COMUNE DI CAIRATE
PROVINCIA DI VARESE

committente:
COMUNE DI CAIRATE

oggetto:
STUDI PER L'ADEGUAMENTO DEL P.G.T. AI CONTENUTI DEL P.G.R.A.

valutazione di dettaglio delle condizioni di pericolosità idraulica lungo l'asta del torrente Tenore

luglio 2020

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

IL PROFESSIONISTA
dott. ing. Giorgio Amolari

dott. ing. GIORGIO AMOLARI **STUDIO INGEGNERIA IDRAULICA-AMBIENTALE**

via Parini – 21040 VENEGONO SUPERIORE (VA)
tel/fax 0331/820920
e-mail: ing.amolari@libero.it
domicilio fiscale: via nobili Martignoni, 1 – 21043 CASTIGLIONE OLONA (VA)

Dis. n. 64227/PGRA/R	Data LUGLIO 2020	modif. OTTOBRE 2022	copie	d			

INDICE

1 Premessa 4

2 Caratteristiche del bacino idrografico 5

2.1 Delimitazione del bacino 5
2.2 Altimetria 6
2.3 Caratteristiche morfologiche 6
2.4 Suddivisione del bacino in sottobacini 7

3 Determinazione statistica del regime pluviometrico dell'area 8

3.1 Introduzione 8
3.2 Notizie storiche 9
3.3 Elaborazioni statistiche 10
3.3.1 Stazioni di misura 10
3.3.2 Caratterizzazione del regime pluviometrico dell'area 11
3.3.3 Ricostruzione dell'evento meteorico del 2 giugno 1992 12

4 Stima delle portate di piena, con i tempi di ritorno assegnati 14

4.1 Introduzione 14
4.2 Determinazione della pioggia netta 14
4.3 Determinazione dello ietogramma di progetto 15
4.4 Modello di trasformazione afflussi deflussi 15
4.5 Determinazione della portata transitata nel corso dell'evento meteorico del giugno 1992 18

5 Caratteristiche geometriche dell'alveo 18

6 Stima dei livelli di piena 22

6.1 Introduzione 22
6.2 Calcolo della condizione al contorno di valle 22
6.3 Individuazione dei tronchi con caratteristiche morfologiche approssimativamente costanti 22
6.4 Calcolo delle condizioni di moto 23
6.4.1 Modalità di esecuzione dei calcoli 23
6.4.2 Condizioni di moto per evento mediamente ricorrente ogni 100 anni 23
6.4.3 Condizioni di moto per evento mediamente ricorrente ogni 50 anni ed ogni 200 anni 26
6.4.4 Capacità limite dell'alveo 30

7 Studio delle caratteristiche delle correnti di esondazione ... 31

7.1 Correnti di esondazione ricorrenti in media ogni 100 anni (analisi di dettaglio) ... 31
7.1.1 Introduzione ... 31
7.1.2 Esondazioni in località Fornaci ... 32
7.1.3 Esondazioni fra Fornaci e Bolladello, presso il confine comunale ... 33
7.1.4 Esondazioni in sponda sinistra, fra Bolladello e Peveranza ... 33
7.1.5 Esondazioni in sponda destra, fra Bolladello e Peveranza ... 33
7.1.6 Esondazioni a Nord di Peveranza ... 34
7.2 Correnti di esondazione ricorrenti in media ogni 50 anni (analisi sommaria) ... 34
7.3 Correnti di esondazione ricorrenti in media ogni 200 anni (analisi sommaria) ... 35
7.4 Sovrapposizione ad allagamenti generati da corpi idrici minori ... 35
7.5 Confronti con lo scenario di piena occorso nel giugno 1992 ... 36

8 Conclusioni ... 37

APPENDICE N. 1: CALCOLI IDROLOGICI ... 39

1 Introduzione ... 39

2 Elaborazione dei dati pluviometrici ... 39

2.1 Definizione delle caratteristiche pluviometriche locali ... 39
2.2 Definizione delle caratteristiche pluviometriche locali ... 45
2.2.1 Definizione della dipendenza dell'altezza media di pioggia dalla durata ... 46
2.2.2 Determinazione della distribuzione probabilistica delle altezze adimensionalizzate, H ... 46
2.3 Definizione delle caratteristiche pluviometriche a scala di bacino ... 48
2.3.1 Definizione dei dati idrologici da utilizzare per la stima della pioggia di progetto ... 48
2.3.2 Definizione della dipendenza dell'altezza media di pioggia dalla durata ... 50
2.3.3 Determinazione della distribuzione probabilistica delle altezze adimensionalizzate, *H* ... 50
2.4 Determinazione dello ietogramma di progetto ... 51
2.5 Ragguaglio delle piogge all'area ... 52

3 Modello di trasformazione afflussi-deflussi ... 52

3.1 Determinazione della "pioggia netta" ... 53
3.2 Formulazione di un modello matematico per la descrizione del comportamento del bacino in esame ... 54

APPENDICE N. 2: CALCOLI IDRAULICI ... 56

1 Principi teorici per la trattazione delle correnti a pelo libero ... 56

2 Calcolo delle condizioni di moto per alvei cilindrici 57

3 Calcolo delle condizioni di moto in presenza di sfioro laterale 59

Bibliografia 61

1 Premessa

Con l'adozione del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F), avvenuta con deliberazione del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po 11.12.1997 n. 26, e con la successiva approvazione del Piano, intervenuta con D.P.C.M. 24.07.1998, il territorio del comune di Cairate risultò interessato dalla apposizione dei vincoli corrispondenti alle fasce fluviali (rispettivamente, fascia "A", fascia "B" e fascia "C"), nelle parti di territorio situate in prossimità degli alvei del fiume Olona e del torrente Tenore. Lo sviluppo territoriale delle fasce viene illustrato nella planimetria di tavola n. 1.

A partire da tale data, le conoscenze maturate sulle condizioni locali di rischio idraulico iniziarono ad influenzare tutte le successive scelte in materia di pianificazione urbanistica comunale. Il Comune di Cairate, in particolare, eseguì una prima valutazione sulla pericolosità idraulica locale in data dicembre 2003, con la redazione di uno "Studio idraulico e idrogeologico del Torrente Tenore finalizzato alla valutazione di rischio per l'adeguamento dello strumento urbanistico comunale" (Granata ed Amolari, 2003). In aderenza al dettato dell'art. 31, comma 5, delle Norme di Attuazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), lo studio conteneva in modo particolare la valutazione delle condizioni di rischio idraulico laddove il P.S.F.F avesse individuato un "limite di progetto tra la Fascia B e la Fascia C", limitandosi a valutazioni sommarie per le restanti parti del territorio comunale interessate dalle fasce fluviali del torrente Tenore.

In tempi più recenti, con il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, l'Autorità di Bacino tornò ad eseguire una nuova perimetrazione delle aree potenzialmente interessate da rischio alluvione, sulla base della disponibilità di nuovi rilievi (nonché, per altre aste fluviali, di nuove indicazioni sui valori di portata da assumere nei calcoli). Dal punto di vista della probabilità di occorrenza dell'evento, il Piano introdusse le definizioni che seguono:

- alluvioni "*frequenti*" (caratterizzate da tempo di ritorno – TR – pari a circa 30÷50 anni);
- alluvioni "*poco frequenti*" (TR pari a circa a 100÷200 anni);
- alluvioni "*rare*" (TR fino a 500 anni),

mentre dal punto di vista dell'ambito geografico di riferimento si individuavano:

- *reticolo principale di pianura e di fondovalle* (RP), comprendente il fiume Ticino
- *reticolo secondario collinare e montano* (RSCM), comprendente, nel territorio comunale, la roggia Lenza;
- *reticolo secondario di pianura* (RSP), assente dal territorio comunale,
- *aree costiere lacuali* (ACL), nel caso del comune di Sesto Calende distribuite lungo la sponda del lago Maggiore.

A seguito delle nuove valutazioni condotte in ambito P.G.R.A, l'intera asta del Tenore venne inserita nell'elenco delle aree a rischio significativo (A.R.S.) a livello regionale, con la codifica RL10 (Rile-Tenore – comuni di Cairate, Fagnano Olona e Cassano Magnago). La nuova perimetrazione comportò una consistente estensione delle aree da assoggettare a vincolo di tutela. In proposito, la scheda monografica compilata con finalità di descrizione dell'A.R.S. si esprime nei termini che seguono: "*Le modellazioni svolte dall'Autorità di Bacino del fiume Po ai fini del tracciamento delle aree allagabili dei Torrenti Arno, Rile e Tenore hanno evidenziato allagamenti per la piena poco frequente più estesi verso Nord in comune di Cairate rispetto al limite del tratto individuato nel PAI come limite di progetto tra la fascia B e la fascia C. Occorre in primo luogo revisionare le valutazione del rischio realizzate alla scala comunale alla luce dei risultati delle modellazioni svolte a livello di asta in termini di estensione dell'area sottoposta a valutazione del rischio.*"

Il quadro conseguente alle valutazioni svolte in sede di redazione del P.G.R.A., oggi vigente, viene sommariamente rappresentato nei grafici di tavole nn. 2, 3 e 4. Nel dettaglio, in tavola n. 2 si indica la distribuzione delle aree a vario grado di pericolosità a ridosso dell'alveo del torrente, in tavola n. 3 si riportano le aree caratterizzate da condizioni di rischi idraulico elevato, ed in tavola n. 4 l'insieme di vincoli oggi gravanti dal territorio, derivanti dall'applicazione congiunta delle disposizioni connesse a P.S.F.F. ed a P.G.R.A.

Con il presente elaborato, compilato nel quadro delle indagini e degli studi di approfondimento connessi alla revisione del Piano di Governo del Territorio, si intende valutare a scala di dettaglio gli scenari prodotti dall'onda di piena considerata in ambito P.G.R.A., a fini di eventuale proposta di nuova delimitazione delle aree a rischio.

Lo studio si articola nelle seguenti fasi:

- delimitazione del bacino idrografico del torrente in base all'andamento orografico ed alle reti fognarie esistenti sul territorio;
- determinazione del regime pluviometrico proprio dell'area, attraverso l'analisi dei dati disponibili, integrati con le notizie storiche, e creazione di un modello di previsione degli eventi di pioggia più intensi;
- calcolo della portata di piena, mediante definizione di un modello di trasformazione degli afflussi meteorici in portate;
- caratterizzazione geometrica e topografica dell'alveo, attraverso un'apposita campagna di rilievi topografici;
- stima dei livelli assunti dalla corrente di piena, tramite individuazione delle condizioni a valle e calcolo a ritroso dei livelli idrici raggiunti nelle sezioni di monte
- individuazione sommaria delle caratteristiche assunte dal moto della corrente di esondazione.

Ove possibile e pertinente, i risultati delle varie fasi dell'analisi condotta vennero poste a confronto con i parametri idrologici e gli scenari di piena che caratterizzarono i due principali eventi di piena occorsi negli ultimi decenni (giugno 1992, settembre 1995 – § 3.2.2), ricostruiti a mezzo di indagini dirette e valutazioni documentali. In particolare, nel corso dello studio venne ricostruito dal punto di vista tecnico l'evento del giugno 1992, stimando le principali grandezze a partire dalle registrazioni allora disponibili (stazioni di Azzate e di Venegono Inferiore).

Chiudono l'elaborato due Appendici, rispettivamente dedicate alla descrizione dei principi di calcolo assunti per la stima delle principali grandezze idrologiche (Appendice n. 1) e per il calcolo delle condizioni di moto delle correnti a pelo libero (Appendice n. 2).

2 Caratteristiche del bacino idrografico

2.1 Delimitazione del bacino

Il torrente Tenore è un corso d'acqua a carattere occasionale, alimentato prevalentemente dalle acque di pioggia. Il suo corso, che ha origine nel Comune di Morazzone, si sviluppa poi verso

meridione, attraverso i territori dei Comuni di Caronno Varesino, Castelseprio e Carnago. Il corso d'acqua fa il suo ingresso nel territorio comunale di Cairate nella frazione di Peveranza, ai piedi del tratto collinare, per poi attraversare la pianura alluvionale fra Cairate e Fagnano Olona, bagnando le frazioni di Bolladello e Fornaci, e terminando il proprio corso in vasche di accumulo e dispersione, site nell'estrema porzione meridionale del territorio comunale di Cassano Magnago, in corrispondenza del confine con Busto Arsizio da un lato e Gallarate dall'altro.

Il bacino imbrifero del Tenore, nella sua parte iniziale, confina a Ovest con quelli dell'Arno e del Rile e ad Est con quello dell'Olona, secondo linee di delimitazione abbastanza marcate e coincidenti con le sommità di piccoli rilievi collinari. Nel tratto terminale, invece, risulta estremamente difficoltoso individuare i limiti del bacino scolante di pertinenza del torrente, sia a causa dell'altimetria, che a partire dalla frazione di Peveranza verso Sud assume i caratteri tipici dell'alta pianura lombarda, con assenza quasi totale di evidenti asperità, sia a causa della diffusa urbanizzazione del territorio, la quale, con la creazione di una fitta rete sotterranea di drenaggio artificiale delle acque meteoriche, ha comportato in alcuni casi il trasferimento di rilevanti contributi di portata da un bacino imbrifero all'altro.

I limiti del bacino imbrifero naturale del torrente, tracciati unicamente sulla base dell'andamento orografico della superficie, vengono riportati in tavola n. 5. In tavola n. 6 sono stati invece riportati i tracciati delle reti fognarie di acque "bianche" o "miste" presenti nel territorio attraversato dal torrente, unitamente ai limiti dei rispettivi bacini di pertinenza. Infine, in tavola n. 7, viene rappresentato il bacino reale, definito come sintesi delle informazioni riportate nelle due tavole precedenti, tenendo quindi conto dell'estensione della reti fognarie esistenti.

L'estensione totale del bacino, dalla sorgente alle vasche di dispersione di Cassano Magnago, è pari a 16,44 km². La lunghezza complessiva dell'asta torrentizia ha uno sviluppo di 19,30 km. La lunghezza del tratto di pertinenza del territorio comunale del Comune di Cairate è di circa 6,30 km.

2.2 Altimetria

Il dislivello complessivo esistente tra la sorgente, ubicata in comune di Morazzone ad una quota di circa 385,00 m s.l.m., e le vasche di dispersione, presso Cassano Magnago ad una quota di 256,00 m s.l.m., è di circa 130,00 m. La pendenza massima raggiunta dal corso d'acqua è pari all'1%.

2.3 Caratteristiche morfologiche

Il bacino del Tenore si sviluppa attraverso zone collinari e pianeggianti, queste caratteristiche danno luogo ad un paesaggio caratterizzato da versanti privi di pendenze di rilievo o, addirittura, nella parte bassa, dalla quasi totale assenza di rilievi.

Nel tratto iniziale il torrente scorre in una valle ora ampia (fra Morazzone e Carnago), ora piuttosto stretta ed incisa (fra Rovate e Peveranza), ma comunque relativamente lontano dai centri abitati. Solo in corrispondenza delle frazioni di Peveranza di Bolladello, in comune di Cairate, il torrente lambisce insediamenti abitativi ed industriali; qui l'alveo è spesso protetto con rivestimento spondale realizzato nell'ultimo decennio con impiego di massi ciclopici. Anche nel tratto di valle, da Peveranza sino alle vasche di accumulo e disperdimento, il corso d'acqua scorre per lo più in campagna o in zone caratterizzate dalla presenza di case sparse, sebbene in alcuni tratti il torrente scorra a ridosso di zone urbane ed industriali (in particolare la frazione Fornaci di Fagnano Olona o la zona sud-est di Cassano Magnago).

In prevalenza, l'area occupata dal bacino è occupata da aree incolte, oppure adibite a prato – pascolo. Le zone urbanizzate rappresentano il 10% dell'estensione del bacino, nella parte di monte, mentre verso valle, dove l'area attraversata dal Tenore viene caratterizzata da una più diffusa presenza di zone urbane ed industriali, la percentuale urbanizzata del territorio raggiunge percentuali vicine al 20% dell'estensione totale del bacino.

Nel tratto iniziale, caratterizzato da maggiori pendenze, il corso del torrente si presenta piuttosto lineare, senza ampie insenature o cambi di direzione. A partire dal confine comunale di Gornate Olona le pendenze si riducono e l'alveo si fa più tortuoso, con numerosi meandri scavati nel terreno argilloso sul fondo della depressione valliva che ospita l'alveo. Di qui innanzi, tale andamento caratterizza tutto il corso fino all'abitato di Peveranza, ove i rilievi ai margini della regione torrentizia scompaiono, e l'alveo si trova a scorrere in sede sovente rettificata, a quote prossime a quelle del piano campagna circostante. Di qui verso valle, il corso d'acqua tende a perdere quasi per intero le proprie caratteristiche di naturalità, con tracciato sovente rettificato e sponde rivestite con ampio uso di massi ciclopici. A ciò fanno eccezione solo brevi tratti, presso il passaggio in fregio alle vie Bozza al Ponte e Togliatti, e presso la frazione Fornaci, a valle del guado posto sul confine con il territorio del comune di Fagnano Olona.

L'andamento altimetrico del torrente, in territorio comunale di Cairate, è stato individuato attraverso il tracciamento di 76 diverse sezioni trasversali dell'alveo, raccolte come segue:

- 30 sezioni, dal rilievo condotto all'epoca della redazione dello Studio idraulico e idrogeologico del Torrente Tenore finalizzato alla valutazione di rischio per l'adeguamento dello strumento urbanistico comunale" (Granata ed Amolari, 2003);
- 3 sezioni, dallo studio condotto a cura del comune di Cassano Magnago ai fini dell'aggiornamento e dell'adeguamento della cartografia P.A.I. sul territorio comunale (Carimati, Zaro e Bai, 2007);
- 9 sezioni, dal rilievo condotto sotto la direzione dello scrivente in sede di valutazione della compatibilità idraulica della passerella di via San Giovanni Bosco sul torrente Tenore (Amolari, 2010);
- 35 sezioni, tracciate appositamente nell'ambito del presente studio e collegate ai rilievi precedenti.

A partire dalla tavola n. 7, le tracce delle sezioni sono state riportate in tutti gli elaborati planimetrici allegati.

Le caratteristiche della regione fluviale vengono inoltre illustrate nelle riprese fotografiche riportate in allegato.

2.4 Suddivisione del bacino in sottobacini

Lo studio del bacino è stato limitato alla sola porzione appartenente al territorio comunale di Cairate, per questo motivo è stata trascurata quella parte del bacino che si trova a valle della SP20 (sez. 1), in Comune di Cassano Magnago, il cui contributo non comporta alcun cambiamento delle portate di monte. Sono stati quindi individuati, all'interno del bacino indicato (che per semplicità, pur trattandosi di un sottobacino del reale bacino totale, nel seguito verrà chiamato semplicemente bacino), due sottobacini, delimitati rispettivamente, verso valle, in località Peveranza, tra le sezioni nn. 66 e 67, ed in corrispondenza della sezione n. 27 del rilievo topografico eseguito.

Le sezioni indicate corrispondono a punti in cui, per effetto della confluenza di un importante affluente o dello sbocco di una rete fognaria di particolare estensione, si hanno significativi incrementi nella portata defluente in alveo. Nel dettaglio, alla sezione n. 67 confluisce in alveo uno

scarico ove si raccolgono le acque drenate da buona parte dell'abitato di Peveranza e delle alture retrostanti (valle dei Frati), mentre alla sezione n. 27 confluisce lo scarico del sistema di scolo asservito all'abitato di Bolladello.

La partizione così descritta suddivide il bacino in tre sottobacini, così individuati:

- parte Nord (sottobacino I), a monte della sezione n. 67, corrispondente alla parte più naturale del bacino;
- parte centrale (sottobacino II), fra le sezioni nn. 27 e 67, comprendente la maggior parte dell'abitato di Peveranza e le aree agricole fra Peveranza e Bolladello;
- parte Sud (sottobacino III), a valle della sezione n. 67, comprendente l'abitato di Bolladello e le aree prevalentemente agricole verso il limite del territorio comunale.

Per le finalità di cui al presente elaborato, i principali parametri morfologici dei bacini morfologici dei sottobacini individuati vengono riportati in tabella n. 1.

sottobacino	lunghezza dell'asta torrentizia	area sottesa	quota assoluta della sezione finale	pendenza media	caratteristiche di copertura		
					area urbana	area coltivata	area urbana
	L	S	z	i			
	[km]	[km²]	[m s.l.m.]	[%]	[km²]	[km²]	[km²]
I	10,45	9,03	285,00	1%	0,96	0,72	7,35
I+II	13,25	12,13	267,00	0,9%	1,13	1,07	9,93
totale (I+II+III)	15,44	14,04	256,00	0,8%	1,62	1,48	10,94

Tabella 1: *caratteristiche morfologiche dei sottobacini considerati nei calcoli*

3 Determinazione statistica del regime pluviometrico dell'area

3.1 Introduzione

Nell'ambito del presente studio, la stima delle portate da assumere nel calcolo venne eseguita ripercorrendo il medesimo processo di calcolo già seguito dallo scrivente nel corso di un precedente studio condotto sulla medesima asta torrentizia, e partendo dai medesimi dati all'epoca esaminati (Granata ed Amolari, 2003). Ne risultano (§ 4.4) portate lievemente superiori rispetto a quelle suggerite dall'Autorità di Bacino per l'esecuzione delle verifiche idrauliche sull'asta del Tenore: l'assunzione deve quindi essere considerata cautelativa. D'altro canto, l'adozione del medesimo approccio già all'epoca utilizzato consente, in caso di necessità, di rendere più agevoli i confronti fra le conclusioni ottenute nei due studi

La metodologia seguita per la determinazione del regime pluviometrico caratteristico dell'area in esame ricalca, con piccole modifiche, quella proposta dagli idrologi del Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale dell'Università di Pavia nella redazione degli elaborati relativi al "rischio

idraulico e rischio dighe" del Piano Provinciale di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile (1998). I medesimi elaborati hanno inoltre costituito la fonte prioritaria per la ricerca dei dati pluviometrici sui quali è stato basato lo studio. Ad essi si rimanda, infine, per l'illustrazione dei diversi test eseguiti per verificare l'adattamento delle variabili casuali utilizzate nei calcoli alle distribuzioni statistiche volta per volta ipotizzate. Di norma, ciascuna assunzione statistica deve infatti essere comprovata dall'esecuzione di test di adeguata significatività in grado di dimostrare l'aderenza tra i campioni di variabili utilizzati e le funzioni matematiche prescelte per la descrizione della distribuzione dei valori campionati. Nel nostro caso, tale passaggio venne trascurato, ritenendo pienamente validi, ai fini dello studio, i risultati dei test già condotti nel corso dell'elaborazione del già citato Piano Provinciale di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile.

Nelle pagine che seguono vengono riportati soltanto i principali risultati delle elaborazioni condotte. Per un più approfondito esame teorico dei procedimenti seguiti nel calcolo si rimanda alla documentazione allegata (si veda in proposito l'Appendice n. 1, allegata in calce alla presente relazione).

