COMUNE DI MILLESIMO
PROVINCIA DI SAVONA

VERIFICA IDRAULICA
DELLA REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI –
INTERVENTO DI RIATTIVAZIONE, MESSA IN SICUREZZA,
AMBIENTALIZZAZIONE EX CAVA SAN ROCCO IN
MILLESIMO – VARIANTE

RELAZIONE IDRAULICA

Marzo 2021

DOTT. ING. Ph.D GIOVANNA PIOVANO
(firmato digitalmente)

DOTT. ING. GIUSEPPE PIOVANO
(firmato digitalmente)

INDICE

RELAZIONE IDRAULICA 1

1. Premessa 1

2. I fondamenti della progettazione 2

3. La rete idraulica 3

3.1 Calcolo della portata 4

3.2 Posizionamento, distanze e caratteristiche delle canalizzazioni 6

4. Metodologia applicata nel caso di specie 6

5. Determinazione delle portate dei sottobacini 7

5.1 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO A 7

5.2 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO B 9

5.3 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO C 10

5.4 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO D 11

5.5 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO E 13

5.6 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO F 14

5.7 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO G 16

5.8 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO H 17

5.9 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO I 18

5.10 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO L 20

6. La verifica delle sezioni delle opere di smaltimento 21

7. CONCLUSIONI 23

RELAZIONE IDRAULICA

VERIFICA IDRAULICA DELLA REGIMAZIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI. INTERVENTO DI RIATTIVAZIONE, MESSA IN SICUREZZA, AMBIENTALIZZAZIONE EX CAVA SAN ROCCO IN MILLESIMO – VARIANTE

1. Premessa

La presente Relazione, predisposta su incarico della Rocca Mar s.r.l. con sede in Magliolo (SV), illustra gli studi idraulici eseguiti sulle canalizzazioni delle acque provenienti dalle superfici scolanti presenti nel sito della ex Cava San Rocco, situata in Comune di Millesimo (SV). Lo studio idraulico è stato eseguito facendo riferimento al rilievo topografico e al progetto di ambientalizzazione, predisposto dallo Studio Borra di Borghetto S. Spirito (SV).

Lo studio ha lo scopo di verificare l'adeguatezza della rete di collettamento e di smaltimento delle acque superficiali facenti parte delle opere di regimazione idraulica che verranno costruite nell'ambito della realizzazione dell'intervento di rimodellamento geomorfologico e di ambientalizzazione della ex cava.

E' necessario infatti realizzare una rete che allontani gli eventi meteorici critici ed i possibili apporti idrici eccezionali, in piena sicurezza, senza effetti negativi sull'area (erosione, cedimenti e scavi) e sul territorio circostante (esondazioni, trasporto solido, frane). La verifica è stata effettuata facendo riferimento alla situazione idraulica quale risulterà al termine dei lavori di rimodellamento geomorfologico e di ambientalizzazione della ex cava.

A tal fine si rende necessario determinare le quantità di precipitazioni intense, con assegnato periodo di ritorno, da assumere come base della portata di progetto per il dimensionamento delle reti idrauliche di cui sopra e della verifica dell'impluvio naturale presente a ovest della ex cava. In tale impluvio confluiranno, in prossimità della sua tombinatura esistente, di attraversamento della strada provinciale n°51, anche parte delle acque raccolte dalle superfici scolanti della ex cava. Infatti la gestione dell'acqua e il controllo dei suoi effetti, sia dal punto di vista tecnico (erosione superficiale) che paesaggistico ambientale ha un effetto rilevante e fondamentale nella risistemazione morfologica del sito.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite facendo riferimento ad elaborati grafici progettuali forniti dalla proprietaria Rocca Mar s.r.l. con sede in Magliolo (SV).

2. I fondamenti della progettazione

La progettazione complessiva di tutta la rete idraulica del sito è condizionata dall'andamento morfologico dell'area. Si è tenuto conto della presenza in adiacenza alla cava di un impluvio naturale in cui scorre, in occasione di precipitazioni, un rio senza nome, che raccoglie l'acqua del versante boscoso soprastante.

L'acqua di deflusso superficiale genera problematiche diverse, a seconda delle condizioni ambientali e delle condizioni morfologiche circostanti. In aree particolarmente sensibili a fenomeni erosivi e a movimenti di massa superficiali, il rimodellamento deve favorire un rapido e sicuro allontanamento delle acque in eccesso, limitandone l'infiltrazione e l'accumulo nel materiale abbancato.

Nella progettazione si è tenuto conto anche che pendii ripidi favoriranno un maggiore deflusso superficiale a scapito dell'infiltrazione e che, al contrario, pendii poco acclivi favoriranno una maggiore infiltrazione ed accumulo di acqua nel suo interno.

Anche la lunghezza delle scarpate gioca un ruolo importante: al suo aumentare si registra sempre un aumento nei volumi del deflusso associati ad un aumento della velocità dell'acqua specie quella incanalata e della conseguente erosione del terreno. Anche le scarpate piuttosto alte, a parità di materiale abbancato e alti dislivelli morfologici risulteranno più stabili se modellati con pendii a limitata pendenza. Invece piccoli dislivelli potranno essere sistemati facendo ricorso a scarpate ripide, con pendenze forti, senza che si manifestino particolari problemi di stabilità.

Nell'area sono presenti forme differenziate di superficie, quali superfici convesse, in cui vi è un aumento diretto del deflusso all'aumentare della pendenza, e superfici concave, dove al diminuire della pendenza si ha, in genere, un forte decremento nel deflusso.

Essendo l'area esposta a sud, nella sistemazione della rete si sono preferite forme che consentono lo stoccaggio delle acque meteoriche a servizio della vegetazione presente. In queste aree, infatti la disponibilità idrica rappresenta il fattore limitante di tutta l'attività biologica. Questo accumulo, sia superficiale che sotterraneo, non comprometterà in nessun modo le condizioni di stabilità geotecniche del sito.

Nel modellamento delle scarpate si è cercato in ogni modo di minimizzare il rischio di erosione, evitando settori superficiali troppo pendenti o troppo lunghi, così come sono state evitate grandi concentrazioni di deflusso, sia superficiale che sotterraneo, alla base dei versanti. I pendii sono stati interrotti con gradoni subpianeggianti, ove è stata posizionata la rete di raccolta ed allontanamento dell'acqua in eccesso.

Per il mantenimento della stabilità di un sito, un altro elemento fondamentale è rappresentato dalla presenza di falde e dei relativi affioramenti a giorno. La loro azione si manifesta direttamente, con pressioni idrostatiche, idrodinamiche, saturazioni ed, indirettamente, con l'alterazione delle rocce.

Nell'area oggetto di studio non sono presenti falde idriche, per cui non si è reso necessario adottare strategie passive, adattando le zone interessate dall'affioramento a queste condizioni più critiche. In tali situazioni, infatti, si rende necessario limitare le pendenze delle scarpate, oppure adottare strategie attive comportanti la realizzazione di

interventi di tipo ingegneristico, che prevedano l'esecuzione di lavori finalizzati all'intercettazione e alla captazione delle falde, onde ottenere un allontanamento controllato delle acque stesse.

3. La rete idraulica

Risulta quindi necessario realizzare nel sito della ex cava una rete di raccolta controllata delle acque di scorrimento superficiale, al fine di favorirne un veloce e sicuro allontanamento, limitando le possibilità sia di erosione superficiale che di infiltrazione profonda.

La rete idraulica deve consentire l'allontanamento veloce ed in sicurezza delle acque superficiali in eccesso. Questo obiettivo si realizza limitando l'effetto meccanico di erosione dovuto all'acqua superficiale (diminuendone la velocità e quindi l'erosione ed il trasporto solido). Non tutta l'acqua dovrà comunque essere allontanata, in quanto una parte di essa è indispensabile al mantenimento di una copertura vegetale, al fine di rendere stabile l'area risistemata, nonostante le modificazioni a cui questa andrà in contro.

Queste finalità si raggiungono attraverso un'adeguata progettazione, dimensionamento e realizzazione della rete idraulica di allontanamento delle acque presenti sul versante rimodellato, in occasione di precipitazioni meteorologiche.

Il dimensionamento e la realizzazione devono essere modulate tenendo conto delle condizioni particolari presenti ("giovinezza morfologica del sito", grado di pendenza, limitata presenza della copertura vegetale ecc). Le opere idrauliche devono infatti assicurare una riuscita certa e di lunga durata dell'intervento, pur essendo disponibili in letteratura, per i piccoli bacini idrografici o per le scarpate, soltanto scarsi dati teorico-pratici riguardanti i deflussi, i tempi di corrivazione, ecc.

La progettazione della rete di scolo in una risistemazione ambientale deve prevedere quindi la verifica del dimensionamento della canalizzazione delle acque, in grado di allontanarle in modo adeguato e in piena sicurezza, in occasione del verificarsi di eventi meteorici critici, in modo che non si manifestino effetti negativi sulla stessa rete (esondazioni e trasporto solido) e sull'area circostante (erosioni, scavi, cedimenti e frane).

E' quindi innanzitutto necessario definire l'evento critico che la rete deve sopportare. Nel caso in oggetto, per dimensionare la rete si è fatto riferimento ad un evento meteo con tempo di ritorno 200-ennale. Si è quindi proceduto al calcolo della portata massima di riferimento alla sezione sottesa ad una certa area, con pendenza e conformazione definite.

Partendo da questi dati è stato possibile definire tutti i parametri idraulici e geometrici dei diversi tratti della rete di allontanamento delle acque. Questa è stata prevista in modo tale da intercettare l'acqua di scorrimento superficiale sul versante rimodellato e quindi convogliarla verso il recapito finale.

Si è proceduto quindi al calcolo delle dimensioni della sezione e di tutti i parametri idraulici (pendenza del fondo, scabrezza, ecc.) che sono elementi fondamentali per le condotte di ordine superiore (nel caso specifico la tubazione di allontanamento posta a valle

dei due pozzetti di decantazione posti nel settore est e ovest della ex cava). Tali condotte devono essere in grado di ricevere e allontanare i volumi critici previsti.

3.1 Calcolo della portata

Per poter calcolare il valore della portata massima in una qualsiasi sezione della rete di scolo si possono utilizzare approcci diversi. Nonostante la disponibilità di molti modelli sviluppati per calcolare questa incognita, esistono altrettanti problemi circa la loro applicazione. In particolare la presenza di piccole superfici interessate, nonché la mancanza di dati idrografici puntuali. Nel presente studio è stato utilizzato il metodo analitico denominato "Metodo Razionale". Per il calcolo della portata massima si può utilizzare il metodo proposto da Turazza, che richiede l'applicazione della formula:

$$Q_c = k \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata massima (m^3/s);

k è il coefficiente per uniformare le unità di misura;

c è il coefficiente di deflusso che tiene conto dell'infiltrazione;

i è l' intensità della precipitazione che origina la piena (mm/h);

A è l'area scolante (km^2).

Per sviluppare questo metodo è necessario calcolare innanzitutto i parametri idraulici del bacino posto a monte di una data sezione.

Altezza di pioggia

L'Autorità di Bacino del fiume Po, nella cui area di riferimento ricade il sito della ex cava oggetto di intervento, ha definito con una propria direttiva, in attuazione dell'art.10 del P.A.I. i valori delle precipitazioni intense da assumere come base di progetto di opere idrauliche. La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto del bacino è stata effettuata attraverso l'individuazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

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

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

in cui i parametri *a* e *n* dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato. Sono state utilizzate le serie storiche delle precipitazioni intense riportate negli Annali Idrologici del servizio Idrografico e Mareografico Italiano relative ai massimi annuali delle precipitazioni della durata di 1, 3, 6,12, 24 ore consecutive.

Al fine di fornire uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense nei punti privi di di misure dirette è stata condotta un'interpolazione spaziale con il metodo di "kriging" dei parametri *a* e *n* delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato.

I valori indicati costituiscono riferimento per le esigenze connesse a studi e progettazioni che, per dimensione e importanza, non possono svolgere direttamente valutazioni idrologiche più approfondite a scala locale

Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione, t_c rappresenta il tempo necessario perché una particella di acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino possa far sentire il suo effetto sulla sezione di riferimento. La determinazione di questo valore rappresenta un'incognita molto grande. Tutti gli studi idraulici pubblicati in genere considerano bacini idrografici di dimensioni molto superiori a quelle del nostro caso. Le formule utilizzabili, già di per se molto indicative, diventano ancor più imprecise, il che rende assai difficile una loro applicazione puntuale. Si è pertanto proceduto a calcolare il t_c con la formula ritenuta dagli studiosi maggiormente affidabile e cioè la formula di Giandotti.

$$t_c = \frac{(4\sqrt{A} + 1{,}5 \cdot L)}{0{,}8 \cdot \sqrt{(h_m - h_0)}}$$

Scelta del coefficiente di deflusso

Questo coefficiente rappresenta il rapporto tra il volume defluito in una certa sezione in un tempo t ($t_c + t_p \geq$ tempo di pioggia + tempo di corrivazione) e l'acqua meteorica caduta nel bacino idrografico. Per ricavare il coefficiente corretto per l'area scolante si possono utilizzare delle tabelle di riferimento.

In conclusione, l'utilizzo del Metodo Razionale per la determinazione della portata, che come è noto fornisce valori leggermente sovrastimati, unitamente all'impiego della formula di Giandotti, che per piccolissimi bacini tende a sottostimare il tempo di corrivazione, permette di ottenere valori attendibili al fine della sicurezza della sistemazione idraulica dell'area.

Inoltre, viste le particolari condizioni in cui si opera (movimenti di substrati minerali e di substrati pedogenizzati, pendenze significative, superfici limitate, assenza della vegetazione, almeno nei primi anni, e carenza di elaborazioni sperimentali su piccole o piccolissime superfici), cautelativamente si ritiene necessario considerare nel dimensionamento delle opere un caso critico gravoso, corrispondente almeno ad un tempo di ritorno di 200 anni.

Questa assunzione può comportare un certo sovradimensionamento degli interventi, con un aggravio di costi di costruzione, ma oltre che limitato, questo aggravio verrà ripagato da un minor costo negli interventi di controllo, di manutenzione e di riparazione, in occasione di eventi meteorici fuori dalla norma.

Vi è inoltre la necessità assoluta di evitare i danni dovuti al moto non controllato delle acque di deflusso, visti gli ambiti morfologici molto delicati (sterri, riporti, pendici alquanto inclinate, ecc.) che caratterizzano le aree di cava dismesse e rimodellate.

3.2 Posizionamento, distanze e caratteristiche delle canalizzazioni

Il corretto posizionamento delle canalizzazioni rappresenta un elemento qualificante del progetto, in quanto il sistema di scolo deve intercettare l'acqua di scorrimento superficiale prima che questa crei, con l'aumento della velocità, problematiche di funzionamento. Questo è di particolare importanza per la rete primaria composta dall'insieme delle prime canalizzazioni. In realtà il problema è più complesso, in quanto vi è una interazione tra l'effetto lunghezza di scorrimento e suscettibilità del materiale rispetto all'erosione.

In considerazione della particolare morfologia del sito, quale risulterà dalla situazione a lavori ultimati, si è ritenuto necessario ricorrere a manufatti di raccolta ed allontanamento delle acque in eccesso, diversi dalle tradizionali affossature. I manufatti di cui è previsto l'utilizzo, sono realizzati in ferro zincato, di forma semicircolare, adatte per allontanare portate significative, anche in contesti caratterizzati da forti pendenze.

Gli elementi vengono posizionati ad embrice e collegati tra loro con bulloni. Gli elementi di piccole dimensioni possono essere fissati al suolo con picchetti o traverse, mentre quelli più grossi richiedono delle soglie in calcestruzzo. La loro efficacia è comunque funzione dell'accuratezza del posizionamento in sito.

4. Metodologia applicata nel caso di specie

Il sito ricade nel versante padano e il calcolo per la determinazione della portata di massima piena è stato eseguito in base ad uno dei metodi previsti dalle Norme di Attuazione - Direttive di Piano, del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po. E' stato utilizzato il Metodo Razionale riportato nel punto 6.1 delle Norme sopracitate per trasformare in portate i modelli afflussi – deflussi.

Tale metodo si avvale, come accennato in precedenza, dei dati di precipitazione stimati dall'Autorità di Bacino tramite l'analisi statistica delle serie storiche dei valori di portata al colmo e tramite i metodi di regionalizzazione statistica (**Allegato 1**).

