



COMUNE DI ARONA



PROVINCIA DI NOVARA



REGIONE PIEMONTE

Legge Regionale 5 dicembre 1977, n° 56

"TUTELA ED USO DEL SUOLO"

Circolare del Presidente della Giunta Regionale - n° 7/LAP

"L.R. 5 DICEMBRE 1977, N° 56 E SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI - SPECIFICHE TECNICHE PER L'ELABORAZIONE DEGLI STUDI GEOLOGICI A SUPPORTO DEGLI STRUMENTI URBANISTICI"

P.R.G. 2009

▫ **PROGETTO DEFINITIVO** ▫

**STUDIO IDRAULICO DEL
TORRENTE VEVERA 1999**

ALL 6

Codice lavoro

01.09

File

Scala

Data

Giugno 2013



**Studio Associato
di Geologia Tecnica e Ambientale**

Dr. Fulvio Epifani
Dr. Marco Marini

dr. geol. Fulvio Epifani

dr. geol. Marco Marini

Via Paleocapa, 19 - 28041 Arona (NO)
Tel. 347.2230473 - e-mail: epifani.marini_geologi@virgilio.it
Partita IVA 01944560034

Revisione	Oggetto	Data	Controllato
1			
2			
3			

4. ANALISI IDROLOGICA DEL T. VEVERA

In questo capitolo verranno affrontate le problematiche relative alla valutazione dell'adeguatezza delle sezioni di deflusso, sviluppando le verifiche idrauliche in regime permanente.

4.1 ANALISI MORFOMETRICA

L'analisi dell'assetto morfologico di un bacino viene riassunta nella curva ipsometrica. La curva si traccia in base alle altezze e alle rispettive aree cumulate, suddividendo il bacino in intervalli di quota, da quella minima alla massima, e valutando l'area del bacino che ricade in ogni intervallo. Si devono quindi eseguire i rapporti tra le aree dei singoli intervalli (a) e l'area totale del bacino (A), e quelli tra i dislivelli degli intervalli rispetto al piano di base (h) ed il dislivello totale del bacino (H). La funzione della curva che si ottiene è del tipo:

$$y = f(x)$$

dove

$$y = h/H;$$

$$x = a/A.$$

Dalla curva ipsometrica si ricava l'altezza media del bacino, risolvendo il seguente integrale:

$$Hm = (1/A) \cdot \int_A a_i \cdot h_i$$

con

A = area totale del bacino;

a_i = area del bacino compresa nell'intervallo i -esimo di quota;

h_i = altitudine media dell'intervallo di quota i -esimo.

L'analisi della curva ottenuta permette di valutare il grado di evoluzione raggiunto dal bacino esaminato.

In merito allo stadio evolutivo di un bacino, si deduce che esso può trovarsi in una delle seguenti fasi:

FASE	CONSIDERAZIONI
GIOVANILE	la curva ipsometrica presenta una prevalente convessità verso l'alto con un valore medio dell'integrale superiore al 60%
MATURA	la curva ipsometrica presenta un flesso prossimo al 50%
SENILE	la curva ipsometrica presenta una prevalente concavità verso l'alto con un valore medio dell'integrale inferiore al 30%

E' bene puntualizzare che in una curva ipsometrica la distribuzione relativa delle aree e delle quote è

subordinata alla forma della proiezione orizzontale del bacino sulla carta topografica, la curva assume un significato positivo solo se la forma del bacino stesso è regolare e di tipo subrettangolare, cosa difficile da verificarsi.

Quindi bisogna limitare l'analisi alla parte centrale della curva ipsometrica, cioè quella compresa tra il 15% e l'85% dell'area totale, in quanto è quella che permette l'indagine appropriata del grado di evoluzione raggiunto.

4.1.1 COMMENTO DEI DATI OTTENUTI

Il bacino idrografico del Torrente Vevera ha una forma alquanto irregolare: questa non può essere infatti assimilata a nessuna forma geometrica, ed è caratterizzato da una parte centrale più larga rispetto alle due terminali.

La lunghezza dell'asta principale è di 16,31 km (dal Lago Maggiore, quota 197 m s.l.m., alla sorgente a 847 m s.l.m.) con pendenza media del 4,2%; la quota più alta del bacino è di 915 m s.l.m. in corrispondenza de "Il Torriggia"; l'area totale del bacino è di 21,59 kmq.

Per la costruzione della curva ipsografica si è suddiviso l'intero bacino in quindici fasce altimetriche con dislivello pari a 50 m.

Le fasce altimetriche hanno percentuali di distribuzione piuttosto irregolari, e la maggiori sono comprese tra i 350 e i 500 m. L'altitudine media del bacino è risultata pari a 482,57 m s.l.m. L'analisi della curva ipsometrica ha permesso poi di valutare il grado di evoluzione del bacino: poiché la curva presenta un flesso inferiore al 50% (37,7% per l'esattezza) si ritiene che il bacino del T. Vevera si trovi in fase matura tendente alla fase senile.

4.2 ANALISI PLUVIOMETRICA

4.2.1 GENERALITÀ

Avendo a disposizione i dati pluviometrici di una stazione di misura, è possibile eseguire le elaborazioni necessarie per ottenere le curve che descrivono l'altezza delle precipitazioni (h) in funzione della loro durata (t). L'equazione che collega queste due variabili ha la seguente forma:

$$h(mm) = a \cdot t^n$$

dove

a = variabile funzione del tempo di ritorno;

n = costante per un dato valore di t .

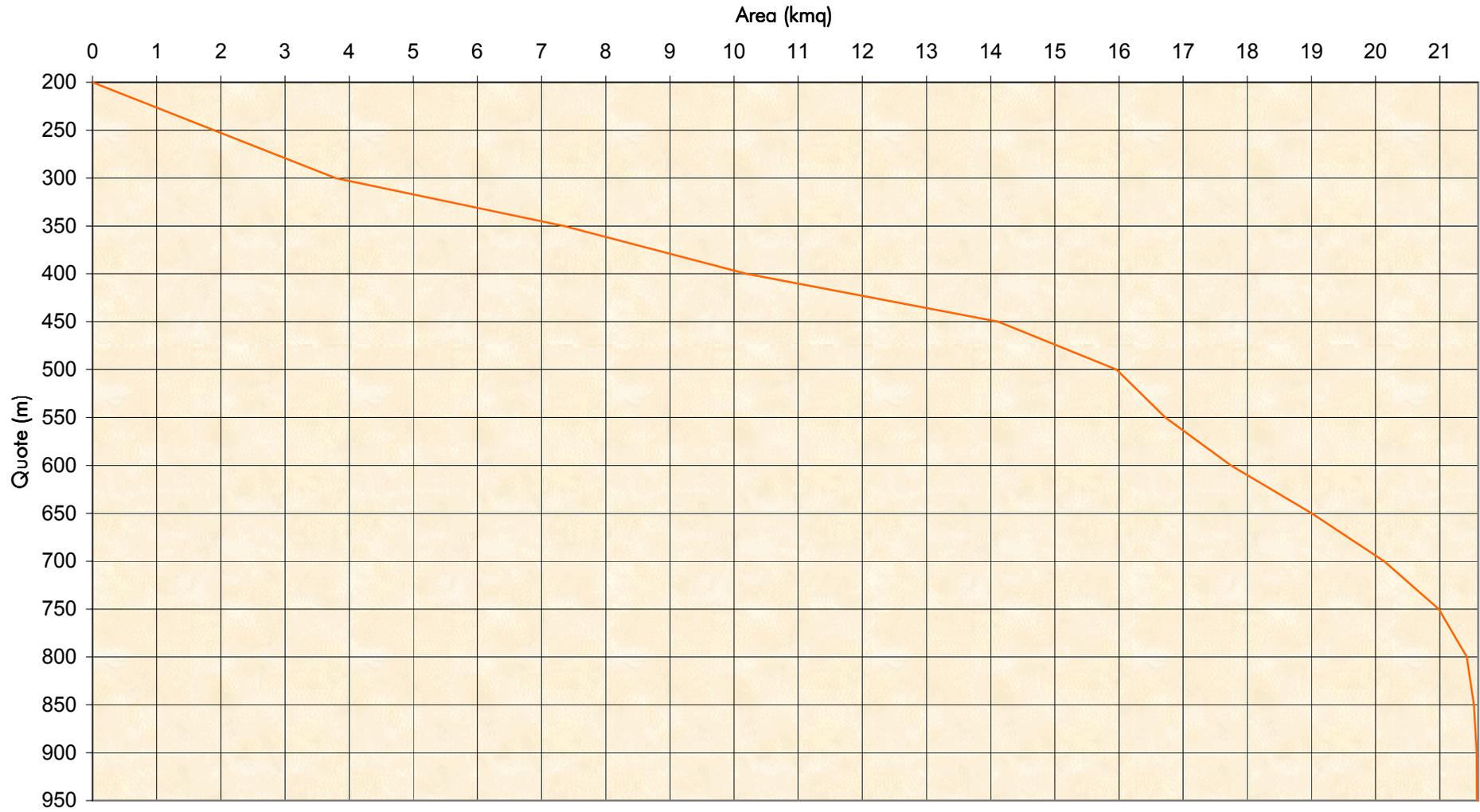
Essa prende il nome di *curva di possibilità climatica* e permette, per esempio, di calcolare l'altezza meteorica (h) relativa ad una precipitazione di 30 minuti (t), con un tempo di ritorno pari a 20 anni.

Curva ipsografica del bacino del Torrente Vevera

Flesso = 37,7%

Bacino in fase matura

Altezza media = 482,57 m s.l.m.