L'analisi statistica vera e propria viene preceduta da una breve indagine storica, volta ad inquadrare in sede preliminare, in forma qualitativa, il grado di vulnerabilità idraulica dell'area occupata dal bacino.

3.2 Notizie storiche

Per quanto riguarda le alluvioni occorse in epoca storica, le informazioni al riguardo, riportate di seguito, sono state estratte prevalentemente dall'elaborato redatto a cura dell'Autorità di Bacino del fiume Po: "Linee generali di assetto idraulico e idrogeologico nei bacini dei torrenti Arno, Rile e Tenore".

Le poche e frammentarie notizie relative ad eventi alluvionali catastrofici, nell'area in esame, sono opera di alcuni studiosi gallaratesi e risalgono al secolo XVII. Notizie pressoché certe si hanno invece a partire dall'evento del 1951. I maggiori eventi di cui si ha notizia sono stati i seguenti:

- ottobre 1629;
- settembre 1640;
- luglio 1732;
- agosto 1763;
- settembre 1773;
- luglio 1843;
- settembre 1854;
- dicembre 1910;
- novembre 1951.

In assenza di rilevazioni di maggiore dettaglio, la frequenza con la quale i mezzi di informazione danno notizia di allagamenti ed esondazioni può essere considerata un utile indicatore della vulnerabilità idraulica di una certa porzione di territorio.

Gli elaborati del "Piano di previsione e prevenzione di protezione civile" (dicembre 1998) contengono i riferimenti relativi ad una serie di articoli apparsi sulla stampa locale. Nell'elenco che segue, si riporta l'indicazione dei documenti che interessano il torrente Tenore nel periodo 1965÷1997:

- 3-5.11.1968: "Allagamenti a Busto Arsizio" (La Prealpina);
- 13.02.1974 "Allagamenti di alcuni sottopassi a Busto Arsizio, causati dal Tenore" (*La Prealpina*);
- 30.08.1977 "Allagamenti a Cassano Magnago" (*La Prealpina*);
- 28.02.1978 "Straripamenti del Rile e del Tenore. Lo straripamento ha inizio nel territorio di Busto Arsizio, poi l'acqua raggiunge Gallarate (corso Sempione). La statale del Sempione è chiusa al traffico dal rione Madonna in Campagna di Gallarate ai Cinque Ponti di Busto Arsizio. La superstrada della Malpensa è chiusa dall'incrocio di via Torino allo svincolo dell'autostrada" (*La Prealpina*);
- 13.01.1996 "(…) vasconi di contenimento pieni fino all'orlo nel quartiere S. Anna a Cassano Magnago. Rottura dell'argine del Tenore a Jerago" (*La Prealpina*)

In genere, l'attenzione delle cronache è rivolta alle piene del torrente Arno nella città di Gallarate: in generale, non si hanno pertanto notizie precise riguardo le piene dello stesso torrente nei centri e nei territori ubicati sia a nord che a sud di Gallarate, così come per le piene dei torrenti Rile e Tenore. A ciò fanno eccezione due eventi rovinosi occorsi verso la fine del secolo scorso (giugno 1992, settembre 1995), per le quali non è difficile reperire informazioni anche sul web riferite anche al territorio di nostro interesse. Nel caso di questi eventi, la ricostruzione degli effetti delle piene del Tenore può essere eseguita in maniera relativamente accurata, essendo in proposito reperibile un'ampia base documentale, e potendo contare anche su numerose testimonianze dirette.

Nel dettaglio, l'intenso evento piovoso avvenuto nella notte tra l'1 ed il 2 giugno 1992 provocò la piena simultanea dell'Arno, del Rile e del Tenore. Allagamenti di grave entità vennero denunziati in tutta l'area compresa fra Peveranza ed il confine con il territorio comunale del Comune di Fagnano Olona, secondo quanto più dettagliatamente indicato in seguito. I danni allora denunziati furono, nel loro complesso, paragonabili a quelli registrati durante la successiva alluvione del 12÷13 settembre 1995, occorsa a seguito di un evento meteorico molto intenso localizzato all'estrema propaggine settentrionale del bacino del torrente Arno. La piena interessò ancora tutti i tre torrenti, ma le tracimazioni si manifestarono soltanto lungo l'Arno e sul Tenore. In particolare, lungo il Tenore ci fu un'esondazione in Comune di Morazzone, in località Cascina Roncaccio, ove venne allagata una superficie di circa di 0,06 km². Un'estesa esondazione si verificò poi da Peveranza fino ai confini con il territorio comunale di Fagnano Olona, per una fascia di larghezza massima pari a circa 900 m. Gli allagamenti interessarono una superficie di 1,30 km² circa. Subito a monte della località Fornaci (comune di Fagnano Olona) l'esondazione fu invece di più limitata estensione, con una superficie allagata di circa 0,01 km².

A partire dal 1995, non si hanno notizie di nuovi episodi critici lungo l'asta del Tenore, e questo la provincia di Varese sia stata interessata, negli ultimi due decenni, da diversi episodi di rilievo (maggio 2002, marzo 2011, dicembre 2013, luglio e novembre 2014).

3.3 Elaborazioni statistiche

3.3.1 Stazioni di misura

Il primo passo per la determinazione del regime pluviometrico dell'area occupata dal bacino d'interesse del Tenore consta di una semplice operazione cartografica, si deve sovrapporre l'area del bacino alle aree d'influenza stimabili per le stazioni pluviografiche presenti nell'area circostante. Le aree di influenza vengono determinate con il metodo detto "dei poligoni di Thiessen", consistente nel considerare a coppie tutte le stazioni presenti in una certa porzione di

territorio e nell'individuare, per ciascuna coppia di stazioni esistenti, l'asse del segmento che congiunge le relative località.

Il risultato dell'elaborazione è presentato in Appendice n. 1, ove viene riportata anche una figura esemplificativa nella quale sono rappresentate le stazioni di misura, le relative aree di influenza e l'estensione del bacino di pertinenza del torrente. Dall'esame svolto si evince che la pluviometria del bacino risulta ben descritta dai dati registrati alle stazioni pluviografiche di Venegono Inferiore, Azzate e Gallarate.

3.3.2 Caratterizzazione del regime pluviometrico dell'area

In relazione a quanto indicato nel paragrafo precedente, furono quindi calcolati i pesi da attribuire a ciascuna stazione, sulla base al rapporto esistente tra l'area totale d'influenza della stazione e la relativa area coperta dal bacino del Tenore. L'elaborazione venne ripetuta per ciascun sottobacino, secondo quanto riportato in tabella 2.

stazione di misura	peso attribuito alla stazione, bacino I	peso attribuito alla stazione, bacino I+II	peso attribuito alla stazione, bacino totale
Venegono Inferiore	0,88	0,75	0,65
Gallarate	-	0,16	0,27
Azzate	0,12	0,09	0,08

Tabella 2: *peso da attribuire a ciascuna stazione pluviografica, per la definizione del regime pluviometrico dell'area interessata dal bacino del torrente Tenore.*

Facendo riferimento ai pesi riportati in tabella, vennero poi elaborati i dati meteorici, ottenendo le equazioni medie rappresentative delle curve di possibilità pluviometrica, una per ognuna delle tre aree in esame; il legame tra altezze e durate di pioggia, prendendo a riferimento gli eventi estremi attesi, rispettivamente, con tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni, viene espresso dalle relazioni riportate in seguito:

- per il bacino I:

$$h_d = H(T)\frac{36{,}791 \cdot d}{(d + 0{,}054)^{0{,}694}}$$

  dove $H(T)$ assume i seguenti valori:

  - H_{50}: 1,9047;
  - H_{100}: 2,0974;
  - H_{200}: 2,2899;

- per il bacino (I + II):

$$h_d = H(T)\frac{36{,}193 \cdot d}{(d + 0{,}052)^{0{,}690}}$$

  dove $H(T)$ assume i seguenti valori:

  - H_{50}: 1,9150;

- H_{100}: 2,1132;
- H_{200}: 2,3018;

per il bacino totale:

$$h_d = H(T)\frac{35{,}820 \cdot d}{(d + 0{,}051)^{0{,}687}}$$

dove $H(T)$ assume i seguenti valori:

- H_{50}: 1,9195;
- H_{100}: 2,1132;
- H_{200}: 2,3067.

3.3.3 Ricostruzione dell'evento meteorico del 2 giugno 1992

Ai fini della migliore comprensione delle dinamiche di piena nei territori disposti lungo l'asta del torrente in esame, i calcoli idrologici sono stati estesi allo scopo di ricostruire uno dei più intensi eventi a cui è stata soggetta questa zona. La scelta cadde sull'evento occorso nella notte tra l'1 ed il 2 giugno 1992, già menzionato in precedenza, per il quale, oltre alle registrazioni puntuali dell'evento di pioggia, fu possibile trovare un elenco completo dei danni denunciati dalle vittime dell'alluvione, successivamente integrato con interviste dirette a testimoni oculari dell'evento.

Lo ietogramma dell'evento venne ricostruito sulla base delle altezze di precipitazione registrate, con cadenza inferiore all'ora, presso le stazioni di Azzate (a cura dell'Ufficio Idrografico e Mareografico – figura n. 1) e di Venegono (sfruttando una stazione di misura provvisoria installata a cura del Centro Geofisico Prealpino di Varese– figura n. 2). Si precisa che le due serie di dati, non essendo ancora state pubblicate ed essendo state registrate da strumenti e secondo protocolli differenti, non sono state utilizzate ai fini della costruzione della "curva di pioggia" caratteristica del bacino.

La successiva figura n. 3 evidenzia il confronto fra i dati registrati nelle due stazioni.

A commento dei dati riportati, si può senza dubbio affermare che l'evento, nell'area della stazione di Venegono Inferiore, ha assunto connotati di assoluta eccezionalità, soprattutto per le piogge di durata compresa fra 1 e 6 h. Alle intensità di pioggia raggiunte nel corso dell'evento possono essere attribuiti tempi di ritorno talora superiori a 200 anni, per talune durate di pioggia. Diverso è il discorso per ciò che concerne la stazione di Azzate, per la quale si può stimare, nella fattispecie, un tempo di ritorno inferiore ai 50 anni.

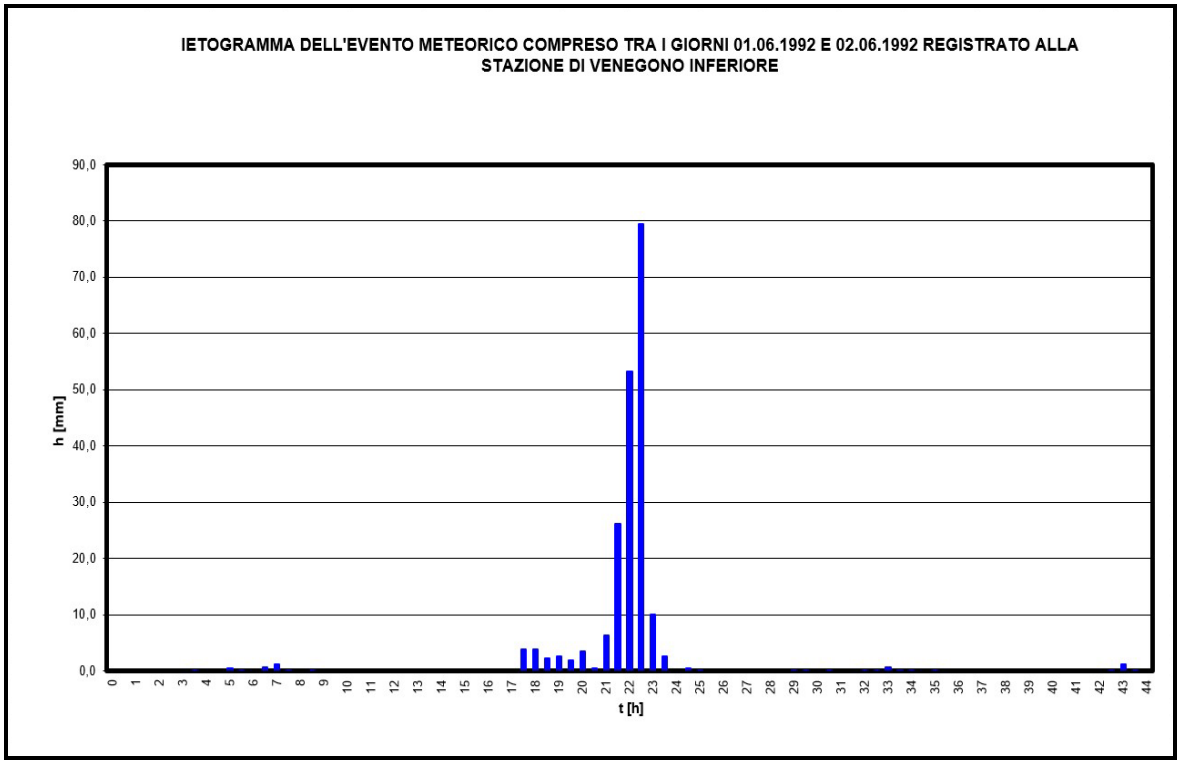

Figura 1: *ietogramma delle piogge registrate presso la stazione di Azzate fra i giorni 01.06.1992 e 02.06.1992(dati forniti dall'Ufficio Idrografico e Mareografico)*

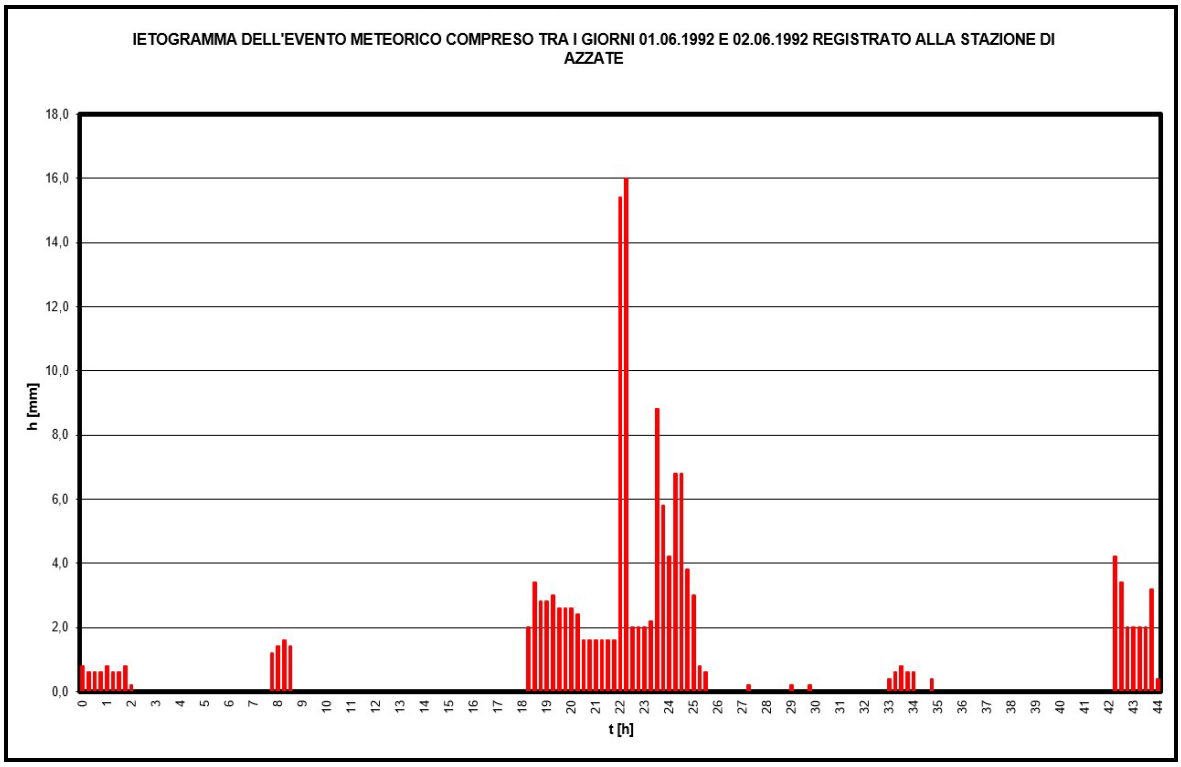

Figura 2: *ietogramma delle piogge registrate presso la stazione di Venegono fra i giorni 01.06.1992 e 02.06.1992 (dati forniti dal Centro Geofisico Prealpino di Varese*

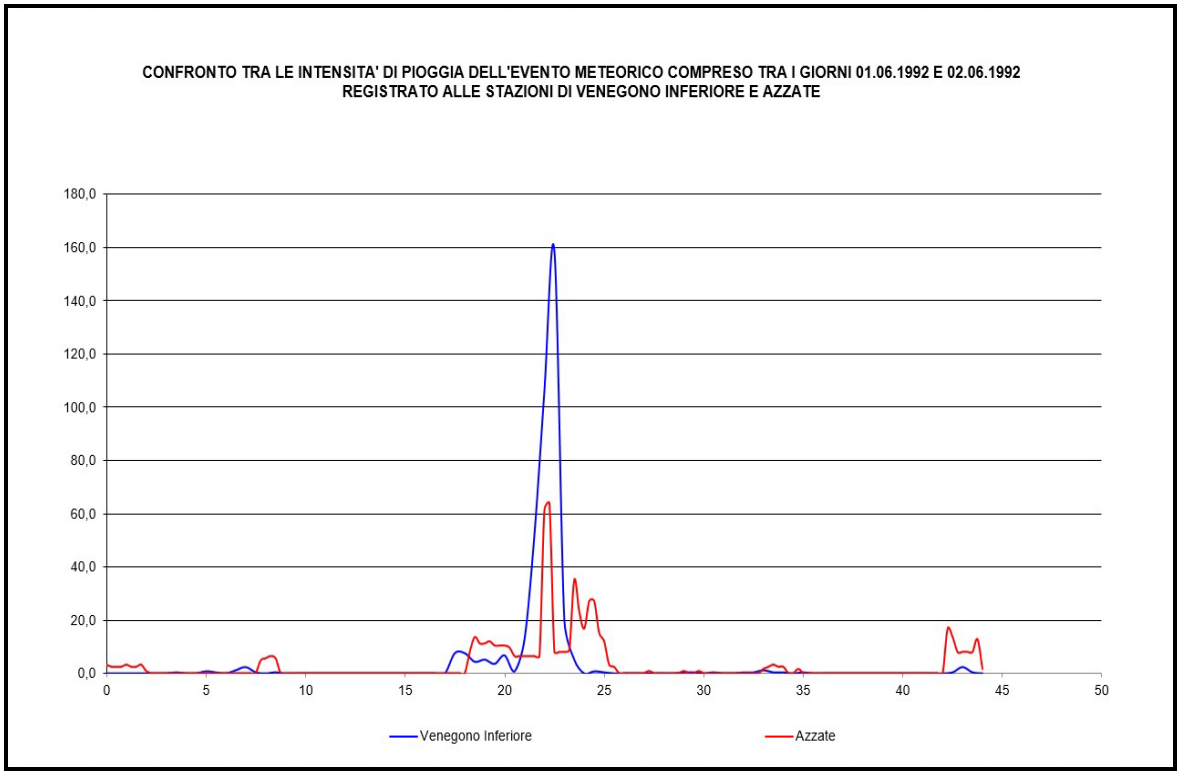

Figura 3: *ietogramma delle piogge registrate presso la stazione di Venegono fra i giorni 01.06.1992 e 02.06.1992 (dati forniti dal Centro Geofisico Prealpino di Varese)*

4 Stima delle portate di piena, con i tempi di ritorno assegnati

4.1 Introduzione

Il calcolo delle portate di riferimento fu eseguito ricorrendo al modello dell'invaso lineare di Nash, il quale assimila i bacini esaminati ad un insieme di n serbatoi in cascata, caratterizzati ciascuno dalla costanza del rapporto tra portata rilasciata e volume idrico invasato. Ancora una volta, il metodo di calcolo è analogo a quello seguito dagli idrologi del Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale dell'Università di Pavia nella redazione del Piano Provinciale di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile (1998). Per un ulteriore approfondimento sulla metodologia del calcolo si rimanda all'Appendice di calcolo riportata in calce.

4.2 Determinazione della pioggia netta

Per la stima della cosiddetta "pioggia netta" (parte della precipitazione che concorre effettivamente alla formazione dell'onda di piena) si fece ricorso al metodo CN (dall'inglese Curve Number),

tramite il quale si perviene alla determinazione di un "*coefficiente di deflusso*", che tiene conto delle perdite per evapotraspirazione, infiltrazione ed imbibimento del suolo.

Nel caso in esame, il metodo fu applicato considerando un tipo di suolo con caratteristiche di permeabilità tabellate con la sigla "C" (suoli con scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione, aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta). In base ai diversi usi del suolo e tenendo conto del fatto che l'area del bacino disposta più a Sud è all'interno di una pianura alluvionale, furono stati utilizzati i valori di CN riportati in tabella 3.

bacino	aree urbanizzate		aree coltivate		aree a verde	
	valore percentuale sul totale	CN	valore percentuale sul totale	CN	valore percentuale sul totale	CN
I	11%	83	8%	80	81%	75
I + II	9%	83	9%	78	82%	70
totale	18%	83	16%	78	66%	70

Tabella 3: *stima dei parametri per il calcolo della "pioggia netta" nell'area esaminata*

4.3 Determinazione dello ietogramma di progetto

Per tutte le durate di pioggia e per tutti i valori del tempo di ritorno considerati, nel presente studio si fece uso di uno ietogramma di pioggia ad intensità variabile, la cui forma, ricostruita a cura del Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale dell'Università di Pavia sulla base dell'analisi di dettaglio di alcuni eventi di particolare intensità registrati nell'area di Varese, sarà dettagliatamente illustrata in Appendice n. 1.

Il risultato pratico, ai fini del calcolo della portata defluente nel torrente, consiste nel determinare valori al colmo di piena leggermente superiori rispetto a quanto non accada impiegando uno ietogramma ad intensità costante. L'ipotesi assunta deve quindi essere considerata cautelativa.

4.4 Modello di trasformazione afflussi deflussi

Per la stima della risposta del bacino ad una pioggia distribuita secondo uno ietogramma analogo a quello indicato nel paragrafo precedente, si fece ricorso al modello dell'invaso lineare di Nash, già citato in precedenza. Il modello fu applicato nella sua accezione più estesa, comprendente anche sistemi caratterizzati da un numero di invasi non intero.

Per la stima dei parametri del modello si utilizzarono le relazioni sperimentali di McSparran, mentre le portate attese furono successivamente calcolate mediante calcolo numerico del valore dell'integrale di convoluzione dato dal prodotto tra lo ietogramma di progetto e l'idrogramma unitario istantaneo. I risultati ottenuti, per i tre tempi di ritorno considerati, sono riportati in tabella n. 4.

bacino	area	pendenza	coefficiente di deflusso			portata		
N	A	i	ϕ			Q		
	[kmq]	[%]				[m³/s]		
			T=50	T=100	T=200	T=50	T=100	T=200
I	9,03	1,0%	0,495	0,523	0,548	26,70	31,50	35,80
I + II	12,13	0,9%	0,485	0,510	0,539	32,20	37,20	43,30
totale	14,04	0,8%	0,488	0,518	0,545	35,90	41,90	48,10

Tabella 4: *calcolo della portata attesa in uscita dai diversi sottobacini analizzati*

Gli eventi di pioggia da considerare "critici", per il bacino ed i sottobacini in esame, sono caratterizzati da durate di circa 6÷8 h, crescenti, come era lecito attendersi, con le dimensioni del bacino, con eventi di piena di durata complessiva compresa fra 12 e 14 ore, come indicato nei grafici che seguono, rispettivamente elaborati per i sottobacini Nord (I), centrale (I+II) e totale.

