

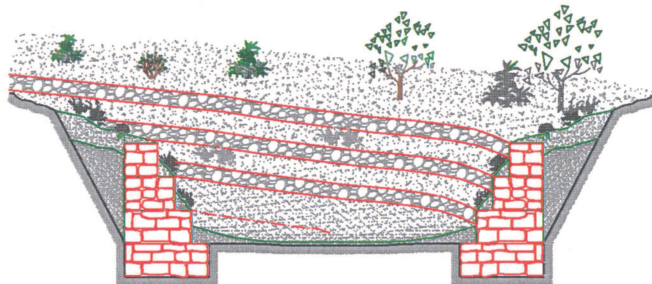


# UFFICIO DEL COMMISSARIO STRAORDINARIO DELEGATO

"per la realizzazione degli interventi per la mitigazione del rischio idrogeologico nella Regione Siciliana previsti nell'Accordo di Programma siglato il 30.03.2010" OPCM10 dicembre 2010 ed ex OPCM 09luglio 2010, n.3886 art.1



## COMUNE DI SINAGRA



### PROGETTO ESECUTIVO

*INTERVENTO APQ ME121 - DRENAGGI E GABBIONI IN CDA MULINAZZO*  
Mitigazione del rischio idrogeologico dell'area in c/da Mulinazzo interessata dall'evento alluvionale del 25 - 26 maggio 2001

**RELAZIONE IDROLOGICA E CALCOLI IDRAULICI**

ALL

2c

Rapp. varie

DATA: Gennaio 2014

PROGETTISTA  
(Ing. *Francesca Cappotto*)



CONSULENZA IDRAULICO  
(Ing. *Giovanni Barone*)



R.U.P  
(Ing. *Giuseppe La Placa*)

---

# 1

## PREMESSE

---

### GENERALITA'

La presente relazione costituisce integrale rielaborazione dell'allegato "2c – **Relazione Idrologica e calcoli idraulici**" redatto a corredo del progetto esecutivo dei lavori di "Mitigazione del rischio idrogeologico dell'area in c/da Mulinazzo interessata dall'evento alluvionale del 25-26 maggio 2001 – INTERVENTO APQ ME121 – DRENAGGI E GABBIONI IN C/DA MULINAZZO".

La rielaborazione si è resa necessaria per ottemperare a quanto richiesto dal Servizio 3 – "Assetto del Territorio e Difesa del Suolo" dell'A.R.T.A. con nota prot. n°51942 del 3.12.2013.

In particolare, relativamente agli aspetti idrologici ed idraulici, con la suddetta nota, il Servizio 3 ha osservato quanto segue:

- *i calcoli idraulici riportati nella relazione sono effettuati in condizioni di moto uniforme. Tale schematizzazione non appare accettabile già nel caso di sola portata liquida e a maggior ragione, tenuto conto della portata solida, occorre adottare una modellazione adeguata;*
- *si è rilevato nella relazione idraulica che la portata solida, calcolata con il metodo di Takahashi, risultata pari a quattro volte la portata idrica, è stata*

*assunta pari a due volte nelle verifiche idrauliche in ragione degli effetti sistematori dell'intervento. Tale valutazione non appare affatto cautelativa; vanno infatti valutati gli effetti sistematori sulla base della modellazione adottata considerando la portata solida calcolata;*

- *è altresì opportuno fare riferimento non a un solo valore di progetto, per volumi portate e parametri reologici, ma si ritiene adeguato prendere in considerazione diversi scenari anche a diverse combinazioni mobilitabili. La definizione di volume mobilitabile, detta anche magnitudo, è uno dei parametri essenziali anche per la pianificazione e il dimensionamento delle opere di controllo.*
- *.....*

La presente relazione, a partire da una completa rielaborazione degli studi idrologici di base, nel rideterminare per diversi scenari possibili le portate solide in gioco ed i volumi di materiale movimentabile (magnitudo), riporta le relative verifiche in moto permanente della sistemazione idraulica di progetto, con l'indicazione dei nodi critici dell'intervento e con un'analisi ragionata sui risultati ottenuti.

## **INQUADRAMENTO DELL'AREA**

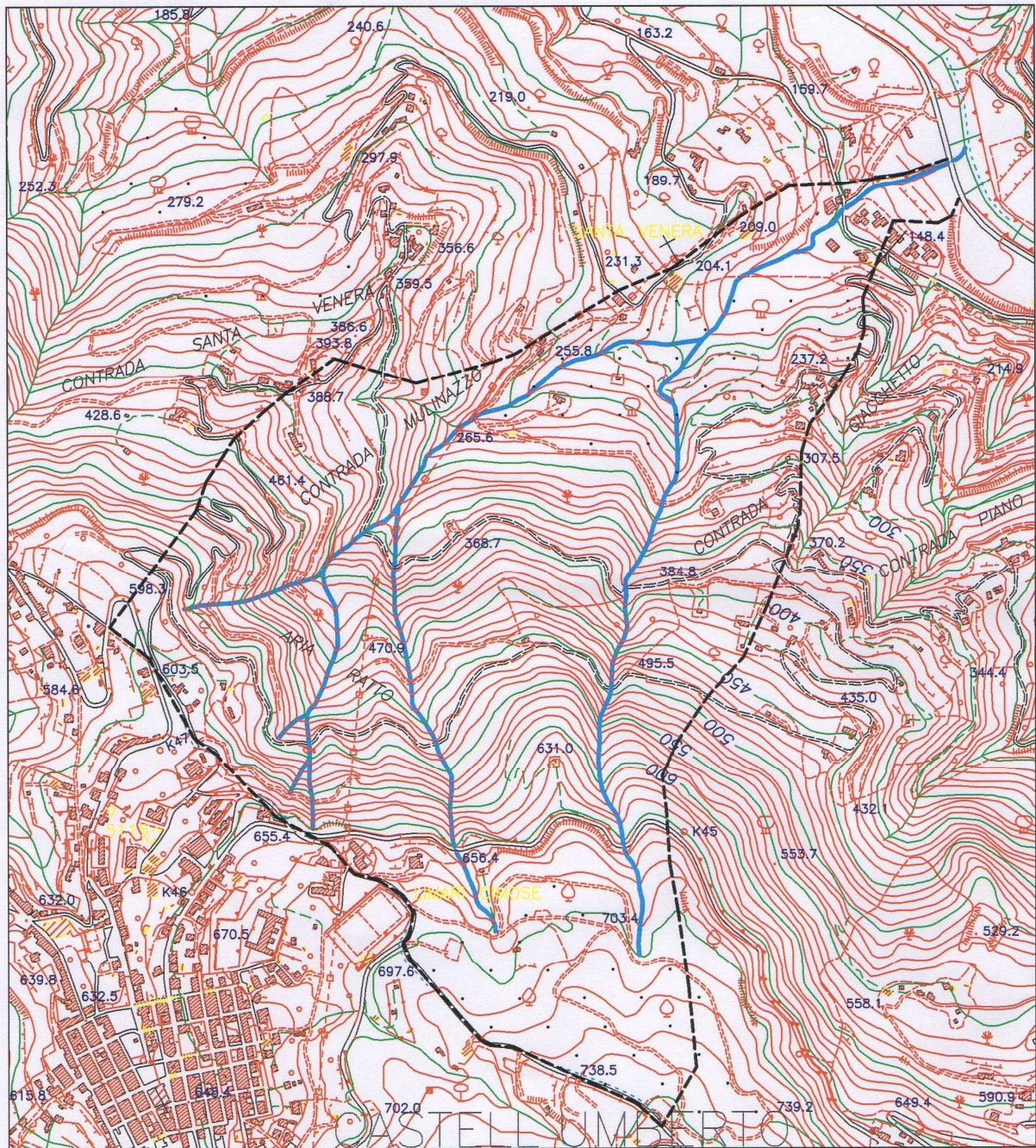
L'area in esame ricade nel all'interno del bacino del torrente Naso, in sinistra idraulica del corso d'acqua principale, a monte delle S.P. 146 ad una distanza di circa 2.5 km dalla foce del suddetto torrente nel mar Tirreno. In Figura 1 sono riportati gli impluvi e il limite del relativo bacino imbrifero.

Il bacino ha un'estensione di 1.23 km<sup>2</sup> ed è caratterizzato, nella parte medio alta, da notevoli pendenze, mentre nel tratto terminale riduce, significativamente, la propria pendenza che si assesta mediamente al 7%; esso è inoltre caratterizzato da versanti prevalentemente boscati o dediti alla coltura con eccezione del tratto terminale, di minore pendenza ove convivono, promiscuamente l'agrumeto e l'uliveto.

La porzione di territorio esaminata ricade all'interno del "Bacino idrografico della Fiumara di Naso (014) del Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI),



approvato con DPR n.288 del 05/07/2007 e pubblicato sulla GURS n. 47 del 5/10/2007, recentemente aggiornato per il comune di Sinagra con D.P.R. del 26/10/2012 pubblicato sulla GURS n. 55 del 26/12/2012.



**Figura 1** - Aste torrentizie e relativo bacino imbrifero

Il suddetto Piano individua una complessa situazione di dissesto in atto con rischio geomorfologico R3 e R4 , pericolosità geomorfologica P3 e P4, come illustrato nella Figure 2 e 3.





## **DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI**

L'area di intervento ricade in un bacino montano caratterizzato da elevate pendenze, con fenomeni, sostanzialmente "ordinari" di erosione degli impluvi nella parte medio alta e depositi lungo i tratti vallivi di minore pendenza.

Ciò, in concomitanza di eventi pluviometrici estremi, può determinare la formazione di colate detritiche come quella documentata del maggio 2001.

Di fenomeni analoghi verificatosi in un passato remoto si ha chiara lettura nella morfologia delle aree contermini all'asta torrentizia, nella sezione medio bassa e in prossimità dello sbocco sul torrente Naso.

Alcuni residenti nell'area, dopo l'evento del 2001, hanno riferito di un analogo episodio, intorno al 1930 che per l'assenza delle attuali antropizzazioni, non ebbe attribuita la stessa gravità di quello recente.

Rimandando alla Relazione Generale per maggiori approfondimenti, gli interventi di sistemazione idraulica previsti sono finalizzati al controllo della dinamica morfologica dell'impluvio, con il consolidamento della sponde e del fondo dell'alveo, per mitigare sia il volume delle colate sia gli effetti lungo il percorso di propagazione.

Detti interventi possono riassumersi come segue.

### ***Difese di sponda***

Trattasi di manufatti realizzati con gabbioni metallici, riempiti di pietrame in scapoli di idonea pezzatura e sono previsti per tutto il tratto di intervento sull'asta torrentizia, dalla sez. 2 alla sez. 14 e dalla sez. 21 alla sez. 43.

La scelta di tale tipologia è dipesa dalle seguenti considerazioni: eliminano, sostanzialmente, l'erosione di sponda rilevata nell'evento alluvionale del 2001; sono caratterizzati da una notevolissima permeabilità, per cui non modificano minimamente la circolazione idrica tra sponde e sub – alveo e non risentono delle pressioni neutre conseguenti a tale circolazione; minimizzano efficacemente l'impatto ambientale, consentendo un rapido ed efficace rinverdimento della scarpata retrostante.



### ***Soglie selettive***

Trattasi di strutture trasversali all'asta torrentizia, aventi la funzione di evitare l'erosione di fondo dell'alveo e costituire così un punto fermo nel profilo di compensazione del torrente.

### ***Barriere paradetriti***

L'assenza di spazi idonei a monte della S.P. 146 Ponte Naso – Ucria per realizzare casse di espansione per le eventuali colate ha indotto a prevedere, nell'ottica di mitigare gli effetti di un eventuale evento di questo genere, la realizzazione di due barriere paradetriti, collocate in due sezioni appropriate, in modo da assicurare un apprezzabile abbattimento dei volumi mobilitati, potendo intercettare in particolare massi di notevole dimensione, ciottoli e tronchi trasportati dalla corrente.

Le due barriere sono in grado di accumulare a tergo un volume stimabile complessivamente in  $2.000 \div 2.500 \text{ m}^3$ .

### ***Ponte sulla S.P. 146 "Ponte Naso-Ucria" e briglia sinusoidale***

Come già precisato nella relazione generale, il notevole restringimento della sezione di deflusso del torrente in corrispondenza dell'attuale attraversamento della S.P. 146, in occasione dell'evento alluvionale del 2001 ha determinato la sua totale occlusione, sicché la colata detritica si è riversata sul complesso residenziale posto nelle immediatamente vicinanze, realizzato, purtroppo, su un'area che costituiva la naturale cassa d'espansione delle colate detritiche. Per eliminare il rischio che eventi del genere possano ripetersi, è prevista la demolizione del ponte esistente e la sua ricostruzione, in modo da realizzare una sezione di deflusso in grado di garantire il regolare scorrimento di eventuali colate detritiche.

A tale scopo è stato anche previsto di trasformare la briglia esistente, posta a monte del manufatto di attraversamento da demolire e ricostruire, in una "briglia con profilo sinusoidale", in modo da evitare il rigurgito conseguente al salto, accompagnare la corrente fin quasi sotto il ponte e favorire quindi il rapido deflusso delle eventuali colate.

### ***Rampa a monte del Ponte sulla S.P. 146bis “Ponte Naso-Sinagra”***

Nel tratto compreso tra le sezioni 2 e 5, per meglio accompagnare la corrente detritica nell’attraversamento del ponte lungo S.P. 146 bis, è stata prevista la realizzazione di una apposita rampa, con fondo rivestito in pietrame ciclopico legato con calcestruzzo classe C25.

Con l’intervento verrà demolita la briglia esistente in c.a. e risagomato il profilo dell’alveo. Il rivestimento del fondo con massi ciclopici, assicurerà una maggiore scabrezza, in modo da attenuare la velocità della corrente detritica.

