



REGIONE DEL VENETO

AREA TUTELA E SVILUPPO DEL TERRITORIO - DIREZIONE INFRASTRUTTURE TRASPORTI E LOGISTICA

UO INFRASTRUTTURE STRADE E CONCESSIONI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Marco d'Elia

SISTEMA FERROVIARIO METROPOLITANO REGIONALE

S. F. M. R.

(Atto del 06/12/2016)

LINEE VENEZIA-QUARTO D'ALTINO e MESTRE-TREVISO

ELIMINAZIONE DEI P.L. AL km 1+337 e km 1+445

VENEZIA - Via Gazzera Alta

PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTO 1.09bis				N° ELABORATO	
IDRAULICA				09.01.00.00	
Valutazione di compatibilità idraulica Relazione tecnica e norme tecniche				SCALA -	
				NOME FILE 0409E02-09010000-IRT001_E00	
E00	Emissione	08/2019	S. Longhi	E. Casotto	L. Loregiola
Revisione	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
COMMESSA	DOCUMENTO	REV.	TAVOLA		
0409E02	I RT 001	E00	1	di	1
Il Direttore Tecnico Ing. Stefano Susani			Il Progettista e Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche Ing. Michele Fioratti		
 Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)					

INDICE

1	INTRODUZIONE	2
1.1	STATO DI FATTO	3
1.2	INTERFERENZE IDRAULICHE DI PROGETTO	4
2	RISCHIO IDRAULICO.....	5
3	IDROLOGIA	7
3.1	PREMESSE.....	7
3.2	ADOZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ CLIMATICA.....	7
4	DIMENSIONAMENTI IDRAULICI	11
4.1	OCCUPAZIONI DI PROGETTO.....	14
5	COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	16
5.1	IL METODO DELL'INVASO	18
5.1.1	Viabilità di progetto a sud del Marzenego	19
5.1.2	Viabilità di progetto a nord Marzenego.....	20
5.2	IL METODO RAZIONALE	20
5.2.1	Viabilità di progetto - zona rotatoria sud (1).....	22
5.2.2	Viabilità di progetto – tratto a est del'autostrada - (2).....	23
5.2.3	Viabilità di progetto - nord Marzenego (3)	24
5.3	LA CAPACITA' DI PORTATA.....	25
5.3.1	Suddivisione del calcolo per bacini.....	26
5.3.2	Verifiche	29
6	CONCLUSIONI	30

1 INTRODUZIONE

A seguito dell'*emergenza concernente gli eventi meteorologici eccezionali del 26 settembre 2007* verificatisi in alcune aree delle Province di Venezia, Treviso e Padova è stato istituito, con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3621 del 18/10/2007, un apposito Ufficio, coordinato dal Commissario Delegato, per attuare *gli interventi urgenti di protezione civile diretti a fronteggiare i danni conseguenti a detti eventi e in particolare per provvedere alla pianificazione di azioni e interventi di mitigazione del rischio conseguente all'inadeguatezza dei sistemi preposti all'allontanamento e allo scolo delle acque superficiali in eccesso, al fine della riduzione definitiva degli effetti dei fenomeni alluvionali e in coerenza con gli altri progetti di regimazione delle acque, predisposti per la tutela e la salvaguardia della Terraferma veneziana, nel territorio provinciale di Venezia e negli altri territori comunali del Bacino Scolante in Laguna individuati dal "Piano direttore 2000" approvato con deliberazione del Consiglio Regionale del Veneto n° 23 in data 7/3/2003; con l'obiettivo di " ... prevenire, per quanto possibile, la possibilità che la realizzazione dei nuovi insediamenti edilizi possa determinare, in carenza di misure adeguate, situazioni compromissorie delle condizioni di sicurezza, ..."*.

La verifica in oggetto risponde alle prescrizioni contenute nell'Ordinanza n° 22/1/2008 del Commissario Delegato con cui si dispone che *" I Comuni individuati ... (allegato all'ordinanza n°2 del 21/12/2007) ... sono tenuti ad operare una ricognizione delle opere pubbliche approvate, di cui non risultino ancora scaduti i termini per la presentazione di offerte per la loro realizzazione alla data della presente ordinanza, e degli interventi edilizi privati ..."* .

L'intervento in oggetto, ricadente interamente nel Comune di Venezia, riguarda la realizzazione di una parte della nuova bretella stradale destinata a collegare via Brendole, a ovest della linea ferroviaria Venezia – Treviso, con la SR 245, via Castellana; il tracciato di competenza inizia in corrispondenza dell'estremità della

rampa est che immette al sottopasso stradale della ferrovia, prosegue con la rotatoria che raccorda via Gazzera Bassa e l'accesso a una nuova urbanizzazione residenziale, imbocca il varco predisposto sotto la tangenziale ovest di Mestre, piega verso nord seguendo il ciglio est del canale consortile Allacciante di Levante in fregio alla tangenziale medesima e infine biforca, con un'altra rotatoria, verso nord est, in direzione della nuova fermata SFMR di via Olimpia, e verso nord dove interseca nuovamente l'Allacciante di Levante, attraversa il canale Marzenego in fregio alla tangenziale autostradale e immette infine sulla rotatoria di raccordo con la SR 245.

1.1 STATO DI FATTO

Il tratto viario in oggetto si colloca parzialmente in un'area agricola e a verde incolto a ridosso della periferia urbana ovest di Mestre, dove la stratigrafia del terreno evidenzia la presenza di strati limoso – argillosi con quota di falda freatica circa 2 m sotto il piano campagna, che mediamente ha una quota assoluta intorno a +1.60 m s.l.m. Le opere oggetto di intervento, per le parti di raccordo con i tracciati viari esistenti, si collocano sul sedime di aree già impermeabilizzate localizzate, in particolare, su via Gazzera Bassa ed il relativo sottopasso della tangenziale di Mestre e sul ramo di raccordo alla rotatoria di via Brendole / Castellana già realizzato nell'ambito dell'intervento 1.09.

Il reticolo idrografico esistente nell'area d'intervento, su cui sovrintende il Consorzio di Bonifica Acque Risorgive (Consorzio ex Dese Sile), è stato ripetutamente adattato alla progressiva espansione urbanistica: il collettore principale, scolo Roviego, rettificato e tombinato in diversi tratti, in prossimità di via Gazzera Bassa biforca in due diramazioni, chiamate Collettore Allacciante di Levante e di Ponente (rispetto ai cigli est ed ovest della tangenziale autostradale ovest di Mestre), raccordate da un collettore ripartitore sottopassante, con manufatto scatolare chiuso, il varco esistente sotto la tangenziale, della larghezza di circa 25 m, predisposto per l'inserimento della piattaforma stradale del nuovo collegamento viario. L'Allacciante di Levante riceve, a est del varco, lo scolo

Cimetto, pure corrente lungo il ciglio est dell'asse autostradale, proveniente dal centro cittadino di Mestre-Marghera.