Si rileva che – come già accennato – i risultati del modello applicato comportano valori di portata leggermente più cautelativi da quelli indicati dall'Autorità di Bacino; per esempio, prendendo come riferimento il tempo di ritorno pari a 100 anni ed i medesimi sottobacini, i valori di portata ottenuti dall'Autorità di Bacino assumo valori rispettivamente pari a: 15,00 m³/s per il tratto di monte; 37,46 m³/s per quello intermedio II e 39,05 m³/s per il tratto terminale.

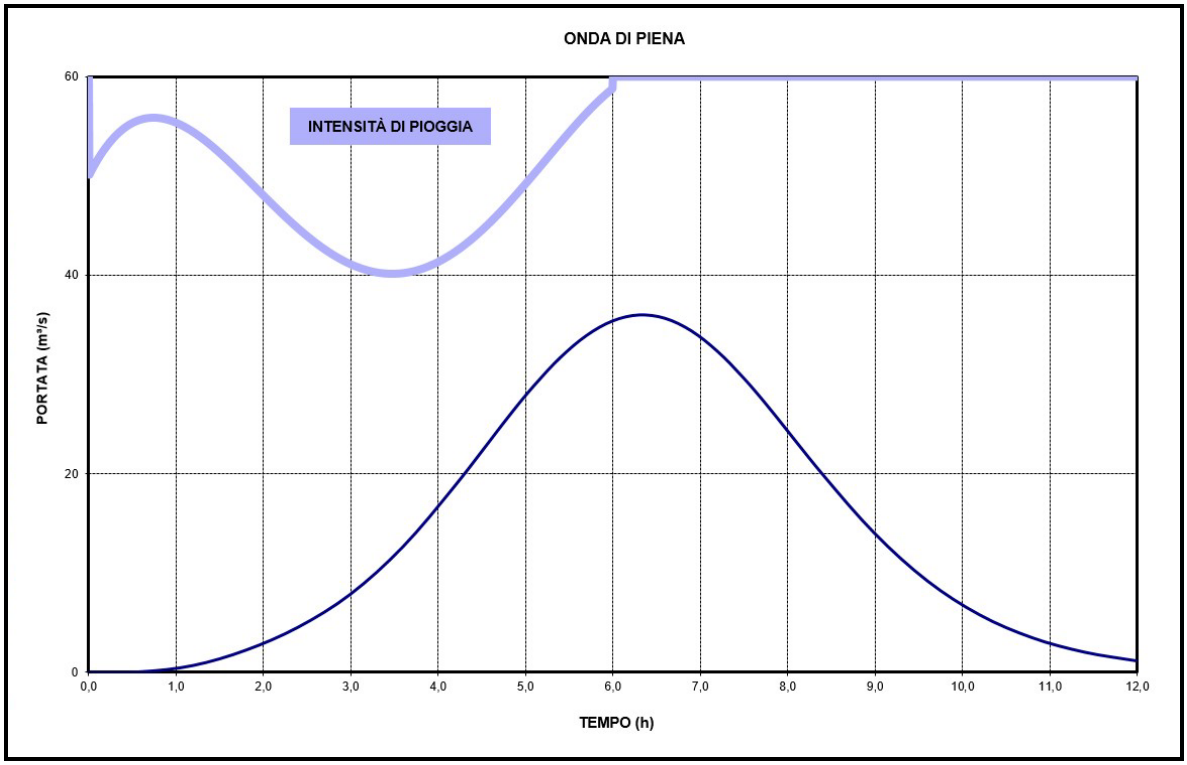

Figura 4: *caratteristiche (pioggia e portata di deflusso in alveo) dell'evento critico ricorrente con tempo di ritorno 100 anni sul sottobacino (I)*

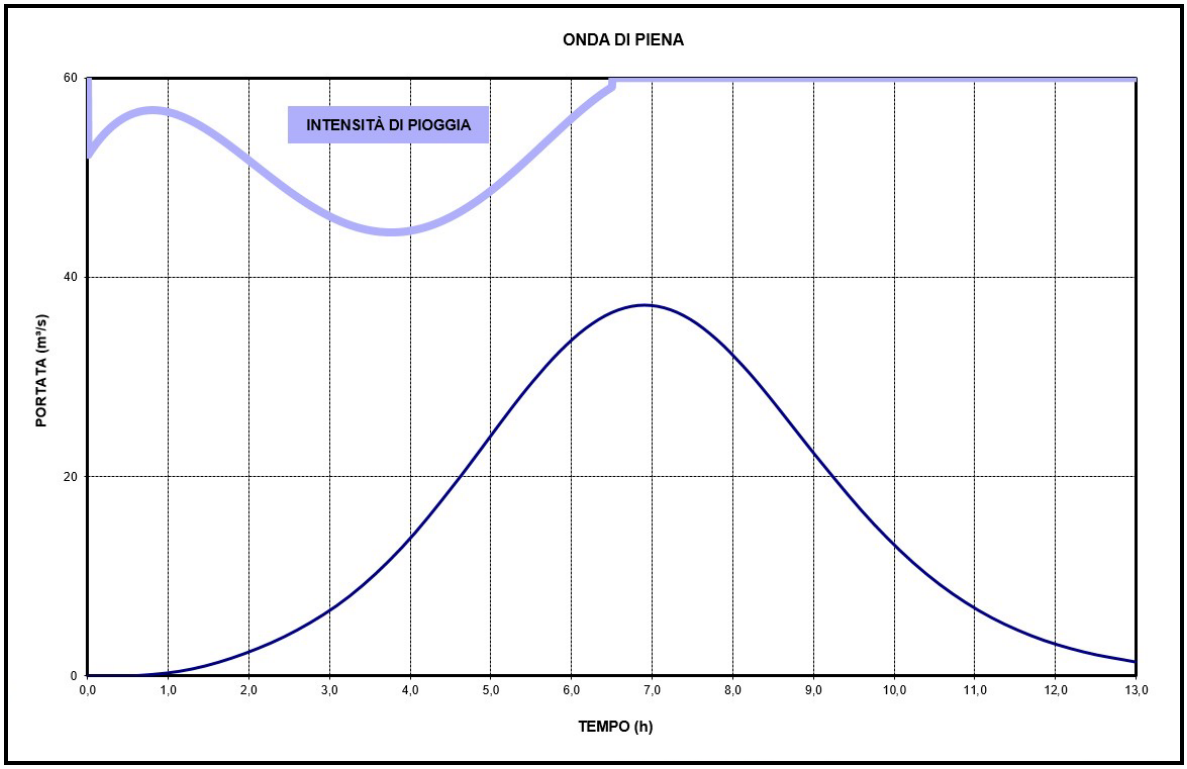

Figura 5: *caratteristiche (pioggia e portata di deflusso in alveo) dell'evento critico ricorrente con tempo di ritorno 100 anni sul sottobacino (I+II)*

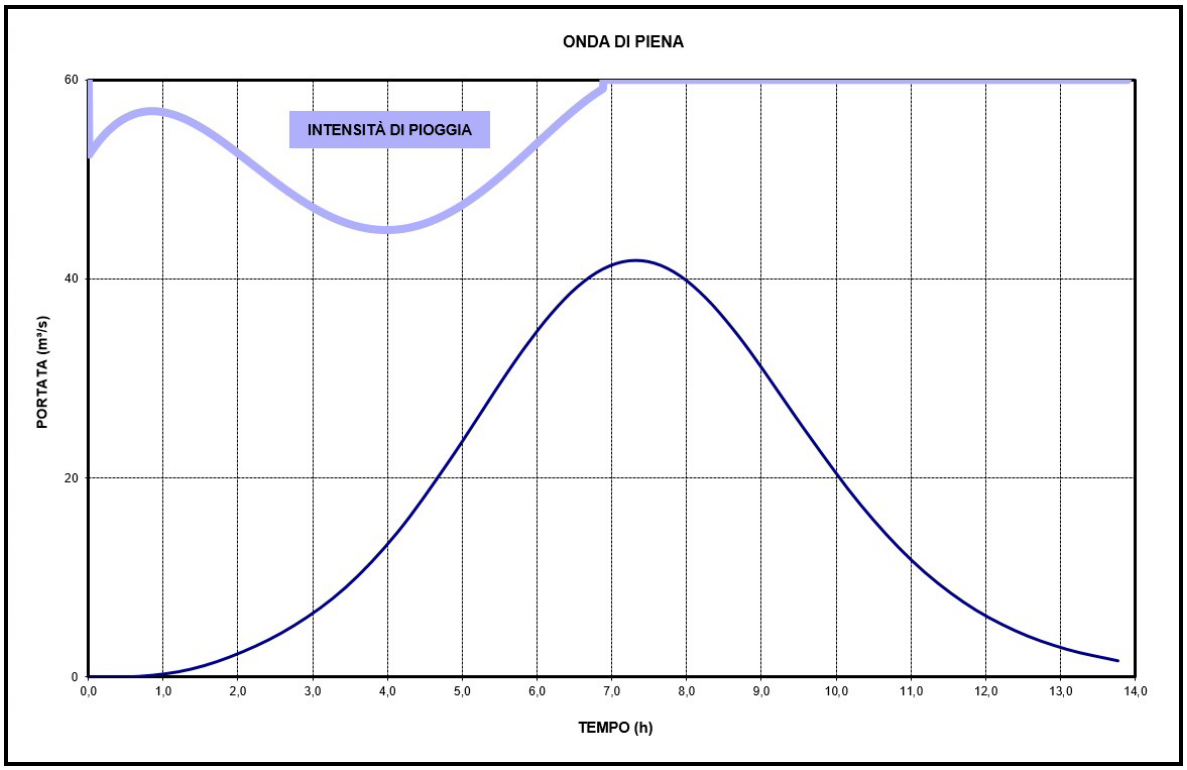

Figura 6: *caratteristiche (pioggia e portata di deflusso in alveo) dell'evento critico ricorrente con tempo di ritorno 100 anni sul sottobacino complessivamente esaminato nell'ambito del presente studio*

4.5 Determinazione della portata transitata nel corso dell'evento meteorico del giugno 1992

Per determinare la portata generata dall'evento meteorico descritto in § 3.4 venne seguito il medesimo procedimento sopra illustrato, con la sola differenza che, anziché uno ietogramma di progetto ipotetico, fu inserito nei calcoli lo ietogramma sperimentale illustrato nelle precedenti figure nn. 1. e 2.

Venne quindi valutata la risposta impulsiva del modello e, utilizzando i dati di pioggia specifici dell'evento, venne risolto l'integrale di convoluzione:

$$q(t) = \int_0^t p(\tau) h(t-\tau) d\tau$$

In questo modo fu calcolata la portata specifica caratteristica del bacino in esame che, moltiplicata per l'area dello stesso, consentì di ricavare, per l'intero bacino, un valore superiore a 80,00 m³/s. Secondo i calcoli svolti, il picco di portata si verificò tra le ore 01:00 e le ore 02:00 della mattina del 02.06.1992.

Confrontando questo dato con i valori riportati in tabella n. 4, si deduce ancora una volta che la portata generata dall'evento meteorico del giugno 1992 costituì un evento del tutto eccezionale, se paragonato al regime pluviometrico dell'area. La portata stimata risulta più che doppia rispetto a quella indicata dall'Autorità di Bacino quale riferimento per l'esecuzione degli studi di valutazione del rischio idraulico lungo l'asta del torrente Tenore.

5 Caratteristiche geometriche dell'alveo

Una volta determinata la portata da assumere per i calcoli, la stima dei massimi livelli raggiunti dalla corrente viene di norma eseguita utilizzando le sezioni topografiche dell'alveo disponibili, ed ipotizzando che le caratteristiche di pendenza e di scabrezza dell'alveo si mantengano costanti all'interno di ciascuno dei tratti delimitati da due sezioni successive.

L'area del rilievo risulta compresa fra la zona del cimitero di Peveranza, a monte, ed il sottopasso della SP 20 in Comune di Cassano Magnago, a valle, per un totale di 67 sezioni, numerate progressivamente da valle verso monte, secondo quanto già indicato in precedenza. Il tratto di asta torrentizia coperto dal rilievo ha una lunghezza complessiva di circa 6,30 km.

Le prime sezioni del rilievo furono rilevate assumendo i medesimi tracciati già utilizzati a supporto dello studio monografico condotto dall'Autorità di Bacino del fiume Po ("Sistemazione idraulico ambientale dei territori appartenenti ai bacini idrografici dei torrenti Arno, Rile, Tenore") e del "Piano di previsione e prevenzione di protezione civile", redatto dal Settore Ambiente e Protezione Civile della Provincia di Varese, secondo l'ubicazione indicata in tabella n. 5, ove viene riportata anche la relativa corrispondenza con i rilievi eseguiti nel corso degli studi precedenti.

Successivamente, la maglia delle sezioni venne infittita, attingendo, come anzidetto a tutte le fonti disponibili, e programmando una nuova campagna di rilievi in concomitanza con la redazione del presente studio.

sezione (N)	posizione	corrispondenza con le sezioni P.A.I. (N)	corrispondenza con le sezioni rilevate nell'ambito dello studio della Provincia di Varese (N)
2	sottopasso S.P. 20	15	15
5	tratto in fregio alla S.P. 22	14	14
13	sottopasso via per Fornaci (monte)	13	13
19	fra le frazioni Bergoro e Fornaci (Fagnano O.)	12	12
25	guado strada campestre per Bergoro (valle)	11	11
30	tratto in fregio a via Bordighera	10	10
32	tratto in fregio a via Bordighera	9	9
35	sottopasso S.P. 12	7	7
46	fra Peveranza e Bolladello	6	6
63	a valle del sottopasso di via Milano	5	5
64	sottopasso di via Milano	4	4
68	tratto in fregio a via Torino	3	3
71	sottopasso di via Torino	2	2
74	fra Castelseprio e Peveranza	1	1
76	fra Castelseprio e Peveranza		P1

Tabella 5: *ubicazione delle sezioni topografiche e loro corrispondenza con quelle rilevate nel corso di precedenti studi*

I profili delle sezioni rilevate vengono riportati nei grafici di tavole nn. 8a, 8b, 8c ed 8d, mentre l'ubicazione delle sezioni viene riassunta nei tipi planimetrici allegati. Da un confronto fra i profili ivi tracciati e le schede monografiche delle sezioni trasversali rese disponibili dall'Autorità di Bacino emerse un'evidente difficoltà di sovrapposizione fra le due serie di sezioni. Le differenze che si riscontrano possono essere causate da diversi motivi:

- negli ultimi decenni furono eseguite diverse opere per la risagomatura, la regolarizzazione e la stabilizzazione delle sponde e del fondo dell'alveo, non registrate nei rilievi più datati;
- nello stesso lasso di tempo, alcune opere di attraversamento furono eliminate, mentre altre vennero sostituite con manufatti caratterizzati da dimensioni più consone al regime idraulico del torrente;
- negli anni vi sono stati fenomeni di erosione del fondo, di trasporto solido e di deposito di sedimenti che hanno sicuramente inciso nella rimodellazione dell'alveo del torrente.

La difformità più eclatante venne rilevata in corrispondenza della sezione n. 35 (P.A.I. n. 7, in corrispondenza del sottopasso della S.P. 12). I vecchi rilievi riportano indicazione di due sottopassi, di dimensioni decisamente anguste, in rapida successione (uno, più a monte, riferito ad una strada campestre, in disuso, ed uno riferito all'opera stradale, nella sua forma originaria). Ad oggi, non vi è più traccia dell'opera di monte, mentre il sovrappasso stradale appare oggi con luce rialzata ed allargata rispetto ai rilievi originari.

Nel corso del rilievo vennero inoltre definite le caratteristiche di scabrezza da assegnare a ciascuna sezione nel corso della successiva modellazione idraulica, sulle base della morfologia della sezione e del tipo di materiale di costituzione del fondo e delle sponde dell'alveo, come riportate nella documentazione fotografica riportata in allegato.

La descrizione sintetica delle condizioni dell'alveo, secondo le categorie ipologiche di uso comune ai fini dell'attribuzione all'alveo di un coefficiente di scabrezza, sono riportata nella successiva tabella n. 6.

sezione (N)	tipo di rivestimento per pareti e fondo
1	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
2	alveo rivestito in calcestruzzo
3	alveo con fondo regolarizzato e sponde in scogliera
4	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
5	sponda sinistra rivestita in calcestruzzo/sponda destra naturale
6	sponda sinistra rivestita in calcestruzzo/sponda destra naturale
7	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
8	alveo in terra regolarizzato con sponde ben inerbite
9	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
10	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
11	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
12	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
13	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
14	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
15	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
16	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
17	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
18	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
19	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
20	alveo di pianura non vegetato, tortuoso con mollenti e rapide
21	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
22	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
23	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
24	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
25	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
26	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
27	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
28	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
29	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
30	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
31	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
32	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
33	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
34	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
35	alveo con fondo regolarizzato e sponde in scogliera
36	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
37	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
38	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
39	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
40	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
41	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
42	alveo con fondo regolarizzato e sponde in scogliera

Tabella 6: *caratteristiche di scabrezza assegnate alle pareti ed al fondo dell'alveo*

sezione (N)	tipo di rivestimento per pareti e fondo
43	alveo con fondo regolarizzato e sponde in scogliera, in presenza di rivestimenti in calcestruzzo
44	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
45	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
46	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
47	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
48	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
49	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
50	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
51	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
52	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
53	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
54	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
55	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
56	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
57	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
58	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
59	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
60	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
61	alveo con fondo in ghiaia e sponde in scogliera
62	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
63	alveo con fondo regolarizzato e sponde in scogliera
64	alveo con fondo regolarizzato e sponde in scogliera
65	alveo con fondo regolarizzato e sponde in scogliera
66	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
67	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
68	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
69	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
70	alveo con sponde rivestite in calcestruzzo
71	spomda sinistra naturale/sponda destra rivestita in calcestruzzo
72	spomda sinistra naturale/sponda destra rivestita in calcestruzzo
73	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
74	alveo di pianura, rettilineo
75	alveo di pianura, rettilineo, con pietre ed alghe
76	alveo di pianura non vegetato, tortuoso con mollenti e rapide

Tabella 6 (segue): *caratteristiche di scabrezza assegnate alle pareti ed al fondo dell'alveo*

6 Stima dei livelli di piena

6.1 Introduzione

Ai fini del presente elaborato, il principale scenario di piena da assumere è quello utilizzato per la definizione delle condizioni di pericolosità "P2/M" (scenario di piena "*poco frequente*", caratterizzato da un tempo di ritorno di 100 anni), in corrispondenza del quale si individuano i principali vincoli alle trasformazioni urbanistiche. Gli scenari "*frequente*" ("P3/H", tempo di ritorno 50 anni) e "*raro*" ("P1/L", tempo di ritorno 200 anni) saranno considerati con minore livello di approfondimento, allo scopo di dare riscontro e verifica ai contenuti dei corrispondenti scenari di rischio ad oggi vigenti a seguito della pubblicazione del P.G.R.A.

Il calcolo dei livelli di piena conseguenti al passaggio della relativa portata di piena venne eseguito con riferimento alle teorie che illustrano il moto a pelo libero, secondo quanto descritto con maggiore precisione nella allegata Appendice n. 2.

Ad essa si rimanda anche per l'illustrazione di dettaglio dei principi di calcolo sottesi alle elaborazioni eseguite.

6.2 Calcolo della condizione al contorno di valle

In via preliminare, il calcolo dei tiranti idrici in alveo procedette – come di solito accade – da valle verso monte, assumendo quale ipotesi iniziale che le condizioni di moto corrispondano costantemente a quelle di una corrente "*lenta*". In tale ipotesi, le condizioni di moto in qualsiasi sezione dipendono unicamente dalla portata in transito e da quanto avviene a valle della sezione in esame.

Il tipo di approccio seguito comporta implicitamente la necessità di introdurre delle ulteriori ipotesi per definire le condizioni di moto nella prima sezione a valle del tratto considerato. Nel caso in esame, quale condizione di valle vennero assunti i livelli già calcolati nella sezione n. 1 in occasione di precedenti studi idraulici condotti sul corso d'acqua un esame (Carimati, Zaro e Bai, 2007).

L'ipotesi consentì l'esecuzione di un primo sommario esame dell'alveo, sino a consentire di riconoscere le zone sicuramente caratterizzate da corrente "*lenta*" e quelle caratterizzate al contrario da corrente "*veloce*". Tale riconoscimento portò ad individuare sezioni singolari, nei punti di separazione fra tratti di alveo con corrente "*lenta*", a monte, e tratti con corrente "*veloce*" a valle. La condizione di transizione descritta, corrispondente a moto allo "*stato critico*", consente la definizione di una "scala delle portate" univoca, non condizionata dai successivi processi di valle, né dalle caratteristiche del moto a monte, ed è quindi da considerare ideale per il tracciamento, sia verso valle che verso monte, di profili di piena sufficientemente attendibili, rimuovendo con ciò tutte le ipotesi preliminari, in larga parte arbitrarie.

6.3 Individuazione dei tronchi con caratteristiche morfologiche approssimativamente costanti

La stima dei massimi livelli raggiunti dalla corrente fu eseguita utilizzando le sezioni topografiche

tracciate nell'ambito del presente studio. Il calcolo procedette ipotizzando che le caratteristiche di pendenza dell'alveo si mantengano costanti all'interno di ciascuno dei tratti delimitati da due sezioni successive.

Quanto al coefficiente di scabrezza, che fu espresso secondo la formulazione di Manning (*n*), questo venne definito attingendo ai valori di uso comune suggeriti da Chow (1959), come segue:

- 0,025, per canali rivestiti in blocchi di calcestruzzo ben accostati, canali in terra non rivestiti rettilinei, non vegetati, con ghiaia, e per alvei in terra regolarizzati o rogge non vegetati;
- 0,030, per canali con fondo regolarizzato e sponde in scogliera, per alvei in terra regolarizzati o rogge inerbiti o con sponde in pietrame e per alvei di pianura non vegetati, rettilinei, corrente regolare;
- 0,033 per canali con fondo in ghiaia e sponde in scogliera;
- 0,035, per alvei in terra regolarizzati o rogge con sponde ben inerbite, e per alvei di pianura non vegetati, rettilinei, con corrente regolare, pietre ed alghe;
- 0,040, per alvei in terra regolarizzati o rogge con fondo in ciottoli e sponde non vegetate, e per alvei di pianura non vegetati, tortuosi con mollenti e rapide.

