

## 1. PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Baveno, è stata redatta la presente relazione finalizzata alla verifica dell'efficacia delle opere di regimazione idraulica e di difesa eseguite sul Torrente Selvaspessa, sul Rio Piovere, sul Rio Pessina e sul Rio Cantonaccio, circa la riduzione del rischio idrogeologico sia sulle aree urbanizzate individuate dal PAI come aree a Rischio Molto Elevato (RME) sia sulle zone (interne ed esterne alla perimetrazione RME) inserite in classe 3b dal PRGC di recente approvazione.

La relazione si configura come collaudo delle opere ai fini urbanistici urbanistico ai sensi della Nota degli Assessorati all'Ambiente e all'Urbanistica della Regione Piemonte – Prot. 1208/LAP del 29-11-2001 e come elaborato tecnico in ottemperanza a quanto previsto al punto 5 dell'Allegato A di cui alla D.G.R. n. 2-11830 del 28 luglio 2009. Per il superamento dei vincoli determinati dal Titolo IV delle NTA del PAI per le aree RME, si fa riferimento a quanto riportato dalla D.G.R. n. 31-13215 dell'8 febbraio 2010 di approvazione del PRGC di Baveno che al punto 2 prescrive (mutuando tale prescrizione dal punto 5 dell'Allegato A di cui alla D.G.R. n. 2-11830 del 28 luglio 2009) che *“La classificazione di sintesi prevista per le RME potrà trovare piena applicazione, come riportato dalla D.G.R. 28 luglio 2009 n. 2-11830, subordinatamente alla verifica da parte dell'Amministrazione Comunale delle seguenti condizioni:*

- *gli interventi di sistemazione devono essere stati realizzati sulla base di un progetto approvato che deve contenere una valutazione dell'impatto delle opere sulle aree a rischio molto elevato in termini di mitigazione del rischio; è necessario che sia stato effettuato il collaudo e quindi siano state rilasciate le certificazioni di collaudo o di regolare esecuzione;*
- *deve essere valutata l'efficacia complessiva degli interventi realizzati e quindi deve essere redatta, a cura del professionista incaricato, una relazione che accerti l'avvenuta mitigazione del rischio a seguito delle opere realizzate e la valutazione del rischio residuo.”*

Nel complesso pertanto, il presente elaborato diviene necessario sia ai fini del superamento dei vincoli per le aree RME e della loro eliminazione, sia, per quanto riguarda le aree inserite dal PRGC nelle sottoclassi 3b4, 3b3a e 3b2a, allo scopo di individuare quelle zone nelle quali la mitigazione del rischio dovuta alle opere sia tale da consentire la trasformazione delle condizioni di fruibilità urbanistica e quindi da potere ammettere tutti gli interventi edilizi esplicitati per ogni sottoclasse nelle NTA di PRGC.

Quanto riportato nel citato punto 5 dell'Allegato A di cui alla D.G.R. n. 2-11830 del 28 luglio 2009 (*gli interventi di sistemazione devono essere stati realizzati sulla base di un progetto approvato che deve contenere una valutazione dell'impatto delle opere sulle aree a rischio molto elevato in termini di mitigazione del rischio; è necessario che sia stato effettuato il collaudo e quindi siano state rilasciate le certificazioni di collaudo o di regolare esecuzione*) appare in completo accordo con ciò che viene previsto all'art. 38 delle NTA di PRGC circa i Progetti Pubblici di Riassetto Idrogeologico (*Tali progetti devono esplicitamente fare riferimento agli obiettivi di minimizzazione della pericolosità geomorfologica o della vulnerabilità delle aree urbanizzate, alle caratteristiche e alle modalità di realizzazione delle opere in relazione agli obiettivi, alle modalità di verifica dell'avvenuta eliminazione e/o minimizzazione del rischio*).

In effetti nei progetti di riassetto approvati dall'Amministrazione non vi è chiarezza completa da questo punto di vista ma ciò è dovuto al fatto che gli stessi progetti, sono tutti anteriori alla approvazione del PRGC e che la D.G.R. n. 2-11830 del 28 luglio 2009 è stata pubblicata durante la fase terminale della procedura di approvazione del PRGC stesso. Questi aspetti rendono più complessa l'operazione di verifica ai fini urbanistici ma non consentono ovviamente di eluderla tenuto conto soprattutto delle finalità delle opere realizzate, cioè sicurezza e incolumità delle persone e salvaguardia delle strutture e dei beni da proteggere.

Infine in allegato alla presente relazione vengono riportati stralci delle cartografia di sintesi approvata nel PRGC (in particolare degli elaborati Geo 12a e Geo 12b Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica del territorio urbanizzato, comprendenti le modifiche ex officio introdotte con la d.g.r. di approvazione), nei quali verranno evidenziati con apposito sovrassegno grafico le aree dove si è ritenuto che il rischio residuo sia sufficientemente ridotto ad un grado tale da consentire sia il superamento delle norme per le aree RME sia la realizzazione degli interventi edilizi previsti nelle NTA per le sottoclassi 3b4, 3b3a e 3b2a, indicati come ammissibili a seguito della realizzazione di Progetti di Riassetto Idrogeologico e relativo collaudo delle opere realizzate.

## **2. METODOLOGIA UTILIZZATA**

Per la valutazione degli effetti sulla mitigazione del rischio dovuta alle opere di regimazione e difesa realizzate, si è proceduto a verificare le situazioni di maggiore criticità idraulica nell'ipotesi di scenari di dissesto di massima pericolosità; per l'individuazione di tali scenari e per le verifiche idrauliche sono stati utilizzati i metodi di maggiore affidabilità al momento disponibili nella letteratura scientifica e di seguito brevemente illustrati.

### **2.1. CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA LIQUIDA E MODELLI UTILIZZATI PER LE VERIFICHE IDRAULICHE**

Per il calcolo delle portate di piena al colmo determinate dai vari prevedibili afflussi alle sezioni di misura è stato utilizzato il metodo razionale, suggerito dal PAI per bacini di modeste dimensioni e di scarse capacità di invaso, che può essere considerato discretamente affidabile per i bacini in esame. Tale metodo consente di valutare la massima portata di un corso d'acqua in relazione ad un evento di piovosità critica attraverso la seguente relazione:

$$Q_{max} = 0.277 \varphi C_r P_c S / T_c$$

dove

$\varphi$ : coefficiente di deflusso

$C_r$ : coefficiente di ragguaglio

$P_c$ : pioggia critica

$S$ : area del bacino

$T_c$ : tempo di corrivazione

Per il calcolo del tempo di corrivazione, in carenza di ietogrammi da confrontare coi valori registrati delle varie portate, si è fatto uso della formula di Visentini-Giandotti,

molto usata in ambito alpino, che considera la pendenza della rete funzione dell'altitudine media del bacino idrografico rispetto alla sezione di chiusura:

$$T_c = \frac{4 S^{0.5} + 1.5 L}{0.8 (h_m - h)^{0.5}}$$

Per la valutazione delle precipitazioni critiche sono state prese in considerazione le condizioni di ciascun bacino imbrifero in funzione delle curve di possibilità climatica disponibili.

Per il computo dei profili idrici in corrispondenza delle sezioni a maggiore criticità, sono state ipotizzate condizioni di moto uniforme (calcolando le varie portate defluibili a vari livelli mediante l'equazione di Chezy), essendo verificate nei tratti esaminati le ipotesi di base per l'applicazione di tale modello che prevedono sezioni pressoché omogenee a pendenza costante e scabrezza invariata.

Tale formula, comunemente adottata per il moto uniforme nei canali, considera dei valori medi per quanto concerne la sezione, la scabrezza e la pendenza; ciò è valido se le variazioni lungo il tratto investigato non sono troppo accentuate, come nei casi in oggetto.

I calcoli idraulici per la definizione delle condizioni di deflusso, tramite l'equazione di Chezy di seguito riportata, sono stati condotti con riferimento alle condizioni a rive piene e in seconda battuta, attraverso iterazione, sono stati identificati i livelli idrometrici e le velocità di propagazione delle portate critiche calcolate.

$$Q = A V = (A / n) R_i^{0.7} J^{0.5}$$

dove:

*A*: area della sezione idraulica (m<sup>2</sup>);

*R<sub>i</sub>*: raggio idraulico, pari al rapporto tra l'area bagnata e il perimetro bagnato corrispondenti alla portata di riferimento (m);

*J*: pendenza della linea d'energia, valutata in funzione del dislivello rapportato alla distanza tra due sezioni successive (%);

*n*: coefficiente di Manning, che rappresenta l'indice di scabrezza; valutato come di seguito esposto (s m<sup>-1/3</sup>).

Mentre pendenza e raggio idraulico sono direttamente valutabili dalla geometria della sezione esaminata, il coefficiente di scabrezza misura della resistenza al moto, è stato stimato concordemente con le valutazioni proposte dalle tabelle di "Open Channel Hydraulics" e della letteratura.

In particolare sono stati ricavati i seguenti valori di *n*:

*n* = 0,032 per canale a fondo naturale con presenza di depositi medi-grossolani;

*n* = 0,028 per tratti pavimentati in massi da cava;

*n* = 0,022 per tratti in cunicolo artificiale.

Per i calcoli idraulici illustrati in precedenza ci si è avvalsi delle competenze dell'Ing. Andrea Isoli.

## 2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI DEBRIS FLOW E DEBRIS FLOOD E MODELLI UTILIZZATI PER LE VERIFICHE IDRAULICHE

I corsi d'acqua analizzati presentano caratteristiche geologiche e geomorfologiche differenti fra loro benchè localizzati in un areale abbastanza ristretto; pertanto risultano soggetti a una dinamica dissestiva avente peculiarità leggermente differenti le une dalle altre; nello specifico, tutti e quattro durante l'evento alluvionale dell'8 luglio 1986 hanno dato origine a piene con elevatissimo trasporto solido (nel caso di T. Selvaspessa e del R. Cantonaccio a vere e proprie colate detritiche, nel caso del R. Piovere e lungo il R. Pessina a colate detritiche in alveo montano e a debris flood lungo il canale nel tratto urbanizzato), ma gli effetti e i danni sull'abitato sono stati determinati e a volte fortemente acuiti anche dall'interferenza con interventi antropici non correttamente realizzati (come ad esempio nel caso del Rio Piovere e in parte anche del Rio Pessina).

Nella determinazione dello scenario di massima pericolosità si è pertanto valutato anzitutto la tipologia di trasporto solido, colata detritica (debris flow) o fluido iperconcentrato (debris flood), che ancora può interferire con l'area urbanizzata, si sono valutati i parametri fisici che caratterizzano la piena torrentizia attesa e si è conseguentemente proceduto a verifiche idrauliche con approccio monodimensionale in corrispondenza dei punti di maggiore criticità.

Nel caso dei corsi d'acqua soggetti a colate detritiche, fenomeni complessi, di studio relativamente recente, descritti da parametri di difficile valutazione sperimentale e carenti di misure dirette, per la valutazione dei parametri fisici della colata detritica è stato utilizzato il modello messo a punto da Takahashi (1991).

Nella letteratura scientifica che si occupa della valutazione delle portate per corsi d'acqua montani, la portata solida è espressa da relazioni che legano i parametri idraulici della corrente alla geometria dell'alveo (pendenza, larghezza, ecc.) e alle caratteristiche dei sedimenti (granulometria, concentrazione di solido nella corrente). Per pendenze medie dell'alveo superiori al 20% il valore dei parametri caratteristici del miscuglio quali ad esempio la concentrazione volumetrica, variano solo al variare della pendenza e delle caratteristiche del sedimento, indipendentemente dai parametri idraulici. La concentrazione volumetrica ( $C$ ) è, quindi, indipendente dalla portata liquida e dalle caratteristiche idrodinamiche della corrente; in particolare, attraverso la nota relazione dovuta a Takahashi (1991) è possibile valutare la concentrazione  $C$  del miscuglio in moto in condizioni di equilibrio:

$$C = \frac{tg\theta}{\Delta(tg\varphi - tg\theta)}$$

dove:

$\theta$  = acclività dell'alveo

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio

$\Delta = \rho_s - \rho / \rho$

Per la valutazione della portata della colata detritica è stato utilizzato il metodo volumetrico (Armanini, 1999) che permette di ricavare il rapporto tra la portata della colata e la portata liquida in arrivo; nota la concentrazione media del miscuglio in condizioni dinamiche e la portata liquida al colmo, attraverso la seguente relazione, è possibile ricavare la portata di picco della colata detritica:

$$Q_{df} = Q_{liq} \frac{C^*}{C^* - C}$$

dove:

$Q_{df}$  = portata di picco del debris flow

$Q_{liq}$  = portata di massima piena idrica

$C^*$  = concentrazione volumetrica di massimo impaccamento del materiale in alveo

$C$  = concentrazione solida del miscuglio

Per la descrizione quantitativa del moto monodimensionale del flusso detritico ci si è avvalsi delle equazioni dovute a Takahashi (1991); esse permettono una modellizzazione del moto di correnti non-newtoniane attraverso l'utilizzo del modello reologico dilatante di Bagnold, che presenta il non trascurabile vantaggio di dipendere da parametri fisici non eccessivamente complessi da determinare (concentrazione, granulometria e densità della frazione solida); dalle espressioni dovute a Bagnold, è possibile, nell'ipotesi di concentrazione del solido costante lungo la profondità della colata detritica e imponendo la condizione che la velocità della corrente sia nulla a fondo alveo, ottenere la distribuzione della velocità all'interno della corrente detritica.

In particolare è possibile utilizzare la seguente curva reologica valida in regime granulo-inerziale proposta da Bagnold sulla base di misure sperimentali:

$$\tau = a \operatorname{sen} \phi \rho_s \lambda^2 d_{50}^2 (dv/dz)^2$$

Tale relazione considera che il contributo agli sforzi tangenziali sia essenzialmente dovuto agli urti tra i granuli, ritenendo quindi trascurabile la deformazione del fluido interstiziale a causa della irrilevante quantità di materiale coesivo in sospensione nella corrente, ipotesi confermabili per i corsi d'acqua in esame dall'osservazione della granulometria dei depositi.

Tale espressione, successivamente ripresa da Takahashi, viene applicata alle colate detritiche ipotizzando che il moto della colata approssimi condizioni di moto uniforme, schematizzazione di fatto ammissibile sulla base delle osservazioni delle forme dei fronti e dei corpi delle colate detritiche; in condizioni di moto uniforme gli sforzi tangenziali (calcolati secondo il modello di Bagnold) sono bilanciati dalla componente longitudinale della forza peso; da tale uguaglianza si ricava il gradiente di velocità  $dv/dz$ ; la sua integrazione lungo  $z$  (alla condizione  $v=0$  per  $z=0$ ) consente di ricavare  $v$  che successivamente integrata lungo la normale al fondo, nell'ipotesi che  $C$  resti costante, fornisce la velocità mediata sulla verticale pari a:

$$v = 2h / 5\lambda d_{50} [\rho (C\Delta + 1)g h \operatorname{sen} \theta / \rho_s a \operatorname{sen} \phi]^{1/2}$$

Detta  $q$  la portata lineare del debris flow, si ha:

$$q = 2h^2 / 5\lambda d_{50} [\rho (C\Delta + 1)g h \operatorname{sen} \theta / \rho_s a \operatorname{sen} \phi]^{1/2}$$

Nota la portata del flusso detritico e la larghezza delle sezioni, è possibile ricavare la profondità di flusso  $h$ , e conseguentemente la velocità di deflusso.

Per la valutazione della percentuale della frazione solida in occasione della formazione di un fluido iperconcentrato (debris flood), ossia deflussi, seppur sempre costituiti da miscele liquide+solide, caratterizzati da concentrazione di materiale solido meno

rilevante e da comportamento newtoniano. Nella fattispecie le stime sono state condotte applicando la relazione dovuta a Smart e Jaegge, che considera la portata solida in rapporto di proporzionalità con i parametri idrodinamici.

$$q_s = 4/\Delta (d_{90}/d_{30})^{0.2} q_l i^{1.6} (1-\Theta_{cr}/\Theta)$$

dove:

$q_s$  = portata solida

$\Delta = \rho_s - \rho$

$q_l$  = portata liquida calcolata

$i$  = pendenza media dell'alveo

$\Theta_{cr}$  = parametro di Shields allo stato critico

Per le verifiche idrauliche in caso di debris flood, la portata che verrà utilizzata sarà la somma di  $q_s$  e  $q_l$ .

### 3. TORRENTE SELVASPESSA

#### 3.1. GEOLOGIA

Il bacino in esame appartiene all'unità nota come "Serie dei Laghi". La "Serie dei Laghi" è suddivisa a sua volta in due subunità, gli "Scisti dei Laghi" e la "Zona Strona-Ceneri", separate dalla Zona Marginale della Strona Ceneri costituita da anfiboliti e paragneiss anfibolici; tutta l'unità è poi attraversata da corpi di ortogneiss di forma, estensione e composizione variabile. Nell'area esaminata sono presenti solo gli "Scisti dei Laghi".

La Serie dei Laghi è stata intrusa da plutoni a composizione granitica il più importante dei quali, quello del Mottarone, affiora nella parte alta del bacino del T. Selvaspessa. Ai margini del plutone è presente una fascia di Scisti dei Laghi modificati dal metamorfismo di contatto dovuto al calore generato dal raffreddamento della massa granitica intrusa.

Gli Scisti dei Laghi, dati da alternanze di paragneiss e micascisti, affiorano diffusamente nel bacino in esame soprattutto lungo l'alveo e le fasce spondali montani. Nel tratto in conoide la roccia è rilevabile in apice con pareti metriche subverticali in sinistra sino all'altezza della passerella pedonale e con affioramenti sporadici in destra presenti sino a quota 290 m s.l.m.; è presente inoltre un vasto affioramento nel canale principale in corrispondenza del ponte della strada comunale. Al passaggio tra gli Scisti dei Laghi e il granito, la roccia incassante mostra chiare evidenze di metamorfismo di contatto.

Gli Scisti dei Laghi presentano evidente foliazione molto pervasiva e risultano a volte fortemente cataclasati con elevato grado di alterazione quando interessati da faglie (come per esempio in destra a monte delle Miniere o in sinistra in corrispondenza del Rio Fioretti).

Depositi glaciali sono presenti nel tratto montano del T. Selvaspessa, in particolare in sinistra alla confluenza con il Rio Fioretti, in destra nelle porzioni a minore acclività all'interno dell'area in frana e soprattutto nella zona in comune di Stresa a valle dell'attraversamento del sentiero per l'A. Vedabbia.

Gli spessori sono molto variabili, da un minimo di 2 m ad un massimo di 7-8 m. Si tratta dei depositi prodotti dall'azione di erosione, trasporto e deposito dei ghiacciai quaternari.

I depositi presenti in prossimità di alvei e fasce spondali sono costituiti da diamicton scarsamente addensati a matrice per lo più sabbiosa o più raramente sabbioso-limoso alterata, con abbondanti clasti di varia natura (prevalentemente granitica) a discreto arrotondamento di dimensioni da decimetriche a metriche (probabili till indifferenziati).

L'alveo montano non interessato da interventi di sistemazione è contraddistinto da abbondanti depositi caratterizzati da granulometria molto variabile, con abbondanti massi metrici angolosi o subangolosi, prevalentemente Scisti dei Laghi e in misura minore, graniti in genere maggiormente arrotondati, elevata percentuale ghiaioso-ciottolosa con clasti angolosi o subangolosi e presenza in misura minore di sabbie e sabbie fini; tali depositi mostrano assetto caotico con selezione praticamente nulla, strutture a gradazione inversa e residui vegetali inglobati; i depositi spesso sono organizzati in plaghe longitudinali con terminazione lobata, talora parzialmente o totalmente colonizzate, aventi spessori che possono raggiungere alcuni metri ed estensione variabile. Tali sedimenti sono da considerarsi inequivocabilmente il risultato di fenomeni di debris flow.

In alveo montano sono riconoscibili inoltre accumuli di frane recenti (per lo più crolli in massa in substrato roccioso, scivolamenti superficiali in coltre o in depositi glaciali) resti di accumuli di frane antiche, trovanti granitici sia subarrotondati sia subangolosi con volume pari a qualche decina di metri cubi di volume considerabili come relitti di originari depositi di ablazione privati della frazione ghiaiosa e sabbiosa a causa dell'azione erosiva del corso d'acqua (per esempio nel tratto compreso tra Le Miniere e la cascata di quota 540 m s.l.m., è presente un trovante granitico di dimensioni decametriche).

