3				
2				
1				
0				
REV	DATA	OGGETTO DELLA MODIFICA	REDATTO	CONTROLLATO

COMMITTENTE:

CARTIERA DI NAVE
25075 NAVE (BS) Via Trento, 86

FASE PROGETTUALE:

STUDIO IDRAULICO

PROGETTO:

VERIFICA DI COMPATIBILITA' IDRAULICA
PER L'IMPIANTO DI DEPURAZIONE
PRESSO LA CARTIERA DI NAVE

ALLEGATO:

01

FILE:

OGGETTO:

RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

FORMATO:
A4

DATA:
FEBBRAIO 2017

TECNICI INCARICATI PER LO STUDIO IDRAULICO:

DOTT. ING. SERGIO TACCOLINI
N. 1234 Albo Ingegneri Bergamo

DOTT. ING. FABIO GAGNI
N. 2713 Albo Ingegneri Bergamo

COD:
110/69/SI

STUDIO TACCOLINI INGEGNERI ASSOCIATI
24122 Bergamo Via ZAMBONATE, 81 - Tel/Fax 035.244309 – Email: taccoliniassociati@sonic.it

I N D I C E

Capitolo I PREMESSA 4

Capitolo II L'IMPIANTO DI DEPURAZIONE IN PROGETTO 6
II.1 Ubicazione della Cartiera di Nave 6
II.2 L'impianto di depurazione in progetto 7

Capitolo III IL BACINO IDROGRAFICO DI INTERESSE 9
III.1 Alto bacino del T. Garza 9
III.2 Inquadramento geomorfologico del bacino 10

Capitolo IV ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE 12

Capitolo V IETOGRAMMA DI PROGETTO E DEPURAZIONE DELLE PIOGGE.....23
V.1 Ietogramma di progetto.....23
V.2 Depurazione delle piogge 25

Capitolo VI STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO 27
VI.1 Il modello di piena 27
VI.2 Elaborazione dei risultati 28
VI.3 Stime regionali col metodo index-flood 31
VI.4 Valori adottati per le portate di progetto.....36

Capitolo VII COMPATIBILITÀ IDRAULICA OPERE IN PROGETTO 39
VII.1 Profilo di moto permanente 39
VII.2 Risultanze dello stato di fatto.....41
VII.3 Condizione di progetto – adeguamento muri in sponda destra.....45
VII.4 Studi Pregressi 53

Capitolo VIII CONCLUSIONI.....55

INDICE DELLE FIGURE

Figura II-1: Mappa satellitare con l'ubicazione della cartiera. 6

Figura II-2: Estratto tavola di progetto dallo studio di fattibilità dell'impianto di depurazione. 8

Figura III-1: Reticolo coprente e reticolo permanente estratti dal modello di elevazione del terreno10

Figura VI-1: -Garza a Crocevia Nave - Ietogrammi di progetto per tempo di ritorno di 100 anni e tre classi di imbibizione del suolo (media, medio-alta e alta) 30

Figura VI-2: -Garza a Crocevia Nave - Idrogrammi di progetto per il tempo di ritorno di 100 anni per le tre classi di imbibizione considerata (media, medio-alta e alta). 30

Figura VI-3: Portate al colmo [m^3/s], al variare del tempo di ritorno calcolate nell'ipotesi di media imbibizione del bacino. Tra parentesi i valori di colmo calcolati con lo ietogramma Chicago di 4 ore ragguagliato all'area di 57 km². 30

Figura VI-4: Curva di crescita X(T) media regionale X(T) e curve di frequenza cumulata delle portate massima annuali dei corsi d'acqua indicati in Tabella 6.2. 34

Figura VI-5: Idrogramma di piena del T. Garza al variare del tempo di ritorno. 38

Figura VII-1: Classificazione della pericolosità. 44

Figura VII-2: Profilo longitudinale con Tr 100 anni – STATO DI FATTO 50

Figura VII-3: Profilo longitudinale con Tr 100 anni – SCENARIO DI PROGETTO 51

Figura VII-4: Profilo longitudinale con Tr 100 anni – STATO DI FATTO VS SCENARIO DI PROGETTO 52

Figura VII-5: Estratto della carta GR-14 dello studio commissionato da AdBPO (2005). 54

INDICE DELLE TABELLE

Tabella III-1: Sintesi Caratteristiche del bacino idrografico. 11

Tabella IV-1: Dati di pioggia intensa registrati al pluviografo di Brescia (aggiornati al 1994)..... 15

Tabella IV-2: Altezze di pioggia al variare della durata e del tempo di ritorno, T, per il pluviografo ITAS-Pastori di Brescia..... 18

Tabella IV-3: Parametro aT delle curve di possibilità climatica puntuale del Pluviografo ITAS-Pastori di Brescia; n=0.29 ; CV=0.37 18

Tabella IV-4: Elenco delle stazioni utilizzate nello studio di Ranzi ed al. (1999) e parametri m_1, n e CV delle curve di possibilità climatica puntuale. 19

Tabella IV-5: Altezze di pioggia al variare della durata e del tempo di ritorno, T, in base allo studio regionale di Bacchi ed al., 1999. 22

Tabella IV-6: Parametro a_T delle curve di possibilità climatica puntuale dell'area di indagine; n=0.33 ; CV=0.36. 22

Tabella VI-1: Portate al colmo [m^3/s], al variare del tempo di ritorno calcolate nell'ipotesi di media imbibizione del bacino. 30

Tabella VI-2: Caratteristiche principali dei bacini idrometrici considerati. 33

Tabella VI-3: Stima regionale delle portate al colmo col metodo della portata indice. 36

Tabella VI-4: Confronto fra portate al colmo (m^3/s) centenarie stimate con varie ipotesi e portate di progetto (in grassetto)..... 37

Tabella VI-5: Portate di progetto adottate del dimensionamento delle opere. 38

Tabella VII-1: Principali risultati calcolazioni stato di fatto per Tr 100 anni.. 42

Tabella VII-2– Principali risultati calcolazioni stato di fatto per Tr 50 anni..... 43

Tabella VII-3– Principali risultati calcolazioni – SCENARIO PROGETTO per Tr 100 anni..... 46

Tabella VII-4– Principali risultati calcolazioni – SCENARIO PROGETTO per Tr 50 anni..... 47

Tabella VII-5– Differenze tra stato di fatto/progetto per Tr 100 anni.. 48

Tabella VII-6– Differenze tra stato di fatto/progetto per Tr 50 anni.. 48

Tabella VII-7– Differenze tra stato di fatto/progetto per Tr 20 anni.. 49

INDICE DELLE TAVOLE

Tav. n. 1 –	Corografia bacini scolanti	scala 1:25.000
Tav. n. 2 –	Planimetria generale con estratti	scala 1:2000
Tav. n. 3 –	Planimetria con ubicazione sezioni e rilievo fotografico	scala 1:1000
Tav. n. 4 –	Planimetria di dettaglio con opere in progetto	scala 1:200 – 1:500
Tav. n. 5.1 –	Sezioni trasversali T. Garza – foglio 1 – da sez. 1 a sez. 6	scala X=Y 1:100
Tav. n. 5.2 –	Sezioni trasversali T. Garza – foglio 2 – da sez. 7 a sez. 9	scala X=Y 1:100
Tav. n. 5.3 –	Sezioni trasversali T. Garza – foglio 3 – da sez. 10 a sez. 12	scala X=Y 1:100
Tav. n. 5.4 –	Sezioni trasversali T. Garza – foglio 4 – da sez. 13 a sez. 17	scala X=Y 1:100
Tav. n. 5.5 –	Sezioni trasversali T. Garza – foglio 4 – da sez. 18 a sez. 20	scala X=Y 1:100

Capitolo I PREMESSA

La presente relazione ha come obiettivo quello di verificare la compatibilità idraulica del nuovo impianto di depurazione a servizio della Cartiera di Nave la cui realizzazione è prevista all'interno del comparto industriale che si sviluppa lungo l'asta del T. Garza nella zona posta a monte della località Mitria. In tale zona gli spazi a disposizione sono molto ristretti per via della presenza della valle piuttosto incassata segnata sul fondo dal tracciato del corso d'acqua e della Ex SS del Caffaro. Lungo i limitati spazi liberi lasciati dalla statale e dall'alveo del corso d'acqua, lo sviluppo industriale della valle del Garza ha visto per tutto il Novecento la nascita di cartiere proprio grazie alla presenza del corso d'acqua. La presenza di numerose derivazioni e traverse nel tratto di asta nella località Case Rotte testimoniano lo stretto legame tra lo sviluppo industriale e il Garza stesso.

Il tratto di corso d'acqua dalla Località Case Rotte alla Località Mitria è stato interessato da alcune opere di difesa del suolo realizzare negli anni 2006-2007 all'interno del progetto degli "Interventi di difesa del suolo per la riduzione del rischio idraulico sulla S.S. 237 in località Mitria" che sono consistite nella riprofilatura del tratto a monte della cartiera Pernis con l'abbassamento della traversa posta a confine tra la stessa cartiera e la proprietà Busseni nonché il proseguimento della riprofilatura con scogliera in massi sino alla curva in destra orografica posta immediatamente in fregio alla ex Statale del Caffaro. Gli interventi realizzati non hanno interessato il tratto di asta in prossimità della Cartiera di Nave mentre più a valle in prossimità del ponte della località Mitria fu risezionato e arginato il corso d'acqua in sponda destra (cioè verso l'abitato). Gli interventi realizzati furono alcuni tra gli interventi (quelli economicamente compatibili con il finanziamento) previsti in un progetto realizzato nel 2001 dalla Regione Lombardia - Unità organizzativa Difesa e Valorizzazione del territorio a firma dell'Ing. Molari sviluppato a seguito degli eventi calamitosi degli anni 90. Successivamente nel settembre 2005 venne redatto il progetto esecutivo e quindi dato seguito alle opere già sopra elencate nel 2006 e 2007.

Ad oggi con la necessità da parte della Cartiera di Nave di realizzare un nuovo impianto di depurazione per vie degli stringenti limiti allo scarico, è stato sviluppato il presente studio volto a verificare le condizioni idrauliche dell'area di installazione interessata. La verifica di compatibilità, ai sensi della recente Legge Regionale N. 4 del 15 Marzo 2016 "Revisione della normativa regionale in materia di difesa del suolo , di prevenzione e mitigazione del rischio idrogeologico e di

gestione dei corsi d'acqua", viene condotta seguendo le indicazioni della Direttiva tecnica dell'Autorità di Bacino del Fiume Po' con le successive integrazioni regionali per i corsi d'acqua per i quali il PAI non ha definito le fasce fluviali. In particolare le direttive di riferimento sono:

1) "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" – All. 7 al Titolo II delle NdA del PAI.
2) "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B".

Per la particolarità del caso in esame si farà riferimento anche alla seguente Direttiva per analogia a i temi trattati:

1) "Direttiva per la riduzione del rischio idraulico degli impianti di trattamento delle acque reflue e delle operazioni di smaltimento e recupero dei rifiuti ubicati nelle fasce fluviali "A" e "B" e nelle aree in dissesto idrogeologico "Ee" ed "Eb"".

Con riferimento alle integrazioni regionali, si farà riferimento ai criteri ed indirizzi dettati dalla DGR N. 8/7374 del 28.05.2008 ed all'aggiornamento dei criteri stessi con la DGR N. IX/2616 del 30.11.2011 ed in particolare ai contenuti dell'Allegato 04.

Nella proseguo della presente relazione si illustreranno i criteri di stima delle portate critiche con il tempo di ritorno di 100 anni (**quale parametro di riferimento per la compatibilità idraulica in analogia ai progetti di sistemazione idraulica del T. Garza**), e per completezza, di 20 e 50 anni al fine di accertare la completa operatività dell'impianto anche per tempi di ritorno più contenuti.

Per la ricostruzione dei profili di moto, è stato redatto da tecnici incaricati dalla Cartiera di Nave un apposito rilievo topografico di dettaglio rilevando N. 20 sezioni trasversali relative all'asta del T. Garza dalla ex cartiera Pernis sino al limite sud della Cartiere di Nave. Tale rilievo è stato collegato al rilievo relativo agli "Interventi di difesa del suolo in loc. Mitria" in modo da avere a disposizione un tratto di corso di lunghezza pari a 1 km e consentire quindi una più che accurata modellazione idraulica che non risente delle condizioni al contorno.

Capitolo II L'IMPIANTO DI DEPURAZIONE IN PROGETTO

La Cartiera di Nave è una storica attività che si sviluppa lungo la Via Trento, cioè la Ex Strada Statale del Caffaro, che conduce da Nave verso Caino.

II.1 Ubicazione della Cartiera di Nave

La Cartiera di Nave è una storica azienda a conduzione famigliare, che da oltre quarant'anni opera nel mercato cartario e da sempre ha sede e si sviluppa a Nave (BS).

Figura II-1: Mappa satellitare con l'ubicazione della cartiera.

Complessivamente la ditta, con la divisione cartiera e la divisione cartotecnica, occupa oltre 50 dipendenti e si estende su una superficie totale di oltre 18.000Mq.

La Cartiera di Nave produce cartoncino teso riciclato, in bobina e in formati, idoneo a svariate lavorazioni ma indicato particolarmente per essere accoppiato con films plastici al fine di realizzare supporti alimentari, come vassoi per pasticceria, dischi e tronchetti portatorte, e altri contenitori per alimenti. La Cartiera di Nave serve in Italia la maggior parte dei produttori di imballi per l'industria dolciaria e si colloca tra i primi produttori ad avere ideato un prodotto specifico per questo uso.

II.2 L'impianto di depurazione in progetto

Le più recenti disposizioni in termini di limiti allo scarico in corpi idrici superficiali impongono alla Cartiera di Nave di dotarsi di un impianto di depurazione che sarà in grado di rispondere alle esigenze che diverranno cogenti nel 2018. Ad oggi gli spazi a disposizione della cartiera sono molto limitati e la presenza della Ex SS del Caffaro nonché del versante in sinistra orografica di fatto obbligano la realizzazione dell'impianto di depurazione nei pressi del piazzale sud della ditta.

Ad oggi l'impianto di depurazione è in fase di preliminare autorizzazione da parte dei vari enti di competenza e quindi è stato sviluppato un progetto di fattibilità tecnica ed economica atto a definire la localizzazione dello stesso e, in linea di massima, le dimensioni ed i volumi delle vasche. Nella pagina a seguire si riporta l'indicazione fornita dallo Studio Tecnico Associato Mori & C di Caino (BS), che sta curando la progettazione unitamente ai vari staff specialistici che seguono i vari aspetti disciplinari dell'opera.

La soluzione preliminare attualmente sviluppata prevede la formazione di una vasca circolare di diametro 9.0 m con emersione di circa 2.0 dall'attuale piano asfaltato e la formazione di un adiacente vasca di accumulo rettangolare di pianta 10x6.0m completamente interrata. L'impianto di trattamento è previsto nel parcheggio posto a sud del fabbricato della cartiera in sponda destra al T . Garza e retrostante il muro di sostegno che divide il parcheggio dall'alveo del Garza che, nella sezione di riferimento, risulta piuttosto incassato. Nella Tavola N. 04 allegata alla presente relazione si riporta l'intero comparto industriale.

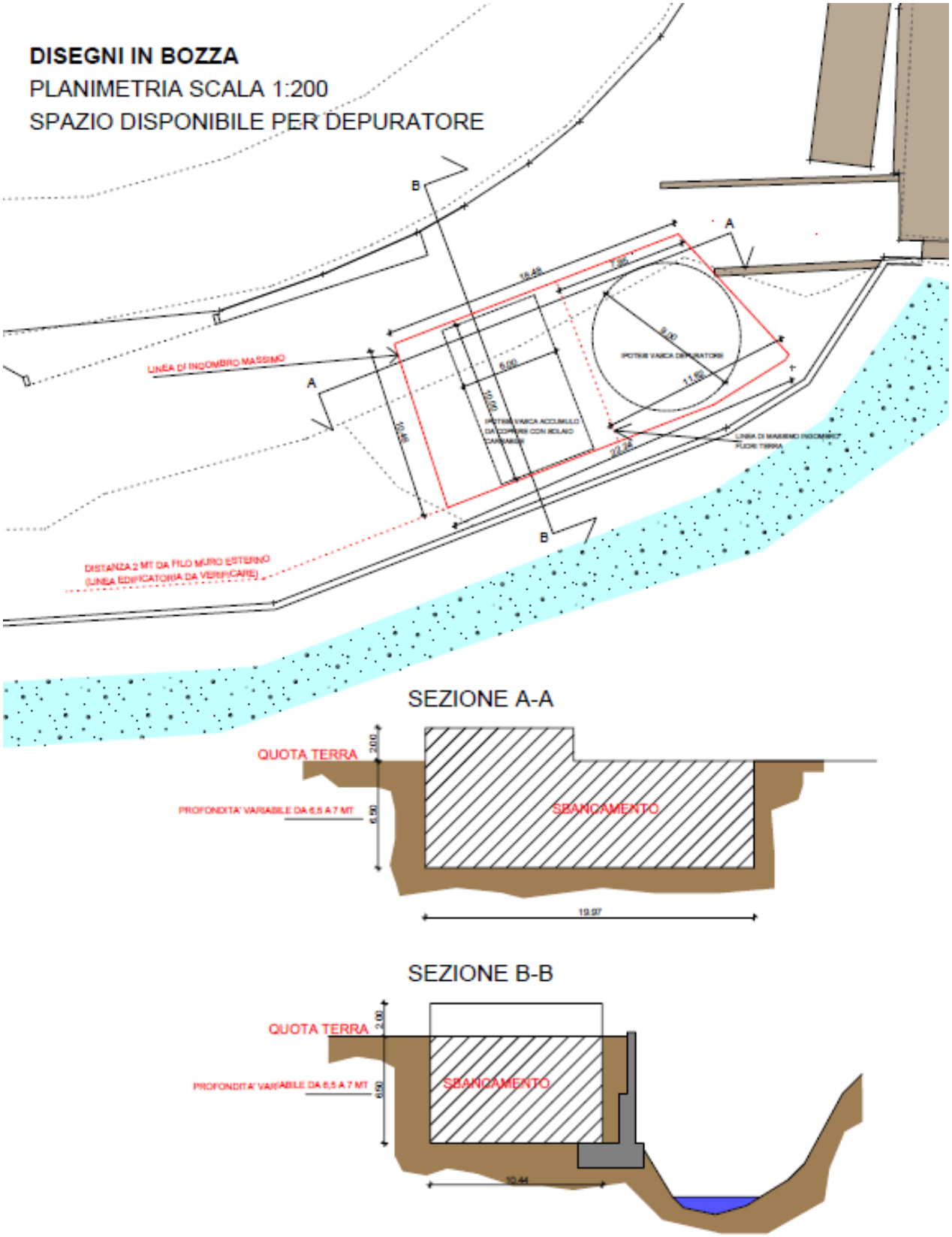


Figura II-2: Estratto tavola di progetto dallo studio di fattibilità dell'impianto di depurazione.

Capitolo III IL BACINO IDROGRAFICO DI INTERESSE

Ai fini di una migliore comprensione delle elaborazioni e delle considerazioni che verranno illustrate nei successivi paragrafi viene di seguito richiamato un sintetico inquadramento del bacino idrografico e dell'assetto geomorfologico del T. Garza. Sia per l'analisi delle piogge che per l'analisi dell'uso del suolo si farà riferimento all'intero bacino del T. Garza chiuso al Crocevia di Nave in modo da studiare l'intero comportamento del naturale bacino idrografico. Stimata la portata al colmo, per differenti tempi di ritorno, si applicheranno leggi sperimentali che consentono di riscalare tali valori a sottobacini quali ad esempio quello chiuso in corrispondenza degli interventi di progetto.