Per effettuare le verifiche idrauliche nei vari settori della ex cava oggetto della rinaturalizzazione, per i quali il progetto prevede distinte condotte di collettamento, si è determinata la quantità d'acqua raccolta dai vari sottobacini in cui è suddivisa la superficie colante del sito oggetto di intervento. Si è pertanto suddiviso il bacino di dominio in dieci sottobacini denominati: sottobacino A, sottobacino B, sottobacino C, sottobacino D, sottobacino E, sottobacino F, sottobacino G, sottobacino H, sottobacino I, e sottobacino L (**Allegato 2**).
Per ogni sottobacino è stato quindi calcolato l'apporto idraulico di competenza. Le acque dei vari sottobacini defluiscono quindi nelle canalette di allontanamento, come rappresentato nella planimetria (**Allegato 3**) e indicato nel seguente elenco:

- sottobacino A nel rio senza nome;

- sottobacino B nella canaletta 1-2, che recapita nella canaletta 2–3, poi nel pozzetto di decantazione e quindi nel rio senza nome;
- sottobacino C nel tratto di canaletta 5-6, che recapita nella canaletta 5-4;
- sottobacino D nel tratto di canaletta 4–2, che recapita nella canaletta 2-3;
- sottobacino E nel tratto di canaletta 5-4;
- sottobacino F nella canaletta 7-8. che recapita nella canaletta 9-10;
- sottobacino G nel tratto di canaletta 9-10;
- sottobacino H nel tratto di canaletta 2-3;
- sottobacino I nel tratto di canaletta 12–13;
- sottobacino L nel tratto di canaletta 10–11, poi nel pozzetto di decantatazione e poi nella tubazione di allontanamento 11–14.

Si è quindi proceduto ad eseguire, per i vari rami della rete di collettamento, le verifiche delle canalette di raccolta e di convogliamento, nonché delle opere di allontanamento finale delle acque. Tali opere sono costituite da:

- nel settore ovest, tombinatura stradale;
- nel settore est, tubazione di attraversamento della sede stradale.

5. Determinazione delle portate dei sottobacini

5.1 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO A

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,028	km^2
Lunghezza asta principale	L	0,255	km
Altitudine media del bacino	h_m	528	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	450	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m^3/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 172{,}71\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,150 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 25.94 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,83 m^3/s

5.2 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO B

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,799	km^2
Lunghezza asta principale	L	0,120	km
Altitudine media del bacino	h_m	515	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	450	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m^3/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 248{,}13\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,083 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 20,60 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,33 m^3/s

5.3 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO C

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,00423	km^2
Lunghezza asta principale	L	0,160	km
Altitudine media del bacino	h_m	501	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	471	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m^3/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 205{,}76\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,114 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 23,46 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,32 m³/s

5.4 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO D

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,00096	km²
Lunghezza asta principale	L	0,064	km

Altitudine media del bacino	h_m	463	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	450	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m^3/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 261{,}37\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,076 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 19,86 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,04 m^3/s

5.5 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO E

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,002538	km^2
Lunghezza asta principale	L	0,170	km
Altitudine media del bacino	h_m	462	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	453	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m^3/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 152{,}22\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,190 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 28,92 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,06 m³/s

5.6 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO F

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,00018	km²
Lunghezza asta principale	L	0,013	km
Altitudine media del bacino	h_m	473	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	462	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m³/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 471{,}10\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,028 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 13,19 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,01 m^3/s

5.7 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO G

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,00160	km^2
Lunghezza asta principale	L	0,061	km
Altitudine media del bacino	h_m	472	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	449	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m^3/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 286{,}63\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,065 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 18,63 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,08 m³/s

5.8 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO H

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,000553	km^2
Lunghezza asta principale	L	0,035	km
Altitudine media del bacino	h_m	456	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	450	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m^3/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 263{,}42\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,075 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 19,76 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,02 m^3/s

5.9 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO I

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,004276	km^2
Lunghezza asta principale	L	0,152	km
Altitudine media del bacino	h_m	458	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	450	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m^3/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 145{,}97\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,204 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 29,78 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,11 m³/s

5.10 IMPLUVIO DEL SOTTOBACINO L

DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Dati di progetto

Superficie del bacino	A	0,001656	km²
Lunghezza asta principale	L	0,043	km
Altitudine media del bacino	h_m	468	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	449	m
Coefficiente di deflusso	c	0,60	-

Il calcolo della portata al colmo Q_c (m³/s), viene effettuato con la seguente formula:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m³/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km²).

Si assume cautelativamente un coefficiente di deflusso pari a 0,60. Tale valore è stato ricavato dai coefficienti raccomandati da "Handbook of Applied Hydrology"- Ven Te Chow, la cui tabella è riportata nelle soprarichiamate norme del P.A.I.

L'intensità di pioggia è data da:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = 238{,}12\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

$$t_c = \frac{\left(4\sqrt{A} + 1.5\mathrm{L}\right)}{0.8\sqrt{(h_m - h_0)}}$$

e si è ottenuto il valore:

t_c = 0,089 h

L'altezza di pioggia h_c è stata determinata mediante la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

dove i valori di a e di n, sono stati ricavati dalle tabelle P.A.I.. Facendo riferimento alla Cella BQ 146 e considerando un tempo di ritorno T=200, si è ottenuto:

BQ 146 a = 57,41 n = 0,419

e quindi si è ottenuto:

per T = 200 h_c = 21,19 mm

Pertanto utilizzando la formula riportata in precedenza, si è ottenuta una portata al colmo:

Q_c = 0,06 m³/s

6. La verifica delle sezioni delle opere di smaltimento

Le verifiche delle sezioni di deflusso delle opere che collettano e convogliano le acque complessivamente raccolte dal bacino e quelle dei vari sottobacini, sono di seguito riportate.

In particolare, la verifica delle sezioni critiche di deflusso e la verifica del franco di sicurezza dell'opera esistente, posta in adiacenza al settore ovest della ex cava, in cui verranno recapitate parte delle acque raccolte, a seguito della loro regimazione, verrà effettuata utilizzando il programma di calcolo HEC-RAS River Analysis System sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center di Davis, CA (USA). I risultati della verifica sono riportati nell'**Allegato 4**.

Il programma è in grado di eseguire il calcolo dei profili idraulici di moto permanente gradualmente vario nei canali naturali. Possono essere simulati correnti lineari in regime di corrente lenta, veloce e mista con sezioni di qualsiasi geometria e in presenza di manufatti idraulici di varie tipologie. Per valutare il profilo idraulico di un tratto del corso d'acqua, il programma utilizza una procedura basata sulla soluzione iterativa (*standard step method*) dell'equazione di bilancio energetico tra due sezioni adiacenti trasversali al moto.

Il collettamento delle acque dei settori (sottobacini) in cui viene suddivisa l'ex-cava, al fine della sua ambientalizzazione, verrà effettuato mediante la messa in opera di canalette prefabbricate in lamiera ondulata (corrugata trasversalmente), con tipo di ondulazione T70 (AISI). Tale tipo di ondulazione è caratterizzata da un coefficiente di scabrezza "n" pari a 0,024.

La verifica idraulica delle sezioni delle canalette è stata effettuata in condizioni di moto uniforme, utilizzando un applicativo predisposto dalla società GeoStru Software.
Il programma ha consentito di ricavare l'altezza della corrente e altri significativi parametri idraulici, partendo da una portata e pendenza note, facendo riferimento ad un coefficiente di scabrezza in funzione del tipo di canalizzazione, utilizzando i coefficienti di Strickler o Manning. (**Allegato 5**).

Mediante l'elaborazione dei dati è stato ottenuto il dimensionamento dei vari tratti di canalette, in funzione delle portate idrauliche da smaltire e dei parametri geometrici di pertinenza. Di seguito sono indicate le dimensioni delle canalette nei vari tratti:

- Tratto 1–2 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,00 m
- Tratto 6-5 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,00 m
- Tratto 5-4 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,20 m
- Tratto 4-2 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,50 m
- Tratto 2–3 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,50 m
- Tratto 7-8 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 0,80 m
- Tratto 9-10 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,00 m*
- Tratto 10-11 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,50 m
- Tratto 12-13-14 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,00 m
- Tratto 10-11 canaletta a sezione semicircolare del diametro di 1,50 m
- Tratto 11-14 tubo a sezione circolare del diametro di 1,50 m.

* Lungo il tratto 9–10, in cui il tracciato del piano di posa della canaletta ha una pendenza dello 0,27 m/m, verranno messi in opera n°3 pozzetti di salto, come riportato in planimetria. La pendenza del tracciato rende necessaria la posa in opera di "smorzatori" a pozzetto, aventi la funzione di dissipare l'energia della corrente idraulica.

7. CONCLUSIONI

Le elaborazioni numeriche e le verifiche idrauliche eseguite sia in moto permanente che in moto uniforme, riportate nel presente studio, con riferimento a eventi meteorologici eccezionali, caratterizzati da un tempo di ritorno di 200 anni, che potranno interessare l'area dell'ex Cava San Rocco di Millesimo, hanno evidenziato che:

- il sistema delle canalizzazioni delle acque superficiali previsto nel progetto di rimodellamento geomorfologico e di ambientalizzazione dell'ex cava, è in grado di ricevere le acque e di convogliarle in sicurezza nei due pozzetti di decantazione;
- le opere di allontanamento delle acque dai due pozzetti di decantazione e del loro recapito nel fiume Bormida di Millesimo, costituite dalla tombinatura esistente del rio senza nome di l'attraversamento della SP 51 (settore ovest) e dalla tubazione di attraversamento della strada SP 51 (settore est) prevista nel progetto sono adeguate dal punto di vista idraulico.

Marzo 2021

Dott. Ing. Giovanna Piovano PhD*
(firmato digitalmente)

Dott. Ing. Giuseppe Piovano**
(firmato digitalmente)

*studio: Via Padre Garello, 47
17056 CENGIO (SV)

** studio: Via Padre Garello, 31
17056 CENGIO (SV)

ALLEGATO 1

AUTORITA' DI BACINO DEL FIUME PO
PARMA

Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)

Interventi sulla rete idrografica e sui versanti

Legge 18 Maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6ter

Adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 in data 26 aprile 2001

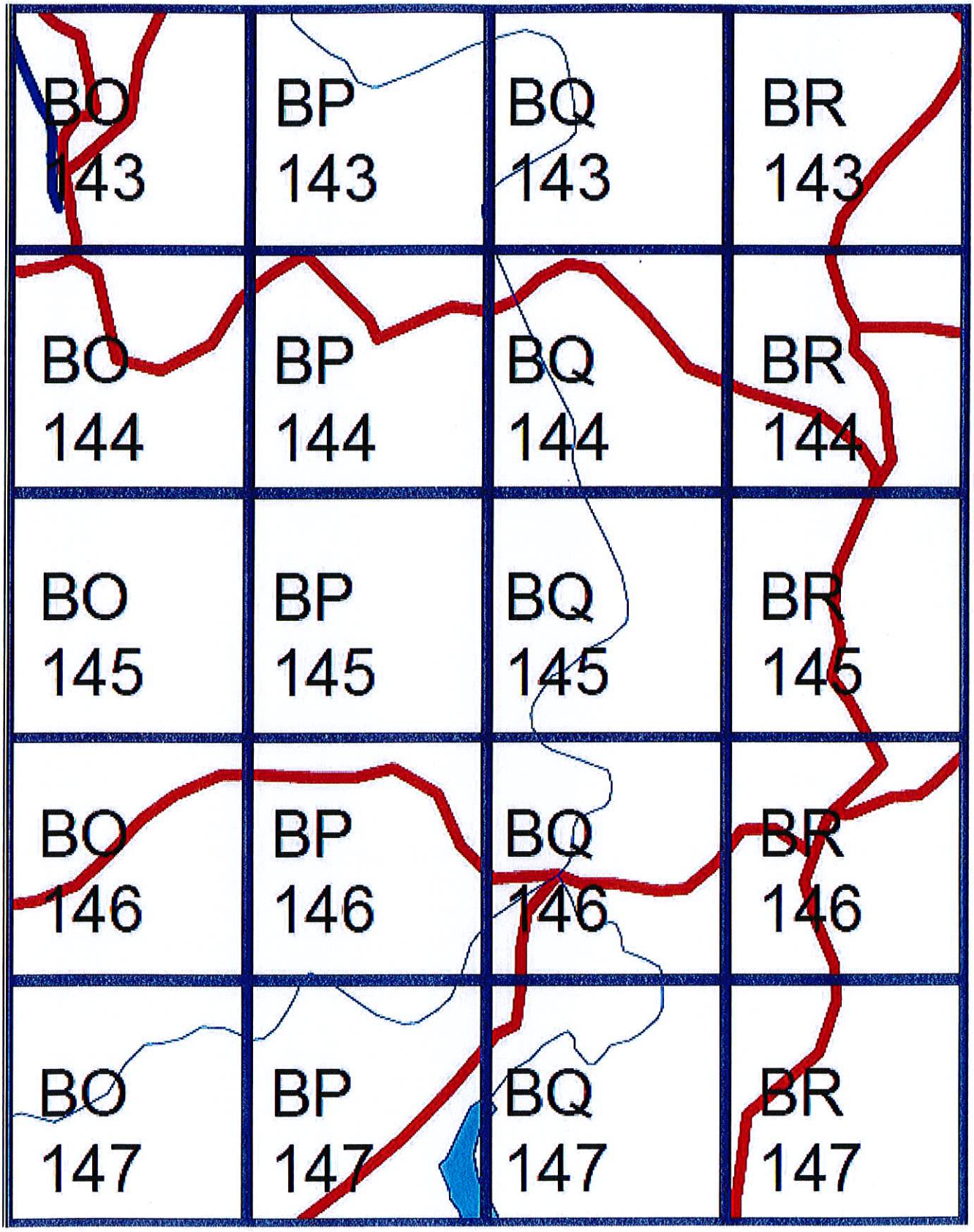
7. Norme di attuazione

Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilita' idraulica

Allegato 3 Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense

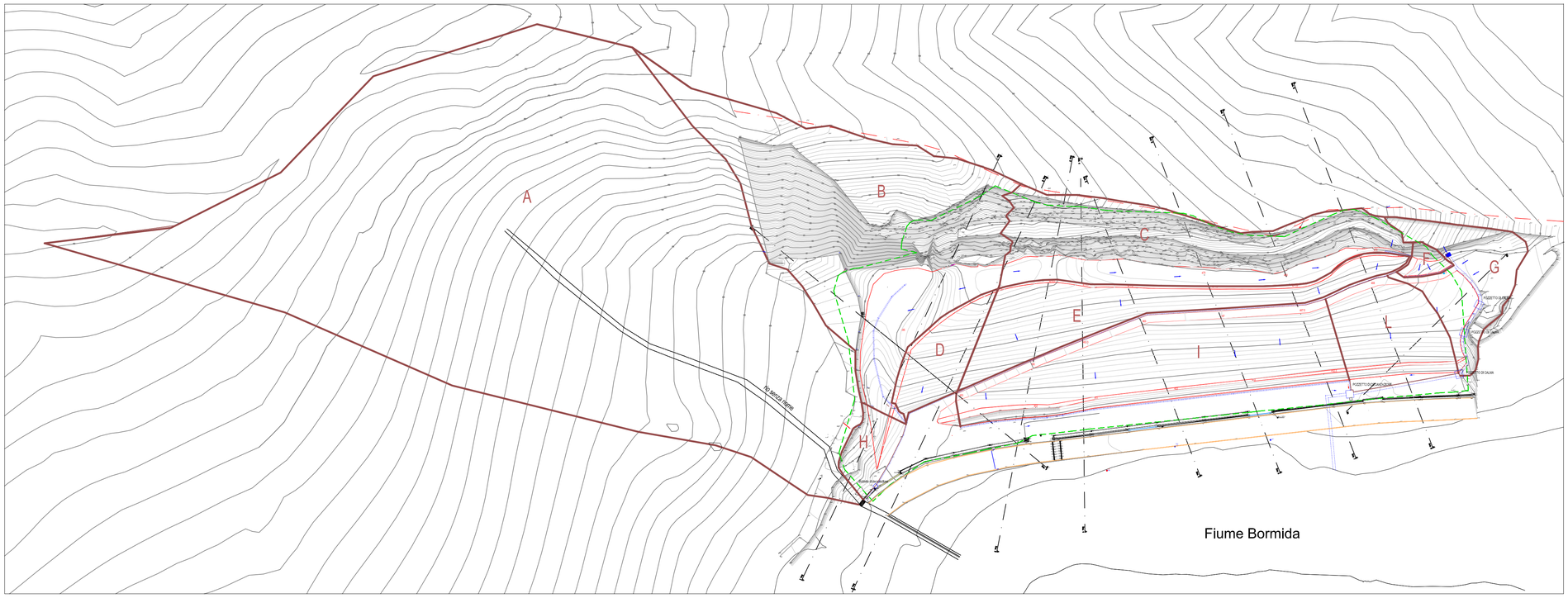
Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni

