

**VARIANTE ALLA S.S. N. 14 "DELLA VENEZIA GIULIA"
A SUD DELLA CITTÀ DI SAN DONÀ DI PIAVE
DALLA ROTATORIA DI CAPOSILE ALLA ROTATORIA DI PASSARELLA
E SCAVALCO DELLA ROTATORIA DI CALVECCHIA**

PROGETTO DEFINITIVO

**PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD EST -
PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

PROGETTISTI <i>Ing. Francesco Caobianco</i> <i>Ordine Ing. Padova n. 3983</i>  <i>Ing. Filippo VIARO</i> <i>Ordine Ing. Parma n. 827</i> <i>Arch. Sergio BECCARELLI</i> <i>Ordine Arch. Parma n. 377</i> 	ACUSTICA <i>Ing. Giovanni BRIANTI</i> <i>Tecnico competente in Acustica Ambientale</i> <i>ARPA Emilia-Romagna D.D. 3340/17</i> 
	ARCHEOLOGIA <i>Dott.ssa Barbara SASSI</i> 
	IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Serena MAIETTA</i> <i>Ordine Geol. Lazio n. 928</i>
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO <i>Dott. Ing. Anna Maria NOSARI</i>	IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Ing. Stefano Muffato</i> <i>Ordine Ing. Venezia n. 2975</i> 

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idrologica

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. DPVE04 D 0901		NOME FILE TOOID00IDRRE00_A		REVISIONE	SCALA
CODICE ELAB.		TOOID00IDRRE00	A	—	
C					
B					
A	EMMISSIONE	AGO.2017	ing. S. Domeneghetti	ing. A. Vecchiato	ing. F. Caobianco
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO GENERALE E TERRITORIALE	3
2.1. LOCALIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO E DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	3
2.2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO.....	4
2.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CLIMATICO	7
2.4. IL BACINO DEL FIUME SILE	8
2.5. AREE A RISCHIO IDRAULICO SEGNALATE DAL PRGA.....	10
3. ANALISI PLUVIOMETRICA.....	12
3.1. CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DELLA STAZIONE DI MESTRE.....	12
3.2. CPP DEL COMMISSARIO ALLAGAMENTI VENETO	13
3.3. VALUTAZIONE DELLE PERDITE.....	14
3.3.1. Intercettazione, evaporazione ed evapotraspirazione	15
3.3.2. Ritenzione nelle depressioni superficiali	16
3.3.3. Infiltrazione nei suoli.....	16
4. MODELLI DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI	21
4.1. DATI DI BASE	21
4.2. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	22
4.3. STIMA DELL'ALTEZZA DI PIOGGIA	24
4.4. CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO DEI CANALI INTERFERENTI.....	25
5. STIMA DELLE PORTATE DI PIENA DEL FIUME SILE	27
6. CONCLUSIONI.....	32
7. ALLEGATO A.....	33
8. ALLEGATO B.....	34
9. ALLEGATO C.....	35

1. PREMESSA

La presente relazione riferisce lo studio idrologico a base dell'analisi della compatibilità con l'assetto idraulico del territorio, dell'intervento di realizzazione della Variante alla S.S.14 a sud del centro abitato di San Donà di Piave, che collega la rotatoria di Caposile alla rotatoria di Passarella. Il Progetto comprende anche lo scavalco della rotatoria di Calvecchia a nord-est dell'abitato di San Dona' di Piave, in località Calvecchia.

A partire da un inquadramento generale dal punto di vista idraulico dell'area in cui si prevede la realizzazione dell'intervento in progetto si è effettuata una prima caratterizzazione idrologica-idraulica dell'area di interesse e sono state individuate le principali problematiche legate all'interazione tra l'infrastruttura e il sistema delle acque superficiali.

In particolare vengono affrontati i seguenti punti:

- caratterizzazione dell'area e individuazione delle principali problematiche dal punto di vista idrologico e idraulico;
- inquadramento dello stato di attuazione della Pianificazione di Assetto Idrogeologico e dei vincoli normativi nell'area di intervento;
- individuazione dei principali bacini idrografici interagenti con l'opera di progetto e loro caratterizzazione idrologica e morfometrica;
- determinazione delle curve di possibilità pluviometrica aventi pertinenza sulla zona in esame, necessarie per la stima, note le caratteristiche dei bacini idrografici scolanti, delle portate massime da utilizzare nello studio idraulico
- analisi idrologica finalizzata alla stima delle portate massime attese con diversi tempi di ritorno in corrispondenza delle interferenze principali.

Lo studio idrologico, di cui si tratta nella presente Relazione, è propedeutico alle analisi di compatibilità idraulica delle opere di attraversamento dei corsi d'acqua e al corretto dimensionamento e verifica delle opere medesime e degli elementi necessari al drenaggio della piattaforma stradale. Tali temi sono trattati nella Relazione Idraulica.

2. INQUADRAMENTO GENERALE E TERRITORIALE

2.1. LOCALIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO E DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

L'infrastruttura in progetto ricade nei pressi dell'abitato di San Donà di Piave in provincia di Venezia ed idraulicamente appartiene al Comprensorio gestito dall'ex Consorzio di Bonifica Basso Piave, ora Alpi Orientali, comprendente il territorio indicato nella figura seguente:

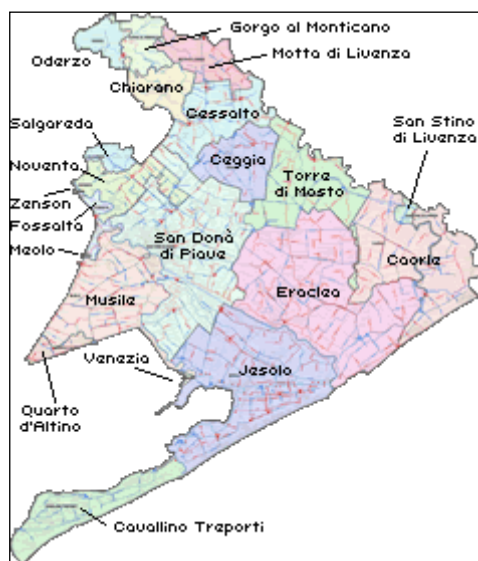


FIGURA 1 – COMPRESORIO DI BONIFICA EX BASSO PIAVE

Distinguendo i due ambiti di intervento, il principale è denominato 'Armellina' ed il secondario 'Calvecchia'.

Caratteristica comune ai due ambiti di intervento è il fatto che i terreni in cui si interverrà sono posti ad una quota media pari a quella del livello marino (al di sotto per Armellina e appena al di sopra per Calvecchia) e sono stati bonificati ad inizio secolo per mezzo di assoggettamento a scolo meccanico. Il livello della falda freatica è variabile in relazione al funzionamento della rete di bonifica; a favore della sicurezza può essere ritenuto mediamente a circa 1 m di profondità dal piano campagna.

Focalizzando l'attenzione sull'intervento principale (denominato "Armellina"), l'ambito oggetto di studio è situato a sud dell'abitato di Caposile e di Passarella e si estende parallelamente alla S.P.47 Caposile-Eraclea (via Armellina).

L'area in esame è di natura prevalentemente agricola e priva di aree impermeabilizzate come si può notare in figura 2. La campagna è estremamente ordinata ed è caratterizzata da una fitta rete di canali di bonifica e di canalette irrigue.



FIGURA 2 – VISTA AEREA DELLA ZONA DI INTERVENTO

Le principali interferenze idrauliche con il reticolo superficiale riguardano alcuni canali di bonifica, mentre l'innesto sulla strada S.P. n.43 Portegrandi-Jesolo, a sud dell'abitato di Caposile, è previsto mediante una rotatoria a ridosso del Fiume Sile.

Procedendo da sud-ovest verso nord-est, dopo il Fiume Sile, il primo collettore di una certa importanza è il Canale Zuliani. Questo canale si presta ad avere importanza strategica in quanto contestualmente alla realizzazione della nuova Superstrada del Mare fungerà da collegamento idraulico dei bacini Caposile e Cavazuccherina. Il ruolo attuale e futuro del canale resterà comunque quello di bonifica per il territorio circostante.

Il Canale Zuliani è intersecato dalla Canaletta irrigua Francescata che attualmente scorre a cielo aperto con direzione sud-ovest nord-est.

Continuando verso nord-est si incontra poi il collettore di bonifica Canale Primo, la Canaletta irrigua Bari Cavai ed infine il Canale Caposile. Quest'ultimo, a differenza degli altri canali menzionati, ha ruolo misto, fungendo sia da collettore di bonifica che da collettore irriguo.

2.2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Lo studio è stato sviluppato secondo il principio dell'invarianza idraulica richiamato dalla D.G.R. Veneto n. 1322/06 e successiva 1841/07 ed è volto all'individuazione delle misure compensative da realizzare con il duplice obiettivo di non aggravare, con le opere di progetto, l'equilibrio idraulico dell'area in cui l'intervento si inserisce e di garantire la capacità di scolo delle acque piovane eventualmente mediante un temporaneo

stoccaggio delle stesse. Il dimensionamento di tali opere è stato effettuato per garantire l'efficienza del sistema per un tempo di ritorno (TR) di 50 anni.

In particolare nell'Allegato A alla DGR Veneto n. 1841/07 vengono illustrate le modalità operative e le indicazioni tecniche per la valutazione di compatibilità idraulica che deve essere contenuta negli strumenti urbanistici generali dei comuni, a cui si è fatto riferimento nel presente studio.

In particolare l'Allegato A indica che, "per quanto attiene le condizioni di pericolosità derivanti dalla rete idrografica maggiore, si dovranno considerare quelle definite dal PAI. Potranno altresì considerarsi altre condizioni di pericolosità, per la rete minore, derivanti da ulteriori analisi condotte da Enti o soggetti diversi (quali, ad esempio, la mappa della pericolosità idraulica redatta dall'Unione Regionale Veneta Bonifiche 1999).

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.

In relazione all'applicazione del principio dell'invarianza idraulica lo studio dovrà essere corredato di analisi pluviometrica con ricerca delle curve di possibilità climatica per durate di precipitazione corrispondenti al tempo di corrivazione critico per le nuove aree da trasformare.

Il tempo di ritorno cui fare riferimento viene definito pari a 50 anni. I coefficienti di deflusso, ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti pari a 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,.....).

I metodi per il calcolo delle portate di piena potranno essere di tipo concettuale ovvero modelli matematici.

Tra i molti modelli di tipo analitico/concettuale di trasformazione afflussi-deflussi disponibili in letteratura si può fare riferimento a tre che trovano ampia diffusione in ambito internazionale e nazionale:

- il Metodo Razionale, che rappresenta nel contesto italiano la formulazione sicuramente più utilizzata a livello operativo;
- il metodo Curve Numbers proposto dal Soil Conservation Service (SCS) americano [1972] ora Natural Resource Conservation Service (NRCS);
- il metodo dell'invaso.