La nuova sistemazione faciliterà il deflusso delle portate verso il torrente Naso.

### ***Consolidamento area in sponda Sx alla sezione 20***

A complemento delle opere in alveo è stato previsto il consolidamento di un versante spondale in dissesto, eliminando un ulteriore elemento di alimentazione di una eventuale colata detritica. I lavori previsti riguardano:

- un sistema di trincee drenanti, per ridurre le pressioni neutre nella massa detritica dissestata;
- la raccolta delle acque superficiali provenienti da monte, con apposito canale di gronda;
- la sistemazione a gradoni dell’area dissestata, mediante l’impiego di gabbionate;
- la realizzazione di una fila di micropali di contrasto, per incrementare la resistenza a taglio del pendio e ripristinare la stabilità nei riguardi di fenomeni di scivolamento.

### **L’EVENTO DEL 2001**

Per la descrizione dettagliata dell’evento alluvionale del 2001 si rimanda alla relazione generale di progetto. In questa sede, per dare completezza allo studio, si riportano alcune immagini fotografiche relative dell’evento, utili per meglio comprendere la dinamica del fenomeno verificatosi.



Pos. N.1



Pos. N.2



Pos. N.3





Pos. N.4



Pos. N.5





Pos. N.6



Pos. N.7





Pos. N.8



Pos. N.9





Pos. N.10



Pos. N.11





Pos. N.12







## STUDIO IDROLOGICO

---

### **GENERALITA'**

Lo studio idrologico è consistito, essenzialmente, nella determinazione degli idrogrammi di piena liquida e solida per fissato tempo di ritorno da utilizzare, poi, come forzanti di calcolo per le successive analisi idrauliche. Data la mancanza di dati idrometrici nell'area in studio è stato utilizzato un metodo di calcolo di tipo indiretto basato sull'analisi statistica delle osservazioni pluviografiche (curve di probabilità pluviometriche) relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e sull'impiego di modelli di trasformazione afflussi-deflussi.

In particolare, seguendo le indicazioni del P.A.I. Regione Sicilia (Regione Siciliana, Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico, Relazione Generale, 2004), sono stati selezionati tempi di ritorno pari a 50, 100 e 300 anni, corrispondenti rispettivamente alle probabilità di inondazione alta, moderata e bassa.

### **ANALISI PIOGGE INTENSE**

Per ricavare le curve di probabilità pluviometrica (CPP) d'assegnato tempo di ritorno, sono stati analizzati i dati storici di massime altezze per fissata durata registrati alla stazione pluviometrica di Ficarra (Tabella 1), posta ad una quota di 541 m s.l.m. . Tale stazione, sita sul versante prospiciente del Torrente Naso, oltre ad

essere poco distante dall'area di intervento (circa 1.5 km), risulta anche idonea in termini di posizionamento altimetrico rispetto al bacino idrografico in esame.

STAZIONE DI FICARRA (541 m s.l.m.)					
Anno	Ore				
	1	3	6	12	24
1973	29.0	54.0	78.8	102.8	141.2
1974	16.0	24.8	31.8	58.4	61.0
1975	20.0	30.4	48.4	48.4	49.2
1976	32.4	39.4	42.8	57.4	75.4
1977	22.4	40.0	54.8	77.2	93.2
1978	39.6	66.2	68.4	71.2	71.4
1979	23.0	45.8	55.4	59.2	66.0
1980	24.8	27.2	29.6	36.6	49.8
1981	14.8	26.6	41.0	59.0	88.4
1983	46.6	49.6	51.8	54.4	71.6
1986	62.2	69.2	86.2	126.0	146.6
1989	20.0	26.6	32.6	43.6	47.0
1990	33.8	34.0	34.0	36.0	54.4
1991	35.0	37.4	40.0	40.4	43.4
1993	39.2	40.4	44.0	51.6	57.0
1995	15.8	26.8	28.0	37.0	46.8
1996	32.2	39.0	52.8	75.4	98.6
1997	19.2	23.2	29.6	42.0	51.8
1999	24.0	29.6	36.4	57.0	73.2
2000	33.2	49.6	51.2	82.6	97.2
2002	24.0	37.4	41.0	59.2	78.8
2003	23.4	33.0	40.0	58.0	74.4
2004	28.0	36.4	36.6	41.6	59.4

**Tabella 1. Altezze di pioggia massime annuali**

Ai fini dell'analisi pluviometrica sono state adattate due diverse distribuzioni di probabilità:

- La distribuzione di probabilità di Gumbel (EV1), nella sua formulazione scala invariante, molto diffusa in campo tecnico quando applicato all'analisi dei massimi annuali delle altezze di pioggia.
- La distribuzione di probabilità GEV (Generalized Extreme Value distribution), introdotta da Jenkinson nel 1995, nella sua formulazione scala invariante (Kottegoda e Rosso, 1997).

Le curve di probabilità pluviometrica sono state ottenute considerando una formulazione scala invariante sulle durate. Tale formulazione permette di effettuare

le analisi sulla base di un campione di dati molto più consistente consentendo, quindi, di ottenere risultati statisticamente più robusti rispetto alle formulazioni classiche. Infatti, seguendo la formulazione scala invariante, la scelta della più opportuna distribuzione di probabilità per la caratterizzazione dei dati appartenenti ad una stazione, viene effettuata non più su un campione di piogge di consistenza  $N$ , pari al numero totale di anni di funzionamento della stazione in analisi, ma sulla base di una variabile normalizzata  $W$  a media unitaria ( $E[W] = 1$ ) che si ottiene dal campione dei dati di pioggia massima annuale normalizzati rispetto alla relativa media per ogni durata. Trattandosi di un bacino di piccole dimensioni, per una analisi statistica più robusta e affidabile, sono state elaborati i soli dati di pioggia relativi alle durate di 1 e 3 ore; in relazione a ciò la consistenza del nuovo campione di dati è pari a  $2N$

In forma generalizzata, una CPP in formulazione scala invariante può essere definita nella seguente forma:

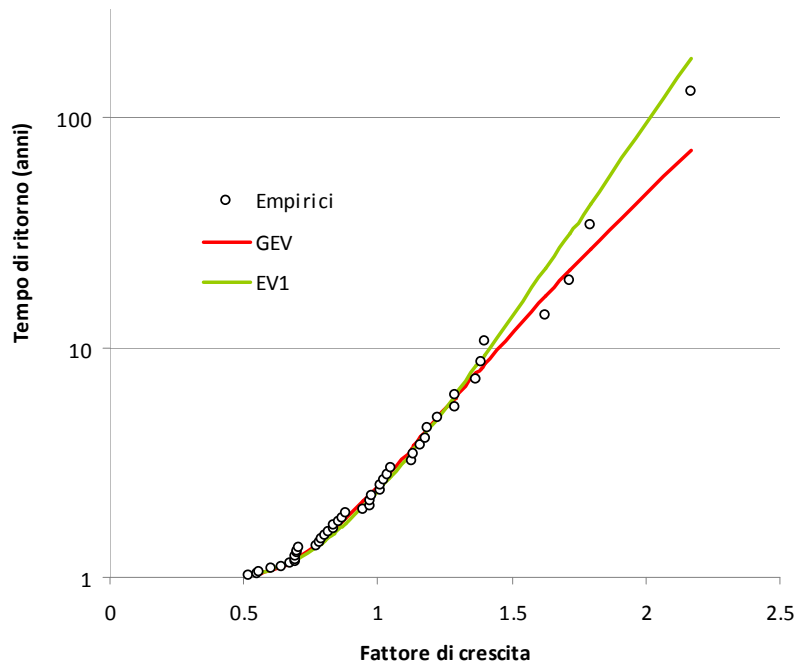
$$h_{t,T} = w_T a_1 t^n \quad (1)$$

in cui  $h_{t,T}$  rappresenta l'altezza di pioggia di durata  $t$  e tempo di ritorno  $T$ ,  $n$  rappresenta l'esponente di scala con cui la variabilità del fenomeno si trasmette dalla scala temporale di riferimento alle altre scale temporali,  $a_1 = E[H(1)]$  rappresenta il coefficiente di scala della CPP, pari al valore atteso dell'altezza di pioggia massima annuale  $H$  per la durata unitaria di riferimento;  $w_T$  è, infine, il coefficiente di crescita che dipende dal tempo di ritorno  $T$  e dalla distribuzione di probabilità scelta per rappresentare la variabile normalizzata  $w$ .

Il ragguglio spaziale delle medie storiche dei massimi dei diversi campioni ha consentito di derivare i parametri  $a_1$  ed  $n$ . I valori ottenuti sono pari a **29.73 mm per  $a_1$**  e **0.2811 per  $n$** .

Sul campione di dati così ottenuto è stata condotta un'analisi statistica utilizzando le suddette distribuzioni di probabilità in formulazione scala invariante e derivando le curve di probabilità pluviometrica riportate in Figura 5.





**Figura 4.** Curve di crescita in forma scala invariante

L’analisi grafica di Figura 4, supportata dai risultati dell’applicazione del test di Kolmogorov-Smirnov per il campione in esame con livello di significatività del test pari 0.05 (Tabella 2), hanno mostrato come sia la GEV sia la EV1 risultino appropriate. A vantaggio di sicurezza, derivandone valori di pioggia più elevati (fattore di crescita maggiore a parità di tempo di ritorno), è stata considerata la GEV come distribuzione di probabilità più appropriata per caratterizzare il campione di dati analizzato.

Distribuzione di probabilità	$d = \max  F(x)-P(x) $	$D_{N,\alpha}$	Test: $d \leq D_{N,\alpha}$
GEV	0.066	0.127	VERIFICATO
EV1	0.075	0.127	VERIFICATO

**Tabella 2.** Test di Kolmogorov-Smirnov

Per la formulazione GEV scala invariante, il fattore di crescita per fissato tempo di ritorno è dato dalla seguente espressione:

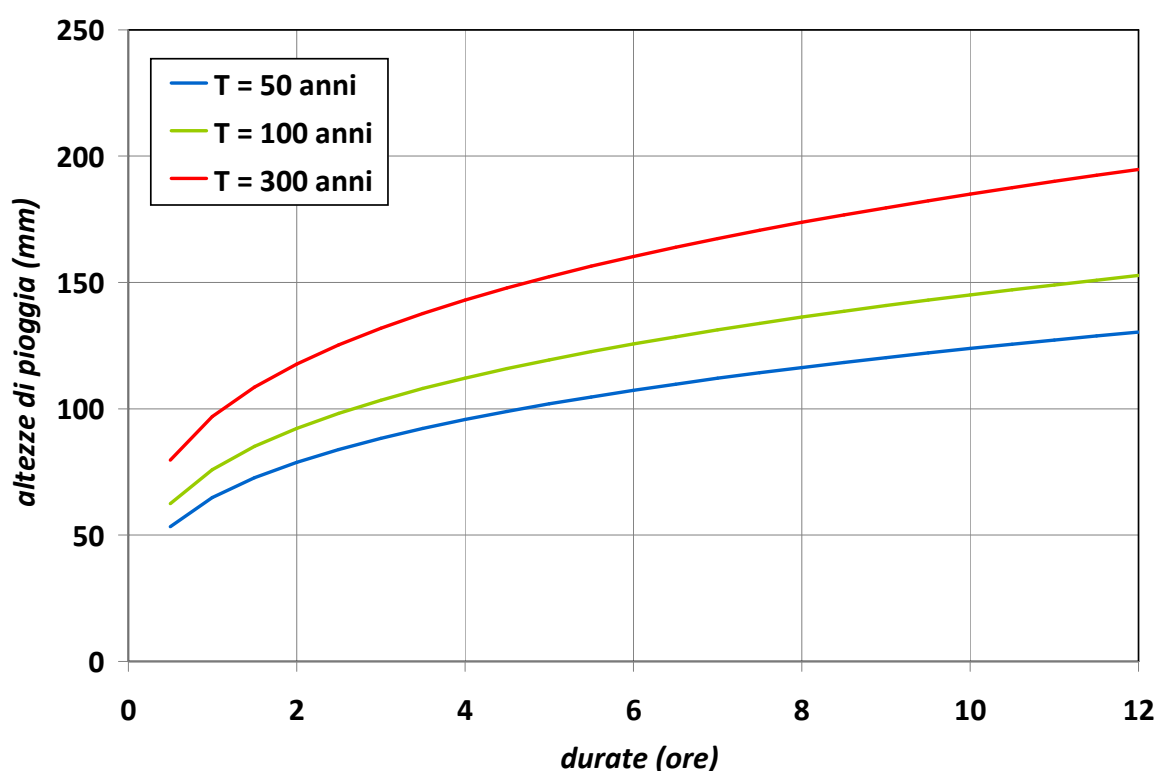
$$w_T = u + \frac{\alpha}{k} \left[ 1 - \left( \ln \frac{T}{T-1} \right)^k \right] \quad (2)$$

dove i valori dei parametri caratteristici  $\alpha$ ,  $u$ , e  $k$ , sono stati stimati attraverso il metodo degli  $L$ -momenti.

$\alpha$	$u$	$k$
0.2420	0.8300	- 0.1171

**Tabella 3. Parametri della GEV scala invariante**

Tali parametri consentono di definire completamente la CPP per ciascun tempo di ritorno considerato e di calcolare, in definitiva, le altezze critiche di precipitazione lorda di assegnato tempo di ritorno  $T$  per qualunque durata (Figura 5).



