



Accordo di Pianificazione ai sensi dell' art. 57 della L.R. 36/1997
tra Autorità di bacino del fiume Po Regione Liguria e Provincia di Genova

N4 – Verifiche idrauliche (T. STURA) – Metodologia e calcoli

PROGETTO	VARIANTE AL PIANO TERRITORIALE DI COORDINAMENTO DELLA PROVINCIA DI GENOVA CON VALORE ED EFFETTI DEL PIANO DI BACINO PER LA PARTE DEL TERRITORIO PROVINCIALE COMPRESA NEL BACINO DEL FIUME PO
Codice : 1.2 / 17 / 04	

N. / Titolo elaborato :	N4 – VERIFICHE IDRAULICHE (T. STURA) – Metodologia e calcoli
Nome file :	N4-Verifiche idrauliche_Stura.pdf

REV	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
	06/2010	Ufficio Progettazione Territoriale	Il Dirigente del Servizio Pianificazione generale	Il Direttore
		Ufficio Pianificazione di Bacino e Protezione Civile	Arch. Andrea Pasetti	Dott. Geol. Mauro Lombardi

**VARIANTE AL PIANO TERRITORIALE DI COORDINAMENTO DELLA PROVINCIA
DI GENOVA CON VALORE ED EFFETTI DEL PIANO DI BACINO PER LA PARTE
DEL TERRITORIO PROVINCIALE COMPRESA NEL BACINO DEL FIUME PO**

Indice

1. VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA CON METODI SINTETICI E DI REGIONALIZZAZIONE.....	3
1.1 Formula razionale.....	3
1.2 Modelli MG e MGS	5
1.2.1 Formule di stima regionale dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$	6
1.3 Il modello VAPI	9
1.4 Stima empirica mediante regressione.....	12
2. MODELLO ANALITICO PER LA SIMULAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI	14
2.1 Descrizione del codice di calcolo	14
2.1.1 Generalità.....	14
2.1.2 Componenti del modello	14
2.1.3 Processo di trasformazione afflussi-deflussi.....	15
2.1.4 Relazione tra intensità di precipitazione e area del bacino	22
2.2 Costruzione del modello del bacino ligure del T. Stura.....	23
2.2.1 Generalità.....	23
2.2.2 Definizione degli elementi concettuali del bacino del T. Stura	23
2.2.3 Analisi dei parametri idrologici dei sottobacini.....	24
2.2.4 Taratura del modello	25
2.3 Stima delle piene con assegnato tempo di ritorno	29
2.3.1 Definizione delle piogge di assegnato Tr	29
2.3.2 Distribuzione spaziale delle precipitazioni.....	32
2.3.3 Calcolo degli idrogrammi di piena con assegnato Tr	33
3. CONCLUSIONI DELLO STUDIO IDROLOGICO	36
4. ANALISI IDRAULICA.....	38
4.1 Aree storicamente inondate	38
4.2 Metodologia di analisi	38
4.3 Fondamenti della procedura di calcolo	38
4.4 La rappresentazione dei nodi idraulici in corrispondenza delle confluenze	38

4.5	Stima dei parametri di resistenza.....	38
4.5.1	<i>Resistenze continue</i>	38
4.5.2	<i>Resistenze localizzate</i>	38
4.6	Condizioni al contorno.....	38
4.7	Descrizione dei risultati dell'analisi idraulica e delle criticità di bacino.....	38
4.7.1	<i>Tratto iniziale del torrente Stura (a monte della confluenza con il Vezzulla) – STURA 1 -</i>	38
4.7.2	<i>Torrente Vezzulla</i>	38
4.7.3	<i>Secondo tratto dello Stura (a valle della confluenza con il Vezzulla ed a monte dell'immissione del Ponzema) – STURA 2 -</i>	38
4.7.4	<i>Torrente Ponzema</i>	38
4.7.5	<i>Torrente Angassino</i>	38
4.7.6	<i>Stura da Campo Ligure a Rossiglione – STURA 3 -</i>	38
4.7.7	<i>Torrente Berlino</i>	38
4.7.8	<i>Stura da Rossiglione superiore a Rossiglione inferiore – STURA 4 -</i>	38
4.7.9	<i>Torrente Gargassa</i>	38
4.7.10	<i>Tratto finale dello Stura da Rossiglione inferiore al confine con il Piemonte – STURA 5 -</i>	38
4.7.11	<i>Studio delle confluenze</i>	38
4.8	Analisi della capacità di smaltimento delle opere in alveo.....	38
4.9	Delimitazione delle aree inondabili.....	38
4.9.1	<i>Generalità sulle metodologie di delimitazione delle aree</i>	38
4.9.2	<i>Metodologia adottata nel presente Piano</i>	38

1. VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA CON METODI SINTETICI E DI REGIONALIZZAZIONE

1.1 Formula razionale

La formula razionale per la stima della portata al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno T è data dalla seguente espressione:

$$Q(T) = \frac{\phi \phi' A h_c(T)}{T_c} \quad (1.1.1)$$

dove $Q(T)$, A e $h_c(T)$ indicano rispettivamente la portata al colmo di piena di tempo di ritorno T , l'area del bacino e l'altezza della precipitazione relativa al centro di scroscio di durata pari al tempo di corrivazione T_c del bacino.

$\phi = \phi_1 \phi_2 \phi_3$ è un coefficiente minore di 1 che tiene conto delle perdite per infiltrazione (ϕ_1), del ragguaglio delle piogge all'area (ϕ_2) e dell'effetto di laminazione del bacino (ϕ_3).

Nel caso in esame sono stati considerati rispettivamente i seguenti valori:

$$\phi_1 = 0.9$$

$$\phi_2 = 0.9 \quad \phi = 0.567$$

$$\phi_3 = 0.7$$

Infine il fattore ϕ' è dato dal rapporto:

$$\phi' = \frac{CV(Q)}{CV(h)} \quad (1.1.2)$$

dove $CV(Q)$ e $CV(h)$ sono rispettivamente i coefficienti di variazione delle portate e delle altezze di pioggia.

Questo fattore tiene conto del fatto che l'ipotesi di uguaglianza tra tempi di ritorno delle altezze di pioggia e tempi di ritorno delle portate al colmo di piena non si verifica nella pratica. (Maione U. et Al. 2000)

La (4.1.1) può essere giustificata concettualmente assumendo uniforme nello spazio e nel tempo l'intensità di precipitazione e schematizzando il fenomeno di trasformazione afflussi - deflussi con il modello dell'invaso lineare.

Per l'applicazione di questo metodo, il tempo di corrivazione T_c è stato valutato attraverso la formula di Giandotti

$$Tc = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_o}} \quad (1.1.3)$$

dove A è l'area del bacino, L è la lunghezza dell'asta principale e $H_m - H_o$ è l'altitudine media rispetto alla sezione di chiusura.

Fa eccezione il sottobacino Angassino, di soli 4 kmq, per il quale è stato stimato un tempo di corrivazione pari a 0.5 h.

Per il calcolo delle altezze di pioggia $h_c(T)$ per i tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni sono state stimate le curve di possibilità pluviometrica, la cui espressione è data dalla seguente relazione:

$$h(d, T) = a(T)d^{n(T)} \quad (1.1.4)$$

dove d è la durata dell'evento meteorico in ore a(T) ed n(T) sono i due parametri della linea segnalatrice.

La stima di a(T) ed n(T) è stata condotta tramite l'elaborazione statistica delle serie storiche dei dati pluviometrici della stazione di Masone.

Nella tabella sottostante sono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 1.1.1 – Parametri della l.s.p.p. relativa alla stazione pluviometrica di Masone

T	a	n
50 anni	70.13	0.5472
100 anni	77.44	0.5536
200 anni	84.71	0.5587
500 anni	94.31	0.5642

Per la stima di CV(Q) è stato utilizzato il modello regionale MG descritto di seguito, mentre per la stima di CV(h) sono state utilizzate le serie storiche a disposizione per la stazione di Masone.

Di seguito, nelle due tabelle successive, sono invece riportate le portate al colmo ottenute per le 5 sezioni di interesse poste sull'asta principale del T. Stura e per i suoi principali affluenti.

Tabella 1.1.2 – Portate al colmo T. Stura (formula razionale)

Sezione a monte torrente	A (km ²)	Tc (Giandotti) (ore)	ϕ'	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q200 (m ³ /s)	Q500 (m ³ /s)
Vezzulla	19.5	2.33	1.87	268	298	327	366
Ponzema	49	3.59	1.51	468	521	574	643
Berlino	75	4.26	1.37	589	657	724	812
Gargassa	89	4.64	1.30	646	720	794	891
Confine Piemonte	115	5.05	1.24	729	813	897	1007

Tabella 1.1.3 – Portate al colmo affluenti del T. Stura (formula razionale)

Affluente	A (km ²)	Tc (Giandotti) (ore)	ϕ'	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q200 (m ³ /s)	Q500 (m ³ /s)
Berlino	13.8	1.62	2.07	253	280	308	343
Ponzema	14.0	2.14	1.97	208	231	253	283
Gargassa	16.3	2.25	1.91	238	265	291	325
Angassino	4.0	0.5	2.66	161	177	193	213
Vezzulla	14	1.83	2.06	208	231	253	283
Rio Masca	8.1	1.14	2.3	193	213	234	260

1.2 Modelli MG e MGS

Il modello probabilistico M.G. (Maione, 1997; Maione et al., 1998) si basa sull'ipotesi che l'intero territorio italiano possa essere considerato come un'unica macroregione nella quale può essere definita un'unica forma di distribuzione di probabilità a due parametri per la variabile Q.

Considerando che ai fini applicativi ciò che interessa dell'idrologia di piena è la stima delle portate di colmo caratterizzate da tempi di ritorno elevati (>20-50 anni), il modello è stato messo a punto utilizzando i soli valori massimi delle serie storiche formate dai massimi annuali delle portate di piena al colmo Q, ricavando da tali dati la forma della funzione di probabilità da associare alla variabile Q e stimando i parametri di tale funzione attraverso i momenti campionari delle singole serie; in particolare, sono stati considerati i dati registrati in 181 stazioni idrometrografiche, con almeno 20 anni di osservazioni, distribuite sull'intero territorio nazionale.

Partendo dalla funzione di Gumbel scritta nella forma:

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + K(T)CV \quad (1.2.1)$$

in cui

$$K(T) = - \left[0.45 + 0.779 \ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right] \quad (1.2.2)$$

dove CV indica il coefficiente di variazione della variabile Q.

Osservando che i 181 valori massimi estratti da ciascuna serie, normalizzati rispetto alle medie campionarie delle singole serie e riportati nella rappresentazione, sembravano disporsi meglio attorno ad una curva avente la concavità rivolta verso l'alto piuttosto che ad una retta, come invece esigerebbe la (4.2.1), la nuova legge probabilistica è stata ricercata nella forma

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + K(T)^{\alpha} \beta CV^{\gamma} \quad (1.2.3)$$

Per determinare i valori dei tre parametri α , β e γ il campione è stato quindi suddiviso in classi, raggruppando i valori massimi relativi a serie storiche caratterizzate da valori di μ confrontabili. All'interno di ciascuna classe si è calcolato il tempo di ritorno di ciascun elemento assumendo come frequenza cumulata relativa l'espressione $(F_{\hat{Q}/\mu})^{1/N_{med}}$, dove $F_{\hat{Q}/\mu}$ e N_{med} , indicano rispettivamente la frequenza cumulata relativa di classe del generico elemento e il valor medio delle dimensioni delle serie storiche di appartenenza. Il valore del parametro α è stato determinato minimizzando la dispersione dei punti così ottenuti in ogni classe. Infine, i valori dei parametri β e γ sono stati determinati eseguendo una regressione lineare dei logaritmi di $\frac{Q}{\mu}$ rispetto ai logaritmi dei valori di CV rappresentativi delle classi corrispondenti; in definitiva si è ottenuto

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + 1.67 \cdot K(T)^{0.8} CV^{1.34} \quad (1.2.4)$$

Avendo poi verificato che i quantili della variabile Q/σ – a differenza di quelli della variabile Q/μ risultavano dipendere debolmente dal coefficiente di variazione, dalla (1.2.4) è stato ricavato un modello probabilistico ad un solo parametro, indicato con la sigla MGs:

$$\frac{Q}{\sigma} = 2.28 + 0.67 \ln T. \quad (1.2.5)$$

Dato che i modelli MG e MGs sono stati tarati sulla base dei valori massimi di 181 serie storiche aventi un numero medio di elementi pari a 34, il loro impiego è giustificato per la stima di portate al colmo di piena corrispondenti a valori del tempo di ritorno superiori a 30 anni.

1.2.1 Formule di stima regionale dei parametri $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$

L'applicazione dei modelli MG e MGs richiede la stima dei parametri $m(Q)$ e $s(Q)$. Nel caso di siti non strumentati o in presenza di serie storiche non sufficientemente estese tale stima

deve essere effettuata per via indiretta. A tal fine sono state utilizzate relazioni di tipo multiregressivo espresse nella classica forma monomia:

$$\mu = a_0 A_1^{a_1} A_2^{a_2} A_3^{a_3} A_4^{a_4} \dots \quad (1.2.6)$$

$$\sigma = \beta_0 A_1^{\beta_1} A_2^{\beta_2} A_3^{\beta_3} A_4^{\beta_4} \dots, \quad (1.2.7)$$

dove A_k è il generico indice geomorfoclimatico scelto a rappresentare le caratteristiche del bacino in esame.

I parametri descrittivi delle caratteristiche geomorfoclimatiche considerate possono essere suddivisi in tre gruppi: al primo appartengono le grandezze geometriche che descrivono la morfologia e la geometria del bacino, al secondo quelle che descrivono la pluviometria, al terzo quelle che esprimono le caratteristiche di infiltrabilità dei suoli.

In particolare si sono considerate le seguenti variabili:

- l'area drenata A (km²), superiore ai 100 Km²; tuttavia i risultati ottenuti consentono di utilizzare le relazioni anche per bacini dai 50 kmq in su.
- un indice del regime pluviometrico: valor medio su tutti i pluviometri ricadenti nel bacino delle medie - M_h (mm) - o degli scarti quadratici medi - Sh (mm) - delle serie (almeno ventennali) delle altezze massime annuali di precipitazione giornaliera;
- un indice morfometrico del bacino: lunghezza L dell'asta principale (km), altitudine media H rispetto alla sezione di chiusura (m) o combinazioni di tali parametri;
- un indice della permeabilità del bacino: il valor medio del coefficiente di deflusso mensile f (mediato su almeno un ventennio e, per ogni anno, sui mesi nei quali si verificano con maggiore frequenza gli eventi di piena più intensi). Il parametro f può essere ricavato direttamente solo nel caso delle stazioni idrometriche gestite dal Servizio Idrografico, per le quali, infatti, i dati relativi al bilancio idrologico su scala mensile, ed in particolare il coefficiente di deflusso, vengono calcolati anno per anno e pubblicati sulla Parte II degli Annali Idrologici. Nel caso di bacini privi di monitoraggio idrologico si possono assumere i valori di f ottenuti per bacini vicini o ritenuti omogenei riguardo a tale parametro.

Le aree cui riferire i modelli (4.2.4) e (4.2.5) sono state individuate con la seguente procedura:

- si è considerata inizialmente una macroregione coincidente in pratica con l'intero territorio nazionale;
- si sono calcolati i valori campionari $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ delle serie storiche analizzate;
- si sono quindi stimati col metodo dei minimi quadrati i valori dei parametri delle (4.2.4) e (4.2.5) e calcolati con questi i valori di $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ relativi alle stazioni utilizzate per la taratura;
- considerando accettabili scarti percentuali dei valori calcolati di $\mu(Q)$ e $\sigma(Q)$ rispetto ai corrispondenti valori sperimentali compresi tra -30% e 50%, si è infine esclusa la stazione che presentava di volta in volta lo scostamento massimo dall'intervallo sopra indicato e si è proceduto ad una nuova taratura delle (4.2.4) e (4.2.5).

Nel caso dell'intero campione di stazioni, per mantenere gli errori di stima nell'intervallo fissato è stato necessario escludere oltre la metà dei bacini considerati. Verificata quindi l'impossibilità di definire un'unica coppia di formule (4.2.4) e (4.2.4) per l'intero territorio nazionale si è proceduto ad un'analisi condotta su raggruppamenti più ristretti di bacini, per saggiare la possibilità di eliminare, attraverso la maggiore omogeneità dei bacini stessi, l'influenza di eventuali fattori non considerati nell'analisi.

A questo scopo, i bacini dell'Italia Centrosettentrionale sono stati raggruppati in un'unica macroregione comprendente il bacino del Po, la Liguria e la Toscana e i bacini di Emilia e Marche.

Infine, per verificare la possibilità di ottenere stime più accurate, tale macroregione è stata divisa in tre distinte sottozone corrispondenti rispettivamente al bacino padano, ai bacini di Liguria e Toscana e ai bacini di Emilia e Marche.

In conclusione, per il Bacino del Po, sono state ricavate le seguenti espressioni:

$$\mu(Q) = 1.60 \cdot 10^{-4} A^{0.77} M_h^{2.19} \phi^{0.32} \quad (1.2.8)$$

$$\sigma(Q) = 2.27 \cdot 10^{-2} A^{0.60} S_h^{1.57} \phi^{0.46} \quad (1.2.9)$$

$$\mu(Q) = 3.61 \cdot 10^{-5} A^{0.80} M_h^{2.63} L^{-0.21} \quad (1.2.10)$$

$$\sigma(Q) = 1.17 \cdot 10^{-2} A^{0.71} S_h^{1.85} L^{-0.32} \quad (1.2.11)$$

$$\mu(Q) = 2.77 \cdot 10^{-4} A^{0.76} M_h^{2.32} H_{m.r.s}^{-0.19} \quad (1.2.12)$$

$$\sigma(Q) = 6.81 \cdot 10^{-3} A^{0.58} S_h^{1.72} H_{m.r.s}^{0.07} \quad (1.2.13)$$

Le formule (4.2.8) - (4.2.13) forniscono prestazioni sostanzialmente equivalenti sia in termini di estensione del dominio di validità, sia in termini di scostamenti medi (dell'ordine del 16-17%) dalle stime locali, basate sull'analisi delle serie storiche.

Limitatamente al bacino del Po, al fine di poter calcolare più agevolmente i parametri pluviometrici che compaiono nelle formule di stima regionale di $\mu(Q)$ ed $\sigma(Q)$, si è anche proceduto attraverso metodi di interpolazione spaziale dei dati alla generazione di mappe delle isolinee dei due parametri M_h e S_h .

