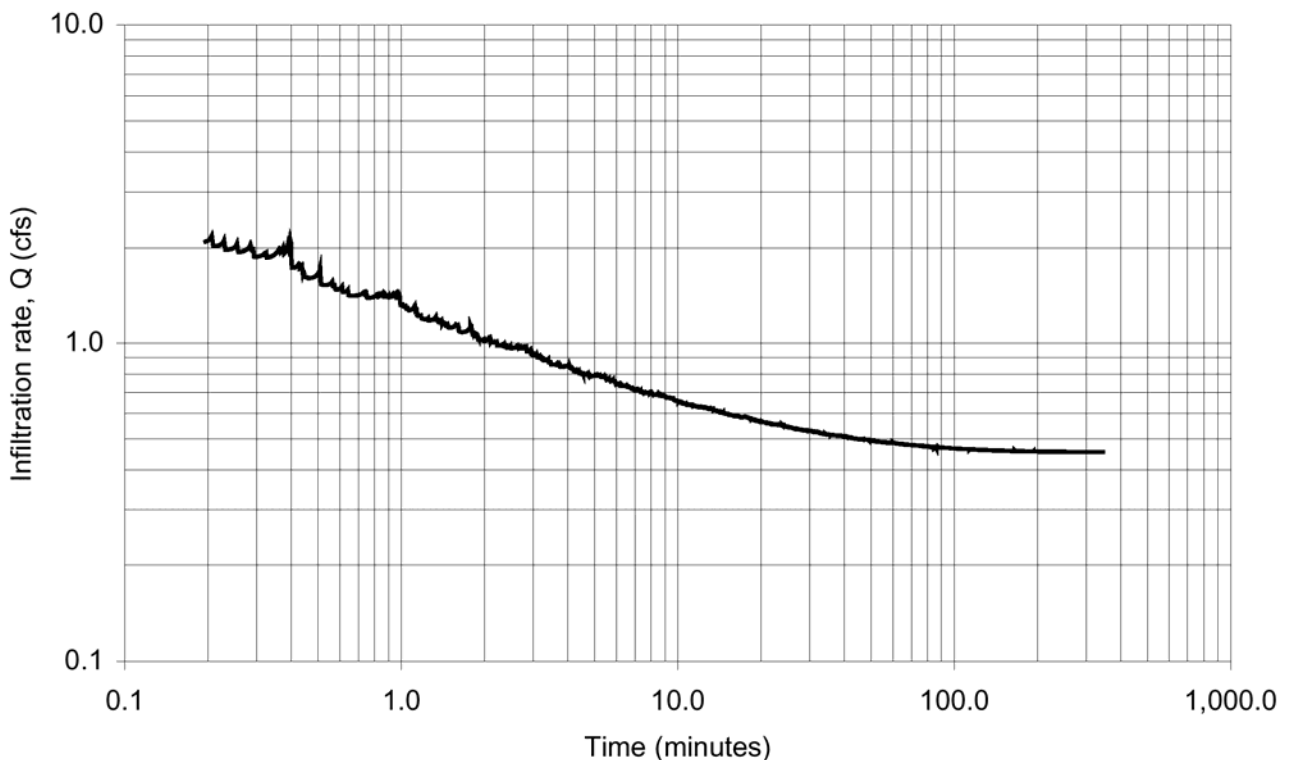


Figura 19. Intensità di infiltrazione in funzione del tempo per un pozzo disperdente di profondità 3 m e diametro 1.2 m, in mezzo poroso con conduttività idraulica pari a  $10^{-4}$  m/s e superficie della falda posta a -15 m rispetto al fondo del pozzo.

Tabella 18. Intensità di infiltrazione da pozzo perdente di profondità 3 m e diametro 1.2 m, per varie conduttività idrauliche e per diverse profondità di falda.

PROFONDITA' DELLA FALDA DAL FONDO POZZO [m]	CONDUTTIVITA' IDRAULICA DEL MEZZO POROSO [m/s]	INTENSITA' DI INFILTRAZIONE [l/s]
1	$2 \times 10^{-5}$	2.3
	$1 \times 10^{-4}$	9.0
	$2.5 \times 10^{-4}$	22.9
	$5 \times 10^{-4}$	45.8
2.5	$2 \times 10^{-5}$	2.7
	$1 \times 10^{-4}$	11.0
	$2.5 \times 10^{-4}$	22.9
	$5 \times 10^{-4}$	45.8
8.5	$2 \times 10^{-5}$	3.5
	$1 \times 10^{-4}$	14.0
	$2.5 \times 10^{-4}$	35.4
	$5 \times 10^{-4}$	70.8
14.6	$2 \times 10^{-5}$	3.6
	$1 \times 10^{-4}$	14.4
	$2.5 \times 10^{-4}$	35.9
	$5 \times 10^{-4}$	72.2

Dai risultati sperimentali raccolti durante una campagna di prove su un numero consistente di pozzi esistenti, contraddistinti da uguali dimensioni geometriche ma diverse conduttività idrauliche del terreno in cui sono costruiti, si è ricavato il grafico riportato in Figura 20.

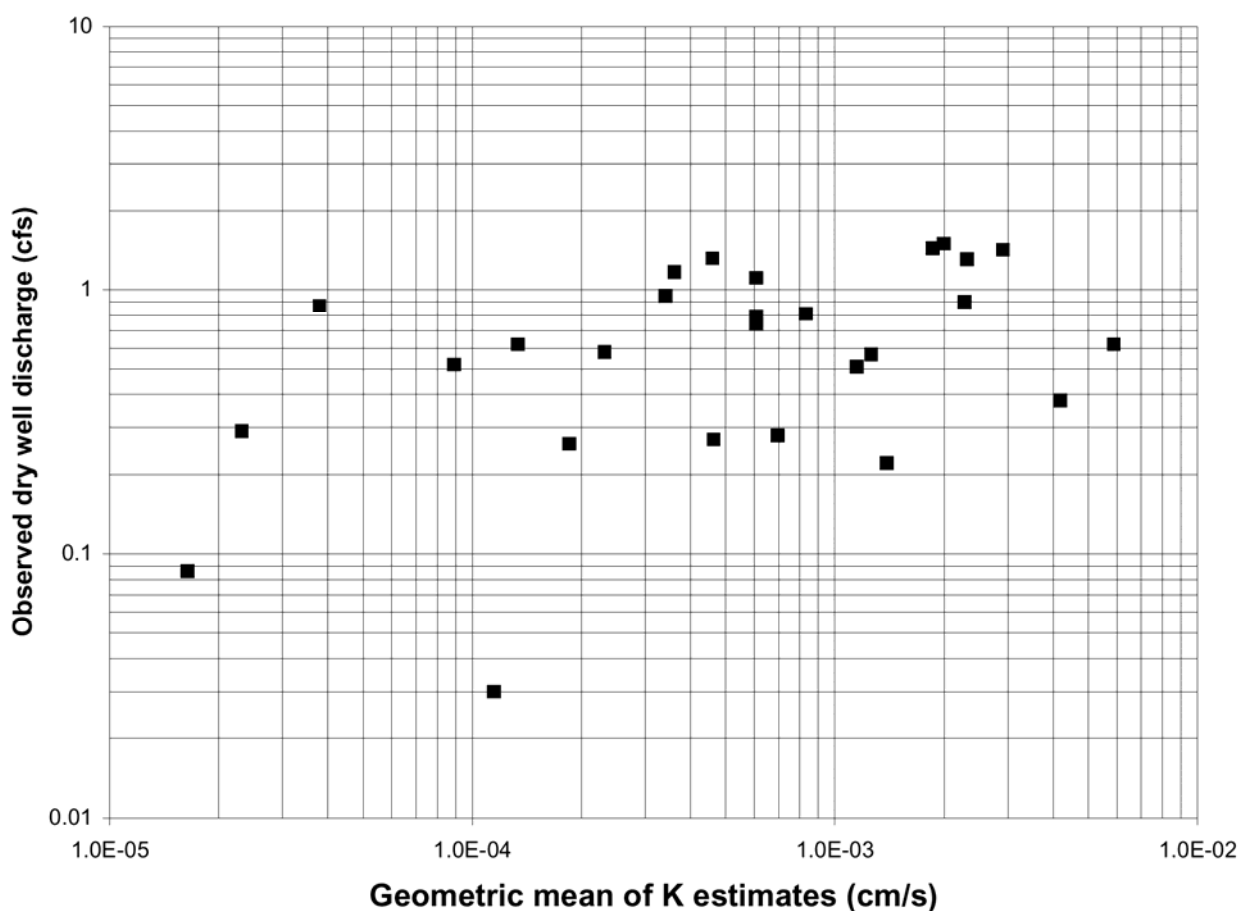


Figura 20. Valori di intensità di infiltrazione in condizioni permanenti, misurati presso pozzi esistenti di profondità 3 m e diametro 1.2 m, in funzione della conduttività idraulica del terreno in cui il pozzo è inserito.



Il grafico mostra in modo evidente quanto nella realtà la portata dispersa non sia effettivamente direttamente proporzionale alla conduttività idraulica del mezzo, ma l'intensità di infiltrazione comunque si attesti in condizioni permanenti su valori compresi tra 0.5 e 1 cfs, ovvero 14-28 l/s. Ciò dipende principalmente dal fatto che il mezzo permeabile non presenta mai nella realtà una conduttività idraulica costante, quale quella ipotizzata nella simulazione, ma piuttosto variabile lungo l'estensione del mezzo.

Considerando un pozzo delle dimensioni consigliate dal consorzio Pedemontano Brentella di Pederobba, cioè diametro 1.5 m e profondità 5 m, inserito in terreni permeabili contraddistinti da conduttività compresa tra  $10^{-3}$  e  $10^{-4}$  m/s, si può assumere come intensità minima di infiltrazione in condizioni permanenti un valore di circa 20 l/s. Il pozzo così descritto risulta di dimensioni leggermente maggiori rispetto a quello oggetto delle prove sperimentali.

A titolo di esempio, si riconsiderino i valori caratteristici delle lottizzazioni in *Tabella 16* a pagina 71. Dovendo disperdere, secondo quanto prescritto dalla DGR 1841/2007, al più il 50% dell'aumento di portata generato dalla trasformazione e cioè non più di 146 l/s ha per aree residenziali e 173 l/s ha per aree produttive, sono necessari da 8 a 10 pozzi perdenti per ettaro di superficie totale trasformata. Con riferimento alla sola superficie impermeabile della trasformazione, cioè a tetti, piazzali e strade, il numero di pozzi perdenti, ed il valore della rimanente quota di volume specifico di invaso accessorio comunque da ricavare in rete, possono essere dedotti dalla Tabella 19.

Tabella 19. Numero di pozzi perdenti e volumi specifici di invaso da garantire in aree di nuova urbanizzazione.

Destinazione d'uso dell'area	Numero di perdenti per ettaro di superficie totale [diam. 1.5 m prof. 5 m]	Numero di perdenti per ettaro di superficie impermeabilizzata [diam. 1.5 m prof. 5 m]	Volume specifico d'invaso [m <sup>3</sup> per ettaro di superficie totale]
Aree produttive	10	20	98
Aree residenziali	8	20	85

### 5.1.3 Distanze di rispetto dai corsi d'acqua

Le distanze di rispetto dai corsi d'acqua, da misurarsi dalla base dell'unghia arginale o dall'assommità della sponda, sono fissate dal R.D. 368/1904 per i canali di bonifica ed irrigui, dal R.D. 523/1904 per i corsi d'acqua naturali, dallo statuto-regolamento consorziale per i canali esclusivamente irrigui. E' opportuno pertanto ricordare:

- la distanza di rispetto per i corsi d'acqua di bonifica, quali possono intendersi tutti i canali facenti parte della rete idrografica ad uso promiscuo presenti nel territorio comunale, la distanza è fissata del R.D. 368/1904 in m 10 riducibile a m 4 in funzione dell'importanza del collettore;
- la distanza minima dai canali esclusivamente irrigui è fissata in m 5 per i principali, m 3 per i primari, m 2 per i secondari m 1 per i terziari.

Ai fini della tutela dei canali e della sicurezza idraulica è opportuno prevedere una fascia di sostanziale inedificabilità coincidente con quella di rispetto pari a 10 m almeno per i corsi d'acqua demaniali e alle distanze minime previste dal regolamento consorziale per i canali consorziali.

### 5.1.4 Tombinamenti

Ulteriori tombinamenti di canali ad uso promiscuo o di scolo devono essere valutati attentamente e ridotti ai tratti indispensabili (accessi, attraversamenti): qualora debbano essere

realizzati, devono essere previsti con sezioni abbondanti, che consentano una corretta manutenzione e che garantiscano tra la quota di massima piena di progetto ed il cielo del manufatto un adeguato volume che possa costituire un congruo invaso per la moderazione degli eventi rari.

Le tombinature in zona agricola o rurale potranno essere effettuate su parere favorevole del Consorzio di bonifica competente per territorio e dell'Amministrazione Comunale, comunque con tubi avente il diametro minimo interno di 80 cm, esclusivamente per accedere ai fondi agricoli o ad abitazioni (accessi carrai), comunque per una lunghezza massima di ml 8 (otto), salvo condizioni molto particolari debitamente motivate.

Per le tombinature in zona urbana ed esclusivamente per giustificati motivi, possono essere consentite tombinature di lunghezza maggiore, a condizione che siano inseriti dei pozzetti di ispezione ogni 20 (venti) metri di condotta, fermo restando il diametro interno minimo di 80 cm. Ove le condizioni lo consentono, le tubazioni dovranno essere drenanti nei tre quarti superiori della sezione ed avvolte in ghiaione secco a elevata pezzatura.

Tutte le tombinature devono essere preventivamente autorizzate dal Consorzio di Bonifica.

#### **5.1.5 Manutenzioni delle reti**

Gli enti gestori dei canali e della fognatura devono dedicare adeguate risorse alla manutenzione della rete nel suo complesso (sfalci ed espurghi della rete a pelo libero, pulizia caditoie, condotte e manufatti per la rete tubata) in modo da garantire, nel tempo, le condizioni ottimali e comunque previste dal progetto. E' anche auspicabile che, secondo indirizzi recenti di legge, gli enti gestori predispongano un idoneo programma di interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria della rete gestita. Tale programma deve, in particolare, definire gli intervalli di tempo entro i quali effettuare le normali operazioni di pulizia ed espurgo della rete in funzione dell'efficienza ottimale di questa, nonché prevedere le verifiche concernenti sia le condizioni statiche dei manufatti che lo stato di usura dei rivestimenti. Particolare importanza riveste, per la manutenzione della fognatura, una pulizia periodica della strada.

Si ritiene inoltre opportuno ricordare, da un punto di vista qualitativo, l'opportunità di adottare provvedimenti idonei a consentire, per quanto possibile, la protezione delle acque di superficie a valle degli scarichi fognari e la limitazione della contaminazione delle superfici nelle aree di espansione di piena, interponendo idonei dispositivi di sgrigliatura.

#### **5.1.6 Interventi sulla viabilità**

Tra gli obiettivi di piano il miglioramento delle infrastrutture viarie e dei collegamenti riveste un'importanza prioritaria. Numerose sono le proposte volte a migliorare e/o adeguare le intersezioni stradali e comunque a mettere in atto tutti i provvedimenti finalizzati da un lato ad estromettere il traffico per quanto possibile dai centri urbani e dall'altro ad assicurare la massima sicurezza della rete viaria esistente.

Nella fase di progettazione delle opere di carattere viario, nuove o riguardanti la ristrutturazione delle esistenti, l'aspetto idraulico riveste un'importanza particolare e dovrà essere trattato in una relazione idraulica specifica. In particolare si fa notare come la trasformazione del territorio da agricolo a infrastruttura viaria provoca un aumento del coefficiente di deflusso da 0.2 per aree verdi a 0.8-0.9, dato l'elevata percentuale di impermeabilizzazione determinata dalla strada. Per questo motivo tra le opere relative alla nuova viabilità dovranno essere ricavati adeguati volumi di invaso accessorio, in apposite scoline laterali o fossi di raccolta delle acque meteoriche, dimensionati in ragione di 780 m<sup>3</sup>/ha di superficie effettivamente impermeabilizzata.

Una nuova strada o la ristrutturazione di una strada o di un incrocio esistente dovrà tener in debito conto il riassetto della rete di scolo interessata, rivedendo pozzetti di interconnessione, il diametro delle tubazioni e le funzionalità dei manufatti idraulici.

L'inserimento di una nuova infrastruttura viaria da un lato obbliga ad una attenta valutazione dei deflussi conseguenti alla nuova opera, dall'altro offre la possibilità di inserire nell'intervento viario la realizzazione di invasi accessori utili per contenere il rischio idraulico in una zona assai più ampia. Ad esempio una nuova rotonda potrebbe facilmente prevedere, al suo interno, una vasca da adibire ad invaso delle acque di prima pioggia dei canali che la attraversano. (Figura 21).



Figura 21. Volume di invaso ricavato nelle aree di pertinenza stradale presso uno svincolo lungo la SS. 667 in comune di Caerano San Marco a confine con il comune di Cornuda.

## **6 TUTELA E VALORIZZAZIONE DEI CORSI D'ACQUA E DELLE INFRASTRUTTURE IRRIGUE**

Si suggeriscono di seguito alcune riflessioni sugli aspetti ambientali connessi con la presenza dell'acqua nel territorio: in particolare si evidenzia l'importanza dell'inserimento dei canali nel contesto urbanistico al fine di valorizzarne la presenza e del ruolo delle tecniche di ingegneria naturalistica per un approccio finalizzato alla prevenzione e controllo dell'inquinamento di origine puntiforme e diffusa.

L'intero sistema di torrenti, canali e rogge a monte e a valle del centro di Castelfranco Veneto costituisce un grande patrimonio per i territori attraversati e per chi vi abita. La presenza costante di acqua fluente, sia per gli apporti del bacino del Muson, sia per le portate irrigue di ottime caratteristiche qualitative, provenienti dal Piave e dal Brenta, sia ancora per le emergenze di risorgiva, è senza dubbio un elemento fondamentale sotto il profilo paesaggistico e, nel centro cittadino, per le possibilità che offre dal punto di vista urbanistico.

In linea generale si tratta di considerare il corso d'acqua come uno degli elementi fondamentali del contesto urbano e non, come spesso accade, come spazio a perdere da far scomparire al di sotto di parcheggi e allargamenti stradali.

Tutelare i corsi d'acqua significa quindi riservare agli stessi dimensioni e spazi che ne permettano da un lato le migliori condizioni di efficienza, rendendone possibile la manutenzione e la pulizia costante, e dall'altro ne valorizzino la presenza nel contesto urbano, come elemento di pregio e di abbellimento.

### **6.1 Individuazione di fasce di rispetto a fini idraulici lungo i corsi d'acqua**

Le distanze di rispetto dai corsi d'acqua, da misurarsi dalla base dell'unghia arginale o dalla sommità della sponda, sono fissate dal R.D. 368/1904 per i canali di bonifica ed irrigui, dal R.D. 523/1904 per i corsi d'acqua naturali, dallo statuto-regolamento consorziale per i canali esclusivamente irrigui. E' opportuno pertanto ricordare:

- la distanza di rispetto per i corsi d'acqua di bonifica, quali possono intendersi tutti i canali facenti parte della rete idrografica ad uso promiscuo presenti nel territorio comunale, la distanza è fissata dal R.D. 368/1904 in m 10 riducibile a m 4 in funzione dell'importanza del collettore;
- la distanza minima da canali e tubazioni esclusivamente irrigui è fissata in m 5 per i principali, m 3 per i primari, m 2 per i secondari m 1 per i terziari.