**Figura 5. Curve di probabilità pluviometrica in forma scala invariante**

### CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE AL COLMO DI PIENA

Data la piccola estensione dei bacini oggetto di studio, per la determinazione degli idrogrammi di piena liquida, è stata utilizzata la classica formula razionale in base alla quale la portata massima  $Q_{max}(t_c, T)$  si ottiene per una durata della pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino ed è valutabile come segue:



$$Q_{max}(t_c, T) = i_e(t_c, T) \cdot A \quad (3)$$

dove  $t_c$  rappresenta il tempo di corrivazione del bacino,  $i_e(t_c, T)$  rappresenta l'intensità critica effettiva di assegnato tempo di ritorno  $T$ , ovvero il volume di pioggia che produce deflusso sul bacino al netto dalle perdite per infiltrazione, per intercettazione da parte della vegetazione, per accumulo nelle depressioni superficiali e per saturazione iniziale del terreno per un evento di durata pari al tempo di corrivazione, ed  $A$  è l'area totale del bacino. L'idrogramma di piena corrispondente ha forma triangolare centrata con tempo di base pari al doppio del tempo di corrivazione.

Per la trasformazione delle piogge lorde in piogge efficaci il metodo qui adottato è quello proposto nel 1972 dal Soil Conservation Service – US Department of Agriculture, noto come metodo del Curve Number (SCS-CN) (Chow et al., 1988). In accordo a tale metodo si ha deflusso superficiale soltanto se la precipitazione lorda cumulata dedotta dalla curva di probabilità pluviometrica  $h(t, T)$  supera le perdite iniziali  $I_a$ , che rappresentano un volume specifico di pioggia sottratto a priori e che descrive in modo globale numerosi processi differenti, come l'intercettazione da parte della vegetazione, l'accumulo nelle depressioni superficiali e l'imbibimento iniziale del terreno; se ciò accade è possibile calcolare la precipitazione efficace cumulata sul bacino  $h_e(t, T)$  tramite la seguente espressione:

$$h_e(t_c, T) = \frac{[h(t_c, T) - I_a]^2}{h(t_c, T) - I_a + S} \quad (4)$$

dove  $S$  rappresenta la massima ritenzione potenziale del terreno ed è un coefficiente che dipende dalla permeabilità effettiva e dall'uso del suolo; le perdite iniziali  $I_a$  sono valutabili come una quota parte della massima ritenzione potenziale.

Dalla (4) si deduce come il deflusso possa essere stimato a partire dall'afflusso utilizzando un solo parametro, ovvero la massima ritenzione potenziale  $S$ , il cui valore dipende dalla natura del terreno e dall'uso del suolo, globalmente rappresentati dal parametro CN (Curve Number), secondo la relazione:

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (5)$$

Per la scelta del parametro Curve Number, CN, variabile tra 0 e 100 e tabulato dal SCS secondo la capacità di deflusso del terreno e l'uso del suolo, si è utilizzata la mappa regionale del CN realizzata sulla base delle informazioni fornite dal PAI della Regione Sicilia. Il parametro  $I_a$  che definisce la perdita iniziale risulta legato in maniera indiretta al solo valore di CN e ad un coefficiente  $a$  che è stato ipotizzato, come in molte delle applicazioni che riguardano il territorio italiano, pari a 0.20. Per l'intera area di studio il valore di CN considerato è stato posto pari a **82** presupponendo che gli eventi estremi di piena avvengano in condizioni di terreno pressoché saturo, per precedenti precipitazioni, e, considerando che tali condizioni siano omogenee su tutto il bacino, vista la ridotta estensione dello stesso.

La determinazione della intensità di pioggia critica, cioè dell'intensità costante di quella pioggia, supposta uniformemente distribuita sul bacino, che determina la portata massima nell'idrogramma di piena di tempo di ritorno  $T$ , è possibile previa conoscenza del tempo di corrivazione relativo alla sezione di chiusura del bacino.

La relazione qui utilizzata per la valutazione del tempo di corrivazione è quella della falda piana proposta da Wooding (1965):

$$t_c = \frac{L_p^{3/5}}{k_s^{3/5} \cdot i_p^{3/10} \cdot i^{2/5}} \quad (6)$$

dove  $L_p$  è la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo, fornito dalla somma del percorso in versante più quello nell'asta principale espresso in m ( $L_p=2450$  m);  $k_s$  è la scabrezza idraulica secondo Strickler espressa in  $m^{1/3}/s$  ( $k=15$ );  $i_p$  la pendenza media del percorso idraulicamente più lungo in m/m ( $i_p=0.2617$ ); ed  $i$  l'intensità di pioggia, variabile in funzione del tempo di ritorno.

Questa relazione è particolarmente orientata alla stima del tempo di corrivazione in bacini di piccole dimensioni ed è basata sulla conoscenza di semplici caratteristiche

geometriche del bacino come la superficie, la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo e la pendenza dell’asta principale.

Poiché non sono disponibili serie significative di precipitazioni di massima intensità e durata inferiore ad una ora si è scelto di considerare per il calcolo delle altezze di pioggia per durate sub-orarie, la relazione suggerita da Ferro (2002) per i piccoli bacini siciliani:

$$h_{t,T} = 0.208 \cdot h_{60,T} \cdot t^{0.386} \quad (7)$$

che presuppone che il rapporto tra l’altezza di pioggia  $h_{t,T}$  con  $t$  minore di 60 minuti e l’altezza di pioggia  $h_{60,T}$  di durata 60’ e pari tempo di ritorno  $T$  sia dipendente solo dalla durata  $t$  espressa in minuti.

I valori delle portate al colmo, individuate per i diversi tempi di ritorno di progetto, sono riportati nella tabella successiva:

	<b><math>T = 50</math></b>	<b><math>T = 100</math></b>	<b><math>T = 300</math></b>
<b><math>t_c</math> (min)</b>	37.7	35.1	31.5
<b><math>Q_{max}</math> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>8.8</b>	<b>11.5</b>	<b>17.0</b>

**Tabella 4.** Portate al colmo di piena per diversi tempi di ritorno.

## CALCOLO DELLE PORTATE PER LE CORRENTI DETRITICHE

La formazione di una corrente (colata) detritica si può ricondurre in generale al contemporaneo verificarsi di tre condizioni: presenza di materiale detritico, apporto di fluido in quantità sufficiente a mobilitare il materiale, pendenza del fondo adeguata.

Le colate detritiche sono principalmente originate da eventi piovosi di notevole intensità oppure, nelle aree alpine, da fenomeni di repentino scioglimento dei ghiacciai dovuto a drastiche variazioni della temperatura. Nel caso di un evento



piovoso, si avrà uno scorrimento superficiale dell'acqua sull'ammasso granulare e un'infiltrazione attraverso gli interstizi tra i granuli.

Per pendenze elevate, può avvenire una movimentazione verso valle della parte superiore del letto granulare prima della comparsa di una corrente superficiale, non appena lo spessore dello strato saturo arriva ad un livello critico. Oltre questo livello le forze mobilizzanti dovute all'azione del peso dello strato superficiale superano le forze d'attrito. Un apporto idrico graduale produce in questo caso eventi franosi più o meno saturi, che normalmente non si trasformano in colate detritiche poiché l'acqua è insufficiente per portare ad una fluidificazione del materiale. In presenza di eventi di pioggia particolarmente gravosi tali pendenze possono tuttavia generare colate detritiche intense e rapide, prodotte dalla mobilitazione dell'intero spessore dello strato di deposito.

Per un pendio meno inclinato non si ha la movimentazione dell'ammasso granulare finché non si arriva alla saturazione del letto. Quando le forze di trascinamento della corrente di piena aumentano e superano le forze resistenti dello strato superficiale del letto, si forma un debris flow che può percorrere tratti molto lunghi.

Per il calcolo delle portate associate a questo tipo di fenomeni esistono in letteratura (Rickenmann, 1999; Marchi e D'Agostino, 2004; D'Agostino, 2008; Bianco e Franzì, 2000) diverse metodologie empiriche di tipo speditivo, che permettono di stimare il volume di materiale mobilitato a seguito di una colata detritica da un bacino idrografico in funzione di alcuni parametri morfometrici del bacino stesso. A dispetto della loro semplicità, però, queste relazioni hanno il difetto di non includere nella loro struttura nessun parametro probabilistico il che le rende inutilizzabili nelle applicazioni progettuali ove è necessario considerare il tempo di ritorno delle forzanti.

Per questo motivo è stato qui adottato il metodo volumetrico basato semplicemente sulla amplificazione della portata liquida di picco come proposto da

Takahashi (1991) e sull'invarianza del sedimentogramma rispetto all'idrogramma di piena (Armanini, 1997).

La formula di Takahashi permette di stimare la portata solida  $Q_d$  in funzione delle caratteristiche della colata detritica, al variare della portata liquida  $Q_l$  del bacino:

$$Q_d = \frac{c_*}{c_* - c_v} \cdot Q_l$$

con  $\frac{c_*}{c_* - c_v}$  definito come “*fattore di amplificazione della portata liquida*”;

dove  $c_*$  è la concentrazione dei sedimenti depositati nel letto in condizioni statiche nel caso di massimo impaccamento,  $c_v$  è la concentrazione volumetrica di equilibrio dei solidi (fini e grossolani) trasportati dalla colata supposta in moto uniforme.

Per gli ammassi naturali non coesivi  $c_*$  può variare tra 0.55 e 0.65, mentre il valore della concentrazione volumetrica può essere calcolato in funzione delle caratteristiche degli ammassi granulari e della pendenza del fondo alveo tramite la seguente espressione:

$$c_v = \min \left[ \frac{\rho_l \tan \vartheta}{(\rho_s - \rho_l) \cdot (\tan \phi - i_f)} \quad 0.9c_* \right]$$

$\rho_s$  = densità dei solidi grossolani (2650 kg/m<sup>3</sup>),  $\rho_l$  = densità acqua (1000 kg/m<sup>3</sup>),  $i_f$  = pendenza alveo (°) e  $\phi$  = angolo attrito interno materiale.

Questa espressione permette di legare la concentrazione della miscela solido-liquida alla pendenza dell'alveo e, seguendo una classificazione proposta dallo stesso Takahashi, distinguere il tipo di corrente in base ai valori di concentrazione (Tab.5).

$c_v < 0.02$	Acqua chiara con trasporto solido di fondo (bedload)
$0.02 \leq c_v < 0.2$	Colata detritica immatura
$c_v \geq 0.2$	Colata detritica matura

**Tabella 5.** Soglie di concentrazione volumetrica per le colate

In relazione alla precisa richiesta del Servizio 3 dell'A.R.T.A. di cui alla nota prot.

n°51942 del 3.12.2013, di fare riferimento a diversi scenari, considerando più valori di progetto per volumi, portate e parametri reologici, nell'applicazione della formula di Takahashi, ci si è basati sulle possibili combinazioni dei parametri di base.

A tale scopo, nella determinazione del *fattore di amplificazione della portata liquida*, ferma restando la pendenza media dell'alveo, si è fatto riferimento a tre possibili valori del "coefficiente di impaccamento" ( $c_* = 0.55, 0.60$  e  $0.65$ ) ed ai valori di angolo d'attrito del materiale d'alveo ricavabili dalle indagini geologico-geotecniche effettuate ( $\phi = 33^\circ \div 35^\circ$ ).

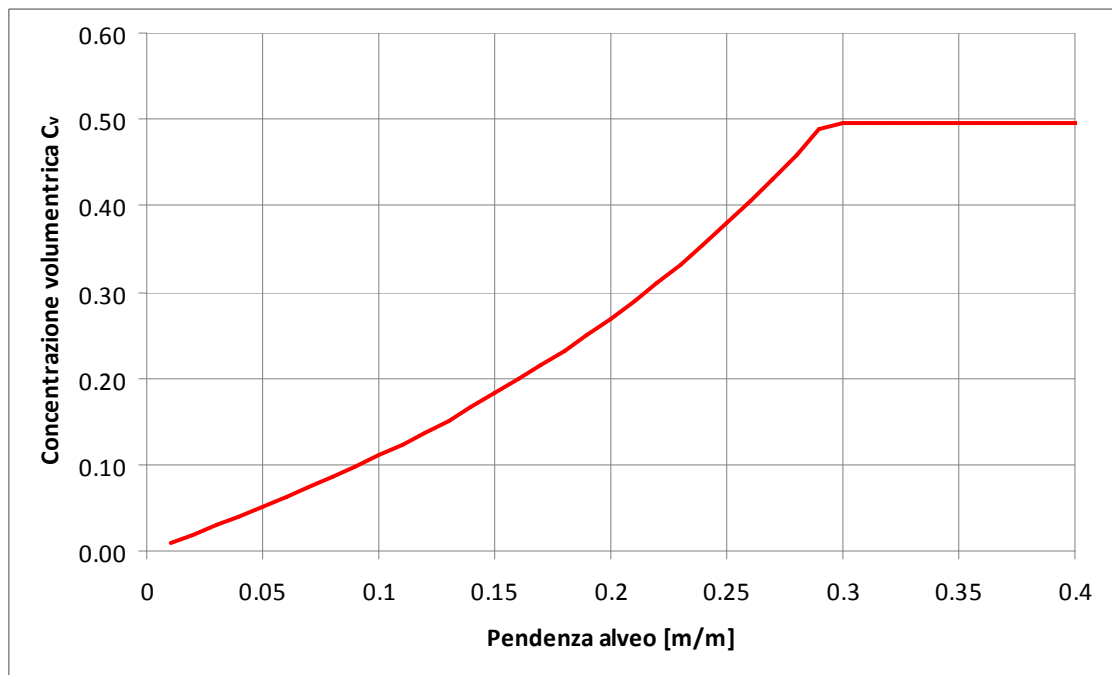
Nella tabella che segue sono riassunti i risultati ottenuti