Le formule ottenute sono state le seguenti:

$$\mu(Q) = 2.82 \cdot 10^{-2} A^{0.66} M_h^{1.25} \phi^{0.25} \quad (1.2.14)$$

$$\sigma(Q) = 0.245 A^{0.55} S_h^{1.03} \phi^{0.48} \quad (1.2.15)$$

Per il calcolo delle portate al colmo sono stati utilizzati le formule (1.2.14) e (1.2.15) considerando i seguenti dati:

Tabella 4.2.1

M _h	115
S _h	42.5
φ	0.9

I risultati ottenuti per le 5 sezioni di chiusura sull'asta principale dello Stura sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 1.2.2 - Portate al colmo T. Stura (metodo MG)

Sezione a monte del torrente	A (km ²)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q200 (m ³ /s)	Q500 (m ³ /s)
Vezzulla	19.5	256	286	315	352
Ponzema	49	438	488	536	597
Berlino	75	550	611	670	745
Gargassa	89	609	676	741	823
Confine Piemonte	115	684	758	830	921

1.3 Il modello VAPI

I modelli regionali elaborati dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche del Consiglio Nazionale delle Ricerche nell'ambito del progetto speciale di Valutazione delle Piene (VAPI) si basano sul metodo della "portata indice", ossia sull'ipotesi di esistenza di regioni compatte ed idrologicamente omogenee all'interno delle quali le portate di colmo normalizzate rispetto ad una portata di riferimento – la portata indice, appunto – siano descrivibili da una stessa distribuzione di probabilità, denominata curva di crescita.

Nei modelli VAPI la portata indice è assunta pari alla media m della variabile e la distribuzione di probabilità utilizzata è quella a doppia componente TCEV (Two Component Extreme Value distribution), avente la seguente espressione:

$$P(q) = \exp[-\lambda_1 \exp(-q/\theta_1) - \lambda_2 \exp(-q/\theta_2)], \quad (1.3.1)$$

dove $\lambda_{1/2}$ e $\theta_{1/2}$ sono i quattro parametri (positivi) della distribuzione.

La (4.3.1) interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte: la prima relativa agli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi, e la seconda agli eventi massimi straordinari, meno frequenti ma spesso catastrofici.

L'introduzione della TCEV si giustifica ipotizzando che gli eventi di piena siano indipendenti l'uno dall'altro e siano prodotti dalle due diverse situazioni meteoriche, una delle quali molto più intensa dell'altra.

La (4.3.1) può essere ridotta alla seguente forma canonica:

$$P(y) = \exp[-\exp(-y) - \lambda \exp(-y/\theta)] \quad y = (x - \varepsilon_1)/\theta; \quad (1.3.2)$$

$$\varepsilon_1 = \theta_1 \ln \lambda_1, \quad \theta = \theta_2/\theta_1, \quad \lambda = \lambda_2/(\lambda_1)^{1/\theta}.$$

Il legame tra la media ed i parametri della distribuzione è espresso dalla seguente relazione:

$$\mu(X) = \theta_1 \eta, \quad \eta = \ln \lambda_1 + 0.5772 - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \lambda_1^j}{j!} \Gamma(j/\theta). \quad (1.3.3)$$

A partire dalla (4.3.2) si può dimostrare facilmente che i coefficienti di asimmetria e di appiattimento dipendono solo da λ e θ , mentre il coefficiente di variazione dipende anche da λ_1 .

Sulle precedenti proprietà si basa la procedura gerarchica di regionalizzazione adottata dai modelli VAPI:

- Primo livello di regionalizzazione: si individuano le zone all'interno delle quali g , e quindi l e q , possono essere considerati costanti. La stima di l e q all'interno di tali zone viene effettuata con il metodo della massima verosimiglianza.
- Secondo livello di regionalizzazione: si individuano le "sottozone" all'interno delle quali può essere considerato costante CV e si stima, utilizzando per l e q determinati al primo livello, il valore del parametro λ_1 all'interno di tali "sottozone". Rimangono così individuate le curve di crescita della variabile Q/m .
- Terzo livello di regionalizzazione: si individuano le aree all'interno delle quali si possono definire relazioni tra la media m e le caratteristiche geomorfoclimatiche del bacino.

Utilizzando la variabile adimensionale la (4.3.1) assume la forma seguente:

$$P(x) = \exp[-\lambda_1 \exp(-x \eta) - \lambda \lambda_1^{1/\theta} \exp(-x \eta/\theta)]; \quad (1.3.4)$$

la funzione inversa della (4.3.4), espressa in funzione del tempo di ritorno definisce la curva di crescita.

Nel modello messo a punto da Brath et al. (1998) il bacino del Po è stato suddiviso in 4 sottozone omogenee:

- Regione 1: dal Sarca al Sesia;
- Regione 2: dalla Dora Baltea al Tanaro;
- Regione 3: dallo Scrivia al Trebbia;
- Regione 4: dal Taro al Panaro.

Per la Regione 2, nella quale ricade il bacino del T. Stura, i parametri della curva di crescita sono:

$$\lambda = 0.22, \quad \theta = 7.33, \quad \lambda_1 = 16.31, \quad (1.3.5)$$

mentre la formula per la stima regionale della portata indice è:

$$\mu(Q) = 0.23A^{0.82}m_i^{0.79}. \quad (1.3.6)$$

Per la valutazione del parametro m_i (mm/h), rappresentante l'intensità media puntuale degli eventi intensi di pioggia, possono essere utilizzate le mappe appositamente predisposte dagli Autori; per tutte le sezioni di interesse è risultato $m_i=16$ mm/h.

Si sottolinea comunque che la curva di crescita regionale rappresenta solo una misura di tendenza centrale delle curve locali, le quali in taluni casi possono discostarsi da essa in maniera anche notevole. A fronte, quindi, dei vantaggi derivanti dall'utilizzare una larga quantità di dati l'analisi regionale presenta lo svantaggio di mitigare l'influenza dei fattori locali caratteristici di ogni singolo bacino; tale tendenza si evidenzia in modo particolare al diminuire dell'estensione del bacino in quanto i dati di partenza utilizzati per la definizione del metodo statistico sono generalmente relativi a bacini di estensione superiore a 90-100 km². Addirittura la perdita di informazione che ne deriva in taluni casi può riflettersi in un'adeguata rappresentazione del regime locale di frequenza delle piene.

Nella tabella di seguito sono infatti riportate le portate al colmo, per i diversi tempi di ritorno, relative alla sezione di chiusura del bacino del T. Stura al confine con il Piemonte che sottende una superficie pari a kmq 115.

Tabella 1.3.1. Portate al colmo T. Stura alla chiusura secondo VAPI (Bacino padano – Regione 2)

T. Stura	A (km ²)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q200 (m ³ /s)	Q500 (m ³ /s)
Confine Piemonte	115	352	453	574	755

1.4 Stima empirica mediante regressione

Al fine di integrare l'analisi idrologica utilizzando tutte le informazioni disponibili sul bacino in esame si è operata un'analisi comparata degli afflussi meteorici e dei corrispondenti deflussi. In particolare si è cercato di sfruttare:

- l'informazione pluviometrica storica degli eventi di breve durata e forte intensità a Masone (peraltro già utilizzata nei paragrafi precedenti per la definizione delle linee segnalatrici);
- l'informazione pluviometrica relativa al pluviometro Micros installato dalla Comunità montana di cui sono disponibili i dati registrati ad intervalli di 30 minuti, ovvero pari al max a 5 minuti in caso di eventi particolarmente intensi (periodo di registrazione pari a un anno, dal 24/10/1995 al 25/10/1996);
- l'informazione idrometrica relativa al pluviometro Micros di Rossiglione installato dalla Comunità montana di cui sono disponibili i dati registrati ad intervalli di 30 minuti, ovvero pari al max a 5 minuti in caso di eventi particolarmente intensi (periodo di registrazione pari a un anno, dal 24/10/1995 al 25/10/1996).

Sono stati individuati inizialmente gli eventi di piena più significativi registrati a Rossiglione nel periodo ottobre 1995-ottobre 1996 con valori di portata al colmo superiori a 100 m³/s (valori di portata dedotti dalle altezze idriche registrate secondo la scala di deflusso definita mediante l'applicazione modellistica Hec-Ras. Si tratta in totale di 6 eventi verificatisi nelle seguenti date: 13/11/1995 – ore 7.30, 16/11/1995 – ore 11.00, 27/11/1995 – ore 17.30, 23/12/1995 – ore 6.0, 12/01/1996 – ore 9.30, 15/10/1996 – ore 15.00. Di tali eventi non è stato considerato quello del 16 novembre 1995 in quanto probabilmente è stato generato da piogge con distribuzione decisamente disomogenea sul bacino con particolare riferimento al pluviometro di Masone; relativamente all'evento del 12 gennaio 1996 non sono disponibili dati di pioggia consistenti.

L'analisi dell'informazione pluviometrica ha comportato la ricerca dei massimi valori di altezza di pioggia registrati negli intervalli di 3, 4, 5, 6 ore alla stazione di Masone nelle ore immediatamente precedenti gli eventi di piena sopra elencati. Si sono così individuate, per ogni durata di evento piovoso considerato, una serie di 4 coppie di valori (h , Q), dove h rappresenta l'altezza di pioggia di assegnata durata registrata a Masone e Q rappresenta il valore di portata registrato a Rossiglione. Su questi quattro dati si è quindi effettuata una regressione polinomiale del second'ordine al fine di verificare l'adattamento del campione di dati disponibili. Una volta ricavato il polinomio interpolante che esprime la portata attesa a Rossiglione in funzione dell'altezza di pioggia a Masone sono stati inserite le altezze di pioggia di assegnato tempo di ritorno (e durata 5 ore, pari quindi al tempo di corrvazione del bacino) definite dalla linea segnalatrice di Masone al fine di ricavare i valori di portata attesi a Rossiglione in funzione dei tempi di ritorno di interesse: 50, 100, 200 e 500 anni.

I valori di portata così ottenuti vengono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 1.4.1. Portate al colmo T. Stura alla chiusura dedotte empiricamente da interpolazioni polinomiali

T. Stura	A (km ²)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q200 (m ³ /s)	Q500 (m ³ /s)
Confine Piemonte	115	884	1104	1349	1683

2. MODELLO ANALITICO PER LA SIMULAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI

2.1 Descrizione del codice di calcolo

2.1.1 Generalità

Il modello HEC-1, del *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE), è stato sviluppato per simulare la risposta del bacino di un corso d'acqua alle precipitazioni, rappresentando il bacino come un sistema di componenti idrologiche ed idrauliche. Ogni componente modella un aspetto del processo afflussi-deflussi in un sottobacino, intendendo per componente: il deflusso superficiale di un sottobacino, la propagazione in un canale (*river routing*), un serbatoio, un canale di derivazione o un pompaggio.

Per rappresentare una componente è necessario definire delle relazioni matematiche descrittive del fenomeno fisico ed un certo numero di parametri caratterizzanti la componente stessa.

Risultato del processo di calcolo del modello è un idrogramma di piena in corrispondenza di una determinata sezione del corso d'acqua.

Assunzione teorica del modello è che, considerando il bacino come un sistema di sottobacini interconnessi, il processo idrologico possa rappresentarsi mediante parametri che riflettano le condizioni medie di ciascun sottobacino sia nello spazio che nel tempo, sicchè all'intervallo di simulazione scelto debba corrispondere la validità dell'assunzione dei valori medi dei parametri.

Ci sono alcune importanti limitazioni al modello che vengono di seguito descritte:

- le simulazioni sono limitate a singoli eventi meteorici poichè non si tiene conto del ripristinarsi delle normali condizioni di umidità del suolo nei periodi asciutti;
- i risultati restituiti dal modello sono valori di portata e non di livello idrico, per i quali si devono utilizzare modelli di propagazione delle onde di piena nei corsi d'acqua;
- i metodi di propagazione dell'onda di piena nei canali sono metodi idrologici che non rispecchiano pienamente le relazioni di St. Venant;

Nella trattazione seguente vengono descritte le principali caratteristiche del modello, rimandando al manuale d'uso per ulteriori approfondimenti e dettagli.

2.1.2 Componenti del modello

Primo passo per l'applicazione di HEC-1 è la schematizzazione del bacino del corso d'acqua in un sistema di componenti interconnesse che costituiscono la rete dei canali.

A tale scopo si devono individuare i confini del bacino idrografico, e quindi scomporre il bacino in sottobacini che tengano conto delle finalità dello studio e della variabilità spaziale delle

caratteristiche idrometeorologiche del bacino stesso. Questo secondo punto tende a considerare il modello tanto più accurato quanto più un sottobacino individui un'area con caratteristiche idrauliche e idrologiche il più omogenee possibile.

Ogni sottobacino deve quindi essere rappresentato con una serie di componenti e i vari sottobacini devono essere collegati fra loro per simulare il sistema nel suo complesso.

Come detto le componenti da considerare possono essere: il deflusso superficiale di un sottobacino, la propagazione in un canale (*river routing*), un serbatoio, un canale di derivazione o un pompaggio.

Input per il calcolo di un deflusso superficiale è l'ietogramma di una precipitazione, da esso si ottiene la pioggia efficace sottraendo le perdite per infiltrazione ed intercezione superficiale. La pioggia efficace è quindi propagata mediante il metodo cinematico o il metodo dell'idrogramma unitario, ottenendo l'idrogramma del deflusso. La portata di base è calcolata utilizzando metodi empirici ed è sommata all'idrogramma dei deflussi superficiali.

Input per la propagazione di un'onda di piena in un canale è un idrogramma nella sezione di monte del sottobacino. Se si utilizza il metodo cinematico è possibile considerare, contemporaneamente all'idrogramma di monte, il contributo dei deflussi dello stesso sottobacino distribuito lungo il canale che deve pertanto essere definito come input.

Tramite un serbatoio si può simulare la presenza di un qualsiasi tipo di invaso sia naturale che artificiale. Un serbatoio agisce laminando una portata di ingresso nell'invaso in una portata di uscita, che tiene conto solo della capacità di invaso del serbatoio e non dipende da alcun tipo di controllo di valle.

Un canale di derivazione simula un qualunque trasferimento di portata da un punto del bacino a un altro punto o fuori dal bacino stesso. Esso trasferisce la portata in accordo a una scala di deflusso assegnata.

2.1.3 Processo di trasformazione afflussi-deflussi

Le componenti di HEC-1 permettono di simulare il processo afflussi-deflussi di un bacino mediante equazioni matematiche che rappresentano i singoli fenomeni meteorologici, idrologici e idraulici. Questi fenomeni sono separabili in precipitazioni, intercezione superficiale/infiltrazione, trasformazione di pioggia efficace in deflussi, contributo della portata di base e propagazione della piena.

Senza entrare in questa sede nello specifico delle equazioni rappresentanti i singoli fenomeni e/o le loro relazioni con il modello, se ne ricorderanno i principali aspetti.

Precipitazioni

Si assume che un evento di precipitazione sia uniformemente distribuito su tutta l'area del sottobacino. Inoltre qualunque sia l'opzione scelta per specificare la precipitazione essa produce sempre un ietogramma.

I dati di precipitazione di un evento osservato sono forniti al programma con uno dei due seguenti metodi: precipitazioni medie sul bacino, media pesata dei pluviometri.

Si possono anche utilizzare piogge sintetiche che sono generalmente basate sull'analisi dei dati di pioggia registrati in lunghi periodi nella regione oggetto di studio. I metodi disponibili in HEC-1 per generare distribuzioni di piogge sintetiche sono: lo Standard Project Storm (SPS) (precipitazione standard di progetto), la Probable Maximum Precipitation (PMP) (precipitazione massima probabile) e le piogge sintetiche basate su relazioni di intensità-durata.

Intercettazione superficiale / Infiltrazione

Intercettazione superficiale ed infiltrazione costituiscono in HEC-1 le perdite d'acqua sul volume affluito. La intercettazione superficiale rappresenta fisicamente il volume d'acqua trattenuto in invasi superficiali, nella vegetazione o in aree dove l'acqua non è, per qualche ragione, libera di muoversi.

E' importante osservare che nel modello i volumi d'acqua precipitati che non contribuiscono al deflusso superficiale sono considerati persi, ed inoltre le equazioni utilizzate nel calcolo delle perdite non prevedono il ristabilirsi delle condizioni iniziali per l'umidità del suolo e per gli invasi superficiali. Pertanto il programma è orientato a simulare un singolo evento di precipitazione.

Sono disponibili cinque metodi per il calcolo delle perdite. Per ciascuno di essi viene definita una perdita media nell'intervallo di tempo dell'integrazione che viene sottratta dallo ietogramma degli afflussi. I cinque metodi di calcolo sono i seguenti:

- perdite iniziali dell'intero volume fino a un prefissato valore, raggiunto il quale le perdite continuano a valore costante (*initial and uniform loss rate*),
- metodo empirico che relaziona con legge esponenziale le perdite alla intensità di precipitazione e alle perdite cumulate (*exponential loss rate*),
- metodo detto del *Curve Number* del *Soil Conservation Service* (*SCS Curve Number*),
- metodo di *Holtan*, basato sulla capacità di infiltrazione (*Holtan Loss Rate*),
- metodo della funzione di infiltrazione di Green e Ampt (*Green and Ampt infiltration function*).

Il metodo del CN calcola la pioggia efficace, ovvero il volume di deflusso V, a partire dalla precipitazione netta P_n in base alla formula:

$$V = \frac{W}{S} P_n$$

(dove W rappresenta il contenuto idrico del suolo e S la capacità idrica del suolo a saturazione) e facendo l'ipotesi che $W = P_n - V$, cosicché essendo $P_n = P - IA$ (dove P è la pioggia totale, mentre IA rappresenta le perdite iniziali per intercezione), la formula iniziale diventa:

$$V = \frac{(P - IA)^2}{P + S - IA}$$

Nella formula precedente compare il parametro S, caratteristico delle condizioni dei terreni, che viene calcolato come:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

a partire dal numero di curva CN.

Il *Soil Conservation Service* ha predisposto delle tabelle che possono essere utilizzate per stimare il valore di CN in base alle caratteristiche pedologiche, vegetazionali e di uso del suolo ed alle precipitazioni cadute nel periodo immediatamente precedente quello considerato.

Il valore di CN così trovato deve essere però considerato semplicemente indicativo delle condizioni effettive del bacino, specialmente qualora si tratti di un bacino di tipo montano, essendo il metodo del SCS stato messo a punto essenzialmente per bacini agricoli del Nord America, per cui il preciso valore da adottare viene meglio calibrato in fase di taratura del modello.

Il secondo parametro da introdurre per applicare questo metodo è il valore delle perdite iniziali IA; per esso è stata proposta una relazione empirica:

$$IA = 0.2S$$

che però non si è rivelata sempre adeguata per i bacini montani in studio ed è stato quindi oggetto di taratura sui singoli eventi.