In linea con gli indirizzi sopra enunciati dalla D.G.R. Veneto n. 1322/06 e successiva 1841/07 che ha integrato la D.G.R. n. 3637 del 13.12.2002, è anche il Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto adottato con delibera n.4453 del 29 dicembre 2004.

Con tale Piano la Regione Veneto, oltre a confermare l'obbligo di presentazione dello Studio di compatibilità idraulica per gli strumenti urbanistici individua gli strumenti per la protezione e la conservazione della risorsa idrica, in applicazione del Decreto Legislativo n.152/1999 e in conformità agli obiettivi e alle priorità d'intervento formulati dalle Autorità di Bacino.

Il Piano definisce gli interventi di protezione e risanamento dei corpi idrici superficiali e sotterranei e l'uso sostenibile dell'acqua, individuando le misure integrate di tutela qualitativa e quantitativa della risorsa idrica, che garantiscono anche la naturale autodepurazione dei corpi idrici e la loro capacità di sostenere comunità animali e vegetali ampie e ben diversificate.

Inoltre, il Piano regola gli usi in atto e futuri, che devono avvenire secondo i principi di conservazione, risparmio e riutilizzo dell'acqua per non compromettere l'entità del patrimonio idrico e consentirne l'uso, con priorità per l'utilizzo idropotabile, nel rispetto del minimo deflusso vitale in alveo.

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto idrografico delle Alpi Orientali è stato approvato con Decreto del presidente del Consiglio dei Ministri il 27 ottobre 2016 e pubblicato in GU n. 25 del 31 gennaio 2017.

Il PGRA costituisce stralcio funzionale del Piano di Bacino distrettuale, di cui all'art. 65 del D. Lgs. 152/2006, ha valore di piano territoriale di settore e sarà aggiornato ogni 6 anni. Il Piano contiene misure di riduzione del rischio conseguente ad eventi alluvionali concertate e coordinate a livello di bacino idrografico e incentrate su prevenzione, protezione e preparazione.

Il PGRA è caratterizzato da scenari di allagabilità e di rischio idraulico su tre differenti tempi di ritorno (30, 100, 300 anni). La mitigazione del rischio è stata affrontata interessando, ai vari livelli amministrativi, le competenze proprie sia della Difesa del Suolo (pianificazione territoriale, opere idrauliche e interventi strutturali, programmi di manutenzioni dei corsi d'acqua), sia della Protezione Civile (monitoraggio, presidio, gestione evento e post evento), come stabilito dal D.Lgs. 49/2010 di recepimento della Direttiva Alluvioni.

Le misure di piano individuate per le azioni di mitigazione in tal senso sono state sviluppate secondo le seguenti linee di azione:

- **Prevenzione (M2):** agisce sulla riduzione della vulnerabilità e dell'esposizione dei beni (edifici, infrastrutture, patrimonio culturale, bene ambientale), concetti che descrivono la propensione a subire danneggiamenti o la possibilità di ricadere in un'area allagata.

- Protezione (M3): agisce sulla pericolosità, vale a dire sulla probabilità che accada un evento alluvionale. Si sostanzia in misure, sia strutturali che non strutturali, per ridurre la probabilità di inondazioni in un punto specifico.
- Preparazione (M4): agisce sull'esposizione, migliorando la capacità di risposta dell'amministrazione nel gestire persone e beni esposti (edifici, infrastrutture, patrimonio culturale, bene ambientale) per metterli in sicurezza durante un evento alluvionale. Si sostanzia in misure quali, ad esempio, l'attivazione/potenziamento dei sistemi di allertamento (early warning system), l'informazione della popolazione sui rischi di inondazione (osservatorio dei cittadini) e l'individuazione di procedure da attivare in caso di emergenza.
- Ripristino (M5): agisce dopo l'evento alluvionale da un lato riportando il territorio alle condizioni sociali, economiche ed ambientali pre-evento e dall'altro raccogliendo informazioni utili all'affinamento delle conoscenze.

Non è stato considerato lo scenario di non intervento.

Il quadro di riferimento per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvione a scala di distretto è stato predisposto attraverso la elaborazione di apposite mappe della pericolosità e di mappe del rischio di alluvioni in cui riportare le potenziali conseguenze negative associate a vari scenari di alluvione. Per la redazione di tali mappe sono stati utilizzati criteri tecnici appositamente stabiliti riguardanti la rete idrografica di riferimento, l'idrologia, aspetti idrodinamici e specifiche utilizzate nella modellazione dei fenomeni idraulici fluviali e di inondazioni marine.

2.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CLIMATICO

Il sottosuolo della pianura veneta risulta formato da materiali sciolti, di origine prevalentemente alluvionale. I depositi sono interamente fluviali nell'alta pianura; nella media e bassa pianura ai materiali alluvionali si alternano frequentemente, in quantità molto variabili da zona a zona, depositi di ambiente palustre, lacustre e marino, che sono in netta prevalenza nella parte meridionale della pianura. La composizione granulometrica del materasso alluvionale, ben lontana dall'essere omogenea e uniforme, è molto variabile da zona a zona, soprattutto in senso nord-sud dove hanno operato gli agenti di trasporto e di deposizione dei materiali.

Nonostante la disuniformità di composizione granulometrica, dovuta a cause diverse, dipendenti soprattutto dalla molteplicità dei processi e degli ambienti che hanno portato alla sedimentazione dei materiali, si possono tuttavia delimitare intere zone, a sviluppo generale est-ovest, nelle quali la situazione stratigrafica e le condizioni idrogeologiche si presentano abbastanza omogenee, uniformi e con caratteri peculiari.

In corrispondenza del Taglio del Sile e a nord-ovest di Jesolo affiorano sedimenti lagunari a testimonianza della maggiore estensione della Laguna veneta in epoca quaternaria.

Il sottosuolo della bassa pianura veneta, è costituito in grandissima prevalenza da potenti livelli limoso-argillosi, con intercalazioni di sabbie generalmente fini; le ghiaie di norma sono assenti: si può talora rinvenire qualche rarissimo livello ghiaioso ad elevate profondità, peraltro limitato a spessori di qualche metro.

Sotto il profilo idrologico l'area è parte della pianura fra i fiumi Sile e Piave e fra Piave e Livenza, con piovosità media annua elevata (900-1100 mm/anno) e frequenza di fenomeni di breve durata ed elevata intensità abbastanza rilevante.

2.4. IL BACINO DEL FIUME SILE

Il Sile è un fiume di risorgiva alimentato da acque perenni che affiorano a giorno al piede del grande materasso alluvionale formato dalle conoidi del Piave e del Brenta e che occupa gran parte dell'alta pianura veneta. Il suo bacino apparente, che ha una superficie di circa 800 kmq, si estende dal sistema collinare pedemontano fino alla fascia dei fontanili, che non è lateralmente ben definita, ma che si dispone, con un andamento da occidente ad oriente, tra i bacini del Brenta e del Piave.

In questo territorio alla rete idrografica naturale si sovrappone ora una estesa rete di canali artificiali di scolo e di irrigazione, con molti punti di connessione con la rete idrografica naturale. L'influenza di questa rete di canali artificiali sul regime del Sile è rilevante, potendo modificare sensibilmente le portate proprie del fiume provenienti dagli affioramenti di falda, soprattutto durante gli stati di piena.

In sinistra idrografica la rete naturale è costituita da un insieme di affluenti disposti con un andamento da Nord a Sud, i maggiori dei quali sono il Giavera-Botteniga, alimentato nel tratto iniziale del suo corso da acque di origine carsica affioranti al piede del Montello; il Musestre, a sua volta alimentato alle sue origini da acque di risorgiva, che confluisce in Sile poco a monte del Taglio, ed altri affluenti minori come il Limbraga, il Nerbon ed il Melma. Molto meno importanti sono altri corsi naturali ed in particolare gli affluenti di destra, come il Canale Dosson e gli Scolì Bigonzo e Serva, che a sud del fiume drenano la zona di pianura compresa tra lo Zero-Dese e il Sile.

Tralasciando qui di parlare delle antiche evoluzioni del Piave e delle sue ipotetiche connessioni con le acque del Sile, ci si limita a ricordare i maggiori interventi avvenuti in epoca storica, che hanno modificato il corso del Sile e variato la struttura della rete idrografica superficiale del suo bacino, con effetti che ancor oggi si riflettono sul funzionamento idraulico dell'intero sistema.

Dopo aver raccolto ulteriori acque di affluenti e di risorgive, a Casier, superata la centrale di Silea, la portata media del fiume sale a circa 50-55 mc/s.

Più a valle, oltre Portegrandi ove un tempo il Sile scaricava in Laguna, le acque del fiume fluiscono lungo il Taglio, scavato più di trecento anni or sono dai Veneziani, per poi immettersi nell'antico alveo del Piave, fiume a sua volta deviato nel tentativo di contrastare l'interrimento delle bocche di porto della Laguna di Venezia ed

in particolare della bocca di S. Nicolò, attraverso la quale un tempo si accedeva al Bacino di S. Marco. La costruzione del Taglio fu un provvedimento attuato con il preciso scopo di difendere la Laguna, che ha però avuto riflessi negativi, come peraltro altri importanti interventi realizzati dalla Serenissima, sia sul regime del Sile, sia sullo scolo dei terreni adiacenti. Agli effetti negativi derivanti dalla costruzione del Taglio, soprattutto per lo scolo delle campagne del Trevigiano, si tentò di ovviare con la costruzione del Businello, manufatto che consentiva di immettere in laguna nei pressi di Portegrandi parte delle acque del Sile, mentre per migliorare lo scolo delle campagne adiacenti al Taglio si intervenne alla fine dell'ottocento con la costruzione della botte delle Trezze e, negli anni successivi, con la realizzazione dei molti impianti idrovori. Il più importante di tali impianti è l'idrovora di Portesine, che garantisce lo scolo delle acque di un ampio comprensorio situato tra Biancade – Roncade e il Sile. Il comprensorio di bonifica di Portesine è tagliato in direzione N-S dal Vallio, che raccoglie le acque della parte alta del territorio e le convoglia a gravità, attraverso il Canale della Vela, nella Laguna di Venezia. Tutti questi interventi furono integrati, da ultimo, con la realizzazione in destra idrografica, poco a valle di Portegrandi, di un ampio varco nel corpo arginale, attuato come provvedimento provvisorio in occasione della ormai famosa piena del novembre 1966 e non più richiuso per gli evidenti benefici di contenimento dei livelli di massima piena del fiume e per i trascurabili effetti negativi che esso comporta sulla qualità delle acque in Laguna.

Lungo il Taglio ed il successivo corso di Piave Vecchia, il Sile, dapprima solo in sinistra e poi anche in destra, riceve le acque di numerosi impianti idrovori, il più importante dei quali è, come si è detto, l'impianto di Portesine di cui è stato da tempo proposto, ma non ancora attuato, il potenziamento dagli attuali 15 mc/s a ben 35 mc/s. Tali impianti incrementano sensibilmente le portate di piena del Sile potendo attualmente il loro contributo complessivo superare i 60 mc/s.