$\phi$ (°)	$c_*$	$c_v$	$Q_d/Q_l$	Modello GEV					
				T=50		T=100		T=300	
				$Q_l$	$Q_d$	$Q_l$	$Q_d$	$Q_l$	$Q_d$
33	0.55	0.405	3.78	8.8	33.3	11.5	43.5	17.0	64.3
	0.60		3.07	8.8	27.0	11.5	35.3	17.0	52.2
	0.65		2.64	8.8	23.2	11.5	30.4	17.0	44.9
34	0.55	0.380	3.24	8.8	28.5	11.5	37.3	17.0	55.1
	0.60		2.73	8.8	24.0	11.5	31.4	17.0	46.4
	0.65		2.41	8.8	21.2	11.5	27.7	17.0	41.0
35	0.55	0.358	2.86	8.8	25.2	11.5	32.9	17.0	48.6
	0.60		2.48	8.8	21.8	11.5	28.5	17.0	42.2
	0.65		2.22	8.8	19.5	11.5	25.5	17.0	37.7

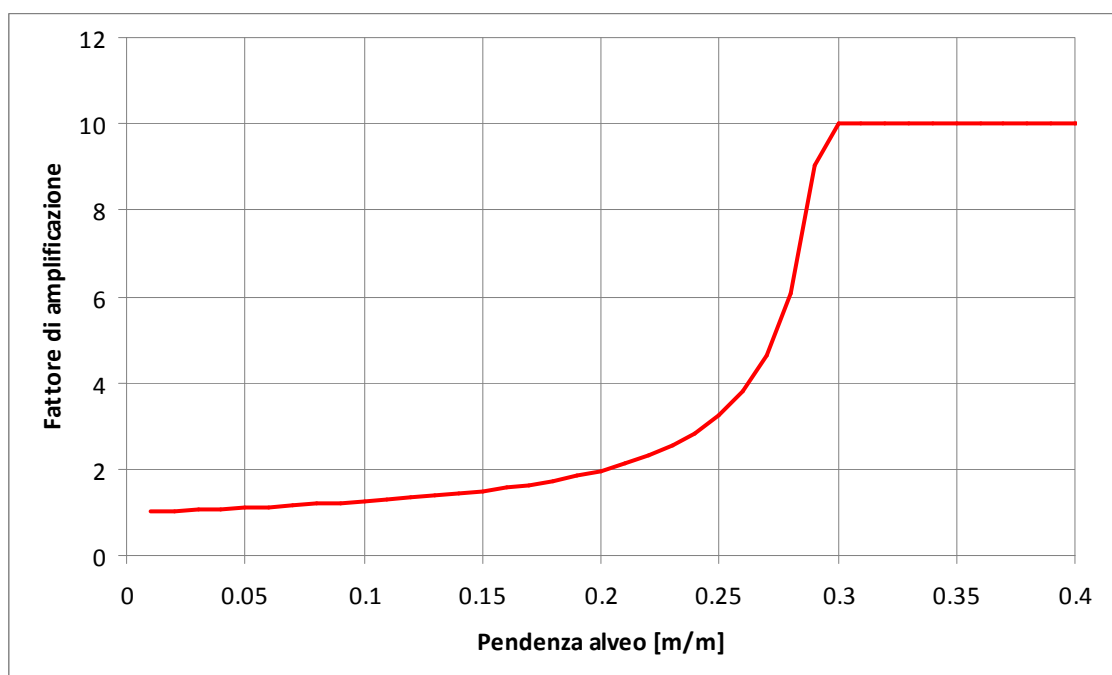
**Tabella 6.** Portate liquide e solide in funzione dell'angolo di attrito dell'alveo e del coefficiente di impaccamento

Nelle figure 6 e 7, per le condizioni più gravose, relative a  $c_*=0,55$  e  $\phi = 33^\circ$ , sono rappresentati rispettivamente la concentrazione volumetrica ed il fattore di amplificazione in funzione della pendenza dell'alveo.





**Figura 6.** Concentrazione volumetrica in funzione della pendenza dell'alveo



**Figura 7.** Fattore di amplificazione portate liquide in funzione della pendenza dell'alveo

I risultati ottenuti indicano che:

- in caso di innesco, la colata detritica è di tipo matura, stante i valori calcolati di concentrazione volumetrica  $> 0.2$  (vedasi tabella 5);

- il fattore di amplificazione della portata liquida, in base alle diverse ipotesi prese in esame, varia da 2.2 a 3.78;
- le portate solide al colmo per tempo di ritorno  $T_r=100$  anni, variano da 25.5 a 43.5 m<sup>3</sup>/s.

### **CALCOLO DEI VOLUMI DI MATERIALE MOBILITABILI (MAGNITUDO)**

Le portate solide prima calcolate riguardano valori di picco di evento estremo, che non tengono conto della disponibilità di sedimento e della sua distribuzione.

E', dunque, necessaria una stima contestuale dei volumi di materiale potenzialmente mobilizzabile, da condurre attraverso l'applicazione dell'approccio geomorfologico che perviene alla determinazione dell'entità delle colate detritiche sulla base di rilievi delle aree sorgenti di sedimento.

La valutazione dei potenziali apporti di detrito riguarda gli alvei torrentizi, le sponde instabili o in erosione, nonché le frane connesse alla rete idrografica.

Per quanto riguarda la valutazione dello stato di ricarica dell'asta torrentizia si può fare riferimento a più metodologie di analisi:

- Metodo di Hungr;
- Metodo di Spreafico.

Il metodo di Hungr et al. (1984) presenta il vantaggio di prevedere una certa standardizzazione delle procedure. Esso si basa su due ipotesi cautelative: la prima è che, in caso di colata detritica, tutte le aree sorgenti vengono attivate, la seconda che non si abbia redistribuzione del materiale all'interno del bacino.

Il metodo consiste nel suddividere la rete idrografica del bacino in tratti omogenei per quanto riguarda le caratteristiche di erodibilità. Una volta riconosciuti i tratti di canale omogenei, determinata la loro lunghezza ( $L_i$ ) e assegnato un valore dell'apporto di sedimento unitario ( $e_i$ ), ovvero il volume erodibile per unità di lunghezza dell'asta fluviale è possibile applicare l'equazione di seguito riportata che permette di ricavare il volume totale di materiale mobilizzabile.

$$V = \sum_{i=1}^n L_i \cdot e_i$$

dove:

- V = volume totale (m<sup>3</sup>);
- L<sub>i</sub> = lunghezza dei tratti di torrenti di caratteristiche uniformi (m);
- e<sub>i</sub> = apporto detritico per unità di lunghezza (m<sup>3</sup>/m).

Il metodo di Spreafico, studiato per i bacini montani della Svizzera, ha un approccio simile a quello di Hungr, anche se più dettagliato dal punto di vista analitico. Il volume erodibile è infatti determinato separatamente per il letto dell'alveo e per le sponde, oltre che per le sorgenti localizzate.

Le formulazioni sono di seguito proposte:

$$V_{alveo} = k \cdot L \cdot b \cdot d$$

$$V_{sponda} = k \cdot L \cdot h \cdot d$$

$$V_p = \frac{k \cdot L \cdot h \cdot d}{2}$$

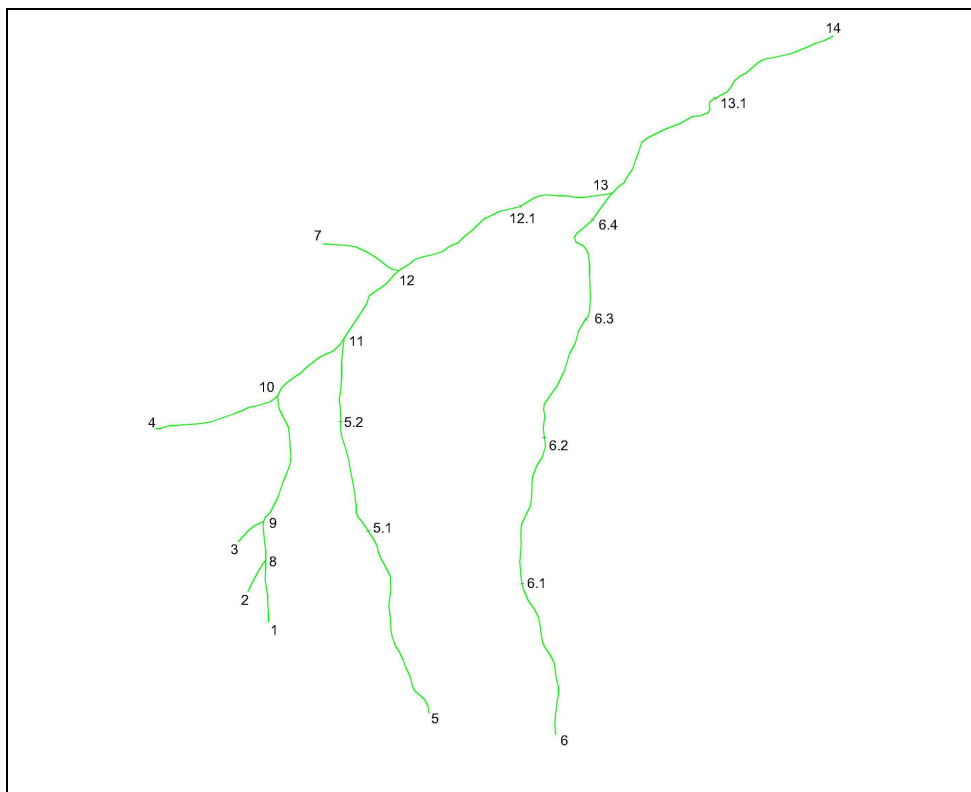
Avendo indicato con:

- L: la lunghezza dell'alveo, della sponda o dell'area sorgente di sedimento localizzata;
- b: larghezza dell'alveo;
- h: altezza delle sponde;
- d: profondità di erosione;
- k: fattore di riduzione, variabile tra 0.5 ed 1.

Nel caso in esame, per meglio descrivere le condizioni peculiari dell'asta torrentizia di che trattasi, si è fatto riferimento al metodo di Spreafico, analizzando due distinti scenari: l'alveo nelle condizioni attuali e l'alveo nell'ipotesi di realizzazione degli interventi in progetto.

Ai fini del calcolo, è stato analizzato il reticolo idrografico del Vallone Caputo, raggruppando i diversi tratti omogenei in termini di larghezza ed altezza spondale (Figura 8). A vantaggio di sicurezza, sono stati presi in esame anche i tratti che per la loro pendenza (inferiore al 10-15%) costituiscono potenzialmente zone di deposito.

E' stato anche preso in esame il versante in dissesto in corrispondenza della sez.20, che costituisce una possibile sorgente localizzata. Per quanto riguarda la profondità di erosione, si è fatto riferimento a valori medi per i diversi tratti omogenei, fissati anche in relazione a quanto verificatosi durante l'evento del 2001.



**Figura 8.** Reticolo Vallone Caputo con indicazione tratti omogenei

Nelle tabelle 7, 8 e 9 sono riportate le valutazioni sui volumi mobilitabili nelle condizioni attuali.

Tratti	Lunghezza tratto L	Larghezza alveo b	Profondità erosione d	Fattore di riduzione k	Volume alveo V <sub>alveo</sub>
	[m]	[m]	[m]		[m <sup>3</sup> ]
<b>RAMO PRINCIPALE</b>					
1-8	123.0	2.0	1.00	0.75	184.5
2-8	70.0	2.0	1.00	0.75	105.0
3-9	64.0	2.0	1.00	0.75	96.0
8-9	77.0	2.0	1.00	0.75	115.5
9-10	268.0	3.0	1.00	0.75	603.0
4-10	255.0	2.0	1.00	0.75	382.5
10-11	179.0	4.0	1.25	0.75	671.3
5-5.1	395.0	2.0	1.00	0.75	592.5
5.1-5.2	228.0	3.0	1.00	0.75	513.0



5.2-11	167.0	4.0	1.25	0.75	626.3
11-12	176.0	4.0	1.25	0.75	660.0
7-12	163.0	2.0	1.00	0.75	244.5
12-12.1	279.0	5.0	1.25	0.75	1307.8
12.1-13	191.0	6.0	1.50	0.75	1289.3
13-13.1	287.0	7.0	1.50	0.75	2260.1
13.14	332.0	8.0	1.50	0.75	2988.0
<b>Totale</b>					<b>12639</b>

RAMO SECONDARIO					
6-6.1	316.00	2.00	1.00	0.75	474.0
6.1-6.2	302.00	3.00	1.00	0.75	679.5
6.2-6.3	256.00	4.00	1.25	0.75	960.0
6.3-6.4	227.00	5.00	1.25	0.75	1064.1
6.4-13	68.00	6.00	1.50	0.75	459.0
<b>Totale</b>					<b>3637</b>

**Tabella 7.** Volumi mobilitabili letto d'alveo – Stato attuale

Tratti	Lunghezza tratto L	Altezza sponde b	Profondità erosione d	Fattore di riduzione k	Volume sponda V <sub>sponda</sub>
	[m]	[m]	[m]		[m <sup>3</sup> ]
RAMO PRINCIPALE					
1-8	123.00	2.00	1.00	0.75	184.5
2-8	70.00	2.00	1.00	0.75	105.0
3-9	64.00	2.00	1.00	0.75	96.0
8-9	77.00	2.00	1.00	0.75	115.5
9-10	268.00	2.60	1.00	0.75	522.6
4-10	255.00	2.00	1.00	0.75	382.5
10-11	179.00	3.00	1.25	0.75	503.4
5-5.1	395.00	2.00	1.00	0.75	592.5
5.1-5.2	228.00	2.60	1.00	0.75	444.6
5.2-11	167.00	3.00	1.25	0.75	469.7
11-12	176.00	3.00	1.25	0.75	495.0
7-12	163.00	2.00	1.00	0.75	244.5
12-12.1	279.00	4.00	1.25	0.75	1046.3
12.1-13	191.00	5.00	1.50	0.75	1074.4
13-13.1	287.00	7.00	1.50	0.75	2260.1
13.14	332.00	8.00	1.50	0.75	2988.0
<b>Totale</b>					<b>11524</b>
RAMO SECONDARIO					
6-6.1	316.00	2.00	1.00	0.75	474.0
6.1-6.2	302.00	2.60	1.00	0.75	588.9

6.2-6.3	256.00	3.00	1.25	0.75	720.0
6.3-6.4	227.00	4.00	1.25	0.75	851.3
6.4-13	68.00	6.00	1.50	0.75	459.0
<b>Totale</b>					<b>3093</b>

**Tabella 8.** Volumi mobilitabili sponde– Stato attuale

Sorgente	Lunghezza tratto L	Altezza sponde b	Profondità erosione d	Fattore di riduzione k	Volume sorgente V <sub>p</sub>
	[m]	[m]	[m]		[m <sup>3</sup> ]
Sez. 20	30.00	35.00	3.0	0.75	1181.3
<b>Totale</b>					<b>1181</b>

**Tabella 9.** Volumi mobilitabili sorgente localizzata – Stato attuale

L'ordine di grandezza dei volumi complessivamente mobilitabili allo stato attuale è il seguente:

$$V_{\text{totale}} = V_{\text{alveo}} + V_{\text{sponda}} + V_p = (12639+3637) + (11526+3093) + 1181 = 32076 \text{ m}^3$$

In relazione a questo valore di magnitudo, si evidenzia che durante l'evento del 2001, la colata detritica riguardò esclusivamente l'asta torrentizia principale, mentre l'asta secondaria non subì alcun fenomeno erosivo. Ciò rende lecito ipotizzare un, possibile, distinto comportamento delle due aste del reticolo, che porterebbe in questa ipotesi ad un valore di magnitudo più basso, relativo alla sola asta principale, pari a  $V_{\text{totale}} = 25345 \text{ m}^3$ .