Come si desume da quanto esposto, il metodo del SCS fornisce unicamente il valore globale della pioggia efficace per l'intero evento; poichè nell'applicazione dell'idrogramma unitario è necessario conoscere il valore della pioggia efficace relativo a ciascun intervallo di tempo, tale valore viene calcolato come la differenza tra il valore complessivo della pioggia efficace alla fine dell'intervallo considerato e il valore che aveva raggiunto alla fine dell'intervallo precedente.

Tabella 2.1.3.1 - Valutazione del CN con il metodo del SCS

<i>Uso del suolo</i>	<i>Sistemazioni</i>	<i>Condiz. Idrol</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
Terra battuta			59	74	82	86
Terreno nudo o arato	Rittochino		77	86	91	94
Colture in filari (mais, vigneti, arboreti)	Rittochino	Povera	72	81	88	91
		Buona	67	78	85	89
	per traverso	Povera	70	79	84	88
		Buona	65	75	82	86
	per traverso e con terrazzi	Povera	66	74	80	82
		buona	62	71	78	81
Cereali minori (grano, sorgo)	rittochino	povera	65	76	84	88
		buona	63	75	83	87
	per traverso	povera	63	74	82	85
		buona	61	73	81	84
	per traverso e con terrazzi	povera	61	72	79	82
		buona	59	70	78	81
Leguminose e/o erba medica in rotazione	rittochino	povera	66	77	85	89
		buona	58	72	81	85
	per traverso	povera	64	75	83	85
		buona	55	69	78	83
	per traverso e con terrazzi	povera	63	73	80	83
		buona	51	67	76	80
Pascoli e incolti pascolabili		povera	68	79	86	89
		media	49	69	79	84
		buona	39	61	74	80
	per traverso	povera	47	67	81	88
		Media	25	59	75	83
		Buona	6	35	70	79
Prati o erba medica		Buona	30	58	71	78
Bosco		Povera	45	66	77	83
		Media	36	60	73	79
		Buona	25	55	70	77
Strade:	in asfalto		98	98	98	98
	in ghiaietto		76	85	89	91
	in terra battuta		72	82	87	89

(fonte: Chow, Maidment, Mays "Applied Hydrology")

Trasformazione della pioggia efficace in deflusso

Per la trasformazione della pioggia efficace in deflusso ossia in un idrogramma di piena, sono disponibili due metodi:

1. l'idrogramma unitario

L'idrogramma unitario è definito come l'idrogramma dovuto a una pioggia unitaria (1 mm/h) uniformemente caduta sul bacino in un'ora. HEC-1 automaticamente pone la durata dell'evento unitario pari all'intervallo di calcolo scelto nella simulazione. Si assume che l'idrogramma unitario sia caratteristico del bacino e non dipenda dall'evento di precipitazione, e che il contributo al deflusso di una pioggia efficace in istanti diversi sia sommabile linearmente.

HEC-1 dispone di tre metodi per definire l'idrogramma unitario sintetico:

- l'idrogramma unitario di Clark,
- l'idrogramma unitario di Snyder,
- l'idrogramma unitario adimensionale del Soil Conservation Service (SCS).

2. il metodo cinematico

Il metodo cinematico permette di considerare il deflusso distribuito in un bacino attraverso tre elementi: il contributo superficiale locale, il collettore e il canale principale, schematicamente collegati tra loro in successione. Ossia, il contributo superficiale locale affluisce in un collettore che raccoglie le acque di ulteriori contributi locali, il collettore termina in un canale principale che raccoglie le acque di altri collettori. In questo modo è possibile considerare gli effetti combinati della propagazione di un idrogramma entrante nel bacino nella sezione di monte del canale principale con il contributo al deflusso del sottobacino stesso attraverso i suoi collettori.

L'idrogramma unitario di Clark

L'idrogramma unitario di Clark si basa sulla schematizzazione del bacino come una rete di canali lineari che collegano indipendentemente ogni areola elementare del bacino con un serbatoio lineare di costante R posto nella sezione di chiusura.

Per poter definire l'idrogramma è necessario conoscere il tempo impiegato dal deflusso per raggiungere la sezione di chiusura da ciascuna areola elementare, e costruire così in tal modo una curva area-tempo $A(t)$ che esprime, in funzione del tempo, la superficie cumulata che ha contribuito al deflusso alla sezione di misura.

La letteratura idrologica fornisce varie metodologie per la costruzione di tale curva, ma nessuna di esse è esente da difetti di ordine concettuale.

In prima approssimazione, per quanto la velocità di deflusso risulti in realtà variabile sia nello spazio, da punto a punto, sia nel tempo, a secondo del contenuto idrico del suolo, dell'intensità di pioggia, dei livelli idrici nei collettori ecc., si può ritenere costante la velocità in ciascun punto del bacino, e considerare perciò isocorri i punti situati alla medesima distanza, lungo le linee di deflusso, dalla sezione di chiusura. Si può così tracciare una mappa delle linee isocrone

del bacino (linee che congiungono i punti di uguale tempo di corrivazione) e, misurando le aree comprese tra la sezione di chiusura e ciascuna linea, costruire la curva $A(t)$.

Il codice HEC-1, nel caso in cui non venga fornita la curva $A(t)$, utilizza una curva area-tempo adimensionale definita dalle relazioni:

$$A = 1.414t^{1.5} \quad \text{per } 0 < t < 0.5$$

$$A = 1 - 1.414(1 - t)^{1.5} \quad \text{per } 0.5 < t < 1$$

dove A è l'area cumulata espressa come frazione dell'area totale del sottobacino, e t è il tempo espresso come frazione del tempo di concentrazione che deve essere quindi fornito come parametro di input. Per $t=0.5$ può essere impiegata indifferentemente l'una o l'altra delle due relazioni, risultando, in ogni caso, $A=0.5$.

Le relazioni riportate sopra risultano adeguate per un bacino di forma ellittica e dotato di un unico collettore principale, ma possono essere accettabilmente utilizzate anche in altri bacini, purchè di forma non troppo diversa da questa.

Una volta definita la curva area-tempo, che in sostanza riproduce le caratteristiche morfologiche e fisiografiche del bacino, le ordinate della curva stessa sono convertite in volume di deflusso al secondo per unità di pioggia efficace, e divise per l'intervallo di tempo considerato.

L'idrogramma istantaneo risultante viene poi propagato attraverso il serbatoio lineare per simulare gli effetti di immagazzinamento del bacino con l'equazione:

$$Q(2) = CA * I + CB * Q(1)$$

con i coefficienti:

$$CA = \frac{\Delta t}{R + 0.5t}$$

$$CB = 1 - CA$$

dove I è l'ordinata dell'idrogramma istantaneo prima della propagazione, $Q(1)$ e $Q(2)$ le portate istantanee all'inizio e alla fine dell'intervallo di calcolo Δt , e R è la costante di immagazzinamento del bacino in ore, definita come il rapporto tra il volume di invaso del "serbatoio" e la portata in uscita da esso.

L'ordinata dell'idrogramma unitario è quindi dato mediando i valori dell'idrogramma istantaneo dopo la propagazione:

$$Q = \frac{Q(1) + Q(2)}{2}$$

In definitiva, oltre all'eventuale approntamento della curva area-tempo, nell'applicazione del metodo di Clark sono da determinare il tempo di concentrazione T_c e il coefficiente di immagazzinamento R .

Il tempo di concentrazione T_c è l'intervallo di tempo che impiega una particella di acqua ad andare dal punto idraulicamente più lontano del bacino alla sezione di chiusura del bacino stesso. Nella pratica e con riferimento all'idrogramma unitario, il tempo di concentrazione è individuato come il tempo che trascorre dalla fine della pioggia efficace al punto di inflessione sul ramo di recessione.

Il tempo T_c è dato dalla formula:

$$T_c = \frac{5}{3} T_L$$

con T_L tempo al lag, definito come l'intervallo di tempo in ore tra il baricentro dello ietogramma della pioggia efficace e la portata di picco dell'idrogramma unitario, funzione della pendenza s espressa in m/m, della lunghezza del corso d'acqua principale L in km, e della distanza del corso d'acqua L_c misurata tra la sezione di chiusura e il punto proiezione del baricentro del sottobacino espressa in km e di un coefficiente C_t , secondo le equazioni:

$$T_L = C_t \left(\frac{LL_c}{\sqrt{1000s}} \right)^{0.38}$$

$$C_t = \frac{0.6}{\sqrt{100s}} \quad (\text{Taylor-Snyder})$$

Altre formule per il calcolo del T_c hanno condotto a risultati peggiori.

Ulteriore elemento di controllo per la taratura dei parametri T_c e R dell'idrogramma unitario di Clark ed IA e CN del metodo del CN del SCS, è la ricerca automatica dei loro valori con la metodologia di ottimizzazione di cui dispone HEC-1.

Contributo della portata di base

Un idrogramma di piena è scomponibile in due contributi: il deflusso superficiale descritto precedentemente e la portata di base che è data dall'esaurimento dell'acqua immagazzinata nel terreno. Il programma HEC-1 dispone di un modello per tenere in conto il contributo della portata di base nell'idrogramma.

Propagazione della piena

La propagazione della piena viene utilizzata per simulare il movimento dell'onda di piena nei successivi tronchi del corso d'acqua e/o nei serbatoi. I metodi di simulazione disponibili in HEC-1 sono basati sull'equazione di continuità e su alcune relazioni tra portata e livelli o tra portata e volumi.

I metodi disponibili sono:

- Metodo di Muskingum
- Metodo di Muskingum-Cunge
- Metodo cinematico
- Metodo di Puls modificato
- Metodo di lavoro di R e D (*Working R and D*)
- Metodo di laminazione livelli-superficie di un serbatoio (*level-pool reservoir routing*)

Gli ultimi tre metodi elencati simulano la laminazione in un serbatoio, e pertanto necessitano della definizione delle caratteristiche di invaso del serbatoio.

In tutti i metodi la propagazione procede da monte verso valle su ciascun tronco, senza tener conto di fenomeni di rigurgito del profilo idrico da valle né di discontinuità sulla superficie dell'acqua dovute a salti di fondo o avvallamenti del profilo idrico.

E' inoltre possibile simulare le perdite per infiltrazione sia nei canali che negli invasi.

2.1.4 Relazione tra intensità di precipitazione e area del bacino

Una delle opzioni che il modello HEC-1 presenta riguarda la valutazione degli effetti della distribuzione delle piogge su uno o più sottobacini. In effetti uno dei problemi di maggiore difficoltà in una valutazione idrologica è determinare gli effetti che un intervento progettuale su un affluente remoto, ha sulla piena in una sezione di valle.

Le piogge devono essere distribuite sul bacino in modo tale che un deflusso generato su ogni sottobacino affluente nella sezione di interesse, sia congruo e consistente con i deflussi provenienti dagli altri sottobacini, incluso il bacino nel quale può essere localizzato l'intervento di progetto. La congruità tra successivi idrogrammi di valle si può mantenere generando ciascun idrogramma con piogge che corrispondono a dimensioni specifiche del sottobacino e a specifiche relazioni tra area drenante e intensità di precipitazione.

L'intensità media di precipitazione generalmente decresce con l'aumentare dell'area sulla quale viene considerata. Per evitare di dover calcolare le decrescenti piene congruenti di ciascun sottobacino nelle successive sezioni di valle, il calcolo intensità di pioggia-area fa uso di un numero di idrogrammi calcolati per un campo di intensità di precipitazioni sull'intero bacino. Tali idrogrammi, detti idrogrammi indice, sono calcolati da un gruppo di valori area drenante-intensità di precipitazione, da una distribuzione temporale della pioggia e da appropriati valori delle perdite e dei parametri dell'idrogramma unitario.

In altre parole, definita una relazione intensità di precipitazione-area ottenuta dall'analisi del bacino nel suo complesso, per ogni sottobacino si ricavano degli idrogrammi indice, uno per ciascuna coppia di valori della relazione intensità di precipitazione-area, ottenuti con la scelta di un idrogramma unitario, di una legge delle perdite e di una durata delle piogge. Definiti gli idrogrammi indice, l'idrogramma congruente di un sottobacino S di area A e precipitazione P è calcolato interpolando i due idrogrammi indice corrispondenti alla coppia di valori A_0 P_0 e A_1 P_1 che lo contengono.

Per calcolare l'idrogramma congruente di un bacino B di area $A_0 + A_1$, confluenza di due sottobacini S_1 e S_2 si calcolano dapprima la somma degli idrogrammi indice di ciascun sottobacino contribuente, gli idrogrammi risultanti costituiscono gli idrogrammi indice di B, l'idrogramma congruente è ottenuto interpolando tra i due idrogrammi indice di B che contengono area $A_0 + A_1$ e intensità di precipitazione P_B .

2.2 Costruzione del modello del bacino ligure del T. Stura

2.2.1 Generalità

L'applicazione del modello e la definizione della relazione tra gli afflussi ed i deflussi superficiali delle aste principali dei corsi d'acqua del bacino del T. Stura, è stata suddivisa in due fasi di studio distinte.

Nella prima fase, esaminata nel presente capitolo, sono stati impostati dei modelli idrologici per tutti quei sottobacini del torrente Stura o dei suoi affluenti principali sottesi da sezioni di misura. Su tali modelli sono state eseguite analisi deterministiche delle piene sulla base dei dati storici degli afflussi e deflussi, con l'intento di verificare la scelta delle componenti utilizzate a schematizzare i sottobacini e i modelli fisici scelti per il calcolo degli idrogrammi e delle perdite, e di tarare, mediante simulazione e ottimizzazione, i parametri caratteristici delle singole componenti.

Nella seconda fase, esaminata nel capitolo successivo, servendosi delle schematizzazioni della prima fase e dei risultati ottenuti nelle simulazioni, è stata eseguita un'analisi probabilistica delle piogge per calcolare in corrispondenza di assegnati tempi di ritorno, gli idrogrammi di piena di tutti i sottobacini nei quali è stato scomposto il bacino del torrente Stura.

2.2.2 Definizione degli elementi concettuali del bacino del T. Stura

Il torrente Stura è un'affluente di destra del T. Orba. Il suo bacino idrografico è compreso per la massima parte entro la Regione Liguria immediatamente a nord della linea di spartiacque tra bacino ligure e quello padano. Le caratteristiche fisiche e geomorfologiche dell'intero bacino sono riportate nel rapporto di settore "Indagine geognostica sul territorio della Comunità Montana Valle Stura (Ge)" redatto nel 1990 a cura del dipartimento di scienze della terra dell'Università di Genova.

Il bacino del T. Stura, sotteso dalla sezione di chiusura al confine con il Piemonte, presenta una estensione di 115 km². Esso può essere poi scomposto in:

- sei bacini secondari corrispondenti alle sei aste dei principali affluenti (elencati da monte verso valle): il Vezzulla (14 km²), il Masca (8,7 km²), il Ponzema (14 km²), l'Angassino (4 km²), il Berlino (13,8 km²) ed il Gargassa (16,3 km²);

- cinque interbacini corrispondenti ai tratti di asta del T. Stura (elencati da monte verso valle): Stura 1 (19.52 km², a monte della confluenza con il Vezzulla), Stura 2 (11 km², compreso tra Vezzulla e Ponzema), Stura 3 (7.7 km², compreso tra Ponzema e Berlino), Stura 4 (1.2 km², compreso tra Berlino e Gargassa), Stura 5 (4.3 km², compreso tra Gargassa e sezione di chiusura del bacino).

La localizzazione geografica ed i relativi codici dei sottobacini sono riportati negli elaborati grafici allegati allo studio. I singoli sottobacini sono stati definiti sulla cartografia di base del progetto in scala 1:25000.

Nella tabella 1 si riportano le principali caratteristiche fisiografiche di ciascun sottobacino.

Nel caso in cui si voglia ricostruire l'idrogramma osservato in una determinata sezione di misura, verrà considerata per la simulazione solo quella parte del bacino sottesa dalla sezione di misura stessa e, di conseguenza, un abbattimento spaziale delle precipitazioni calcolato sulla superficie di tale bacino. Le simulazioni di eventi storici sono state quindi eseguite solo su parti aggregate dell'intero bacino, conservando però per ciascuna parte la suddivisione originale dei sottobacini.

Tabella 2.2.1 - Elenco e caratteristiche fisiche dei sottobacini del T. Stura

Codice Bacino	Bacino	Superficie (km ²)	Altitudine media (m s.l.m.)	Quota sezione di chiusura (m s.l.m.)
St1	Stura 1	19.5	674.0	397.7
Vez	Vezzulla	14.0	642.7	397.7
Mas	Masca	8.7	673.7	378.1
St2	Stura 2	11.0	540.3	342.2
Ponz	Ponzema	14.0	613.9	342.2
Ang	Angassino	4.0	615.3	342.2
St3.	Stura 3	7.7	494.4	289.0
Ber	Berlino	13.8	583.8	289.0
St4	Stura 4	1.2	372.6	282.0
Garg	Gargassa	16.3	551.4	282.0
St5	Stura 5	4.3	444.7	251.0

2.2.3 Analisi dei parametri idrologici dei sottobacini

Ai fini dell'applicazione del modello idrologico risultava necessario valutare il Curve Number per le sezioni di taratura e per tutte le sezioni di interesse. Il calcolo del CN alle singole sezioni è stato elaborato sulla base dell'analisi dettagliata della cartografia di base, delle carte geologiche e degli studi esistenti. Si è tenuto conto della natura pedologica dei terreni, della copertura

vegetale, dei tipi di coltivazione e delle aree urbanizzate. Nella tabella 4 vengono presentati i valori risultanti per i singoli sottobacini.

I valori CN calcolati secondo gli standard SCS sono relativi a condizioni medio-alte di saturazione dei terreni (Antecedent Moisture Condition type II, AMC-II). Nell'applicazione del modello idrologico a fenomeni di altissima intensità pluviometrica tale parametro è stato incrementato alle condizioni di saturazione massima (AMC-III).

Ulteriore parametro fisico necessario al modello idrologico è rappresentato dal Tempo di Concentrazione T_c . Come sopra descritto tale valore è stato calcolato per i singoli sottobacini con il metodo del Time-Lag. I valori risultanti vengono riportati, assieme ai dati geomorfologici necessari al calcolo, nella tabella 1.

Per le stazioni di misura i parametri fisici calcolati hanno fornito i dati di input iniziali. Nel corso della taratura del modello è stato quindi possibile valutarne l'efficienza ai fini del miglior adattamento delle relazioni funzionali.

2.2.4 Taratura del modello

Il confronto tra gli idrogrammi calcolati ed osservati permette quindi la verifica e l'eventuale modifica dei parametri fino a definire l'assetto ottimale dei parametri.

Dati idrometeorologici disponibili per le operazioni di taratura

Al fine di valutare le portate di piena alle sezioni precedenti è stato necessario impostare un modello analitico afflussi-deflussi che permettesse di valutare i parametri idrologici alle sezioni di misura esistenti. Tramite opportuni trasferimenti di tali parametri sono state quindi calcolate le portate alle sezioni di interesse sulla base delle precipitazioni relative ai singoli sottobacini.