Cella	Coordinate Est UTM cella di calcolo	Coordinate Nord UTM cella di calcolo	a Tr 20	n Tr 20	a Tr 100	n Tr 100	a Tr 200	n Tr 200	a Tr 500	n Tr 500
BQ94	437000,00000	5013000,00000	49,72	0,253	64,04	0,247	70,16	0,245	78,24	0,242
BQ95	437000,00000	5011000,00000	49,70	0,252	64,24	0,245	70,46	0,243	78,66	0,240
BQ96	437000,00000	5009000,00000	49,64	0,252	64,41	0,245	70,72	0,242	79,05	0,239
BQ97	437000,00000	5007000,00000	49,53	0,254	64,50	0,246	70,90	0,243	79,35	0,240
BQ98	437000,00000	5005000,00000	49,31	0,257	64,45	0,248	70,92	0,246	79,46	0,243
BQ99	437000,00000	5003000,00000	48,94	0,261	64,19	0,253	70,71	0,250	79,31	0,247
BQ100	437000,00000	5001000,00000	48,37	0,268	63,65	0,259	70,18	0,257	78,80	0,254
BQ101	437000,00000	4999000,00000	47,57	0,277	62,81	0,269	69,33	0,266	77,92	0,263
BQ102	437000,00000	4997000,00000	46,50	0,287	61,55	0,279	67,99	0,277	76,47	0,274
BQ103	437000,00000	4995000,00000	45,19	0,297	59,89	0,291	66,18	0,288	74,46	0,285
BQ104	437000,00000	4993000,00000	43,72	0,309	58,02	0,303	64,14	0,301	72,19	0,298
BQ105	437000,00000	4991000,00000	42,25	0,320	56,13	0,314	62,06	0,312	69,86	0,310
BQ106	437000,00000	4989000,00000	40,97	0,326	54,46	0,320	60,24	0,317	67,83	0,315
BQ107	437000,00000	4987000,00000	40,07	0,326	53,31	0,318	58,97	0,316	66,43	0,313
BQ108	437000,00000	4985000,00000	39,45	0,321	52,49	0,312	58,08	0,308	65,43	0,305
BQ109	437000,00000	4983000,00000	39,01	0,314	51,93	0,302	57,46	0,298	64,75	0,293
BQ110	437000,00000	4981000,00000	38,64	0,306	51,44	0,291	56,93	0,286	64,16	0,281
BQ111	437000,00000	4979000,00000	38,28	0,297	50,95	0,280	56,39	0,274	63,55	0,269
BQ112	437000,00000	4977000,00000	37,94	0,290	50,47	0,269	55,86	0,263	62,95	0,255
BQ113	437000,00000	4975000,00000	37,57	0,283	49,95	0,260	55,27	0,253	62,28	0,245
BQ114	437000,00000	4973000,00000	37,13	0,280	49,29	0,255	54,53	0,248	61,42	0,239
BQ115	437000,00000	4971000,00000	36,60	0,285	48,41	0,260	53,49	0,252	60,19	0,244
BQ116	437000,00000	4969000,00000	36,06	0,294	47,48	0,271	52,40	0,264	58,87	0,256
BQ117	437000,00000	4967000,00000	35,62	0,306	46,53	0,285	51,26	0,278	57,50	0,271
BQ118	437000,00000	4965000,00000	34,98	0,319	45,55	0,299	50,10	0,294	56,08	0,287
BQ119	437000,00000	4963000,00000	34,53	0,330	44,73	0,313	49,12	0,308	54,89	0,302
BQ120	437000,00000	4961000,00000	34,17	0,341	44,05	0,326	48,29	0,321	53,88	0,316
BQ121	437000,00000	4959000,00000	33,91	0,351	43,54	0,337	47,67	0,333	53,12	0,328
BQ122	437000,00000	4957000,00000	33,70	0,358	43,13	0,346	47,17	0,343	52,49	0,339
BQ123	437000,00000	4955000,00000	33,68	0,364	43,03	0,353	47,03	0,349	52,30	0,346
BQ124	437000,00000	4953000,00000	33,80	0,367	43,15	0,356	47,14	0,353	52,41	0,350
BQ125	437000,00000	4951000,00000	34,01	0,367	43,41	0,358	47,43	0,355	52,73	0,352
BQ126	437000,00000	4949000,00000	34,40	0,365	43,96	0,355	48,05	0,351	53,44	0,348
BQ127	437000,00000	4947000,00000	34,75	0,362	44,46	0,351	48,60	0,348	54,08	0,345
BQ128	437000,00000	4945000,00000	35,23	0,357	45,18	0,346	49,42	0,342	55,03	0,339
BQ129	437000,00000	4943000,00000	35,75	0,352	45,94	0,340	50,29	0,336	56,04	0,332
BQ130	437000,00000	4941000,00000	36,40	0,349	46,90	0,336	51,38	0,332	57,31	0,328
BQ131	437000,00000	4939000,00000	37,31	0,353	48,21	0,341	52,86	0,337	59,01	0,334
BQ132	437000,00000	4937000,00000	38,56	0,359	49,98	0,349	54,87	0,345	61,31	0,342
BQ133	437000,00000	4935000,00000	39,68	0,366	51,54	0,358	56,62	0,354	63,31	0,351
BQ134	437000,00000	4933000,00000	40,81	0,373	53,09	0,366	58,36	0,363	65,29	0,360
BQ135	437000,00000	4931000,00000	41,96	0,380	54,64	0,374	60,08	0,371	67,23	0,369
BQ136	437000,00000	4929000,00000	43,11	0,387	56,15	0,382	61,75	0,380	69,11	0,378
BQ137	437000,00000	4927000,00000	44,29	0,396	57,71	0,391	63,48	0,389	71,07	0,388
BQ138	437000,00000	4925000,00000	45,40	0,400	59,18	0,396	65,08	0,394	72,86	0,392
BQ139	437000,00000	4923000,00000	46,28	0,408	60,21	0,404	66,22	0,403	74,10	0,401
BQ140	437000,00000	4921000,00000	47,17	0,416	61,28	0,414	67,36	0,413	75,34	0,412
BQ141	437000,00000	4919000,00000	47,85	0,425	62,02	0,425	68,13	0,424	76,15	0,424
BQ142	437000,00000	4917000,00000	48,20	0,437	62,35	0,438	68,44	0,439	76,42	0,439
BQ143	437000,00000	4915000,00000	47,57	0,445	61,40	0,449	67,33	0,450	75,11	0,450
BQ144	437000,00000	4913000,00000	43,70	0,419	56,38	0,414	61,80	0,413	68,95	0,412
BQ145	437000,00000	4911000,00000	42,36	0,419	54,51	0,415	59,72	0,413	66,58	0,412
BQ146	437000,00000	4909000,00000	40,89	0,424	52,45	0,421	57,41	0,419	63,94	0,418
BQ147	437000,00000	4907000,00000	39,37	0,431	50,33	0,428	55,02	0,427	61,21	0,427
BQ148	437000,00000	4905000,00000	37,78	0,438	48,12	0,437	52,54	0,436	58,38	0,436
BQ149	437000,00000	4903000,00000	37,11	0,448	46,99	0,450	51,23	0,450	56,80	0,450
BQ150	437000,00000	4901000,00000	37,51	0,463	47,13	0,467	51,25	0,468	56,68	0,469
BQ151	437000,00000	4899000,00000	37,87	0,477	47,23	0,483	51,25	0,485	56,53	0,487
BQ152	437000,00000	4897000,00000	38,33	0,490	47,48	0,499	51,40	0,502	56,58	0,505
BQ153	437000,00000	4895000,00000	38,63	0,502	47,59	0,514	51,43	0,517	56,50	0,520
BQ154	437000,00000	4893000,00000	38,88	0,513	47,68	0,526	51,46	0,530	56,44	0,534
BQ155	437000,00000	4891000,00000	39,05	0,522	47,71	0,536	51,44	0,540	56,34	0,545
BQ156	437000,00000	4889000,00000	39,43	0,523	48,06	0,538	51,77	0,542	56,66	0,547
BQ157	437000,00000	4887000,00000	39,57	0,529	48,13	0,544	51,82	0,549	56,66	0,554
BQ158	437000,00000	4885000,00000	40,37	0,527	49,28	0,542	53,11	0,546	58,16	0,551
BQ159	437000,00000	4883000,00000	40,58	0,531	49,49	0,546	53,33	0,550	58,38	0,555
BQ160	437000,00000	4881000,00000	39,94	0,517	48,88	0,529	52,73	0,532	57,79	0,536
BR26	439000,00000	5149000,00000	25,50	0,570	31,64	0,572	34,28	0,572	37,74	0,572
BR27	439000,00000	5147000,00000	26,01	0,572	32,30	0,574	35,00	0,574	38,55	0,574
BR28	439000,00000	5145000,00000	26,31	0,572	32,66	0,574	35,42	0,573	39,02	0,573
BR29	439000,00000	5143000,00000	26,61	0,571	33,07	0,573	35,85	0,573	39,50	0,573
BR30	439000,00000	5141000,00000	26,84	0,571	33,39	0,572	36,20	0,572	39,89	0,572
BR31	439000,00000	5139000,00000	27,15	0,571	33,79	0,572	36,64	0,572	40,39	0,572
BR32	439000,00000	5137000,00000	27,46	0,570	34,20	0,572	37,08	0,571	40,89	0,571
BR33	439000,00000	5135000,00000	27,78	0,570	34,61	0,571	37,54	0,571	41,39	0,570
BR34	439000,00000	5133000,00000	28,09	0,570	35,02	0,571	37,99	0,570	41,90	0,570



CELLE DEL RETICOLO CHILOMETRICO DI RIFERIMENTO STRALCIO

ALLEGATO 2

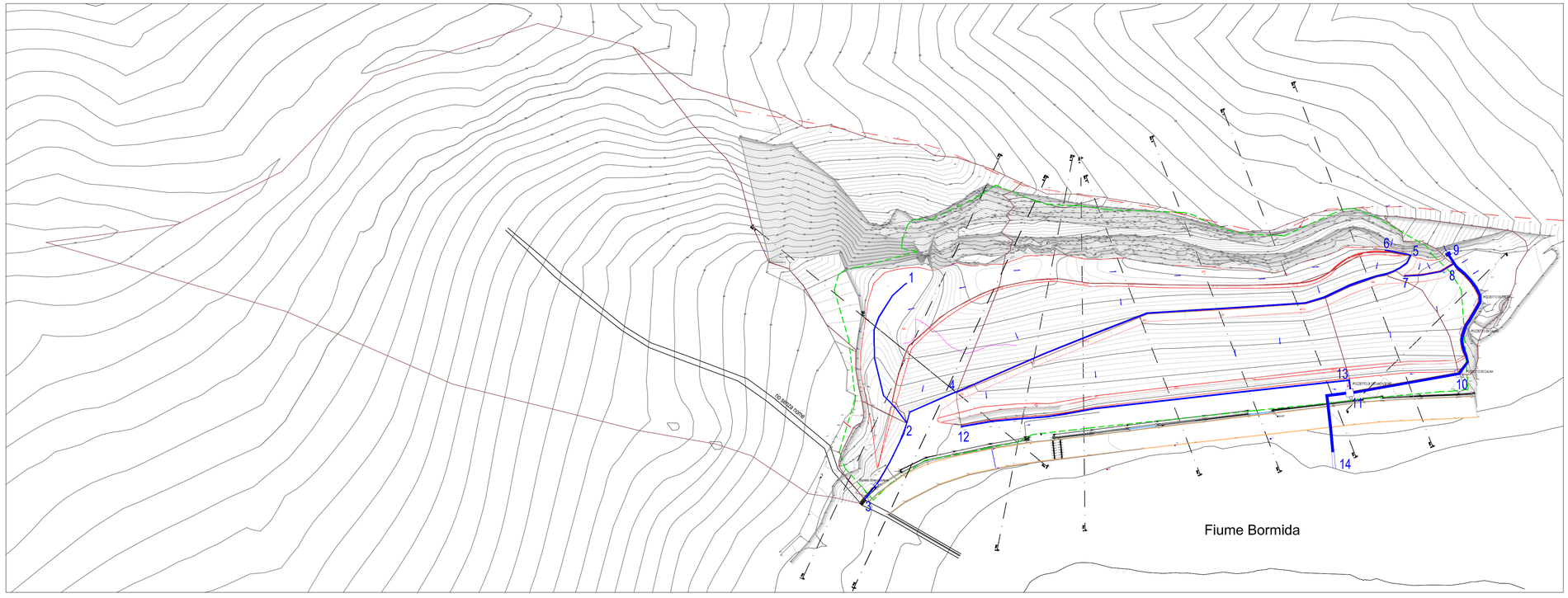


Legenda:

delimitazione sottobacini di dominio

SOTTOBACINI DI DOMINIO
Scala 1:1000

ALLEGATO 3



Legenda:

canalizzazioni

PLANIMETRIA CANALIZZAZIONI

Scala 1:1000

ALLEGATO 4

INDICE

VERIFICA IDRAULICA SEZIONI DEL RIO SENZA NOME 1

1. Premessa 1

2. Riferimenti legislativi e normativi 1

3. Determinazione delle portate 2

4. Verifica delle sezioni critiche di deflusso e del franco di sicurezza con il software HEC-RAS 4

4.1 Il moto permanente nel codice HEC-RAS 4

4.2 Analisi di moto permanente 7

5. CONCLUSIONI 19

VERIFICA IDRAULICA SEZIONI DEL RIO SENZA NOME

1. Premessa

La presente Verifica idraulica riguarda le sezioni critiche di deflusso del rio Senza Nome e la verifica del franco di sicurezza dell'opera esistente, posta in adiacenza al settore ovest della ex cava, in cui verranno recapitate parte delle acque raccolte, a seguito della loro regimazione.

2. Riferimenti legislativi e normativi

- Legge n° 183/1989 "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo".
- D.P.C.M. 23/03/1990 "Atto di indirizzo e coordinamento ai fini della elaborazione e della adozione degli schemi previsionali e programmatici".
- D.P.R. 07/01/1992 "Atto di indirizzo e coordinamento per determinare i criteri di integrazione tra le attività conoscitive dello Stato, delle Autorità di Bacino e delle Regioni per la redazione dei piani di bacino".
- D.P.R. 18/07/1995 "Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernete i criteri per la redazione dei Piani di Bacino".
- Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI). Interventi sulla rete idrografica e sui versanti adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n° 18/2001 (Norme di attuazione).
- Modifiche ed integrazioni al Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI). Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici - Delimitazione delle aree in dissesto, Foglio 228 sez. 1, aggiornata con integrazioni ai sensi dell'art. 5 della deliberazione del Comitato Istituzionale n° 18/2001.
- Direttiva 10/07/2003 dell'Autorità di Bacino del fiume Po "Attuazione del PAI nel settore urbanistico e aggiornamento dell'Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici, ai sensi dell'art. 6 della deliberazione del C.I. n° 18/2001, come modificata dalla deliberazione del C.I. N° 5/2003.
- Direttiva 27/04/1999 dell'Autorità di Bacino del fiume Po “Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B” del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.
- Direttiva 26/04/2001 dell'Autorità di Bacino del fiume Po “Piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica – Allegato 3 Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense – Parametri delle linee segnalatrici di probabilità

pluviometrica per tempi di ritorno di 20,100,200 e 500 anni". Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI).

3. Determinazione delle portate

Al fine di eseguire la verifica idraulica in oggetto si è proceduto a determinare il valore della portata con tempo di ritorno duecentennale del rio Senza Nome.

Dati di progetto

Superficie del bacino di dominio	A	0.028	km^2
Lunghezza asta principale	L	0.26	m
Altezza massima del bacino	h_{max}	605	m
Altitudine media del bacino	h_m	528	m
Altitudine della sezione di chiusura	h_0	450	m

Portata al colmo

La portata Q_c si determina con il Metodo Razionale utilizzando la formula seguente:

$$Q_c = 0{,}28 \cdot c \cdot i_p \cdot A$$

dove:

Q_c è la portata al colmo (m^3/s);

c è il coefficiente di deflusso;

i_p è l' intensità di pioggia (mm/h);

A è la superficie del bacino imbrifero di dominio (km^2).

Coefficiente di deflusso

Il valore del coefficiente di deflusso è stato stimato trascurando l'effetto invaso, in quanto, nel caso in esame, trattasi di bacino di piccole dimensioni. La stima, eseguita sulla base dell'esperienza, tenendo conto sia delle osservazioni effettuate su eventi di piena verificatisi in passato nella regione idrologica di che trattasi, sia ai valori raccomandati da varie pubblicazioni scientifiche (*American Society of Civil Engineers e Handbook of Applied Hydrology, Ven Te Chow*). Pertanto è stato assunto il seguente valore:

$$c = 0{,}6$$

Intensità di pioggia

Il valore è stato calcolato sulla base dei valori dell'altezza di pioggia h_c e del tempo di corrivazione t_c, ottenendo il seguente valore:

$$i_p = \frac{h_c}{t_c} = \frac{25{,}94}{0{,}150} = 25{,}94\ mm/h$$

dove:

h_c è l'altezza di pioggia che cade in un tempo uguale al tempo di corrivazione (mm);

t_c è il tempo di corrivazione del bacino, calcolato con la formula di Giandotti, (h).