Per il caso di condizioni morfologiche soggette a cambiamenti significativi, fra due sezioni successive lungo l'asta torrentizia, il calcolo venne svolto ricorrendo a sezioni supplementari, ricavate per interpolazione fra quelle risultanti dai rilievi topografici, attribuendo quindi a ciascuna il coefficiente di scabrezza che appariva più appropriato.

6.4 Calcolo delle condizioni di moto

6.4.1 Modalità di esecuzione dei calcoli

I principali risultati dei calcoli eseguiti vengono riportati nelle tabelle che seguono. I calcoli furono condotti individuando preventivamente per ogni sezione le posizioni del ciglio sinistro e destro dell'alveo, assumendo in ogni caso nullo il contributo di portata dato dall'area della sezione esterna alle verticali passanti per i due cigli, qualora il calcolo dimostrasse che la corrente in una certa sezione superi il livello del piano campagna circostante, introducendo così una nuova approssimazione in favore di sicurezza. Tronco per tronco, il calcolo venne eseguito nell'ipotesi di portata costante.

All'illustrazione di dettaglio dei risultati, conviene anteporre una ultima considerazione in merito alla attendibilità dei livelli massimi ottenuti dai calcoli. In teoria, non vi è un limite superiore, né a livello teorico, né dal punto di vista fisico, al livello che può essere raggiunto dalla corrente in una sezione. Nella pratica, un vincolo esiste, ed è dato dalla tendenza dell'acqua a sfruttare tutte le piccole depressioni del terreno, anche quelle non rilevabili alla nostra scala di indagine, prima di annullare la propria velocità ed innalzare il proprio livello verso l'alto. Tenuto conto di ciò, si ritiene di norma non ragionevole supporre che l'onda di piena possa innalzarsi di oltre 1,00 m sopra il piano campagna, nelle aree pianeggianti, ed oltre in 3,00 m, nelle aree più scoscese.

6.4.2 Condizioni di moto per evento mediamente ricorrente ogni 100 anni

I principali parametri per la descrizione del moto nelle varie sezioni di riferimento, prodotti dal calcolo riferito allo scenario corrispondente al transito dell'onda di piena assunta a riferimento per la pianificazione urbanistica del territorio comunale, vengono riassunti nelle tabelle nn. 7, 8 e 9, mentre i livelli di corrente vengono riportati nei grafici di tavole nn. 8a, 8b, 8c ed 8d.

sezione	coeff. di scabrezza (Manning)	portata	velocità media	tipo di corrente	quota fondo alveo	livello idrometrico	quota livello idrometrico
N°	n	Q [m³/s]	v [m/s]		[m]	H [cm]	m s.l.m.
1	0,033	41,900	6,41	VELOCE	254,23	99,24	255,222
2	0,025	41,900	4,39	LENTA	254,44	218,55	256,625
3	0,030	41,900	1,85	LENTA	254,26	327,88	257,539
4	0,035	41,900	2,18	LENTA	255,86	254,25	258,403
5	0,030	41,900	2,48	LENTA	256,45	281,41	259,264
6	0,030	41,900	1,78	LENTA	256,72	279,68	259,517
7	0,035	41,900	2,31	LENTA	257,30	236,48	259,665
8	0,035	41,900	2,33	LENTA	257,94	222,81	260,168
9	0,035	41,900	2,60	LENTA	258,32	215,53	260,475
10	0,035	41,900	2,73	LENTA	258,32	264,66	260,967
11	0,035	41,900	6,74	VELOCE	259,06	120,35	260,263
12	0,035	41,900	5,28	VELOCE	258,94	151,58	260,456
13	0,035	41,900	1,97	LENTA	259,07	334,68	262,417
14	0,035	41,900	1,91	LENTA	259,86	272,30	262,583
15	0,035	41,900	2,13	LENTA	259,82	281,64	262,636
16	0,035	41,900	2,25	LENTA	260,37	252,34	262,893
17	0,035	41,900	2,40	LENTA	260,91	232,75	263,238
18	0,035	41,900	2,39	LENTA	261,44	223,80	263,678
19	0,035	41,900	2,79	LENTA	261,95	200,47	263,955
20	0,040	41,900	2,29	LENTA	262,58	242,01	265,000
21	0,035	41,900	2,97	LENTA	262,84	219,20	265,032
22	0,035	41,900	1,87	LENTA	263,24	234,92	265,589
23	0,035	41,900	2,07	LENTA	263,82	209,19	265,912
24	0,035	41,900	3,96	CRITICA	264,04	202,69	266,067
25	0,033	41,900	0,75	LENTA	265,14	237,92	267,519
26	0,035	41,900	2,10	LENTA	265,13	218,86	267,319
27	0,035	41,900	3,64	CRITICA	264,98	190,96	266,890
28	0,035	37,200	1,98	LENTA	265,34	225,14	267,591
29	0,035	37,200	2,63	LENTA	265,38	272,34	268,103
30	0,035	37,200	2,01	LENTA	266,44	217,19	268,612
31	0,035	37,200	2,05	LENTA	266,35	267,04	269,020
32	0,033	37,200	3,25	LENTA	267,36	195,52	269,315
33	0,035	37,200	2,03	LENTA	267,79	226,46	270,055
34	0,035	37,200	2,14	LENTA	268,22	209,21	270,312
35	0,030	37,200	1,99	LENTA	268,97	175,24	270,722
36	0,035	37,200	1,76	LENTA	268,61	215,95	270,769
37	0,033	37,200	2,64	LENTA	268,77	214,41	270,914
38	0,033	37,200	3,17	LENTA	269,90	162,15	271,522

Tabella 7: *risultati dei calcoli eseguiti per tempo di ritorno 100 anni*

sezione	coeff. di scabrezza (Manning)	portata	velocità media	tipo di corrente	quota fondo alveo	livello idrometrico	quota livello idrometrico
N°	n	Q [m³/s]	v [m/s]		[m]	H [cm]	m s.l.m.
39	0,035	37,200	1,61	LENTA	269,69	258,31	272,273
40	0,035	37,200	2,99	LENTA	270,31	196,49	272,275
41	0,035	37,200	2,26	LENTA	270,67	271,27	273,383
42	0,030	37,200	2,19	LENTA	271,36	242,84	273,788
43	0,030	37,200	2,89	LENTA	272,21	175,79	273,968
44	0,035	37,200	3,34	CRITICA	272,08	181,43	273,894
45	0,035	37,200	2,25	LENTA	272,84	221,27	275,053
46	0,035	37,200	2,68	LENTA	273,88	211,56	275,996
47	0,035	37,200	3,27	CRITICA	274,19	258,14	276,771
48	0,033	37,200	2,06	LENTA	274,54	260,05	277,140
49	0,033	37,200	2,32	LENTA	274,73	235,13	277,081
50	0,033	37,200	2,40	LENTA	274,99	222,22	277,212
51	0,035	37,200	2,23	LENTA	274,98	233,46	277,315
52	0,035	37,200	2,42	LENTA	275,24	215,90	277,399
53	0,035	37,200	2,69	LENTA	275,22	228,90	277,509
54	0,035	37,200	1,88	LENTA	275,51	240,12	277,911
55	0,035	37,200	2,03	LENTA	275,65	227,56	277,926
56	0,033	37,200	2,53	LENTA	275,80	209,37	277,894
57	0,033	37,200	1,87	LENTA	275,63	250,89	278,139
58	0,035	37,200	2,02	LENTA	275,82	242,11	278,241
59	0,033	37,200	2,15	LENTA	276,46	206,91	278,529
60	0,033	37,200	2,32	LENTA	276,51	220,11	278,711
61	0,033	37,200	2,19	LENTA	276,81	230,86	279,119
62	0,035	37,200	4,59	VELOCE	277,21	153,40	278,744
63	0,030	37,200	3,68	CRITICA	278,07	166,67	279,737
64	0,030	37,200	2,67	LENTA	278,05	232,78	280,378
65	0,030	37,200	2,52	LENTA	278,27	223,43	280,504
66	0,035	37,200	1,96	LENTA	278,27	264,54	280,915
67	0,035	31,500	2,55	LENTA	279,58	178,54	281,365
68	0,035	31,500	2,28	LENTA	280,28	188,74	282,167
69	0,035	31,500	2,94	LENTA	280,76	167,29	282,433
70	0,030	31,500	2,94	LENTA	280,67	200,96	282,680
71	0,030	31,500	2,87	LENTA	280,71	202,53	282,735
72	0,030	31,500	2,10	LENTA	281,07	203,95	283,110
73	0,035	31,500	1,91	LENTA	281,44	212,37	283,564
74	0,030	31,500	2,43	LENTA	281,74	221,24	283,952
75	0,035	31,500	2,72	LENTA	283,17	191,95	285,090
76	0,040	31,500	2,22	LENTA	285,16	233,12	287,491

Tabella 7 (segue): *risultati dei calcoli eseguiti per tempo di ritorno 100 anni*

Il calcolo dà luogo a condizioni locali di criticità idraulica in diversi punti del corso del Tenore, come indicato nel successivo § 7.1.

6.4.3 Condizioni di moto per evento mediamente ricorrente ogni 50 anni ed ogni 200 anni

Gli scenari di piena calcolati in corrispondenza del transito della portata ricorrente in media rispettivamente ogni 50 ed ogni 200 anni vengono descritti nelle tabelle a seguire, compilate con i medesimi criteri della precedente tabella n. 7. Non viene data rappresentazione grafica dei risultati dei calcoli.

sezione	coeff. di scabrezza (Manning)	portata	velocità media	tipo di corrente	quota fondo alveo	livello idrometrico	quota livello idrometrico
N°	n	Q [m³/s]	v [m/s]		[m]	H [cm]	m s.l.m.
1	0,033	35,900	5,97	VELOCE	254,23	93,80	255,168
2	0,025	35,900	3,87	LENTA	254,44	201,98	256,460
3	0,030	35,900	1,93	LENTA	254,26	281,80	257,078
4	0,035	35,900	2,05	LENTA	255,86	238,97	258,250
5	0,030	35,900	2,29	LENTA	256,45	267,78	259,128
6	0,030	35,900	1,63	LENTA	256,72	263,23	259,352
7	0,035	35,900	2,17	LENTA	257,30	219,98	259,500
8	0,035	35,900	2,23	LENTA	257,94	206,40	260,004
9	0,035	35,900	2,43	LENTA	258,32	201,36	260,334
10	0,035	35,900	2,56	LENTA	258,32	248,44	260,804
11	0,035	35,900	2,51	LENTA	259,06	212,81	261,188
12	0,035	35,900	3,07	LENTA	258,94	211,43	261,054
13	0,035	35,900	2,10	LENTA	259,07	271,48	261,785
14	0,035	35,900	2,11	LENTA	259,86	227,92	262,139
15	0,035	35,900	2,04	LENTA	259,82	263,95	262,460
16	0,035	35,900	2,15	LENTA	260,37	234,62	262,716
17	0,035	35,900	2,30	LENTA	260,91	215,07	263,061
18	0,035	35,900	2,27	LENTA	261,44	207,33	263,513
19	0,035	35,900	2,67	LENTA	261,95	185,36	263,804
20	0,040	35,900	2,19	LENTA	262,58	224,75	264,827
21	0,035	35,900	2,44	LENTA	262,84	226,00	265,100
22	0,035	35,900	1,73	LENTA	263,24	223,38	265,474
23	0,035	35,900	1,97	LENTA	263,82	195,50	265,775
24	0,035	35,900	3,79	CRITICA	264,04	184,53	265,885
25	0,033	35,900	0,70	LENTA	265,14	223,28	267,373
26	0,035	35,900	1,92	LENTA	265,13	207,55	267,205
27	0,035	35,900	3,01	LENTA	264,98	196,30	266,943
28	0,035	32,200	1,91	LENTA	265,34	209,26	267,433

Tabella 8: *risultati dei calcoli eseguiti per tempo di ritorno 50 anni*

sezione	coeff. di scabrezza (Manning)	portata	velocità media	tipo di corrente	quota fondo alveo	livello idrometrico	quota livello idrometrico
N°	n	Q [m³/s]	v [m/s]		[m]	H [cm]	m s.l.m.
29	0,035	32,200	2,46	LENTA	265,38	258,83	267,968
30	0,035	32,200	1,94	LENTA	266,44	200,75	268,447
31	0,035	32,200	1,97	LENTA	266,35	251,80	268,868
32	0,033	32,200	3,13	LENTA	267,36	183,54	269,195
33	0,035	32,200	1,94	LENTA	267,79	211,69	269,907
34	0,035	32,200	2,03	LENTA	268,22	194,72	270,167
35	0,030	32,200	1,89	LENTA	268,97	160,30	270,573
36	0,035	32,200	1,66	LENTA	268,61	200,78	270,618
37	0,033	32,200	2,50	LENTA	268,77	200,37	270,774
38	0,033	32,200	3,05	LENTA	269,90	149,14	271,391
39	0,035	32,200	1,55	LENTA	269,69	242,64	272,116
40	0,035	32,200	2,83	LENTA	270,31	185,03	272,160
41	0,035	32,200	2,17	LENTA	270,67	256,10	273,231
42	0,030	32,200	2,13	LENTA	271,36	227,41	273,634
43	0,030	32,200	2,77	LENTA	272,21	163,48	273,845
44	0,035	32,200	3,16	LENTA	272,08	170,71	273,787
45	0,035	32,200	2,16	LENTA	272,84	207,14	274,911
46	0,035	32,200	2,56	LENTA	273,88	198,35	275,864
47	0,035	32,200	3,18	CRITICA	274,19	245,03	276,640
48	0,033	32,200	1,87	LENTA	274,54	251,61	277,056
49	0,033	32,200	2,05	LENTA	274,73	232,01	277,050
50	0,033	32,200	2,17	LENTA	274,99	215,63	277,146
51	0,035	32,200	2,05	LENTA	274,98	224,68	277,227
52	0,035	32,200	2,24	LENTA	275,24	206,20	277,302
53	0,035	32,200	2,49	LENTA	275,22	218,55	277,406
54	0,035	32,200	1,80	LENTA	275,51	224,57	277,756
55	0,035	32,200	1,97	LENTA	275,65	211,82	277,768
56	0,033	32,200	2,43	LENTA	275,80	195,19	277,752
57	0,033	32,200	1,71	LENTA	275,63	242,24	278,052
58	0,035	32,200	1,85	LENTA	275,82	233,42	278,154
59	0,033	32,200	2,02	LENTA	276,46	195,02	278,410
60	0,033	32,200	2,19	LENTA	276,51	207,03	278,580
61	0,033	32,200	2,07	LENTA	276,81	216,65	278,976
62	0,035	32,200	4,40	VELOCE	277,21	142,91	278,639
63	0,030	32,200	3,53	CRITICA	278,07	152,19	279,592
64	0,030	32,200	2,54	LENTA	278,05	213,15	280,181
65	0,030	32,200	2,46	LENTA	278,27	201,61	280,286
66	0,035	32,200	1,94	LENTA	278,27	243,07	280,701

Tabella 8 (segue): *risultati dei calcoli eseguiti per tempo di ritorno 50 anni*

sezione	coeff. di scabrezza (Manning)	portata	velocità media	tipo di corrente	quota fondo alveo	livello idrometrico	quota livello idrometrico
N°	n	Q [m³/s]	v [m/s]		[m]	H [cm]	m s.l.m.
67	0,035	26,700	2,45	LENTA	279,58	162,54	281,205
68	0,035	26,700	2,17	LENTA	280,28	174,17	282,022
69	0,035	26,700	2,78	LENTA	280,76	154,47	282,305
70	0,030	26,700	2,60	LENTA	280,67	193,09	282,601
71	0,030	26,700	2,56	LENTA	280,71	192,99	282,640
72	0,030	26,700	1,99	LENTA	281,07	186,43	282,934
73	0,035	26,700	1,85	LENTA	281,44	194,46	283,385
74	0,030	26,700	2,25	LENTA	281,74	207,38	283,814
75	0,035	26,700	2,54	LENTA	283,17	176,57	284,936
76	0,040	26,700	2,09	LENTA	285,16	217,50	287,335

Tabella 8 (segue): *risultati dei calcoli eseguiti per tempo di ritorno 50 anni*

sezione	coeff. di scabrezza (Manning)	portata	velocità media	tipo di corrente	quota fondo alveo	livello idrometrico	quota livello idrometrico
N°	n	Q [m³/s]	v [m/s]		[m]	H [cm]	m s.l.m.
1	0,033	48,100	6,88	VELOCE	254,23	104,01	255,270
2	0,025	48,100	5,03	LENTA	254,44	230,65	256,746
3	0,030	48,100	1,77	LENTA	254,26	380,86	258,069
4	0,035	48,100	2,24	LENTA	255,86	274,34	258,603
5	0,030	48,100	2,66	LENTA	256,45	294,73	259,397
6	0,030	48,100	1,92	LENTA	256,72	295,77	259,678
7	0,035	48,100	2,43	LENTA	257,30	252,59	259,826
8	0,035	48,100	2,43	LENTA	257,94	238,81	260,328
9	0,035	48,100	2,77	LENTA	258,32	228,88	260,609
10	0,035	48,100	2,91	LENTA	258,32	279,12	261,111
11	0,035	48,100	2,67	LENTA	259,06	249,46	261,555
12	0,035	48,100	3,86	LENTA	258,94	224,08	261,181
13	0,035	48,100	2,10	LENTA	259,07	360,21	262,672
14	0,035	48,100	1,93	LENTA	259,86	299,67	262,857
15	0,035	48,100	2,24	LENTA	259,82	296,68	262,787
16	0,035	48,100	2,35	LENTA	260,37	268,20	263,052
17	0,035	48,100	2,49	LENTA	260,91	249,15	263,401
18	0,035	48,100	2,51	LENTA	261,44	239,30	263,833
19	0,035	48,100	2,91	LENTA	261,95	215,05	264,100
20	0,040	48,100	2,38	LENTA	262,58	258,40	265,164
21	0,035	48,100	3,16	LENTA	262,84	231,85	265,158

Tabella 9: *risultati dei calcoli eseguiti per tempo di ritorno 200 anni*

sezione	coeff. di scabrezza (Manning)	portata	velocità media	tipo di corrente	quota fondo alveo	livello idrometrico	quota livello idrometrico
N°	n	Q [m³/s]	v [m/s]		[m]	H [cm]	m s.l.m.
22	0,035	48,100	2,02	LENTA	263,24	244,91	265,689
23	0,035	48,100	2,17	LENTA	263,82	221,91	266,039
24	0,035	48,100	4,12	CRITICA	264,04	220,39	266,244
25	0,033	48,100	0,80	LENTA	265,14	251,20	267,652
26	0,035	48,100	2,28	LENTA	265,13	228,33	267,413
27	0,035	48,100	3,77	CRITICA	264,98	206,37	267,044
28	0,035	43,300	2,03	LENTA	265,34	244,09	267,781
29	0,035	43,300	2,82	LENTA	265,38	286,93	268,249
30	0,035	43,300	2,08	LENTA	266,44	235,62	268,796
31	0,035	43,300	2,15	LENTA	266,35	283,82	269,188
32	0,033	43,300	3,39	CRITICA	267,36	209,15	269,451
33	0,035	43,300	2,13	LENTA	267,79	242,85	270,219
34	0,035	43,300	2,48	LENTA	268,22	209,22	270,312
35	0,030	43,300	2,16	LENTA	268,97	187,60	270,846
36	0,035	43,300	1,91	LENTA	268,61	229,02	270,900
37	0,033	43,300	2,84	LENTA	268,77	227,82	271,048
38	0,033	43,300	3,30	LENTA	269,90	177,02	271,670
39	0,035	43,300	1,68	LENTA	269,69	275,87	272,449
40	0,035	43,300	3,16	LENTA	270,31	209,09	272,401
41	0,035	43,300	2,37	LENTA	270,67	288,32	273,553
42	0,030	43,300	2,26	LENTA	271,36	260,31	273,963
43	0,030	43,300	3,02	LENTA	272,21	189,97	274,110
44	0,035	43,300	3,46	CRITICA	272,08	196,22	274,042
45	0,035	43,300	2,35	LENTA	272,84	237,23	275,212
46	0,035	43,300	2,82	LENTA	273,88	226,38	276,144
47	0,035	43,300	3,37	CRITICA	274,19	272,77	276,918
48	0,033	37,097	2,05	LENTA	274,54	260,38	277,144
49	0,033	37,104	2,30	LENTA	274,73	235,56	277,086
50	0,033	37,747	2,45	LENTA	274,99	221,28	277,203
51	0,035	37,838	2,27	LENTA	274,98	233,05	277,311
52	0,035	37,838	2,46	LENTA	275,24	216,03	277,400
53	0,035	37,838	2,72	LENTA	275,22	229,54	277,515
54	0,035	37,838	1,89	LENTA	275,51	241,88	277,929
55	0,035	37,838	2,04	LENTA	275,65	229,36	277,944
56	0,033	37,838	2,54	LENTA	275,80	210,99	277,910
57	0,033	38,282	1,91	LENTA	275,63	252,08	278,151
58	0,035	43,283	2,36	LENTA	275,82	241,79	278,238
59	0,033	43,283	3,41	CRITICA	276,46	163,81	278,098

Tabella 9 (segue): *risultati dei calcoli eseguiti per tempo di ritorno 200 anni*

sezione	coeff. di scabrezza (Manning)	portata	velocità media	tipo di corrente	quota fondo alveo	livello idrometrico	quota livello idrometrico
N°	n	Q [m³/s]	v [m/s]		[m]	H [cm]	m s.l.m.
60	0,033	43,283	3,45	CRITICA	276,51	185,61	278,366
61	0,033	43,283	3,44	CRITICA	276,81	187,17	278,682
62	0,035	43,283	3,65	CRITICA	277,21	200,92	279,219
63	0,030	43,300	3,85	CRITICA	278,07	183,35	279,903
64	0,030	43,300	2,81	LENTA	278,05	256,81	280,618
65	0,030	43,300	2,56	LENTA	278,27	249,98	280,770
66	0,035	43,300	1,97	LENTA	278,27	290,12	281,171
67	0,035	35,800	2,53	LENTA	279,58	197,27	281,553
68	0,035	35,800	2,37	LENTA	280,28	201,00	282,290
69	0,035	35,800	3,06	LENTA	280,76	178,00	282,540
70	0,030	35,800	3,28	LENTA	280,67	204,41	282,714
71	0,030	35,800	3,16	LENTA	280,71	208,57	282,796
72	0,030	35,800	2,18	LENTA	281,07	218,85	283,259
73	0,035	35,800	1,96	LENTA	281,44	227,58	283,716
74	0,030	35,800	2,59	LENTA	281,74	232,50	284,065
75	0,035	35,800	2,88	LENTA	283,17	204,80	285,218
76	0,040	35,800	2,32	LENTA	285,16	245,93	287,619

Tabella 9 (segue): *risultati dei calcoli eseguiti per tempo di ritorno 200 anni*

6.4.4 Capacità limite dell'alveo

Applicando i medesimi algoritmi di calcolo utilizzati per ricavare i valori riportati nelle tabelle precedenti, si giunse anche a definire, tratto per tratto, i valori di portata limite (corrente in grado di transitare per intero entro i confini dell'alveo, in condizioni di incipiente sfioro nei punti più critici) che seguono:

- nel tratto corrispondente al sottobacino di valle (sezioni da n. 1 a n. 26): 37,00 m³/s;
- nel tratto corrispondente al sottobacino II (sezioni da n. 27 a n. 66): 26,00 m³/s;
- nel tratto corrispondente al sottobacino I (sezioni da n. 67 a n. 76): 18,00 m³/s.