Ai fini della tutela ambientale dei canali, della sicurezza idraulica e per garantire la possibilità di mantenere i corsi d'acqua e nel contempo realizzare percorsi ciclo-pedonali è opportuno prevedere una fascia di sostanziale inedificabilità su entrambe i lati del corso d'acqua, coincidente con quella di rispetto pari a 10 m per i seguenti canali principali e corsi d'acqua pubblici:

- torrente Muson dei Sassi;
- torrente Avenale;
- torrente Brenton (di importanza pari al precedente);
- roggia Musonello a monte delle Fosse di Castelfranco
- roggia Musonello a valle delle fosse di Castelfranco
- roggia Musoncello a valle delle fosse di Castelfranco
- roggia Acqualonga (o Brentella o Brentanella) dalle fosse di Castelfranco alle paratoie Barban e fino al confine comunale con Resana

- scarico paratoie Barban – Muson dei Sassi
- rio Acqualonga in destra Muson (Consorzio Sinistra Medio Brenta)
- tratto terminale del rio Acqualonga Vecchia
- rio Rigosto
- canaletta Issavara
- rio Scudellara
- fosso Muson Vecchio e rio Quagliera

La fascia può ridursi a non meno di 5 m per i seguenti canali primari e corsi d'acqua d'ordine inferiore:

- Canale Brenton del Maglio;
- fosso delle Marcite, affluente del rio Acqualonga

Per i canali di ordine inferiore valgono le distanze minime previste dal regolamento consorziale.

In linea generale si ritiene che deroghe a tali fasce possano essere ammesse, previo parere favorevole dell'ente gestore, solo a seguito di uno specifico piano o strumento attuativo, previsto dallo strumento urbanistico generale, che individui in maniera puntuale le sagome degli edifici ed i percorsi pubblici lungo i corsi d'acqua o le loro alternative adeguatamente motivate.

Per gli edifici legittimi esistenti entro le fasce di rispetto sono ovviamente consentiti gli interventi di manutenzione ordinaria, straordinaria, ristrutturazione e restauro conservativo (Art. 3 c 1 lett. a, b, c, d D.Lgs 380/2001).

Gli interventi di ampliamento possono essere ammessi purché non sopravanzino verso il bene tutelato e comunque non aumentino considerevolmente il fronte d'affaccio verso il corso d'acqua. Va favorito comunque il loro arretramento o allontanamento dal corso d'acqua anche attraverso dispositivi come la riduzione o esenzione degli oneri di urbanizzazione secondaria altrimenti dovuti.

## **6.2 Tutela delle infrastrutture irrigue**

Nel territorio oggetto d'esame sono presenti reti irrigue di tubazioni in pressione gestite dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba, dal Consorzio di bonifica Pedemontano Brenta e dal Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta.

- Nel comprensorio del Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba l'area irrigata con impianti in pressione si estende indicativamente in tutta l'area a settentrione della circonvallazione Nord – Nuova Castellana, da Villarazzo in destra Muson fino al confine con Vedelago. A est, gli impianti proseguono oltre la statale, innervando un'ampia area tra Salvatronda, Campigo e S.Marco di Resana. L'acqua irrigua proviene dalla presa sul Piave a Fener: da qui, attraverso il canale Brentella e il canale di Caerano, raggiunge Caerano S.Marco. Qui si dirama il Canale Moresca, che è il principale vettore irriguo in direzione di Castelfranco. L'adduzione avviene poi in forma varia: gli impianti a ovest della strada per Riese e Caerano sono alimentati da una tubazione che da Altivole raggiunge Riese e poi Castello di Godego, mentre le aree orientali hanno alimentazione mista, in parte dalla medesima tubazione, in parte da impianti di sollevamento (centrali del Molino di Ferro e del Morto). È di imminente realizzazione un'adduttrice di diametro 1200 mm che prelevando dal canale di Riese e seguendo, per quanto possibile, il tracciato del canale di Castelfranco, alimenterà a gravità gli impianti esistenti di S.Floriano e Molino di Ferro.

- Nel comprensorio del Consorzio di bonifica Sinistra Medio Brenta è presente un bacino irriguo attrezzato per pluvirrigazione di circa 60 ha, a nord di Treville, a cavallo della linea ferroviaria per Vicenza. Il bacino è alimentato da un pozzo.

Dal punto di vista della pianificazione urbanistica si ritiene importante segnalare la presenza delle reti irrigue a pressione in quanto, specie nel caso delle condotte a grande diametro, all'atto della progettazione delle nuove aree edificate sarà necessario prevederne la tutela, oppure, se necessario, l'adeguamento, lo spostamento e l'eventuale modifica, da attuarsi a cura del soggetto lottizzatore e previa specifica autorizzazione da parte del Consorzio di bonifica Pedemontano Brentella di Pederobba.

### **6.3 Valorizzazione e tutela dei corsi d'acqua**

I corsi d'acqua che lambiscono il centro di Castelfranco Veneto, torrente Muson, torrente Avenale e Fosse primi tra tutti, costituiscono un grande patrimonio per la città stessa e per chi vi abita. La presenza dell'acqua fluente di buone caratteristiche qualitative è senza dubbio un elemento fondamentale sia sotto il profilo paesaggistico che, in centro urbano, per le possibilità che offre dal punto di vista urbanistico.

I canali ad acqua fluente per tutto il periodo dell'anno potrebbero inserirsi ancora meglio nel tessuto urbano della città favorendo ad esempio la loro fruizione sia sotto il profilo ricreativo che dell'arredo urbano. La fascia di rispetto ai lati dei corsi d'acqua potrebbe infatti risultare un ottimo percorso per piste pedonali o ciclabili, pur garantendo l'accesso ai mezzi di manutenzione. I tratti in cui risulta possibile ciò sono ormai ridotti, ma vale la pena comunque prenderne in considerazione la fattibilità.

In linea generale si tratta di considerare il corso d'acqua come uno degli elementi fondamentali del contesto urbano e non, come spesso accade, come spazio a perdere da far scomparire a favore di piste ciclabili, parcheggi e allargamenti stradali.

Tutelare i corsi d'acqua significa quindi riservare agli stessi dimensioni e spazi che ne permettano da un lato le migliori condizioni di efficienza, rendendone possibile la manutenzione e la pulizia costante, e dall'altro ne valorizzino la presenza nel contesto urbano, come elemento di pregio e di abbellimento.

Sotto il profilo invece della qualità delle acque presenti nelle reti a pelo libero, si tratta di contenere o abbattere il contenuto degli inquinanti mediante varie tecniche, quali ad esempio quelle di fitodepurazione, ovvero in una serie di processi di tipo biologico, chimico e fisico in cui riveste una notevole importanza la componente vegetale. Le fonti d'inquinamento in grado di generare carichi di nutrienti pericolosi per i corpi idrici vengono distinte generalmente in puntiformi, quando l'inquinamento ha un'origine unica ben localizzabile come, ad esempio lo scarico di acque reflue domestiche provenienti da fosse Imhoff, il refluo di un depuratore, di qualsiasi dimensione, ed in diffuse, quando gli inquinanti provengono da una sorgente non confinata come ad esempio un'area agricola.

L'agricoltura può pertanto risultare una tipica sorgente diffusa d'inquinamento, come pure puntuale in presenza di scarico nei corpi idrici di reflui allevamenti animali. Nelle acque sotterranee, la forma di inquinamento più rilevante è il progressivo aumento della concentrazione dei nitrati, determinata abusi nell'applicazione dei fertilizzanti agricoli: eccessive quantità applicate, sia di prodotti di sintesi che di liquami zootecnici, sia da uso non ottimale rispetto al ciclo germinativo delle piante alle lavorazioni del terreno ed alle pratiche irrigue non appropriate. Il ruolo del fosforo è invece fondamentale nell'inquinamento da nutrienti delle acque superficiali. Il rilascio dai terreni agricoli di grandi quantità di azoto e fosforo può pertanto contribuire all'inquinamento da nutrienti producendo sui corpi idrici due effetti primari: crescita abnorme di alghe e piante acquatiche per effetto dell'eutrofizzazione delle acque ed interferenza con usi potabili o irrigui.

Il trasporto degli inquinanti agricoli che pervengono ai corpi idrici superficiali e sotterranei è essenzialmente legato al moto dell'acqua. I processi che presiedono al trasferimento sono l'erosione e la sedimentazione delle particelle di suolo, il ruscellamento superficiale, l'infiltrazione e percolazione nel suolo. Per le sostanze debolmente adsorbite sulle particelle di suolo (es. nitrati) prevalgono i processi di trasporto in soluzione per ruscellamento superficiale o percolazione profonda. Per le sostanze fortemente adsorbite (es. composti del fosforo) prevalgono i processi di erosione e sedimentazione. Anche il sedimento, cioè le particelle minerali insolubili che vengono trasportate in sospensione dall'acqua, viene considerato un tipico inquinante di origine agricola. I solidi sospesi producono infatti sui corpi idrici una serie di effetti indesiderati, quali: interrimento di canali, fossi e serbatoi; intasamento di prese e filtri; aumento dei costi di trattamento; interferenza con usi ricreativi.

I terreni agricoli risultano particolarmente esposti a fenomeni erosivi quando rimangono scoperti in periodi d'intense precipitazioni, come ad esempio in autunno quando si prepara il suolo per la coltura invernale. Le fonti di origine diffusa, come l'agricoltura, generano carichi totali di sostanze inquinanti molto elevati, ma le concentrazioni degli inquinanti sono basse e quindi rendono improponibile l'impiego di impianti di depurazione tradizionali. Una strategia di disinquinamento efficace deve pertanto perseguire sia la diffusione di pratiche agricole in grado di limitare al minimo le perdite di inquinanti sia la fitobiodepurazione mediante salvaguardia e ripristino di fasce a vegetazione arborea lungo i corsi d'acqua.

Ripristinare la funzionalità biologica degli ambienti ripariali significa infatti sfruttare al meglio la loro capacità di trattenere, assimilare e rimuovere i nutrienti dilavati dai terreni agricoli (capacità di fitobiodepurazione).

In ambienti di pianura, come quello oggetto di studio caratterizzato da intensa attività agricola, un importante passo verso la salvaguardia delle risorse idriche consiste nel mettere a riposo una fascia di terreno che separi il coltivo dal corso d'acqua e agisca da tampone sugli inquinanti trasportati dai deflussi di origine agricola (fascia tampone: "buffer strip"). La presenza della vegetazione sia lungo le scoline di prima e seconda raccolta, sia ai lati dei canali principali, risulta fondamentale per l'efficacia della fascia tampone ripariale in quanto i vegetali hanno, sui deflussi superficiali e sotterranei, un effetto depurativo dovuto a diverse azioni. Esse infatti: assimilano, trasformano e immagazzinano i nutrienti presenti nel terreno; ritengono il sedimento e gli inquinanti ad esso adsorbiti; svolgono un'azione di sostegno all'attività metabolica dei microrganismi presenti nel suolo e in particolare dei batteri denitrificanti, favorendo in questo modo l'immobilizzazione e la rimozione definitiva dell'azoto dal sistema.

Vari autori hanno dimostrato che la presenza della vegetazione arborea ripariale consente la ritenzione e la rimozione di percentuali molto elevate degli inquinanti di origine agricola.

La riforestazione delle zone ripariali di pianura può risultare quindi un intervento efficace in una strategia di controllo dell'inquinamento. Si riporta nella figura seguente uno schema classico di fasce tampone.



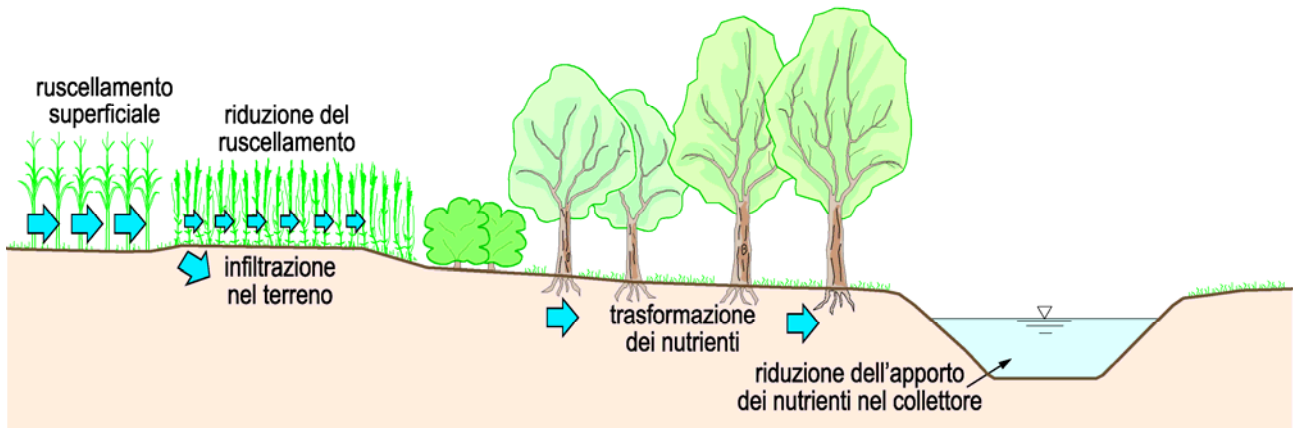


Figura 22. Schema realizzativo di fascia tampone (buffer strip) per la riduzione dell'inquinamento diffuso.

Il trattamento delle acque inquinate da una sorgente puntiforme, come gli scarichi di origine domestica o civile o i reflui di un impianto di depurazione di qualsiasi dimensione, può avvenire attraverso l'interposizione, fra la sorgente ed il corpo idrico ricettore, di un lagunaggio.

Si tratta di un filtro ambientale realizzato sfruttando l'esistenza di zone umide naturali, intervenendo eventualmente al fine di migliorarne l'efficienza, oppure con la costruzione di zone umide artificiali compatibilmente con le caratteristiche locali (terreni permeabili ecc.). L'azione fitodepurativa viene svolta principalmente tramite idrofite emergenti le cui specie maggiormente impiegate sono: *Phragmites australis* (cannuccia di palude), *Typha latifolia* (mazzasorde) e *Scirpus lacustris* (giunco di palude). E' possibile l'impiego alternativo od integrativo di idrofite galleggianti (lenticchie d'acqua) e di idrofite sommerse, anche se possono presentare alcuni effetti non voluti quali aumento dei costi di gestione dell'impianto e rischio d'introdurre nell'ecosistema specie invadenti non originarie (peste d'acqua e giacinto d'acqua).

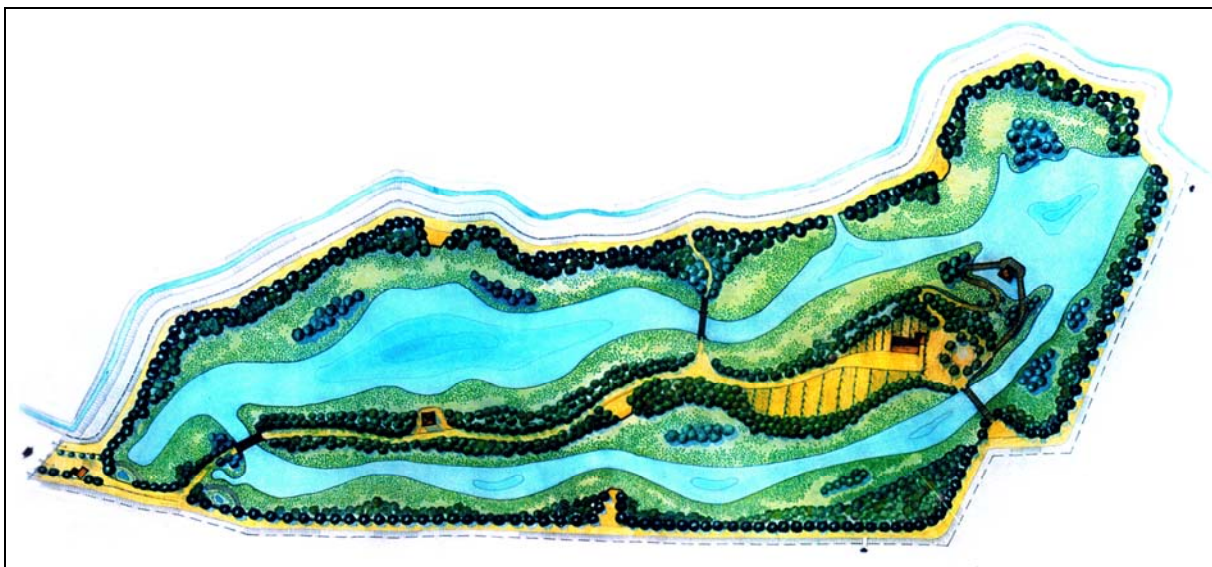


Figura 23. Schematizzazione - tipo di area umida completata da zone fruibili a scopo didattico - ricreativo.

Dal punto di vista operativo la costruzione di un ecosistema filtro di tipo palustre comporta, una volta scelta la localizzazione, il livellamento del terreno e la creazione di argini di dimensioni contenute per la raccolta delle acque. Data la somiglianza dal punto di vista morfologico, si può suggerire di far coincidere le aree di espansione a finalità idraulica citate ai paragrafi precedenti con aree di fitobiodepurazione: in altre parole anziché tenere vuota l'area di espansione per la maggior parte del tempo è ragionevole prevederne il funzionamento come area di lagunaggio con modeste



portate fluenti in periodo di magra ed assicurare la disponibilità dell'invaso durante gli eventi di piena.

La differenza tra le due finalità sta nella conformazione del fondo, che deve risultare tale da consentire bassi tiranti su aree elevate ed estese superfici di contatto fluido parete, oltre alla necessaria piantumazione degli elementi vegetali indispensabili per l'innescio dei processi fitodepurativi.

Oltre alle idrofite è da prevedersi la messa a dimora, lungo i lati esterni della struttura, di specie autoctone igrofile e mesoigrofile sia arboree che arbustive.

Un effetto simile alla presenza dell'area di lagunaggio può essere ottenuto tramite la realizzazione di fasce golenali contraddistinte dalla presenza di una elevata superficie di contatto acqua-terreno che si verifica appunto nell'area golenale. Nella golena stessa troveranno dimora le specie vegetali idrofite in grado di innescare il processo di fitodepurazione. Figura 24 si è riprodotta una tipica sezione con espansione golenale, adatta agli scopi sopra esposti.