III.1 Alto bacino del T. Garza

L'alto bacino del T. Garza ha un'area drenata complessiva di 57.4 km² che si sviluppa tra la quota massima del M. Prealba, a 1270 m s.l.m., e la quota minima di 175 m s.l.m. a Crocevia Nave. La parte più montana si sviluppa in una valle incassata (Val Bertone) le cui condizioni naturali appaiono tali da non manifestare evidenti situazioni di rischio idrogeologico significativo.

Anche nella sua parte intermedia, orientativamente compresa tra la sezione in cui l'asta fluviale attraversa la Ex-Statale N. 237 del Caffaro, ora strada provinciale, e Pieve Vecchia di Nave, la valle è piuttosto incassata. In questa zona, tuttavia, sussistono alcune situazioni di rischio sia perché il fiume scorrendo in fregio alla S.S. può fuoriuscire dall'alveo, occupando direttamente la sede stradale, sia per l'esistenza in fregio all'alveo, o dentro lo stesso, di edifici destinati essenzialmente a uso industriale. Una delle principali aree soggette ad esondazione proprio per i deflussi che vengono veicolati dalla S.S. è la località Mitria.

A valle della località Mitria il T. Garza raggiunge la piana di Nave e quindi sfocia nella vasca di Crocevia Nave ove le portate di piena, per una quota di progetto teorica di circa 90 m^3/s, vengono scolmate nel F. Mella, mentre la parte rimanente, come anche le portate di magra, vengono avviate verso valle.

III.2 Inquadramento geomorfologico del bacino

Si riportano alcune informazioni geomorfologiche utili ad un inquadramento generale del bacino del T. Garza. Queste informazioni sono state ottenute dall'analisi del modello di elevazione del terreno(DEM), a passo 250 m, condotta mediante utilizzo di un software specifico sviluppato presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Brescia (Pilotti et al. ,1997, Pilotti e Bacchi, 1998).

Le informazioni geomorfologiche ottenute dalla elaborazione del DEM derivano dalla analisi del reticolo di drenaggio coprente e canalizzato, quest'ultimo estraibile sulla base di due criteri: area contribuente fissa e area contribuente dipendente dalla pendenza locale. Al bacino vengono così a venire associati due reticoli: un reticolo coprente ed uno canalizzato.

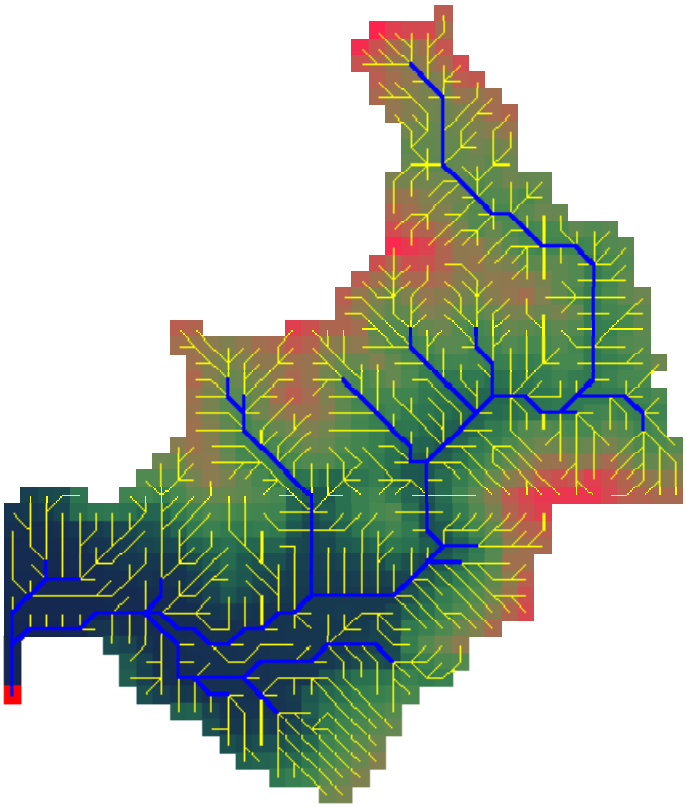


Figura III-1: Reticolo coprente e reticolo permanente estratti dal modello di elevazione del terreno

La topologia di tali reticoli è stata analizzata dal programma, il quale restituisce informazioni di tipo generale sul bacino (area del bacino, perimetro, altezza media, altezza massima, altezza minima, pendenza media, pendenza massima, pendenza minima, curva ipsografica…), sia di

tipo più propriamente geomorfologico (relief totale, "relief ratio", diametro, magnitudo, rapporto di circolarità, distanza topologica media, fattore di forma, coefficiente di forma, analisi hortoniana del reticolo, numero totale di segmenti nella rete, lunghezza totale dela rete, densità di drenaggio …). In aggiunta, vengono calcolati parametri e funzioni utili ad una modellazione idrologica concentrata della risposta del bacino (pendenza media dell'asta principale, area function e width function, massima distanza lungo il reticolo, Rapporti di Horton, lunghezza media del runoff, tempo di corrivazione, flussi di irraggiamento sul bacino…). Questa informazione è restituita sia in termini di parametri medi aggregati che di mappe raster distribuite. In tabella III.1 si riporta una sintesi della informazione derivata:

Tabella III-1: Sintesi Caratteristiche del bacino idrografico.

Analisi condotta su reticolo canalizzato derivato con soglia dipendente dalla pendenza		
	C = 0.1 [km^2]	exp = 2 [-]
area del bacino complessiva	57.4	[km^2]
Perimetro	50	[km]
altezza media	564.3	[m]
altezza massima	1175	[m]
altezza minima	173	[m]
pendenza media	0.295	[m/m]
pendenza massima	1.06	[m/m]
pendenza media dell'asta principale	0.0307	[m/m]
pendenza 10-85 dell'asta principale	0.0327	[m/m]
massima distanza lungo il reticolo canalizzato	17.131	[km]
massima distanza lungo l'SFDN	20.0	[km]
lunghezza totale dela rete	28.8	[km]
densità di drenaggio	0.502	[1/Km]
lunghezza media del deflusso superficiale	0.997	[Km]
T corrivazione (Giandotti)	3.539	[ore]
T corrivazione (Giandotti modificato)	4.035	[ore]
coefficiente di forma	5.49	[-]
diametro	5	[-]
Magnitudo	9	[-]
Rapporti di Horton		
Rapporto Rb	3.00	[-]
Rapporto Ra	3.11	[-]
Rapporto Rl	2.56	[-]
Rapporto Rs	3.17	[-]

Capitolo IV ANALISI DELLE PIOGGE INTENSE

Un passo fondamentale dell'analisi idrologica per la stima delle portate di piena è la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica medie puntuali del bacino. L'operazione deve essere condotta in modi differenti a seconda delle informazioni disponibili. Se, per esempio, nell'area di interesse cadono uno o più pluviografi appare ragionevole fare riferimento a metodi che stimano tale curva come media spaziale (calcolabile col metodo delle iso-linee, oppure con quello dei poligoni di Thiessen) dei valori determinati per le singole stazioni pluviografiche. Quando invece, come accade in questo caso, nel bacino ricade una sola stazione, oppure nessuna, il modo più semplice è quello di fare riferimento alla curva di possibilità climatica relativa a quest'unica stazione oppure a quella più vicina. A tale metodo hanno fatto riferimento i tre principali studi sull'area qui indagata (Buizza, 1989; Natale, 1994; Bonomi e Cesaretti, 1998).

Un modo più articolato per giungere alle stime desiderate è quello di fare riferimento a tutte le stazioni circostanti, stimando le curve di possibilità pluviometrica di interesse o come loro media pesata tramite la distanza dal baricentro del bacino oppure tramite la costruzione di iso-linee dei parametri attraverso le quali stimare le medie spaziali relative ai bacini di interesse. Questa metodologia è stata applicata recentemente all'intero territorio della Provincia di Brescia con risultati facilmente utilizzabili sia alla scala puntuale che a quella di sottoregioni prefissate.

Per *curva caratteristica di possibilità pluviometrica* si intende la relazione tra l'altezza di pioggia, h, caduta nella generica durata, d, e il tempo di ritorno, T, della stessa; tempo definito come il numero medio di anni in cui h, nella durata d, viene superata 'in media' una sola volta. La sua espressione, confermata da oltre 70 anni di studi ed elaborazioni tecniche, può essere rappresentata, per campi di durate abbastanza ampi, con relazioni del tipo:

$$h(\mathrm{d,T})=a_T d^n \qquad (4.1)$$

ove a_T [mm/h^n] rappresenta la pioggia 'oraria' di tempo di ritorno T ed n [-] è un esponente di scala. Numerose osservazioni sperimentali, congiunte a estese analisi a scale spaziali anche molto ampie (cfr., fra gli altri, Moisello, 1976; Burlando e Rosso, 1989; Ranzi ed al., 1999), hanno mostrato che spesso l'esponente n è praticamente indipendente dal tempo di ritorno e che, di conseguenza, le piogge

intense manifestano una forma di 'invarianza di scala'. Ciò è conseguenza del fatto che, come messo in evidenza per la prima volta da Moisello (1976), assumendo che le piogge abbiano una distribuzione di probabilità a due parametri, il coefficiente di variazione, per campi definiti di durata di pioggia, si mantiene costante. Ciò comunque viene chiarito nel seguito, illustrando la procedura di stima della relazione 4.1 (per i dettagli si veda anche l'Appendice B).

Le piogge massime annuali che si verificano in una data località per una assegnata durata, date le loro caratteristiche di variabilità, possono essere assimilate a una variabile aleatoria. Di tale variabile è possibile, disponendo di adeguate collezioni di osservazioni, inferire la distribuzione di probabilità, $P(h_d)$, con le usuali procedure della statistica. Supponendo di disporre in un dato punto di osservazioni di altezze massime annuali di pioggia relative a un certo numero di durate, $d_1, d_2, ..., d_n$, e stimate le loro distribuzioni, la determinazione della 4.1 può essere eseguita regolarizzando tramite una legge di potenza i valori delle altezze di pioggia di varia durata, ma di pari valore del tempo di ritorno, T. Questo è legato alla probabilità $P(h_d)$ dalla relazione

$$T(h_d)=1/[1-P(h_d)] \qquad (4.2)$$

ove P è la probabilità di non superamento.

Analisi di notevole dettaglio sulle piogge intense dell'area regionale lombarda hanno mostrato come, fra le varie distribuzioni degli estremi, la legge probabilistica di Gumbel rappresenti un ottimo compromesso tra semplicità operativa e capacità descrittiva della loro variabilità naturale (Ranzi ed al., 1999). Di conseguenza, ammesso che le piogge seguano tale legge, la loro probabilità di non superamento può essere espressa come:

$$P(h_d)=\exp[-\exp[-(h_d - u_d)/ a_d]] \qquad (4.3)$$

Ove u_d e a_d rappresentano i parametri, legati alla media, $m(h_d)$, e allo scarto quadratico medio, $s(h_d)$, della h_d tramite le relazioni teoriche

$$u_d = m(h_d) - 0.45\, s(h_d) \qquad (4.4)$$

$$a_d = s(h_d)/1.283$$

Introducendo la relazione 4.2 nella 4.3, e ricordando che il coefficiente di variazione, CV, rappresenta il rapporto tra media e scarto quadratico medio, la precedente può essere riformulata come:

$$h(T)=m(h_d)\ [1-CV_d[0.45+0.7797\ Ln(Ln(T/(T-1)))]] \qquad (4.5)$$

ove i parametri CV ed m dipendono generalmente dalla durata. La 4.5 esprime in forma diversa la curva di possibilità climatica, parametrizzata rispetto alla durata. Nell'ipotesi di invarianza di scala, CV risulta indipendente dalle durate considerate, e quindi la parametrizzazione rispetto a d dipende solo da variare di $m(h_d)$. Il confronto tra la 4.5 e la 4.1 indica il modo di variare di $m(h_d)$. In particolare, disponendo su un digramma logaritmico le $m(h_d)$ al variare di d, si osserva che queste tendono a disporsi, per campi abbastanza ampi di durate, intorno a una retta; ovvero le medie delle altezze massime annuali di pioggia di durata d sono generalmente esprimibili come:

$$m(h_d) = m_1 d^n \qquad (4.6)$$

con m_1 media, regolarizzata, delle piogge massime di 1 ora.

Da questa, confrontando con la 4.1, discende

$$h(d,T)= m_1 d^n\ [1 -CV\ [0.45+0.7797\ Ln(Ln(T/(T-1)))]] \qquad (4.7)$$

e posto

$$a_T = m_1\ [1-CV[0.45+0.7797\ Ln(Ln(T/(T-1)))]] \qquad (4.8)$$

la (3.7) rappresenta esattamente la curva (4.1).

La procedura è stata applicata a tutte le stazioni pluviografiche circostanti l'area di interesse ottenendo i risultati di seguito illustrati. Per maggior chiarezza, comunque, si è ritenuto utile mostrare in modo più dettagliato l'applicazione alla stazione di Brescia, quella di massimo interesse per il bacino esaminato.

Per la stazione pluviografica di Brescia sono stati raccolti sia i dati pubblicati sugli annali del SIMN (Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale) sia quelli elaborati dal Servizio Fognature del Comune di Brescia. In tal modo si è ottenuto l'inusuale (per estensione) messe di dati riportati nella Tabella 4.1

Tabella IV-1: Dati di pioggia intensa registrati al pluviografo di Brescia (aggiornati al 1994)

PRECIPITAZIONI INTENSE A BRESCIA						
ANNO	**DURATA [h]**					
1924-1993	**1**	**3**	**6**	**12**	**24**	**1 G**
1924						72.8
1925						
1926						
1927						
1928						73.8
1929						
1930						84.6
1931						
1932						77.1
1933						50.4
1934						108.2
1935						60.2
1936						50.2
1937						
1938						74.2
1939						66.2
1940						92.0
1941						64.0
1942						53.8
1943						61.6
1944						46.4
1945						53.0
1946						65.3
1947						74.4
1948						56.0
1949	25.56	34.02	37.04	51.08	56.68	65.0
1950	24.86	64.88	98.21	104.28	105.59	55.6
1951	51.48	53.54	61.18	88.50	115.79	50.0
1952	49.20	57.30	57.70	57.70	64.81	26.0
1953	21.06	41.07	63.00	110.45	144.77	64.0
1954	31.60	38.50	38.50	42.00	42.70	83.0
1955	31.64	34.59	40.10	59.70	67.88	70.0
1956	26.00	50.00	50.16	58.20	60.09	58.2
1957	18.62	35.31	37.02	43.97	74.21	73.4
1958	16.39	35.18	56.09	94.98	118.32	118.5
1959	37.53	87.02	100.25	101.10	101.10	97.0
1960	21.59	37.19	58.04	74.60	82.62	94.7
1961	51.97	69.86	85.86	89.75	130.09	109.0

1962	26.50	34.13	37.38	44.08	53.23	48.0
1963	24.80	40.00	45.40	51.20	54.30	101.0
1964	22.20	25.91	32.53	51.86	61.99	48.5
1965	15.73	23.66	27.11	34.44	55.45	64.5
1966	40.23	41.92	47.94	47.94	71.45	53.7
1967	20.08	25.42	28.81	33.15	49.52	46.0
1968	38.08	67.04	74.24	74.24	82.12	80.0
1969	20.87	36.44	46.31	47.14	53.78	52.0
1970	17.55	21.77	27.60	37.88	49.21	50.5
1971	25.72	27.09	29.29	36.33	47.04	45.0
1972	20.48	34.79	35.90	41.04	61.14	41.0
1973	42.60	52.86	52.86	58.78	58.78	52.0
1974	32.88	38.89	42.82	49.65	74.15	40.2
1975	25.59	36.21	41.67	60.34	80.02	84.2
1976	25.08	42.17	63.78	72.66	94.48	83.0
1977	34.61	40.15	51.00	61.72	83.32	64.6
1978	25.20	50.10	50.10	50.30	50.30	54.6
1979	17.69	32.09	37.25	59.80	69.23	62.0
1980	17.33	22.24	32.32	53.69	88.62	79.4
1981	25.07	41.69	47.46	49.93	55.61	50.4
1982	68.04	74.97	74.97	74.97	86.64	75.2
1983	15.90	24.78	31.05	43.52	47.39	43.4
1984	19.70	32.77	46.43	48.34	54.58	53.4
1985	24.73	28.66	32.89	50.17	80.14	49.6
1986	21.80	29.56	29.85	40.39	62.54	
1987	23.80	27.65	28.02	37.35	42.03	
1988	25.36	48.51	54.37	56.50	60.45	
1989	31.79	43.91	43.91	50.72	72.19	
1990	27.85	35.30	35.69	50.94	66.91	
1991	21.85	31.69	47.79	58.76	84.76	
1992	24.18	40.40	46.95	73.57	90.16	
1993	62.00	87.59	93.83	95.58	105.01	
NUM. DATI	45	45	45	45	45	56
Media	28.73	41.75	48.90	59.41	73.58	65.55
Dev. St.	11.91	15.83	18.54	19.69	23.61	19.12
Dev.St. (n-1)	12.04	16.01	18.75	19.91	23.87	19.29
CV	0.42	0.38	0.38	0.34	0.32	0.29
Parametri distribuzione di Gumbel						
α [1/mm]	9.38	12.48	14.62	15.52	18.61	15.04
u [mm]	23.31	34.55	40.47	50.45	62.84	56.87

Nella medesima tabella sono stati anche riassunti i parametri campionari di media, scarto quadratico medio, coefficiente di variazione e delle leggi di distribuzione di Gumbel.

Stimati i parametri di CV per le singole serie, e osservata la loro limitata variabilità (0.32-0.42) che per quelle al di sopra (0.32-0.37), secondo una tecnica oggi ampiamente utilizzata si è ritenuto opportuno assumere un unico valore di CV per tutte le durate comprese tra 1 e 24 ore. La stima ha condotto a stimare CV=0.37.

Per quanto concerne le medie, queste sono state interpolate, come usuale, tramite la già citata relazione del tipo

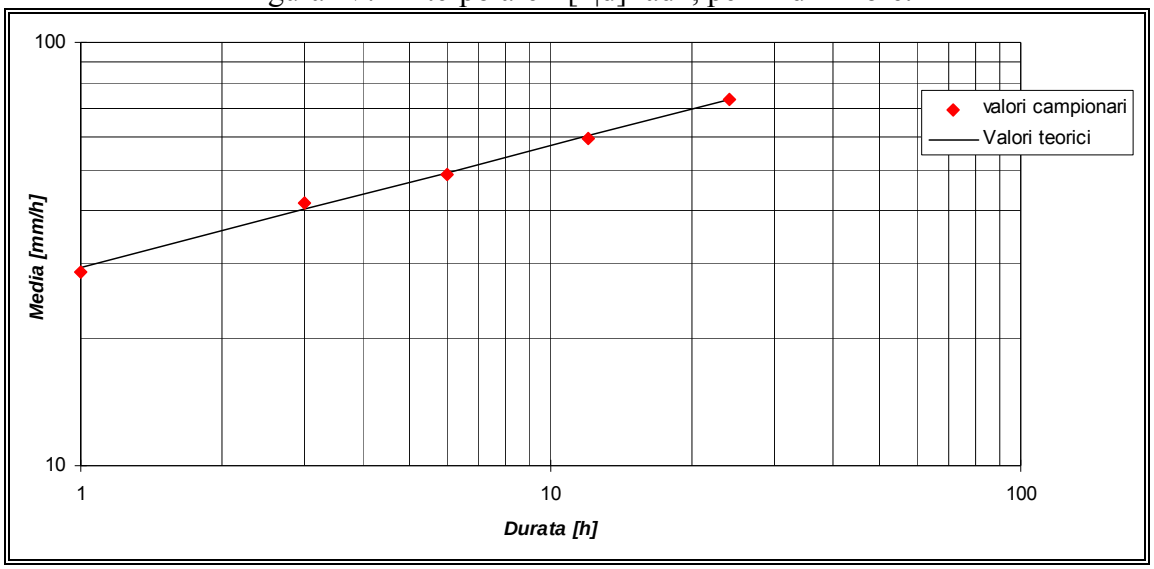
$m_d=m_1 d^n$

ove m_d, m_1 ed n rappresentano, rispettivamente, la media (interpolare) delle piogge di durata d, quella di durata 1 ora e il coefficiente di scala della legge di regressione. Come si vede dalla Figura IV.1, la legge interpolare da risultati più che soddisfacenti.. I loro parametri, per durate sotto l'ora, valgono:

$m_1=29.27\ mm\cdot h^{-n}$

$n=0.29$

Figura IV.1 Interpolare $E[h|d]=ad^n$, per $1\leq d\leq 24$ ore.