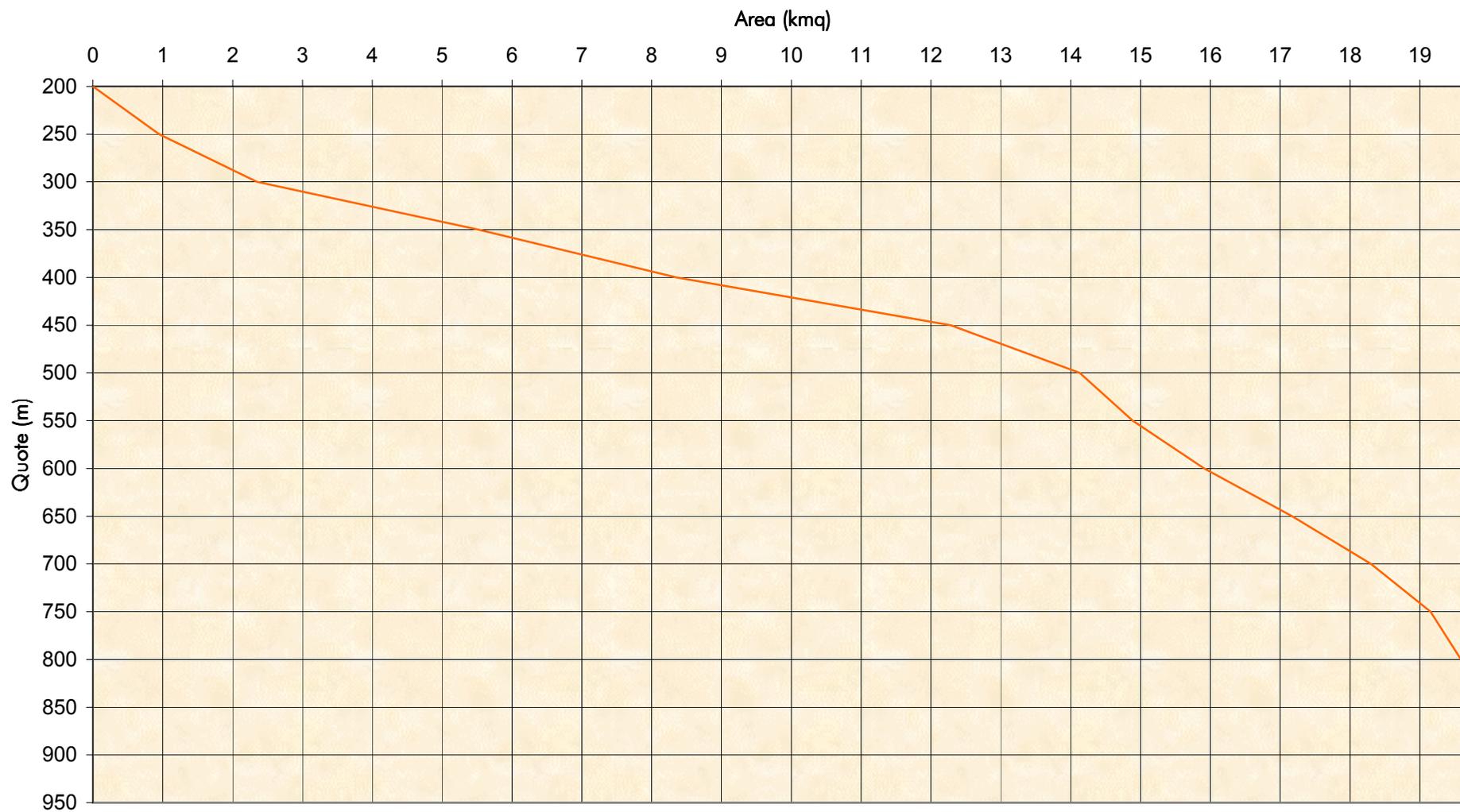


Curva ipsografica del bacino del Torrente Vevera escluso il Rio Veverino

Flesso = 39,9%

Bacino in fase matura

Altezza media = 498,91 m s.l.m.



I dati pluviometrici necessari al calcolo sono reperibili sugli Annali Idrologici delle stazioni pluviografiche. Su tali documenti vengono forniti, in forma di tabella, le massime precipitazioni registrate anno per anno, per determinate durate di riferimento. Normalmente si distinguono i dati relativi alle precipitazioni con durata inferiore ad 1 ora (pioggia di notevole intensità e breve durata), da quelle di durata superiore. Le durate di riferimento sono generalmente standard: di 10, 15, 30 e 45 minuti, nel caso di piogge brevi ed intense, e di 1, 3, 6, 12 e 24 ore nel caso di precipitazioni orarie. Una stima sufficientemente attendibile della curva di possibilità climatica richiede l'utilizzo di registrazioni che coprano almeno un intervallo di 30÷35 anni: minore è l'intervallo di registrazione, minore è l'attendibilità dei risultati.

La determinazione delle curve, riferite sia a precipitazioni di durata superiore all'ora che inferiori, è basata sul metodo di Gumbel.

Esso è strutturato secondo questa procedura:

- per ogni durata di riferimento, si ordinano e si numerano in senso decrescente i valori delle precipitazioni ricavati dagli Annali Idrologici, ponendo quindi i valori massimi registrati per ogni intervallo di tempo sulla prima riga della tabella e quelli minimi sull'ultima: se per esempio l'intervallo di registrazione è di 30 anni, la prima riga sarà indicata con il numero 30, l'ultima con il numero 1;
- utilizzando i dati di ogni riga e impostando un calcolo di regressione, si ricavano i valori dei parametri a e n relativi ad ogni anno; il numero identificativo di ogni riga rappresenta il tempo di ritorno dell'evento meteorico; nel caso di un intervallo di registrazione di 30 anni, si ricavano 30 curve segnalatrici di possibilità climatica (quindi 30 valori di a e di n); i parametri a e n relativi alla prima riga sono quelli riferiti ad eventi meteorici per quella specifica durata di riferimento con tempo di ritorno di 30 anni, quelli dell'ultima riga ad eventi meteorici con tempo di ritorno di 1 anno.

Ricavate le curve, si potrà notare che, mentre n rimane costante, il parametro a tende ad assumere valori differenti in funzione del tempo di ritorno, tendendo a crescere con esso.

Attraverso procedure statistiche è possibile ricavare stime del parametro a anche per tempi di ritorno superiore al numero massimo di registrazioni annuali disponibili.

Il metodo statistico utilizzato è sempre quello di Gumbel, che segue la procedura qui illustrata:

- eseguito il calcolo delle curve segnalatrici di possibilità climatica per gli N anni di cui si dispongono le registrazioni pluviometriche, si ordinano i valori di a ricavati in ordine crescente, attribuendo il numero 1 al valore massimo, il valore N a quello minimo;
- si calcolano gli N rapporti:

$$P_i = i / (N + 1);$$

con i compreso fra 1 e N . Questi rapporti indicano la probabilità che il corrispondente valore di a non venga raggiunto o superato. I valori di P_i ricavati permettono di definire la scala dei tempi di ritorno:

$$T_i = 1 / (1 - P_i);$$

- si riportano le N coppie di valori (T_i, a) in un diagramma semilogaritmico dove (l'asse X dei tempi di ritorno va costruito in scala logaritmica). I vari punti vengono quindi interpolati con una retta: il diagramma così ottenuto consente di ricavare il valore di a per qualsiasi tempo di ritorno.

4.2.2 METODOLOGIA UTILIZZATA

Disponendo di soli cinque Annali Idrologici della Regione Piemonte (dal 1989 al 1993) da cui ricavare i dati di massima precipitazione per determinate durate di riferimento, come si è già avuto modo di dire nel capitolo relativo al Bilancio Idrologico, non si sono potute elaborare curve di possibilità climatica attendibili. E' stato anche inoltrata richiesta alla Regione Piemonte, Servizio Difesa del Suolo, per verificare la disponibilità dei dati relativi al Progetto VAPI (regionalizzazione delle piogge), al fine di estendere la verifica degli afflussi: tuttavia i dati richiesti risultano ancora in fase di elaborazione e non sono fruibili; analogo risultato è stato ottenuto sul sito Internet del Gruppo Nazionali Difesa Catastrofi.

Potendo però consultare la "CARTA DELLE PRECIPITAZIONI MASSIME DI UN GIORNO" redatta dall'Istituto Italiano di Idrobiologia a cura di A. Carollo, F. Contardi, V. Libera e A. Rolla per il periodo di osservazione dal 1921 al 1980, si sono dedotti i parametri necessari per la determinazione delle curve di possibilità climatica.

I parametri in questione sono:

- *coefficiente di variazione (c)* \Rightarrow l'area occupata dal bacino oggetto di studio ricade nella fascia in cui c varia da un valore minimo di 0,32 ad uno massimo di 0,37. Poiché la maggior parte del bacino ricade in una fascia prossima al valore 0,36 si è deciso di assumere $c = 0,36$;
- *media delle precipitazioni massime diurne* \Rightarrow per il settore in questione questo valore è risultato pari a 125 mm.

Sfruttando quindi le altezze medie elaborate per ogni bacino e impostando il calcolo tramite la formula di Gumbel, si sono così trovate le equazioni di possibilità climatica $h = a \cdot t^c$ per diversi tempi di ritorno Tr pari a 2,3, 10, 100 e 500 anni.

4.2.3 COMMENTO DEI DATI OTTENUTI

L'elaborazione dei dati sopra citati ha portato alle seguenti considerazioni:

- il valore n "*costante della stazione*" rimane lo stesso indipendentemente dal Tr prescelto;
- il valore a aumenta con il tempo di ritorno.

TEMPO RITORNO <i>Tr (anni)</i>	T. VEVERA <i>Curve di possibilità climatica</i>
-----------------------------------	--

2.3	$h = 33.10 \cdot t^{0.45}$
10	$h = 48.87 \cdot t^{0.45}$
100	$h = 70.80 \cdot t^{0.45}$
500	$h = 85.86 \cdot t^{0.45}$

4.3 CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA

4.3.1 GENERALITÀ

Per la stima delle portate vengono normalmente utilizzate delle relazioni che si basano sulla stima del tempo di corrivazione (t_c) del bacino.

Per tempo di corrivazione s'intende il tempo necessario perché le acque di afflusso meteorico raggiungano la sezione di chiusura del bacino, rispetto alla quale viene eseguito il calcolo della portata di massima piena, partendo dai punti più lontani del bacino. Questo parametro è una costante per ogni bacino, in quanto funzione esclusivamente della morfologia, delle litologie affioranti e della copertura vegetale.

Un'indicazione sommaria dell'ordine di grandezza di t_c può essere ottenuto dividendo la lunghezza totale dell'asta principale per un fattore compreso fra 1 e 2:

$$t_c(\text{sec}) = L / (1 \div 2)$$

in cui la L viene espressa in metri.

