

Committente:

COMUNE DI VAL DELLA TORRE
PROVINCIA DI TORINO



Oggetto:

**SISTEMAZIONE DEL NODO DI PERICOLOSITA'
IDROGEOLOGICA DEL RIO VERNÀ ALL'INCROCIO
TRA LE VIE ALPIGNANO E GIACHERO**

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

Identificazione elaborato	Ambito		Tipologia		Commessa	n° elaborato	
E2PE44116A02	E	2	P	E	441/16	A	02

Dati Progettisti / Consulenti

Ing. Massimo TUBERGA

Iscritto all'Albo Professionale dell'Ordine
degli Ingegneri della Provincia di Torino
n° 5452 Sezione A

Geol. Teresio BARBERO

Iscritto all'Albo Professionale dell'Ordine dei
Geologi della Regione Piemonte
n° 472 Sezione A

Rev.	Redatto	Verificato	Validato	Data	Timbri e Firme
1	ing. M. Tuberga	ing. L. Marengo	ing. M. Tuberga	12-16	

Il Responsabile del procedimento:

FIRMA

File: E2PE44116A02.doc

GEO sintesi
Associazione tra Professionisti

geol. Edoardo RABAJOLI
ing. Massimo TUBERGA
ing. Luigi MARENCO
geol. Nicola QUARANTA
geol. Teresio BARBERO

C.so Unione Sovietica, 560 - 10135 Torino
Tel. 011 3913194 - Fax. 011 3470903
email : info@geoengineering.torino.it

RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

1	PREMESSA.....	1
2	METODOLOGIA DI INDAGINE.....	3
2.1	Acquisizione dei dati.....	3
2.2	Rilievi sul terreno.....	3
3	ASPETTI FISICI DEL BACINO E DEL CORSO D'ACQUA	5
3.1	Fisiografia	5
3.2	Parametri del bacino.....	6
3.3	Precipitazioni	6
4	INDAGINE IDRAULICA.....	7
4.1	Valutazione della curva di possibilità climatica	7
4.1	Le metodologie di valutazione delle portate.....	8
4.2	Stime delle portate liquide	10
4.2.1	Metodo cinematico	10
4.2.2	Progetto VAPI Modello TCEV	11
5	STABILITA' DEL FONDO ALVEO.....	13
5.1	Verifica del materiale d'alveo	13
5.1.1	Tensione critica di trascinamento.....	14
5.2	Stima delle portate solide	15
6	VALUTAZIONE DELLE PORTATE	17
6.1	Compatibilità idraulica da normativa	17
6.2	Portata di progetto	17
7	ANALISI IDRAULICHE	18
7.1	Geometria delle sezioni.....	18
7.2	Valori di scabrezza	19
7.3	Simulazione in moto permanente.....	20
8	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE	25
9	CONCLUSIONI.....	26
	ALLEGATI	27
	PROFILO IDRICO	29
	SEZIONI	31
	RISULTATI NUMERICI DELLA SIMULAZIONE	37

1 PREMESSA

Il seguente elaborato è redatto su incarico del comune di Val della Torre (TO) nell'ambito del progetto di "Sistemazione del nodo di pericolosità idrogeologica del Rio Verna all'incrocio tra le vie Alpignano e Giachero".

Lo studio ha previsto dapprima un'indagine idrologica atta alla delimitazione del bacino idrografico sotteso alla sezione di chiusura scelta, alla definizione delle caratteristiche dello stesso ed alla determinazione della portata di piena di progetto.

Associati a tale analisi sono stati eseguiti una serie di rilievi topografici di dettaglio lungo il Rio Verna, i quali hanno consentito la ricostruzione geometrica dell'alveo, necessaria alla simulazione idraulica condotta in riferimento all'alveo allo stato di progetto per mezzo dell'impiego di un modello numerico monodimensionale in moto permanente, al fine di verificare la compatibilità idraulica connessa al deflusso delle piene di carattere straordinario e significativamente di quella con tempo di ritorno pari a 200 anni.

In particolare si tratta di un settore d'alveo che ha rilevato una spiccata fragilità idraulica sia nel corso dell'evento idrometeorologico dell'agosto 2010 che nell'ottobre 2014 a causa soprattutto della presenza di un ponticello, a servizio della Via Giachero, idraulicamente sottodimensionato che associato alla posizione pensile del corso d'acqua, rispetto alla viabilità decorrente in sinistra idrografica, induce una elevata pericolosità idrogeologica nelle aree circostanti.

2 METODOLOGIA DI INDAGINE

2.1 Acquisizione dei dati

Lo studio si è sviluppato, per la fase di inquadramento generale e di definizione dei dati idrologici di progetto, attraverso la ricerca di studi pregressi e la consultazione delle carte elaborate dalla *Regione Piemonte - Banca Dati Geologica - Settore Prevenzione del Rischio Geologico, Meteorologico e Sismico*, con riferimento ai tematismi di interesse specifico e riferite al comportamento del corso d'acqua in risposta ai principali eventi alluvionali che ne hanno interessato il bacino imbrifero e l'alveo.

Per quanto concerne l'adozione della cartografia necessaria agli opportuni inquadramenti territoriali di rappresentazione ci si è avvalsi della base topografica in scala 1:10.000 della Carta Tecnica Regionale.

2.2 Rilievi sul terreno

Per le verifiche di tipo idraulico si è fatto riferimento ai rilievi topografici di dettaglio condotti nel mese di dicembre 2015, con definizione di una serie di sezioni trasversali del corso d'acqua, rappresentative dello stato attuale dei luoghi, rilevate con passo variabile ed opportunamente infittite in corrispondenza dei manufatti di condizionamento del deflusso presenti in alveo. In Figura 1 è riportata una ripresa aerea del settore di intervento.

L'alveo del Rio Verna è catastalmente censito come acqua privata ma inserito nell'elenco delle acque pubbliche per cui risulta di competenza del Settore decentrato di Torino della Direzione Opere Pubbliche, Difesa del Suolo ed Economia Montana e Foreste della Regione Piemonte.



Figura 1: Ripresa aerea del settore in studio (fonte Google Earth)

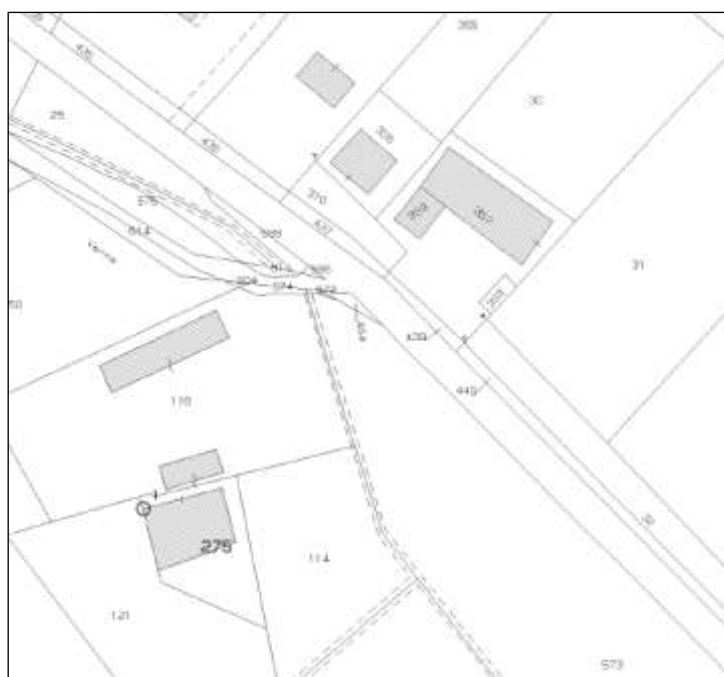


Figura 2: Estratto catastale del Rio Verna

3 ASPETTI FISICI DEL BACINO E DEL CORSO D'ACQUA

3.1 Fisiografia

Il rio Verna rappresenta una delle principali linee di drenaggio naturale presenti in sponda destra del torrente Casternone. Il suo bacino imbrifero è limitato a monte dalla dorsale che collega il Truc del Faro al M. Cua e da qui al M.te Musiné con andamento S-N; lateralmente il settore di bacino considerato è adiacente a quello di una serie di rii minori che trovano recapito nel Torrente Casternone per i rami settentrionali e allo stesso Rio Verna per i rami più meridionali.

Il bacino del Rio Verna, sotteso in corrispondenza del ponticello di collegamento con la Strada Provinciale per il capoluogo, è disposto nella sua parte valliva secondo una direttrice W-E, grosso modo ortogonale all'alveo del Torrente Casternone ed è delimitato da una linea spartiacque, che raggiunge i 1373 m in corrispondenza della dorsale del M. Cua, mentre la sezione in esame di chiusura si pone ad una quota di circa 441 m s.l.m.m. A valle del ponticello della provinciale l'alveo si dispone parallelamente al T.te Casternone conflueno nello stesso circa 2 chilometri a valle.

Non sono presenti nell'ambito del bacino ghiacciai perenni e pertanto l'entità delle portate dell'asta fluviale è esclusivamente da attribuire al ciclo nivo-pluviale.

Il reticolo idrografico nel settore di testata risulta poco sviluppato ed evoluto e caratterizzato da aste del primo ordine di lunghezza limitata e andamento subrettilineo, con pendenze di fondo in genere molto accentuate.

Per quanto riguarda la dinamica torrentizia l'assetto morfologico locale evidenzia a valle della Via Verna la presenza di un ampio conoide posto a testimonianza dell'attività di trasporto da parte del corso d'acqua. In particolare, nel tratto allo sbocco del settore vallivo, il corso d'acqua si presenta spesso pensile rispetto al piano topografico circostante per cui nel recente passato si è intervenuti con opere di difesa spondale ad evitare possibilità di divagazione in casi di eventi non ordinari.

Lungo l'asta, a monte del settore di intervento, si evidenziano diverse opere trasversali atte a stabilizzare il fondo caratterizzato da elevate pendenze. L'esame locale dell'asta non evidenzia tuttavia indizi generalizzati di recente instabilizzazione di sponda e di fondo atte alimentare il trasporto solido. La pezzatura in alveo è di tipo grossolano con prevalenza dei blocchi a spigoli subarrotondati con frazione fine limo sabbiosa pressoché assente.

3.2 Parametri del bacino

I dati morfometrici relativi al reticolo idrografico sono stati ricavati utilizzando come base la topografica fotorestituita alla scala 1:10000 redatta nel 1992 dalla U.R.T. di Torino e sulla base della cartografia I.G.M. alla scala 1:25.000. Le caratteristiche fisiografiche del bacino di interesse per la determinazione del comportamento idrologico sono riassunti nel seguito.

Parametri del bacino			
<i>Superficie bacino</i>	S	1.43	km ²
<i>Altitudine massima</i>	H_{\max}	1323	m s.l.m.m.
<i>Altitudine media</i>	H_m	690	m s.l.m.m.
<i>Quota sez. di chiusura</i>	H_0	441	m s.l.m.m.
<i>Lunghezza asta principale</i>	L_{ap}	2.69	km
<i>Pendenza media asta</i>	i_m	28	%

Tabella 1: Parametri fisiografici del bacino

3.3 Precipitazioni

Finalità del presente capitolo è quello di fornire in chiave qualitativa l'andamento pluviometrico locale su base storica. Allo scopo sono stati presi in considerazione i dati delle precipitazioni mensili rilevati dalle stazioni pluviometriche di Lanzo e Ciriè, che pur non essendo ubicate nell'ambito del bacino in esame sono le uniche, per quota e completezza di dati, che possono fornire un'idea attendibile circa l'andamento delle precipitazioni meteoriche della zona in esame. Sulla base dei dati forniti dalla Banca Dati Storica della Regione Piemonte si rileva che l'andamento storico mensile delle precipitazioni osservato possiede nell'arco dell'anno due massimi e due minimi. I valori massimi sono raggiunti in primavera, nei mesi di aprile e maggio ed in autunno, particolarmente in settembre e ottobre. I mesi in cui avvengono minori precipitazioni sono gennaio e luglio.