Utilizzando i coefficienti di variazione medi e le medie E[h|d] interpolate sono state determinate le altezze di pioggia al variare delle durate e del tempo di ritorno secondo la legge probabilistica di Gumbel che, come già verificato in precedenti studi, ben si adatta a spiegare la variabilità naturale osservata delle piogge del pluviografo di Brescia. Tali valori sono sintetizzati nella Tabella IV.2

Tabella IV-2: Altezze di pioggia al variare della durata e del tempo di ritorno, T, per il pluviografo ITAS-Pastori di Brescia.

Durate [ore]	1	3	6	12	24
T[anni]					
2	27.49	37.81	46.22	56.51	69.10
5	37.06	50.97	62.32	76.19	93.15
10	43.40	59.68	72.97	89.22	109.08
20	49.48	68.04	83.19	101.71	124.36
50	57.34	78.86	96.42	117.88	144.13
100	63.24	86.97	106.33	130.00	158.95
200	69.11	95.05	116.21	142.08	173.71
500	76.86	105.70	129.24	158.01	193.19
1000	82.72	113.76	139.09	170.05	207.91

Nei citati studi precedenti, come detto, si era fatto riferimento al solo pluviografo di Brescia le cui curve di possibilità pluviometrica, in base ai dati aggiornati, sono sintetizzate nella Tabella IV.3. Pertanto se si volesse fare riferimento a questa sola stazione l'analisi sarebbe conclusa.

Tabella IV-3: Parametro aT delle curve di possibilità climatica puntuale del Pluviografo ITAS-Pastori di Brescia; n=0.29 ; CV=0.37

T [anni]	2	5	10	20	50	100	200	500
a_T [mm/h^n]	27.49	39.34	46.04	52.47	60.79	67.02	73.23	81.43

Per evitare di incappare in possibili errori dovuti a situazioni microclimatiche locali, si è però ritenuto opportuno recuperare i risultati dello studio condotto dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Brescia (Ranzi ed al.,1999) sull'intero territorio provinciale. L'analisi, condotta con tecniche piuttosto laboriose, ha riguardato tutte le stazioni pluviografiche della Provincia e numerose stazioni confinanti ricadenti nelle Province di Mantova, Trento, Sondrio e Cremona (v. Tabella 4.4).

Tabella IV-4: Elenco delle stazioni utilizzate nello studio di Ranzi ed al. (1999) e parametri m_1, n e CV delle curve di possibilità climatica puntuale.

STAZIONE	**E (UTM)**	**N (UTM)**	**Quota (m s.l.m.)**	m_1	***N***	***Cv medio***
Bergamo	550839	5061195	366	30.51	0.272	0.332
Bezzecca	634697	5084674	698	22.06	0.386	0.315
Bormio	605167	5147085	1225	26.52	0.374	0.288
Bozzolo	615636	4995379	33	31.29	0.257	0.413
Breno	600960	5091441	312	21.25	0.313	0.288
Brescia	595237	5043194	120	29.27	0.290	0.367
Calvisano	605991	5022992	63	27.15	0.255	0.362
Ceresara	623144	5014042	43	27.83	0.235	0.523
Chiari	573113	5042897	148	31.73	0.247	0.345
Clusone	573930	5083650	648	26.52	0.374	0.288
Cremona	580182	4998537	45	25.72	0.283	0.440
Dezzo Di Scalve	585438	5093060	750	25.13	0.455	*0.277*
Edolo	603138	5115558	690	16.09	0.447	0.298
Fontanella	564079	5035390	105	25.96	0.261	0.336
Fusine	558152	5111262	1160	11.38	0.464	0.297
Gavardo	611000	5046000	200	27.87	0.344	*0.230*
Gaver	612650	5087938	2015	19.11	0.491	0.282
Genivolta	568148	5020618	70	34.33	0.198	*0.364*
Ghedi	600679	5028461	85	28.12	0.236	0.359

Lago D'arno	611124	5100878	1820	18.84	0.448	0.310
Madonna Di Campiglio	641599	5121884	1553	16.72	0.451	0.425
Malga Bissina	616281	5100973	1792	15.42	0.589	*0.317*
Malga Boazzo	617677	5095442	1200	17.03	0.544	*0.243*
Martinengo	560064	5046462	153	28.31	0.226	*0.299*
Memmo	602557	5072945	1000	24.55	0.405	0.353
Monzambano	633213	5032770	90	26.85	0.219	0.319
Orzinuovi	573372	5020677	88	26.24	0.263	0.324
Pejo	628875	5135966	1574	10.40	0.499	0.312
Peschiera	632026	5027188	67	26.04	0.248	0.356
Pieve S. Giacomo	590667	4998678	39	29.35	0.254	0.504
Pinzolo	636624	5114360	776	15.14	0.513	*0.363*
Piubega	620364	5010108	50	30.37	0.232	*0.492*
Riva Del Garda	642496	5082996	70	19.23	0.357	0.291
S.Caterina Valfurva	615510	5141715	1740	12.38	0.504	0.274
Salo'	619822	5051025	75	23.74	0.446	*0.341*
Scais	571109	5103990	1500	22.00	0.535	0.287
Temu'	613292	5123147	1100	30.51	0.272	0.319
Tione	634374	5099489	563	17.00	0.485	0.282
Tirano	588935	5119040	652	18.10	0.307	0.371
Verolanuova	585151	5018973	64	28.49	0.236	0.311
Vilminore Di Scalve	584122	5094893	1018	22.90	0.524	0.342
Roncone	629292	5093647	839	20.19	0.420	0.320
Borgonato	580763	5052075	214	27.82	0.270	0.380
Lizzola Alta	578897	5096501	1235	18.27	0.500	0.250
Treviglio	547060	5040619	126	29.08	0.250	0.400

In maniera analoga a quanto fatto per la stazione di Brescia, sono state sviluppate le elaborazioni facendo riferimento a 3 tipi di distribuzione di probabilità (Gumbel, GEV e Lognormale) stimate con diverse tecniche (momenti e L-moments). I risultati, revisionati alla luce di incroci spaziali di informazioni e controllati tramite tests di omogeneità spaziale, sono stati sintetizzati in mappe di semplice impiego ove sono riportate le iso-linee del parametri m_1, n e CV. Il modo più semplice per utilizzarle è quello di stimare il singolo parametro di interesse come quello relativo alla zona baricentrica dell'area di studio. Così operando si sono ottenuti i valori:

m_1 = 28.3 mm h^{-n}.

n = 0.33

CV =0.36

Questi valori, non significativamente differenti da quelli ottenibili tramite una media spaziale sull'area, confermano sostanzialmente quelli del pluviografo di Brescia per quanto riguarda il valore della media oraria m_1, e del coefficiente di variazione CV. Abbastanza diverso è invece il valore di n che passa da 0.29 a 0.33. Tale circostanza dovrebbe tenere in conto gli effetti orografici temuti da Buizza nel suo studio quando notava una certa crescita delle piogge giornaliere con la quota, ma non poteva sintetizzarla per la ridotta campionatura di dati presa a base del suo studio. In base a questi parametri le piogge temibili sull'area divengono quelle riportate nella seguente tabella 4.5 che indicano una certa riduzione le durate più brevi (5-7% per 1 ora) e un lieve incremento per quelle più lunghe (7-10% a 24 ore).

Tabella IV-5: Altezze di pioggia al variare della durata e del tempo di ritorno, T, in base allo studio regionale di Bacchi ed al., 1999.

			Durate [ore]		
T [anni]	1	3	6	12	24
2	26.63	38.26	48.10	60.46	76.00
5	35.63	51.20	64.36	80.90	101.69
10	41.59	59.77	75.13	94.44	118.71
20	47.31	67.98	85.45	107.42	135.03
50	54.71	78.62	98.82	124.22	156.15
100	60.26	86.59	108.84	136.82	171.98
200	65.78	94.53	118.82	149.36	187.75
500	73.07	105.01	131.99	165.92	208.56
1000	78.58	112.92	141.95	178.43	224.29

Nel complesso comunque, si ha solo una leggera variazione dei valori di pioggia stimati che conferma la validità delle elaborazioni condotte nei precedenti studi. Qui, alla luce dei risultati ottenuti, quale linee segnalatrici medie puntuali dell'area di indagine si sono comunque preferiti i valori dedotti dall'analisi regionale e riportati nella tabella 4.6

Tabella IV-6: Parametro a_T delle curve di possibilità climatica puntuale dell'area di indagine; n=0.33 ; CV=0.36.

T [anni]	2	5	10	20	50	100	200	500
a_T [mm/h^n]	26.63	35.63	41.59	47.31	54.71	60.26	65.78	73.07

Capitolo V IETOGRAMMA DI PROGETTO E DEPURAZIONE DELLE PIOGGE

V.1 Ietogramma di progetto

A partire dalle linee segnalatrici medie spaziali, che esprimono il valore atteso dell'altezza di pioggia in un generico punto dell'area di interesse, è necessario ricostruire sia il volume medio di afflusso meteorico sia l'andamento spazio-temporale del generico 'evento di progetto'.

Per quanto riguarda il primo aspetto, la ricerca idrologica mette a disposizione diverse relazioni, a base empirica, che possono fornire una risposta abbastanza accettabile. Le più antiche relazioni, di Puppini e di Columbo, mirano alla modifica dei parametri a_T ed n, in modo che il valore di altezza di pioggia calcolato coi parametri modificati fornisca il valore della pioggia ragguagliata. La relazione di Columbo, ragionevolmente applicabile a queste piogge (perché stimata sulla base di eventi registrati dalla rete pluviografica della Città di Milano), esprime i nuovi parametri a' ed n' nella forma:

$$a'_T = a_T(1 - 0.06\ A^{0.4}) \qquad (5.1)$$

$$n' = n + 0.003\ A^{0.6}$$

Tali relazioni tuttavia, per il modo in cui sono state dedotte, dovrebbero fornire, a parere di chi scrive, delle sovrastime dell'altezza di pioggia ragguagliata, almeno per le durate più brevi. Esse sono state infatti determinate dalle curve iso-ietografiche di eventi intensi, e pertanto dovrebbero rappresentare il ragguaglio centrato sul punto di massima intensità dell'evento meteorico (storm centered Areal Reduction Factor). Più ragionevole appare invece la formula di Moisello e Papiri (1986) che hanno dedotto il valore del coefficiente di ragguaglio r(A,d) rispetto al centro dell'area di interesse (area centered Areal Reduction Factor). Esso rappresenta quindi il parametro adatto agli scopi dello studio. L'espressione del coefficiente è:

$$r(A,d) = 1 - \exp\left[-2.472 A^{-0.242} d^{0.6-\exp\left(-0.643 A^{0.235}\right)}\right] \tag{5.2}$$

$5 \le A \le 800$ km^2 $15' \le d \le 12$ h

e la pioggia media areale può essere quindi calcolata come

$$h_{r,T} = r(A,d) a_T d^n \tag{5.3}$$

Stimato il volume di afflusso, l'evento di progetto va definito in relazione a:

1. durata della pioggia;
2. distribuzione temporale
3. distribuzione spaziale.

Per quanto riguarda il primo punto si può ritenere normalmente accettabile una durata dell'ordine del tempo di corrivazione dei bacini. Non appare infatti ragionevole assumere piogge meno prolungate, né si hanno elementi sperimentali sufficienti per scegliere durate maggiori. Da questo punto di vista si osserva anzi che, frequentemente, i massimi annuali di pioggia di durate prossime fra loro (1-3 ore, 3-6 ore, 6-12 ore, etc.) tendono a verificarsi nel corso dello stesso evento. In sostanza si osserva che i massimi si verificano nel corso di pochi eventi e talvolta tutti nello stesso evento. Il che induce a ritenere che, qualunque sia il modello adottato, essendo i tempi critici di risposta del bacino dell'ordine di T_c, appare abbastanza ragionevole limitare la durata del pluviogramma di progetto proprio a T_c.

Per evitare di considerare pluviogrammi di durata differente, e per ragioni di cautela, si è inoltre ritenuto opportuno considerare come durata dell'evento quella di interesse per l'intera area. Ciò facendo si ammette come pioggia critica dei sottobacini quella dell'intero bacino, con effetti cautelativi sui sotto bacini sia in termini di ragguaglio all'area sia sull'infiltrazione.

Inoltre, da quanto detto emerge la 'ragionevolezza' dell'ipotesi implicita in alcuni pluviogrammi di progetto, come il cosiddetto *Chicago* (Keifer e Chu, 1957), che ipotizzano piogge variabili nel tempo, ma con integrale, sulla finestra di massima intensità, congruente con il volume della pioggia fornito, nella stessa durata, dalla linea segnalatrice. In generale tale

ipotesi non è vera, poiché una pioggia di tempo di ritorno *T* in una durata *d* si verifica come una somma di piogge di tempi di ritorno molto variabili su sotto-intervalli di *d*, e quindi con piogge di tempo di ritorno maggiore e minore *T*, ma tali da produrre una frequenza temporale complessiva *T*. L'assumere la pioggia a tempo di ritorno costante su tutte le durate comporta quindi sovrastime e sottostime che mediamente si dovrebbero compensare. In questo studio, pertanto, è stato utilizzato tale tipo di ietogramma, con picco, secondo l'esperienza, sito a 3/8 della durata complessiva.

La distribuzione spaziale delle piogge condiziona molto la formazione della piena, soprattutto in relazione al valore del picco e alla forma dell'onda. Per aree non troppo estese, tuttavia, la distribuzione delle piogge dovrebbe contare meno. Se infatti l'area del bacino è inferiore a 2-300 km^2 -ordine di grandezza dei cluster di addensamento delle celle di massima intensità delle piogge-, non esistono ragioni evidenti per ipotizzare distribuzioni spaziali non uniformi. Ciò, naturalmente, in fase di rappresentazione sintetica della trasformazione afflussi-deflussi. Quando, invece, si vogliano simulare eventi reali, per evitare possibili grossolane incongruenze, anche la distribuzione areale delle piogge dovrà essere tenuta in debito conto.

In definitiva quindi si è deciso di adottare per il pluviogramma rappresentativo la distribuzione spaziale uniforme e temporale secondo il metodo 'Chigago' con picco a 0.375 della durata complessiva.

V.2 Depurazione delle piogge

La pioggia che cade al suolo viene in gran parte assorbita dal terreno e/o invasata in depressioni superficiali non connesse al sistema di drenaggio. Essa poi torna in parte all'atmosfera per evaporazione e traspirazione o confluisce verso la rete di drenaggio attraverso lo scorrimento superficiale oppure tramite un più lento processo di filtrazione sotterraneo. Atteso che nel corso degli eventi meteorici intensi l'evapotraspirazione è trascurabile, ai fini della stima delle portate di piena assume grande importanza la separazione delle piogge 'nette', efficaci ai fini degli scorrimenti superficiali, da quelle 'perdute' che daranno luogo ai suddetti fenomeni di filtrazione e di perdita vera e propria verso l'atmosfera; ciò in quanto, come la

lunga esperienza di studi idrologici ha dimostrato, la ricostruzione delle portate di piena può essere essenzialmente basata sui soli scorrimenti superficiali.

Da un punto di vista operativo esistono numerosissimi metodi per la separazione dell'idrogramma delle piogge nette. In mancanza di adeguate informazioni pluvio-idrometriche che consentano una taratura del modello di piena, tuttavia, essi sono tutti affetti da gradi di incertezza piuttosto elevati. Inoltre, sebbene ogni metodo abbia un razionale fondamento, la loro applicazione richiede scelte che contengono inevitabilmente una certa arbitrarietà. In questo senso appaiono quindi preferibili quei metodi che risultano più semplicemente applicabili o che si basino su scelte chiare, facilmente riproducibili e verificabili. Da questo punto di vista un certo successo ha riscosso il metodo CN del Soil Conservation Service americano che si appoggia sulla determinazione, quali-quantitativa, delle proprietà idrologiche dei suoli e sul loro uso. Ma vengono ancora estesamente utilizzati metodi, come quello di Fantoli, basati su tabulazioni delle proprietà di rifiuto del terreno caratterizzate dal solo uso del suolo. In questo studio, disponendo soltanto di una caratterizzazione per ordini di grandezza delle proprietà della permeabilità satura, determinata in sede di ispezione geologica dei siti, si è preferito adottare un criterio di tipo CN-SCS (per i dettagli del metodo si veda anche l'Appendice A).

Per l'alto bacino del Garza a chiuso a Crocevia Nave si è adottato il valore CN pari a **75**.

Una volta dato il parametro CN, viene dapprima calcolato il massimo volume infiltrabile S con la relazione:

$$S=(25400/CN)-254 \qquad (5.4)$$

e da questa la pioggia netta Pn, associata a una pioggia totale lorda P, tramite la relazione:

$$Pn=(P-Ia)^2/(P-Ia+S) \qquad (5.5)$$

ove Ia (initial abstraction) rappresenta la perdita iniziale dovuta ai piccoli invasi, all'intercettazione e alla capacità di suzione del terreno all'inizio dell'evento meteorico. In mancanza di tarature, secondo quanto consigliato in letteratura, Ia è stato posto pari al 20% di S.

Capitolo VI STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO

Definito lo ietogramma di progetto depurato si procede all'applicazione di modelli di trasformazione afflussi – deflussi.

VI.1 Il modello di piena

Il modello di piena utilizzato in questo studio è stato scelto in modo tale da cercare di rappresentare quella che, ragionevolmente, deve essere la forma della risposta idrologica di questa tipologia di bacini. Si tratta infatti di aree collinari e di alta pianura ove la piena evolve in tempi abbastanza lunghi in relazione alle dimensioni spaziali dei bacini scolanti.

Un modello che ha fornito generalmente buone prestazioni è la cascata di serbatoi di Nash, la cui funzione di risposta, idrogramma unitario istantaneo, è sintetizzato nella forma:

$$h(t) = \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \frac{e^{-t/k}}{k\Gamma(n)} \quad [1/\mathrm{T}] \tag{6.1}$$

ove n è il numero di serbatoi e k [T] è la loro costante di invaso. Data la morfologia del bacino, appare ragionevole assumere che la coda della risposta sia piuttosto lunga rispetto al tempo di picco; in altri termini che, in prima approssimazione, la risposta tenda a essere assimilabile a quella del singolo invaso lineare, tipicamente utilizzato come modello di piena per i bacini urbani di pianura. Tenuto presente che, comunque, esiste una certa parte del bacino di tipo collinare, ove la piena tenderà a evolvere un po' più rapidamente, è parso più opportuno adottare un modello a due serbatoi. In questo caso la forma della risposta presenta un picco rapido per poi tendere lentamente a decrescere. Data la similitudine delle risposte tra modello di Nash e modello cinematico con IUH triangolare, imponendo che il valore di picco dell'IUH coincida, si ottiene facilmente la relazione tra costante di invaso e tempo di corrivazione. Nel modello di Nash il valore di picco è:

$$h_p = \frac{(n-1)^{n-1} e^{-(n-1)}}{k\Gamma(n)} \tag{6.2}$$

mentre nel modello triangolare vale:

$$h_p = \frac{2}{T_c} \tag{6.3}$$

quindi la relazione fra *k* e *Tc* è data dalla:

$$k = \frac{T_c \Gamma(n)}{2(n-1)^{n-1} e^{-(n-1)}} \tag{6.4}$$

che per n= 2 fornisce k $\approx$ 0.184Tc. Da questa relazione è stato ottenuto il valore di k pari a 0.77 [ore] (Tc = 4.04 [ore]).