Si sono quindi definite le stazioni pluviometriche disponibili all'interno del bacino e nel suo intorno e la loro ubicazione.

I dati utilizzati sono quelli ottenuti tramite la rete di monitoraggio realizzata dalla ditta *Micros S.r.l.* su mandato della Comunità Montana Valle Stura nel periodo maggio 1995- Agosto 1996. La rete comprende stazioni pluviometeorologiche ed idrometriche le cui caratteristiche sono riportate nella tabella seguente. L'intervallo di registrazione è di 5 minuti.

Tabella 2.2.4.1.- Stazioni pluviometriche

Nome stazione	Quota (m s.l.m.)	Bacino di 1° influenza	Bacino di altra influenza
Pracaban	706	Ponzema	Vezzulla
Scisa	702	Vezzulla	Stura M
Barro	660	Stura M.	
Geremia	773	Stura R.	
Pavaglione	882	Stura R.	
Degu	950	Stura M.	

Tabella 2.2.4.2 – Stazioni idrometrografiche

Idrometro	T. Stura a Rossiglione (Chiusura bacino)	T. Stura a Masone (Prato rosso)	T. Ponzema (Loc. Lusra)	T. Vezzulla (Loc. Lovera)
Altezza dell'idrometro	938 cm	656 cm	574 cm	495 cm
Quota Stazione	296 m s.l.m.	421 m s.l.m.	396 m s.l.m.	423 m s.l.m.
Lunghezza dell'asta: idrometro - testata bacino	23 150 m	10 450 m	6 550 m	6 950 m
Lunghezza dell'asta: idrometro - chiusura bacino	//	12 700 m	9 900 m	12 700 m
Lunghezza totale dell'asta	23 150 m	23 150 m	16 450 m	19 650 m

Valutazione dei pesi delle stazioni pluviometriche

Considerata la quota delle stazioni pluviometriche disponibili all'interno del bacino e nel suo intorno, dopo aver individuato ciascun bacino le stazioni pluviometriche di riferimento è stato assegnato per ciascuna di esse il peso con cui contribuiscono alla stima degli afflussi ossia delle piogge ragguagliate.

Tabella 2.2.4.32 – Peso delle stazioni pluviometriche adottato nella taratura di ciascun bacino

	Prato Rosso	Seju	Geremia	Barro	Pavaglione	Scisa	Pracaban	Totale
Stura 1	19	39.6	20.60	20.80	0	0	0	100
Stura 2	0	0	0	0	100	0	0	100
Stura 3	0	0	0	0	25	0	75	100
Stura 4	0	0	0	0	100	0	0	100
Stura 5	0	0	0	0	50	0	50	100
Vezzulla	5	0	0	0	0	95	0	100
Rio Masca	30	0	0	0	70	0	0	100
Ponzema	0	0	0	0	0	50	50	100
Gargassa	0	0	0	0	100	0	0	100
Berlino	0	0	0	0	0	0	100	100
Angassino	0	0	0	0	0	75	25	100

Ricostruzione degli idrogrammi osservati

Per valutare la portata del torrente Stura a Rossiglione è stata determinata per via indiretta la scala delle portate corrispondente alla sezione dell'idrometro, mediante il calcolo della quota del pelo libero eseguito con il programma "Hec-Ras" per diverse portate e interpolandone i risultati. I risultati ottenuti sono stati interpolati con una funzione potenziale monomia; l'espressione che si è ritenuta ben rappresentare la scala delle portate per la sezione in esame è:

$$Q = 55,588 \cdot h^{1,7}$$

dove con h si è indicata il tirante liquido dal fondo del canale.

Risultati delle operazioni di taratura

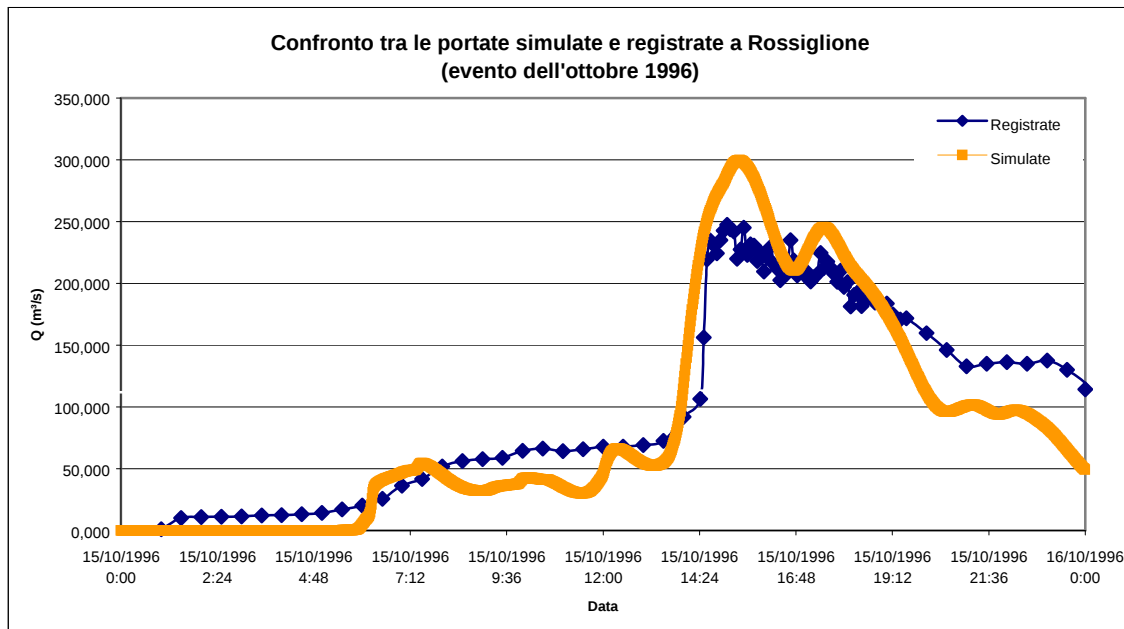
Nel paragrafo 3.2 erano state presentate le stazioni di misura esistenti nel bacino di studio, per le quali erano disponibili osservazioni di portate o per le quali erano state calcolate le scale di deflusso.

L'operazione di taratura consiste nel modificare, a più riprese e con opportuni criteri, i parametri del modello fino ad ottenere degli idrogrammi calcolati il più prossimi possibili a quelli misurati. L'operazione di taratura si può considerare conclusa quando gli scarti tra le portate calcolate e misurate sono inferiori a valori prefissati dipendenti dalla natura del problema e dagli obiettivi dello studio.

I parametri che sono stati modificati tra una fase e l'altra dell'operazione di taratura sono quelli relativi al fenomeno di infiltrazione ed ai parametri che regolano il deflusso nel bacino. Ogni fase di taratura comporta una nuova analisi di tutti i dati a disposizione.

Alla fine del processo di taratura si ottiene un modello del sistema fisico ed una serie di dati ad esso relativi, tra loro coerenti.

Figura 1 - Diagramma di confronto tra le portate simulate e le portate misurate sul T. Stura a Rossiglione



La taratura è stata effettuata sulla base dei risultati ottenuti tramite la rete di monitoraggio realizzata nel periodo maggio 1995- Agosto 1996 di cui si è già riferito al paragrafo 3.2. È stato valutato, in quanto ritenuto significativo, l'evento di piena del 15 Ottobre 1996.

La successione di diversi cicli di taratura ha consentito di definire pertanto i numerosi parametri che intervengono nella soluzione delle equazioni che descrivono i flussi e gli scambi idrici per il modello utilizzato.

In figura 1 è stato illustrato il confronto tra i dati simulati e quelli misurati per lo Stura a Rossiglione. Si può notare il buon adattamento dei valori calcolati ai dati osservati.

Le differenze presenti in corrispondenza della cresta dell'onda di piena si ritiene possano essere attribuite non solamente all'eccessiva semplificazione della scala delle portate, ma anche ad errori di acquisizione del segnale.

Dall'esame dei risultati di tutte le tarature si possono notare alcune aspetti caratteristici. In effetti il ramo di salita della piena e la portata al picco approssimano, nella maggior parte dei casi, simulano accettabilmente gli idrogrammi osservati; il ramo di esaurimento invece tende a mantenersi più basso di quello osservato. Ciò avviene in particolare per la combinazione di due ragioni: la prima dovuta alla distribuzione delle piogge, che presentano talvolta dei rinforzi di intensità che allontanano la simulazione dai limiti di HEC-1, finalizzato alla simulazione di singoli eventi meteorici, la seconda propria del modello del metodo del CN per le piogge efficaci che calcola i deflussi in funzione delle piogge cumulate, ed è quindi particolarmente sensibile ai valori dell'intensità della pioggia nell'esaurimento dello ietogramma di precipitazione.

Le portate di picco degli idrogrammi calcolati in alcuni casi risultano essere sfasate rispetto agli idrogrammi osservati, tale effetto è probabilmente dovuto a una non ben distribuita rete di stazioni pluviometriche.

Il processo iterativo instaurato ha permesso quindi di valutare in modo più realistico il fenomeno fisico in esame, ottenendo una taratura dei parametri del modello. Tale obiettivo è stato raggiunto operando opportunamente sull'entità numerica dei parametri propri dell'idrogramma unitario di Clark.

Tabella 5.2.2.2 – Valori adottati per i coefficienti del modello.

Bacino	Numero di curva CN	Tempo di corrivazione Tc [ore]	Coefficiente di immagazzinamento
Stura 1	77	1.16	0.43
Vezzulla	75	0.91	0.36
Rio Masca	75	0.59	0.22
Ponzema	80	1.07	0.4
Rio Angassino	70	0.52	0.19
Rio Berlino	70	0.81	0.3
Rio Gargassa	78	1.1	0.41

2.3 Stima delle piene con assegnato tempo di ritorno

2.3.1 Definizione delle piogge di assegnato T_r

Nell'ambito del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico elaborato dall'Autorità di Bacino del Po sono state utilizzate le serie storiche delle precipitazioni intense riportate negli Annali Idrologici del SIMI relative ai massimi annuali delle precipitazioni della durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive. Tale intervallo rappresenta il campo entro cui sono da ricercare le durate critiche per la maggior parte dei corsi d'acqua per i quali la stima della portata di piena può essere effettuata tramite le curve di possibilità climatica.

La stima delle linee segnalatrici di possibilità climatica nelle stazioni di misura è stata effettuata definendo i parametri a ed n per i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

In seguito al fine di fornire uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense nei punti privi di misure dirette è stata condotta un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a ed n delle linee segnalatrici, discretizzate in base ad un reticolo di 2 km di lato.

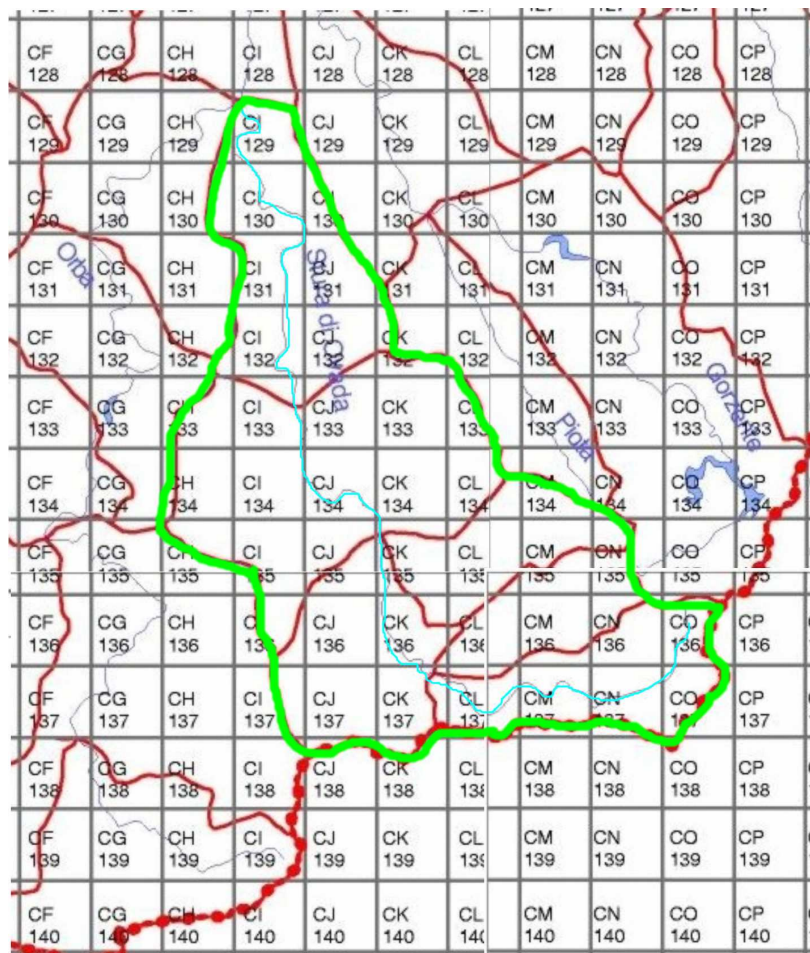
I risultati per il territorio di studio sono presentati nella tabella seguente, suddivisi secondo il codice della cella a cui si riferiscono come riportato nella successiva figura.

Tabella 2.3.1.1 – Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense – parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni (secondo la Direttiva dell'Autorità di Bacino del Fiume Po).

Cella	Tr 20 anni		Tr 100 anni		Tr 200 anni		Tr 500 anni	
	a	n	a	N	a	n	a	n
CH133	67.06	0.472	87.49	0.478	96.14	0.480	107.56	0,481
CH134	66.23	0.482	85.71	0.488	93.97	0.490	104.88	0,492
CI78	54.89	0.280	70.92	0.273	77.76	0.270	86.79	0.268
CI79	53.75	0.281	69.33	0.274	75.97	0.272	84.75	0.270
CI131	63.22	0.462	82.59	0.468	90.80	0.470	101.65	0,471
CI132	64.80	0.468	84.38	0.474	92.67	0.476	103.63	0,478
CI133	65.75	0.474	85.25	0.480	93.51	0.482	104.42	0,484
CI134	65.82	0.479	84.83	0.486	92.90	0.488	103.55	0,490
CI135	65.19	0.485	83.42	0.491	91.17	0.493	101.40	0,495
CJ76	57.67	0.272	74.89	0.264	82.22	0.260	91.92	0.257
CJ77	56.69	0.273	73.49	0.264	80.65	0.261	90.12	0.259
CJ78	55.61	0.274	71.98	0.266	78.95	0.263	88.17	0.260
CJ79	54.41	0.275	70.29	0.268	77.05	0.265	86.01	0.262
CJ80	53.18	0.277	68.58	0.270	75.14	0.267	83.81	0.265
CJ131	62.05	0.466	80.60	0.473	88.46	0.475	98.86	0.477
CJ132	63.41	0.471	82.06	0.478	89.96	0.480	100.41	0.482
CJ133	64.58	0.474	83.28	0.480	91.21	0.482	101.69	0.485
CJ134	65.41	0.475	84.02	0.481	91.91	0.483	102.35	0.485
CJ135	65.85	0.474	84.23	0.479	92.05	0.481	102.37	0.483
CJ136	65.92	0.473	83.99	0.477	91.68	0.478	101.83	0.480
CJ137	65.40	0.473	82.99	0.477	90.47	0.478	100.35	0.480
CL57	59.22	0.366	74.89	0.364	81.61	0.363	90.47	0,362
CL58	59.79	0.355	75.66	0.352	82.48	0.350	91.45	0,349
CL59	60.45	0.344	76.56	0.339	83.49	0.337	92.60	0,336
CL60	61.13	0.332	77.51	0.327	84.56	0.324	93.82	0,322
CL61	61.85	0.321	78.54	0.314	85.72	0.311	95.15	0,309
CL133	62.16	0.475	79.36	0.482	86.66	0.485	96.32	0.487
CL134	64.21	0.469	82.01	0.474	89.56	0.476	99.56	0.478

Cella	Tr 20 anni		Tr 100 anni		Tr 200 anni		Tr 500 anni	
	a	n	a	N	a	n	a	n
CL135	66.04	0.461	84.34	0.465	92.13	0.466	102.41	0.467
CL136	67.57	0.452	86.27	0.454	94.23	0.454	104.75	0.455
CL137	67.92	0.449	86.55	0.450	94.48	0.450	104.96	0.451
CK133	63.39	0.474	81.33	0.481	88.93	0.483	98.99	0.486
CK134	64.89	0.471	83.10	0.477	90.83	0.478	101.06	0.481
CK135	66.22	0.465	84.66	0.469	92.50	0.471	102.86	0.472
CK136	67.39	0.457	86.05	0.459	93.99	0.460	104.47	0.461
CK137	67.55	0.454	86.04	0.456	93.91	0.456	104.31	0.458
CM59	59.51	0.340	75.28	0.335	82.05	0.333	90.96	0.331
CM60	60.49	0.328	76.62	0.322	83.54	0.320	92.66	0.317
CM61	61.48	0.317	78.00	0.309	85.10	0.306	94.44	0.304
CM135	65.58	0.460	83.65	0.464	91.34	0.465	101.50	0.466
CM136	66.97	0.454	85.40	0.456	93.25	0.456	103.62	0.457
CM137	67.36	0.451	85.72	0.453	93.55	0.453	103.89	0.454
CN59	58.48	0.337	73.87	0.331	80.47	0.329	89.16	0,327
CN60	59.76	0.325	75.61	0.318	82.40	0.316	91.36	0,313
CN61	61.06	0.313	77.40	0.305	84.40	0.302	93.63	0,299
CN135	65.21	0.460	83.15	0.463	90.78	0.464	100.88	0.465
CN136	66.49	0.455	84.74	0.457	92.51	0.457	102.78	0.458
CN137	67.00	0.453	85.22	0.454	92.99	0.454	103.25	0.456
CO136	66.36	0.454	84.58	0.456	92.35	0.457	102.61	0,457
CO137	66.72	0.453	84.83	0.454	92.55	0.455	102.75	0,455
CP82	53.17	0.260	68.35	0.249	74.83	0.245	83.39	0.241
CP83	52.16	0.261	66.97	0.251	73.29	0.247	81.63	0.243

Figura 3 – Cartografia relativa alla distribuzione spaziale delle precipitazioni (Autorità di Bacino del Fiume Po)



A partire dai dati elaborati dall'Autorità di Bacino del Po, sono stati valutati i parametri caratteristici per le linee segnalatrici valide per i sottobacini considerati. Non essendo disponibili i dati relativi al tempo di ritorno di 50 anni, i parametri relativi sono stati determinati per mezzo di coefficienti di correlazione presenti in letteratura.

Il valore della precipitazione di ogni sottobacino è dunque derivato dalla media, pesata sulla superficie, delle altezze di pioggia nelle celle.