Metodi di calcolo più precisi sono quelli proposti da Giandotti, Pezzoli e F.A.O., le cui formule risolutive forniscono il tempo di corrivazione in ore secondo le seguenti espressioni:

- Formula di Giandotti

$$t_c(h) = (4 \cdot \sqrt{S_b} + 1.5 \cdot L_p) / (0.8 \cdot \sqrt{H_m})$$

- Formula di Pezzoli

$$t_c(h) = (0.055 \cdot L_p) / \sqrt{P_m}$$

- Formula di F.A.O.

$$t_c(h) = L_p^{1.15} / (15 \cdot h_{\max}^{0.38})$$

dove

S_b = superficie del bacino (kmq);

L_p = lunghezza dell'asta principale (km);

P_m = pendenza media del bacino (%);

H_m = altezza media del bacino sul livello del mare (m);

H_{max} = altezza massima del bacino rispetto alla sezione di chiusura (km).

Le tre relazioni valgono per bacini di piccola e media estensione, anche se la formula di Giandotti fornisce per bacini molto piccoli (inferiori a 100 kmq) valori generalmente sovrastimati.

Una volta ottenuto il valore di t_c e scelto quello meglio corrispondente alle caratteristiche morfologiche del bacino, è possibile passare alla valutazione delle portate di massima piena al colmo.

Il primo dato che occorre ricavare è l'altezza dell'afflusso meteorico (h) per un tempo di ritorno fissato, corrispondente ad una durata uguale al tempo di corrivazione. Tale grandezza può essere ricavata attraverso le procedure di elaborazione dei dati pluviometrici viste nel capitolo precedente.

Il valore di h ricavato va introdotto in una delle formule cinematiche disponibili in letteratura, qui di seguito elencate:

- Formula di Turazza

ha la seguente espressione:

$$Q_{max} (mc / s) = \frac{278000 \cdot C_d \cdot S_b \cdot h}{t_c}$$

dove

Q_{max} = portata di massima piena al colmo per un dato tempo ritorno (mc/s);

C_d = coefficiente di deflusso, variabile da 0 a 1;

S_b = area del bacino (kmq);

h = altezza di precipitazione riferita al T_c per un dato tempo di ritorno (mm);

t_c = tempo di corrivazione (ore).

Il coefficiente di deflusso C_d non è di semplice valutazione. Si precisa che nel caso di bacini molto piccoli (area di alcuni kmq) il coefficiente di deflusso può anche essere posto, a favore della sicurezza, prossimo a 1.

- Formula di Giandotti

La relazione, derivata da quella di Turazza, è la seguente:

$$Q_{max}(mc/s) = 0.278 \cdot [g \cdot p / (l \cdot t_c)] \cdot h \cdot S_b;$$

dove:

$g = 6$, $p = 0.3$ e $l = 4$ (per piccoli bacini con area < 300 kmq).

L'esperienza ha dimostrato, però, che questa relazione tende a sovrastimare le portate nel caso di piccoli bacini, in quanto inizialmente è stata calibrata su bacini con estensione superiore ai 500 kmq.

- Formula di Merlo

La relazione è la seguente:

$$Q_{max}(mc/s) = ph \cdot 0.544 \cdot h \cdot S_b;$$

dove:

$$ph = 0.0667 + 0.0543 \cdot \ln (Tr);$$

T_r = tempo di ritorno (anni).

Questo metodo è stato calibrato su piccoli bacini, ed è quindi particolarmente utile per valutazioni eseguite in tale contesto.

4.3.2 METODOLOGIA UTILIZZATA

Come illustrato nel paragrafo precedente, si sono dapprima ricavati i tempi di corrivazione: poiché poco a monte del ponte di Via Monte Nero si ha l'immissione del "Veverino", nelle verifiche idrauliche si è deciso quindi di individuare un bacino completo (fino alla foce) ed uno ridotto (fino a monte dell'immissione del "Veverino").

I dati richiesti per la suddetta elaborazione sono riassunti nella seguente tabella:

BACINO T. VEVERA	SUPERFICIE BACINO (kmq)	LUNGHEZZA ASTA PRINCIPALE (m)	PENDENZA MEDIA BACINO (%)	ALTEZZA MEDIA DAL BACINO (m s.l.m.)	ALTEZZA MASSIMA RISPETTO SEZ. DI CHIUSURA (m s.l.m.)
Ridotto	19,76	14680	7,5%	498,91	705
Completo	21,59	16310	7,5%	482,57	718

I valori dell'ultima colonna non sono altro che il dislivello tra la quota massima del bacino e la quota altimetrica alla sezione di chiusura, mentre la pendenza del bacino (III colonna) è stata ricavata dividendo il dislivello massimo (ultima colonna) e la lunghezza tra il punto più lontano del bacino e la sezione di chiusura. Attraverso i tempi di corrivazione t_c ottenuti e con i valori di a ed n delle curve di possibilità climatica per i vari tempi di ritorno (2,3, 10, 100 e 500 anni) si è quindi passati alla determinazione degli afflussi meteorici (h).

Da ultimo si sono valutate le portate (Q) corrispondenti ai suddetti tempi di ritorno e alle relative altezze critiche di pioggia calcolate. Si è applicato il metodo di Giandotti che, pur sovrastimando le portate per bacini di modesta estensione come quelli in studio, lavora però a favore della sicurezza.

4.3.3 COMMENTO DEI DATI OTTENUTI

Il tempo di corrivazione t_c , calcolato attraverso la formula di Pezzoli, è risultato pari a 2,95 ore (177 minuti) per il bacino ridotto e 3,28 ore (196 minuti circa) per il bacino intero.

Applicando la metodologia sopra illustrata, si sono ottenuti i seguenti valori di afflusso meteorico (h) e di portate (Q):

TEMPO DI RITORNO (anni)	Bacino ridotto	Bacino completo
-------------------------	----------------	-----------------

	h (mm)	Q (mc/sec)	h (mm)	Q (mc/sec)
2,3	53,32	44,52	56,27	46,17
10	78,71	65,72	83,07	68,16
100	114,03	95,21	120,35	98,75
500	138,29	115,46	145,95	119,75

I valori calcolati si riferiscono alle *portate liquide*: per quanto riguarda il contributo dovuto al trasporto solido, in base a quanto è stato possibile osservare lungo il tracciato del corso d'acqua ed in occasione di recenti eventi di piena, si può ritenere trascurabile e caratterizzato sostanzialmente da una granulometria sostanzialmente fine.

5. VERIFICA DELLE SEZIONI DI DEFLUSSO

In questo capitolo verrà affrontata la verifica idraulica delle sezioni deflusso, in corrispondenza di punti significativi del corso del Torrente Vevera, in moto a regime permanente.

5.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Il programma HEC-RAS, realizzato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers, è in grado di eseguire calcoli per costruire profili monodimensionali della superficie dell'acqua relativamente a flussi stazionari, che variano gradualmente, in canali naturali o artificiali.

5.1.1 EQUAZIONI PER IL CALCOLO DEL PROFILO

I profili della superficie dell'acqua sono calcolati, da una sezione trasversale alla successiva, risolvendo l'equazione dell'energia con una procedura iterativa definita "metodo ad intervalli standard".

L'equazione dell'energia è la seguente:

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

in cui

y_1, y_2 = profondità dell'acqua lungo le sezioni trasversali

z_1, z_2 = altezza del canale principale

V_1, V_2 = velocità media (portata totale/area totale di flusso)

α_1, α_2 = coefficienti di velocità

g = accelerazione di gravità

h_e = perdita di energia

Un diagramma che mostra i termini dell'equazione dell'energia è riportato nella Figura 1.

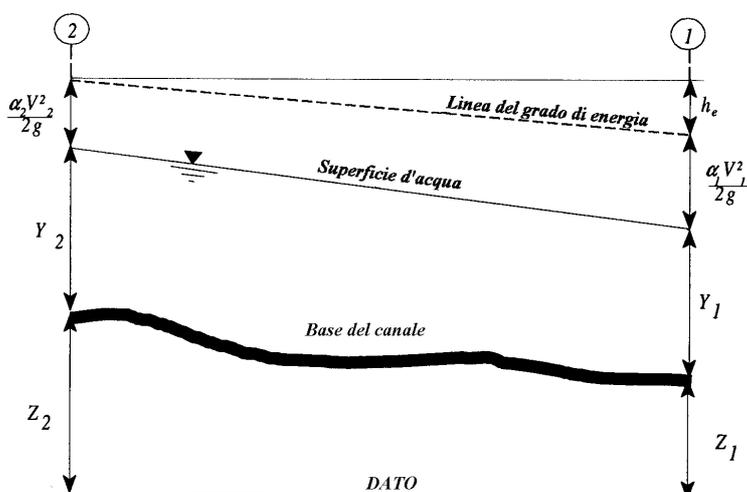


Figura 1 - Rappresentazione dei Termini nell'Equazione dell'Energia

La perdita di energia h_e tra due sezioni trasversali è comprensiva delle perdite per attrito e delle perdite per contrazione o espansione.

L'equazione per la perdita di energia è la seguente:

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

dove

L = distanza ponderata tra due sezioni

\bar{S}_f = angolo d'attrito rappresentativo tra due sezioni

C = coefficiente di perdita di energia per contrazione o espansione

La distanza rettilinea L è calcolata come segue:

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

dove:

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = distanza tra le sezioni del tronco di corso d'acqua per le portate rispettivamente nell'area golenale di sinistra, nel canale principale e nell'area golenale di destra

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ = media aritmetica delle portate tra le sezioni rispettivamente nell'area golenale di sinistra, nel canale principale e nell'area golenale di destra

5.1.2 SUDDIVISIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE PER IL CALCOLO DEL TRASPORTO

La determinazione del trasporto totale e del coefficiente di velocità per una sezione richiede che la portata sia suddivisa in unità per le quali la velocità sia uniformemente distribuita. L'approccio utilizzato nel programma HEC-RAS è quello di suddividere il flusso nelle aree golenali utilizzando come base per la suddivisione i valori di n (coefficiente di scabrezza di Manning) nei punti di rottura del profilo introdotti, cioè nei punti in cui il valore di n varia (Figura 2).

Il trasporto è calcolato per ogni suddivisione tramite la seguente forma dell'equazione di Manning (basata su unità di misura inglesi):

$$Q = KS_f^{1/2}$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3}$$

dove:

K = trasporto per suddivisione

n = coefficiente di scabrezza per suddivisione

A = area di flusso per suddivisione

R = raggio idraulico per suddivisione (area/perimetro bagnato)

Il programma somma tutti i trasporti incrementali nelle aree golenali per ottenere un valore di trasporto per la golenata sinistra e per la golenata destra. Il valore di trasporto nel canale principale viene normalmente calcolato come un singolo elemento di trasporto.