Altezza di pioggia

L'altezza di pioggia è stata determinata utilizzando la seguente formula:

$$h_c = a \cdot (t_c)^n$$

Si è fatto riferimento alla tabella allegata alla direttiva dell'Autorità di Bacino sopraccitata, assumendo il valore della Cella BQ146, considerando un tempo di ritorno T=200 e ricavando i seguenti valori di "a" e di "n":

BQ146 a = 57,41 n = 0,419

Assumendo tali valori, si è ottenuto per h_c il seguente valore:

per T = 200 h_c = 25,94 mm

Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione t_c, assunto cautelativamente nei calcoli di verifica, è il valore minore ottenuto con la formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{(4\sqrt{A} + 1{,}5 \cdot L)}{0{,}8 \cdot \sqrt{(h_m - h_0)}} = 0{,}150\ h$$

Dall'elaborazione del calcolo si è ottenuta la seguente portata massima eccezionale di piena:

con T = 200 **Q_c = 0,83 m³/s**

4. Verifica delle sezioni critiche di deflusso e del franco di sicurezza con il software HEC-RAS

La verifica idrauliva verrà effettuata utilizzando il programma di calcolo HEC-RAS *River Analysis System* sviluppato dall'*Hydrologic Engineering Center* di Davis, CA (USA)

Il programma è in grado di eseguire il calcolo dei profili idraulici di moto permanente gradualmente vario nei corsi d'acqua naturali; possono essere simulate correnti lineari in regime di corrente lenta, veloce e mista, con sezioni di qualsiasi geometria e in presenza di manufatti idraulici di varie tipologie.

Per valutare il profilo idraulico di un tratto fluviale, il programma utilizza una procedura basata sulla soluzione iterativa (*standard step method*) dell'equazione di bilancio energetico tra due sezioni trasversali al moto e adiacenti.

4.1 Il moto permanente nel codice HEC-RAS

La trattazione del moto permanente illustrata di seguito è desunta dal *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual.*

Il tracciamento del profilo di moto permanente è condotto secondo il metodo delle differenze finite, risolvendo l'equazione del bilancio energetico per il tronco generico di lunghezza Δxi, compreso tra la sezione i-esima e la sezione i+1, supposte crescenti nel senso del moto:

$$\mathrm{H_i}=\mathrm{H_{i+1}}+\mathrm{h_c}$$

ovvero

$$\left(\boldsymbol{z_0}+\boldsymbol{h}+\boldsymbol{\alpha}\frac{\boldsymbol{v^2}}{\boldsymbol{2g}}\right)_{\boldsymbol{i}}=\left(\boldsymbol{z_0}+\boldsymbol{h}+\boldsymbol{\alpha}\frac{\boldsymbol{v^2}}{\boldsymbol{2g}}\right)_{\boldsymbol{i+1}}+\Delta\boldsymbol{h_e}$$

in cui

z_0 è la quota topografica del fondo rispetto alla linea di riferimento;

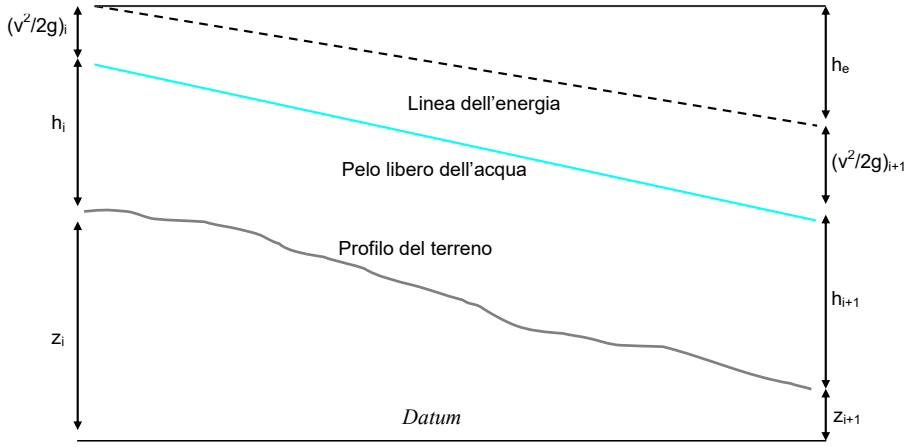
h è il tirante idrico (quota della superficie dell'acqua rispetto al punto più profondo della sezione;

v è la velocità media;

g è accelerazione gravitazionale;

α coefficiente di ponderazione della velocità;

Δh_e è la perdita di energia.



La perdita di energia tra la sezione *i-esima* e la sezione *i+1* comprende le perdite di carico continue dovute al moto e le perdite localizzate causate dalle contrazioni ed espansioni del flusso. L'equazione delle perdite di energia è la seguente:

$$\boldsymbol{h_e = L \cdot S_f + C\left|\left(\alpha\frac{v^2}{2g}\right)_{i+1} - \left(\alpha\frac{v^2}{2g}\right)_i\right|}$$

dove

L è la distanza tra la sezione *i-esima* e la sezione *i+1*;

S_f è la pendenza della linea dell'energia nel tratto Δx_i (*friction slope*);

C è il coefficiente per le perdite di espansione e contrazione del flusso.

Se Δx_i è piccolo, il metodo fornisce risultati soddisfacenti.

Per l'integrazione dell'equazione differenziale del primo ordine *dH/dx=f(x,h)* è necessario introdurre una condizione al contorno, ossia assegnare il valore del tirante idraulico in una sezione significativa; nel caso della corrente lenta sarà la sezione di valle che controlla il moto verso monte in quanto piccole perturbazioni potranno propagarsi a ritroso, mentre in presenza di una corrente veloce, sarà la sezione di monte ad influenzare il moto nelle sezioni successive.

Il calcolo della *water surface* WS è condotto risolvendo l'equazione di bilancio energetico con il "metodo della secante". Si assume un primo valore di tentativo della WS nella sezione incognita (se la corrente è veloce, sarà la sezione di valle, chiamata sezione *i+1*) pari alla quota della sezione precedente, quindi si calcolano il termine cinetico e le perdite di carico nel tratto Δx_i. Introducendo queste quantità nell'equazione di bilancio energetico si ottiene il valore della quota del pelo libero nella sezione *i+1* (sezione a valle, se la corrente è veloce):

$$\boldsymbol{\left(WS^1_{calc}\right)_{i+1} = H_i + \Delta h_e - \left(\alpha\frac{v^2}{2g}\right)_{i+1}}$$

L'errore nella prima iterazione è pari a

$$\boldsymbol{err^1 = \left(WS^1_{ass}\right)_{i+1} - \left(WS^1_{calc}\right)_{i+1} = E_{i+1} - (E_i + \Delta h_e)}$$

Si assume come valore di tentativo per la seconda iterazione:

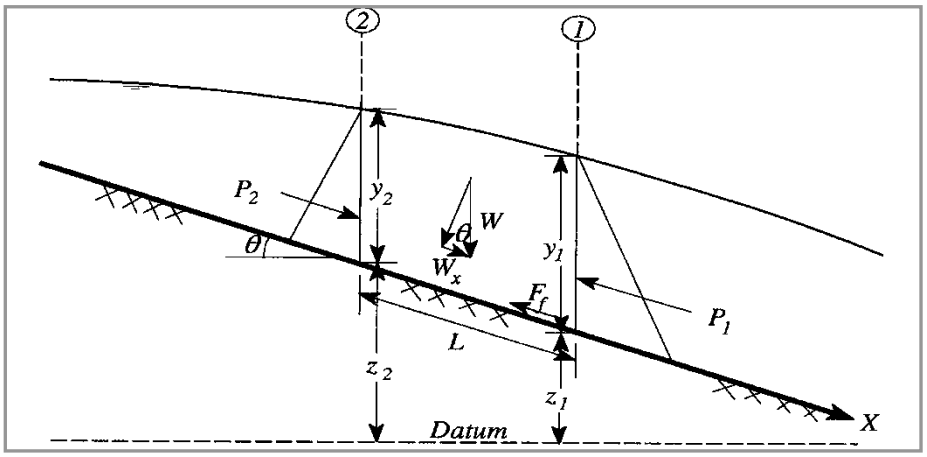
$$\boldsymbol{\left(WS^2_{ass}\right)_{i+1} = \left(WS^1_{ass}\right)_{i+1} - 0,7 err^1}$$

e si determina il corrispondente err^2.

Nei tentativi successivi si applica il metodo della secante e si procede fino a quando l'errore diventa minore della tolleranza. Se non si rientra all'interno della tolleranza nel numero di iterazioni previste, si assume la WS con il minore errore ottenuto.

Spesso nel canale naturale si sviluppa un regime di corrente mista, veloce a monte e lenta a valle; i due profili che si creano, saranno connessi tra di loro dal cosiddetto risalto idraulico. In questo caso è necessario fornire due condizioni al contorno, una nella sezione più a monte del tratto per il regime di corrente veloce, l'altra nella sezione più a valle per il regime di corrente lenta.

Quando il profilo idraulico passa attraverso l'altezza critica (nel passaggio tra corrente veloce e corrente lenta) l'equazione dell'energia perde di validità in quanto essa è applicabile, come già evidenziato, solamente nelle situazioni di moto gradualmente vario e non in quelle di moto rapidamente variabile. In questo caso si applica l'equazione del momento. Tale equazione deriva dalla seconda legge di Newton F=ma e viene applicata alla massa d'acqua racchiusa dalle due sezioni di monte (sezione 2) e di valle (sezione 1).



La formulazione dell'equazione del momento è simile a quella dell'equazione dell'energia:

$$\boldsymbol{P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x}$$

in cui

P_1 è la pressione idrostatica dell'acqua agente nella sezione 1;

W_x è la forza dovuta al peso dell'acqua, in direzione x;

F_f è la forza dovuta alle perdite esterne per attrito nelle sezioni 1 e 2;

Q è la portata;

ρ è la densità dell'acqua;

ΔV_x è la variazione dell'energia tra la sezione 1 e la sezione 2 in direzione x.

Si sottolinea che le perdite nell'equazione dell'energia rappresentano le perdite interne di energia, mentre nell'equazione del momento rappresentano le perdite dovute alle forze esterne (nel moto uniforme le perdite interne e quelle esterne sono identiche, nel moto gradualmente vario sono prossime).

HEC RAS può utilizzare l'equazione del momento in corrispondenza del risalto idraulico, nelle giunzioni (confluenza di due corsi d'acqua), in corrispondenza dei ponti e in presenza di brusche variazioni della pendenza dell'alveo tra due sezioni successive.

HEC-RAS calcola le perdite di energia causate dalle strutture quali i ponti e le tombinature suddividendole in tre parti: la prima consiste nelle perdite di energia che si verificano nel tratto di canale immediatamente a valle della struttura, dove generalmente si verifica un'espansione del flusso; la seconda parte è la perdita di energia in corrispondenza della struttura stessa, che può essere calcolata utilizzando diversi metodi; la terza parte consiste nelle perdite che si verificano nel tratto di canale immediatamente a monte della struttura, dove il flusso si contrae per passare attraverso l'apertura del ponte.

L'algoritmo di calcolo delle perdite di energia dovute ai ponti necessita di quattro sezioni trasversali; durante il calcolo, il programma inserisce automaticamente due sezioni supplementari all'interno della struttura del ponte. La prima sezione, quella più a valle rispetto alla struttura, viene posizionata sufficientemente lontano dal ponte, in modo che il flusso si sia completamente espanso ed essa non risenta della presenza del ponte. Una seconda sezione è posizionata, sempre a valle del ponte, ma ad una distanza molto piccola dalla struttura e dovrebbe rappresentare la superficie naturale del terreno a valle del ponte. La terza sezione è posizionata subito a monte della struttura a breve distanza; la quarta sezione è posizionata a monte del ponte ad una distanza tale per cui le linee del flusso sono parallele. Come già specificato, durante il calcolo, il programma inserisce automaticamente due sezioni all'interno del ponte (tra la seconda sezione e la terza sezione); la geometria di tali sezioni è una combinazione tra la geometria del ponte e delle sezioni di bordo seconda e terza. La geometria del ponte consiste nella geometria dell'impalcato, delle pile, se esistenti, e delle spalle.

4.2 Analisi di moto permanente

Lo studio dell'affluente in sponda sinistra del fiume Bormida in Località San Rocco nel Comune di Millesimo, denominato rio Senza Nome, è stato condotto eseguendo un'analisi di moto permanente considerando la *situazione attuale* e la *situazione di progetto* in cui si tiene conto delle immissioni dei deflussi provenienti dalla cava.

Nella Figura 1 è riportata la planimetria del tratto di corso d'acqua studiato: sono indicati l'alveo e le sezioni trasversali utilizzate per ricostruire la geometria del sistema in HEC-RAS.

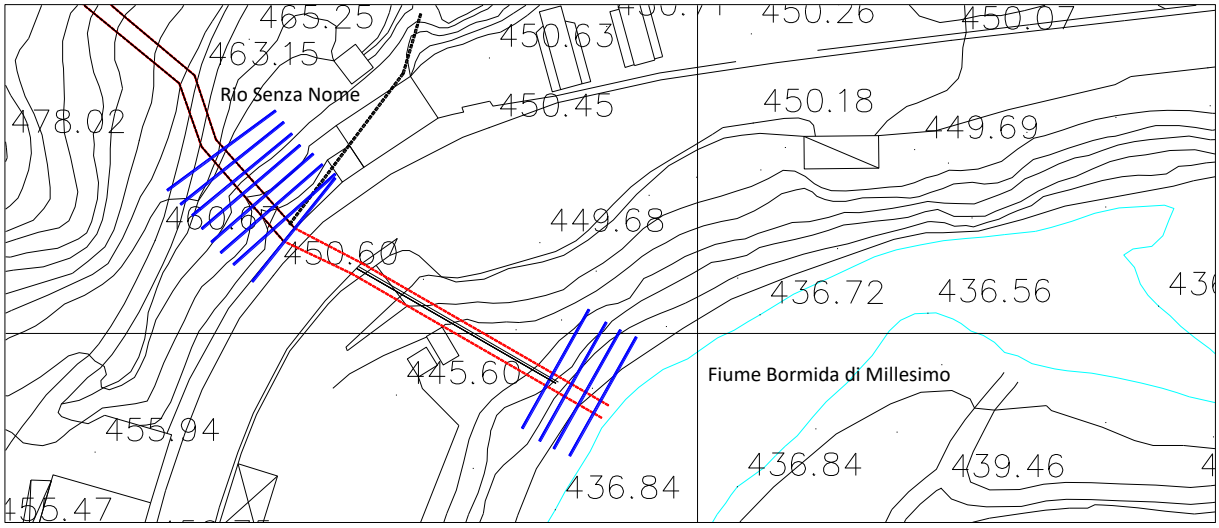


Figura 1 – Planimetria dell'affluente di sinistra del fiume Bormida di Millesiomo in prossimità dell'ex cava San Rocco

Nella Figura 2 si riporta lo schema planimetrico del corso d'acqua (inteso come insieme delle sezioni trasversali e dell'asse fluviale che le collega) com'è stato costruito in HEC-RAS.

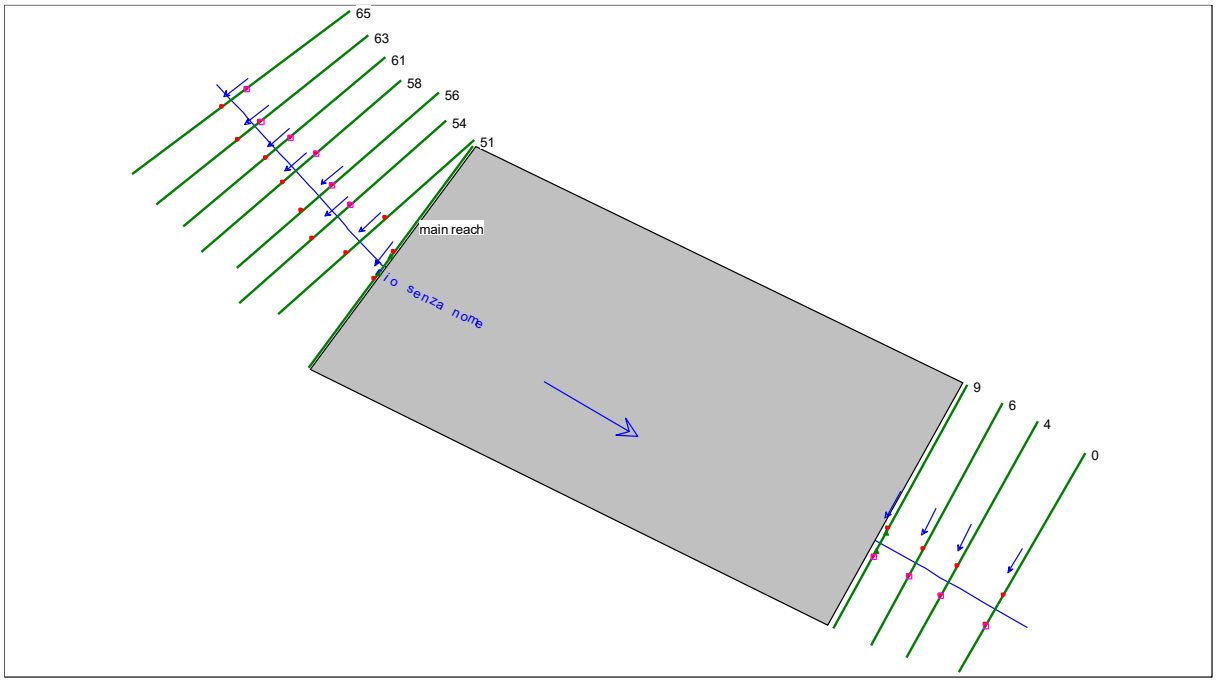


Figura 2 – Schema planimetrico del modello HEC-RAS

Si può ipotizzare che il tratto di corso d'acqua studiato sia a sezione compatta con sezioni trasversali che si presentano piuttosto omogenee; tra la sezione 9 e la sezione 51 è presente una tombinatura.