4 INDAGINE IDRAULICA

I seguenti paragrafi illustrano le metodologie utilizzate per la valutazione della portata di piena del Rio Verna alla sezione di chiusura considerata posta all'altezza dell'incrocio tra la Via Giachero e la Strada Provinciale. Tali valori sono da considerare un riferimento indispensabile per la progettazione esecutiva delle opere. Non esistendo, sul territorio, impianti per il rilevamento delle portate delle aste torrentizie, non si è potuto utilizzare un metodo di tipo diretto per la valutazione dell'entità delle piene. Si è quindi adottato un approccio di tipo indiretto, basato sull'uso del modello afflussi-deflussi e sull'utilizzo di formule empiriche e statistiche.

4.1 Valutazione della curva di possibilità climatica

Parametro fondamentale per il calcolo della portata al colmo, relativa ad un prefissato tempo di ritorno (intendendo con T_r il numero di anni durante i quali il fenomeno avviene una ed una volta soltanto) è la curva di possibilità climatica. Quest'ultima esprime il legame tra l'altezza millimetrica di precipitazione e la durata dell'evento meteorico. La legge che descrive meglio tale relazione è:

$$h = a * t^n$$

Esprimendo questa funzione in campo logaritmico si ottiene:

$$\ln h = \ln a + n * \ln t$$

dove:

h = altezza di precipitazione in mm

t = tempo di pioggia in ore

a, n = parametri caratteristici della curva

Per calcolare la curva di possibilità climatica è indispensabile avere a disposizione un campione statistico dei valori massimi annuali delle altezze di precipitazione, relativo ad eventi meteorici di diversa durata. Tali valori, sono rilevati dalle strumentazioni delle stazioni pluviometriche esistenti all'interno del bacino idrografico o in zone con analoghe caratteristiche geo-climatiche. La prima operazione per l'elaborazione dei dati pluviometrici, consiste nel suddividerli in base alla durata degli eventi meteorici. Le nuove serie di dati, così differenziate, vengono quindi interpolate secondo la distribuzione statistica di Gumbel per determinarne le relative curve di probabilità. Queste ultime consentono di calcolare, per i tempi di ritorno stabiliti, le altezze di

pioggia relative alle diverse durate degli eventi meteorologici. In tal modo si ottengono dei nuovi campioni statistici non più suddivisi in base alla durata degli eventi meteorici, ma alla probabilità con la quale questi si verificano e quindi al tempo di ritorno. Per calcolare le rette d'interpolazione di queste nuove serie di dati si applica, in campo logaritmico, il metodo dei minimi quadrati. Il risultato di tale operazione sono i valori dei parametri "a" ed "n" delle curve di possibilità climatica.

Nel presente studio sono stati utilizzati i dati pluviometrici rilevati dalle strumentazioni delle stazioni di Lanzo e Ciriè situate rispettivamente a quota 454, 344 m s.l.m.. I dati delle massime precipitazioni annuali, per eventi meteorici della durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, sono stati rintracciati sugli annuari idrologici del Magistrato del Po.

Applicando il procedimento prima descritto sono stati individuati, per ogni stazione e per i diversi tempi di ritorno considerati, i parametri "a" e "n" delle curve di possibilità climatiche relative ad eventi meteorologici di durata superiore all'ora. Le equazioni delle curve sono riportate nella tabella seguente.

Stazione	Tempo di ritorno	Curva pluviometrica
Ciriè	100 anni	$h = 61.86 t^{0.416}$
	200 anni	$h = 68.06 t^{0.417}$
Lanzo	100 anni	$h = 65.76 t^{0.460}$
	200 anni	$h = 73.28 t^{0.450}$
Elaborazioni medie	100 anni	$h = 65.64311 t^{0.44040}$
	200 anni	$h = 72.13574 t^{0.44068}$

Tabella 2: Curve pluviometriche

4.1 Le metodologie di valutazione delle portate

Le caratteristiche fisiografiche dei bacini relativi alle sezioni in esame sono quelle riassunte nella tabella 1 riportata in precedenza. Oltre alle caratteristiche fisiografiche del bacino uno dei parametri più importanti nella valutazione degli afflussi-deflussi è il *tempo di corrivazione* (tc), definito come "il tempo impiegato dall'acqua per raggiungere la sezione di chiusura partendo dal punto del bacino a cui corrisponde il percorso più lungo (in termini di tempo)". Il modello cinematico o metodo della corrivazione si basa sulle seguenti ipotesi:

- 1 la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento di massa liquida;

- 2 ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta;
- 3 la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce (mentre in realtà, si possono avere per uno stesso percorso diversi tempi di percorrenza, in dipendenza dalle condizioni del suolo e dalla profondità dell'acqua e quindi dalla stagione e dalla durata ed intensità dell'evento di pioggia);
- 4 la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari, provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano allo stesso istante alla sezione di chiusura.

Le ipotesi sopra esposte equivalgono allo schema di un bacino come insieme di canali lineari (modello concettuale lineare e stazionario). Per il calcolo del tempo di corrivazione esistono molte formule elaborate da diversi Autori. In questo caso sono state utilizzate le seguenti:

- formula di Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8\sqrt{H_0 - H_m}}$$

dove:

A = superficie del bacino espressa in km^2 ;

L = lunghezza dell'asta del corso d'acqua principale in km;

H_0 = altezza della sezione di chiusura espressa in m;

H_m = altezza media del bacino espressa in m.

- formula di Ventura

$$t_c = 0,127 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_m}}$$

dove:

A = superficie del bacino espressa in km^2 ;

i_m = pendenza media dell'asta principale espressa in m/m.

- formula di Pezzoli

$$t_c = 0,055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_m}}$$

dove:

L = lunghezza dell'asta del corso d'acqua principale in km;

i_m = pendenza media dell'asta principale espressa in m/m.

I valori ottenuti dalle precedenti formule per la determinazione del valore t_c (tempo di corrivazione) sono state mediate onde avere un dato statistico rappresentativo di tutto il bacino.

	Giandotti	Ventura	Pezzoli	media
t_c [ore]	0.69	0.28	0.28	0.42

Tabella 3: Tempi di corrivazione Rio Verna

4.2 Stime delle portate liquide

Come già accennato in precedenza non è stato possibile utilizzare un metodo di tipo diretto per la valutazione delle portate di piena ma, si è utilizzato un approccio di tipo indiretto basato sull'uso dei modelli proposti in letteratura per piccoli bacini. Nel caso specifico sono stati utilizzati i seguenti metodi:

- metodo cinematico
- modello TCEV

Nel calcolo delle portate di piena si sono adottati i tempi di ritorno di 100 e 200 anni.

4.2.1 Metodo cinematico

Tale metodo fa riferimento alla cosiddetta "formula razionale", presentando quindi già caratteri di un modello deterministico di formazione delle piene pur mantenendo nella definizione dei parametri notevole dose di empirismo.

La portata al colmo è espressa come segue:

$$Q = \frac{C \cdot h_c \cdot S}{3,6 \cdot t_c}$$

dove:

C = coefficiente di deflusso

h_c = altezza di precipitazione, espressa in mm, relativa ad un dato tempo di ritorno ed una durata di pioggia pari a t_c ;

S = superficie del bacino espressa in km^2 ;

t_c = tempo di corrivazione del bacino espresso in ore.

Per la definizione dell'altezza massima di precipitazione si fa riferimento alla curva di possibilità climatica definita in precedenza. Sostituendo i dati caratteristici si ottiene la portata con tempo di ritorno centennale pari a $21,20 \text{ m}^3/\text{s}$ e duecentennale pari a $23,29 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.2.2 Progetto VAPI Modello TCEV

Sulla base dello studio di regionalizzazione redatto dal servizio Difesa Assetto Idrogeologico della Regione Piemonte, è possibile definire l'altezza di pioggia critica in relazione alla quota media, al tempo di corrivazione del bacino e alla sua ubicazione nell'ambito del territorio regionale. Gli studi condotti dai Servizi Regionali forniscono il valore dell'altezza di pioggia in funzione dei parametri t e Z , rispettivamente tempo e quota media del bacino, in relazione a curve caratteristiche delle sei zone omogenee in cui è stato suddiviso il territorio regionale. Per il bacino considerato, ubicati in relazione alla citata suddivisione all'interno del settore 03, il legame tra altezza di pioggia e i parametri t e Z sono espressi nella forma:

$$\text{area 03} \quad h = 22.62 t^{0,3377+0,000178z/1,38}$$

Successivamente, attraverso l'utilizzo delle curve di crescita si definiscono i coefficienti correttivi che consentono di individuarne, noto il valore del tempo di corrivazione, l'altezza critica. Nel nostro caso è quindi possibile definire i valori dell'altezza critica e l'intensità corrispondente. Per la definizione della portata occorre introdurre un coefficiente di deflusso c che assume valori molto diversi a seconda delle caratteristiche geomorfologiche e meteorologiche del bacino. Dipende infatti dalla natura dei terreni, dal grado di saturazione del suolo al momento della precipitazione (condizione questa che cambia nel tempo in funzione anche dell'intensità dell'evento pluviometrico), dalla pendenza media dei versanti del bacino imbrifero, dall'estensione e dal tipo di copertura vegetale, dalla presenza delle opere realizzate dall'uomo. Inoltre il bacino normalmente non ha caratteristiche uniformi ed è quindi necessario adottare un valore medio. Nella letteratura tecnica esistono diverse tabelle di riferimento che aiutano i progettisti nella valutazione di tale coefficiente. I valori indicati in tali tabelle oscillano mediamente da un minimo di 0,1, per superfici molto permeabili coperte da boschi, a 0,8 per terreni compatti ed utilizzati in agricoltura. Nel caso in esame, tenendo conto di pendenze accentuate che caratterizzano il bacino associate alla presenza di un substrato in genere permeabile arealmente molto diffuso, si è assunto un coefficiente di deflusso pari a 0,5.

Utilizzando tale modello si perviene ad una portata centennale di 21,27 m³/s e duecentennale pari a 23,49 m³/s.

Dall'analisi dei valori delle portate di piena calcolate si osserva come i due diversi metodi proposti forniscano valori confrontabili tra di loro; nella tabella seguente vengono riportati tali valori e le portate di progetto adottate.

Tempo di ritorno	Portata [m ³ /s]		
	Modello cinematico	TCEV	Portata di progetto
100 anni	21.20	21.27	22.00
200 anni	23.29	23.49	24.00

Tabella 4: Portata di progetto Rio Verna

Sulla base delle portate definite si provvederà a verificare la compatibilità delle sezioni di deflusso considerate critiche e a dimensionare gli interventi di sistemazione del Rio Verna all'incrocio tra le vie Alpignano e Giachero.