VI.2 Elaborazione dei risultati

Sulla scorta dei parametri definiti nei precedenti paragrafi si è passati alla ricostruzione delle piene di progetto da associare, per i vari tempi di ritorno, alle principali sezioni di interesse prima definite.

I calcoli sono stati effettuati con il codice di calcolo FLEA© (Ranzi e Rosso, 1997) con lo schema di seguito richiamato. Per quanto riguarda le piogge, è stato assunto uno ietogramma Chicago, ragguagliato all'intero bacino afferente al comune di Brescia (circa 160 km^2) e su una durata di 7 ore con la formula di Moisello-Papiri. La depurazione delle piogge è stata effettuata col metodo CN-SCS in condizioni di umidità media e con parametri precedentemente riportati. La formazione-propagazione della piena è stata simulata col modello di Nash a 2 serbatoi lineari con k= 0.77 [ore].

Le scelte appena indicate sono state effettuate a valle di una serie di prove e tentativi che mettessero in luce alcuni aspetti fondamentali che potrebbero essere criticati. Quella

fondamentale è la ben consolidata prassi che per un dato bacino la piena di assegnato tempo di ritorno venga generata da una pioggia di durata confrontabile col suo tempo di corrivazione e ragguagliata alla sua area. In questo caso invece si è adottato un unico ietogramma sintetico per l'intero bacino afferente al territorio di Brescia (A=160 km^2 e durata 7 ore). Come era da attendersi, avendo considerato per l'evento di progetto un'estensione e una durata maggiori di quella di ciascun bacino, si hanno degli effetti contrastanti. Da un lato considerare l'unico ietogramma comporta una riduzione delle intensità di pioggia locali. Dall'altro però la maggiore durata implica un maggiore imbibimento del bacino che esalta gli effetti degli scrosci più intensi. A titolo d'esempio, considerando uno ietogramma cinquantennale di 4 ore ragguagliato alle aree dell'alto Garza (A~57 km^2) si ottengono, con CN pari a 75, come valori delle corrispondenti di portate al colmo 93.3. Queste, secondo un criterio tradizionale sarebbero le portate critiche di quella frequenza. Con l'unico ietogramma di 7 ore ragguagliato su tutta l'area si ottengono invece 103.4. Come si vede le differenze sono contenute in circa il 10% e quindi risultano perfettamente accettabili. Fa inoltre piacere notare che le portate stimate per il T. Garza a Crocevia Nave, indipendentemente dalla durata di pioggia, risulta perfettamente congruente coi valori stimati nei precedenti studi della Regione Lombardia (Natale, 1994) e del Magistrato per il Po (Buizza, 1988) che indicavano rispettivamente in 91 e 106 m^3/s le portate di questo tempo di ritorno per tale sezione di chiusura. Appare inoltre utile rimarcare che il metodo proposto, come del resto risulta spesso dall'esperienza, presuppone che le piene massime si verifichino contemporaneamente su tutti i bacini di una data area (si veda ad esempio l'evento della Valtellina del luglio 1987 oppure quello del Tanaro del 1994, ma anche quelli del 1990 e 1992 dello stesso Garza). Se ciò appare certamente cautelativo per le piene di maggiore frequenza (tra 2 e 10÷20 anni di tempo di ritorno), che potrebbero essere associate a eventi localizzati, non lo è certo per gli eventi più rari (di tempo di ritorno 50÷100 anni che, di norma, interessano la difesa idraulica) che interessano più ampie estensioni areali.

Un secondo controllo è stato effettuato considerando le possibili classi di imbibizione del terreno. Così operando, per il T. Garza alla sezione di Crocevia Nave e per il tempo di ritorno di 100 anni si ottengono i risultati riportati nella Figura 6.1 (piogge) e 6.2 (portate)

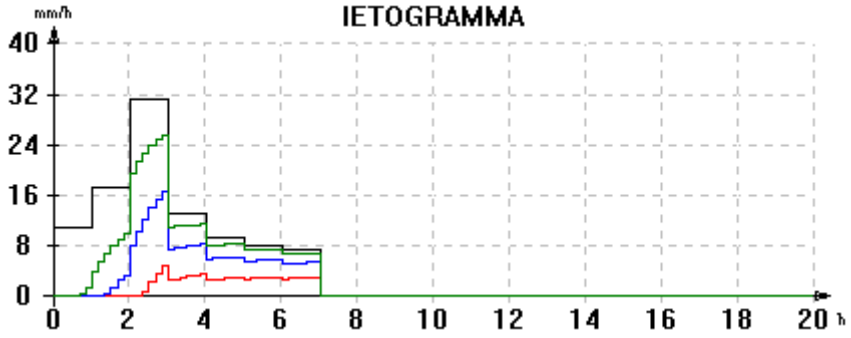


Figura VI-1: -Garza a Crocevia Nave - Ietogrammi di progetto per tempo di ritorno di 100 anni e tre classi di imbibizione del suolo (media, medio-alta e alta)

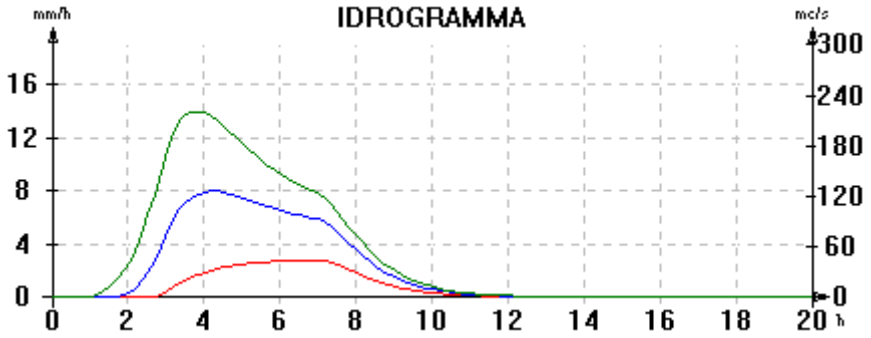


Figura VI-2: -Garza a Crocevia Nave - Idrogrammi di progetto per il tempo di ritorno di 100 anni per le tre classi di imbibizione considerata (media, medio-alta e alta).

Dal confronto tra i risultati ottenuti e quelle che sono le risultanze sperimentali dei sopralluoghi effettuati, è emerso che sia la situazione di imbibizione alta che quella bassa appaiono del tutto irrealistiche: quella alta è eccessivamente cautelativa (colmo 219.2 m^3/s) mentre quella bassa darebbe portate da considerare quasi ordinarie (43.5 m^3/s). Come peraltro avviene nella gran parte dei casi, la condizione standard di imbibizione (media) è quella che sembra meglio approssimare la normale situazione idrologica dei bacini naturali.

Tabella VI-1: Portate al colmo [m^3/s], al variare del tempo di ritorno calcolate nell'ipotesi di media imbibizione del bacino.

Tra parentesi i valori di colmo calcolati con lo ietogramma Chicago di 4 ore ragguagliato all'area di 57 km².

Sezione di chiusura	A	T [anni]			
	[km²]	10	20	50	100
Garza a Crocevia Nave	57.0	57.0 (52.2)	76.2 (69.4)	103.4 (93.3)	125.5 (113.4)

Alla luce del confronto con le portate stimate in base a un criterio di regionalizzazione, illustrato nel prossimo paragrafo, sono state infine indicate le portate scelte ai fini delle progettazioni.

VI.3 Stime regionali col metodo index-flood

Nel corso degli ultimi anni sono stati condotti numerosi studi mirati alla stima regionale delle portate al colmo di piena in molte parti del territorio nazionale. Tali studi, inquadrati nel progetto di ricerca VAPI (VAlutazione delle PIene) del CNR-GNDCI (Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche), si sono essenzialmente basati su una metodologia di analisi delle portate al colmo massime annuali di regioni geografiche abbastanza vaste detta 'della portata indice'. Il metodo assimila l'intera informazione idrometrica disponibile per un territorio '*idrologicamente omogeneo*' alla realizzazione di un unico processo aleatorio che differisce da una sezione idrometrica all'altra solo per alcune caratteristiche. Nel caso delle portate di massima piena viene infatti ipotizzato che:

- la distribuzione di probabilità delle portate al colmo massime annuali, Qc, abbia la stessa forma in qualsiasi sezione idrometrica del reticolo regionale;
- la legge di distribuzione sia una di quelle dei valori estremi: TCEV (Two Components Extreme Value), Gumbel o GEV(General Extreme Value);
- l'asimmetria della distribuzione sia la stessa in tutta la regione omogenea;

- il coefficiente di variazione sia costante nell'intera regione o in sotto-zone di completa omogeneità;
- la media delle portate al colmo, $m(Q_c)$, detta *portata indice*, differisce da sezione a sezione in dipendenza delle caratteristiche geomorfoclimatiche dei singoli bacini.

Tutte queste ipotesi sono suscettibili di critiche e contengono elementi di arbitrarietà. Tuttavia, pur non disponendo di strumenti teorico-operativi per poterne valutare in modo diretto l'affidabilità, i risultati che queste producono sono certamente quanto di meglio la ricerca possa oggi mettere a disposizione. Inoltre, delle intense analisi condotte su molte regioni hanno mostrato una sostanziale accettabilità delle prime tre ipotesi, restando qualche perplessità in merito alla quarta (Maione e Tomirotti, 1998).

Basandosi su tali criteri è stato recentemente condotto uno studio sulla regionalizzazione delle portate di piena dei corsi d'acqua, affluenti in sinistra del Po, compresi tra il F. Sarca e il F. Sesia (Bacchi ed al., 1999). Utilizzando le serie di colmi con oltre 15 anni di osservazione (cfr. Tabella 6.2), la ricerca ha messo in evidenza la ragionevolezza dell'ipotesi di considerare le portate distribuite con la legge GEV avente un'asimmetria di 1.50 e un coefficiente di variazione medio regionale pari a 0.53. Ciò è conseguenza del fatto che, come si vede dalla Figura 6.2, la quantità adimensionale:

$$X=Q_c/m(Q_c), \tag{6.5}$$

ove $m(Q)$ è la media della variabile, ha praticamente la stessa distribuzione per tutti i corsi d'acqua.

Tabella VI-2: Caratteristiche principali dei bacini idrometrici considerati.

nel presente studio: area del bacino, A, altezza geodetica massima, H_{max}, media, H_{med}, zero idrometrico, $H_{idr,}$, numero di portate massime annuali delle medie giornaliere, N_g, e di quelle al colmo, N_c.

Corso D'acqua	***Stazione Idrometrica***	**A**	H_{max}	H_{med}	H_{idr}	N_g	N_c
		[km^2]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[-]	[-]
Sarca	**Pian di Nambron**	21.2	3556	2329	1350	15	15
Chiese (Oglio)	**Gavardo**	934	3462	1230	198.02	32	36
Brembo	**Ponte Briolo**	765	2914	1140	230	25	49
Serio	**Ponte Cene**	455	3052	1335	353.15	21	25
Bevera	**Colombaio**	40.2	877	144	247.92	17	18
Lambro	**Lambrugo**	170	1456	545	237.94	16	17
Ticino	**Bellinzona**	1515	3398	1615	219.1	31	31
Toce	**Candoglia**	1532	4633	1641	197.99	32	32
Sesia	**Campertogno**	170	4559	2120	802.24	21	21
Mastallone (Sesia)	**Ponte Folle**	149	2458	1350	440	32	32

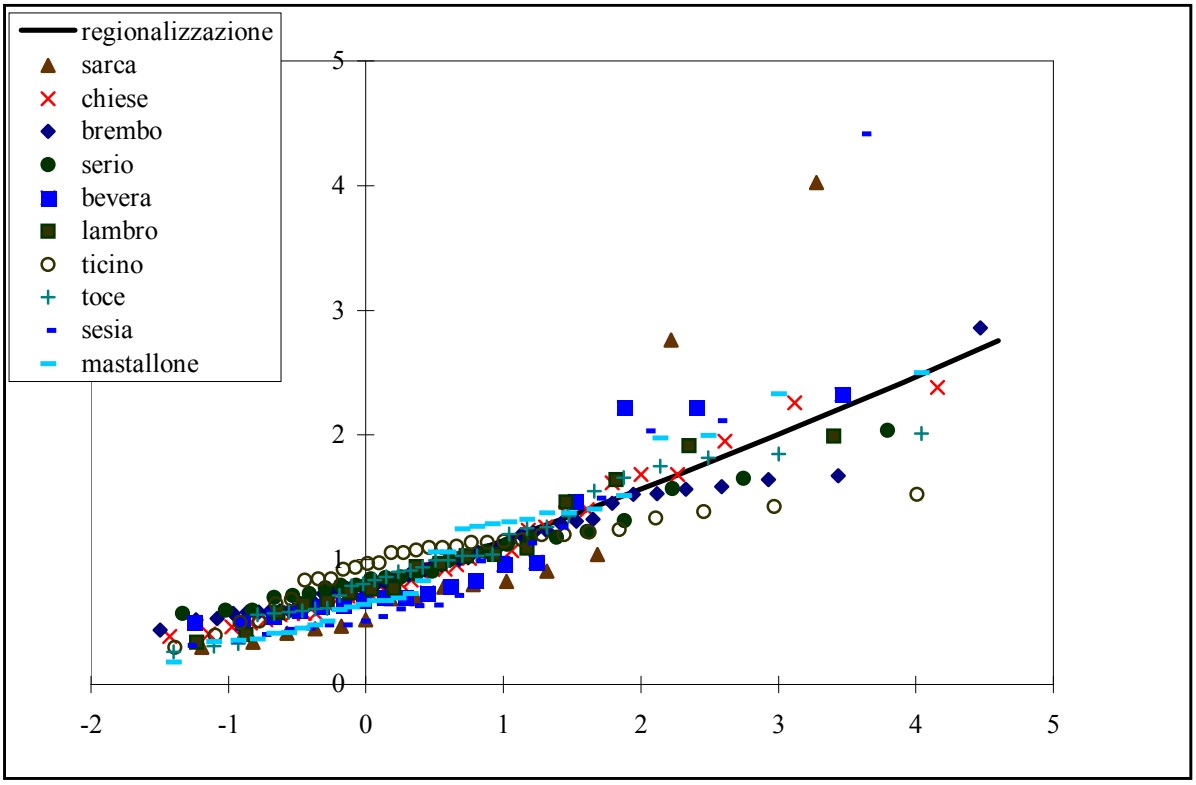


Figura VI-3: Curva di crescita X(T) media regionale X(T) e curve di frequenza cumulata delle portate massima annuali dei corsi d'acqua indicati in Tabella 6.2.

La quantità adimensionale 6.5, se sono valide le ipotesi precedenti, costituisce un processo omogeneo del quale è possibile stimare la distribuzione con diverse metodologie. Il progetto VAPI nella sua formulazione originaria presuppone che X abbia una distribuzione TCEV e ne propone la stima con un metodo gerarchico a massima verosimiglianza. Alcuni esperimenti condotti (Galeati, 1998, comunicazione personale; Brath ed al., 1997) hanno però mostrato che si ottengono risultati affatto simili utilizzando la GEV stimata con criteri molto più semplici quali i PWM. Bacchi ed al., (1999) hanno ripreso la stessa distribuzione proponendo per la stima un metodo de momenti, mediando i parametri di asimmetria, condizionata al valore minimo 1,13 della distribuzione di Gumbel, e coefficiente di variazione tramite il numero di osservazioni disponibili in ciascuna sezione di misura. Tale metodo, noto in letteratura come *index-flood*, risulta alternativo a quello proposto dalla procedura VAPI (Gabriele e Iritano, 1993; Brath ed al.,1997), noto come *station-year*, e corrisponde, a parere di chi scrive, a una migliore interpretazione statistica degli eventi straordinari verificatisi sul territorio.

Applicando la metodologia index-flood è stata stimata la cosiddetta curva di crescita, ovvero la relazione tra X e il tempo di ritorno, che coi parametri regionali anzidetti, assume la forma:

$$X = 1 + 0.53 \frac{\left(\exp\left(0.0521 \cdot Y_G\right) - 1.033\right)}{0.072} \tag{6.6}$$

ove con

$$Y_G = -\ln[\ln(T/(T-1))] \tag{6.7}$$

si è indicata la variabile ridotta di Gumbel. Per la stima della portata indice, ovvero della relazione tra m(Qc) e le caratteristiche climatiche e geomorfologiche del bacino, nello stesso studio vengono proposte, per i bacini dell'area bresciana le relazioni:

1- $m(Q_c) = 22.68 \cdot A^{0.404}$ per $300 \le A \le 2000$ km^2 (6.8)

2- $m(Q_c) = 3.23 \cdot A^{0.73}$ per $1 \le A \le 40$ km^2 (6.9)

3- $m(Q_c) = \beta \cdot 3.23 \cdot A^{0.73} + (1-\beta) \cdot 22.68 \cdot A^{0.404}$ $40 \le A \le 300$ km^2 (6.10)

con $\beta = \dfrac{300 - A}{260}$

che, pur con le incertezze e approssimazioni del caso, possono fornire una stima preliminare mediamente accettabile per i bacini che vanno dalla Valle del Chiese alla Valle del Serio.

La loro applicabilità generale ai corsi d'acqua bresciani è certamente da escludere, soprattutto per quanto riguarda corsi d'acqua caratterizzati da una geologia e una pluviometria abbastanza diversa rispetto a quella dei bacini usati per la taratura. Tuttavia se si confrontano i risultati forniti dalle relazioni precedenti con stime ottenibili con altre relazioni empiriche regionali (per

una rassegna cfr. lo studio del Garza del prof. Natale) i valori prodotti dalle 6.9 e 6.10 congiuntamente alla legge di crescita 5.6 appaiono del tutto accettabili. Utilizzando perciò tali relazioni si ottengono, per le varie sezioni di interesse, le stime di portata al colmo riportate nella Tabella 6.3. Come già osservato per i bacini pedemontani dell'oltre Mella di Brescia (Bacchi ed al., 1999), le portate regionali appaiono un po' sovrastimate rispetto a quelle desumibili da una più accurata analisi locale condotta con modellistica afflussi-deflussi; tanto più sovrastimate quanto più piccolo è il bacino e minore il tempo di ritorno. Inoltre esse sono tendenzialmente più basse quanto maggiore e la porzione di bacino che ricade nella pianura rispetto alla parte montana.

Tabella VI-3: Stima regionale delle portate al colmo col metodo della portata indice.

	T [anni]									
Sezione	A	m(Q_c)	2	5	10	20	50	100	200	500
	[km^2]	[m^3/s]								
Garza a Crocevia Nave	57.0	53.6	48.1	72.6	89.6	106.5	***129.4***	***147.3***	165.8	191.2

La sovrastima del colmo di piena, comunque, non dovrebbe superare valori del 20-30%. Per l'alto Garza, chiuso a Crocevia Nave, le stime di piena prodotte negli studi Buizza e Natale indicano un valore della portata cinquantennale compreso tra 91 e 106 m^3/s e di quella centennale compreso tra 113 e 118 m^3/s. La stima qui effettuata di 129 e 147 m^3/s corrisponde a un incremento di circa il 25%, affatto compatibile con i valori prima indicati. Peraltro, tenuta presente la speditezza delle stime che questa metodologia comporta, si ritiene che essa possa essere estesamente applicata in tutta una serie di problematiche che comportino la valutazione delle piene a fini di dimensionamenti di tombinature, attraversamenti stradali, arginature, etc.

VI.4 Valori adottati per le portate di progetto

Sulla scorta delle precedenti elaborazioni, e dei risultati delle osservazioni effettuate nel corso dei vari sopralluoghi, è stato possibile pervenire alla definizione delle portate di progetto.