2.3.2 Distribuzione spaziale delle precipitazioni

Tradizionalmente i calcoli delle $Q_{\max}$ probabilistiche ipotizzano una precipitazione costante nel tempo e uniforme nello spazio.

In realtà le altezze di precipitazione diminuiscono man mano che ci si allontana dal centro di scroscio e in misura tanto più rilevante quanto più breve è la durata della precipitazione.

L'intensità di pioggia areale, viene generalmente calcolata moltiplicando l'intensità di precipitazione puntuale per un fattore di abbattimento spaziale che è funzione dell'area e della durata di precipitazione. Generalmente tale fattore nell'applicazione dei modelli idrologici americani viene stimato utilizzando le apposite curve fornite dell'USBR.

Per ogni sezione di interesse e per ogni evento storico, sono state calcolate le configurazioni areali (ossia stimato il peso di ciascun pluviometro), e quindi elaborate le piogge orarie della sezione. Note per ogni sezione di interesse le piogge per assegnato tempo di ritorno è possibile calcolare il ragguaglio delle piogge puntuali ed in seguito con l'applicazione dei coefficienti di abbattimento la pioggia ragguagliata di assegnato tempo di ritorno alla sezione.

Pertanto per la determinazione delle portate di progetto sono stati valutati sia gli eventi critici per l'intero bacino che gli eventi critici per ogni sottobacino per poter valutare correttamente l'effetto del ragguaglio all'area dell'intensità di pioggia.

Per valutare le portate corrispondenti ai diversi tempi di ritorno per l'intero bacino sono state inserite piogge distribuite sull'intera superficie del bacino stesso, chiuso al confine con la regione Piemonte, di durata massima di 6 ore.

Volendo analizzare anche gli eventi critici per ogni singolo sottobacino si sono eseguite delle simulazioni prendendo in esame, per il ragguaglio areale delle precipitazioni, la sola superficie sottesa da ogni singolo corso d'acqua, mentre la durata delle precipitazioni considerata è stata pari a 3 ore, essendo minore il tempo di corrvazione.

Le simulazioni hanno quindi coinvolto separatamente

- l'alto corso dello Stura (Stura 1).
- il medio corso compreso tra Masone e Campo Ligure (Stura2).
- il tratto compreso tra Rossiglione e Campo Ligure (Stura 3).
- il tratto finale in cui l'abbattimento spaziale ha compreso tutto il bacino (115 Km^2).
- il bacino di ciascun affluente significativo.

Oltre all'abbattimento spaziale della precipitazione è stato necessario introdurre un'ulteriore diminuzione dell'apporto meteorico. Le altezze di pioggia dell'ora delle 2 ore e delle 3 ore sono state calcolate come $1/6$, $1/2$ e $1/3$ della pioggia delle 6 ore per evitare che il programma considerasse il picco di precipitazione come media di ciascun intervallo di tempo. Se non fosse stato adottato tale accorgimento la combinazione di eventi critici di frequenza centenaria avrebbe avuto, nel suo complesso, una frequenza statistica maggiore.

2.3.3 *Calcolo degli idrogrammi di piena con assegnato T_r*

Obiettivo ultimo dello studio della relazione afflussi-deflussi superficiali è stato il calcolo degli idrogrammi di piena di assegnato tempo di ritorno per ciascun sottobacino contribuente. Da

questi idrogrammi è possibile estrarre successivamente le portate al colmo di piena da utilizzare come dati di input del modello di simulazione idraulica a moto permanente.

In tutte le simulazioni si è immaginato uno stato di saturazione del suolo del bacino, e quindi sono stati assunti per CN i valori della condizione III del Soil Conservation Service, come pure bassi sono i valori assegnati per le perdite di intercettazione superficiale.

In definitiva i passi di calcolo necessari per ottenere l'idrogramma di piena per il tempo di ritorno del progetto sono

- Calcolo della pioggia attesa per diverse durate (1, 3, 6 ore) e diversi tempi di ritorno (50, 100 e 200 anni)
- Calcolo dei parametri della curva $h=at^n$
- Applicazione del modello idrologico tenendo conto del tempo di concentrazione (Tabella 1), e del parametro di ritardo dell'idrogramma.

Lo studio condotto ha permesso di ottenere i valori delle portate di piena alle varie sezioni di riferimento in corrispondenza dei tempi di ritorno di 50, 100 e 200 anni. Tali valori sono risultati in buon accordo, sia da un punto di vista idrologico, con quanto già riportato in letteratura, sia con quanto successivamente elaborato dal CIMA.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati ottenuti dall'applicazione del modello di calcolo per i diversi tempi di ritorno considerati e il confronto tra le portate calcolate e quelle determinate dal CIMA per le sezioni ritenute più significative.

Al riguardo si precisa che lo studio relativo alla regionalizzazione delle portate di piena (CIMA) deve essere considerato come un indirizzo a cui attenersi in assenza di motivate ragioni che portino a discostarsi dai valori forniti dal suddetto studio.

Tabella 2.3.3.1 – Sintesi e confronto tra le portate al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno

Sezione a monte del torrente	Sup. (Km ²)	CIMA				Modello afflussi-deflussi			
		Tr100		Tr200		Tr100		Tr200	
		Q (m ³ /s)	q (m ³ /s*km ²)	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s*km ²)	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s*km ²)	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s*km ²)
Vezzulla	19.5	230	12,78	280	15,56	390	20	485	24,87
Masca	38					740	19,47	800	21,05
Ponzema	49	640	13,06	750	15,31	800	16,33	901	18,39
Berlino	75	960	12,80	1130	15,07	1127	15,03	1380	18,40
Gargassa	89	1080	12,13	1280	14,38	1140	12,81	1458	16,38
Confine Piemonte	115	1300	11,30	1540	13,39	1366	11,88	1605	13,96

Tabella 2.3.3.2– Portate relative agli eventi critici per ciascun affluente valutate con il “Modello afflussi-deflussi”

Bacino	S (km ²)	Tr100		Tr200	
		Q (m ³ /s)	q (m ³ /s,km ²)	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s,km ²)
Vezzulla	14	274	19.57	309	22.07
Ponzema	14	291	20.78	335	23.9
Angassino	4	100	25	119	29.7
Berlino	13,8	245	17.7	285	20.65
Gargassa	16,3	321	14.49	362	26.23

3. CONCLUSIONI DELLO STUDIO IDROLOGICO

Si è riportata nelle tabelle 6.2, 6.2, 6.3, 6.4 una sintesi dei valori di portata ottenuti con le diverse metodologie sia per quanto riguarda le sezioni di interesse lungo l'asta principale del T. Stura, sia per quanto attiene gli affluenti. Si osservi come i valori ottenuti con i diversi metodi presentino una sostanziale variabilità. In particolare, si nota che i valori più elevati vengono ottenuti applicando la metodologia CIMA e tramite il modello afflussi-deflussi costruito utilizzando il codice HEC1. L'utilizzo della formula razionale, del modello MG o del VAPI presentano valori inferiori con differenze che si amplificano all'aumentare del tempo di ritorno. Il metodo empirico regressivo, applicato per il solo T. Stura alla chiusura, ha fornito valori di portata prossimi al CIMA ed al Modello afflussi-deflussi.

Ai fini dell'utilizzo delle portate di massima piena per le applicazioni modellistiche da realizzare nel presente studio (definizione delle fasce fluviali) si è ritenuto corretto utilizzare i valori ottenuti mediante l'applicazione del modello idrologico afflussi-deflussi (HEC1) per le seguenti ragioni:

- i valori di portata al colmo ottenuti con il suddetto modello sono sostanzialmente allineati nell'intorno dei valori ottenuti mediante l'applicazione del modello regionale messo a punto dal C.I.M.A. di Genova per i bacini liguri;
- si ritiene che tale metodologia possa ritenersi valida per il bacino del T. Stura, anche se idrograficamente appartenente al bacino padano, in considerazione dell'assoluta prossimità alla linea di crinale ligure;
- la presenza della linea di spartiacque può determinare localmente condizioni meteorologiche di particolare avversità sia in termini di intensità che di persistenza degli eventi piovosi come testimoniato dagli eventi alluvionali che si sono ripetuti nel tempo;
- il carattere fortemente locale di tali fenomeni risulta difficilmente schematizzabile dalle metodologie idrologiche di letteratura, anche in considerazione della scarsità di dati idrologici consistenti presenti nell'area in esame;
- alcune ricerche svolte in passato relativamente ad eventi calamitosi che hanno colpito il bacino in questione e quelli adiacenti hanno permesso di ricostruire, seppure per via idraulica "indiretta", valori delle massime portate defluite durante tali eventi con contributi specifici stimati in $18 \text{ m}^3/\text{s km}^2$ alla sezione di Belforte relativa allo Stura di Ovada (evento del 6/10/1977). Si veda, a proposito, la pubblicazione di Virgilio Anselmo "Massime portate osservate o indirettamente valutate nei corsi d'acqua subalpini", 1985);
- sulla base delle osservazioni pubblicate in letteratura, effettuate durante e nei giorni immediatamente successivi gli eventi di piena si può affermare che nel bacino del T. Stura si verifica un fenomeno di trasporto solido di apprezzabile entità con conseguente riduzione della sezione idraulica disponibile per il deflusso delle acque. Una valutazione quantitativa attendibile di tale fenomeno risulta decisamente complessa in considerazione dell'elevato numero di variabili che lo governano.

Tutto ciò premesso, e considerate anche le specifiche finalità del presente studio nella pianificazione territoriale volte alla salvaguardia della pubblica incolumità nonché all'incremento del livello di sicurezza idraulica del territorio si ritiene significativo l'utilizzo, per le applicazioni modellistiche idrauliche, delle portate definite tramite il modello idrologico Hec1, denominato, quindi, per comodità, nelle tabelle di sintesi, "Piano fasce". Tale modello fornisce una stima delle portate al colmo di piena per il bacino del T. Stura che, da un punto di vista strettamente idrologico, appare sicuramente conservativa se paragonata alle portate ottenute con altri metodi di analisi idrologica (in particolar modo quelli "regionali"). Tuttavia, ai fini della descrizione idraulica del trasferimento delle portate di piena l'utilizzo di tali valori di portata consente di tenere in considerazione dei fenomeni sopra citati quali la riduzione della capacità di portata degli alvei in conseguenza di elevati fenomeni di trasporto solido, nonché la formazione di centri di scroscio particolarmente intensi o persistenti a causa della particolare collocazione geografica del bacino.

Tabella 3.1- Sintesi delle portate al colmo (m³/s) lungo il T. Stura stimata con le differenti metodologie

Sezione a monte del torrente	Sup. (Km²)	CIMA				Cati	Piano Fasce				Formula razionale				Modello MG				VAPI				Regressione			
		T50	T100	T200	T500		T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500
Vezzulla	19.5	190	230	280	330	380	259	390	485	558	268	298	327	366	256	286	315	352	---	---	---	---	---	---	---	---
Masca	38					596	434	740	800	912																
Ponzema	49	520	640	750	910	722	505	800	901	1032	468	521	574	643	438	488	536	597	---	---	---	---	---	---	---	---
Berlino	75	780	960	1130	1370	979	703	1127	1380	1458	589	657	724	812	550	611	670	745	---	---	---	---	---	---	---	---
Gargassa	89	880	1080	1280	1540	1113	711	1140	1458	1525	646	720	794	891	609	676	741	823	---	---	---	---	---	---	---	---
Confine Pie-monte	115	1060	1300	1540	1850	1357	820	1366	1605	1747	729	813	897	1007	684	758	830	921	352	453	574	755	884	1104	1349	1683

Tabella 3.2- Sintesi delle portate specifiche al colmo (m³/s km²) lungo il T. Stura

Sezione a monte del torrente	Sup. (Km²)	CIMA				Cati	Piano Fasce				Formula razionale				Modello MG				VAPI				REGRESSIONE			
		T50	T100	T200	T500		T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500
Vezzulla	19.5	9.74	11.79	14.35	16.90	19.48	13.28	20	24.87	28.61	13.74	15.28	16.76	18.77	13.13	14.67	16.15	18.05	---	---	---	---	---	---	---	---
Masca	38					15.68	11.42	19.47	21.05	24																
Ponzema	49	10.6	13.1	15.3	18.3	14.74	10.3	16.32	18.38	21.06	9.6	10.6	11.7	13.1	8.9	10.0	10.9	12.2	---	---	---	---	---	---	---	---
Berlino	75	10.4	12.8	15.1	18.3	13.1	9.37	15.0	18.4	19.44	7.9	8.8	9.7	10.8	7.3	8.1	8.9	9.9	---	---	---	---	---	---	---	---
Gargassa	89	9.9	12.1	14.4	17.3	12.52	7.9	12.8	16.4	17.1	7.3	8.1	8.9	10.0	6.8	7.6	8.3	9.2	---	---	---	---	---	---	---	---
Confine Pie-monte	115	9.2	11.3	13.4	16.1	11.8	7.13	11.9	14.0	15.2	6.3	7.1	7.8	8.8	5.9	6.6	7.2	8.0	3.1	3.9	5.0	6.6	7.7	9.6	11.7	14.6

Tabella 3.3- Sintesi delle portate al colmo (m³/s) degli affluenti stimata con le differenti metodologie

Affluente	Sup. (Km²)	CIMA				Cati	Piano Fasce				Formula razionale			
		T50	T100	T200	T500		T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500
Vezzulla	14	140	170	210	250	329	167	274	309	360	208	231	253	283
Rio Masca	8.7					243	137	227	257	302	193	213	234	260
Ponzema	14.0	170	210	250	300	330	185	291	335	387	208	231	253	283
Angassino	4.0					174	58	100	119	140	161	177	193	213
Berlino	13.8	140	170	200	240	330	139	245	285	360	253	280	308	343
Gargassa	16.3	140	170	210	250	360	200	321	362	400	238	265	291	325

Tabella 3.4- Sintesi delle portate specifiche al colmo ($m^3/s km^2$) degli affluenti

Affluente	Sup. (Km ²)	CIMA				Cati	Piano Fasce				Formula razionale			
		T50	T100	T200	T500		T50	T100	T200	T500	T50	T100	T200	T500
Vezzulla	14	10	12.14	15	17.8	23.5	11.9	19.57	22.07	25.7	14.9	16.5	18.1	20.2
Rio Masca	8.7					28	15.75	26.09	29.54	34.71	22.18	24.48	26.9	29.89
Ponzema	14.0	12.1	15	17.9	21.4	23.5	13.21	20.78	23.9	27.74	14.9	16.5	18.1	20.2
Angassino	4.0					43.5	14.5	25	29.7	35	40.3	44.3	48.3	53.3
Berlino	13.8	10.1	12.3	14.5	17.4	23.9	10.1	17.7	20.65	26.08	18.3	20.3	22.3	24.9
Gargassa	16.3	8.6	10.4	12.9	15.3	22	12.27	19.69	22.21	24.53	14.6	16.3	17.9	20.0

4. ANALISI IDRAULICA

4.1 Aree storicamente inondate

La determinazione delle aree storicamente inondate è stata basata sulla documentazione acquisita dalla provincia di Genova e dall'autorità di Bacino del Po.

Mediante l'utilizzo della Carta delle aree storicamente inondate prodotta per il Piano Territoriale di Coordinamento, redatto dalla Provincia di Genova nel Maggio 2000, è stato possibile ricostruire le inondazioni aggiornate agli eventi dell'Ottobre 1998 nel territorio oggetto di studio.

La perimetrazione è stata successivamente confrontata ed integrata mediante l'utilizzo dell'Atlante dei Rischi Idraulici ed Idrogeologici prodotto nell'ambito del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dall'Autorità di Bacino del Po. Il confronto è stato eseguito secondo quanto riportato nei fogli 212-I, 213-III e 213-IV dell'Atlante citato relativamente ai dissesti morfologici di carattere torrentizio.

L'informazione originale derivata dalla documentazione reperita nel corso dello studio è in scala 1:10000, quella della Provincia di Genova, e 1:25.000, quella del PAI, pertanto l'accuratezza della perimetrazione è da considerarsi relativa a tale scala.

Le aree così determinate sono state cartografate in scala 1:10000 nell'Allegato PL06 e sono state utilizzate per la delimitazione delle fasce fluviali come nel seguito descritto.

4.2 Metodologia di analisi

Le verifiche idrauliche sono state condotte effettuando delle simulazioni in moto permanente, ovvero integrando i profili di moto permanente lungo un reticolo idrografico di progetto.

Sono state eseguite, con la procedura di seguito illustrata, diverse separate simulazioni. Le prime due, valide per tempi di ritorno di 50, 200 e 500 anni, hanno riguardato solamente l'evento critico del fiume Stura. Le altre due hanno simulato, per i diversi tempi di ritorno, separatamente per ciascun affluente le condizioni di evento critico. Alla base della metodologia sta la considerazione che la combinazione di eventi con $T_r=200$ non coincide con un evento per l'intero bacino di pari tempo di ritorno.

Quest'ultimo ha origine, procedendo da valle verso monte, dall'ultima sezione del torrente Stura al confine con la Regione Piemonte ed è costituito dall'intero tratto di monte del torrente stesso e dai seguenti affluenti principali: torrente Vezzulla, Ponzema, Angassino, Berlino e Gargassa.

Sono inoltre stati modellati i manufatti di attraversamento, inserendone le caratteristiche tridimensionali.

I valori di portata fluente nei diversi tronchi e rami costituenti il reticolo sono quelli derivanti dallo studio idrologico.

Ci si è avvalsi del codice di calcolo Hec-Ras (messo a punto dal HEC-USACE), che utilizza una metodologia di calcolo della quale si rende conto nel seguito.

4.3 Fondamenti della procedura di calcolo

La procedura di calcolo implementata in Hec-Ras è nota in letteratura con il nome di Standard Step Method.

Essa consiste nel calcolo, della quota del pelo libero in una sezione a partire da quella nota in una sezione adiacente, per mezzo di un procedimento iterativo che si avvale delle seguenti due equazioni:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

$$h_e = L \overline{S_f} + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove:

WS_1, WS_2 = quote del pelo libero nelle sezioni alle estremità della tratta considerata;

V_1, V_2 = velocità media (portata/area liquida) nelle citate sezioni;

α_1, α_2 = coefficiente di Coriolis;

g = accelerazione di gravità (= 9,81 m/s²);

h_e = perdita di energia tra le 2 sezioni;

L = lunghezza della tratta (media pesata);

$\overline{S_f}$ = cadente piezometrica della tratta;

C = coefficiente di espansione o contrazione.