Il trasporto totale per una data sezione è ottenuto sommando i trasporti relativi alle tre suddivisioni (golenata sinistra, canale principale e golenata destra).

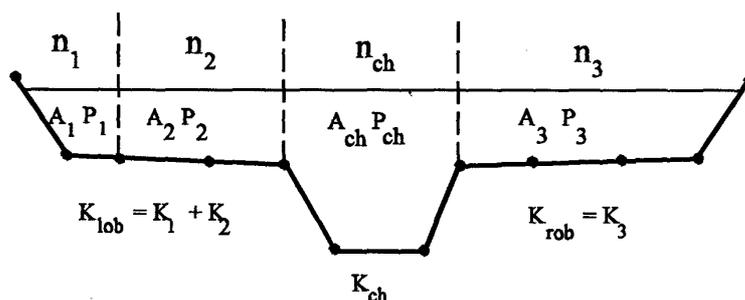


Figura 2 - Suddivisione del trasporto

5.1.3 NUMERO DI MANNING (N) COMPOSITO PER IL CANALE PRINCIPALE

Il flusso nel canale principale non viene suddiviso, eccetto nel caso in cui il coefficiente di scabrezza vari all'interno dell'area del canale. Il programma HEC-RAS testa l'applicabilità della differenziazione della scabrezza all'interno del canale principale di una sezione e, se non è applicabile, calcola un singolo valore composito n per l'intero canale principale. Il programma determina se il canale principale può essere suddiviso o deve invece essere utilizzato un valore di n composito in base al seguente criterio: se l'inclinazione di un lato del canale principale è più elevata del rapporto 5H:1V e il canale principale ha più di un valore n , verrà calcolato un valore di scabrezza composito n_c .

L'inclinazione di un lato del canale usata da HEC-RAS è definita come il rapporto tra la distanza orizzontale tra due punti adiacenti nel canale principale, con valore n , e la loro differenza di quota (si faccia riferimento a S_L e S_R nella figura 3).

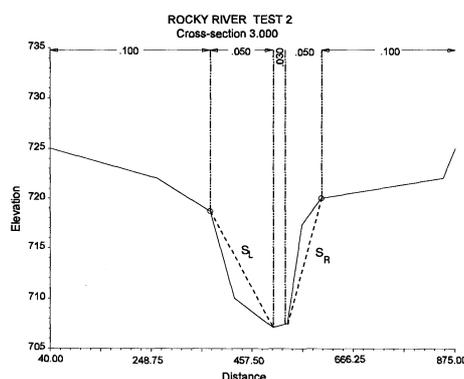


Figura 3 - Definizione di inclinazione delle aree golenali per il calcolo di n_c

Per la determinazione di n_c il canale principale è diviso in N parti, ciascuna con un perimetro bagnato noto P_i ed un coefficiente di scabrezza n_i .

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

dove

n_c = coefficiente di scabrezza composito o equivalente

P = perimetro bagnato dell'intero canale principale

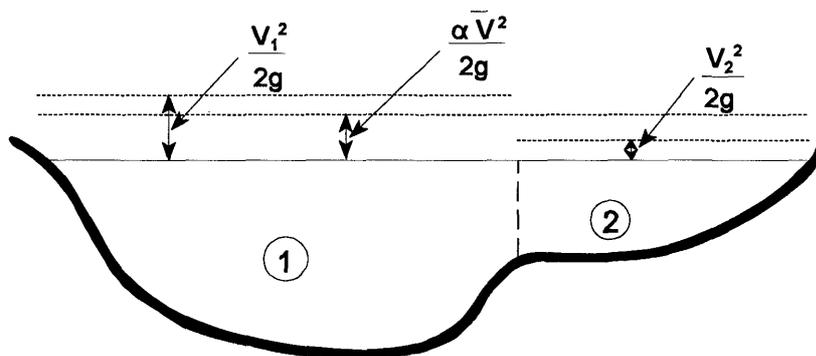
P_i = perimetro bagnato della suddivisione i

n_i = coefficiente di scabrezza per la suddivisione i

5.1.4 VALUTAZIONE DELL'ENERGIA CINETICA MEDIA

Poiché il software HEC-RAS è un programma per profili monodimensionali della superficie d'acqua, per ogni sezione viene calcolata solamente una singola superficie, e quindi un singolo valore di energia media. Per una data altezza della superficie d'acqua, il valore dell'energia media è ottenuto calcolando un flusso ponderato di energia dalle tre sottosezioni di una sezione trasversale (golena sinistra, canale principale e golena destra)

La figura 4 mostra come può essere ottenuta l'energia media per una sezione che presenti un canale principale ed un'area golenale destra.



V_1 = velocità media per la subarea 1
 V_2 = velocità media per la subarea 2

Figura 4 - Esempio di come viene ottenuta l'energia media

Per calcolare l'energia cinetica media, è necessario ottenere il coefficiente di velocità di picco ponderata α , che è calcolato come segue:

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) + Q_2 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right)}{Q_1 + Q_2}$$

$$\alpha = \frac{2g \left[Q_1 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) + Q_2 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \right]}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}$$

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}$$

In generale

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

Il coefficiente alfa può anche essere scritto in termini di trasporto ed area, come nella seguente equazione:

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

dove

A_t = area totale di flusso della sezione

A_{lob} , A_{ch} , A_{rob} = aree di flusso della golena sinistra, del canale principale e della golena destra rispettivamente

K_t = trasporto totale della sezione

K_{lob} , K_{ch} , K_{rob} = trasporto della golena sinistra, del canale principale e della golena destra rispettivamente

5.1.5 VALUTAZIONE DELLA PERDITA DI ENERGIA PER ATTRITO

La perdita per attrito è valutata in HEC-RAS come il prodotto tra \bar{S}_f e L , dove \bar{S}_f è l'angolo d'attrito rappresentativo per un certo tronco d'acqua, ed L è definito dall'equazione

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

L'angolo d'attrito (dislivello della linea del grado di energia) ad ogni sezione è calcolato dall'equazione di Manning come segue:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

Altre espressioni alternative sono:

EQUAZIONE DELLA MEDIA DEL TRASPORTO

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

tale equazione è usata per "default" dal programma: viene cioè usata automaticamente a meno che non

sia richiesta un'equazione diversa

EQUAZIONE DELLA MEDIA DEL DISLIVELLO DI ATTRITO

$$S_f = \frac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2}$$

EQUAZIONE DELLA MEDIA GEOMETRICA DEL DISLIVELLO DI ATTRITO

$$S_f = \sqrt{S_{f_1} \cdot S_{f_2}}$$

EQUAZIONE DELLA MEDIA ARMONICA DEL DISLIVELLO DI ATTRITO

$$\bar{S}_f = \frac{2S_{f_1} \cdot S_{f_2}}{S_{f_1} + S_{f_2}}$$

5.1.6 PERDITA DI ENERGIA PER CONTRAZIONE ED ESPANSIONE

Le perdite per contrazione ed espansione sono valutate in HEC-RAS con la seguente equazione:

$$h_0 = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right|$$

dove C è il coefficiente di contrazione o espansione.

Il programma assume che si ha contrazione quando la velocità a valle è maggiore di quella a monte. Allo stesso modo, quando la velocità a monte è maggiore di quella a valle il programma considera un'espansione del flusso.

5.1.7 PROCEDURA DI CALCOLO

La valutazione della *water surface* ad una certa sezione viene determinata da soluzioni iterative delle due seguenti equazioni

$$y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{e} \quad h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|.$$

La procedura di calcolo è la seguente:

1. si assume l'altezza della water surface alla sezione di monte (o di valle se il profilo *supercritical* è stato calcolato);
2. basandosi sull'altezza valutata della water surface, determina il corrispondente trasporto totale e la velocità di picco;
3. con i valori determinati al punto 2, calcola \bar{S}_f e risolve l'equazione per determinare h_e ;
4. con i valori determinati ai punti 2 e 3, risolve la prima equazione per determinare WS_2 ;
5. raffronta i valori calcolati di WS_2 con i valori assunti al punto 1; ripete i punti da 1 a 5 fino a quando i valori presentano una differenza inferiore a 0,003 m (o un eventuale valore di tolleranza definito

dall'utente).

Il programma è "limitato" da un *numero massimo di iterazioni* (il valore di default è pari a 20) per bilanciare la water surface. Mentre il programma sta effettuando le iterazioni, tiene traccia della water surface che produce il valore minimo di errore tra il valore assunto e quello calcolato. Questa water surface è definita come la *minimum error water surface*. Se il massimo numero di iterazioni viene raggiunto prima che la water surface "bilanciata" venga archiviata, il programma calcolerà la *critical depth*. Il programma cerca allora di verificare se l'errore associato con la *minimum error water surface* è all'interno del valore di tolleranza predefinito. Se la *minimum error water surface* ha associato un errore che è più grande del valore di tolleranza predefinito, o si trova dal lato sbagliato della *critical depth*, il programma utilizzerà la *critical depth* come risposta finale per la sezione e indicherà questo fatto con un messaggio di attenzione.

Sia la *minimum error water surface* che la *critical depth* sono usate in questa situazione soltanto per permettere al programma di continuare la soluzione del profilo della *water surface*. Nessuna di queste due risposte sono considerate soluzioni valide e comunque i messaggi di attenzione sono segnalati quando comunque sono usati. In generale, quando il programma non può bilanciare l'equazione dell'energia ad una certa sezione, questo fatto è in generale causato da un numero insufficiente di sezioni. In qualche occasione il problema può essere dovuto al fatto che il programma cerca di calcolare una *subcritical* (corrente lenta) *water surface* mentre il regime di flusso è in quel momento *supercritical* (corrente veloce).

Per un profilo *subcritical*, un controllo preliminare del corretto regime di flusso, comporta un controllo del numero di Froude. Il programma calcola il numero di Froude della bilanciata *water surface* sia per il canale principale sia per l'intera sezione. Se entrambi questi due numeri di Froude risultano maggiori di 0,94, allora il programma controlla il regime di flusso calcolando una più accurata stima della *critical depth* utilizzando il metodo della specifica energia minima.

Per un profilo *supercritical*, la *critical depth* è calcolata automaticamente calcolata per ogni sezione, che rende possibile un paragone diretto tra l'altezza dell'acqua "bilanciata" e la "critica".