Nel calcolo idraulico si è stimata la perdita di carico continua che si verifica lungo il canale, dovuta alla scabrezza, utilizzando il coefficiente di scabrezza di Manning *n*, definito come l'inverso del coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler *Ks*. La stima di quest'ultimo è stata fatta sulla base di osservazioni qualitative che hanno portato ad assumere un valore di *Ks* pari a 30 $m^{1/3}s^{-1}$ per il fondo dell'alveo e per le sponde. Nel tratto della tombinatura il coefficiente di scabrezza *Ks* utilizzato è stato di 76.9 $m^{1/3}s^{-1}$.

I parametri di scabrezza sono stati scelti in base alle indicazioni fornite nel documento "Criteri per la redazione dei piani di bacino. Ambiti normativi delle fasce di inondabilità in funzione dei tiranti idrici e velocità di scorrimento" (approvato con DGR Regione Liguria n.250 del 15/02/2005). Il dettaglio delle scabrezze assegnate è riportato nell'Appendice 1 (Tabella coefficiente di Manning).

Trattandosi di corrente veloce, è stata assegnata una condizione al contorno nella sezione di monte (sezione 63) pari all'altezza critica.

Per calcolare il profilo di moto permanente è stata assunta una portata di colmo con tempo di ritorno pari a 200 anni pari a 0,87 m^3/s in corrispondenza della sezione di monte (sezione 65) del rio.

L'immissione dei deflussi derivanti dalla regimazione delle acque di cava nel colatore naturale (rio Senza Nome) è stata presa in considerazione aumentando la portata di colmo nella sezione a valle dell'immissione delle medesime. Tale cambio di portata avviene a monte della sezione 51 (a quota 447 m s.l.m.) per la quale si è assunta una portata pari a 1,5 m^3/s.

Nella Figura 3 si riporta una prospettiva del profilo idraulico ottenuto con HEC-RAS nella situazione di progetto; nel profilo le altezze sono amplificate di un fattore 10 per migliorare la visualizzazione.

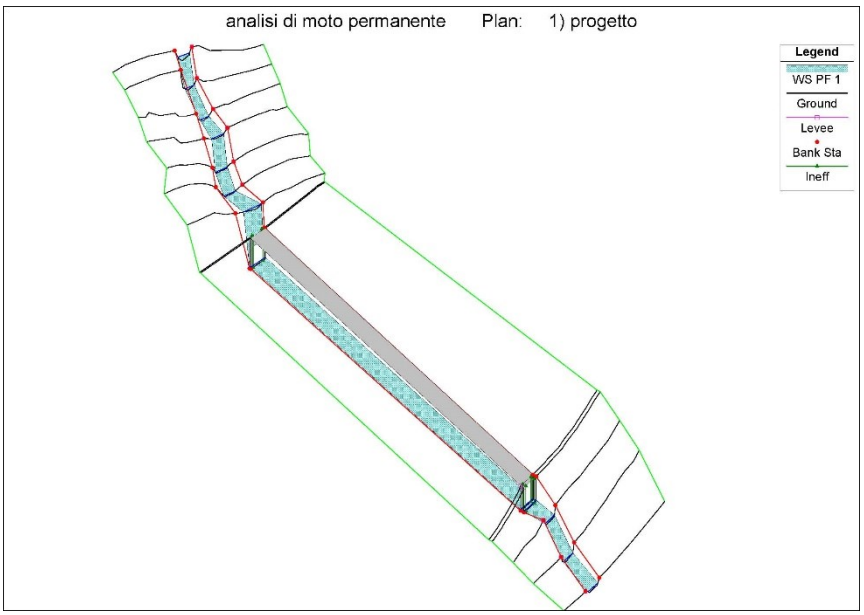


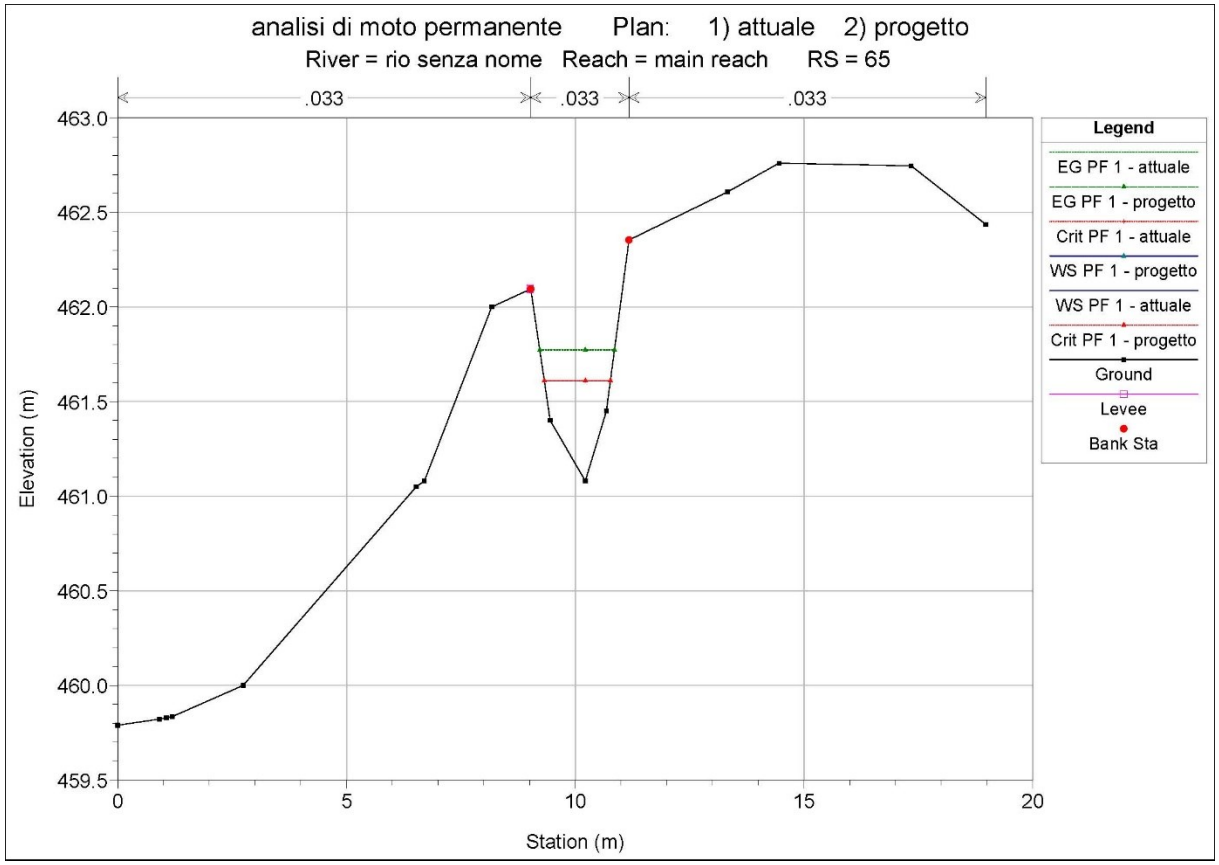
Figura 3 – Vista 3D del modello HEC-RAS (altezze amplificate di un fattore 10)

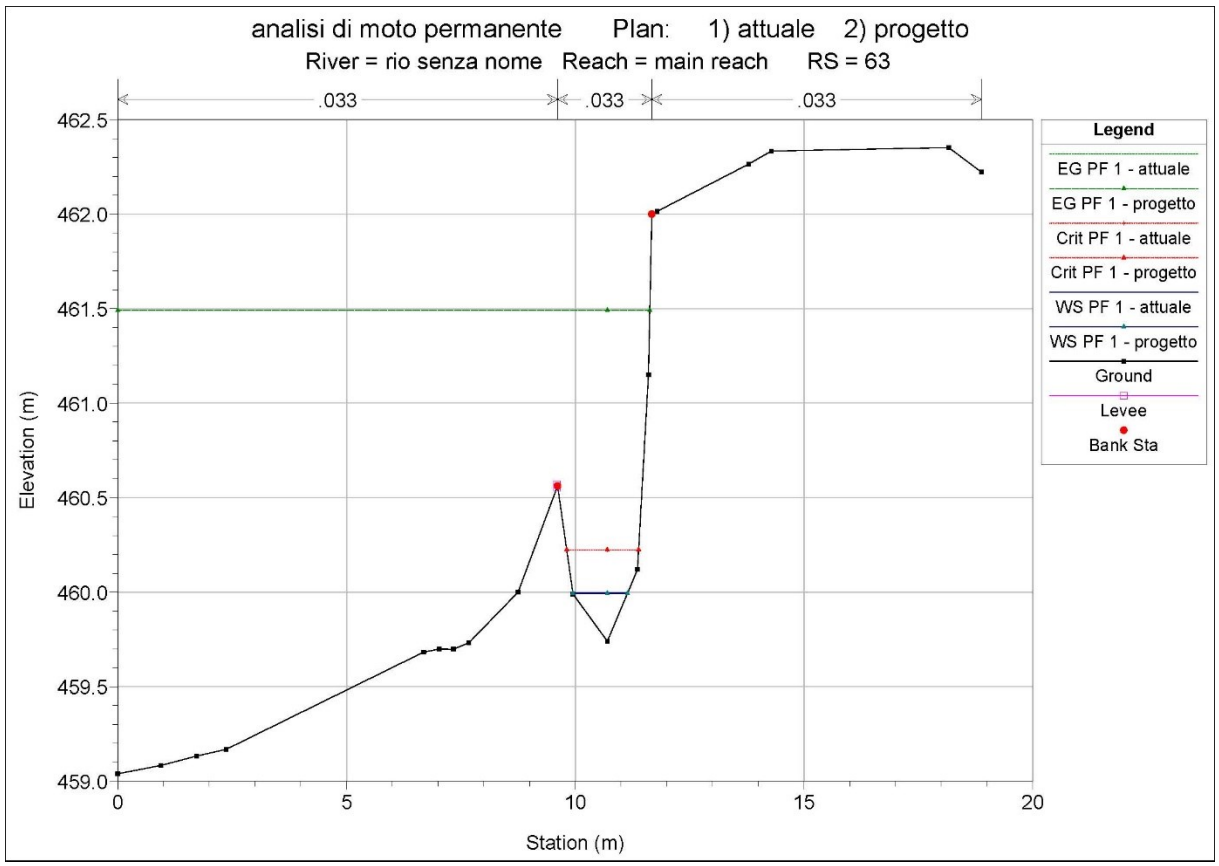
In base ai risultati della verifica, si osserva che in presenza dei deflussi provenienti dalla cava, l'altezza del pelo libero aumenta, rispetto alla situazione attuale, da un minimo di 4 cm ad un massimo di 6 cm nel tratto a valle della sezione 51, sezione nella quale avviene l'immissione delle acque provenienti dalla ex cava.

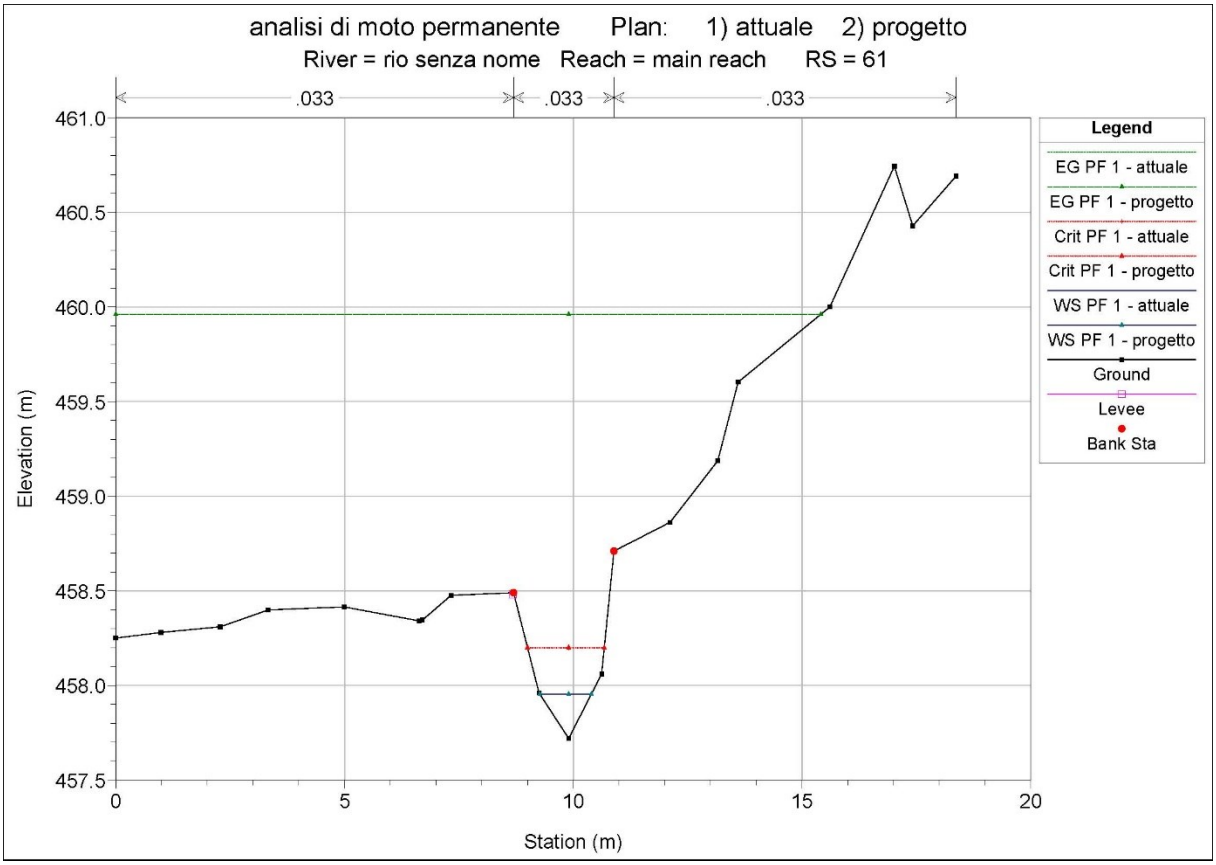
La tabella seguente riporta le quote del pelo libero (W.S. Elev) in ciascuna sezione del rio Senza Nome nelle due situazioni studiate (attuale e progetto) e la differenza tra le quote (ΔW.S. Elev) nell'ultima colonna.