5 STABILITA' DEL FONDO ALVEO

Al fine di impostare in modo corretto la progettazione nel tratto in esame, occorre valutare in termini numerici, partendo dai valori delle portate e dei livelli di massima piena definiti in precedenza, l'azione di erosione esercitata dalla corrente sul materiale d'alveo e su quello costituente il rivestimento in progetto. Il problema del trasporto solido di materiali incoerenti è presentato in letteratura attraverso due approcci differenti, che si basano sul confronto dei valori critici delle grandezze dinamiche (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di movimento incipiente per il materiale considerato) con i valori reali di velocità e tensione di trascinamento. Tra le due impostazioni appare preferibile quella che si basa sul confronto delle tensioni di trascinamento, in quanto maggiormente in accordo con i moderni concetti di meccanica dei fluidi. Inoltre le formule basate sul concetto di velocità critica presentano il limite di utilizzare il valore della velocità media della corrente che può portare ad una eccessiva sovrastima della velocità allo strato limite.

Nel seguito, per valutare la possibilità di instabilizzazione dell'alveo in corrispondenza del nuovo attraversamento in progetto, si farà riferimento alla sezione 2.9 della simulazione idraulica, posta immediatamente a valle del ponte stesso, su un tratto d'alveo con pendenza del 2,30 % circa.

5.1 Verifica del materiale d'alveo

La determinazione della tensione di trascinamento sul fondo relativa alle caratteristiche idrauliche della corrente si effettua tramite la formula:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot i$$

in cui i simboli hanno il seguente significato:

R = raggio idraulico (per la sezione d'alveo considerata pari a 0,58 m);

i = pendenza di fondo (pari a 0,023 m/m).

γ = peso specifico dell'acqua

Il valore della tensione di trascinamento nel tratto in esame per la sezione considerata risulta pertanto pari a 13,34 kg/m².

5.1.1 Tensione critica di trascinamento

L'approccio tensionale all'analisi di stabilità degli alvei si basa sulla teoria della tensione tangenziale critica (Shields) che è stata tradotta in termini empirici ed ingegneristici attraverso formulazioni dedotte da osservazioni sperimentali. Tra queste le principali sono quelle di:

- Shields - Krey $\tau_{cr} = 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d$
- Lane $\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \cdot [\cos \alpha (1 - \tan^2 \alpha / \tan^2 \varphi)^{1/2}]$

Nelle precedenti espressioni i simboli di cui non è già stato espresso il significato, identificando le seguenti grandezze:

τ_{cr} = $\tau_{cr}(0)$ = tensione tangenziale critica sul fondo (kg/m^2)

d = diametro medio del materiale di fondo (assunto pari $d_{50} = 0,25 \text{ m}$)

α = pendenza della sponda (assunta pari a 40°)

φ = angolo di attrito interno (assunto pari a 45° , valido secondo Lane per un materiale non coesivo, arrotondato)

Occorre sottolineare come la formulazione di Shields-Krey sia valida per valori di d inferiori al tirante idrico h , mentre quella di Lane permette di differenziare la verifica di stabilità del fondo dell'alveo $\tau_{cr}(0)$ da quella della sponda $\tau_{cr}(\alpha)$, dove occorre considerare le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza α della sponda stessa.

Di seguito sono riportati i valori medi ottenuti assumendo come peso specifico delle particelle solide un valore di 2700 kg/m^3 e un d_{50} pari a $0,25 \text{ m}$.

Si ottiene $\tau_{cr}(0) = 25,50 \text{ kg/m}^2$ valore superiore alla tensione di trascinamento indotta dalla piena di progetto.

Il fondo risulta stabile.

Dal confronto tra valori critici e i valori indotti dall'evento considerato si evidenzia come l'incipienza alla mobilità del fondo si abbia, per la sezione considerata con d_{50} pari a $0,13 \text{ m}$. L'analisi evidenzia pertanto come nel settore in esame è da escludere l'innescò di fenomeni di deposito della frazione fine in quanto questa risulta facilmente mobilizzabile dalle piene. È altresì evidente come le pezzature grossolane presenti in alveo siano in grado di mantenere un equilibrio del fondo alveo senza l'innescò di fenomeni di erosione di fondo.

5.2 Stima delle portate solide

Per la valutazione della portata solida nel tratto in esame si è fatto riferimento alla seguente formula di Pica¹

$$\tau' = \frac{1}{\gamma_*} \frac{Q^{3/8} i^{13/16}}{g^{3/16} d^{15/16}},$$

$$g'_s = \frac{1}{\gamma_s \gamma_*^{1/2} g^{5/16}} \frac{G_s i^{3/16}}{Q^{3/8} d^{25/16}}.$$

Nel campo dei valori aventi il parametro $\tau' \geq 0,5$ la relazione sperimentale ricavata dall'autore è:

$$g'_s = 0,74 \tau'^{2,3},$$

da cui si ottiene:

Per $\gamma_* = 1,70$ e $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$$\frac{G_s}{\gamma_s Q} = 0,22 \frac{Q^{0,234} i^{1,68}}{d^{0,59}}$$

Mentre per i valori aventi $\tau' < 0,5$ il Pica ricava la seguente:

$$g'_s = (\tau' - 0,25)^{3/2}$$

nelle quali:

- g_s = parametro adimensionale
- G_s = portata solida (kg/s)
- γ = peso specifico dell'acqua (kg/m³)
- γ_s = peso specifico del materiale in alveo (kg/m³)
- d = diametro del materiale in alveo (m)
- Q = portata idrica (m³/s)
- G = accelerazione di gravità (m/s²)
- γ_* = $\gamma_s - \gamma / \gamma$ pari a 1,7
- τ = parametro adimensionale all'inizio del trasporto solido = 0,5

Definita la portata solida in peso è stato possibile stimare la stessa in volume come:

¹ L'Energia Elettrica” - Fascicolo n. 8, Volume LI, 1974 – “Su alcuni aspetti del trasporto solido in alvei torrentizi” – M. Pica

$$Q_s = G_s / \gamma_s$$

Nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti in funzione di diversi valori del diametro medio del materiale in alveo a monte del nuovo attraversamento in progetto.

I valori del parametro adimensionale τ' sono evidenziati con colori diversi in tabella a sottolineare le differenti formulazioni utilizzate per il calcolo di g_s .

Q [m ³ /s]	i [m/m]	d [m]	τ' [-]	g_s [-]	G_s [kg/s]	Q_s [m ³ /s]	P [%]	ΔQ [m ³ /s]	Q_{progetto} [m ³ /s]
22.00	0.023	0.30	0.176	-	-	-	-	-	-
22.00	0.023	0.25	0.209	-	-	-	-	-	-
22.00	0.023	0.20	0.258	0.001	62.26	0.02	0.28	0.06	22.06
22.00	0.023	0.15	0.338	0.026	1506.20	0.56	6.85	1.51	23.51
22.00	0.023	0.10	0.494	0.120	3711.20	1.37	16.87	3.71	25.71
22.00	0.023	0.05	0.945	0.650	279.03	0.10	1.27	0.28	22.28

Tabella 5: Calcolo del trasporto solido del Rio Verna

Dall'analisi dei risultati e delle sezioni di progetto si evince che la portata solida non risulta trascurabile e di ciò se ne terrà conto al fine della corretta valutazione della portata di progetto da inserire all'interno del modello di simulazione idraulica (vedi capitolo seguente).

6 VALUTAZIONE DELLE PORTATE

6.1 Compatibilità idraulica da normativa

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) all'art. 38 delle Norme di attuazione disciplina gli "interventi per la realizzazione di opere pubbliche o di interesse pubblico" che ricadono all'interno delle Fasce A e B.

Nello specifico l'attraversamento in progetto sul Rio Verna si configura come nuova opera, per le quali vale la seguente:

3. Le nuove opere di attraversamento, stradale o ferroviario, e comunque delle infrastrutture a rete, devono essere progettate nel rispetto dei criteri e delle prescrizioni tecniche per la verifica idraulica di cui ad apposita direttiva emanata dall'Autorità di bacino."

La Direttiva cui si fa riferimento è la *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B - Capo 3: Criteri di compatibilità, prescrizioni ed indirizzi per la progettazione e la verifica idraulica dei ponti.*

In essa è specificato il tempo di ritorno della portata di progetto da assumere per le verifiche idrauliche del ponte, il quale per il Rio Verna è fissato in 100 anni, non essendo il corso d'acqua in analisi delimitato dalle fasce fluviali.

A tal proposito i calcoli relativi al trasporto solido esposti nel capitolo precedente fanno riferimento ad una portata liquida avente tempo di ritorno di 100 anni e pari a 22,00 m³/s, alla quale si aggiungono circa 4,00 m³/s derivanti dal trasporto solido in seno alla corrente.

La Direttiva dà inoltre prescrizioni sul franco minimo che deve esistere tra la quota di intradosso del ponte (o più genericamente del manufatto di attraversamento) e la quota idrometrica della corrente relativa alla piena di progetto: esso deve essere non inferiore a 0,5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a un 1,00 m.

6.2 Portata di progetto

Nel modello di simulazione idraulica descritto successivamente è stata quindi adottata una portata di progetto di 26,00 m³/s, pari alla somma del contributo dalla portata liquida centennale e della portata solida calcolata.

7 ANALISI IDRAULICHE

L'obiettivo delle analisi idrauliche in moto permanente riportate successivamente per l'alveo del Rio Verna è quello di verificare la compatibilità tra la piena di progetto e le sezioni di deflusso ubicate in corrispondenza del nuovo attraversamento del Rio, sito all'incrocio tra le vie Alpignano e Giachero, in modo da valutare il valore del franco minimo tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso dell'attraversamento in progetto e confrontare tale valore con le prescrizioni delle Direttiva di Piano, Capo 3: *Criteri di compatibilità, prescrizioni ed indirizzi per la progettazione e la verifica idraulica dei ponti* del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico.

La modellistica idraulica utilizzata necessita dei seguenti elementi di ingresso:

- piano quotato dell'asta fluviale presa in esame
- valori di scabrezza a caratterizzare la resistenza al moto dovuta all'attrito al contorno;
- condizioni al contorno necessarie per la taratura dei modelli.

7.1 Geometria delle sezioni

La geometria delle sezioni è stata ricavata mediante realizzazione di rilievi topografici di dettaglio del settore di interesse, prestando attenzione ai cambiamenti significativi sia di sezione sia di pendenza del corso d'acqua in modo tale di ottenere una buona rappresentazione dell'asta fluviale. Sono state quindi tracciate delle sezioni trasversali opportunamente infittite nei settori di condizionamento dell'alveo, per descrivere numericamente le caratteristiche del tratto in esame.

Le sezioni trasversali, come richiesto dal programma di simulazione idraulica, sono numerate da valle verso monte e sono visualizzate con vista da monte (sponda destra a destra) posizionate il più possibile perpendicolari al corso d'acqua.

Nel presente studio le sezioni utilizzate per la modellazione dell'asta del Rio Crosa nel tratto di interesse sono 10, come mostrato nella figura seguente.