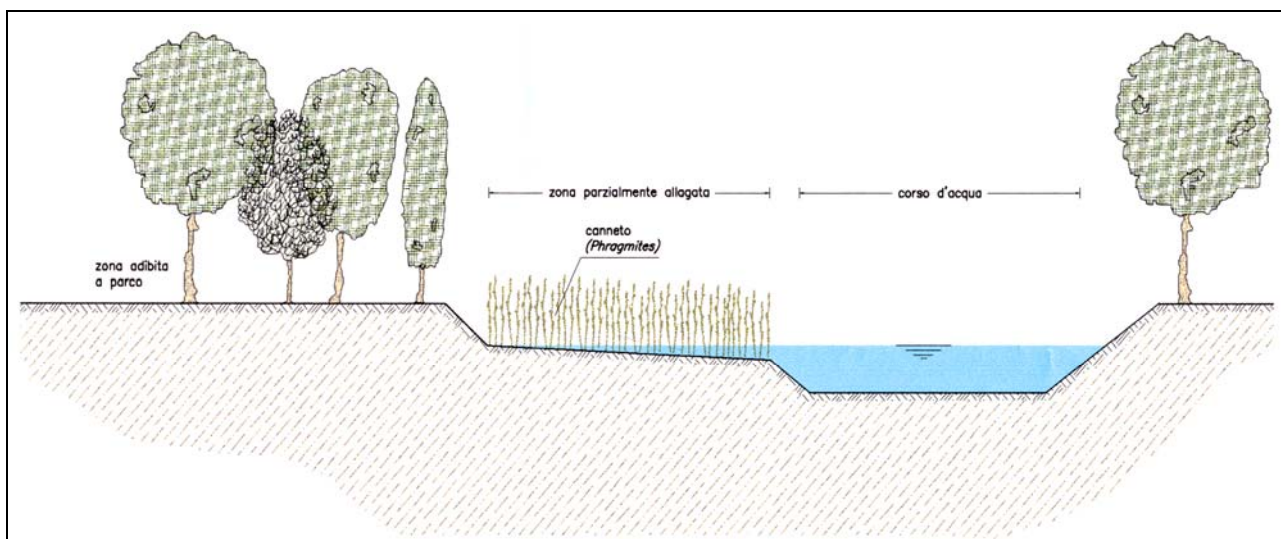


Figura 24. Esempio di zona di espansione golenale (sezione).

Il tipo di sistemazione sopra riportata si adatterebbe in modo particolare al tratto di Scarico Musoncello che a valle del centro abitato di Borgo Padova si inoltra in area agricola verso sud-est.

In aggiunta alla funzione principale di fitodepurazione si conseguono una serie di prodotti caratteristici delle zone umide in generale: aumento della biodiversità, creazione di nicchie ecologiche per la fauna specializzata, aumento del valore paesaggistico dell'intero comprensorio territoriale in cui è inserita l'area umida, impiego dell'area a finalità didattico ricreative.

## **7 NORME DI POLIZIA IDRAULICA – PROPOSTA DI REGOLAMENTO**

La presente proposta di Regolamento disciplina il servizio di Polizia Idraulica per il territorio del comune di Castelfranco Veneto.

### *- Premessa*

Principi fondamentali del regolamento sono la gestione e la tutela dei corsi d'acqua privati e pubblici, in quanto interesse di pubblica utilità atteso il loro ruolo fondamentale che essi rivestono nel rapporto con le aree urbanizzate. Il servizio di Polizia Idraulica è diretto dal Sindaco e viene svolto dagli Agenti Municipali e dagli Uffici ed Agenti di Polizia Giudiziaria di cui all'art. 57 del Codice di Procedura Penale nell'ambito delle rispettive mansioni.

Gli interventi di Polizia Giudiziaria devono essere effettuati nel rispetto delle vigenti disposizioni di procedura penale.

### *- Tombinature*

Le tombinature in zona agricola o rurale potranno essere effettuate su parere favorevole del Consorzio di bonifica competente per territorio e dell'Amministrazione Comunale, sentito il parere della C.E.C. e comunque con tubi avente il diametro minimo di 80 cm, esclusivamente per accedere ai fondi agricoli o ad abitazioni (accessi carrai), comunque per una lunghezza massima di ml 8 (otto).

Per le tombinature in zona urbana e per giustificati motivi, sono consentite tombinature di lunghezza maggiore, a condizione che siano inseriti dei pozzetti di ispezione ogni 20 (venti) metri di condotta, fermo restando il diametro minimo di 80 cm. Ove le condizioni lo consentono, le tubazioni dovranno essere drenanti nei tre quarti superiori della sezione ed avvolte in ghiaione secco a elevata pezzatura.

Per quanto riguarda i canali consorziali, irrigui o di bonifica, eventuali tombinature devono essere preventivamente autorizzate dal Consorzio di Bonifica territorialmente competente.

### *- Espurgo di fossi e canali*

Ai proprietari di terreni soggetti a servitù di scolo di fossi o canali privati, è fatto obbligo di provvedere a che tali fossi o canali vengano tenuti costantemente sgombri in maniera che, anche in caso di piogge continuate o piene, il deflusso delle acque si verifichi senza pregiudizio e danno della proprietà contermini e delle eventuali vie contigue.

Sono considerati alla stregua del presente articolo anche le tombinature effettuate per la realizzazione di accessi carrai, che dovranno avere accurata manutenzione, ed essere conservate sgombre a cura e spese dei proprietari.

I fossi delle strade comunali, vicinali e rurali devono essere mantenuti a cura e spese dei frontisti, dei consorziati e dei proprietari limitrofi, che dovranno provvedere all'espurgo ogni qualvolta sia ritenuto necessario.

In caso di trascuratezza o di inadempienza del proprietario o di chi per esso, nel termine prescrittogli dal Comune, l'Amministrazione farà eseguire detti lavori a spese dell'inadempiente. Per tali lavori l'Amministrazione potrà coinvolgere il Consorzio di Bonifica competente per territorio.

I fossi privati di scolo che fossero incapaci di contenere l'acqua che in essi si riversa o quelli che comunque esistevano e sono stati colmati dovranno, a cura degli stessi soggetti proprietari dei fondi dominanti, essere risezionati; tali fossi devono avere decorso trasversale alla pendenza del terreno, con inclinazione tale che le acque non possano produrre erosioni.

Così pure i terreni seminativi nudi od arborati, dovranno essere lavorati nel senso del minor pendio.

*- Aratura dei terreni*

I frontisti dei canali privati o consorziali o delle strade pubbliche, comunali, vicinali ed interpoderali di uso pubblico o private, non possono arare i loro fondi fin sul ciglio delle strade o sulla sommità della sponda del canale, e devono volgere l'aratro, il trattore e tutti gli attrezzi al di fuori dell'area destinata a viabilità o allo scorrimento dell'acqua.

Le arature devono rispettare la distanza minima di almeno 100 cm dalla carreggiata stradale o dal ciglio del fosso, in modo da garantire il normale deflusso delle acque meteoriche, evitando l'ostruzione parziale o totale dei fossi, la rovina delle rive dei fossi e canali, il danneggiamento delle strade. Per quanto concerne i canali di bonifica, tale distanza deve essere superiore a 200 cm, in base all'art. 140 lett. e) del R.D. 08.05.1904 a. 368, per cui deve essere lasciata "libera lungo i canali di scolo consorziali non muniti di argini, una zona della larghezza da uno a due metri in ogni lato, secondo l'importanza del corso d'acqua, per il deposito delle materie provenienti dagli espurghi ed altri lavori di manutenzione.

*- Divieto di impedire il libero deflusso delle acque*

I proprietari dei terreni su cui defluiscono per via naturale acque di fondi superiori, non possono impedire il libero deflusso delle acque con opere di qualsiasi natura ed origine, questo a norma dell'art. 632 del Codice Penale, fatto salvo ogni indennizzo per l'eventuale aumento consistente delle quantità delle acque in transito dovuto a diversa sistemazione dei fondi dominanti.

Sono pure vietate le piantagioni che si possano insediare all'interno di fossi e canali in modo tale da restringere la sezione normale del deflusso delle acque, e l'esecuzione di qualunque altra opera tale da recare danno ai terreni vicini o alle strade.

*- Distanze per fossi canali ed alberi*

Per lo scavo di fossi o canali presso il confine, si deve osservare una distanza uguale alle profondità del fosso o del canale.

Per lo scavo di fossi o canali presso i cigli stradali, la distanza di cui sopra viene misurata dal punto d'inizio della scarpata, ovvero dalla base dell'opera di sostegno.

Per la distanza degli alberi d'alto fusto, è necessario arretrarsi di almeno tre metri dalla linea di confine, per gli alberi di non alto fusto, l'arretramento dovrà essere di almeno un metro e mezzo.

Per le viti, gli arbusti, siepe vive ecc. dovrà essere rispettato un arretramento di almeno un metro.

Al fine di evitare restringimenti o ostacolare il normale deflusso delle acque, il totale reimpianto od il rimboschimento, dovrà essere eseguito nel rispetto delle distanze di servitù dei fossi e canali consorziali, questo secondo le direttive impartite dal regolamento CEE n. 2078/92 del 30.06.92, recepito dalla Giunta Regionale con proprio provvedimento n. 427 del 31.01.95 e all'art.133 del RD. 08.05.1904 n. 368 e all'art. 96 del RD. 25.07.1904 n. 523. Il presente articolo fa esplicito riferimento a quanto disposto dall'att. 1 del R.D. 08.12.33 n. 1740, nonché al Nuovo Codice della Strada, per le parti interessanti la presente regolamentazione.

*- Recisione di rami protesi e radici*

I proprietari di fondi sono obbligati a tagliare i rami delle piante che si protendono oltre il ciglio dei canali ed evitare tassativamente di gettare i rami tagliati nei canali stessi.

## BIBLIOGRAFIA

- BIXIO V., 1990 - Indagini idrologiche per la redazione dei piani generali di Bonifica e tutela del territorio rurale. Padova.
- BIXIO V., CARLI B., DEFINA A., 1983. - Il calcolo delle reti di Bonifica. Cleup, Padova.
- BIXIO V., MONAI M., 1992 - Aspetti della stima delle precipitazioni su un comprensorio con l'ausilio del radar meteorologico. XXIII convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Firenze.
- BIXIO V., MONAI M., 1995 - Statistical analysis of the spatial distribution of rainfall starting from the center of the shower with the aid of weather radar measurements. III International Symposium On Hydrological Applications Of Weather Radars, Sao Paulo, Brazil.
- CONSORZIO DI BONIFICA PEDEMONTANO BRENTELLA DI PEDEROBBA, 1992. - Piano generale di Bonifica e tutela del territorio rurale, Montebelluna.
- CONSORZIO DI BONIFICA PEDEMONTANO BRENTA, 1992. - Piano generale di Bonifica e tutela del territorio rurale, Cittadella.
- CONSORZIO DI BONIFICA SINISTRA MEDIO BRENTA, 1992. - Piano generale di Bonifica e tutela del territorio rurale, Mirano.
- COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA CONCERNENTE GLI ECCEZIONALI EVENTI METEOROLOGICI DEL 26 SETTEMBRE 2007, 2009 – Valutazione di compatibilità idraulica – Linee Guida
- CRESPI M., MONAI M. 1991- Some remarks of precipitation measurements with a Doppler Radar. 25th International conference on Radar Meteorology (Paris). AMS, Boston.
- DA DEPPO L., DATEI C., SALANDIN P., 1997. - Sistemazione dei corsi d'acqua. Libreria Cortina, Padova.
- GHETTI A., 1994 - Idraulica. Libreria Cortina Padova.
- HAYCOCK N., BURT T.P., GOULDING K.W.T., PINAY G., 1997. - Buffer Zones: Their Processes and Potential in Water Protection.
- MARSHALL J.S., PALMER W.M.K., 1948 - The distribution of raindrops with size. Journal of Meteorology, Vol. 5, Lancaster.
- NATURE CONSERVANCY COUNCIL. - Nature conservation and the management of drainage channels.
- REGIONE DEL VENETO, AZIENDA REGIONALE FORESTE, 1996. - Fasce tampone, Venezia.
- REGIONE DEL VENETO, GIUNTA REGIONALE, ARPAV, 2003 – Caratterizzazione delle piogge intense sul bacino scolante nella laguna di Venezia, Venezia
- REGIONE DEL VENETO, GIUNTA REGIONALE, UNIONE REGIONALE VENETA DELLE BONIFICHE DELLE IRRIGAZIONI E DEI MIGLIORAMENTI FONDIARI, 1992. - Analisi della situazione idraulica attuale e indirizzi per la moderazione delle piene nella rete di bonifica della Regione Veneto. Modellistica idrologica di riferimento per la razionalizzazione degli interventi nelle reti di bonifica, Venezia.

## Appendice 1 – Analisi pluviometrica

Si fa riferimento per l'analisi pluviometrica ai dati relativi alla stazione agrometeorologica di Castelfranco Veneto, che fa parte della Rete regionale di Telemisura del Centro Meteorologico di Teolo. La stazione è sita a nord-est del centro urbano di Castelfranco, è attiva dal 1989 e dispone pertanto di oltre 18 anni di misure con scansione temporale minima di 5 minuti.

Si riportano in *Tabella 20* i valori massimi annuali di precipitazione per intervalli temporali di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti consecutivi, di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive e di 1, 2, 3, 4 e 5 giorni consecutivi relative al periodo 1990-2007.

Si rammenta che nel caso delle durate di pioggia da 1 a 5 giorni il massimo è individuato a partire da intervalli fissi che iniziano rigidamente alla mezzanotte solare di ogni giorno, mentre per le durate inferiori l'intervallo di misura è individuato ad hoc, aggregando un certo numero di letture su intervalli consecutivi di 5 minuti ciascuno. La differenza tra i due casi è ben evidenziata dalla compresenza di misure relative a 24 ore e a 1 giorno, con la prima serie che presenta valori massimi annuali superiori o uguali a quelli della seconda. Un evento di precipitazione verificatosi in prossimità della mezzanotte potrebbe infatti risultare suddiviso tra le misure relative ai due giorni adiacenti e non essere pertanto considerato nella ricerca del valore massimo annuo per la durata di 1 giorno. Il rapporto  $R$  tra il valore massimo “vero”, ricavato senza porre costrizioni sull'istante di inizio, e il valore massimo ricavato da una serie di letture discretizzate è stato oggetto di diverse analisi: da valutazioni teoriche Weiss<sup>3</sup> ne ha stimato un andamento come in *Figura 25*, mentre i risultati di ulteriori analisi empiriche condotte da Dwyer e Reed<sup>4</sup> sono riportati in *Tabella 21*.

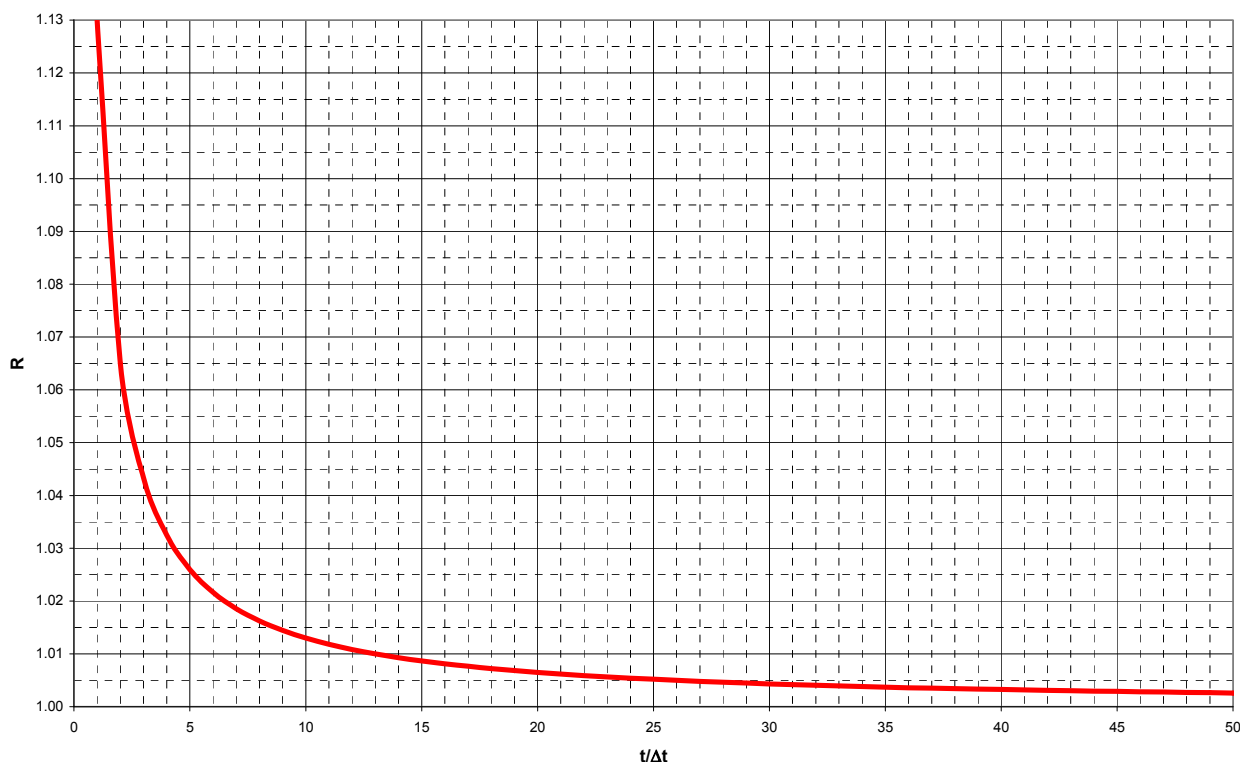


Figura 25. Rapporto medio  $R$  tra il “vero” valore massimo di precipitazione per una durata  $t$  e il massimo ricavato da dati misurati su intervalli prefissati di durata  $\Delta t$ , in funzione del rapporto tra la durata  $t$  e la scansione temporale di lettura  $\Delta t$  (Weiss,1964).

<sup>3</sup> L.L.Weiss – “Ratio of true to fixed-interval maximum rainfall” – Journal of the hydraulics Division, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., vol 90, n.HY1 (1964)

<sup>4</sup> I.J. Dwyer e D.W. Reed – “Allowance for discretization in hydrological and environmental risk estimation (ADHERE)” - Wallingford, Institute of Hydrology (1995).

Tabella 20. Valori massimi annui di precipitazione per durate di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti consecutivi, di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive e di 1, 2, 3, 4 e 5 giorni consecutivi registrati presso la stazione agrometeorologica di Castelfranco V. dal 1990 al 2007.

