



COMUNE  
DI BAISO  
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

LAVORO:

**PIANO DI COLTIVAZIONE E PROGETTO DI  
SISTEMAZIONE  
CAVA DI GHIAIA  
“LA GAVIA”**

FASE:	DATA:	<b>OTTOBRE 2015</b>							
TITOLO:	COMMESSA	G	1	5	G	A	0	7	0
<b>R1.7</b> <b>STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE</b> <b>RELAZIONE IDRAULICA</b>	ELABORATO	<b>R.1.7</b>							
ESTENSORI:	DOCUMENTO	G15_GA070							
ESTENSORI:	COMMITTENTE:								
 <b>Geode</b> scrl Via Martinella 50/C 43124– PARMA tel 0521257057 fax 0521/921910 e-mail: <a href="mailto:geologia@geodeonline.it">geologia@geodeonline.it</a> pec: <a href="mailto:geode@pec.it">geode@pec.it</a>	 <b>C.E.A.G.</b> <i>Calcestruzzi Guidetti</i> <b>C.E.A.G. S.r.l.</b> <b>Via San Bartolomeo, 30</b> <b>42030 Villa Minozzo (RE)</b>								

**LAVORO A CURA DI**

**Dott. Ing. Andrea Dallari**

iscritto all'Ordine degli Ingegneri della provincia di Reggio Emilia (n. 2022)

*Via Del Lago 4/A Località Cerredolo Toano (RE) Tel 0522/809483 - 333/2811019*

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO GENERALE.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>PERCORSO METODOLOGICO .....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>IDROLOGIA .....</b>	<b>6</b>
4.1	Schematizzazione dei bacini idrografici .....	6
4.2	Dati di riferimento .....	7
<b>5</b>	<b>TARATURA DEL MODELLO IDROLOGICO.....</b>	<b>9</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI PLUVIOMETRICA: DETERMINAZIONE DEGLI IETOGRAMMI DI PROGETTO.....</b>	<b>11</b>
6.1	Delimitazione del bacino idrografico .....	11
6.2	Scelta del tempo di ritorno .....	11
6.3	Stima delle piogge – Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica .....	12
6.3.1	Accettabilità della distribuzione GEV .....	17
6.4	Progetto VAPI.....	20
6.5	Curva di possibilità pluviometrica ragguagliata: metodo dei Topoieti .....	22
6.5.1	Altezza di precipitazione areale .....	23
6.6	Stima del tempo di corrievazione .....	24
6.6.1	Pendenza media dell'asta principale .....	26
6.7	Caratterizzazione del coefficiente di deflusso .....	27
6.8	Individuazione della pioggia netta: metodo SCS-CN .....	27
6.9	Determinazione degli ietogrammi di progetto .....	28
6.9.1	<i>ietogramma Naturale .....</i>	29
6.9.2	<i>ietogrammi artificiali netti di progetto .....</i>	30
<b>7</b>	<b>DETERMINAZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PROGETTO E STIMA DELLA PORTATA MASSIMA .....</b>	<b>31</b>
<b>8</b>	<b>SINTESI DEI RISULTATI IDROLOGICI .....</b>	<b>33</b>
8.1	Caratteristiche geometriche del tratto esaminato .....	34
8.2	Portate di verifica.....	34
<b>9</b>	<b>MODELLAZIONE IDRAULICA .....</b>	<b>34</b>
9.1	Assetto morfologico ed idraulico .....	34
9.2	Geometria dell'alveo.....	35
9.3	Condizioni al contorno .....	35
9.4	Programma di calcolo HEC-RAS .....	35
9.5	Simulazioni effettuate.....	38
9.6	Risultati .....	39
<b>10</b>	<b>CANALE DI DIVAGAZIONE.....</b>	<b>40</b>
<b>11</b>	<b>CONSIDERAZIONI FINALI .....</b>	<b>41</b>
	<b>ALLEGATO RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DELLA SEZIONE VERIFICATA .....</b>	<b>41</b>

## 1 PREMESSA

Il presente studio idraulico è stato redatto su incarico di CEAG S.r.l. ed esamina il comportamento, in moto permanente, di un tratto di circa 1.3 km di fiume Secchia che si estende a valle della confluenza con il Torrente Dolo, con particolare attenzione alla valutazione di compatibilità idraulica del fiume in prossimità della cava estrattiva "La Gavia" posta in località Cà di Paccia in Comune di Baiso (RE), identificando e quantificando gli effetti dell'intervento in progetto sul corso d'acqua rispetto alle condizioni fisiche e idrologiche preesistenti.

## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

I lavori per la coltivazione del materiale di cava costituito da ghiaia alluvionale sono iniziati nel Maggio 2010; inizialmente hanno interessato attività propedeutiche a quella estrattiva (perimetrazione dell'area e monitoraggi), mentre a partire dal giugno 2012 si sono avviati i lavori di estrazione e le attività di sistemazione, ripristino e messa in sicurezza dei luoghi come previsto dal Piano di Coltivazione e Sistemazione di cava.

I lavori eseguiti hanno interessato lo scavo di una porzione di cava compresa tra l'alveo attivo del fiume e la strada SP486, a formare un canale di divagazione che si raccorda appena a valle dell'area d'intervento con il corso principale.

Il canale di divagazione, se correttamente progettato, potrebbe svolgere la funzione di canale scolmatore, sottraendo una parte della portata di piena al corso principale e restituendola più a valle nel medesimo corso d'acqua, dove la sezione idraulica di deflusso si allarga rispetto alla situazione di monte.

Gli interventi di sistemazione morfo-idraulici previsti in progetto prevedono una riprofilatura dell'argine di separazione del canale di divagazione, il ripristino della scarpata occidentale (lato strada) e la realizzazione di opere di difesa spondale del canale tramite la messa in opera di tre pennelli a gabbioni rettangolari.

Le caratteristiche geometriche delle sezioni d'alveo assunte nelle verifiche idrauliche sono quelle definite in sede progettuale a ripristino realizzato, mentre la quota di coronamento dell'argine di separazione è stata calcolata a seguito delle analisi idrauliche oggetto di questo studio.

Dal punto di vista idrografico l'area in esame è collocata in sponda sinistra del Fiume Secchia, a valle della confluenza con il Torrente Dolo ad una quota di circa 285 m slm e in prossimità di una briglia esistente. L'intero versante sinistro del corso d'acqua è interessato da una serie di torrenti più o meno sviluppati, il cui percorso e la cui forma valliva sono fortemente influenzati dalla presenza di accumuli di frana.

La verifica di compatibilità idraulica analizza gli interventi estrattivi in progetto in funzione delle caratteristiche del tratto di corso d'acqua interessato con lo scopo di accertare che gli interventi stessi garantiscano l'assenza di interazioni negative con le opere idrauliche di difesa (opere di sponda ed argini), non comportino modificazioni, dirette o indirette, sulla morfologia dell'alveo e migliorino o mantengano le condizioni idrauliche e ambientali della fascia fluviale.

Precisamente si verificherà se le opere in progetto in condizioni di piena:

- comportino un aggravio in termini di quote idrometriche;
- comportino condizionamenti al deflusso della piena e modificazioni all'assetto morfologico dell'alveo;
- comportino effetti di rigurgito tali che determinano un aumento delle condizioni di rischio per il territorio a monte delle opere;
- siano in condizioni di sicurezza intrinseca rispetto ai fenomeni di piena, anche in riferimento alle maestranze durante le attività di estrazione;
- interferenze con le opere esistenti.

Per lo sviluppo del presente studio sono state seguite le linee guida di seguito riportate:

- prescrizioni indicate nella Direttiva 7 emanata dall'Autorità di bacino del fiume Po e approvata con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 del 26 aprile 2001, dal titolo: Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica;
- prescrizioni indicate nella Direttiva 4 emanata dall'Autorità di bacino del fiume Po e approvata con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 dell'11 maggio 1999, dal titolo: Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B";
- prescrizioni indicate nell'Allegato 1 emanato dall'Autorità di bacino del fiume Po e approvata con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 07 del 25 febbraio 2002, dal titolo: Criteri generali per la pianificazione provinciale.

### 3 PERCORSO METODOLOGICO

Nell'ambito dello studio si procederà ad un'analisi statistica delle piogge a cui si assocerà un modello afflussi-deflussi, che permetterà di determinare la forma di un'onda di piena partendo da una descrizione di eventi di pioggia realmente osservati, per una corretta taratura del modello idrologico di riferimento.

Il tratto di fiume Secchia indagato ha una lunghezza di circa 1.3 km e si estende per circa 500 m a monte dell'area in esame fino alla confluenza del F. Secchia con il T. Dolo e a valle lungo l'asta principale per circa 500 m. Le trasformazioni afflussi deflussi sono sviluppate in corrispondenza della sezione di Ponte Lugo a circa 3 km a valle dell'area, dove risulta possibile la taratura dei parametri idrologici.

I passi della metodologia applicata nel presente studio possono essere, in massima sintesi, così individuati:

1. selezione delle date degli eventi di piena recenti giudicati significativi;
2. per tali date, acquisizione dei dati relativi ai livelli idrometrici a scansione oraria o semioraria registrati alla stazione idrometrica attualmente in funzione, giudicate significative per l'ambito di studio (Secchia Ponte Lugo);
3. acquisizione dei dati pluviometrici a scansione oraria o semioraria registrati alle stazioni ubicate all'interno del bacino;
4. esame critico e validazione dei dati come sopra acquisiti;
5. determinazione dei pesi da attribuire alle stazioni pluviometriche in relazione al bacino considerato;
6. costruzione della scala delle portate in corrispondenza delle due stazioni idrometriche mediante conversione delle serie dei livelli registrati in serie delle portate;
7. taratura dei parametri idrologici che regolano la formazione delle precipitazioni efficaci e i deflussi sugli eventi di piena ritenuti maggiormente significativi;
8. validazione dei parametri di taratura mediante implementazione su eventi di piena diversi;
9. acquisizione dei dati di altezza di pioggia massima annuale misurata alle stazioni pluviografiche presenti nel bacino di interesse; i valori sono stati reperiti negli annali idrologici messi a disposizione dal Servizio Idrometeorologico della regione Emilia Romagna;
10. individuazione dei coefficienti  $a$  ed  $n$  della distribuzione di probabilità di Gumbel e definizione della curva di possibilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno;
11. confronto con i risultati ottenuti dall'applicazione della metodologia proposta dal progetto VAPI del CNR;
12. valutazione degli ietogrammi ad intensità variabile (Chicago) per ognuno dei 6 tempi di ritorno di interesse (10, 20, 50, 100, 200 e 500 anni) a partire dalle precipitazioni in corrispondenza delle stazioni pluviometriche del bacino ragguagliate secondo i pesi determinati al punto 5 e con opportuni coefficienti di riduzione areale;

13. implementazione del modello idrologico utilizzando iogrammi con differenti durate critiche; confronto critico tra gli idrogrammi ottenuti, e scelta degli iogrammi di progetto;
14. definizione degli ideogrammi di piena utilizzando il modello di afflusso-deflusso proposto da Nash e determinazione delle portate di colmo per ognuno dei 6 tempi di ritorno di interesse;
15. confronto dei risultati ottenuti e definizione del tempo di ritorno più significativo nel descrivere il comportamento del bacino in relazione alle finalità delle studio;
16. verifiche di compatibilità idraulica e calcolo dei principali parametri idraulici.

La conclusione delle elaborazioni prevede poi la stima, in corrispondenza delle sezioni di chiusura considerate, dei colmi di piena derivanti da una analisi basata sulle più recenti formule di regionalizzazione e il confronto dei risultati ottenuti con i risultati relativi ad altri studi di settore pregressi.

In relazione ad alcune delle elaborazioni effettuate è stato scelto per valutare l'entità delle superfici allagabili il tempo di ritorno pari a 200 anni, giudicato significativo nel descrivere il comportamento del bacino per elevati tempi di ritorno e in linea con quanto adottato negli altri studi di settore pregressi per il confronto dei risultati ottenuti, mentre per il dimensionamento dell'argine di separazione del canale di divagazione si è assunto un tempo di ritorno pari a 20 anni.

## 4 IDROLOGIA

Le analisi di seguito esposte riguardano pertanto le caratteristiche idrauliche dell'alveo di Fiume Secchia nel tratto che si estende per circa 1.3 km a valle della confluenza del fiume col torrente Dolo e Dragone nei pressi della località Cà di Paccia in comune di Baiso, con particolare riferimento alle condizioni di piena che possano coinvolgere l'area ove è situato l'intervento estrattivo.

Ai fini delle valutazioni vengono considerati i seguenti aspetti:

- le caratteristiche idrologiche di piena del corso d'acqua nel tratto interessato,
- i caratteri geomorfologici ed idraulici dell'alveo e le relative modalità di deflusso in condizioni di piena,
- le interazioni tra gli interventi e l'assetto dell'alveo in riferimento agli aspetti morfologici, alle opere idrauliche e alle condizioni di deflusso in piena.

### 4.1 Schematizzazione dei bacini idrografici

Il bacino idrografico è definito come quella porzione di territorio il cui deflusso idrico superficiale viene convogliato verso una fissata sezione di un corso d'acqua che è definita sezione di chiusura del bacino.

Alla chiusura in esame in corrispondenza della confluenza del fiume Secchia col Torrente Dolo (T. Dolo e Dragone compresi), il bacino presenta le seguenti caratteristiche:

- Area bacino imbrifero: 669 km<sup>2</sup>
- Quota massima: 2017 m.s.l.m. (Monte Cusna)
- Quota media: 909 m.s.l.m.
- Quota sezione di chiusura: 285 m.s.l.m.

Le sezioni utilizzate nella modellazione per la stima della propagazione dell'onda di piena si trova a circa 0.5 km a valle della sezione di chiusura del bacino.

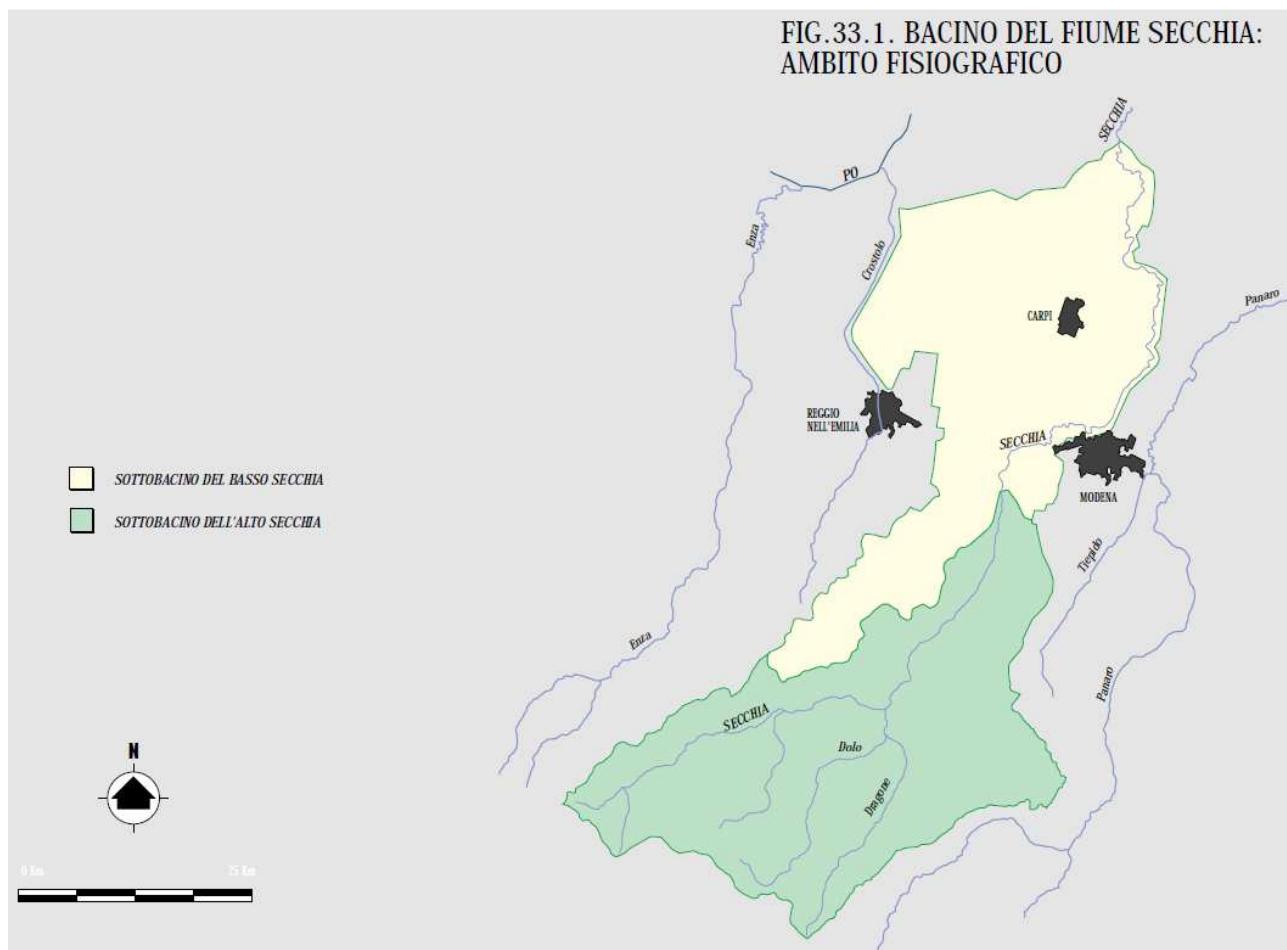


Figura 4.1. Bacino del Secchia con Sottobacini (estratto da Linee di assetto idrogeologico del P.A.I. – Autorità di Bacino del Po).

## 4.2 Dati di riferimento

### IDROMETRIA

I dati idrometrici utilizzati nelle analisi sono stati reperiti nel database di Arpa-Simc, che derivano da misure effettuate in tempo reale con apparecchiature elettroniche automatiche che costituiscono la rete regionale Rirer (Rete integrata regionale idropluviometrica dell'Emilia-Romagna).

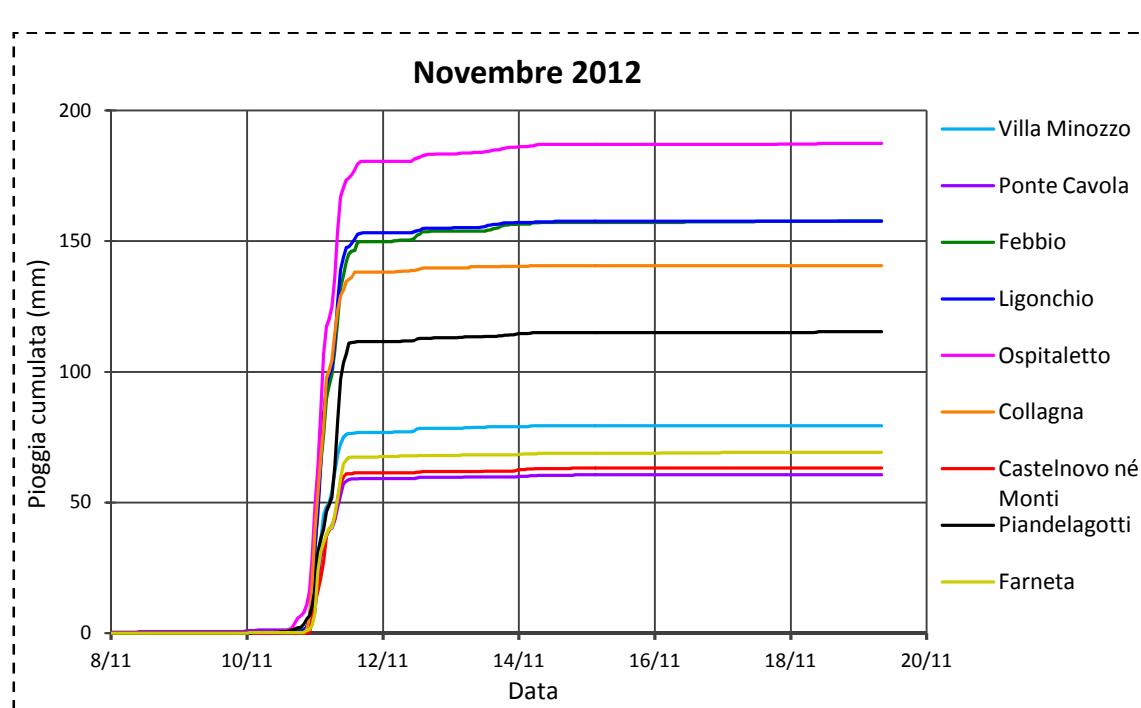
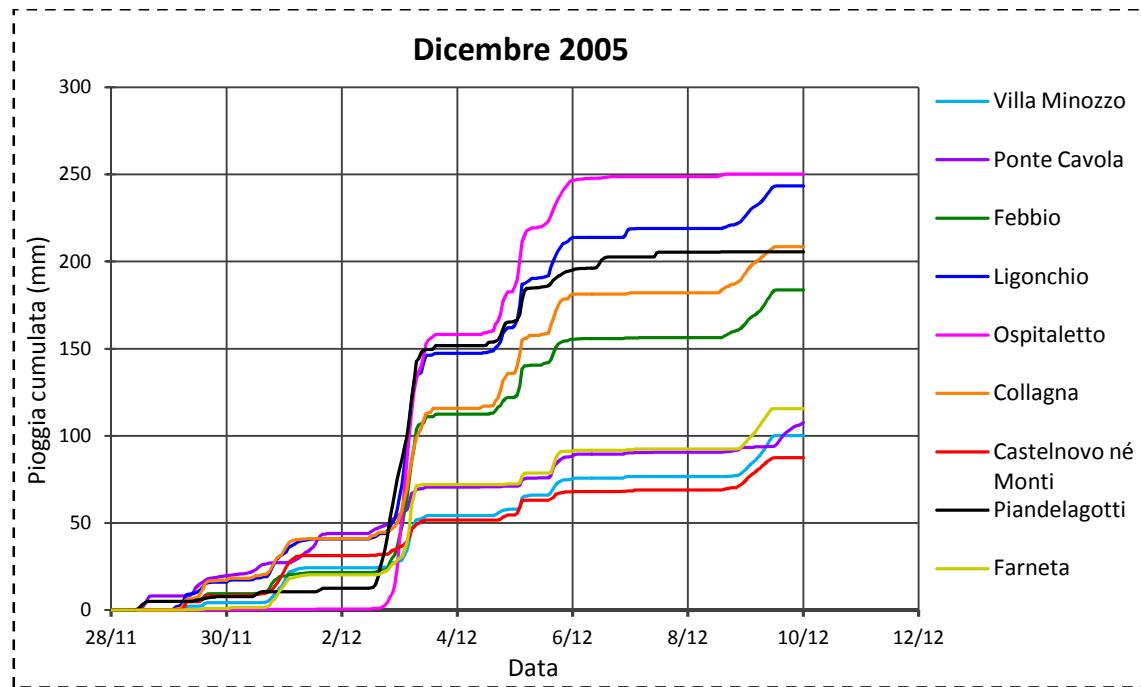
Sono state analizzate le serie dei livelli idrometrici registrati nella stazione di Ponte Lugo in occasione degli eventi di piena del Dicembre 2005 e Novembre 2012.

### PLUVIOMETRIA

I dati pluviometrici a scansione oraria sono stati estratti dal database di Arpa-Simc, per le finestre temporali relative agli eventi di piena indicati in tabella.

Stazione di misura	2005		2012	
	Inizio	Fine	Inizio	Fine
Febbio	28/11	10/12	8/11	20/11
Ospitaletto	28/11	10/12	8/11	20/11
Ligonchio - C.le	28/11	10/12	8/11	20/11
Collagna	28/11	10/12	8/11	20/11
Castelnovo nè Monti	28/11	10/12	8/11	20/11

Villa Minozzo	28/11	10/12	8/11	20/11
Ponte Cavola	28/11	10/12	8/11	20/11



Per quanto riguarda alle precipitazioni di massima intensità sono stati reperiti negli annali idrologici messi a disposizione dal servizio idrometeorologico (ARPA SIM) della regione, i valori dell'altezza di pioggia massima annuale misurati alle stazioni pluviografiche disponibili per le durate di  $d_1 = 1$ ,  $d_2 = 3$ ,  $d_3 = 6$ ,  $d_4 = 12$  e  $d_5 = 24$  ore, aggiornati al 31 dicembre 2012.