7 Studio delle caratteristiche delle correnti di esondazione

7.1 Correnti di esondazione ricorrenti in media ogni 100 anni (analisi di dettaglio)

7.1.1 Introduzione

Da valle verso monte, e limitando l'elenco ai soli tratti di pertinenza del territorio comunale di Cairate, l'esame del grafico delle tavole nn. 8a, 8b, 8c ed 8d, redatto sulla base dei calcoli descritti nel paragrafo che precede, pone in evidenza gli elementi di criticità individuati come segue:

- sottopasso di via Fornaci, con transito di una frazione di portata sul piano stradale;
- tratto in località Fornaci compreso fra le sezioni nn. 14 e 15, con divagazione della portata di sfioro in sponda destra, in direzione del cancello secondario dell'insediamento industriale (Candeggio Valle Olona dei fratelli Pigni);
- tratto a monte della località Fornaci, fra le sezioni nn. 18 e 19, ove il transito della portata di progetto avviene in condizioni di incipiente sfioro dall'argine sinistro (in territorio del comune di Fagnano Olona);
- alla sezione n. 21 (in territorio del comune di Fagnano Olona, ma in direzione del territorio comunale di Cairate), ove si ha per un breve tratto insufficienza della quota di sponda in riva sinistra;
- al guado della strada campestre per Bergoro (sezioni nn. 25 e 26), ove la quota raggiunge la quota del piano a tergo della sponda, in riva sinistra (territorio del comune di Fagnano Olona);
- alla sezione n. 29, ove si rileva per un brevissimo tratto una lieve insufficienza in sponda sinistra (comune di Cairate), cui peraltro non fa seguito un flusso di dimensioni apprezzabili;
- nel tratto compreso fra le sezioni nn. 48 e 49, fra Bolladello e Peveranza, ove una sezione particolarmente angusta, a valle, provoca rigurgiti a monte con esondazioni da entrambi i lati;
- alla sezione n. 57, ove si calcola un livello di piena che supera le quote di sponda di circa 20 cm in riva sinistra, e di circa 35 cm in riva destra;
- nella parte a Nord di Peveranza, ove l'alveo risulta più incassato rispetto al territorio circostante (sezioni nn. 74, 75 e 76), ed ove in caso di piena l'intero fondovalle boschivo, soprattutto in sponda destra, tende a diventare sede di scorrimento delle acque del Tenore.

Per le rimanenti parti di alveo sottoposte ad esame, le sezioni trasversali dell'alveo risultano invece dai calcoli sufficienti a contenere la corrente di piena, sebbene in diversi casi ciò avvenga con margini di sicurezza veramente esigui. Focalizzando dunque l'attenzione sui soli tratti critici sopra elencati, in ciascuno di essi vennero eseguite le seguenti ulteriori elaborazioni:

- stima della portata di esondazione;
- (ove pertinente) stima del volume complessivo di esondazione, valutato con riferimento ai rispettivi valori di portata limite calcolati in precedenza (§ 6.4.4) ed agli eventi di piena di progetto calcolati in precedenza (§ 4.4, figure nn. 4, 5 e 6).
- stima del percorso verosimilmente seguito dalla corrente di esondazione, mediante analisi spaziale mirata ad individuare il percorso di massima pendenza associato a ciascun punto del dominio di ricerca.

L'analisi venne condotta assumendo un modello digitale del terreno ricavato da dati mutuati dalla

cartografia vettoriale di riferimento per i sistemi informativi territoriali sviluppata da Regione Lombardia. Ove l'analisi di cui all'ultimo punto abbia condotto ad individuare linee di flusso definite all'interno di percorsi significativamente depressi rispetto al piano campagna circostante, tali flussi venivano quindi trattati con le medesime tecniche adottate nel precedente § 6, adottando valori di scabrezza adeguati. Qualora invece non fosse possibile riconoscere linee di flusso definite, per la natura pianeggiante del territorio e per la presenza di barriere fisiche alla divagazione dell'acqua di esondazione (ad esempio, per la presenza di rilevati stradali), il calcolo si arrestava con la definizione della capacità di invaso delle aree allagate e con il confronto di tale capacità con il volume complessivo stimato per l'onda in uscita dall'alveo.

In tutti i casi, l'analisi venne condotta separatamente per ciascuna area, senza tenere conto degli effetti di laminazione prodotti dagli episodi di esondazione a monte. I risultati debbono quindi essere considerati cautelativi.

Il riferimento grafico per l'illustrazione delle caratteristiche assunte dalle correnti destinate a divagare dall'alveo è costituito dalle planimetrie di tavole nn. 9 e 10, ove le aree individuate come allagabili vennero caratterizzate sulla base dei tiranti idrici calcolati rispetto al suolo (tavola n. 9) e della velocità di scorrimento fuori dall'alveo (tavola n. 10).

I risultati delle analisi numeriche condotte furono quindi posti a confronto con gli scenari prodotti dalla piena del 1992 (§ 7.5, tavola n. 11), ricostruita a cura dell'estensore del presente studio a seguito dell'analisi delle schede a suo tempo compilate ai fini del censimento dei danni prodotti dall'episodio alluvionale.

7.1.2 Esondazioni in località Fornaci

Come sopra indicato, le criticità idrauliche evidenziate nella frazione Fornaci sono legate alle dimensioni della luce libera di passaggio sotto al ponte di via per Fornaci, ed alla insufficienza della quota della sponda destra, nel tratto compreso fra le sezioni nn. 14 e 15.

A valle del ponte (sezione n. 11) si hanno condizioni di corrente "*veloce*", con livello di pelo libero decisamente inferiore ai livelli di sponda. Il passaggio attraverso lo "*stato critico*" avviene, secondo i calcoli, proprio in corrispondenza del sottopasso stradale. A tale passaggio corrisponde un repentino innalzamento dei tiranti, in misura tale da sospingere il pelo libero sino alla quota di intradosso della soletta, al che la corrente finisce per occupare integralmente la luce libera di passaggio sotto al ponte. Dal calcolo venne stimata una lama d'acqua in attraversamento della superficie stradale di altezza massima pari a circa 10 cm, cui corrisponde il transito di una portata massima di circa 650 l/s.

La portata che transita sul piano stradale non appare destinata al rientro immediato in alveo, a valle del ponte, poiché le pendenze longitudinali della sede stradale tendono a guidarne una certa frazione (circa 350 l/s) verso Est, e la rimanente parte (circa 300 l/s) vero Ovest, in direzione dell'area edificata.

Dopo pochi metri, il flusso che scorre nella sede stradale à destinato ad arricchirsi di un importante contributo, per un ammontare di poco inferiore a 600 l/s, proveniente dalla strada sterrata di accesso all'ingresso laterale del Candeggio Valle Olona dei fratelli Pigni, ed originatosi più a monte, nel tratto di alveo compreso fra le sezioni nn. 14 e 15). Si tratta di un flusso destinato a trovare sfogo, oltre che lungo la stradina in direzione Sud, verso il sedime aziendale (protetto da un cancello opaco) ed in direzione del varco di accesso all'abitazione privata a questo adiacente.

Il sedime aziendale ed il fondo privato adiacente offrono alla corrente di piena un volume complessivo di invaso pari a circa 2.000 m³. La parte che non trova spazio in tale volume scende lungo la strada sterrata, come anzidetto, per ricongiungersi al flusso proveniente dal ponte, dando con ciò vita ad una corrente destinata a scendere lungo via Fornaci, in direzione della parte più depressa dell'abitato, per poi di qui rientrare in alveo, con un flusso di velocità compresa fra 0,20

m/s ed 1,40 m/s, e con tiranti al suolo compresi fra 10 cm ed 80 cm.

Al di fuori dalle linee di flusso la velocità dell'acqua è praticamente nulla.

7.1.3 Esondazioni fra Fornaci e Bolladello, presso il confine comunale

A monte della località Fornaci, l'alveo del torrente Tenore percorre un lungo tratto boschivo, praticamente privo di installazioni antropiche, ove anche le opere di difesa e regimazione si fanno più sporadiche. Salvo un breve tratto di sconfinamento nel territorio del comune di Fagnano Olona, a valle del guado di via Corridoni, l'alveo segna per circa 1,50 km il confine del territorio comunale.

All'interno di questo tratto, entro la sponda destra, rivolta verso il territorio del comune di Cairate, si rileva la presenza di due episodi di insufficienza, fra le sezioni nn. 20 e 21, e poco più a monte, (tratto dello sviluppo di circa 25 m, fra le sezioni nn. 24 e 25). Nel primo caso si calcola una portata massima di esondazione di circa 350 l/s, con volume totale di 1.900 m³; nel secondo caso, si stima una perdita complessiva di circa 500 l/s, con un volume di 2.750 m³. In ambo i casi, la corrente di divagazione è destinata ad arrestarsi ai piedi del terrapieno che circonda le vicine vasche e del rilevato della strada per cui vi si accede: a ridosso del piede del terrapieno si crea un'area depressa di ristagno, destinata a saturarsi con il progredire dell'esondazione, allorquando l'acqua che ha abbandonato l'alveo poco prima rifluisce in alveo verso Sud.

Poco più a monte (sezione n. 29), il livello calcolato del pelo libero giunge a sormontare per pochi centimetri la quota di sponda. Ne origina la formazione di una vasta lama d'acqua, di ridotto spessore (10÷20 cm), in debole movimento verso Sud, con riflusso in alveo entro un arco di 100 m circa. La lama d'acqua può giungere a lambire la recinzione esterna dell'insediamento industriale oggi occupato dalla ditta MASA S.p.A.

7.1.4 Esondazioni in sponda sinistra, fra Bolladello e Peveranza

Le criticità idrauliche nel tratto di alveo compreso fra gli abitati di Bolladello e Peveranza sono localizzate fra le sezioni nn. 48 e 49, poco a monte della porzione di alveo che per un breve periodo costeggia il tracciato di via Bozza al ponte, ed alla sezione n. 57, poco a valle dell'ansa con la quale l'alveo, passato il sottopasso di via Milano, devia bruscamente verso Sud.

In sponda sinistra, lo spagliamento oltre i limiti dell'alveo ha origine da un tratto di sponda lungo circa 55 m, con altezze di sfioro che raggiungono il valore massimo di una decina di centimetri circa (alla sezione n. 48, a monte dell'attraversamento del metanodotto). Per la corrente destinata di lì a divagare nelle campagne circostanti si stima una portata di circa 250 l/s, per un volume complessivo di circa 2.050 m³.

Il flusso così originato si unisce ad un secondo flusso, avente origine più a monte, alla sezione n. 57, che appare caratterizzato da una corrente di portata trascurabile, e che scorre confinato entro il bassopiano compreso fra il rilevato stradale di via Milano ed il rilevato arginale.

La somma dei due flussi prosegue quindi verso Sud, valicando il rilevato stradale della S.P. ad Est del ponte, per poi divagare ancora più a Sud, rientrando quindi in alveo solo dopo aver raggiunto il territorio del comune di Fagnano Olona. La corrente che allaga le campagne si distribuisce su un fronte molto ampio, ed è caratterizzata da tiranti modesti e da velocità di scorrimento contenute, con la sola eccezione del transito sulla sede stradale della S.P. 12, in corrispondenza della quale si stimano velocità di scorrimento prossime a 0,40 m/s.

7.1.5 Esondazioni in sponda destra, fra Bolladello e Peveranza

Il medesimo tratto, in sponda sinistra, è teatro di due distinti episodi di esondazione.

Il primo episodio interessa le aree a tergo dell'argine comprese fra le sezioni nn. 47 e 49, fra l'alveo ed il tracciato di via Verghè, ove in caso di piena si calcola un flusso che arriva fino ad un picco di circa 200 l/s, destinato a rientrare in alveo fra le sezioni nn. 49 e 50, dopo un percorso di circa 200 m condotto con tiranti massimi di circa 40 cm e con velocità relativamente modeste (0,20÷0,40 m/s, con punte di 0,80 m/s alla sezione ove il flusso ha origine).

Il secondo episodio di esondazione presenta caratteri ben più importanti. L'origine del flusso è da ricercare in un lungo tratto di sponda, con inizio circa 30 m a valle della sezione n. 57 e termine circa 10 m a valle della sezione n. 58, per un fronte complessivo di circa 85 m, da cui si sversa nel territorio circostante una portata che può arrivare a 2.050 m³/s, distogliendo dall'alveo un volume complessivo di circa 16.850 m³. A partire da questo punto, l'orografia locale devia la corrente di divagazione via via verso Ovest, allontanandola progressivamente dall'alveo. Il flusso investe in successione via San Giovanni Bosco, via Bozza al Ponte e via Carducci, prima di piegare ulteriormente verso Ovest, guidato dalle linee di massima pendenza (nel caso, costantemente dirette verso S-W). Il passaggio oltre la sede stradale della S.P. 12 appare episodico, e caratterizzato da portate e da volumi irrilevanti, incapaci di dare corso ad ulteriori flussi a Sud del tracciato stradale. I flussi di esondazione rimangono così confinati a Nord di questa, diretti in particolare a colmare le depressioni situate alla base del pendio (via De Amicis, via Costa, via Cuneo), con altezze mediamente comprese fra 20 e 50 cm (con punte maggiori circoscritte agli scivoli per accesso agli ambienti interrati e seminterrati degli edifici ed ai piazzali esistenti ribassati rispetto al piano campagna) e con velocità che per una striscia di terreno avente ampiezza di 80÷100 m può assumere anche valori sensibili (fino a 0,60 m/s, ben raramente oltre tale limite). Al di fuori di questa striscia, si stimano altezze di allagamento modeste e velocità di deflusso irrilevanti.

7.1.6 Esondazioni a Nord di Peveranza

Il tratto boschivo a Nord di Peveranza è sede di allagamenti in sponda destra, ove si calcolano tiranti fino a circa 60 cm e velocità di transito della corrente di divagazione prossime a zero. Gli allagamenti rimangono confinati nella depressione fluviale, ed i volumi di allagamento tendono a rientrare per intero in alveo, al termine dell'evento alluvionale.

7.2 Correnti di esondazione ricorrenti in media ogni 50 anni (analisi sommaria)

I calcoli condotti con riferimento allo scenario corrispondente all'evento di piena ricorrente con cadenza cinquantennale, riassunti in tabella n. 8, individuano due soli episodi di insufficienza dell'alveo, nell'area boschiva a Nord dell'abitato di Peveranza, e fra Peveranza e Bolladello, in corrispondenza della medesima ansa ove hanno origine i maggiori allagamenti già descritti in precedenza (§ 7.1.5).

Nel primo caso, ad essere interessati dai potenziali allagamenti sono i terreni di fondovalle che si sviluppano oltre la sponda destra dell'alveo.

Nel secondo caso, il flusso, stimato in circa 1.000 l/s, per un volume stimato in circa 6.500 m³, segue il percorso già descritto in precedenza, arrestandosi in corrispondenza dell'attraversamento di via Bozza al Ponte.

Altrove, per questo scenario di piena si può parlare di passaggio della corrente di piena in condizioni limite, ma non di vera e propria insufficienza dell'alveo. È il caso del tratto compreso fra le sezioni nn. 48 e 49, ove la corrente di piena può localmente raggiungere le quote di sponda, dando luogo a deboli flussi di entità non apprezzabile e che non appaiono destinati ad interessare aree esterne alla regione perifluviale.

7.3 Correnti di esondazione ricorrenti in media ogni 200 anni (analisi sommaria)

Come è logico attendersi, lo scenario calcolato con riferimento al tempo di ritorno di 200 anni ripropone, aggravandole, le medesime criticità già evidenziate nel corso dell'analisi condotta con riferimento all'evento caratterizzato da tempo di ritorno di 100 anni, facendo altresì emergere nuovi episodi di insufficienza dell'alveo.

In località Fornaci, lo scenario calcolato ricalca quanto già evidenziato con riferimento all'evento ricorrente con cadenza secolare (§ 7.1.2).

Risalendo verso Nord, rispetto a quanto in precedenza menzionato l'elenco delle criticità si arricchisce di due nuovi episodi di esondazione, localizzati presso le sezioni nn. 29 e 34, in sponda destra, donde scaturiscono flussi di una certa entità, potenzialmente in grado di divagare verso Ovest sino al tracciato della strada campestre posta sulla prosecuzione di via Palermo.

Ancora una volta, le condizioni di maggiore criticità debbono comunque essere ricercate fra Peveranza e Bolladello, fra le sezioni nn. 47 e 49, e più a monte presso la sezione n. 57.

Da valle verso monte, la prima grave insufficienza emerge in sponda destra, a partire dalla sezione n. 47, ove si stima un flusso di esondazione di circa 450 l/s, destinato a rientrare in alveo poco più a valle, dopo aver lambito l'area edificata di via Verghè.

Sulla sponda opposta, alla sezione n. 48 si stima una fuoruscita dall'alveo di circa 800 l/s, destinati a congiungersi con un flusso di circa 400 l/s proveniente da monte (esondazione presso la sezione n. 57), prima di valicare il rilevato stradale della S.P. 12 e perdersi nuovamente nella sponda, in territorio del comune di Fagnano Olona.

Dalla medesima sezione n. 57, in sponda destra, ha origine il flusso principale, destinato, come nello scenario già visto in corrispondenza dell'evento secolare, ad investire l'abitato di Bolladello, in direzione Sud-Ovest. Per la portata di esondazione si stima un picco di circa 5.300 l/s, distribuito su un fronte di ampiezza mediamente pari ad almeno 100 m. Tendenzialmente, l'allagamento trova limite, verso Sud, in corrispondenza del tracciato della S.P. 12. Il passaggio oltre la sede stradale della S.P. 12 appare episodico, e dà origine ad un debole flusso che prosegue sempre verso Ovest, in direzione parallela al tracciato stradale.

7.4 Sovrapposizione ad allagamenti generati da corpi idrici minori

In corrispondenza dell'abitato di Peveranza, lo studio per la definizione del reticolo idrico minore di competenza comunale condotto dai tecnici dello studio associato Congeo, di Varese (febbraio 2012) individuava due ambiti di potenziale pericolosità idraulica, in corrispondenza degli imbocchi delle tombinature del rio Cascina Licordo (sottopasso dell'insediamento industriale oggi occupato da La Tecnoplastica S.r.l.) e del rio del Vigan.

La caratterizzazione numerica dei potenziali allagamenti generati in tali ambiti esula dai limiti del presente elaborato.

Le informazioni disponibili consentono comunque lo svolgimento di una analisi preliminare, nei termini che seguono.

Al rio Cascina Licordo è associato un bacino di modeste dimensioni, in area a copertura boschiva. Al più, la strozzatura dell'alveo del corrispondente al sottopasso dell'area industriale sembra dare potenzialmente luogo alla formazione di una semplice area di accumulo, a Nord del sedime aziendale.

Il caso del tratto intubato del corso del rio del Vigan appare sensibilmente differente, sia per le

dimensioni del bacino di pertinenza, sia per gli scenari che si aprono a seguito di una insufficienza ovvero di una parziale ostruzione della sezione di ingresso della tombinatura. In origine, l'alveo del rivo doveva occupare la depressione lungo la quale sorgono oggi i tracciati stradali delle vie Prealpi, Cattaneo e padre Mansueto, sino allo sbocco nell'alveo del Tenore all'inizio di via Milano. Oggigiorno, le quote di portata che per qualsivoglia motivo non trovano recapito nella tombinatura tendono a seguire il medesimo percorso, divagando nelle aree depresse comprese fra via Cattaneo e via Saporiti, prima di trovare nuovamente sfogo a valle della tombinatura. Per gli eventi più intensi, caratterizzati da minore frequenza di accadimento, è peraltro possibile che una frazione della portata di scorrimento superficiale segua il tracciato stradale di via Milano, giungendo ad interessare le aree abitate in fregio alla sede stradale, a valle del ponte sul Tenore, ed in direzione di vicolo Laveno.

7.5 Confronti con lo scenario di piena occorso nel giugno 1992

Lo scenario di piena occorso nell'evento del 2 giugno 1992 venne sommariamente rappresentato nel grafico di tavola n. 11, ove trova rappresentazione cartografica l'insieme dei siti per i quali vennero avanzate denunce per danni da allagamento. Ove possibile, vennero anche riportate le principali direttrici dei flussi che diedero origine a tali danni.

Lo scenario ivi rappresentato presenta diverse analogie e qualche differenza rispetto agli scenari prodotti dal calcolo condotto con riferimento all'evento di piena di riferimento, come rappresentati nelle precedenti tavola nn. 9 e 10.

Fra le differenze, emerge in primo luogo la elevata densità di denunzie di danni a Peveranza, in aree che invece il calcolo indicava come escluse dalle fasce di potenziale esondazione. Si tratta, in realtà, di danni che nell'occasione della piena del 1992 furono provocati non tanto dalla divagazione di acque provenienti dall'alveo del torrente Tenore, quanto dalla occlusione della tombinatura ove si raccolgono i fossi provenienti dalle aree boschive a Nord dell'abitato (rio Cascina Licordo, rio della Val, rio del Vigan), circostanza questa che diede luogo ad una corrente che attraversò le principali vie del centro abitato (via Prealpi, via Cattaneo, via Saporiti, via Milano), valicando il corso del torrente Tenore e disperdendosi quindi nelle campagne in fregio a via Milano, secondo quanto indicato nel paragrafo che precede. Trattandosi di allagamenti non originati dalle portate di divagazione originate lungo il corso del torrente Tenore, si tratta di episodi che non possono che sfuggire all'analisi numerica.

Altre differenze fra scenari di calcolo e scenario storico emergono più a Sud, passato il tracciato della S.P. 12. Gli allagamenti toccarono edifici in via Varese, in via Lecco, in via Palermo, invia Vicenza ed in via Venezia, in aree che oggi il calcolo sembra escludere dal rischio di allagamento. Occorre rammentare, al riguardo, che all'epoca l'alveo del torrente era interessato, ove è oggi situato il ponte della S.P. 12, da due attraversamenti in rapida sequenza, uno asservito ad una strada campestre, e l'altro all'originario tracciato della strada provinciale. In ambo i casi, si trattava di manufatti piuttosto angusti. Il sottopasso della strada provinciale, in particolare, presentava una luce di ampiezza pari a 5,30 m, con un'altezza media di 2,20 m. La strozzatura che ne derivava dava luogo ad un importante incremento di livello verso monte, da cui traeva origine un flusso destinato a valicare il tracciato stradale (che all'epoca era a raso sul piano campagna) ed a proseguire quindi la sua corsa verso Sud-Ovest, secondo le linee di massima pendenza, in direzione degli insediamenti che gravitano attorno a via Vicenza ed a via Siracusa. Si ha ragione di ritenere che oggi tale scenario sia da considerare non ripetibile, se non all'occorrenza di episodi di piena di intensità maggiore di quello ora in esame: il ponte della strada campestre è oggi demolito, il ponte della provinciale fu abbattuto e ricostruito con una luce di circa 10,30 m di larghezza e 2,80 m di altezza (sezione n. 35, tavola n. 8b), l'argine a monte dell'attraversamento venne adeguato e la sede

stradale venne innalzata, venendo con ciò a costituire un limite alla eventuale ulteriore divagazione verso Sud delle portate esondate a monte del sottopasso.