<b>Anno</b>	<b>5 minuti [mm]</b>	<b>10 minuti [mm]</b>	<b>15 minuti [mm]</b>	<b>30 minuti [mm]</b>	<b>45 minuti [mm]</b>	<b>1 ora [mm]</b>	<b>3 ore [mm]</b>	<b>6 ore [mm]</b>	<b>12 ore [mm]</b>	<b>24 ore [mm]</b>	<b>1 giorno [mm]</b>	<b>2 giorni [mm]</b>	<b>3 giorni [mm]</b>	<b>4 giorni [mm]</b>	<b>5 giorni [mm]</b>
1990	5.4	10.4	12.6	14.8	16.6	16.8	29.8	46.0	72.0	81.4	75.8	85.2	86.0	87.2	94.2
1992	10.4	18.0	23.0	31.6	38.6	42.0	67.4	71.4	71.6	94.8	80.0	119.6	147.8	161.6	162.0
1993	8.6	15.6	21.0	28.8	31.2	32.6	35.0	37.8	45.4	51.8	38.0	52.4	68.6	69.0	69.2
1994	11.6	15.8	17.0	26.6	30.8	33.0	37.8	39.2	42.6	49.6	42.6	49.8	59.8	67.4	81.0
1995	11.2	21.4	26.8	32.8	33.8	33.8	37.4	48.0	63.2	81.8	60.4	81.8	82.0	86.4	90.2
1996	8.2	11.6	14.4	21.8	27.8	30.8	43.2	49.0	49.0	49.0	46.8	57.0	93.0	93.2	107.6
1997	12.8	21.0	26.6	31.6	32.6	32.8	33.0	33.2	51.4	57.8	53.6	79.8	94.4	100.8	101.4
1998	8.8	16.0	19.6	26.0	34.4	43.0	80.4	80.4	87.0	107.8	86.2	118.2	157.4	167.2	174.4
1999	6.6	11.2	15.0	18.6	22.2	25.4	30.0	42.0	50.2	51.2	44.6	71.8	83.0	110.2	120.0
2000	10.0	15.6	19.6	24.8	27.0	28.8	33.0	46.2	49.2	80.8	78.6	92.6	99.8	102.0	113.4
2001	7.4	13.4	19.2	27.2	33.6	34.6	36.0	39.4	50.0	57.8	40.8	57.8	68.2	68.2	68.2
2002	13.0	20.6	23.2	36.2	42.2	48.0	86.4	87.0	87.0	89.8	87.0	90.8	90.8	91.8	97.0
2003	7.8	11.2	14.8	16.4	16.6	16.6	25.6	30.4	42.4	63.4	57.0	72.6	82.2	97.8	97.8
2004	7.6	10.6	14.0	21.6	28.8	33.4	52.8	60.8	61.6	65.4	61.6	69.2	97.6	121.4	140.4
2005	10.4	19.2	24.8	36.2	39.2	40.0	53.2	53.8	68.2	111.2	106.8	119.2	127.6	127.8	141.2
2006	12.2	22.4	31.2	47.2	51.2	53.6	66.0	78.4	96.8	161.8	98.4	167.8	208.0	212.2	212.6
2007	10.2	14.2	17.6	21.8	22.4	22.8	27.4	33.8	50.0	50.2	50.0	65.2	73.0	74.4	74.6

Tabella 21. Rapporto medio  $R$  tra il “vero” valore massimo di precipitazione per una durata  $t$  e il massimo ricavato da dati misurati con scansione giornaliera o oraria (Dwyer & Reed, 1995).

Piogge con scansione giornaliera		Piogge con scansione oraria	
Durata intervallo (giorni)	R	Durata intervallo (ore)	R
1	1.16	1	1.16
2	1.11	2	1.08
4	1.05	4	1.03
8	1.01	8	1.01
		≥ 12	1.00

Si può pertanto affermare che i valori massimi relativi alle durate di 5, 10 e 15 minuti e di 1, 2 e 3 giorni consecutivi sono affette da una sottostima media del presunto valore vero compresa tra il 15% e il 5%.

Si è poi effettuata la regolarizzazione di tali campioni con il metodo di Gumbel, che permette di attribuire a qualsiasi valore di precipitazione un corrispondente tempo di ritorno, sulla base di un campione di  $N$  valori massimi annuali. Si ipotizza che la popolazione dei valori massimi di precipitazione abbia distribuzione di probabilità doppio – esponenziale (EV1), secondo la seguente relazione:

$$1 - \frac{1}{T_R} = P(X > x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\varepsilon}{\alpha}\right)}}$$

La taratura dei parametri  $\varepsilon$  ed  $\alpha$  sulla base dei valori del campione e delle corrispondenti frequenze probabili consente di stabilire una correlazione biunivoca tra tempo di ritorno  $T_R$ , probabilità di non superamento  $P(X < x)$  e altezza di pioggia nell'intervallo di tempo in esame.

Qualora la taratura della distribuzione avvenga con il metodo di Gumbel, i parametri  $\varepsilon$  ed  $\alpha$  sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{S_x}{S_N} \quad \varepsilon = X_m - \frac{Y_N}{\alpha} \quad Y(T_R) = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right)$$

dove:  $X_m$  = media aritmetica dei dati del campione;  
 $S_x$  = scarto quadratico medio dei dati del campione;  
 $Y_N, S_N$  = media e scarto quadratico medio dei valori della variabile ridotta  $Y$  relativi ai dati del campione, ottenuti attribuendo all' $i$ -esimo valore di un campione di  $N$  massimi annuali ordinati in senso decrescente un tempo di ritorno empirico pari a  $T_{Remp} = \frac{N+1}{i}$ .

Calcolati i valori di  $\varepsilon$  ed  $\alpha$  relativi a ciascuna stazione e a ciascuna durata, è possibile stimare un'altezza di precipitazione con tempo di ritorno fissato tramite la relazione:

$$X(T_R) = \varepsilon + \frac{1}{\alpha} \cdot Y(T_R)$$

Viceversa, il tempo di ritorno relativo a una precipitazione di altezza e durata note può essere stimato mediante le seguenti relazioni:

$$Y = \alpha(X - \varepsilon) \quad T_R = \frac{1}{1 - e^{-e^{-y}}}$$

Il calcolo dei parametri relativi alle quindici durate considerate è riassunto nelle tabelle delle pagine seguenti. Nel primo riquadro si riportano i dati misurati, ordinati in senso decrescente e pertanto associati a una frequenza campionaria, a un tempo di ritorno empirico e a una variabile ridotta  $Y$  corrispondente. Per ciascuna serie sono calcolati poi la media e la varianza dei valori misurati; gli stessi parametri sono calcolati per la serie delle variabili  $Y$ , che è uguale per tutte le durate perché dipende esclusivamente dal numero di dati considerati. La covarianza  $S_{xy}^2$  tra le altezze di pioggia e i corrispondenti valori  $Y$  permette di calcolare nel riquadro sottostante il parametro  $R^2$ , che corrisponde al quadrato del coefficiente di correlazione e misura la bontà dell'adattamento dei parametri  $\varepsilon$  ed  $\alpha$  calcolati, quanto più esso sia prossimo a 1:

$$R^2 = \frac{S_{xy}^2}{S_x^2 \cdot S_y^2}$$

Il terzo riquadro riporta infine le altezze di precipitazione relative ad alcuni tempi di ritorno di comune impiego. Si può osservare per inciso che il calcolo dei valori attesi di precipitazione per  $T_R=50$  anni costituisce in quest'ambito un'estrapolazione da dati misurati in un intervallo temporale più breve e come tale può essere criticabile sul piano teorico e affetta da incertezze significative nel suo valore numerico. Si ritiene tuttavia che il campione di dati considerati, sebbene ridotto, sia il migliore disponibile, sia per qualità delle misure sia per la posizione della stazione, e permetta di tener conto delle più recenti tendenze al cambiamento di regime pluviometrico, che serie di dati di maggiore lunghezza porterebbero invece a mascherare.



Tabella 22. Analisi pluviometrica con il metodo di Gumbel dei valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti.

	<b>P</b>	<b>T<sub>R emp</sub></b>	<b>Y</b>	<b>5 minuti</b>	<b>10 minuti</b>	<b>15 minuti</b>	<b>30 minuti</b>	<b>45 minuti</b>
	-	[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0.944	18.00	2.862	13.0	22.4	31.2	47.2	51.2
2	0.889	9.00	2.139	12.8	21.4	26.8	36.2	42.2
3	0.833	6.00	1.702	12.2	21.0	26.6	36.2	39.2
4	0.778	4.50	1.381	11.6	20.6	24.8	32.8	38.6
5	0.722	3.60	1.123	11.2	19.2	23.2	31.6	34.4
6	0.667	3.00	0.903	10.4	18.0	23.0	31.6	33.8
7	0.611	2.57	0.708	10.4	16.0	21.0	28.8	33.6
8	0.556	2.25	0.531	10.2	15.8	19.6	27.2	32.6
9	0.500	2.00	0.367	10.0	15.6	19.6	26.6	31.2
10	0.444	1.80	0.210	8.8	15.6	19.2	26.0	30.8
11	0.389	1.64	0.057	8.6	14.2	17.6	24.8	28.8
12	0.333	1.50	-0.094	8.2	13.4	17.0	21.8	27.8
13	0.278	1.38	-0.248	7.8	11.6	15.0	21.8	27.0
14	0.222	1.29	-0.408	7.6	11.2	14.8	21.6	22.4
15	0.167	1.20	-0.583	7.4	11.2	14.4	18.6	22.2
16	0.111	1.13	-0.787	6.6	10.6	14.0	16.4	16.6
17	0.056	1.06	-1.061	5.4	10.4	12.6	14.8	16.6
Media			0.518	9.541	15.776	20.024	27.294	31.118
Var			1.149	4.949	16.624	28.024	67.256	80.265
Covar				2.182	3.997	5.299	8.174	8.863

$\varepsilon$				8.467	13.807	17.466	23.333	26.790
$1/\alpha$				2.076	3.804	4.940	7.652	8.359
$R^2$				0.838	0.836	0.872	0.865	0.852

<b>T<sub>R</sub></b>	<b>Y</b>	<b>5 minuti</b>	<b>10 minuti</b>	<b>15 minuti</b>	<b>30 minuti</b>	<b>45 minuti</b>
[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
2	0.367	9.2	15.2	19.3	26.1	29.9
5	1.500	11.6	19.5	24.9	34.8	39.3
10	2.250	13.1	22.4	28.6	40.6	45.6
20	2.970	14.6	25.1	32.1	46.1	51.6
50	3.902	16.6	28.7	36.7	53.2	59.4

Tabella 23. Analisi pluviometrica con il metodo di Gumbel dei valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

	<b>P</b>	<b>T<sub>R</sub></b>	<b>Y</b>	<b>1 ora</b>	<b>3 ore</b>	<b>6 ore</b>	<b>12 ore</b>	<b>24 ore</b>
	-	[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0.944	18.00	2.862	53.6	86.4	87.0	96.8	161.8
2	0.889	9.00	2.139	48.0	80.4	80.4	87.0	111.2
3	0.833	6.00	1.702	43.0	67.4	78.4	87.0	107.8
4	0.778	4.50	1.381	42.0	66.0	71.4	72.0	94.8
5	0.722	3.60	1.123	40.0	53.2	60.8	71.6	89.8
6	0.667	3.00	0.903	34.6	52.8	53.8	68.2	81.8
7	0.611	2.57	0.708	33.8	43.2	49.0	63.2	81.4
8	0.556	2.25	0.531	33.4	37.8	48.0	61.6	80.8
9	0.500	2.00	0.367	33.0	37.4	46.2	51.4	65.4
10	0.444	1.80	0.210	32.8	36.0	46.0	50.2	63.4
11	0.389	1.64	0.057	32.6	35.0	42.0	50.0	57.8
12	0.333	1.50	-0.094	30.8	33.0	39.4	50.0	57.8
13	0.278	1.38	-0.248	28.8	33.0	39.2	49.2	51.8
14	0.222	1.29	-0.408	25.4	30.0	37.8	49.0	51.2
15	0.167	1.20	-0.583	22.8	29.8	33.8	45.4	50.2
16	0.111	1.13	-0.787	16.8	27.4	33.2	42.6	49.6
17	0.056	1.06	-1.061	16.6	25.6	30.4	42.4	49.0
Media			0.518	33.412	45.553	51.576	61.035	76.800
Var			1.149	99.732	359.798	315.789	286.621	903.540
Covar				9.843	18.582	17.538	16.662	29.161

$\varepsilon$				28.588	36.391	42.993	52.858	62.281
$1/\alpha$				9.318	17.699	16.581	15.797	28.047
$R^2$				0.846	0.836	0.848	0.843	0.819

<b>T<sub>R</sub></b>	<b>Y</b>	<b>1 ora</b>	<b>3 ore</b>	<b>6 ore</b>	<b>12 ore</b>	<b>24 ore</b>
[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
2	0.367	32.0	42.9	49.1	58.6	72.6
5	1.500	42.6	62.9	67.9	76.6	104.3
10	2.250	49.6	76.2	80.3	88.4	125.4
20	2.970	56.3	89.0	92.2	99.8	145.6
50	3.902	64.9	105.5	107.7	114.5	171.7

Tabella 24. Analisi pluviometrica con il metodo di Gumbel dei valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 1, 2, 3, 4 e 5 giorni.

	<b>P</b>	<b>T<sub>R emp</sub></b>	<b>Y</b>	<b>1 giorno</b>	<b>2 giorni</b>	<b>3 giorni</b>	<b>4 giorni</b>	<b>5 giorni</b>
	-	[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	0.944	18.00	2.862	106.8	167.8	208.0	212.2	212.6
2	0.889	9.00	2.139	98.4	119.6	157.4	167.2	174.4
3	0.833	6.00	1.702	87.0	119.2	147.8	161.6	162.0
4	0.778	4.50	1.381	86.2	118.2	127.6	127.8	141.2
5	0.722	3.60	1.123	80.0	92.6	99.8	121.4	140.4
6	0.667	3.00	0.903	78.6	90.8	97.6	110.2	120.0
7	0.611	2.57	0.708	75.8	85.2	94.4	102.0	113.4
8	0.556	2.25	0.531	61.6	81.8	93.0	100.8	107.6
9	0.500	2.00	0.367	60.4	79.8	90.8	97.8	101.4
10	0.444	1.80	0.210	57.0	72.6	86.0	93.2	97.8
11	0.389	1.64	0.057	53.6	71.8	83.0	91.8	97.0
12	0.333	1.50	-0.094	50.0	69.2	82.2	87.2	94.2
13	0.278	1.38	-0.248	46.8	65.2	82.0	86.4	90.2
14	0.222	1.29	-0.408	44.6	57.8	73.0	74.4	81.0
15	0.167	1.20	-0.583	42.6	57.0	68.6	69.0	74.6
16	0.111	1.13	-0.787	40.8	52.4	68.2	68.2	69.2
17	0.056	1.06	-1.061	38.0	49.8	59.8	67.4	68.2
Media			0.518	65.188	85.341	101.129	108.153	114.424
Var			1.149	458.607	952.934	1476.410	1579.138	1599.994
Covar				21.300	30.343	36.894	38.908	39.837

$\varepsilon$				54.844	70.430	82.569	88.958	95.102
$1/\alpha$				19.982	28.804	35.852	37.079	37.323
$R^2$				0.861	0.841	0.803	0.835	0.864

<b>T<sub>R</sub></b>	<b>Y</b>	<b>1 giorno</b>	<b>2 giorni</b>	<b>3 giorni</b>	<b>4 giorni</b>	<b>5 giorni</b>
[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
2	0.367	62.2	81.0	95.7	102.5	108.8
5	1.500	84.8	113.6	136.3	144.6	151.1
10	2.250	99.8	135.2	163.3	172.4	179.1
20	2.970	114.2	156.0	189.1	199.1	206.0
50	3.902	132.8	182.8	222.5	233.6	240.7

Le altezze di pioggia calcolate per un tempo di ritorno fissato e per le differenti durate in analisi vengono utilizzate per ottenere le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, che esprimono la precipitazione totale  $h$  o l'intensità media  $j_m=h/t$  attesa per uno specifico tempo di ritorno in funzione della durata  $t$ . Le relazioni di carattere più generale proposte in letteratura utilizzano tre parametri, che devono essere opportunamente tarate sulla base dell'analisi statistica precedentemente esposta:

$$j = \frac{a}{(t+b)^c} \quad \text{oppure} \quad j = \frac{a}{t^n + b}$$

Ponendo  $b=0$  e  $c=1-n$ , entrambe le espressioni si riducono alla formula di impiego più comune:

$$j = a \cdot t^{n-1} \quad \text{e} \quad h = a \cdot t^n$$

Di consueto tale formula viene tarata separatamente su dati da 5 a 45 minuti, da 1 a 24 ore e da 1 a 5 giorni, e i parametri vengono stimati in modo tale che la durata  $t$  debba essere espressa in minuti, ore o giorni a seconda dei dati di partenza. La taratura con due parametri risulta particolarmente agevole, potendosi sviluppare attraverso un'approssimazione lineare ai minimi quadrati quando i dati di partenza siano tracciati su un diagramma bilogarithmico, sul quale la relazione diviene:

$$\log h = \log a + n \cdot \log t$$

I risultati del calcolo descritto sono riportati nelle tabelle seguenti, per alcuni tempi di ritorno di comune impiego, accanto ai corrispondenti valori ottenuti dall'analisi di Gumbel.

Tabella 25. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica relative ai valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 5, 10, 15, 30 e 45 minuti.

<b>T<sub>R</sub></b>	<b>Y</b>	<b>5 minuti</b>	<b>10 minuti</b>	<b>15 minuti</b>	<b>30 minuti</b>	<b>45 minuti</b>	<b>a</b>	<b>n</b>
[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-
2	0.367	9.2	15.2	19.3	26.1	29.9	4.3	0.53
5	1.500	11.6	19.5	24.9	34.8	39.3	5.1	0.55
10	2.250	13.1	22.4	28.6	40.6	45.6	5.7	0.57
20	2.970	14.6	25.1	32.1	46.1	51.6	6.3	0.57
50	3.902	16.6	28.7	36.7	53.2	59.4	7.1	0.58

Tabella 26. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica relative ai valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

<b>T<sub>R</sub></b>	<b>Y</b>	<b>1 ora</b>	<b>3 ore</b>	<b>6 ore</b>	<b>12 ore</b>	<b>24 ore</b>	<b>a</b>	<b>n</b>
[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-
2	0.367	32.0	42.9	49.1	58.6	72.6	31.9	0.25
5	1.500	42.6	62.9	67.9	76.6	104.3	43.7	0.26
10	2.250	49.6	76.2	80.3	88.4	125.4	51.4	0.26
20	2.970	56.3	89.0	92.2	99.8	145.6	58.8	0.26
50	3.902	64.9	105.5	107.7	114.5	171.7	68.4	0.27

Tabella 27. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica relative ai valori massimi annui registrati presso la stazione CMT di Castelfranco V. per durate di 1, 2, 3, 4 e 5 giorni.

T <sub>R</sub>	Y	1 giorno	2 giorni	3 giorni	4 giorni	5 giorni	a	n
[anni]	-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-
2	0.367	62.2	81.0	95.7	102.5	108.8	63.0	0.35
5	1.500	84.8	113.6	136.3	144.6	151.1	86.8	0.37
10	2.250	99.8	135.2	163.3	172.4	179.1	102.5	0.37
20	2.970	114.2	156.0	189.1	199.1	206.0	117.7	0.38
50	3.902	132.8	182.8	222.5	233.6	240.7	137.2	0.38

Al calcolo delle curve di possibilità pluviometrica descritto può essere mossa un'importante osservazione, relativa alla suddivisione delle durate in tre gruppi, relativi a piogge giornaliere, a piogge cosiddette orarie e a piogge brevi con durata inferiore all'ora. Tale ripartizione deriva da ragioni di carattere prevalentemente storico, dato che i pluviometri a lettura manuale venivano letti e svuotati una volta al giorno dall'operatore del Servizio Idrografico, mentre i pluviografi a pennino consentivano agevolmente la lettura dei dati fino alla scansione oraria. La disponibilità di dati sistematici a risoluzione sub-oraria è acquisizione relativamente recente. La suddivisione tra piogge brevi, orarie e giornaliere non presenta tuttavia specifiche ragioni di carattere fisico; sulla scorta di analisi effettuate anche di recente su massimi di precipitazione nell'ambito del bacino scolante<sup>5</sup>, si potrebbe piuttosto suggerire che i valori estremi per durate brevi dipendano da fenomeni a carattere temporalesco e si verifichino per lo più nella stagione estiva, mentre per durate più lunghe gli eventi significativi sono tipici della stagione autunnale e sono correlati a movimenti ciclonici di ampia scala. Sulla base delle osservazioni riportate in *Tabella 28*, sembrerebbe opportuno stimare due sole curve segnalatrici, una relativa a fenomeni brevi di carattere prevalentemente estivo, approssimativamente basata su durate fino a sei ore, e una propria di eventi più lunghi.