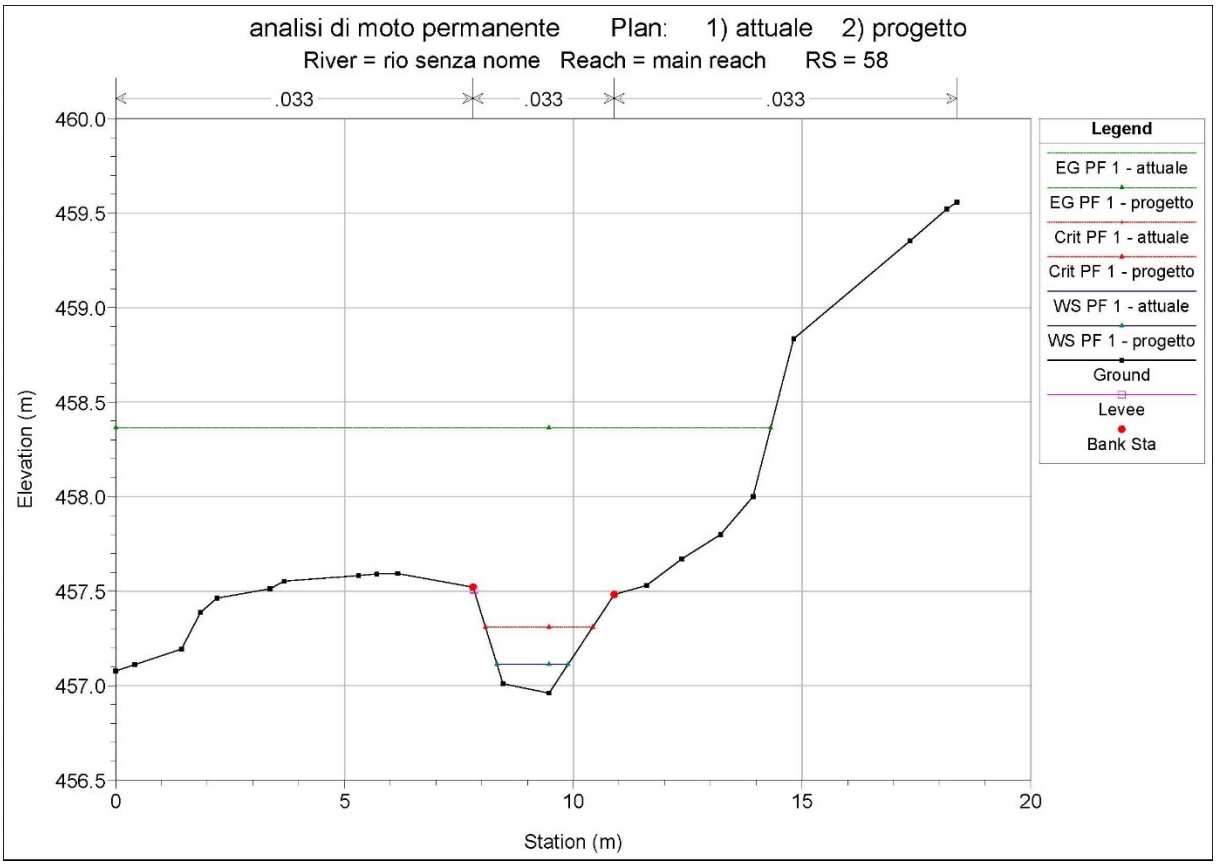
STATO ATTUALE				PROGETTO				
Reach	River Sta	Profile	W.S. Elev	Reach	River Sta	Profile	W.S. Elev	ΔW.S. Elev
			(m)				(m)	(m)
main reach	65	PF 1	461.61	main reach	63	PF 1	461.61	**0**
main reach	63	PF 1	459.99	main reach	63	PF 1	459.99	**0**
main reach	61	PF 1	457.95	main reach	61	PF 1	457.95	**0**
main reach	58	PF 1	457.11	main reach	58	PF 1	457.11	**0**
main reach	56	PF 1	455.42	main reach	56	PF 1	455.42	**0**
main reach	54	PF 1	454.12	main reach	54	PF 1	454.12	**0**
main reach	51	PF 1	453.4	main reach	51	PF 1	453.46	**0.06**
main reach	49	PF 1	449.7	main reach	49	PF 1	449.75	**0.05**
main reach	48 Culvert #1			main reach	48 Culvert #1	PF 1		**0**
main reach	9	PF 1	441.66	main reach	9	PF 1	441.7	**0.04**
main reach	6	PF 1	441.44	main reach	6	PF 1	441.48	**0.04**
main reach	4	PF 1	438.76	main reach	4	PF 1	438.82	**0.06**
main reach	0	PF 1	437.42	main reach	0	PF 1	437.47	**0.05**

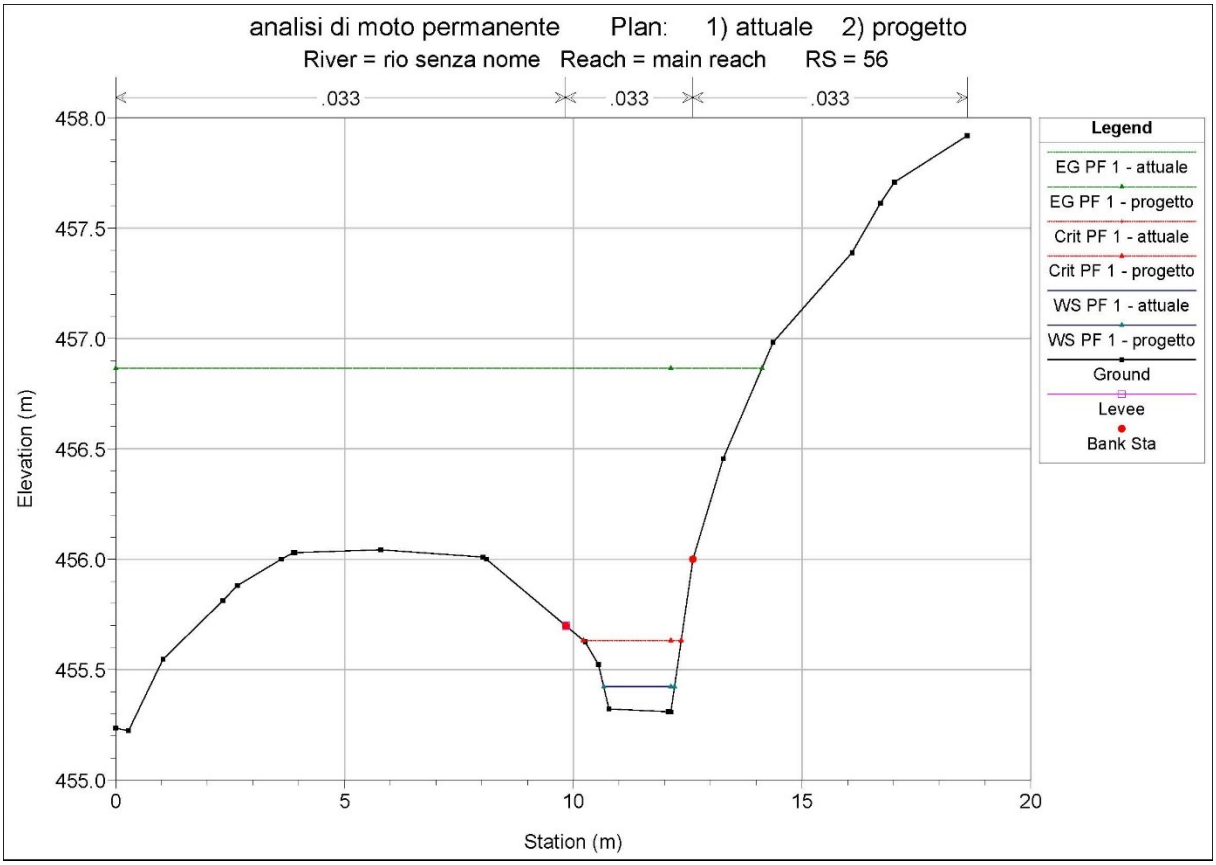
Le figure nelle pagine seguenti mostrano il risultato dell'analisi, nell'ipotesi di portata riferita al tempo di ritorno di 200 anni, confrontando in ciascuna sezione del rio il livello idrico nella situazione attuale e in quella di progetto. Nell'Allegato sono riportate le tabelle con i risultati numerici dell'analisi svolta.

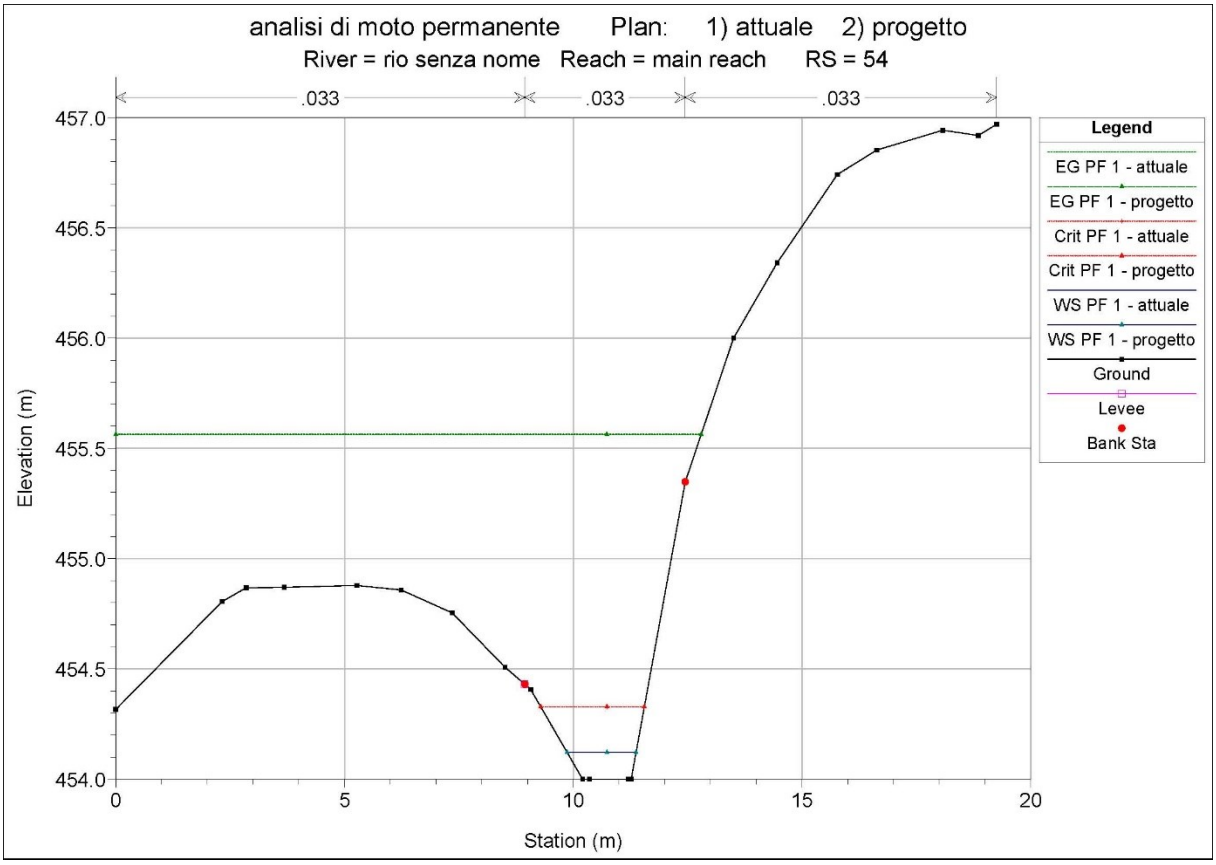

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 65
.033
.033
.033
Elevation (m)
463.0
462.5
462.0
461.5
461.0
460.5
460.0
459.5
0
5
10
15
20
Station (m)
Legend
EG PF 1 - attuale
EG PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Ground
Levee
Bank Sta

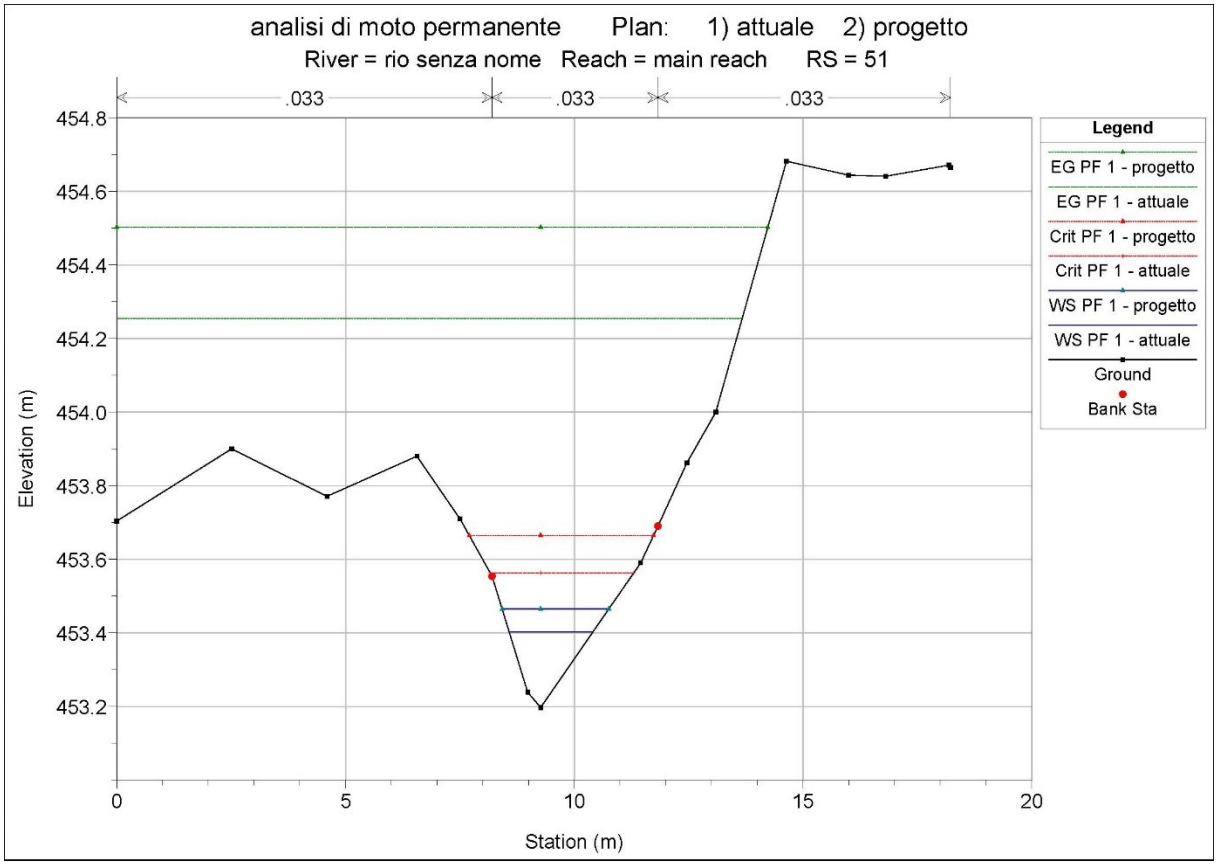

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 63
.033
.033
.033
Elevation (m)
462.5
462.0
461.5
461.0
460.5
460.0
459.5
459.0
0
5
10
15
20
Station (m)
Legend
EG PF 1 - attuale
EG PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
Ground
Levee
Bank Sta

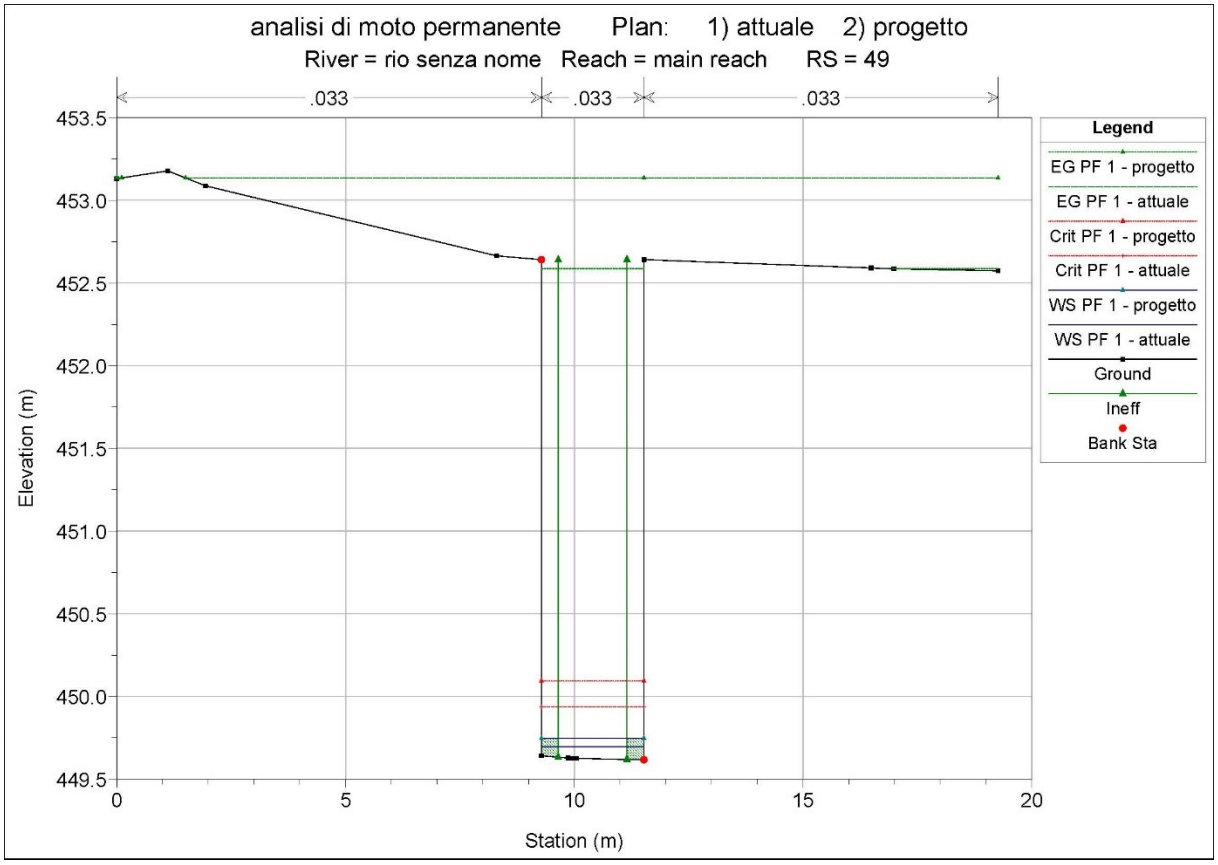

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 61
.033
.033
.033
461.0
460.5
460.0
459.5
459.0
458.5
458.0
457.5
Elevation (m)
0
5
10
15
20
Station (m)
Legend
EG PF 1 - attuale
EG PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
Ground
Levee
Bank Sta