In ogni caso, con la realizzazione degli interventi in progetto la magnitudo verrà significativamente ridotta considerato che:

- a) il consolidamento dei dissesti del versante in corrispondenza della sez. 20 porterà all'annullamento della relativa sorgente localizzata.
- b) la difesa spondale dell'alveo con la presenza delle gabbionate nei tratti 6.4-13, 13-13.1 e 13.1-14, porterà alla sostanziale eliminazione dei fenomeni erosivi e del relativo contributo in termini di volume movimentabile.
- c) la sistemazione idraulica del torrente negli stessi tratti, ridurrà fortemente la mobilitazione del fondo alveo.

Sulla base di questi elementi, nelle tabelle 10, 11 e 12 è stata effettuata la stima dei volumi movimentabili post intervento.

Tratti	Lunghezza tratto L	Larghezza alveo b	Profondità erosione d	Fattore di riduzione k	Volume alveo V <sub>alveo</sub>
	[m]	[m]	[m]		[m <sup>3</sup> ]
<b>RAMO PRINCIPALE</b>					
1-8	123.00	2.00	1.00	0.75	184.5
2-8	70.00	2.00	1.00	0.75	105.0
3-9	64.00	2.00	1.00	0.75	96.0
8-9	77.00	2.00	1.00	0.75	115.5
9-10	268.00	3.00	1.00	0.75	603.0
4-10	255.00	2.00	1.00	0.75	382.5
10-11	179.00	4.00	1.25	0.75	671.3
5-5.1	395.00	2.00	1.00	0.75	592.5
5.1-5.2	228.00	3.00	1.00	0.75	513.0
5.2-11	167.00	4.00	1.25	0.75	626.3
11-12	176.00	4.00	1.25	0.75	660.0
7-12	163.00	2.00	1.00	0.75	244.5
12-12.1	279.00	5.00	1.25	0.75	1307.8
12.1-13	191.00	6.00	1.50	0.75	1289.3
13-13.1	287.00	7.00	0.75	0.5	753.4
13.14	332.00	8.00	0.75	0.5	996.0
<b>Totale</b>					<b>9140</b>
<b>RAMO SECONDARIO</b>					
6-6.1	316.00	2.00	1.00	0.75	474.0
6.1-6.2	302.00	3.00	1.00	0.75	679.5
6.2-6.3	256.00	4.00	1.25	0.75	960.0
6.3-6.4	227.00	5.00	1.25	0.75	1064.1
6.4-13	68.00	6.00	0.75	0.5	153.0
<b>Totale</b>					<b>3331</b>

**Tabella 10.** Volumi movimentabili letto d'alveo – Post intervento

Tratti	Lunghezza tratto L	Altezza sponde b	Profondità erosione d	Fattore di riduzione k	Volume sponda V <sub>sponda</sub>
	[m]	[m]	[m]		[m <sup>3</sup> ]
<b>RAMO PRINCIPALE</b>					
1-8	123.00	2.00	1.00	0.75	184.5
2-8	70.00	2.00	1.00	0.75	105.0

3-9	64.00	2.00	1.00	0.75	96.0
8-9	77.00	2.00	1.00	0.75	115.5
9-10	268.00	2.60	1.00	0.75	522.6
4-10	255.00	2.00	1.00	0.75	382.5
10-11	179.00	3.00	1.25	0.75	503.4
5-5.1	395.00	2.00	1.00	0.75	592.5
5.1-5.2	228.00	2.60	1.00	0.75	444.6
5.2-11	167.00	3.00	1.25	0.75	469.7
11-12	176.00	3.00	1.25	0.75	495.0
7-12	163.00	2.00	1.00	0.75	244.5
12-12.1	279.00	4.00	1.25	0.75	1046.3
12.1-13	191.00	5.00	1.50	0.75	1074.4
13-13.1	287.00				
13.14	332.00				

**Totale 6276**

RAMO SECONDARIO					
6-6.1	316.00	2.00	1.00	0.75	474.0
6.1-6.2	302.00	2.60	1.00	0.75	588.9
6.2-6.3	256.00	3.00	1.25	0.75	720.0
6.3-6.4	227.00	4.00	1.25	0.75	851.3
6.4-13	68.00				

**Totale 2634**

**Tabella 11.** Volumi mobilitabili sponde – Post intervento

Sorgente	Lunghezza tratto	Altezza sponde	Profondità erosione	Fattore di riduzione	Volume sorgente
	L	b	d	k	V <sub>p</sub>
	[m]	[m]	[m]		[m <sup>3</sup> ]
Sez. 20					0.0

**Totale 0.0**

**Tabella 12.** Volumi mobilitabili sorgente localizzata – Post intervento

L'ordine di grandezza dei volumi complessivamente mobilitabili post intervento è il seguente:

$$V_{\text{totale}} = V_{\text{alveo}} + V_{\text{sponda}} + V_p = (9140+3331) + (6276+2634) + 0 = 21381 \text{ m}^3$$

In termini assoluti, con la realizzazione degli interventi in progetto, l'ordine di grandezza della riduzione della magnitudo è di circa 10.700 m<sup>3</sup>, che in termini relativi equivale ad una riduzione del 33%.

Se si considera solo l'asta principale, il volume movimentabile post intervento è di  $V_{\text{totale}} = 15417 \text{ m}^3$ , con una riduzione della magnitudo di circa  $9900 \text{ m}^3$ , che in termini relativi equivale ad una riduzione del 40%.

La realizzazione delle due barriere paradetriti, capaci di intercettare complessivamente fino a  $2000\text{-}2500 \text{ m}^3$ , costituisce un ulteriore elemento di mitigazione del rischio, con un abbattimento aggiuntivo dei volumi mobilitati del 10% rispetto all'intero bacino (asta principale e secondaria), che sale ad oltre il 15% nel caso del ripetersi di un evento come quello del 2001, relativo solo all'asta principale.

Pur non essendo direttamente lineare la correlazione tra la magnitudo e la portata solida di picco, è plausibile un significativa riduzione di quest'ultima rispetto alle condizioni attuali, con effetti positivi non indifferenti sulle condizioni di rischio per il complesso residenziale a valle della SP 146, della stessa strada provinciale e dell'altra SP146 bis.

In ogni caso, le verifiche idrauliche riportate nelle pagine che seguono, a vantaggio di sicurezza, non tengono conto di questo fattore di riduzione, né del campo di variazione della portata solida indicato nel capitolo precedente, ma si basano sui valori massimi assoluti determinati.

In merito alla possibilità di realizzazione di una piazza di deposito, l'andamento del Vallone Caputo non rende possibile l'attuazione di una tale soluzione. Il Vallone, infatti, risulta apprezzabilmente inciso rispetto ai versanti circostanti, senza che al contempo si abbiano aree idonee (in termini di posizione, estensione e quote) che possano svolgere la suddetta funzione.

L'unica area dove si sarebbe potuta attuare tale soluzione è quella a valle del complesso residenziale da proteggere, poco prima dell'attraversamento della S.P. 146 bis, essendo questa la zona di sbocco della Vallata di c/da Mulinazzo. Questa ipotesi è stata scartata in quanto non avrebbe comportato alcun giovamento in termini di mitigazione del rischio principale, a fronte di maggiori oneri per espropri e lavori da eseguire.



---

# 3

## STUDIO IDRAULICO

---

### GENERALITA'

Lo studio della propagazione delle onde di piena, anche di natura solida, ricavate per i diversi tempi di ritorno fissati, è essenzialmente finalizzato alla determinazione della capacità di convogliamento dell'alveo. I modelli idraulici di propagazione giocano un ruolo fondamentale in questo tipo di analisi fornendo la possibilità di determinare l'andamento dei livelli idrici associati a differenti condizioni di moto.

Nel caso in esame, coerentemente con quanto richiesto dal Servizio 3 dell'A.R.T.A., al fine di valutare l'andamento della corrente in condizioni di moto permanente, per l'analisi idraulica del fenomeno è stato utilizzato il modello HEC-RAS (River Analysis System), sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers.

Tale modello è in grado di eseguire calcoli idraulici monodimensionali per una rete di canali, allo scopo di determinare il tracciamento del profilo della superficie libera di un corso d'acqua, sotto le ipotesi di moto permanente unidimensionale, corrente gradualmente variata, pendenze longitudinali del fondo dell'alveo non eccessive.

Obiettivo delle analisi idrauliche condotte è stata la determinazione delle altezze idriche nelle condizioni di progetto, al fine di individuare le portate convogliabili nei

vari tratti ed in particolare in corrispondenza degli attraversamenti della S.P. 146 e SP 146 bis, oltre che in altri punti singolari. Con le verifiche dell'effettiva capacità idraulica della sistemazione di progetto, come spiegato meglio di seguito, sono anche emerse alcune indicazioni utili per migliorare il comportamento idraulico dell'asta fluviale in esame, che hanno portato ad alcune limitate modifiche nel tratto finale prima dell'attraversamento della S.P. 146 bis.

## DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO

Gli schemi monodimensionali sono i più semplici tra i modelli di propagazione e tendono ad assimilare l'alveo e l'area inondabile ad un semplice canale dove l'esondazione è vista come un particolare allargamento della sezione idrica.

Il modello idraulico di propagazione HEC-RAS utilizzato, come già anticipato, permette di ricostruire l'andamento dei profili di rigurgito, in condizione di moto permanente gradualmente variato in alveo cilindrico (fatta eccezione per le sezioni in cui si risente della presenza di strutture, quali i ponti), valutando l'influenza di eventuali ponti o di vari ostacoli sul normale deflusso della corrente.

La base teorica di questo modello è costituita dalla classica equazione di conservazione dell'energia derivata per le correnti in moto permanente. La sua risoluzione, ottenuta con una procedura iterativa restituisce le altezze idriche e le velocità medie della corrente nelle sezioni trasversali di un tratto di corso d'acqua nell'ipotesi che la portata rimanga costante nel tempo. L'equazione di conservazione dell'energia ha la seguente espressione:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

- $Y_1, Y_2$ : sono le altezze idriche in corrispondenza delle due sezioni che delimitano il tronco di fiume;
- $Z_1, Z_2$ : quote del fondo;

- $V_1, V_2$ : velocità medie, date dal rapporto tra la portata totale e l'area totale disponibile per il flusso;
- $\alpha_1, \alpha_2$ : coefficienti di Coriolis, (rapporto tra la media delle altezze generatrici della velocità locali e l'altezza generatrice della velocità media), permettono di tenere conto della non uniforme distribuzione della velocità;
- $g$ : accelerazione di gravità;
- $h_e$ : perdite di carico tra due sezioni trasversali.

Il termine  $h_e$  delle perdite energetiche tiene conto di due tipi di perdite: le perdite distribuite dovute all'attrito e le perdite localizzate dovute al restringimento o all'allargamento della sezione, con la conseguente contrazione od espansione del flusso e quindi l'insorgenza di turbolenze che provocano fenomeni dissipativi, espresse dal prodotto di un opportuno coefficiente con la variazione dell'altezza generatrice della velocità media tra le sezioni trasversali estreme di un tronco di fiume.

In definitiva la perdita di carico totale può quindi essere espressa come segue:

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

dove:

- $L$ : lunghezza del tronco di fiume pesata secondo la distribuzione delle portate, calcolata come:

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{ch} Q_{ch} + L_{rob} Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}}$$

dove i simboli  $L$  e  $Q$  hanno noto significato mentre i pedici stanno ad indicare la parte a sinistra ( $lob$ ) e destra ( $rob$ ) del canale ( $ch$ ).