Le stazioni pluviografiche e gli anni in cui esse hanno funzionato sono riportate nella tabella seguente.

Stazione di misura	Numero misure	Date
Ospitaletto	26	1972,1976,1978,1982,1983,1984,1985,1986,1987,1988,1989,1990,1992,1994,2003,2004,2005,2006,2007,2008,2009,2010,2011,2012,2013,2014
Febbio	37	1971,1972,1973,1974,1979,1980,1981,1982,1983,1984,1985,1986,1988,1989,1990,1991,1992,1993,1994,1995,1998,1999,2000,2001,2002,2003,2004,2005,2006,2007,2008,2009,2010,2011,2012,2013,2014
Ligonchio - C.le	53	1952,1953,1954,1955,1956,1957,1958,1959,1962,1967,1968,1969,1970,1971,1972,1973,1974,1975,1976,1977,1978,1979,1980,1981,1983,1984,1985,1986,1987,1988,1989,1990,1991,1992,1993,1994,1995,1996,1997,1998,2000,2001,2004,2005,2006,2007,2008,2009,2010,2011,2012,2013,2014
Collagna	14	2001,2002,2003,2004,2005,2006,2007,2008,2009,2010,2011,2012
Castelnovo nè Monti	41	1952,1955,1956,1957,1958,1959,1960,1961,1962,1965,1966,1967,1968,1969,1970,1971,1972,1973,1976,1977,1978,1979,1983,1985,1989,1990,1991,1994,1995,1996,1997,1998,1999,2000,2001,2002,2003,2004,2005,2006,2007
Villa Minozzo	15	2000,2001,2002,2003,2004,2005,2006,2007,2008,2009,2010,2011,2012,2013,2014
Ponte Cavola	13	2000,2003,2004,2005,2006,2007,2008,2009,2010,2011,2012,2013,2014
Farneta	51	1950,1951,1952,1957,1958,1959,1961,1962,1963,1966,1967,1968,1969,1971,1972,1973,1976,1977,1978,1982,1983,1984,1985,1986,1987,1988,1989,1990,1991,1992,1993,1994,1995,1996,1997,1998,1999,2001,2002,2003,2004,2005,2006,2007,2008,2009,2010,2011,2012,2013,2014
Piandelagotti	53	1952,1953,1954,1955,1956,1957,1958,1959,1962,1967,1968,1969,1970,1971,1972,1973,1974,1975,1976,1977,1978,1979,1980,1981,1983,1984,1985,1986,1987,1988,1989,1990,1991,1992,1993,1994,1995,1996,1997,1998,2000,2001,2004,2005,2006,2007,2008,2009,2010,2011,2012,2013,2014

## 5 TARATURA DEL MODELLO IDROLOGICO

Il bacino del Secchia chiuso alla sezione di analisi (poco più a valle della confluenza con il torrente Secchiello), comprende anche i sottobacini dei torrenti Riarbero, Ozola, Secchiello e Dolo-Dragone in destra idraulica e i sottobacini dei torrenti Biola, Dorgola e Spirola in sinistra idraulica, per una superficie totale di accumulo di circa 669 km<sup>2</sup>. Alla sezione di chiusura del Secchia a Ponte Lugo la superficie del bacino idrografico ammonta a circa 693 km<sup>2</sup>.

Per ognuno dei sottobacini individuati sono stati quindi analizzati i dati idro-pluviometrici disponibili relativamente a eventi di piena significativi in modo da valutare l'adeguatezza delle informazioni disponibili ai fini della taratura del modello.

Le prove di simulazione condotte con il modello del bacino del Secchia chiuso alla sezione in corrispondenza della confluenza del torrente Dolo hanno permesso di stimare i valori caratteristici dei parametri relativi alla determinazione della pioggia efficace.

Questa fase serve ad identificare la legge di distribuzione ed il campo di variazione dei parametri del modello da utilizzare nelle successive simulazioni.

La taratura del modello è stata eseguita con i dati di portata rilevati nella stazione di Ponte Lugo, considerando solo gli eventi più gravosi (Dicembre 2005 e Dicembre 2012) verificatisi nel bacino escludendo quelli per i quali l'entità degli afflussi e dei deflussi è risultata minore.

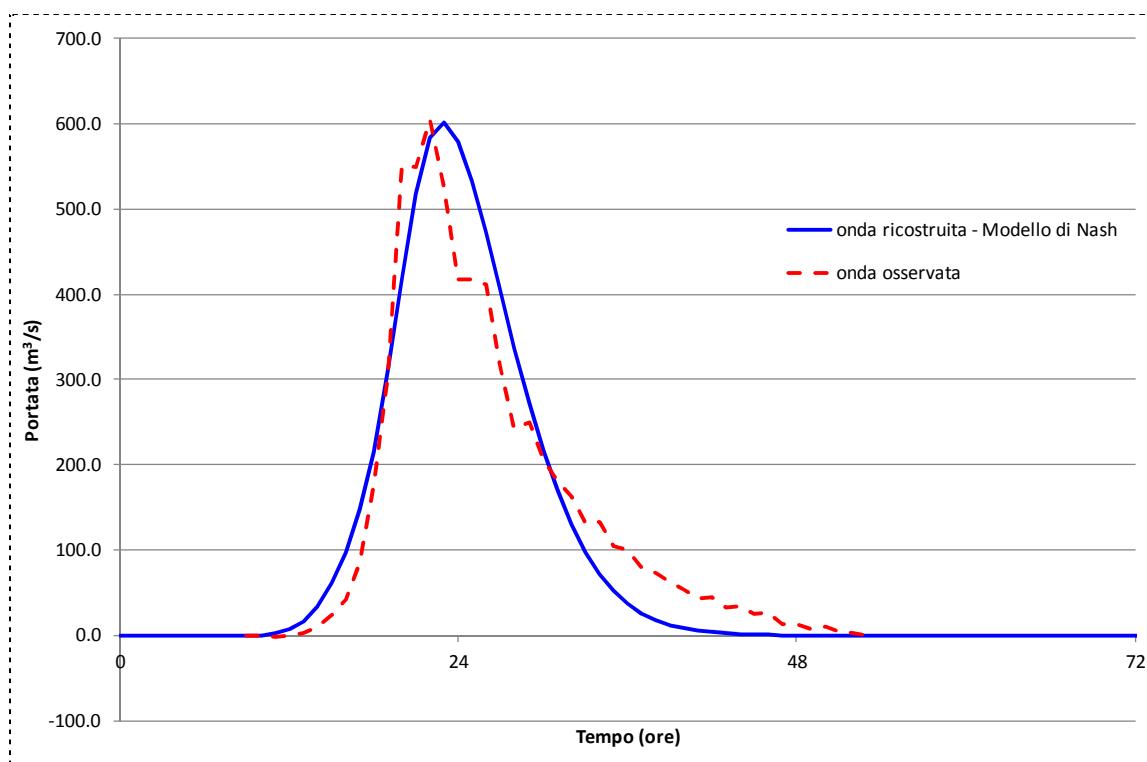


Figura 5.1. Bacino del Secchia chiuso alla sezione di Ponte Lugo: confronto tra portate simulate ed osservate (evento Dicembre 2005).

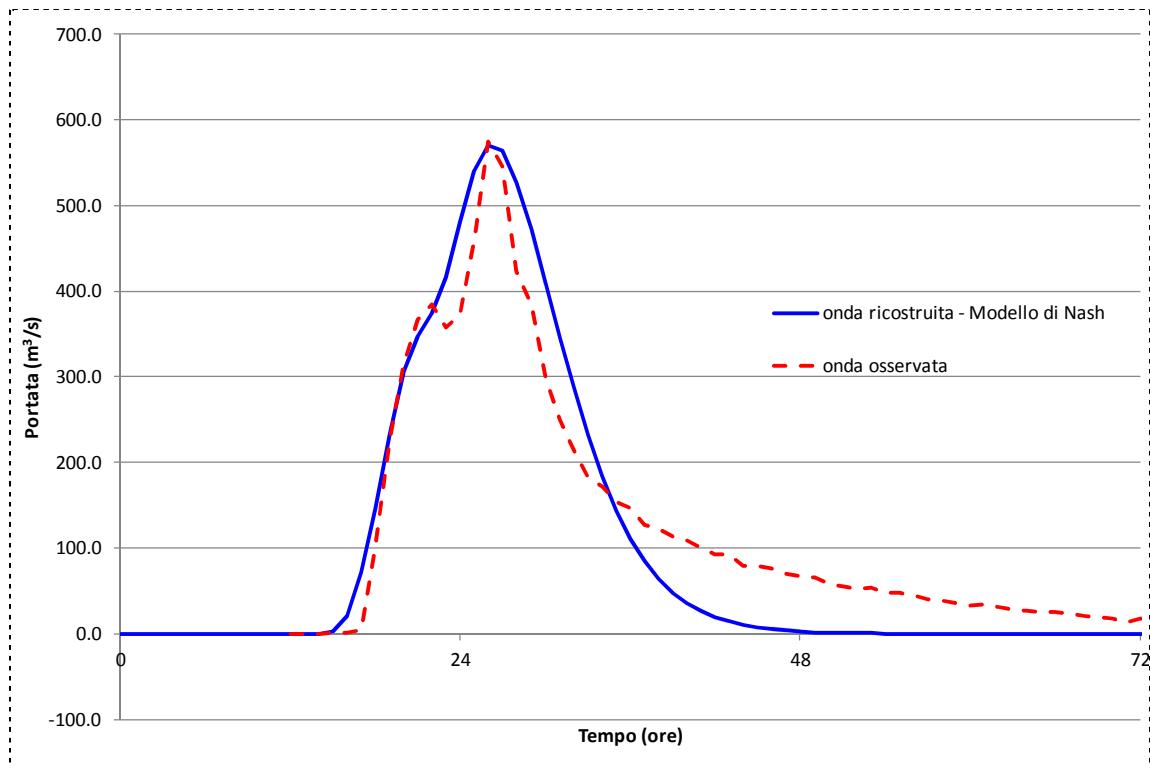


Figura 5.2. Bacino del Secchia chiuso alla sezione di Ponte Lugo: confronto tra portate simulate ed osservate (evento Dicembre 2012).

## 6 ANALISI PLUVIOMETRICA: DETERMINAZIONE DEGLI IETOGRAMMI DI PROGETTO

### 6.1 Delimitazione del bacino idrografico

Assegnata la sezione di chiusura del bacino si è proceduto all'individuazione dell'intero corso d'acqua principale a monte della sezione e i relativi affluenti al fine di ottenere una prima delimitazione di massima del bacino.

Successivamente partendo dalla sezione di chiusura è stata tracciata la linea limite, la quale delimita l'area che contribuisce ad alimentare il deflusso di piena che attraversa la sezione di chiusura in caso di pioggia. Tale linea è quindi la displuviale, tracciata sulla carta procedendo ortogonalmente alle isoipse, che racchiude al suo interno l'intero corso d'acqua ed annessi affluenti.

Per la completa delimitazione del sottobacino idrografico sotteso da un'assegnata sezione sul reticolo idrografico si è proceduto, così come previsto dalla direttiva<sup>1</sup>, tramite aggregazione dei valori relativi ai bacini elementari riportati nell'Allegato 1 della direttiva stessa.

### 6.2 Scelta del tempo di ritorno

Con il termine "tempo di ritorno" si intende il tempo che intercorre tra due piene della stessa portata.

La stima delle curve di probabilità pluviometrica nella stazioni di misura è stata effettuata sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione per le durate considerate, definendo i parametri  $a$  ed  $n$  per i tempi di ritorno di 10, 20, 50, 100, 200 e 500 anni.

<sup>1</sup> Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica, tratta dalle "Norme di attuazione" del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)

### 6.3 Stima delle piogge – Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione funzionale che correla, per ciascun tempo di ritorno, l'altezza di pioggia  $h$  alla durata  $d$ .

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

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

dove:

$d$  è la durata di pioggia, usualmente espressa in ore,;

$a(T)$  [mm][ora]<sup>-n</sup> è un parametro, crescente con il tempo di ritorno  $T$ , che rappresenta anche l'altezza di pioggia di assegnato tempo di ritorno e durata un'ora,

$n$  [-] è un parametro, usualmente debolmente dipendente da  $T$ , compreso tra 0 ed 1

Attraverso un'opportuna indagine statistica condotta su un campione di osservazioni rilevate nella stazione di misura prossima alla sezione di indagine, si può individuare la distribuzione di probabilità che meglio si adatta all'interpretazione della variabile casuale "altezza di pioggia massima annuale di assegnata durata".

A questo scopo si è utilizzata la distribuzione asintotica del massimo valore, meglio nota come distribuzione di Gumbel.

Nel caso in oggetto sono stati analizzati i valori dell'altezza di pioggia massima annuale misurati alle stazioni pluviografiche di seguito riportate per le durate di  $d_1 = 1$ ,  $d_2 = 3$ ,  $d_3 = 6$ ,  $d_4 = 12$  e  $d_5 = 24$  ore.

Stazione di misura	Quota stazione (m s.l.m.)	Numero misure
Ospitaletto	1150	26
Febbio	1050	37
Ligonchio - C.le	930	53
Collagna	830	15
Castelnovo nè Monti	730	41
Villa Minozzo	680	15
Ponte Cavola	342	13

Supponendo che le popolazioni da cui si possono considerare estratti i campioni di dati osservati siano distribuite secondo la legge di Gumbel, si sono calcolati, per ciascuna durata  $d$ , i valori delle altezze di pioggia massime corrispondenti ai tempi di ritorno di 10, 20, 50, 100, 200 e 500 anni e i parametri delle curve di possibilità pluviometrica utilizzando il metodo dei momenti per la regressione lineare.

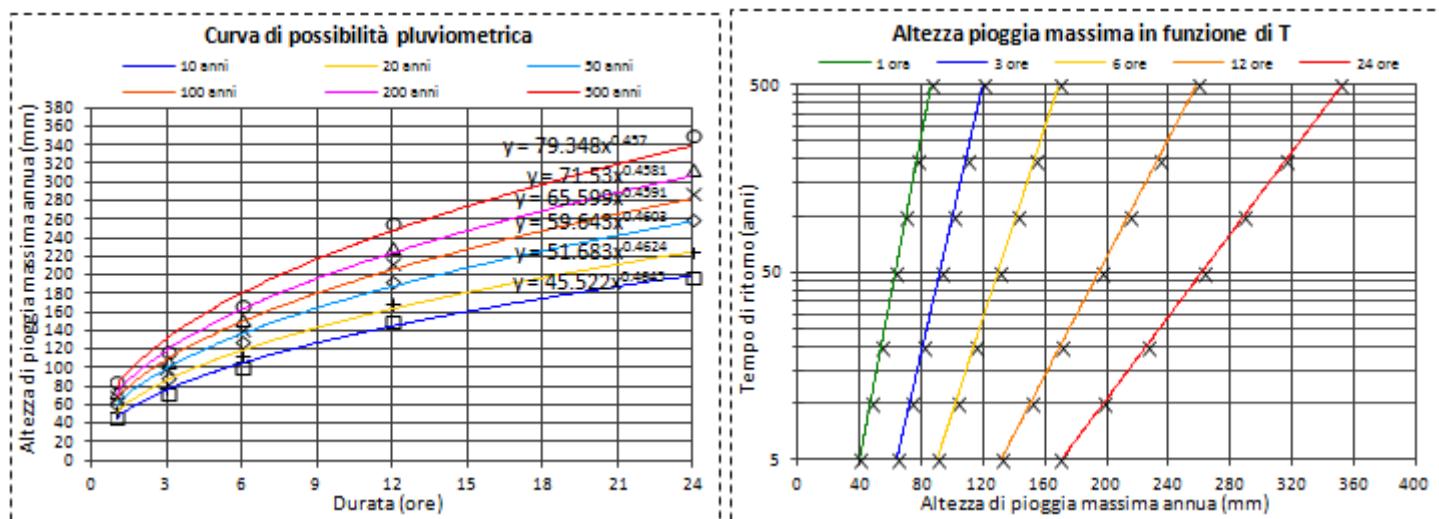


Figura 6.1. Stazione pluviografica di Ospitaletto: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

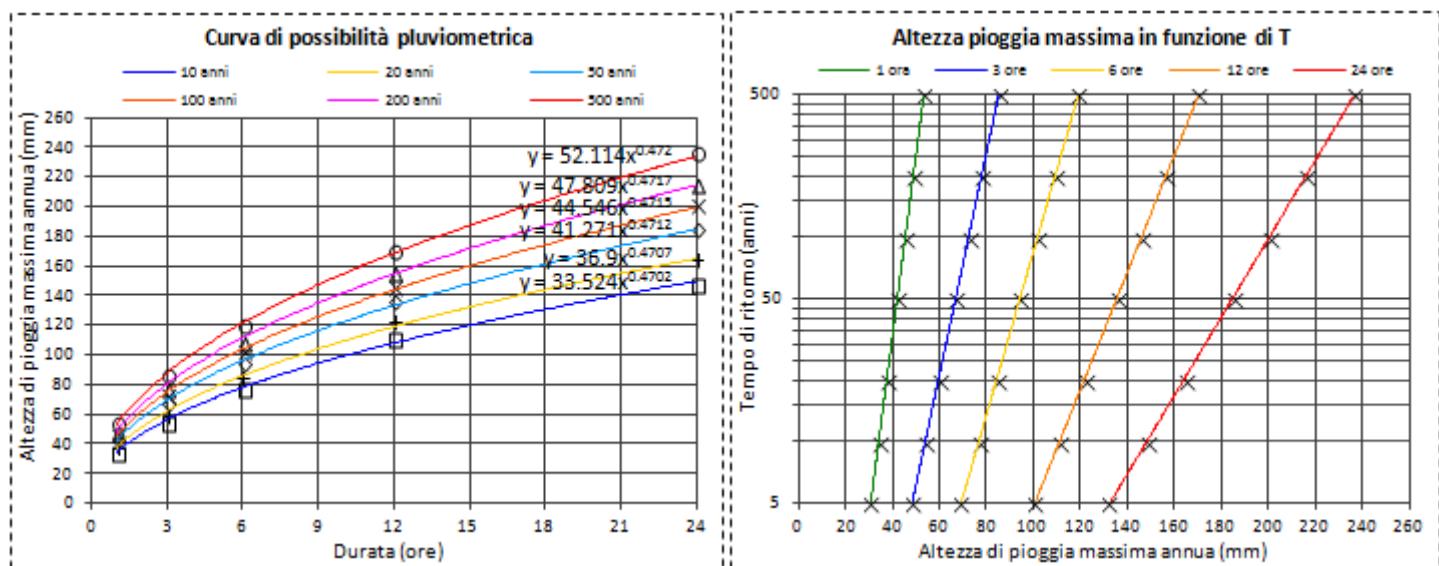


Figura 6.2. Stazione pluviografica di Febbio: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

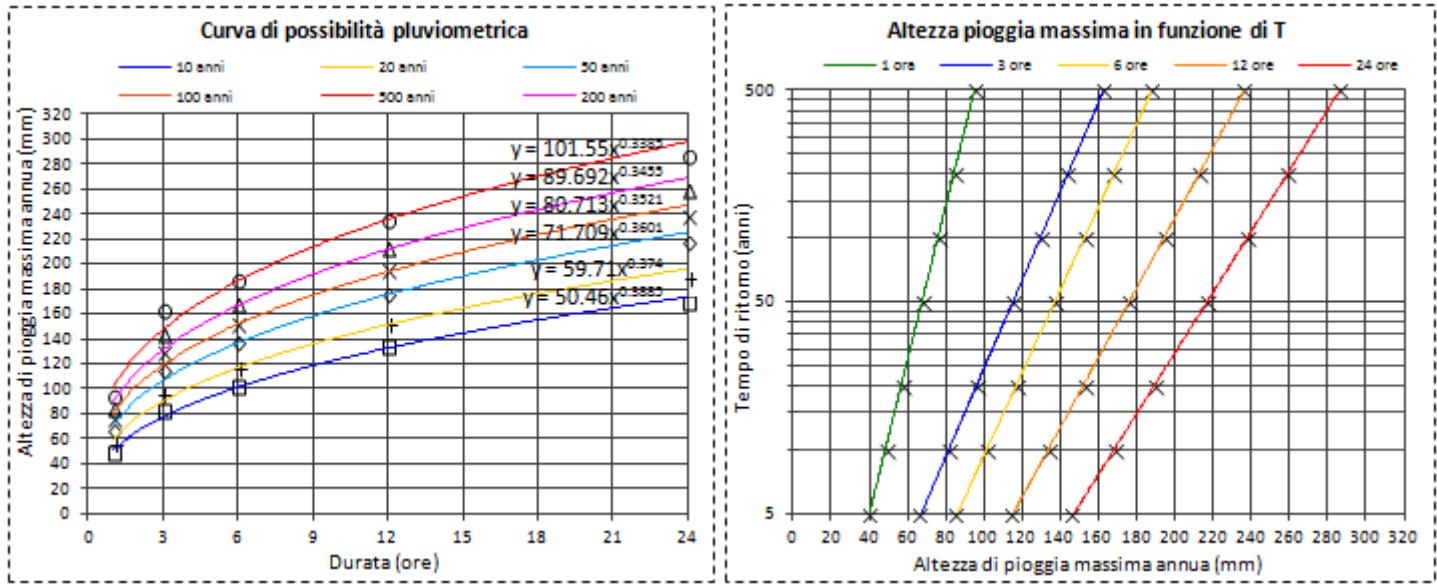


Figura 6.3. Stazione pluviografica di Ligonchio: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

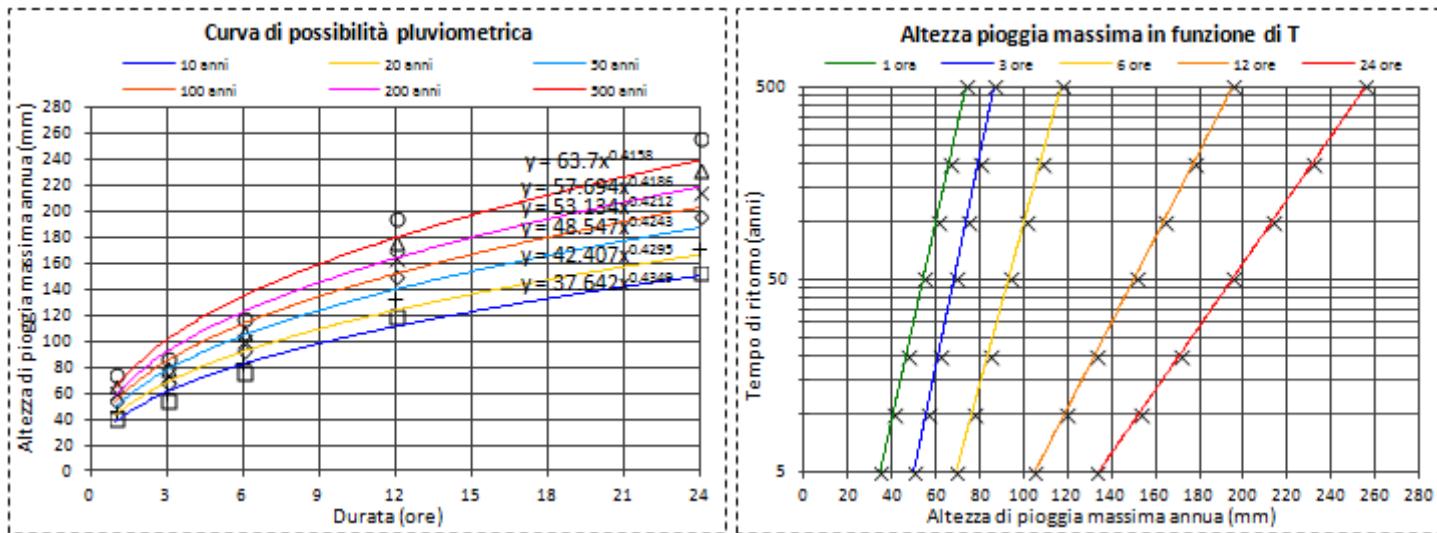


Figura 6.4. Stazione pluviografica di Collagna: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