5.1.8 DETERMINAZIONE DELLA CRITICAL DEPTH

La *Critical depth* per una sezione viene determinata se ciascuna delle seguenti condizioni sono soddisfatte:

1. il regime di flusso *supercritical* deve essere specificato;
2. il calcolo della *critical depth* deve essere richiesta dall'utilizzatore;
3. questa è una sezione limite esterna e la *critical depth* deve essere determinata per assicurarsi che

l'utilizzatore inserisca le condizioni al contorno nel corretto regime di flusso;

4. il numero di Froude cerca un profilo *subcritical* che indica che la *critical depth* necessita di essere determinato per verificare il regime di flusso associato con l'altezza bilanciata;
5. il programma non può bilanciare l'equazione dell'energia all'interno della tolleranza specificata prima di raggiungere il numero massimo di iterazioni.

Il picco dell'energia totale per una sezione è definita da:

$$H = WS + \frac{\alpha \cdot V^2}{2g}$$

dove:

H = picco dell'energia totale

WS = altezza della water surface

$\frac{\alpha \cdot V^2}{2g}$ = velocità di picco

L'altezza della *critical water surface* è l'altezza per la quale l'energia totale di picco è al valore minimo.

Il programma HEC-RAS ha due metodi per calcolare la *critical depth*: il metodo "parabolico" ed il metodo "secante". Il metodo parabolico consente un calcolo più rapido, ma è in grado di individuare un singolo minimo di energia, e viene settato come metodo di default. Se viene utilizzato il metodo parabolico e non giunge a convergenza, allora il programma tenterà automaticamente il metodo secante. In certe situazioni è possibile avere più di un minimo sulla curva dell'energia totale. Minimi multipli sono spesso associate con sezioni che hanno delle interruzioni nella curva dell'energia totale. Queste interruzioni possono accadere dovute a larghe e piatte aree golenali, così come per sezioni con argini e aree di flusso inefficaci. Se l'utilizzatore ritiene che il programma ha posizionato in modo non corretto la *critical depth*, allora il metodo secante deve essere selezionato ed il modello deve essere risimulato.

5.1.9 APPLICAZIONE DELLA EQUAZIONE DEL MOMENTO (MOMENTUM EQUATION)

Comunque la *water surface* passi attraverso la *critical depth*, l'equazione dell'energia non può essere applicabile. L'equazione dell'energia è applicabile solo a variazioni graduali delle situazioni di flusso, e la transizione da subcritical a supercritical o da supercritical a subcritical è una rapida variazione della situazione di flusso. Ci sono numerose situazioni quando la transizione da flusso subcritical a supercritical o da supercritical a subcritical può verificarsi. Queste includono significative variazioni nelle sponde dei canali, restringimenti per ponti, strutture di attraversamento e sbarramenti, immissioni di corsi d'acqua. In alcune di queste situazioni le equazioni empiriche possono essere utilizzate, mentre in altri casi è necessario applicare l'equazione del momento per poter ottenere una soluzione.

All'interno del programma HEC-RAS, l'equazione del momento può essere applicata per i seguenti problemi specifici: la presenza di un salto idraulico, bassi flussi idraulici ai ponti, immissioni di corsi d'acqua. L'equazione del momento è derivata dalla seconda legge del moto di Newton:

$$\sum F_x = m \cdot a$$

Applicando la seconda legge del moto di Newton ad un corpo d'acqua delimitato da due sezioni (1 e 2) come indicato nella figura 5, la seguente espressione per il cambio in momento all'interno dell'unità di tempo, può essere scritta:

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

dove:

P = pressione idrostatica alle posizioni 1 e 2

W_x = forza dovuta al peso dell'acqua nella direzione X

F_f = forza dovuta alle perdite per attrito esterno tra 2 e 1

Q = perdita

ρ = densità dell'acqua

ΔV_x = variazione di velocità tra 2 e 1, nella direzione di X.

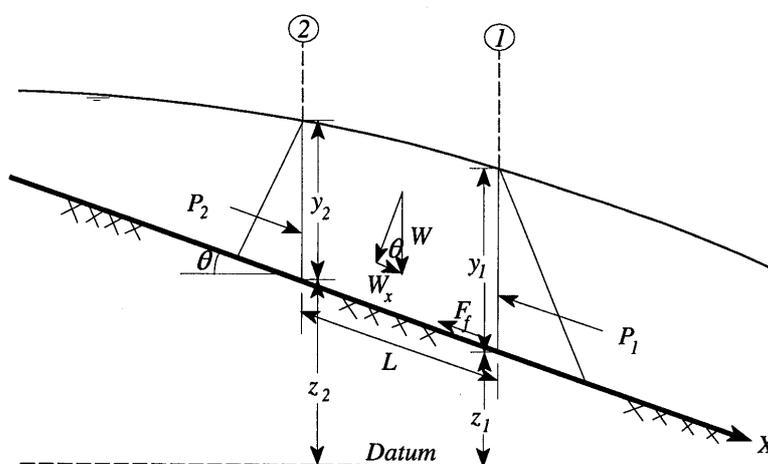


Figura 5 – Applicazione del Momento Principale

PRESSIONE IDROSTATICA

La forza nella direzione X dovuta alla pressione idrostatica è:

$$P = \gamma \cdot \bar{Y} \cdot \cos \Theta$$

L'assunto della distribuzione della pressione idrostatica è valida solo per scarpate inferiori a 1:10. Il $\cos \Theta$ per una scarpata di 1:10 (circa 6°) è pari a 0,995. Poiché le sponde di un normale canale è ben inferiore a 1:10, la correzione del $\cos \Theta$ per la profondità deve essere posta uguale a 1,0. Comunque l'equazione

per la pressione idraulica alla sezione 1 e 2 è come segue:

$$P_1 = \gamma \cdot A_1 \cdot \bar{Y}_1$$

$$P_2 = \gamma \cdot A_2 \cdot \bar{Y}_2$$

dove:

γ = peso specifico dell'acqua

A_i = area bagnata delle sezioni nelle posizioni 1 e 2

\bar{Y}_i = profondità misurata tra la *water surface* ed il centroide della sezione alle posizioni 1 e 2

PESO DELL'ACQUA

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L$$

$$W_x = W \cdot \sin \Theta$$

$$\sin \Theta = \frac{z_2 - z_1}{L} = S_0$$

$$W_x = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \cdot S_0$$

dove:

L = distanza tra le sezioni 1 e 2 lungo l'asse X

S_0 = sponda del canale, basata sull'altezza media dell'alveo

z_i = altezza media dell'alveo alle posizioni 1 e 2

FORZA DELL'ATTRITO ESTERNO

$$F_f = \tau \cdot \bar{P} \cdot L$$

dove:

τ = shear stress

\bar{P} = perimetro medio bagnato tra le sezioni 1 e 2

$$\tau = \gamma \cdot \bar{R} \cdot \bar{S}_f$$

dove:

\bar{R} = raggio idraulico medio ($R=A/P$)

$$F_f = \gamma \frac{\bar{A}}{\bar{P}} \bar{S}_f \bar{P} L$$

$$F_f = \gamma \frac{(A_1 + A_2)}{2} \bar{S}_f L$$

\bar{S}_f = pendenza della linea del grado di energia

ACCELERAZIONE DELLA MASSA

$$m \cdot a = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad \text{e} \quad \Delta V_x = (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2)$$

$$m \cdot a = \frac{Q \cdot \gamma}{g} (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2)$$

dove: β = coefficiente del momento che spiega la variazione nella distribuzione della velocità nei canali irregolari.

5.2 BACK-ANALYSIS PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL PROGRAMMA

Al fine di testare la congruità dei dati sviluppati dal programma con i valori che è possibile misurare in realtà sul corso d'acqua, si è innanzitutto proceduto a misurare la velocità della corrente del Torrente Vevera in due diverse situazioni di portata ed in diversi punti.

La prima serie di misure è stata effettuata in data 09.07.99 dopo alcuni giorni di pioggia, quindi con correnti più veloci per la maggiore portata del corso d'acqua, la seconda in data 23.07.99 dopo un periodo con assenza di piogge. I valori ottenuti vengono riportate nella tabella qui di seguito riportata:

	09.07.99	23.07.99
Sezione 5.4	3,30 m/sec	2,08 m/sec
Sezione 5.1	1,66 m/sec	1,00 m/sec
Sezione 5	1,38 m/sec	0,83 m/sec
Sezione 4.1	1,72 m/sec	1,03 m/sec
Sezione 3.1	1,53 m/sec	0,95 m/sec
Sezione 1.02	1,45 m/sec	0,92 m/sec

Per le due diverse situazioni è stata valutata la portata che nel primo caso è risultata mediamente pari a 1,8 mc/sec e nel secondo caso pari a 0,8 mc/sec.

Questi dati di portata sono stati quindi inseriti nel programma HEC-RAS e si sono calcolati i conseguenti valori di velocità per le diverse sezioni: i valori ottenuti sono risultati sostanzialmente congruenti con quelli misurati lungo il corso d'acqua confermando quindi la possibilità di simulare in modo adeguato il comportamento del Torrente Vevera attraverso il programma e le metodologie scelte all'interno dello stesso.

5.3 VERIFICHE SVILUPPATE E COMMENTO DEI DATI OTTENUTI

Per lo sviluppo delle verifiche erano stati introdotti nove punti di verifica (sezioni S8, S7, S5.4, S5, S4, S3.03, S3, S2 e S1) più alcune ulteriori sezioni con lo scopo di rappresentare in modo più adeguato l'andamento del corso d'acqua (in special modo a monte e a valle di alcuni attraversamenti).

A seguito della relazione tecnica redatta dal *SETTORE PREVENZIONE TERRITORIALE DEL RISCHIO GEOLOGICO* della Regione Piemonte si procedeva al prolungamento, fino alle aree insommergibili, delle precedenti sezioni, all'introduzione di cinque nuove sezioni (S7.3, S7.2, S7.1, S6.2 e S6.1) ed all'eliminazione della sezione n° 7.

Come già descritto nel capitolo precedente, all'interno del bacino del Torrente Vevera è stato distinto il sottobacino del "Veverino" il cui contributo è stato detratto per le sezioni a monte della sezione 4.1 (a monte dell'immissione del Veverino nel Torrente Vevera). I valori di portata utilizzati sono quindi quelli illustrati nella tabella seguente, suddivisi per i due bacini e per i diversi tempi di ritorno.