- $S_f$ : pendenza delle linea dei carichi (gradiente energetico), valutata mediante l'equazione di Manning (espressa nel sistema metrico):

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2}$$



- A: area disponibile per il flusso (sezione liquida);
- R: raggio idraulico (dato dal rapporto tra la sezione liquida ed il perimetro bagnato);
- n: coefficiente di scabrezza di Manning.
- C: coefficiente di contrazione o di espansione; il programma assume che vi sia una contrazione quando l'altezza generatrice della velocità media della sezione di valle del tronco di fiume è più grande di quella della sezione di monte. Viceversa il programma assume che vi sia una espansione. I valori assunti da tale coefficiente sono tabulati in base al tipo di variazione che si verifica nel passaggio da una sezione all'altra (transizione graduale, transizione brusca, presenza di un ponte, etc).

L'equazione dell'energia precedentemente descritta è applicabile per la determinazione della profondità d'acqua solo nel caso di variazioni graduali di flusso. La situazione di passaggio da un regime di corrente veloce ad un regime di corrente lenta o viceversa è invece una situazione di flusso che varia rapidamente. Generalmente questa situazione si verifica per brusche variazioni di sezione o di pendenza dovute o al particolare andamento dell'alveo o alla presenza di una struttura come un ponte o una briglia.

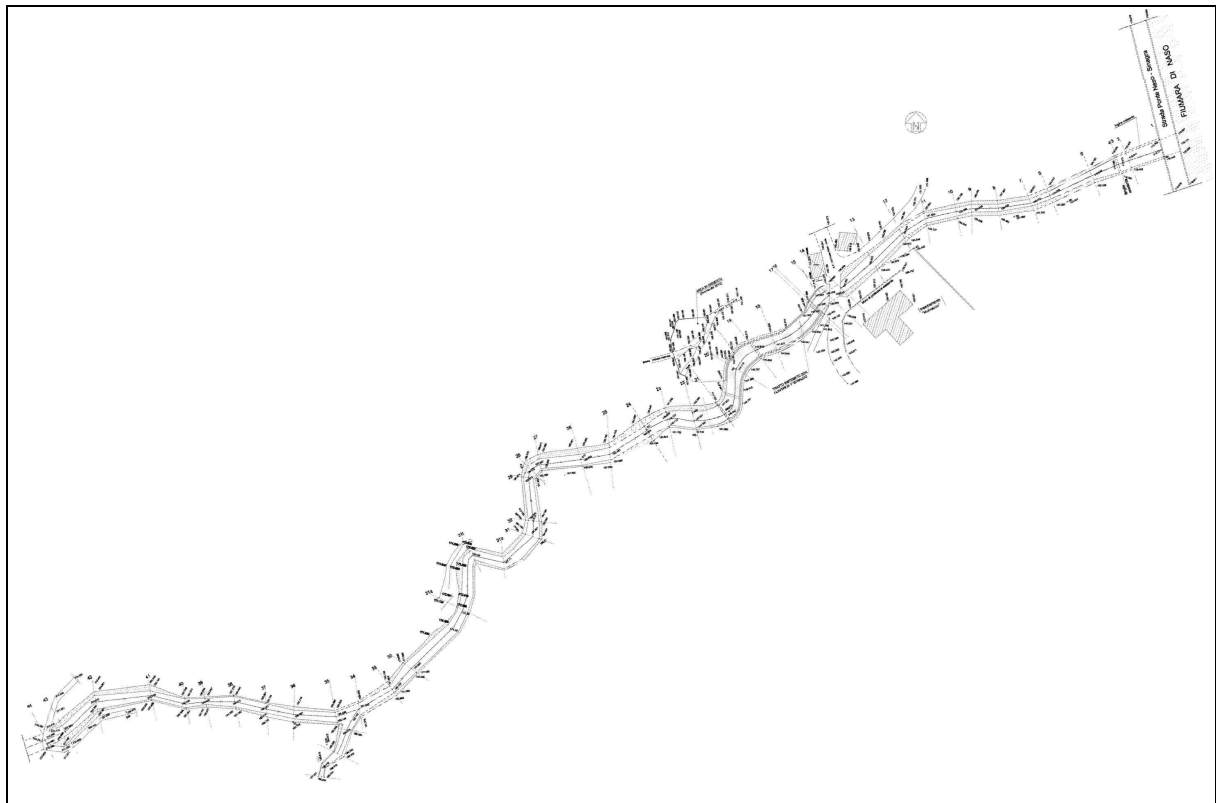
Ogni volta che si verifica il passaggio da un regime di corrente veloce ad un regime di corrente lenta o viceversa il programma HEC-RAS automaticamente utilizza un metodo di risoluzione alternativo a quello dell'energia.

Il modello permette di introdurre come dato d'ingresso la geometria delle sezioni trasversali anche irregolari e con zone a differente indice di scabrezza, così come la presenza di strutture in alveo. Le perdite continue si possono valutare con l'equazione di Manning, ed è possibile tenere conto di perdite localizzate dovute a restringimenti o allargamenti della sezione trasversale. La ricostruzione del profilo avviene tramite integrazione tra due sezioni successive dell'equazione dell'energia con la determinazione delle quote idriche e delle velocità.

Il modello HEC-RAS si dimostra abbastanza affidabile nella ricostruzione della propagazione, grazie soprattutto alla sua possibilità di descrivere sezioni abbastanza irregolari e alla possibilità di potere considerare l’influenza delle strutture trasversali in alveo (ponti, tombini, sottopassi, etc.).

## ANALISI IDRAULICHE

L’analisi idraulica è stata condotta per l’intero tratto del Vallone Caputo oggetto di intervento, per una lunghezza complessiva di circa **830 m**, dalla sezione 44 alla sezione 1.

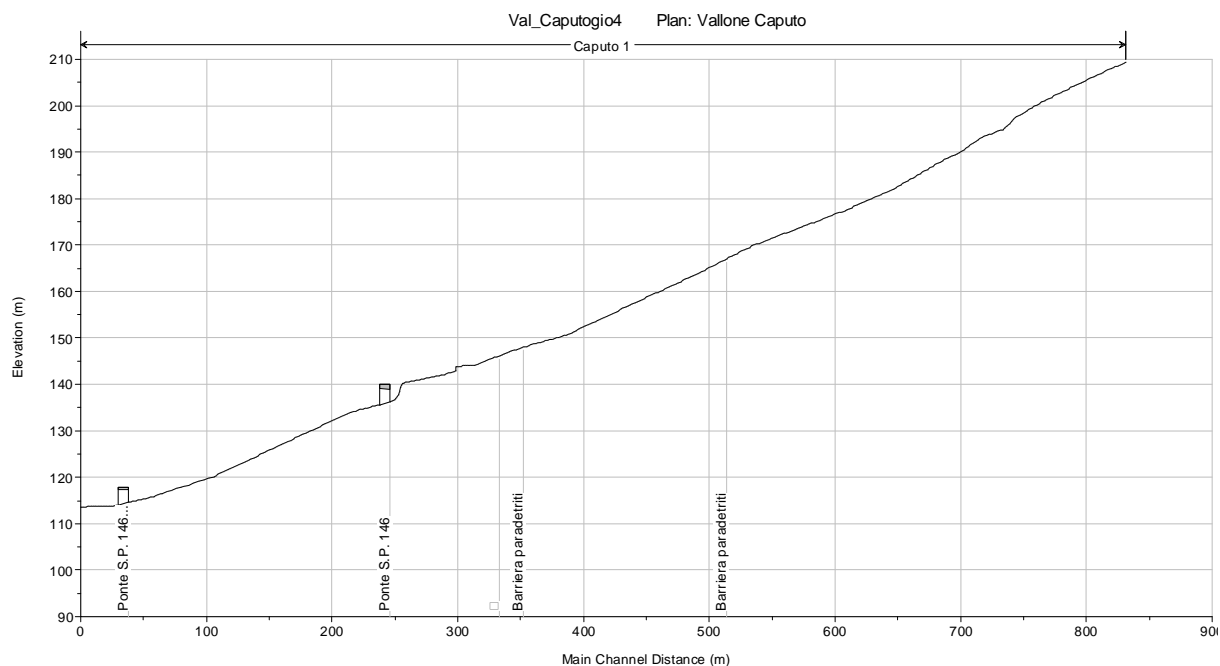


**Figura 9** – *Planimetria tratto analizzato Vallone Caputo*

Per la modellazione idraulica il tronco ha subito una prima discretizzazione a partire dalle 45 sezioni di progetto disponibili, che sono state poi opportunamente interpolate con sezioni intermedie, in modo da avere interdistanza media di circa 2 m, per migliorare l’accuratezza del calcolo.

Sono stati anche considerati i due principali attraversamenti presenti lungo il tronco, relativi ai ponti in corrispondenza della S.P. 146 Ponte Naso - Ucria e della S.P. 146bis Ponte Naso – Sinagra.

La caratterizzazione geometrica del tratto esaminato è stata derivata dalle informazioni disponibili nel Progetto Esecutivo (profilo, sezioni e particolari costruttivi).



**Figura 10 – Profilo longitudinale del Vallone Caputo**

Le simulazioni sono state condotte in condizioni di moto permanente e come condizioni idrauliche al contorno sono stati utilizzati i valori delle portate solide massime ai tempi di ritorno di **50, 100 e 300** anni.

Le portate utilizzate in ingresso al modello per le diverse simulazioni sono quelle massime per i tre tempi di ritorno considerati, riportate nella tabella 6 al capitolo “2 - Idrologia”.

	<b>T = 50</b>	<b>T = 100</b>	<b>T = 300</b>
<b><math>Q_{max}</math> (<math>m^3/s</math>)</b>	<b>33.3</b>	<b>43.5</b>	<b>64.3</b>

**Tabella 13.** Portate solide al colmo di piena nelle condizioni più gravose.

Il coefficiente di scabrezza di Manning utilizzato nell’analisi è stato assunto pari a **0.08 s/m<sup>1/3</sup>** per il fondo alveo (naturale) e **0.1 s/m<sup>1/3</sup>** per le sponde (realizzate in gabbioni). Questi valori, più elevati rispetto a quelli usualmente utilizzati per le correnti liquide, tengono conto degli effetti della colata detritica e relativi valori di viscosità.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno alle estremità dei tratti analizzati, sono state imposte le altezze di moto uniforme.

Attraverso le simulazioni effettuate, per migliorare il deflusso delle acque ai fini dell’attraversamento della S.P. 146bis Ponte Naso- Sinagra, si è evidenziata la necessità di eliminare la briglia in corrispondenza della sezione 4, realizzando una rampa con massi ciclopici legati con cls dalla sezione 2 alla sezione 6, che sostanzialmente ripristina il profilo naturale del Vallone Caputo. In questo modo, oltre ad evitare esondazioni, che si sarebbero verificate a valle della sezione 5, si rende più facile il convogliamento della colata detritica al di là dell’attraversamento, salvaguardando in questo modo l’importante arteria viaria.

La nuova configurazione progettuale risulta idonea a convogliare le portate solide di cui alla tab.13 per i diversi tempi di ritorno considerati, senza che si abbiano fenomeni di esondazione (Fig. 11).