A ovest della tangenziale di Mestre il versante sud della strada principale è stato oggetto di urbanizzazione intensiva mentre nel versante nord è prevista una urbanizzazione futura; a est dell'autostrada invece è rimasta pressoché integra l'originaria radura a verde adiacente al vecchio corso del sistema idrografico Cimetto-Roviego-Marzenego.

1.2 INTERFERENZE IDRAULICHE DI PROGETTO

L'occupazione della rotatoria di progetto a ovest dell'autostrada e la necessità di sviluppare una carreggiata adatta al transito veicolare nei due sensi di marcia impongono la sostituzione degli attuali ponticelli sugli scoli Roviego, Collettore Allacciante di Ponente e Collettore Allacciante di Levante con coperture dei corsi d'acqua estese quanto basta a ospitare dette infrastrutture viarie.

L'adeguamento normativo alla luce libera di 5,0 m fra piano stradale e intradosso del sovrastante viadotto implica l'abbassamento localizzato del profilo viario di progetto che, nel punto di massima depressione, viene a trovarsi al di sotto sia della quota di massima escursione della falda sia del recapito alla rete idrografica di scolo, richiedendo l'inserimento di un impianto di sollevamento.

Un'ulteriore interferenza sul Collettore Allacciante di Levante è costituita dalla copertura prevista per raccordare planoaltimetricamente la nuova bretella stradale al ponte sul canale Marzenego.

Altri due ponticelli, previsti su entrambi i rami "Allaccianti", rientrano fra le opere di un altro progetto.

2 RISCHIO IDRAULICO

L'esito degli studi più recenti disponibili sul rischio idraulico del territorio interessato dagli interventi è sintetizzato nelle Figure 1.a e 1.b, estratte dalla Tavola "Aree soggette a rischio idraulico per esondazione" redatta dalla protezione civile del Comune di Venezia e dalla Tavola "Aree allagabili – Altezze idriche" del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, redatta dal Distretto idrografico delle Alpi Orientali.

Secondo le evidenze della prima fonte normativa, le zone degli interventi in oggetto ricadono fra le aree a rischio idraulico elevato (Figura 1.a).

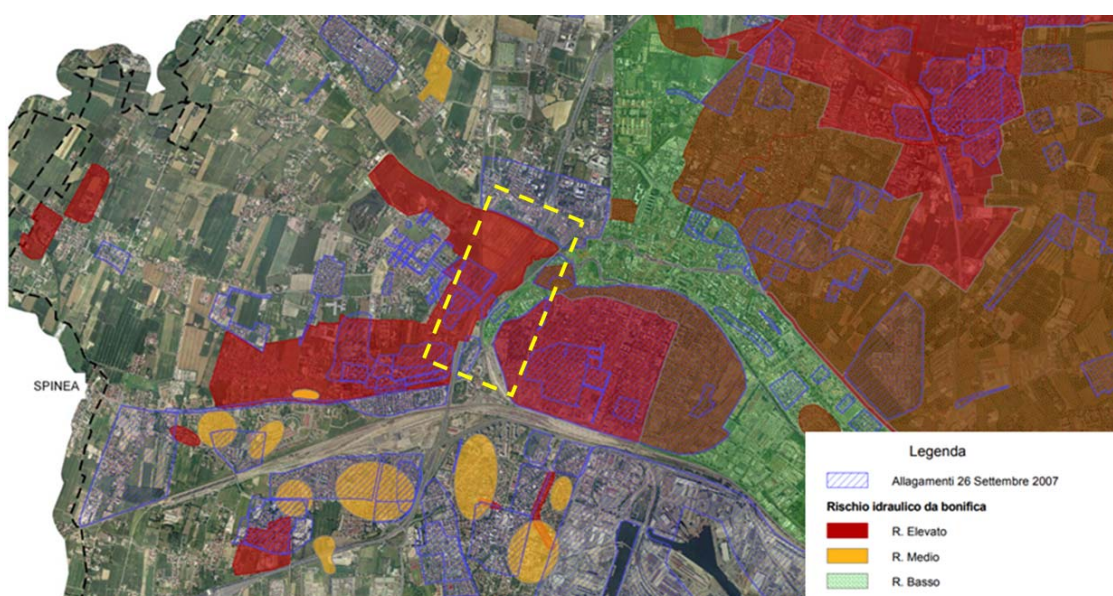


Figura 1.a: Protezione civile Comune di Venezia – Aree di rischio idraulico.

Per quanto concerne l'analisi del PGRA, non risultano esserci aree soggette ad allagamento nella zona d'intervento, nemmeno per un evento associato ad uno scenario di bassa probabilità con tempo di ritorno $T_r=300$ anni.

In Figura 1.c sono riportate le aree di allagamento perimetrate dopo l'evento pluviometrico del 26 settembre 2007. Emerge che in quell'occasione la zona è stata interessata da allagamenti definiti dai Consorzi di Bonifica competenti (Dese-Sile e Sinistro medio Brenta).

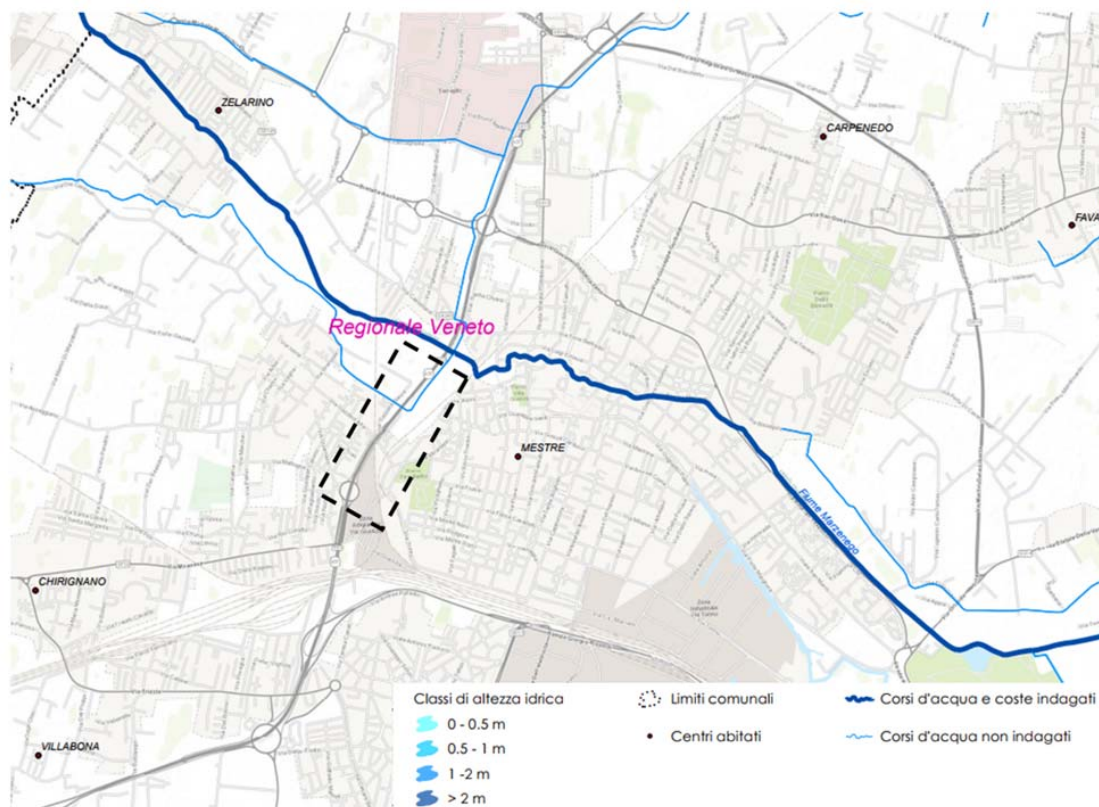


Figura 1.b: Piano di Gestione del Rischio Alluvioni – Aree allagabili: altezze idriche.