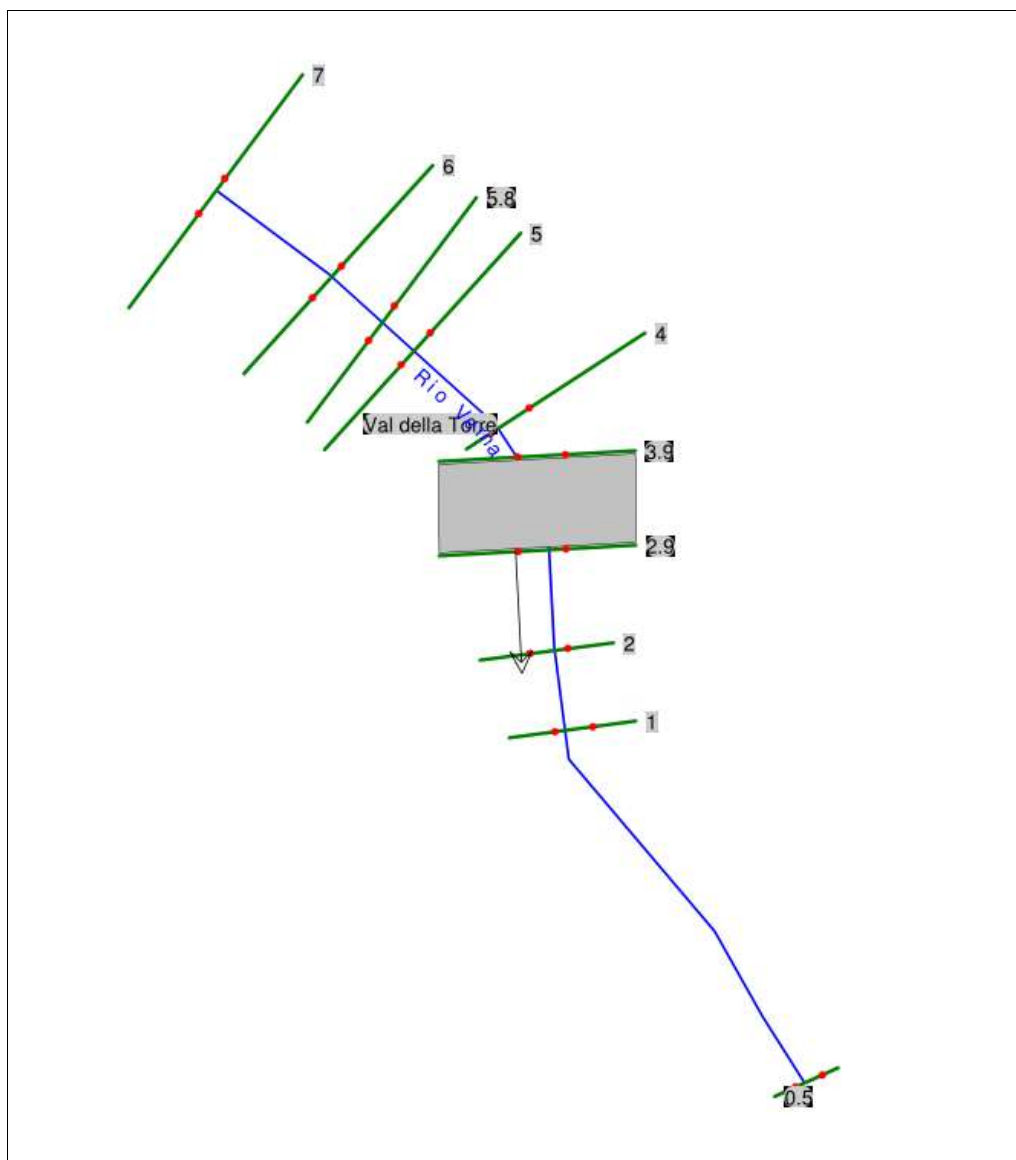


Figura 3: Il modello idraulico in Hec Ras

7.2 Valori di scabrezza

Le condizioni di scabrezza sono state fissate utilizzando i dati presenti in letteratura (Chow V.T., 1959) con riferimento ai valori n di Manning.

I valori introdotti nel modello idraulico intendono rappresentare “la situazione a regime” e non le eventuali situazioni in evoluzione dovute a interventi di sistemazione. In altre parole, i valori di scabrezza introdotti tengono conto di quel degrado strutturale dei materiali e di quella presenza di accumuli (vegetazione, limo o ciottoli) indesiderata, ma comunque sempre presente in un alveo anche se a forte artificialità. In letteratura vengono riportati tali valori di riferimento:

- $n = 0.030 \div 0.040 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ indicato per *fondo in terra irregolare con ciottoli, aree golenali regolari prive di copertura arbustiva*
- $n = 0.011 \div 0.020 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ indicato per *canali rivestiti in calcestruzzo (grezzo – liscio)*
- $n = 0.015 \div 0.030 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ indicato per *canali con fondo regolarizzato e sponde in pietrame*

Per il rio in esame sono stati utilizzati i valori medi dei coefficienti sopra riportati.

Per le condizioni attuali del profilo di fondo si è fatto riferimento a condizioni di tipo misto, al variare della presenza di discontinuità e variazioni di pendenza significative.

Come condizioni al contorno di monte e di valle è stato assunto il deflusso in moto uniforme secondo le pendenze locali dell'asta.

7.3 Simulazione in moto permanente

La modellazione è effettuata allo stato di progetto per simulare gli effetti determinati dall'evento di piena sulle opere e sulle aree adiacenti.

Il motore di calcolo del profilo è costituito dalla versione 4.1.0 di *Hec-Ras*, messo a punto dall'Hydrologic Engineering Center (HEC) di Davies, California alla fine degli anni '60 con il nome HEC-2. Adattato all'ambiente Windows® nel 1996 con la nuova denominazione di HEC-RAS (River Analysis System) e dotato d'interfaccia GUI.

Si tratta di un codice di calcolo diffuso a livello internazionale e ampiamente collaudato. Negli USA, in particolare, costituisce l'algoritmo di riferimento per la determinazione dei livelli idrici richiesto dalla FEMA nelle procedure connesse alla copertura assicurativa dei danni alluvionali.

Il codice di calcolo esegue la determinazione del profilo del pelo libero nelle condizioni di moto permanente monodimensionale. Il profilo del pelo libero è calcolato per ogni sezione trasversale risolvendo l'equazione dell'energia con una procedura iterativa denominata *standard step method* ampiamente descritta nei testi classici dell'idraulica delle correnti a pelo libero.

L'equazione dell'energia fra due sezioni trasversali (1) e (2), con la sezione 1 ubicata a valle della sezione 2, viene scritta nella forma classica, riferita all'unità di peso del liquido:

$$y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

y	profondità della corrente nella sezione [m]
z	quota del fondo [m]
V	velocità media della corrente nella sezione [portata totale/area totale]
α	coefficiente di Coriolis che tiene conto della forma della sezione
g	accelerazione di gravità pari a 9.81 [m/s ²]
h_e	perdita di energia [m]

Il significato geometrico dei simboli è illustrato nella Figura 4.

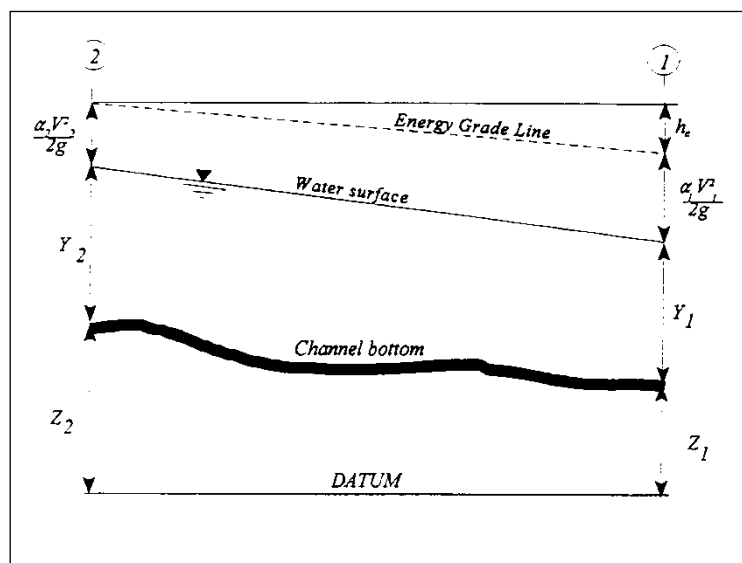


Figura 4: Rappresentazione dei termini dell'equazione dell'energia (da Manuale d'uso Hec-ras 2001)

La sezione trasversale del corso d'acqua viene rappresentata mediante ascissa e ordinata dei punti rilevati e schematizzata in tre settori rilevanti ai fini del convogliamento della portata: golena sinistra (indicata con pedice _{lob}), canale principale (pedice _{ch}), golena destra (pedice _{rob}), ritenendo che in ciascuno dei tre settori la distribuzione di velocità sia uniforme (in caso contrario si procederà ad ulteriori suddivisioni, come riferito in seguito).

La perdita di energia tra due sezioni, espressa dal termine h_e , comprende le perdite dovute alla resistenza distribuita (in funzione della scabrezza) e le perdite localizzate per espansione o restringimento delle sezioni, secondo la relazione:

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

essendo:

L = lunghezza del tronco (in metri), ponderata in funzione della media delle portate defluenti nelle tre porzioni in cui può essere suddivisa ciascuna sezione, secondo quanto detto sopra. La relazione per la ponderazione citata è:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

dove i simboli L , ciascuno con il proprio pedice, indicano le distanze dei rispettivi settori in cui è stata divisa ciascuna sezione e i simboli Q le portate defluenti in ciascuna porzione delle due sezioni (in m^3/s);

S_f = pendenza media della linea dell'energia tra le due sezioni;

C = coefficiente di contrazione o di espansione. Si osservi che per espansione o contrazione non si intende aumento o diminuzione dell'area bagnata tra la sezione di monte e quella di valle, ma diminuzione o aumento del termine cinetico tra monte e valle.

La determinazione della capacità di convogliamento totale della sezione richiede che la sezione trasversale sia suddivisa in settori ove la corrente defluisca con velocità uniformemente distribuita. La portata in ciascun settore è calcolata dalla formula espressa in m^3/s :

$$Q = K S_f^{0.5}$$

secondo la scrittura tradizionale nella letteratura idraulica anglosassone per cui:

K = capacità di convogliamento di ciascun settore (m^3/s)

espressa come:

$$K = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot A$$

con

n = coefficiente di scabrezza [$m^{-1/3} s$] secondo Manning

A = area bagnata del settore di area [m^2]

R = raggio idraulico del settore [m]

	<i>Contrazione</i>	<i>Espansione</i>
<i>Nessuna variazione</i>	0.0	0.0
<i>Variazione graduale</i>	0.1	0.3
<i>Tipica situazione in corrispondenza di un ponte</i>	0.3	0.5
<i>Brusca variazione</i>	0.6	0.8

Tabella 6: Coefficienti di contrazione ed espansione tra sezioni

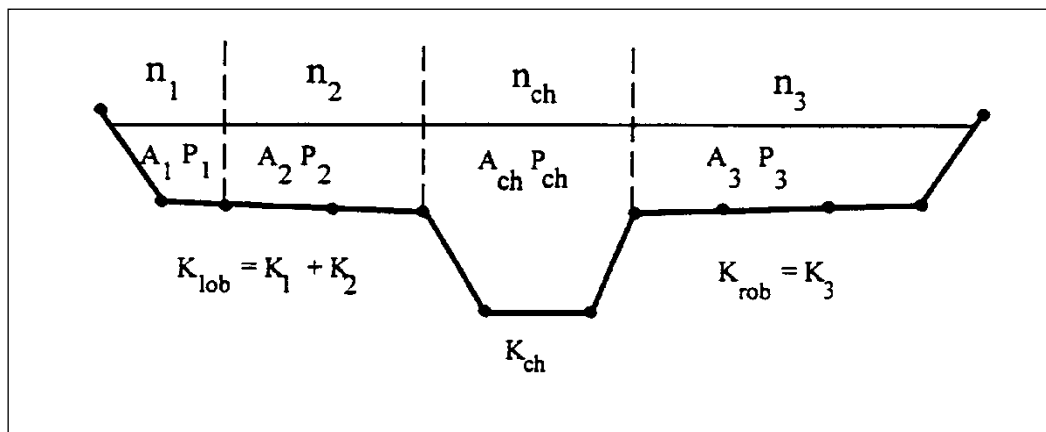


Figura 5: Suddivisione di una sezione trasversale in settori con scabrezza uniforme (da Manuale d'uso Hec-ras, 2001)