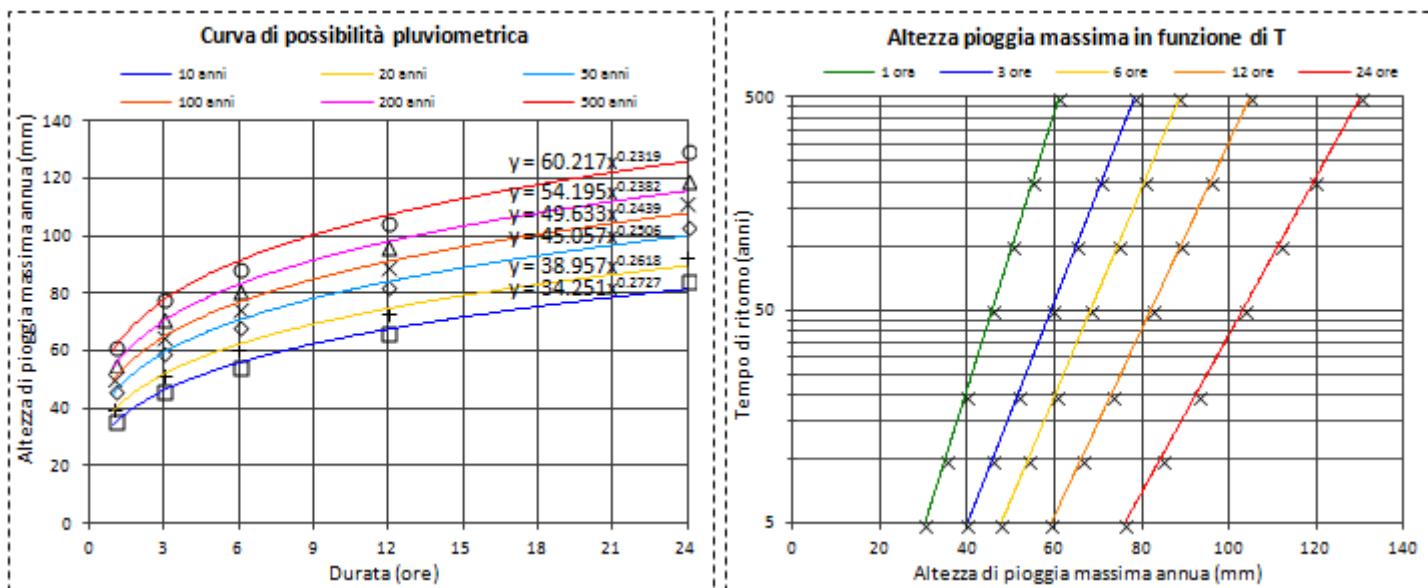


Figura 6.5. Stazione pluviografica di Castelnovo nè Monti: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

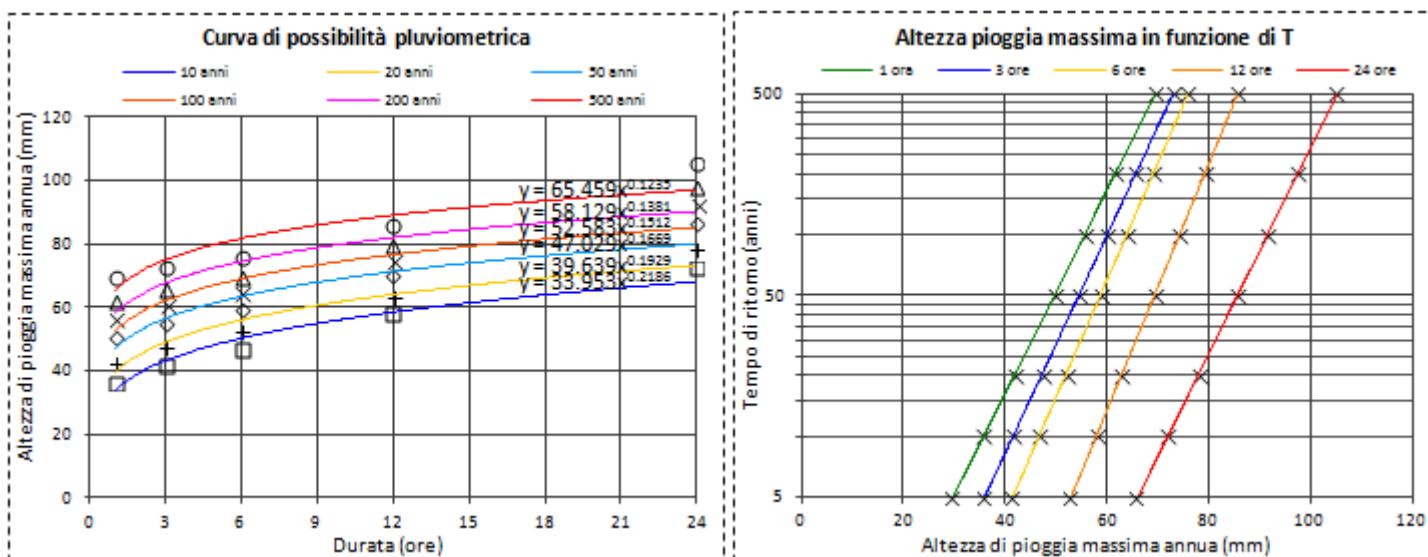


Figura 6.6. Stazione pluviografica di Ponte Cavola: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

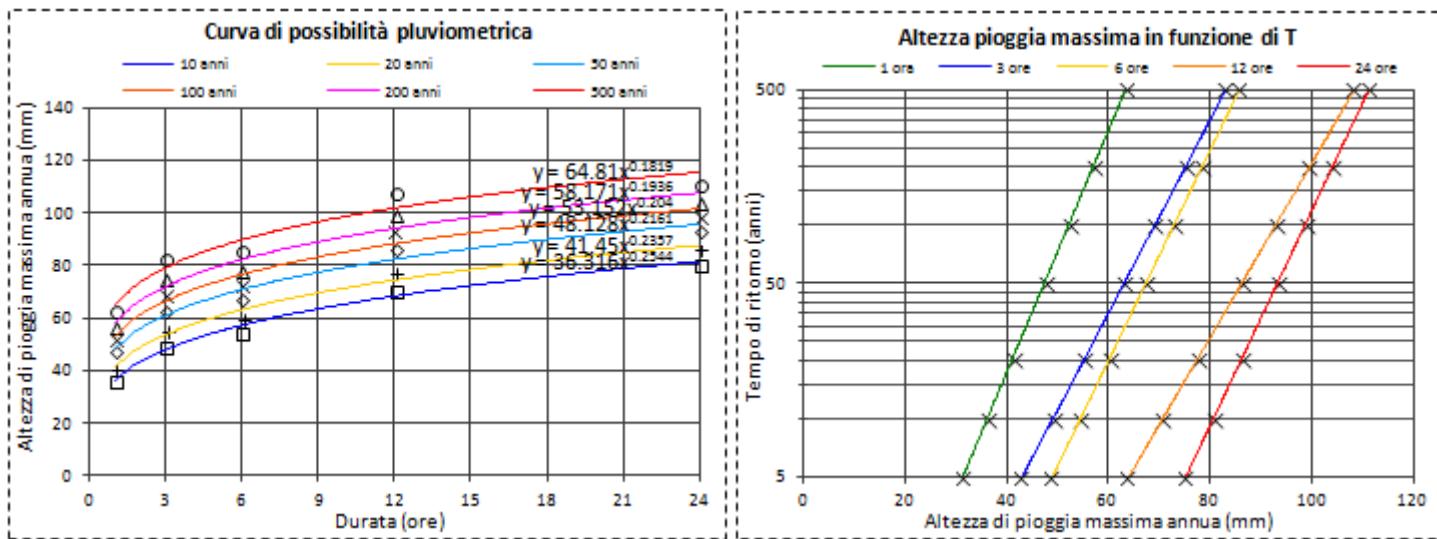


Figura 6.7. Stazione pluviografica di Villa Minozzo: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

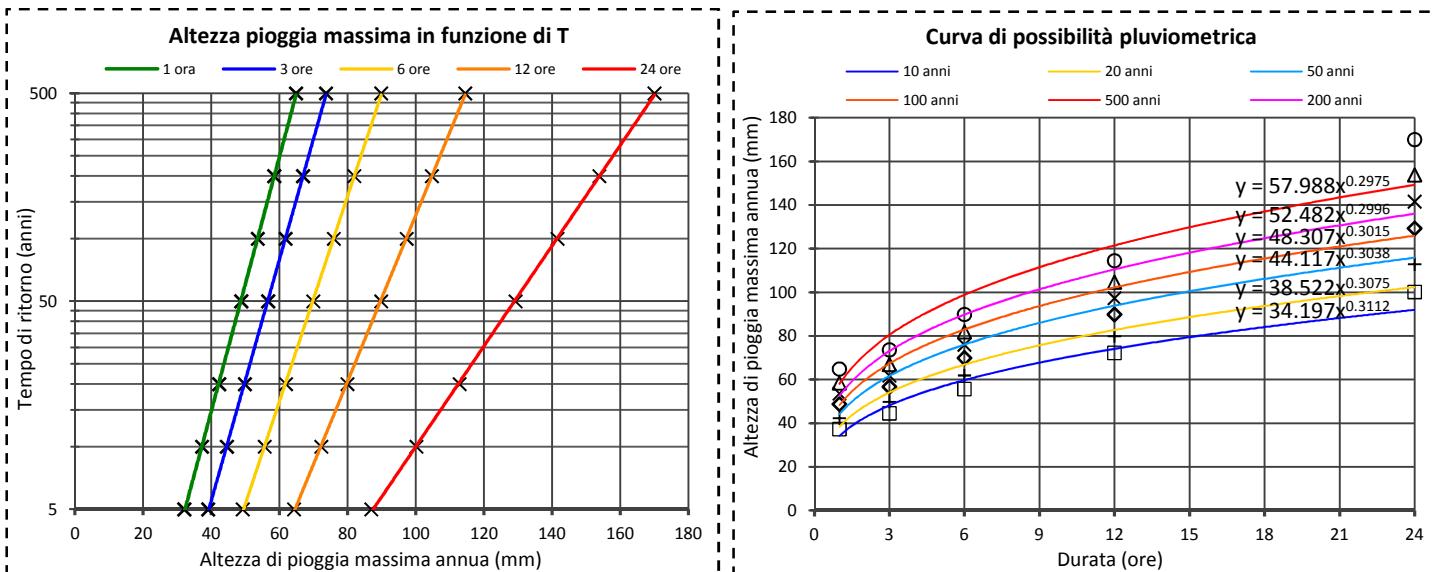


Figura 6.8. Stazione pluviografica di Farneta: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

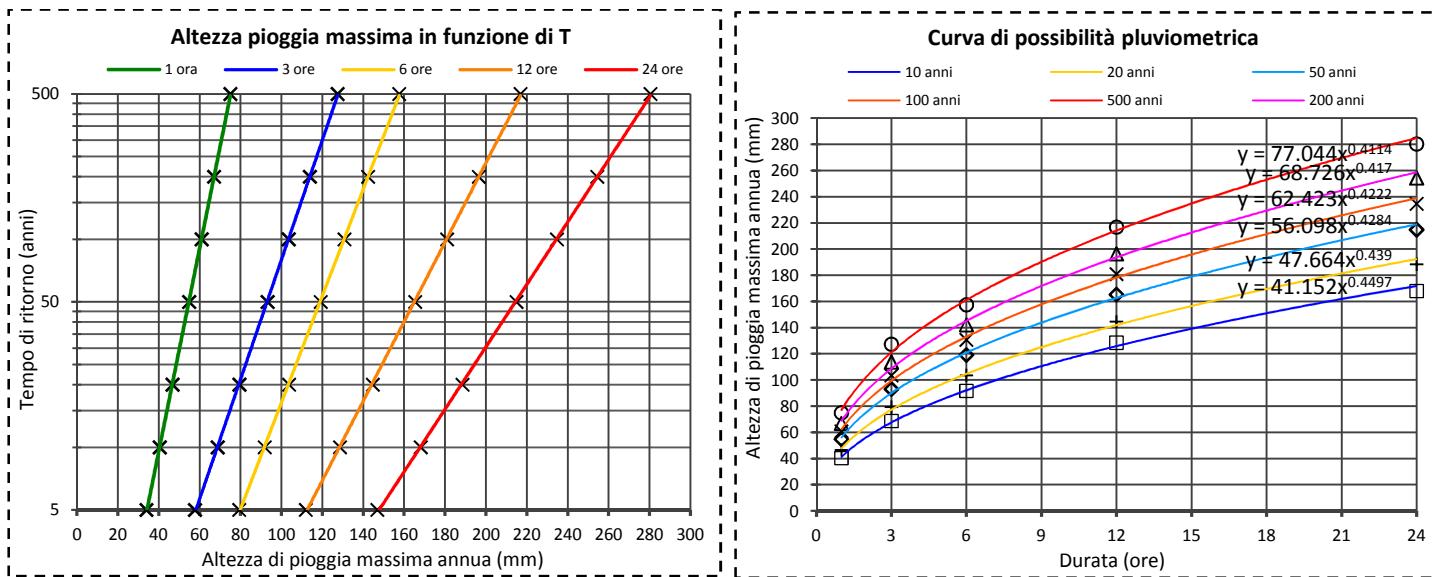


Figura 6.9. Stazione pluviografica di Piandelagotti: curva di possibilità pluviometrica e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

In tabella sono riassunti i valori dei parametri delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica desumibili dal citato lavoro.

Stazione di misura	T = 10 anni		T = 20 anni		T = 50 anni		T = 100 anni		T = 200 anni		T = 500 anni	
	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
Ospitaletto	45.522	0.465	51.683	0.462	59.643	0.460	65.599	0.459	71.530	0.458	79.348	0.457
Febbio	33.524	0.470	36.900	0.471	41.271	0.471	44.546	0.471	47.809	0.472	52.114	0.472
Ligonchio - C.le	50.460	0.388	59.710	0.374	71.709	0.360	80.713	0.352	89.692	0.346	101.547	0.338
Collagna	37.642	0.435	42.407	0.430	48.547	0.424	53.134	0.421	57.694	0.419	63.700	0.416
Castelnovo nè Monti	34.251	0.273	38.957	0.262	45.057	0.251	49.633	0.244	54.195	0.238	60.217	0.232
Villa Minozzo	36.316	0.254	41.450	0.236	48.128	0.216	53.152	0.204	58.171	0.194	64.810	0.182
Ponte Cavola	33.953	0.219	39.639	0.193	47.029	0.167	52.583	0.151	58.129	0.138	65.459	0.123
Farneta	34.197	0.311	38.522	0.307	44.117	0.304	48.307	0.302	52.482	0.300	57.988	0.298
Piandelagotti	41.152	0.450	47.664	0.439	56.098	0.428	62.423	0.422	68.726	0.417	77.044	0.411

Tabella 6.1: Parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno

### 6.3.1 Accettabilità della distribuzione GEV

La distribuzione di probabilità GEV viene adattata al campione stesso attraverso la determinazione di parametri caratteristici. Si è perciò assunta come vera l'ipotesi statistica che la variabile casuale, cioè il valore dei massimi annuali, sia distribuita secondo una assegnata funzione di probabilità.

E' necessario dunque verificare l'accettabilità di tale ipotesi e di conseguenza valutare l'adattamento della GEV al campione.

Tale verifica può essere effettuata con l'utilizzo di test statistici, cioè di procedimenti che consentono di decidere, sulla base delle osservazioni di cui si dispone, se accettare o meno una generica ipotesi statistica  $H_0$ .

Il livello di significatività  $\alpha$  indica la probabilità di rigettare l'ipotesi statistica  $H_0$  quando invece questa sia vera; si può così individuare anche una regione di accettazione alla quale corrisponde la probabilità  $\xi = (1 - \alpha)$ , cioè la probabilità che il parametro stimato cada all'interno della regione prefissata: in tal caso l'ipotesi statistica  $H_0$  viene accettata.

Usualmente in idrologia il valore del livello di significatività  $\xi$  prescelto è 0.05: questo significa che la probabilità massima con cui si accetta di rischiare di compiere un errore del primo tipo, cioè di rigettare un'ipotesi statistica quando invece è vera, è del 5%.

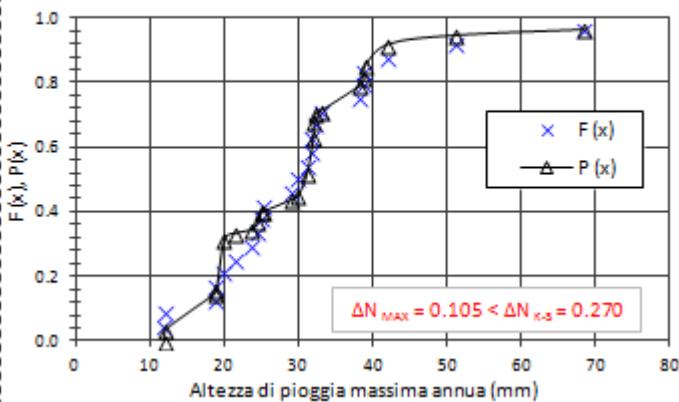
La verifica dell'ipotesi che la variabile casuale segua effettivamente una funzione di probabilità assegnata viene qui effettuata con il test parametrico di Kolmogorov-Smirnov.

Il test di Kolmogorov-Smirnov è basato sull'esame dello spostamento fra la funzione di frequenza cumulata del campione  $F(x)$  e la funzione di probabilità  $P(x)$ .

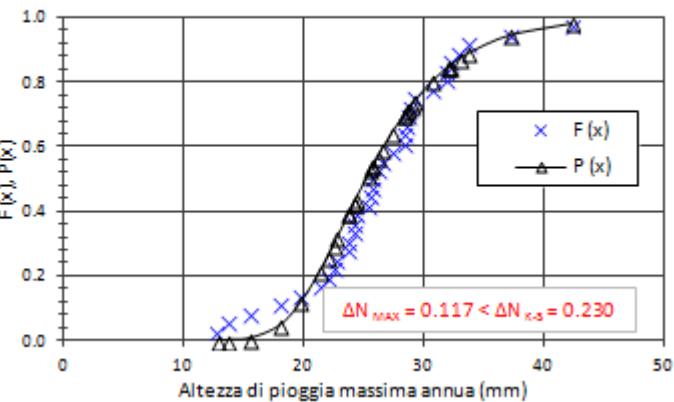
La grandezza adottata come misura dello scostamento è la massima differenza  $\Delta N$  in valore assoluto tra le due funzioni  $F(x)$  e  $P(x)$ , calcolata per tutte le durate di pioggia. I valori critici di  $\Delta N$  per l'accettabilità della distribuzione di probabilità con un prefissato livello di significatività  $\xi$  (nel nostro caso  $\xi = 0.05$ ), risultano funzione della dimensione del campione  $n$ :

$$\text{per } \xi = 0.05: \Delta N = \frac{1.358}{\sqrt{n}}$$

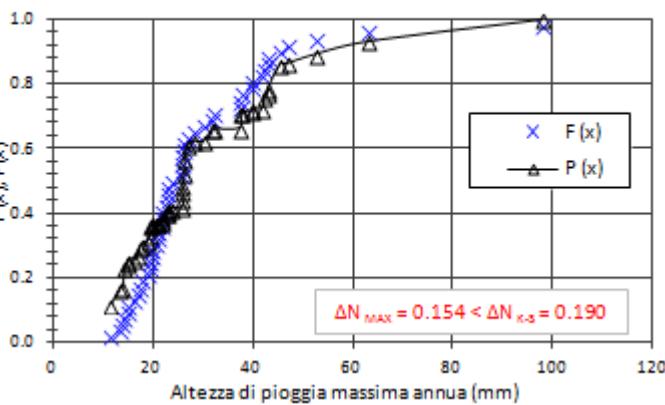
Test K-S: confronto tra funzione di distribuzione osservata e ipotizzata - Ospitaletto



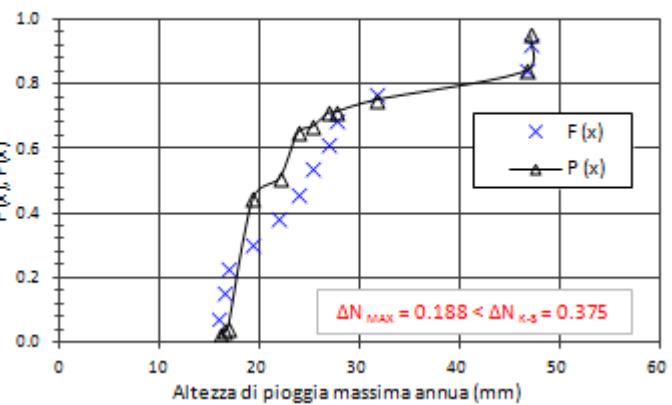
Test K-S: confronto tra funzione di distribuzione osservata e ipotizzata - Febbio



Test K-S: confronto tra funzione di distribuzione osservata e ipotizzata - Ligonchio



Test K-S: confronto tra funzione di distribuzione osservata e ipotizzata - Collagna



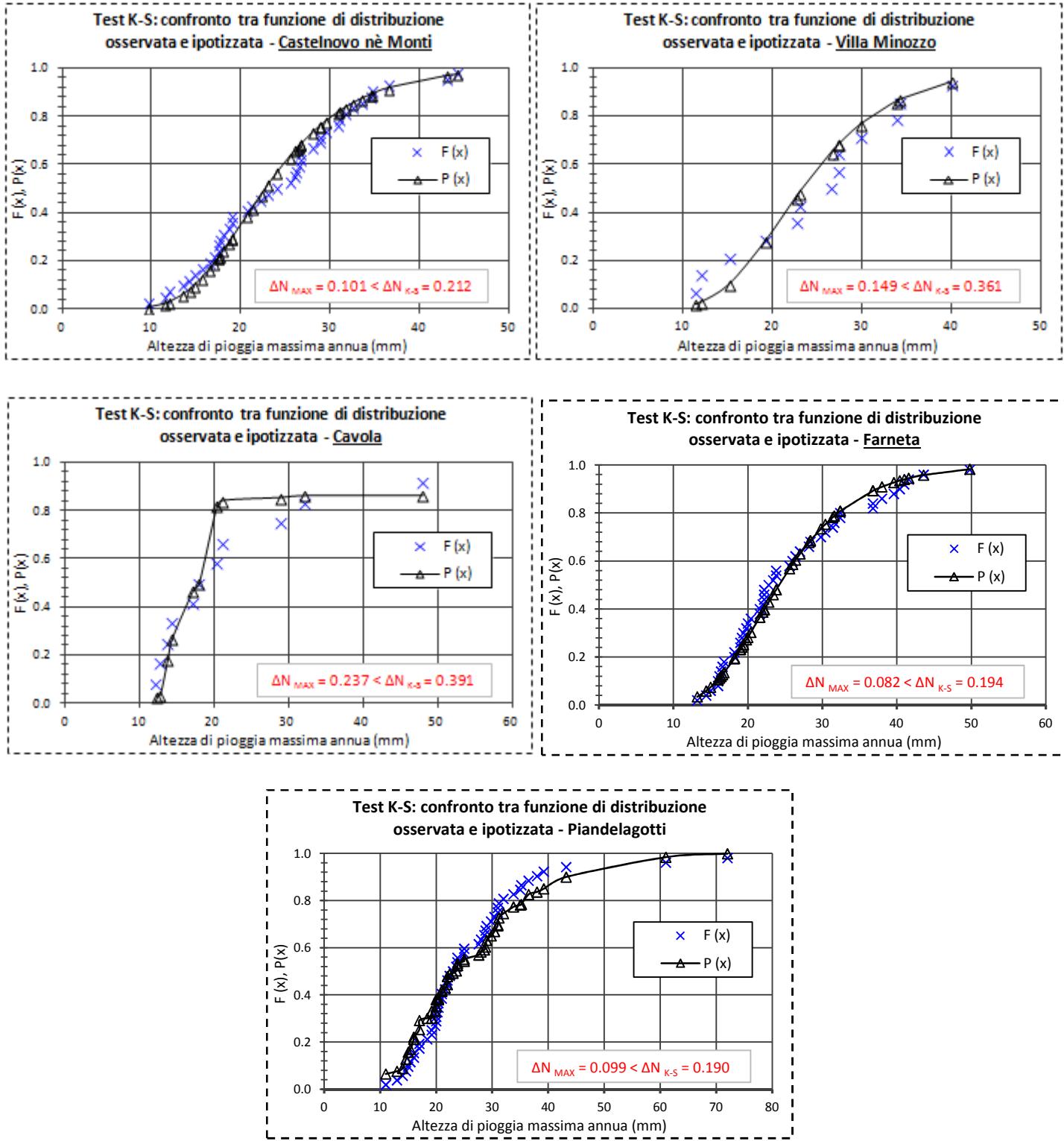


Figura 6.10. Scostamento tra la distribuzione di frequenza empirica cumulata e la distribuzione teorica ipotizzata.