Figura 1.c: Piano di Assetto del Territorio Comune di Venezia – Carta degli allagamenti.

3 IDROLOGIA

3.1 PREMESSE

L'analisi idrologica nell'area d'intervento ha lo scopo di inquadrare le condizioni territoriali ante operam, le sollecitazioni meteoriche associate ad una determinata frequenza probabile e la risposta idraulica conseguente al nuovo assetto.

La configurazione di progetto deve garantire la continuità idraulica del reticolo di scolo preesistente tenendo conto degli aumenti di portata generati, calibrando opportunamente deflussi e capacità di accumulo e ricercando nel contempo un miglioramento nell'assetto generale del bacino.

3.2 ADOZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ CLIMATICA

Per determinare la pioggia di progetto e valutare la compatibilità idraulica dell'intervento in progetto, sono state utilizzate le Linee Guida per la Valutazione di Compatibilità idraulica contenenti l'“Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve di possibilità pluviometrica di riferimento”, (*V. Bixio, A. Fiume, 2009*).

Zona omogenea	Provincia		
	PD	TV	VE
SW	Abano Terme, Agna, Albignasego, Arre, Arzergrande, Borgoricco, Bovolenta, Brugine, Cadoneghe, Campo San Martino, Campodarsego, Candiana, Cartura, Casalerugo, Cervarese Santa Croce, Codevigo, Conselve, Correzzola, Curtarolo, Due Carrare, Legnaro, Limena, Masera' di Padova, Montegrotto Terme, Noventa Padovana, Padova, Pernumia, Piove di Sacco, Polverara, Ponte San Nicolò, Pontelongo, Rovolon, Saccolongo, San Giorgio delle Pertiche, San Giorgio in Bosco, San Pietro Viminario, Santa Giustina in Colle, Sant'Angelo di Piove di Sacco, Saonara, Selvazzano Dentro, Teolo, Terrassa Padovana, Torreglia, Vigodarzere, Vigonza, Villa del Conte, Villanova di Camposampiero		Cona, Santa Maria di Sala, Vigonovo
Costiera SE		Casale sul Sile, Casier, Mogliano Veneto	Campagna Lupia, Campolongo Maggiore, Camponogara, Cavallino-Treporti, Chioggia, <i>Dolo</i> , Fiesse d'Artico, <i>Fosso'</i> , Marcon, <i>Mira</i> , <i>Mirano</i> , <i>Pianiga</i> , Quarto d'Altino, <i>Spinea</i> , <i>Stra</i> , Venezia
Interna NW	Camposampiero, Cittadella, Loreggia, Massanzago, Piombino Dese, San Martino di Lupari, Tombolo, Trebaseleghe	Istrana, Morgano, Resana	Noale
NE		Breda di Piave, Carbonera, Castelfranco Veneto, Monastier di Treviso, Preganziol, Quinto di Treviso, Roncade, San Biagio di Callalta, Silea, Treviso, Veduggio, Zenson di Piave, Zero Branco	Fossalta di Piave, Jesolo, Martellago, Meolo, Musile di Piave, Salzano, Scorzè

Figura 2: Suddivisione in zone omogenee

L'area in esame ricade nella Zona costiera-lagunare contornata in rosso in Figura 2.

I coefficienti della curva di possibilità climatica a tre parametri sono variabili in base al tempo di ritorno scelto e si inseriscono nella seguente formula per il calcolo dell'altezza di precipitazione:

$$h = \frac{a}{(t + b)^c} t \quad 1)$$

dove a [mm min^{-c-1}], b [min] e c [-], sono i parametri della curva derivati dall'elaborazione della zona di riferimento tabulati in Figura 3, t [min] è la durata della precipitazione.

Zona COSTIERA LAGUNARE



T	a	b	c
2	20.3	12.0	0.821
5	27.2	13.5	0.820
10	31.4	14.4	0.816
20	35.2	15.3	0.809
30	37.2	15.8	0.805
50	39.7	16.4	0.800
100	42.8	17.3	0.791
200	45.6	18.2	0.783

Figura 3: Parametri della curva di possibilità climatica 1) (Zona costiera lagunare)

Utilizzando invece la curva a due parametri la formula per l'altezza di precipitazione cambia in:

$$h = a t^n \quad 2)$$

con a [mm min^{-n}] ed n [-] parametri e t [min] durata dell'evento.

Per detta espressione, i coefficienti per la Zona costiera – lagunare sono:

Zona costiera-lagunare

T	tp~ 15 minuti				tp~ 30 minuti				tp~ 45 minuti				tp~ 1 ora				tp~ 3 ore				tp~ 6 ore			
	da 5 min a 45 min				da 10 min a 1 ora				da 15 min a 3 ore				da 30 min a 6 ore				da 45 min a 12 ore				da 1 ora a 24 ore			
anni	a	n	?	a	n	?	a	n	?	a	n	?	a	n	?	a	n	?	a	n	?	a	n	?
2	4.3	0.554	5.9%	6.1	0.441	2.9%	9.1	0.328	4.5%	11.8	0.267	1.2%	13.1	0.247	1.1%	14.2	0.230	1.5%						
5	5.2	0.576	5.8%	7.4	0.465	3.0%	11.1	0.348	4.8%	14.8	0.281	1.4%	16.8	0.254	1.5%	18.5	0.236	1.8%						
10	5.7	0.590	5.6%	8.0	0.482	3.1%	12.1	0.363	4.9%	16.4	0.293	1.5%	18.9	0.263	1.8%	21.1	0.242	2.1%						
20	6.2	0.603	5.4%	8.5	0.499	3.1%	13.0	0.378	5.0%	17.7	0.306	1.6%	20.7	0.272	2.1%	23.4	0.250	2.4%						
30	6.4	0.610	5.2%	8.8	0.508	3.1%	13.4	0.387	5.0%	18.4	0.313	1.7%	21.7	0.278	2.3%	24.6	0.255	2.6%						
50	6.7	0.619	5.0%	9.1	0.520	3.1%	13.8	0.399	5.0%	19.1	0.324	1.7%	22.8	0.286	2.5%	26.0	0.261	2.8%						
100	7.0	0.630	4.8%	9.4	0.536	3.1%	14.3	0.415	5.1%	19.9	0.338	1.8%	24.1	0.297	2.9%	27.8	0.271	3.1%						
200	7.3	0.642	4.5%	9.7	0.552	3.1%	14.7	0.431	5.1%	20.6	0.353	1.8%	25.3	0.309	3.2%	29.5	0.280	3.4%						

Figura 4: Parametri della curva di possibilità climatica 2) (Zona costiera lagunare).