Depositi derivanti da colata detritica sono stati osservati immediatamente dopo l'evento alluvionale anche nel tratto apicale della conoide; poco a valle della passerella pedonale si nota una diminuzione nelle dimensioni massime dei trovanti e nella loro percentuale a favore della frazione ghiaioso-ciottolosa; restano però invariate alcune caratteristiche (assetto caotico, selezione nulla, clasti angolosi o subangolosi), così come sono ancora rilevabili cordoni longitudinali. All'altezza del campo sportivo, la granulometria dei sedimenti diminuisce ulteriormente, grazie al deciso calo della percentuale di trovanti e al conseguente aumento della frazione ghiaiosa-ciottolosa e sabbiosa; i clasti sono sempre angolosi o subangolosi, ma l'organizzazione dei sedimenti è meno caotica; non si rilevano cordoni longitudinali, gradazioni inverse e residui vegetali inglobati, tali caratteristiche indicano una diminuzione della velocità e dell'energia del flusso ed una prima anche se grezza selezione operata dal fluido.

Procedendo verso la foce, i depositi tendono a diventare più francamente ghiaioso-sabbiosi con diminuzione della frazione ciottolosa; aumenta il grado di selezione e di arrotondamento dei clasti e si osserva la scomparsa dei trovanti.

Va inoltre ricordato che una buona parte dell'edificio conoidale è sommerso dalle acque del Lago Maggiore, per cui la porzione distale della conoide è subacquea ed i relativi depositi sabbioso-ghiaiosi passanti a sabbioso-limosi, sono interdigitati coi sedimenti lacustri.

## **3.2. GEOMORFOLOGIA**

### *3.2.1. GEOMORFOLOGIA DELL'ALVEO, DELLE FASCE SPONDALI E DELLA CONOIDE*

La porzione montana dell'alveo è caratterizzata da fasce spondali ad elevatissima acclività, costituite sia da substrato roccioso, con porzioni aggettanti caratterizzate da

evidenze di instabilità gravitativa sia da depositi glaciali spesso interessati da frane di crollo per erosione al piede (tratto in comune di Stresa a valle del sentiero per l'A. Vedabbia); l'alveo presenta andamento rettilineo con pendenza longitudinale di circa il 25%, caratterizzato da un paio di gradini naturali che danno salti di circa 2m e da quattro cascate in roccia rispettivamente a q. 360, 550, 600 e 650 m s.l.m.

Nell'area in sponda destra compresa fra le due cascate inferiori è presente una zona caratterizzata da un vasto movimento gravitativo di versante, che per la sua complessità viene descritto analiticamente nel paragrafo 3.3. successivo.

La porzione presente a valle delle Miniere, è caratterizzata da una marcata asimmetria della sezione trasversale a causa della diversa acclività della fascia spondale destra (subverticale) rispetto a quella sinistra, molto meno pendente; anche l'alveo, soprattutto nel tratto a monte dell'ultima soglia, si presenta chiaramente asimmetrico. Si nota in particolare come esso inclini decisamente verso il piede della sponda destra, tratto dove al momento scorre l'acqua e dove sono visibili evidenze di scalzamento al piede delle scogliere esistenti. Spostandosi verso la sponda sinistra, si risale su una soglia naturale in roccia, rialzata di alcuni metri rispetto al tratto al piede della sponda destra; tale soglia naturale è separata dalla fascia spondale sinistra dall'alveo in roccia del Rio Fioretti.

Durante l'evento dell'8 luglio 1996, alla sommità della soglia rocciosa descritta in precedenza, ha avuto luogo la deposizione di una plaga detritica derivante dal processo di debris flow avvenuto lungo il Rio Fioretti, che fra le altre cose, ha causato un netto allargamento dell'alveo e evidenti erosioni laterali soprattutto in sponda destra, in corrispondenza di un sottile setto costituito da depositi glaciali, che separa l'alveo del T. Selvaspessa dall'alveo del Rio Fioretti. Parte del deposito dovuto alla colata detritica ha inoltre completamente intasato l'alveo naturale del Rio Fioretti localizzato alle spalle della soglia rocciosa, fatto che ha causato una deviazione del corso d'acqua che ora sfocia nel T. Selvaspessa circa a quota 399 m s.l.m..

Lungo il versante destro del T. Selvaspessa nel tratto compreso tra il viadotto autostradale e le Miniere, si sono sviluppati dissesti definibili come frane di crollo in roccia molto fratturata; anche attualmente sono riconoscibili numerose porzioni rocciose molto instabili a causa dell'evidente stato di fratturazione dell'ammasso roccioso nonché scivolamenti superficiali in deposito glaciale.

Tutto il versante destro tra il ponte autostradale fino poco a valle della confluenza dei due rami è più precisamente sino a quota 550 m s.l.m., presenta una condizione di elevata instabilità con due recenti movimenti in roccia, gravi indizi di movimenti incipienti contraddistinti da fessure di trazione e di probabili movimenti più antichi e profondi costituiti da trincee parallele all'alveo.

A monte dell'apice di conoide il canale è particolarmente inciso tra pareti subverticali costituite sia da roccia (micascisti e paragneiss) sporadicamente ricoperta da coltre eluvio-colluviale sia da depositi glaciali o misti di versante (particolarmente in sponda destra); l'alveo è in parte in roccia mentre sono diffusi depositi alluvionali dati da clasti poligenici con granulometria variabile da massi metrici a sabbie, a struttura caotica con porzioni a gradazione inversa, di spessore plurimetrico, tipicamente derivanti da fenomeni di debris flow.

L'immissione del torrente nella zona di conoide è da considerarsi rettilineo mentre l'alveo attraversa la conoide in posizione sostanzialmente centrale con lievissime digressioni verso destra a valle della passerella e a sinistra in prossimità della foce.



La superficie della conoide alluvionale del T. Selvaspessa ammonta a circa 1.15 km<sup>2</sup>, con una pendenza misurata lungo la bisettrice di circa 8%. L'acclività non particolarmente accentuata dell'edificio conoidale anche in zona apicale, è da ricondurre alla presenza di una morfologia preesistente caratterizzata da ampie zone a bassa acclività (terrazzi di probabile origine glaciale tuttora riconoscibili nella zona di Oltrefiume) sulle quali si sono impostati i sedimenti portati in carico dal T. Selvaspessa

Caratteristica del torrente Selvaspessa è la considerevole ampiezza del canale; esso misura circa 15-20 m dalla zona in apice sino a quota 270 m s.l.m., per poi allargarsi decisamente sino a superare i 100 m di ampiezza nella zona a monte della briglia; questa larghezza si mantiene sino all'altezza del ponte ferroviario, dal quale si osserva un progressivo restringimento sino alla foce. In realtà la larghezza del canale è stata anche maggiore di circa una ventina di metri, come tuttora testimoniato dall'esistenza degli argini antichi in sponda sinistra; la porzione compresa tra gli argini antichi e il limite del canale attuale, risulta essere parzialmente colonizzata e debolmente antropizzata, ma tuttora è da considerarsi di chiara pertinenza torrentizia.

L'alveo si presenta localizzato nella parte apicale della conoide tra pareti rocciose metriche sporadicamente ricoperte da coltri superficiali; all'altezza della passerella pedonale si osserva già una chiara diminuzione dell'altezza naturale delle sponde mentre nella zona medio-apicale e terminale (in particolare nel tratto poco a monte del campo sportivo) l'altezza delle sponde si riduce considerevolmente così come la pendenza dell'alveo: ciò è dovuto alla sovrapposizione della conoide alluvionale su un terrazzo di probabile origine glaciale caratterizzato dalla presenza di substrato roccioso molto superficiale, come osservabile nell'affioramento in alveo in corrispondenza del ponte della strada comunale; in questo tratto d'alveo a bassa acclività, sono diffusi depositi originati da fenomeni di sovralluvionamento grossolano che hanno interessato il canale in tutta la sua ampiezza; a valle del campo sportivo, il sovralluvionamento è stato altrettanto imponente ma caratterizzato da granulometrie più fini.

Nella zona medio-apicale sono rilevabili orli di scarpata torrentizia di età diverse:

- un antico orlo di scarpata torrentizia presente in sponda destra circa a quota 280 m s.l.m. e non più riattivabile a causa della dinamica torrentizia;
- su entrambe le sponde è rilevabile un orlo di scarpata di altezza variabile con un minimo di tre metri, che corrisponde grossomodo al limite dell'argine antico e che evidenzia quindi i confini di pertinenza dell'alveo torrentizio.

Si può affermare quindi che la conoide del torrente Selvaspessa, una parte non indifferente della quale è sommersa dalle acque del lago, è stata edificata prevalentemente durante episodi catastrofici di sovralluvionamento e a successive molto più modeste ma distribuite nel tempo azioni di erosione dei materiali precedentemente depositi in modo caotico e conseguenti trasporto e deposito in modo selettivo.

### *3.2.2. MOVIMENTO FRANOSO PROFONDO IN SPONDA DESTRA*

L'area, estesa per circa 0.24 km<sup>2</sup> appartenente al versante in destra del T. Selvaspessa compreso fra le due cascate localizzabili rispettivamente a quota 360 m s.l.m. e 550 m s.l.m., presenta indizi morfologici e strutturali caratteristici di una zona interessata da un

vasto movimento gravitativo di versante con superficie profonda e meccanismo complesso.

In particolare sono stati riconosciuti:

- trincee estese alcune decine di metri, considerabili come evidenze superficiali di fratture beanti profonde;
- fessure di trazione aventi profondità e larghezza metriche, di recente formazione o riattivazione;
- scarpate in roccia di altezza anche di oltre 10 m;
- contropendenze;
- terrazzi di limitata estensione a quote differenti;
- profilo del versante caratterizzato da scarpate, con secche rotture di pendenza.

Altri sintomi indicativi di un movimento gravitativo che coinvolge il versante in esame sono la presenza lungo gli affioramenti di numerose fratture con apertura centimetrica, di blocchi rocciosi di dimensioni di pochi metri leggermente ruotati e dislocati e più in generale, lo stato dell'ammasso roccioso caratterizzato da caratteristiche geomeccaniche scadenti o molto scadenti, con presenza di numerose famiglie di discontinuità e formazione di superfici di debolezza lungo le quali si sviluppano dissesti superficiali (scivolamenti o crolli), date dall'intersezione tra i vari set di giunti (in particolare a valle delle Miniere). Si osserva inoltre una spiccata asimmetria tra le due sponde del T. Selvaspessa, evidente soprattutto nel tratto tra la cascata di quota 360 m s.l.m. e le Miniere; la sponda destra è costituita in netta prevalenza da roccia affiorante ed è caratterizzata da acclività subverticale e dalla presenza all'altezza dell'orlo di scarpata da gradini che sviluppano limitati terrazzi; inoltre in destra sono particolarmente evidenti cigli e nicchie di distacco di frane in roccia e in terreno attivati durante l'evento del 1996, nonché cigli, nicchie e alvei di frana di dissesti più antichi localizzati a quote superiori. La sponda sinistra mostra invece acclività elevata ma non subverticale, si presenta costituita in parte da substrato affiorante e in parte da depositi glaciali e di versante e non presenta nè un profilo a gradini nè marcate rotture di pendenza. Si può inoltre osservare come la rete idrografica minore che costituisce il bacino del T. Selvaspessa, si sviluppi essenzialmente lungo la sponda sinistra, mentre la ramificazione in destra si origina solo al termine dell'area di frana; tale situazione risulta evidente anche osservando i valori di densità di drenaggio che per la sponda sinistra è di circa  $5.3 \text{ km/km}^2$  mentre per la destra di  $2.9 \text{ km/km}^2$ . Per quanto riguarda in particolare la porzione di versante in frana, non si osservano corsi d'acqua affluenti o marcate linee di drenaggio; ciò potrebbe essere spiegato dall'elevata permeabilità del substrato roccioso particolarmente fratturato a causa del movimento dovuto alla frana oltre che dalla scarsa estensione del bacino in questo tratto.

Circa le forme riconosciute legate al movimento profondo, risulta poco agevole determinare, in mancanza di misure e di rilievi topografici recenti sufficientemente dettagliati, se vi siano state modifiche nella loro geometria causate dall'evento alluvionale dell'8 luglio 1996; tuttavia è stato possibile osservare lungo l'ammasso roccioso affiorante nei pressi della località "le Miniere", la presenza di fratture beanti ad apertura centimetrica di genesi molto recente.

La sponda destra del T. Selvaspessa nel tratto esaminato presenta un gran numero di dissesti gravitativi di varia tipologia (scivolamenti superficiali, frane di crollo o di ribaltamento, crolli in massa) sia attivati durante l'evento del '96 sia precedenti, che

dimostrano una particolare vulnerabilità di questo versante a fenomeni di dissesto gravitativo rapido, manifestazioni superficiali che nel caso in esame possono considerarsi direttamente legate al processo di deformazione gravitativa profonda.

Sulla base delle osservazioni fatte, è ragionevole ipotizzare quindi che il movimento gravitativo profondo sia da considerarsi attivo e che i dissesti gravitativi superficiali osservati siano connessi all'attività del movimento gravitativo che sarebbe pertanto, in ultima analisi, la causa principale dell'attività dissestiva del T. Selvaspessa e della pericolosità della sua conoide. Va inoltre segnalato come morfostrutture quali quelle osservate in destra del T. Selvaspessa, sono estremamente diffuse lungo il versante orientale e in parte occidentale del M. te Croce della Tola (Alpe Canà), ed interessano quindi il bacino del corso d'acqua in esame; si sottolinea però come vi sia una diversità nell'orientazione di tali morfostrutture che appaiono ruotate in direzione sud rispetto a quelle presenti lungo la fascia spondale destra, nonché l'assenza di indizi che testimonino attivazioni recenti.

In generale comunque, appare possibile che il movimento franoso in destra del T. Selvaspessa possa essere connesso alle più estese deformazioni gravitative profonde di versante che hanno interessato il M.te Croce della Tola e il M.te Scincina.

### **3.3. EFFETTI DELL'EVENTO ALLUVIONALE DELL'8 LUGLIO 1996**

I numerosi effetti dell'evento alluvionale dell'8 luglio sono riassumibili nel modo seguente secondo i vari tratti:

#### *Dalla foce al ponte ferroviario*

Si sono verificati sovralluvionamenti ed erosioni spondali con parziale abbattimento di un argine in pietrame in sponda sinistra; è stata demolita una passerella pedonale.

#### *Ponte ferroviario linea Arona-Domodossola*

Si sono verificati scalzamenti delle fondazioni delle due pile centrali con lievi cedimenti di una di esse.

#### *Dal ponte ferroviario alla briglia in corrispondenza del ponte comunale.*

Si sono verificati sovralluvionamenti ed erosioni di argini in terra.

#### *Dal ponte comunale all'apice*

Si è avuto un grave sovralluvionamento con riattivazione di antichi percorsi di deflusso in sponda sinistra, distruzione di un campeggio e alluvionamento delle aree urbanizzate di Oltrefiume sino alla s.s. n.33 e, lungo questa, sino al lago. In sponda destra sono avvenute erosioni spondali e tracimazioni locali, in corrispondenza dell'apice distruzione di una passerella pedonale (quota 278 m s.l.m.).

#### *Viadotto autostradale*

Si sono avute erosioni spondali con distruzioni di arginatura e briglie a difesa delle spalle del viadotto.

#### *A monte del viadotto*

Per l'intera lunghezza dell'alveo principale e lungo i principali affluenti si è osservata una grande quantità di depositi alluvionali torrentizi con diffusa presenza di massi a volumetria plurimetrica. Tale aspetto chiaramente sovralluvionato dell'alveo e la sostanziale assenza di evidenze di processi erosivi al fondo o di aratura del fondo alveo, è indicativo di come la relativamente bassa acclività longitudinale del corso del T.

Selvaspessa tenda a favorire processi di deposizione in alveo piuttosto che di erosione anche durante il passaggio di colate detritiche. La formazione di colate detritiche pertanto avviene per meccanismo di dam break degli ostacoli in alveo dovuti agli accumuli delle numerose frane lungo le fasce spondali o dei depositi di colata detritica provenienti dai tributari.

### **3.4. INTERVENTI REALIZZATI**

A seguito dell'evento dell'8 luglio 1996 sono stati eseguiti per il T. Selvaspessa, i seguenti interventi:

#### *Intervento 1 - Comune di Baveno (1996)*

Formazione di 2 tratti di difesa spondale del tratto terminale del torrente e nel rifacimento di una passerella pedonale.

#### *Intervento 2 – ANAS (1996)*

Consolidamento delle fondazioni del ponte sulla S.S. n. 33, con formazione di nuova soglia di fondo.

#### *Intervento 3 - F.F.S.S. (1996)*

Consolidamento delle fondazioni del ponte con formazione di nuova soglia di fondo.

#### *Intervento 4 – Magistrato del Po (1996)*

Disalveo generalizzato, con particolare riguardo al tratto mediano, sino alla messa a giorno di due soglie di fondo e di argini sepolti e formazione di nuove difese spondali e consolidamento delle esistenti.

#### *Intervento 5 – Comune di Baveno (1996)*

Rifacimento di passerella pedonale distrutta.

#### *Intervento 6 – Società Autostrade (1997)*

I lavori hanno riguardato un tratto di torrente in corrispondenza del viadotto autostradale e comprendono:

- in sponda destra, un muro in c.a. fondato su micropali e tirantato, con ricostituzione del pendio a monte del muro, mediante una struttura in terra rinforzata;
- in sponda sinistra, un placcaggio in c.a. della sponda rocciosa, previa regolarizzazione e consolidamento del ciglio, mediante paratia in micropali;
- in alveo esecuzione di una soglia di fondo, a monte del ponte, e di una briglia e controbriglia, a valle del medesimo, con fondazioni su micropali e rivestimento del fondo alveo con massi di cava.

#### *Intervento 7 – Comune di Baveno (1997)*

Nel tratto compreso tra il metanodotto e la località Miniere sono state realizzate:

- n.4 briglie-soglie di fondo in c.a. con rivestimento in pietrame sia del coronamento che del paramento, con pavimentazione a valle in massi intasati;
- n.1 scogliera alla rinfusa in sponda destra atta sia ad evitare approfondimenti dell'erosione al piede di pareti rocciose in faglia, sia ad indirizzare il flusso della corrente al centro alveo;
- n.4 arginature in pietrame intasato con c.l.s., 2 in sponda destra e 2 in sponda sinistra, atte ad evitare ulteriori erosioni al piede di frane in atto e a convogliare il flusso della corrente al centro alveo;
- rifacimento della presa acquedottistica mediante tubazione filtrante posta a monte di una briglia e passante attraverso la stessa;

- asportazione dei volumi di deposito necessari per la formazione delle opere e per regolarizzazione del torrente in zona centrale di alveo corrispondente alle gavete delle soglie
- demolizione di un masso ciclopico a valle dell'ultima briglia.

#### *Intervento 8 – Comune di Stresa (1997)*

L'intervento è consistito innanzitutto, nel ripristino di una pista di accesso per attività estrattive, che ha consentito di eseguire i seguenti lavori in alveo:

- disalveo generalizzato nel tratto in oggetto
- formazione di n.4 soglie di fondo in massi intasati
- formazione di arginature in massi da disalveo e da cava, in sinistra e destra, al piede dei versanti in frana.

#### *Intervento 9 – Autorità di Bacino - Magistrato del Po (2000-2001)*

Sono state realizzate nel corso del periodo 2000-2001 le seguenti opere:

- n. 1 briglia selettiva (avente ubicazione, dimensioni e tipologia differenti rispetto a quanto previsto nel progetto novembre 1999) con formazione di relativa vasca di accumulo a monte;
- tratto di arginatura in sponda destra realizzato in c.a. con rivestimento in pietrame.

#### *Intervento 10 – Comune di Baveno (2004)*

Tali interventi sono stati finanziati mediante un contributo pari a € 846.000,00, rientranti nei programmi di interventi e studi finalizzati alla messa in sicurezza delle aree RME. Essi sono localizzati nella porzione apicale e medio-apicale della conoide.

Per il tratto a monte della passerella sono state realizzate le seguenti opere:

- realizzazione di nuova briglia-soglia in corrispondenza del termine della pavimentazione realizzata dalla Società Autostrade;
- formazione di nuova arginatura in sponda destra a monte della briglia selettiva, costituita da fondazione in massi da disalveo in sagoma intasati in calcestruzzo;
- svuotamento della vasca di accumulo a monte della briglia selettiva;
- prolungamento dell'argine in sponda destra, a valle della briglia selettiva;
- innalzamento della soglia di fondo esistente;
- pavimentazione dell'alveo a monte della passerella;
- formazione di nuova arginatura in sponda sinistra a monte della passerella, costituita da fondazione in massi da disalveo in sagoma intasati in calcestruzzo;
- disalveo generalizzato con riprofilatura alveo.

A valle della passerella:

- pavimentazione dell'alveo, o comunque messa a nudo del substrato ove raggiungibile;
- formazione di nuova arginatura in sponda sinistra costituita da fondazione in massi da disalveo in sagoma intasati in calcestruzzo;
- realizzazione di nuova soglia di fondo;
- formazione di nuova arginatura in sponda destra;
- formazione di n.5 pennelli in sponda destra, a sezione trapezoidale, disposti a baionetta secondo la direzione di propagazione della corrente;
- consolidamento di briglia esistente con formazione di fondazione in cemento armato ancorata alla roccia;
- disalveo generalizzato con riprofilatura alveo per totali 20.000 m<sup>3</sup> circa, con formazione di gaveta centrale di scavo per mantenersi le portate liquide di magra.