Tabella 28. Distribuzione mensile dei valori massimi annui per diverse durate presso le stazioni CMT del bacino scolante nella laguna di Venezia dal 1986 al 2001 (Bixio e Fiume, 2002). In rosso i dati superiori al 15%, in grassetto i massimi relativi a ciascuna durata.

Mese	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Gennaio	-	-	-	-	-	-	-	-	0.26%	-
Febbraio	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Marzo	-	-	-	-	-	-	0.51%	1.53%	2.55%	3.32%
Aprile	1.82%	2.08%	1.56%	1.82%	1.56%	1.28%	1.53%	1.79%	2.30%	6.12%
Maggio	5.45%	6.23%	5.97%	6.75%	7.53%	7.14%	8.16%	8.16%	8.42%	7.65%
Giugno	<b>25.45%</b>	<b>23.90%</b>	<b>23.90%</b>	<b>22.86%</b>	<b>22.60%</b>	<b>22.19%</b>	<b>17.35%</b>	11.99%	7.65%	5.87%
Luglio	<b>26.23%</b>	<b>28.05%</b>	<b>28.57%</b>	<b>29.09%</b>	<b>27.01%</b>	<b>26.53%</b>	<b>25.00%</b>	<b>20.41%</b>	14.54%	13.27%
Agosto	<b>23.38%</b>	<b>21.56%</b>	<b>20.78%</b>	<b>18.18%</b>	<b>16.88%</b>	<b>16.84%</b>	14.80%	12.76%	9.69%	9.44%
Settembre	13.77%	12.99%	13.51%	14.81%	<b>15.32%</b>	<b>16.58%</b>	<b>16.84%</b>	<b>16.33%</b>	<b>15.31%</b>	14.03%
Ottobre	3.38%	4.16%	4.94%	5.97%	8.05%	8.42%	12.50%	<b>17.09%</b>	<b>21.43%</b>	<b>23.21%</b>
Novembre	0.52%	1.04%	0.78%	0.52%	1.04%	1.02%	2.30%	6.89%	11.22%	10.71%
Dicembre	-	-	-	-	-	-	1.02%	3.06%	6.63%	6.38%

Ai fini pratici appare auspicabile l'interpolazione di tutte le altezze di pioggia da 5 minuti a 5 giorni con un'unica curva segnalatrice, superando così la distinzione – arbitraria anche se

<sup>5</sup> V. Bixio e A.Fiume – “Caratterizzazione delle piogge intense sul bacino scolante nella laguna di Venezia” – Regione del Veneto – Giunta Regionale – ARPAV - Padova (2002)

tradizionale – tra piogge sub-orarie, piogge orarie e piogge giornaliere. Il vantaggio immediato di un'unica interpolazione è dato dalla possibilità di applicare la medesima relazione per qualsiasi dimensione del bacino da studiare. A tale scopo è necessario però abbandonare la relazione a due parametri  $h = a \cdot t^n$ , non sufficientemente flessibile, per la formula più generale a tre parametri

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

I parametri sono stimati per ottimizzazione numerica rispetto ai risultati dell'analisi di

Gumbel con un metodo ai minimi quadrati applicato ai logaritmi delle altezze di pioggia. Gli errori dell'interpolazione risultano significativi solo per le durate tra le 3 e le 12 ore e non superano in modulo il valore del 15%.

Tabella 29. Parametri delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per vari tempi di ritorno.

$T_R$	$a$	$b$	$c$
[anni]	[mm]	[min]	-
2	13.55	7.57	0.768
5	18.12	9.01	0.762
10	21.19	9.70	0.760
20	24.14	10.24	0.759
50	27.98	10.80	0.757

Per il tempo di ritorno pari a 50 anni indicato dalla normativa regionale le altezze di pioggia si ottengono pertanto mediante la relazione:

$$h = \frac{27.98 \cdot t}{(t + 10.80)^{0.757}}$$

dove  $t$  deve essere indicato in minuti. L'andamento della curva è presentato in *Figura 26*.

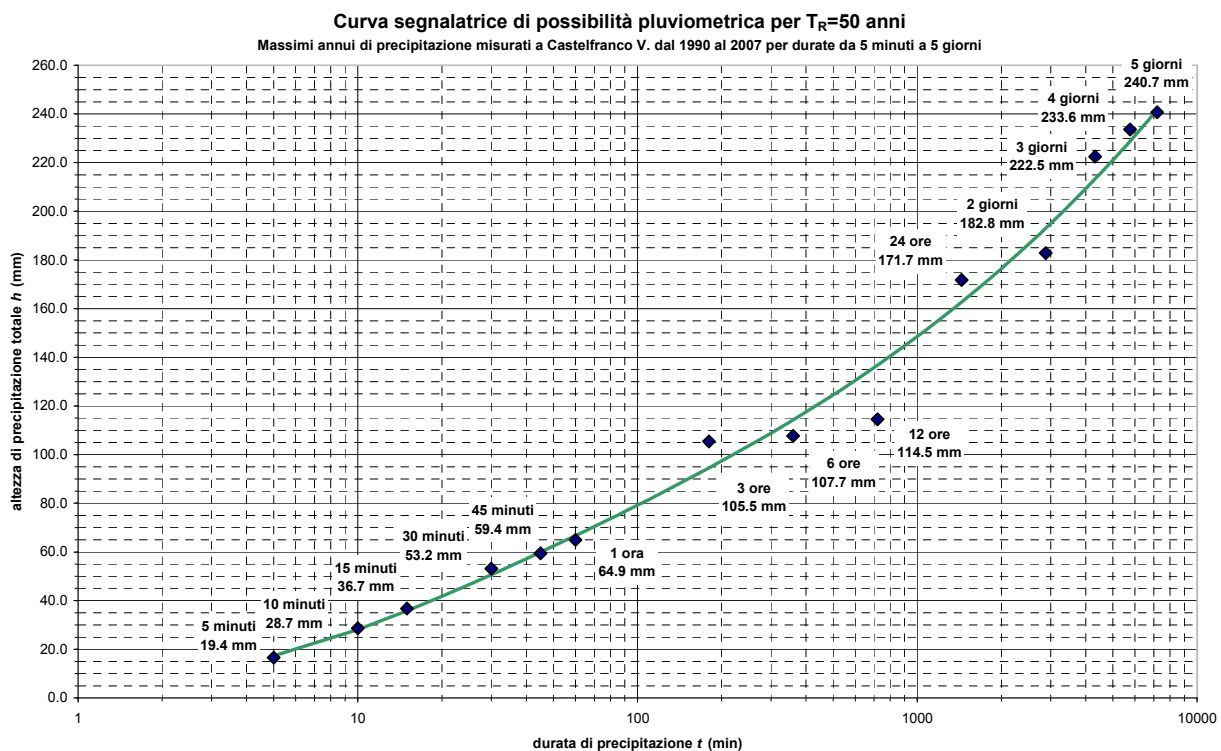


Figura 26. Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica utilizzate per  $T_R=50$  anni.

## Appendice 2 – Stima delle portate di piena in base allo studio di compatibilità idraulica del 2003

N.°	Bacino	Area (ha)	Tc (h)	Situazione attuale			Situazione futura		
				K	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	u (l/s ha)	K	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	u (l/s ha)
01	Fiume Muson Vecchio - Rio Storto	622.4	1.23	0.27	2.3	3.7	0.27	2.3	3.7
02	Fosso Acqualunga	1408.9	2.09	0.28	3.6	2.5	0.32	4.1	2.9
02a	Scoli Preula e Soranzetta	648.9	1.04	0.28	3.3	5.0	0.35	4.1	6.3
02b	Roggia Moranda Brentellona - Scolo Soranza	268.1	0.37	0.29	2.4	8.9	0.30	2.5	9.4
03	Rio Scudellara	842.1	1.51	0.31	2.7	3.2	0.33	2.9	3.5
04a	Fognatura con recapito nel Torrente Muson	85.0	0.09	0.47	4.3	50.5	0.54	4.9	57.5
05	Scarichi afferenti alla Fossa Civica	308.2	0.59	0.43	2.7	8.7	0.45	2.8	9.0
05a	Scarichi afferenti alla Fossa Civica a monte della circinvallazione	258.1	0.42	0.40	2.8	10.9	0.41	2.9	11.3
05b	Fognatura con recapito nella Fossa Civica	50.1	0.22	0.63	1.7	33.6	0.66	1.8	35.0
06a	Torrente Avenale a monte di Castelfranco	188.0	0.33	0.37	2.4	12.9	0.37	2.5	13.1
06b	Fognatura con recapito nel Torrente Avenale	66.2	0.18	0.61	2.5	38.2	0.65	2.7	41.0
07	Rio Rustega in sinistra Muson	76.2	0.29	0.28	0.8	11.0	0.29	0.9	11.2
08	Roggia Brentanella	220.8	0.50	0.37	1.9	8.7	0.41	2.2	9.8
08a	Fognatura con recapito nella Roggia Brentanella	57.1	0.22	0.62	1.9	32.6	0.69	2.1	37.0
09	Roggia Musonello	74.8	0.46	0.47	0.9	12.0	0.52	1.0	13.3
09a	Fognatura con recapito nella Roggia Musonello	29.8	0.14	0.62	1.4	46.6	0.64	1.4	48.0
10	Fiume Dese	85.9	0.33	0.36	1.1	12.4	0.36	1.1	12.5
11	Roggia Musoncello	506.6	0.55	0.47	5.1	10.0	0.52	5.6	11.1
11a	Fognatura con recapito nella Roggia Musoncello	234.5	0.37	0.56	4.2	18.0	0.64	4.9	20.8
12	Fiume Zero	1905.7	1.14	0.31	9.3	4.9	0.39	11.7	6.1
12a	Scarico di via della Grotta	436.4	0.31	0.38	6.1	13.9	0.44	7.1	16.3
12aa	Fognatura con recapito nello Scarico di via della Grotta	59.6	0.12	0.55	2.7	45.9	0.66	3.3	56.0
12b	Scarico di via Lovara	484.7	0.55	0.29	3.0	6.2	0.38	3.9	8.1
12c	Scarico di Salvatronda	707.4	0.59	0.26	3.6	5.1	0.36	5.1	7.2
12d	Scarico Sabbionare	173.7	0.50	0.36	1.5	8.5	0.38	1.5	8.9
13	Canale Brenton del Maglio	125.7	0.18	0.18	1.3	10.7	0.18	1.4	11.0

Tabella 30. Sintesi dei coefficienti idrometrici e delle portate massime attuali e previste nella Variante al PRG per t<sub>p</sub>=30 minuti.

N.°	Bacino	Area (ha)	Tc (h)	Situazione attuale			Situazione futura		
				K	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	u (l/s ha)	K	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	u (l/s ha)
01	Fiume Muson Vecchio - Rio Storto	622.4	1.23	0.27	3.1	4.9	0.27	3.1	4.9
02	Fosso Acqualunga	1408.9	2.09	0.28	4.8	3.4	0.32	5.5	3.9
02a	Scoli Preula e Soranzetta	648.9	1.04	0.28	4.3	6.7	0.35	5.4	8.4
02b	Roggia Moranda Brentellona - Scolo Soranza	268.1	0.37	0.29	3.1	11.5	0.30	3.2	12.1
03	Rio Scudellara	842.1	1.51	0.31	3.6	4.3	0.33	3.9	4.6
04a	Fognatura con recapito nel Torrente Muson	85.0	0.09	0.47	3.9	46.3	0.54	4.5	52.6
05	Scarichi afferenti alla Fossa Civica	308.2	0.59	0.43	3.5	11.4	0.45	3.7	11.9
05a	Scarichi afferenti alla Fossa Civica a monte della circonvallazione	258.1	0.42	0.40	3.7	14.2	0.41	3.8	14.7
05b	Fognatura con recapito nella Fossa Civica	50.1	0.22	0.63	2.0	40.0	0.66	2.1	41.6
06a	Torrente Avenale a monte di Castelfranco	188.0	0.33	0.37	3.1	16.5	0.37	3.1	16.7
06b	Fognatura con recapito nel Torrente Avenale	66.2	0.18	0.61	2.9	43.6	0.65	3.1	46.7
07	Rio Rustega in sinistra Muson	76.2	0.29	0.28	1.1	13.9	0.29	1.1	14.2
08	Roggia Brentanella	220.8	0.50	0.37	2.5	11.4	0.41	2.8	12.8
08a	Fognatura con recapito nella Roggia Brentanella	57.1	0.22	0.62	2.2	38.9	0.69	2.5	44.0
09	Roggia Musonello	74.8	0.46	0.47	1.2	15.6	0.52	1.3	17.3
09a	Fognatura con recapito nella Roggia Musonello	29.8	0.14	0.62	1.5	50.0	0.64	1.5	51.5
10	Fiume Dese	85.9	0.33	0.36	1.4	15.9	0.36	1.4	16.0
11	Roggia Musoncello	506.6	0.55	0.47	6.6	13.1	0.52	7.4	14.6
11a	Fognatura con recapito nella Roggia Musoncello	234.5	0.37	0.56	5.4	23.0	0.64	6.2	26.6
12	Fiume Zero	1905.7	1.14	0.31	12.4	6.5	0.39	15.5	8.1
12a	Scarico di via della Grotta	436.4	0.31	0.38	7.7	17.6	0.44	9.0	20.6
12aa	Fognatura con recapito nello Scarico di via della Grotta	59.6	0.12	0.55	2.8	46.7	0.66	3.4	56.7
12b	Scarico di via Lovara	484.7	0.55	0.29	4.0	8.2	0.38	5.1	10.6
12c	Scarico di Salvatronda	707.4	0.59	0.26	4.8	6.8	0.36	6.7	9.4
12d	Scarico Sabbionare	173.7	0.50	0.36	1.9	11.1	0.38	2.0	11.7
13	Canale Brenton del Maglio	125.7	0.18	0.18	1.6	12.4	0.18	1.6	12.7

Tabella 31. Sintesi dei coefficienti udometrici e delle portate massime attuali e previste nella Variante al PRG per  $t_p=1$  ora.



### Appendice 3 – Calcolo delle portate di piena con il metodo dell'invaso ai fini dell'invarianza idraulica

Come è noto, il metodo dell'invaso produce una stima del coefficiente udometrico ipotizzando che l'intera rete sottesa da una certa sezione di chiusura si riempia e si svuoti in maniera sincrona. Con tale presupposto, le variazioni del volume invasato in rete sono determinate dall'equazione di continuità:

$$pdt = qdt + dv ,$$

dove  $p$  = portata in arrivo alla rete;  
 $q$  = portata in uscita attraverso la sezione di chiusura;  
 $dv$  = variazione di volume di invaso nella rete durante l'intervallo infinitesimo  $dt$ .

Per quanto riguarda l'afflusso meteorico, si ipotizza che l'intensità di pioggia sia uniforme e costante lungo tutto l'evento, la cui durata  $t_p$  resta a priori incognita. Ne deriva che l'apporto alla rete è pari a

$$p = \frac{\xi \cdot h \cdot k \cdot A}{t_p}$$

dove  $\xi$  = coefficiente di ragguaglio all'area del bacino;  
 $k$  = rapporto tra l'afflusso alla rete durante la pioggia e l'afflusso meteorico totale;  
 $t_p$  = durata della precipitazione;  
 $h$  = altezza di pioggia, espressa dall'equazione di possibilità pluviometrica;

Con riferimento alla portata in uscita, il metodo ipotizza che il volume invasato in rete sia proporzionale all'area liquida presso la sezione di chiusura, come effettivamente avviene qualora l'intera rete si comporti come un unico tronco di canale a moto uniforme. In tal caso, poiché la portata in uscita dalla rete è legata alla sezione liquida presso la sezione di chiusura da una scala delle portate generalmente espressa come  $Q = cA^\alpha$ , ne deriva che la portata uscente  $Q$  e il volume invasato in rete  $V$  sono istantaneamente legati dalla relazione:

$$Q = Q_0 \left( \frac{V}{V_0} \right)^\alpha$$

dove  $V_0$  = massimo volume invasabile in rete;  
 $Q_0$  = portata in uscita in corrispondenza del massimo invaso in rete;  
 $\alpha$  = coefficiente della scala delle portate, assunto generalmente pari a 1 in caso di sezioni chiuse e pari a 1.5 in caso di sezioni aperte;

Nell'ipotesi che siano noti il massimo volume di invaso disponibile  $V_0$  e il coefficiente  $\alpha$ , cioè la tipologia di rete considerata, è possibile integrare l'equazione di continuità e determinare la durata di precipitazione che più cimenta la rete e la portata  $Q_0$  che la sezione terminale deve essere in grado di scaricare in corrispondenza del massimo invaso. Una rete correttamente dimensionata deve raggiungere il massimo invaso nel momento esatto in cui cessa la pioggia: se infatti lo raggiungesse prima essa risulterebbe insufficiente, se invece non dovesse riempirsi del tutto essa sarebbe sovradimensionata. Ne deriva pertanto che la durata della precipitazione  $t_p$  deve

corrispondere al cosiddetto tempo di riempimento  $t_r$ , momento in cui la portata è massima ( $Q=Q_0$ ) e il volume corrisponde al massimo invaso disponibile ( $V=V_0$ ).

In base alle considerazioni espone, il metodo ricerca le portate al colmo che correttamente dimensionano la rete per differenti tempi di pioggia e tra queste ricerca la massima. Convenzionalmente si introduce il parametro  $z$ , definito come il rapporto tra la portata massima e l'afflusso meteorico alla rete:

$$z = \frac{Q_0}{p}$$

Esso permette di esprimere la portata attesa ovvero il coefficiente udometrico con una relazione analitica, noti che siano il volume di invaso disponibile  $V_0$ , il coefficiente della scala delle portate  $\alpha$ , il coefficiente di afflusso alla rete  $k$ , l'eventuale coefficiente di ragguaglio all'area  $\xi$  e soprattutto la struttura e i parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

Nel caso di utilizzo della formula  $h = a \cdot t^n$ , le relazioni sono ben note:

$$u = z \cdot \zeta_{\alpha}^{\frac{n-1}{n}} \cdot \frac{(ak\xi)^{\frac{1}{n}}}{v_0^{\frac{1}{n}-1}}$$

- dove
- $u$  = coefficiente udometrico atteso;
  - $\zeta_{\alpha}$  = funzione del coefficiente  $\alpha$  della scala delle portate e del parametro  $z$  precedentemente introdotto, esprimibile come somma della serie  $\sum_{i=0}^{\infty} \frac{z^i}{i\alpha + 1}$ ;
  - $k$  e  $\xi$  = coefficienti di afflusso e di ragguaglio all'area rispettivamente;
  - $a$  e  $n$  = coefficienti della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica;
  - $v_0$  = volume specifico di invaso, ovvero volume di invaso per unità di superficie.