Da una valutazione di tipo visivo possiamo affermare che la distribuzione Gumbel bene interpreta i dati misurati, in quanto le due dispersioni (ottenute per mezzo di un grafico a dispersione su Excel) sono simili. Nella situazione con un margine di sicurezza minore identificata nella stazione pluviografica di Ligonchio, il punto di massima distanza dalla curva ipotizzata è  $\Delta N = 0.154$ . Se poniamo un livello di incertezza pari a  $\xi = 0.05$ , le tabelle (K - S) per la curva gaussiana forniscono per  $n = 51$ , un valore  $\Delta N_{K-S} = 0.190$ ; poiché la statistica del test  $\Delta N$  è minore di questo valore, l'ipotesi fatta (campione gaussiano) può essere accettata.

#### 6.4 Progetto VAPI

Il progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia, ideato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche ha come obiettivo predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali.

Le sue principali caratteristiche sono di seguito elencate:

- modello probabilistico a doppia componente che interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte: la prima produce gli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi; la seconda produce gli eventi massimi straordinari, meno frequenti ma spesso catastrofici;
- procedura di regionalizzazione gerarchica, in cui i diversi parametri del modello probabilistico vengono valutati a scale regionali differenti, in funzione dell'ordine statistico del parametro stesso;
- individuazione di regioni idrologicamente omogenee nei riguardi della variabile idrologica di interesse: ciascuna regione è costituita da un insieme di siti caratterizzati da una distribuzione di probabilità degli eventi idrologici intensi che si può ritenere unica a meno di un fattore di scala. Il rapporto fra il valore con generico rischio di una variabile ed il valore indice (o media), detto coefficiente probabilistico di crescita, assume una legge di variazione con il rischio unica per l'intera regione;

Indicando con  $X$  il massimo annuale di una delle grandezze idrologiche di interesse, come le portate di piena al colmo  $Q$  o le altezze di pioggia di durata  $d$ ,  $h_d(d)$ , e con  $X_T$  il valore massimo di  $X$  corrispondente ad un prefissato periodo di ritorno  $T$  in anni, si può porre:

$$h(T) = K_T \times m(h_d)$$

dove:

$K_T$  : fattore probabilistico di crescita, costante su ampie aree omogenee;

$m(h_d)$  : media della distribuzione dei massimi annuali della variabile  $h_d$ .

Per una poter utilizzare la relazione sovra esposta occorre:

- identificare una sottozona omogenea (SZO);
- specificare la legge di variazione con il periodo di ritorno del coefficiente di crescita;
- stimare il valor medio della distribuzione.

Per la definizione di queste variabili si è fatto riferimento al Rapporto Regionale per i compartimenti di Bologna, Pisa, Roma e zona Emiliana del Bacino del Po, utilizzando i parametri della sottozona omogenea SZO B.

Per la specificazione della legge di variazione di  $K_T$  con il periodo di ritorno  $T$ , si farà riferimento alla espressione della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente (TCEV). Sono riportati di seguito i risultati per i diversi tempi di ritorno.

T (anni)	10	20	50	100	200	500	1000
$K_{T(1ora)}$	1.51	1.75	2.07	2.31	2.56	2.89	3.14
$K_{T(3ore)}$	1.51	1.75	2.07	2.32	2.56	2.89	3.14
$K_{T(6ore)}$	1.46	1.68	1.96	2.18	2.4	2.7	2.92
$K_{T(12ore)}$	1.47	1.68	1.97	2.19	2.41	2.71	2.94
$K_{T(24ora)}$	1.49	1.71	2.02	2.25	2.48	2.8	3.03

Tabella 6.2: Valori del coefficiente probabilistico di crescita  $K_T$  per le piogge giornaliere in funzione del periodo di ritorno  $T$

Per ottenere il valore della precipitazione indice di durata d cui fare riferimento per calcolare il valore della precipitazione di assegnata durata e tempo di ritorno per la regione in esame si propone l'utilizzo di una formulazione analoga alla classica curva di possibilità climatica del tipo:

$$m(h_d) = m(h_h) \times d^n$$

dove si è posto:

$$n = \frac{\ln[m(h_g)] - \ln[m(h_1)] - \ln r}{\ln 24}$$

in cui:

$m(h_d)$ : media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione di durata d (ore);

$m(h_g)$ : media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione giornaliera;

$m(h_1)$ : media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione in 1 ora;

$r = m(h_g) / m(h_{24}) = 0.89$  nella regione esaminata

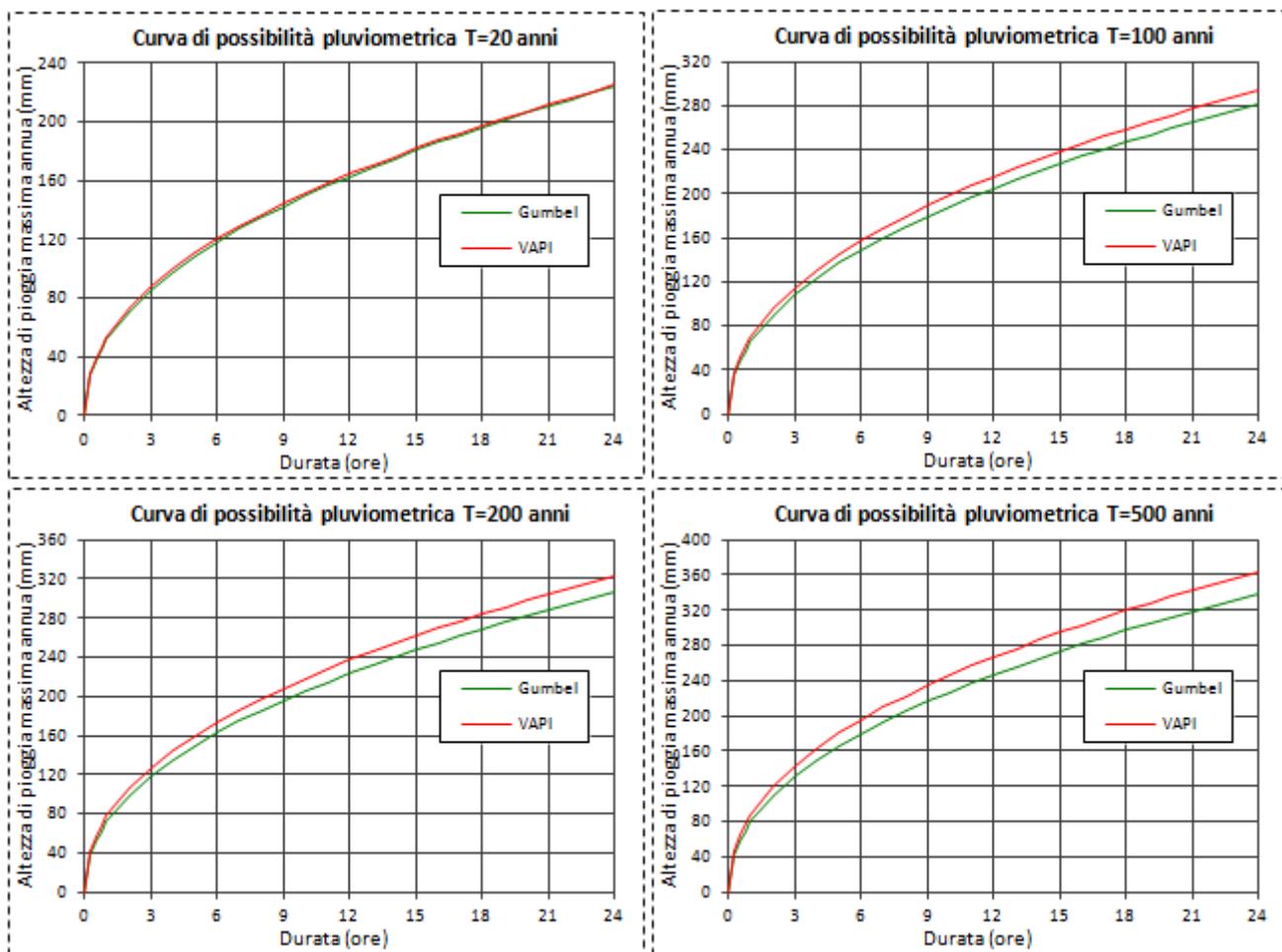


Figura 6.11. Stazione pluviografica di Ospitaletto: confronto tra la curva di possibilità pluviometrica secondo il metodo VAPI e quella stimata con la distribuzione di Gumbel

Da un confronto con i risultati ottenuti con il metodo della portata indice (VAPI), si può osservare come la differenza delle altezze massime di precipitazione per le diverse durate in funzione del tempo di ritorno stimati utilizzando la distribuzione di Gumbel, sia contenuta. In particolare per la stazione pluviografica di Ospitaletto, il  $\Delta h_d(T)$  aumenta per valori crescenti del tempo di ritorno: per  $T=500$  anni il valore di  $h_d$  stimato con il metodo VAPI risulta superiore di circa l'11% rispetto a quello ottenuto con distribuzione di Gumbel.

## 6.5 Curva di possibilità pluviometrica ragguagliata: metodo dei Topoieti

In un evento meteorico la precipitazione non è in genere uniformemente distribuita nello spazio ma è influenzata da fattori meteorologici e orografici.

Per il calcolo della curva di possibilità pluviometrica ragguagliata possono essere applicate varie metodologie. Una delle più semplici è quella che ipotizza che la precipitazione registrata in corrispondenza di una stazione sia uniforme in tutta l'area di competenza della stessa (metodo dei topoieti o dei poligoni di Thiessen).

Il metodo consiste nell'unire con segmenti le stazioni, tra loro contigue, situate all'interno del bacino o nelle sue immediate vicinanze, così da ottenere un reticolo a maglie triangolari, e nel tracciare gli assi di tali segmenti.

Si determina così per ogni stazione una figura irregolare il cui contorno è individuato da tratti degli assi dei segmenti e, eventualmente, da porzioni del perimetro del bacino.

Si assegna quindi a ogni stazione l'area del corrispondente topoieto. Il peso  $p_i$  che si attribuisce alla stazione  $i$ -esima è pari al rapporto tra l'area  $S_i$  ad essa assegnata e l'area totale  $S$  del bacino. In un prefissato intervallo temporale  $j$  l'altezza di pioggia ragguagliata  $h_j$  sul bacino si calcola quindi con l'espressione:

$$h_j = \sum_{i=1}^N p_i \times h_{i,j}$$

dove  $h_{i,j}$  è l'altezza di pioggia registrata alla stazione  $i$ -esima nel  $j$ -esimo intervallo di tempo ed  $N$  è il numero totale di stazioni.

Le aree di competenza di ciascuna stazione sono riportate nella tabella sottostante:

Stazione	Superficie [km <sup>2</sup> ]
Febbio	90
Ligonchio	51
Ospitaletto	37
Collagna	69
Castelnovo ne Monti	46
Villa Minozzo	64
Cavola	85
Farneta	140
Piandelagotti	87
Totale	669

Tabella 6.3. Bacino del fiume Secchia: stazioni pluviografiche e superfici dei relativi topoieti.

Sommando i contributi di precipitazione di tutte le stazioni pluviografiche significative, si ottiene la curva di possibilità pluviometrica del bacino idrografico considerato chiuso alla sezione di analisi.

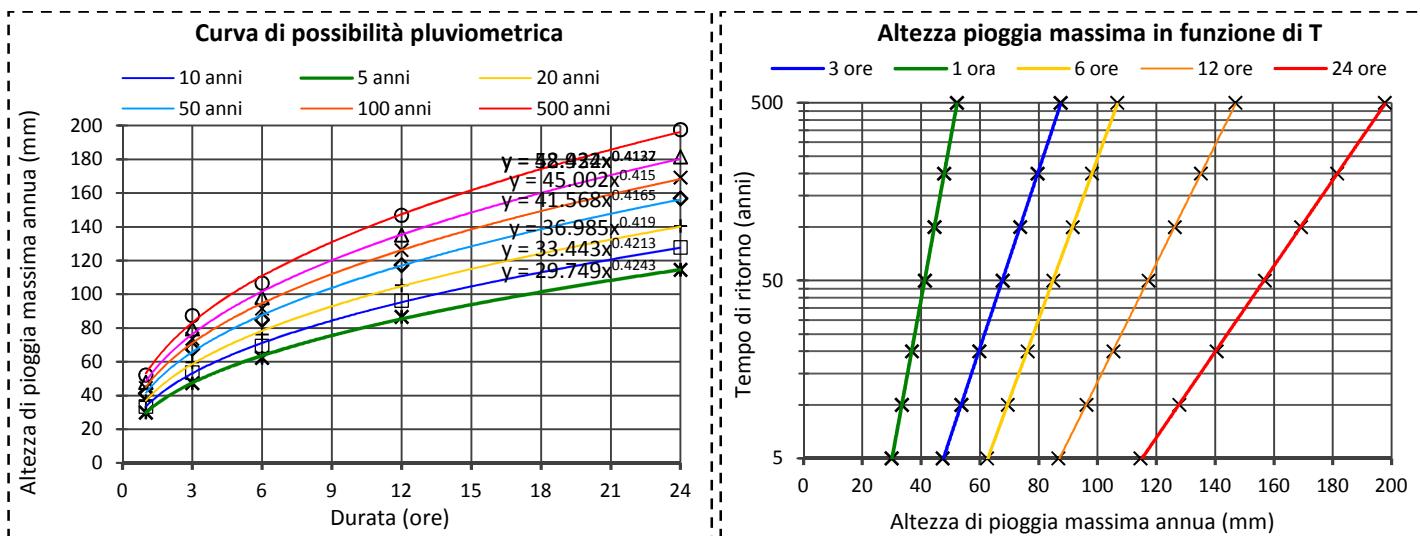


Figura 6.12. Curva di possibilità pluviometrica puntuale e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

#### 6.5.1 Altezza di precipitazione areale

Per il calcolo dell'altezza di precipitazione areale bisogna considerare che con l'aumentare della superficie, diventano non trascurabili le caratteristiche della scala di evoluzione spaziale dell'evento di pioggia e diventa necessario considerare un fattore di ragguglio areale che trasformi la stima puntuale in areale. Nell'estendere l'analisi della precipitazione misurata dal punto stazione all'area si è utilizzato il metodo proposto da Eagleson del U.S. National Weather Service nel quale il coefficiente di ragguglio  $r$ , anche detto fattore di riduzione areale ARF, è espresso nella forma seguente (Eagleson, 1972):

$$ARF = 1 - e^{(-1.1 \times d^{0.25})} + e^{(-1.1 \times d^{0.25} - 0.01 \times A)}$$

dove  $d$  è la durata espressa in ore e  $A$  è espressa in  $\text{km}^2$

La Figura mostra l'andamento del coefficiente di ragguglio con l'area per le diverse durate esaminate.

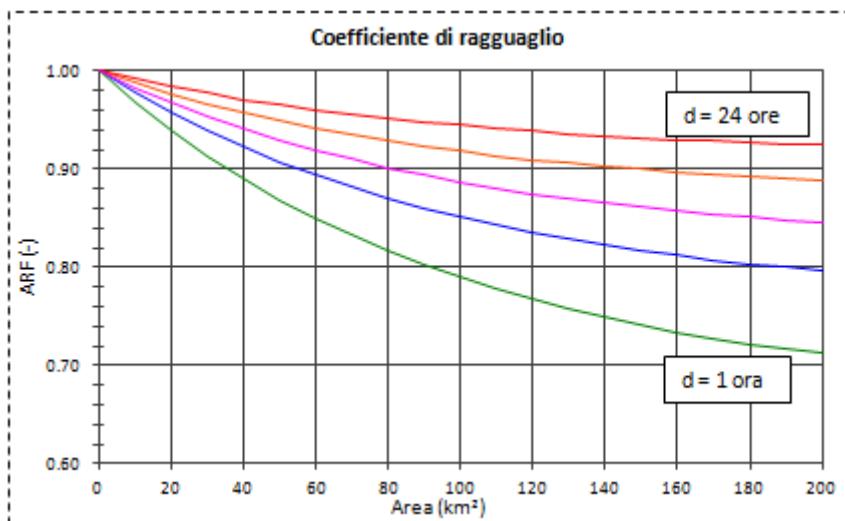


Figura 6.13. Coefficiente di ragguglio ARF in funzione dell'area per le diverse durate considerate.

La precipitazione areale di durata  $d$  (ore) relativa ad una superficie  $S$  ( $\text{km}^2$ ) si ottiene moltiplicando la corrispondente altezza di precipitazione puntuale, valutata nel baricentro del bacino considerato, per il coefficiente  $ARF(S, d)$ .

Si ottiene la nuova **curva di possibilità pluviometrica** che utilizzeremo della definizione dello ietogramma di progetto.

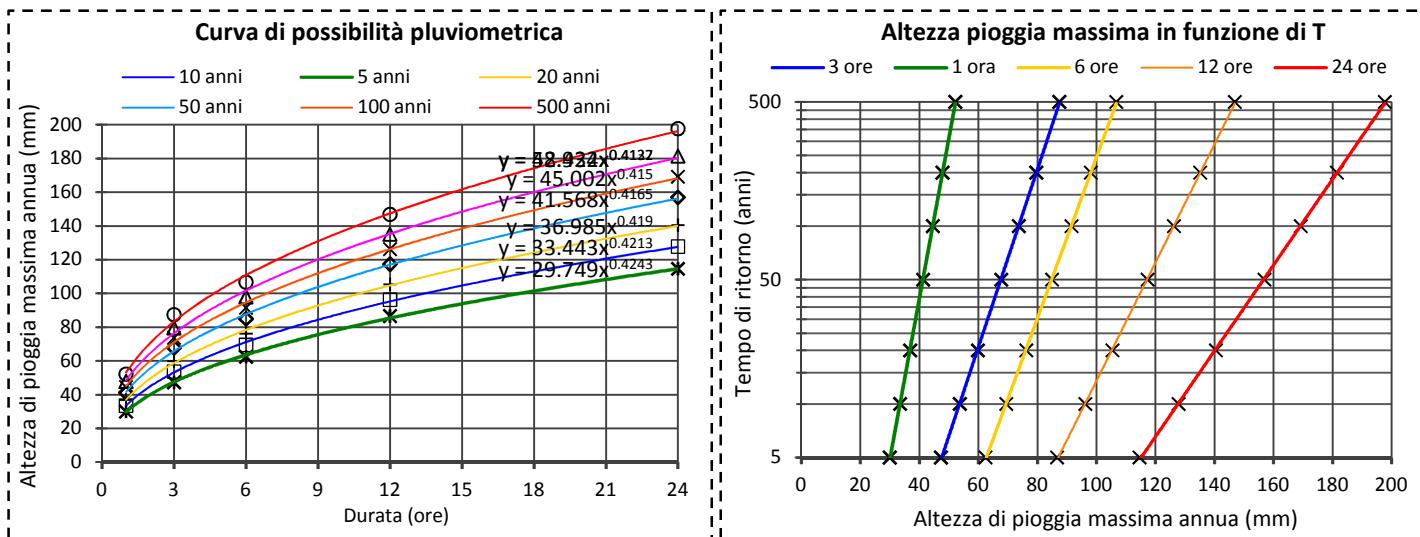


Figura 6.14. Curva di possibilità pluviometrica areale e andamento dell'altezza di pioggia massima in funzione del tempo di ritorno.

In definitiva si può affermare che **i valori dei parametri utilizzati nelle analisi successive**, in particolare nella costruzione dello istogramma di progetto sono riportati nella tabella seguente.

T = 10 anni		T = 20 anni		T = 50 anni		T = 100 anni		T = 200 anni		T = 500 anni	
a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
27.485	0.467	30.524	0.465	34.455	0.463	37.399	0.462	40.332	0.461	44.200	0.460

Tabella 6.4. Parametri della linee segnalatrici di possibilità pluviometrica per il bacino chiuso alla sezione di analisi

## 6.6 Stima del tempo di corrievazione

Il tempo di corrievazione è definito in via teorica come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale, meglio definito come l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale.

La definizione di tempo di corrievazione consente di spiegare perché la piena si verifica proprio se l'evento meteorico ha una durata almeno pari al tempo di corrievazione, dato che in questo caso tutta l'area scolante contribuisce ai fini del deflusso superficiale. Il concetto di tempo di corrievazione permette anche di giustificare perché nei piccoli bacini sono sufficienti piogge brevi per determinare eventi di piena.

Il coefficiente di deflusso tiene conto di tre fattori:

- il fattore di ragguglio  $cr$  della precipitazione alla superficie del bacino idrografico considerato;
- il fattore di trattenuta del terreno  $cd$ , funzione della capacità di assorbimento del terreno (rapporto tra l'altezza di pioggia netta  $he$  e l'altezza di pioggia totale  $h$ );
- il fattore di laminazione  $cl$ , che dipende dalla capacità di invaso sulla superficie del bacino e nel reticolo idrografico dello stesso.

In letteratura esistono diverse formule per calcolare il tempo di corrievazione.

Una formula frequentemente utilizzata in Italia è quella proposta da Giandotti:

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{A} + 1.5 \times L}{0.8 \times \sqrt{H_m - H_0}} = 8.32 \text{ ore}$$

dove:

$T_c$  [ore] tempo di corrivazione;

$A$  [ $\text{km}^2$ ] = 669 superficie del bacino;

$L$  [km] = 41.8 lunghezza del percorso idraulicamente più lungo;

$H_m$  [m] = 909 quota media del bacino;

$H_0$  [m] = 285 quota della sezione di chiusura del bacino;

La espressione appena descritta è ottimale per bacini di superficie compresa tra 170 e 70000  $\text{km}^2$ , come nel caso in oggetto.

Altre formule utilizzate per i bacini di montagna e di collina sono:

– Pezzoli

$$T_c = 0.055 \times \frac{L}{\sqrt{i_m}} = \mathbf{21.92 \text{ ore}}$$

con:

$L$  [km] lunghezza del percorso idraulicamente più lungo;

$i_m$  [-] pendenza media dell'asta principale.

– Ventura

$$T_c = 0.127 \times \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{i_m}} = \mathbf{31.32 \text{ ore}}$$

con:

$A$  [ $\text{km}^2$ ] superficie del bacino;

$i_m$  [-] pendenza media dell'asta principale.

– Pasini

$$T_c = \frac{24 \times 0.045 \times \sqrt[3]{A \times L}}{\sqrt{i_m \times 100}} = \mathbf{31.25 \text{ ore}}$$

con:

$L$  [km] lunghezza del percorso idraulicamente più lungo;

$A$  [ $\text{km}^2$ ] superficie del bacino;

$i_m$  [-] pendenza media dell'asta principale.

– Kirpich

$$T_c = \frac{0.95 \times L^{1.155}}{(H_{\text{MAX}} - H_{\text{MIN}})^{0.385}} = \mathbf{4.01 \text{ ore}}$$

con:

$L$  [km] lunghezza del percorso idraulicamente più lungo;

$H_{\text{MAX}} - H_{\text{MIN}}$  = dislivello tra la quota massima del bacino e quella della sezione di chiusura espresso in metri.

– Puglisi

$$T_c = 6 \times L^{\frac{2}{3}} \times (H_{\text{MAX}} - H_{\text{MIN}})^{-\frac{1}{3}} = \mathbf{6.02 \text{ ore}}$$

con:

$L$  [km] lunghezza del percorso idraulicamente più lungo;

$H_{\text{MAX}} - H_{\text{MIN}}$  = dislivello tra la quota massima del bacino e quella della sezione di chiusura espresso in metri.