### *Intervento 11 – Comune di Baveno (2006)*

I seguenti interventi sono stati finanziati dalla Regione Piemonte mediante un contributo pari a € 1.500.000,00, rientranti nei programmi di interventi e studi finalizzati alla messa in sicurezza delle aree RME.

#### 1. Completamento intervento Soc. Autostrade

Gli interventi in alveo realizzati su progetto Soc. Autostrade (soglia di fondo a monte del ponte, briglia e controbriglia a valle del ponte, rivestimento del fondo alveo con massi da cava) hanno mostrato condizioni di notevole deterioramento (in particolare la pavimentazione del fondo alveo). Si sono realizzate:

- modifica del profilo esistente con innalzamento di soglia, briglia e controbriglia esistenti;
- formazione di nuova canalizzazione costituita da numerose soglie di salto per la realizzazione di un profilo di maggior equilibrio compatibilmente con l'elevata acclività;
- ripristino di pavimentazione deteriorata.

#### 2. A monte intervento Soc. Autostrade

La realizzazione di una briglia selettiva in grado di trattenere almeno una parte del materiale in carico al corso d'acqua durante eventi di piena e di limitare la presa in carico dei detriti provenienti dal versante destro, interessato da frane di crollo in roccia.

#### 3. Completamento opere eseguite a valle Miniere

A completamento degli interventi già eseguiti sono state realizzate le seguenti opere:

- formazione pista di accesso in alveo;
- n.1 soglia intermedia;
- completamento pavimentazione a valle della soglia ubicata più a monte (presa Acquedotto).

#### 4. Interventi a monte opere eseguite post alluvione 1996

Gli interventi previsti lungo l'alveo del T. Selvaspessa nel tratto compreso tra l'ultima soglia eseguita dopo l'alluvione del 1996 e i primi edifici delle Miniere, hanno avuto come finalità principale la regolarizzazione del fondo alveo; sono state realizzate:

- n. 2 soglie;
- regolarizzazione dell'alveo con demolizione di ammassi rocciosi.

Per quanto riguarda il Rio Fioretti, affluente di sinistra del T. Selvaspessa, sono state realizzate:

- vasca di accumulo in corrispondenza dell'immissione nel T. Selvaspessa tramite scogliera in destra;
- disalveo nel tratto terminale dell'alveo naturale.

Sono state inoltre realizzate opere per il monitoraggio della frana in destra del T. Selvaspessa, in particolare sono stati posati 3 inclinometri, 2 piezometri a corda vibrante, 3 punti stazionabili e 18 pilastri per monitoraggio topografico.

### 3.5. DETERMINAZIONE DELLO SCENARIO DI MASSIMA PERICOLOSITÀ

#### 3.5.1. MORFOMETRIE, TEMPO DI CORRIVAZIONE E PRECIPITAZIONI CRITICHE

È stato preso in considerazione il bacino imbrifero sotteso a una sezione di chiusura del bacino in corrispondenza della passerella pedonale in area apicale, dove il T. Selvaspessa presenta le seguenti caratteristiche morfometriche:

	S	L	$H_{max}$	$H_{sez}$	$H_{med}$	$P_a$
T. Selvaspessa (passerella)	6.1	5.88	1491	280	965	20.4

S: area bacino sotteso (km<sup>2</sup>)

L: lunghezza tratto incanalato (km)

$H_{max}$ : quota massima bacino (m s.l.m.)

$H_{sez}$ : quota sezione di misura (m s.l.m.)

$H_{med}$ : quota media (m s.l.m.)

$P_a$ : pendenza media asta torrentizia (%)

Poiché il tempo di corrivazione risulta di poco inferiore a 1 h, per il calcolo delle portate di piena al colmo sono utilizzabili i parametri ricavabili con il metodo della regionalizzazione proposto dall'Autorità di Bacino del Po nel PAI per l'areale in questione. Nella tabella successiva sono riportate le celle (aree omogenee con un determinato valore di  $a$  ed  $n$ ) identificate dal PAI, nelle quali è compresa la superficie del bacino del T. Selvaspessa ed i relativi parametri così come ricavati dalle elaborazioni effettuate sempre dal PAI; tali parametri sono stati poi moltiplicati per un peso proporzionale alla percentuale dell'area della cella occupata dal bacino del T. Selvaspessa; successivamente sono stati sommati e divisi per la somma dei pesi: i valori ricavati di " $a$ " ed " $n$ " per ogni tempo di ritorno risultano derivare quindi da una media pesata dei valori del PAI presenti nell'areale occupato dal bacino e sono anch'essi riportati nella tabella seguente.

	Coord. Est	Coord. Nord	20		100		200		500		Sup. parziale
	UTM	UTM	$a$	$n$	$a$	$n$	$a$	$n$	$a$	$n$	
CA59	457000	5083000	65,81	0,458	84,06	0,458	91,86	0,458	102,15	0,459	307682
CA60	457000	5081000	65,00	0,449	83,05	0,448	90,76	0,447	100,94	0,447	649374
CB58	459000	5085000	66,69	0,452	85,17	0,453	93,07	0,454	103,49	0,454	48935
CB59	459000	5083000	65,96	0,443	84,28	0,443	92,10	0,443	102,43	0,443	3249589
CB60	459000	5081000	65,15	0,430	83,28	0,431	91,02	0,431	101,24	0,430	1490440
CC58	461000	5085000	66,45	0,438	84,87	0,438	92,73	0,438	103,12	0,439	109819
CC59	461000	5083000	65,80	0,428	84,09	0,427	91,89	0,427	102,21	0,426	107850
CC60	461000	5081000	65,04	0,418	83,18	0,415	90,91	0,414	101,14	0,414	121892
Superficie tot. bacino											6085581
Valori medi di "a" e "n"			<b>65,64</b>	<b>0,441</b>	<b>83,88</b>	<b>0,440</b>	<b>91,67</b>	<b>0,440</b>	<b>101,95</b>	<b>0,440</b>	

Tab. 1 – Parametri " $a$ " ed " $n$ " per il bacino del T. Selvaspessa, ricavati attraverso il metodo di regionalizzazione proposto dal PAI

Nell'evento dell'8 luglio 1996 le precipitazioni della durata di 1 ora nelle stazioni del Motarone e di Someraro sono state rispettivamente di 87.2 mm e di 82.2 mm e

pertanto da stimarsi corrispondenti ad un tempo di ritorno di 100 anni (per ARPA superiori a 50 anni, ma superiori a 100 anni per quelli di durata 3 ore)

Nel recentissimo evento temporalesco del 17 luglio 2009, le stesse stazioni hanno registrato rispettivamente precipitazioni di durata oraria di 65.2 mm e 96.2 mm.

Su durate di 3 ore i due eventi sono simili con 171.0 mm e 139.6 mm per la stazione Mottarone e 119.0 mm e 162 mm per la stazione Someraro.

I due eventi sono quindi simili ma il primo ha registrato il picco di precipitazioni al termine dell'evento di circa 3 ore, mentre nel secondo il picco di precipitazione si è verificato all'inizio dell'evento di durata simile.

### 3.5.2. CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE DI MASSIMA PIENA AL COLMO

Il tempo di corrivazione è stato calcolato in 0.9 h.

Di seguito vengono illustrati i criteri di definizione e i valori dei parametri necessari al calcolo della portata al colmo di piena secondo il metodo razionale.

Il coefficiente di deflusso si definisce come il rapporto fra il volume dell'acqua che defluisce attraverso una data sezione e il corrispondente afflusso in un certo arco di tempo; può essere considerato come il prodotto di numerosi coefficienti, tra cui i principali sono i seguenti:

$$\Phi = \varphi_c \varphi_p \varphi_i$$

dove :

$\varphi_c$ : coefficiente dipendente dalla copertura vegetale

$\varphi_p$ : coefficiente dipendente dalla permeabilità dei terreni

$\varphi_i$ : coefficiente dipendente dalla pendenza del terreno

Nel caso del T.Selvaspessa il calcolo analitico dei vari coefficienti pesati sulla superficie di aree omogenee porta a valori di circa 0.73.

Il coefficiente di ragguaglio invece può essere stimato in circa 0.8 in funzione della superficie del bacino e delle modalità di passaggio delle perturbazioni che avviene abitualmente in senso trasversale dell'asta.

I valori di tempo di corrivazione (in h), pioggia critica (in mm) e portata di massima piena al colmo (in m<sup>3</sup>/s), calcolati per la sezione alla passerella, utilizzando i parametri ricavati attraverso il metodo di regionalizzazione proposto dal PAI, sono riportati nella tabella seguente:

		<b>20</b>		<b>100</b>		<b>200</b>		<b>500</b>	
	$T_c$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$
T. Selvaspessa (passerella)	0.9	62.5	69.5	79.9	88.8	87.3	97.0	97.1	107.9



### 3.5.3. TRASPORTO SOLIDO

#### 3.5.3.1. GENERALITA'

Nello studio finalizzato alla definizione della pericolosità dei torrenti montani, uno dei problemi fondamentali è quello della determinazione dei diversi parametri che caratterizzano i fenomeni di debris flow, in special modo i volumi massimi mobilizzabili, le portate di picco, la velocità e la profondità del flusso in relazione a ipotizzate situazioni di afflussi-deflussi (valutabili con metodi statistico-probabilistici e con idonei modelli idrologici) e alle situazioni geomorfologiche del bacino.

Sulla base di quanto già ricavato dalle analisi geologico-geomorfologiche svolte in ambito di P.R.G.C. e a supporto dei vari progetti di sistemazione, è possibile ritenere che il T. Selvaspessa possa dare luogo, in occasione di eventi piovosi a carattere alluvionale, a fenomeni di debris flow (colata detritica o flusso di detriti a comportamento non-newtoniano, noto in letteratura anche come "mature debris flow") il più delle volte preceduti, come consuetudine per corsi d'acqua di queste caratteristiche, da formazione di debris flood (letteralmente "inondazione di detriti", cioè flusso di un fluido ipercritico con ancora comportamento reologico di tipo newtoniano, conosciuto in letteratura anche come "immature debris flow").

La differenza del tipo di miscuglio solido-liquido prodotto da queste due tipologie di processi è essenzialmente determinata dalla differenza nella concentrazione relativa dell'acqua rispetto alla frazione solida. Infatti l'incremento nella proporzione relativa della parte detritica induce un progressivo incremento nella viscosità e nella resistenza agli sforzi di taglio della mistura, che conseguentemente assume comportamenti dinamici molto differenti; è possibile ritenere infatti che il debris flow sia un fenomeno regolato essenzialmente dalla accelerazione di gravità, al contrario del debris flood dove il moto è governato dalle leggi dell'idraulica.

#### 3.5.3.2. VALUTAZIONE DELLE MAGNITUDO

In riferimento a quanto già espresso negli studi geologici a supporto del PRGC e dei progetti di sistemazione ai quali si rimanda, per il calcolo delle magnitudo (cioè dei volumi mobilizzati dall'evento) si sono considerati i risultati derivanti dall'applicazione delle espressioni maggiormente significative ed affidabili presenti in letteratura, cioè quelle di Kronfellner-Kraus (1985), D'Agostino et al. (1996), Bianco e Franzi (2000) e Crosta et al. (2000), tutte ricavate con studi su un elevato numero di conoidi in ambiente alpino per bacini di medie e piccole dimensioni interessate da eventi di debris flow o di debris flood.

I risultati ottenuti sono esplicitati nella seguente tabella:

<b>Metodologia</b>	<b>Magnitudo T. Selvaspessa (m<sup>3</sup>)</b>
Kronfellner-Kraus (1985)	max= 247.000
	min= 120.000
D'Agostino et al. (1996)	M2 (presenza di opere)= 120.000
Bianco e Franzi (2000)	max= 257.000
	min= 179.000
Crosta et al. (2000)	M= 148.000

Sulla base dei risultati ottenuti, è possibile riproporre le seguenti considerazioni:

- le metodologie che prevedono valori massimi e minimi derivano da studi fatti per bacini con superfici inferiori e conoidi con pendenza maggiore rispetto al T. Selvaspessa: pertanto nel caso del T. Selvaspessa si considerano significativi soprattutto i valori minimi di magnitudo;
- la media dei valori della magnitudo massima attesa per il T. Selvaspessa risulta quindi di circa 140.000 m<sup>3</sup>, dato verosimile nel caso di evento catastrofico di debris flow in condizioni naturali ma molto superiore a quanto stimabile attraverso un approccio geologico-geomorfologico e soprattutto a seguito delle opere già eseguite.

La stima dei sedimenti depositati in conoide durante l'evento del luglio 1996 è pari a non meno di 60-80.000 m<sup>3</sup> oltre a quella presente nell'alveo montano e a quella fluitata nel lago Maggiore di difficile valutazione ma comunque corrispondente alla frazione sabbioso fine e limosa che deve essere stata alquanto rilevante se si considera l'origine glaciale di parte del materiale mobilizzato.

### 3.5.2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI PICCO DELLA COLATA DETRITICA

Vengono utilizzati i metodi illustrati al capitolo 2 per la determinazione della concentrazione del miscuglio e della portata di debris flow. Considerando per il T. Selvaspessa un'acclività media dell'alveo montano di circa 26% e un angolo di attrito del materiale presente di 38°, si ricavano valori di concentrazione prossimi a 0.33.

Per valori di portata liquida al colmo con tempo di ritorno di 500 anni (97 m<sup>3</sup>/s) e considerando la porosità dei sedimenti in alveo pari al 35%, si ottengono portate di picco di debris flow di circa 200 m<sup>3</sup>/s pari a circa 2 volte la portata di massima piena idrica. Tale valore sottostima quanto ricavato attraverso l'analisi delle marche di piena a seguito dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996 e riportato più avanti nel capitolo, a causa della pendenza longitudinale relativamente bassa dell'alveo del T. Selvaspessa. Il significato fisico di un valore così basso della concentrazione risiede nel fatto che la relazione di Takahashi considera come meccanismo d'innescò della colata detritica la trazione esercitata dalla lama d'acqua su sedimenti saturi presenti in alveo e posti su un fondo impermeabile. Ne consegue che il meccanismo di innescò del debris flow più probabile lungo il corso del T. Selvaspessa, sia dovuto all'abbattimento di uno o più ostacoli in alveo determinati dagli accumuli di frana piuttosto che da fenomeni di erosione al fondo, ipotesi confermata anche dall'osservazione successiva all'evento alluvionale che non rilevava evidenze di erosione lungo l'alveo, ma piuttosto una forte tendenza alla deposizione e all'accumulo di sedimenti.

Il metodo del dam-break, prende in esame uno scenario che consiste nella formazione di uno ostacolo temporaneo in alveo con accumulo progressivo alle spalle dello sbarramento di un miscuglio di acqua e detriti fino al crollo e alla formazione della colata detritica.

La portata di picco può essere ricavata dalla seguente formula (Hungry et al. 1984) che non considera la viscosità del miscuglio:

$$Q_c = (8/27) B g^{1/2} h^{3/2}$$

dove:

*B*: larghezza dell'alveo (m)

*h*: altezza dello sbarramento (m)

*g*: accelerazione di gravità (m/s)

Purtroppo mancano i dati geometrici richiesti in quanto non è stato possibile valutare con sufficiente precisione l'altezza dello sbarramento in alveo.

Dall'analisi dell'evento, è stato possibile ricavare una stima dei valori del volume del solido trasportato in conoide durante la piena del luglio 1996 e utilizzando il diagramma in figura 1, ricavato su base statistica (Rickenmann, 1997), è possibile proporre una correlazione fra portata massima della colata detritica all'altezza dell'apice di conoide e magnitudo *M*.

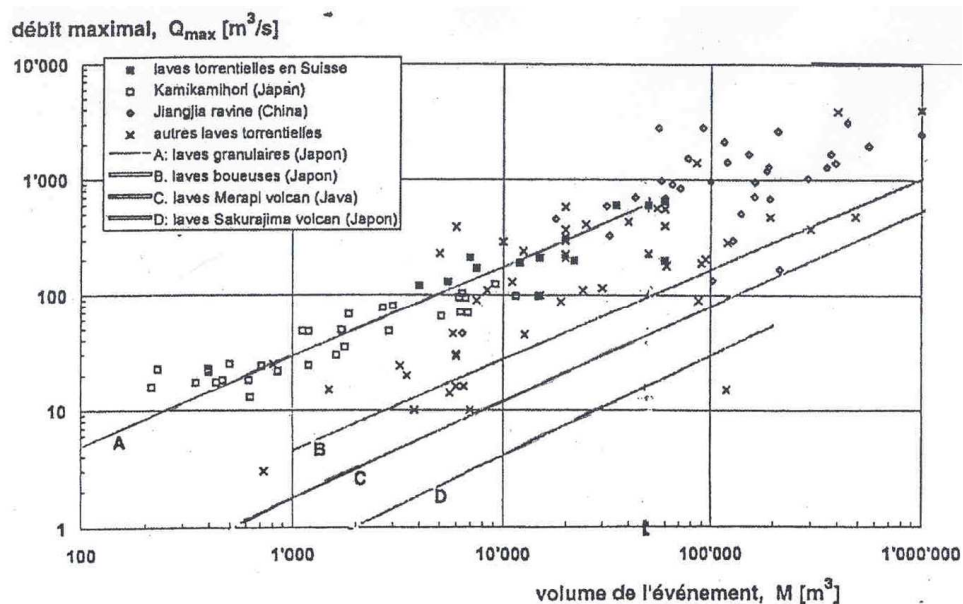


Figura 1 – Portata massima di un flusso detritico  $Q_{max}$  in funzione della magnitudo  $M$ ; la retta A si riferisce a colate in materiale grossolano (Rickenmann, 1997).

A seguito dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996, si è potuto ricavare infatti una stima di quanto l'episodio di debris flow sia stato in grado di moltiplicare la portata liquida al colmo calcolata col metodo della corrivazione, eseguendo un'osservazione abbastanza chiara delle marche di piena in un tratto a pendenza uniforme, cioè in apice di conoide, all'altezza della passerella pedonale demolita. La sezione di piena è risultata di poco inferiore a  $50 \text{ m}^2$ .

Stimando la velocità di scorrimento del miscuglio in circa 6-8 m/s, valori del tutto attendibili per colate detritiche su pendenze dell'ordine dei 15%, si è potuto dedurre una portata complessiva compresa fra 350 e 400  $\text{m}^3/\text{s}$ , confrontabile con la magnitudo di 60-80.000  $\text{m}^3$ , in coerenza con quanto ricavabile attraverso il diagramma di Rickenmann e decisamente maggiore rispetto al dato ricavato con l'equazione di Armanini.

Una verifica di controllo al ponte ferroviario ha mostrato invece marche di piena corrispondenti a circa  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , calcolate con le equazioni nell'ipotesi di moto uniforme.

Si deve pertanto ritenere che l'8 luglio 1996, uno o più eventi consecutivi di trasporto in massa causati da demolizione di sbarramenti in alveo, siano stati in grado di triplicare o quadruplicare la portata idrica, mentre il deposito successivo in conoide e la laminazione sulle vaste aree disponibili ha determinato una riduzione significativa del colmo di piena a livelli compatibili con quelli ipotizzabili con l'analisi idrologica.

Considerando quindi una portata solida di  $250\text{-}300 \text{ m}^3$  e un deposito in conoide di  $60\text{-}80.000 \text{ m}^3$ , da aumentare a  $100.000 \text{ m}^3$  considerando anche il materiale fluitato nel lago si avrebbe una durata media dell'evento massimo non superiore a una decina di minuti.

Sulla base di quanto specificato nel presente capitolo, lo scenario di massima pericolosità determinabile per il T. Selvaspessa, vede l'innescò di una colata detritica con portata al colmo pari a circa  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  (superiore del 25% rispetto all'evento dell'8 luglio 1996) che possa raggiungere l'apice di conoide, nell'ipotesi, estremamente cautelativa, che le briglie selettive presenti siano state precedentemente colmate (ad esempio a causa della formazione di un fluido iperconcentrato nelle fasi precedenti all'innescò del debris flow, situazione peraltro abbastanza frequente durante episodi di debris flow) e che non abbiano svolto funzione di rallentamento e deposizione almeno parziale della colata stessa. Le successive verifiche idrauliche delle sezioni maggiormente critiche sono state pertanto svolte considerando le condizioni appena descritte.