La scelta della formula da utilizzare si basa sulla bontà dell'interpolazione dei valori, di fatti la curva a tre parametri consente un'interpolazione migliore dei dati. Per questo motivo le curve a due parametri sono fornite per intervalli di durate.

Considerando le opere finalizzate alla sicurezza idraulica del territorio di recente realizzazione, o in corso di realizzazione, ed in analogia con quanto già precedentemente approvato dal Consorzio di bonifica competente, il calcolo dei volumi di invaso compensativi viene effettuato considerato un coefficiente udometrico di rilascio pari a 10 l/s ha.

Il PAT prescrive che la sicurezza idraulica da garantire alla terreferma del Comune di Venezia corrisponda ad un tempo di ritorno di 50 anni.

Si è quindi proceduto ad una verifica dei contenuti principali della procedura di valutazione di compatibilità idraulica, aggiornando le stime e le calcolazioni effettuate in termini di:

- Curve di possibilità pluviometrica aggiornate ed in linea con quanto previsto nella Normativa di Settore specifica;
- Uso del suolo aggiornato;
- Opere idrauliche di compensazione previste nell'ambito del macro-progetto già parzialmente realizzato.

4 DIMENSIONAMENTI IDRAULICI

Note le caratteristiche climatiche dei bacini scolanti per il calcolo delle portate di piena secondo il metodo razionale vale la relazione:

$$Q = \varphi J S \quad 3)$$

dove la portata Q è il prodotto dell'intensità di pioggia J (mm/ora) $= h/t = a t^{(n-1)}$, della superficie S dell'area sottesa e del coefficiente di deflusso φ che rappresenta il rapporto fra l'afflusso meteorico e l'effettivo recapito alla rete di drenaggio.

L'intensità J dipende dalla frequenza probabile che si assume come critica per l'applicazione e dalla durata di pioggia t , usualmente corrispondente al tempo di corrivazione stimabile, nelle situazioni di progetto, mediante la relazione:

$$t = \left(\frac{26.3 (L/K)^{0.6}}{3600^{(1-n) \cdot 0.4} \left(\frac{a}{1000} \right)^{0.4} i^{0.3}} \right)^{\left(\frac{1}{0.6+0.4n} \right)} \quad 3)$$

con t (sec), a (mm/ora) e n tratti dall'equazione della curva di possibilità climatica $h = a t^n$ per tempo di ritorno corrispondente, K ($m^{1/3}/s$) coefficiente di scabrezza media delle superfici di scorrimento, i pendenza ed L (m) lunghezza dell'area servita.

Considerando che il coefficiente di deflusso φ rappresenta la risposta idraulica del bacino, ovvero il rapporto fra l'afflusso meteorico e l'effettivo recapito al reticolo drenante, di cui si riportano in Tabella 4 i valori numerici indicati dalla DGR del Veneto 1322 del 10 maggio 2006, si può stimare il deflusso risultante a partire da quello unitario $u = \varphi J$ (Tabella 5) dedotto dai parametri in Figura 4 con $\varphi = 0.90$, in funzione della superficie S e del coefficiente di deflusso medio corrispondente.

Tabella 4 – Coefficienti di deflusso ϕ

Caratteristiche della superficie	ϕ
Pavimentazione asfaltata	0.90
Lastricato semipermeabile	0.60
Aree a verde erboso	0.20
Area a verde agricolo	0.10

Tabella 5 - Portate unitarie di deflusso $u = J \phi$, con $\phi = 1.0$

t (min)		5	10	15	20	25	30	45
Tr (anni)	h (mm)	u (l/s m ²)						
10	$5.7 t^{0.590}$	0.049	0.037	0.031	0.028	0.025	0.024	0.020
20	$6.2 t^{0.603}$	0.055	0.041	0.035	0.031	0.029	0.0268	0.023
50	$6.7 t^{0.619}$	0.060	0.046	0.040	0.036	0.033	0.031	0.026
100	$7.0 t^{0.630}$	0.064	0.050	0.043	0.039	0.035	0.033	0.029

Il grado di riempimento dei collettori, da cui dipende la capacità d'invaso del sistema scolante, è correlato al dimensionamento idraulico, ovvero alla scelta delle condotte e delle condizioni di posa da adottare in funzione della portata attesa; note caratteristiche idrauliche (geometria e dimensioni della sezione, pendenza e scabrezza) si ammette che il deflusso si possa descrivere come moto uniforme utilizzando la formula di Gauckler-Strickler

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad 4)$$

dove sono Q (m³/s) la portata, A (m²) l'area della sezione bagnata, K_s (m^{1/3}/s) il coefficiente di scabrezza della condotta, i la pendenza ed R_h (m) il raggio idraulico, rapporto fra A e il suo contorno bagnato c (m), entrambi dipendenti dall'altezza d'acqua y (m).

In questa sede si intende verificare che le capacità d'invaso siano effettivamente congruenti con quanto richiesto per soddisfare i criteri di compatibilità idraulica,

esposti nel paragrafo successivo. A questo scopo è anche necessario, come si vedrà più avanti, stimare i coefficienti di deflusso medi e le rispettive portate prodotte dall'attuale e dalla nuova risposta idraulica dei bacini di progetto alla precipitazione di frequenza probabile di 50 anni.

Per la stima dei volumi d'invaso ci si può orientare in prima approssimazione con i dati delle Tabelle 6a e 6b in cui sono esposte le rispettive aree bagnate calcolate per tubazioni circolari di diametro D e grado di riempimento $y/D = 0.75$ e per sezioni trapezie con scarpate 1/1.5, larghezza di fondo B al variare dell'altezza idrometrica media y .