Il programma provvede a sommare le portate parziali per ciascun settore e determina la portata dell'area golenale sinistra e destra di ciascuna sezione. La portata totale della sezione è data dalla somma di queste due portate e della portata relativa al canale principale, di norma considerato come unico settore. Qualora si desideri prendere in esame eventuali differenze di scabrezza nel canale principale, il programma ne deriva la scabrezza equivalente quale unico valore, se la pendenza delle scarpate è maggiore di 1 (verticale) su 5 (orizzontale) con la formula:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1/5})}{P} \right]^{2/3}$$

con:

- n_c coefficiente di scabrezza equivalente
- P contorno bagnato dell'intero canale principale
- P_i contorno bagnato della i-esima suddivisione
- n_i scabrezza della i-esima suddivisione

In caso contrario, ossia pendenza delle scarpate minore di 1 (verticale) su 5 (orizzontale), l'alveo principale viene trattato come un'area suddivisa in diversi settori analogamente a quanto avviene per le golene.

Con tali premesse, in caso di variazione della scabrezza nella sezione, viene calcolato il coefficiente di Coriolis secondo la formula generale:

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2}{Q \bar{V}^2}$$

che può essere espressa in termini delle capacità di convogliamento di ciascuno dei tre settori della sezione. La relazione allora diventa:

$$\alpha = \frac{(A_{tot})^2 \left[\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_{tot})^3}$$

con il significato dei simboli precisato sopra.

Infine, la pendenza della linea dell'energia media fra due sezioni viene determinata nel codice di calcolo, salvo diversa richiesta, con la relazione:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

essendo le due sezioni indicate con il relativo pedice numerico.

Il programma consente la simulazione del deflusso attraverso ponti e tombinature mediante la loro schematizzazione geometrica (impalcato, pile, setti, ecc.) valutando la corrente a pelo libero e il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato oltre alla combinazione della corrente in pressione con quella determinata dallo scavalcamento dell'impalcato stesso.

Il programma, infine, permette di simulare lunghi tratti tombinati a sezione variabile mediante l'opzione denominata *lid*, che computa le sezioni munite di *lid* come se fossero sezioni a cielo aperto utilizzando l'equazione dell'energia per il bilanciamento del profilo del pelo libero con l'unica differenza di sottrarre area e aggiungere perimetro bagnato quando il pelo libero viene a contatto con la copertura.

<i>Typical drag coefficients for various pier shapes</i>	
<i>Pier Shape</i>	<i>Drag Coefficient Cd</i>
<i>Circular pier</i>	1.200
<i>Elongated piers with semi-circular ends</i>	1.330
<i>Elliptical piers with 2:1 length to width</i>	0.600
<i>Elliptical piers with 4:1 length to width</i>	0.320
<i>Elliptical piers with 8:1 length to width</i>	0.029
<i>Square nose piers</i>	2.000
<i>Triangular nose with 30 degree angle</i>	1.000

Tabella 7: Coefficienti di resistenza consigliati dal manuale Hec-ras (da Manuale d'uso Hec-ras, 2001)

8 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

Le verifiche sono state condotte allo stato di progetto, inserendo il nuovo attraversamento in progetto sul Rio Verna e realizzando due tratti di difesa antiersiva a raccordare, verso monte il nuovo ponticello alla sistemazione idraulica dell'asta realizzata in passato.

La pendenza del corso d'acqua nel tratto considerato, interessato dalle opere di rimodellamento, è mediamente pari al 2,30 %.

La simulazione evidenzia un profilo di corrente di tipo veloce, con altezza di moto uniforme sempre al di sotto di quella critica e numeri di Froude calcolati in corrispondenza di ciascuna sezione sempre superiori all'unità.

Le velocità nel tratto sono superiori ai 4 m/s e sono maggiori in corrispondenza dell'attraversamento in progetto, dove le scabrezze diminuiscono.

9 CONCLUSIONI

La simulazione effettuata evidenzia che la sistemazione in progetto lungo il tratto di Rio Verna ed in particolare la sezione del ponte sulla via Giachero è compatibile con la piena di progetto fissata e pari a $26,00 \text{ m}^3/\text{s}$.

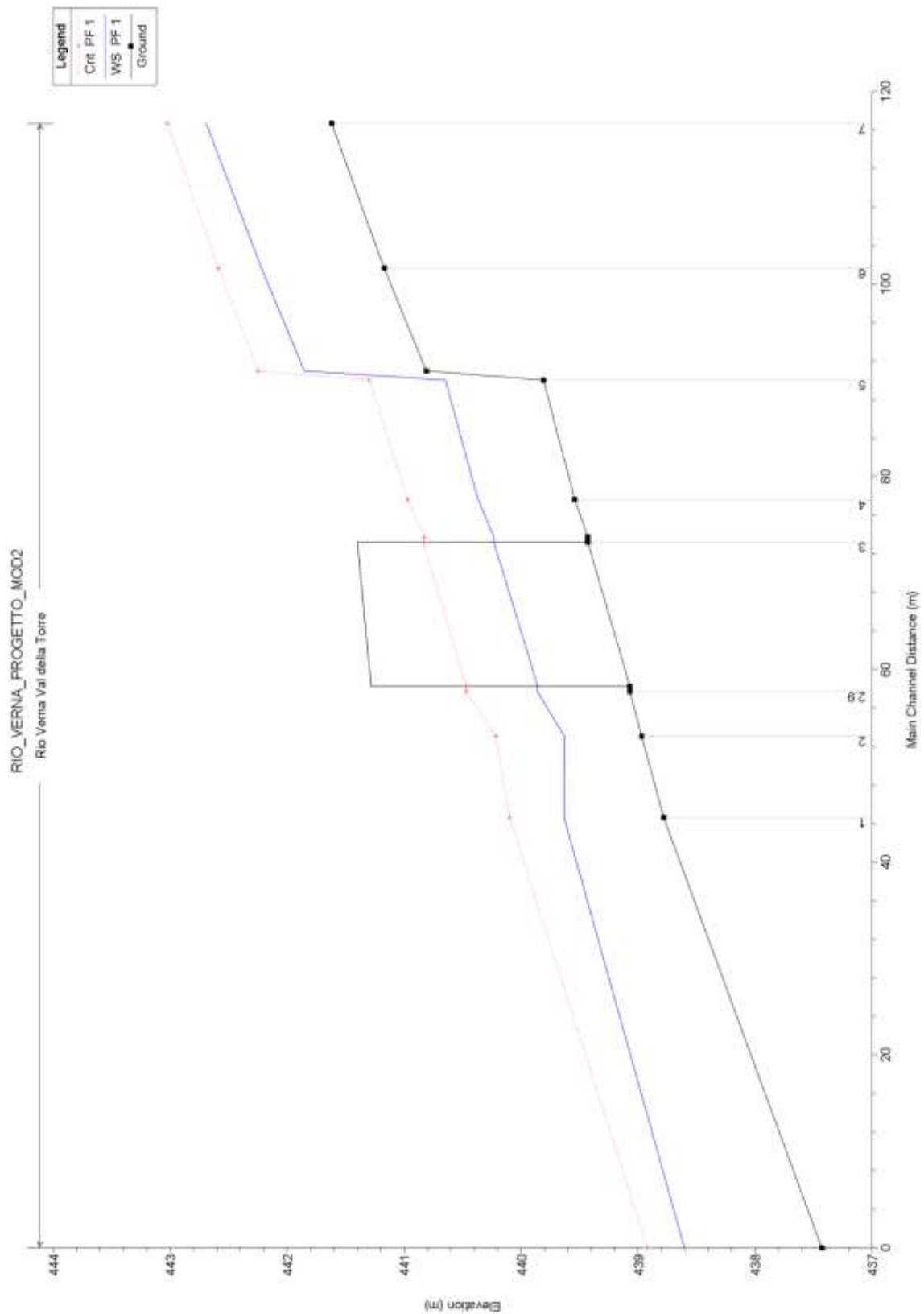
I dati necessari per la verifica di compatibilità idraulica del ponte sono la quota dell'intradosso, la quota idrometrica del profilo di piena e le velocità di deflusso relativamente alle sezioni 3.9 e 2.9, collocate rispettivamente a monte e valle del manufatto in progetto.

Nella sezione 3.9, di ingresso nel manufatto, la quota del pelo libero risulta pari a 440,23 m mentre la velocità di deflusso risulta pari a 6,49 m/s per un franco di sicurezza di 1,17 m superiore a 1,00 m e al franco cinetico pari a $0,5v^2/2g = 1,07 \text{ m}$. Nella sezione di uscita, la 2.9, la quota del pelo libero risulta pari a 439,86 m e la velocità di deflusso risulta pari a 6,57 m/s per un franco di sicurezza di 1,42 m superiore a 1,00 m e al franco cinetico pari a $0,5v^2/2g = 1,10 \text{ m}$.