TEMPO DI RITORNO (anni)	BACINO RIDOTTO (SEZIONI S8 ÷ S5) Q (mc/sec)	BACINO COMPLETO (SEZIONI S4.1 ÷ S1) (mc/sec)
2,3	44,52	46,17
10	65,72	68,16
100	95,21	98,75
500	115,46	119,75

In questo modo appare evidente che, a favore della sicurezza, è stata effettuata una leggera sovrastima delle portate affluenti per tutte le sezioni.

Non è stato possibile confrontare le portate calcolate con quelle sperimentali del T. Vevera, conservate nei cartodiagrammi dell'Istituto Italiano di Idrobiologia del C.N.R. di Pallanza, in quanto i dati richiesti sono attualmente in fase di riorganizzazione e non disponibili.

Il programma ha quindi sviluppato i calcoli in regime di moto permanente (il tabulato di calcolo è riportato al termine del presente capitolo), i cui risultati verranno qui di seguito commentati ed così illustrati graficamente:

- nella tavola 16 è stato riportato il modello idraulico tridimensionale del Torrente Vevera, così come definito dal programma HEC-RAS, per portate con tempi di ritorno pari a 500 anni;
- nella tavola 17 sono stati riportati i profili longitudinali del talweg (*ground*) del corso d'acqua, delle sponde destra (*ROB*) e sinistra (*LOB*) e della superficie dell'acqua (*WS*) per i diversi tempi di ritorno (2,33-10-100-500 anni);

- nella tavola 9A per ciascuna sezione sono state riportate le quote della superficie d'acqua per i diversi tempi di ritorno
- infine nella tavola 9B è stata riportata, oltre alla traccia delle sezioni ed agli elementi geomorfologici, l'estensione planimetrica delle aree potenzialmente esondabili per portate con tempi di ritorno pari a 500.

Va segnalato che le verifiche sono state sviluppate limitatamente al tratto di corso d'acqua a valle del ponte della Strada Statale 142 "Biellese".

Le sezioni comprese tra la n° 8 e la n° 6, caratterizzate da velocità mediamente basse (< 5 m/sec), sono risultate insufficienti a smaltire le portate per tempi di ritorno superiori ai 10 anni con formazione di lame d'acque, nelle aree golenali, di spessore generalmente inferiore a 50 cm. Va segnalato che l'infittimento delle sezioni ha consentito di evidenziare la presenza, in corrispondenza delle sezioni 6.1 e 6.2 (area a ovest del supermercato COOP), di un argine naturale non più sommergibile.

Per quanto riguarda l'area di esondazione è stata valutata tenendo conto non solo dei dati provenienti dai programmi ma anche delle evidenze di modesti manufatti (muretti, recinzione, ecc.) presenti nell'area.

Procedendo verso valle si incontra il ponte di Via Monte Pasubio (Via Dante Alighieri) che è risultato perfettamente in grado di smaltire le portate affluenti anche con tempi di ritorno cinquecentennali; a valle dello stesso l'alveo risulta in grado anch'esso di smaltire le portate con il medesimo tempo di ritorno (sezioni 5.2, 5.1 e 5).

Una situazione critica si presenta in corrispondenza del ponte di Via Monte Nero dove sia la sezione immediatamente a monte del ponte (S4.1), sia quella del ponte (S4), sia quella immediatamente a valle, appaiono in grado di smaltire le portate con tempi di ritorno pari a 500 anni, ma con valori di franco assolutamente ridotti (10÷20 cm).

Le condizioni peggiorano ulteriormente in corrispondenza del ponte di Via Mottarone, dove la sezione non appare in grado di smaltire nemmeno portate con tempi di ritorno decennali.

La situazione migliora in corrispondenza del ponte di Via Milano che appare in grado di smaltire le portate per tempi di ritorno cinquecentennali, anche se a monte e a valle del ponte, in sponda sinistra si ha l'esondazione nell'area golenale con la formazione di lame d'acqua di spessore inferiore a 40 cm.

Passando al ponte di Via Milano, le verifiche sviluppate hanno evidenziato la capacità di smaltire le portate affluenti sia per quanto riguarda il ponte, sia per quanto concerne le sezioni a monte e a valle dello stesso.

La situazione torna ad essere critica in corrispondenza del ponte di Viale Baracca dove né la sezione di monte né il ponte appaiono in grado di smaltire portate con tempi di ritorno pari a 10÷20 anni.

5.4 INTERFERENZA LIVELLO LACUSTRE-PIENA FLUVIALE

Come richiesto nella nota del *SETTORE PREVENZIONE TERRITORIALE DEL RISCHIO GEOLOGICO*, è stata analizzata la problematica relativa all'effetto combinato tra il livello lacustre e la piena fluviale, esaminando la probabilità composta relativa alla concomitanza tra eventi di piena (lacustre e fluviale) con i diversi tempi di ritorno.

Per valutare l'effetto della piena del lago sul deflusso delle acque del Torrente Vevera è necessario valutare se la corrente su cui agisce il lago è una corrente lenta o una corrente veloce: infatti il lago potrà esercitare la propria influenza solo nel caso si tratti di una corrente lenta (o diventi lenta sotto il suo influsso).

L'innalzamento di livello del profilo di moto permanente, ogni volta che viene ostacolato il deflusso di una corrente lenta, viene definito profilo di rigurgito.

Nel caso in esame non si è ritenuto opportuno sviluppare i calcoli per la valutazione del profilo di rigurgito del corso d'acqua, per azione della piena del lago, in funzione delle seguenti considerazioni:

- la quota di 197,61 m s.l.m. rappresenta un tempo di ritorno pari a circa 100 anni;
- se prendiamo in considerazione la quota del profilo di piena del Torrente Vevera, con tempo di ritorno 500 anni (in corrispondenza del ponte di Viale Baracca), essa risulta pari a 198,79 m s.l.m.;
- questo innalzamento è determinato dall'effetto di rigurgito dovuto all'insufficiente sezione di deflusso del ponte, con esondazione al di sopra della quota del ponte stesso e conseguente ascrizione alla classe IIIB delle aree interessate da questo fenomeno.

Appare quindi evidente che, per la presenza allo stato attuale di una ostruzione al deflusso delle acque del Torrente Vevera rappresentata dal ponte di Viale Baracca, non appare significativa l'interazione (possibile solo per portate con tempi di ritorno inferiori a 10 anni) tra lago e corso d'acqua ai fini dell'idoneità urbanistica delle aree a valle del rilevato ferroviario.

Qualora si dovesse procedere all'adeguamento della sezione idraulica del ponte, al fine di eliminare tale criticità ed assicurare il deflusso delle acque anche con portate con tempo di ritorno pari a 500 anni, in fase progettuale dovrà essere analizzata l'azione combinata tra la piena del lago ed il deflusso delle acque del Torrente Vevera.



LEGGE REGIONALE 5 DICEMBRE 1977, N° 56
E SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI
CIRCOLARE DEL PRESIDENTE DELLA GIUNTA REGIONALE N° 7/LAP,
8 MAGGIO 1996

VARIANTE DEI VINCOLI AL
PIANO REGOLATORE GENERALE COMUNALE

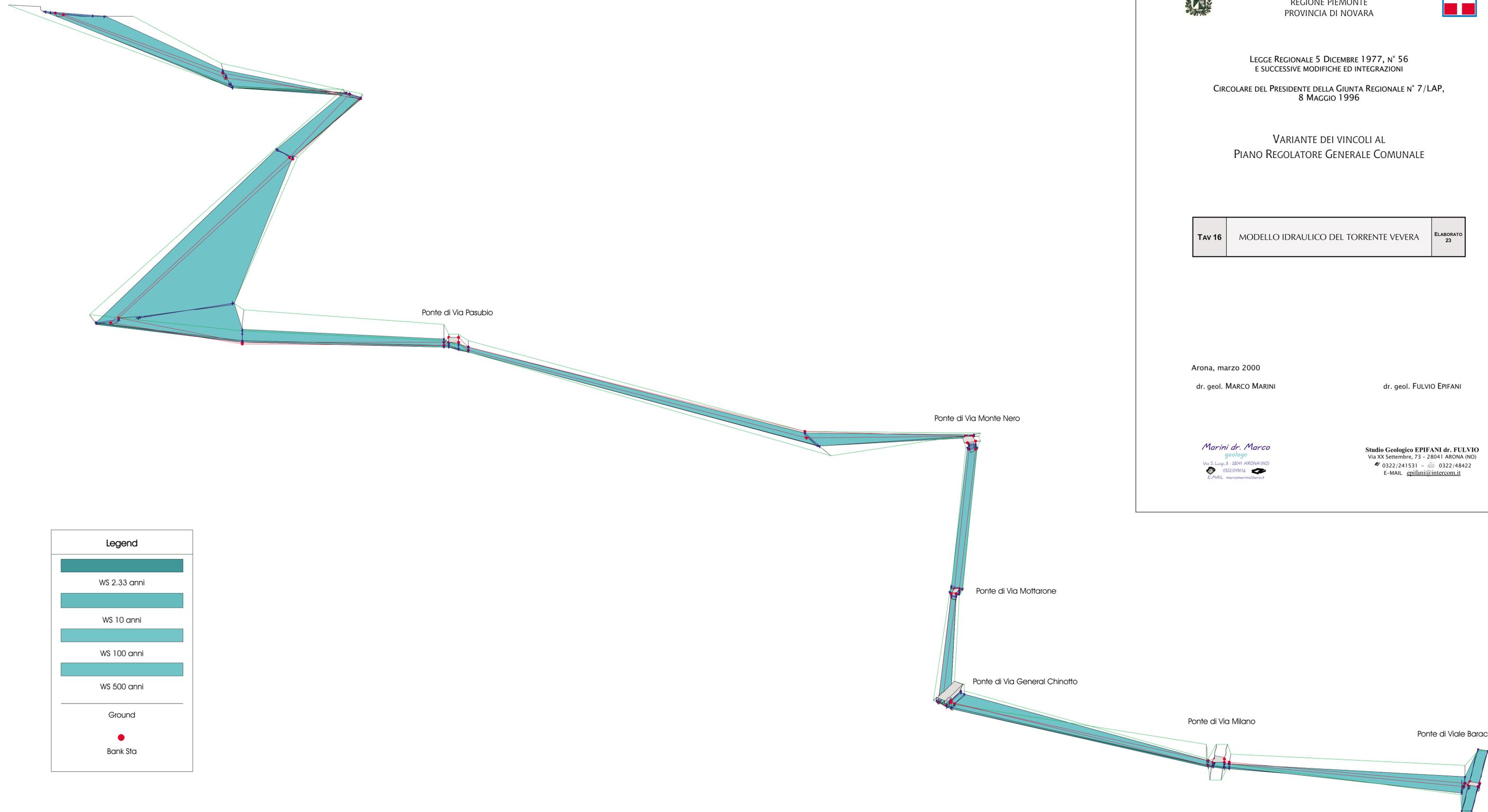
TAV 16	MODELLO IDRAULICO DEL TORRENTE VEVERA	ELABORATO 23
---------------	---------------------------------------	-----------------