Tabella 6a –Tombini diametro D , area bagnata A ($y/D=0.75$)

D (cm)	30	40	50	60	80	100
A (m ²)	0.057	0.101	0.158	0.227	0.600	0.75

Tabella 6b –Sezioni trapezie larghezza di fondo B , scarpa 1/1.5, area bagnata A

y (m)	A (m ²)				
	0.5	0.6	0.8	1	1.2
0.10	0.065	0.075	0.095	0.115	0.135
0.15	0.109	0.124	0.154	0.184	0.214
0.20	0.160	0.180	0.22	0.260	0.300
0.25	0.219	0.244	0.294	0.344	0.394
0.30	0.285	0.315	0.375	0.435	0.495
0.35	0.359	0.394	0.464	0.534	0.604
0.40	0.440	0.480	0.56	0.640	0.720
0.45	0.529	0.574	0.664	0.754	0.844
0.50	0.625	0.675	0.775	0.875	0.975
0.55	0.729	0.784	0.894	1.004	1.114
0.60	0.840	0.900	1.02	1.140	1.260
0.70	1.085	1.155	1.295	1.435	1.575
0.80	1.360	1.440	1.6	1.760	1.920
0.90	1.665	1.755	1.935	2.115	2.295
1.00	2.000	2.100	2.3	2.5	2.700

4.1 OCCUPAZIONI DI PROGETTO

La sistemazione stradale in oggetto si sovrappone in buona parte ad uno sterrato e tratturo già utilizzato per il transito dei mezzi di manutenzione della Società Autostrade Venezia Padova, del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive e di Veritas (già Vesta); con l'intervento di progetto vengono impermeabilizzate le attuali superfici a verde con quelle dedicate alla carreggiata (8.00 m), ai due marciapiedi (2x1.50 m) e alla pista ciclabile (2.50 m) per un ingombro trasversale complessivo di 13.50 m; le due rotatorie, del diametro esterno di 35 m, hanno aiuola interna inerbita mentre il raccordo con via Gazzera Bassa avviene su stradina già asfaltata.

Complessivamente le superfici pavimentate da drenare, escluse le componenti sovrapposte alla copertura dei collettori consortili e il sottopasso della tangenziale, hanno la superficie di occupazione aggiornata esposta nel seguente Prospetto.

Tabella 7 - Superfici di occupazione e coefficiente di deflusso medio attuale

		L (m)	b (m)	S (m ²)	φ
1	Rotatoria sud [$L = (28.5 * \pi) = 89.5$]	89.5	12.50	1118.75	0.30
	Aiuola ($S = \pi * 16^2 / 4$)			254.47	0.60
2	Diramazione: nord	35.0	11.00	760.00	0.10
	ovest	30.0	12.50		
3	Asse principale fra progr. 637 e 930 m	293.0	13.50	3955.50	0.20
4	Rotatoria nord [$L = (28.5 * \pi) = 89.5$]	89.5	12.50	1118.75	0.20
	Aiuola ($S = \pi * 16^2 / 4$)			254.47	0.20
5	Diramazione nord est (42 m)	35.0	13.50	626.40	0.10
6	Diramazione nord	128.0	11.00	1408.60	0.10
7	Diramazione nord Marzenego (84 m)	84.0	11.00	924.00	0.30
totale				10420.4	0.20



Lungo quasi tutto il nuovo asse stradale è previsto su entrambi i cigli lo sviluppo di fossi di guardia a sezione trapezia con scarpate 1/1.5, larghezza di fondo variabile da $B = 50$ cm a $B = 100$ cm, profondità di 50 cm o 80 cm.

Per tutte le superfici di progetto sopra descritte si assume il coefficiente di deflusso $\varphi = 0.90$, mentre allo stato attuale il calcolo indica $\varphi = 0.20$.

5 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Il presupposto normativo per la valutazione di compatibilità idraulica è costituito dalla - Deliberazione Giunta Regione Veneto 13 dicembre 2002 n. 3637 (B.U.R. 18-02-2003, n. 18) - Legge 3 agosto 1998, n. 267 – individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrologico. Indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici - che introduce ai punti 1 e 2 di seguito riportati la “Valutazione di compatibilità idraulica” a supporto degli strumenti urbanistici generali:

1. *Le presenti disposizioni si applicano agli strumenti urbanistici generali o varianti generali o varianti che comportino una trasformazione territoriale che possa modificare il regime idraulico per i quali, alla data del presente provvedimento, non sia già concluso l’iter di adozione e pubblicazione compreso l’eventuale espressione del parere del comune sulle osservazioni pervenute.*
2. *per gli strumenti di cui sopra dovrà essere redatta una specifica “**Valutazione di compatibilità idraulica**” dalla quale si desuma, in relazione alle nuove previsioni urbanistiche, che non viene aggravato l’esistente livello di rischio idraulico né viene pregiudicata la possibilità di riduzione, anche futura, di tale livello; l’elaborato di “valutazione” indicherà altresì le misure compensative introdotte nello strumento urbanistico ai fini del rispetto delle condizioni esposte;*
3. – *Omissis* -

Le precedenti considerazioni sono state ulteriormente rafforzate con la “Deliberazione Giunta Regione Veneto 10 maggio 2006 n. 1322 - Legge 3 agosto 1998, n. 267 – individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrologico. Nuove indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici” che introduce la necessità della realizzazione di misure compensative alle alterazioni provocate dalle nuove previsioni urbanistiche; questo decreto focalizza principalmente l’attenzione sul concetto di “invarianza idraulica” delle trasformazioni del territorio, dove “*per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un’area che non provochi un*

aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa". Inoltre fornisce alcuni valori numerici di riferimento per quanto riguarda il tempo di ritorno da utilizzare nelle calcolazioni (50 anni) e per i coefficienti di deflusso da assumere in base alle caratteristiche del terreno (0.10 per superfici agricole, 0.20 per superfici permeabili, 0.60 per superfici semi permeabili quali grigliati e terra battuta, 0.90 per le superfici impermeabili.).

L'ulteriore modifica con DGRV 19 giugno 2007, n. 1841 - Legge 3 agosto 1998, n. 267 - individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici – Modifica DGR 1322 del 10 maggio 2006, in attuazione della sentenza del TAR del Veneto n° 1500/07 del 17 maggio 2007 – ha implicazioni di natura diversa da quella prettamente correlate ai criteri tecnico-applicativi delle valutazioni di compatibilità idraulica.

Per verificare se le nuove opere rispondono alla normativa regionale sopra richiamata, ovvero dovendo mantenere inalterato il regime dei deflussi ante operam, qualora sia noto il coefficiente udometrico si prenderà a riferimento questo valore, misurato o calcolato sulla base di indicatori attendibili; in caso contrario il massimo valore del coefficiente udometrico $u=10$ l/s ha, usualmente assunto come riferimento, è quello indicato dai Consorzi di Bonifica ipotizzando un'area originariamente non urbanizzata e comunque priva di qualsiasi elemento che ne limiti la permeabilità.

Dal punto di vista applicativo la modulazione dei deflussi, incrementati dal duplice effetto della minore (o nulla) infiltrazione ipodermica e dalla minore scabrezza delle superfici di scorrimento impermeabilizzate, è ottenuta interponendo lungo i collettori adeguati volumi d'invaso per l'accumulo temporaneo delle quantità d'acqua che eccedono i limiti prefissati.

Le soluzioni pratiche implicano in genere la realizzazione di nuove affossature, il sovradimensionamento dei collettori nella rete di fognatura bianca, la formazione di aree a verde a quota più bassa del piano campagna (depressioni, bacini,

laghetti) in modo da permetterne il riempimento mantenendo sempre un moto a gravità (e non in pressione), la costruzione di manufatti interrati, in muratura o altri materiali, per la formazione di vere e proprie vasche artificiali di laminazione oppure la combinazione delle precedenti opzioni.