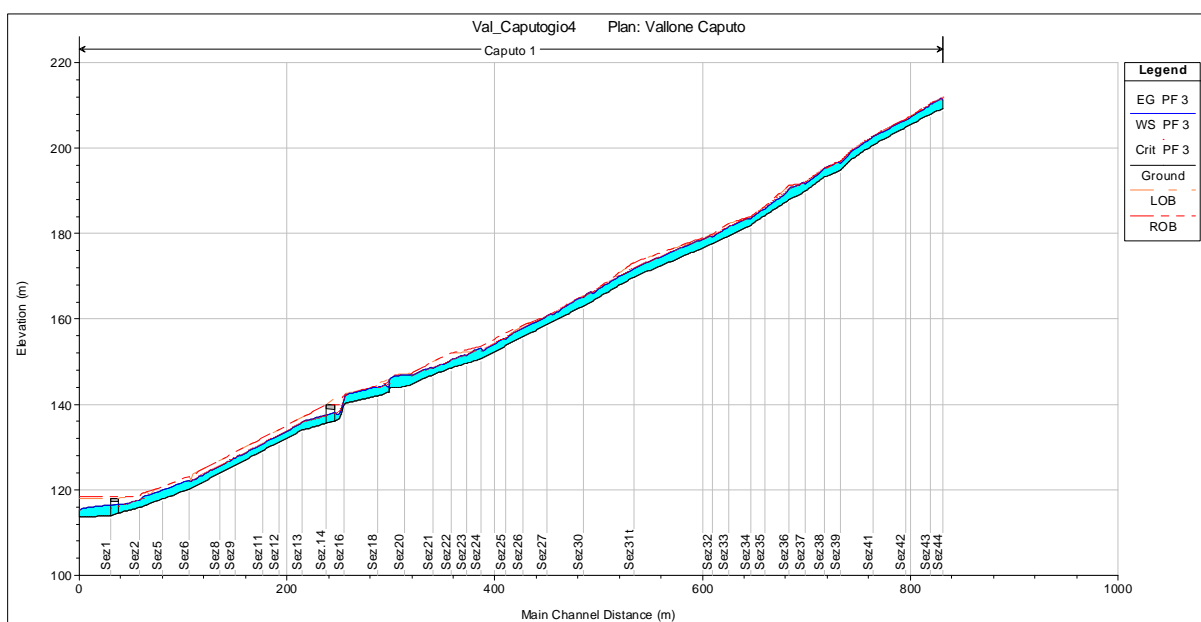
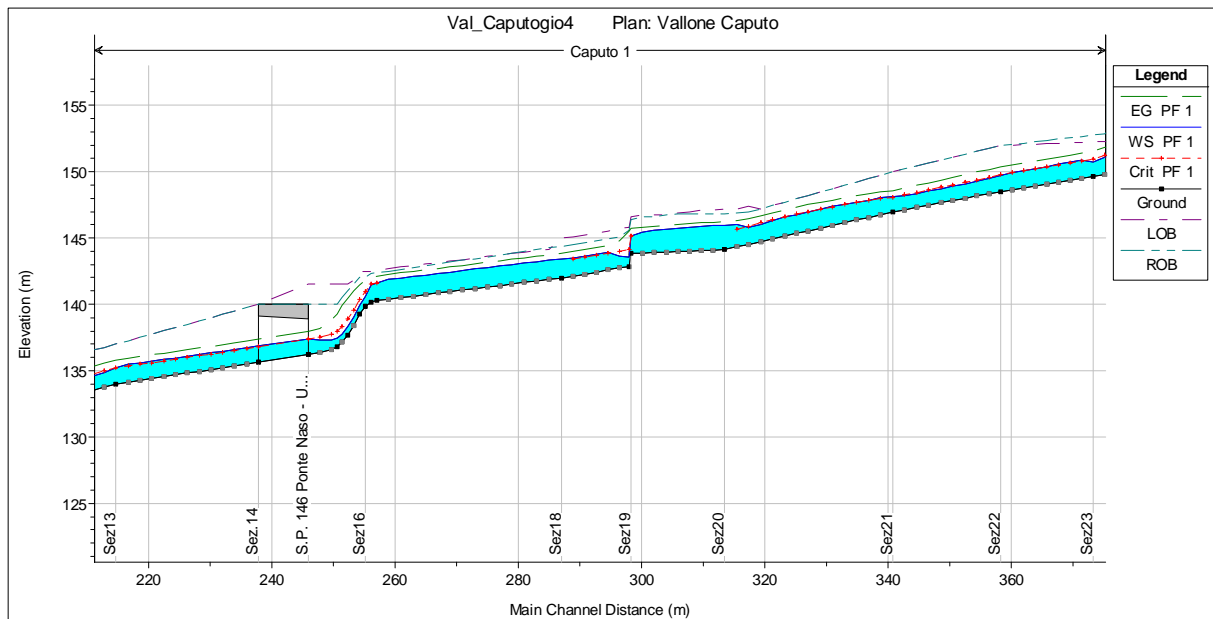
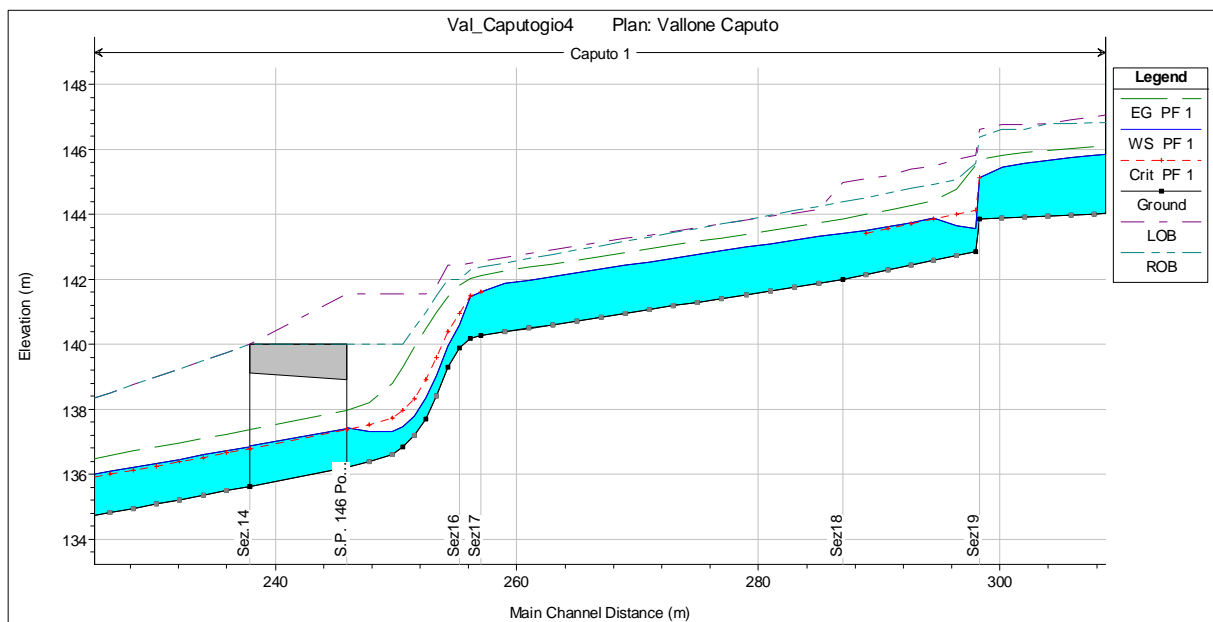


Figura 11 – Verifica idraulica Vallone Caputo Tr=300 anni

In corrispondenza dell'attraversamento stradale della S.P. 146 per  $Tr=50$  anni si ha un franco di 1.53 m (Fig. 12 e 13), mentre per  $Tr=100$  anni il franco è di 1.30 m (Fig. 14 e 15). Nelle figure 13 e 15 è riportato il dettaglio del profilo idraulico in corrispondenza dell'attraversamento per  $Tr=50$  e 100 anni, con l'effetto a monte della briglia sinusoidale, che migliora notevolmente il deflusso della colata. Da notare anche il diverso comportamento della briglia classica all'altezza della sezione 19.

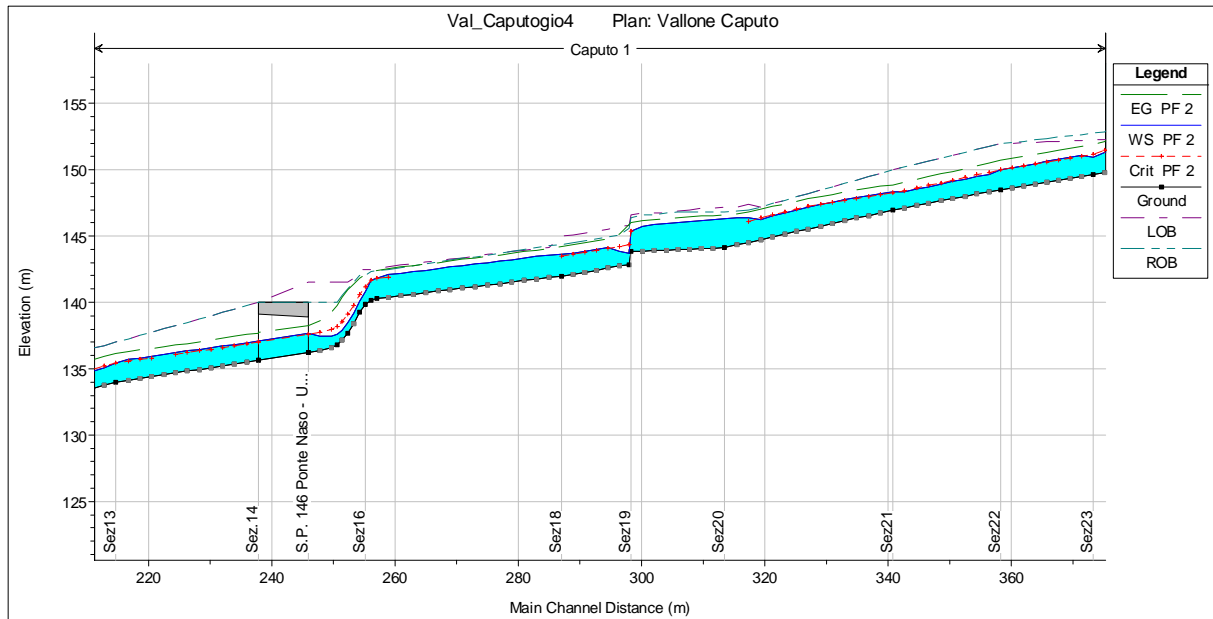


**Figura 12 – Verifica idraulica  $Tr=50$  anni – Dettaglio tra sez. 13 e 23**

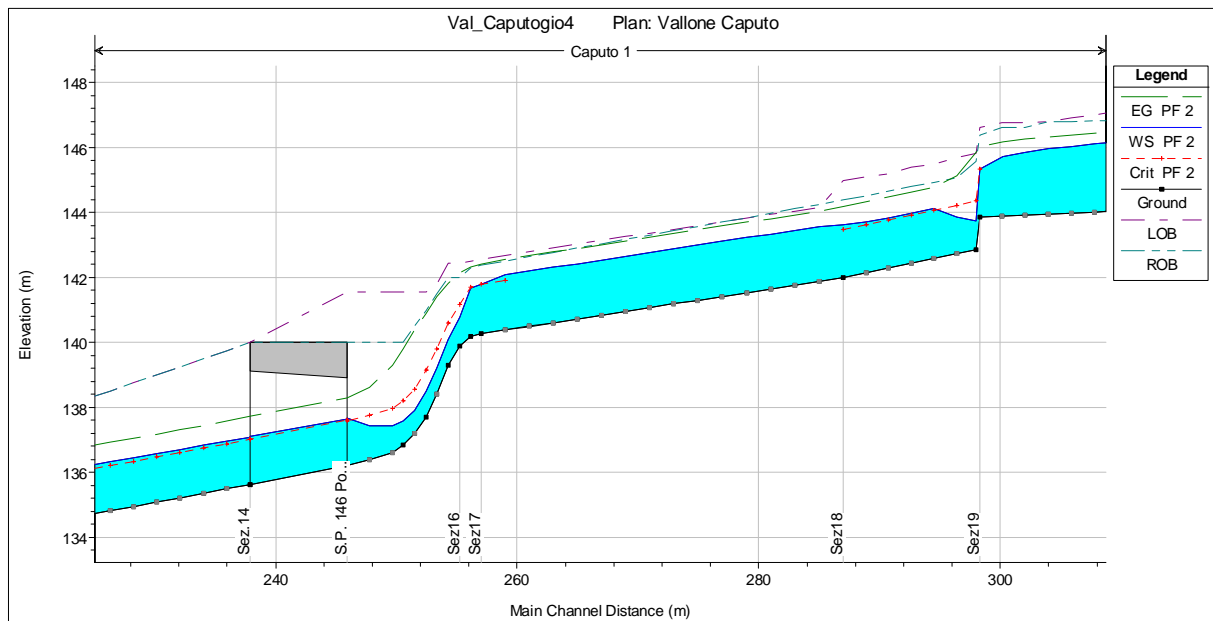


**Figura 13 – Verifica idraulica  $Tr=50$  anni – Briglia sinusoidale ed attraversamento S.P. 146**





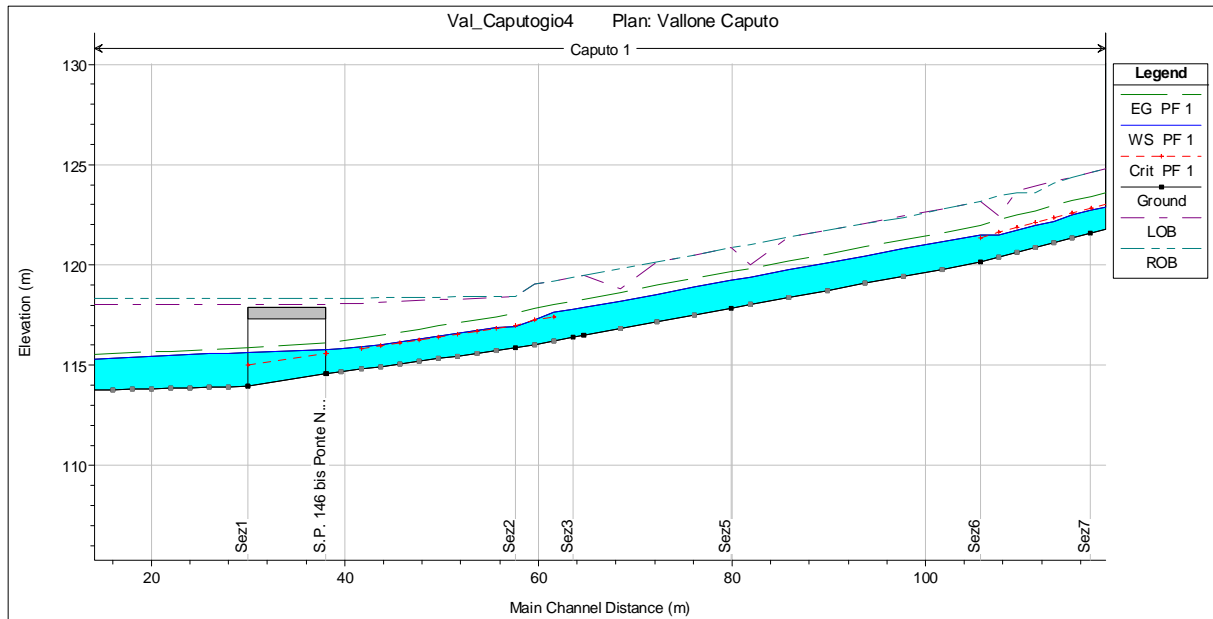
**Figura 14 – Verifica idraulica  $Tr=100$  anni – Dettaglio tra sez. 14 e 23**