#### *3.5.4. CONSIDERAZIONI SULL'EVOLUZIONE DEL MOVIMENTO FRANOSO IN DESTRA*

È noto da tempo, come il versante in destra del T. Selvaspessa sia interessato da chiare evidenze di instabilità gravitativa; è stato possibile osservare nell'areale in frana, la presenza di un elevato numero di dissesti gravitativi di varia natura originatisi durante l'evento alluvionale del luglio 1996, indicativa della stretta connessione tra l'innescò di fenomeni di colata detritica nel T. Selvaspessa e contemporanei movimenti del versante. In particolare tali dissesti caratterizzati da evoluzione rapida (scivolamenti superficiali delle coperture e crolli in roccia), interessano soprattutto la parte frontale del versante in frana, coincidente con la sponda destra del T. Selvaspessa; essi appaiono connessi a movimenti complessivi del versante o di vaste porzioni dello stesso, di entità al momento non conosciuta; tali dissesti sono in grado di fornire materiale detritico nell'alveo montano che una volta presi in carico determinano l'innescarsi delle colate detritiche.

Dai rilievi svolti, appare comunque ragionevole ipotizzare anche la possibilità di un'attivazione di consistenti volumi rocciosi compresi nell'areale in frana, quali per esempio quelli appartenenti al settore di versante caratterizzato da vistose trincee e fessure trattive metriche di recente formazione o riattivazione.

Poiché un movimento in massa del versante di tale portata, causerebbe un aumento della pericolosità del T. Selvaspessa e conseguentemente del rischio sulle aree urbanizzate, e poiché le opere realizzate e in progetto lungo l'alveo torrentizio, non sarebbero in grado di controllare fenomeni derivanti dall'abbattimento anche parziale di un eventuale sbarramento idraulico di dimensioni così consistenti, sempre che ciò

possa avvenire, si è ritenuto assolutamente necessario predisporre un sistema di monitoraggio sul versante franoso in destra del T. Selvaspessa, che avrà come scopo finale l'attivazione di misure cautelative coordinate dal Piano di Protezione Civile, riguardanti le aree a maggior rischio individuate nell'abitato di Baveno, sulla base dei dati indicati dal sistema di monitoraggio.

Il sistema di monitoraggio dovrà consentire, progressivamente nel tempo, di definire:

1. l'esatta delimitazione del fenomeno franoso sia in termini di estensione areale sia di profondità interessate e quindi di volumetrie;
2. la determinazione del meccanismo di movimento e la quantificazione dei movimenti in atto all'interno della massa instabile, oltre che la loro variazione spazio-temporale;
3. l'influenza di fattori esterni non direttamente riconducibili al fenomeno, ma che possono avere importanza notevole nell'innesco dello stesso (per esempio intensità e durata delle precipitazioni piovose, microsismicità, ecc.);
4. la valutazione dello stato tensionale dell'ammasso roccioso.

Si sottolinea che senza una serie sufficiente di dati di monitoraggio su un fenomeno in evoluzione attiva quale quello presente in destra del T. Selvaspessa, è impensabile elaborare affidabili modelli geomeccanici di deformazione e/o rottura basati su soglie di innesco pluviometriche e conseguentemente definire soglie di allertamento credibili.

Nel complesso, lo scenario di ostruzione parziale o totale dell'alveo del corso d'acqua a causa della movimentazione in massa della frana profonda in destra, appare, da una prima analisi, un evento a tempo di ritorno non valutabile con metodi probabilistici come nel caso di una colata detritica attivata da eventi pluviometrici e soprattutto risulta di dimensioni tali da essere affrontato solo attraverso Piani di Emergenza o di Protezione Civile.

Gli effetti possibili di un evento di frana come quello ipotizzato, sulla dinamica idraulica del torrente vengono sviluppati al successivo capitolo 3.8.

### **3.6. VERIFICHE IDRAULICHE**

Definito lo scenario maggiormente critico, nota la portata del flusso detritico e la geometria delle sezioni (tratte dalle sezioni di progetto allegate al progetto esecutivo dei "Lavori di sistemazione idraulica Torrente Selvaspessa" a firma Ing. Pagani e Ing. Priotto), è possibile ricavare la profondità di flusso  $h$ , e conseguentemente la velocità di deflusso  $v$ . Le sezioni prese in considerazione e oggetto di verifica sono localizzate nell'allegato *Ubicazione sezioni idrauliche* e di seguito elencate mantenendo la numerazione presente nel citato progetto:

Sezioni	Note	L	H	p
5	A valle briglia selettiva	21	5.4	12
7	A valle soglia	13	5.2	11
8	Passerella	21	4.4	9
9	A valle passerella	18	6	9
12	A valle soglia	18	4.6	7
13	-----	20	3.2	6
14	-----	22	5.2	6.5
15	-----	28	7	6
16	-----	30	5	6.5
18	-----	29	5	6.5

Tab. 2 – Dimensioni delle sezioni lungo il canale in conoide del T. Selvaspessa

dove:

L: larghezza della sezione (m)

H: altezza minima della sezione (m)

p: pendenza dell'alveo a monte della sezione (°)

Per la valutazione di  $a$ , secondo quanto riportato da Bagnold e corretto da Takahashi, si è utilizzato rispettivamente il valore di 0.042 per i tratti a fondo rigido pavimentato e non erodibile, di 0.24 per i tratti a fondo naturale e quindi potenzialmente erodibile e di 0.12 per le porzioni con fondo alveo dato da massi da disalveo intasati in cls.

Le verifiche svolte utilizzando le equazioni illustrate in precedenza considerando una portata di  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  (nell'ipotesi che si conservi per tutto il percorso in conoide esaminato), forniscono i seguenti valori di profondità di flusso ( $h$  espressa in m) e di velocità ( $v$  espressa in m/s).

Sezioni	Note	h	v	a	q
5	A valle briglia selettiva	3.4	7.0	0.24	500
7	A valle soglia	3.0	13.0	0.042	500
8	Passerella	2.5	9.4	0.042	500
9	A valle passerella	2.7	10.3	0.042	500
12	A valle soglia	3.5	7.9	0.12	500
13	-----	3.4	7.2	0.12	500
14	-----	3.3	6.9	0.12	500
15	-----	3.5	5.1	0.24	500
16	-----	3.3	5.0	0.24	500
18	-----	3.4	5.1	0.24	500

Tab. 3 – Battenti e velocità di deflusso ipotizzabili in uno scenario critico di debris flow per le sezioni considerate

dove:

h: profondità del flusso detritico (m)

v: velocità della colata detritica (m/s)

a: costante sperimentale

q: portata della colata detritica ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

Nel calcolo delle altezze raggiunte dal flusso di detrito, si deve tener conto anche del fenomeno della “sopraelevazione”, causato dalla presenza di incurvature anche deboli del canale di deflusso. Dal lavoro di Hungr et al. è possibile ricavare la differenza tra l’altezza raggiunta sulle sponde opposte, attraverso la seguente equazione:

$$\Delta h = k (b v^2 / r g)$$

dove:

*k*: coefficiente di correzione

*b*: larghezza della colata (m)

*v*: velocità del flusso (m/s)

*g*: accelerazione di gravità (m/s<sup>2</sup>)

*r*: raggio di curvatura (m)

Per il T. Selvaspessa, si è calcolato il valore di  $\Delta h$  all’altezza della zona di fuoriuscita in sinistra corrispondente ad una blanda curvatura verso destra (sezioni 13, 14 e 15), considerando la larghezza della colata pari a quella del canale ed una velocità media del flusso di 6 m/s. Ne è risultato un valore di sopraelevazione di circa 2 m tra le due parti del flusso.

Sommando  $\Delta h$  alla altezza massima del flusso in moto stazionario per ogni sezioni considerata, si ottengono i risultati elencati nella seguente tabella:

Sezioni	<i>H</i>	<i>h</i>	<i>L</i>
13	7	5.4	20
14	5.2	5.3	22
15	7	5.5	28

dove:

*H*: altezza della sponda sinistra della sezione (m)

*h*: profondità del flusso detritico (m)

*L*: larghezza della sezione (m)

### 3.7. VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA’ DEL MOVIMENTO FRANOSO IN DESTRA DEL T.SELVASPESSA

La pericolosità connessa con una possibile evoluzione dell’evento franoso in destra del T.Selvaspessa in grado dei determinare uno sbarramento idraulico è stata valutata nel modo seguente:

L’evoluzione di un movimento gravitativo di tale dimensione può avvenire teoricamente in vari modi:

- per frane successive corticali come quelle già avvenute e di cui si osservano numerose tracce sulla fascia spondale; tali movimenti rientrano sicuramente in quelli già tenuti in conto nella valutazione dei fattori in grado di attivare fenomeni di debris-flow e calcolabili con il metodo del dam-break;
- per movimento lento di massa dell’intero volume osservato e monitorato; tale evento è possibile, è probabilmente in atto e verrà verificato nei prossimi anni dai dati raccolti; si tratta verosimilmente del movimento che alimenta nel lungo periodo le frane corticali e sulla cui dinamica non è possibile intervenire con azioni attive ma solo con opere di tipo passivo quali quelle realizzate in alveo e in conoide; tale eventualità non

determina di fatto aggravamento della pericolosità a valle superiore a quella già verificata e tenuta in conto;

- per movimento veloce di massa dell'intero volume; tale evento appare estremamente remoto e presumibilmente impossibile date le caratteristiche di pendenza, altezze e litologia (di fatto, nelle stesse condizioni non sono conosciuti movimenti analoghi); appare comunque doveroso ipotizzare gli effetti di un tale evento:
  - innanzitutto la probabilità di una concomitanza fra un evento di frana di massa e una portata di piena eccezionale sicuramente inferiore alle probabilità dei singoli eventi, per alcuni ordini di grandezza;
  - in secondo luogo la possibilità di mobilitazione di uno sbarramento in alveo è inversamente proporzionale alla dimensione dello sbarramento e alla lunghezza dell'alveo interessato, per cui proprio la dimensione del volume ipotizzato determina una sicurezza nei riguardi di una mobilitazione;
  - in terzo luogo le caratteristiche litoidi della frana non possono determinare una sua erodibilità superficiale diversa da quella già in essere nei tratti alluvionati presenti lungo il corso d'acqua;
  - in quarto luogo la permeabilità intrinseca di un accumulo di frana di tale dimensione finirebbe per assorbire per infiltrazione anche portate di piena importanti e, al contempo, la saturazione dell'ammasso, su pendenza quali quelle esistenti non sarebbe in grado di rimobilizzare l'ammasso stesso;
  - da ultimo occorre precisare che anche movimenti veloci di massa vengono preceduti da accelerazioni dei movimenti precursori e che pertanto la presenza di un sistema di monitoraggio quale quello posizionato sarà in grado di avvertire eventuali evoluzioni importanti del fenomeno e quindi di porre in essere allertamenti, verifiche ed eventuali interventi di minimizzazione del rischio.

A conclusione delle valutazioni di cui sopra, non si è ritenuto di considerare il movimento franoso in sponda destra come un fattore significativo sulla valutazione della pericolosità già eseguita.

### **3.8. CONCLUSIONI**

Dalle elaborazioni precedenti si osserva che anche nell'ipotesi molto estrema di una colata detritica con portata di  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  in grado di raggiungere la conoide, le dimensioni dell'alveo e delle sponde, così come modificate a seguito dei lavori di sistemazione, siano tali da riuscire a contenere il passaggio del debris flow; solo in corrispondenza delle sezioni 13 (sponda destra) e 14 (sponda sinistra considerando anche il fenomeno di sopraelevazione) si osserva un poco marcato superamento (0.2 e 0.1 m rispettivamente) della sommità degli argini; tenendo conto dello scenario estremo considerato, della presumibilmente modesta energia del fluido che defluirebbe fuori dall'alveo e del fatto che una tale portata fuoriuscita risulterebbe scarsamente significativa nell'ottica della definizione di rischio per le aree urbanizzate, in quanto andrebbe ad interessare zone classificate 3a e 3c, è possibile ragionevolmente ritenere che le aree localizzate nella porzione attiva della conoide del T. Selvaspessa e classificate 3b presentano al momento valori di rischio notevolmente ridotti rispetto alla situazione in essere all'epoca dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996.

Pertanto è possibile ritenere che il grado di rischio presente sulla conoide del T. Selvaspessa sia per le aree classificate RME sia per le aree, interne ed esterne alla perimetrazione RME, inserite dal PRGC nelle sottoclassi 3b4, 3b3a e 3b2a, sia stato efficacemente ridotto dalla presenza delle opere di difesa e regimazione, e che il grado di



rischio residuo attualmente presente nelle aree classificate RME e 3b sia da considerarsi accettabile e tale da permettere il superamento della perimetrazione e della vincolistica RME e da consentire tutti gli interventi edilizi esplicitati nelle NTA di PRGC per ciascuna delle sottoclassi 3b e previsti a seguito degli interventi di riassetto.

## **4. RIO DELLE PIOVERE**

### **4.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA**

Il Rio delle Piovere è un affluente destro del Torrente Selvaspessa; il suo bacino idrografico si sviluppa sul versante nord est del M. Croce della Tola, in territorio di Baveno.

Il tratto di asta montana, è costituito da una incisione rettilinea avente fasce spondali particolarmente acclivi e riportante tracce di passati dissesti, con depositi torrentizi in alveo in parte rimobilizzati dall'evento del luglio 1996. La porzione urbanizzata del corso d'acqua, a partire dal ponte di via Fraccaroli, è costituita da alveo parzialmente artificiale sino all'inizio del tratto intubato, costituito da un cunicolo scatolare di recente realizzazione; all'altezza di una strada sterrata situata subito a valle dell'incrocio tra via Bertarello e via Don Gnocchi, il corso d'acqua viene seccamente deviato ad angolo retto verso nord e torna a cielo aperto fino a via Partigiani, dove l'alveo torna ad essere nuovamente tombinato sino alla confluenza nel T. Selvaspessa.

È ipotizzabile che l'alveo naturale del Rio Piovere un tempo scendesse in direzione lago probabilmente sulla traccia dell'attuale via Don Gnocchi.

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche del bacino in esame, si può fare riferimento alle descrizioni del substrato roccioso e dei depositi superficiali riportate nel capitolo riguardante il T. Selvaspessa.

### **4.2. EFFETTI DELL'EVENTO ALLUVIONALE DELL'8 LUGLIO 1996**

Durante la piena del luglio 1996, il Rio Piovere è fuoriuscito in corrispondenza dell'attraversamento insufficientemente dimensionato della pista di servizio utilizzata durante i lavori di costruzione dell'autostrada (attuale via Piovere), scavandosi un nuovo percorso subparallelo all'alveo naturale e causando l'abbattimento di un muro di proprietà. Quanto fuoriuscito è poi defluito dapprima lungo il tratto di via Bertarello impostato sull'alveo tombinato, quindi lungo via Don Gnocchi; il deflusso rimasto nell'alveo naturale, è tracimato in corrispondenza dell'imbocco del tratto intubato, proseguendo anch'esso lungo via Don Gnocchi e dando luogo ad allagamenti e a deposizione di materiale detritico ghiaioso sabbioso lungo le strade comunali fino a lago.

### **4.3. INTERVENTI REALIZZATI**

Lungo il Rio Piovere in ambito di pronto intervento sono state realizzate le seguenti opere:

- rifacimento di n. 2 ponticelli carrabili (via Piovere e via Fraccaroli);
- formazione di n. 2 brigliette a monte del sottopasso di via Fraccaroli;

- formazione di arginature in c.a. con salti di fondo di rallentamento a valle del sottopasso di via Fraccaroli.

Successivamente come primo stralcio esecutivo del progetto generale a firma Ing. Alberto Chiesa, sono stati realizzati i seguenti interventi:

- regimazione dell'alveo tombinato nel tratto terminale (dal piazzale del cimitero allo sbocco nel T. Selvaspessa) mediante formazione di tratti di canale in cls, ricoperto da grigliato pesante carrabile.

Nell'ambito degli "Interventi di sistemazione idraulica sul bacino del T. Selvaspessa" a firma Ing. Priotto, sono state realizzate a monte della zona urbanizzata, al fine di trattenere il materiale solido in carico durante eventi di piena e di ripristinare adeguate sezioni di deflusso nella porzione a monte delle prime case e nel tratto tombinato a partire dalla via Bertarello sino al piazzale del cimitero, le seguenti opere:

- briglia selettiva a monte del tratto urbanizzato;
- disalveo nel tratto a monte delle prime case con tratto di arginatura in sponda sinistra;
- regimazione dell'alveo nel tratto urbanizzato mediante formazione di tratti di canale in cls di sezione interna 2 x 1.8 m, e di tratti di canale a cielo aperto.

#### 4.4. DETERMINAZIONE DELLO SCENARIO DI MASSIMA PERICOLOSITÀ

##### 4.4.1. CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE DI MASSIMA PIENA

I parametri morfometrici del Rio Piovre all'ingresso del cunicolo di via Bertarello recentemente ricostruito con sezioni di deflusso più adeguate, sono i seguenti:

	<i>S</i>	<i>L</i>	<i>H<sub>max</sub></i>	<i>H<sub>sez</sub></i>	<i>H<sub>med</sub></i>	<i>P<sub>a</sub></i>
Rio Piovre (via Bertarello)	0.4	0.90	877	280	577	31

*S*: area bacino sotteso (km<sup>2</sup>)

*L*: lunghezza tratto incanalato (km)

*H<sub>max</sub>*: quota massima bacino (m s.l.m.)

*H<sub>sez</sub>*: quota sezione di misura (m s.l.m.)

*H<sub>med</sub>*: quota media (m s.l.m.)

*P<sub>a</sub>*: pendenza media asta torrentizia (%)

Per il calcolo afflussi-deflussi sul bacino del Rio Piovre, che presenta tempo di corrivazione eguale a 0.28 h, quindi significativamente inferiore a 60', si sono utilizzati parametri "a" e "n" ricavati dall'esame degli afflussi verificatisi nell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996, confrontato con altri dati storici dell'areale, che ha consentito di individuare le relazioni rappresentative delle curve di possibilità climatica relative all'areale interessato dall'evento, per durate comprese tra 10' e 60'.

10		50		100		200		500	
<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
62.1	0.68	79.8	0.63	89.0	0.64	96.8.	0.64	107.0	0.63

Tab. 4 – Parametri idrologici a diversi tempi di ritorno per durate comprese tra 10' e 60'

I parametri sopraindicati devono essere considerati come cautelativi per il metodo con cui sono stati ricavati (analisi probabilistica su più stazioni), ma si ritiene che, per la tipologia delle precipitazioni che interessano questa zona, sia più opportuno osservare criteri assai conservativi.

Di seguito vengono illustrati i valori dei parametri necessari al calcolo della portata al colmo di piena secondo il metodo razionale.

Viste le caratteristiche geomorfologiche e le dimensioni del bacino, si sono utilizzati come valori di coefficiente di deflusso e di ragguglio rispettivamente 0.8 e 0.9.

La tabella seguente riporta i valori di tempo di corrivazione nonché di pioggia critica e portata di massima piena, calcolati per vari tempi di ritorno:

	$T_c$	10		50		100		200		500	
		$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$
Rio Piovère (via Bertarello)	0.28	26.2	7.4	35.9	10.2	39.5	11.2	43.0	12.2	48.1	13.6

Tab. 5 – Parametri idrologici ed idraulici del Rio Piovère

#### 4.4.2. TRASPORTO SOLIDO

Da quanto verificato a seguito dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996, dalle considerazioni sull'assetto geomorfologico del bacino in esame e dalle osservazioni sedimentologiche dei depositi alluvionali presenti in alveo, si può dedurre che il Rio Piovère è un corso d'acqua potenzialmente soggetto all'innescò di colate detritiche e a piene torrentizie con formazione di fluido iperconcentrato.

Tale conclusione è supportata anche da indici a carattere geomorfologico, quali l'indice di Melton, espressivo delle condizioni di rilievo e di acclività del bacino, giudicato efficace per una valutazione della tipologia dei processi torrentizi sulle conoidi.

Per il Rio Piovère il valore di tale indice è pari a 0.93 nettamente maggiore di 0.5, considerato valore limite oltre il quale il corso d'acqua può dirsi a rischio di debris flow

##### 4.4.2.1. VALUTAZIONE DELLE MAGNITUDO

Utilizzando le espressioni maggiormente significative ed affidabili presenti in letteratura, meglio descritte nello studio geologico a corredo al PRGC a cui si rimanda, sono state ricavate stime dei volumi massimi mobilizzabili dal Rio Piovère in occasione di innescò di debris flow, esplicitate nella seguente tabella:

<b>Metodologia</b>	<b>Magnitudo R. Piovère (m<sup>3</sup>)</b>
Kronfellner-Kraus (1985)	max= 14.180
	min= 6.675
D'Agostino et al. (1996)	M1 (assenza di opere)= 11.578
Bianco e Franzi (2000)	max= 18.690
	min= 3.686
Crosta et al. (2000)	M= 7.631

Per il Rio Piovère, la media dei valori della magnitudo risulta di circa 10.000 m<sup>3</sup>, dato verosimile nel caso di evento catastrofico che causi una consistente mobilitazione del detrito esistente, ma consistentemente inferiore al volume che ha raggiunto la zona

urbanizzata di Baveno nel luglio 1996, determinata dal fatto che il Rio Piovere era uscito dall'alveo ed aveva eroso terreni di versante con rilevante copertura eluvio-colluviale.