– Viparelli (ipotesi di velocità media di deflusso pari a 1 m/s)

$$T_c = \frac{L}{3.6} = 11.61 \text{ ore}$$

con:

L [km] lunghezza del percorso idraulicamente più lungo;

Per la stima del tempo di corriavazione del bacino del fiume Secchia alla sezione di chiusura di analisi, si considerano le formule empiriche sopra elencate che si adattano al contesto in esame:

Formule di calcolo	Tempo di corriavazione $T_c$ (ore)
Giandotti	8.32
Pezzoli	21.92
Ventura	31.32
Pasini	31.25
Kirpich	4.01
Puglisi	6.02
Viparelli	11.62

Per i successivi calcoli degli ideogrammi di piena si è assunto il valore medio delle diverse stime, per cui il tempo di corriavazione utilizzato nei calcoli è circa pari a  $T_c = 16$  ore.

#### 6.6.1 Pendenza media dell'asta principale

La pendenza media dell'asta principale  $i_m$  può essere definita come coefficiente angolare della retta di compenso tracciata sul profilo longitudinale dell'asta.

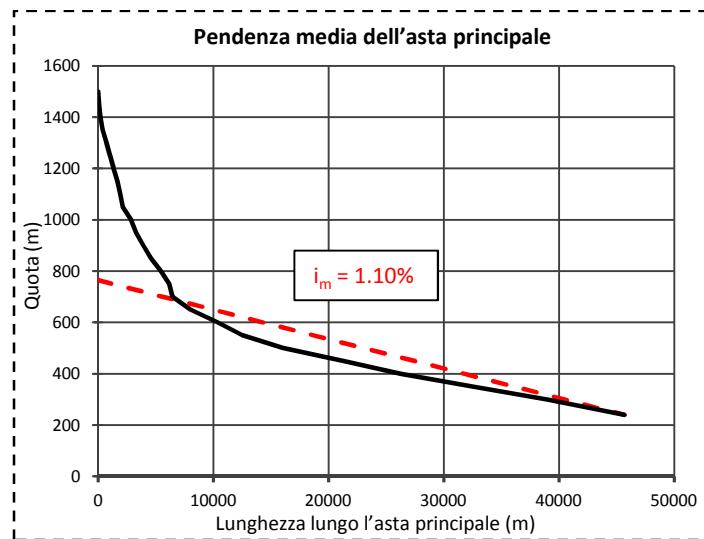


Figura 6.15. Pendenza media dell'asta principale alla sezione di chiusura di analisi

Nel caso in oggetto la pendenza media dell'asta principale calcolata rispetto alla sezione di chiusura del bacino idrografico in esame, risulta essere pari a  $i_m = 0.011$ .

## 6.7 Caratterizzazione del coefficiente di deflusso

La stima del coefficiente di deflusso è estremamente difficile e costituisce il maggiore elemento di incertezza nella valutazione della portata. Il parametro tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia

## 6.8 Individuazione della pioggia netta: metodo SCS-CN

Il metodo proposto dal Soil Conservation Service (1972), noto con il temine inglese di Curve Number, permette di determinare il deflusso diretto o pioggia efficace ( $P_e$ ) cioè la frazione della pioggia totale ( $P$ ) che direttamente e in maniera preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena; esso viene considerato come uno dei più importanti modelli non deterministici utilizzabile per la stima dei deflussi superficiali.

Il metodo SCS considera la seguente equazione di continuità ai fini del bilancio idrologico:

$$P(t) = P_e(t) + I_a + S(t) \quad P \geq I_a$$

dove  $P$  (mm) è la precipitazione cumulata fino all'istante  $t$ ,  $P_e$  (mm) il volume specifico di pioggia efficace (netta) fino al medesimo istante,  $I_a$  (mm) le cosiddette "perdite iniziali (Initial abstraction)" ed  $S$  il volume specifico "perso" fino all'istante  $t$  essenzialmente per effetto dell'infiltrazione.

Il metodo del Soil Conservation Service ipotizza che sussista una relazione di proporzionalità del tipo:

$$\frac{S(t)}{S_\infty} = \frac{P_e(t)}{P(t) - I_a} \quad P \geq I_a$$

dove  $S_\infty$  (mm) è il volume specifico massimo immagazzinabile nel terreno a saturazione.

Il fattore iniziale di ritenzione ( $I_a$ ) include tutte quelle perdite prima dell'inizio del runoff, e include l'acqua ritenute in depressioni naturali, quella trattenuta dalla vegetazione, evaporazione e infiltrazioni.

Secondo il Soil Conservation Service si può assumere:

$$I_a = 0.2 \times S_\infty$$

Da cui si ricavano le espressioni per il calcolo del runoff:

$$P_e(t) = 0 \quad P < 0.2 \times S_\infty$$

$$P_e(t) = \frac{[P(t) - 0.2 \times S_\infty]^2}{P(t) + 0.8 \times S_\infty} \quad P \geq 0.2 \times S_\infty$$

che dipende solo dal parametro  $S_\infty$ . Esso, a sua volta, può essere stimato attraverso la relazione:

$$S_\infty = 25.4 \times \left[ \frac{1000}{CN} - 10 \right] \quad (S_\infty \text{ in mm})$$

che riconduce il calcolo al valore CN, detto Curve Number, "normalizzato" nel range  $0 < CN \leq 100$ . CN=100 corrisponde ad un bacino totalmente impermeabile, mentre  $CN \rightarrow 0+$  corrisponde ad un bacino completamente permeabile ( $S_\infty \rightarrow \infty$ ).

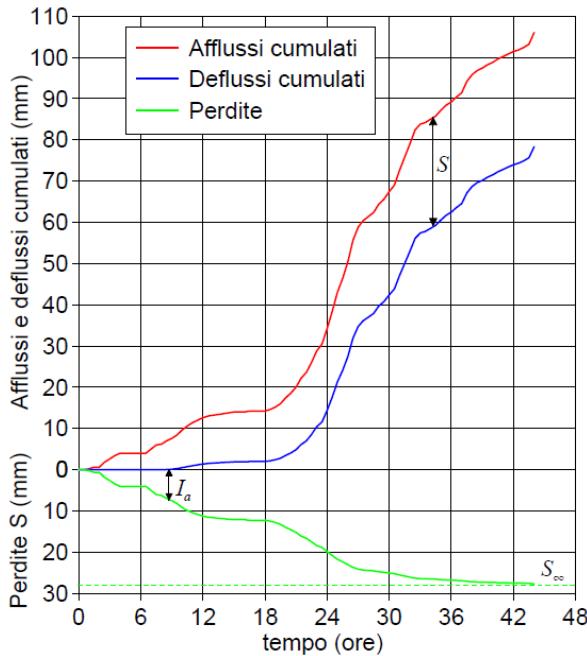


Figura 6.16. Andamento nel tempo degli afflussi cumulati totali, efficaci e volumi persi

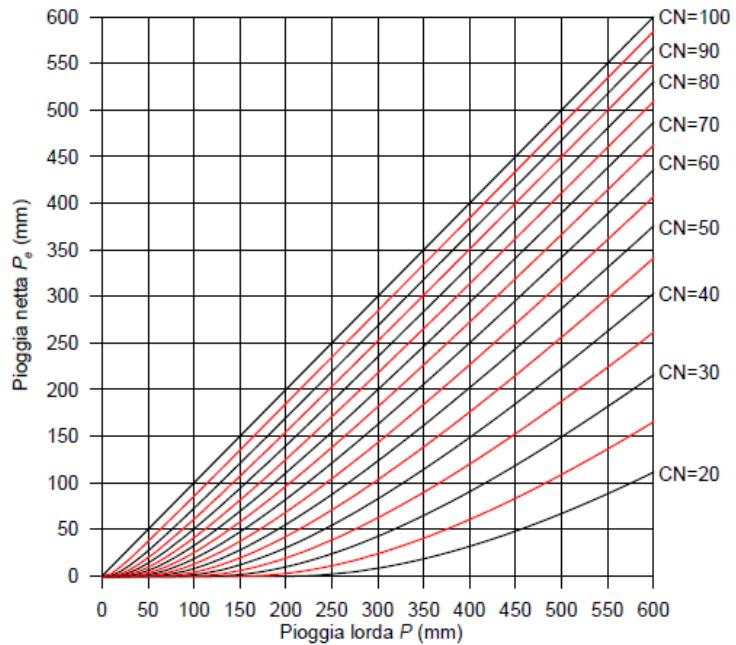


Figura 6.17. Curve di Runoff per differenti valori di CN secondo il metodo S.C.S.

## 6.9 Determinazione degli ietogrammi di progetto

Per ietogramma si intende una relazione che mostra una possibile distribuzione temporale della precipitazione.

Esso schematizza, in modo più o meno complesso, in maniera univoca e riproducibile, la distribuzione temporale delle precipitazioni durante un fenomeno di pioggia.

Gli ietogrammi si distinguono tra ietogrammi lordi e ietogrammi netti di progetto.

Gli ietogrammi lordi non tengono conto del fatto che una parte della pioggia caduta non giunge alla sezione di chiusura, in quanto parte di essa si infiltra nel terreno, un'altra parte è intercettata dalle piante che con il loro apparato fogliare ne intercettano una certa aliquota. Il volume definito dallo ietogramma delle piogge osservate (o piogge lorde) è in genere superiore al volume dei deflussi superficiale e ipodermico.

Per tale motivo si procede poi al calcolo delle altezze di pioggia netta, ovvero quella quantità d'acqua piovuta che effettivamente alimenta il nostro corso d'acqua, da cui si ricava lo ietogramma netto di progetto.

Lo ietogramma di progetto inoltre può rappresentare un evento realmente osservato o un evento artificiale, di assegnata rarità.

Si è quindi proceduto in questo modo:

1. si sono individuati gli eventi di poggia più intensi (riportati nel capitolo "Reperimento dati"), reperiti i valori di altezza di pioggia oraria, i livelli idrometrici da cui ricavare le portate orarie con l'utilizzo di scale delle portate per la sezione in esame definite negli annali idrologici;
2. separazione della componente di scorrimento superficiale (ed ipodermico) da quella di deflusso profondo. A tal proposito si è deciso di operare adottando un metodo empirico che prevede la separazione con una retta congiungente i punti sull'idrogramma corrispondenti, rispettivamente, all'inizio del ramo di concentrazione e all'inizio del ramo di esaurimento;
3. individuazione dello ietogramma netto naturale per ciascun evento. La procedura utilizzata è rappresentata dal metodo SCS-CN. Per il bacino e l'evento in esame il valore di  $S_{\infty}$  (e quindi di CN) può essere calcolato imponendo l'uguaglianza del volume di pioggia netta con quello del deflusso superficiale  $V_s$ :

$$V_s = S \times P_e(t_{fin}) = \frac{[P(t) - 0.2 \times S_\infty]^2}{P(t) + 0.8 \times S_\infty}$$

In pratica, anziché risolvere l'equazione di secondo grado nell'incognita  $S_\infty$  conviene ipotizzare un valore di CN da cui dedurre dalla il valore  $S_\infty$  e verificare che il valore di CN assunto soddisfi l'equazione.

Ciò permette di sfruttare l'informazione idrologica realmente osservata.

4. Sulla base dei risultati ottenuti si definisce un valore congruo del coefficiente di deflusso superficiale Cdf, da utilizzare nella costruzione degli ietogrammi netti di progetto artificiali che utilizzeremo nelle verifiche, cioè quelli che in funzione del tempo di ritorno definiscono una distribuzione delle precipitazioni per le diverse durate di pioggia.

#### 6.9.1 Ietogramma Naturale

Si riportano di seguito gli ietogrammi naturali per gli eventi di riferimento, con i relativi valori di CN,  $S_\infty$  e Cdf massimo.

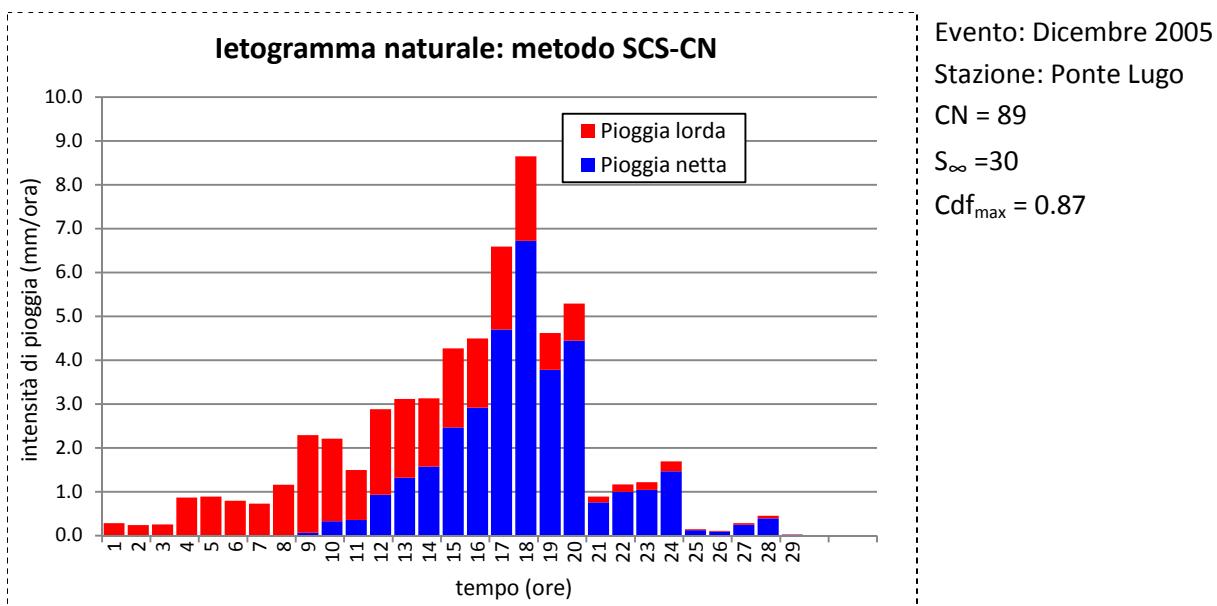


Figura 6.18. Individuazione della pioggia netta: metodo SCS-CN

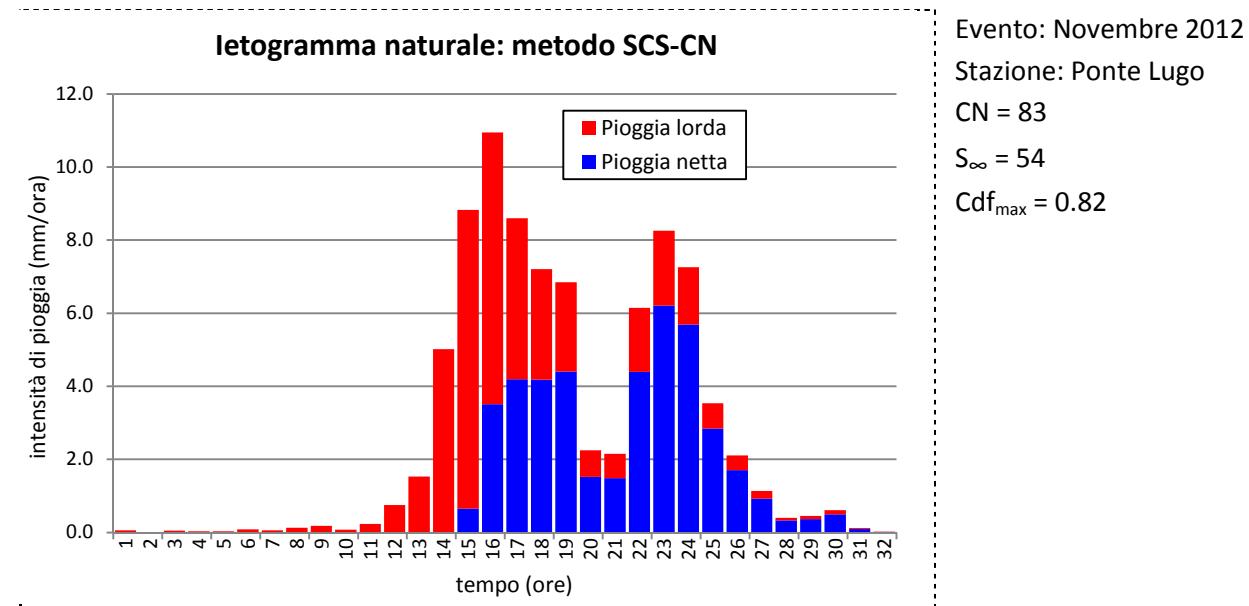


Figura 6.19. Individuazione della pioggia netta: metodo SCS-CN

### 6.9.2 Ietogrammi artificiali netti di progetto

Lo ietogramma di progetto è definito da tre caratteristiche:

- la durata dell'evento;
- il volume totale di pioggia;
- la distribuzione della pioggia durante l'evento.

La durata dell'evento di progetto si pone pari alla durata critica, poiché ad essa corrisponde il massimo valore della portata di piena. A tal proposito, utilizzando le consuete relazioni viste nei capitoli precedenti, è stato calcolato il tempo di corrievazione medio del bacino del Secchia chiuso nella sezione di analisi ( $669 \text{ km}^2$ ) ottenendo un valore pari a 16 ore, riportato nella tabella seguente.

Il volume totale di pioggia depurata dalla componente di deflusso profondo, si ricava dalla curva di probabilità pluviometrica, precedentemente calcolata.

La distribuzione della pioggia all'interno dell'evento, descritta dalla forma dello ietogramma, che influenza sulle caratteristiche dell'onda di piena ed in particolare sul valore della portata massima, è stata assunta quella che, tra le distribuzioni possibili, determina la situazione più gravosa, ossia lo istogramma di Chicago. Esso è definito in modo tale che l'intensità media della precipitazione da esso descritta è congruente per ogni durata con quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica.

In accordo con le precedenti valutazioni pertanto i vari ietogrammi di progetto per i diversi tempi di ritorno sono stati calcolati in corrispondenza ad una durata di 10 ore ritenuta significativa.

Area [ $\text{km}^2$ ]	L'asta [km]	Durata critica [ore]	Cdf
669	41.8	16	0.87

Tabella 6.5. Parametri utilizzati per la costruzione degli istogrammi di progetto

Si riportano di seguito gli ietogrammi così definiti per i tempi di ritorno che utilizzeremo nelle successive verifiche idrauliche.

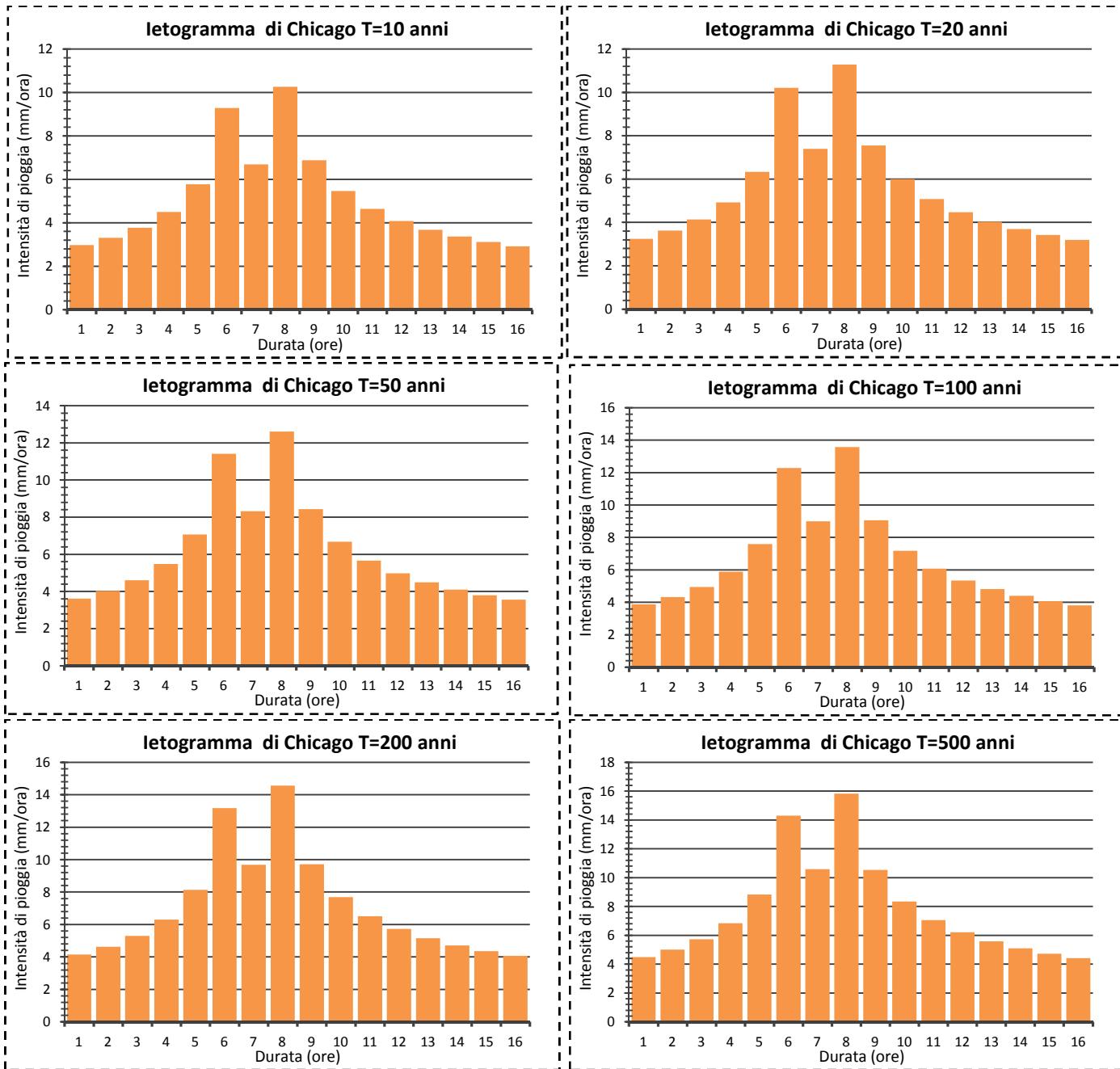


Figura 6.20. Ietogrammi netti di progetto per i vari tempi di ritorno considerati

Sono state inoltre condotte delle simulazioni nella sezione medesima, considerando diverse durate critiche di precipitazioni e si è constatato che la massima portata al colmo di piena si ottiene per la durata di 16 ore. Infatti per durate maggiori, l'idrogramma di piena si appiattisce sull'orizzontale determinando valori di portate di colmo minori.

## 7 DETERMINAZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PROGETTO E STIMA DELLA PORTATA MASSIMA

Per determinare la portata di massima piena da smaltire occorre valutare con grande cautela tutti i diversi elementi meteorologici e idrologici che interessano il bacino imbrifero in studio.

Si può affermare che la previsione delle massime portate di piena è un problema assai complesso essendo in gioco molteplici fattori, sia statici, sia dinamici, di difficile determinazione. Per esempio, l'impossibilità di osservare le modificazioni di una sezione trasversale, durante un evento di piena, e le scarse conoscenze sul

movimento dei materiali grossolani sul fondo dell'alveo possono portare ad errori nel calcolo della sezione liquida e ad una errata valutazione delle ostruzioni temporanee provocate dal trasporto di legname e di altri detriti di grandi dimensioni.

I valori morfometrici e il tempo di corrievole sono ritenuti costanti per le varie sezioni verificate.