Inoltre, avendo definito una procedura di calcolo dell'evento di progetto, risulta possibile, ove necessario, ricostruire eventi sintetici atti alla stima, oltre che delle portate al colmo, anche dei volumi delle onde di piena. Con riferimento ai tempi di ritorno di maggior interesse, confrontando le tre stime prima illustrate si ottiene il prospetto riportato nella Tabella 6.4. Da questo emerge la vicinanza tra le stime regionali effettuate con la tecnica index-flood e quello della situazione di calcolo delle portate CN-SCS in condizioni di elevata imbibizione del terreno. Questa situazione, come già riscontrato per i piccoli bacini dell'oltre Mella bresciano, non conforta le stime più elevate. Anzi, la serie di sopralluoghi effettuati mostra che, nell'ipotesi che le portate fossero quelle calcolate nelle condizioni di elevata imbibizione dei suoli, la frequenza di esondazioni, anche piuttosto gravi, dovrebbe essere praticamente annuale.

Tabella VI-4: Confronto fra portate al colmo (m^3/s) centenarie stimate con varie ipotesi e portate di progetto (in grassetto)

(*) Schema di calcolo: 1=stima regionale col metodo index-flood; 2=metodo afflussi deflussi con ietogramma di progetto per tutta l'area afferente al Comune di Brescia; 3=metodo afflussi-deflussi con ietogramma critico per l'alto bacino del T. Garza; 4=portata al colmo di progetto.

BACINO	***A***[km^2]	***T=10 anni***	***20***	***50***	***100***	(*)
Garza a Crocevia Nave	57.40	89.6	106.5	129.4	147.3	1
		57.0	76.2	103.4	125.5	2
		52.2	69.4	93.3	113.4	3
		55.0	***70.0***	***100.0***	***120.0***	***4***

Con riferimento al bacino idrografico oggetto dello studio, la determinazione della portata al colmo dell'idrogramma di piena ad una data sezione può farsi mediante utilizzo della formula:

$$Q = Q_s(T)\left(\frac{A}{A_s}\right)^a \tag{6.10}$$

proposta nella relazione finale del Programma provinciale di Previsione e Prevenzione di Protezione Civile, elaborato dal Dipartimento di Ingegneria civile della Università degli studi di Brescia per la Provincia di Brescia.

La formula (6.10), nota che sia la portata a tempo di ritorno T, $Q_s(T)$, per un bacino di area A_s consente di calcolare la portata alle sezioni interne del bacino che drenino l'area A. Dagli studi effettuati dallo stesso dipartimento il parametro a della formula (6.10) è posto pari a 0.73.

Essendo note le portate per l'intero alto bacino del T. Garza, è possibile calcolare i valori critici per il bacino chiuso in prossimità delle Cartiera di Nave , ove l'estensione è prossima a **28.5 km².**

Tabella VI-5: Portate di progetto adottate del dimensionamento delle opere.

BACINO	A[km²]	T=10 anni	20	***50***	***100***
Garza alla Cartiera di Nave	28.5	33	42	**60**	**72**

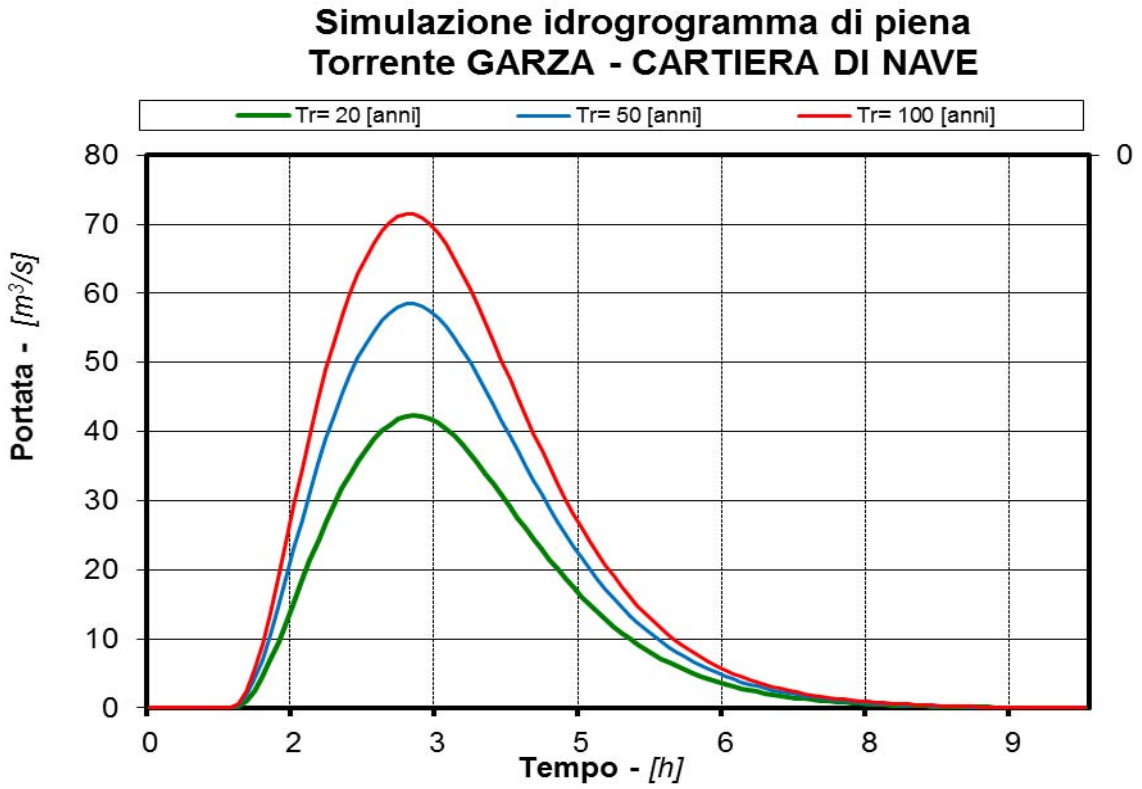


Figura VI-4: Idrogramma di piena del T. Garza al variare del tempo di ritorno.

Capitolo VII COMPATIBILITÀ IDRAULICA OPERE IN PROGETTO

Definito il valore della portata al colmo per diversi tempi di ritorno nella sezione di interesse si è proceduto nel calcolo dei profili di moto permanente con il ponte esistente e con il nuovo ponte.

Il metodo di calcolo adottato fa riferimento alla schematizzazione delle condizioni di moto come modimensionale permanente (stazionario, quindi, con portata costante e geometria variabile). Altre schematizzazioni, quale quella di moto vario, non possono portare a risultati significativamente diversi sia per la morfologia dell'alveo che per la finalità dello studio, mirata a definire le modificazioni del profilo idrico a seguito delle nuove opere.

VII.1 Profilo di moto permanente

I calcoli sono stati condotti utilizzando un codice di calcolo *ad hoc*, adatto a condizioni di moto subcritico, supercritico e misto, in alvei compatti o compositi con presenza di manufatti quali ponti o salti di fondo. Il codice calcola i profili da una sezione alla successiva mediante risoluzione dell'equazione dell'energia

$$Y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + \Delta H \tag{7.1}$$

ove la sezione 2 è la sezione a monte, Y [m] è il tirante misurato dal punto più depresso della sezione, z [m] è la quota di tale punto di fondo alveo rispetto ad un piano orizzontale di riferimento, α [-] è il coefficiente di ragguaglio della potenza cinetica, V [m/s] rappresenta la velocità media nella sezione in corrispondenza della portata Q [m^3/s], g [m/s^2] è la accelerazione di gravità e ΔH [m] rappresenta le perdite energetiche connesse al passaggio della corrente dalla sezione 2 alla sezione 1.

La localizzazione delle transizioni non graduali tra corrente supercritica e corrente subcritica viene effettuata, come solito, mediante applicazione della equazione di bilancio della spinta tra sezioni successive

$$M_1 + \Pi_1 + W sin\vartheta = \tau_o PL + M_2 + \Pi_2 \tag{7.2}$$

ove $W sin\theta$ rappresenta la proiezione del peso del volume di liquido all'interno del volume di controllo nel verso del moto e $\tau_o PL$ è la risultante nel verso del moto della azione trattiva esercitata dal contorno solido.

Il termine di perdita energetica della (7.1) può vedersi quale somma delle dissipazioni distribuite, proporzionali alla lunghezza del tratto d'alveo tra le due sezioni, e delle perdite concentrate, connesse alla non cilindricità dell'alveo, e, quindi, alla presenza di singolarità, allargamenti o restringimenti

$$\Delta H = LJ + \sum c_i \left| V_2 - V_1 \right|^2 \tag{7.3}$$

dove i coefficienti c_i sono specifici al tipo di singolarità interposta tra le due sezioni d'alveo. Il termine J viene usualmente rappresentato, in ipotesi di moto assolutamente turbolento, in funzione del parametro n di scabrezza di Manning

$$J = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \tag{7.4}$$

dove R[m] rappresenta il raggio idraulico della sezione e la quantità K viene tipicamente indicata in letteratura con il nome di *conveyance*.

A tale proposito, la conveyance delle sezioni composite viene calcolata sommando i contributi di conveyance associati a ciascuna sottoparte in cui la stessa è stata suddivisa, nell'ipotesi che la velocità media possa considerarsi uniforme internamente a ciascuna sottoparte della sezione. Qualora la scabrezza sia variabile all'interno dell'alveo principale, il codice calcola un valore equivalente di scabrezza per l'alveo principale mediante opportuna media pesata

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} \left(P_i n_i^{1.5} \right)}{P} \right]^{2/3} \tag{7.5}$$

essendo N il numero di suddivisioni operate per l'alveo principale e P [m] il perimetro bagnato di competenza.

In maniera analoga, vengono utilizzati opportuni criteri di media per il calcolo della altezza cinetica equivalente per la sezione.

Il codice considerato è in grado di calcolare l'effetto esercitato sul moto della corrente da singolarità presenti in alveo. Tale possibilità è evidentemente irrinunciabile dovendo operare in situazioni caratterizzate da profonde modifiche operate sul corso d'acqua e da elevati livelli di antropizzazione del territorio circostante. Il codice è in grado di modellare la presenza di ponti, opere di regolazione della portata, salti di fondo e tombinature, che vengono trattati all'interno del codice facendo ricorso alle opportune varianti della equazione (7.2) o a formulazioni empiriche.

Nei calcoli a seguire si è utilizzato il parametro di scabrezza di Gauckler-Strickler k_s = da 22 a 25 [$m^{1/3}s^{-1}$] corrispondente al coefficiente di Manning pari a 0.040-0.045 [s $m^{-1/3}$] per i tratti con alveo rivestito alle sponde e valori di 30 [$m^{1/3}s^{-1}$] per sezioni completamente rivestite (zona traversa). Infine per la parte fuori alveo si considera un valore di scabrezza di 13 [$m^{1/3}s^{-1}$].

VII.2 Risultanze dello stato di fatto

Per una puntuale valutazione dei risultati ottenuti si rimanda agli allegati rilegati a parte che riportano le sezioni di calcolo, esistenti ed in progetto, con i livelli di piena ed, in forma tabellare, i principali parametri idraulici per la piena centenaria e per quella cinquantennale. Per una lettura rapida, ma sommaria, si riportano di seguito i principali valori avendo indicato:

-F SX= franco idraulico in sinistra orografica in [m];

-F DX= franco idraulico in destra orografica in [m];

-Min Ch EI= fondo alveo in [m s.l.m.];

-W.S. Elev = livello idrico in [m s.l.m.];

-E.G. Tot = energia totale della corrente [m s.l.m.];

- Vel Chnl = velocità della corrente in alveo [m/s];

Come si evince dalla disamina della tabelle, le risultanze dello stato di fatto mostrano insufficienze idrauliche nelle sezioni immediatamente poste a monte della traversa di derivazione della Cartiera di Nave (posta nella sezione 8) e in prossimità della tombinatura compresa tra la sezione 15 e 16 (si veda la tavola 4 per il riferimento planimetrico).

La prima insufficienza è sostanzialmente dettata dai livelli del fondo alveo che sono mantenuti a quote più elevate rispetto al decrescere del piano campagna in direzione della valle del Garza. Questo profilo è sostanzialmente dovuto alla necessità connessa alla derivazione. L'insufficienza si riscontra anche per eventi con tempo di ritorno di 50 anni. La seconda insufficienza è invece legata alle capacità di smaltimento della tombinatura, prima ad arco e poi a volta orizzontale, presente tra le sezioni 15 e 16. In questo caso per eventi cinquantennali la tombinatura consente un funzionamento a pelo libero senza franchi idraulici superiori a 50cm nelle sezioni di imbocco. Si faccia riferimento alla Tavola 5.4 per il dettaglio delle sezioni in esame.

Tabella VII-1: Principali risultati calcolazioni stato di fatto per Tr 100 anni..

		Tr 100 anni Q = 72 m³/s						
ID sez	Prog. [m]	F SX (m)	***F DX (m)***	Min Ch El (m s.l.m.)	Crit W.S. (m s.l.m.)	W.S. Elev (m s.l.m.)	E.G. Tot. (m s.l.m.)	Vel Chnl (m/s)
1	0	10.87	0.85	275.26		***279.2***	279.55	2.61
2	1.9	2.52	0.89	275.4	277.75	***279.16***	279.54	2.7
PONTE								
3	10.3	0.66	0.66	275.36	277.81	***278.76***	279.29	3.22
TOMB								
4	35.9	5.65	1.25	274.95	277.48	***277.48***	278.63	4.76
5	41.5	5.67	1.25	274.95	277.29	***277.46***	278.22	3.88
6	81.5	6.14	***0.06***	274.76	276.94	***276.94***	277.59	3.56
7	118.2	4.35	***-0.08***	274.46	276.24	***276.24***	276.64	3.37
8	147.8	0.45	***-0.06***	274.68	275.75	***275.75***	276.08	2.98
9	150.6	0.66	***0***	274.2	275.55	***275.55***	275.85	2.88
10	156.9	3.85	3.2	271.14	273.17	***272.31***	275.42	7.81
11	165.3	3.9	3.15	270.41	272.57	***271.71***	274.84	7.84
PONTE								
12	165.8	3.6	2.69	270.25	272.22	***271.46***	274.16	7.27
13	188.3	3.73	2.72	269.19	271.46	***271.12***	272.35	4.92
14	221.4	2.51	***0.02***	266.49	269.53	***271.26***	271.59	2.53
15	224.4	2.47	***-0.24***	266.35	269.07	***271.3***	271.55	2.25
TOMB								
16	270.1	6.02	0.76	265.81	268.22	***268.31***	269.22	4.22
17	288.7	4.5	2.44	265.11	267.93	***267.93***	268.73	3.96
18	294	6.64	6.31	260.45	265.08	***264.07***	268.1	8.89
19	313.3	5.1	7.47	260.58	262.78	***262.33***	263.8	5.36

20	368.3	5.38	2.3	256.42	259.4	***260.51***	261.21	3.7

Tabella VII-2– Principali risultati calcolazioni stato di fatto per Tr 50 anni..

		Tr 50 anni Q = 60 m³/s						
ID sez	Prog. [m]	F SX (m)	***F DX (m)***	Min Ch El (m s.l.m.)	Crit W.S. (m s.l.m.)	W.S. Elev (m s.l.m.)	E.G. Tot. (m s.l.m.)	Vel Chnl (m/s)
1	0	11.42	1.4	275.26		***278.65***	278.99	2.6
2	1.9	3.07	1.44	275.4	277.51	***278.61***	278.98	2.69
PONTE								
3	10.3	1.12	1.12	275.36	277.56	***278.3***	278.8	3.15
TOMB								
4	35.9	5.92	1.52	274.95	277.21	***277.21***	278.24	4.49
5	41.5	5.81	1.39	274.95	277.07	***277.32***	277.93	3.47
6	81.5	6.29	***0.21***	274.76	276.79	***276.79***	277.36	3.35
7	118.2	4.39	***-0.04***	274.46	276.2	***276.2***	276.51	2.96
8	147.8	0.51	***0***	274.68	275.69	***275.69***	275.96	2.72
9	150.6	0.66	***0***	274.2	275.55	***275.55***	275.76	2.41
10	156.9	4.05	3.4	271.14	272.94	***272.11***	275.33	7.95
11	165.3	4.07	3.31	270.41	272.35	***271.54***	274.58	7.72
PONTE								
12	165.8	3.74	2.83	270.25	272.01	***271.32***	273.84	7.03
13	188.3	3.82	2.81	269.19	271.31	***271.03***	272.05	4.48
14	221.4	3.43	0.94	266.49	269.28	***270.34***	270.74	2.8
15	224.4	3.37	0.66	266.35	268.81	***270.4***	270.69	2.4
TOMB								
16	270.1	6.2	0.94	265.81	267.97	***268.13***	268.89	3.87
17	288.7	4.79	2.73	265.11	267.64	***267.64***	268.45	3.97
18	294	6.99	6.66	260.45	264.87	***263.72***	267.8	8.95
19	313.3	5.2	7.57	260.58	262.59	***262.23***	263.5	4.98
20	368.3	5.89	2.81	256.42	259.09	***260***	260.64	3.56

Dalle risultanze emerse, l'area posta in destra al T Garza risulta esondabile a partire dalle sezioni a monte della traversa. Con l'esondazione in destra sia il parcheggio della cartiera sia la Via Nazionale (Ex SS del Caffaro) vengono interessate dai deflussi fuori alveo. In ragione della topografia questi deflussi fuoriusciti proseguono a valle seguendo la sede stradale che sostanzialmente diviene veicolo della quota di portate esondate. Anche la parte retrostante del piazzale della cartiera, cioè quella ove è prevista la realizzazione del nuovo depuratore è potenzialmente soggetta ad esondazione. Per una stima dei battenti si deve tener conto della pendenza naturale sia del piazzale sia della Via Nazionale che con rapidità discendono verso valle. Di conseguenza i battenti che si possono instaurare, in assenza di volumi chiusi confinati, sono ridotti ad un massimo di 30-40cm con scorrimento superficiale caratterizzato da velocità

comprese tra 05 e 1.0 [m/s]. Per via della topografia della valle incassata e molto pendente, nel caso specifico non ha senso parlare di volumi esondabili e quindi stimare la distribuzione degli stessi sull'area in quanto sostanzialmente la Via Nazionale e il parcheggio in destra orografica della Cartiera divengono un allargamento dell'alveo naturale.

Considerando le indicazioni fornite nell'Allegato 4 della Delibera GR n. IX/2616 l'area in esame interessata dalle opere connesse al nuovo depuratore ricade in zona a pericolosità elevata H3. Tale evidenza trova un sostanziale riscontro anche nello studio geologico a supporto del PGT il cui stralcio e riportato nella Tavola N. 02.