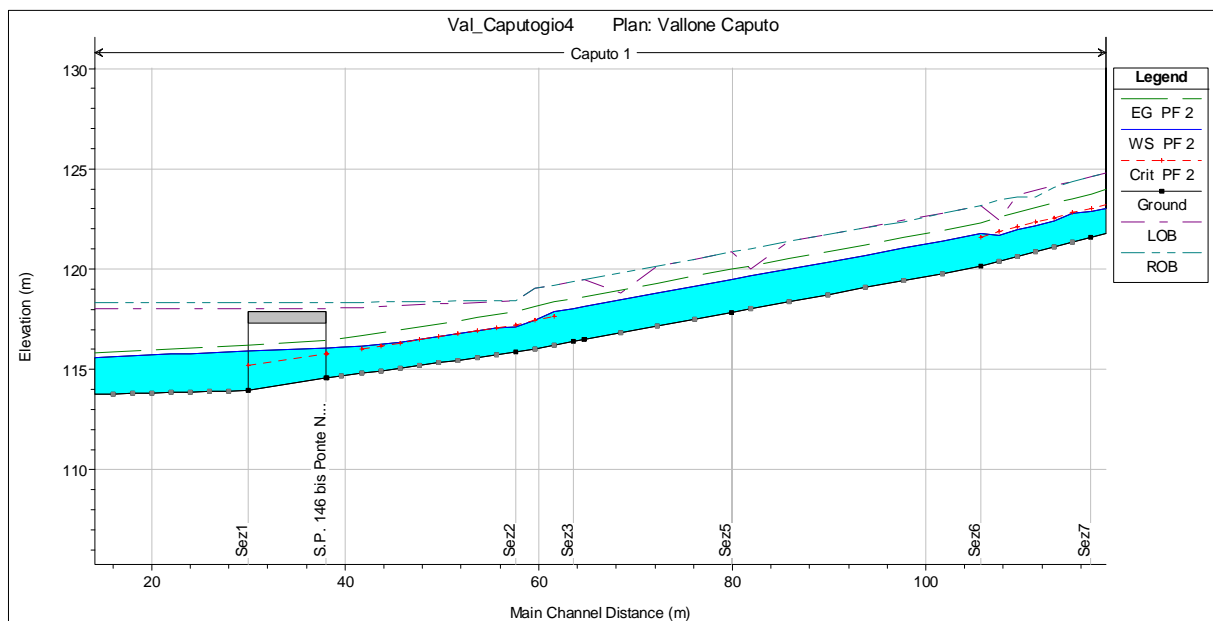
**Figura 15 – Verifica idraulica  $Tr=100$  anni – Briglia sinusoidale ed attraversamento S.P. 146**

Relativamente all'attraversamento della S.P. 146bis, la verifica idraulica con  $Tr=50$  anni evidenzia un franco pari a circa 1,28 m, che si riduce a circa 1,00 m per  $Tr=100$  anni (Figure 16, 17, 18 e 19).

La rampa tra le sez. 2 e la sez. 6 ha eliminato le esondazioni, rilevate con le simulazioni della soluzione progettuale originaria.

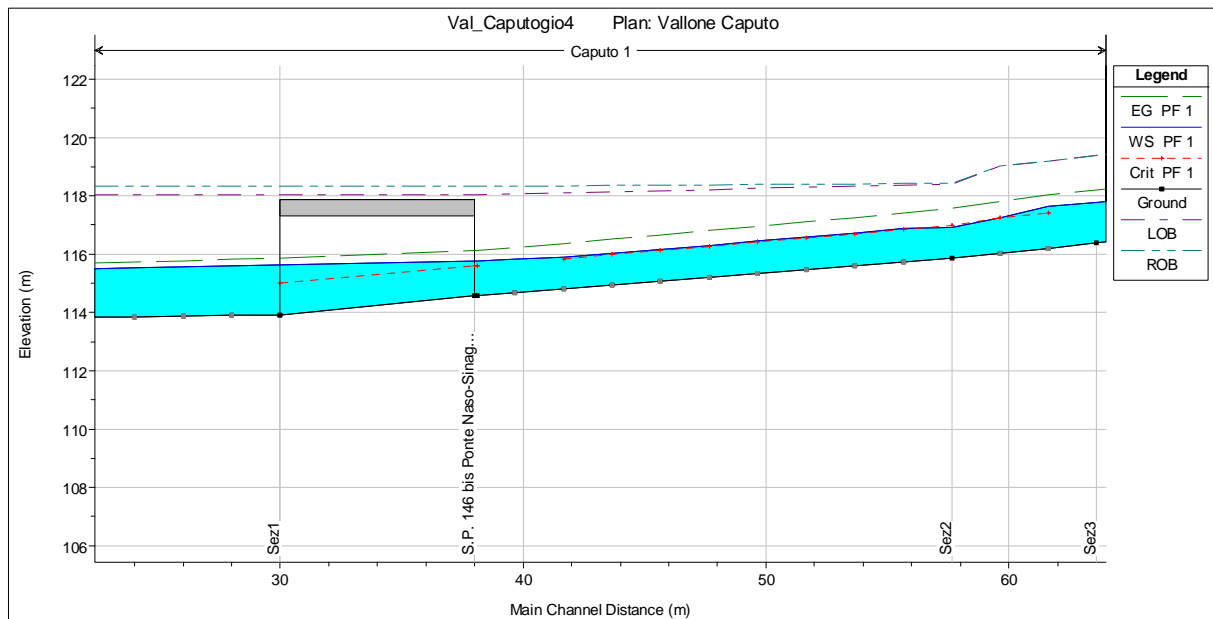


**Figura 16 – Verifica idraulica  $Tr=50$  anni – Dettaglio tra la sez. 1 e la 7**

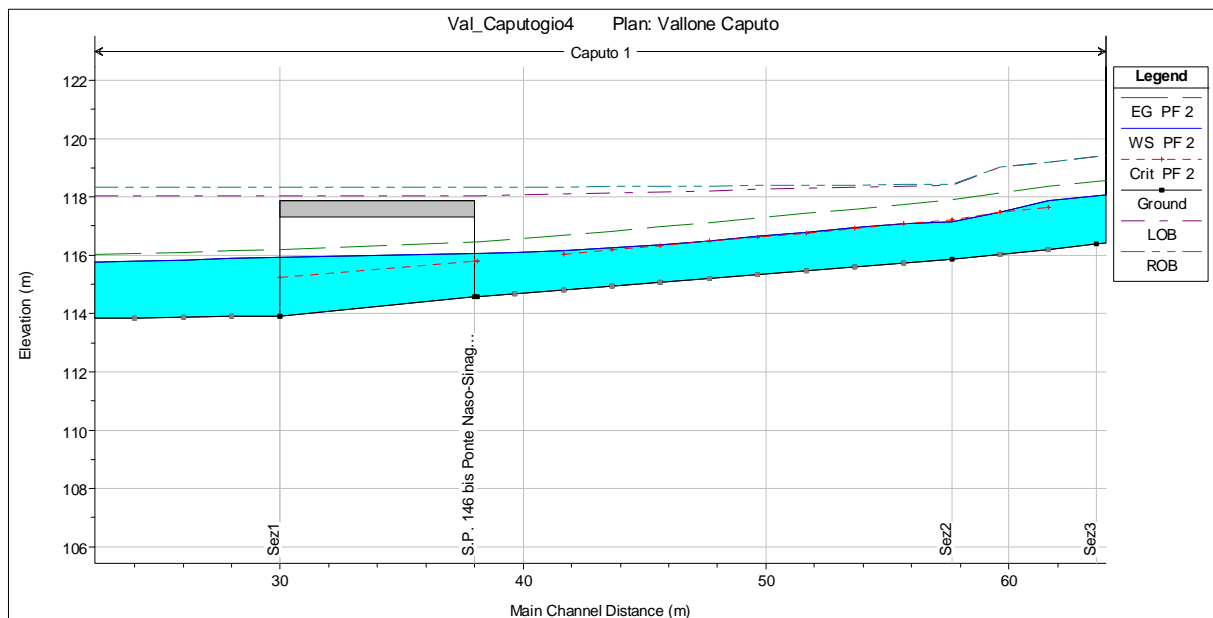


**Figura 17 – Verifica idraulica  $Tr=100$  anni – Dettaglio tra la sez. 1 e la 7**

Ulteriori verifiche idrauliche sono state effettuate nell'ipotesi di riempimento delle barriere paradetriti previste alla sezione 22 e 31t. In tale ipotesi, le barriere si comportano come briglie classiche, con un rallentamento della velocità della corrente per effetto della minore pendenza dei rispettivi tratti a monte. Dal punto di vista idraulico, il comportamento è del tutto analogo a quello dell'esistente briglia in corrispondenza della sezione 19 (vedasi fig. 13), con effetti che si propagano per pochi metri a valle.



**Figura 18** – Verifica idraulica  $Tr=50$  anni – Attraversamento S.P. 146bis



**Figura 19** – Verifica idraulica  $Tr=100$  anni – Attraversamento S.P. 146bis

Le simulazioni hanno evidenziato limitati allagamenti a monte delle sezioni 22 e 31t, che comunque interesserebbero aree agricole, senza provocare danni o problemi di alcun genere per il complesso residenziale posto poco oltre la S.P. 146.

In sostanza, la corrente dopo avere superato queste due briglie riprende lo stesso andamento e profilo di rigurgito già calcolato con le simulazioni di cui alle figure sopra riprodotte.

Risulta, comunque, consigliabile, per evitare scalzamenti al piede la protezione del fondo alveo immediatamente a valle delle barriere paradetrito, da realizzarsi in modo analogo alla rampa, con massi ciclopici aggregati con calcestruzzo.

---

# 4

## CONCLUSIONI

---

Le analisi e gli studi illustrati nelle pagine precedenti, effettuati in ottemperanza a quanto richiesto dal Servizio 3 – “Assetto del Territorio e Difesa del Suolo” dell’A.R.T.A. con nota prot. n°51942 del 3.12.2013, hanno fornito alcune indicazioni utili ad ottimizzare le soluzioni progettuali dell’intervento in questione.

La previsione della rampa tra le sez. 2 e 6 e la protezione del fondo alveo a valle delle barriere paradetrimenti costituiscono significative migliorie, sia a salvaguardia delle infrastrutture viarie (primo caso) sia delle stesse opere di protezione.

Sono state rideterminate, con apposito studio idrologico, le portate liquide e solide per diversi tempi di ritorno e, per le portate solide, per diverse condizioni di impaccamento ed angolo d’attrito del fondo alveo. I risultati ottenuti hanno evidenziato un fattore di amplificazione della portata solida variabile da **2.2 a 3.78**.

Le verifiche idrauliche, effettuate in moto permanente con il modello Hec-Ras, considerando le condizioni di portata solida più gravose, hanno evidenziato l’idoneità dell’intervento proposto per la salvaguardia del complesso residenziale a valle della S.P. 146, nonché delle due infrastrutture viarie interessate dagli attraversamenti del Vallone Caputo (S.P. 146 e S.P. 146bis).



I risultati ottenuti evidenziano valori di franco adeguati; qualora si facesse riferimento a fattori di amplificazione della portata solida più bassi, si avrebbero valori di franco ancor più elevati.

Infine, è stato determinato l'ordine di grandezza dei volumi complessivamente mobilitabili (magnitudo) pre e post intervento. In termini relativi, con la realizzazione degli interventi in progetto, **l'ordine di grandezza della riduzione della magnitudo è del 33%**, che si incrementa **al 40%** se si considera l'apporto della sola asta principale.

La realizzazione delle due barriere paradetriti, capaci di intercettare complessivamente fino a 2000-2500 m<sup>3</sup>, costituisce un ulteriore elemento di mitigazione del rischio, con un abbattimento aggiuntivo dei volumi mobilitati **del 10%** rispetto all'intero bacino (asta principale e secondaria), che sale ad oltre **il 15%** nel caso della sola asta principale.

Infine, in merito alla possibilità di realizzazione di una piazza di deposito, la configurazione morfologia della Vallata ed il significativo livello di incisione del Vallone Caputo non rende possibile l'attuazione di una tale soluzione.

## Bibliografia

- Armanini A., 1996. *Colate di detrito*. Rapporti di lavoro dell'Istituto Geologico della Repubblica Italiana e del Cantone del Ticino.
- Aronica G.T., Brigandì G., 2010. *Analisi idrologica ed idraulica degli eventi del 1 ottobre 2009 nel messinese: il caso del torrente Giampileri*. Atti del XXXII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Palermo, 14-17 settembre 2010.
- Benini G., 1990, *Sistemazioni idraulico-forestali*, UTET, Torino
- Bianco G., Franzì L., 2000. *Estimation of debris flow volumes from storm events*. Proc. of Debris Flow Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, Balkema, Rotterdam
- Cannarozzo M., D'Asaro F. & Ferro V., 1995. *Regional rainfall and flood frequency analysis for Sicily using the two component extreme value distribution*. Journal of Hydrological Sciences, 40(1): 23–34.
- Chow V. T., Maidment D. R. & Mays L. W., 1988. *Applied Hydrology*, McGraw-Hill International Editions.
- D'Agostino, 2008, *Dimensionamento delle opere di protezione dalle colate detritiche*, in Sistemazione dei bacini montani e difesa del suolo (a cura di V.Ferro), Ed. Nuova Bios.
- Ferro V., 2002., *La sistemazione dei bacini idrografici*, McGraw-Hill, Milano.
- Kottegoda N.T., and Rosso R., 1997. *Statistics, Probability and Reliability for Civil and Environmental Engineers*, McGraw-Hill.
- Mambretti S., 2008. *Valutazione della magnitudo di colate detritiche in funzione del tempo di ritorno nel bacino di Val Gola (BG)*.
- Marchi L., D'Agostino V., 2004. *Estimation of debris flow magnitude in Eastern Italian Alps*. Earth Surfaces Processes and Landforms. 29:207-220.
- Rickenmann, D., 1999. *Empirical relationship for debris flows*. Natural Hazard, 19:47-77.
- Rossi F., Fiorentino M. & Versace P. 1984. *Two components extreme value distribution for flood frequency analysis*. Water Resources Research 20(7): 847–856.
- Takahashi T., 1991, *Debris flow*, IAHR Monograph, Balkema.

planimetria posizione scatti immagini allegate