Arona, marzo 2000
dr. geol. MARCO MARINI

dr. geol. FULVIO EPIFANI

Marini dr. Marco
geologo
Via S. Luigi, 8 - 28041 ARONA (NO)
0322/241531 - 0322/241516
E-MAIL: marcomarini@libero.it

Studio Geologico EPIFANI dr. FULVIO
Via XX Settembre, 73 - 28041 ARONA (NO)
0322/241531 - 0322/48422
E-MAIL: epifani@intercom.it



Legend	
	WS 2.33 anni
	WS 10 anni
	WS 100 anni
	WS 500 anni
	Ground
	Bank Sta



COMUNE DI ARONA
REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI NOVARA



LEGGE REGIONALE 5 DICEMBRE 1977, N° 56
E SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI

CIRCOLARE DEL PRESIDENTE DELLA GIUNTA REGIONALE N° 7/LAP,
8 MAGGIO 1996

VARIANTE DEI VINCOLI AL
PIANO REGOLATORE GENERALE COMUNALE

TAV 17	PROFILI LONGITUDINALI DEL THALWEG, DELLE SPONDE E DELLE PORTATE	ELABORATO 24
---------------	--	-----------------

Arona, marzo 2000

dr. geol. MARCO MARINI

dr. geol. FULVIO EPIFANI

Marini dr. Marco
geologo
Via S. Luigi, 8 - 28041 ARONA (NO)
0322/243016
E-MAIL marcomarini@libero.it

Studio Geologico EPIFANI dr. FULVIO
Via XX Settembre, 73 - 28041 ARONA (NO)
0322/241531 - 0322/48422
E-MAIL epifani@intercom.it