L'ultima differenza degna di rilievo fra scenari prodotti dal calcolo e scenario ricostruito dalla piena del giugno 1992 riguarda la frazione Fornaci, ove all'epoca non vennero rilevati che pochi e marginali danni. È da ritenere che ciò sia dovuto al fatto che le esondazioni a monte, in particolare fra Peveranza e Bolladello, ove la portata che abbandona l'alveo non ha più modo di rientrarvi a valle, nell'occasione concorsero a ridurre in modo considerevole il volume dell'onda di piena addotta a valle, che giunse così alla frazione e nel territorio di Fagnano Olona notevolmente attenuata.

Per il resto, lo scenario di rischio prodotto dal calcolo si sovrappone abbastanza fedelmente allo scenario di piena del giugno1992, come ricostruito a partire dai documenti consultati. In particolare, dal confronto con gli scenari di piena del 1992 trova conferma il percorso di divagazione dalla corrente che abbandona l'alveo a Sud di Peveranza, investendo l'abitato di Bolladello e piegando quindi verso Ovest, in direzione delle parti più depresse dell'abitato, alla base del pendio.

8 Conclusioni

I paragrafi che precedono illustrano i calcoli condotti ai fini della determinazione di dettaglio delle condizioni di rischio idraulico sussistenti lungo l'asta del torrente Tenore, in comune di Cairate, secondo scenari di piena rispettivamente caratterizzati da tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni.

L'insieme delle valutazioni così condotte confluì nella planimetria di tavola n. 12, redata utilizzando la medesima legenda che caratterizza la rappresentazione cartografia della pericolosità idraulica nel P.G.R.A., e che venne compilata come segue.

In ambito di reticolo principale (RP), le condizioni di pericolosità "P3/H" e "P2/M" (scenari di piena "*frequente*" e "*poco frequente*") vennero cartografate sulla base delle risultanze dei calcoli idraulici descritti nei paragrafi che precedono. I limiti delle aree soggette a condizioni di pericolosità "P1/L" (scenario di piena "*raro*") vennero invece definiti tenendo conto dei risultati dei calcoli, ed estendendo successivamente i confini risultanti a ricomprendere tutte le aree nelle quali la ricerca d'archivio accertò l'esistenza di danni da allagamento nel corso della piena del giugno 1992.

Le evidenze riportate in § 7.4 e relative agli allagamenti prodotti da corpi idrici afferenti agli elenchi del reticolo minore di competenza comunale trovarono quindi spazio nelle parti della tavola dedicate agli scenari di pericolosità riferiti all'ambito di reticolo secondario collinare e montano (RSCM). In particolare, in corrispondenza dell'abitato di Peveranza venne individuata un'area potenzialmente interessata da allagamenti secondo uno scenario "*poco frequente*", ed un'area interessata da allagamenti secondo uno scenario "*raro*".

Si rileva che, a meno di differenze legate alla mutata morfologia dei luoghi ovvero ad altri fattori, come illustrato in § 7.7, gli scenari di rischio prodotti dal calcolo e riportati nell'allegato cartografico riproducono con sufficiente fedeltà le modalità con le quali si verificarono gli allagamenti in ambito urbano conseguenti alla piena del giugno 1992 (evento cui, come sopra indicato, può essere associato un tempo di ritorno di circa 200 anni).

Anche in forza dei risultati di tale confronto, si ritiene che le delimitazioni contenute nell'allegato grafico indicato possano corrispondere ai reali scenari di pericolosità oggi sussistenti nel territorio comunale in fregio al corso del torrente Tenore, e come tali possano essere trasmessi alla

competente Autorità idraulica ai fini di una proposta di revisione locale delle vigenti mappe di pericolosità idraulica sviluppate in ambito P.G.R.A.

Venegono Superiore, ottobre 2022

il professionista

dott. ing. Giorgio Amolari

APPENDICE N. 1: CALCOLI IDROLOGICI

1 Introduzione

Nella presente Appendice Idrologica vengono sommariamente illustrate le principali teorie alle quali si è fatto ricorso nella stima delle portate occorrenti lungo le varie sezioni del torrente Tenore con gli assegnati tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni. L'Appendice ha unicamente lo scopo di chiarire il significato dei termini adottati nella Relazione Illustrativa e non ha alcuna pretesa di completezza.

Essa è suddivisa in due parti: nella prima vengono illustrate le elaborazioni statistiche e matematiche compiute sui dati di pioggia, allo scopo di ricavare una stima attendibile dell'evento critico atteso con i tempi di ritorno assegnati; nella seconda si introduce la descrizione del modello matematico utilizzato per trasformare gli afflussi meteorici in deflussi idrologici.

2 Elaborazione dei dati pluviometrici

2.1 Definizione delle caratteristiche pluviometriche locali

Per lo studio del regime delle piogge intense caratteristiche dell'area in esame, dalle quali hanno poi origine le portate fluviali in grado di generare onde di piena potenzialmente in grado di produrre esondazioni dall'alveo, ci si avvale dei dati pubblicati a cura dell'Ufficio Idrografico e Mareografico per il Po negli "Annali Idrologici". In tali pubblicazioni vengono riportati i dati relativi alle massime altezze annue di precipitazione registrati in diversi punti del territorio nazionale, per durate comprese tra 5' e 5 gg., suddivise tra le tabelle V ("Precipitazioni di notevole intensità e breve durata", nelle quali vengono riportate le massime piogge annue occorrenti con durate di 5', 10', 15', 20', 25', 30', 35', 40', 45', 50' e 55'), III ("Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi", con registrazione delle massime precipitazioni di durata 1 h, 3 h, 6 h, 12 h e 24 h) e IV (" Massime precipitazioni dell'anno per periodi di più giorni consecutivi, con registrazione degli eventi di durata 1 g, 2 gg., 3 gg., 4 gg. e 5 gg.).

Di norma, i dati registrati necessitano di qualche elaborazione preliminare, per l'eliminazione delle incongruenze fra i valori numerici delle registrazioni, e presentano intervalli di notevole ampiezza nei quali le registrazioni sono pressoché inutilizzabili.

Nondimeno, i dati raccolti costituiscono una fonte preziosa per la stima delle massime portate di pioggia attese, con riferimento a diversi tempi di ritorno.

Nella fattispecie, si è fatto ricorso ai dati registrati fino al 1991 presso la stazione di Azzate, fino al 1988 per la stazione di Venegono Inferiore ed il 1974 per quella di Gallarate; tutti i dati sono riportati nelle Tabelle a seguire.

anno di registr.	durate di pioggia										
	5'	10'	15'	20'	25'	30'	35'	40'	45'	50'	55'
1956								24.40			
1957				20.00	47.00						
1958							17.40		23.40	26.00	
1959						28.80	29.80				55.00
1960						24.60					
1961							36.80				
1962					22.00						
1963								40.00	43.00		
1964						18.40				29.20	
1965								39.80			
1966		12.00	13.20								
1967			22.20	31.40							
1968		16.00									
1969		10.00									
1970			16.00								
1971			18.00	19.00		26.00					
1972			12.00	28.00		38.00					
1973		14.00		30.00		44.00					
1974				16.20		16.20					
1975				36.80							
1976				31.00		42.20					
1977						35.20					
1978						22.00					
1979	10.60		18.00								
1980		9.20	15.40								
1981				41.80							
1982			25.60								
1983			25.20								
1984											
1985			11.60								
1986		28.40		41.80							
1987			10.80			15.60			17.00		
1988			10.80			15.00			19.20		

Tabella I-1: *registrazioni delle piogge di durata inferiore all'ora, presso la stazione pluviografica di Venegono Inferiore*

anno di registr.	durate di pioggia									
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h	1 d	2 d	3 d	4 d	5 d
1951						146.00	192.00	206.50	243.00	307.00
1952						103.50	195.00	214.00	246.50	248.50
1953						74.70	76.40	99.30	106.30	119.00
1954						82.00	144.50	151.00	151.00	153.50
1955						86.20	128.50	134.80	134.80	134.80
1956	31.00	34.20	47.80	66.00	124.00	108.00	165.80	206.20	251.60	263.60
1957	48.60	55.20	63.00	73.60	100.60	77.20	124.20	170.20	176.40	208.20
1958	28.00	51.60	64.60	69.40	81.00	80.20	120.00	188.60	211.60	224.60
1959	55.40	88.00	123.80	130.40	152.00	149.00	152.00	152.00	182.00	185.00
1960	36.00	52.00	58.40	111.00	119.00	79.00	125.60	139.40	139.40	148.80
1961	37.00	37.00	67.20	80.60	88.00	81.20	126.20	132.60	155.60	180.20
1962	26.80	24.20	30.40	47.20	83.20	63.60	101.40	112.00	120.00	130.20
1963	43.40	44.60	53.40	61.00	61.00					
1964	30.40	44.80	47.40	53.80	56.00	55.00	61.80	72.80	87.60	96.20
1965	40.40	55.00	56.20	68.40	68.40	68.40	79.40	113.40	116.80	133.80
1966	29.00	45.80	47.60	59.60	101.40	90.20	123.40	139.80	153.20	168.80
1967	52.00	60.00	60.60	71.40	79.00	71.00	90.20	111.00	112.40	125.40
1968	28.00	40.00	58.00	59.80	73.60					
1969	33.00	46.20	47.40	50.60	76.40	52.00	86.60	86.60	87.60	99.40
1970	48.00	63.60	75.80	79.40	79.60	79.40	100.60	102.40	120.20	127.20
1971						51.20	88.60	108.60	130.60	150.60
1972	50.80	62.40	62.60	69.40	74.60	70.40	80.80	98.40	104.00	122.20
1973	50.00	88.60	89.60	89.80	90.20	90.20	94.00	95.00	108.40	114.20
1974	16.20	23.40	40.80	54.20	74.60	60.80	95.00	109.40	122.60	135.20
1975	46.80	57.40	58.00	83.60	103.80	83.40	111.00	140.60	170.20	170.20
1976	44.20	44.20	58.00	91.80	128.80	90.60	129.40	143.60	170.40	209.00
1977	48.20	56.00	57.20	78.00	98.00	83.20	118.80	162.40	179.00	183.60
1978	24.00	40.20	66.00	105.00	122.80	122.80	123.00	123.00	148.80	156.40
1979	60.00	67.20	91.60	92.00	97.00	93.00	106.20	136.00	174.60	184.40
1980	19.20	32.40	56.80	74.80	77.60	76.40	104.60	117.20	120.00	120.00
1981	41.80	47.60	83.60	125.40	171.80	129.00	182.40	182.40	182.40	182.40
1982	29.40	58.00	68.80	69.00	89.20	89.20	89.20	110.00	117.40	120.00
1983	28.00	34.40	40.80	49.00	55.00	50.00	68.00	70.20	86.00	86.00
1984						58.00	80.20	101.00	130.00	152.60
1985	22.00	29.10	41.40	45.90	60.90					
1986	29.40	54.00	66.80	76.40	84.00	76.20	94.00	114.60	139.80	147.80
1987	18.60	35.80	38.00	48.60	64.80	51.40	73.60	94.20	96.40	121.80
1988	20.20	29.20	48.60	59.20	77.40	59.00	90.00	101.00	102.20	103.00

Tabella I-2: *registrazioni delle piogge di durata superiore all'ora, presso la stazione pluviografica di Venegono Inferiore*

anno di registr.	durate di pioggia										
	5'	10'	15'	20'	25'	30'	35'	40'	45'	50'	55'
1936			16.80								
1937		13.00									
1938		25.00	25.00								
1939			20.40	26.60							
1940			15.40								
1941											
1942						16.00					
1943											
1944											
1945											
1946											
1947											
1948											
1949											
1950											
1951								20.80			32.00
1952		28.00									
1953			16.20				30.20			37.00	
1954							16.00			20.80	
1955					30.00	39.60					
1956				25.00	25.00						
1957					23.60						
1958			11.60				34.20				
1959				20.00	26.00			28.00			
1960				14.00					26.00		
1961						18.20		21.00			
1962											
1963											
1964											
1965											
1966											
1967											
1968		17.00									
1969			13.00								
1970			15.00			30.00					
1971			17.20								
1972			17.00								
1973		15.00	19.40			16.00					
1974			10.40								

Tabella I-3: *registrazioni delle piogge di durata inferiore all'ora, presso la stazione pluviografica di Gallarate*

anno di registr.	durate di pioggia									
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h	1 d	2 d	3 d	4 d	5 d
1931	17.00		60.00							
1932		34.50								
1933	29.00									
1935										
1936	36.00	45.60	50.00	60.40	76.80					
1937	23.20	35.00	48.00	59.80	95.40					
1938	45.00	75.00	114.00	134.00	140.00					
1939	33.60	52.00	70.00	98.00	118.00					
1940	35.60	42.20	43.20	57.00	65.80					
1941	36.40	71.60	75.00	75.60	80.40					
1942	30.00	32.00	39.00	45.00	49.00					
1943						38.80	70.20	81.60	90.40	99.20
1944										
1945						69.40	84.80	107.20	122.60	141.40
1946										
1947										
1948										
1949										
1950										
1951	34.00	49.00	67.00	108.00	182.00	159.00	248.60	250.80	251.80	282.80
1952	38.20	38.40	41.20	65.60	94.40	92.60	148.00	167.60	183.20	183.60
1953	38.00	41.60	41.80	66.00	96.20	75.00	102.80	121.80	144.80	158.40
1954	21.60	31.60	34.00	49.20	79.00	56.40	108.00	140.60	144.00	145.00
1955	41.60	43.20	43.20	75.40	100.80	69.00	108.40	112.00	112.80	112.80
1956	29.00	36.20	43.40	62.60	75.00		154.00	195.00	231.80	247.40
1957	29.40	38.60	52.60	67.40	95.40	72.60	115.20	141.00	145.80	193.60
1958	39.20	51.40	53.40	69.20	80.00	75.60	91.60	136.20	155.20	166.20
1959	85.00	126.60	149.40	166.00	183.00	164.80	183.60	192.00	192.00	193.60
1960	29.20	42.60	62.80	67.00	82.40	67.00	96.40	102.40	111.00	134.40
1961	23.00	26.80	45.40	65.20	105.00	69.40	108.40	145.00	174.00	175.40
1962										
1963										
1964										
1965										
1966										
1967										
1968	46.00	57.80	78.80	80.00	83.80	79.80	136.20	150.20	171.80	178.60
1969	34.00	51.60	58.80	62.00	69.20	68.00	83.20	87.20	99.40	100.00
1970	33.80	46.00	59.00	67.20	68.00					
1971	39.60	74.80	76.20	76.20	76.20	58.80	72.40	99.40	134.40	134.40
1972	46.00	54.20	54.60	64.00	68.80	68.80	80.40	92.00	97.00	117.20
1973	34.00	60.00	62.00	72.60	98.00	65.60	98.00	104.00	123.00	131.00
1974	27.00	27.00	39.00	59.40	90.40	68.00	106.00	116.60	128.00	144.00

Tabella I-4: *registrazioni delle piogge di durata superiore all'ora, presso la stazione pluviografica di Gallarate*

anno di registr.	durate di pioggia										
	5'	10'	15'	20'	25'	30'	35'	40'	45'	50'	55'
1980						20.60					
1981											
1982											
1983		14.00		16.00		34.00					
1984			20.00	31.60			40.00				
1985		13.90									
1986		16.00									
1987			18.60			23.40			31.80		
1988			14.60			17.80			23.40		
1989			13.60			20.00			28.80		
1990			20.80			33.40			37.40		
1991			10.40			13.60			16.40		

Tabella I-5: *registrazioni delle piogge di durata inferiore all'ora, presso la stazione pluviografica di Azzate*

anno di registr.	durate di pioggia									
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h	1 d	2 d	3 d	4 d	5 d
1925						165.50	165.50	165.50	188.50	208.00
1926						107.00	161.00	195.30	216.00	299.00
1927						29.80	54.70	65.30	67.50	76.00
1928						87.00	125.00	142.00	151.00	151.00
1929						28.50	50.50	65.70	65.70	65.70
1930						55.00	87.60	93.20	133.40	152.00
1931						260.00	260.00	260.00	260.00	272.80
1932						33.60	55.10	74.70	100.00	123.00
1954						100.00	126.00	151.00	164.00	169.00
1955						90.00	154.00	179.00	179.00	179.00
1956										
1957						80.00	160.00	195.00	212.00	216.00
1958										
1959						100.00	164.00	164.00	164.00	164.00
1960						104.00	141.00	141.00	149.00	155.50
1961						60.00	103.00	141.00	166.00	172.50
1980	36.00	57.20	88.40	103.40	115.00					
1981						20.00	205.00	226.80	321.20	326.40
1982	50.00	58.40	59.20	75.20	91.80	79.00	113.80	120.20	124.60	125.40
1983	35.60	56.40	60.00	82.40	83.00	70.00	84.80	92.40	106.20	123.20
1984	45.60	56.00	77.00	85.00	92.60	67.20	97.40	120.00	130.60	155.80
1985	21.90	31.90	45.00	55.50	76.40	56.20	94.10	134.10	155.40	167.30
1986						70.00	95.00	133.00	165.80	176.80

Tabella I-6: *registrazioni delle piogge di durata superiore all'ora, presso la stazione pluviografica di Azzate*

anno di registr.	durate di pioggia									
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h	1 d	2 d	3 d	4 d	5 d
1987	36.40	63.20	72.20	82.20	110.20	88.20	121.80	145.00	147.80	175.80
1988	33.60	73.80	97.00	121.40	147.60	92.60	156.60	160.20	164.80	164.80
1989	35.20	45.00	52.40	91.20	125.00	124.00	154.60	166.60	168.80	217.20
1990	50.80	79.00	94.00	97.20	110.40	106.80	155.60	220.80	230.40	230.80
1991	19.00	32.00	44.00	56.80	70.80	57.80	78.20	112.60	130.00	137.40

Tabella I-6 (segue): *registrazioni delle piogge di durata superiore all'ora, presso la stazione pluviografica di Azzate*

2.2 Definizione delle caratteristiche pluviometriche locali

Lo scopo principale delle analisi sui dati pluviometrici raccolti in ciascuna stazione consiste nella definizione del regime pluviometrico caratteristico dell'area che può ragionevolmente essere descritta dai dati raccolti presso le stazione pluviografiche.

Normalmente, il regime pluviometrico è descritto da curve che legano tra loro la durata di pioggia con l'altezza di precipitazione (Curve di Possibilità Climatica), espresse da una funzione del tipo:

$$h = h_d(T)$$

nelle quali h (in [mm]) indica l'altezza di precipitazione, d (in [h]) la durata di pioggia e T (in [anni]) il tempo di ritorno stimato.

Nell'ipotesi che per tutte le diverse durate di precipitazione la variabile casuale costituita dalla corrispondente altezza di precipitazione sia distribuita secondo un'unica legge di distribuzione, la relazione sopra indicata può venire espressa come prodotto di due distinte grandezze, una delle quali, corrispondente alla media delle altezze di pioggia disponibili per ciascuna durata ($\mu[h_d]$), dipende ovviamente dalla distanza, e l'altra, $H(T)$, calcolata come rapporto tra l'altezza di pioggia campionaria e la media delle altezze di pioggia corrispondenti alla medesima durata:

$$H = \frac{h_d}{\mu[h_d]}$$

risulta, per quanto detto sopra, indipendente dalla durata, e legata soltanto alla dispersione del valore campionario di altezza attorno al valore medio della stessa, $\mu[h_d]$. La grandezza H, indicata con il nome di altezza di pioggia adimensionalizzata, è quindi legata alla funzione di distribuzione probabilistica delle massime altezze annue di pioggia, $P(H)$, che indica la probabilità che il valore estratto casualmente dalla popolazione del campione sia inferiore ad H. Per il tramite della relazione che lega la probabilità di non superamento con il tempo di ritorno T:

$$T = \frac{1}{1-P}$$

l'altezza adimensionalizzata *H* è quindi legata al suo tempo di ritorno, *T*, fissato per la stima della curva di possibilità climatica.

La verosimiglianza dell'ipotesi che legge di distribuzione delle altezze di precipitazione sia unica per tutte le diverse durate di precipitazione, viene verificata controllando che il coefficiente di variazione dell'altezza di pioggia *CV* (dato dal rapporto tra lo scarto quadratico medio $\delta[h_d]$ e la media delle altezze registrate $\mu[h_d]$) abbia valore pressoché costante per tutte le durate considerate, ossia che il coefficiente di variazione della variabile casuale per ciascuna durata di pioggia sia ragionevolmente basso (inferiore alla soglia comunemente accettata, nelle analisi statistiche, di 0,4). Il test é stato eseguito dal gruppo di idrologi dell'Università di Pavia incaricati di redigere la sezione relativa al "rischio idraulico e rischio dighe" del Piano Provinciale di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile, per tutte le stazioni di registrazione presenti all'interno del territorio provinciale di Varese, e l'ipotesi viene qua assunta direttamente per valida.

2.2.1 Definizione della dipendenza dell'altezza media di pioggia dalla durata

La relazione esistente tra la media delle massime altezze annue di pioggia e la corrispondente durata viene espressa da una relazione del tipo che segue:

$$\mu[h_d] = \frac{a \cdot d}{(d+c)^b}$$

La relazione viene mutuata dalla scuola anglosassone, e corrisponde alla tradizionale formula monomia da tempo utilizzata in Italia qualora si attribuisca un valore nullo al parametro *c*.

La stima dei parametri *a*, *b* e *c* avviene mediante applicazione del metodo dei minimi quadrati, pesati sul numero di osservazioni disponibili per ciascuna durata, e vale indistintamente per la descrizione delle piogge di qualsiasi durata, qualora si abbia l'accortezza di sostituire, alle altezze di pioggia registrate per durate superiori alle 24 h, il medesimo valore corretto da un fattore di correzione F legato all'unità temporale di misura, Δd, ed alla durata dell'evento, *d*, pari a:

$$F = 1 + 0{,}13 \cdot \frac{\Delta d}{d}$$

La necessità di tale correzione appare evidente qualora si consideri il fatto che le piogge di durata superiore alle 24 ore non vengono registrate a partire dall'effettivo inizio di precipitazione, ma dall'istante convenzionale di inizio della giornata idrologica, ed è estremamente improbabile che la durata dell'evento critico, su base annua, coincida perfettamente con la durata della giornata di registrazione. Più probabilmente, accadrà che le 24 ore di massima precipitazione annua si trovino a cavallo fra due giornate di registrazione, con sensibile diminuzione dell'altezza di pioggia registrata. Come è intuibile, la distorsione tende a diminuire man mano che cresce la durata di pioggia (*d*) rispetto alla durata della giornata convenzionale di registrazione (Δd, pari a 24 h).