Il massimo coefficiente udometrico al variare di  $z$  può essere ricercato con metodi numerici o tramite la formula approssimata, di comune impiego:

$$u = (26\alpha + 66) \cdot n \cdot \frac{(ak\xi)^{\frac{1}{n}}}{v_0^{\frac{1}{n}-1}},$$

nella quale  $a$  è espresso in  $[m d^n]$  con riferimento alla curva delle piogge giornaliere,  $v_0$  è espresso in  $[m]$  e il coefficiente udometrico  $u$  è restituito in  $[l/s ha]$ .

Quando però si valuti l'applicazione del metodo dell'invaso a piccole superfici impermeabilizzate, per le quali l'invaso specifico è ridotto e il coefficiente di afflusso è elevato, è necessario verificare che il tempo di riempimento restituito dal metodo sia verisimile e sia congruo con l'intervallo di taratura della curva segnalatrice utilizzata. Nel caso della formula approssimata, il tempo di riempimento è dato da una relazione tarata per parametri  $\alpha$  compresi tra 1.25 e 1.75:

$$t_r = (300.82n - 4.63) \frac{v_0}{u},$$

nella quale ancora  $v_0$  è espresso in [m], il coefficiente udometrico  $u$  in [l/s ha] e il tempo di riempimento  $t_r$  è restituito in giorni.

I risultati del metodo dell'invaso, quando applicato a bacini piccoli ed impermeabilizzati, si rivelano molto sensibili alla correttezza della curva segnalatrice, e nel caso dell'espressione  $h = a \cdot t^n$ , al parametro  $n$ . Per piogge brevi è frequente infatti che il metodo individui come tempo di riempimento un valore non realistico dell'ordine di qualche secondo e un coefficiente udometrico conseguentemente privo di significato, anche se verisimile.

Per tale motivo, si è scelto di applicare il metodo con riferimento alle curve a tre parametri precedentemente illustrate e tarate.

Se l'altezza di pioggia è data da un'espressione del tipo  $h = \frac{a \cdot h}{(t + b)^c}$ , l'espressione del coefficiente udometrico è resa dalla relazione ricorsiva:

$$u = (v_0 z \zeta_a + bu)^{\frac{c}{c-1}} \cdot (ak \xi z)^{\frac{1}{1-c}},$$

con la quale è poi necessario ricercare il valore del parametro  $z$  – e quindi l'evento di pioggia - che cimenti maggiormente la rete. Il massimo coefficiente udometrico si ottiene individuando il valore del parametro  $z$  per cui si ha  $\frac{du}{dz} = 0$ .

Trovato il coefficiente udometrico, l'espressione del tempo di riempimento si ottiene con la formula generale:

$$t_r = \left( \frac{ak \xi z}{u} \right)^{\frac{1}{c}} - b.$$

Il termine  $v_0$  rende conto di tutti gli invasi disponibili nel bacino e generalmente viene suddiviso in tre sottotermini, nella forma  $v_0 = v_1 + v_2 + v_3$ :

- $v_1$  rappresenta l'altezza media della lama d'acqua che ristagna sulla superficie del terreno, negli anfratti e nelle pozzanghere, tra la vegetazione. È un termine di difficile stima, che dipende anche dal grado di impermeabilizzazione del terreno, e che assume comunque valori piuttosto ridotti, usualmente variabili tra 10 e 20 m<sup>3</sup>/ha.
- $v_2$  rappresenta il volume per unità di superficie che viene invasato nelle caditoie o nei collettori di prima e seconda raccolta, di competenza privata, generalmente esclusi da una valutazione analitica. Nel caso di un terreno agricolo,  $v_2$  è di gran lunga il contributo dominante, sul quale si rischiano i maggiori errori di valutazione e assume valori generalmente compresi tra 50 e 150 m<sup>3</sup>/ha, in funzione anche del grado di riempimento dei fossi di prima e di seconda raccolta; nel caso di reti di fognatura, i volumi invasati nelle caditoie risultano assai inferiori e sono generalmente confrontabili con il termine  $v_1$ .
- $v_3$  rappresenta il volume specifico invasato nei collettori principali di bonifica o di fognatura. Si tratta dell'unico contributo di cui si può svolgere una stima precisa, a partire da sezioni note dei collettori.

Nel metodo illustrato, il volume specifico di invaso dipende dalle caratteristiche della rete drenante. Oltre alle differenze già evidenziate tra collettori di fognatura e collettori di bonifica, si può affermare che esso vari in funzione della dimensione del bacino: al crescere infatti dell'area sottesa, la sezione di scolo risulta sempre maggiore perché dimensionata per portate crescenti e contribuisce così ad aumenti più che proporzionali del volume di invaso.

L'aumento del volume specifico di invaso con l'area comporta una corrispondente variazione del tempo di riempimento e riproduce così il legame tra superficie del bacino e durata critica degli eventi di pioggia sul quale si fonda il metodo cinematico.

Nelle pagine successive si riportano i valori del coefficiente udometrico calcolati per  $T_R=50$  anni, sia in forma tabellare che in forma grafica. Essi costituiscono i valori di riferimento per il dimensionamento delle reti in funzione del coefficiente di afflusso e del volume specifico di invaso e verranno utilizzati per la stima dei volumi di invaso richiesti per garantire l'invarianza idraulica.

Tabella 32. Coefficienti udometrici per  $T_R=50$  anni per aree con collettori a sezione chiusa.

Volume specifico di invaso [m <sup>3</sup> /ha]	Valori di coefficiente udometrico con $T_R= 50$ anni in l/s ha per $\alpha=1$ e per differenti coefficienti di afflusso alla rete								
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
20	29.00	89.17	156.18	226.07	297.56	370.06	443.25	516.95	591.04
30	19.25	71.61	133.75	200.13	268.87	339.11	410.40	482.45	555.08
40	12.88	58.00	115.42	178.34	244.36	312.36	381.75	452.15	523.33
50	8.69	47.19	100.05	159.59	222.92	288.71	356.21	424.97	494.69
60	5.92	38.50	86.99	143.22	203.91	267.51	333.13	400.26	468.54
70	4.10	31.47	75.79	128.79	186.89	248.32	312.09	377.60	444.44
80	2.90	25.77	66.12	115.99	171.54	230.84	292.77	356.68	422.09
90	2.10	21.13	57.75	104.58	157.64	214.83	274.95	337.26	401.26
100	1.55	17.37	50.48	94.37	144.99	200.11	258.44	319.17	381.77
110	1.17	14.32	44.15	85.22	133.45	186.54	243.10	302.27	363.47
120	0.90	11.84	38.65	77.00	122.90	173.99	228.81	286.44	346.26
130	0.71	9.84	33.86	69.60	113.24	162.36	215.46	271.57	330.02
140	0.57	8.21	29.69	62.94	104.38	151.58	202.99	257.58	314.68
150	0.46	6.88	26.06	56.94	96.25	141.56	191.30	244.41	300.16
160	0.38	5.80	22.90	51.53	88.77	132.24	180.34	231.98	286.41
170	0.31	4.92	20.15	46.66	81.90	123.57	170.06	220.25	273.37
180	0.26	4.20	17.76	42.27	75.58	115.49	160.40	209.16	260.98
190	0.22	3.60	15.69	38.31	69.76	107.97	151.32	198.68	249.21
200	0.19	3.10	13.88	34.74	64.41	100.95	142.78	188.75	238.02
210	0.16	2.69	12.31	31.53	59.49	94.41	134.74	179.35	227.37
220	0.14	2.35	10.94	28.64	54.96	88.30	127.18	170.44	217.23
230	0.12	2.06	9.75	26.03	50.79	82.61	120.06	162.00	207.57
240	0.11	1.81	8.70	23.69	46.96	77.30	113.35	153.99	198.37
250	0.09	1.60	7.79	21.57	43.43	72.34	107.03	146.40	189.59
260	0.08	1.42	6.99	19.67	40.18	67.71	101.07	139.20	181.22
270	0.07	1.27	6.29	17.96	37.20	63.40	95.46	132.36	173.24
280	0.07	1.13	5.68	16.41	34.45	59.37	90.18	125.88	165.63
290	0.06	1.02	5.13	15.02	31.93	55.62	85.20	119.72	158.36
300	0.05	0.92	4.66	13.76	29.61	52.11	80.50	113.87	151.43

Tabella 33. Coefficienti udometrici per  $T_R=50$  anni per aree con collettori a sezione aperta.

Volume specifico di invaso  [m <sup>3</sup> /ha]	Valori di coefficiente udometrico con $T_R= 50$ anni in l/s ha per $\alpha=1.5$ e per differenti coefficienti di afflusso alla rete								
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
20	32.14	95.78	165.26	237.05	310.08	383.86	458.16	532.84	607.80
30	21.77	78.28	143.67	212.64	283.52	355.58	428.31	501.90	575.79
40	14.78	64.27	125.49	191.56	260.23	330.53	401.92	474.11	546.90
50	10.07	52.88	109.91	173.03	239.45	307.93	377.82	448.72	520.38
60	6.91	43.55	96.41	156.55	220.69	287.34	355.69	425.27	495.79
70	4.81	35.88	84.64	141.81	203.65	268.43	335.23	403.48	472.83
80	3.41	29.57	74.35	128.55	188.08	250.99	316.21	383.12	451.30
90	2.47	24.38	65.32	116.58	173.80	234.83	298.47	364.02	431.01
100	1.83	20.14	57.40	105.77	160.68	219.82	281.87	346.05	411.84
110	1.39	16.66	50.45	95.97	148.60	205.85	266.31	329.11	393.70
120	1.07	13.82	44.35	87.10	137.46	192.82	251.68	313.10	376.48
130	0.84	11.51	39.00	79.05	127.17	180.66	237.92	297.96	360.12
140	0.67	9.62	34.31	71.75	117.66	169.29	224.96	283.61	344.56
150	0.54	8.08	30.20	65.13	108.87	158.65	212.73	270.01	329.73
160	0.44	6.83	26.61	59.13	100.75	148.70	201.20	257.09	315.59
170	0.37	5.79	23.48	53.69	93.23	139.38	190.31	244.83	302.11
180	0.31	4.95	20.74	48.77	86.28	130.65	180.02	233.17	289.23
190	0.26	4.25	18.35	44.31	79.86	122.47	170.30	222.08	276.93
200	0.22	3.66	16.26	40.27	73.91	114.81	161.11	211.53	265.17
210	0.19	3.18	14.44	36.62	68.42	107.63	152.42	201.50	253.93
220	0.17	2.77	12.85	33.32	63.35	100.90	144.20	191.95	243.18
230	0.14	2.43	11.46	30.34	58.66	94.60	136.43	182.85	232.89
240	0.13	2.14	10.24	27.65	54.33	88.70	129.09	174.19	223.05
250	0.11	1.89	9.17	25.22	50.34	83.17	122.14	165.95	213.62
260	0.10	1.68	8.24	23.02	46.65	78.00	115.57	158.10	204.60
270	0.09	1.50	7.42	21.04	43.25	73.15	109.35	150.62	195.97
280	0.08	1.34	6.70	19.25	40.12	68.62	103.48	143.50	187.70
290	0.07	1.20	6.06	17.63	37.23	64.38	97.93	136.72	179.79
300	0.06	1.09	5.50	16.17	34.56	60.41	92.68	130.26	172.21

**Coefficienti udometrici calcolati con il metodo dell'invaso per TR=50 anni**  
 Dati pluviometrici registrati presso la stazione di Castelfranco V. (1990-2007) - Calcolo per sezioni chiuse ( $\alpha=1$ )

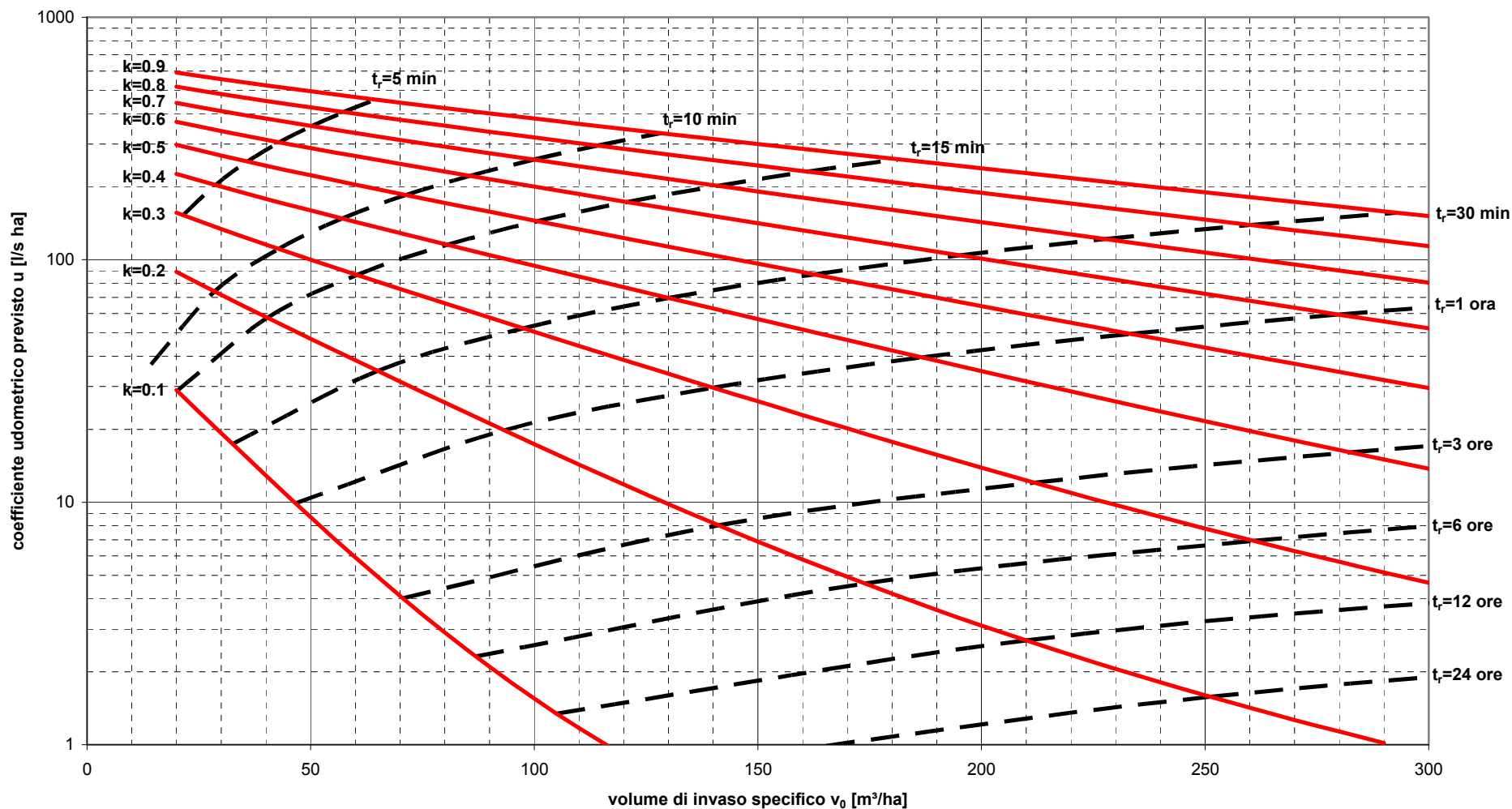


Figura 27. Coefficienti udometrici previsti con  $T_R=50$  anni in assenza di invasi specifici di laminazione per sezioni chiuse ( $\alpha=1$ ). In rosso, i valori di coefficiente udometrico per coefficiente di afflusso fissato in funzione del volume di invaso disponibile; in nero le curve a tempo di riempimento costante. Valori caratteristici di aree urbanizzate si hanno per  $k > 0.6$ ,  $v_0 < 80$  m³/ha e coefficienti udometrici maggiori di 200 l/s ha. Tali sistemi hanno tempi di riempimento critici estremamente brevi.

**Coefficienti udometrici calcolati con il metodo dell'invaso per TR=50 anni**  
 Dati pluviometrici registrati presso la stazione di Castelfranco V. (1990-2007) - Calcolo per sezioni aperte ( $\alpha=1.5$ )

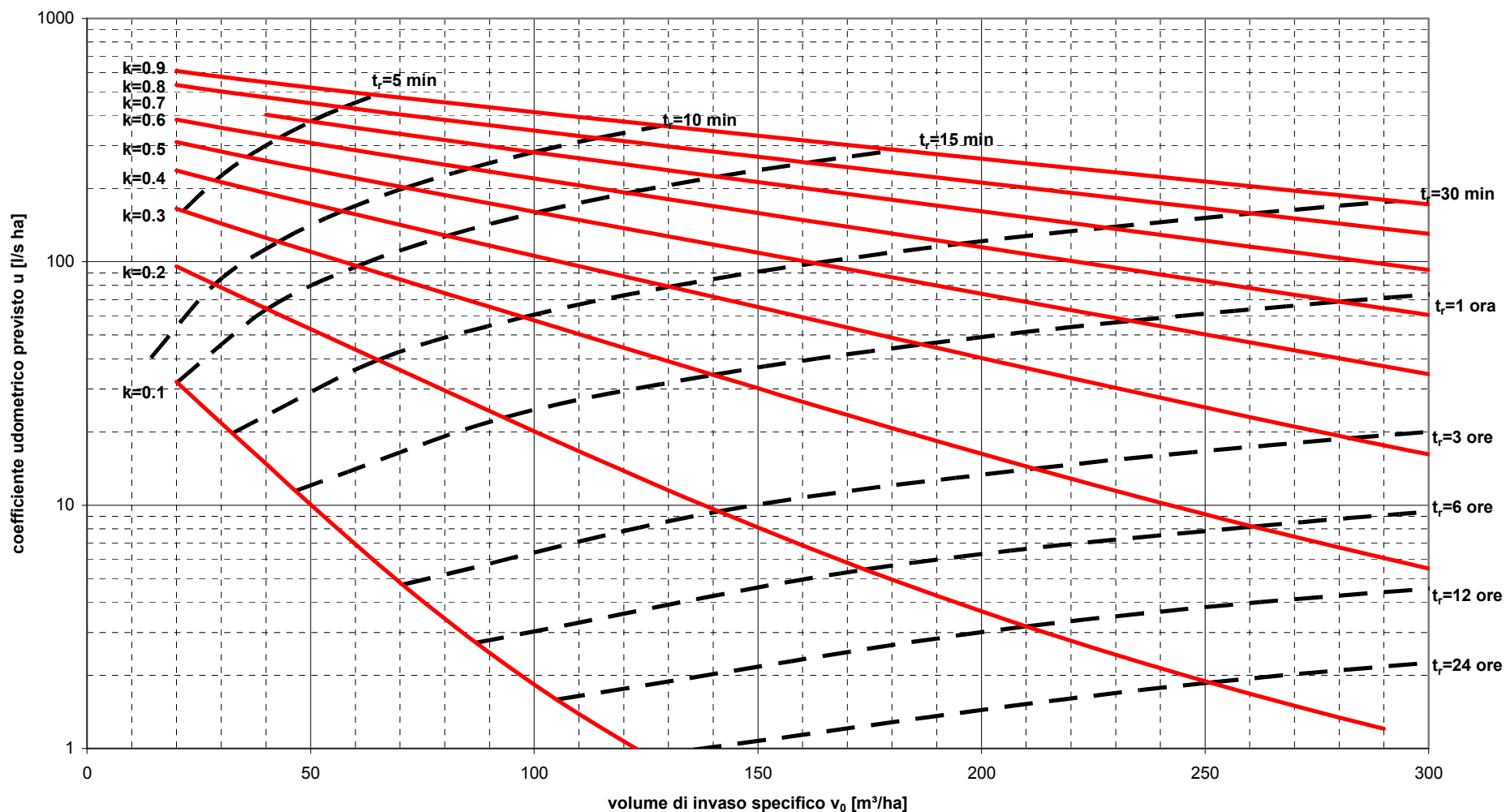


Figura 28. Coefficienti udometrici previsti con  $T_R=50$  anni in assenza di invasi specifici di laminazione per sezioni aperte ( $\alpha=1.5$ ). In rosso, i valori di coefficiente udometrico per coefficiente di afflusso fissato in funzione del volume di invaso disponibile; in nero le curve a tempo di riempimento costante. Il valore considerato di riferimento per un terreno agricolo può essere preso pari a  $10 \text{ l/s ha}$  e corrisponde a  $k = 0.2$ ,  $v_0 = 140 \text{ m}^3/\text{ha}$  e  $t_r = 3 \text{ ore}$ .