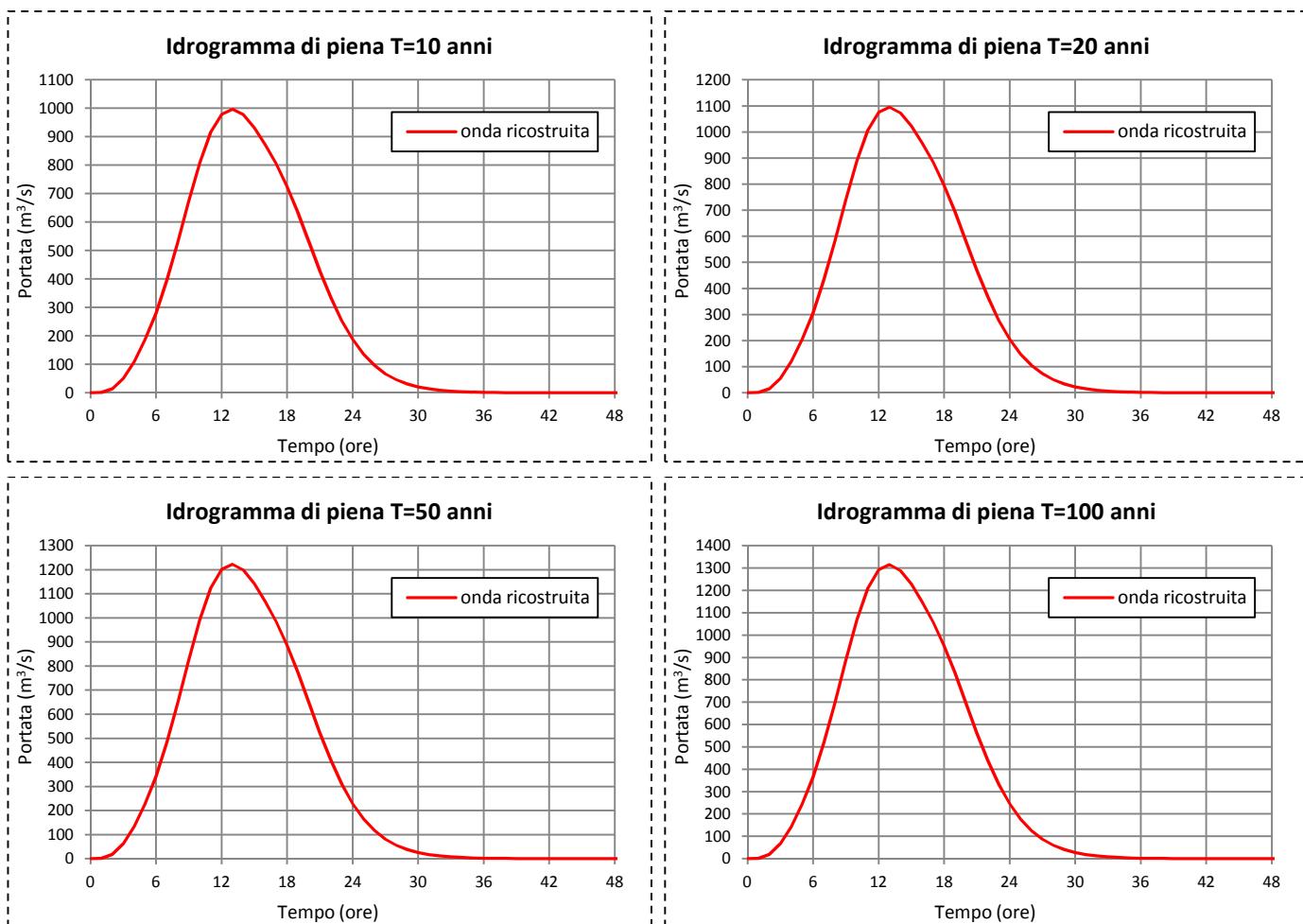
I modelli di formazione dei deflussi si propongono di fornire una descrizione matematica dei processi idrologici che si svolgono nel bacino idrografico, considerandolo come un sistema (sistema prototipo) soggetto ad un ingresso, l'intensità di pioggia, e ad un'uscita (o risposta) rappresentata dall'andamento della portata nel tempo  $q(t)$  defluente attraverso la sezione di chiusura.

Primo passo è quello di definire l'Idrogramma Unitario Istantaneo (Instantaneous Unit Hydrograph, IUH). Esso rappresenta la risposta del sistema ad un ingresso impulsivo di valore unitario.

Noto l'IUH e lo ietogramma di progetto, applicano l'integrale di convoluzione calcolato rispetto all'intervallo di tempo desiderato è possibile determinare l'Idrogramma di piena ed in particolare il suo valore massimo.

Nel caso in oggetto per la definizione dell'Idrogramma Unitario Istantaneo è stato utilizzato il Modello di Nash, che assimilano il comportamento del bacino, limitatamente ai fenomeni di scorrimento superficiale, a quello di più serbatoi in serie (Modello di Nash).

Nel diagramma seguente si riporta l'andamento degli idrogrammi per i diversi tempi di ritorno e durata di precipitazione di 16 ore.



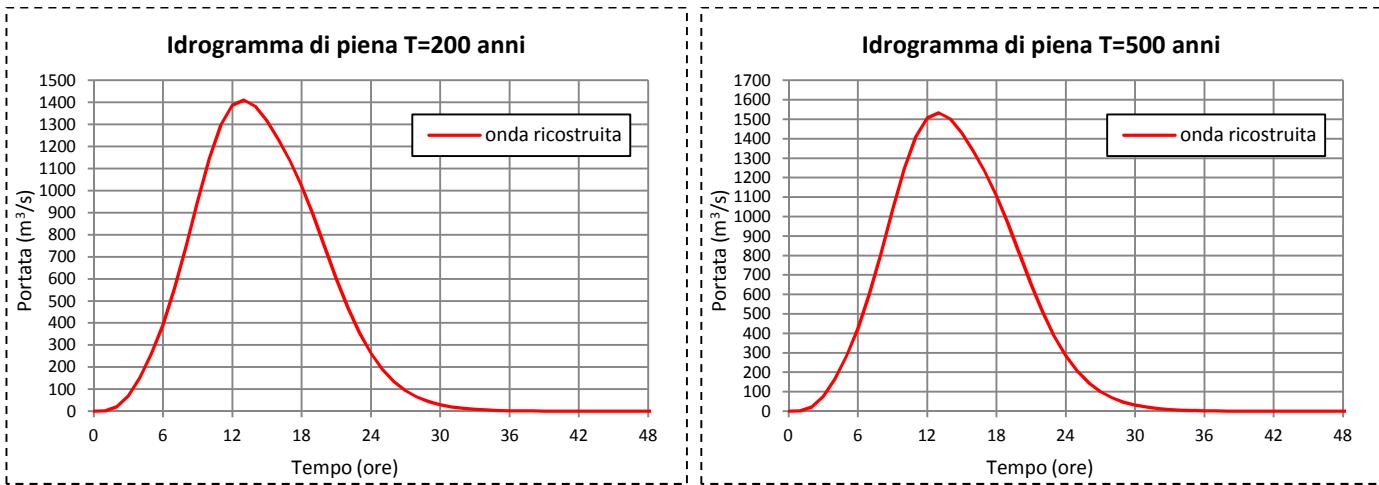


Figura 7.1. Idrogrammi di progetto calcolato con il modello di Nash

La tabella seguente riporta una sintesi dei valori di portata al colmo nella sezione di analisi calcolata con il modello di afflusso-deflusso di Nash.

Q <sub>T</sub> [m <sup>3</sup> /s]					
T=10	T=20	T=50	T=100	T=200	T=500
996.1	1094.7	1222.7	1315.4	1410.9	1532.7

Tabella 7.1. Portate al colmo con modello trasformazione afflussi-deflussi

## 8 SINTESI DEI RISULTATI IDROLOGICI

I valori così ottenuti, calcolati sul bacino chiuso in corrispondenza della confluenza del Fiume Secchia con il torrente Dolo (a monte di circa 0.5 km dall'area di analisi), sono stati messi a confronto con i dati riportati nella Relazione Generale del PTCP 2010 al capitolo 4.2 "Il dissesto idrogeologico e idraulico".

Lo studio è stato condotto secondo le procedure previste dal PAI (Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica) mediante la determinazione delle portate di piena con l'utilizzo del metodo razionale. Inoltre sono stati determinate le portate al colmo utilizzando le metodologie sviluppate nell'ambito del "Progetto speciale Valutazione delle Piene (VAPI)".

Di seguito vengono sinteticamente elencati i valori ottenuti mediante l'applicazione delle metodologie elencate fino a qui:

Metodo	Sezione	Q <sub>T</sub> [m <sup>3</sup> /s]					
		T=10	T=20	T=50	T=100	T=200	T=500
Razionale	Conf.Dolo	-	1048.9	-	1321.8	1438.8	1592.8
Progetto VAPI	Conf.Dolo	877.0	993.2	1144.2	1260.4	1376.5	1527.5
Nash	Conf.Dolo	996.1	1094.7	1222.7	1315.4	1410.9	1532.7

Tabella 8.1. Risultati ottenuti e confronto: portate al colmo

I valori determinati nel presente studio con l'ausilio dei modelli di trasformazione afflussi-deflussi con taratura effettuata sulla base di recenti eventi di piena, sono in linea sia con quanto assunto in sede PAI per le verifiche idrauliche mediante la formula razionale, sia con i risultati del metodo di regionalizzazione introdotto dal progetto VAPI.

Da un'analisi della tabella, possiamo notare che i valori di portata al colmo stimati con il modello di Nash risultano prossimi a quelli ottenuti con il metodo Razionale (scostamento maggiore pari al 5%).

Possiamo quindi ritenere adeguata la metodologia utilizzata per la determinazione delle onde di piena di progetto.

Nelle successive verifiche idrauliche si farà riferimento ai valori di portata derivati dalle analisi idrologiche secondo le procedure previste dal PAI mediante l'applicazione del metodo razionale.

### 8.1 Caratteristiche geometriche del tratto esaminato

Il tratto di corso d'acqua d'interesse è stato oggetto di rilievi topografici necessari alla determinazione delle caratteristiche geometriche dell'alveo, sulla base delle quali sono state fatte le valutazioni idrauliche sulle condizioni di deflusso.

Complessivamente il tratto è descritto da 12 sezioni trasversali (vedi Tavola allegata).

Le sezioni sono rappresentate nella documentazione grafica allegata e sono state utilizzate per la costruzione del modello geometrico del corso d'acqua, impiegato nella simulazione idraulica.

### 8.2 Portate di verifica

Le portate di piena che si utilizzeranno nelle verifiche idrauliche calcolate per il bacino chiuso alla confluenza del torrente Dolo, immediatamente a monte del tratto in esame, sono elencate nella tabella di seguito riportata, per tempi di ritorno di 10, 20, 100, 200 e 500 anni.

Sezione	Q10 [m <sup>3</sup> /s]	Q20 [m <sup>3</sup> /s]	Q100 [m <sup>3</sup> /s]	Q200 [m <sup>3</sup> /s]	Q500 [m <sup>3</sup> /s]
Sez.di analisi	880	1.050	1.322	1.440	1.593

Tabella 8.2. Valori di portate di piena per tempo di ritorno assegnato.

## 9 MODELLAZIONE IDRAULICA

Le verifiche idrauliche sono state condotte allo scopo di verificare la compatibilità idraulica dell'intervento con le dinamiche del deflusso di piena e a monte e a valle dello stesso.

In questo capitolo vengono illustrati i risultati delle simulazioni idrauliche realizzate sul fiume Secchia in corrispondenza dell'area in esame, implementando il modello tra le sezioni rilevate secondo la numerazione riportata negli allegati grafici.

### 9.1 Assetto morfologico ed idraulico

Il bacino del Secchia ha una superficie complessiva alla confluenza di circa 2.090 km<sup>2</sup> (3% della superficie dell'intero bacino del Po), di cui il 57% in ambito montano.

Il fiume Secchia nasce dall'Alpe di Succiso, a quota 2.017 m s.l.m., ai confini tra le Province di Reggio Emilia e Massa Carrara, e confluisce in Po dopo un percorso di 172 km. Il corso d'acqua scende dai contrafforti dell'Appennino sino quasi al ponte della SS 63 del Cerreto con un alveo molto ampio; successivamente si incassa in una profonda gola nelle stratificazioni arenacee, "gli Schiocchi", e riceve in destra i torrenti Riarbero e Ozola e in sinistra il torrente Biola.

Dalla confluenza del torrente Ozola fino a quella del torrente Secchiello, l'alveo scorre tra pareti quasi verticali di anidride, formazione triassica. Dopo la confluenza, in destra, del Secchiello riceve nuovamente in destra i torrenti Dolo e, in prossimità della volta di Saltino, il Rossenna.

Dopo successivi allargamenti e restringimenti, il corso d'acqua a Sassuolo sbocca in pianura e dopo aver ricevuto in destra il torrente Fossa di Spezzano e in sinistra il torrente Tresinaro, l'andamento del corso d'acqua diventa meandrizzato con alveo pensile fino alla confluenza in Po, in prossimità di Mirasole.

Nelle parti alte del bacino il Secchia è totalmente compreso nella Provincia di Reggio Emilia. L'area di cava in esame è collocata in sponda sinistra idrografica del Fiume Secchia, immediatamente a valle della confluenza con il Torrente Dolo-Dragone, nei pressi della località Cà di Paccia in Comune di Baiso in prossimità della strada SP486R. L'area si trova a circa 3 km a monte rispetto al Ponte di Lugo.

## 9.2 Geometria dell'alveo

Per l'implementazione del modello di calcolo è stata eseguita una ricostruzione geometrica dell'asta fluviale del tratto in esame, utilizzando i rilievi topografici descritti precedentemente.

Le sezioni sono state implementate mediante l'attribuzione di un numero d'ordine, crescente da valle verso monte, e di una distanza progressiva, assunta sulla base dell'ascissa curvilinea dell'asse fluviale.

Alla prima sezione di calcolo utilizzata per le elaborazioni, la numero 00 (interpolata 400 m a monte della sezione 01 rilevata), è stata assegnata la progressiva 0,00 m. L'ultima sezione, la numero 30 (interpolata di valle), è posta 100 metri a valle della sezione n.30 ultima rilevata a disposizione ed è alla progressiva 1.250 m.

Si rimanda alle tavole allegate per la visione della rappresentazione grafica planimetrica delle sezioni trasversali del tratto di corso d'acqua in esame.

## 9.3 Condizioni al contorno

Il modello idraulico è stato impiegato, in condizioni di moto stazionario, nella simulazione di assegnate portate di piena.

Nello schema di calcolo in moto stazionario, il modello ha la possibilità di utilizzare diverse condizioni al contorno, da definirsi nelle sezioni estreme del tronco in esame, fra le quali:

- Valore costante del livello idrico o della portata;
- Relazione fra le due variabili, livello e portata.

Nel caso in esame, come condizione al contorno nella sezione di calcolo di monte (sez. 00) è stato inserito un valore di portata costante; per la condizione di valle (sez. 30a) si è assunta la pendenza di moto uniforme.

I valori di portata adottati, per la simulazione del moto, sono quelli determinati dei lavori citati e per i tempi di ritorno compresi tra 10 e 500 anni.

## 9.4 Programma di calcolo HEC-RAS

La determinazione del profilo idraulico per i diversi valori di portata di riferimento è stata eseguita, nell'ipotesi di condizioni di moto stazionario, mediante l'impiego del codice di calcolo HEC-RAS.

Questo software, creato dall'U.S. Army Corps of Engineers, permette il calcolo del profilo del pelo libero nel caso di moto stazionario (STEADY FLOW) e non stazionario (UNSTEADY FLOW), applicandolo ad un PROJECT costituito dell'insieme dei dati che caratterizzano un sistema idrografico (geometria, scabrezza, dati di portata).

Il programma di calcolo opera in modo monodimensionale gradualmente vario in corsi d'acqua naturali o in canali integrando le equazioni generali del moto secondo lo Standard Step Method.

Le ipotesi che stanno alla base del modello sono:

- il moto è stazionario;
- il moto è gradualmente variato;
- il moto è monodimensionale, ovvero sono trascurate le componenti della velocità in direzioni diverse da quelle del moto;
- le pendenze dell'alveo tra le diverse sezioni sono inferiori al 10%;
- quote di arginatura fisse lungo il tratto considerato.

Il modello determina le quote della superficie idrica in un tratto d'alveo individuato da due sezioni mediante la risoluzione, tramite interazioni successive delle equazioni di conservazione dell'energia e delle perdite di carico:

$$W S_2 + A_2 \frac{V_2^2}{2 G} = W S_1 + A_1 \frac{V_1^2}{2 G} + H E$$

$$L I + C \left[ A_2 \frac{V_2^2}{2 G} - A_1 \frac{V_1^2}{2 G} \right]$$

Dove:

$W S_1, W S_2$  : livelli idrici nelle sezioni, alle estremità del tratto considerato;

$V_1, V_2$  : velocità medie nelle sezioni, alle estremità del tratto considerato;

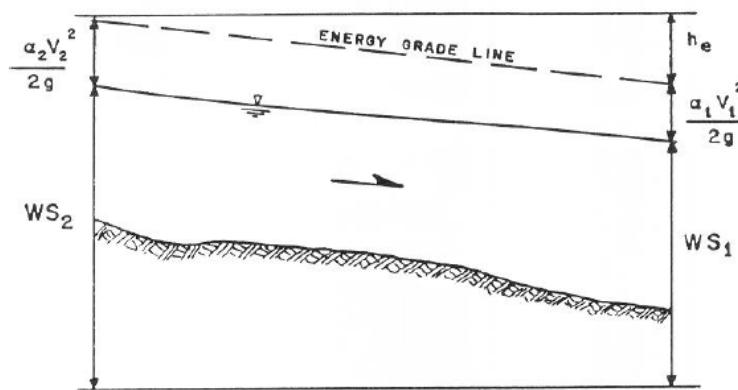
$A_1, A_2$  : coefficienti di correzione dell'energia cinetica nelle sezioni;

$H E$  : perdite di carico totale nel tratto considerato;

$L$  distanza del tratto considerato, tra due sezioni;

$C$  coefficiente di perdita per espansione o contrazione della vena fluida;

$I$  pendenza del tratto considerato.



In HEC-RAS, perché sia possibile calcolare la trasmissione totale e il coefficiente della velocità per una sezione, il flusso viene diviso nelle golene (LOB e ROB) e nel canale principale (CHANNEL), a questi si associano dei valori diversi per il coefficiente di scabrezza nella casella "Manning's n Values".

Le perdite di carico distribuite vengono valutate tramite la formula precedente e attraverso i coefficienti di Manning, riportati nella tabella seguente, i quali dipendono dalla scabrezza dei granuli e misurano la resistenza al moto, da parte del flusso idrico, negli alvei.

$$\text{Coefficiente di Manning: } v = \left( \frac{1}{n} \right) \times R^{2/3} \times i^{0.5}$$

Dove:

$v$ : velocità media della corrente (m/s):

$R$ : raggio idraulico (m):

$i$ : pendenza di fondo (m/m):

$n$ : coefficiente di scabrezza di Manning.

Per determinare  $n$  per l'alveo inciso:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

Dove:

$n_0$ : materiale costituente l'alveo;

- $n_1$ : irregolarità della superficie della sezione;  
 $n_2$ : variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale;  
 $n_3$ : effetto relativo alle ostruzioni;  
 $n_4$ : effetto della vegetazione;  
 $m_5$ : grado di sinuosità dell'alveo.

Condizioni del corso d'acqua		Valori del coefficiente	
Materiale d'alveo	sabbie e limi	$n_0$	0.020
	ghiaie e sabbie		0.024
	ciottoli e sabbie		0.028
	roccia		0.025
Forma della sezione trasversale	regolare	$n_1$	0.000
	abbastanza regolare		0.005
	moderatamente irregolare		0.010
	molto irregolare		0.020
Grado di uniformità longitudinale	variazioni graduali	$n_2$	0.000
	saltuarie strettoie e varici		0.005
	frequenti cambi di sezione		0.010 ÷ 0.015
Effetto delle ostruzioni	trascutabile	$n_3$	0.000
	poco importante		0.010 ÷ 0.015
	apprezzabile		0.020 ÷ 0.030
	forte		0.040 ÷ 0.060
Vegetazione	scarsa	$n_4$	0.005 ÷ 0.010
	media		0.010 ÷ 0.025
	importante		0.025 ÷ 0.050
	molto importante		0.050 ÷ 0.100
Grado di sinuosità	scarsa	$m_5$	1.00
	apprezzabile		1.15
	notevole		1.30

Tabella 9.1. Valori del coefficiente di scabrezza utilizzati, evidenziati, per il calcolo del coefficiente di Manning per l'alveo inciso "n".da [CHOW V. T.,1959]

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
<b>ALVEI DI PIANURA</b>			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con mollenti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, mollenti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
<b>ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)</b>			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
<b>GOLENI E PIANE INONDABILI</b>			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi inculti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

Tabella 9.2. Valori del coefficiente di scabrezza di Manning per l'alveo inciso "n" (s/m<sup>1/3</sup>).da [CHOW V. T,1959]

Sono stati assegnati valori diversi rispettivamente per l'alveo inciso e per le aree golenali allagabili in piena. La scabrezza dell'alveo inciso non è stata considerata variabile con la quota della superficie libera; infatti le caratteristiche del materiale costituente l'alveo nell'area occupata dalle portate di magra e morbida sono poco variabili rispetto a quelle presenti nell'area occupata dalle piene.

Sono stati adottati i valori numerici dei coefficienti di Manning di seguito riportati:

- alveo inciso (regolare)  $n = 0,040 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}^1$  equivalente a  $c = 25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$
- aree golenali (poco vegetate)  $n = 0,056 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}^1$  equivalente a  $c = 18 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$

## 9.5 Simulazioni effettuate

Sono state quindi effettuate 5 simulazioni per i vari valori di portata corrispondenti ai tempi di ritorno 10, 20, 100 e 200 anni e 500 anni. Le portate di piena calcolate alla confluenza possono con una buona approssimazione ritenersi costanti per tutto il tratto in esame, per la relativa brevità del tratto e per la mancanza di corpi idrici affluenti importanti.

Le simulazioni idrauliche condotte sono state orientate a produrre gli elementi di carattere idraulico rappresentativi del comportamento in piena del tratto e correlati all'intervento in progetto.

E' stato simulato il funzionamento idraulico del corso d'acqua, considerando condizioni di moto permanente relative ai diversi valori di portata e determinando i livelli idrici raggiunti dalla superficie libera e le velocità medie di deflusso della corrente.

Dai tabulati di calcolo riguardanti le simulazioni effettuate con le principali grandezze caratteristiche del moto per l'intero tratto considerato, si riassumono nel seguito i valori rilevanti in corrispondenza delle sezioni che rappresentano il tratto di corso d'acqua in studio.

## 9.6 Risultati

In **Tabella 8.3** sono riportati i tabulati di calcolo relativi alle simulazioni effettuate, con la rappresentazione in dettaglio delle principali grandezze caratteristiche del moto per l'intero tratto considerato in corrispondenza delle sezioni di studio.