2.2.2 Determinazione della distribuzione probabilistica delle altezze adimensionalizzate, H

Il legame tra *H* e *T* (tempo di ritorno) viene determinato ipotizzando che la variabile casuale *H* sia distribuita secondo la "distribuzione generalizzata del massimo valore, GEV" (dall'acronimo inglese *Generalized Extreme Value*), la cui distribuzione di probabilità è definita dalla legge:

$$P(H) = \exp\left\{ -\left[1 + \alpha \frac{(H-u)}{k} \right]^{-k} \right\}$$

La stima dei parametri α, u e k della distribuzione viene operata con impiego di grandezze statistiche denominate *L-moments* (λ_n), stimate a partire dal campione di osservazione come combinazioni lineari dei cosiddetti "momenti pesati in probabilità", β_r. I pedici n (per gli *L-moments*) ed r (per i momenti pesati in probabilità) indicano l'ordine del momento ed assumono sempre valori interi maggiori o uguali all'unità.

Il calcolo dei valori campionari dei momenti pesati in probabilità è eseguito con impiego della seguente relazione:

$$\beta_r = \frac{\sum_{i=1}^{N} x_i \left(\frac{i - 0.35}{N} \right)^r}{N}$$

con il campione disposto in ordine crescente. Ricordiamo, per maggiore chiarezza, che il campione di osservazioni è costituito, in questo caso, da tutti i valori disponibili delle altezze di pioggia registrate alla stazione in esame, ciascuno diviso per la media delle registrazioni relative alla propria durata.

Noti che siano i valori dei momenti pesati in probabilità, gli *L-moments* vengono determinati sulla base di semplici combinazioni lineari di questi, come segue:

$$\lambda_1 = \beta_0$$

$$\lambda_2 = 2\,\beta_1 - \beta_0$$

$$\lambda_3 = 6\,\beta_2 - 6\,\beta_1 + \beta_0$$

$$\lambda_4 = 20\,\beta_3 - 30\,\beta_2 + 12\,\beta_1 - \beta_0$$

$$\ldots$$

A questo punto è possibile procedere alla stima dei parametri della distribuzione GEV, con impiego delle formule di seguito riportate:

$$\xi = \lambda_1 + \alpha \frac{\Gamma(1+k) - 1}{k}$$

$$\alpha = \frac{k\lambda_2}{\Gamma(1+k)\left(1 - 2^{-k}\right)}$$

$$k = 7.8590\zeta + 2.9554\zeta^2$$

nelle quali, per comodità di calcolo, è stata introdotta una nuova grandezza, ζ, definita come:

$$\zeta = \frac{2\lambda_2}{\lambda_3 + 3\lambda_2} - \frac{\ln 2}{\ln 3}$$

e si è fatto più volte uso della cosiddetta "*funzione Γ*", definita come:

$$\Gamma(x) = \int_0^\infty x^{n-1} e^{-x} dx$$

2.3 Definizione delle caratteristiche pluviometriche a scala di bacino

Passando da una scala puntuale, in grado di definire le caratteristiche pluviometriche della sola area limitrofa alla stazione di misura, ad una scala geografica che comprenda un intero bacino idrografico, diviene necessario combinare i dati rilevati in più stazioni di registrazione, così come viene illustrato nel seguito.

2.3.1 Definizione dei dati idrologici da utilizzare per la stima della pioggia di progetto

Il territorio è coperto da una più o meno fitta rete di stazioni per la misura delle precipitazioni, provviste di diversi strumenti di misura (pluviografi, per la registrazione delle altezze di pioggia di durata inferiore alle 24 h, e pluviometri, con capacità di campionamento non inferiore alle 24 h), ciascuno dei quali fornisce serie di dati annuali di diversa durata, a seconda della data di installazione della stazione e degli intervalli temporali in cui la stazione, per svariati motivi, ha interrotto le registrazioni.

Nota che sia la distribuzione spaziale delle stazioni di misura, si debbono scegliere quelle più opportune per la descrizione del regime di piogge nel bacino in esame. Il primo criterio per la scelta è ovviamente di tipo geografico: si scelgono le stazioni più vicine all'area in esame e più rappresentative dal punto di vista orografico (si tenderà per esempio ad escludere una stazione che, sebbene sia situata sulla carta a distanza relativamente breve, si trovi al di là di una linea spartiacque di grande rilievo morfologico). Tuttavia, oltre che la vicinanza geografica, debbono essere tenuti in conto altri fattori che siano in grado di influenzare, in modo rilevante, i risultati dei calcoli. Ad esempio, si deve considerare la tipologia della strumentazione esistente in ciascuna stazione, privilegiando, di norma, le stazioni dotate di pluviografo, in modo particolare per bacini di piccole dimensioni nei quali la pioggia critica ha generalmente durata inferiore alle 24 h. Oltre a quanto detto sopra si deve tenere presente che una discriminante importante nel giudicare l'affidabilità dei dati registrati in una stazione è costituita dalla lunghezza della serie dei dati raccolta.

Una volta definite le stazioni pluviografiche (o pluviometriche) di riferimento, si traccia per ciascuna di esse l'area di influenza col metodo dei poligoni di Thiessen (topoieti). Il contorno dei diversi poligoni è dato dall'inviluppo degli assi dei segmenti tracciati tra la località ove è ubicata la stazione e le località relative a tutte le stazioni vicine. Ciò fatto, si individuano le porzioni di area di riferimento che ricoprono, almeno parzialmente, il bacino idrografico in esame, e si assegna a ciascuna stazione interessata un peso corrispondente al rapporto tra l'area della porzione di bacino ad essa riferibile e l'area complessiva del bacino. I pesi così determinati serviranno a determinare una curva media che definisca la relazione tra altezze e durate di pioggia a scala di bacino.

In questo caso si è fatto ricorso ai dati registrati presso le stazioni di Venegono Inferiore, Gallarate e Azzate. Si rileva che tali dati non ricoprono gli ultimi 15 anni circa di precipitazioni, e ciò costituisce un indubbio limite alla affidabilità complessiva del modello concettuale elaborato nel corso del presente studio, dal momento che in tale periodo l'area in esame è stata teatro di diversi eventi alluvionali degni di rilievo.

I dati vengono assunti attribuendo a ciascuna stazione un peso differente, peso che viene stabilito calcolando la percentuale del poligono di Thiessen occupata dal bacino, cioè in base alla relazione:

$$\frac{A\ bacino\ all'interno\ del\ poligono}{A\ tot\ bacino}$$

L'intero procedimento è sommariamente illustrato in Figura 1, ove si riporta uno stralcio planimetrico dell'area del medio Varesotto, sul quale si sono evidenziate le ubicazioni delle diverse stazioni di rilevamento delle precipitazioni, assieme ai limiti delle rispettive "zone di competenza".

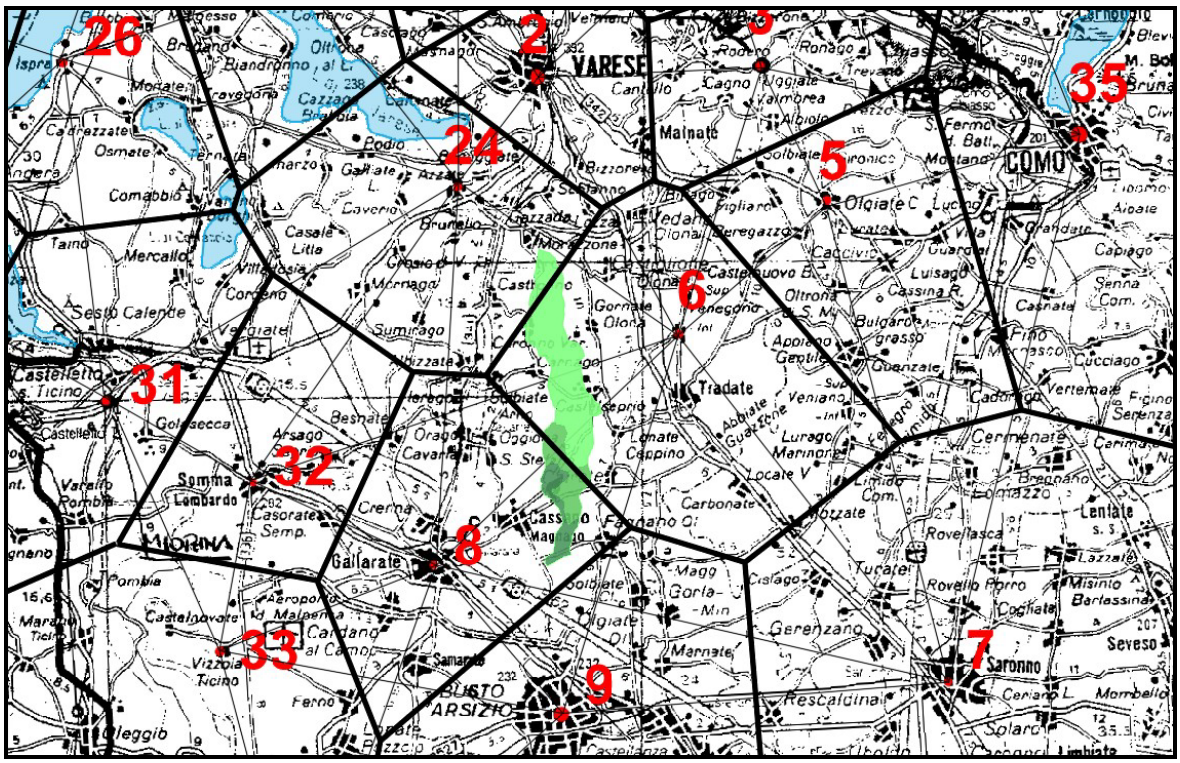

Figura I-1: *rappresentazione dei limiti delle aree di influenza di ciascuna stazione di misura (poligoni di Thiessen); in verde, con diversa gradazione a seconda del sottobacino, è rappresentata l'area del bacino del torrente Tenore, mentre i numeri si riferiscono alle diverse stazioni pluviometriche/pluviografiche esistenti, riportate nella Tabella a seguire*

n. progr.	stazione	quota [m s.l.m.]		n. progr.	stazione	quota [m s.l.m.]
1	S. Maria del Monte	881		8	Gallarate	238
2	Varese	382		9	Busto Arsizio	224
3	Casanova Lanza	412		10	Brissago	210
4	Viggiù	483		11	Falmenta	662
5	Olgiate	407		12	Cannobbio	220
6	Venegono Inferiore	341		13	Lago Delio	835
7	Saronno	212		14	Cadero	570

Tabella I-7: *elenco delle stazioni pluviografiche esistenti in prossimità dell'area da analizzare (in rosso sono evidenziate le stazioni ove vennero registrati i dati meteorici utilizzati per la stima delle portate)*

n. progr.	stazione	quota [m s.l.m.]		n. progr.	stazione	quota [m s.l.m.]
15	Lugano	276		26	Ispra	220
16	Cuasso al Monte	532		27	Gignese	850
17	Lavena P.te Tresa	285		28	Alpino	778
18	Creva di Luino	233		29	Lesa	210
19	Premeno	810		30	Paruzzaro	334
20	Unchio	283		31	Miorina	250
21	Cuvio	305		32	Somma Lomardo	286
22	Vararo	728		33	Vizzola Ticino	221
23	Verbania Pallanza	241		34	Turbigo	166
24	Azzate	320		35	Como	200
25	Gavirate	284				

Tabella I-7 (segue): *elenco delle stazioni pluviografiche esistenti in prossimità dell'area da analizzare (in rosso sono evidenziate le stazioni ove vennero registrati i dati meteorici utilizzati per la stima delle portate)*

2.3.2 Definizione della dipendenza dell'altezza media di pioggia dalla durata

Il procedimento che porta alla definizione di una relazione tra la media delle massime altezze annue di pioggia e la corrispondente durata ricalca quanto già indicato nel precedente paragrafo relativo allo studio dei dati riferiti ad un'unica stazione, con la differenza che, in luogo della media delle altezze di precipitazione registrate in ciascuna stazione, la curva dovrà interpolare i punti che, in corrispondenza di ciascuna durata, forniscono il valore della media pesata delle medie registrate in ciascuna stazione. La relazione risultante, analoga a quella ricavata per il caso della singola stazione, ha l'aspetto che segue:

$$\mu[h_d] = \frac{a \cdot d}{(d+c)^b}$$

2.3.3 Determinazione della distribuzione probabilistica delle altezze adimensionalizzate, *H*

Anche la stima del legame tra le altezze adimensionalizzate *H* ed il tempo di ritorno *T* segue quanto già illustrato per il caso della singola stazione, con riferimento alla distribuzione probabilistica GEV.

L'elaborazione preliminare, per la determinazione delle altezze adimensionalizzate, consiste nel dividere ciascun valore per la media pesata dei valori disponibili per quella medesima durata.

Successivamente, il campione viene ridotto, conservando per ciascun anno soltanto l'evento massimo registrato tra le diverse stazioni. Dal punto di vista statistico, l'operazione non è rigorosamente accettabile. Dal punto di vista pratico, l'errore introdotto è piccolo ed a favore di sicurezza.

Ciò fatto, si esegue la stima dei parametri della distribuzione, utilizzando i momenti pesati in probabilità, come già descritto a proposito delle analisi sui dati registrati presso una singola stazione di misura. L'applicazione del metodo dei momenti pesati in probabilità dovrebbe essere preceduta dall'esecuzione di un test statistico, per verificare l'omogeneità delle distribuzioni dei

valori registrati in stazioni pluviografiche differenti. In questa sede, l'elaborazione è stata tralasciata, assumendo per validi i test eseguiti sui medesimi dati in sede di redazione del Piano Provinciale di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile.

2.4 Determinazione dello ietogramma di progetto

Nota che sia l'altezza di pioggia attesa che, con un determinato tempo di ritorno (T) e con una determinata durata (d), può interessare un certo bacino, nulla si è ancora stabilito sulla forma che la funzione "intensità di pioggia", $i(t)$, assume nell'arco della durata d considerata.

In proposito, l'assunzione più semplice e più frequentemente adottata consiste nel considerare costante tale intensità. In tal caso, la curva $h(t)$ che rappresenta la pioggia complessivamente caduta a partire dall'istante iniziale assume la forma di una retta. Gli studi condotti presso l'Università di Pavia contestualmente alla redazione del Piano Provinciale di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile, basati sull'analisi dell'andamento temporale del rapporto tra altezza di pioggia caduta sino all'istante t, $h(t)$, ed altezza di pioggia a fine evento, $h(d)$, per una ventina di eventi estremi occorsi nella zona del Varesotto, hanno però dimostrato che l'evento estremo che occorre con maggiore frequenza è caratterizzato da una intensità di pioggia costantemente crescente, con un apice nel terzo quarto di durata dell'evento stesso. Diverse elaborazioni, eseguite dallo scrivente, hanno consentito di appurare che l'adozione di uno ietogramma di questo tipo, oltre ad avere una valenza statistica dimostrata dai test allegati agli elaborati del Piano di Protezione Civile commissionato dalla Provincia di Varese, dà luogo a risultati leggermente più cautelativi di quello ad intensità di pioggia costante. Nel grafico che segue (figura I-2) vengono riportate le curve di pioggia cumulata relative ai due tipi di eventi sopra descritti.

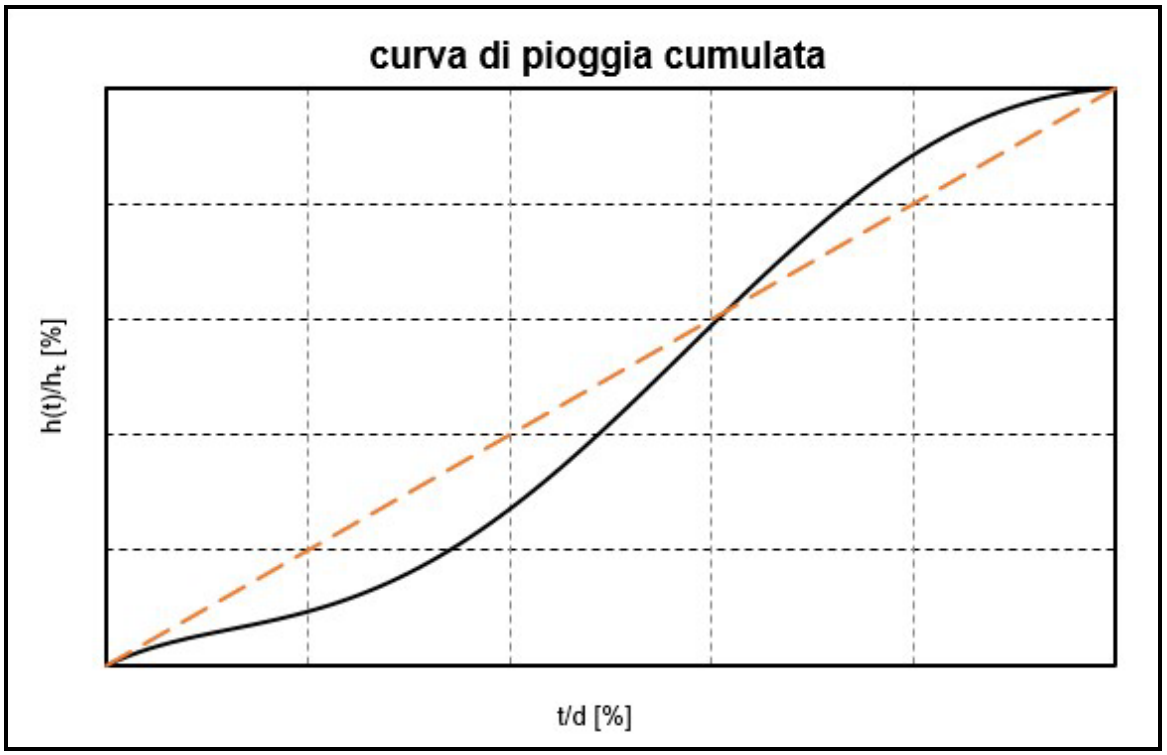

Figura I-2: *ietogramma assunto per il calcolo delle precipitazioni di progetto (linea nera, continua), posto a confronto con lo ietogramma corrispondente ad una pioggia ad intensità costante (linea rossa, tratteggiata)*

2.5 Ragguaglio delle piogge all'area

Sia che siano riferiti ai dati provenienti da un'unica stazione, sia che risultino dalla combinazione dei dati registrati in più stazioni limitrofe, i valori calcolati come sopra indicato hanno valenza soltanto in un punto, che può essere definito come "centro di scroscio", e non possono essere tout-court riferiti ad un'area di vaste proporzioni.

Per giustificare l'affermazione di cui sopra, si deve prendere in esame la forma caratteristica di norma assunta dal "solido di pioggia", durante le precipitazioni di maggiore intensità. Gli eventi più intensi presentano un'area, di estensione abbastanza limitata, nella quale l'intensità di pioggia è massima, ed un'area periferica, di proporzioni maggiori, interessata da altezze di pioggia via via decrescenti. Le curve di pioggia sopra descritte, essendo state ricavate sulla base dei valori massimi annui di intensità di pioggia, sono basate su eventi nei quali il "centro di scroscio" coincideva con la posizione della stazione di misura. Per estendere il risultato ottenuto su base puntuale ad un'area di vaste proporzioni, il valore di intensità puntuale di pioggia riferito al "centro di scroscio" deve essere progressivamente ridotto ("ragguagliato"), per tenere conto di due aspetti:

- man mano che cresce l'area del bacino, questo finisce per comprendere porzioni di estensione via via crescente che, nella descrizione del solido di pioggia in precedenza accennata, abbiamo definito come "periferiche", con intensità di pioggia progressivamente decrescente;
- al crescere dell'area del bacino, diviene sempre meno probabile che la forme del "centro di scroscio", caratterizzato da intensità maggiore e pressoché costante, venga a coincidere perfettamente con l'area del bacino stesso.

Il ragguaglio delle piogge all'area viene eseguito con l'ausilio della relazione di Columbo, proposta per il territorio milanese ma generalmente ritenuta valida per buona parte dell'alta pianura lombarda.

La relazione che lega fra loro il coefficiente di ragguaglio, *r*, la durata di pioggia (*d*, espressa in [h]) e l'area del bacino (*A*, in [ha]) è la seguente:

$$r = \left[1 - 0.06\left(\frac{A}{100}\right)^{0.4}\right] \cdot d^{0.003\left(\frac{A}{100}\right)^{0.6}}$$

3 Modello di trasformazione afflussi-deflussi

Una volta definita la pioggia di progetto, caratterizzata da altezza di precipitazione, durata e andamento temporale (ietogramma), è necessario provvedere al calcolo dell'effetto prodotto dalla pioggia di progetto sul bacino in esame.

Il calcolo procede attraverso due passaggi:

1) determinazione della pioggia netta (ovvero della frazione di pioggia che concorre alla formazione dell'onda di piena);

2) formulazione di un modello matematico per la descrizione del comportamento del bacino in esame, mediante ricorso a modelli diffusi in letteratura e taratura dei relativi parametri.

3.1 Determinazione della "pioggia netta"

La frazione di pioggia che, anziché perdersi per infiltrazione nel terreno, per evaporazione, evapotraspirazione o altro, si trasforma in effettiva portata in transito nella rete di scolo ("pioggia netta"), viene stimata con impiego del cosiddetto metodo del "numero di curva", o CN (dall'acronimo inglese *curve number*), il cui impiego è largamente diffuso negli U.S.A.

Il metodo si basa sull'individuazione delle caratteristiche pedologiche del suolo prevalente nel bacino e delle caratteristiche di uso del suolo superficiale. A ciascuna delle quattro tipologie di suolo previste nell'impiego del metodo CN ed a ciascuna classe di uso del suolo corrisponde un valore del parametro CN, al quale sono legate sia la capacità di assorbimento del suolo che i rimanenti fattori che danno luogo a rilevanti perdite idrologiche (prima fra tutti, evapotraspirazione).

La capacità di assorbimento (S), pari al massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione, è definita come:

$$S = 25.400/CN - 254$$

nella quale S viene espresso in [mm]. Il parametro S assume valori progressivamente decrescenti all'aumentare nel valore di CN. Convenzionalmente, si assume capacità di assorbimento nulla quando il valore CN raggiunge il valore 100

Come già accennato, il parametro S comprende tutte le voci che possono dare luogo a perdite idrologiche di qualsiasi tipo. In modo particolare, ad S è legato il valore della perdita iniziale Ia, che sta ad indicare un volume idrico prodotto da un evento di pioggia e trattenuto dal terreno nella fase iniziale del fenomeno, senza che si abbia produzione di deflusso. Ad esempio, nel parametro I_a è compreso il termine che descrive le perdite per imbibizione iniziale dei suoli e per evapotraspirazione (attività che assumono i valori maggiori proprio all'inizio della precipitazione). La perdita iniziale ha valore tanto maggiore quanto maggiore è la capacità di assorbimento del suolo, ed il suo valore è dato dalla seguente relazione:

$$I_a = 0{,}2\ S$$

Indicata con (espressa in [mm]) l'altezza di pioggia complessiva, l'altezza di pioggia netta p risulta dall'espressione che segue:

$$P_{net} = \frac{(h - I_a)^2}{h - I_a + S}$$

La struttura della formula fa sì che il coefficiente tenda a crescere verso il valore unitario sia all'aumentare del numero di curva (CN), sia all'aumentare dell'altezza di pioggia complessiva. Per valori molto grandi di questa, l'altezza di pioggia netta tende al valore:

$$h - S,$$

il che sta a significare che la capacità di assorbimento è stata completamente saturata.