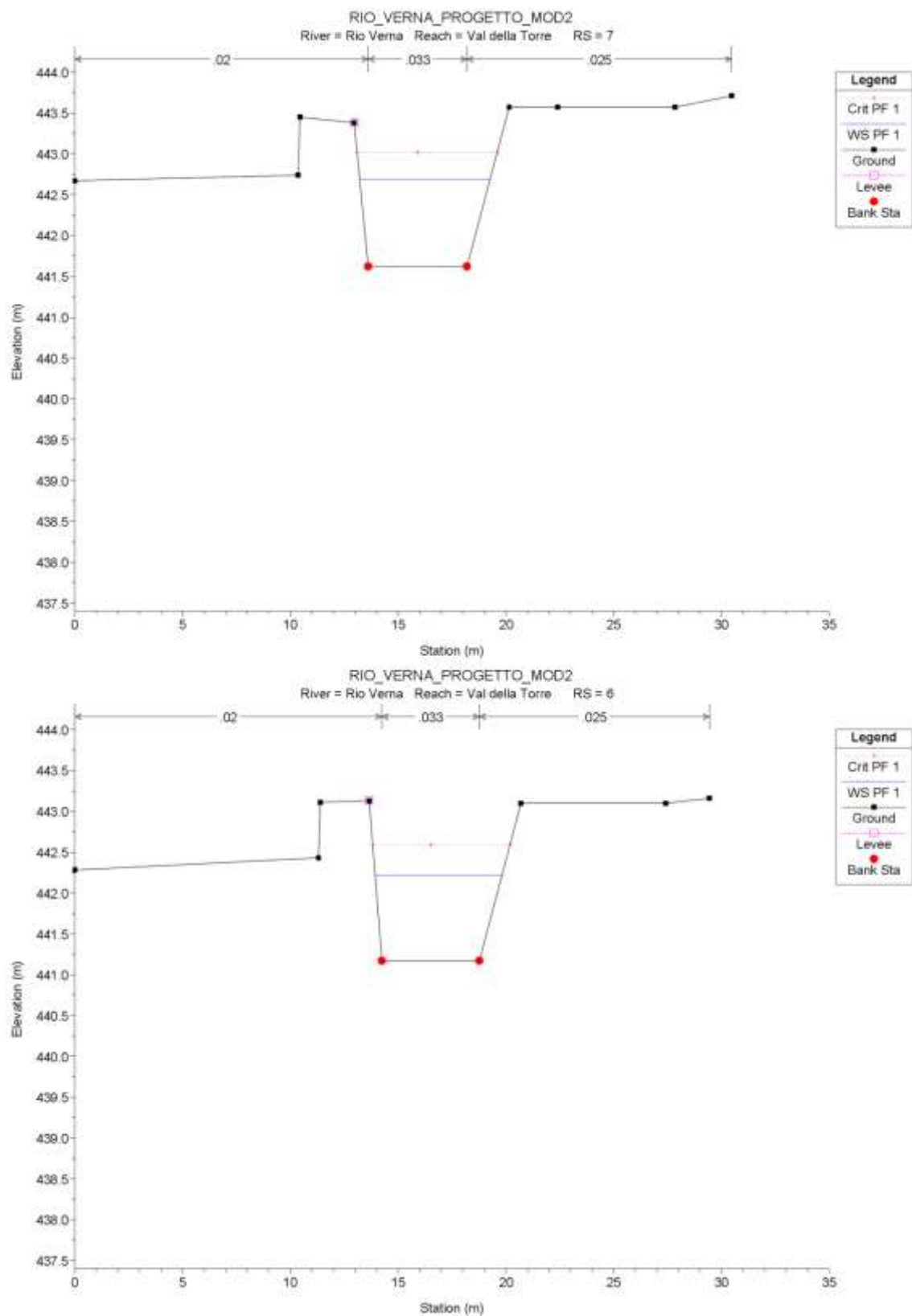
Risulta pertanto verificato il valore del franco minimo tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte, come dettato dalle Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico, Capo 3: *Criteri di compatibilità, prescrizioni ed indirizzi per la progettazione e la verifica idraulica dei ponti*.

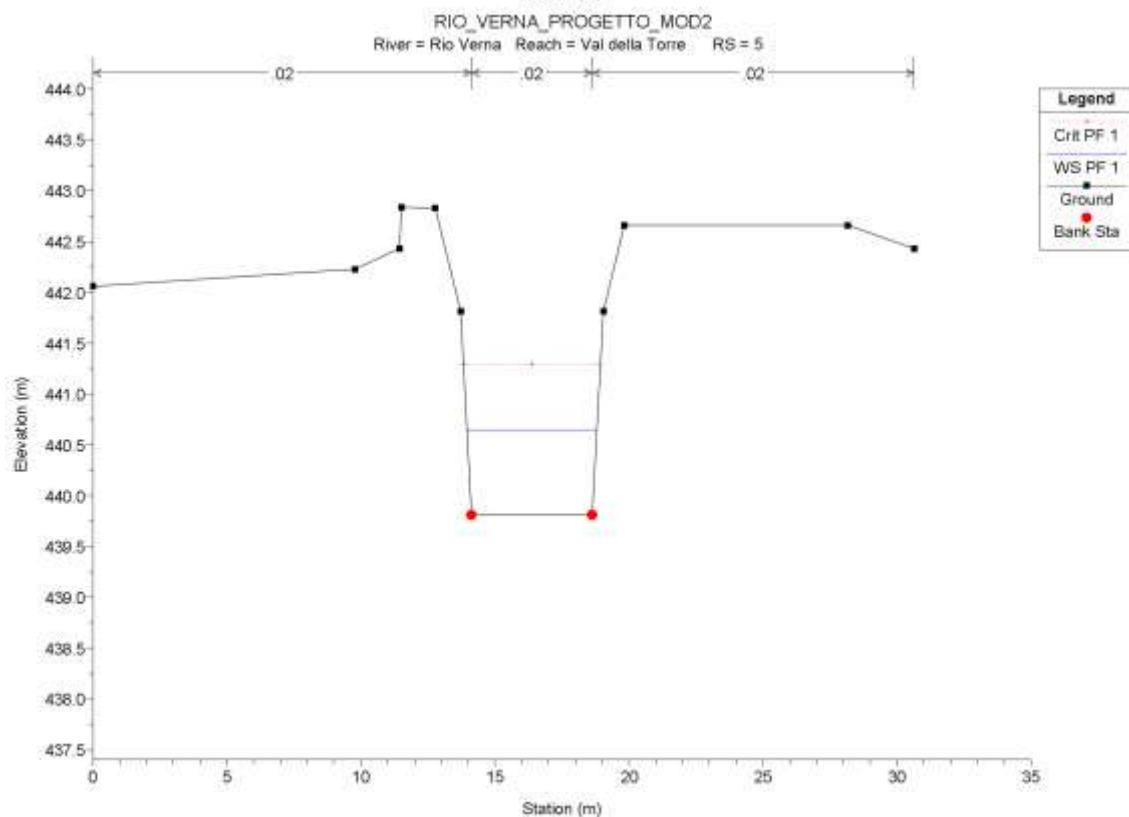
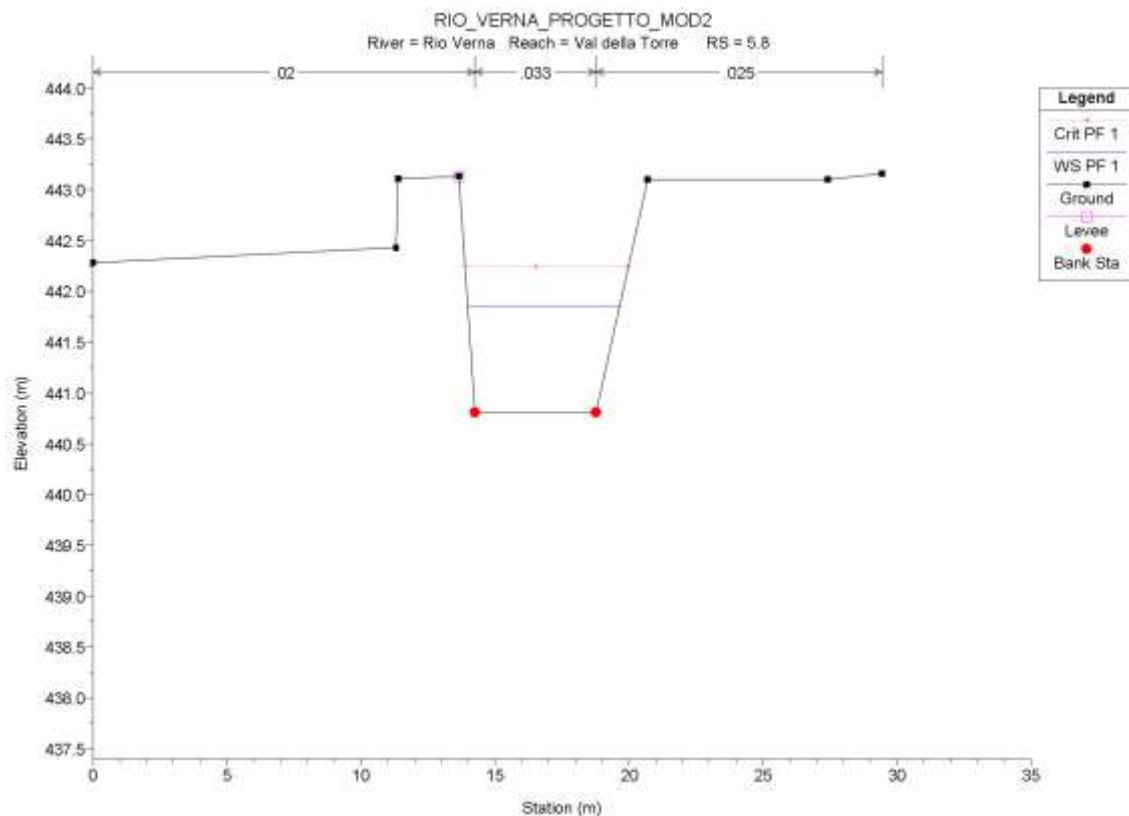
ALLEGATI

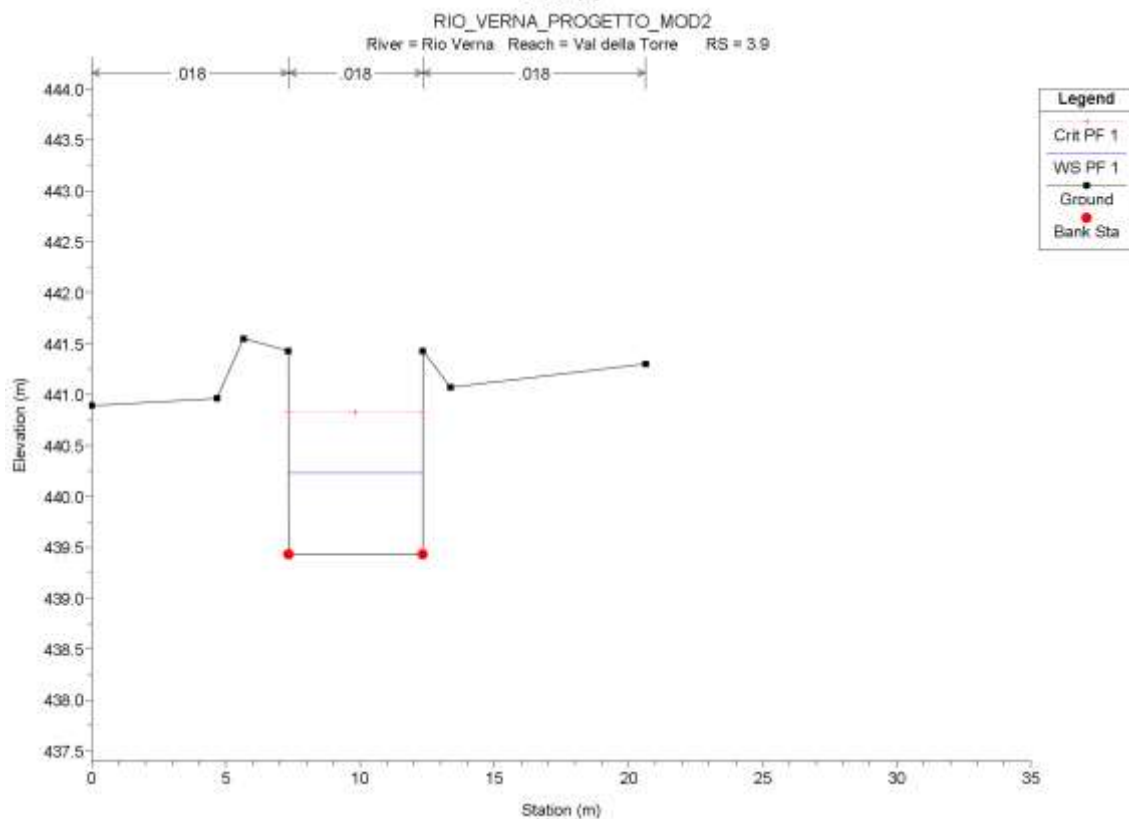
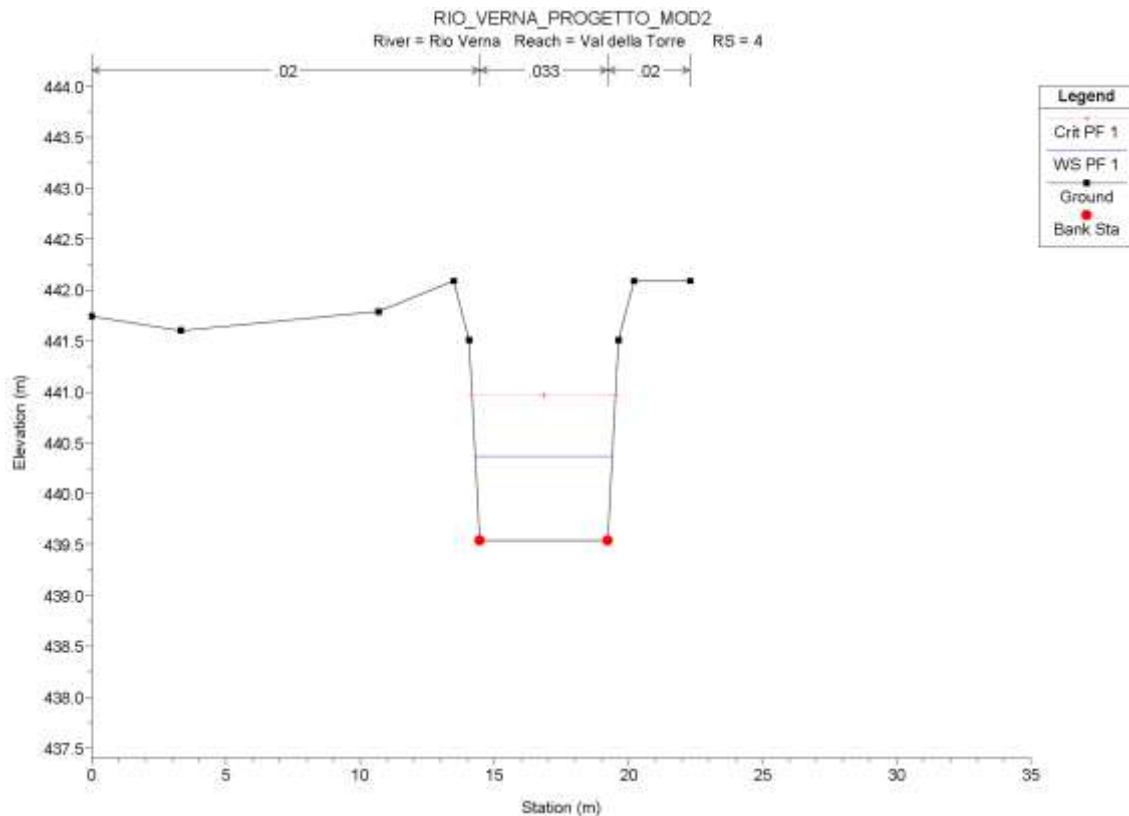
PROFILO IDRICO