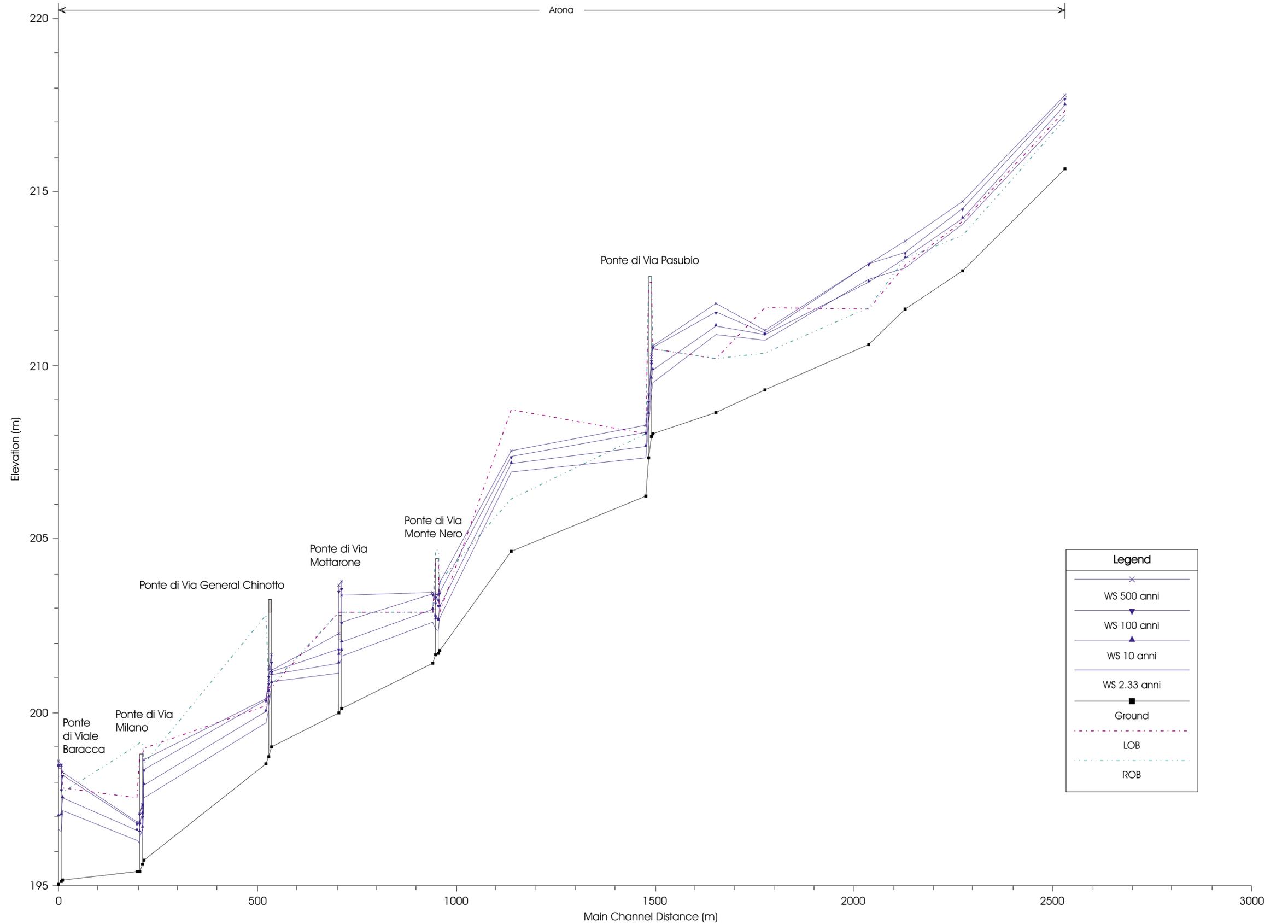




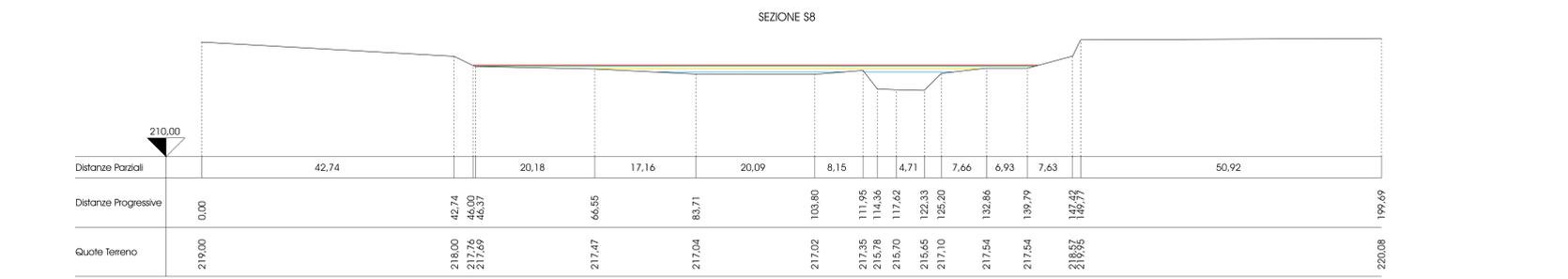
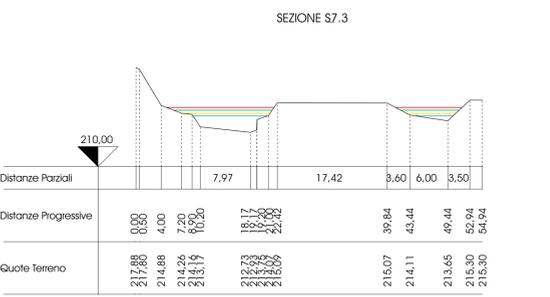
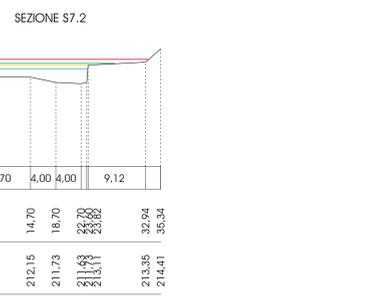
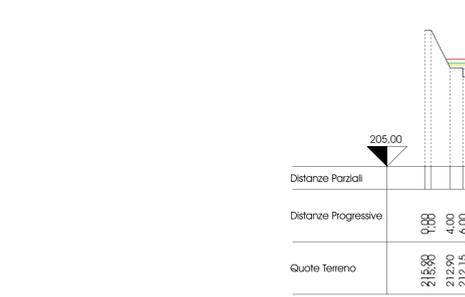
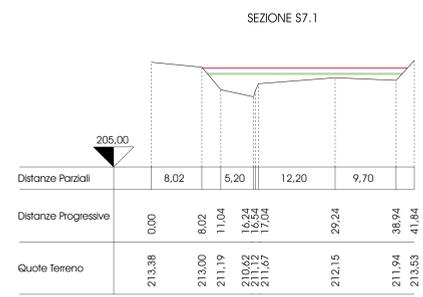
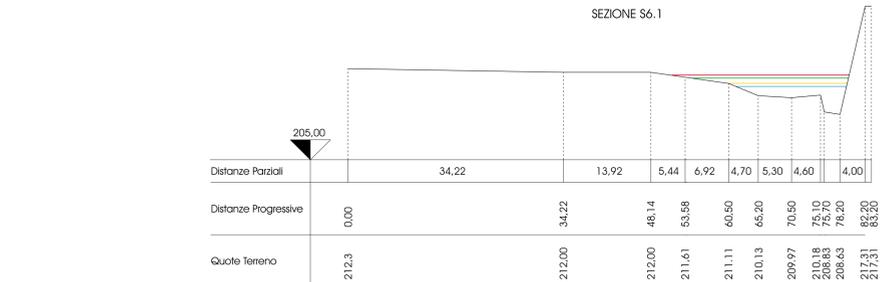
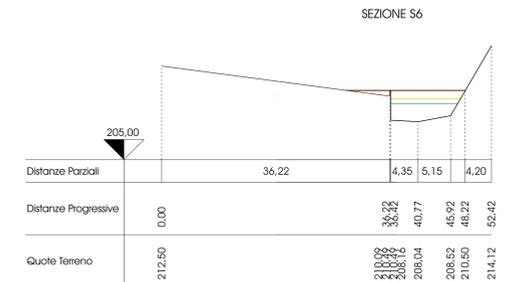
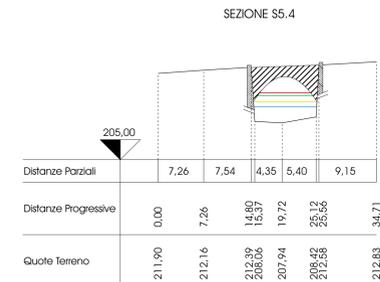
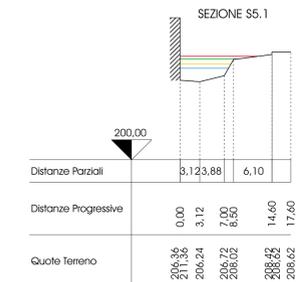
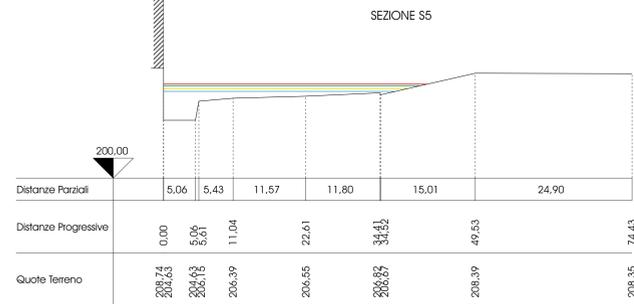
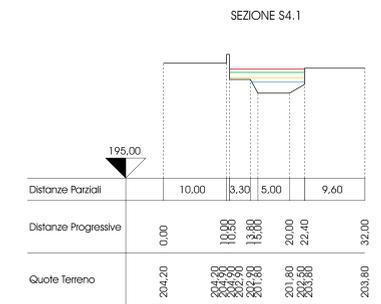
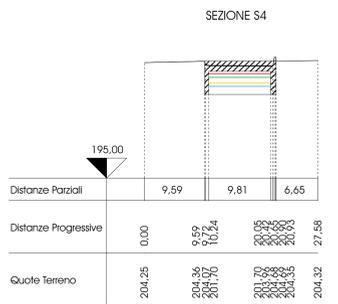
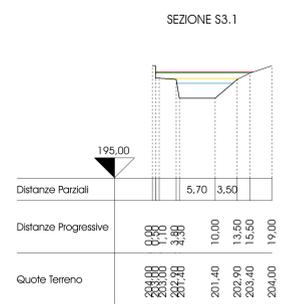
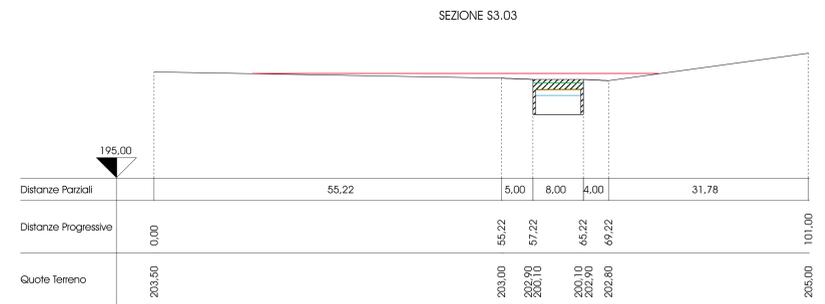
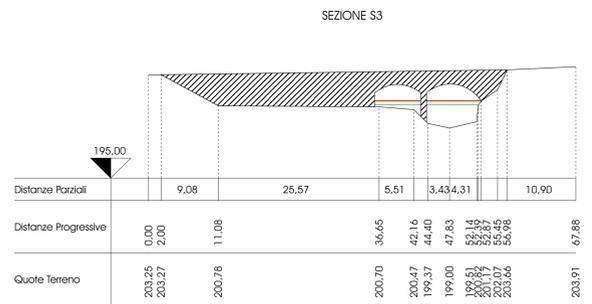
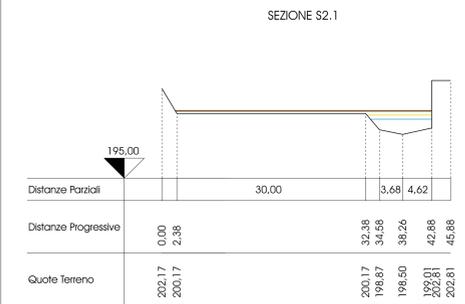
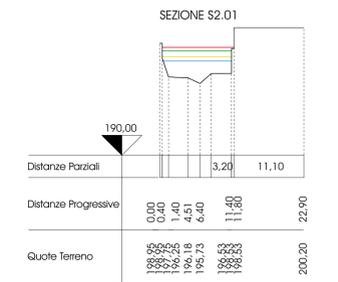
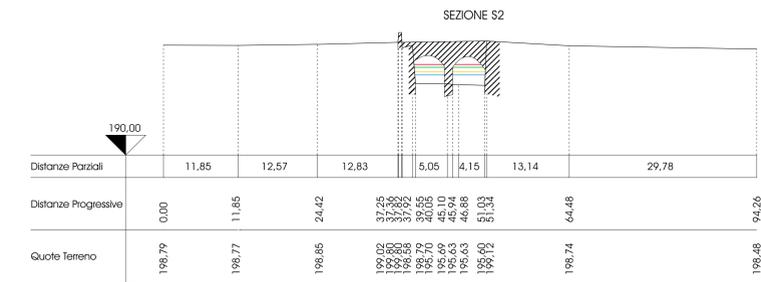
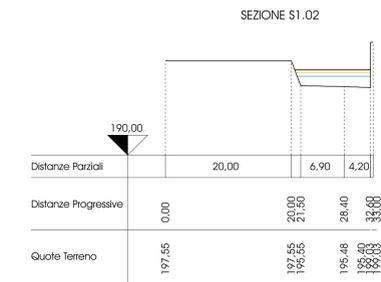
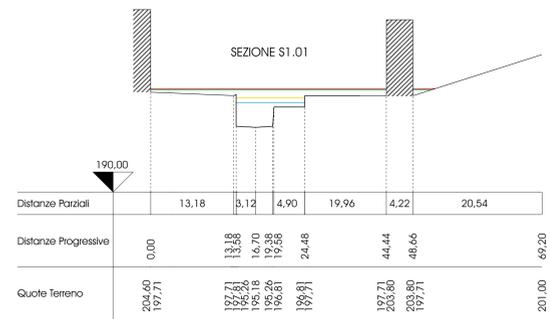
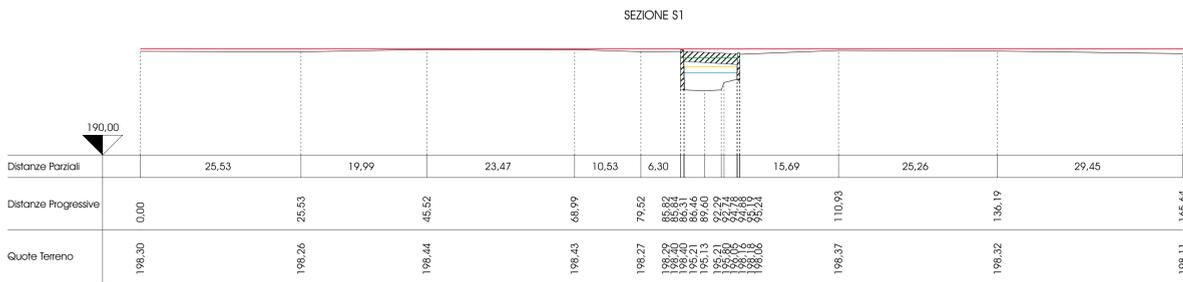
TAVOLA 9A	SEZIONI DELLE VERIFICHE IDRAULICHE Scala orizzontale 1:400; scala verticale 1:200	ELABORATO 15A
--------------	--	------------------

Arona, agosto 1999
dr. geol. MARCO MARINI

Aggiornamento marzo 2000
dr. geol. FULVIO EPIFANI

Marini di Marco
geologo
Via XX Settembre, 73 - 28041 ARONA (NO)
☎ 0322/241531 - ☎ 0322/48422
E-MAIL: epifanif@tin.com.it

Studio Geologico EPIFANI dr. FULVIO
Via XX Settembre, 73 - 28041 ARONA (NO)
☎ 0322/241531 - ☎ 0322/48422
E-MAIL: epifanif@tin.com.it



LEGENDA

	Altezza dell'acqua con Tr = 2,33 anni
	Altezza dell'acqua con Tr = 10 anni
	Altezza dell'acqua con Tr = 100 anni
	Altezza dell'acqua con Tr = 500 anni



COMUNE DI ARONA
REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI NOVARA



LEGGE REGIONALE 5 DICEMBRE 1977, N° 56
E SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI
CIRCOLARE DEL PRESIDENTE DELLA GIUNTA REGIONALE N° 7/LAP,
8 MAGGIO 1996

VARIANTE DEI VINCOLI AL
PIANO REGOLATORE GENERALE COMUNALE

TAVOLA 9B	CARTA DELLA DINAMICA FLUVIALE DEL TORRENTE VEVERA Scala 1:2.000	ELABORATO 198
--------------	---	------------------

Arona, agosto 1999

dr. geol. MARCO MARINI

Aggiornamento marzo 2000

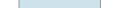
Aggiornamento cartografico 1988

dr. geol. FULVIO EPIFANI

Marini dr. Marco
geologo
Via S. Luigi 4 - 12041 ARONA (NO)
0122/241511 - 0122/48422
E-MAIL: marini@arona.com

Studio Geologico EPIFANI dr. FULVIO
Via XX Settembre, 71 - 28041 ARONA (NO)
0122/241511 - 0122/48422
E-MAIL: epifani@arona.com

LEGENDA

-  Aveo in roccia
-  Settori soggetti ad erosione
-  Aveo soggetto ad erosione di fondo
-  Bare longitudinali
-  Terrazzo fluviale (h<5)
Attivo Non attivo
-  Terrazzo fluviale (5<h<10)
Attivo Non attivo
-  Scarpa fluviale (h<5)
Attivo Non attivo
-  Paleoaueo inattivo
-  Aree potenzialmente esondabili (tempo di ritorno 500 anni)
-  Traccia di sezione sottoposta a verifica idraulica