A Jesolo si stacca dal Sile il canale Cavetta, che convoglia verso la foce del Piave a Cortellazzo una frazione non trascurabile delle portate in arrivo da monte (circa il 20-25%). Superato Jesolo, il Sile giunge al mare in corrispondenza alla foce di Piave Vecchia, dopo un percorso complessivo di oltre 80 km.

Le portate di massima piena del Sile a Casier, determinate su base statistica, sono dell'ordine di 140 mc/s circa per un evento centenario.

Si tratta di portate di non molto superiori a quelle proprie del regime normale del fiume, indice di un notevole grado di perennità che conferma, una volta di più, la particolare natura di questo corso d'acqua. Usuali per un territorio di bonifica ed ovviamente del tutto artificiali sono, infine, le caratteristiche della rete di canali che garantisce lo scolo delle acque della parte più bassa del territorio compreso tra il Taglio del Sile, l'alveo di Piave Vecchia e l'attuale alveo del Piave. Tra i corsi d'acqua di questa parte del bacino vale la pena, forse, citare il relitto del vecchio alveo del Piave tra Intestadura e Caposile, che si dispone lungo una direttrice leggermente dominante per quote rispetto al territorio circostante. In esso si scaricano normalmente, sollevate dall'impianto idrovoro di Croce, le acque di una parte del bacino di Caposile e a gravità quelle drenate dal canale di Marezzana, disposto con andamento sub-parallelo all'alveo del Piave. Quasi in testa al vecchio alveo del Piave si immettono anche gli scarichi dell'idrovora Chiesanuova, che può, in determinate situazioni, entrare

in funzione per facilitare il funzionamento della rete di bonifica del Comprensorio di Cavazuccherina, che è quello in cui ricade l'intervento in progetto.

Dal punto di vista idrologico, il ruolo del vecchio alveo del Piave, se è di nessun rilievo in condizioni di regime normale, potrebbe modificarsi radicalmente nel caso di piena eccezionale del Piave.

Qualora si producessero esondazioni dal fiume o scarichi anomali per il malfunzionamento delle strutture che dall'Intesadura consentono di isolare il vecchio alveo del Piave dal suo corso attuale, potrebbero concentrarsi lungo questo elemento della rete idrografica le acque fuoriuscite dal Piave stesso, determinando situazioni difficilmente controllabili dal punto di vista idraulico.

In Allegato A è riportata la delimitazione dell'intero Bacino del Sile con i limiti amministrativi più significativi (Province, Comuni, Consorzi di Bonifica, ecc).

Nella Tavola della Corografia dei bacini , T00ID00IDRCO01A, viene invece riportato il reticolo idrografico principale e la delimitazione dei bacini interferenti con l'infrastruttura in progetto.

2.5. AREE A RISCHIO IDRAULICO SEGNALATE DAL PRGA

Con riferimento alle modellazioni idrauliche sviluppate nel PRGA del Distretto delle Alpi Orientali e alla conseguente mappatura cartografica delle aree allagabili allegata, di cui si accennava al paragrafo 2.2, si evidenziano di seguito le criticità dell'area interessata dall'intervento in progetto per un tempo di ritorno pari a 300 anni.

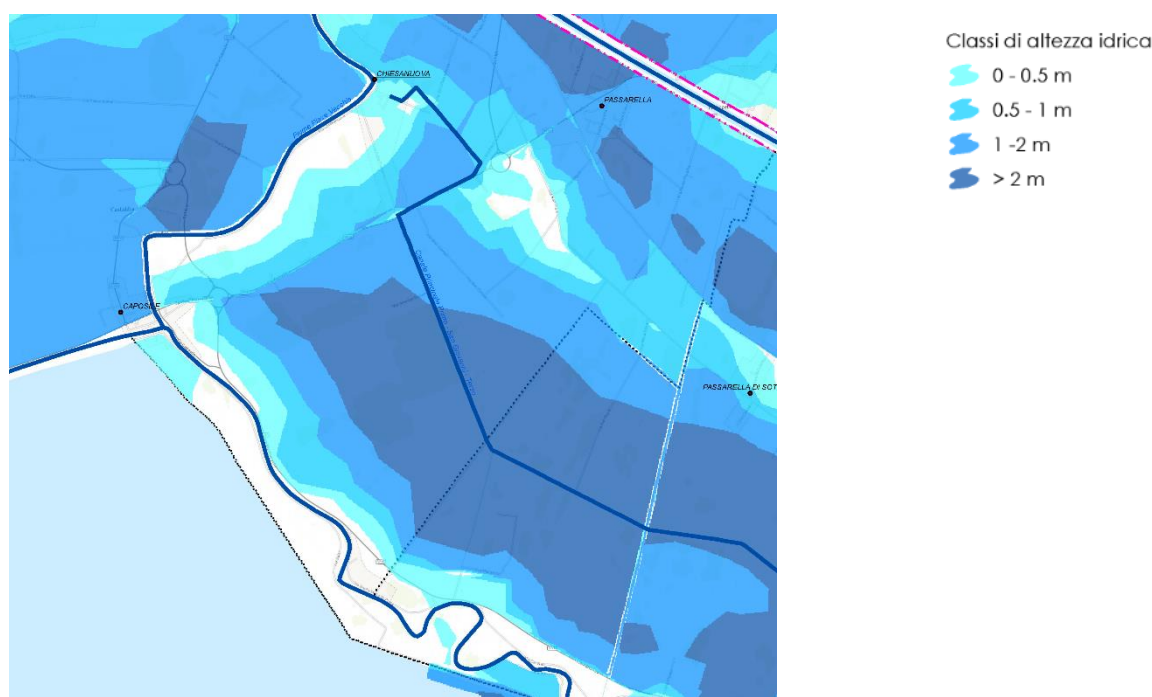


FIGURA 3 – ESTRATTO MAPPA AREE ALLAGABILI - ALTEZZE IDRICHE PER $Tr=300$ ANNI

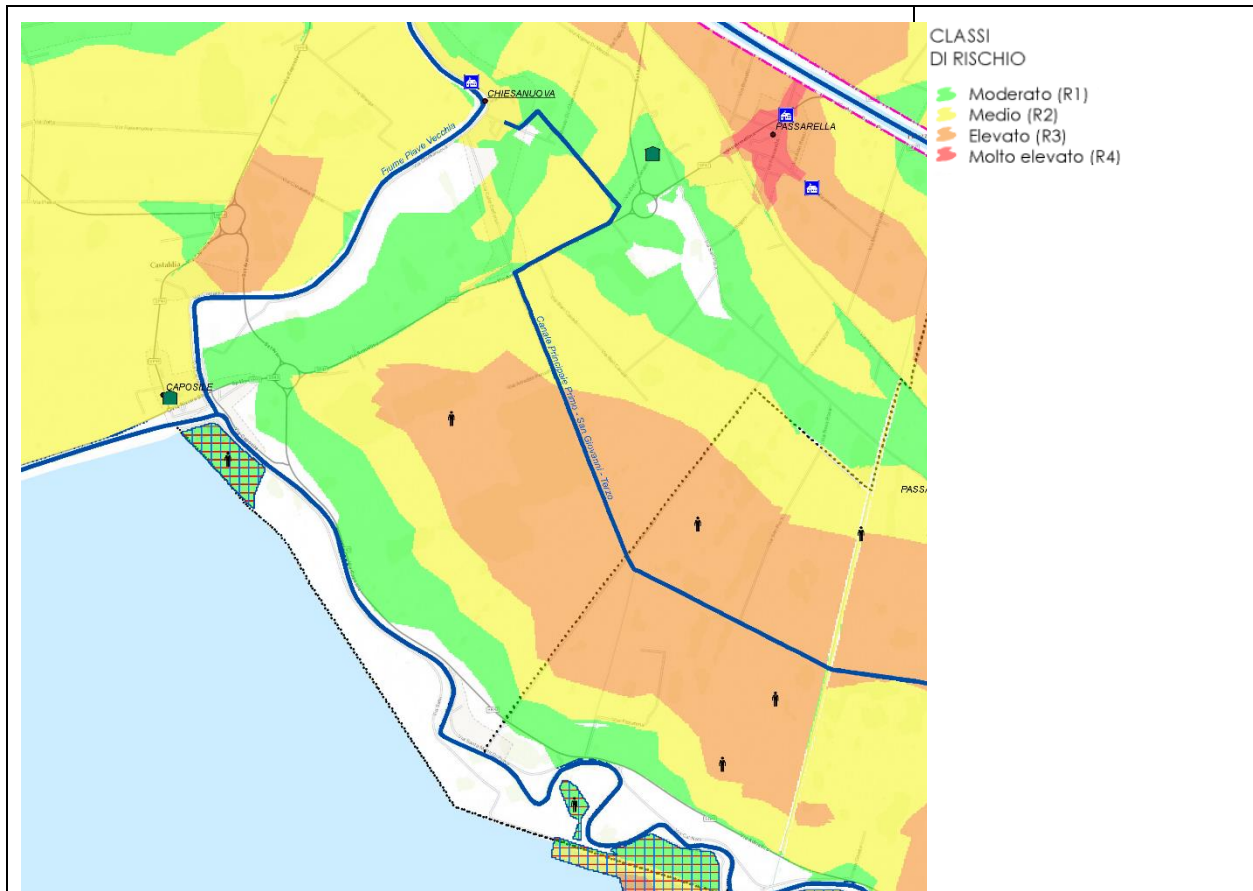


FIGURA 4 – ESTRATTO MAPPA AREE ALLAGABILI - CLASSI DI RISCHIO PER $T_r=300$ ANNI

Come emerge dalle figure precedenti, l'area di intervento è interessata da classi di rischio medio – elevato.

In tali aree, al fine di garantire la sicurezza idraulica dell'infrastruttura, si è adottato l'accorgimento progettuale di porre la quota minima del piano viabile rispettivamente ad 1,5 m e ad 1 m dal piano campagna. Sono state inoltre predisposte delle tubazioni ad ampio diametro, come descritto nella Relazione Idraulica, lungo tutto lo sviluppo dell'infrastruttura di progetto con lo scopo di favorire la trasparenza idraulica dell'intervento.

3. ANALISI PLUVIOMETRICA

La sollecitazione pluviometrica che caratterizza i bacini di interesse, ai diversi tempi di ritorno, è stata stimata sulla base delle curve di possibilità pluviometrica (CPP) aggiornate al 2008 e fornite dal Commissario Allagamenti del Veneto.

Per completezza e per confronto sono state considerate anche le CPP della stazione di Mestre (quella con la serie storica più significativa tra quelle del comprensorio in oggetto) ottenute dall'elaborazione dei dati rilevati dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale sulla base di 41 anni di osservazioni (dal 1926 al 1993).

Si è ritenuto tuttavia di utilizzare, ai fini del calcolo di dimensionamento e verifica delle opere idrauliche, le CPP del Commissario in quanto risultanti da elaborazioni di dati più recenti e basati su serie storiche più significative in quanto interpolate non su un'unica stazione ma su una serie di stazioni pluviometriche della Zona costiera e lagunare di Venezia.