#### Appendice 4 - Calcolo dei volumi di invaso necessari per l'invarianza idraulica

Si indicano di seguito le linee guida per un corretto dimensionamento degli invasi di laminazione. Il calcolo si basa sulla conoscenza della massima portata ammessa in uscita e delle caratteristiche idrauliche del manufatto di scarico.

La massima portata scaricabile può essere stimata dalle analisi svolte per il tempo di ritorno stabilito di 50 anni, individuando un coefficiente di afflusso alla rete caratteristico delle aree agricole, che tenendo conto delle caratteristiche morfometriche e pedologiche dei terreni può essere stimato pari a 0.2, e un corrispondente volume di invaso specifico, che si può porre pari a 140 m<sup>3</sup>/ha. La portata scaricabile, secondo le elaborazioni riportate in *Tabella 33*, è pari a circa 10 l/s ha.

Le caratteristiche idrauliche del manufatto di scarico determinano le portate effettivamente in uscita per diversi valori di riempimento della rete. Di norma, la legge di deflusso potrà essere stimata con la relazione di potenza  $Q = cA^\alpha$  già vista in relazione al metodo dell'invaso, che lega la portata uscente  $Q$  all'area liquida  $A$  presso la sezione di scarico. Conoscendo  $\alpha$ , pertanto, un approccio possibile consiste nel ricercare sempre con il metodo dell'invaso quale volume specifico di invaso  $v_o$  consenta di ridurre il coefficiente idrometrico al valore agricolo individuato.

Un secondo approccio preferibile e più semplice si basa sul fatto che la bocca tarata di scarico sarà nella totalità dei casi molto più piccola dei collettori fognari ad essa afferenti e l'esponente  $\alpha$  risulterà pertanto assai ridotto. Ponendo al limite  $\alpha=0$ , si può ipotizzare che la portata in uscita sia costante e corrisponda quindi al valore massimo ricercato. Il volume di invaso necessario dipende allora dallo ietogramma di progetto, cioè da quale successione di apporti meteorici viene ipotizzata sul bacino.

Nell'ipotesi più gravosa, è necessario supporre che a partire dall'inizio della precipitazione  $t_0$  l'altezza totale di pioggia corrisponda al valore indicato dalla curva segnalatrice di possibilità pluviometrica. In altri termini, nei primi cinque minuti di precipitazione l'altezza totale di pioggia è pari a:

$$h(t=5) = \frac{27.98 \cdot 5}{(5+10.8)^{0.757}} = 17.3 \text{ mm};$$

l'altezza di precipitazione nei successivi 5 minuti, sommata alla precedente, deve corrispondere al valore previsto per 10 minuti e vale pertanto:

$$h(t=10) - h(t=5) = \frac{27.98 \cdot 10}{(10+10.8)^{0.757}} - 17.3 = 28.1 - 17.3 = 10.8 \text{ mm}.$$

Lo ietogramma ottenuto dall'applicazione ricorsiva esposta è caratterizzato da intensità di precipitazione via via decrescente e consente di individuare a priori la situazione più gravosa per qualsiasi caso in esame. Analiticamente, l'altezza di pioggia nell'intervallo infinitesimo  $(t, t+dt)$  vale:

$$dh = \frac{dh}{dt} \Big|_t dt = \frac{a(b+t(1-c))}{(t+b)^{c+1}} dt$$

e gli apporti istantanei alla rete corrispondono in mm/min al prodotto:

$$p = k \frac{dh}{dt} \Big|_t = k \frac{a(b+t(1-c))}{(t+b)^{c+1}}$$



dove  $k$  rappresenta ancora il coefficiente di afflusso.

Gli afflussi specifici risulteranno inizialmente superiori al coefficiente udometrico di 10 l/s ha consentito, che equivale ad un afflusso netto di 0.06 mm/min, e si avrà pertanto l'invaso dei volumi non direttamente scaricabili. Il volume di vaso continuerà ad aumentare fino a che il termine di apporti meteorici  $p$  non eguagli la portata in uscita: in tale istante, corrispondente ancora a un tempo di riempimento  $t'_c$ , viene raggiunto il massimo vaso richiesto.

Il calcolo perciò si può sviluppare nei seguenti passi:

- individuazione per tentativi del tempo di riempimento  $t'_c$ , funzione del solo coefficiente di afflusso  $k$ , per il quale si abbia:  $\frac{a(b + t'_c(1 - c))}{(t'_c + b)^{c+1}} = \frac{u_{\max}}{k}$ ;
- calcolo del volume totale netto per unità di superficie affluito alla rete, mediante la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica:  $v_{in} = k \frac{at'_c}{(t'_c + b)^c}$ ;
- calcolo del volume per unità di superficie defluito nel tempo di riempimento:  $v_{out} = u_{\max} t'_c$ ;
- calcolo del volume specifico di vaso per differenza tra volume affluito e volume defluito:  $v_0 = v_{in} - v_{out}$ .

L'elaborazione è stata già svolta per un'ampia gamma di valori, individuando il volume specifico di vaso richiesto in funzione del massimo coefficiente udometrico ammesso e del coefficiente di afflusso medio dell'area soggetta a trasformazione.

Il coefficiente di afflusso medio dovrà essere calcolato di volta in volta, suddividendo l'intera area soggetta a trasformazione in sottoaree di uguale coefficiente  $k$ . L'adozione degli specifici coefficienti di afflusso è stabilita dall'allegato A alla D.g.r. 1322/2006, che in mancanza di determinazione analitica specifica impone i valori indicati in *Tabella 34*.

Tabella 34. Coefficienti di afflusso indicati dalla D.g.r.1322/2006.

Tipologia di superficie	Esempi significativi	Coefficiente di afflusso
Aree agricole		0.1
Superfici permeabili	Aree verdi	0.2
Superfici semipermeabili	Grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...	0.6
Superfici impermeabili	Tetti, terrazze, strade, piazzali, ...	0.9

Il coefficiente di afflusso medio sarà quindi ricavato come media ponderata dei coefficienti di ciascuna sottoarea, attraverso la relazione:

$$\bar{k} = \frac{\sum_i A_i k_i}{A_{tot}}$$

nella quale  $A_i$  e  $k_i$  sono l'area e il coefficiente della  $i$ -esima sottoarea e  $A_{tot}$  e l'area totale sottesa dallo scarico in esame.

In *Tabella 35* si riportano a titolo di esempio alcuni calcoli svolti su lottizzazioni esistenti o in progetto nelle province di Treviso, Padova e Venezia. I valori di riferimento del coefficiente medio di afflusso sono pari a 0.70 per aree produttive e a 0.62 per aree residenziali. La differenza è legata al fatto che la maggiore copertura delle aree produttive è sostituita da aree semipermeabili e in misura minore da aree a verde.

In *Tabella 36* e in *Figura 29* sono riportati i risultati del calcolo dei volumi di invaso necessari a garantire l'invarianza idraulica. Per la realizzazione di invasi di laminazione in assenza di sistemi di infiltrazione facilitata si dovrà far riferimento ai dati relativi al coefficiente udometrico in uscita pari a 10 l/s ha (ultima riga di *Tabella 36*). Essi possono essere ottenuti anche mediante l'uso della formula interpolante:

$$v = 297.5 \bar{k}^2 + 711.5 \bar{k} - 60.8$$

nella quale il volume di invaso  $v$  è espresso in m<sup>3</sup>/ha e  $k$  è il coefficiente di afflusso medio della trasformazione.

Si osserva inoltre che i sistemi di invaso previsti risultano massimamente cimentati da precipitazioni con durata compresa da 4 a 9 ore, a seconda del grado di impermeabilizzazione del bacino. Per tali durate di pioggia, con tempo di ritorno 50 anni, gli invasi si riempiranno completamente.

Il tempo di svuotamento, inteso come l'intervallo temporale necessario a svuotare l'intero invaso, può essere agevolmente calcolato come rapporto tra il volume specifico totale e la portata specifica di riferimento di 10 l/s ha, ed è quindi direttamente proporzionale al volume complessivo. Per un coefficiente di afflusso di 0.8, ad esempio, il volume di laminazione richiesto è di 700 m<sup>3</sup>/s ha: il tempo di svuotamento dopo la fine della pioggia sarà pari a  $700 \cdot 10^3 / 10 = 70000$  secondi, cioè circa 19 ore e 30 minuti. Nelle condizioni più gravose, per coefficiente di afflusso prossimo a 1, la vasca impiegherà circa 24 ore dopo la fine della pioggia per vuotarsi completamente.

Tabella 35. Coefficienti di afflusso calcolati per lottizzazioni artigianali e residenziali nelle province di Treviso, Padova e Venezia.

Tipo	N°	Superficie totale [m²]	Edifici (k=0.9)		Verde (k=0.2)		Strade (k=0.9)		Aree semiperm. (k=0.65)		k medio
			area [m²]	%	area [m²]	%	area [m²]	%	area [m²]	%	
Artigianale	1	7754	2836	37%	3090	40%	1828	24%	0	0%	0.62
	2	19662	7757	39%	4244	22%	2514	13%	5147	26%	0.68
	3	25596	16563	65%	1146	4%	1746	7%	6141	24%	0.81
	4	37900	15875	42%	4007	11%	2865	8%	15153	40%	0.73
	5	41635	11756	28%	3378	8%	11408	27%	15093	36%	0.75
	6	70959	18033	25%	18337	26%	13612	19%	20977	30%	0.65
	7	94000	35720	38%	7896	8%	9400	10%	40984	44%	0.73
	8	132581	58198	44%	52830	40%	21553	16%	0	0%	0.62
				<b>40%</b>		<b>20%</b>		<b>15%</b>		<b>25%</b>	<b>0.70</b>
Residenziale	101	1620	625	39%	40	2%	0	0%	955	59%	0.74
	102	1654	552	33%	0	0%	250	15%	852	52%	0.77
	103	2300	670	29%	568	25%	570	25%	492	21%	0.67
	104	2872	496	17%	1172	41%	80	3%	1124	39%	0.52
	105	3142	941	30%	0	0%	390	12%	1811	58%	0.76
	106	3676	624	17%	386	11%	191	5%	2475	67%	0.66
	107	4636	783	17%	2262	49%	384	8%	1207	26%	0.49
	108	4927	1106	22%	279	6%	649	13%	2893	59%	0.71
	109	7672	552	7%	359	5%	652	8%	6109	80%	0.67
	110	8029	2038	25%	1466	18%	820	10%	3705	46%	0.66
	111	8627	1603	19%	829	10%	2258	26%	3937	46%	0.72
	112	9808	1519	15%	3847	39%	1112	11%	3330	34%	0.54
	113	9829	1386	14%	4889	50%	647	7%	2907	30%	0.48
	114	10785	2806	26%	689	6%	735	7%	6555	61%	0.70
	115	11026	1927	17%	3123	28%	2132	19%	3844	35%	0.61
	116	11393	2193	19%	5135	45%	2565	23%	1500	13%	0.55
	117	13424	2641	20%	5369	40%	1596	12%	3818	28%	0.55
	118	15902	5446	34%	3823	24%	6633	42%	0	0%	0.73
	119	16180	1160	7%	10031	62%	2814	17%	2175	13%	0.43
	120	18515	2092	11%	6216	34%	5594	30%	4613	25%	0.60
	121	18701	4731	25%	3024	16%	2741	15%	8205	44%	0.68
	122	19478	3685	19%	7671	39%	4515	23%	3607	19%	0.58
	123	21020	4491	21%	6691	32%	3106	15%	6732	32%	0.60
	124	21128	3540	17%	6333	30%	7086	34%	4169	20%	0.64
	125	24449	4595	19%	4984	20%	3592	15%	11278	46%	0.64
	126	24547	4233	17%	1022	4%	4641	19%	14651	60%	0.72
	127	25111	3009	12%	11373	45%	3646	15%	7083	28%	0.51
	128	26937	5571	21%	4839	18%	3072	11%	13455	50%	0.65
	129	31644	5895	19%	3104	10%	6010	19%	16635	53%	0.70
	130	33285	3860	12%	7129	21%	4369	13%	17927	54%	0.62
	131	33559	7390	22%	11394	34%	5110	15%	9665	29%	0.59
	132	45183	14744	33%	4141	9%	5016	11%	21282	47%	0.72
	133	78069	17682	23%	34946	45%	20949	27%	4492	6%	0.57
	134	103926	10742	10%	32075	31%	13073	13%	48036	46%	0.57
	135	104830	17909	17%	46333	44%	10014	10%	30574	29%	0.52
	136	135740	18107	13%	51592	38%	25555	19%	40486	30%	0.56
	137	155510	26971	17%	45135	29%	26803	17%	56601	36%	0.61
				<b>20%</b>		<b>26%</b>		<b>16%</b>		<b>38%</b>	<b>0.62</b>

Tabella 36. Volumi specifici di invaso in m<sup>3</sup>/ha necessari per ottenere l'invarianza idraulica per TR=50 anni. Valori espressi in funzione del coefficiente di afflusso medio e del massimo coefficiente udometrico in uscita.

$U_{max}$ [l/s ha]	Coefficiente di afflusso medio															
	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
0.50	404	514	630	752	878	1010	1145	1285	1428	1575	1725	1879	2036	2195	2358	2523
0.75	354	450	552	659	771	886	1005	1127	1253	1382	1514	1649	1787	1927	2070	2215
1.00	322	410	503	601	702	807	916	1027	1142	1260	1380	1503	1629	1757	1887	2019
1.25	299	381	468	558	653	751	852	956	1063	1172	1284	1399	1516	1635	1756	1879
1.50	281	359	441	526	615	707	803	901	1002	1105	1211	1319	1429	1541	1655	1772
1.75	267	341	419	500	585	673	763	857	953	1051	1152	1254	1359	1466	1575	1686
2.00	255	326	401	479	560	644	731	820	912	1006	1103	1201	1302	1404	1508	1614
2.25	245	313	385	460	538	619	703	789	878	968	1061	1156	1253	1351	1452	1554
2.50	237	302	372	444	520	598	679	762	848	936	1025	1117	1210	1306	1403	1501
2.75	229	293	360	430	504	579	658	739	822	907	994	1083	1173	1266	1360	1456
3.00	222	284	349	418	489	563	639	718	798	881	966	1052	1140	1230	1322	1415
3.25	216	276	340	407	476	548	622	699	778	858	941	1025	1111	1199	1288	1378
3.50	210	269	331	396	464	535	607	682	759	837	918	1000	1084	1170	1257	1345
3.75	205	263	323	387	453	522	593	666	741	818	897	978	1060	1143	1229	1315
4.00	200	257	316	379	444	511	580	652	726	801	878	957	1037	1119	1203	1288
4.25	196	251	309	371	434	500	569	639	711	785	861	938	1017	1097	1179	1262
4.50	192	246	303	363	426	491	558	627	697	770	844	920	998	1077	1157	1239
4.75	188	241	297	356	418	482	547	615	685	756	829	904	980	1057	1136	1217
5.00	184	237	292	350	410	473	538	605	673	743	815	888	963	1040	1117	1196
5.25	181	232	287	344	404	465	529	595	662	731	802	874	948	1023	1099	1177
5.50	177	228	282	338	397	458	520	585	652	720	789	860	933	1007	1082	1159
5.75	174	225	277	333	391	451	513	576	642	709	777	848	919	992	1066	1142
6.00	171	221	273	328	385	444	505	568	632	699	766	835	906	978	1051	1126
6.25	169	217	269	323	379	438	498	560	624	689	756	824	894	965	1037	1111
6.50	166	214	265	318	374	431	491	552	615	680	746	813	882	952	1023	1096
6.75	164	211	261	314	369	426	484	545	607	671	736	803	871	940	1010	1082
7.00	161	208	258	310	364	420	478	538	599	662	727	793	860	928	998	1069
7.25	159	205	254	306	359	415	472	531	592	654	718	783	850	917	986	1056
7.50	157	202	251	302	355	410	467	525	585	647	710	774	840	907	975	1044
7.75	154	200	248	298	351	405	461	519	578	639	702	765	830	897	964	1033
8.00	152	197	245	295	346	400	456	513	572	632	694	757	821	887	954	1022
8.25	150	195	242	291	342	396	451	507	566	625	687	749	813	878	944	1011
8.50	148	192	239	288	339	391	446	502	560	619	679	741	804	869	934	1001
8.75	147	190	236	285	335	387	441	497	554	613	673	734	796	860	925	991
9.00	145	188	234	281	331	383	437	492	548	606	666	727	789	852	916	981
9.25	143	186	231	278	328	379	432	487	543	601	659	720	781	844	907	972
9.50	141	184	229	276	325	375	428	482	538	595	653	713	774	836	899	963
9.75	140	182	226	273	321	372	424	478	533	589	647	706	767	828	891	955
10.00	138	180	224	270	318	368	420	473	528	584	641	700	760	821	883	946

Tabella 36 (segue). Volumi specifici di invaso in m<sup>3</sup>/ha necessari per ottenere l'invarianza idraulica per TR=50 anni. Valori espressi in funzione del coefficiente di afflusso medio e del massimo coefficiente udometrico in uscita.