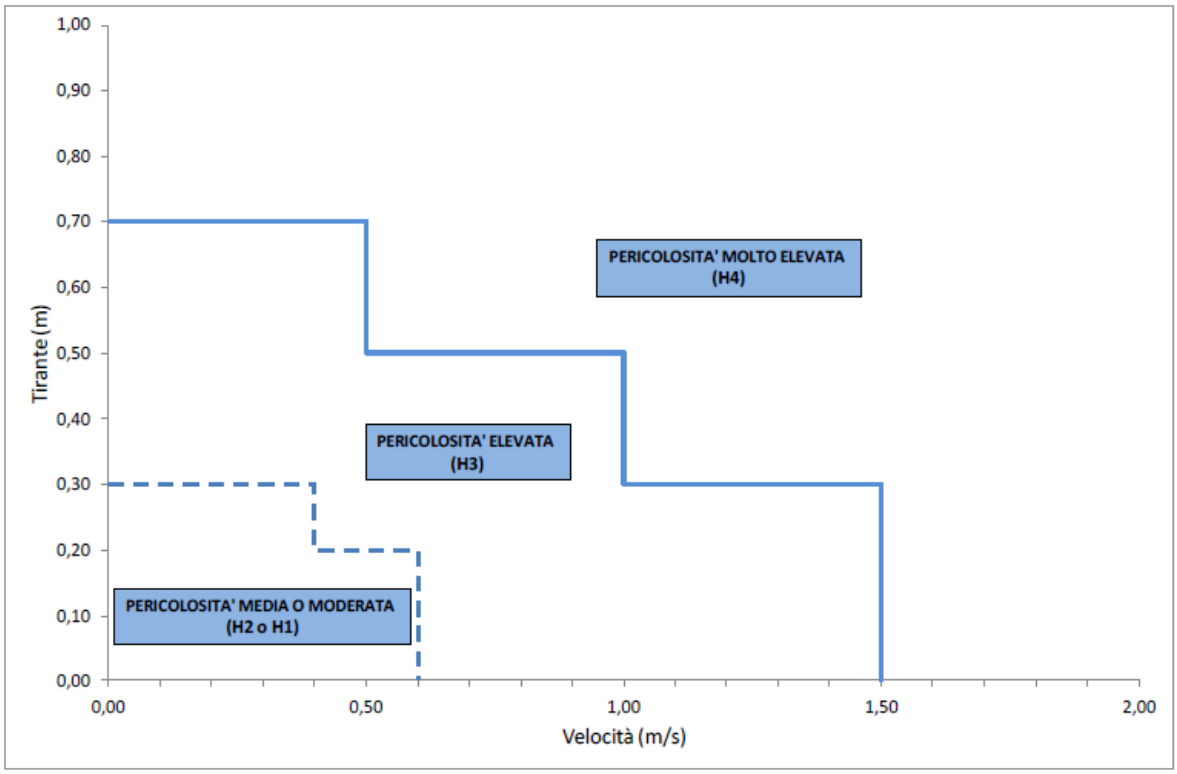


Figura VII-1: Classificazione della pericolosità.

VII.3 Condizione di progetto – adeguamento muri in sponda destra

Come illustrato nel precedente paragrafo, le insufficienze idrauliche riscontrate sono sostanzialmente riconducibili alla traversa di derivazione ed alla tombinatura di valle della Cartiera. **Al fine di eliminare queste insufficienze e con lo scopo di garantire un franco idraulico di almeno 0.50 m per eventi con tempo di ritorno di 100 anni, sono stati previsti i rialzi dei muri in sponda destra, a seguire descritti, in modo da contenere tutti i deflussi.** In primis si vuole sottolineare come non vi sono alternative al rialzo dei muri per il contenimento delle piene: difatti la presenza della traversa di derivazione è fissa e da questa deriva tutto l'impianto di sfruttamento delle acque per la cartiera. Ad oggi abbassare questa quota significherebbe compromettere il sistema produttivo esistente. In seconda analisi, gli spazi confinati dell'alveo con la presenza della ex strada statale del Caffaro non consentono la realizzazione di significativi allargamenti in una zona già di per se stretta e limitata. Proprio per queste ragioni è stata valutata l'ipotesi di rialzare i muri in sponda destra a monte della traversa ed a monte della tombinatura di valle della Cartiera in modo che tutta la portata transiti nell'alveo del T. Garza.

In particolare qui interventi previsti sono:

1) rialzo del muro in sponda destra per il tratto a partire da 15m a monte della sez. 6 sino alla sez. 8 per una lunghezza complessiva di circa 82 m con questi rialzi:
   - sezione 6 rialzo muro in sponda DX di 1.0 m;
   - sezione 7 rialzo muro in sponda DX di 1.04m
   - sezione 8 rialzo muro in sponda DX di 0.60m
2) rialzo del muro in sponda destra di 0.60 m dalla sez. 8 alla sez. 10 per circa 13.5 m;
3) sostituzione del parapetto metallico con un muro pieno di altezza minima di 0.60 m per circa 8.0 m sino al ponte della cartiera.

Per la parte più a valle si prevede nel tratto dalla sezione 13 sino alla sezione 15 il rialzo del muro in sponda DX per circa 28m per altezza da 0.60 m a monte a 0.80m a valle (cioè in

prossimità dell'imbocco della tombinatura). Tale rialzo interesserà anche il banchettone della tombinatura frontale al T. Garza.

Questi interventi sono mostrati planimetricamente nella Tavola N. 04 ed indicati nelle sezioni trasversali riportate nelle tavole della serie 5 avendo indicato anche i livelli di piena con Tr 100 anni per lo scenario di progetto (cioè con i sovralzi realizzati).

Nelle tabelle a seguire si riportano i principali risultati delle calcolazioni effettuate con la geometria adeguata verificando che il franco idraulico per eventi con Tr 100 anni risultasse almeno di 0.50m.

Con gli interventi previsti le esondazioni in destra idraulica in prossimità della Cartiera di Nave verrebbero eliminate con un beneficio sia all'area del nuovo depuratore che all'intera area della Mitria posta a valle.

Tabella VII-3– Principali risultati calcolazioni – SCENARIO PROGETTO per Tr 100 anni..

		Tr 100 anni							
ID sez	Prog. [m]	F SX (m)	***F DX (m)***	Min Ch El (m s.l.m.)	Crit W.S. (m s.l.m.)	W.S. Elev (m s.l.m.)	E.G. Tot. (m s.l.m.)	Vel Chnl (m/s)	Froude (-)
1	0	10.87	0.85	275.26		279.2	279.55	2.61	0.45
2	1.9	2.52	0.89	275.4	277.75	279.16	279.54	2.7	0.49
PONTE									
3	10.3	0.66	0.66	275.36	277.81	278.76	279.29	3.22	0.58
TOMB									
4	35.9	5.65	1.25	274.95	277.48	277.48	278.63	4.76	1
5	41.5	5.64	1.22	274.95	277.29	277.49	278.23	3.82	0.86
6	81.5	5.67	***0.59***	274.76	276.94	277.41	277.76	2.61	0.63
7	118.2	3.95	***0.56***	274.46	276.64	276.64	277.37	3.79	1
8	147.8	0.45	***0.54***	274.68	276.02	275.75	276.75	4.41	1.43
9	150.6	0.73	0.67	274.2	275.82	275.48	276.65	4.79	1.52
10	156.9	3.96	3.31	271.14	273.17	272.2	276.07	8.71	2.84
11	165.3	3.97	3.22	270.41	272.57	271.64	275.23	8.4	2.7
PONTE									
12	165.8	3.66	2.75	270.25	272.22	271.4	274.44	7.71	2.54
13	188.3	3.75	2.74	269.19	271.46	271.1	272.38	5.01	1.59
14	221.4	2.49	***0.60***	266.49	269.55	271.28	271.61	2.55	0.42
15	224.4	2.46	***0.55***	266.35	269.08	271.31	271.58	2.27	0.35
TOMB									
16	270.1	6.02	0.76	265.81	268.22	268.31	269.22	4.22	0.95
17	288.7	4.5	2.44	265.11	267.93	267.93	268.73	3.96	1
18	294	6.64	6.31	260.45	265.09	264.07	268.1	8.9	2.38
19	313.3	5.1	7.47	260.58	262.78	262.33	263.8	5.36	1.75
20	368.3	5.38	2.3	256.42	259.4	260.51	261.21	3.7	0.6

Tabella VII-4– Principali risultati calcolazioni – SCENARIO PROGETTO per Tr 50 anni..

		Tr 50 anni							
ID sez	Prog. [m]	F SX (m)	***F DX (m)***	Min Ch El (m s.l.m.)	Crit W.S. (m s.l.m.)	W.S. Elev (m s.l.m.)	E.G. Tot. (m s.l.m.)	Vel Chnl (m/s)	Froude (-)
1	0	11.42	1.4	275.26		278.65	278.99	2.6	0.49
2	1.9	3.07	1.44	275.4	277.51	278.61	278.98	2.69	0.5
PONTE									
3	10.3	1.12	1.12	275.36	277.56	278.3	278.8	3.15	0.62
TOMB									
4	35.9	5.92	1.52	274.95	277.21	277.21	278.24	4.49	1.01
5	41.5	5.8	1.38	274.95	277.07	277.33	277.94	3.45	0.8
6	81.5	5.88	0.8	274.76	276.79	277.2	277.51	2.47	0.63
7	118.2	4.13	***0.74***	274.46	276.46	276.46	277.12	3.59	1
8	147.8	0.54	***0.63***	274.68	275.88	275.66	276.51	4.09	1.39
9	150.6	0.85	***0.79***	274.2	275.68	275.36	276.41	4.54	1.53
10	156.9	4.11	3.46	271.14	272.95	272.05	275.8	8.57	3.03
11	165.3	4.1	3.35	270.41	272.35	271.51	274.83	8.07	2.78
PONTE									
12	165.8	3.77	2.86	270.25	272.01	271.29	274.01	7.31	2.54
13	188.3	3.83	2.82	269.19	271.31	271.02	272.06	4.53	1.49
14	221.4	3.43	***1.54***	266.49	269.29	270.34	270.74	2.81	0.52
15	224.4	3.37	***1.46***	266.35	268.82	270.4	270.69	2.41	0.42
TOMB									
16	270.1	6.2	0.94	265.81	267.97	268.13	268.89	3.87	0.9
17	288.7	4.79	2.73	265.11	267.64	267.64	268.45	3.97	1.01
18	294	6.99	6.66	260.45	264.87	263.72	267.8	8.95	2.06
19	313.3	5.2	7.57	260.58	262.59	262.23	263.5	4.98	1.71
20	368.3	5.89	2.81	256.42	259.09	260	260.64	3.56	0.62

Infine sono state valutate le differenze, soprattutto in termini di battenti idrici, tra la condizione dello stato di fatto e la condizione di progetto connessa al rialzo dei muri in sponda destra che, come già illustrato, è comunque contenuto ad un massimo di 1.0m. Le differenze sono ovviamente maggiori per eventi centenari mentre per quelli ventennali non si evince sostanzialmente alcuna differenza nei livelli di piena. Nel confronto dei battenti idrici in prossimità della traversa di derivazione si evince che nella condizione di progetto i livelli sono superiori per valori compresi tra 30 e 50 cm. Questo si verifica in quanto non potendo esondare in destra tutta la portata transita nella sezione del T. Garza con un inevitabile innalzamento dei livelli. Questa differenza si ripercuote sino alla sezione 5 dove i livelli di piena sono pressoché identici a quelli della condizione dello stato di fatto. Il ponte e la successiva tombinatura in prossimità della ex cartiera Pernis non risentono dell'intervento di rialzo del muro in destra previsto a partire pochi metri a monte della sezione 6 quindi nessuna avviene alcuna variazione alle condizioni di deflusso nelle sezioni 1-2-3-4.

Per quanto riguarda invece il rialzo del muro nel tratto tra la sez. 13 e la sez. 15 appena a monte della tombinatura della Cartiera di Nave, le variazioni sui livelli idrici sono molto limitate, pochi centimetri, e decisamente trascurabili. Questo in quanto comunque la quota parte di deflusso fuori alveo nella condizione di stato di fatto sarebbe limitata per via del geometria delle sezioni (si veda la Sez. 15 di Tav. 5.4) e del funzionamento in pressione della tombinatura.

Valutando le tabelle comparative a seguire, si verificano anche alcune variazioni nei livelli nelle sezioni a monte del ponte della Cartiera di Nave posto tra le sezioni

Tabella VII-5– Differenze tra stato di fatto/progetto per Tr 100 anni..

		TR100						
		STATO DI FATTO			SCENARIO DI PROGETTO			***differenze***
ID sez	Prog. [m]	F SX (m)	***F DX (m)***	W.S. Elev (m s.l.m.)	F SX (m)	***F DX (m)***	W.S. Elev (m s.l.m.)	***W.S. Elev (m)***
1	0	10.9	0.85	279.2	10.87	0.85	279.2	***0***
2	1.9	2.52	0.89	279.16	2.52	0.89	279.16	***0***
PONTE		0	0	0	0	0	0	***0***
3	10.3	0.66	0.66	278.76	0.66	0.66	278.76	***0***
TOMB								
4	35.9	5.65	1.25	277.48	5.65	1.25	277.48	***0***
5	41.5	5.67	1.25	277.46	5.64	1.22	277.49	***0.03***
6	*81.5*	*6.14*	***0.06***	*276.94*	*5.67*	*0.59*	*277.41*	***0.47***
7	*118.2*	*4.35*	***-0.08***	*276.24*	*3.95*	*0.56*	*276.64*	***0.4***
8	*147.8*	*0.45*	***-0.06***	*275.75*	*0.45*	*0.54*	*275.75*	***0***
9	*150.6*	*0.66*	***0***	*275.55*	*0.73*	*0.67*	*275.48*	***-0.07***
10	156.9	3.85	3.2	272.31	3.96	3.31	272.2	***-0.11***
11	165.3	3.9	3.15	271.71	3.97	3.22	271.64	***-0.07***
CANC	368.3	3.7	2.84	271.36	3.75	2.89	271.31	***-0.05***
PONTE								
12	165.8	3.6	2.69	271.46	3.66	2.75	271.4	***-0.06***
13	188.3	3.73	2.72	271.12	3.75	2.74	271.1	***-0.02***
14	*221.4*	*2.51*	***0.02***	*271.26*	*2.49*	*0.6*	*271.28*	***0.02***
15	*224.4*	*2.47*	***-0.24***	*271.3*	*2.46*	*0.55*	*271.31*	***0.01***
TOMB								
16	270.1	6.02	0.76	268.31	6.02	0.76	268.31	***0***
17	288.7	4.5	2.44	267.93	4.5	2.44	267.93	***0***
18	294	6.64	6.31	264.07	6.64	6.31	264.07	***0***
19	313.3	5.1	7.47	262.33	5.1	7.47	262.33	***0***
20	368.3	5.38	2.3	260.51	5.38	2.3	260.51	***0***

Tabella VII-6– Differenze tra stato di fatto/progetto per Tr 50 anni..

		TR50						
		STATO DI FATTO			SCENARIO DI PROGETTO			***differenze***
ID sez	Prog. [m]	F SX (m)	***F DX (m)***	W.S. Elev (m s.l.m.)	F SX (m)	***F DX (m)***	W.S. Elev (m s.l.m.)	***W.S. Elev (m)***
1	0	11.42	1.4	278.65	11.42	1.4	278.65	***0***
2	1.9	3.07	1.44	278.61	3.07	1.44	278.61	***0***
PONTE		0	0	0	0	0	0	***0***
3	10.3	1.12	1.12	278.3	1.12	1.12	278.3	***0***
TOMB								
4	35.9	5.92	1.52	277.21	5.92	1.52	277.21	***0***
5	41.5	5.81	1.39	277.32	5.8	1.38	277.33	***0.01***
6	*81.5*	6.29	0.21	276.79	*5.88*	*0.8*	*277.2*	***0.41***
7	*118.2*	4.39	-0.04	276.2	*4.13*	*0.74*	*276.46*	***0.26***
8	*147.8*	0.51	0	275.69	*0.54*	*0.63*	*275.66*	***-0.03***

9	*150.6*	0.66	0	275.55	*0.85*	*0.79*	*275.36*	***-0.19***
10	156.9	4.05	3.4	272.11	4.11	3.46	272.05	***-0.06***
11	165.3	4.07	3.31	271.54	4.1	3.35	271.51	***-0.03***
CANC	368.3	3.84	2.98	271.22	3.87	3.01	271.19	***-0.03***
PONTE								
12	165.8	3.74	2.83	271.32	3.77	2.86	271.29	***-0.03***
13	188.3	3.82	2.81	271.03	3.83	2.82	271.02	***-0.01***
14	*221.4*	3.43	0.94	270.34	*3.43*	*1.54*	*270.34*	***0***
15	*224.4*	3.37	0.66	270.4	*3.37*	*1.46*	*270.4*	***0***
TOMB								
16	270.1	6.2	0.94	268.13	6.2	0.94	268.13	***0***
17	288.7	4.79	2.73	267.64	4.79	2.73	267.64	***0***
18	294	6.99	6.66	263.72	6.99	6.66	263.72	***0***
19	313.3	5.2	7.57	262.23	5.2	7.57	262.23	***0***
20	368.3	5.89	2.81	260	5.89	2.81	260	***0***

Tabella VII-7– Differenze tra stato di fatto/progetto per Tr 20 anni..

		TR20						
		STATO DI FATTO			SCENARIO DI PROGETTO			***differenze***
ID sez	Prog. [m]	F SX (m)	***F DX (m)***	W.S. Elev (m s.l.m.)	F SX (m)	***F DX (m)***	W.S. Elev (m s.l.m.)	***W.S. Elev (m)***
1	0	12.2	2.18	277.87	12.2	2.18	277.87	***0***
2	1.9	3.84	2.21	277.85	3.83	2.2	277.85	***0***
PONTE		0	0	0	0	0	0	***0***
3	10.3	1.83	1.83	277.6	1.82	1.82	277.6	***0***
TOMB								
4	35.9	6.17	1.77	276.94	6.19	1.79	276.94	***0***
5	41.5	6.05	1.63	277.06	6.07	1.65	277.06	***0***
6	*81.5*	6.57	0.49	276.85	*6.23*	*1.15*	*276.85*	***0***
7	*118.2*	4.39	-0.04	276.17	*4.42*	*1.03*	*276.17*	***0***
8	*147.8*	0.36	-0.15	275.5	*0.7*	*0.79*	*275.5*	***0***
9	*150.6*	0.81	0.15	275.13	*1.08*	*1.02*	*275.13*	***0***
10	156.9	4.34	3.69	271.82	4.34	3.69	271.82	***0***
11	165.3	4.31	3.56	271.3	4.31	3.56	271.3	***0***
CANC	368.3	4.06	3.2	271	4.06	3.2	271	***0***
PONTE								
12	165.8	3.94	3.03	271.12	3.94	3.03	271.12	***0***
13	188.3	3.95	2.94	270.9	3.95	2.94	270.9	***0***
14	*221.4*	5.34	2.85	268.43	*5.34*	*3.45*	*268.43*	***0***
15	*224.4*	5.92	3.21	267.85	*5.92*	*4.01*	*267.85*	***0***
TOMB								
16	270.1	6.54	1.28	267.79	6.54	1.28	267.79	***0***
17	288.7	5.17	3.11	267.26	5.17	3.11	267.26	***0***
18	294	7.59	7.26	263.12	7.59	7.26	263.12	***0***
19	313.3	5.4	7.77	262.03	5.4	7.77	262.03	***0***
20	368.3	6.69	3.61	259.2	6.69	3.61	259.2	***0***