3.1. CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DELLA STAZIONE DI MESTRE

Sono state prese in considerazione preliminarmente le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica relative alla stazione di Mestre ottenute dall'elaborazione dei dati rilevati dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN).

Per il calcolo delle suddette curve di possibilità pluviometrica è stata svolta un'analisi statistico-probabilistica dei valori estremi di durata sia inferiore (5, 10, 15, 30, 45 minuti) che superiori all'ora (1, 3, 6, 12, 24 ore).

I dati sono stati regolarizzati con il metodo di Gumbel altrimenti noto come metodo doppio esponenziale che consente, sulla base di un campione N di valori massimi annuali, di attribuire ad un qualsiasi valore di precipitazione un corrispondente tempo di ritorno (T_r).

Nelle tabelle 1 vengono riassunti rispettivamente i parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica relativi alla stazione meteorologica di Mestre per vari tempi di ritorno e per durate superiori all'ora.

TABELLA 1 - PARAMETRI DELLE CURVE SEGNALATRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA RELATIVI ALLA STAZIONE METEOROLOGICA DI MESTRE (SIMN) PER VARI TEMPI DI RITORNO E PER DURATE SUPERIORI ALL'ORA.

T_r (anni)	a_i (mm/h)	n_i (adim)
2	29.00	0.246
5	40.06	0.250
10	47.37	0.252
20	54.38	0.253
25	56.61	0.253
50	63.46	0.254
100	70.25	0.255
200	77.03	0.255

Per i dettagli delle serie storiche utilizzate e le elaborazioni statistiche si rimanda all'allegato B.

3.2. CPP DEL COMMISSARIO ALLAGAMENTI VENETO

Con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3621 del 18 ottobre 2007, è stato nominato il Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici del 26 settembre 2007 che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto”.

Ai fini del dimensionamento e delle verifiche delle opere idrauliche del presente progetto sono stati utilizzati i valori delle precipitazioni orarie massime annuali elaborati dal Commissario.

Le stazioni della zona costiera e lagunare prese in considerazione per le elaborazioni pluviometriche sono: Sant'Anna di Chioggia (CH), Iesolo (IE), Mestre (ME), Mogliano Veneto (OG), Valle Averte (VV), Mira (MM).

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica sono del tipo a 3 parametri:

$$h = a t / (t + b)^c \quad (\text{con } t \text{ in minuti})$$

I valori dei coefficienti a, n e c delle curve stesse sono riportati nella Tabella seguente:

TABELLA 1- VALORI DEI COEFFICIENTI A, N E C DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER LA ZONA COSTIERA E 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

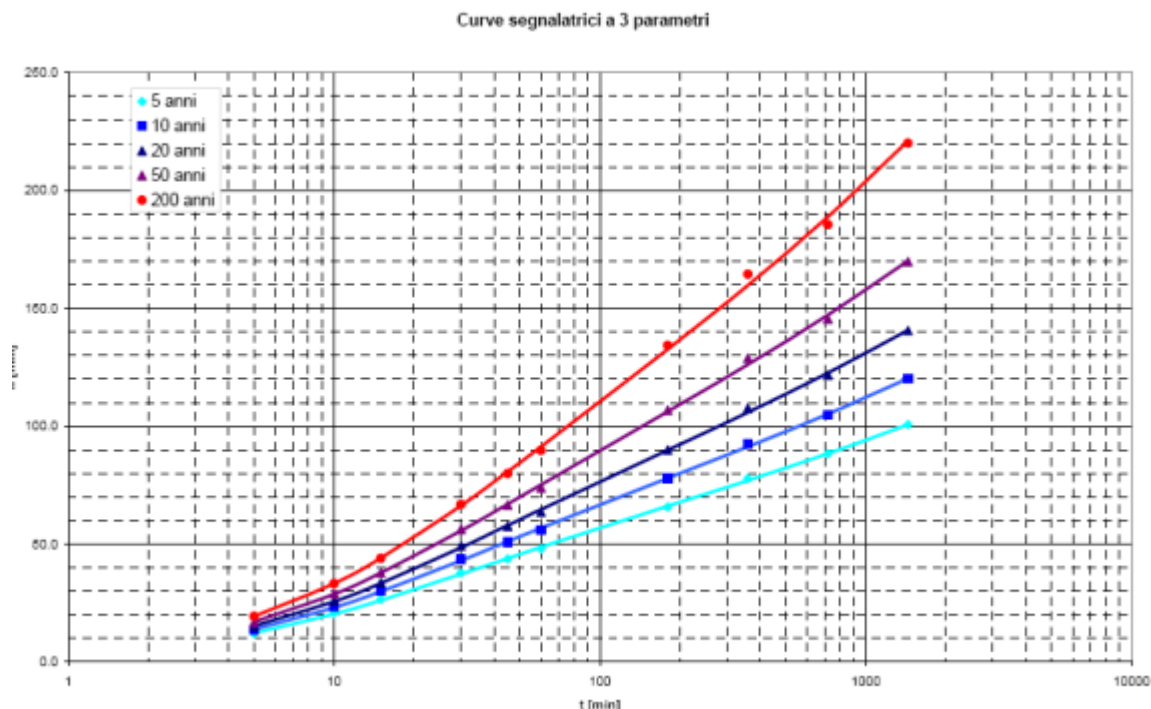


FIGURA 5 – CURVE SEGNALATRICI A TRE PARAMETRI PER LA ZONA COSTIERA E LAGUNARE.

Con tali curve si ottengono ai diversi tempi di ritorno i seguenti valori attesi di precipitazione per durate sia inferiori che superiori all'ora:

T (anni)	durata (min)									
	5	10	15	30	45	60	180	360	720	1440
2	9.7	16.3	20.7	28.7	33.0	35.9	47.5	56.5	65.1	74.4
5	12.2	20.7	26.5	37.5	43.5	47.5	64.1	76.3	87.4	100.7
10	13.7	23.5	30.2	43.4	50.6	55.4	75.8	90.7	103.6	120.1
20	15.2	26.0	33.6	48.9	57.4	63.1	87.7	105.5	120.3	140.5
30	16.0	27.4	35.5	52.1	61.3	67.6	94.9	114.6	130.5	153.1
50	17.0	29.0	37.9	56.0	66.3	73.3	104.1	126.4	143.9	169.7
100	18.3	31.2	41.0	61.3	73.0	81.1	117.2	143.3	163.0	193.8
200	19.5	33.3	44.0	66.6	79.7	89.0	130.9	161.4	183.4	220.0

TABELLA 2- VALORI ATTESI DI PRECIPITAZIONE (MM) PER DIVERSE DURATE E DIVERSI TEMPI DI RITORNO

3.3. VALUTAZIONE DELLE PERDITE

Nella modellazione matematica del processo di trasformazione afflussi-deflussi, per la valutazione della pioggia netta si adottano spesso metodologie più complesse della semplice adozione di un coefficiente di deflusso. Le principali perdite idrologiche che si determinano su un bacino idrografico sono:

- l'intercettazione, l'evaporazione e l'evapotraspirazione determinate dalla vegetazione;
- la ritenzione nelle depressioni superficiali;
- l'infiltrazione nelle superfici permeabili.

L'infiltrazione sulle aree permeabili o semipermeabili dei bacini è senz'altro il fenomeno quantitativamente più ragguardevole, mentre meno significativo, ma non sempre trascurabile, potendo raggiungere in alcuni casi l'entità di alcuni millimetri di pioggia, è la perdita che avviene sul bacino per l'immagazzinamento delle depressioni superficiali del terreno, dalle quali l'acqua viene successivamente sottratta per evaporazione o infiltrazione.

Le perdite dovute all'intercettazione, all'evaporazione e alla evapotraspirazione risultano modeste nell'ambito dei singoli eventi di piena. Esse assumono invece maggiore importanza quando vengano presi in conto periodi di notevole durata comprendenti anche numerosi eventi di pioggia poco rilevanti. Ne consegue che tali perdite vengono normalmente non considerate nell'ambito dei modelli di piena, mentre devono essere tenute in conto quando si faccia riferimento a modelli completi.

3.3.1. Intercettazione, evaporazione ed evapotraspirazione

La perdita per intercettazione ed evaporazione è l'aliquota di precipitazione che è trattenuta dalla vegetazione e, assorbita da questa o restituita all'atmosfera attraverso l'evaporazione, non raggiunge il suolo. L'altezza totale di pioggia intercettata è, quindi, sommo di una quantità molto piccola (0.2 - 1.2 mm) trattenuta sul fogliame e da una quantità che, evaporando, continuamente si rinnova. Quest'ultima è proporzionale, oltre che alla superficie bagnata e alla durata della pioggia, anche a un fattore di evaporazione strettamente dipendente dalla temperatura e dall'umidità dell'aria. Così la perdita per intercettazione ed evaporazione è essenzialmente concentrata all'inizio dell'evento piovoso ed è percentualmente tanto più alta quanto più piccolo è l'ammontare della precipitazione. Ne consegue che, anche per aree boschive, o con densa copertura a verde, la perdita per intercettazione ed evaporazione, nel caso di singolo evento meteorico con elevata intensità e concentrato nel tempo, assume valori percentuali molto piccoli.

La perdita per evapotraspirazione dipende invece da un processo simile a quello dell'evaporazione, solo che in questo caso l'acqua viene sottratta dai primi strati del terreno, nei quali è pervenuta per infiltrazione, dalle piante, e reimpressa nell'atmosfera tramite la traspirazione. Questo fenomeno, mentre influenza il bilancio annuo rendendo, nel tempo, il terreno di nuovo idoneo ad assorbire maggiori quantità d'acqua per infiltrazione, è praticamente da non considerare nel caso del singolo evento con elevata intensità e concentrato nel tempo, in quanto in questo caso la sua azione sulla variazione di capacità d'infiltrazione nel terreno è trascurabile.

Nel caso di modelli di piena applicati a bacini idrografici per la stima della massima portata al colmo di piena da assumere a base del dimensionamento di interventi di sistemazione idraulica, date anche le caratteristiche delle precipitazioni massime in tale caso utilizzate, ed in favore di sicurezza, queste due prime cause di perdita sono, quindi, normalmente trascurate.

3.3.2. Ritenzione nelle depressioni superficiali

Prima che le precipitazioni su un bacino diano luogo a scorrimento superficiale si verifica ulteriore sottrazione di un volume che può essere considerato composto da due termini: la quantità d'acqua necessaria a "bagnare" la superficie scolante (rappresentata dal velo d'acqua sul suolo soggetto alla tensione superficiale) e la quantità d'acqua che va ad immagazzinarsi nelle vere e proprie depressioni del suolo. Questi volumi, infatti, non sono più disponibili al deflusso e vengono riportati nel ciclo idrologico solo per effetto della evaporazione e dell'infiltrazione alla fine della pioggia. E' evidente che l'entità di tali perdite dipende strettamente dal tipo e dallo stato di copertura del bacino.