#### 4.4.2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI PICCO DELLA COLATA DETRITICA E DEL FLUIDO IPERCONCENTRATO

Servendosi delle metodologie di calcolo messe a punto da Takahashi e descritte al capitolo 2, sono stati ricavati valori di concentrazione pari a circa 0.40 che hanno consentito di stimare la portata della colata detritica  $Q_{df}$  in circa  $35.4 \text{ m}^3/\text{s}$  pari a 2.6 volte la portata liquida calcolata per un tempo di ritorno di 500 anni.

Nell'ipotesi che la briglia selettiva e le 2 brigliette poste tra i due ponti di via Piovere e di via Fraccaroli, siano in grado di trattenere un volume di solido sufficiente da abbattere il colmo della portata del debris flow, il deflusso verso l'area urbanizzata presenterà una percentuale di trasporto solido valutabile attraverso la relazione dovuta a Smart e Jaegge (riportata nel capitolo 2), che considera la portata solida in rapporto di proporzionalità con i parametri idrodinamici. Per il Rio Piovere, i valori di portata liquida andranno incrementati per un valore ricavato per le portate solide, pari a 18%; ipotizzando una portata liquida di  $12.2 \text{ m}^3/\text{s}$  calcolata per un tempo di ritorno di 200 anni si ottiene una portata complessiva di  $13.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ; con un tempo di ritorno di 500 anni la portata liquida e solida raggiunge i  $16.3 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Ne consegue che lo scenario di massima pericolosità sulla base del quale svolgere le necessarie verifiche idrauliche, prevede la formazione di una colata detritica in alveo montano che transiterà in corrispondenza del ponte di via Piovere, il successivo parziale arresto e deposizione della stessa nella briglia selettiva e nelle brigliette poste a monte del ponte di via Fraccaroli e il conseguente passaggio di una portata di piena liquida e solida pari a  $13.3 \text{ m}^3/\text{s}$  a tempo di ritorno 200 anni e di  $16.3 \text{ m}^3/\text{s}$  a tempo di ritorno 500 anni.

#### 4.5. VERIFICHE IDRAULICHE

Per la sezione in corrispondenza del ponte di via Piovere, definito lo scenario maggiormente critico, nota la portata del flusso detritico e la geometria delle sezioni, è possibile ricavare la profondità di flusso  $h$ , e conseguentemente la velocità di deflusso  $v$  nell'ipotesi di transito di una colata detritica. Le sezioni prese in considerazione e oggetto di verifica sono localizzate nell'allegato *Ubicazione sezioni idrauliche* e di seguito elencate:

Sezioni	Note	L	H	p
1	Tratto con fondo naturale	4.4	2.3	5
2	A monte ponte	3.7	3	6
3	Ponte di via Piovere	3.9	2.5	6

Tab. 6 – Dimensioni delle sezioni lungo il canale del R. Piovere

dove:

$L$ : larghezza della sezione (m)

$H$ : altezza minima della sezione (m)

$p$ : pendenza dell'alveo a monte della sezione (°)

Le verifiche svolte utilizzando le equazioni illustrate in precedenza considerando una portata di  $35.4 \text{ m}^3/\text{s}$ , forniscono i seguenti valori di profondità di flusso  $h$  e di velocità  $v$ .

Sezioni	Note	$h$	$v$	$a$	$q$
1	Tratto con fondo naturale	2.7	3.0	0.24	35.4
2	A monte ponte	2.0	4.8	0.042	35.4
3	Ponte di via Piovere	1.9	4.7	0.042	35.4

Tab. 7 – Battenti e velocità di deflusso ipotizzabili in uno scenario critico di debris flow per le sezioni considerate

dove:

$h$ : profondità del flusso detritico (m)

$v$ : velocità della colata detritica (m/s)

$a$ : costante sperimentale

$q$ : portata della colata detritica ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

Per la valutazione di  $a$ , secondo quanto riportato da Bagnold e corretto da Takahashi, si è utilizzato rispettivamente il valore di 0.042 per i tratti a fondo rigido pavimentato e non erodibile; va doverosamente sottolineato che la sezione 1 immediatamente a monte del tratto pavimentato, è stata verificata considerando un valore di  $a$  pari a 0.24, costante da utilizzarsi per i tratti a fondo naturale e quindi potenzialmente erodibile.

Le sezioni illustrate nella successiva tabella (ponte di via Fraccaroli, tratto a monte del cunicolo, cunicolo di via Bertarello, tratto canalizzato a cielo aperto che collega via Don Gnocchi a via Partigiani e cunicolo via Partigiani) sono state verificate considerando condizioni di moto uniforme, al passaggio di un fluido iperconcentrato con portata di  $16 \text{ m}^3/\text{s}$ :

Sezioni	Note	$L$	$H$	$p$	$A$	$Pb$	$Ri$
4	Ponte via Fraccaroli	1.8	2.0	0.06	6.28	6.58	0.954
11	A monte cunicolo	1.4	2.0	0.13	2.80	5.40	0.519
14	Cunicolo via Bertarello	1.5	2.0	0.19	3.00	5.50	0.545
19	Tratto canalizzato	2.0	2.5	0.015	5.00	7.00	0.714
24	Cunicolo via Partigiani	2.0	2.0	0.076	4.00	6.00	0.667

Tab. 8 – Dimensioni delle sezioni oggetto di verifica lungo il R. Piovere

dove:

$L$ : larghezza della sezione (m)

$H$ : altezza minima della sezione (m)

$p$ : pendenza dell'alveo a monte della sezione (%)

$A$ : area sezione ( $\text{m}^2$ )

$Pb$ : perimetro bagnato (m)

$Ri$ : raggio idraulico (m)

Le verifiche svolte, con valori di coefficiente di Manning pari a 0.032 nei tratti con presenza di depositi al fondo, a 0.028 nelle parti canalizzate e pavimentate e a 0.022 in corrispondenza del cunicolo, hanno fornito i seguenti valori di altezza idrometrica, di velocità e di portata massima di deflusso:

Sezioni	Note	$n$	$q$	$h$	$v$	$Q$
4	Ponte via Fraccaroli	0.028	16.0	1.05	6.28	53.3
11	A monte cunicolo	0.032	16.0	1.62	7.01	20.4
14	Cunicolo via Bertarello	0.022	16.0	0.96	11.12	39.7
19	Tratto canalizzato	0.028	16.0	2.34	3.40	17.2
24	Cunicolo via Partigiani	0.022	16.0	1.03	7.96	38.3

Tab. 9 – *Battenti, velocità e portata massima di deflusso per le sezioni considerate*

dove:

$n$ : coefficiente di Manning ( $s\ m^{-1/3}$ )

$q$ : portata calcolata da verificare ( $m^3/s$ )

$h$ : altezza idrometrica relativa a  $q$  (m)

$v$ : velocità di deflusso relativa a  $q$  (m/s)

$Q$ : portata massima di deflusso ( $m^3/s$ )

#### 4.6. CONCLUSIONI

Dalle verifiche svolte risulta che, mentre le sezioni 2 e 3 in corrispondenza del ponte si possono considerare sufficientemente dimensionate al transito di una colata detritica, la sezione 1 immediatamente a monte presenta valori di  $h$  che superano l'altezza minima della sponda destra, con conseguente possibilità di fuoriuscita di una parte della portata al colmo in caso di debris flow, deflusso di acque e materiale tracimato lungo la via Piovere e riattivazione parziale del percorso di deflusso già utilizzato durante l'evento alluvionale del luglio 1986. È tuttavia da sottolineare innanzitutto che il calcolo è stato eseguito su eventi di tempo di ritorno 500 anni e che, a differenza di quanto accadde allora, dove gran parte del deflusso di piena si incanalò lungo la strada, le nuove sezioni di deflusso realizzate, consentono il transito della maggior parte della portata di colata detritica, della quale solo una percentuale da ritenersi ragionevolmente non elevata, può tracimare interessando via Piovere; è infine importante rilevare che le eventuali opere finalizzate ad impedire tale possibile fuoriuscita o a minimizzarne gli effetti, sono di modesta entità, consistendo essenzialmente del sovrizzo di un tratto di scogliera in destra ed eventualmente della formazione di una contropendenza e di pennelli di limitata altezza lungo il tratto di via Piovere che conduce al ponte (ciò al fine di reindirizzare il deflusso fuoriuscito nell'alveo naturale del corso d'acqua).

Le verifiche idrauliche sulla sezione corrispondente al ponte di via Fraccaroli, ai tratti in cunicolo di via Bertarello e di via Partigiani e alla porzione canalizzata a cielo aperto tra via Don Gnocchi e via Partigiani, dimostrano come le nuove sezioni di deflusso siano in grado di smaltire la portata al colmo nell'ipotesi del passaggio di una piena torrentizia con formazione di fluido iperconcentrato. Per la porzione in cunicolo compresa tra il piazzale del cimitero e lo sbocco nel T. Selvaspessa, realizzata con progetto dell'Ing. Chiesa, ci si è avvalsi delle scale di deflusso ricavate in ambito di progetto esecutivo che confermano la capacità delle sezioni del tratto tombinato di smaltire le portate di piena considerate.

Nel complesso le opere realizzate consentono sia un più regolare deflusso delle portate di piena in corrispondenza dei punti idraulicamente critici sia un maggior controllo del trasporto solido, con conseguente riduzione del rischio su tutta l'area urbanizzata. Ne deriva che per le aree classificate RME è sicuramente possibile il superamento della vincolistica RME; il grado di rischio residuo attualmente presente è da considerarsi

accettabile e tale da consentire tutti gli interventi edilizi esplicitati, per ciascuna delle sottoclassi 3b, nelle NTA di PRGC, per le zone classificate 3b4, 3b3a e 3b2a nel PRGC; fa eccezione l'edificio inserito nella sottoclasse 3b4, localizzato in sponda destra e già parzialmente coinvolto dal deflusso in occasione dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996, per i quali persiste un grado di rischio medio connesso alla possibile tracimazione in destra a monte del ponte di via Piovere; la realizzazione delle opere di difesa proposte in precedenza consentirà anche per tali edifici una sufficiente riduzione del rischio e una conseguente nuova fruibilità urbanistica.

## **5. RIO PESSINA E RIO DEI PESCI**

### **5.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA**

#### *Rio Pessina*

Dal punto di vista geologico, il tratto montano del bacino del Rio Pessina si imposta su un versante costituito per lo più da depositi d'origine glaciale e fluvioglaciale di spessore variabile che ricoprono il substrato roccioso. Quest'ultimo affiora in alveo e lungo le fasce spondali nella porzione subito a monte dell'autostrada e nei tratti che vanno da 450 m s.l.m. a 500 m s.l.m. e oltre quota 550 m s.l.m. Nella parte inferiore del bacino il substrato è costituito dagli Scisti dei Laghi, alternanze di micascisti e paragneiss notevolmente trasformati dal metamorfismo di contatto causato dal calore rilasciato dal magma in cristallizzazione durante l'intrusione permiana che ha dato origine al plutone granitico del Mottarone. L'altra litologia presente e affiorante nelle porzioni più alte del bacino, è data dal Granito di Baveno in facies rosa o di transizione da bianca a rosa. I depositi d'origine glaciale, sono costituiti da diamicton addensati o scarsamente addensati a matrice sabbiosa o sabbioso-limosa alterata, con abbondanti clasti eterometrici essenzialmente di origine granitica, e raramente con blocchi metrici subangolosi; gli spessori di tali sedimenti risultano alquanto variabili. A partire da 550 m s.l.m. verso valle, l'alveo è occupato da abbondanti depositi torrentizi ad eccezione della porzione in forra rocciosa tra 500 e 420 m s.l.m.; si tratta di sedimenti estremamente grossolani con frazione sabbiosa abbondante derivati da colate detritiche (stony debris flow) caratterizzati da assetto caotico e gradazione inversa; per quanto osservabile, la dimensione massima dei massi inclusi nei depositi torrentizi non supera i 2-3 m<sup>3</sup>.

Il tratto del Rio Pessina a valle del cunicolo autostradale è impostato su depositi alluvionali e su depositi di origine glaciale e fluvioglaciale. I primi sono presenti in alveo e nelle aree di pertinenza torrentizia ad esso limitrofe, nonché nelle porzioni di territorio a sud del corso d'acqua occupate dalle conoidi coalescenti del T. Selvaspessa e del Rio Pessina. Si tratta di sedimenti ghiaioso-ciottolosi con matrice sabbiosa, a supporto di clasti, con presenza di clasti subangolosi o a scarso arrotondamento, di dimensioni massime pluridecimetriche. I depositi di origine glaciale e fluvioglaciale, occupano la fascia spondale sinistra dell'asta principale, il tratto a monte dell'apice di conoide e il corso dei due tributari di sinistra. Da segnalare che appena a valle dell'autostrada, è presente una discarica di materiale di risulta derivato da coltivazione mineraria, per una settantina di metri di lunghezza e per una decina di altezza; essa è costituita da clasti decimetrici e centimetrici di Scisti dei Laghi, accatastati a formare un accumulo con pendenze elevate. Il substrato roccioso (Scisti dei Laghi) ricompare nell'alveo per un breve tratto a valle di via Lavarini. Immediatamente a valle, nella porzione d'alveo che precede il sottopasso ferroviario, sono presenti depositi molto grossolani dati da blocchi

metrici e residui vegetali, provenienti dalla destabilizzazione delle limitrofe fasce spondali, connessa all'attività erosiva del corso d'acqua; tali depositi tendono a ridurre la sezione di deflusso del rio. A letto dei depositi appena descritti, sono presenti limi grigi estremamente addensata ed isolati clasti subarrotondati ed eterometrici.

Dal punto di vista geomorfologico, il tratto montano del Rio Pessina è impostato sul versante orientale del Monte Camoscio, caratterizzato da pendenza media piuttosto elevata, in particolare nella porzione oltre quota 550 m s.l.m. dove è affiorante o subaffiorante il granito. Il profilo longitudinale dell'alveo, e più in generale del versante, si mostra inoltre articolato da una serie di gradini e di rotture di pendenza con pareti subverticali alte qualche metro (a quota 575 m s.l.m. è presente un salto in granito di circa 25 m e a quota 500 m s.l.m. un salto in roccia di circa 10 m) che presentano alla base una zona ad acclività ridotta.

Per quanto riguarda la zona pedemontana, il cui inizio è individuabile a valle dell'autostrada, la stessa è caratterizzata in primo luogo da minor acclività. La morfologia dell'area in esame appare piuttosto complessa poiché è data dalla sovrapposizione non sempre facilmente identificabile di forme di fondo glaciale (rilievi a dorso di cetaceo, morene di fondo a nucleo roccioso), di forme di origine fluvioglaciale (vallecole concave) e di forme di origine torrentizia (conoide alluvionali). Esempio di tale difficoltà è l'area di arresto delle colate detritiche segnalata da una repentina diminuzione di pendenza, localizzabile subito a valle dell'autostrada, che non è assimilabile ad una conoide alluvionale, bensì assume forma debolmente conoide (origine fluvioglaciale?); la conoide del rio sembra avere inizio più a valle della confluenza del Rio Secco, dove si nota un nuovo ma meno marcato cambio di pendenza e dove sono presenti depositi torrentizi anche al di fuori dell'alveo; tuttavia anche in questa situazione i limiti della conoide del Rio Pessina risultano di difficile identificazione a causa della presenza della porzione distale della conoide del T. Selvaspessa.

Più precisamente, il corso del rio, a partire dal cunicolo autostradale è impostato su un declivio a bassa acclività (minore di 20°), caratterizzato dalla diffusa presenza di vallecole concave molto poco incise, probabilmente di origine fluvioglaciale, che danno alla zona limitrofa all'alveo una morfologia debolmente conoide; tale area, benché rappresenti il punto di arresto di eventuali colate detritiche, (a causa della netta diminuzione di pendenza rispetto all'alveo montano) non si configura morfologicamente come una conoide vera e propria. Proseguendo verso il lago, si osserva come il corso d'acqua sia morfologicamente circoscritto in sinistra dalla presenza di una fascia spondale a medio-elevata acclività che delimita un rilievo di circa 20 m di altezza massima rispetto all'alveo, di origine glaciale o fluvioglaciale, attraversato dall'alveo del Rio Croso, affluente di sinistra del Rio Pessina. Tale fascia spondale si interrompe nettamente all'altezza della confluenza col più occidentale tributario di sinistra (Rio Secco). In destra viceversa, la sponda del corso d'acqua è molto bassa (massimo 3 m), così che in questo tratto il profilo trasversale del rio risulta essere chiaramente asimmetrico.

L'alveo a valle del ponte di via Lavarini presenta acclività media stimabile in circa 8%, con andamento planimetrico dell'alveo che, nella parte più orientale, tende a diventare meandriforme; le fasce spondali risultano essere ad elevata acclività e soprattutto nella parte ad andamento rettilineo presentano discreta elevazione (7-8 m in destra, che nel tratto esaminato è sempre più alta rispetto a quella sinistra). Quando il corso d'acqua



assume tendenza meandriforme, si osserva una diminuzione dell'acclività dell'alveo e in sinistra, nella parte esterna del meandro, dove la fascia spondale presenta altezza di poco superiore al metro, la formazione di un'ampia zona di deposizione naturale subpianeggiante; proseguendo verso l'attraversamento ferroviario, si assiste ad un nuovo aumento della pendenza dell'alveo e ad una riduzione della sezione con conseguente aumento della velocità della corrente e formazione di erosioni laterali.

La confluenza del Rio Pessina nel Rio dei Pesci avviene attraverso una secca curva verso sinistra operata dall'alveo del Rio Pessina nell'area corrispondente al piazzale della Cave Marmi Vallestrona; dalla cartografia storica disponibile (catasto Teresiano dei primi anni dell'800) si può osservare una situazione analoga a quella esistente al momento, fatto che potrebbe suffragare l'idea che tale secca e peculiare deviazione possa in realtà essere dovuta a cause naturali oppure abbia di origine antropica ancora più antica.

L'area di confluenza tra il Rio Pessina e il Rio dei Pesci si presentava quindi originariamente a bassa acclività (zona distale della conoide del Rio Pessina e medio-apicale di quella molto meno estesa edificata dal Rio de Pesci), mentre l'andamento pianeggiante attuale, è stato acquisito con ogni probabilità a causa delle modifiche antropiche alle quali l'area è stata sottoposta. Il Rio Pessina nel tratto subito a valle della ferrovia, è delimitato in destra idrografica da una fascia spondale alta 6-7 m ad acclività medio-elevata, la cui altezza tende a diminuire degradando verso lago; la sponda sinistra è notevolmente più bassa (max 3 m) e presenta forti evidenze di erosione laterale soprattutto in corrispondenza dell'attraversamento ferroviario; l'alveo presenta acclività modesta e rilevante larghezza configurandosi quindi come una zona di deposizione naturale. In corrispondenza della confluenza nel Rio dei Pesci, nell'area di proprietà Cave Marmi Vallestrona, il Rio Pessina viene costretto in un cunicolo di lunghezza di circa 60 m che sottopassa un capannone.

#### *Rio dei Pesci*

Il bacino montano del Rio dei Pesci si imposta essenzialmente su substrato roccioso granitico per lo più ricoperto da detrito derivante dall'attività estrattiva, accumulato nei decenni precedenti lungo il versante orientale del M.te Camoscio. Nella zona pedemontana, il bacino si sviluppa su depositi di origine glaciale o fluvioglaciale, analoghi a quelli descritti in precedenza. Il tratto d'alveo a valle della ferrovia, è costituito da depositi di conoide alluvionale medio-distale dati da ghiaie ciottolose con matrice sabbiosa, sovrainposti a diamicton massivi a supporto di matrice, con abbondante matrice limosa grigia estremamente addensata ed isolati clasti subarrotondati ed eterometrici che affiorano all'altezza del ponte ferroviario. Tale zona ha inoltre subito evidenti modificazioni antropiche per cui risultano presenti terreni di riporto e depositi di materiale derivato da scarti di lavorazione.

Dal punto di vista geomorfologico anche l'area montana del bacino presenta nel complesso elevata acclività (maggiore di 30°) con porzioni subverticali talora anche estese, in corrispondenza degli affioramenti granitici. Gli alvei dei tributari sono molto debolmente incisi ed hanno andamento subparallelo alla direzione della massima pendenza, se si esclude il tratto apicale che invece assume direzione NO-SE.

A valle di via Lavarini l'alveo si presenta nuovamente inciso con tendenza all'erosione laterale e accumuli detritici in alveo (in particolare a monte del sottopasso ferroviario), con assenza di opere di difesa spondale e di regimazione trasversale; a valle

dell'attraversamento ferroviario, l'alveo è stato in parte canalizzato e riceve da destra le acque del Rio Pessina.