In accordo col dettato normativo si determinano i volumi d'invaso utilizzando due procedure di calcolo, riferite ad altrettanti diversi approcci concettuali, accreditate dalla letteratura tecnica sebbene per loro natura in genere non portino a risultati coincidenti.

5.1 IL METODO DELL'INVASO

Esaminando la trasformazione afflussi-deflussi secondo il metodo concettuale dell'invaso il coefficiente udometrico (l/s ha) si può calcolare come:

$$u = \frac{p_0 \cdot n \cdot (\varphi \cdot a)^{1/n}}{w^{\frac{1}{n}-1}} \quad 5)$$

dove p_0 è un parametro dipendente dalle unità di misura richieste e dal tipo di bacino ($p_0 = 2530$ per piccoli bacini), a e n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica, φ il coefficiente di deflusso e w il volume di invaso specifico.

Volendo mantenere costante il coefficiente udometrico al variare del coefficiente di deflusso φ , ovvero delle caratteristiche idrologiche delle superfici drenanti, per valutare i volumi d'invaso in grado di modulare il picco di piena, si può scrivere:

$$w = w_0 \left(\frac{\varphi}{\varphi_0} \right)^{\frac{1}{1-n}} \quad 6)$$

dove φ_0 e w_0 rappresentano il coefficiente di deflusso e il volume specifico di invaso prima della trasformazione dell'uso del suolo.

Per la determinazione delle componenti di w_0 le indicazioni di letteratura porgono, per le zone di bonifica, valori dell'ordine di 100-150 m³/ha comprendendo il velo idrico e il volume dei canali di drenaggio (Datei, 1997), 40-50 m³/ha nel caso di fognature in ambito urbano comprendente i soli invasi di superficie e quelli corrispondenti alle caditoie (Datei, 1997), 10-15 m³/ha di area urbanizzata riferito alla sola componente dei volumi dei piccoli invasi (Paoletti, 1996).

Il presente metodo è stato applicato discretizzando la zona di studio in due macro-settori corrispondenti alla viabilità di progetto a nord e a sud del Marzenego.

5.1.1 Viabilità di progetto a sud del Marzenego

Nel caso in esame si ritiene ragionevole stimare la capacità d'invaso ante operam su valori più bassi di quelli, indicati in letteratura per le bonifiche, ricavati per tempi di ritorno non elevati e in presenza di un importante reticolo scolante; sebbene allo stato attuale si possa constatare la presenza di linee di gronda importanti la scarsa propensione dei siti d'intervento all'assorbimento per infiltrazione induce ad assumere orientativamente $w_0 = 50$ m³/ha; tenendo conto inoltre di quanto riportato in Tabella 7, da cui mediamente risulta $\varphi = 0.20$, applicando la 6) risulta:

Tabella 8 – Metodo dell'invaso – sud Marzenego

Volume specifico di invaso ante operam (m ³ /ha)	w_0	50
Coefficiente di deflusso ante operam	φ_0	0.20
Coefficiente di deflusso post operam	φ	0.90
Esponente della 1) per Tr= 50 anni (tp>1 ora)	n	0.261
Volume specifico di invaso post operam (m ³ /ha)	w	383

5.1.2 Viabilità di progetto a nord Marzenego

Il risultato non si discosta sensibilmente dal precedente in quanto l'unica variabile significativa, il coefficiente di deflusso allo stato attuale, stimato $\varphi = 0.30$, può essere ricondotto a favore della sicurezza a quello sopra calcolato.

Tabella 9 – Metodo dell'invaso – nord Marzenego

Volume specifico di invaso ante operam (m ³ /ha)	w_0	50
Coefficiente di deflusso ante operam	φ_0	0.30
Coefficiente di deflusso post operam	φ	0.90
Esponente della 1) per Tr= 50 anni (tp>1 ora)	n	0.261
Volume specifico di invaso post operam (m ³ /ha)	w	221

5.2 IL METODO RAZIONALE

La stima dei volumi di invaso è stata rettificata con l'utilizzo del metodo razionale, dapprima considerando la totalità della superficie di intervento, per poi discretizzarla sulla base del sistema di drenaggio locale e dei ricettori idraulici.

Esprimendo con la portata $Q_u = u S$ il massimo efflusso costante prodotto dal bacino scolante originario, si osserva che data una sezione di controllo lungo il collettore i volumi V_i in ingresso al sistema e V_u in uscita nell'intervallo τ corrispondente alla durata della pioggia si possono scrivere rispettivamente come

$$V_i = \varphi S h(\tau) \quad 7)$$

$$V_u = Q_u \tau \quad 8)$$

Si scrive perciò il volume d'invaso:

$$V = V_i - V_u = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \tau^n - Q_u \cdot \tau \quad 9)$$

di cui si ricerca il valore massimo, corrispondente a una precipitazione di durata $\tau_{V\max}$. Il problema si riduce al calcolo del massimo di una funzione, che matematicamente si esprime eguagliando a zero la sua derivata prima, ovvero

$$\frac{dV}{d\tau} = (S \cdot \varphi \cdot a) \cdot n \tau^{n-1} - Q_u = 0 \quad 10)$$

da cui

$$\tau_{V\max} = \left(\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad 11)$$

e quindi, sostituendo nella 9)

$$V_{\max} = S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \cdot \left(\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad 12)$$

Per le tipologie costruttive adottate nel progetto si assegnano alle superfici scolanti i coefficienti di deflusso 0.90 per le zone asfaltate e per le pavimentazioni lastricate (marciapiedi) e 0.20 per zone a prato (aiuole, scarpate).

Qualora si decida, come nel caso in esame, di mantenere costante il coefficiente udometrico allo stato attuale $u = 10 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ e di non mediare il coefficiente di deflusso di progetto utilizzando per tutte le occupazioni il valore massimo $\varphi = 0.90$ si osserva che le 11) e 12) possono essere riscritte come

$$\tau_{V\max} = \left(\frac{u \cdot S}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} = \left(\frac{u}{\varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad 11')$$

$$V_{\max} = S \cdot \left[\varphi \cdot a \cdot \left(\frac{u}{\varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - u \cdot \left(\frac{u}{\varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \right] = S_w \quad 12')$$

dove $u = 10 \text{ l/s ha} = 0.0036 \text{ m}^3/\text{ora m}^2$ e i termini $a = 0.0757 \text{ m}^3/\text{ora}^n$ ed $n=0.261$, sono i parametri della curva di pioggia con tempo di ritorno di 50 anni e durata

della precipitazione $t > 1$ ora; il volume specifico d'invaso richiesto, considerando la totalità dell'area di studio, vale **885 m³/ha**, con $\tau_{Vmax} = 8.68$ ore = 521 min.

A favore di sicurezza, quindi, si considera come riferimento di calcolo il metodo razionale. Si è proceduto successivamente con la discretizzazione idrologica dei bacini scolanti al fine di calcolare i volumi richiesti per il mantenimento del principio dell'invarianza idraulica dell'intervento.