In letteratura sono ormai disponibili diversi metodi per la valutazione quantitativa del fenomeno della ritenzione, alcuni basati sulla stima globale della parte di precipitazione iniziale del pluviogramma di progetto che viene intercettata, altri basati sulla determinazione dell'andamento temporale del fenomeno di riempimento e saturazione delle depressioni; tutti ovviamente fortemente dipendenti dalla natura e dalle caratteristiche del terreno.

Tuttavia, quello che qui si deve notare è che dette perdite, oltre che essere iniziali, possono normalmente avere, specie su bacini antropizzati e di modeste estensioni, modesta entità, talchè, appena si considera un evento meteorico non isolato, ma inserito in un più ampio contesto di un periodo piovoso, la probabilità che dette capacità siano ormai riempite è molto alta. Ne consegue la considerazione che nei modelli indirizzati alle portate di progetto non solo è irrilevante considerare queste perdite, ma anzi è opportuno trascurarle, tenuto conto che l'ipotesi di evento di pioggia critico all'interno di un più ampio periodo piovoso è certamente molto più realistica di quella di evento isolato non preceduto da alcuna precipitazione, anche di piccola altezza.

3.3.3. Infiltrazione nei suoli

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso in alveo.

Si definiscono:

- *infiltrazione*: la velocità con cui l'acqua viene sottratta dalla superficie del suolo;
- *capacità d'infiltrazione*: la massima velocità con cui un suolo, in qualsiasi condizione, è capace di assorbire acqua.

Se l'entità di pioggia è inferiore alla capacità di infiltrazione, l'infiltrazione coinciderà con la pioggia stessa; nel caso contrario l'infiltrazione coinciderà con la capacità di infiltrazione e l'eccesso di pioggia rispetto a questa darà luogo al deflusso superficiale. Risulta quindi fondamentale conoscere il valore della capacità di infiltrazione dei diversi suoli, nelle varie condizioni.

Il fenomeno dell'infiltrazione può essere considerato come una successione di tre fasi: l'entrata della pioggia nella superficie del suolo, la propagazione attraverso la tessitura di questo e la conseguente saturazione dei

vuoti presenti. Ognuna di queste fasi influenza la capacità di infiltrazione: infatti l'acqua sottratta dal suolo non potrà essere maggiore di quanto possa entrare nella sua superficie né più di quanto consenta la trasmissione verso il basso attraverso la tessitura dei vari strati di terreno attraversati e, d'altra parte, a parità di infiltrazione in superficie, il fronte di umidità nel terreno avanzerà tanto più velocemente quanto minore è la porosità di questo.

La capacità di infiltrazione dipende quindi non solo dalla tessitura del terreno, ma anche dallo stato dello strato superficiale di questo e, istante per istante, dallo spessore del suolo saturo d'acqua. Una compattazione superficiale dovuta al transito di mezzi o al calpestio tende infatti a ridurre la capacità di infiltrazione, mentre la coltivazione del suolo, i prati e i boschi tendono ad aumentarla; l'aumento nel tempo, durante un evento, dello strato saturo di suolo tende, inoltre, a ridurre la capacità di infiltrazione, a causa del corrispondente aumento della lunghezza dello strato attraverso cui l'acqua deve filtrare.

Vi sono in generale due differenti approcci per determinare l'andamento nel tempo della capacità di infiltrazione: uno è basato sull'interpretazione teorica del fenomeno della infiltrazione, mentre l'altro tende a rappresentare tale fenomeno attraverso metodi di tipo empirico.

Per le applicazioni pratiche i metodi empirici o idrologici sono molto diffusi, in quanto di più semplice implementazione e di uso più consolidato. Nel caso in esame, la procedura utilizzata per il calcolo delle perdite, è quella del "Curve Number" (CN) del Soil Conservation Service. Questa procedura, sviluppata nel 1972, viene ormai largamente utilizzata per l'interpretazione della dinamica temporale delle perdite, anche se originariamente non fu proposta a tale scopo.

La procedura si basa sull'utilizzo della seguente equazione:

$$h_{netta}(t) = \frac{[H(t) - I]^2}{H(t) - I + S}$$

dove:

$h_{netta}(t)$ è l'altezza di pioggia netta di durata t ;

$H(t)$ è l'altezza di pioggia lorda di stessa durata t ;

S è l'altezza d'acqua massima immagazzinabile nel terreno a saturazione;

I è l'assorbimento iniziale, che viene assunto usualmente pari a $0.2 \cdot S$

Il valore di S dipende dal valore del parametro CN, caratteristico del terreno, attraverso la relazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

I valori del CN vengono normalmente determinati in funzione delle caratteristiche di permeabilità del terreno e dell'uso del suolo dello stesso. Relativamente alla permeabilità, il Soil Conservation Service distingue quattro diversi tipi di suolo le cui caratteristiche vengono riportate nella tabella seguente.

TABELLA 1 - CARATTERISTICHE DEI DIVERSI TIPI DI SUOLO

Tipo di suolo	Descrizione
A	<i>Scarsa potenzialità di deflusso</i> Compende forti spessori di sabbie con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde e molto permeabili.
B	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa</i> Compende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione anche a saturazione.
C	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente alta</i> Compende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità d'argilla e colloid, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	<i>Potenzialità di deflusso molto alta</i> Compende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Con riferimento a condizioni standard di umidità del terreno agli inizi dell'evento di pioggia ("AMC", Antecedent Moisture Condition, di classe II) vengono riportati in letteratura i valori del CN per i diversi usi del suolo possibili sul territorio di un bacino idrografico, come mostrato nella seguente tabella.

TABELLA 3- VALORI DEL CN AL VARIARE DELL'USO DEL SUOLO E DEL TIPO DI SUOLO

Tipo di copertura (uso del suolo):	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Terreno coltivato:				
senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
Terreno da pascolo:				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Praterie:				
buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestati:				
terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi:				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95

Distretti industriali (impermeabilità 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali (impermeabilità media %):				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	75	83	87
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabili, tetti	98	98	98	98
Strade:				
Pavimentate con cordoli - fognature	98	98	98	98
inghiaiate o selciate e con buche	76	85	89	91
in terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Per condizioni antecedenti l'evento di precipitazione molto umide (AMC di classe III) o molto asciutte (AMC di classe I) i valori del parametro CN vanno modificati in relazione alle curve e tabelle sperimentali determinate dal Soil Conservation Service.

Per tali curve è stata determinata anche una funzione di interpolazione, per renderne più agevole l'utilizzo.

$$CN_{AMCI} = \frac{4.2CN}{10 - 0.058CN} \quad CN_{AMCIII} = \frac{23CN}{10 + 0.13CN}$$

La tabella seguente riporta i valori di conversione del CN dalle condizioni di classe AMC II alle classi AMC I e AMC III.

TABELLA 4- CONDIZIONI DI CLASSE AMC I, II, III

Classe AMC		
I	II	III
100	100	100
87	95	98
78	90	96
70	85	91
57	75	88
51	70	85
45	65	82
40	60	78
35	55	74
31	50	70
15	30	50

9	20	37
4	10	22
0	0	0

Le condizioni di umidità antecedenti l'evento, secondo il Soil Conservation Service, possono essere ricavate sulla base della precipitazione complessivamente caduta nei 5 giorni precedenti l'evento considerato, secondo quanto riportato nella tabella seguente.

TABELLA 5- CONDIZIONI DI UMIDITÀ AL VARIARE DELLA STAGIONE E DELLA CLASSE DI AMC

Classe di AMC	Precipitazione totale nei 5 giorni precedenti l'evento(mm)	
	<i>Stagione di riposo</i>	<i>Stagione di crescita</i>
I	< 12.7	< 35.5
II	12.7 – 28.0	35.5 – 53.3
III	> 28.0	> 53.3

4. MODELLI DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI

Il modello afflussi – deflussi che si è ritenuto di utilizzare nell'ambito del presente studio idrologico, è un modello di tipo globale, ossia applicato unitariamente all'intero bacino idrografico di interesse, che combina i risultati dell'analisi statistica delle precipitazioni, mediante le metodologie più sopra esposte, con il metodo del Curve Number, del SCS per la valutazione del volume netto di pioggia disponibile per la formazione della piena.

La procedura si articola nei seguenti passi:

- calcolo del tempo di corrivazione;
- calcolo dell'altezza di pioggia puntuale;
- calcolo della pioggia netta;
- calcolo della portata al colmo.

Alla base della procedura vi sono le seguenti assunzioni:

- che la massima piena avvenga per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- che il picco di piena abbia il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- che la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avvenga senza la formazione di significativi invasi, nel caso si formino invasi il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà comunque sovrastimato, a favore di sicurezza;

In definitiva il calcolo della portata al colmo viene eseguito uguagliando il volume di pioggia netta, o efficace, al volume della piena descritta a mezzo di un idrogramma di assegnata forma.

4.1. DATI DI BASE

Per la stima delle grandezze morfometriche dei bacini è stata utilizzata la cartografia regionale CTR in scala 1:5000 oltre al rilievo fotogrammetrico in scala 1:2000 per una fascia di circa 800 m a cavallo dell'asse principale.

La delimitazione dei bacini afferenti a ciascun canale di bonifica interferente è stata fornita dal Consorzio di Bonifica Basso Piave.

Per la valutazione del coefficiente di deflusso, espresso in termini di Curve Number, è stata invece utilizzata la carta dell'uso del suolo del Progetto Corine Land Cover relativo all'anno 2000 (riportata in ALLEGATO C), le foto aeree disponibili da Google Earth e dal volo recentemente effettuato per i rilievi fotogrammetrici e la carta della permeabilità del terreno desunta dalla carta litologica.

Ad ogni tipologia di uso del suolo è stata attribuita la corrispondente classe di CN relativa alla classe di permeabilità del terreno in quell'area.

Quindi è stata fatta l'intersezione tra questa e tutti i poligoni relativi ai bacini analizzati.

Anche in questo caso, mediante analoghe elaborazioni di analisi spaziale si ottengono i valori di CN relativi a ciascuna cella ricadente nel bacino stesso.

Effettuando la media pesata del Curve Number data dalla formula:

$$\Sigma CN_i * A_i / A_{tot}$$

si ottengono infine i valori medi di CN per ogni bacino.

4.2. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il calcolo del tempo di corrivazione, t_c , si rende necessario in quanto con esso si individua la durata dell'evento di precipitazione critico per il bacino. La sua stima può essere effettuata utilizzando una delle diverse formulazioni empiriche o semi-empiriche che ne correlano il valore a caratteri morfologici del bacino idrografico o dell'asta fluviale.

La scelta della formula per il calcolo del tempo di corrivazione è uno dei momenti critici della procedura qui descritta. Infatti, questo parametro è di tipo soggettivo e quindi la sua definizione è legata all'esperienza del progettista, che potrà avvalersi anche di quanto presente in letteratura o raccomandato dall'Autorità di Bacino, tenendo presente che una sottostima del tempo di corrivazione tenderà a fornire delle portate di maggior valore e viceversa.