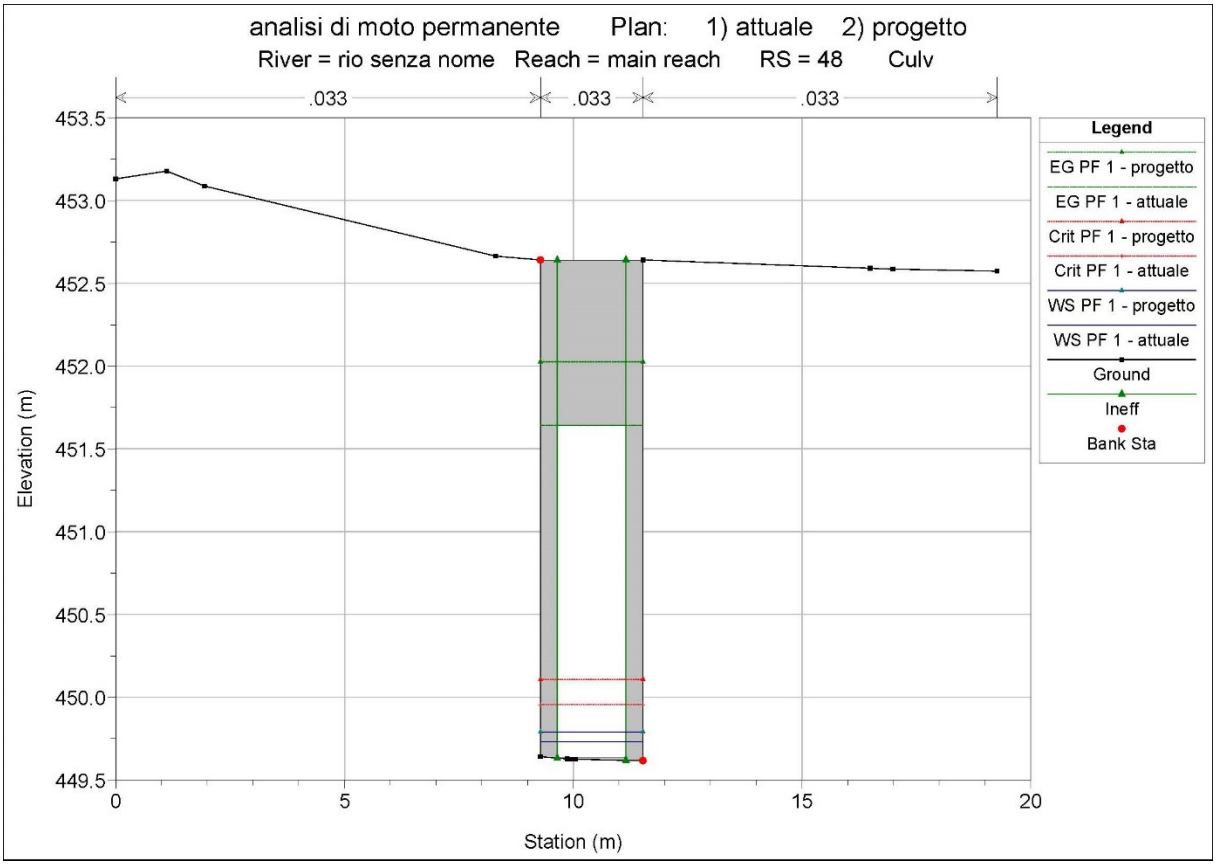

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 58
.033
.033
.033
460.0
459.5
459.0
458.5
458.0
457.5
457.0
456.5
Elevation (m)
0
5
10
15
20
Station (m)
Legend
EG PF 1 - attuale
EG PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
Ground
Levee
Bank Sta

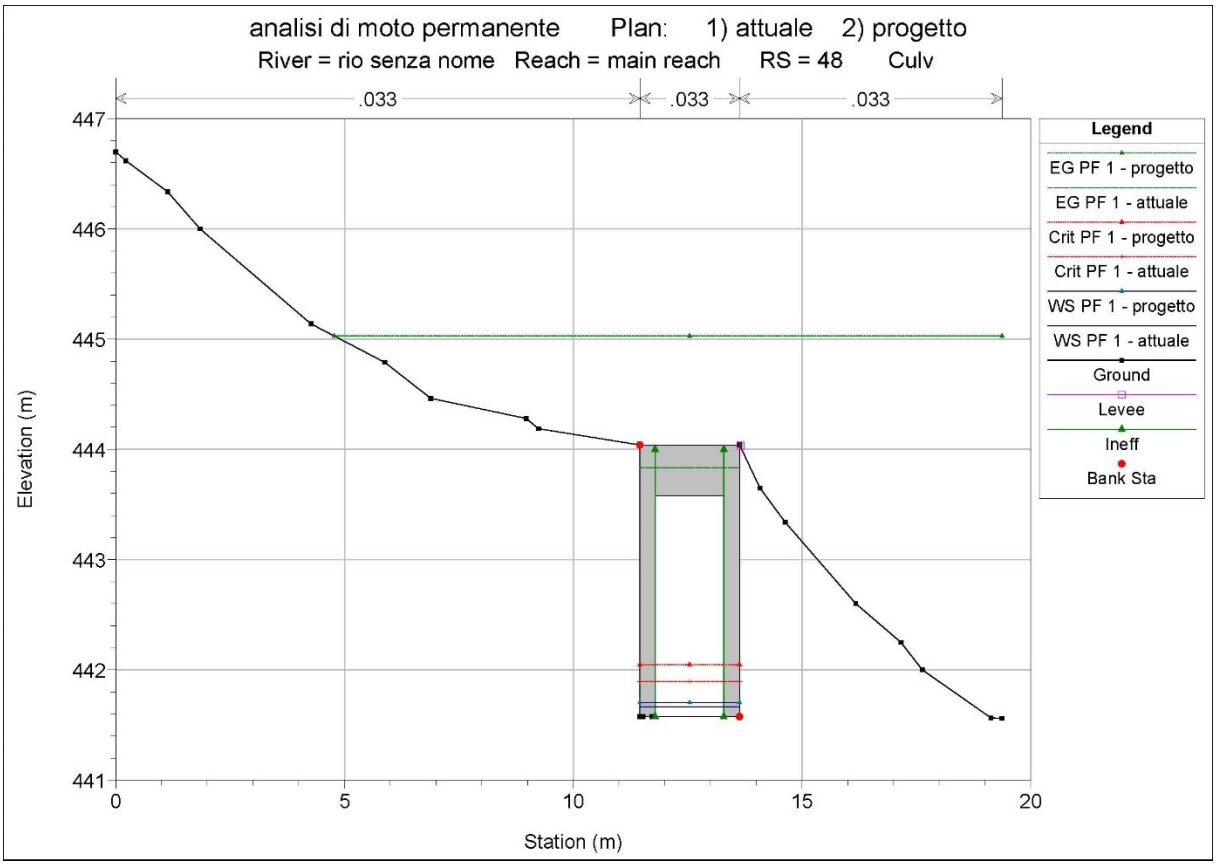

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 56
.033
.033
.033
Legend
EG PF 1 - attuale
EG PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
458.0
457.5
457.0
456.5
456.0
455.5
455.0
0
5
10
15
20
Station (m)

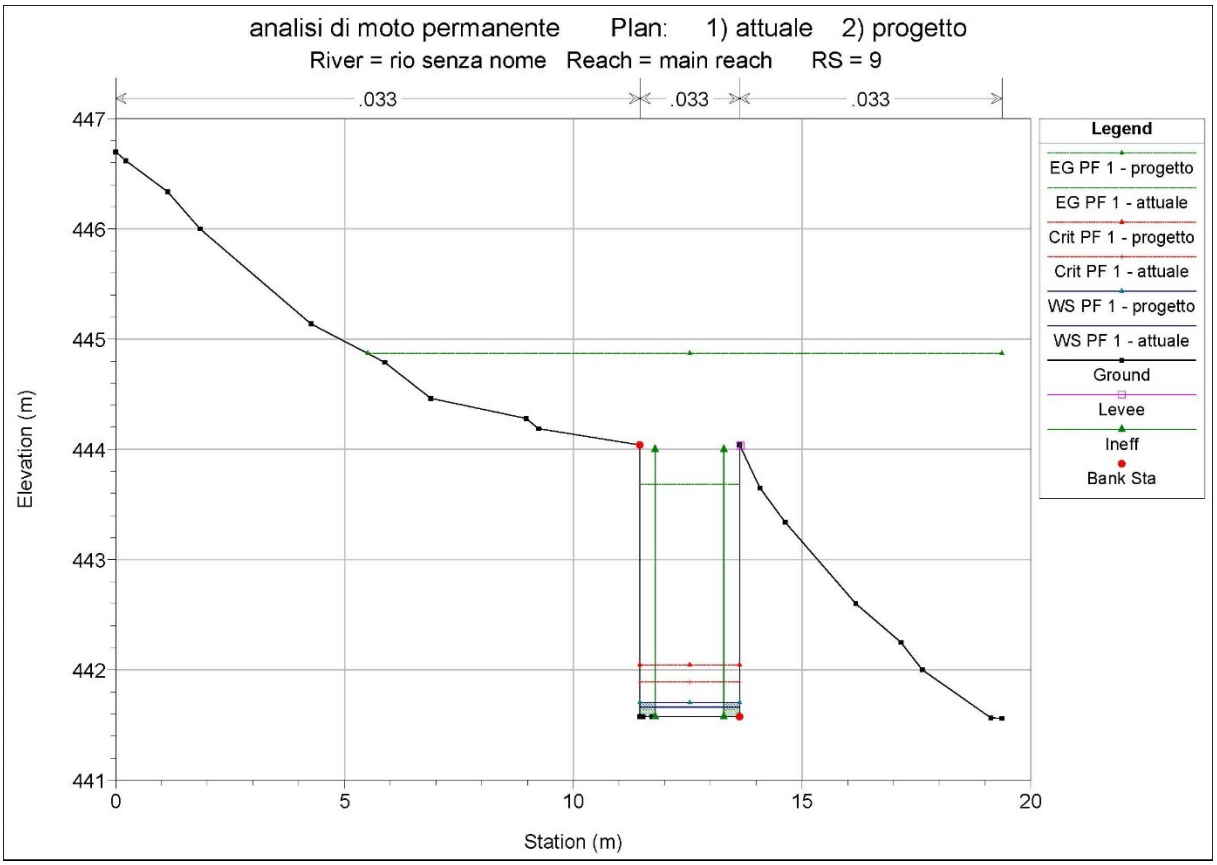

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 54
.033
.033
.033
Legend
EG PF 1 - attuale
EG PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
457.0
456.5
456.0
455.5
455.0
454.5
454.0
0
5
10
15
20
Station (m)

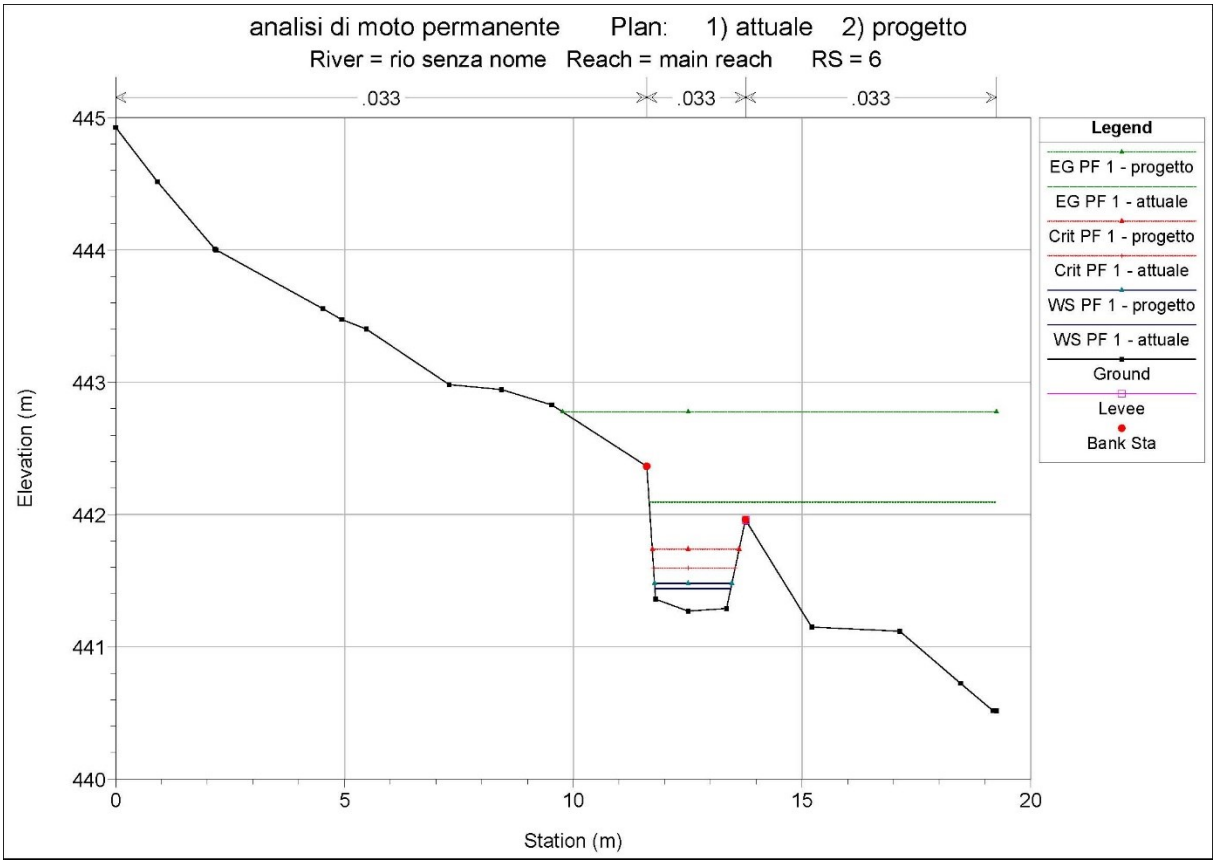

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 51
.033
.033
.033
Elevation (m)
454.8
454.6
454.4
454.2
454.0
453.8
453.6
453.4
453.2
0
5
10
15
20
Station (m)
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Bank Sta

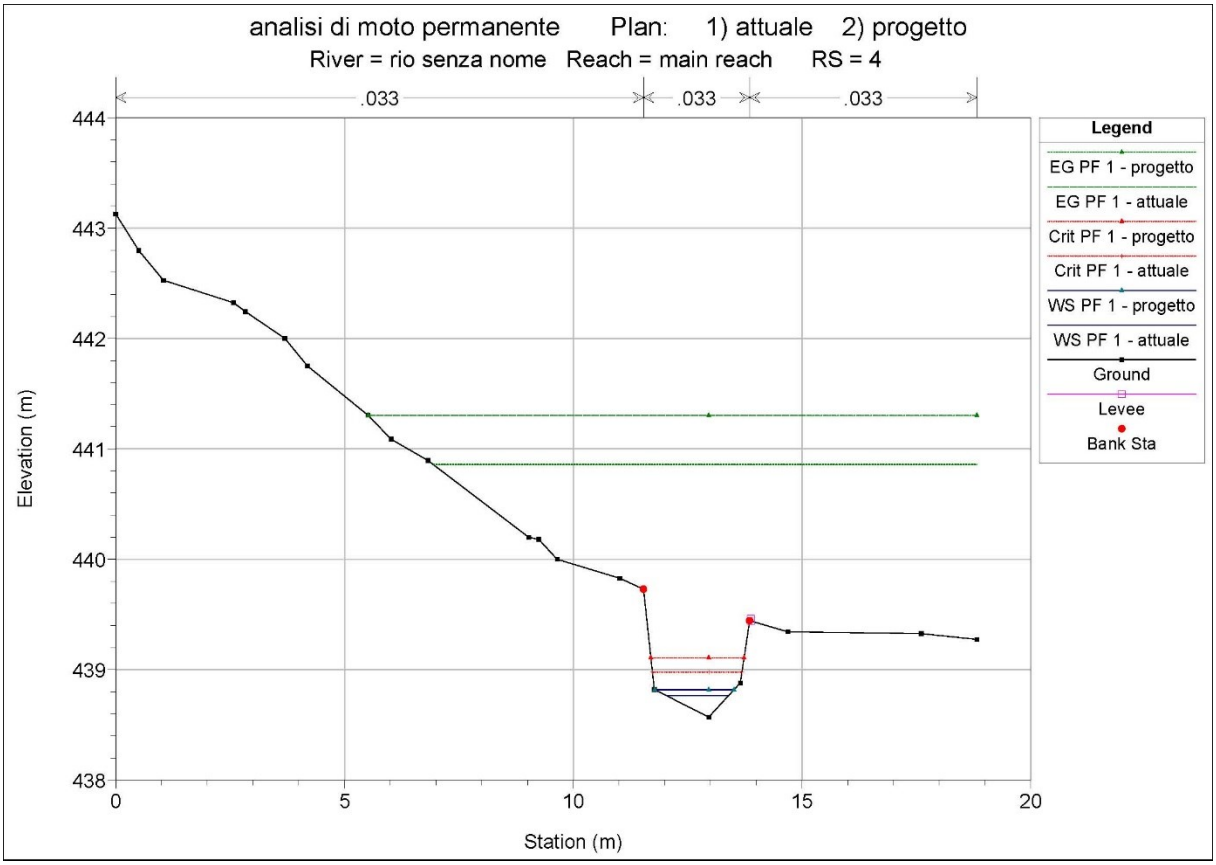

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 49
.033
.033
.033
Elevation (m)
453.5
453.0
452.5
452.0
451.5
451.0
450.5
450.0
449.5
0
5
10
15
20
Station (m)
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Ineff
Bank Sta