5.2.1 Viabilità di progetto - zona rotatoria sud (1)

In questo caso le modifiche idrologiche indotte dagli interventi di progetto hanno la particolarità di interferire direttamente con il recettore al quale vengono di fatto sottratti i contributi diretti delle precipitazioni sullo specchio d'acqua; inoltre l'appendice di raccordo con via Gazzera Bassa insiste su sedime già impermeabilizzato dall'asfaltatura esistente e quella che immette al sottopasso autostradale si sovrappone al solaio in calcestruzzo del tombinamento esistente sulla diramazione del Collettore Allacciante di Levante.

Ne consegue che la superficie a verde o comunque semipermeabile effettivamente impermeabilizzata dai nuovi manufatti ha un'estensione relativamente modesta e quasi comparabile con quella delle coperture, nei tratti tombinati dell'asse principale Roviego e del Collettore Allacciante di Ponente, che inducono un certo ritardo negli afflussi ai collettori.

Trascurando le componenti semipermeabili e impermeabili imputabili a piazzali e a carreggiate esistenti, si assume per tutta l'area di occupazione il coefficiente udometrico di $u = 10$ l/s ha.

Ne consegue che, per quanto detto sopra, posta per la viabilità di progetto la sommatoria delle superfici ai punti 1 e 2 di Tabella 7, dell'ordine di 2133.2 m² (in questo caso si conteggia anche l'aiuola perché sovrapposta alla copertura del collettore Roviego) ed eseguendo la verifica in oggetto in funzione dell'invaso specifico $w = 885$ m³/ha, il volume utile d'invaso dev'essere almeno $V = 885 \cdot 0.213 = 188.8$ m³.

Poiché il collettore Roviego costituisce lo spartiacque per le zone della rotatoria a sud e a nord dello stesso il volume d'invaso sopra calcolato va ripartito in proporzione rispettivamente in $V_1 = 75.5 \text{ m}^3$ (40%) e $V_2 = 113.3 \text{ m}^3$ (60%).

Al fine di ottenere i volumi richiesti è previsto quindi l'allargamento del fosso nel quadrante nord est della rotatoria da una base di 50 cm a 60 cm, rispetto al Progetto Esecutivo oggetto di precedente procedura di valutazione.

Per fini espropriativi e di convenienza tecnico economica, è stato sostituito il fosso previsto nell'ambito delle precedenti progettazioni con una tubazione di diametro 80 cm, la quale ha come recapito la diramazione del Collettore Allacciante di Levante.

A est del sottopasso autostradale i drenaggi della nuova piattaforma stradale a monte dell'attraversamento dello scolo Cimetto interessano la parte interna della curva; anche in questo caso la copertura dei collettori induce un certo ritardo degli afflussi e ne consente la modulazione mediante il fossato di gronda previsto, recapitante al Collettore Allacciante di Levante.

5.2.2 Viabilità di progetto – tratto a est dell'autostrada - (2)

Con procedura del tutto simile a quella sopra descritta, posta per la viabilità di progetto la sommatoria delle superfici indicate ai punti 3, 4, 5 e 6 di Tabella 7 (solo parti pavimentate), dell'ordine di 7108.65 m^2 , eseguendo la verifica in oggetto in funzione dell'invaso specifico $w = 885 \text{ m}^3/\text{ha}$, il volume utile d'invaso dev'essere almeno $V = 885 \cdot 0.711 = 629.2 \text{ m}^3$.

Posta la larghezza L_c (m) della carreggiata drenata e la sezione bagnata del fosso di guardia A (m^2) e indicando con w' il volume specifico d'invaso espresso in m^3/m^2 , per un tratto stradale lungo x è $w' L_c x = A x$, ovvero $A = w' L_c$ e perciò le dimensioni richieste del collettore di gronda devono essere non inferiori a quelle corrispondenti all'altezza idrometrica y , valida per la sezione trapezia con scarpata 1/1.5 e larghezza di fondo B , ovvero:

	$w = 885 \text{ m}^3/\text{ha}$	$n = 1.5$			
	$w' = 0.0885 \text{ m}^3/\text{m}^2$	$B = 50 \text{ cm}$	60 cm	80 cm	100 cm
$L_c \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$			
4.00	0.354	28.3	34.1	17.7	14.2
5.50	0.487	39.0	42.8	24.4	19.5
8.00	0.708	56.6	55.5	35.4	28.3
13.50	1.195	95.6	78.2	59.8	47.8

Tabella 10 – Volume di accumulo specifico

Considerando, con i dati sopra esposti, l'allargamento dei fossi di guardia circoscritto al solo ciglio est della strada e posto lo sviluppo utile dei fossati di circa 342 m, a cui corrisponde il volume a est della nuova strada $V = 342 * 0.625 = 213.8 \text{ m}^3$, si calcola la sezione necessaria $A = (625-213.8)/342 = 1.20 \text{ m}^2$, che si ottiene (Tabella 6b) imponendo il fondo fosso con larghezza di 1.00 m e altezza utile di 70 cm, si è proceduto quindi con un aumento della larghezza del fondo fosso del 100% rispetto a quanto previsto nell'ambito delle precedenti procedure approvative.

5.2.3 Viabilità di progetto - nord Marzenego (3)

Considerazioni del tutto analoghe valgono per la sistemazione stradale a nord del canale Marzenego, che evidentemente va trattata anche ai fini della compatibilità idraulica come entità del tutto indipendente dalle componenti progettuali sopra descritte.

Si osserva in proposito che la sensibile acclività della rampa di raccordo fra il nuovo ponte sul Marzenego e via Castellana e la necessità di adeguare la scarpata ovest di progetto a quella dell'adiacente Tangenziale di Mestre consentono l'inserimento di un fosso di guardia nel lato verso l'autostrada. La superficie di

nuova pavimentazione risulta essere di $S = 924 \text{ m}^2$, eseguendo la verifica in oggetto in funzione dell'invaso specifico $w = 885 \text{ m}^3/\text{ha}$, il volume utile d'invaso dev'essere almeno $V = 885 \cdot 0.0924 = 81.8 \text{ m}^3$.

L'accumulo richiesto può essere ottenuto in parte mediante fosso 50 x 50 con scarpa 1/1.5 e sviluppo di 70 m, il quale provvede all'invaso di circa 60 m^3 . I restanti 20 m^3 vengono accolti dalla tubazione di 80 cm di diametro che raccoglie l'acqua grazie alle caditoie i centro strada.

5.3 LA CAPACITA' DI PORTATA

In accordo con le prescrizioni del Consorzio ricevute nel contesto del passato iter progettuale, si verifica la compatibilità idraulica degli interventi in funzione della capacità di portata del sistema drenante di progetto considerando, oltre all'effetto dei manufatti stradali sulla regimazione idraulica anche i contributi al deflusso indotti dalle aree circostanti correlabili idraulicamente con le nuove linee di gronda.