La lunghezza media della tratta viene definita come:

$$L = \frac{L_{lob} \overline{Q_{lob}} + L_{ch} \overline{Q_{ch}} + L_{rob} \overline{Q_{rob}}}{\overline{Q_{lob}} + \overline{Q_{ch}} + \overline{Q_{rob}}} \quad (3)$$

dove:

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = lunghezze per il moto in golena sinistra, nell'alveo di magra e in golena destra;

$\overline{Q_{lob}}, \overline{Q_{ch}}, \overline{Q_{rob}}$ = media aritmetica delle portate nelle due sezioni con riferimento a gola sinistra, alveo di magra e gola destra.

La determinazione della capacità di portata totale e del coefficiente di Coriolis per una data sezione richiede che il flusso sia suddiviso in parti con velocità uniformemente distribuita. In pratica il flusso nelle golene viene suddiviso in base ai punti utilizzati per descrivere la geometria della sezione, e la capacità di portata in ogni posizione dell'area liquida è calcolata con la seguente espressione:

$$k = \frac{1}{n} a r^{2/3} \quad (4)$$

dove:

k = capacità di portata della porzione considerata;

n = coefficiente di Manning della porzione;

a = area della porzione;

r = raggio idraulico della porzione.

La capacità di portata totale dell'intera sezione è ottenuta come somma delle capacità delle singole porzioni nelle quali la stessa è stata suddivisa.

Le perdite di carico vengono calcolate come prodotto della lunghezza media pesata della tratta L , determinata con l'espressione (3), per la cadente piezometrica media.

Nelle espressioni analitiche utilizzate per il calcolo dei profili di moto sono implicite le seguenti osservazioni, che pertanto devono essere verificate nell'effettivo fenomeno fisico soggetto ad indagine:

(a) il moto è stazionario

(b) il moto è gradualmente vario

(c) il moto è unidimensionale (componenti della velocità in direzioni diverse da quella del moto non sono considerate)

(d) la pendenza del corso d'acqua è "*piccola*" (<10%).

Si assume il moto stazionario in quanto nelle equazioni utilizzate non compaiono i termini dipendenti dal tempo. Il moto deve essere di tipo gradualmente vario perché l'equazione (1) è basata sull'ipotesi che in tutte le sezioni viga una distribuzione idrostatica delle pressioni.

Il moto deve essere unidimensionale perché l'equazione (4) è basata sull'ipotesi che la quota energetica sia la stessa in tutti i punti di una sezione.

Si assumono poi pendenze "*piccole*" perché si assume di avere distribuzione idrostatica delle pressioni lungo le verticali, che per valori piccoli della pendenza possono essere identificate con le normali al moto.

4.4 La rappresentazione dei nodi idraulici in corrispondenza delle confluenze

Il codice utilizzato permette di simulare le variazioni dei livelli idrometrici in corrispondenza dei nodi idraulici rappresentati dalle confluenze tra due o più corsi d'acqua. Nel codice di calcolo Hec-Ras le giunzioni possono essere implementate e analizzate utilizzando sia la conservazione dell'energia che l'equazione della quantità di moto, con la quale è possibile considerare l'angolo di incidenza della corrente dell'affluente rispetto al corso d'acqua principale. Spesso la perdita di energia legata all'angolo di incidenza risulta trascurabile e pertanto l'utilizzo dell'equazione dell'energia per descrivere la confluenza risulta adeguato; tuttavia vi sono casi in cui tali perdite possono risultare significative e pertanto la ricerca della soluzione mediante l'equazione della quantità di moto si rivela più appropriata.

Generalmente si può affermare che quando l'immissione avvenga in corrente lenta l'influenza dell'angolo tra i due corsi d'acqua risulta essere ininfluente, tuttavia è consigliabile eseguire delle simulazioni utilizzando, a scopo di verifica, anche l'imposizione del teorema della quantità di moto, soprattutto quando le caratteristiche del moto sono prossime alle condizioni critiche.

L'equazione della quantità di moto è esprimibile come segue:

$$P_1 + P_2 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$

con il seguente significato dei simboli:

- P = Pressione idrostatica nelle sezioni considerate;
- W_x = componente della forza peso nella direzione del moto;
- F_f = forza dovuta alle resistenze tangenziali nella direzione del moto;
- Q = portata;
- ρ = densità dell'acqua;
- ΔV_x = variazione della velocità nella direzione del moto.

Come in corrispondenza delle giunzioni e delle diversioni, l'equazione della quantità di moto può essere utilizzata in corrispondenza dei ponti per valutare il sovrizzo del livello idrico dovuto alle pile. In tale circostanza il codice stesso consente di utilizzare automaticamente il metodo che comporta la maggiore perdita energetica.

L'applicazione del teorema della quantità di moto pertanto andrebbe valutata in tutti quei casi in cui la morfologia della rete idrografica di studio può dare luogo ad un intenso processo dissipativo e di conseguenza comportare la presenza di vistose variazioni nell'assetto idrometrico. Tuttavia a causa della difficoltà di schematizzare al meglio la configurazione geometrica dei nodi, il calcolo serve solamente per dare un'indicazione di massima su ciò che accade, suggerendo l'opportunità di effettuare delle prove su modello fisico di adeguata scala qualora si debbano studiare immissioni di una certa rilevanza.

4.5 Stima dei parametri di resistenza

4.5.1 Resistenze continue

Per quanto riguarda le verifiche idrauliche volte alla definizione delle quote idriche per il sistema idrografico del torrente Stura, i calcoli sono stati realizzati adottando un coefficiente di scabrezza di Strickler K_s variabile in funzione delle diverse caratteristiche delle sezioni introdotte. Questa scelta, di differenziare il coefficiente di scabrezza, permette di ottenere un risultato più realistico circa la differente resistenza idraulica al moto offerta dalle varie superfici di una stessa sezione.

I parametri di scabrezza utilizzati infatti devono tenere conto che ci si sta riferendo a corsi d'acqua naturali (sia pure talvolta antropizzati, con le conseguenti turbative al regolare deflusso determinate, ad esempio, da trasporto solido o presenza di microdiscontinuità non considerate nella schematizzazione geometrica della sezione) e non a canali e devono quindi essere opportunamente valutati al fine di giungere a corrette ed omogenee individuazioni del livello del pelo libero in fase di piena.

A tal fine il Comitato Tecnico Provinciale ha ritenuto di proporre nell'ambito della redazione del Piano di Bacino del Bisagno che i calcoli idraulici vengano effettuati considerando parametri di scabrezza compresi negli intervalli indicati nella tabella seguente.

Tabella 11 – Coefficienti di scabrezza consigliati in funzione delle caratteristiche delle sezioni

Descrizione del corso d'acqua	K_s Strickler ($s^{-1} m^{1/3}$)	m Kutter ($m^{1/2}$)	gamma Bazin ($s m^{-1/3}$)	n Manning ($1/ks$)
Tratti montani di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva arborea in alveo	25-30	3.50-3.0	3.00-2.30	0.040-0.033
Corsi d'acqua naturali regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30-35	3.00-2.00	2.30-1.75	0.033-0.028
Tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35-40	2.00-1.50	1.75-1.30	0.028-0.025
Corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità (nicchie, bauletti, ecc.) interferenti con le acque	40-45	1.50-1.35	1.30-1.00	0.025-0.022
Tombinature perfettamente lisce e dotate a monte di dispositivi atti ad assicurare la trattenuta di trasporto solido di fondo e galleggiante (vasche di sedimentazione, briglie selettive, ecc.)	45-55	1.35-0.75	1.00-0.60	0.022-0.018

Si ritiene che i valori riportati nell'ultima categoria sopra indicata debbano considerarsi quali valori limite non superabili.

4.5.2 Resistenze localizzate

Per quanto riguarda le variazioni di larghezza, lungo il moto dell'acqua, tra le varie sezioni sono stati adottati i seguenti coefficienti per la contrazione e l'espansione: 0.1 il primo e 0.3 il secondo

Altre resistenze localizzate sono dovute ai manufatti costruiti dall'uomo sul greto del fiume, quali i ponti che con le loro pile in alveo e le spalle laterali vanno a restringere la sezione disponibile per il deflusso delle acque, influenzando così l'altezza del pelo libero.

Come si evince dalle planimetrie allegate di progetto, sul torrente Stura e sui suoi affluenti principali sono presenti numerosi manufatti di attraversamento, sia di epoca medioevale che di recente costruzione, che presentano pile e/o spalle che inducono un'ulteriore resistenza al moto dando luogo a fenomeni idraulici localizzati.

Sono presenti inoltre altri manufatti quali guadi di attraversamento, briglie e traverse, ruderi ecc..

Per il calcolo dei sovralti, delle resistenze al moto e dei rigurgiti il codice di calcolo consente di ricercare la soluzione mediante diversi modelli. In particolare per il deflusso attraverso ponti e tombinature, la procedura di calcolo utilizzata simula il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato e la combinazione del deflusso in pressione e del deflusso con scavalco dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo).

Per il deflusso a pelo libero il modello utilizza i seguenti modelli:

- la conservazione dell'energia;
- applicazione della formula empirica di Yarnell, che richiede la stima di un coefficiente C_c dipendente dalla forma delle pile in alveo ;
- applicazione del teorema della quantità di moto per il volume di controllo compreso tra le sezioni di monte e valle;
- metodo empirico WSPRO.

È possibile inoltre impostare un'opzione per la scelta automatica del metodo che prevede la soluzione che comporta la maggiore perdita energetica.

Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove Q (m^3/s) è la portata defluita attraverso la luce di area A (m^2), H (m) è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e C è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.

Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard

$$Q = CLH^{3/2}$$

dove Q (m^3/s) è la portata defluita sulla soglia di larghezza $L(m)$ e H (m) è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e C è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalcamento del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazzeanti e defluenti al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

4.6 Condizioni al contorno

Per la soluzione delle equazioni differenziali che regolano il moto è necessario introdurre le condizioni al contorno, di monte o di valle, a seconda che il moto si svolga in condizioni supercritiche o subcritiche.

Nel caso in esame non è possibile determinare a priori le condizioni di moto che si sviluppano lungo i diversi corsi d'acqua che compongono la rete idrografica. Le simulazioni sono condotte in corrente "mista", potendo in tal modo studiare il comportamento del deflusso sia in corrente lenta che in corrente rapida a seconda delle condizioni che di volta in volta si presentano.

Per fare questo è necessario introdurre una condizione al contorno sia a monte che a valle, cosicché il codice di calcolo possa passare da un'estremità all'altra del corso d'acqua ogni qualvolta si presentasse una discontinuità idraulica, che imponesse il cambiamento del verso di integrazione.

Oltre a dover imporre le condizioni al contorno ad ogni estremità libera della rete simulata, è necessario imporre inserire delle condizioni al contorno interne in corrispondenza dei nodi idraulici. Tali condizioni, come riferito precedentemente, si ottengono inserendo l'opzione "*junction*" alla confluenza di due corsi d'acqua e definendo l'opzione risolutiva per il calcolo del nodo stesso: scegliendo cioè se applicare l'equazione dell'energia o della quantità di moto.

Non avendo a disposizione sezioni di controllo del moto, ossia sezioni in cui è possibile imporre una condizione ben definita (quota idrica fissata), sono state imposte come condizioni al contorno le condizioni corrispondenti al moto uniforme, verificando l'effettiva influenza sul risultato finale di un eventuale errore nella stima della cadente piezometrica, e quindi della quota idrometrica, nella sezione di partenza.

Dall'esame dei risultati si è potuto osservare il contenuto effetto dell'errore commesso nell'approssimare la pendenza della cadente piezometrica con la pendenza del fondo; inoltre tale errore oltre a risultare in ogni caso a favore della sicurezza non comporta variazioni in merito alla verifica dei tratti soggetti ad esondazione.

4.7 Descrizione dei risultati dell'analisi idraulica e delle criticità di bacino

Dopo aver definito la geometria del sistema mediante l'introduzione delle sezioni trasversali dei corsi d'acqua, le distanze relative e le caratteristiche idrauliche (scabrezza dell'alveo principale e delle sponde o delle eventuali golene), si sono eseguite le verifiche idrauliche del Torrente Stura al fine di valutare il grado di sicurezza idraulica delle sezioni in funzione di diversi eventi critici.

Innanzitutto si è valutata la capacità delle sezioni di contenere le portate corrispondenti ad eventi critici per l'intero bacino pari rispettivamente a 50, 200, 500 anni.

Successivamente si è voluto esaminare l'effetto prodotto da eventi critici caratterizzati dai medesimi tempi di ritorno sui singoli sottobacini. In tal modo sono stati studiati gli effetti dei deflussi dovuti a precipitazioni intense cadute sulla superficie sottesa dai singoli corsi d'acqua.

Gli eventi critici indagati hanno riguardato i seguenti bacini:

- bacino del torrente Vezzulla;
- bacino del torrente Ponzema;
- bacino del torrente Angassino;
- bacino del torrente Berlino;
- bacino del torrente Gargassa;
- intero bacino del torrente Stura, chiuso al confine con il Piemonte, a partire dalla "loc. Piano delle Donne" e suddiviso in 5 tratti successivi.

Analogamente a quanto fatto per l'asta principale, per tutti i suddetti affluenti sono stati valutati i profili di moto permanente per gli eventi critici indicati.

4.7.1 Tratto iniziale del torrente Stura (a monte della confluenza con il Vezzulla) – STURA 1 -

Procedendo con l'analisi delle singole aste fluviali è da premettere che l'alto corso del torrente Stura fino all'abitato di Masone, come altre aste fluviali del bacino non è mai stato oggetto di rilievi con restituzione planimetrica inferiore alla scala 1:5000, né con rilievo diretto delle sezioni trasversali del corso d'acqua. Le sezioni necessarie alla implementazione del modello idraulico in questo tratto sono quindi state ricavate, in parte, dalla cartografia tecnica regionale in scala 1:5000. La precisione di tali sezioni può essere ulteriormente di-

minuita tenendo conto dei fenomeni di trasporto solido sia in occasione di eventi di piena che in regimi ordinari.

Altre sezioni sono state oggetto di un rilievo di dettaglio, operazione che ha consentito anche di stabilire una buona verosimiglianza delle sezioni ricavate.

Nella simulazione idraulica sono stati assunti i seguenti valori:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a $259 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a $485 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a $558 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Portata corrispondente all'80% di quella Tr 200 pari a $388 \text{ m}^3/\text{s}$.

A monte dell'abitato di Masone è presente una zona pianeggiante (la piana di S. Pietro, in sinistra idraulica) a quota bassa, già alluvionata in occasione di eventi anche recenti, ad esempio quello del 1993.

Sulla base della documentazione fotografica reperita in loco e dell'analisi delle quote idriche raggiunte (che hanno lasciato segni ancora oggi ben visibili, ad esempio all'interno della chiesa) si può stimare che l'altezza idrica che si è verificata nel 1993 rispetto al piano stradale in corrispondenza della chiesa di S. Pietro sia stata pari a ca. 1.2-1.4 m. La frazione di San Pietro di Masone, infatti, è particolarmente esposta agli effetti di fenomeni alluvionali di elevata entità probabilmente anche a causa di un restringimento della sezione, della mancanza di arginature (l'alveo è semplicemente inciso nei terreni alluvionali) e della presenza di manufatti di attraversamento. Il pericolo è maggiore considerando anche il restringimento e le perdite di carico dovuto alle pile del viadotto dell'autostrada A26 Genova Voltri – Gravelona Toce, a quelle di alcuni ponti e a quelle di tre guadi.

Con particolare riferimento ai manufatti di attraversamento a servizio della viabilità locale si segnala che le caratteristiche geometriche degli stessi, sia per quanto attiene la luce libera e la presenza di una pila in alveo, sia per quanto riguarda la quota di intradosso delle travi, sono tali da esporre gli stessi, durante gli eventi alluvionali, a pericolo di occlusione.

Tale pericolo deriva sia dall'ingente trasporto solido che trasforma i guadi in vere e proprie soglie di fondo e riduce la sezione di deflusso in corrispondenza dei ponti, sia dalla notevole quantità di materiale galleggiante trasportato. Tali fenomeni aumentano di fatto il tirante della corrente di piena dando luogo a ingenti danni alle strutture ed esondazioni, come si è verificato nel corso della piena del 1993 dove il ponte immediatamente a monte della chiesa di S. Pietro è "*andato in pressione*" e dove il transito di parte della portata al di sopra dell'impalcato ha divelto le barriere di protezione del ponte stesso, come chiaramente osservabile dalle figure seguenti.

Figure 4.1, 4.2 e 4.3 – Esondazione prodotta a seguito degli eventi meteorici del 1993 in località S. Pietro di Masone





Per tenere conto degli elevati apporti solidi nel tratto in esame durante gli eventi di piena si è ritenuto opportuno aumentare la resistenza al moto nel modello mediante l'incremento del parametro di scabrezza. È stato dunque ridotto il coefficiente di Strickler fino al valore di circa $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ o, meglio, è stato aumentato il coefficiente di Manning al valore corrispondente di 0.0667.

Più a valle, nella zona in prossimità del vivaio gestito dal Corpo Forestale dello Stato ed immediatamente a monte dell'abitato di Masone, la sponda destra risulta naturalmente protetta dalle quote più elevate, mentre la sponda sinistra, più bassa, è soggetta a fenomeni di alluvionamento.

L'ingresso nel centro abitato di Masone, dove sono disponibili rilievi topografici di dettaglio, è caratterizzato dalla riduzione della sezione idraulica dovuta alla presenza di alcuni edifici produttivi. La minore capacità di portata delle sezioni alla quale si aggiungono gli effetti prodotti dalla stretta ansa del fiume giustificano il già noto pericolo di esondazione in sponda sinistra e di allagamento del parcheggio della strutture produttive "Baretto" e "P.G.B."

Nel tratto immediatamente a monte della confluenza con il Vezzulla si evidenziano alcuni problemi in sponda destra a causa del rigurgito dato dall'immissione del torrente Vezzulla.

4.7.2 Torrente Vezzulla

La verifica idraulica è stata effettuata con riferimento agli interventi previsti nel progetto *“Sistemazione idraulica e manutenzione per riduzione del rischio di esondazione del torrente Stura in località piana nel centro abitato di Masonè”* redatto dall’ing. Tiziano DeSilvestri in data ottobre 1995.

Nelle verifiche idrauliche, finalizzate alla determinazione dei livelli idrici massimi e la delimitazione delle fasce di esondazione si sono considerate le seguenti portate di riferimento:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a $167 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a $309 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a $360 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Portata corrispondente all’80% di della Tr 200 pari a $247 \text{ m}^3/\text{s}$;

ottenute per il bacino, di estensione pari a 14 km^2 , chiuso alla confluenza con lo Stura.

Il progetto disponibile ed acquisito per il torrente Vezzulla si limita a fornire solamente poche sezioni rilevate in corrispondenza del tratto finale del corso d’acqua, a monte della confluenza con il torrente Stura, per un estensione complessiva di circa 50 m. I dati disponibili sono quelli relativi alle sezioni 21G-22G-23G (cfr. Allegato PL01).