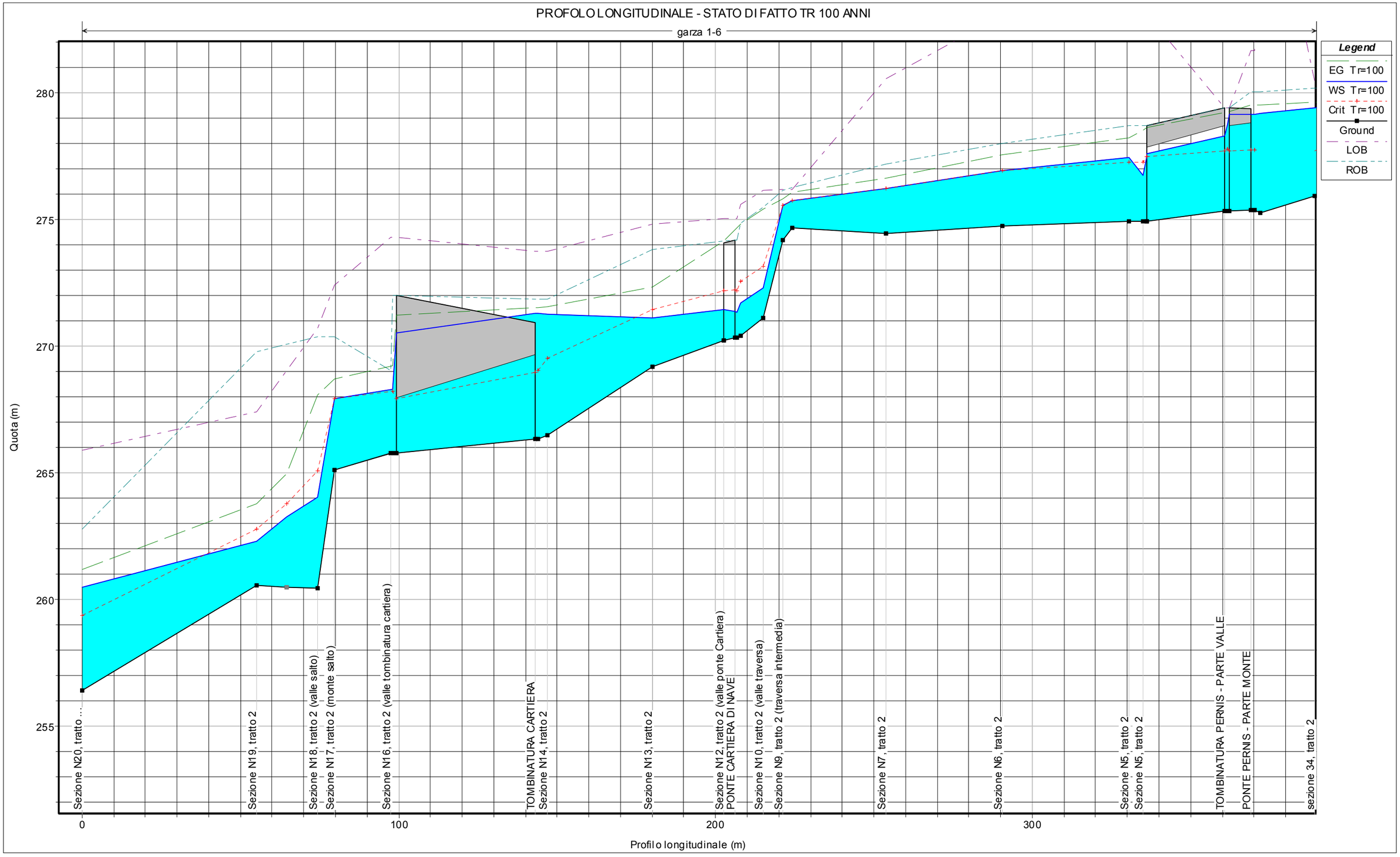


Figura VII-2: Profilo longitudinale con Tr 100 anni – STATO DI FATTO

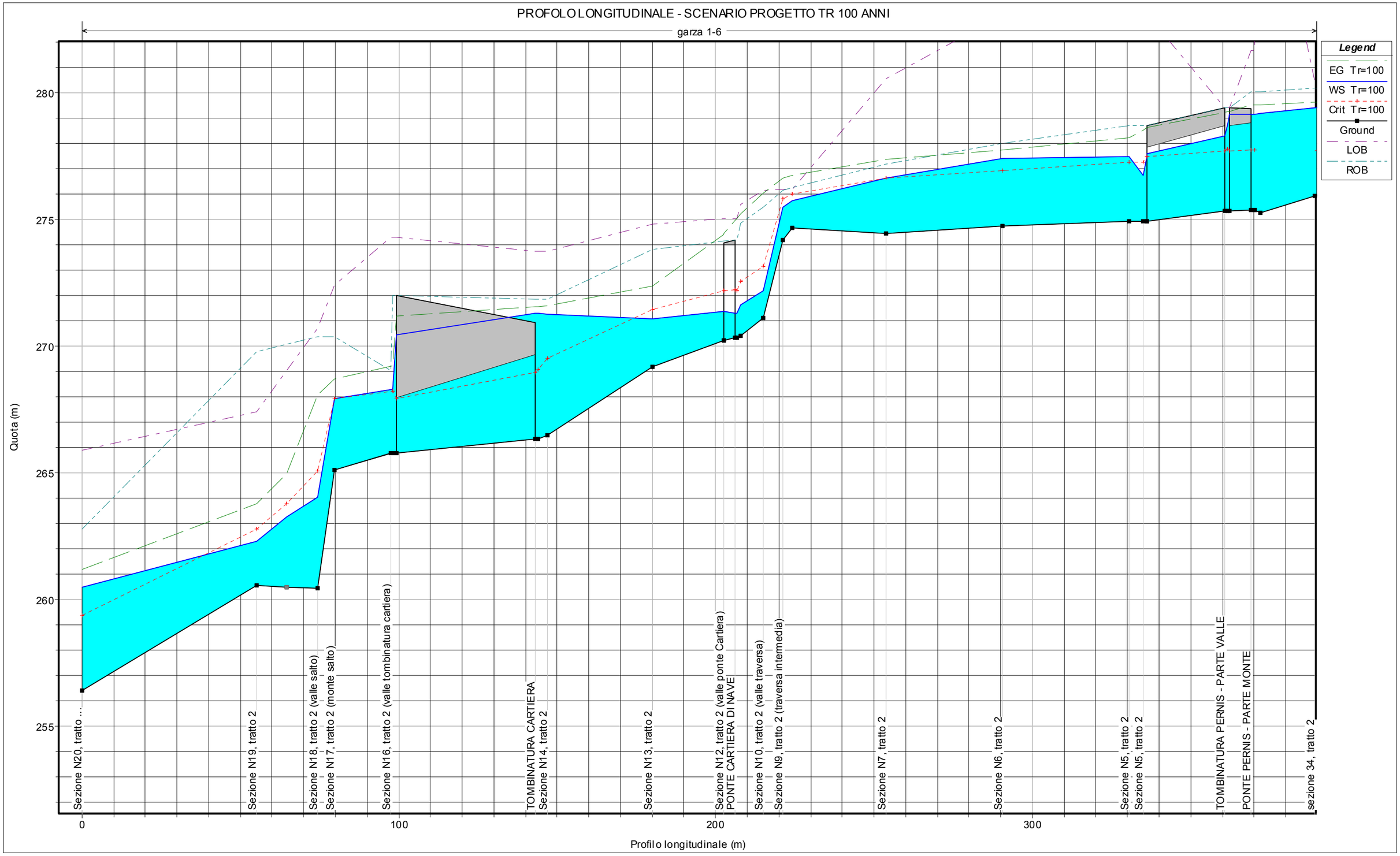


Figura VII-3: Profilo longitudinale con Tr 100 anni – SCENARIO DI PROGETTO

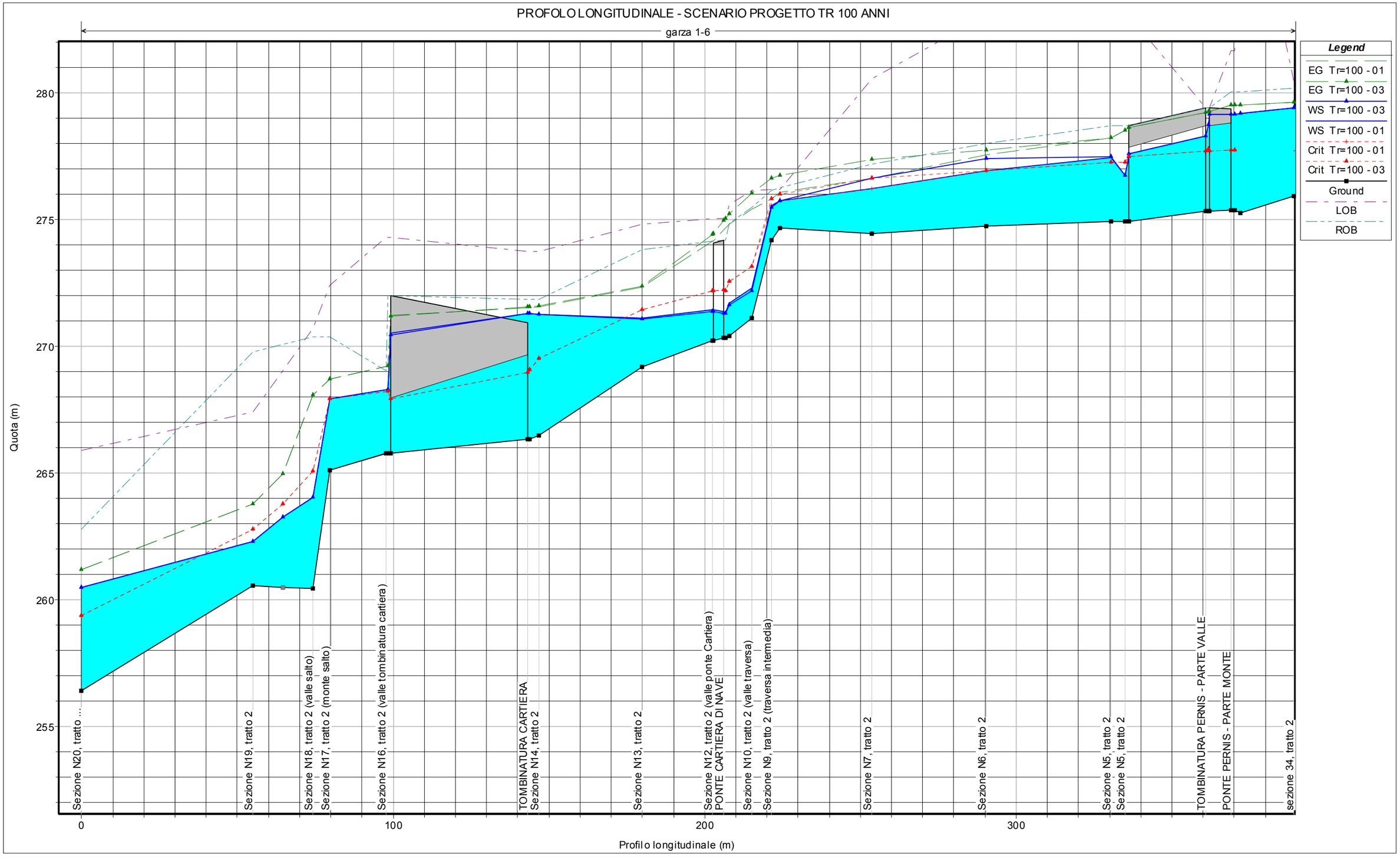


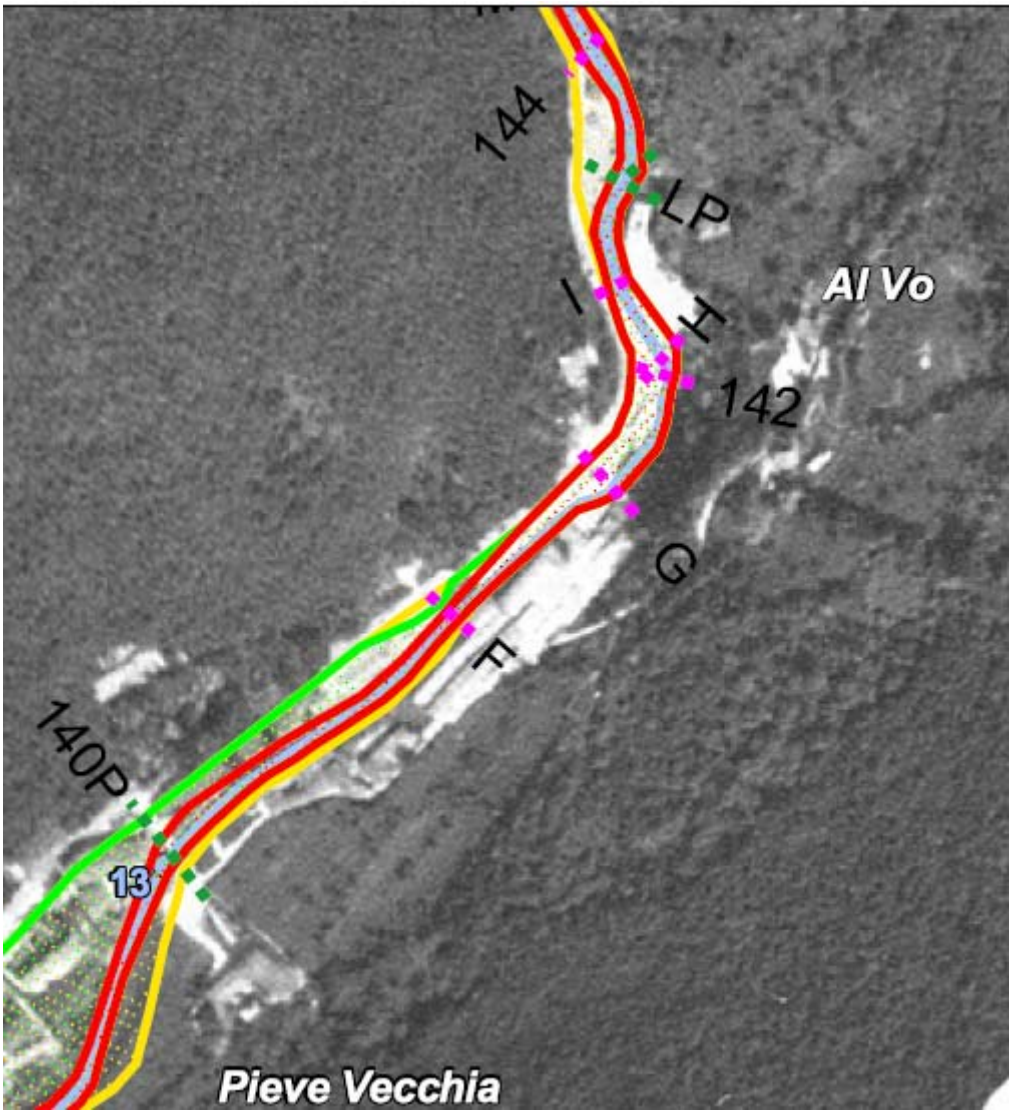
Figura VII-4: Profilo longitudinale con Tr 100 anni – STATO DI FATTO VS SCENARIO DI PROGETTO

VII.4 Studi Pregressi

Volendo valutare le risultanze emerse dal presente studio idraulico con gli studi a disposizione si può inanzitutto effettuare un confronto con lo "*Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Oglio nel tratto da Sonico alla confluenza in Po e del suo affluente Cherio dal lago di Endine alla confluenza, del fiume Mella da Brozzo alla confluenza in Oglio, del fiume Garza dalla confluenza Valle del Loc alla confluenza in Chiese e del fiume Chiese da Gavardo alla confluenza in Oglio*" redatto nel Gennaio 2005 dal RTI: ENEL.HYDRO mandataria AQUATER - IDRO – LOTTI & ASSOCIATI - STUDIO PAOLETTI.

In particolare le sezioni di interesse sono quelle comprese tra la sezione 145 e 142. Dalla cartografia della delimitazione delle aree allagabili (si riporta a seguire un estratto della tavola GR-14) si evince che l'area interessata dal nuovo depuratore della Cartiera di Nave è compresa tra le aree allagabili anche per tempi di ritorno bassi. Confrontando, per quanto possibile, la geometria tra le sezioni del modello idraulico si evince come lo studio commissionato dall'Autorità di Bacino sino precedente alle sistemazioni idrauliche effettuate in località Case Rotte ed, ad esempio, comprende il ponte Busseni ad arco non più esistente ma rifatto nel 2007. Questo manufatto era certamente un vincolante tappo al transito di portate superiori ai 30/35 m^3/s e quindi condizionava i risultati del modello per i successivi tratti di valle determinando esondazioni lungo la Ex Statale del Caffaro.

In conclusione, per quanto confrontabili, i risultati mostrano comunque una condizione di rischio per l'area della Cartiera di Nave.



AREE DI ALLAGAMENTO

- Limite aree allagabili per piena con Tr = 10 anni
- Limite aree allagabili per piena con Tr = 100 anni
- Limite aree allagabili per piena con Tr = 500 anni
- Aree di allagamento Tr = 10 anni
- Aree di allagamento Tr = 100 anni
- Aree di allagamento Tr = 500 anni

Figura VII-5: Estratto della carta GR-14 dello studio commissionato da AdBPO (2005).

Capitolo VIII CONCLUSIONI

In conclusione il presente studio è stato sviluppato per analizzare la compatibilità, dal punto di vista strettamente idraulico, del progetto di realizzazione di un nuovo depuratore a servizio della Cartiera di Nave necessario per rispettare gli ormai contingenti nuovi limiti allo scarico.

Sono state, quindi, dapprima analizzate le condizioni idrauliche dello stato di fatto per l'area della Cartiera di Nave ricostruendo i profili di piena per eventi con Tr di 20,50 e 100 anni sulla base di un rilievo topografico di dettaglio effettuato ad hoc da tecnici incaricati dalla Cartiera stessa. Le risultanze mostrano una condizione di **rischio elevato** per l'area della cartiera posta in destra orografica. Alcune insufficienze idrauliche determinano esondazioni in destra orografica andando ad interessare le aree del parcheggio e del piazzale interessato dal depuratore in progetto. I livelli idrici di queste esondazioni sono comunque stimabili in poche decine di centimetri in quanto si verificherebbe un ruscellamento veicolato dalla Ex SS del Caffaro e dalle aree comprese la strada e il corso d'acqua sino a raggiungere la zona della Mitria. Analizzando queste insufficienze idrauliche, è possibile proporre alcuni interventi abbastanza contenuti in grado di eliminare, nel tratto in istudio, le insufficienze e garantire al contempo un franco idraulico di almeno 50 cm per eventi con Tr di 100 anni. Questi interventi sono riassumibili nel rialzo del muro in sponda destra a monte della traversa di derivazione per un'altezza da un minimo di 60 cm ad un massimo di 1.0m e per una lunghezza complessiva di circa 100m. Più a valle sarà invece necessario rialzare il muro esistente in sponda destra per circa 30 m di un altezza variabile da 60 a 80 cm in modo da contenere il livelli a monte della tombinatura esistente tra le sezioni 15 e 16. Si precisa che gli interventi di rialzo dei muri interessano solo l'area della Cartiera di Nave e non modificano il muro in bordo strada della ex SS del Caffaro. Le opere di adeguamento delle sommità del muro in sponda destra rappresentano interventi di **riduzione del rischio idraulico** al fine di rendere compatibile l'intervento di realizzazione del nuovo depuratore. Con l'esecuzione di dette opere, la vulnerabilità dell'area che ospiterà il nuovo depuratore sarà certamente ridotta ed il rischio idraulico non eliminato ma quantomeno mitigato.

Simulando la realizzazione di questi interventi, dalle risultanze della modellazione idraulica si evince che l'intervento di realizzazione del nuovo depuratore:

1) **non modifica i fenomeni idraulici naturali del Torrente Garza** in quanto le opere risulterebbero poste fuori dal corso d'acqua ed in aree non esondabili;
2) **non modifica le caratteristiche di rilevanza naturale dell'ecosistema fluviale** in quanto l'opera è sconnessa dal corso d'acqua e si colloca nel parcheggio/deposito del comparto produttivo;
3) **non costituisce ostacolo al deflusso delle piene e non limita in modo significativo la capacità di invaso** in quanto l'area interessata dai lavori non risulterebbe interessata da esondazioni;
4) **non concorre ad incrementare il carico insediativo** in quanto trattasi esclusivamente di impianto di trattamento automatizzato.

In ragione di quanto esposto, dalle risultanze idrauliche delle stato di fatto e dello scenario di progetto che prevede l'adeguamento di alcune criticità e dai criteri di compatibilità dettati dalle Direttive PAI, **l'intervento di realizzazione del nuovo depuratore a servizio della Cartiera di Nave è da considerarsi pienamente compatibile dal punto di vista idraulico**. Si precisa inoltre che la realizzazione di detto depuratore non è altrimenti localizzabile per via dell'evidente disponibilità di spazio limitata dal un lato dal corso d'acqua e dall'altro dalla Ex SS del Caffaro.