3.2 Formulazione di un modello matematico per la descrizione del comportamento del bacino in esame

Il modello di trasformazione storicamente più diffuso è quello di Nash, che rappresenta il bacino idrografico con un insieme formato da un certo numero di serbatoi in serie, nel quale la portata uscente da ciascun serbatoio è direttamente proporzionale al volume di acqua contenuto nel serbatoio medesimo. Il comportamento di un sistema di questo tipo a fronte di un afflusso meteorico viene rappresentato da una funzione $h(t)$ detta "*idrogramma unitario istantaneo*" (IUH), che rappresenta l'effetto nel tempo, in termini di portata, provocato da una pioggia impulsiva (pioggia rappresentata da uno ietogramma corrispondente alla caduta di un volume unitario per una durata nulla) occorsa nell'istante iniziale.

La funzione, nell'incognita t (tempo), è la seguente:

$$h(t) = \frac{1}{k(n-1)!}\left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \cdot e^{-\frac{t}{k}}$$

Il parametro k che in essa compare ha le dimensioni di un tempo e rappresenta la costante di proporzionalità tra volume invasato e portata in uscita. Il parametro n, invece, indica il numero di serbatoi in serie considerato.

Introducendo la relazione $\Gamma(n)$, già illustrata in altra parte della presente relazione, e tenuto conto della proprietà della funzione Γ indicata nell'espressione che segue:

$$\Gamma(n) = (n-1)! \ \forall \ n \text{ intero}$$

il modello di Nash può essere esteso a sistemi caratterizzati da un numero qualsiasi di serbatoi in serie, non necessariamente intero, sino a trovare il valore che meglio si adatta alle caratteristiche del bacino in esame ed ai dati sperimentali disponibili.

Per la stima dei parametri dell'idrogramma, nel nostro caso si è fatto uso delle relazioni di McSparran, ricavate elaborando i dati relativi ad un gran numero di bacini medio-piccoli del Nord America. Nelle relazioni si introducono due nuovi parametri, l'istante di picco della portata (t_p) ed una nuova costante ausiliaria, k_1, rispettivamente definite in funzione dell'estensione del bacino (A, espressa in [m²]) e della pendenza media dell'asta fluviale (i, espressa in m/km) come:

$$t_p = 5{,}52 \cdot A^{0.208} \cdot i^{-0.447}$$

$$k_1 = 3{,}34 \cdot A^{0.297} \cdot i^{-0.354}$$

I parametri dell'IUH di Nash, n e k, vengono quindi ricavati in funzione di t_p e k_1, con impiego

$$n = 4.1\frac{t_p}{k_1}$$

$$k_1 = \frac{t_p}{(n-1)}$$

delle seguenti relazioni sperimentali:

La forma normalmente assunta dalla funzione $h(t)$ è rappresentata nel grafico riportato di seguito.

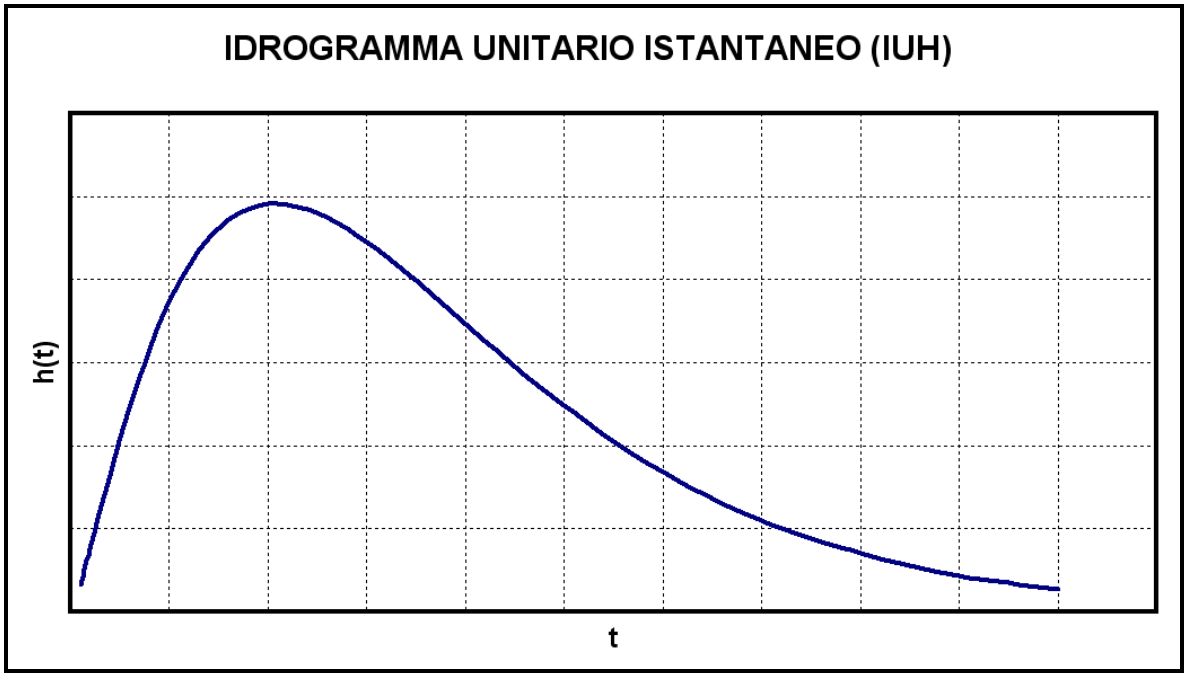

Figura I-3: *forma caratteristica dell'Idrogramma Unitario Istantaneo prodotto dall'applicazione del modello di Nash*

Una volta definito l'idrogramma unitario istantaneo $h(t)$, la portata alla sezione di uscita del bacino considerato, $q(t)$, viene calcolata in funzione della pioggia netta, $p(t)$, attraverso la soluzione dell'integrale seguente:

$$q(t) = \int_0^t p(\tau) h(t-\tau) d\tau$$

La funzione $p(t)$ viene ricavata distribuendo la pioggia netta di progetto, calcolata come sopra indicato tramite il metodo CN, sullo ietogramma di progetto prescelto. Il calcolo dell'integrale che determina il valore della portata q deve essere ripetuto diverse volte, per diversi valori della durata di pioggia, sino ad ottenere la stima della pioggia da considerare "critica" per il bacino, con tempo di ritorno assegnato.

APPENDICE N. 2: CALCOLI IDRAULICI

1 Principi teorici per la trattazione delle correnti a pelo libero

Le altezze di corrente vengono stimate sulla base delle teorie che illustrano i principi del moto a pelo libero della corrente, secondo le quali le principali grandezze che caratterizzano le condizioni di moto (altezza e velocità di corrente) possono essere desunte da considerazioni relative all'energia complessiva posseduta dalla corrente in transito nell'alveo, composta dalla somma dei termini di energia potenziale (correlata alla quota assoluta del fondo alveo), energia di pressione (legata all'altezza del pelo libero sul fondo) ed energia cinetica (legata alla velocità di transito della corrente nella sezione).

Per una migliore comprensione dei termini successivamente utilizzati, si illustrano brevemente i principi basilari della teoria, senza ovviamente pretendere di esaurire la materia né di addentrarsi nella discussione puntuale delle formulazioni matematiche che la compendiano.

Fissati un valore di portata, un valore dell'energia totale della corrente (indicata con *H*) ed una sezione (e fissata, di conseguenza, una quota assoluta del fondo), il termine legato all'energia cinetica della corrente deve decrescere al crescere dell'altezza del pelo libero (poiché all'aumentare dell'altezza cresce la sezione attraverso cui passa la corrente, e ciò comporta una diminuzione della velocità di transito). Viceversa, il termine legato alla pressione cresce, come è ovvio, con l'aumentare del livello del pelo libero.

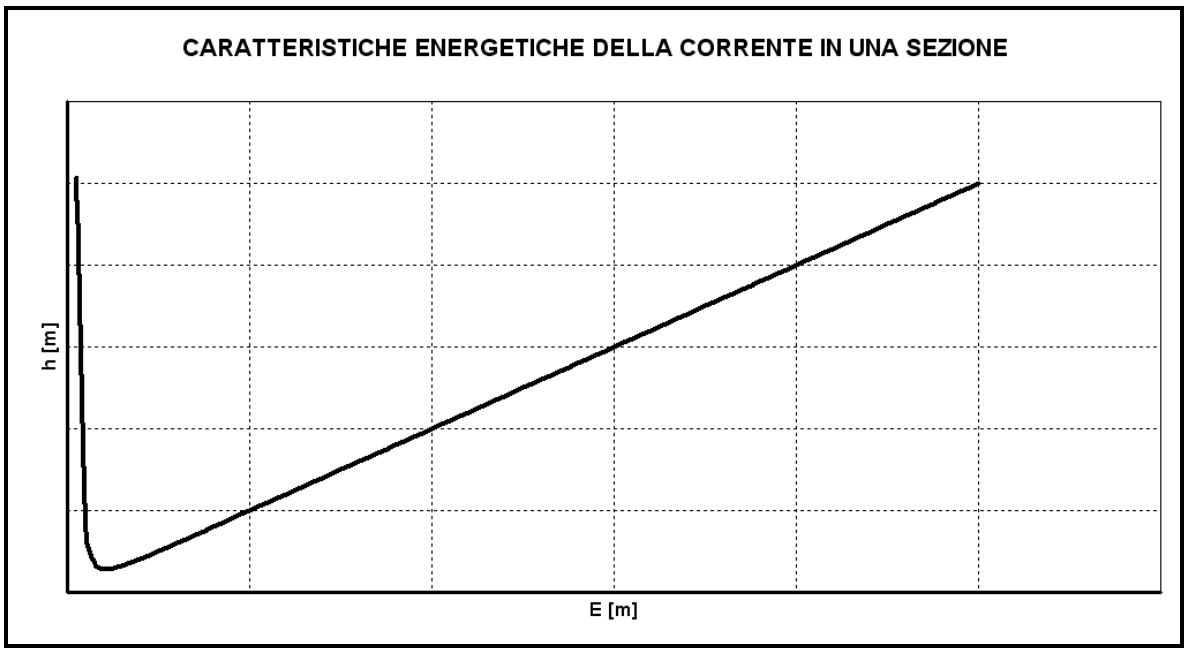

Figura II-1: *grafico per l'illustrazione del rapporto fra energia specifica ed altezza di corrente, a portata costante*

La somma dei due termini, che esprime il legame tra altezza e velocità, assume pertanto valori estremamente grandi sia per altezze molto basse, prossime allo zero, sia per altezze molto alte. La forma della relazione esistente tra questa somma (di norma indicata con il simbolo *E* - energia specifica rispetto al fondo dell'alveo) ed *h* (altezza di corrente) deve essere del tipo di quella indicata nella figura precedente (figura. A-1), con due rami ascendenti ed un punto di minimo. Al punto di minimo corrisponde quello che in idraulica è definito come "*stato critico*", che può essere definito come la situazione di minima energia totale necessaria ad una corrente per transitare attraverso una certa sezione. Se l'energia totale a disposizione della corrente è inferiore al valore *E*, è necessario che a monte della sezione la corrente recuperi energia, tramite un meccanismo denominato "*risalto*", fino a raggiungere il valore minimo richiesto per il passaggio in condizioni "*critiche*". In tale stato, tanto la velocità quanto l'altezza di corrente assumono la denominazione di "*critica*".

I due rami ascendenti verso sinistra e verso destra della curva rappresentata in figura A-1 rappresentano rispettivamente le correnti "*veloci*" (quelle nelle quali l'altezza del pelo libero è inferiore all'altezza *critica*, e nelle quali di conseguenza l'energia cinetica prevale rispetto a quella legata alla pressione) e le correnti "*lente*" (nelle quali, al contrario, il termine cinetico è secondario).

La differenza fondamentale fra i due tipi di corrente sta nelle modalità con cui esse reagiscono di fronte ad ostacoli che perturbino il deflusso regolare verso valle della corrente stessa. In caso di corrente "*veloce*", la velocità di corrente è maggiore della velocità di propagazione verso monte delle onde prodotte dall'ostacolo, per cui gli effetti della perturbazione possono essere avvertiti soltanto a valle dell'ostacolo. Viceversa, in caso di correnti "*lente*", la velocità è minore della velocità di propagazione verso monte delle onde, e l'effetto della presenza di un ostacolo può essere avvertito sia verso monte che verso valle. In altre parole, una corrente "*veloce*" è condizionata soltanto da ciò che avviene nelle sezioni di monte; una corrente "*lenta*" è condizionata anche da ciò che accade a valle. Questa importante differenza verrà ripresa in seguito, per illustrare le modalità di calcolo seguite nello studio.

2 Calcolo delle condizioni di moto per alvei cilindrici

Chiarite le condizioni energetiche di una corrente in una sezione, il calcolo delle condizioni di moto in una sezione successiva viene operato con applicazione del principio di conservazione dell'energia, considerando l'energia potenziale ceduta dalla corrente nel moto verso il basso (e trasformata in energia cinetica o di pressione) e l'energia persa per attrito contro le pareti dell'alveo.

L'espressione matematica dell'energia totale della corrente è la seguente:

$$H = z + h + \alpha \cdot \frac{V^2}{2g}$$

nella quale tutti gli addendi hanno le dimensioni di una lunghezza, ed α indica il cosiddetto "coefficiente di ragguaglio dell'energia cinetica", introdotto per tenere conto delle differenze esistenti fra la velocità massima della corrente, in centro all'alveo, e la velocità media della stessa..

Il principio di conservazione dell'energia fra due sezioni successive poste a distanza reciproca ΔL si esprime tramite la seguente relazione:

$$H_1 = H_2 + J_{med} \Delta L$$

ove si è introdotta la nuova grandezza *J*, denominata cadente piezometrica, che indica la perdita di energia per unità di lunghezza dell'alveo, dovuta all'attrito contro pareti dell'alveo stesso. La cadente piezometrica in ciascuna sezione viene espressa utilizzando la formula di Manning, definendo preventivamente la "capacità di portata dell'alveo", *K*, come

$$K = A \cdot \frac{R^{2/3}}{n}$$

ove *A* è l'area della sezione di passaggio della corrente, *R* il raggio idraulico della sezione (rapporto fra area e contorno bagnato) ed *n* un coefficiente di scabrezza, ed esprimendo successivamente la cadente come

$$J = \frac{Q^2}{K^2}$$

Tramite *K*, la cadente è quindi una funzione univoca dell'altezza *h*. La cadente media nel tratto compreso fra due sezioni successive è banalmente stimata come valore medio fra esse.

Tenuto presente tutto ciò, note che siano le condizioni di moto nella sezione 1, la precedente relazione che esprime il principio di conservazione dell'energia può scriversi come

$$z_1 + h_1 + \alpha \cdot \frac{V_1^{\,2}}{2g} \cdot \frac{Q^2}{K(h_1)^2} \cdot \frac{\Delta L}{2} - z_2 = h_2 + \alpha \cdot \frac{V_2^{\,2}}{2g} \cdot \frac{Q^2}{K(h_2)^2} \cdot \frac{\Delta L}{2}$$

Tutti i termini a sinistra dell'uguale sono noti, mentre tutti i termini a destra, incogniti, possono essere espressi in funzione dell'altezza di corrente nella sezione 2.

Applicando in modo iterativo questo metodo di calcolo, è sufficiente assegnare le condizioni di moto in una sezione, per poter calcolare per passi successivi le condizioni di moto della medesima portata in tutte le rimanenti sezioni.

Notiamo, inoltre, che il processo di calcolo può avvenire indifferentemente procedendo da monte verso valle (a partire dalla conoscenza delle condizioni di moto nella sezione 1) o, viceversa, da valle verso monte, supponendo note le condizioni nella sezione 2. Ricordando quanto detto a proposito delle diverse reazioni alle perturbazioni proprie ai due tipi di corrente, osserviamo che un calcolo rigoroso comporterebbe un procedimento da monte verso valle per il caso di correnti "*veloci*", e da valle verso monte per il caso di correnti "*lente*". Nella pratica, i calcoli vengono di norma eseguiti da valle verso monte, ipotizzando sempre condizioni di moto proprie delle correnti "*lente*". Oltre ad essere un processo appropriato nella maggior parte dei casi (poiché di norma nei tratti pianeggianti, più facilmente interessati da esondazioni, le correnti di piena transitano con velocità inferiore alla velocità "*critica*"), ai fini del calcolo delle aree esondabili ciò corrisponde all'introduzione di un fattore di sicurezza, in quanto si è già illustrato come, a parità di portata, una corrente "*lenta*" abbia un'altezza di moto superiore ad una corrente "*veloce*". Qualora il calcolo produca, in una sezione di monte, condizioni di moto caratteristiche di una corrente "*veloce*", il livello viene automaticamente innalzato sino al valore "*critico*", introducendo un errore trascurabile ed in favore di sicurezza.

In caso di necessità, l'ipotesi può comunque agevolmente venire rimossa, senza che con ciò vengano meno criteri di calcolo improntati a cautela: ove si riconosca l'esistenza di tratti in cui la corrente transiti con certezza in condizioni di velocità superiore a quella critica (corrente "*veloce*"), si risale a monte sino a trovare una sezione nella quale l'imposizione del principio di conservazione

dell'energia possa consentire l'instaurarsi di condizioni di moto proprie della corrente "*lenta*". Nella sezione di calcolo immediatamente a valle di questa vengono quindi imposte condizioni di moto "*critico*" (corrispondenti alla transizione da una situazione di corrente "lenta", a monte, ad una situazione di corrente "*veloce*", a valle). Ciò fatto, si ripercorre l'alveo a ritroso, verso valle, applicando nuovamente di tronco in tronco le equazioni che esprimono il principio di conservazione dell'energia (e ciò, coerentemente con l'assunto secondo il quale le correnti "*veloci*" vengono condizionate da ciò che accade a monte, e non da ciò che accade a valle).

3 Calcolo delle condizioni di moto in presenza di sfioro laterale

Il calcolo delle portate che in caso di insufficienza dei rilevati arginali è destinato ad abbandonare l'alveo per rifluire nelle aree perifluviali viene affrontato assimilando, per tali tratti, la sponda laterale ad una soglia di sfioro. In questi casi, il moto è caratterizzato da portata decrescente da monte verso valle, per effetto della presenza di una sponda (*soglia laterale di sfioro*) più bassa del pelo libero della corrente.

Il problema viene affrontato ancora ricorrendo al principio di conservazione dell'energia, trascurando gli effetti derivanti dalla distribuzione non uniforme delle velocità lungo la sezione trasversale, rappresentate dal "*coefficiente di ragguaglio dell'energia cinetica*" (α), e le perdite di carico distribuite, rappresentate dalla cadente J. A seguito delle semplificazioni introdotte, la

$$z_1 + h_1 + \frac{V_1(Q_1)^2}{2g} - z_2 = h_2 + \frac{V_2(Q_2)^2}{2g},$$

relazione che esprime il principio di conservazione dell'energia assume l'aspetto che segue:

ove le notazioni $V_1(Q_1)$ e $V_2(Q_2)$ stanno ad indicare che le velocità calcolate in due sezioni successive sono riferite a valori di portata differenti.

La stima della portata sfiorata attraverso la soglia laterale (ovvero, la differenza fra i valori Q_1 e Q_2) viene eseguita approssimando questa ad uno stramazzo, con scala di deflusso rappresentato dal

$$Q = 0{,}40 \cdot B \cdot h \cdot \sqrt{2gh},$$

legame fra altezza sullo sfioro, h, e portata sfiorata, Q, descritto dalla relazione che segue:

ove B rappresenta la larghezza del tratto di soglia compreso fra le due successive sezioni di calcolo e 0,40 assume il significato di un *coefficiente di efflusso*.

In condizioni di corrente "lenta", comandata dai livelli di valle, l'applicazione delle relazioni indicate produce normalmente livelli decrescenti verso monte, con velocità progressivamente crescenti (sia per il crescere, verso monte, della corrente, sia per il citato abbassamento del tirante idrico). Questa situazione dà sovente luogo al raggiungimento dello "*stato critico*" lungo la soglia, con conseguenti risalti e fenomeni dissipativi che non possono più essere rappresentati con le relazioni indicate (che, al contrario, esprimono la conservazione dell'energia della corrente, in assenza di fenomeni di dissipazione). A monte di tale sezione, il principio di conservazione dell'energia torna invece ad essere valido, ma secondo la formulazione propria di una *corrente*

veloce, nella quale ad essere conservate sono le grandezze caratteristiche del moto di monte, a priori incognite. In questi casi, si abbandona quindi l'approccio sin qui descritto, ipotizzando che, di qui sino all'inizio della soglia, la corrente si trovi costantemente in condizioni di *altezza critica*, sovrastimando leggermente le altezze di moto, e con queste l'entità della portata sfiorata attraverso la soglia.

Bibliografia

AA.VV.: "Linee generali di assetto idraulico idrogeologico nei bacini dei torrenti Arno, Rile e Tenore", Parma, Autorità di Bacino del Fiume Po, 2001

AA.VV.: "Sistemazione idraulico e ambientale dei territori appartenenti ai bacini idrografici dei torrenti Arno, Rile, Tenore", Parma, Autorità di Bacino del Fiume Po, 2001

Bacchi, B.: "Stima della precipitazione di progetto", *Sistemi di drenaggio urbano - atti del IV corso di aggiornamento*, Milano, Istituto di Idraulica del Politecnico di Milano, 1985

Carimati, R.; Zaro, G.; Bai, A.: "Studio idraulico finalizzato all'aggiornamento ed all'adeguamento della cartografia P.A.I." Cassano Magnago, Amministrazione Comunale di Cassano Magnago, 2007

Chow, V.T.: "Open Channel Hydraulics", New York, McGraw-Hill, 1959

Citrini, D.; Noseda, G.: "Idraulica", Milano, Casa Editrice Ambrosiana, 1982

Cunnane, C.: "Statistical Distributions for Flood Frequency Analysis", *Operational Hydrology Report n. 33*, Ginevra, World Meteorological Organization, 1989

Granata, R.; Granata, P: "Studio del reticolo idrico comunale", Cairate, Amministrazione Comunale di Cairate, 2012;

Moisello, U. et al.: "Rischio idraulico e rischio dighe", *Piano Provinciale di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile della Provincia di Varese*, Pavia, Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale dell'Università di Pavia, 1998

Sankarasubramanian, A.; Srinivasan, K.: "Investigation and Comparision of Sampling Properties of L-moments and Conventional Moments", *Journal of Hydrology 218*, Amsterdam, Elsevier, 1999

SCS (Soil Conservation Service): "*National Engineering Handbook – section 4 (Hydrology)*", Littleton, Colorado, Water Resources Pubblications, 1985