## **5.2. EFFETTI DELL'EVENTO ALLUVIONALE DELL'8 LUGLIO 1996**

### *Rio Pessina*

Il tratto montano è stato interessato durante l'evento alluvionale del luglio 1996 dall'innescò di una colata detritica in gran parte arrestatasi in alveo montano e che in parte ha raggiunto la zona a valle dell'autostrada; essa ha provocato il sovralluvionamento dell'alveo e la formazione di uno sbarramento a 380 m s.l.m. costituito da tronchi intrecciati (log jam), che ha causato una deviazione dell'alveo verso destra idrografica.

Nell'area subito a valle dell'autostrada si è avuta la deposizione di parte del materiale solido preso in carico dal corso d'acqua, con grave danneggiamento di due ponticelli, sovralluvionamento dell'alveo con materiale prevalentemente ciottoloso e ghiaioso con presenza di rari massi e fuoriuscita di acqua e materiale detritico in sinistra a monte della strada comunale. Più a valle si è avuto il passaggio di acqua con in carico detriti che hanno provocato erosioni laterali e il danneggiamento di due ponticelli con sezioni di deflusso sottodimensionate. Inoltre lungo la scarica di detriti minerali, si sono verificati limitati movimenti superficiali. Non si è avuto l'interessamento degli edifici limitrofi all'alveo sia in destra sia in sinistra.

Il tratto montano del Rio Secco, tributario di sinistra del Rio Pessina, è stato interessato dall'innescò di consistente trasporto solido; in particolare a quota 350 m s.l.m. il flusso ha abbandonato l'alveo naturale proseguendo lungo una strada ed arrivando ad intasare le cunette autostradali e in parte il cunicolo di attraversamento; a valle dell'autostrada, il materiale detritico si è depositato in corrispondenza della sezione di deflusso sottodimensionata del rio appartenente ad una strada pedonale, provocando la deviazione lungo la strada stessa dell'acqua mista ai detriti che hanno proseguito verso il Rio Pessina invadendo porzioni del versante in destra.

A monte del ponte di via Lavarini si sono verificate erosioni al piede del muro in destra e sovralluvionamento con parziale ostruzione della sezione di deflusso del ponte. Nel tratto d'alveo a valle del ponte, si sono avuti fenomeni erosivi laterali, sia in destra sia in sinistra, con conseguente parziale destabilizzazione delle fasce spondali stesse che ha provocato la formazione in alveo di sbarramenti costituiti da massi e legname. In sinistra all'altezza dell'ampia area naturale di deposizione, si è avuta la fuoriuscita del corso d'acqua con sedimentazione ghiaioso-sabbiosa.

Il tratto d'alveo a valle della ferrovia è stato interessato da evidenti erosioni laterali in sinistra; il tratto tombinato è stato invece sovralluvionato da depositi ghiaioso ciottolosi. Inoltre, a monte dell'imbocco del tratto tombinato in corrispondenza delle sezioni insufficienti individuate dal passaggio di carroponti, si è verificata la fuoriuscita di acqua e detriti sabbioso ghiaiosi che hanno invaso il piazzale limitrofo ai capannoni artigianali della Cave Marmi Vallestrona.

### *Rio dei Pesci*

Nella porzione montana, i bacini tributari sono stati interessati dall'innescò di episodi di colata detritica che hanno coinvolto gli alvei dei corsi d'acqua; la maggior parte del materiale detritico più grossolano si è arrestato al cambio di pendenza presente appena a

monte dell'autostrada, tuttavia la porzione più fine ha raggiunto ed intasato completamente le canalette di drenaggio e in parte la sede stradale, nonché le strade di collegamento alle cave, che hanno consentito al materiale detritico di oltrepassare lo sbarramento costituito dal rilevato autostradale. In particolare si è assistito alla mobilitazione di parte del detrito di cava che colma il canalone con direzione NO-SE che si origina sotto le pareti granitiche; in questa porzione il detrito appare particolarmente destabilizzabile durante eventi di precipitazioni piovose intense, come dimostrato dalle numerose riattivazioni, l'ultima delle quali nel luglio 2009, ha portato ad una nuova parziale invasione delle strutture autostradali da parte di sedimenti ghiaioso-sabbiosi.

I dissesti che hanno interessato l'alveo principale si sono innescati allo sbocco del cunicolo autostradale sotto forma di evidenti fenomeni erosivi sia al fondo sia lateralmente, con sovralluvionamento del corrispondente tratto d'alveo dato da detriti vegetali e da sedimenti grossolani, nonché l'occlusione dell'attraversamento sottodimensionato della strada comunale all'altezza dell'area artigianale. Si è conseguentemente verificata la fuoriuscita di acqua mista a detriti ghiaioso-ciottolosi che hanno invaso la sede stradale e le aree circostanti.

I dissesti lungo il tratto compreso tra l'autostrada e la ferrovia, sono strettamente legati alle opere di canalizzazione e di drenaggio realizzate a seguito della costruzione dell'autostrada. In particolare si osservano evidenze di erosione laterali e di fondo (sino a 2 m di approfondimento dell'alveo originale a quota 285 m s.l.m.) lungo i rami naturali del corso d'acqua che ricevono le acque dai cunicoli autostradali. Più a valle si è verificata l'occlusione della sezione del tubo sotto via alle Cave nonché fenomeni erosivi laterali e la deposizione di una consistente quantità di materiale nel tratto appena a monte del rilevato ferroviario.

A valle del sottopasso ferroviario si sono verificati fenomeni erosivi in sinistra e in destra nonché un evidente approfondimento dell'alveo che ha provocato il grave danneggiamento delle opere di regimazione costruite dalle ferrovie e di un muro d'argine privato in destra nonché la destabilizzazione di muri d'argine in sinistra.

### **5.3. INTERVENTI REALIZZATI**

Va anzitutto precisato che le opere realizzate sui due corsi d'acqua derivano dapprima da interventi di somma urgenza e pronto intervento seguiti alle alluvioni del luglio 1996 e successivamente da quanto previsto nello "*Studio per la sistemazione idrogeologica del bacino del Rio Pessina e Rio dei Pesci*" finanziato dalla Regione Piemonte per l'individuazione degli interventi di sistemazione finalizzati alla messa in sicurezza delle aree RME. Tale studio prevedeva gli interventi di fatto completamente realizzati nel 2006 lungo l'alveo del Rio Pessina ma identificava sul Rio Secco e soprattutto lungo l'alveo del Rio dei Pesci, altre situazioni di dissesto per le quali venivano proposte nuove opere di regimazione e di difesa considerate urgenti e necessarie; al momento tali opere non sono state ancora realizzate.

#### *Rio Pessina*

A seguito dell'episodio alluvionale dell'8 luglio 1996, sono stati realizzate alcune opere di pronto intervento riguardanti il rifacimento di 3 ponticelli in zona apicale e la messa in opera di pavimentazione e soglie di fondo nel tratto d'alveo immediatamente a valle del cunicolo autostradale (cunettone).

Nuovi interventi di sistemazione rientranti nei programmi di interventi e studi finalizzati alla messa in sicurezza delle aree RME sono stati finanziati dalla Regione Piemonte. In particolare essi riguardano:

1. Alveo montano  
Realizzazione di due briglie selettive a quota 400 m s.l.m. e 430 m s.l.m., con formazione di zona di accumulo stimabile in circa 5000 m<sup>3</sup>.
2. Tratto a valle del cunicolo autostradale  
Manutenzione del cunettone realizzato a seguito dell'evento alluvionale del luglio 1996 e realizzazione di un'opera di sostegno e di difesa spondale in sinistra all'altezza della discarica mineraria; in destra rifacimento di un muro di difesa spondale.
3. Tratto compreso tra la confluenza del Rio Croso e il ponte di via Lavarini  
Rifacimento del ponticello stradale subito a valle della confluenza con adeguamento della sezione di deflusso; formazione di una difesa spondale in destra a quota 244 m s.l.m. in corrispondenza di un punto di potenziale fuoriuscita.
4. Tratto compreso tra il ponte di via Lavarini e il cunicolo ferroviario  
Briglia selettiva a quota di circa 220 m s.l.m. finalizzata al trattenimento e alla deposizione del materiale detritico trasportato come fluido ipercritico dalla coda della colata detritica nonché alla regolarizzazione del fondo alveo; realizzazione a valle della stessa di difese spondali in destra e in sinistra e di 2 soglie di fondo.
5. Zona Cave Marmi Vallestrona  
Allo sbocco del cunicolo ferroviario, realizzazione di difesa spondale e di una serie di soglie di fondo.

Lungo il Rio Croso, affluente di sinistra del Rio Pessina, sono stati realizzati i seguenti interventi:

- vasca di accumulo nel tratto compreso tra l'autostrada e l'imbocco del cunicolo di via Cave Oltrefiume;
- scogliere e soglie di fondo nel tratto a valle dello sbocco del cunicolo.

#### *Rio dei Pesci*

Lungo tale corso d'acqua è stato realizzato a valle del cunicolo ferroviario, il parziale adeguamento delle sezioni di deflusso nelle parti non sufficientemente dimensionate localizzate a monte degli edifici adiacenti l'alveo attraverso la formazione di soglie di fondo e di una scogliera in destra in sostituzione del muro parzialmente crollato.

## 5.4. DETERMINAZIONE DELLO SCENARIO DI MASSIMA PERICOLOSITÀ

### 5.4.1. CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE DI MASSIMA PIENA

I parametri morfometrici del Rio Pessina al ponte di via Cave e alla confluenza col Rio dei Pesci e del Rio dei Pesci al sottopasso ferroviario, sono i seguenti:

	S	L	$H_{max}$	$H_{sez}$	$H_{med}$	$P_a$
Rio Pessina (ponte via Cave)	0.31	1.24	965	290	665	46
Rio Pessina (confluenza R. Pesci)	1.20	2.38	965	200	467	20
R Pesci (sottopasso ferroviario)	0.86	1.10	890	200	269	8

S: area bacino sotteso ( $km^2$ )

L: lunghezza tratto incanalato (km)

$H_{max}$ : quota massima bacino (m s.l.m.)

$H_{sez}$ : quota sezione di misura (m s.l.m.)

$H_{med}$ : quota media (m s.l.m.)

$P_a$ : pendenza media asta torrentizia (%)

Anche per entrambi i bacini in esame, per il calcolo delle piogge critiche si sono utilizzati parametri "a" e "n" ricavati dall'esame degli afflussi verificatisi nell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996, confrontato con altri dati storici dell'areale, che ha consentito di individuare le relazioni rappresentative delle curve di possibilità climatica relative all'areale interessato dall'evento, per durate comprese tra 10' e 60'.

10		50		100		200		500	
a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
62.1	0.68	79.8	0.63	89.0	0.64	96.8.	0.64	107.0	0.63

Come detto in precedenza, i parametri sopraindicati devono essere considerati cautelativi per il metodo con cui sono stati ricavati (analisi probabilistica su più stazioni); si ritiene però che, per la tipologia delle precipitazioni che interessano questa zona, sia più opportuno osservare criteri assai conservativi.

Viste le caratteristiche geomorfologiche e le dimensioni dei bacini, si sono utilizzati come valori di coefficiente di deflusso e di ragguaglio rispettivamente 0.8 e 0.9.

La tabella seguente riporta i valori di tempo di corrvazione (h) nonchè di pioggia critica (mm) e portata di massima piena ( $m^3/s$ ), calcolati per vari tempi di ritorno:

	$T_c$	10		50		100		200		500	
		$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$
Rio Pessina (ponte via Cave)	0.26	25.1	5.9	34.5	8.1	37.9	8.9	41.3	9.7	46.2	10.8
Rio Pessina (confluenza R. Pesci)	0,86	44,0	17,5	57,9	23,0	64,3	25,6	69,9	27,8	77,7	30,9
Rio dei Pesci (sottopasso ferroviario)	0.81	53.7	11.4	69.8	14.8	77.7	16.5	84.5	17.9	93.6	19.9

#### 5.4.2. TRASPORTO SOLIDO

Da quanto verificato a seguito dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996 (cordoli longitudinali a granulometria inversa presenti in alveo montano, log jam, depositi in alveo molto grossolani sia nel tratto montano sia a valle del cunicolo autostradale), dalle considerazioni sull'assetto geomorfologico del bacino (alveo montano unicursale con elevata pendenza longitudinale pari a circa il 46%) e dalle osservazioni sedimentologiche dei depositi alluvionali presenti in alveo, si può ricavare con ragionevole certezza che il Rio Pessina è un corso d'acqua potenzialmente soggetto all'innescò di vere e proprie colate detritiche determinate da collasso dei sedimenti in alveo per saturazione degli stessi o da fluidificazione di accumuli di frana provenienti dalle acclivi fasce spondali e a piene torrentizie con formazione di fluido iperconcentrato essenzialmente dovute ad erosione di fondo e laterali.

Circa i tributari di sinistra del Rio Pessina (Rio Secco e Rio Croso), essi presentano alveo montano impostato su depositi detritici di versante e di cava e sono pertanto potenzialmente soggetti a colate detritiche che tuttavia non appaiono in grado di raggiungere la porzione d'alveo a valle dell'autostrada a causa della presenza dei tratti in cunicolo in corrispondenza del rilevato autostradale non sufficientemente dimensionati per il passaggio di flussi detritici; pertanto a valle dell'autostrada gli alvei di tali corsi d'acqua risultano interessabili, in condizioni critiche, da fluidi iperconcentrati.

Per quanto riguarda il Rio dei Pesci occorre precisare quanto segue:

1. la porzione di bacino a monte dell'autostrada, mostra analoghe caratteristiche a quelle dei tributari del Rio Pessina: valgono pertanto le considerazioni espresse al punto precedente;
2. la parte compresa tra l'autostrada e il ponte su via Lavarini è caratterizzata da bassa pendenza longitudinale; fenomeni erosivi sono rilevabili a valle degli sbocchi dei cunicoli autostradali e hanno quindi origine dalla non corretta realizzazione di tali manufatti; pertanto in tale tratto la mobilitazione del materiale detritico, con probabile formazione di un fluido iperconcentrato, ha luogo sostanzialmente solo per cause antropiche;
3. il tratto compreso tra il ponte su via Lavarini e il sottopasso ferroviario presenta un aumento della pendenza longitudinale dell'alveo, fasce spondali acclivi, maggiori quantità di depositi grossolani a fondo alveo ed evidenze di fenomeni erosivi laterali: tale tratto appare potenzialmente soggetto a sviluppo di debris flood o addirittura ad innescò di debris flow, soprattutto nel caso in cui l'incremento dei processi erosivi possa determinare scivolamenti superficiali lungo le fasce spondali e quindi possibile parziale fluidificazione del materiale franato in alveo;
4. il tratto compreso tra il rilevato ferroviario e la foce a lago presenta regimazione data da opere di difesa spondale che tuttavia presentano, in particolare in destra, erosioni al piede dovute alla mancanza di opere trasversali (soglie di fondo) in grado di limitare l'approfondimento dell'alveo.

#### 5.4.2.1. VALUTAZIONE DELLE MAGNITUDO

Utilizzando le espressioni maggiormente significative ed affidabili presenti in letteratura, meglio descritte nello studio geologico a corredo al PRGC a cui si rimanda, sono state ricavate stime dei volumi massimi mobilizzabili dal Rio Pessina in occasione di innesco di debris flow, esplicitate nella seguente tabella:

<i>Metodologia</i>	<i>Magnitudo R. Pessina (m<sup>3</sup>)</i>	<i>Magnitudo R. Pesci (m<sup>3</sup>)</i>
Kronfellner-Kraus (1985)	max= 16.834	max= 20.520
	min= 7.919	min= 9.686
D'Agostino et al. (1996)	M1 (assenza di opere)= 14.848	M1 (assenza di opere)= 11.297
Bianco e Franzi (2000)	max= 18.581	max= 20.601
	min= 5.956	min= 8.725
Crosta et al. (2000)	M= 6.040	M= 6.415

La media dei valori della magnitudo del Rio Pessina risulta di circa 15.000 m<sup>3</sup>, dato probabilmente abbastanza verosimile nel caso di evento di colata detritica che causi una consistente mobilitazione del detrito esistente, ma sicuramente superiore al volume che ha raggiunto la zona urbanizzata di Oltrefiume nel luglio 1996.

Circa le magnitudo ricavate per il Rio dei Pesci, occorre sottolineare che le relazioni usate per il calcolo considerano la pendenza totale dell'alveo e quindi stimano i volumi ipotizzando che la colata innescatasi nelle porzioni montane, si propaghi per tutta la lunghezza dell'alveo; in realtà, la presenza di tratti in cunicolo in corrispondenza dell'autostrada impedisce ai flussi detritici originatisi in bacino montano di propagarsi a valle del rilevato autostradale. Ne consegue che la volumetria di una eventuale colata detritica in grado di raggiungere le zone urbanizzate sarà prevedibilmente molto più ridotta rispetto a quanto calcolato (mancherebbe infatti l'apporto solido proveniente dal bacino a monte dell'autostrada), così come peraltro osservabile dalla quantità e dalla disposizione dei depositi in alveo.

#### 5.4.2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI PICCO DELLA COLATA DETRITICA E DEL FLUIDO IPERCONCENTRATO

##### *Rio Pessina*

Gli importanti interventi di regimazione realizzati, in particolar modo le due briglie selettive in alveo montano, hanno modificato significativamente la situazione originaria, introducendo la concreta possibilità di consentire la deposizione della colata detritica eventualmente innescata, prima che possa giungere nell'area urbanizzata. Nell'ipotesi che le due briglie selettive localizzate a monte dell'attraversamento autostradale, siano in grado di trattenere un volume di solido sufficiente da abbattere il colmo della portata del debris flow (situazione peraltro verificatasi naturalmente durante l'evento alluvionale del luglio 1996), il deflusso verso l'area urbanizzata assumerà le caratteristiche di un fluido iperconcentrato che presenterà una percentuale di frazione solida valutabile attraverso la relazione dovuta a Smart e Jaegge (riportata nel capitolo 2), che considera la portata solida in rapporto di proporzionalità con i parametri idrodinamici. Per il Rio Pessina alla sezione corrispondente al ponte di via Cave, i valori di portata liquida andranno incrementati di circa il 32%; ipotizzando una portata liquida di 10.8 m<sup>3</sup>/s calcolata per un tempo di ritorno di 500 anni si ottiene una portata complessiva di 14.3 m<sup>3</sup>/s.

Lo scenario di massima pericolosità sulla base del quale svolgere le necessarie verifiche idrauliche in corrispondenza del ponte di via Cave, prevede quindi la formazione di una colata detritica che verrà in parte arrestata dalle due briglie selettive localizzate in alveo montano, con il conseguente passaggio di un fluido iperconcentrato a valle dell'autostrada in corrispondenza del primo ponte di via Cave. Si è ritenuto necessario verificare idraulicamente solo il suddetto ponticello e le sezioni appena a monte, in quanto i successivi attraversamenti, anche nell'ipotesi di ostruzione, non determinerebbero situazioni di pericolosità per le aree adiacenti.

Per quanto riguarda l'area a valle della ferrovia in proprietà Cave Marmi Vallestrona, si ipotizza che il fluido iperconcentrato in grado di raggiungere tale zona possa essere ulteriormente impoverito di una percentuale di frazione solida a causa dell'effetto di trattenimento operato dalla terza briglia selettiva posta a monte del sottopasso ferroviario. Anche nell'ipotesi che tale manufatto non sia in grado di trattenere tutta la parte solida più grossolana in carico al corso d'acqua, si ritiene che la percentuale detritica non possa comunque superare il 10% della portata liquida calcolata a tempo di ritorno 200 anni. Pertanto le verifiche idrauliche sulle sezioni nel tratto a monte del cunicolo in proprietà Cave Marmi Vallestrona, considereranno valori di portata totale pari a  $30.6 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### *Rio dei Pesci*

Molto complessa appare la valutazione delle portate in caso di debris flow o debris flood, in quanto, come detto, l'innescò del trasporto solido (sottoforma di fluido iperconcentrato) è determinato da processi erosivi causati da non corretti interventi antropici; la propagazione del fluido iperconcentrato nel tratto maggiormente inciso compreso tra il ponte di via Lavarini e il sottopasso ferroviario potrebbe innescare fenomeni erosivi al fondo o laterali in grado di provocare incrementi nelle portate di difficile quantificazione.

Come specificato nei precedenti capitoli, le opere di difesa e regimazione previste lungo il Rio dei Pesci, non sono state ancora realizzate; ne consegue che la situazione di dissesto presente al momento su tale corso d'acqua è analoga a quella immediatamente successiva all'evento alluvionale del luglio 1996, se si eccettua la riduzione dei processi erosivi in sponda destra nel tratto appena a valle della ferrovia determinata dalla realizzazione della difesa spondale e delle soglie di fondo. Pertanto lo scenario ipotizzato prevede la formazione dapprima di un fluido ipercritico immediatamente a valle del rilevato autostradale e quindi di una colata detritica in senso lato, determinata dall'azione erosiva o dall'innescò di frane in alveo conseguenti al passaggio dello stesso nella porzione compresa tra il ponte di via Lavarini e il sottopasso ferroviario.