Oltre agli interventi già descritti che mirano ad una mitigazione del rischio idraulico nell'ambito della Cartiera di Nave, comunque è necessario adottate alcune prescrizioni in grado di assicurare in buon funzionamento dell'impianto evitando sversamenti nel caso di eventi di piena caratterizzati da tempi di ritorno elevati piuttosto che da esondazioni verificatesi a monte della Cartiera e che raggiungono il comparto veicolate dalla sede stradale di Via Nazionale. Questi scenari sono difatti verificabili anche in virtù degli eventi degli anni 90.

Nello sviluppo del progetto esecutivo dell'opera è quindi necessario che vengano adottati e sviluppati i seguenti accorgimenti:

1) Per quanto riguarda il nuovo impianto di depurazione, le strutture civili, gli impianti elettrici e le attrezzature elettromeccaniche devono essere protette rialzando dal piano campagna dei piazzali di almeno **1.5 m** la testa dei muri;
2) Per quanto riguarda la progettazione strutturale considerare la possibile presenza di un battente di 0.50 m sul piano campagna con le spinte e sottospinte conseguenti;
3) Prevedere l'adeguata impermeabilizzazione dei manufatti con chiusure stagne ed eventuali valvole di non ritorno per condotte che siano a quote inferiori a +1.50 m dalla quota del piazzale;
4) Progettare l'impianto elettrico in modo che sia completamente sezionabile in prossimità dell'impianto di depurazione ed in prossimità del quadro generale;
5) Prevedere nel piano di emergenza aziendale quegli interventi in grado di preservare la funzionalità dell'impianto di depurazione durante gli eventi intensi e ripristinare velocemente la funzionalità dello stesso ad evento esaurito. In particolare si suggerisce lo sviluppo di procedure di messa in sicurezza dell'impianto che non richiedano personale nella zona del piazzale in modo da assicurare la massima priorità all'incolumità del personale addetto.

Bergamo, Febbraio 2017

Dott. Ing. Sergio Taccolini

Dott. Ing. Fabio Gagni

APPENDICE A: METODO SCS CURVE NUMBER

Generalità

Questo metodo, messo a punto dal Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti [U.S. Dept. Agric., Soil Conservation Service, 1972], è generalmente noto come metodo del "numero di curva" dalla denominazione inglese di Curve Number, che deriva dal simbolo usato per la sua parametrizzazione, CN. Il metodo ipotizza che, in un evento di piena, il volume specifico del deflusso superficiale, P, sia proporzionale a quello precipitato, I, depurato dell'assorbimento iniziale, Ia, in ragione del rapporto tra volume specifico infiltrato, F, e un volume specifico, S, che caratterizza la massima ritenzione potenziale del terreno. Nell'ipotesi che

$$\frac{F}{S} = \frac{P}{I - I_a} \tag{A.1}$$

il bilancio di massa

$$F = I - I_a - P \tag{A.2}$$

consente di ottenere la relazione

$$P = \frac{\left(I - I_a\right)^2}{I - I_a + S}, \tag{A.3}$$

che fornisce la stima del volume specifico di ruscellamento in funzione di quello di pioggia e di due parametri caratteristici del bacino: la capacità di assorbimeno iniziale, Ia, e la massima ritenzione idrica potenziale, S (v. Fig. A.1).

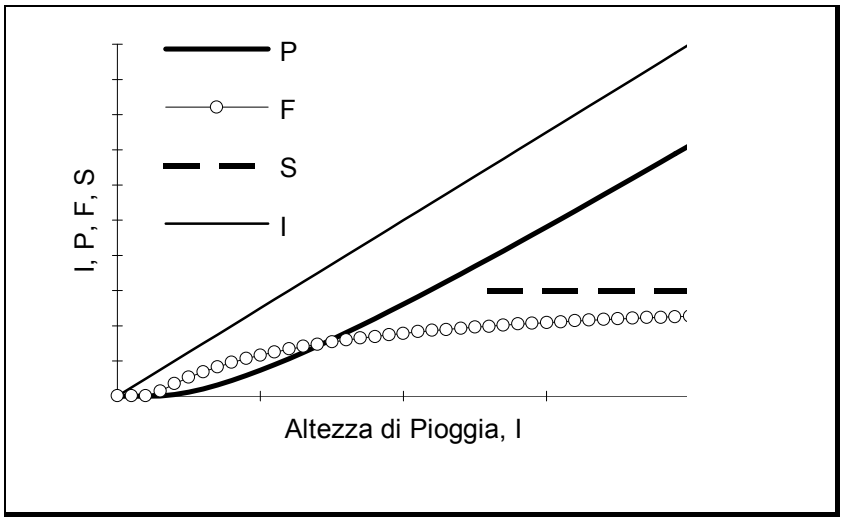


Figura A.1

Relazione tra pioggia netta, *P*, e pioggia lorda, *I*, secondo il metodo *SCS-CN*.

Per una certo stato iniziale di imbibimento del bacino al verificarsi di un nubifragio, la massima ritenzione potenziale, *S*, dipende fondamentalmente dalla combinazione di due fattori, la natura del terreno e l'uso del suolo. Il loro effetto viene rappresentato globalmente dal parametro adimensionale *CN*, legato a *S* dalla relazione

$$S = S_0\left(\frac{100}{CN} - 1\right) \tag{A.4}$$

dove $0<CN\leq 100$, e S_0 è una costante di scala dimensionale, che riflette l'unità di misura adottata e che, per valori di *S*, *F*, *I* e *P* misurati in *mm*, è pari a 254 *mm*, ovvero 10 *pollici*.

Il metodo *SCS Curve Number* prevede la stima di due parametri, I_a e *S*, ovvero *CN*. In realtà, il termine di assorbimento iniziale I_a, che rappresenta il volume specifico di pioggia sottratto a priori al bilancio in esame e descrive in modo globale un certo numero di processi differenti, quali l'intercettazione da parte della vegetazione, l'accumulo nelle depressioni superficiali, e l'imbibimento iniziale del terreno, non è facilmente valutabile. Così definito, infatti, esso risulterebbe di difficile taratura, dovendo tenere conto di fattori climatici, geopedologici, e antropici assai complessi. Poichè i dati sperimentali indicano come questo parametro risulti sempre abbastanza correlato con la massima ritenzione potenziale, *S*, la procedura consigliata da *U.S. Dept. Agric., Soil Conservation Service* (1972) suggerisce, anche per ovviare alle difficoltà di taratura, di esprimerne, almeno in prima approssimazione, una stima basata semplicemente su una quota parte di *S*, ponendo cioè I_a,=*cS*, dove il coefficiente *c* viene generalmente assunto pari a 0.2.

Poichè il rifiuto del terreno è un fenomeno dinamico, che dipende dallo stato del sistema, ovvero dello stato di imbibimento del bacino, si assume che il valore di *CN* possa variare in relazione alle condizioni iniziali di imbibimento all'atto della piena. Lo stato di imbibimento viene espresso, in modo quali-quantitativo, in base ad un indice di pioggia, ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento di piena, API_5 (*Antecedent Precipitation Index*). A seconda del valore di API_5, vengono identificate tre classi, *AMC* (*Antecedent Moisture Condition*) I, II e III, che rappresentano rispettivamente terreno inizialmente asciutto, mediamente imbibito e fortemente imbibito (v. Tabella A.1). Noto il valore di *CN* per le condizioni medie di imbibimento, ossia CN_{II}, i valori relativi alle classi *AMC* I e III si possono valutare rispettivamente tramite le relazioni

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2.38 - 0.0138\, CN_{II}}, \tag{A.5}$$

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057\, CN_{II}}. \tag{A.6}$$

Parametrizzazione

Per una data condizione *AMC*, il valore di *CN* dipende, innanzi tutto, dalle caratteristiche idrologiche del suolo, in relazione alla maggiore e minore permeabilità (v. Tabella A.2a, b, c). Per identificare il *tipo idrologico di suolo* bisogna analizzare le caratteristiche geopedologiche del bacino. A tal scopo, si può anche adottare il procedimento di valutazione proposto da Borselli et al. (1992), che prevede la stima di un indice geopedologico supplementare, Π. Il valore di Π viene calcolato come somma di due indici, che tengono separatamente conto delle caratteristiche strutturali e di tessitura del suolo, Π_1, e della permeabilità del terreno, Π_2. I valori caratteristici degli indici Π_1 e Π_2. sono riportati rispettivamente nelle Tabelle A.2*a* e *b*.

Dato il *tipo idrologico di suolo*, il valore di *CN* varia, anche notevolmente, a seconda della tipologia di *uso del suolo* stesso, ossia della sua copertura vegetale e del suo grado di antropizzazione. Nella Tabella A.3 si riportano i valori caratteristici di taratura del parametro *CN*, il cui valore si ottiene per incrocio delle caratteristiche idrologiche del suolo, secondo i 4 tipi idrologici *A-B-C-D* a permeabilità decrescente, e delle caratteristiche di uso prevalente del suolo e, più in generale, del territorio. I valori riportati si riferiscono a condizioni di imbibimento medie all'atto dell'evento di piena, ossia per *AMC* di tipo II, e forniscono quindi il valore di CN_{II}.

Va infine rilevato che, nei bacini idrografici, si riscontra generalmente una elevata variabilità spaziale, sia per quanto riguarda il tipo idrologico del suolo, sia per l'uso del suolo. Si consiglia, pertanto, di determinare il valore (medio) caratteristico del parametro S a scala di bacino integrando nello spazio i diversi valori di S, e non quelli di CN, a causa della relazione non-lineare che intercorre tra questi due parametri (Carrara et al., 1988).

Tabella A.1 - Definizione dello stato di imbibimento del terreno.

Classe AMC	***Pioggia totale nei 5 giorni antecedenti l'evento***	
	Stagione di riposo vegetativo	***Stagione di crescita***
I	< 13 *mm*	< 36 *mm*
II	13 ÷ ÷ 28 *mm*	36 ÷÷ 53 *mm*
III	> 28 *mm*	> 53 *mm*

Tabella A.2a -Indice geopedologico, Π_1, in funzione delle caratteristiche di tessitura e di struttura del suolo.

Tessitura	***Struttura***		
	Forte, Incoerente	Moderata	Debole, Lamellare Massiva
Grossolana	1	2	3
Media	4	5	6
Fine	7	8	9

Tabella A.2b- Indice geopedologico di permeabilità, Π_2.

Permeabilità orizzonte superiore, *in cm/ora*	***Riduzione permeabilità orizzonte inferiore***	***Profondità a cui inizia la riduzione di permeabilità,*** *in cm*			
		<25.4	25.4÷51	51÷102	>102
>12	piccola	-	-	-	1÷2
	moderata	5÷7	3÷4	2÷3	1÷2
	pronunciata	10	8÷10	4÷8	1÷3
6÷12	piccola	-	-	-	5÷6
	moderata	6÷8	4÷5	3÷4	5÷6
	pronunciata	10	8÷10	5÷7	7÷8
2÷6	piccola	-	-	-	5÷6
	moderata	7÷8	6÷7	5÷6	5÷6
	pronunciata	9÷10	8÷9	7÷8	7÷8
0.5÷2	piccola	-	-	-	7÷8
	moderata	8÷9	7÷8	5÷6	5÷6
	pronunciata	9÷10	8÷9	7÷8	7÷8
<0.5	piccola	-	-	-	9÷10
	moderata o	9÷10	9÷10	9÷10	9÷10
	pronunciata				

Tabella A.2c- Tipi idrologici di suolo e relativi valori dell'indice geopedologico, $\Pi = \Pi_1 + \Pi_2$.

←Tipo Idrologico di Suolo →			
A (0÷≤∏≤5)	***B*** (6÷≤∏≤10)	***C*** (11÷≤∏≤15)	***D*** (16÷≤∏≤19)
sabbie profonde, terriccio marnoso profondo, aggregati limosi e sabbiosi	sabbie argillose, terriccio marnoso sottile	Argille sabbiose, suoli poveri di contenuti organici, suoli ricchi di componenti argillosi	suoli con tendenza al rigonfiamento in presenza di umidità,argille plastiche, suoli salini

Tabella A.3 - Valori caratteristici del parametro CN_{II} per le zone rurali, ottenuti incrociando il tipo idrologico di suolo con le caratteristiche di copertura vegetale.

Valori del parametro CN_{II}	***←Tipo Idrologico Suolo →***			
↓ Copertura vegetale	***A***	***B***	***C***	***D***
Zone Umide				
Pascolo in cattive/discrete/buone condizioni[1]	68/49/39	79/69/61	86/79/74	89/84/80
Prato protetto dal pascolo e soggetto a fienagione	≤30	58	71	78
Sterpaglia in cattive/discrete/buone condizioni[2]	48/35/30	67/56/48	77/70/65	83/77/73
Bosco in cattive/discrete/buone condizioni[3]	45/36/25	66/60/55	77/73/70	83/79/77

[1]cattive condizioni: copertura inferiore al 50% e elevato sfruttamento; discrete condizioni: copertura tra il 50 e il 75% e modesto sfruttamento; buone condizioni: copertura superiore al 75% e sfruttamento saltuario.

[2]cattive/discrete/buone condizioni: copertura inferiore al 50%, tra il 50 e il 75%, superiore al 75%.

[3]cattive condizioni: sottobosco soggetto a sfruttamento e distruzione per via degli incendi; discrete condizioni: sottobosco soggetto a sfruttamento, ma al riparo dagli incendi; buone condizioni: sottobosco protetto.

APPENDICE B: LINEE SEGNALATRICI SCALA-INVARIANTI

Nell'intento di formulare una relazione statistica tra le altezze di precipitazione di durata fissata e la loro probabilità di occorrenza, si è adottata una metodologia maturata nell'ultimo decennio, ma abbastanza diffusa nella recente pratica progettuale.

Si è innanzitutto ipotizzando che il campione di altezza di precipitazione di durata assegnata appartenga ad una popolazione la cui funzione di distribuzione, come in uso nella pratica progettuale, sia quella del valore estremo del primo tipo (EV1 o di Gumbel).

Nello stimare i momenti dei campioni di altezza di precipitazione di durata prefissata, le varianze di stima soffrono della limitata numerosità dei campioni generalmente disponibili.. Tenendo conto di questo fatto, si è ritenuto opportuno confrontare la procedura, tradizionale, di regolarizzazione dei quantili con i risultati forniti da metodologie di stima che ipotizzano la cosiddetta proprietà dell'invarianza di scala, rispetto alla durata, dei momenti di primo e secondo ordine rispetto all'origine delle altezze di precipitazione (Burlando e Rosso, 1996; Ranzi et al., 1999)

In base a questa proprietà, frequentemente riconoscibile nell'analisi statistica di variabili idrologiche, si suppone che sia possibile esprimere i momenti campionari mediante relazioni del tipo

$$E[h_d]=E[h_1]d^{n_1}=m_1 d^{n_1} \qquad \text{(B.1)}$$

$$E[h^2_1]= E[h^2_1]d^{2n_1}=m_2 d^{2n_1}, \qquad \text{(B.2)}$$

ove E[·] indica la media della grandezza racchiusa tra parentesi.

Questo sta ad indicare che, come osservato, ad esempio, da Moisello (1976) nell'analisi delle precipitazioni intense di Milano, il coefficiente di variazione dei campioni di altezza di precipitazione sarebbe costante, in senso statistico, rispetto alla loro durata. Infatti, supposte valide le (2.3) e (2.4), risulta:

$$V_d = \frac{\sigma_d}{\mu_d} = \frac{\sqrt{E\left[h_d^2\right] - E^2\left[h_d\right]}}{E\left[h_d\right]} = \frac{\sqrt{m_2 d^{2n_1} - m_1^2 d^{2n_1}}}{m_1 d^{n_1}} = \frac{\sqrt{m_2 - m_1^2}}{m_1} = V = cost \qquad \text{(B.3)}$$

Per l'applicazione, l'ipotesi deve naturalmente essere confermata dai valori osservati delle grandezze considerate.

Valendo questa proprietà, ne consegue che, stimati, mediante regressione logaritmica, i parametri m_1 ed n_1 e il coefficiente di variazione medio per le cinque durate di interesse, *V,* e assunto, per ciascuna

durata, il medesimo modello probabilistico EV1 i corrispondenti quantili sono esprimibili mediante la relazione

$$h(d,T) = m_1 \left\{ 1 - \frac{V}{1.283} \left[0.5772 + ln\left(ln \frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} d^{n_1} \tag{B.4}$$

Si riconosce, quindi, un'espressione analitica per le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica, ancora del tipo

$$h(d,T) = a_T \, d^{n_1} \tag{B.5}$$

in cui la costante a_T, funzione del tempo di ritorno, risulta per il modello EV1

$$a_T = m_1 \left\{ 1 - \frac{V}{1.283} \left[0.5772 + ln\left(ln \frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \tag{B.6}$$

mentre l'esponente di scala, n_1, a differenza del più tradizionale metodo dei quantili regolarizzati, è costante al variare del tempo di ritorno. In questo caso il numero di parametri da stimare è pari a tre, mentre il metodo della regressione dei quantili richiede la stima di due parametri per ogni durata presa in esame e di altri due parametri per la regressione dei quantili per ogni tempo di ritorno di interesse.

BIBLIOGRAFIA

AA.VV.: *Sistemi di fognatura e di drenaggio urbano*, Paoletti A. (Ed.), Seconda Edizione, Edizioni CUSL, Milano, 1997

Bacchi, B., Armanelli, B. e E. Rossini: Valutazione delle portate di piena della provincia di Brescia, Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Brescia, *Technical Report* N.11, 1999

Bacchi, B., Franchini, M., Galeati, G. e R. Ranzi: Time scaling of runoff volumes, Geophys. Res. Abstracts, 1(4), p.767, 1999

Bonomi, G. e C. Cesaretti: *Valutazione del rischio idraulico in condizione di criticità delle opere di regimazione* (Coord. G. Ferretti), Provincia di Brescia & S. Lago d'Idro, 1995

Brath, A., De Michele, C, Galeati, G. e R. Rosso: Una metodologia per l'identificazione di regioni omogenee nel regime di piena: applicazione all'Italia Nord-Occidentale, *L'Acqua*, 1, p.17-26, 1997

Buizza, G.: *Studio di massima per la sistemazione del T. Garza*, Magistrato per il Po, Parma, 1988

Burlando, P. e R. Rosso: Scaling and multiscaling models of depth-duration-frequency curves of storm precipitation, *Journal of Hydrology*, 187, 1996

Gabriele, S. e G. Iritano: *Alcuni aspetti teorici e applicativi nella regionalizzazione delle piogge con il modello TCEV*, Pub. N° 1089, CNR-GNDCI, 1994

Giandotti, M: Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua, Ministero dei LL.PP., Servizio Idrografico Italiano, *Memorie e Studi Idrografici*, vol.8, Roma, 1934

Keifer, C.J. e H.H. Chu: Synthetic storm pattern for drainage design, ASCE-Journal of the Hydraulic Divion, 83, HY4, 1957

Moisello, U.: Il regime delle piogge intense di Milano, *Ingegneria Ambientale*, N.6, 1976

Moisello, U. e S. Papiri: Relazione tra altezza di pioggia puntuale e ragguagliata, Atti del Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, p.615-631, Padova 8-10 Sett. 1986

Moisello, U.: *Idrologia tecnica*, La Goliardica Pavese, 1998

Natale, L.: Studio idrologico idraulico del bacino del T. Garza, Regione Lombardia, 1994

Ranzi, R., Mariani, M., Armanelli, B., Rossini, E. e B. Bacchi: Analisi e sintesi delle piogge intense del territorio bresciano, Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Brescia, *Technical Report* N.12, 1999

Ranzi, R. e R. Rosso: FLEA© (FLood Event Analizer), Manuale d'uso, HARPACEAS Milano, 1997

U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service: National Engineering HandbooK