Per ovviare a tale carenza e poter valutare le aree di esondazione del corso d’acqua è stato necessario ricavare altre sezioni trasversali *“ausiliarie”* dalla cartografia esistente (CTR in scala 1:5000). Successivamente è stato eseguito un rilievo di dettaglio in alcuni punti del corso d’acqua per poter contare su dati geometrici più precisi e aggiornati.

In tal modo è stato possibile ricostruire in modo soddisfacente la geometria del corso d’acqua per un tratto di circa 3300 m a monte della confluenza. Le sezioni sono state ricavate ad una distanza variabile tra 100 e 200 m in relazione alla regolarità delle stesse ed all’andamento plano-altimetrico del torrente.

Per quanto riguarda la pendenza del fondo il tratto esaminato può essere suddiviso in tre parti caratterizzate da una pendenza media decrescente da monte verso valle e pari, rispettivamente, a circa 7% (tra i 3.3 e 2.36 km dalla confluenza con lo Stura), 1.5% (tra 2.36 e 0.13 km dalla confluenza) e infine pari a 0.1% (da 0.13 km alla confluenza).

Nel codice di calcolo sono state imposte le seguenti condizioni al contorno: a monte è stato imposto il tirante idrico di moto uniforme, mentre a valle si ha una condizione al contorno interna rappresentata dall’immissione nel torrente Stura, che viene risolta dal modello mediante l’applicazione del teorema della quantità di moto.

Il coefficiente di scabrezza è stato assunto variabile in funzione della naturalità delle sezioni e delle caratteristiche planimetriche del corso d’acqua. Il coefficiente K_s di Strickler è risultato compreso entro l’intervallo di $30 \div 40 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$, corrispondente a coefficienti di Manning compresi tra 0.025 e $0.033 \text{ s/m}^{1/3}$.

Il profilo del pelo libero è significativamente influenzato dalle opere di attraversamento in particolare un ponte ad arco nel tratto medio alto del torrente in corrispondenza della de-

viazione per la località Petrenere. La prima zona di insufficienza idraulica è costituita infatti dal ponte in sezione 5.17 in cui il flusso sormonta la struttura anche per bassi tempi di ritorno. L'esondazione riguarda quindi la strada di via Romitorio con un tirante che può raggiungere il metro e mezzo.

Scendendo lungo il corso del torrente si incontra un altro ponte, alla sezione 5.14, con pila in alveo destinato ad essere scavalcato dalla corrente di piena per eventi con tempo di ritorno superiore ai 50 anni, determinando esondazioni che vanno ad interessare l'insediamento industriale presente in sponda destra. Il franco tra la quota del pelo libero e quella di sottotrave risulta ridotto anche per eventi con tempi di ritorno di 50 anni decretando pertanto una condizione di pericolo ed inadeguatezza della struttura.

Nel tratto successivo la maggiore irregolarità delle sezioni con alternanza di restringimenti ed allargamenti dell'alveo determina una minore regolarità del profilo idrico con ripetute transizioni attraverso la condizione di stato critico.

L'ultimo tratto del torrente, a monte della confluenza con lo Stura, è stato oggetto di interventi di regolarizzazione dell'alveo e di protezione delle sponde con la realizzazione di muri in calcestruzzo armato e numerose briglie per la regolarizzazione delle quote di fondo; nonostante ciò il profilo idrico appare molto irregolare.

Il passaggio attraverso l'ultimo ponte (S.S. del Turchino) prima della confluenza con lo Stura avviene con transizione del moto da condizioni di corrente veloce a corrente lenta attraverso lo sviluppo di un risalto. Tale mutamento delle caratteristiche di deflusso è da imputarsi prevalentemente al recupero di energia necessario per consentire al Vezzulla di immettersi nello Stura. Si sviluppa pertanto un profilo di rigurgito che determina l'insufficienza delle opere arginali presenti, causando esondazioni che si propagano verso valle interessando buona parte del centro abitato.

4.7.3 Secondo tratto dello Stura (a valle della confluenza con il Vezzulla ed a monte dell'immissione del Ponzema) – STURA 2 -

Prima dell'immissione del torrente Masca il bacino sotteso dal torrente Stura ha un'estensione di circa 38 km² e le portate stimate sono:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 434 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 800 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 912 m³/s
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 640 m³/s.

Dopo l'immissione del torrente Masca le portate calcolate per il bacino chiuso a monte della confluenza con il torrente Ponzema (circa 49 km²) sono:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 505 m³/s
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 901 m³/s;

- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 1032 m³/s
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 721 m³/s.

Immediatamente a valle della confluenza con il Vezzulla l'incremento delle portate determina l'insorgere di una zona esondabile in corrispondenza della sponda destra dove attualmente esiste, limitatamente ad alcuni tratti, un parapetto a protezione del marciapiede incapace di contenere i deflussi.

Procedendo verso valle si incontra la nuova passerella pedonale (sez. 223). Le verifiche hanno evidenziato come al verificarsi degli eventi più gravosi il deflusso, pur mantenendosi al disotto della passerella, non garantisca un adeguato franco di rispetto, soprattutto qualora si valuti la possibile presenza di corpi galleggianti.

Il corso dello Stura prosegue con un'ampia ansa verso destra, attualmente oggetto di sistemazione, ed in condizioni di deflusso sufficienti a garantire la sicurezza. Il modello idraulico monodimensionale utilizzato non prevede il calcolo del sovrizzo che si verifica nella realtà all'esterno della curva in conseguenza della forza centrifuga, anche se all'esterno dell'ansa le zone edificate sono ad una quota di ragionevole sicurezza. Valutando l'effetto nella sezione 218 con la formula di Grashof, valida in moto lento,

$$\Delta Y = \frac{v^2 b}{gr_m} \quad \text{dove}$$

U = velocità del canale;

b = larghezza;

r_m = raggio medio dell'ansa

g = accelerazione di gravità.

L'effetto dell'ansa è valutabile in circa 50 cm a causa della forza centrifuga. Il sovrizzo dovuto ad un eventuale brusco arresto della corrente è pari al carico cinetico ovvero a

$$\Delta Y = \frac{v^2}{2g}$$

pertanto, considerando la velocità di circa 3.5 m/s si ottiene una risalita massima pari a circa 60 cm.

Essendo la sponda concava interessata dal sopralzo molto ripida si ritiene localmente inapprezzabile l'effetto dell'ansa.

Il tratto di Masone probabilmente più critico con Tr elevati è quello a monte del ponte su via Pallavicini (sez. 205) in corrispondenza della struttura produttiva "Cernusa". La sponda destra a monte del ponte risulta essere troppo bassa ed il muro della fabbrica non può essere considerato un'opera idraulica adatta a contenere le piene. Particolarmente critico è lo stato dell'antico ponte su via Pallavicini, che provoca un'ulteriore restringimento di sezione. Sotto l'arco della struttura la corrente passa da lenta a veloce, e provoca un forte e ripido

rigurgito a monte della struttura stessa. La superficie attualmente disponibile per il deflusso appare chiaramente insufficiente.

A tal fine dovrebbe essere realizzata un'apertura, già suggerita nelle sezioni di progetto, nella parte destra del ponte, attualmente non disponibile per il deflusso delle acque. Si sottolinea, infine, che la morfologia dell'alveo in questo tratto non è modificabile se non a prezzo di ingenti lavori come la demolizione della fabbrica *Cerusa* ed un allargamento dell'area disponibile al moto. Il problema del ponte medioevale si estende anche a valutazioni di carattere non strettamente idrauliche trattandosi di un manufatto caratterizzato da un elevato valore storico e culturale.

A valle del ponte il moto prosegue in regime di corrente veloce ed attraversa il ponte di via S. Francesco senza particolari problemi per poi uscire da Masone in un alveo decisamente incassato che protegge abbondantemente la strada statale che corre in destra idraulica.

Poco dopo l'uscita da Masone, a monte della sezione 153, è stato imposto un cambio della portata giustificato dall'immissione in sinistra del Rio Masone e del Rio Masca, i cui contributi sono stati valutati complessivamente. Proseguendo verso valle l'alveo si allarga e prosegue incassato; si incontrano una serie di ponti con pile in alveo in corrispondenza dei quali si possono verificare notevoli sovralti del pelo libero che in molte occasioni supera la quota dell'intradosso dell'impalcato.

Tale scenario è relativo ai ponti in corrispondenza della sezione 153 in località Santa Maria Maddalena, della sezione 123 in località Campasso ed il ponte della statale del Turchino immediatamente a monte del paese di Campo Ligure (sez. 119 – 220).

Procedendo verso Campo Ligure il torrente attraversa inoltre una depressione altimetrica in corrispondenza delle sezioni 149, 148 e 147 prima di una stretta ansa verso sinistra, già sede in passato di allagamenti in sponda destra. I calcoli idraulici hanno confermato il pericolo anche per tempi di ritorno bassi (50 anni).

Poco a monte della confluenza con il torrente Ponzema (sezione 121) comincia a presentarsi un profilo di rigurgito causato dal sommarsi di molteplici fattori.

Il tratto di attraversamento di Campo Ligure si presenta come uno dei tratti maggiormente complessi in quanto in un tratto limitato si incontrano ben tre manufatti di attraversamento (due ponti della S.S. del Turchino ed il ponte medioevale) e due confluenze (Ponzema ed Angassino); alla riduzione della sezione idraulica e all'aumento delle portate si aggiunge inoltre la riduzione di pendenza dell'alveo che influisce negativamente sulla capacità di portata dell'intero tratto.

Per la corretta simulazione idraulica di questo tratto dovrebbe perciò essere utilizzato uno schema di calcolo di tipo bidimensionale. Infatti alla numerosità delle infrastrutture e confluenze si aggiunge la complessità della stessa e della morfologia dell'alveo: alcuni manufatti (ponti) presentano pile e volte di non ordinaria forma e potenziale interferenza con la corrente liquida. Le simulazioni in moto unidimensionale evidenziano l'insufficienza delle difese idrauliche sia in sponda destra che sinistra mettendo in pericolo sia la strada statale, in sinistra, che gran parte dell'abitato di Campo Ligure, in destra.

4.7.4 Torrente Ponzema

La pendenza del torrente appare discretamente regolare, circa 2%, con l'eccezione di alcuni salti di fondo a 600 metri dalla confluenza rilevati da dettagliata topografia. Il rilievo eseguito in occasione del "Completamento della sistemazione idrogeologica e della eliminazione del pericolo di esondazione nel centro abitato di Campo Ligure" dalla "Comunità montana Valle Stura" ha infatti riguardato circa 1.4 Km di torrente.

Il bacino drenato ha un'estensione di circa 14 km² e per le simulazioni idrauliche sono state utilizzati i seguenti valori di portata associati ai diversi tempi di ritorno:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 185 m³/s
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 335 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 387 m³/s
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 270 m³/s.

Il coefficiente di Manning utilizzato per la simulazione è 0.025-0.03 ($K_s \cong 25-33$) come suggerito dalla circolare del Magistrato del Po per corsi d'acqua naturali regolari con vegetazione e materiali in movimento sul fondo.

Il profilo idraulico del torrente Ponzema, rilevato completamente sia in planimetria che in sezioni trasversali, presenta alcuni stati di transizione da corrente rapida a corrente lenta con formazione di risalto idraulico.

La portata risulta, comunque, globalmente contenuta negli argini. In corrispondenza alle sezioni 4.28-4.23 una depressione urbanizzata in sinistra appare vulnerabile a causa del sovrizzo del pelo libero per tempi di ritorno di 200 e 500 anni. Pur non riscontrandosi evidenti restringimenti o manufatti in alveo che giustifichino il passaggio in corrente lenta, in occasione di eventi particolarmente gravosi il pelo libero sale e quindi minaccia la zona indicata.

Le acque del torrente rientrano, quindi, nella loro sede dalla sezione 4.20 e proseguono senza problemi attraversando un salto di fondo in corrispondenza delle sezioni 4.20-4.21 fino alla sezione 4.14. Da questo punto comincia a risentirsi l'effetto della condizione di valle determinata dal livello del torrente Stura e della diminuzione della capacità di portata della sezione determinata dal tombinamento realizzato sotto al piazzale adibito a parcheggio.

Il regime di moto delle acque per le portate 200ennali e 500ennali in corrispondenza di detto manufatto di attraversamento passa in corrente lenta determinando un rapido innalzamento della quota del pelo libero a causa dell'instaurarsi di un profilo di rigurgito. La tombatura di tali sezioni causa, quindi, all'interno della struttura, un deflusso in pressione e, a monte, l'uscita delle acque dalla loro sede nonché il sormonto della copertura stessa.

4.7.5 *Torrente Angassino*

Il bacino chiuso alla confluenza con lo Stura ha un'estensione di circa 4 Km² e per le simulazioni idrauliche sono state utilizzati i seguenti valori di portata associati ai diversi tempi di ritorno:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 58 m³/s
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 119 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 140 m³/s
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 95 m³/s.

Sebbene il torrente attraversi una zona poco abitata esistono lungo il suo corso alcune strutture produttive. Le sezioni del corso d'acqua sono rilevato in planimetria fino all'immissione nello Stura, ad eccezione degli ultimi 200 metri in cui è stata ricavata la geometria delle sezioni dalla cartografia comunale in scala 1:2000.

Nel tratto montano le acque defluiscono in condizioni di moto rapido senza mostrare rigurgiti o forti variazioni del tirante. Nel tratto compreso tra le sezioni 3.095 e 3.055 la sponda destra risulta inondabile per la portata duecentennale.

Dalla sezione 3.03 il moto inizia a risentire del rigurgito causato dall'immissione nello Stura e il tirante si alza notevolmente. Al rigurgito da valle si somma quello dovuto all'ostruzione della sezione per effetto dei ponti in prossimità della confluenza.

In occasione di eventi particolarmente gravosi (tempo di ritorno superiore a 50 anni) il ponte di valle insieme alle zone limitrofe viene sommerso dalle acque, per portate 50-ennali a causa della insufficienza del franco.

4.7.6 *Stura da Campo Ligure a Rossiglione – STURA 3 -*

Il bacino chiuso a monte della confluenza con il torrente Berlino ha un'estensione di circa 75 km² le portate di riferimento sono state:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 703 m³/s
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 1380 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 1458 m³/s
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 1104 m³/s.

Proseguendo verso valle, dopo il ponte medioevale ed il successivo manufatto di attraversamento della S.S. del Turchino, in uscita dal paese di Campo Ligure, la sezione idraulica si riduce notevolmente e la quota delle difese spondali in sinistra risulta non adeguata, come già os-

servato in occasione delle recenti piene, a causa dell'innalzamento del tirante per effetto del rigurgito. La zona ricade quindi in area inondabile per tutta la sua lunghezza per eventi corrispondenti tempi di ritorno superiori a 50 anni.

Dopo l'uscita dal paese il letto del fiume appare incassato e le sponde offrono sufficiente sicurezza alla strada statale che corre in destra. In destra orografica, comunque, la scarsa quota delle sponde e la presenza di pile in alveo alla sezione 85 determina l'allagamento della piana circostante; più a valle l'ostruzione della sezione da parte dei due ponti rispettivamente della S.S. del Turchino, alla sezione 80, e del ponte della ferrovia, alla sezione 79, provoca la fuoriuscita delle portate, peraltro già registrate in passato.

Inoltre la capacità di portata attraverso le strutture risulta insufficiente a smaltire le portate con tempo di ritorno superiore a 50 anni in condizioni di sicurezza, determinando una situazione di pericolo per le strutture stesse.

Il moto delle acque si sviluppa sia in regime di corrente veloce che in corrente lenta dando luogo ad alcuni risalti. L'esatta collocazione lungo l'asta di tali risalti è certamente condizionata dalla precisione delle sezioni, ricavate in questo tratto da cartografia regionale al 5000 e, chiaramente, dalla portata che scorre all'interno dell'alveo. In particolare appaiono poco evidenti dalla cartografia le esatte dimensioni e le quote dei manufatti e delle opere di difesa spondale che possono provocare cambiamenti localizzati di velocità.

All'ingresso della zona industriale di Rossiglione ha sede il vecchio stabilimento del "*Cotonificio ligure*", il cui muro perimetrale risulta lambito dalle piene. Proprio a causa del restringimento determinato dalla costruzione stessa dell'insediamento industriale sulla sponda sinistra, infatti, la corrente passa in moto lento e subisce un forte aumento del tirante.

Nell'ultimo tratto prima dell'intersezione con il torrente Berlino i tiranti idrici superano le opere arginali dando luogo ad esondazioni in destra che mettono in pericolo il nucleo storico di Rossiglione Superiore per i tempi di ritorno più elevati (200 e 500 anni). L'area in questione è già stata segnalata come "area alluvionabile" nel corso di precedenti studi oltre che sulle carte di localizzazione delle aree storicamente inondate della protezione civile.

4.7.7 *Torrente Berlino*

Il torrente Berlino sottende un bacino di quasi 14 km² e le portate meteoriche utilizzate nel calcolo sono:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 139 m³/s
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 285 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 360 m³/s
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 228 m³/s.

Nel suo primo tratto il torrente risulta essere sufficientemente protetto dal pericolo di alluvioni, considerata la forte pendenza del fondo che rende molto veloce ed efficiente lo scarico del-

le piene nello Stura. Dalla sezione numero 2.10 in poi l'alveo è cementificato rendendo ancora più alta la velocità di deflusso. Nel modello idraulico sono stati simulati i rapidi salti di quota che il torrente compie in corrispondenza dei manufatti, non è stato comunque tenuto conto delle capacità di invaso in particolare a monte della briglia selettiva in sezione 2.13 in località S. Bernardo.

Anche dopo l'ingresso nel paese, la quota dello Stura e i ponti che il torrente attraversa non costituiscono rischio idraulico per l'abitato; l'inondabilità della zona è legata alla insufficienza delle quote arginali in sponda destra del t. Stura a monte della confluenza.

In particolare il ponte poco a monte della confluenza risulta inadeguato per le portate corrispondenti a Tr di 500 anni.

4.7.8 *Stura da Rossiglione superiore a Rossiglione inferiore – STURA 4 -*

Il bacino sotteso presenta un'estensione pari a circa 89 km² e le portate assunte sono rispettivamente:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 711 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 1458 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 1525 m³/s;
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 1165 m³/s.

Tra le due frazioni di Rossiglione si sviluppa un tratto rettilineo ma con una irregolare forma delle sezioni evidenziata dai risalti presenti. Il tratto attraversa una zona già definita dai precedenti studi come esondabile sia in destra che in sinistra, come confermato anche dai risultati dei calcoli idraulici per tempi di ritorno superiori a 50 anni, situazione potenzialmente pericolosa a causa della presenza in destra orografica della linea ferroviaria che risulta lambita dalle acque di piena, nonché per la situazione di rischio cui sono sottoposti alcuni edifici adibiti a servizi pubblici (l'ospedale in sponda sinistra e la scuola in sponda destra). Infine, l'argine in sponda sinistra in corrispondenza della confluenza con il t. Gargassa risulta insufficiente a contenere la portata 200ennale.