River Sta	Sezione (da rilievo)	Tempo di Ritorno anni	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Quota fondo (m)	Livello idrometrico (m)	Velocità (m/s)	Froude
11.5	1	10	880	270.10	272.07	3.40	0.89
		20	1050	270.10	272.28	3.56	0.88
		100	1322	270.10	272.55	3.87	0.89
		200	1440	270.10	272.66	3.99	0.89
		500	1593	270.10	272.79	4.14	0.90
10	2	10	880	261.90	266.17	1.21	0.19
		20	1050	261.90	266.63	1.30	0.20
		100	1322	261.90	267.41	1.39	0.20
		200	1440	261.90	267.64	1.45	0.20
		500	1593	261.90	267.95	1.52	0.20
8	3	10	880	261.25	264.81	4.75	0.97
		20	1050	261.25	265.06	5.13	1.00
		100	1322	261.25	265.50	3.55	0.67
		200	1440	261.25	265.50	3.87	0.73
		500	1593	261.25	265.50	4.28	0.81
7	8	10	880	260.39	264.18	5.09	1.00
		20	1050	260.39	264.65	2.51	0.50
		100	1322	260.39	264.65	3.16	0.63
		200	1440	260.39	264.66	3.43	0.69
		500	1593	260.39	264.65	3.81	0.76
6	14	10	880	259.50	262.86	4.18	1.00
		20	1050	259.50	263.11	4.38	1.00
		100	1322	259.50	263.46	4.65	1.00
		200	1440	259.50	263.60	4.76	1.00
		500	1593	259.50	264.19	2.44	0.46
5	16	10	880	259.02	262.23	4.04	1.00
		20	1050	259.02	262.44	4.26	1.00
		100	1322	259.02	262.77	4.55	1.00
		200	1440	259.02	262.90	4.67	1.00
		500	1593	259.02	263.06	4.81	1.00
4	20	10	880	258.01	261.91	2.29	0.55
		20	1050	258.01	262.15	2.40	0.55
		100	1322	258.01	262.52	2.53	0.54
		200	1440	258.01	262.68	2.58	0.53
		500	1593	258.01	262.88	2.62	0.52
3	24	10	880	258.42	261.49	2.79	0.71
		20	1050	258.42	261.79	2.79	0.66

River Sta	Sezione (da rilievo)	Tempo di Ritorno anni	Portata (m <sup>3</sup> /s)	Quota fondo (m)	Livello idrometrico (m)	Velocità (m/s)	Froude
100	28	100	1322	258.42	262.21	2.84	0.62
		200	1440	258.42	262.39	2.86	0.60
		500	1593	258.42	262.62	2.87	0.58
		10	880	257.68	261.10	2.23	0.43
2	28	20	1050	257.68	261.44	2.37	0.43
		100	1322	257.68	261.93	2.54	0.47
		200	1440	257.68	262.13	2.58	0.47
		500	1593	257.68	262.39	2.64	0.46
		10	880	257.38	260.31	4.06	0.89
1	30	20	1050	257.38	260.59	4.25	0.90
		100	1322	257.38	260.95	4.63	0.91
		200	1440	257.38	261.10	4.77	0.92
		500	1593	257.38	261.28	4.95	0.93

Tabella 9.3. Grandezze di riferimento nella simulazione idraulica nello stato attuale per le portate di riferimento

Il transito della portata straordinaria, con tempo di ritorno pari a 200 anni nel tratto oggetto di verifica, genera deflussi regolari senza provocare fenomeni di esondazione in sponda destra a seguito degli interventi di salvaguardia idraulica, mentre in sponda sinistra l'attivazione del canale di divagazione permette il mantenimento di livelli idrometrici tale da garantire adeguati margini di sicurezza rispetto alla quota stradale della provinciale SP486 (franco minimo = 3.90 m per Tr=200 anni nella sezione 28).

## 10 CANALE DI DIVAGAZIONE

L'argine di contenimento del canale di divagazione che lo separa dal corso principale ed in particolare il tratto di presa a monte è stato dimensionamento in modo tale da entrare in funzione, sottraendo parte della portata di piena al corso principale, per venti di piena con tempi di ritorno di 20 anni.

La sezione di monte di chiusura dell'argine di contenimento dovrà avere quota di sommità maggiore uguale a 266,50 m s.l.m. ed essere raccordata a quota di circa 265,10 m s.l.m. alla sezione 3; in questo modo si possono evitare sormonti della difesa e ingressi di acqua per eventi con portata con tempo di ritorno inferiori a 20 anni nel tratto di monte e fino alla sezione 16.

Dalla sezione 20 in poi l'argine di confinamento è sormontato anche per portate con tempi di ritorno pari a 10 anni.

Le scarpate interne del canale di divagazione dovranno essere adeguatamente difese contro fenomeni di erosione: a tal fine il progetto di sistemazione prevede per la scarpata di scavo lato fiume pendenze 1/1 (45°) con altezza massima 3 m interrotta da una banca di larghezza 2 m mentre la realizzazione di un'area subpianeggiante con scarpata finale con pendenza 18° per la parte occidentale lato strada.

L'ingresso d'acqua nel canale di divagazione provocherà verosimilmente fenomeni di erosione con asportazione di materiale nel tratto sommitale dell'argine di separazione; si dovranno prevedere interventi di ripristino riportando le quote dell'argine a quelle di progetto.

## 11 CONSIDERAZIONI FINALI

Le aree interessate dal Polo estrattivo sono nella sostanza interne all'ambito fluviale individuato dagli strumenti di pianificazione PTCP. In particolare, rispetto ai limiti definiti dal PTCP 2010 della provincia di Reggio Emilia, la cava ricade in fascia A (Tav. P7\_FF\_218160\_3), quindi comunque in area esondabile.

Ai fini della valutazione di compatibilità devono pertanto essere evidenziati in particolare i seguenti punti, costituenti alcuni degli effetti del progetto sul tronco di corso d'acqua interessato:

- modifiche indotte sul profilo inviluppo di piena e sull'assetto morfologico piano-altimetrico dell'alveo inciso: gli interventi previsti in progetto non comportano una riduzione della sezione di deflusso nell'alveo principale. Gli interventi previsti, ed in particolare la realizzazione di opere di difesa idraulica, potranno ridurre il rischio che l'erosione del scarpata produca possibili fenomeni di dissesto lungo il versante e favorire una maggiore regolarità di deflusso idraulico;
- riduzione della capacità di invaso dell'alveo: gli interventi in progetto comportano un incremento delle superfici allagabili; il canale di divagazione si attiva per eventi di piena con tempi di ritorno pari a 20 anni, riducendo le portate convogliate nell'alveo principale;
- effetti di rigurgito in corrispondenza della sezione di "restituzione" nel corso principale: dalle analisi non risultano condizioni di diminuzione della velocità della corrente tale da determinare incrementi dei livelli idrometrici e conseguenti rischi di esondazione;
- interazioni con le opere idrauliche esistenti: il franco di sicurezza rispetto alla strada provinciale SP486, risulta per piene con tempo di ritorno pari a 500 anni, circa pari a 9.5 metri per la sezione 3 fino a ridursi a circa 4 metri nella sezione più a valle, compatibili con le esigenze dell'opera;

Toano, lì 13/11/2015

*Dott.Ing.Andrea Dallari*

**ALLEGATO:**

**RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DELLA SEZIONE VERIFICATA**

PIANO DI COLTIVAZIONE E PROGETTO DI SISTEMAZIONE  
CAVA VELUCCIANA

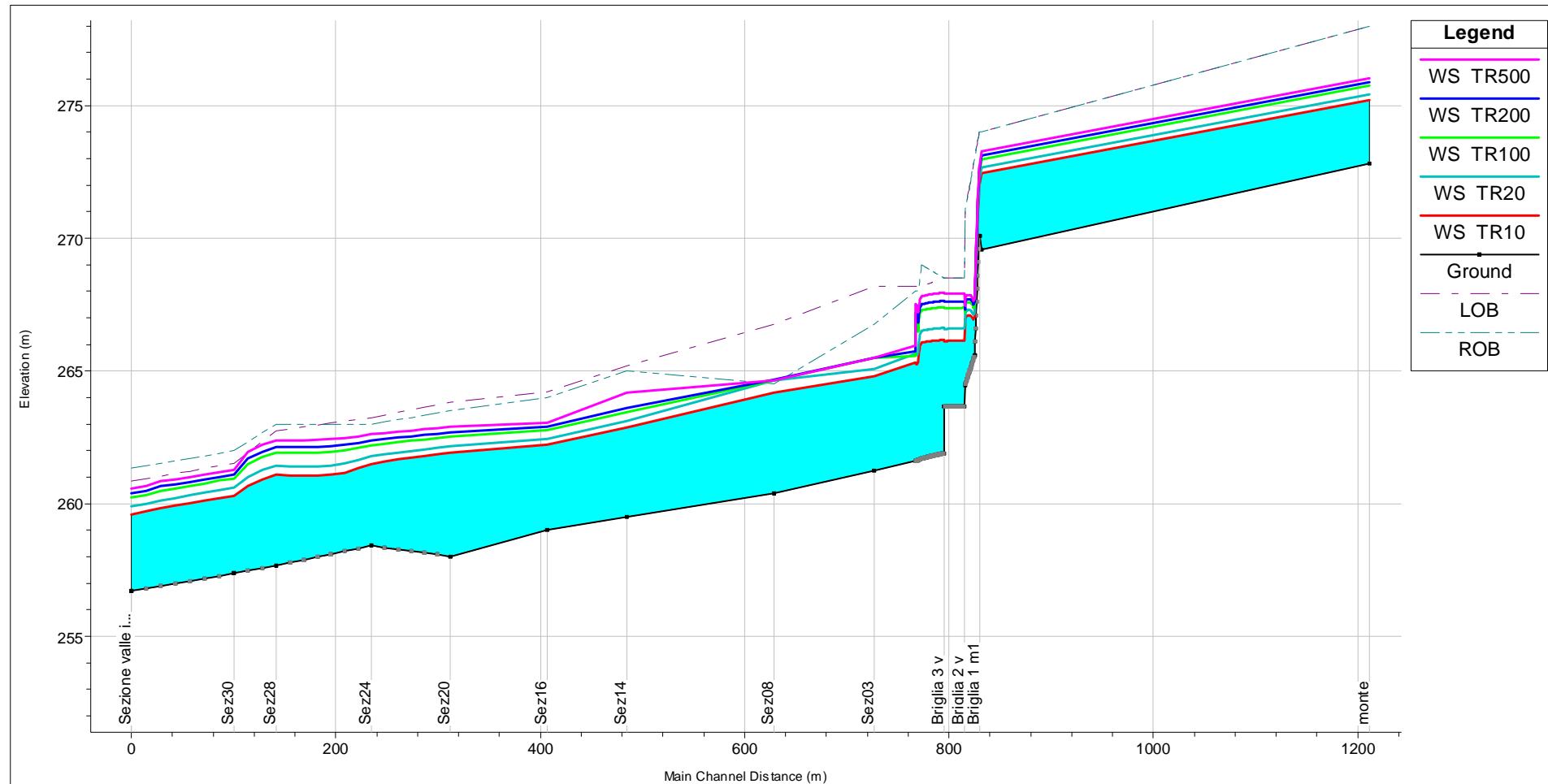


Figura 1: Profilo di rigurgito nel tratto di studio del fiume Secchia per le portate di riferimento

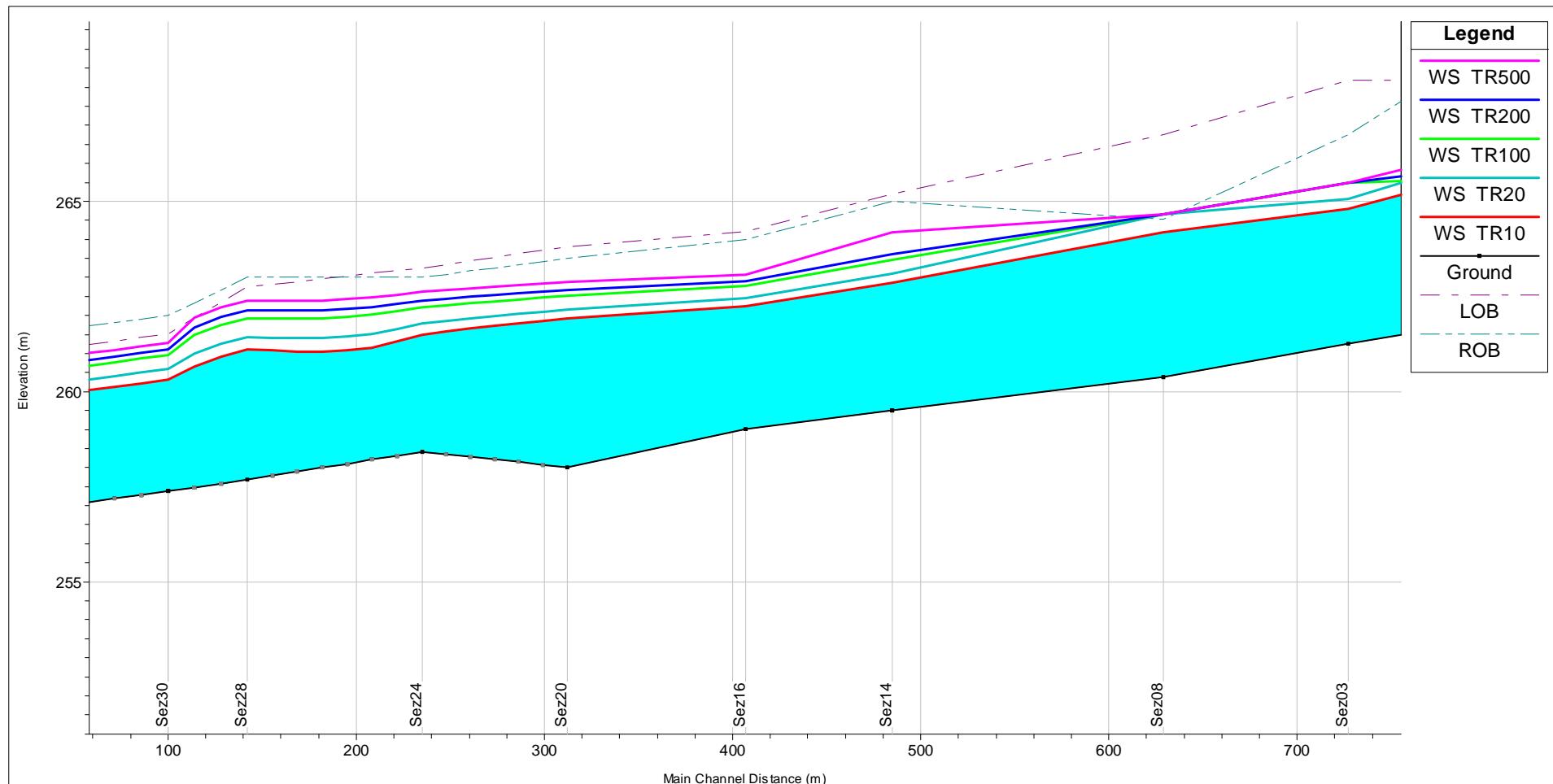


Figura 2: Profilo di rigurgito nel tratto di intervento per le portate di riferimento