Nell'ambito del presente studio, si è fatto riferimento a quattro diverse formulazioni, ciascuna riconosciuta affidabile per la stima del tempo di corrivazione di bacini idrografici di determinate estensioni. Nel caso in esame i bacini risultano di estensione pari a circa 2 kmq. Tutte le formulazioni risultano ampiamente documentate in letteratura e di consolidato uso nella pratica progettuale.

Per piccoli bacini di pianura si può adottare la formula di Kirpich:

$$t_c = 0.945 (L^3 / DH)^{0.385}$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione in ore;
- L , è la lunghezza dell'asta fluviale in km;
- DH , è il dislivello altimetrico tra gli estremi dell'asta, in metri.

Per bacini di superficie compresa tra 1 e 10 km² si può adottare la formula di Ventura:

$$t_c = 0.1272 (A / I)^{0.50}$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione in ore;
- A, l'area del bacino in km²;
- I, è la pendenza media dell'asta fluviale in m/m.

In letteratura tecnica viene indicata come valida e particolarmente adatta per bacini di pianura di superficie inferiore a 40 kmq la formula di Pasini:

$$t_c = \frac{0.108(A * L)^{1/3}}{I^{1/2}}$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione in ore;
- A, l'area del bacino in km²;
- L, la lunghezza dell'asta fluviale in km;
- I, è la pendenza media del reticolo idrografico in m/m.

Secondo la formulazione di Pezzoli il t_c in ore è dato invece dalla seguente espressione:

$$t_c = 0.55 \times L \times (I_m)^{-0.5}$$

dove:

- L è la lunghezza dell'asta fluviale in km;
- I_m è la pendenza media dell'asta.

I calcoli idrologici del tempo di corrivazione e delle portate al colmo sono ovviamente riferiti alla sezione di chiusura relativa agli attraversamenti del tracciato di progetto.

L'ubicazione delle sezioni di chiusura, così come la perimetrazione dei relativi bacini idrografici, è riportata nella Corografia dei bacini allegata al progetto.

Nella tabella seguente sono riportati i principali parametri idrologici dei bacini necessari al calcolo dei tempi di corrivazione.

Bacino	COD	L asta princ. km	i asta principa m/m	i sup.drenata m/m	H max m	H min m	A drenata km2
Canale Zuliani	1	1.782	0.0013	0.001	-0.64	-2.88	2.42
Canale Primo	2	1.392	0.0014	0.001	-0.67	-2.67	1.99
Canale Caposile	3	1.338	0.0015	0.001	1.25	-0.75	2.04

Di seguito sono invece riportati i valori del tempo di corrivazione calcolati per i diversi bacini con le formulazioni sopra riportate:

Bacino	COD	tc Pezzoli h	tc Ventura h	tc Pasini h	tc Kirpich h	tc Kirpich min
Canale Zuliani	1	2.76	5.58	6.32	1.48	88.76
Canale Primo	2	2.02	4.73	4.74	1.22	73.39
Canale Caposile	3	1.90	4.70	4.62	1.19	71.19

La formulazione più cautelativa e più adatta ai bacini in esame appare essere quella di Kirpich, che verrà pertanto utilizzata per la stima delle portate nei canali.

4.3. STIMA DELL'ALTEZZA DI PIOGGIA

Con riferimento alla procedura indicata al paragrafo 4.1, per ciascun bacino sono state individuate le aree caratterizzate da diversi valori di CN(II). Il valore adottato per ciascun bacino è stato determinato con il criterio della media pesata, i cui pesi sono costituiti dalle superfici.

Nella tabella seguente si riportano i valori stimati.

Bacino	A (km ²)	Uso del suolo	%	Area	CN II	Uso del suolo	%	Area	CN II	Uso del suolo	%	Area	CN II	CN II medio
Canale Zuliani	2.42	Seminativi a ree non irrigue	0.5	1.21	81	Zone agricole eterog	0.4	0.97	71	Edificato urbano disc	0.1	0.24	90	77.9
Canale Primo	1.99	Seminativi a ree non irrigue	0.6	1.19	81	Zone agricole eterog	0.4	0.80	71	Edificato urbano disc	0	0.00	90	77
Canale Caposile	2.04	Seminativi a ree non irrigue	0.5	1.02	81	Zone agricole eterog	0.4	0.82	71	Edificato urbano disc	0.1	0.20	90	77.9

TABELLA 6- STIMA DEL CN MEDIO SUL BACINO

Bacino	COD	S mm	I mm	CN II
Canale Zuliani	1	72.06	14.41	77.9
Canale Primo	2	75.87	15.17	77.0
Canale Caposile	3	72.06	14.41	77.9

TABELLA 7- ALTEZZA DI PIOGGIA LORDA E NETTA PER I TRE BACINI AL VARIARE DEL TEMPO DI RITORNO

Utilizzando il valore di CN II sopra riportato, considerando le CPP del Commissario Allagamenti e applicando la formula per la stima della pioggia netta citata al paragrafo 3.3.3, si ottengono per i tre bacini i seguenti valori di altezza di pioggia netta (riferite alla durata critica):

TABELLA 8 -ALTEZZA DI PIOGGIA LORDA E NETTA PER I TRE BACINI AL VARIARE DEL TEMPO DI RITORNO

Bacino	Altezza di pioggia lorda			Altezza di pioggia netta		
	$h_{Tr=50}$ mm	$h_{Tr=100}$ mm	$h_{Tr=200}$ mm	$h_{Tr=50}$ mm	$h_{Tr=100}$ mm	$h_{Tr=200}$ mm
Canale Zuliani	85.02	94.94	104.31	34.95	42.50	49.90
Canale Primo	79.77	88.85	97.38	29.71	36.30	42.75
Canale Caposile	78.93	87.87	96.28	30.48	37.09	43.54

4.4. CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO DEI CANALI INTERFERENTI

Il calcolo della portata al colmo deve essere determinato sulla base di una forma predefinita di idrogramma e quindi uguagliando l'apporto meteorico efficace al volume di deflusso.

La forma dell'idrogramma qui proposta è quella del Ghirardelli, ossia il classico idrogramma triangolare, avente tempo di risalita e tempo di discesa pari al tempo di corrivazione.

Pertanto il valore della portata al colmo risulta:

$$Q_c = r h_n * A / 3.6 t_c$$

dove: Q_c è la portata al colmo, r è il fattore di ragguglio della precipitazione all'area del bacino, che nel caso in esame, trattandosi di piccoli bacini, è stato posto pari a 1, h_n è la pioggia netta; A è la superficie del bacino, t_c è il tempo di corrivazione.

Ne è risultato per i bacini in studio:

TABELLA 9 - VALORI DELLA PORTATA DI PIENA E DEI COEFFICIENTI UNITARI PER I TRE BACINI AL VARIARE DEL TEMPO DI RITORNO

Bacino	Portate di piena			Coeff unitari		
	$Q_{Tr=50}$ mc/s	$Q_{Tr=100}$ mc/s	$Q_{Tr=200}$ mc/s	$q_{Tr=50}$ mc/s /kmq	$q_{Tr=100}$ mc/s /kmq	$q_{Tr=200}$ mc/s /kmq
Canale Zuliani	15.85	19.27	22.63	6.56	7.98	9.37
Canale Primo	13.42	16.40	19.32	6.75	8.24	9.71
Canale Caposile	14.59	17.75	20.84	7.14	8.68	10.19

Nella tabella sono evidenziati anche i contributi unitari di deflusso per ciascun bacino, dal quale si riscontra che le elaborazioni idrologiche eseguite hanno fornito risultati in linea con i valori riscontrabili in pianura veneta per bacini di analoghe caratteristiche.

Risulta evidente infine che adottando un valore di CN con condizioni antecedenti l'evento di precipitazione molto umide (CN III) i valori di pioggia netta risulterebbero più elevati e di conseguenza le portate di piena stimate.

Tuttavia si è ritenuto superfluo adottare condizioni più cautelative, sia perché si sono considerati diversi altri parametri in favore di sicurezza (CPP, tempo di corrivazione, volumi invasati, ecc.) sia perché la capacità di trasporto dei canali risulta comunque confrontabile alle portate calcolate adottando il CN II e pertanto la portata di attraversamento dei manufatti non potrà superare quella massima transitabile.

5. STIMA DELLE PORTATE DI PIENA DEL FIUME SILE

Per la stima delle portate al colmo di piena del Fiume Sile si è fatto riferimento agli studi recentemente effettuati sul bacino del Sile dall'Autorità di Bacino omonima e già citati nel paragrafo 2.2.

E' stato implementato un modello idrologico basato su uno schema numerico ad elementi finiti che risolve le equazioni differenziali che governano il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera su bassi fondali, formulate in modo da poter essere applicate anche ad aree parzialmente asciutte o che possono essere allagate o prosciugate durante l'evoluzione del fenomeno indagato.

Le piene generate in modo sintetico con il modello idrologico sono state quindi utilizzate per esaminare la loro propagazione nella rete idrografica, utilizzando un modello matematico bidimensionale.

In idrologia, per la stima delle probabili portate di piena di un corso d'acqua si possono seguire due indirizzi sostanzialmente diversi. Il primo considera le registrazioni idrometriche o di portata disponibili ed elabora gli eventi estremi delle serie storiche, assumendo valide per esse le usuali distribuzioni statistiche. Il secondo si basa sulla determinazione delle portate di massima piena partendo dalle precipitazioni e trasformando gli afflussi meteorici in deflussi generalmente con l'ausilio di modelli matematici idrologici. Nello studio del Sile è stato adottato quest'ultimo approccio soprattutto perché per i corsi d'acqua presenti sul territorio non erano disponibili o non erano sufficientemente estese le serie storiche dei valori estremi delle portate, dalle quali ricavare, mediante opportune elaborazioni, le portate di massima piena probabile.

Il modello adottato si rifà al concetto dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH), originariamente introdotti da Sherman, o ai modelli che da questo derivano.

Tali modelli, come è noto, consentono di valutare non solo le portate massime conseguenti ad un assegnato evento meteorico efficace, ma anche l'andamento nel tempo del loro idrogramma. In questo ambito, sviluppi ed applicazioni sempre più numerose hanno avuto i cosiddetti "modelli sintetici concettuali" di tipo deterministico, nei quali le relazioni che intercorrono tra le variabili ed i parametri caratteristici del sistema "bacino idrografico" sono suggerite o dedotte attraverso un'analisi più o meno schematica dei fenomeni fisici, che trasformano le variabili di ingresso al sistema stesso (piogge) in quelle di uscita (portate). Ciò avviene introducendo una serie di strutture idrauliche elementari (elementi concettuali) alle quali è affidato il compito di simulare i due aspetti fondamentali del reale comportamento del bacino idrografico, ossia il ritardo di fase con cui le portate si presentano rispetto alle precipitazioni e l'effetto moderatore degli invasi presenti in rete. In questa classe di modelli, semplici ma efficaci, può collocarsi il modello realizzato per la simulazione delle piene dei bacini del sistema idrografico in esame.