Pertanto, data la complessità del fenomeno descritto e la difficoltà nel modellizzare la propagazione del flusso, si è ritenuto di non utilizzare il metodo volumetrico per la stima delle portate ma valutazioni di carattere empirico basati su quanto osservato nel tratto d'alveo compreso tra il ponte di via Lavarini e il sottopasso ferroviario, sede della maggiore quantità di depositi grossolani; ne risulta una stima di portata di debris flow almeno doppia rispetto alla portata liquida calcolata per tempo di ritorno di 500 anni e pari a circa  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ .



## 5.5. VERIFICHE IDRAULICHE

### *Rio Pessina*

Le sezioni corrispondenti al tratto a monte della soglia di salto localizzata circa 10 m a monte del ponte di via Cave e al ponte stesso, sono state verificate considerando condizioni di moto uniforme, al passaggio di un fluido iperconcentrato con portata di 14.3 m<sup>3</sup>/s.

Le sezioni nella zona di confluenza con il Rio dei Pesci (area Cave Marmi Vallestrona), tratte dalle sezioni di progetto allegate al progetto esecutivo degli “*Interventi di sistemazione idraulica sul bacino del Rio Pessina e Rio dei Pesci*” a firma Ing. Chiesa, sono state verificate in condizioni di moto uniforme al passaggio di una portata pari a 30.6 m<sup>3</sup>/s. Di seguito vengono illustrate le caratteristiche di ciascuna sezione:

Sezioni	Note	L	H	p	A	Pb	Ri
1	A monte soglia	3.2	2.0	0.14	7.34	7.41	0.991
2	Ponte via Cave	1.85	2.1	0.09	5.19	6.17	0.841
3	Piazzale area Cave Marmi Vallestrona	4.3	1.3	0.05	5.59	6.90	0.810
4	Piazzale area Cave Marmi Vallestrona	5.5	1.5	0.07	8.25	8.50	0.971

Tab. 10 – *Dimensioni delle sezioni oggetto di verifica lungo il R. Pessina*

dove:

L: larghezza della sezione (m)

H: altezza minima della sezione (m)

p: pendenza dell'alveo a monte della sezione (%)

A: area sezione (m<sup>2</sup>)

Pb: perimetro bagnato (m)

Ri: raggio idraulico (m)

Le verifiche svolte, utilizzando per le sezioni 1, 3 e 4 il valore di coefficiente di Manning pari a 0,032 (vista la presenza di depositi a grana medio-grossolana) e per la sezione 2 di 0,028 (tratto pavimentato leggermente scabro), hanno fornito i seguenti risultati:

Sezioni	Note	n	q	h	v	Q
1	A monte soglia	0.032	14.3	0.6	6.94	85.3
2	Ponte via Cave	0.028	14.3	0.94	6.82	49.5
3	Piazzale area Cave Marmi Vallestrona	0.032	30.6	1.2	5.69	32.6
4	Piazzale area Cave Marmi Vallestrona	0.032	30.6	0.85	6.38	66.3

Tab. 11 – *Battenti, velocità e portata massima di deflusso per le sezioni considerate*

dove:

n: coefficiente di Manning (s m<sup>-1/3</sup>)

q: portata calcolata da verificare (m<sup>3</sup>/s)

h: altezza idrometrica relativa a q (m)

v: velocità di deflusso relativa a q (m/s)

Q: portata massima di deflusso (m<sup>3</sup>/s)

### *Rio dei Pesci*

Sulla base dello scenario critico definito in precedenza, ipotizzata la portata del flusso detritico e nota la geometria delle sezioni (tratte dalle sezioni di progetto allegate al

progetto esecutivo degli “*Interventi di sistemazione idraulica sul bacino del Rio Pessina e Rio dei Pesci*” a firma Ing. Chiesa) localizzate a valle del ponte ferroviario in corrispondenza della zona a maggior urbanizzazione, si ricavano la profondità di flusso  $h$ , e la velocità di deflusso  $v$ . Le sezioni prese in considerazione e oggetto di verifica sono localizzate nell'allegato *Ubicazione sezioni idrauliche* e di seguito elencate mantenendo la numerazione presente nel citato progetto:

Sezioni	Note	L	H	p
30	A valle del sottopasso ferroviario	3.6	3.0	3
28	A valle del sottopasso ferroviario	4.3	3.0	3

Tab. 12 – *Dimensioni delle sezioni del R. dei Pesci a valle del ponte ferroviario*

dove:

L: larghezza della sezione (m)

H: altezza minima della sezione (m)

p: pendenza dell'alveo a monte della sezione (°)

Le verifiche svolte utilizzando le equazioni illustrate nel capitolo 2 considerando una portata di  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , forniscono i seguenti valori di profondità di flusso  $h$  e di velocità  $v$ .

Sezioni	Note	h	v	a	q
30	A valle del sottopasso ferroviario	2.95	3.8	0.24	40
28	A valle del sottopasso ferroviario	2.75	3.4	0.24	40

Tab. 13 – *Battenti e velocità di deflusso ipotizzabili in uno scenario critico di debris flow per le sezioni considerate*

dove:

h: profondità del flusso detritico (m)

v: velocità della colata detritica (m/s)

a: costante sperimentale

q: portata della colata detritica ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

Per tutte le sezioni esaminate si è considerato un valore di  $a$  pari a 0.24, da utilizzarsi per i tratti a fondo naturale e quindi potenzialmente erodibile, non tenendo conto, cautelativamente, della presenza di soglie in corrispondenza di alcune sezioni.

## 5.6. CONCLUSIONI

Le verifiche idrauliche in corrispondenza del ponte di via Cave e nel tratto appena a monte dello stesso, dimostrano come le nuove sezioni di deflusso ricavate dagli interventi di sistemazione successivi all'evento alluvionale del luglio 1996, siano in grado di smaltire abbondantemente la portata al colmo nell'ipotesi del passaggio di una piena torrentizia con formazione di fluido iperconcentrato, consentendo di mantenere il flusso all'interno delle sponde dei manufatti, pur con valori di velocità elevata.

Le verifiche svolte per le sezioni in corrispondenza dell'area di proprietà Cave Marmi Vallestrona indicano viceversa la possibilità di tracimazione nella porzione appena a monte dell'imbocco del cunicolo, come peraltro si è verificato durante l'evento del 17 luglio 2009 caratterizzato da precipitazioni analoghe a quelle del luglio 1996; più

specificatamente durante tale evento non si è innescato il movimento di una colata detritica

Anche per quanto riguarda il Rio dei Pesci, le verifiche idrauliche mostrano la possibilità di esondazione in destra ma solo in occasione del passaggio di una colata detritica.

È pertanto possibile affermare che le opere di difesa e di regimazione realizzate consentono sia un più regolare deflusso delle portate di piena nei tratti maggiormente critici dal punto di vista idraulico sia un maggior controllo del trasporto solido, fattori da cui consegue una riduzione del rischio su tutta l'area urbanizzata. Per le aree classificate RME è sicuramente possibile il superamento della vincolistica RME; il grado di rischio residuo attualmente presente è da considerarsi accettabile anche per le zone limitrofe al corso del Rio Pessina ed inserite dal PRGC nelle sottoclassi 3b3a e 3b2a; pertanto per tali aree sarà possibile consentire tutti gli interventi edilizi esplicitati nelle NTA di PRGC per ciascuna delle sottoclassi 3b.

Fanno eccezione le seguenti situazioni:

1. edificio non residenziale in sponda destra a quota 244 m s.l.m. inserito in classe 3b4 e collocato a monte della difesa spondale destra di recente sistemazione ed edifici residenziali a lato e al termine della strada privata che conduce alla proprietà di cui sopra, inseriti rispettivamente in classe 3a (ma soggetto alle norme di cui alla sottoclasse 3b3a) e 3b2a; durante le intense precipitazioni del 17 luglio 2009, nel tratto d'alveo appena a monte del fabbricato non residenziale, si è verificata una evidente deposizione di materiale detritico grossolano con conseguente parziale avulsione e deflusso in destra ed interessamento della citata proprietà; poichè durante tale evento non si è innescata una colata detritica in alveo montano (le briglie selettive in alveo montano sono vuote o limitatamente riempite da materiale ghiaioso-sabbioso), è possibile ritenere che il materiale solido depositato sia stato preso in carico per erosione nel tratto compreso tra le briglie e il cunicolo autostradale e nella porzione d'alveo a valle dell'attraversamento di via Cave. Pertanto la porzione d'alveo a q. 244 m s.l.m. necessita della formazione di un argine in destra a difesa dei lotti invasi dalle acque esondate; inoltre si propone il parziale rifacimento della scogliera danneggiata in destra con contestuale realizzazione di n. 3 soglie di fondo al fine di limitare la tendenza all'approfondimento del fondo alveo; è ragionevole ritenere che fino all'esecuzione di tali interventi, sia possibile il ripetersi di un simile fenomeno, anche con uno scenario più gravoso che vedrebbe il deflusso delle acque esondate lungo la strada privata e l'interessamento dei due edifici posti a lato e al termine della stessa. Si ritiene pertanto che per i 3 fabbricati citati non sussistano al momento le condizioni di sicurezza tali da consentire la maggior fruibilità urbanistica prevista in norma per le classi 3b4, 3b3a e 3b2a;
2. l'area e gli edifici di proprietà Cave Marmi Vallestrona, localizzati alla confluenza tra Rio Pessina e Rio dei Pesci; si ritiene, infatti, che la pericolosità di tale areale sia determinata in parte dalla presenza di ostacoli artificiali (carroponti) al regolare deflusso del Rio Pessina all'altezza dell'imbocco del tratto in cunicolo e in parte dall'attività dell'adiacente Rio dei Pesci, corso d'acqua al momento non sufficientemente regimato. Per questo areale non sono ancora presenti al momento le condizioni di sicurezza tali da consentire la maggior fruibilità urbanistica prevista in norma per le classi 3b4, 3b3a e 3b2a.

## **6. RIO CANTONACCIO**

### **6.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA**

Il bacino del Rio Cantonaccio si sviluppa sul versante settentrionale del M.te Camoscio ed è impostato su substrato roccioso di natura granitica, in particolare al contatto tra il granito di transizione rosa-bianco e il granito bianco, con coperture di spessore relativamente contenuto date da depositi glaciali, depositi di versante e coltre eluvio-colluviale. Sedimenti di origine torrentizia sono diffusamente presenti nell'alveo principale e nella porzione di conoide in coalescenza con quella di dimensioni ben maggiori appartenente al Rio Frassino; depositi torrentizi e in parte di versante sono invece presenti lungo gli alvei dei tributari di destra.

La conoide del Rio Cantonaccio è parzialmente compresa in quella del Rio Frassino ed è nella sua parte più distale interdigitata coi sedimenti fluviali del F. Toce. È quindi difficile definirne con precisione l'estensione: è possibile stimare una superficie della conoide alluvionale di 0.1 km<sup>2</sup>, con una pendenza media misurata lungo la bisettrice di circa 12%.

A monte dell'apice di conoide il canale incide depositi grossolani con evidenze di notevoli fenomeni di erosione spondale e di fondo; sono diffusi lungo l'alveo depositi alluvionali con granulometria variabile da massi metrici a sabbie e struttura caotica derivanti con ogni probabilità da fenomeni di debris flow. L'immissione del canale in conoide è a gomito, mentre la posizione dello stesso è laterale destra, derivante con ogni probabilità dalla migrazione del canale da sinistra a destra. L'alveo durante l'evento dell'8 luglio 1996 ha subito un chiaro approfondimento ed allargamento; la conoide è stata parzialmente riattivata in apice e nel tratto distale per fenomeni di debris flow. Il tratto d'alveo terminale a monte del sottopasso in corrispondenza della s.s. n. 33 è caratterizzato da pendenza molto contenuta e da consistente larghezza e si configura come una naturale zona di deposizione in grado di accogliere i volumi solidi in carico al Rio Cantonaccio e ai suoi affluenti in occasione di eventi di piena torrentizia.

### **6.2. EFFETTI DELL'EVENTO ALLUVIONALE DELL'8 LUGLIO 1996**

Il Rio Cantonaccio ha registrato vistose erosioni in alveo a causa dell'inesco nell'asta principale di una colata detritica e conseguente deposizione grossolana in alveo e in conoide, fuoriuscita in sinistra all'altezza del gomito di immissione in conoide, invasione della strada comunale parallela all'alveo del corso d'acqua, deflusso verso un edificio nella porzione distale della conoide con danni al fabbricato, occlusione del sottopasso ANAS, tracimazione sopra la s.s. n.33 e deposizione di barre sabbiose in alveo del T. Stronetta. Anche i tributari di destra sono stati interessati da consistente trasporto solido, soprattutto il colatore in corrispondenza della chiesa della Madonna della Scarpia.

### **6.3. INTERVENTI REALIZZATI**

A seguito dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996, il Rio Cantonaccio è stato oggetto di interventi di sistemazione riguardanti alveo e fasce spondali in conoide; in particolare:

- realizzazione di argine sagomato in massi da cava lungo la sponda sinistra del tratto d'alveo che dall'apice di conoide raggiunge l'attraversamento della s.s. n.33;

- realizzazione di 2 traverse in apice di conoide in corrispondenza della netta variazione di pendenza e di 2 soglie di fondo nelle porzioni appena a valle;
- sistemazione con argini e soglie degli imbocchi nel Rio Cantonaccio di due affluenti di destra attivati dall'evento.

## 6.4. DETERMINAZIONE DELLO SCENARIO DI MASSIMA PERICOLOSITÀ

### 6.4.1. CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE DI MASSIMA PIENA

I parametri morfometrici del Rio Cantonaccio all'apice di conoide e alla confluenza con il tributario di destra a monte della strada s.s. n. 33, sono i seguenti:

	S	L	$H_{max}$	$H_{sez}$	$H_{med}$	$P_a$
Rio Cantonaccio (apice conoide)	0.16	0.54	595	234	429	34
Rio Cantonaccio (confluenza affluente di destra)	0.29	0.99	610	198	392	22

S: area bacino sotteso ( $km^2$ )

L: lunghezza tratto incanalato (km)

$H_{max}$ : quota massima bacino (m s.l.m.)

$H_{sez}$ : quota sezione di misura (m s.l.m.)

$H_{med}$ : quota media (m s.l.m.)

$P_a$ : pendenza media asta torrentizia (%)

Per il calcolo delle piogge critiche si sono utilizzati parametri "a" e "n" ricavati dall'esame degli afflussi verificatisi nell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996, confrontato con altri dati storici dell'areale, che ha consentito di individuare le relazioni rappresentative delle curve di possibilità climatica relative all'areale interessato dall'evento, per durate comprese tra 10' e 60'.

10		50		100		200		500	
a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
62.1	0.68	79.8	0.63	89.0	0.64	96.8	0.64	107.0	0.63

Anche per il Rio Cantonaccio, viste le caratteristiche geomorfologiche e le dimensioni del bacino, si sono utilizzati come valori di coefficiente di deflusso e di ragguglio rispettivamente 0.8 e 0.9.

La tabella seguente riporta i valori di tempo di corrivazione(h) nonchè di pioggia critica (mm) e portata di massima piena ( $m^3/s$ ), calcolati per vari tempi di ritorno:

	$T_c$	10		50		100		200		500	
		$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$	$P_c$	$Q_{max}$
Rio Cantonaccio (apice conoide)	0.22	21.9	3.2	30.4	4.5	33.4	4.9	36.4	5.4	40.8	6.0
Rio Cantonaccio (confluenza affluente di destra)	0.33	29.0	5.1	39.4	7.0	41.4	7.7	47.3	8.4	52.8	9.4

## 6.4.2. TRASPORTO SOLIDO

Da quanto verificato a seguito dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996, dalle considerazioni sull'assetto geomorfologico del bacino in esame e dalle osservazioni sedimentologiche dei depositi alluvionali presenti in alveo, si può ricavare che il Rio Cantonaccio è un corso d'acqua potenzialmente soggetto all'innesco di colate detritiche. Tali considerazioni sono confermate anche dai valori dell'indice di Melton, che per il Rio Cantonaccio risulta pari a 0.903, chiaramente superiore al 0.5 considerato il limite oltre il quale il corso d'acqua può essere soggetto a debris flow.

### 6.4.2.1. VALUTAZIONE DELLE MAGNITUDO

Utilizzando le espressioni maggiormente significative ed affidabili presenti in letteratura, meglio descritte nello studio geologico a corredo al PRGC a cui si rimanda, sono state ricavate stime dei volumi massimi mobilizzabili dall'asta principale del Rio Cantonaccio in occasione di innesco di debris flow, esplicitate nella seguente tabella:

<b>Metodologia</b>	<b>Magnitudo R. Cantonaccio (m<sup>3</sup>)</b>
Kronfellner-Kraus (1985)	max= 6.436
	min= 3.025
D'Agostino et al. (1996)	M2= 1.682
Bianco e Franzi (2000)	max= 7.058
	med= 2.569
Crosta et al. (2000)	M= 2.390

La media dei valori della magnitudo risulta di circa 4.000 m<sup>3</sup>, dato probabilmente abbastanza verosimile nel caso di evento di colata detritica che causi una consistente mobilizzazione del detrito esistente. A tale valore vanno sommati gli apporti provenienti dai colatori laterali di destra, la stima dei quali appare difficoltosa in quanto quelli attivati nel corso dell'evento del luglio 1996 mostrano al momento scarso potenziale detritico poichè gran parte del materiale in alveo è stato trasportato a valle. In ogni caso i colatori di più importanti dimensioni sono localizzati nel tratto terminale dell'asta del Rio Cantonaccio, in corrispondenza di un'ampia area di deposito, pertanto i loro contributi non hanno una valenza sostanziale nella definizione della pericolosità.

### 6.4.2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI PICCO DELLA COLATA DETRITICA

Al fine del calcolo del valore della portata di colata detritica che si ipotizza possa avere origine nel tratto montano dell'alveo principale del Rio Cantonaccio, sono stati ricavati valori di concentrazione pari a circa 0.46 che hanno consentito di stimare la portata della colata detritica  $Q_{df}$  in circa 20 m<sup>3</sup>/s pari a 3.3 volte la portata liquida calcolata per un tempo di ritorno di 500 anni.

L'ipotesi di scenario di massima pericolosità sulla base del quale svolgere le necessarie verifiche idrauliche, prevede la formazione di una colata detritica che transiterà conservando la propria portata massima, lungo il canale in conoide del Rio Cantonaccio; tale scenario risulta essere molto cautelativo in quanto non contempla deposizione e parziale laminazione della portata massima in corrispondenza dell'apice di conoide, dove l'alveo presenta consistente larghezza (circa 20 m), pendenza moderata (circa 3.5°) e velocità prevedibilmente molto basse. Il diverso tempo di corrivazione tra i bacini dei colatori (circa 0.1 h) e il bacino del Rio Cantonaccio sotteso

alla confluenza (circa 0.3 h), rende molto improbabile la possibilità di somma delle portate di colata detritica alla confluenza coi principali tributari e pertanto tale eventualità non è stata considerata nelle verifiche.

## 6.5. VERIFICHE IDRAULICHE

Sulla base dello scenario critico definito in precedenza, nota la portata del flusso detritico e la geometria delle sezioni (tratte dalle sezioni di progetto allegate al progetto esecutivo degli "Interventi di sistemazione idraulica del T. Stronetta affluenti di destra" a firma Ing. Chiesa), si ricavano la profondità di flusso  $h$ , e la velocità di deflusso  $v$ . Le sezioni prese in considerazione e oggetto di verifica sono localizzate nell'allegato *Ubicazione sezioni idrauliche* e di seguito elencate mantenendo la numerazione presente nel citato progetto:

Sezioni	Note	L	H	p
19	Traversa	18	2.0	3.5
18	Traversa	20.4	3.0	3.5
17	Soglia	10.4	2.4	6
16	Soglia	8.5	2.2	6
14	-----	5.6	2.2	6
11	-----	7.6	2.1	5
8	-----	5.0	2.1	3
7	-----	5.4	2.0	3
4	Dopo confluenza	8.0	2.6	1
3bis	-----	7.8	2.6	1
2	-----	14.8	2.0	1

Tab. 14 – Dimensioni delle sezioni lungo il canale in conoide del R. Cantonaccio

dove:

L: larghezza della sezione (m)

H: altezza minima della sezione (m)

p: pendenza dell'alveo a monte della sezione (°)

Le verifiche svolte utilizzando le equazioni illustrate nel capitolo 2 considerando una portata di 20 m<sup>3</sup>/s, forniscono i seguenti valori di profondità di flusso  $h$  e di velocità  $v$ .