$U_{max}$ [l/s ha]	Coefficiente di afflusso medio															
	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
10	138	180	224	270	318	368	420	473	528	584	641	700	760	821	883	946
15	113	149	187	228	270	313	358	405	453	502	552	604	656	710	764	820
20	96	128	163	199	237	276	317	359	403	447	493	540	588	636	686	736
25	83	112	144	177	212	248	286	325	366	407	449	493	537	582	628	675
30	73	100	129	160	192	226	262	298	336	375	414	455	497	539	582	626
35	64	89	116	145	176	208	241	276	311	348	385	424	463	504	545	586
40	57	80	106	133	162	192	224	256	290	325	361	398	435	473	513	552
45	50	72	96	122	149	178	208	240	272	305	339	375	410	447	485	523
50	45	65	88	113	139	166	195	225	256	288	320	354	389	424	460	497
55	40	59	81	104	129	155	183	211	241	272	303	336	369	403	438	474
60	36	54	74	96	120	145	172	199	228	257	288	319	352	385	418	453
65	32	49	68	89	112	136	162	188	216	244	274	304	335	367	400	433
70	28	45	63	83	105	128	153	178	205	232	261	290	321	352	383	416
75	25	41	58	77	98	120	144	169	195	221	249	278	307	337	368	399
80	22	37	53	72	92	113	136	160	185	211	238	266	294	323	353	384
85	20	33	49	67	86	107	129	152	176	202	228	255	282	311	340	370
90	18	30	45	62	81	101	122	145	168	193	218	244	271	299	327	356
95	15	27	42	58	76	95	116	138	160	184	209	234	261	288	316	344
100	14	25	38	54	71	90	110	131	153	176	200	225	251	277	304	332
110	10	20	33	47	63	80	99	119	140	162	184	208	233	258	284	310
120	8	16	27	40	55	71	89	108	128	148	170	193	216	240	265	291
130	5	13	23	35	49	64	80	98	117	137	157	179	201	224	248	273
140	4	10	19	30	43	57	72	89	107	126	146	166	188	210	233	256
150	2	8	16	26	37	51	65	81	98	116	135	155	175	196	218	241
160	1	6	13	22	33	45	59	74	90	107	125	144	163	184	205	227
170	1	4	10	18	28	40	53	67	82	98	116	134	153	172	193	214
180	-	3	8	15	24	35	47	61	75	91	107	125	143	162	181	202
190	-	2	6	13	21	31	42	55	69	84	99	116	133	152	171	190
200	-	1	5	10	18	27	38	50	63	77	92	108	125	142	161	180
210	-	-	3	8	15	24	34	45	57	71	85	101	117	134	151	170
220	-	-	2	6	13	21	30	40	52	65	79	94	109	125	143	160
230	-	-	1	5	11	18	26	36	48	60	73	87	102	118	134	151
240	-	-	1	4	9	15	23	33	43	55	67	81	95	110	126	143
250	-	-	-	3	7	13	20	29	39	50	62	75	89	104	119	135
260	-	-	-	2	5	11	18	26	35	46	57	70	83	97	112	128
270	-	-	-	1	4	9	15	23	32	42	53	65	77	91	105	120
280	-	-	-	1	3	7	13	20	29	38	48	60	72	85	99	114
290	-	-	-	-	2	6	11	18	26	34	44	55	67	80	93	107
300	-	-	-	-	1	5	9	15	23	31	41	51	62	75	88	101

## Volumi di invaso necessari per ottenere l'invarianza idraulica per $T_R=50$ anni

Dati pluviometrici registrati a Castelfranco V. (1990-2007)

Valori espressi in funzione del coefficiente di afflusso  $k$  e del massimo coefficiente udometrico ammesso  $u$

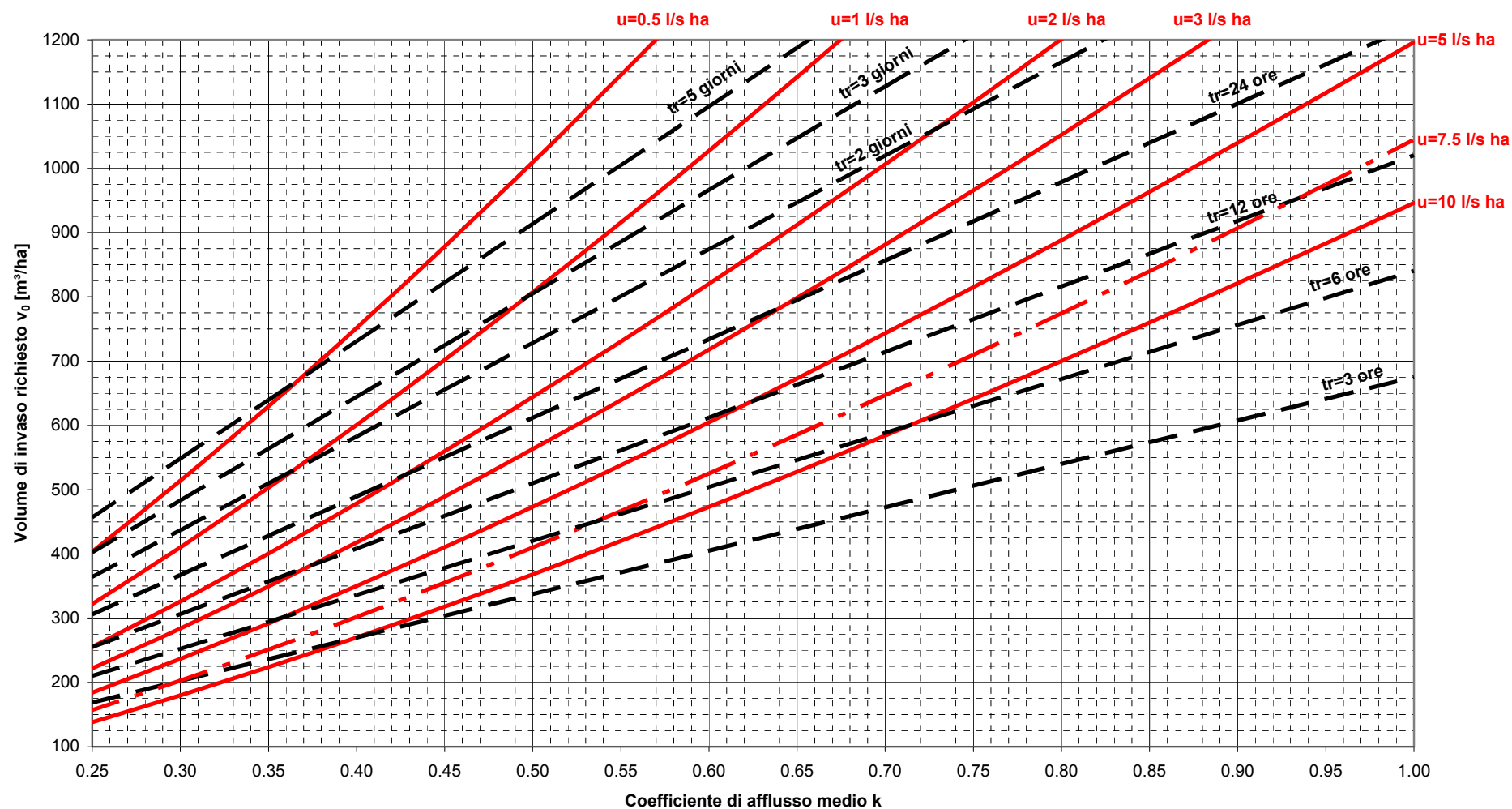


Figura 29. Volumi specifici di invaso in l/s ha necessari per ottenere l'invarianza idraulica per  $TR=50$  anni. In rosso, i valori di invaso specifico espressi in funzione del coefficiente di afflusso medio per massimo coefficiente udometrico in uscita fissato, in nero le curve a tempo costante di riempimento dell'invaso.

## **Appendice 5 – Protocollo d'intesa per la gestione del nodo idraulico di Castelfranco**

**ALLEGATO A alla Dgr n. 845 del 03 aprile 2007**

### **PROTOCOLLO D'INTESA TRA**

Regione Veneto – Direzione Difesa Suolo

Unità di progetto Distretto Bacino Idrografico Brenta, Bacchiglione, Gorzone

Unità di progetto Distretto Bacino Idrografico di Piave, Livenza e Sile

Genio Civile di Treviso

Genio Civile di Padova

Genio Civile di Venezia

Comune di Castelfranco Veneto

Consorzio di Bonifica “Dese Sile”

Consorzio di Bonifica “Pedemontano Brentella di Pederobba”

Consorzio di Bonifica “Sinistra Medio Brenta”

### **PREMESSA**

- i ripetuti fenomeni di esondazione o di superamento dei limiti di guardia, dei corsi d'acqua scolanti in Laguna (Marzenego, Dese, Zero), del Muson dei Sassi e del Sile, hanno indotto i gestori delle reti e le Autorità idrauliche regionali interessate ad esaminare cause e rimedi;

- negli incontri informali avvenuti tra gli interessati si è intravista la possibilità di conseguire il risultato di una migliore gestione delle acque in occasione delle piene, coordinando le manovre dei vari manufatti idraulici esistenti, utilizzando al meglio i sistemi di previsione meteo oggi disponibili, monitorando l'evoluzione dei fenomeni e prevedendo, all'interno del sistema, adeguati volumi di invaso e laminazione;

- i manufatti idraulici che influenzano in modo determinante l'evoluzione dei fenomeni di piena del Muson e dei corsi d'acqua scolanti in Laguna sono individuati in particolare:

- nel nodo di Castelfranco (dal quale si alimentano il Muson, il Marzenego, il Dese e lo Zero) che costituisce la chiusura del bacino dell'Avenale (10.000 ha di collina e alta pianura) con un valore della portata in piena stimata in 30 m<sup>3</sup>/s;

- nel sostegno di Albaredo dove le acque del Brenton del Maglio (portata max 4 m<sup>3</sup>/s) si ripartiscono tra i collettori denominati Corbetta/Sile ed il fiume Zero;

- nel sostegno sul canale di Gronda in corrispondenza della derivazione per la peschiera di Badoere, a monte della confluenza nel Sile;

- nei numerosi sostegni lungo il corso del Sile sia a monte che a valle di Treviso, che in città;

- nelle casse di espansione realizzate ed in corso di realizzazione da parte del Consorzio Brentella a monte della città di Castelfranco (casse ai Prai, esistenti, 220.000 m<sup>3</sup> e cassa di Riese 450.000 m<sup>3</sup>, in costruzione);

- nelle casse di espansione previste dal Consorzio Brentella a Sud-Est del centro di Castelfranco, già finanziate, in fase di V.I.A.;

## **FATTE TALI PREMESSE E CONSIDERATO**

1) che in molti casi lo svasso preventivo delle reti, in previsione di eventi meteo intensi, è in grado di migliorare il controllo nella formazione delle piene, almeno nel primo tempo di pioggia;

2) che ora le manovre vengono fatte da vari soggetti (Personale dei Consorzi di Bonifica e del Comune di Castelfranco o incaricati) in modo indipendente sulla base delle conoscenze e delle condizioni locali;

3) che la Regione Veneto, tramite l'ARPAV, dispone di un sistema di previsione meteo altamente efficace, tempestivo e valido per manovrare in tempo utile i vari manufatti; sistema già in uso anche al Consorzio di Bonifica Dese Sile;

4) che i Consorzi di Bonifica e il Comune di Castelfranco sono organizzati per far fronte alle emergenze con un proprio servizio di reperibilità;

5) che la Regione dispone di un efficiente "Sistema regionale di Protezione Civile";

6) che ai Concessionari delle utilizzazioni sul Gronda e sul Sile e sugli altri corsi d'acqua interessati possono essere impartite dall'Autorità idraulica regionale precise disposizioni per la gestione dei manufatti in previsione di situazioni di piena;

7) che vi sono interventi strutturali fattibili a breve, media e a lunga scadenza;

8) che è comunque possibile già da subito coordinare le manovre dei manufatti esistenti per una maggiore sicurezza ed efficacia degli interventi per tutto il bacino;

## **SI CONVIENE QUANTO SEGUE**

A) Relativamente alle manovre in corrispondenza del nodo di Castelfranco:

- a Castelfranco, in condizioni di piena, le paratoie c/o ENEL sull'Avenale restano normalmente una chiusa e l'altra sollevata 30 cm; l'apertura della stessa in misura maggiore potrà essere effettuata esclusivamente su ordine dell'Autorità regionale a fronte di gravi situazioni di crisi a Castelfranco stesso, valutata la condizione generale del comprensorio del Consorzio Dese Sile; l'onere della manovra e della regolazione rimane in capo al personale del Consorzio Dese Sile così come la comunicazione agli altri soggetti interessati di cui al presente atto;
- la paratoia sull'Avenale a monte del ponte di Ca' Duodo in corrispondenza dell'ex mulino resta normalmente aperta per massimo 20 cm: ulteriori aperture devono essere preventivamente concordate tra Comune di Castelfranco e Consorzio di Bonifica Dese Sile. In caso di disaccordo operativo deciderà in merito l'Autorità regionale. L'onere di manovra spetta al personale del Comune di Castelfranco mentre al Consorzio Dese Sile spetta la comunicazione agli altri soggetti interessati di cui al presente atto;
- il sifone di circolo delle fosse resta sempre aperto e così le paratoie di regolazione al mulino di cui sopra; le operazioni di pulizia delle griglie rimangono in capo al personale Comunale, così come attualmente avviene;
- le paratoie principali di controllo delle fosse, angolo S-O (scarico dell'Avenale su Roggia Brentella e da questa al Muson dei Sassi, dopo aver attraversato il partitore verso il Marzenego – paratoie da Barban), devono essere completamente aperte:
  1. su richiesta del Consorzio "Dese Sile" all'avviso di piogge intense in pianura;



2. all'annuncio di precipitazioni nell'area pedemontana superiori a 70/90 mm nelle 24 ore successive;
3. al verificarsi di livelli idrometrici elevati al Ponte di Borgo Asolo;
4. per fronteggiare situazioni di criticità idraulica locale a insindacabile valutazione degli addetti.

In caso di apertura delle paratoie riferita ai punto 3 e 4 il Comune di Castelfranco avvisa il Genio Civile di Padova (che controlla il livello idrometrico del Muson dei Sassi e di conseguenza eventualmente avvia il servizio di allerta), il Consorzio Sinistra Medio Brenta (per le condizioni generali del comprensorio), il Consorzio Dese Sile, il Consorzio Brentella;

- le paratoie da “Barban” che regolano il flusso verso il Marzenego, sia in condizioni normali che di piena, sono completamente chiuse (salvo una paratoia aperta massimo 20 cm per il DMV), mentre sono in posizione “tutto aperto” le paratoie che regolano il flusso verso il Muson dei Sassi. Eventuali manovre riguardano minime regolazioni durante il periodo estivo e le operazioni di sfalcio. L'onere della manovra e della regolazione rimane in capo al personale del Consorzio Dese Sile così come la comunicazione agli altri soggetti interessati di cui al presente atto;
- il Consorzio Brentella, al verificarsi di un livello di piena dell'Avenale pari a -50 cm al ponte di borgo Asolo (o al Ponte di Legno), su richiesta del Comune per contenere i livelli idrometrici in città, manovra le paratoie delle casse di espansione dei Prai e di Riese (quando utilizzabile) per forzare l'invaso d'acqua, ovviamente per quanto possibile in base ai volumi ancora disponibili e alle previsioni meteo a breve. In questa condizione le paratoie all'angolo S-O delle fosse di Castelfranco, sono in posizione “tutto aperto”, cioè in condizioni di sicurezza;
- la forzatura dell'invaso delle casse da parte del Brentella potrà avvenire anche, su richiesta del Genio Civile di Padova e/o del Consorzio “Sinistro Medio Brenta” in caso di criticità delle condizioni del Muson dei Sassi e qualora inizi il sormonto delle paratoie da “Barban” e le previsioni a breve dell'ARPAV lo consentano;
- lo scarico delle casse di espansione di cui sopra, da parte del Consorzio Brentella, deve iniziare almeno 6 ore dopo il termine delle condizioni di piena a Castelfranco (quando il livello scende a -100 cm nei punti di cui sopra) salvo diversa richiesta al Brentella da parte del Genio Civile di Padova e/o dei Consorzi Sinistra Medio Brenta e/o Dese Sile, per condizioni di valle critiche;

B) Relativamente alla manovra delle paratoie di Albaredo sul Brenton del Maglio e della paratoia sul collettore Gronda alla peschiera di Badoere:

- la manovra di riduzione dell'afflusso allo Zero è di competenza del Consorzio “Dese Sile”; essa sarà effettuata in corso di piena in base alla capacità di scarico del Gronda, avvisando il Genio Civile di Treviso, per la verifica dei livelli idrometrici sul Fiume Sile, ed il Consorzio Brentella;
- la manovra di svasso del canale di Gronda è di competenza della peschiera; essa dovrà essere effettuata su richiesta del Consorzio “Dese Sile” all'annuncio di precipitazioni superiori a 70÷90 mm nelle 24 ore successive;

C) Relativamente ai manufatti di sostegno su Sile, Zero, Dese, Marzenego:

- La Direzione regionale Difesa del Suolo e/o il Consorzio Dese Sile secondo competenza notificheranno ai Concessionari nuove regole di comportamento secondo

quanto detto al punto B) e richiederanno agli stessi le eventuali opere di adeguamento necessarie;

- il Consorzio Dese Sile provvederà a svasare la propria rete di canali, nonché ad ordinare l'apertura delle fosse di Noale, al primo avviso di precipitazioni intense locali o per avviso di piena da monte.

D) Relativamente alla previsione, al coordinamento e alla supervisione delle situazioni di piena:

- riconoscendo l'utilità dei moderni sistemi di previsione meteo e di monitoraggio dei nodi critici della rete, Consorzi e Strutture regionali interessati si impegnano a promuovere la realizzazione in tempi ragionevoli di una rete di monitoraggio essenziale, supportata dai necessari software interpretativi al fine della previsione e del controllo delle piene ed a far mettere a disposizione dei Consorzi il sistema ARPAV di previsione meteo a breve, data la rilevanza ai fini di protezione civile;
- le Strutture regionali interessate promuovono, nell'ambito del costituendo Centro Funzionale Decentrato, la realizzazione di un modello idraulico complessivo per il sistema afferente al bacino scolante in Laguna, da mettere a disposizione anche dei Consorzi per affinare gli interventi gestionali, per verificare l'efficacia dell'inserimento delle nuove capacità di invaso, per coordinarne le manovre e per verificarne la posizione più adatta;
- i Consorzi si impegnano da subito a coordinare tra loro gli interventi gestionali nonché a definire ed individuare progetti e priorità di intervento di concerto con la Direzione regionale competente per la difesa suolo, secondo il "Protocollo provvisorio per l'attivazione del sistema di gestione del nodo idraulico di Castelfranco Veneto" in allegato al presente atto;
- in relazione al livello di criticità dell'evento in atto, dell'eventuale intervenuta dichiaratoria di "stato di crisi regionale" ovvero di "stato di emergenza", nonché dell'attivazione o meno del Co.R.Em. regionale, la Direzione Difesa del Suolo informa e tiene aggiornati i soggetti interessati del sistema regionale, in accordo con il Servizio Protezione Civile della Regione del Veneto.

*Regione Veneto – Direzione Difesa Suolo*

*Unità di progetto Distretto Bacino Idrografico Brenta, Bacchiglione, Garzone*

*Unità di progetto Distretto Bacino Idrografico di Piave, Livenza e Sile*

*Genio Civile di Padova*

*Genio Civile di Treviso*

*Genio Civile di Venezia*

*Comune di Castelfranco Veneto*

*Consorzio di Bonifica "Pedemontano Brentella di Pederobba"*

*Consorzio di Bonifica "Dese Sile"*

*Consorzio di Bonifica "Sinistra Medio Brenta"*