Utilizzando tale modello idrologico, si sono generate con il modello stesso una serie di piene sintetiche, partendo dalle precipitazioni.

Allo scopo, si sono considerati, per ciascuna stazione pluviografica significativa, eventi meteorici "critici" con diverso tempo di ritorno pari a 20, 50, 100, 200 e 500 anni, assumendo per tali eventi i valori di pioggia derivanti dall'elaborazione statistica delle serie storiche disponibili per le precipitazioni registrate.

La durata "critica" delle precipitazioni è stata preliminarmente individuata considerando, per un assegnato tempo di ritorno, tempi di precipitazione via via crescenti, ed attribuendo quindi la stessa durata "critica" anche agli altri eventi generati, al variare della frequenza probabile. In questa analisi, per ciascuna durata, il valore complessivo delle precipitazioni è stato distribuito nel tempo secondo l'andamento fornito dalla funzione Beta. Tutte le simulazioni sono state condotte mantenendo invariati i valori attribuiti, in fase di messa a punto dello schema, ai parametri dai quali dipende la risposta fornita dal modello.

Assumendo come significativa ai fini dell'individuazione della durata critica delle precipitazioni la sezione di Casier, dove, esclusi gli apporti degli impianti idrovori situati più a valle, la piena naturale del Sile è praticamente formata, tale durata secondo il modello corrisponde alle piogge di durata pari a 48 ore.

Precipitazioni di durata inferiore o superiore rispetto a questa, generano colmi di piena, sia pure di poco, meno pronunciati. Infatti, per il tempo di ritorno considerato di 20 anni, mentre le precipitazioni di durata pari a 48 ore comportano un colmo di piena di 132 mc/s, durate di pioggia di 24, 72 e 96 ore determinano portate al colmo pari rispettivamente a 129, 128 e 124 mc/s.

Se si considera come durata critica delle precipitazioni quella così individuata (48 ore), si ottengono in particolare, per alcune sezioni significative, al variare del tempo di ritorno Tr , i valori delle portate al colmo (in mc/s) sintetizzati nella seguente tabella:

Sezione	$Tr = 20$ anni	$Tr = 50$ anni	$Tr = 100$ anni	$Tr = 200$ anni	$Tr = 500$ anni
Sile a monte di Treviso	70	74	78	82	86
Sile a valle di Treviso	107	115	121	127	135
Sile a Casier	132	143	151	159	169
Sile a Trepalade	159	174	184	195	210

In generale si evidenzia che, pur incrementando sensibilmente il tempo di ritorno, le portate massime subiscono variazioni relativamente contenute. A monte di Treviso, ad esempio, passando il tempo di ritorno da 20 a 500 anni, la portata massima si incrementa di circa 70 mc/s a poco meno di 90 mc/s, a testimonianza del particolare regime naturale che il fiume manifesta in questa parte del suo corso. Leggermente più accentuate sono le variazioni più a valle. A Trepalade, in particolare, prima del suo ingresso nel Taglio, sempre secondo il modello il Sile ha una portata al colmo per l'evento ventennale di 160 mc/s, che si incrementa a

circa 21 0 mc/s per una piena con tempo di ritorno di 500 anni. Resta in ogni caso ben evidente, anche per questa sezione, il ruolo dei contributi perenni e di lunga durata, che sostengono sia la base che la coda della piena.

Con modalità del tutto analoghe a quelle utilizzate per generare le piene del Sile nel suo corso superiore, si sono simulate con il modello idrologico le piene del comprensorio di bonifica che si estende tra il fiume ed il Piave, che è quello che ci interessa ai fini delle verifiche del presente progetto.

Sempre considerando le precipitazioni con tempo di ritorno di 20 anni, si sono dapprima determinate, al variare della durata della pioggia tra 24 e 96 ore e con un passo di 12 ore, le piene sintetiche conseguenti.

Per i singoli bacini di bonifica che hanno diversa estensione, la durata critica delle precipitazioni assume, come è ovvio, valori leggermente diversi. In un ampio campo di variazione della durata, tuttavia, la risposta idrologica comporta variazioni delle portate al colmo più accentuate rispetto a quelle del Sile, ma ancora relativamente contenute. Si è perciò ritenuto di poter fare riferimento, anche per questa parte del bacino, alla durata di precipitazione di 48 ore precedentemente calcolata, per condurre le successive analisi ed in particolare per individuare lo "stato critico" per l'intero sistema del Sile. Con queste finalità si sono generate, per i singoli sottobacini della bonifica considerati, gli eventi di piena conseguenti alle precipitazioni di durata pari a 48 ore e a tempi di ritorno corrispondenti, rispettivamente, a 20, 50, 100,200 e 500 anni. Si omettono per brevità i risultati di tali simulazioni, per ciascun bacino facente capo ad un impianto idrovoro. Si rileva, in generale, una più ampia variazione delle portate al colmo al variare del tempo di ritorno, come risulta dalla Tabella seguente, nella quale sono sintetizzati (in mc/s) i valori massimi ottenuti:

<i>Bacino - Idrovora</i>	<i>Tr = 20 anni</i>	<i>Tr = 50 anni</i>	<i>Tr = 100 anni</i>	<i>Tr = 200 anni</i>	<i>Tr = 500 anni</i>
Fossetta - Portesine	27.8	31.9	35.0	38.0	42.1
Lanzoni	16.0	18.3	20.1	21.9	24.2
Croce	9.20	10.6	11.6	12.6	13.9
Salsi - Musile	0.76	0.88	0.96	1.05	1.17

A questo punto per la stima delle portate al colmo di piena del Fiume Sile nell'area di interesse del tracciato in progetto, corrispondente al nodo 11SB (Idrovora Salsi-Musile) si sono sommati i contributi di portata stimati per la durata dell'evento critico (48 ore) per le varie porzioni di bacino considerate secondo il seguente schema a blocchi:

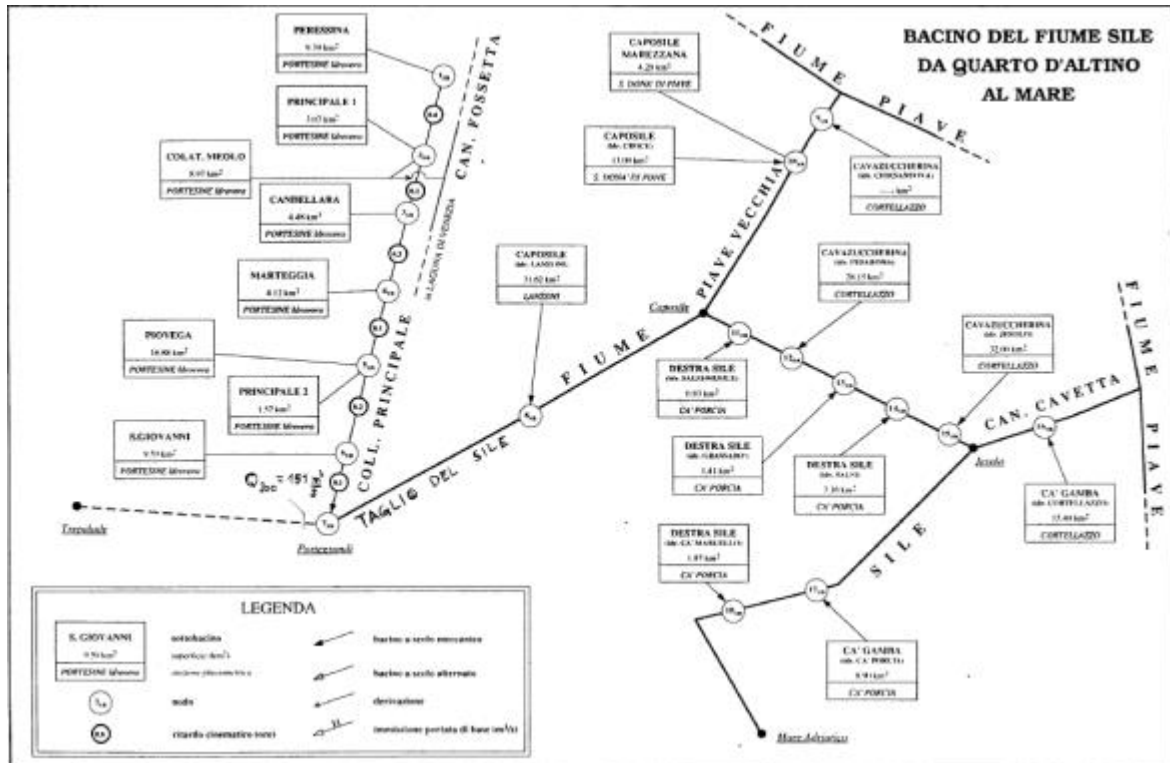


FIGURA 6 – SCHEMA A BLOCCHI BACINO DEL SILE DA QUARTO D'ALTINO AL MARE

Per quanto attiene ai contributi dei collettori confluenti nel Sile da Quarto d'Altino (nodo 7SB) alla sezione 11SB si sono stimate le seguenti portate, corrispondenti ad un bacino pari a circa 108 kmq:

Bacino da Quarto D'Altino a sez 11 _{SB}	A	Q50	Q100	Q200
	kmq	mc/s	mc/s	mc/s
Coll. Principale-Fossetta	57.98	31.9	35	38
Caposile (idrovara Lanzoni)	31.62	18.3	20.1	21.9
Marezzana + Croce	17.38	10.6	11.6	12.6
Salsi-Musile	0.93	0.88	0.96	1.05
Somma	107.91	61.68	67.66	73.55

TABELLA 10 - STIMA DELLE PORTATE CONFLUENTI NEL SILE DA QUARTO D'ALTINO ALLA SEZIONE 11SB

		A	Q50	Q100	Q200
Identificazione Bacino		kmq	mc/s	mc/s	mc/s
Bacino da sorgenti a Quarto D'Altino	Totale a Trepalade	594.29	174.0	184.0	195.0
Bacino da Quarto D'Altino a sez prog.	Parziale a Caposile	107.91	61.68	67.66	73.55
Bacino da sorgenti a sez 11 _{SB}	Totale a Caposile	702.20	235.68	251.66	268.55

Tali contributi vanno sommati alle portate stimate per il bacino di monte ovvero dalle sorgenti a Quarto d'Altino, secondo il seguente prospetto:

TABELLA 11 - SOMMA DELLE PORTATE

		A	Q50	Q100	Q200
	Identificazione Bacino	kmq	mc/s	mc/s	mc/s
Bacino da sorgenti a Quarto D'Altino	Totale a Trepalade	594.29	174.0	184.0	195.0
Bacino da Quarto D'Altino a sez prog.	Parziale a Caposile	107.91	61.68	67.66	73.55
Bacino da sorgenti a sez 11_{SB}	Totale a Caposile	702.20	235.68	251.66	268.55

6. CONCLUSIONI

Per la stima delle portate da utilizzare per il dimensionamento e la verifica dei manufatti di attraversamento dei canali di bonifica interferenti con l'asse stradale di progetto, in conformità a quanto indicato dalla normativa regionale, sono stati adottati metodi di tipo concettuale di trasformazione afflussi-deflussi quali il Metodo Razionale ed il metodo del Curve Numbers proposto dal Soil Conservation Service (SCS).