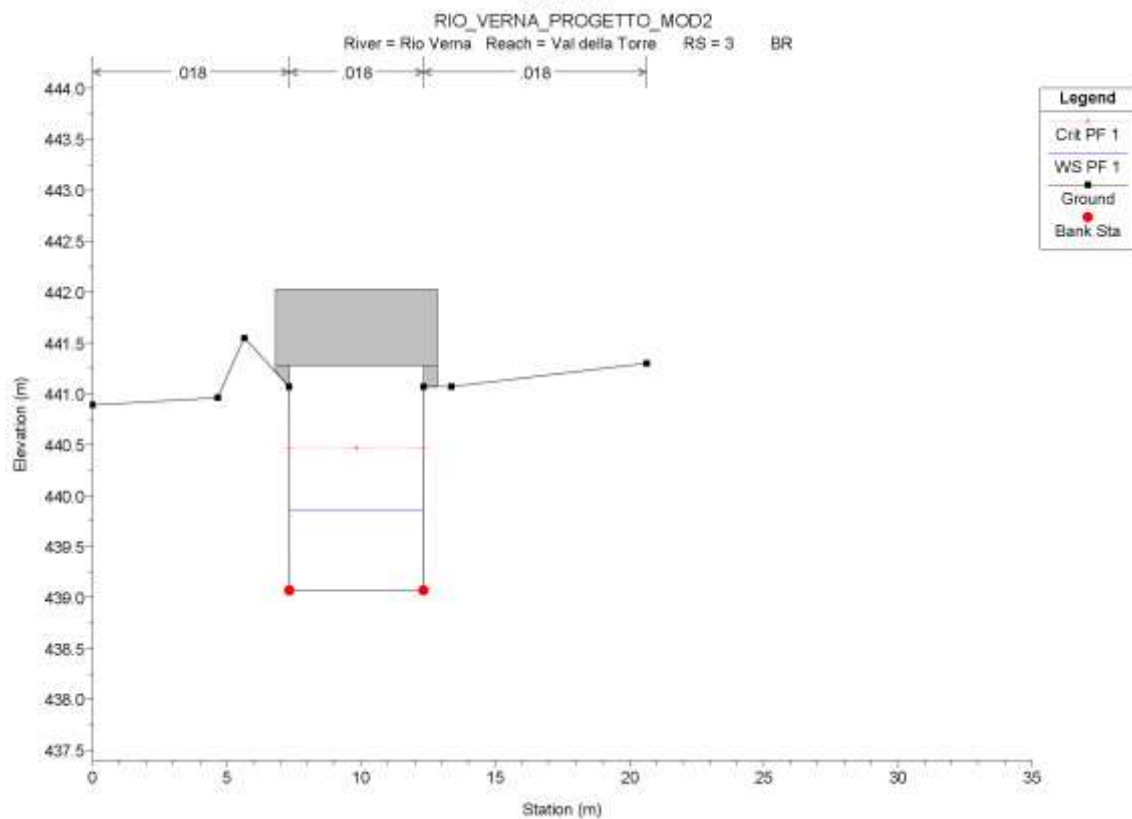
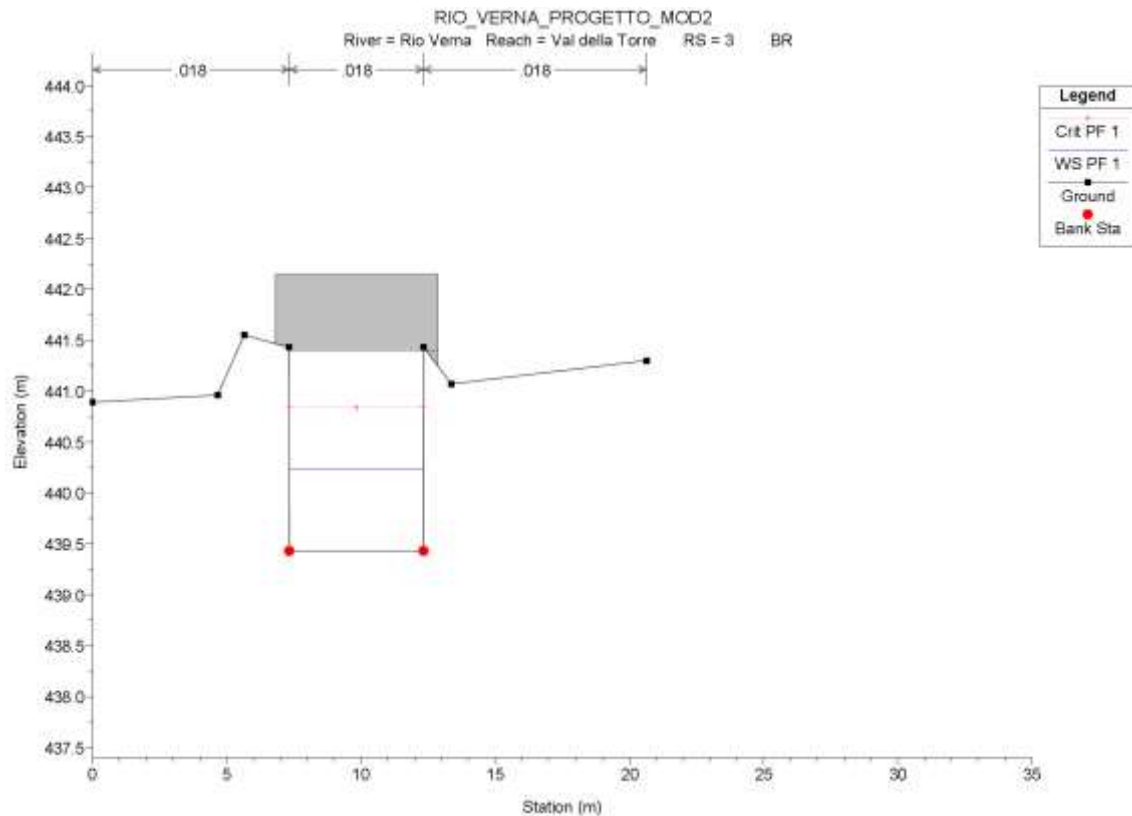