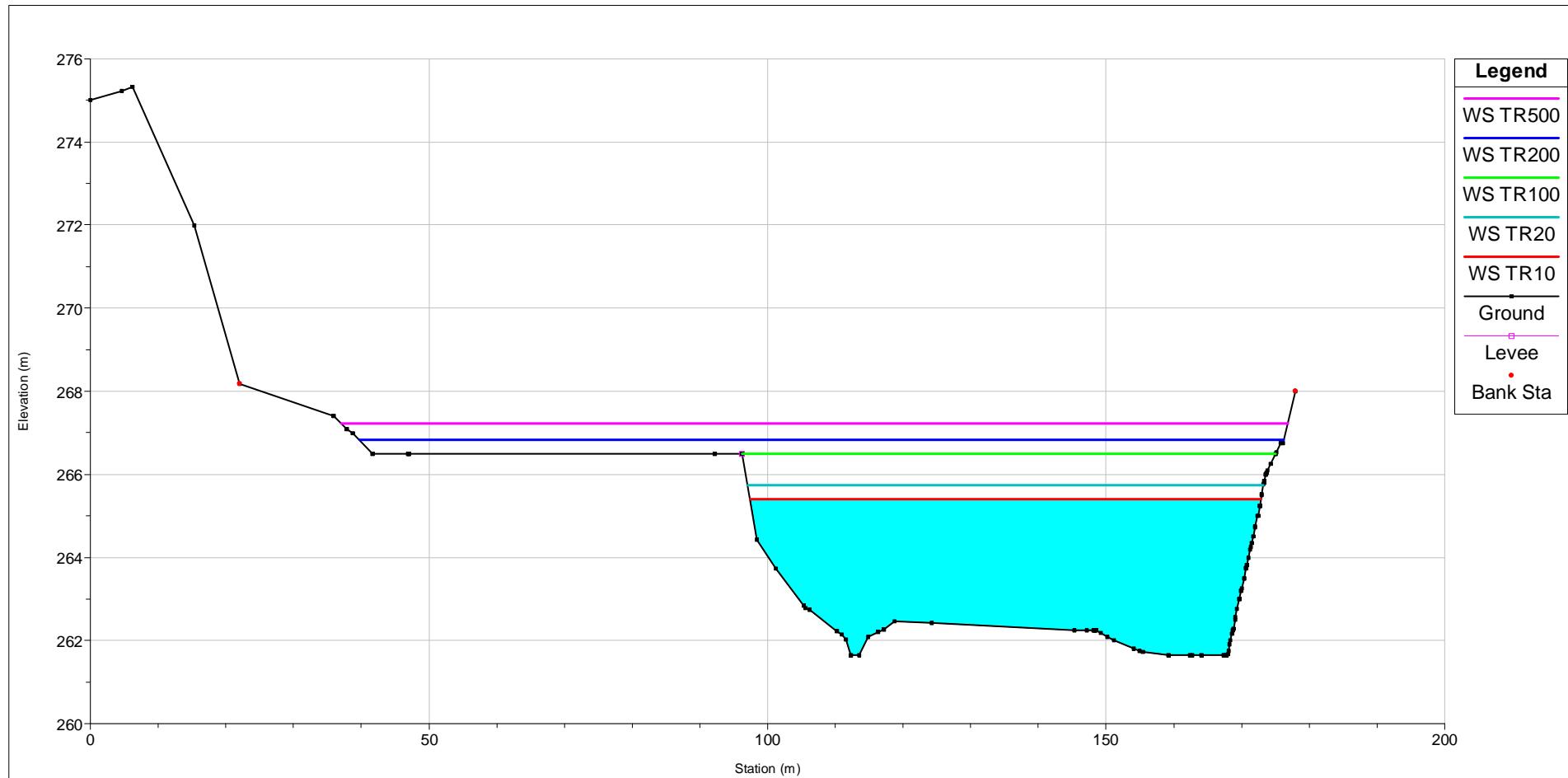


Figura 3: Sezione trasversale n.Briglia 3v per le portate di riferimento

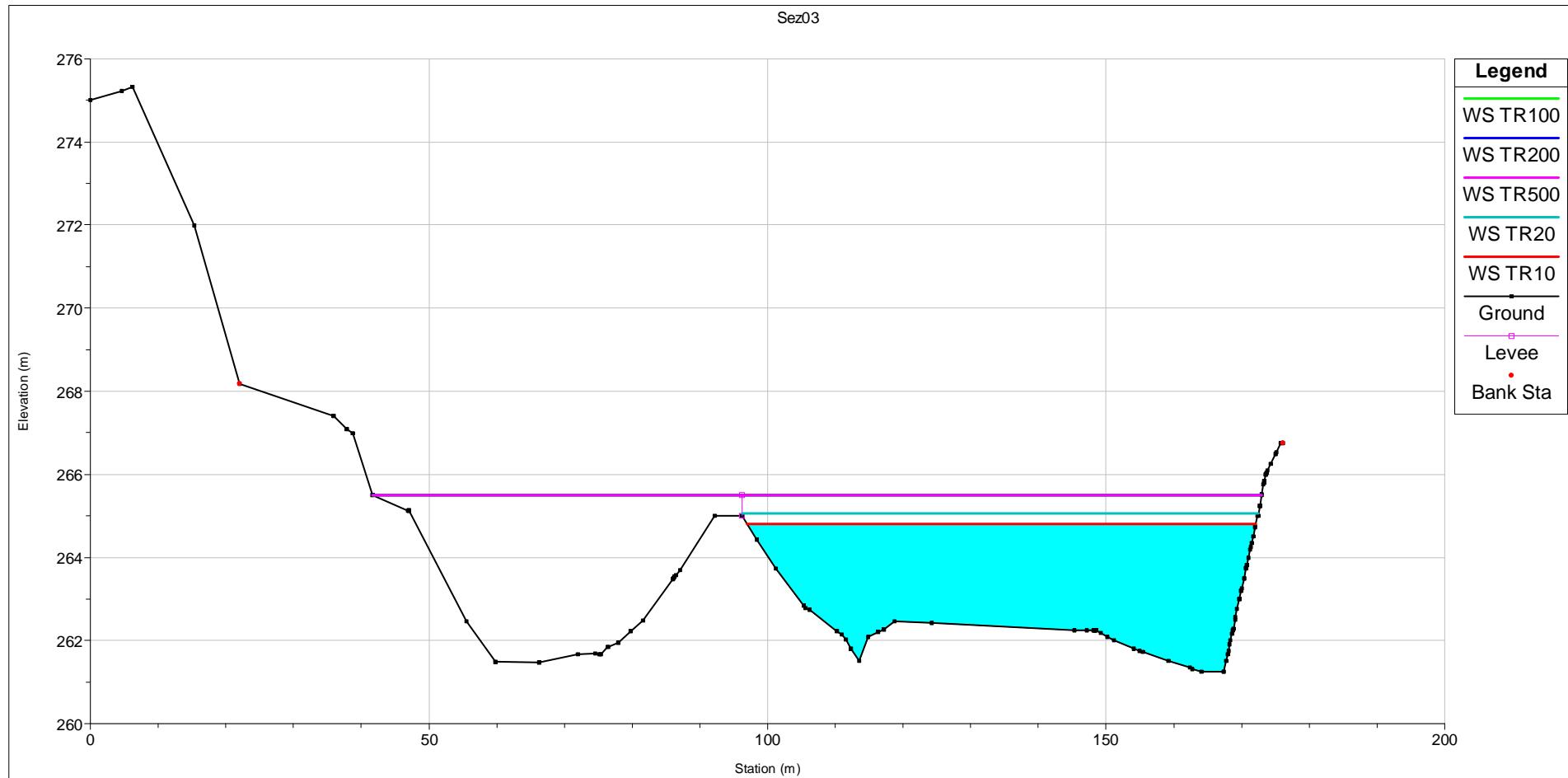


Figura 4: Sezione trasversale n.03 per le portate di riferimento

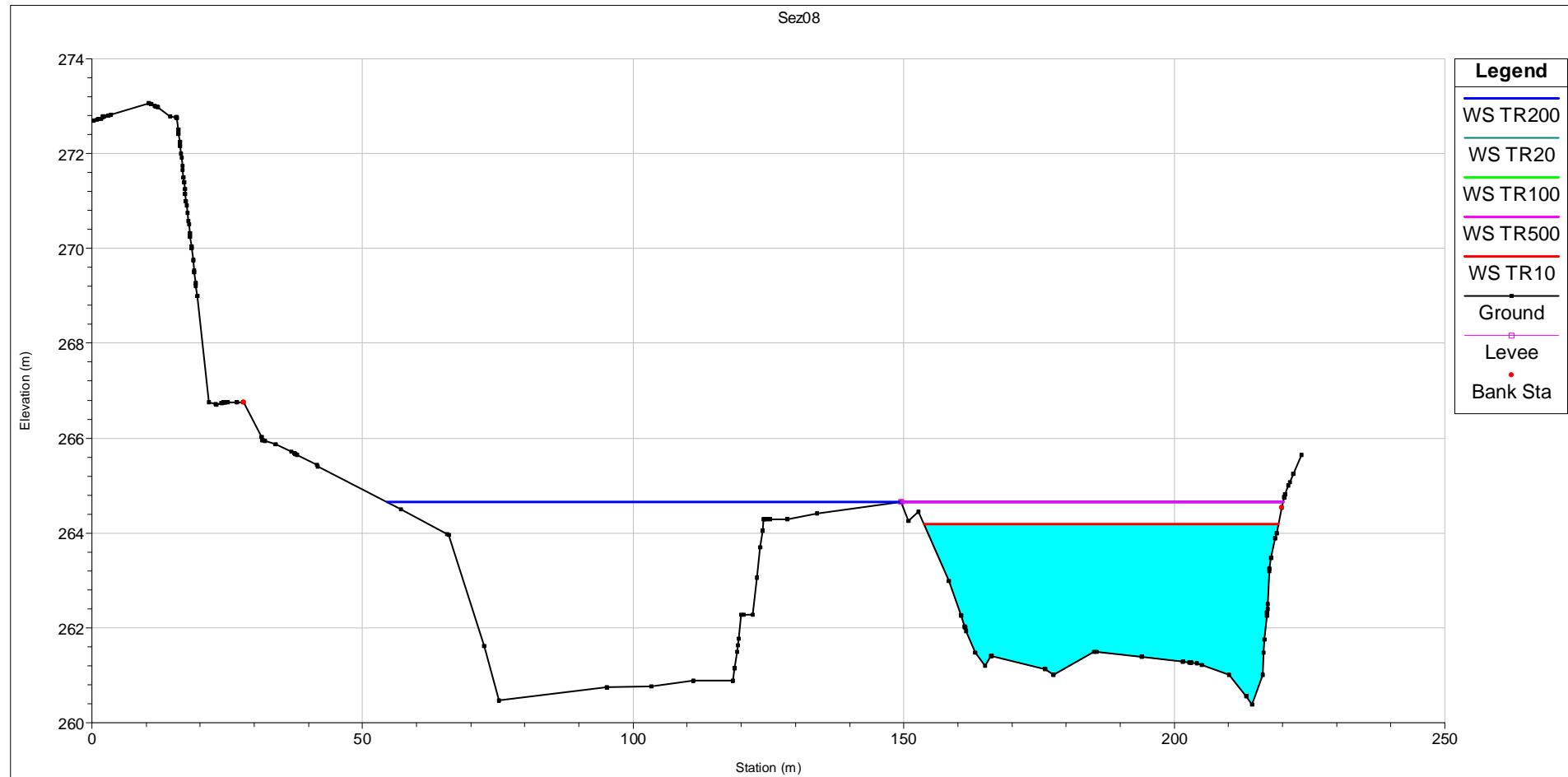


Figura 5: Sezione trasversale n.08 per le portate di riferimento

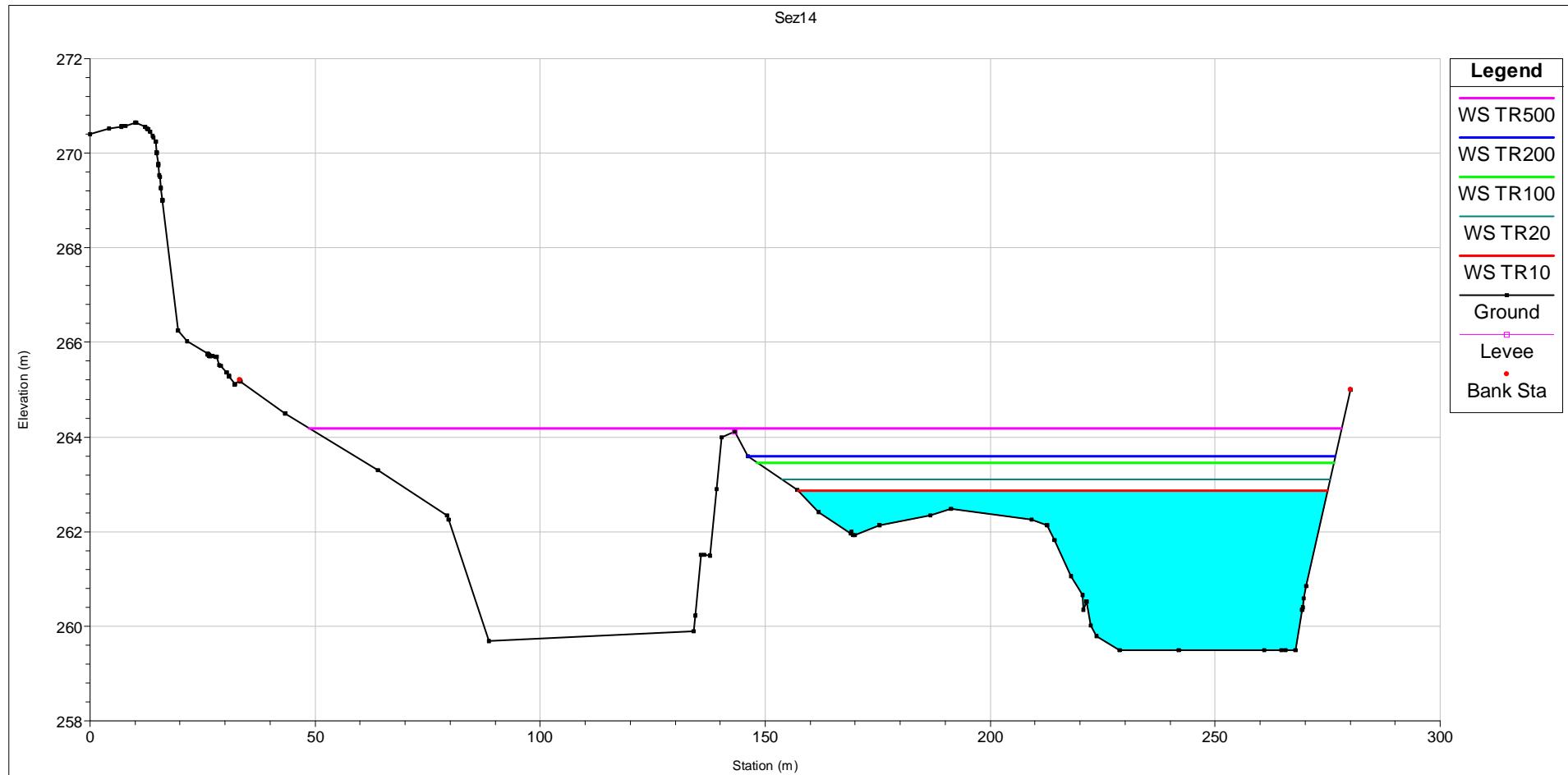


Figura 6: Sezione trasversale n.14 per le portate di riferimento

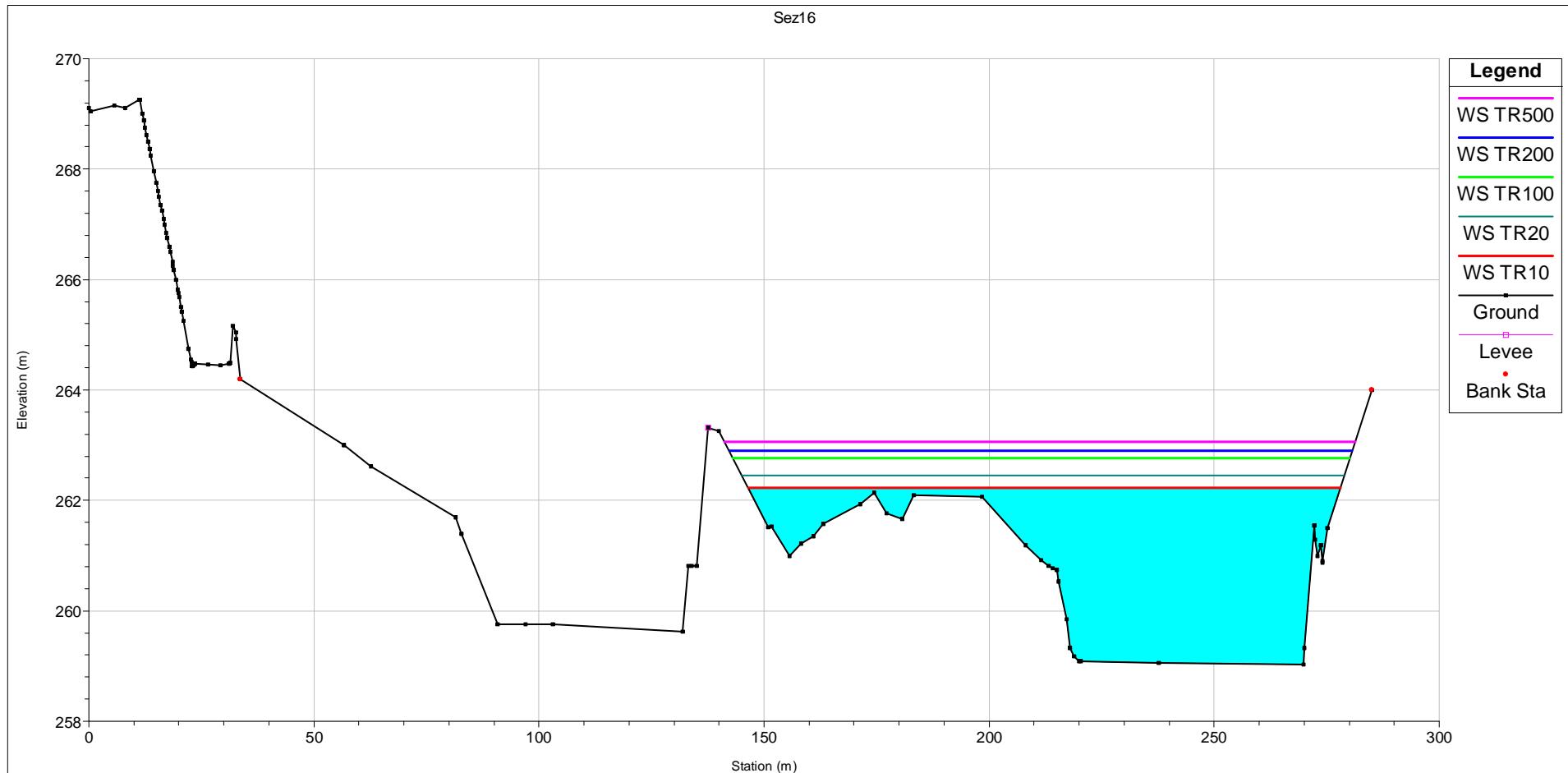


Figura 7: Sezione trasversale n.16 per le portate di riferimento

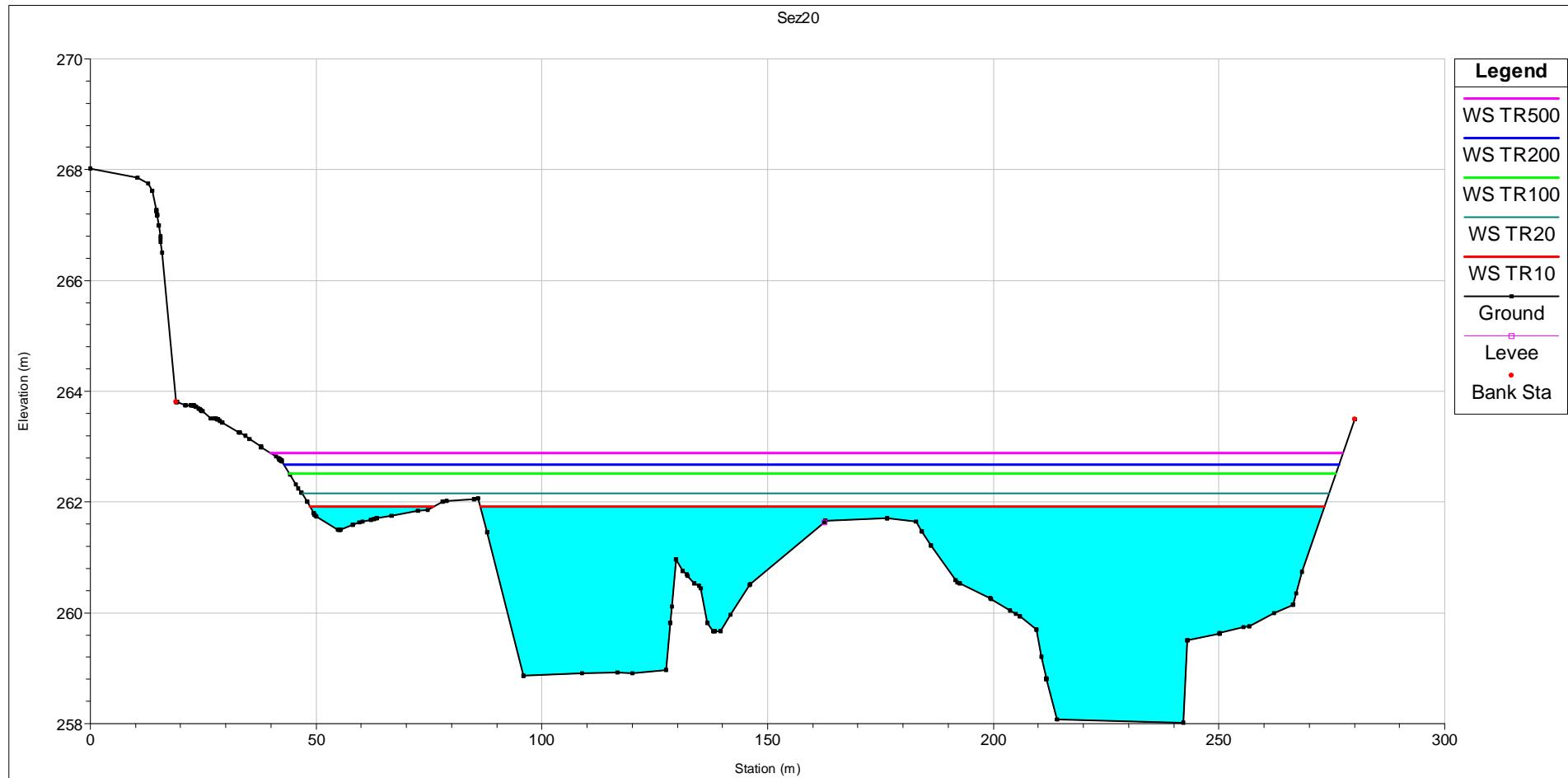


Figura 8: Sezione trasversale n.20 per le portate di riferimento

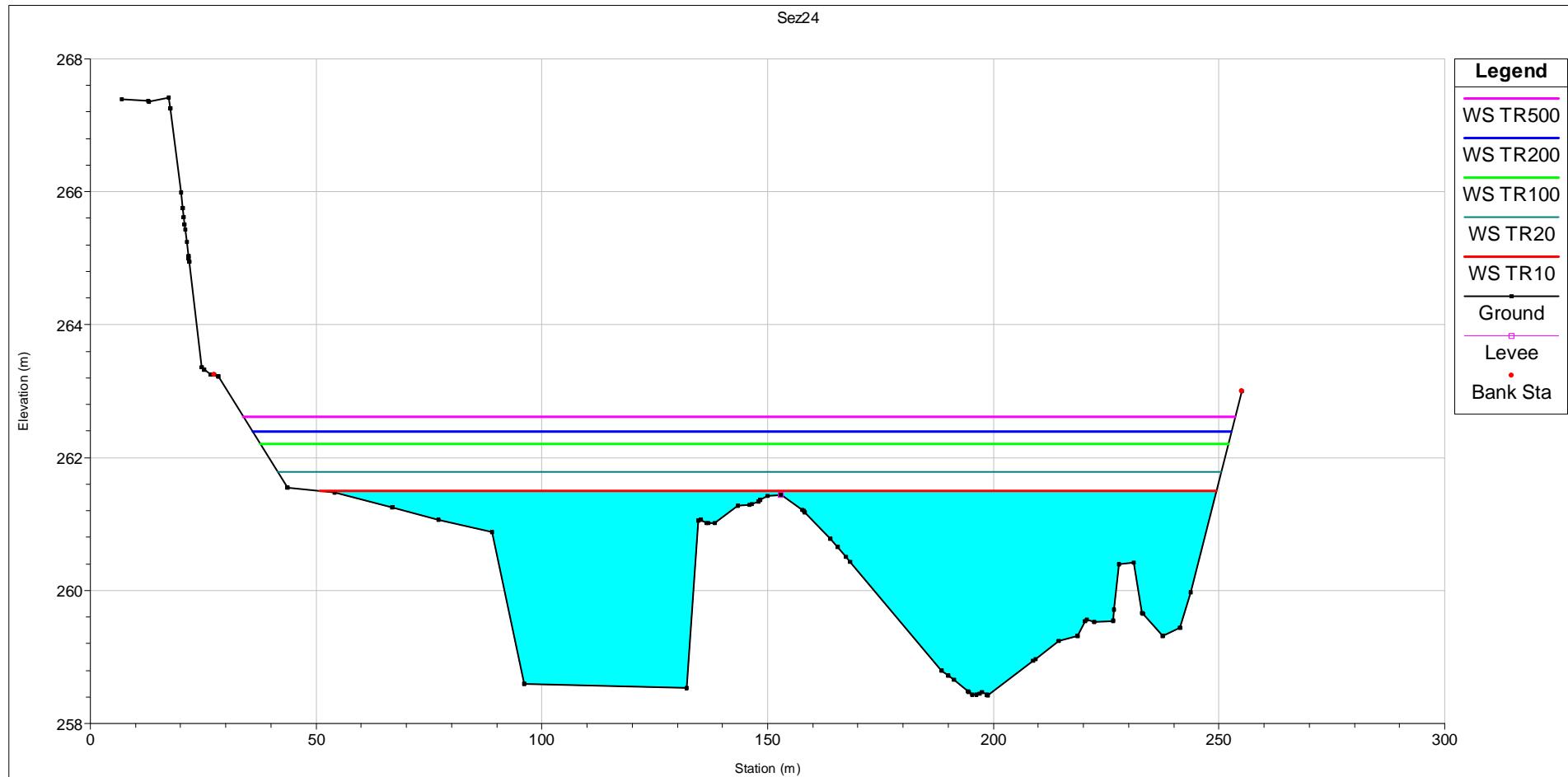


Figura 9: Sezione trasversale n.24 per le portate di riferimento

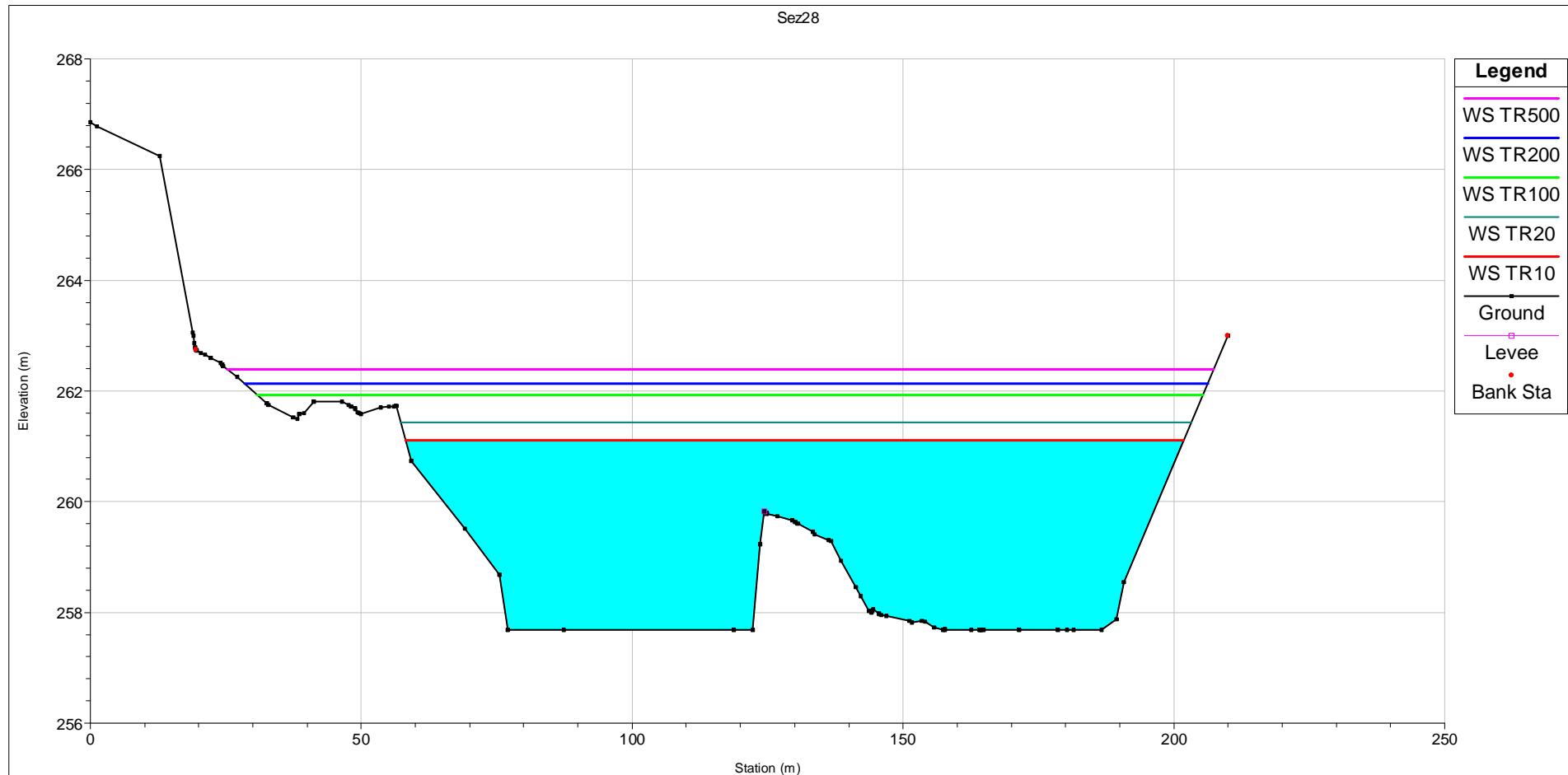


Figura 10: Sezione trasversale n.28 per le portate di riferimento

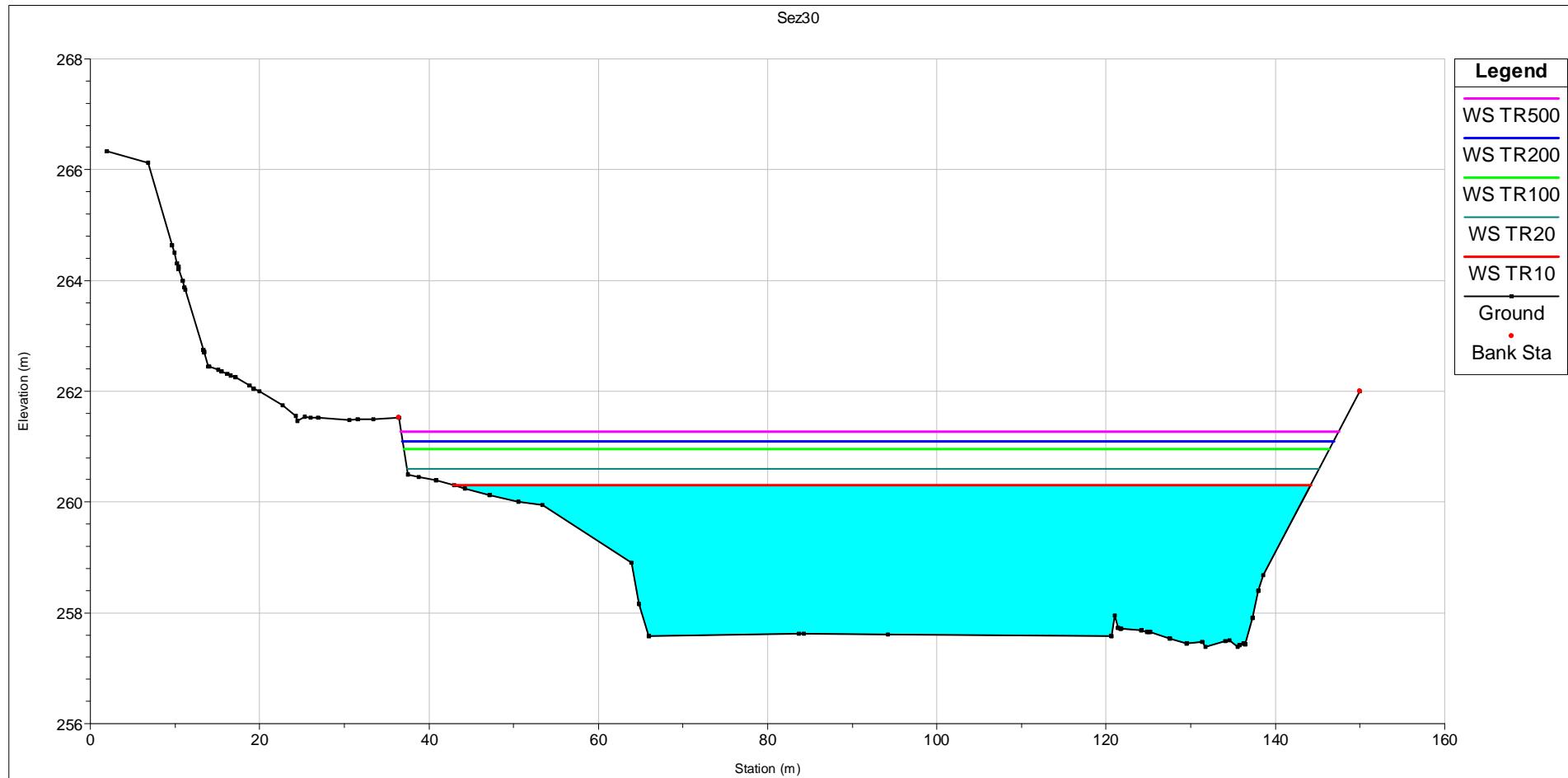


Figura 11: Sezione trasversale n.30 per le portate di riferimento