4.7.9 *Torrente Gargassa*

Il bacino sotteso dal torrente Gargassa alla sezione di chiusura in corrispondenza della confluenza con il torrente Stura è pari a circa 16 km² e le portate meteoriche sono pari a:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 200 m³/s
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 362 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 400 m³/s
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 290 m³/s.

Analogamente ad altri torrenti del bacino le sezioni sono state ricavate da cartografia regionale al 5000, non essendo mai stata rilevata la topografia del torrente in precedenza.

Il torrente Gargassa risulta essere contenuto entro le sezioni dell'alveo per quasi tutto il suo corso grazie alla scarsa portata ed all'elevata pendenza del suo letto. Nella parte superiore il corso d'acqua attraversa una zona poco abitata e, in genere, sufficientemente alta rispetto al fondo alveo da risultare al riparo da eventuali alluvioni. La corrente si mantiene in corrente veloce fino all'ingresso in Rossiglione, dove, risentendo dell'effetto di rigurgito provocato dal fiume Stura, passa in corrente lenta e con un rapido aumento del tirante liquido provoca esondazione in corrispondenza delle ultime sezioni. L'effetto risulta inoltre appesantito dalla presenza dei ponti che inducono un ulteriore innalzamento del tirante a causa della riduzione della capacità di portata.

4.7.10 Tratto finale dello Stura da Rossiglione inferiore al confine con il Piemonte – STURA 5 -

Il tratto, denominato nel modello Stura 5, sottende l'intero sottobacino ligure del torrente Stura per un'estensione complessiva di 115 km²; le portate utilizzate nel calcolo a moto permanente sono:

- Portata corrispondente a Tr 50 anni pari a 820 m³/s
- Portata corrispondente a Tr 200 anni pari a 1605 m³/s;
- Portata corrispondente a Tr 500 anni pari a 1747 m³/s
- Portata corrispondente all'80% di della Tr 200 pari a 1284 m³/s.

Il tratto considerato nel calcolo si estende a valle di Rossiglione in corrispondenza del nuovo depuratore; ancora più a valle, l'alveo è fortemente incassato ed attualmente non sono presenti aree edificate.

Immediatamente a valle del torrente Gargassa le arginature in sinistra non sono sufficienti a contenere le piene con ritorno di 200 anni, come è specificato nelle planimetrie di progetto per i lavori di miglioramento del deflusso dell'Aprile 1998. Al contrario in destra orografica i recenti lavori di sostituzione della vecchia muratura in pietra con un'adeguata difesa spondale hanno messo in sicurezza la zona dove sorge la Corderia, gli edifici ENEL e, soprattutto, la stazione ferroviaria che presentano quote non sufficientemente elevate rispetto al fondo alveo. Il deflusso delle portate di piena si presenta compreso negli argini per tutte le portate di progetto fino alla fine dell'ambito di indagine.

4.7.11 Studio delle confluenze

Confluenza tra il T. Stura e T. Gargassa

La confluenza tra il T. Stura ed il T. Gargassa è stata analizzata nelle due seguenti configurazioni:

- a) T. Stura in piena e portate sul T. Gargassa calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a monte e a valle della confluenza ;
- b) T. Gargassa in piena e portate sul T. Stura a monte della confluenza calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a valle e sul T. Gargassa.

La tabella seguente riassume le portate di calcolo.

	Configurazione 1				Configurazione 2			
		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni
Strura 5	V	820	1605	1747	V	820	1605	1747
Stura 4	M	711	1458	1525	diff	585	1203	1276
Gargassa	diff	74	107	151	-	200	362	400

Confluenza tra il T. Stura e T. Berlino

La confluenza tra il T. Stura ed il T. Berlino è stata analizzata nelle due seguenti configurazioni:

- c) T. Stura in piena e portate sul T. Berlino calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a monte e a valle della confluenza ;
- d) T. Berlino in piena e portate sul T. Stura a monte della confluenza calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a valle e sul T. Berlino.

La tabella seguente riassume le portate di calcolo

	Configurazione 1				Configurazione 2			
		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni
Strura 4	V	711	1458	1525	V	711	1458	1525
Stura 3	M	703	1380	1458	diff	572	1173	1165
Berlino	diff	8	70	67	-	139	285	360

Confluenza tra il T. Stura e T. Angassino

La confluenza tra il T. Stura ed il T. Angassino è stata analizzata nelle due seguenti configurazioni:

- e) T. Stura in piena e portate sul T. Angassino calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a monte e a valle della confluenza ;
- f) T. Angassino in piena e portate sul T. Stura a monte della confluenza calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a valle e sul T. Angassino.

La tabella seguente riassume le portate di calcolo

	Configurazione 1				Configurazione 2			
		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni
Strura 3	V	703	1380	1458	V	703	1380	1458
Raccordo	M	650	1200	1350	diff	632	1114	1271
Angassino	diff	40	73	84	-	58	119	140

Confluenza tra il T. Stura e T. Ponzema

La confluenza tra il T. Stura ed il T. Ponzema è stata analizzata nelle due seguenti configurazioni:

- g) T. Stura in piena e portate sul T. Ponzema calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a monte e a valle della confluenza ;
- h) T. Ponzema in piena e portate sul T. Stura a monte della confluenza calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a valle e sul T. Ponzema.

La tabella seguente riassume le portate di calcolo

	Configurazione 1				Configurazione 2			
		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni
Raccordo	V	650	1200	1350	V	650	1200	1350
Stura 2	M	434	800	912	diff	465	864	963
Ponzema	diff	145	299	318	-	185	335	387

Confluenza tra il T. Stura e T. Vezzulla

La confluenza tra il T. Stura ed il T. Vezzulla è stata analizzata nelle due seguenti configurazioni:

- i) T. Stura in piena e portate sul T. Vezzulla calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a monte e a valle della confluenza ;
- j) T. Vezzulla in piena e portate sul T. Stura a monte della confluenza calcolate come differenza tra i valori di picco sul T. Stura a valle e sul T. Vezzulla.

La tabella seguente riassume le portate di calcolo

	Configurazione 1				Configurazione 2			
		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni		T = 50 anni	T = 200 anni	T = 500 anni
Stura 2	V	434	800	912	V	434	800	912
Stura 1	M	259	485	558	diff	231	427	482
Vezzulla	diff	139	251	284	-	167	309	360

4.8 Analisi della capacità di smaltimento delle opere in alveo

Le principali problematiche emerse dalle indagini condotte sono dovute, da una parte, alle caratteristiche morfologiche del territorio, che vede susseguirsi valli strette ed incassate ad ampie conche e piane altimetricamente più uniformi, dall'altra allo sviluppo delle attività antropiche nelle zone vallive proprio a ridosso di corsi d'acqua, cui afferiscono rilevanti bacini scolanti, spesso senza particolare riguardo alle esigenze idrauliche.

Al fine di individuare eventuali criticità localizzate e di determinare se siano causa di condizioni di rischio, è stata esaminata in dettaglio la capacità di smaltimento delle opere in alveo quali ponti o attraversamenti in genere.

Nella tabella seguente viene riportato per le opere edificate in alveo (attraversamenti con e senza pile in alveo, tombinature), indicate con il numero della sezione, il minor tempo di ritorno per cui l'opera non risulta verificata. Si è considerata l'opera non verificata se il franco è risultato inferiore a 50 cm (in relazione al fatto che si sta analizzando un'opera esistente).

Tabella 4.2 - Sintesi della capacità di smaltimento della portata dei principali attraversamenti esistenti

Codice	Sez.	Comune	Asta	Nome	tipologia dell'opera	N. pile	Uso ponte	Tempo di ritorno
1	283	Masone	Stura 1	Rianfreddo		2	carrabile	< 50
4	276	Masone	Stura 1	San Pietro		2	carrabile	< 50
5	270	Masone	Stura 1	Passionata		2	carrabile	< 200
5	5.02	Masone	Vezzulla	Confluenza torrente Stura		1	carrabile	> 500
6	264	Masone	Stura 1	Forestale		2	carrabile	< 200
7	247	Masone	Stura 1	Statale Turchino		1	carrabile	> 500
8	226	Masone	Stura 2	Nuova passerella		0	pedonale	> 200
9	206	Masone	Stura 2	Pallavicini	ad arco	0	carrabile	> 500
10	194	Masone	Stura 2	San Francesco		3	carrabile	> 500

Codice	Sez.	Comune	Asta	Nome	tipologia dell'opera	N. pile	Uso ponte	Tempo di ritorno
11	168	Masone	Stura 2	Ponte uscita da Masone		1	carrabile	> 500
12	165	Masone	Stura 2	Svincolo Autostrada		0	carrabile	> 500
13	164	Masone	Stura 2	Cotonificio Masone		0	carrabile	> 500
14	153	Campo Ligure	Stura 2	S. Maria Maddalena		2	carrabile	< 50
15	138	Campo Ligure	Stura 2	ponte Gibelli		1	pedonale	> 500
16	126	Campo Ligure	Stura 2	Ponte ferroviario Campo Ligure		0	FF.SS.	> 500
17	123	Campo Ligure	Stura 2	Campasso		2	carrabile	< 80% 200
18	120	Campo Ligure	Stura 2	S.S. prima di Campo Ligure		3	carrabile	< 50
19	114	Campo Ligure	Stura raccordo	Medioevale di Campo Ligure	ad arco	2	pedonale	< 80% 200
20	109	Campo Ligure	Stura 3	S.S. Turchino (dopo Campo Ligure)		2	carrabile	< 200
21	85	Campo Ligure	Stura 3	Cascina del prete		2	carrabile	> 500
22	80	Campo Ligure	Stura 3	Auzema statale		2	carrabile	< 80% 200
23	79	Rossiglione	Stura 3	Auzema ferrovia		2	FF.SS.	< 80% 200
24	59	Rossiglione	Stura 4	Cotonificio Rossiglione		0	carrabile	> 500
25	44	Rossiglione	Stura 3	Via Pizzorni (Via Roma)		1	carrabile	> 500
26	40	Rossiglione	Stura 4	S.S. Turchino Rossiglione		2	carrabile	> 500
27	23	Rossiglione	Stura 4	Via Pizzorni	ad arco	0	carrabile	> 500
28	12	Rossiglione	Stura 4	Rione Belvedere (idrometro)		0	pedonale	> 500
101	1.00	Rossiglione	Gargassa	Ponte Medioevale	ad arco	1	carrabile	< 80% 200
102	1.02	Rossiglione	Gargassa		ad arco	0	carrabile	> 500
103	1.02	Rossiglione	Gargassa	via Girolamo Aimenta	ad arco	0	carrabile	> 500
201	2.02	Rossiglione	Berlino	Confluenza Berlino		0	carrabile	< 500
203	2.03	Rossiglione	Berlino	Strada Statale	ad arco	0	carrabile	> 500
204	2.04	Rossiglione	Berlino	Ferrovia	ad arco	0	FF.SS.	> 500
3.005	3.005	Campoligure	Angassino			0	carrabile	< 50

Codice	Sez.	Comune	Asta	Nome	tipologia dell'opera	N. pile	Uso ponte	Tempo di ritorno
301215	3.01215	Campoligure	Angassino			0	carrabile	< 200
3.016	3.016	Campoligure	Angassino			0	carrabile	> 500
3.044	3.044	Campoligure	Angassino			0	carrabile	> 500
3.1025	3.1025	Campoligure	Angassino			0	carrabile	< 200
3.122	3.122	Campoligure	Angassino			0	carrabile	> 500
401	4.03	Campoligure	Ponzema	Piazzale parcheggio		0	carrabile	< 50
402	4.12	Campoligure	Ponzema	Passerella Campoligure		0	pedonale	< 80% 200
502	5.14	Masone	Vezzulla	Stabilimento industriale		0	carrabile	< 50
503	5.16	Masone	Vezzulla	Località Rovera		2	carrabile	> 500
504	5.17	Masone	Vezzulla	Ponte per "Petrenere"	ad arco	0	carrabile	80% 200

In numerosi casi pur risultando l'opera di attraversamento verificata anche per tempi di ritorno elevati il rigurgito provocato dalla riduzione della sezione idraulica dovuto alla presenza di pile in alveo, muri di sponda o strutture ad arco comporta l'esondazione nel tratto di monte pertanto saranno da attuarsi interventi di adeguamento della sezione idraulica.

4.9 Delimitazione delle aree inondabili

4.9.1 Generalità sulle metodologie di delimitazione delle aree

Sulla base delle verifiche idrauliche effettuate per le portate di assegnato tempo di ritorno predefinito sono state individuate le aree perifluviali inondabili in caso di eventi di piena.

Tale determinazione può essere effettuata con diverse metodologie a diverso grado di approssimazione e complessità.

In generale i metodi per la valutazione effettiva delle aree inondabili sono suddivisi secondo tre diverse famiglie, che rispondono a tre differenti filosofie di approccio al problema e partono da ipotesi di lavoro differenti. I tre modelli sono:

- curve di livello;
- topologico;
- idrogramma di piena.

“Curve di livello”

Il primo metodo, “curve di livello”, si fonda sul principio che in moto permanente le caratteristiche del moto sono indipendenti dal tempo e quindi si può supporre che la corrente abbia il tempo sufficiente ad inondare tutta la piana circostante il corso d'acqua fino a giungere ad una condizione di pelo libero orizzontale sezione per sezione.

Il livello idrico in alveo una volta raggiunta la quota sommitale degli argini, stramazza lateralmente. Si può dunque determinare l'estensione delle aree inondate come il raccordo di tutte le aree aventi quota minore di quella degli argini, in maniera tale che l'area inondata è definita dal raccordo di tutti i punti determinati per ogni sezione.

Inoltre, è possibile considerare partecipante al moto non solo l'alveo reale compreso tra gli argini nella loro attuale posizione, ma anche le zone perifluviali esterne all'alveo in senso stretto. Vengono raccordati tutti i punti di ogni sezione considerando che essi siano ottenuti dalle sezioni allargate oltre la posizione degli argini, sia in sponda destra che sinistra. Le sezioni pertanto sono state estese, ove possibile, fino a giungere ad un punto tale che il livello del pelo libero non fosse maggiore della quota del piano di campagna, che veniva così a costituire un nuovo argine fittizio.

“Metodo topologico”

Secondo il metodo detto “topologico”, la determinazione delle aree inondabili è eseguita impostando il calcolo dal punto ora determinato in cui la corrente esonda, cercando sulla planimetria sempre la zona più vicina del piano di campagna che ha quota minore o, al più, uguale a quella precedente. Questa operazione si esegue fino a che l'acqua che esonda non sia costretta dalle caratteristiche plano-altimetriche a rientrare nell'alveo. Nella determinazione delle aree con questo metodo non occorre tenere in considerazione i tiranti idraulici che si realizzano nel fiume a valle del punto in cui il fiume esonda, né il valore della portata di progetto.

Limite principale di questo modello di calcolo è che aree esondabili per tempi di ritorno differenti possono, molto frequentemente, coincidere.

Il metodo topologico può fornire quindi risultati che sono limitanti ai fini di una dettagliata pianificazione territoriale, mentre ben si adatta per scopi di protezione civile.

Questo metodo, come il precedente, presenta sufficienti caratteristiche di semplicità. Possiede un livello di approssimazione migliore del precedente, e porta a stimare le aree inondabili con un buon livello di affidabilità.

“Metodo dell'idrogramma”

I dati necessari per l'applicazione del terzo metodo in esame, “idrogramma”, sono, oltre l'andamento del profilo di rigurgito della corrente, quelli relativi all'idrogramma di piena. L'integrale dell'idrogramma fornisce il volume di acqua che defluisce in una data sezione nel tempo, essendo dato dal prodotto di una portata in m^3/s per il tempo.

Per eseguire il calcolo delle aree inondabili occorre inoltre conoscere, per ogni sezione, il valore massimo della portata che transita senza dare luogo ad esondazioni. Noti questi dati, si “taglia” l'idrogramma relativo al tempo di ritorno considerato, con una retta parallela all'asse delle ascisse e avente intercetta, su quello delle ordinate, pari al valore di portata così determinato; l'area compresa tra la retta ora descritta e l'idrogramma rappresenta il volume di acqua che non trova più capienza all'interno dell'alveo.

Una volta determinato il volume d'acqua eccedente la capienza dell'alveo, si determina l'ampiezza dell'area ipotizzando diversi tiranti idrici.

Il procedimento va reiterato, per ogni sezione, fino a conoscere per tutta la zona di interesse il volume fuoriuscito dall'alveo che trova recapito nelle depressioni topografiche delle zone periferiche. L'involuppo dei punti più lontani dal corso d'acqua così raccordati fornisce l'estensione dell'area inondata.

Variando il periodo di ritorno cambia il valore del picco di piena e quindi il volume che esonda. Eseguendo la procedura per i periodi di ritorno considerati, si ottiene la corrispondente estensione delle aree e i tiranti idrici che approssimativamente si realizzano.

L'applicabilità di questo metodo per l'individuazione delle aree inondabili è resa difficile per motivazioni di carattere morfologico.

4.9.2 Metodologia adottata nel presente Piano

La metodologia adottata nel presente Piano è stata la combinazione dei due metodi “curve di livello” e “topologico”, ciò consente una valutazione senz'altro maggiormente attendibile.

Nel presente piano, il tracciamento delle linee che delimitano le aree inondabili con i diversi periodi di ritorno, è stato svolto a partire da :

- una valutazione dei tratti e delle sezioni in cui il pelo libero ha quota superiore alla quota delle sponde come da profilo di moto, determinato tramite le verifiche idrauliche effettuate in moto permanente. La rappresentazione visiva dei risultati delle verifiche condotte con il codice di calcolo utilizzato permettono di evidenziare oltre al livello di pelo libero, anche le linee indicative della sponda destra e sinistra: pertanto è possibile distinguere i tratti e le sezioni di esondazione nelle due sponde;
- qualora le sponde artificiali non fossero continue perché costituite da edifici inframmezzati da varchi, si è considerato il defluire delle acque attraverso di essi e di conseguenza l'inondabilità delle aree limitrofe.

Sono state individuate le aree inondabili per le portate al colmo di piena relative ai tempi di ritorno di 50, 200 e 500 anni, mentre si è tralasciato di riportare la delimitazione dell'area inondabile per la portata corrispondente all'80% di quella 200ennale.

I risultati dell'elaborazione hanno consentito la delimitazione (eseguita secondo i criteri sopra esposti) riportata nell'allegato PL08 “Carta delle aree inondabili”. Nell'Allegato A sono stati riportati i profili di moto permanente per i diversi periodi di ritorno e le sezioni trasversali utilizzate per le elaborazioni.