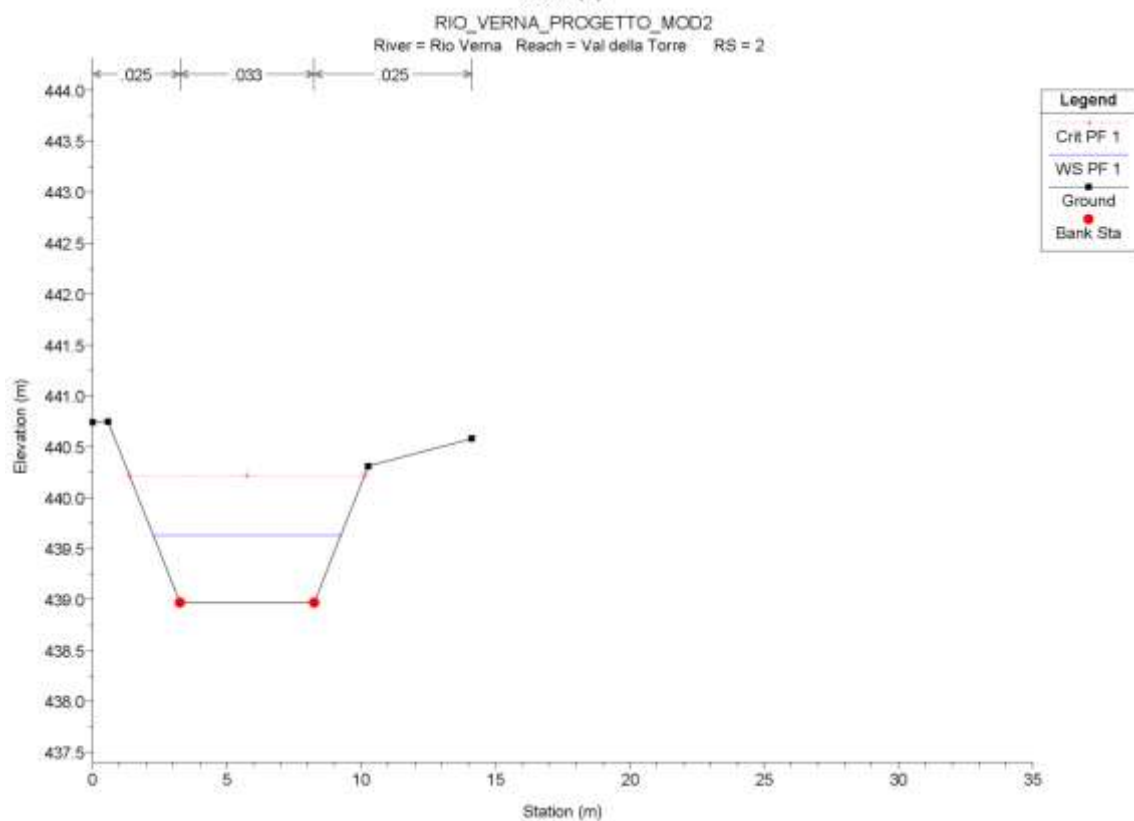
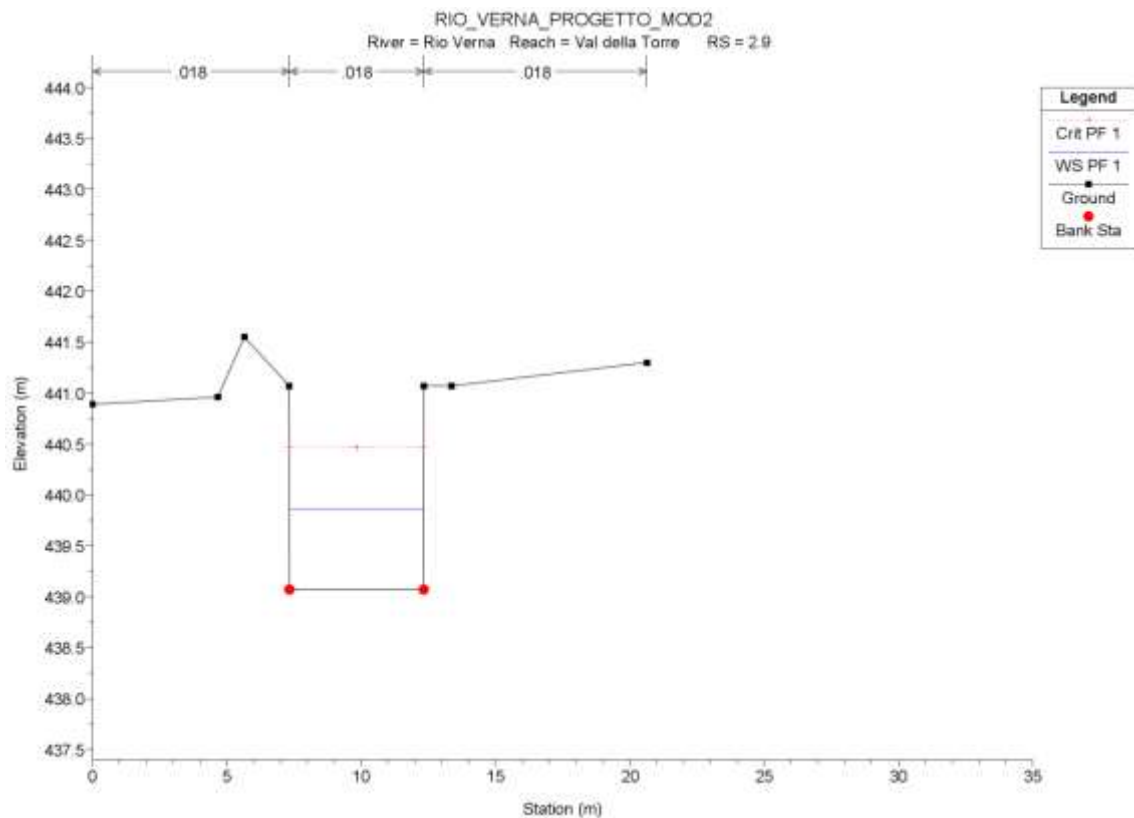
SEZIONI

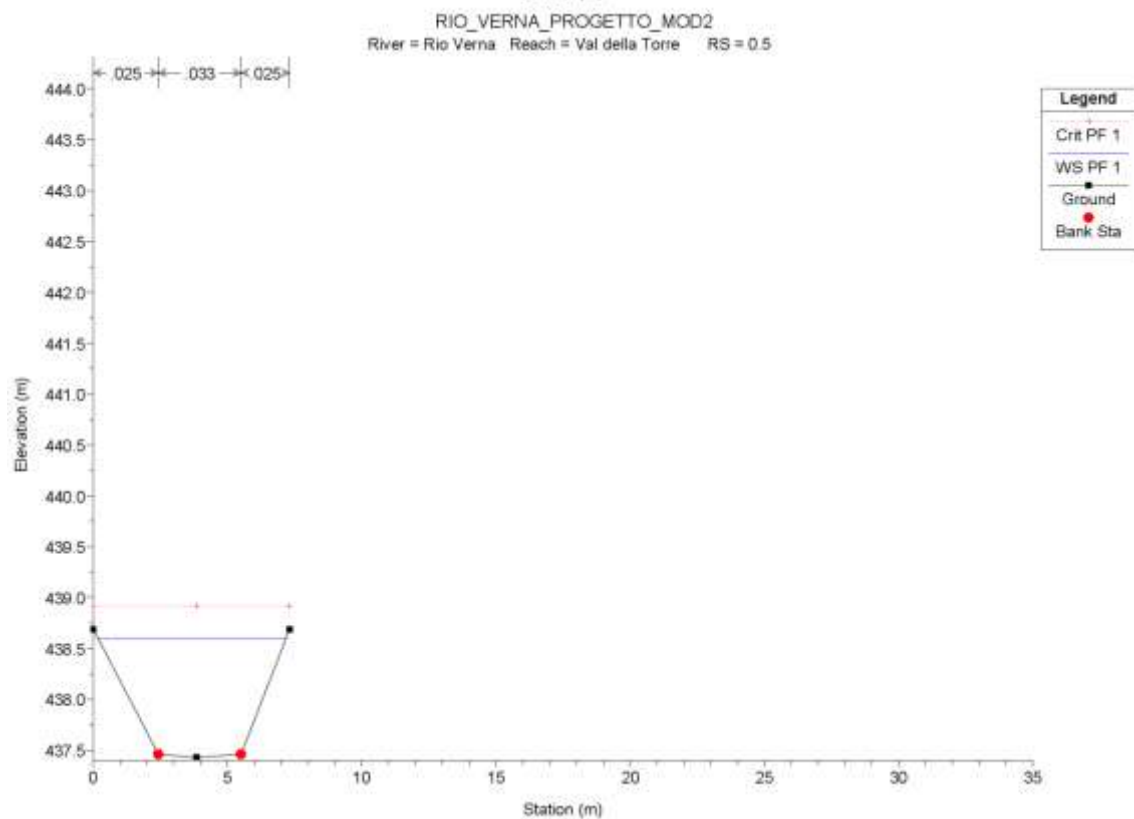
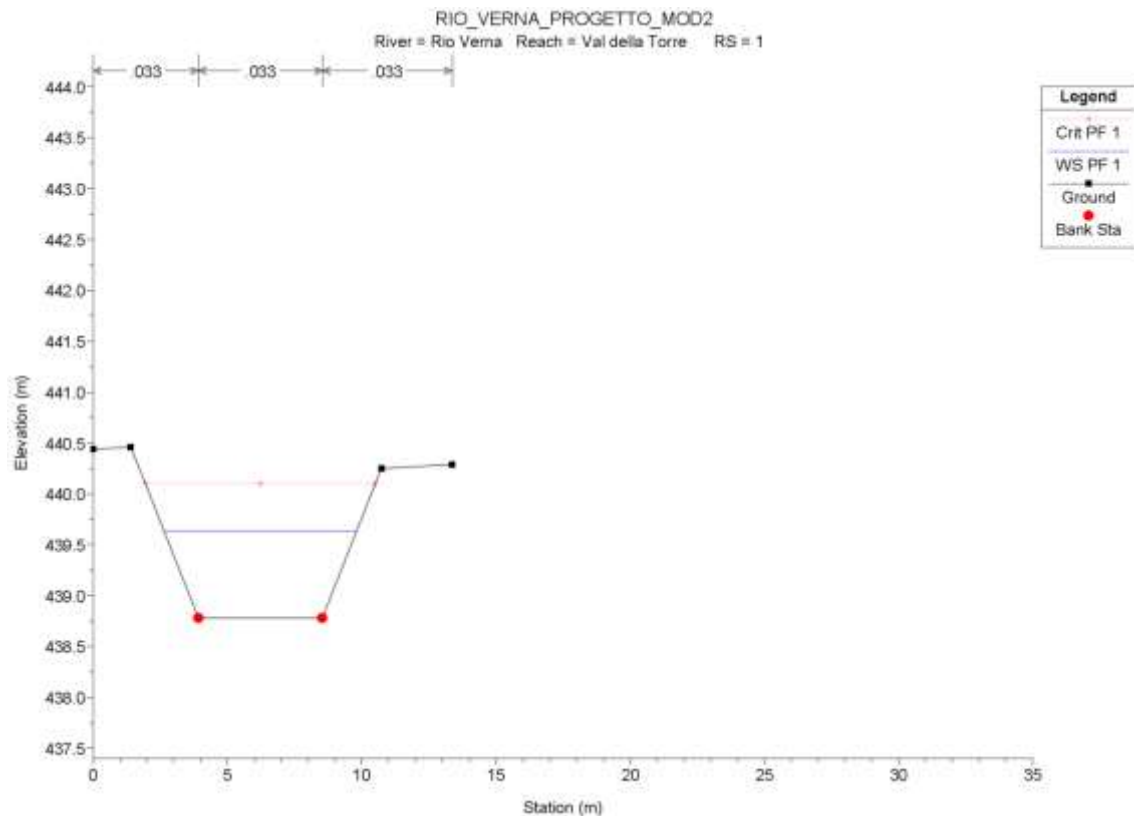












RISULTATI NUMERICI DELLA SIMULAZIONE

HEC-RAS Plan: novema_mod2 River: Rio Verna Reach: Val della Torre Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Val della Torre	7	PF 1	26.00	441.62	442.69	443.02	443.81	0.023018	4.92	5.70	6.05	1.48
Val della Torre	6	PF 1	26.00	441.17	442.22	442.59	443.43	0.025665	5.01	5.46	5.89	1.56
Val della Torre	5.8	PF 1	26.00	440.81	441.85	442.25	443.14	0.027273	5.14	5.31	5.67	1.61
Val della Torre	5	PF 1	26.00	439.81	440.65	441.30	443.01	0.023710	6.84	3.91	4.85	2.39
Val della Torre	4	PF 1	26.00	439.54	440.37	440.97	442.50	0.059197	6.50	4.09	5.11	2.28
Val della Torre	3.9	PF 1	26.00	439.43	440.23	440.83	442.38	0.018359	6.49	4.01	5.01	2.32
Val della Torre	3	Bridge										
Val della Torre	2.9	PF 1	26.00	439.07	439.86	440.47	442.06	0.019136	6.57	3.96	5.01	2.36
Val della Torre	2	PF 1	26.00	438.87	439.63	440.22	441.89	0.089980	6.96	3.86	6.99	2.69
Val della Torre	1	PF 1	26.00	438.78	439.63	440.10	441.15	0.044250	5.73	5.02	7.16	1.98
Val della Torre	0.5	PF 1	26.00	437.43	438.50	438.92	439.68	0.021875	4.96	5.82	7.02	1.47