A titolo orientativo si riportano nel prospetto che segue i valori della portata attribuibile ai fossati di sezione trapezia con larghezza di fondo B, scarpata 1/1.5 e, secondo la 4), rispettivamente scabrezza e pendenza $i = 0.001$ e $K_s = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$; nel caso delle sezioni circolari in calcestruzzo cambia solo la scabrezza in $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Tabella 11- Capacità di portata di fossati (A) e condotte circolari (C) – $i=0.001$

Tipo	B (cm)	Q (mc/s)							
	D (cm)	y = 10	20	30	40	50	60	80	100 cm
Fossati	50	0.011	0.039	0.086	0.155	0.249			
	60	0.013	0.045	0.098	0.173	0.275	0.404		
	80	0.017	0.058	0.121	0.211	0.328	0.475	0.870	

	100	0.021	0.070	0.145	0.249	0.382	0.548	0.985	1.578
Condotte circolari	30	0.007	0.022						
	40	0.008	0.030	0.055					
	50	0.010	0.037	0.073	0.106				
	60	0.011	0.042	0.088	0.139	0.179			
	80	0.013	0.052	0.114	0.190	0.272	0.347		

5.3.1 Suddivisione del calcolo per bacini

Seguendo i criteri di ripartizione già adottati nel paragrafo 5.2.1 si possono distinguere le zone a nord (60% S) e a sud (40% S) dello scolo Roviego; considerando gli sviluppi L di ciascun fossato di gronda, la superficie tributaria stradale S in funzione della larghezza La della carreggiata drenante sottesa, la superficie tributaria delle aree a verde adiacenti per una fascia di 30 m di larghezza e i rispettivi coefficienti di deflusso medi, la portata risultante indicata in Tabella 12, calcolata con la 4) e con i dati di Tabella 5 per $T_r=50$ anni e la durata di pioggia di 10 minuti ($u = 0.046$ l/s m^2), va confrontata con le capacità di portata di progetto ricavabili da quelle unitarie sopra esposte a meno del fattore correttivo della pendenza.

Tabella 12 - Superfici di occupazione e coefficiente di deflusso medio

		L (m)	La (m)	S (m^2)	ϕ	Q_{rich} (l/s)
1	Zona rotatoria sud	53	5.0	265.0	0.90	
		-	-	22.0	0.30	
	Sud Roviego			287.0	0.85	11.2
	Ramo nord rotatoria	35	6.5	227.5	0.90	
		27	13.0	351.0	0.90	
		45	6.5	292.5	0.90	
		42	12.5	525.0	0.90	
		-	-	699.0	0.30	
	Nord Roviego			2095.0	0.70	67.5
2	Tratto est autostrada	54	5.5	297.0	0.90	

		37	13.5	499.5	0.90	
		184	5.5	1012.0	0.90	
		8	5.5	44.0	0.90	
		45	2.0	90.0	0.15	
	Ciglio ovest			1942.5	0.87	77.7
		52	4.0	208.0	0.90	
		135	20.0	2700.0	0.15	
	Ciglio est sud			2908.0	0.20	26.8
		91	8.0	728.0	0.90	
		158	8.0	1264.0	0.90	
		160	20.0	3200.0	0.15	
	Ciglio est nord			5192.0	0.44	105.1
3	Rotatoria via Olimpia	45	8.0	360.0	0.90	
		45	20.0	900.0	0.15	
		35	5.5	192.5	0.90	
	Ramo nord est rotatoria			1452.5	0.44	29.4
		50	11.0	550.0	0.90	
		50	15.0	750.0	0.15	
		60	13.0	780.0	0.90	
		60	15.0	900.0	0.15	
	Ramo nord rotatoria			2980.0	0.48	65.8
4	Nord Marzenego	70	11.0	770.0	0.90	
		85	2.0	170.0	0.15	
				940.0	0.76	32.9

Per completezza si riportano in Tabella 13 i medesimi calcoli di qui sopra, con tempo di ritorno $Tr=100$ anni, anziché 50 anni, come previsto dalla Normativa per i dimensionamenti idraulici dei fossi di guardia.

A tal fine con la stessa simbologia della Tabella 12, è stata calcolata la portata Q con i dati di Tabella 5 per $Tr=100$ anni e la durata di pioggia di 10 minuti ($u = 0.050 \text{ l/s m}^2$), ed è stata confrontata con le capacità di portata di progetto ricavabili da quelle unitarie sopra esposte a meno del fattore correttivo della pendenza.

Tabella 13 - Superfici di occupazione e coefficiente di deflusso medio – Tr=100 anni.

		L (m)	La (m)	S (m ²)	φ	Q _{rich} (l/s)
1	Zona rotatoria sud	53	5.0	265.0	0.90	
		-	-	22.0	0.30	
	Sud Roviego			287.0	0.85	12.2
	Ramo nord rotatoria	35	6.5	227.5	0.90	
		27	13.0	351.0	0.90	
		45	6.5	292.5	0.90	
		42	12.5	525.0	0.90	
		-	-	699.0	0.30	
	Nord Roviego			2095.0	0.70	73.3
2	Tratto est autostrada	54	5.5	297.0	0.90	
		37	13.5	499.5	0.90	
		184	5.5	1012.0	0.90	
		8	5.5	44.0	0.90	
		45	2.0	90.0	0.15	
	Ciglio ovest			1942.5	0.87	84.5
		52	4.0	208.0	0.90	
		135	20.0	2700.0	0.15	
	Ciglio est sud			2908.0	0.20	29.1
		91	8.0	728.0	0.90	
		158	8.0	1264.0	0.90	
		160	20.0	3200.0	0.15	
	Ciglio est nord			5192.0	0.44	114.2
3		45	8.0	360.0	0.90	
		45	20.0	900.0	0.15	
		35	5.5	192.5	0.90	
	Ramo nord est rotatoria			1452.5	0.44	32.0
		50	11.0	550.0	0.90	
		50	15.0	750.0	0.15	
		60	13.0	780.0	0.90	
		60	15.0	900.0	0.15	
	Ramo nord rotatoria			2980.0	0.48	71.5
4	Nord Marzenego	70	11.0	770.0	0.90	
		85	2.0	170.0	0.15	
				940.0	0.76	35.7



5.3.2 Verifiche

Confrontando i risultati di Tabella 10 con le capacità di portata calcolate con la pendenza $i = 0.001$ (Tabella 9) già si può riscontrare la congruenza dei dati di progetto con l'evacuazione idraulica delle aree servite; se si considera inoltre che, introducendo modeste variazioni progettuali, le pendenze di progetto degli scoli sono non inferiori a 0.002 si può a maggior ragione considerare soddisfatto il dimensionamento assunto.

6 CONCLUSIONI

I risultati ottenuti a seguito della redazione della presente Valutazione di Compatibilità Idraulica portano sostanzialmente a giustificare le scelte progettuali relative al drenaggio idraulico della nuova viabilità, mostrando come la realizzazione degli interventi di progetto non comporti una situazione idraulica peggiorativa rispetto alla situazione esistente.

Il raggiungimento degli obiettivi preposti sarà conseguito in seguito al recepimento ed al rispetto delle prescrizioni minime disposte in termini di volume.