Per quanto riguarda l'analisi pluviometrica sono state prese in considerazione le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica elaborate dal Commissario Allagamenti Veneto che risultano le elaborazioni più aggiornate, e tengono conto anche dei recenti eventi alluvionali del 2007. Esse risultano più cautelative rispetto alle elaborazioni probabilistiche effettuate sulle serie storiche locali dei dati registrati alle stazioni del servizio Idrografico e Mareografico fino al 1994.

Le elaborazioni idrologiche sviluppate, scontano come è ovvio alcune approssimazioni che sono imprescindibili nella modellazione concettuali e che nel caso di canali di bonifica in un comprensorio a scolo meccanico sono ancora più evidenti.

Tuttavia si ritiene che i risultati ottenuti possano essere considerati approssimati per eccesso e quindi cautelativi, in quanto non tengono conto dell'elevato volume di invaso che può generarsi in territori di bonifica.

Inoltre a ulteriore conforto della cautela adottata, i risultati ottenuti sono in linea con le indicazioni fornite dal Consorzio di Bonifica Alpi Orientali, Ente gestore dei canali in esame, per quanto riguarda i valori da porre a base del dimensionamento delle opere idrauliche.

Per quanto riguarda le verifiche dell'interferenza del Fiume Sile, si è fatto invece riferimento agli studi recentemente effettuati dall'AdB competente che ha implementato un modello idrologico-idraulico sull'intero bacino del Sile.

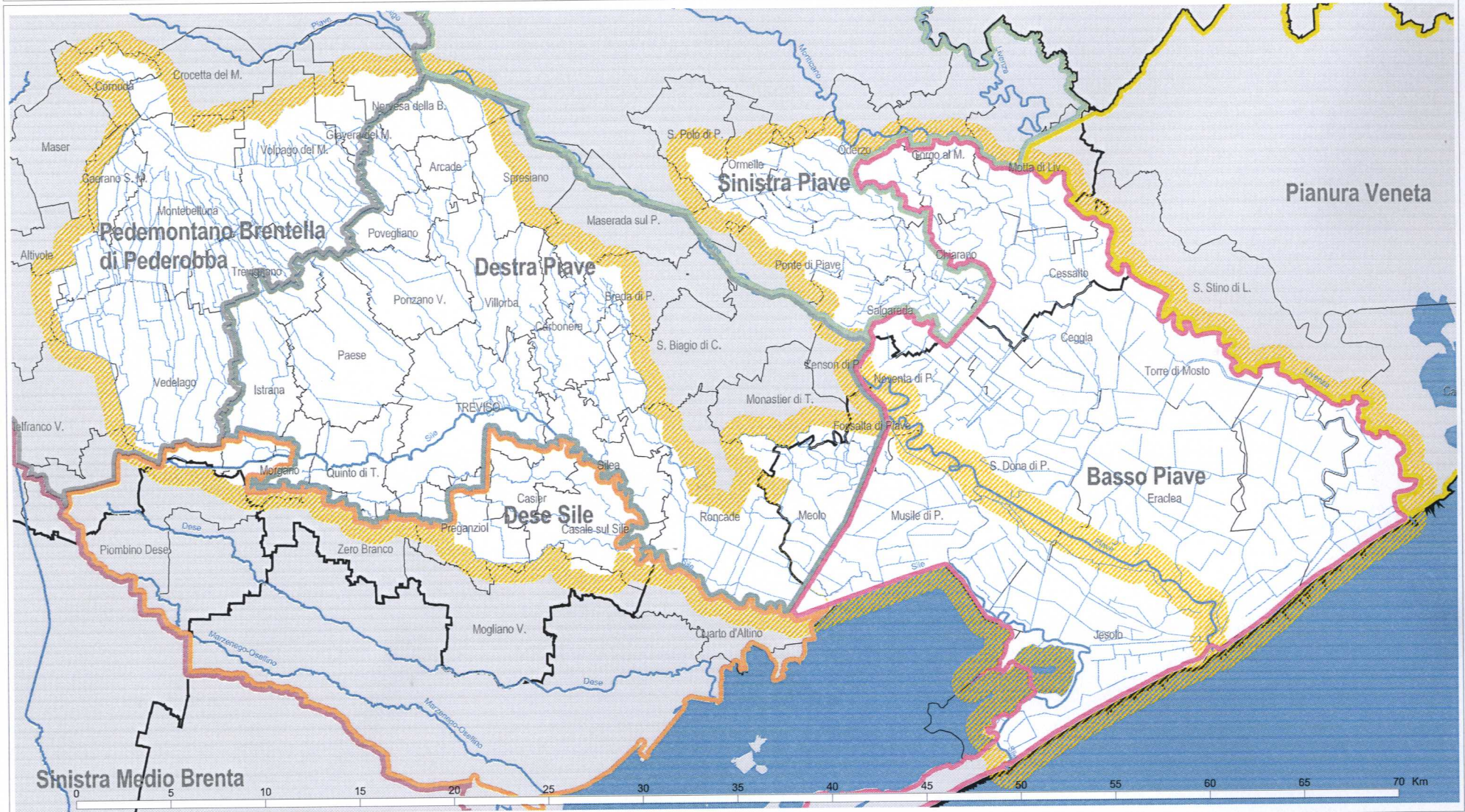
Tutti i risultati dell'analisi pluviometrica e idrologica sono propedeutici allo studio idraulico che viene sviluppato nell'apposita Relazione, nel quale si tratterà oltre che delle verifiche e del dimensionamento dei manufatti idraulici di attraversamento e di quelli per il drenaggio della piattaforma stradale, anche dello studio di compatibilità idraulica dell'intera opera, attraverso l'analisi dell'invarianza idraulica.

Per quanto riguarda l'intervento in zona Calvecchia, non si rilevano invece interferenze con corsi d'acqua o fossi.

7. ALLEGATO A

BACINO DEL FIUME SILE

Autorità di Bacino del Sile e della Pianura tra Piave e Livenza - Progetto di Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico



-  Limite regionale
-  Limiti provinciali
-  Limiti comunali
-  Limite di bacino
-  Limite Consorzi di Bonifica

Cartografia di riferimento Veneto CTR 10.000 (1983)
Limiti comunali Veneto CTR 10.000 (aggiornati al 1999)

CARTA DEI LIMITI AMMINISTRATIVI
E DELLE COMPETENZE TERRITORIALI

LIMITI

SCALA 1:200.000
ottobre 2002

Elaborazioni:
Regione Veneto
Segreteria Regionale all'Ambiente e Lavori Pubblici
Direzione Difesa del Suolo e Protezione Civile

8. ALLEGATO B

Altezze di pioggia - Serie storiche Stazione di Mestre

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI MESTRE

N= 379967

E= 4909346

q= 641 m.s.l.m.

PRECIPITAZIONI DI MASSIMA INTENSITA' E BREVE DURATA

ANNO	1h	3h	6h	12h	24h
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1926	38.8				
1927	24.4				
1936	49.6	50.8	50.8	50.8	55.2
1937	57	68.4	78.8	82.8	85.8
1938	27	27.2	38.6	48.8	48.8
1939	35	63.4	73.6	81.2	81.2
1940	31.6	36	37.2	45	58.6
1941	32.4	36.2	38.2	70.2	86
1942	23.6	27.8	29	29	29
1943	18.8	19	23.8	37	37
1944	11	24	57.8	62.4	82.8
1947	49.6	55.2	61.4	74.2	99.8
1948	22.4	25.2	28.4	40.2	64.2
1950	29	32	32.8	34.2	34.4
1951	16.6	25	25.8	28	40.8
1952	24	49	66.2	66.4	71.4
1955	27.4	36	36	53.2	68.8
1956	21	37.6	46.8	52.2	80.6
1957	19.2	34.6	35	35	35.4
1958	34	67.4	86.4	89.2	100
1959	29.8	30.2	30.2	40	45.2
1960	28.4	35.8	37.6	56.8	76.6
1961	19.4	30.8	37.4	45.4	53.8
1962	29	31.6	41.4	75	81.4
1963	27.2	29	30.2	41.4	42.6
1964	58.5	95.6	111.6	116	116
1965	19.8	30.5	43.6	56.2	54.4
1966	27.2	33.4	37.8	59.8	84.5
1967	21.8	29	33.2	53.8	56.2
1968	21.8	36.8	56	74.2	76.2
1969	39	41.2	46	56	62.6
1970	23	23	23	24.6	24.6
1971	25.8	28.8	31	33	33.6
1972	20.8	21.6	28.8	44.4	49.6
1973	27	27	36.2	39.8	61.6
1986	30.6	37.4	41.2	67.2	104.8
1987	29	30.4	42	56.6	78.8
1988	28.6	39	40.6	44.6	56
1990	20	32.6	38	69.2	81.2
1991	42	63	67.4	69	69
1993	69	127.4	132.6	132.8	138.4

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI MESTRE

CARATTERISTICHE STATISTICHE DELLE PRECIPITAZIONI DI NOTEVOLE INTENSITA' E BREVE DURATA

	t= 1 h	t= 3 h	t= 6 h	t= 12 h	t= 24 h
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
N. dati serie	41.0	39.0	39.0	39.0	39.0
Y_x	30.8	40.2	47.0	57.3	66.8
S_x	10.4	15.5	18.9	19.4	22.8
Coeff. di variante	33.8	38.6	40.2	33.9	34.2
S_N	1.1538	1.1538	1.1538	1.1538	1.1538
Y_N	0.5430	0.5430	0.5430	0.5430	0.5430
Y_N/S_N	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
α	9.0	13.5	16.4	16.8	19.8
β	25.9	32.9	38.1	48.2	56.1
Massimo (xi)	69.0	127.4	132.6	132.8	138.4
minimo(xi)	18.8	19.0	23.0	24.6	24.6

	Altezze di precipitazione				
	t= 1 h	t= 3 h	t= 6 h	t= 12 h	t=24 h
Tr(anni)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
200	73.8	104.2	124.7	137.4	160.9
100	67.5	94.8	113.3	125.7	147.1
50	61.2	85.4	101.9	113.9	133.3
25	54.8	76.0	90.4	102.1	119.4
20	52.8	72.9	86.7	98.2	114.9
10	46.3	63.2	74.9	86.1	100.6
5	39.5	53.1	62.6	73.4	85.8
2	29.2	37.9	44.1	54.4	63.4

9. ALLEGATO C

CARTA DELL'USO DEL SUOLO

PROGETTO CORINE LAND COVER – ANNO 2000

CORINE LAND COVER - CARTA DELL'USO DEL SUOLO