Sezioni	Note	h	v	a	q
19	Traversa	1.4	0.8	0.24	20
18	Traversa	1.3	0.7	0.24	20
17	Soglia	1.5	1.2	0.24	20
16	Soglia	1.4	1.7	0.24	20
14	-----	2.0	1.8	0.24	20
11	-----	1.8	1.5	0.24	20
8	-----	2.3	1.7	0.24	20
7	-----	2.3	1.6	0.24	20
4	Dopo confluenza	2.4	1.0	0.24	20
3bis	-----	2.5	1.0	0.24	20
2	-----	1.9	0.7	0.24	20

Tab. 15 – Battenti e velocità di deflusso ipotizzabili in uno scenario critico di debris flow per le sezioni considerate

dove:

$h$ : profondità del flusso detritico (m)

$v$ : velocità della colata detritica (m/s)

$a$ : costante sperimentale

$q$ : portata della colata detritica ( $m^3/s$ )

Per tutte le sezioni esaminate si è considerato un valore di  $a$  pari a 0.24, da utilizzarsi per i tratti a fondo naturale e quindi potenzialmente erodibile, non tenendo conto, cautelativamente, della presenza di soglie e traverse in corrispondenza di alcune sezioni.

## 6.6. CONCLUSIONI

Si osserva come le profondità di flusso in corrispondenza delle sezioni 7 e 8, ipotizzando che la portata di  $20 m^3/s$  si conservi, eccedano l'altezza dell'argine di circa 0.2-0.3 m, ne consegue la possibilità di una limitata fuoriuscita di materiale detritico misto ad acqua che potrebbe scorrere in parte lungo la strada comunale, dando luogo ad un deflusso ad energia e battenti prevedibilmente contenuti. Tuttavia, come si deduce dalle velocità stimate per le sezioni 19, 18 e 17, (rispettivamente 0.8 m/s, 0.7 m/s e 1.2 m/s) appare estremamente probabile che processi di deposizione di una parte del materiale detritico costituente la colata, possano avere luogo in alveo soprattutto in corrispondenza del tratto subito a valle dell'apice di conoide; inoltre le velocità previste per le sezioni 16, 14 e 11 risultano sufficienti a consentire il transito del debris flow ma non sono in grado di provocare importanti fenomeni di erosione del fondo alveo e conseguente incremento della portata. Pertanto uno scenario che ipotizzi la conservazione della portata fino alle sezioni 7 e 8 può essere considerato a bassa probabilità.

L'ampia piazza di deposito ricavata a monte dell'attraversamento corrispondente alla s.s. n. 33, consentirà inoltre l'ulteriore deposizione del materiale medio-grossolano in carico al corso d'acqua e ai suoi affluenti di destra in occasione di colata detritica, riducendo notevolmente la probabilità di ostruzione anche parziale della sezione di deflusso del sottopasso stradale.

Nel complesso le opere realizzate hanno dato luogo ad un'importante riduzione del rischio lungo le aree interessate dagli effetti dell'evento alluvionale dell'8 luglio 1996 e più in generale nella porzione urbanizzata della conoide perimetrata come area RME od inserita nelle sottoclassi 3b4, 3b3a e 3b2a. Pertanto è possibile ritenere che il grado di rischio presente sulla conoide del Rio Cantonaccio sia per le aree classificate RME sia per le aree, interne ed esterne alla perimetrazione RME, inserite dal PRGC nelle sottoclassi 3b4, 3b3a e 3b2a, sia stato efficacemente ridotto dalla presenza delle opere di difesa e regimazione, e che il grado di rischio residuo attualmente presente nelle aree classificate RME all'interno della conoide del Rio Cantonaccio e 3b sia da considerarsi accettabile al fine di permettere il superamento della perimetrazione e della vincolistica RME (per la porzione in conoide) e di consentire tutti gli interventi edilizi esplicitati nelle NTA di PRGC per ciascuna delle sottoclassi 3b. Per quanto riguarda le due porzioni inserite in classe 3b2a a valle della s.s. n. 33, è possibile ritenere che gli interventi sul Rio Cantonaccio e sul T. Stronetta realizzati a seguito dell'evento alluvionale del luglio 1996 conferiscano a tale zona un rischio residuo basso e determinato essenzialmente da possibili allagamenti a bassa energia dovuti all'attività del T. Stronetta; se si eccettua l'edificio in fregio al T. Stronetta localizzato nella porzione più occidentale in classe 3b2a, tuttora potenzialmente soggetto ad allagamenti con bassa energia ma battenti



pluridecimetrici (si veda l'allegato grafico "Aree a rischio residuo sufficientemente ridotto"), anche per i restanti settori in classe 3b2a vengono consentiti tutti gli interventi edilizi esplicitati nelle NTA di PRGC per la classe 3b2a.

## **7. AREA RME A VALLE DELLA S.S. n. 33 IN PROSSIMITÀ DELLE CAVE**

La restante parte dell'area RME localizzata in gran parte a valle della s.s. n. 33 e solo nella porzione più orientale a monte della stessa in corrispondenza della Cava Giacomini presenta rischio determinato da vari fattori, quali distacco di massi dalle pareti rocciose a monte della s.s. n. 33, allagamenti a bassissima energia e battente pluridecimetrico dovuti alla dinamica del T. Stronetta (zona in prossimità del ponte di via Piano Grande), allagamenti a medio-bassa energia dovuti alla tracimazione del canale di gronda parallelo alla strada statale causata dal materiale detritico in carico alle acque ruscellanti provenienti dai settori di cava attualmente attivi, allagamenti a bassa energia ascritti all'attività di un corso d'acqua torrentizio localizzato all'estremità orientale del versante sud del M.te Camoscio e solo per le parti più depresse, allagamenti a bassissima o nulla energia con battenti idrici ridotti connessi alle piene del F. Toce e del Lago Maggiore.; l'analisi svolta in ambito di PRGC e le considerazioni riportate in precedenza mostrano come nel complesso, eccezion fatta per i fenomeni di caduta massi localizzati però solo in corrispondenza delle pareti granitiche prossime alla strada statale dove il rischio può essere valutato come medio-elevato, i processi dissestivi che coinvolgono le porzioni classificate RME si caratterizzano per energia bassa o nulla; pertanto anche per tali aree si ritiene possibile il superamento dei vincoli di RME; tuttavia, per le aree in classe 3b2d e 3b3b comprese o adiacenti la perimetrazione RME, permangono condizioni di rischio medio e pertanto al momento non vengono consentiti gli interventi edilizi che le NTA del PRGC permetterebbero a seguito della realizzazione delle opere di difesa e di regimazione.

Gli interventi di difesa e regimazione necessari al fine di ridurre ulteriormente il rischio derivante dall'attività del T. Stronetta riguarderanno essenzialmente la formazione di adeguate sezioni di deflusso e la rinaturazione di alveo, fasce spondali e aree golenali, al fine di migliorare le condizioni di deflusso del corso d'acqua in situazioni di piena.

Circa i fattori di pericolosità connessi all'attività delle cave di granito, si ritiene necessario la formazione di adeguate vasche di deposizione del materiale solido preso in carico dalle acque ruscellanti con adeguamento della sezione di deflusso dell'attraversamento di ingresso alla cava localizzato lungo il canale di gronda, nonché opere di protezione da eventuali cadute di massi dalle pareti localizzate in adiacenza alla s.s. n. 33.

## **8. CONSIDERAZIONI SULL'EVENTO TEMPORALESICO DEL 17 LUGLIO 2009**

L'evento di precipitazioni brevi ed intense che ha interessato i bacini in esame, mostra dal punto di vista pluviometrico, notevoli affinità con quello avvenuto nella notte fra il 7 e l'8 luglio 1996 che ha dato origine agli eventi di dissesto torrentizio descritti in precedenza (si veda al proposito il "*Rapporto dell'evento temporalesico del 17 luglio 2009*" a cura dell'Arpa Piemonte - Area Previsione e Monitoraggio Ambientale Centro per le Ricerche Territoriali e Geologiche).

A differenza di quanto verificatosi nel luglio 1996, durante l'episodio del 17 luglio 2009 non si è osservato sui corsi d'acqua in esame l'insorgere di colate detritiche sia per collasso dei depositi in alveo sia per presa in carico di materiale franato in alveo; inoltre i fenomeni franosi superficiali che nel 1996 interessarono vasti tratti dei versanti spondali torrentizi (in particolare sul T. Selvaspessa), non hanno avuto luogo durante l'evento del luglio 2009. La maggiore stabilità delle fasce spondali e dei depositi in alveo rappresenta la più evidente differenza negli effetti che i due episodi hanno provocato sui bacini torrentizi; essa potrebbe dipendere da un minore grado di saturazione dei sedimenti e delle coltri, funzione delle piogge cadute nei giorni e nelle ore precedenti, presente al momento dell'evento temporalesco di massima intensità. Va comunque rimarcato come anche le opere di difesa spondale e di regimazione hanno concorso a limitare i fenomeni di instabilità dei versanti spondali e dei depositi in alveo: ad esempio, lungo il tratto del T. Selvaspessa a valle dell'attraversamento del sentiero per l'A. Vedabbia (Comune di Stresa) regimato e difeso con scogliere in destra e soglie di fondo, non si sono ripetuti gli imponenti fenomeni franosi in terreno, causati dall'azione erosiva del corso d'acqua al piede del versante spondale, che ebbero luogo durante l'evento del luglio 1996.

Fenomeni di trasporto solido con formazione di fluido iperconcentrato hanno comunque avuto luogo lungo il Rio Piovere e lungo il Rio Pessina, mentre il T. Selvaspessa e il Rio Cantonaccio hanno mostrato essenzialmente processi di trasporto di fondo e in sospensione di materiale ghiaioso sabbioso.

Le opere realizzate, anche se non sollecitate da colate detritiche, hanno contribuito a limitare eventuali danni possibili anche per fenomeni di debris flood; in particolare lungo il Rio Piovere si è osservato un parziale riempimento della briglia selettiva e il totale riempimento delle sue brigliette poste a monte dell'attraversamento di via Fraccaroli, fattori che hanno consentito una diminuzione delle portate al colmo di piena. Inoltre le sezioni di deflusso che avevano mostrato criticità durante il luglio 1996 e che sono state rifatte o adeguate negli anni successivi (attraversamenti di via Piovere e di via Fraccaroli, tratto in cunicolo delle vie Bertarello, Don Gnocchi e Partigiani), hanno mostrato di essere in grado di smaltire adeguatamente i considerevoli deflussi di piena liquida comunque verificatisi durante l'evento del luglio 2009.

## **9. PROPOSTA DI NORME TECNICHE INTEGRATIVE**

Ai fini del mantenimento nel tempo dell'attuale livello di rischio residuo o addirittura di una ulteriore minimizzazione dello stesso, si ritiene necessario introdurre nelle NTA di PRGC, per le classi 3b4, 3b3a e 3b2a, alcuni elementi di cautela mirati sia alla manutenzione periodica delle opere di difesa e di regimazione sia alla diminuzione della vulnerabilità degli edifici da ristrutturare o, laddove possibile, di nuova realizzazione.

In particolare si propone la seguente integrazione:

*“L'Amministrazione Comunale provvederà ad integrare lo strumento urbanistico con un cronoprogramma di manutenzione periodica delle opere di difesa e regimazione esistenti ed eventualmente di integrazione di nuove opere con le finalità di ridurre l'erosione e il trasporto solido.*

*I seguenti interventi, RE1 e D per la sottoclasse 3b4, RE2, S, MDB, NCa per la sottoclasse 3b3a e RE2, MDB, A, S, NCa, NC per la sottoclasse 3b2a dovranno*

*dimostrare già in fase di progetto, attraverso apposita relazione tecnica, le ricercate caratteristiche di bassa vulnerabilità ad allagamenti con trasporto solido; i criteri saranno improntati a:*

- 1. realizzazione di ingressi e finestre ai piani terra non orientati verso la direzione dei possibili deflussi in occasione di eventi alluvionali;*
- 2. individuazione di percorsi di evacuazione non pericolosi;*
- 3. privilegiare, ove possibile, trasferimenti residenziali ai piani alti degli edifici;*
- 4. rinuncia a piani interrati;*
- 5. verifiche strutturali delle resistenze delle murature esistenti rispetto a possibili impatti di flussi detritici.*

*I titolari delle concessioni edilizie dovranno rilasciare apposita dichiarazione di consapevolezza della presenza di un rischio residuo per eventi alluvionali a tempo di ritorno elevato”.*

Si ritiene che tali modifiche non debbano costituire variante al PRGC e che le stesse possano essere approvate dal Consiglio Comunale come attuazione delle NTA esistenti relativamente alle sottoclassi 3b4, 3b3a e 3b2a.

Verbania, giugno 2010

Dott. Geol. Italo Isoli

Dott. Geol. Stefano Fardelli

## INDICE

<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>1</b>
<b>2. METODOLOGIA UTILIZZATA</b> .....	<b>2</b>
<b>2.1. CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA LIQUIDA E MODELLI UTILIZZATI PER LE VERIFICHE IDRAULICHE</b> .....	<b>2</b>
<b>2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI DEBRIS FLOW E DEBRIS FLOOD E MODELLI UTILIZZATI PER LE VERIFICHE IDRAULICHE</b> .....	<b>4</b>
<b>3. TORRENTE SELVASPESA</b> .....	<b>6</b>
<b>3.1. GEOLOGIA</b> .....	<b>6</b>
<b>3.2. GEOMORFOLOGIA</b> .....	<b>7</b>
3.2.1. GEOMORFOLOGIA DELL'ALVEO, DELLE FASCE SPONDALI E DELLA CONOIDE.....	7
3.2.2. MOVIMENTO FRANOSO PROFONDO IN SPONDA DESTRA.....	9
<b>3.3. EFFETTI DELL'EVENTO ALLUVIONALE DELL'8 LUGLIO 1996</b> .....	<b>11</b>
<b>3.4. INTERVENTI REALIZZATI</b> .....	<b>12</b>
<b>3.5. DETERMINAZIONE DELLO SCENARIO DI MASSIMA PERICOLOSITÀ</b> .....	<b>15</b>
3.5.1. MORFOMETRIE, TEMPO DI CORRIVAZIONE E PRECIPITAZIONI CRITICHE .....	15
3.5.2. CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE DI MASSIMA PIENA AL COLMO .....	16
3.5.3. TRASPORTO SOLIDO .....	17
3.5.3.1. GENERALITÀ .....	17
3.5.3.2. VALUTAZIONE DELLE MAGNITUDO .....	17
3.5.3.2.1. CALCOLO DELLE PORTATE DI PICCO DELLA COLATA DETRITICA .....	18
3.5.4. CONSIDERAZIONI SULL'EVOLUZIONE DEL MOVIMENTO FRANOSO IN DESTRA.....	20
<b>3.6. VERIFICHE IDRAULICHE</b> .....	<b>21</b>
<b>3.7. VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL MOVIMENTO FRANOSO IN DESTRA DEL T.SELVASPESA</b> .....	<b>23</b>
<b>3.8. CONCLUSIONI</b> .....	<b>24</b>
<b>4. RIO DELLE PIOVERE</b> .....	<b>25</b>
<b>4.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA</b> .....	<b>25</b>
<b>4.2. EFFETTI DELL'EVENTO ALLUVIONALE DELL'8 LUGLIO 1996</b> .....	<b>25</b>
<b>4.3. INTERVENTI REALIZZATI</b> .....	<b>25</b>
<b>4.4. DETERMINAZIONE DELLO SCENARIO DI MASSIMA PERICOLOSITÀ</b> .....	<b>26</b>
4.4.1. CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE DI MASSIMA PIENA .....	26
4.4.2. TRASPORTO SOLIDO .....	27
4.4.2.1. VALUTAZIONE DELLE MAGNITUDO .....	27
4.4.2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI PICCO DELLA COLATA DETRITICA E DEL FLUIDO IPERCONCENTRATO .....	28
<b>4.5. VERIFICHE IDRAULICHE</b> .....	<b>28</b>
<b>4.6. CONCLUSIONI</b> .....	<b>30</b>
<b>5. RIO PESSINA E RIO DEI PESCI</b> .....	<b>31</b>
<b>5.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA</b> .....	<b>31</b>
<b>5.2. EFFETTI DELL'EVENTO ALLUVIONALE DELL'8 LUGLIO 1996</b> .....	<b>34</b>
<b>5.3. INTERVENTI REALIZZATI</b> .....	<b>35</b>
<b>5.4. DETERMINAZIONE DELLO SCENARIO DI MASSIMA PERICOLOSITÀ</b> .....	<b>37</b>
5.4.1. CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE DI MASSIMA PIENA .....	37
5.4.2. TRASPORTO SOLIDO .....	38
5.4.2.1. VALUTAZIONE DELLE MAGNITUDO .....	39
5.4.2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI PICCO DELLA COLATA DETRITICA E DEL FLUIDO IPERCONCENTRATO .....	39
<b>5.5. VERIFICHE IDRAULICHE</b> .....	<b>41</b>
<b>5.6. CONCLUSIONI</b> .....	<b>42</b>
<b>6. RIO CANTONACCIO</b> .....	<b>44</b>
<b>6.1. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA</b> .....	<b>44</b>
<b>6.2. EFFETTI DELL'EVENTO ALLUVIONALE DELL'8 LUGLIO 1996</b> .....	<b>44</b>

<b>6.3. INTERVENTI REALIZZATI .....</b>	<b>44</b>
<b>6.4. DETERMINAZIONE DELLO SCENARIO DI MASSIMA PERICOLOSITÀ .....</b>	<b>45</b>
6.4.1. CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE DI MASSIMA PIENA .....	45
6.4.2. TRASPORTO SOLIDO .....	46
6.4.2.1. VALUTAZIONE DELLE MAGNITUDO .....	46
6.4.2.2. CALCOLO DELLE PORTATE DI PICCO DELLA COLATA DETRITICA .....	46
<b>6.5. VERIFICHE IDRAULICHE .....</b>	<b>47</b>
<b>6.6. CONCLUSIONI .....</b>	<b>48</b>
<b>7. AREA RME A VALLE DELLA S.S. N. 33 IN PROSSIMITÀ DELLE CAVE.....</b>	<b>49</b>
<b>8. CONSIDERAZIONI SULL'EVENTO TEMPORALESCO DEL 17 LUGLIO 2009 .....</b>	<b>49</b>
<b>9. PROPOSTA DI NORME TECNICHE INTEGRATIVE.....</b>	<b>50</b>

ALLEGATI:

- Allegato 1a – Ubicazione sezioni idrauliche sul Rio Piovère – Scala 1:2.000
- Allegato 1b – Ubicazione sezioni idrauliche sul T. Selvaspessa – Scala 1:2.000
- Allegato 1c – Ubicazione sezioni idrauliche sul Rio Pessina – Scala 1:2.000
- Allegato 1d – Ubicazione sezioni idrauliche sul Rio Pessina e Rio dei Pesci – Scala 1:2.000
- Allegato 1e – Ubicazione sezioni idrauliche sul Rio Cantonaccio – Scala 1:2.000
- Allegato 2a – Aree a rischio residuo sufficientemente ridotto sul Rio Piovère e sul T. Selvaspessa – Scala 1:2.000
- Allegato 2b – Aree a rischio residuo sufficientemente ridotto sul Rio Pessina – Scala 1:2.000
- Allegato 2c – Aree a rischio residuo sufficientemente ridotto sul Rio Cantonaccio – Scala 1:2.000
- Allegato 2d – Aree a rischio residuo sufficientemente ridotto – Legenda
- Allegato 3a – Sezioni oggetto di verifiche idrauliche: T. Selvaspessa – Scala 1:200
- Allegato 3b – Sezioni oggetto di verifiche idrauliche: R. Piovère, R. Pessina e R. dei Pesci – Scala 1:200
- Allegato 3c – Sezioni oggetto di verifiche idrauliche: R. Cantonaccio – Scala 1:200

REGIONE PIEMONTE  
PROVINCIA DEL VERBANO-CUSIO-OSSOLA  
**COMUNE DI BAVENO**

**RELAZIONE DI COLLAUDO AI FINI  
URBANISTICI PER LA VERIFICA  
DELL'EFFICACIA DELLE OPERE DI  
DIFESA E REGIMAZIONE NEI RIGUARDI  
DELLA RIDUZIONE DEL RISCHIO**

*giugno 2010*

**Dr. Geol. ITALO ISOLI**

Via Rigola n.27 - 28921 Verbania Intra (VB)  
Tel. 0323-552007/515969- Telefax 0323-408456  
P.IVA 00857770036 E-mail: [itisoli@tin.it](mailto:itisoli@tin.it)



**Studio GeA Geologi Associati**

Anna Cristina • Stefano Fardelli • Roberto Michetti  
C.so Cairoli, 46 • 28921 Verbania Intra (VB)  
Tel.: 0323516236 • Fax: 0323515962  
E-mail: [studiogea@fastwebnet.it](mailto:studiogea@fastwebnet.it) • P.IVA: 01927120038

Dott. Geol. Stefano Fardelli