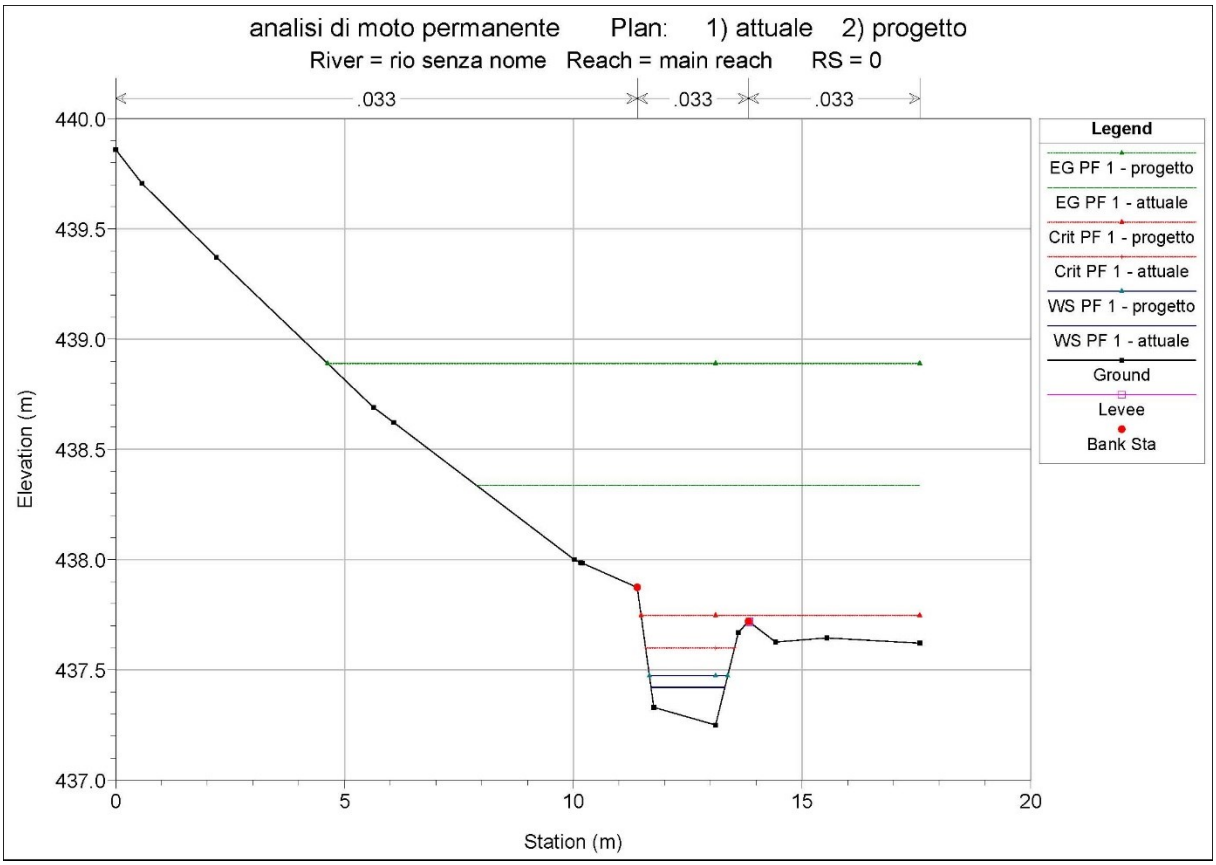

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 48 Culv
.033
.033
.033
Elevation (m)
453.5
453.0
452.5
452.0
451.5
451.0
450.5
450.0
449.5
0
5
10
15
20
Station (m)
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Ineff
Bank Sta

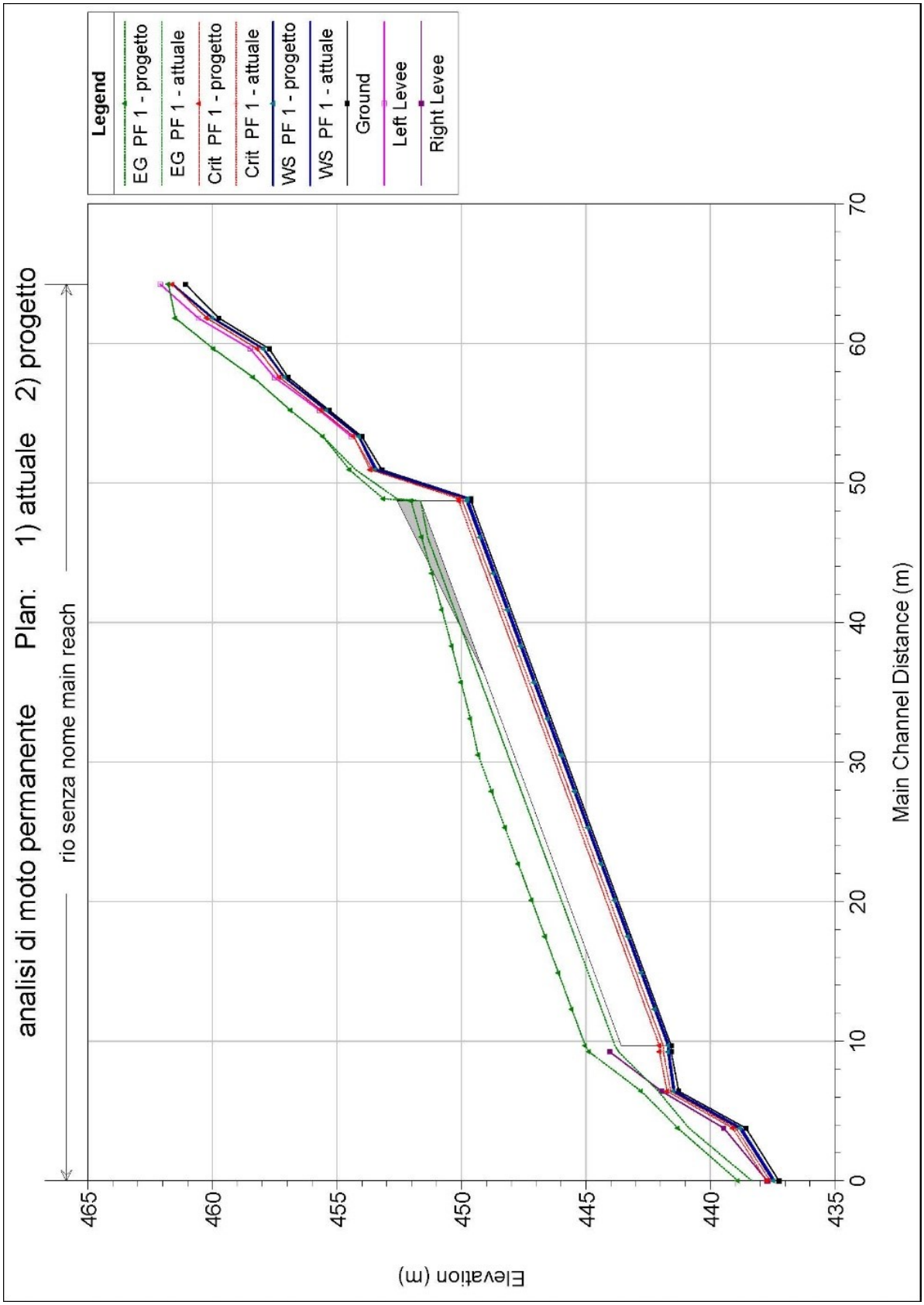

analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 48 Culv
.033
.033
.033
Elevation (m)
447
446
445
444
443
442
441
0
5
10
15
20
Station (m)
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Levee
Ineff
Bank Sta


analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 9
.033
.033
.033
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Levee
Ineff
Bank Sta


analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 6
.033
.033
.033
Elevation (m)
Station (m)
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Levee
Bank Sta


analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 4
.033
.033
.033
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
444
443
442
441
440
439
438
0
5
10
15
20


analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
River = rio senza nome Reach = main reach RS = 0
.033
.033
.033
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
440.0
439.5
439.0
438.5
438.0
437.5
437.0
0
5
10
15
20


analisi di moto permanente Plan: 1) attuale 2) progetto
rio senza nome main reach
Legend
EG PF 1 - progetto
EG PF 1 - attuale
Crit PF 1 - progetto
Crit PF 1 - attuale
WS PF 1 - progetto
WS PF 1 - attuale
Ground
Left Levee
Right Levee
Elevation (m)
Main Channel Distance (m)
465
460
455
450
445
440
435
0
10
20
30
40
50
60
70

5. CONCLUSIONI

In base ai risultati della verifica descritta si osserva che a valle dell'immissione del deflusso delle acque provenienti dalla cava (sezione 51) si registrano modesti aumenti della quota del pelo libero.

Le immissioni di tali deflussi non sono causa di esondazioni ed erosioni, al verificarsi di eventi eccezionali, caratterizzati da piene con un tempo di ritorno di 200 anni e inferiori.

LEGENDA

Variabili riportate nelle tabelle e negli elaborati grafici ottenuti con HEC-RAS:

Min Ch Elev = quota minima del canale inciso (alveo di magra);

W.S. Elev = quota del pelo libero;

Crit W.S. = quota del pelo libero in condizioni critiche;

E.G. Elev = quota della linea dei carichi;

E.G. Slope = inclinazione della linea dei carichi;

Q Total = portata totale;

Froude #XS = numero di Froude;

Vel Left = velocità media della corrente nella golena sinistra;

Vel Chnl = velocità media della corrente nel canale inciso (alveo di magra);

Vel Right = velocità media della corrente nella golena destra;

Flow Area = area totale della sezione in cui avviene il deflusso;

Top Width = larghezza del pelo libero;

Mann Wtd Chnl = coefficiente di Manning equivalente nel canale inciso (alveo di magra);

Hydr Depth C = altezza del pelo libero nel canale inciso;

TABELLE

Profile Output Table - Standard Table 1

HEC-RAS Profile: PF 1														
River	***Reach***	***River Sta***	***Profile***	***Plan***	***Q Total***	***Min Ch El***	***W.S. Elev***	***Crit W.S.***	***E.G. Elev***	***E.G. Slope***	***Vel Chnl***	***Flow Area***	***Top Width***	***Froude # Chl***
					(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Rio senza nome	main reach	65	PF 1	attuale	0.83	461.08	461.61	461.61	461.77	0.021963	1.79	0.46	1.45	1.01
Rio senza nome	main reach	65	PF 1	progetto	0.83	461.08	461.61	461.61	461.77	0.021963	1.79	0.46	1.45	1.01
Rio senza nome	main reach	63	PF 1	attuale	0.83	459.74	459.99	460.22	461.49	0.556475	5.42	0.15	1.19	4.83
Rio senza nome	main reach	63	PF 1	progetto	0.83	459.74	459.99	460.22	461.49	0.556475	5.42	0.15	1.19	4.83
Rio senza nome	main reach	61	PF 1	attuale	0.83	457.72	457.95	458.2	459.96	0.832794	6.27	0.13	1.13	5.85
Rio senza nome	main reach	61	PF 1	progetto	0.83	457.72	457.95	458.2	459.96	0.832794	6.27	0.13	1.13	5.85
Rio senza nome	main reach	58	PF 1	attuale	0.83	456.96	457.11	457.31	458.36	0.550873	4.95	0.17	1.56	4.82
Rio senza nome	main reach	58	PF 1	progetto	0.83	456.96	457.11	457.31	458.36	0.550873	4.95	0.17	1.56	4.82
Rio senza nome	main reach	56	PF 1	attuale	0.83	455.31	455.42	455.63	456.87	0.713043	5.32	0.16	1.55	5.35
Rio senza nome	main reach	56	PF 1	progetto	0.83	455.31	455.42	455.63	456.87	0.713043	5.32	0.16	1.55	5.35
Rio senza nome	main reach	54	PF 1	attuale	0.83	454	454.12	454.33	455.56	0.676456	5.32	0.16	1.51	5.28
Rio senza nome	main reach	54	PF 1	progetto	0.83	454	454.12	454.33	455.56	0.676456	5.32	0.16	1.51	5.28
Rio senza nome	main reach	51	PF 1	attuale	0.83	453.2	453.4	453.56	454.25	0.355134	4.09	0.2	1.83	3.92
Rio senza nome	main reach	51	PF 1	progetto	1.5	453.2	453.46	453.66	454.5	0.309312	4.51	0.33	2.33	3.81
Rio senza nome	main reach	49	PF 1	attuale	0.83	449.62	449.7	449.94	452.59	2.003869	7.53	0.11	2.24	8.87
Rio senza nome	main reach	49	PF 1	progetto	1.5	449.62	449.75	450.09	453.14	1.18775	8.15	0.18	2.24	7.43
	main reach	48			Culvert									
Rio senza nome	main reach	9	PF 1	attuale	0.83	441.58	441.66	441.89	443.69	1.105002	6.3	0.13	2.18	6.78
Rio senza nome	main reach	9	PF 1	progetto	1.5	441.58	441.7	442.04	444.87	1.061226	7.88	0.19	2.18	7.07
Rio senza nome	main reach	6	PF 1	attuale	0.83	441.27	441.44	441.6	442.09	0.217222	3.58	0.23	1.66	3.06
Rio senza nome	main reach	6	PF 1	progetto	1.5	441.27	441.48	441.74	442.78	0.327977	5.04	0.3	1.69	3.84
Rio senza nome	main reach	4	PF 1	attuale	0.83	438.57	438.76	438.98	440.86	1.077547	6.41	0.13	1.34	6.6
Rio senza nome	main reach	4	PF 1	progetto	1.5	438.57	438.82	439.11	441.3	0.910937	6.98	0.21	1.73	6.33
Rio senza nome	main reach	0	PF 1	attuale	0.83	437.25	437.42	437.6	438.34	0.356764	4.24	0.2	1.61	3.89
Rio senza nome	main reach	0	PF 1	progetto	1.5	437.25	437.47	437.75	438.89	0.37295	5.27	0.28	1.71	4.13

Tabella Coefficiente di Manning

HEC-RAS River: Rio senza nome Reach: main reach Profile: PF 1

General PF Plot - Weighted n							
	River	Reach	RS	Ch Dist	PF 1-Mann Wtd Left	PF 1-Mann Wtd Chnl	PF 1-Mann Wtd Rght
1	Plan:	attuale					
2	rio senza nome	main reach	65	64.23		0.033	
3	rio senza nome	main reach	63	61.81		0.033	
4	rio senza nome	main reach	61	59.62		0.033	
5	rio senza nome	main reach	58	57.57		0.033	
6	rio senza nome	main reach	56	55.2		0.033	
7	rio senza nome	main reach	54	53.33		0.033	
8	rio senza nome	main reach	51	50.96		0.033	
9	rio senza nome	main reach	49	48.87		0.033	
10	rio senza nome	main reach	9	9.24		0.033	
11	rio senza nome	main reach	6	6.41		0.033	
12	rio senza nome	main reach	4	3.77		0.033	
13	rio senza nome	main reach	0	0		0.033	
14							
15	Plan:	progetto					
16	rio senza nome	main reach	65	64.23		0.033	
17	rio senza nome	main reach	63	61.81		0.033	
18	rio senza nome	main reach	61	59.62		0.033	
19	rio senza nome	main reach	58	57.57		0.033	
20	rio senza nome	main reach	56	55.2		0.033	
21	rio senza nome	main reach	54	53.33		0.033	
22	rio senza nome	main reach	51	50.96		0.033	
23	rio senza nome	main reach	49	48.87		0.033	
24	rio senza nome	main reach	9	9.24		0.033	
25	rio senza nome	main reach	6	6.41		0.033	
26	rio senza nome	main reach	4	3.77		0.033	
27	rio senza nome	main reach	0	0		0.033	

Analisi di moto permanente dell'affluente di sinistra del fiume Bormida in Loc. San Rocco, Comune di Millesimo (SV)

Tabella Tirante idraulico

HEC-RAS River: Rio senza nome Reach: main reach Profile: PF 1

General PF Plot - Hydraulic Depth							
	River	Reach	RS	Ch Dist	PF 1-Hydr Depth L	PF 1-Hydr Depth C	PF 1-Hydr Depth R
1	Plan:	attuale					
2	rio senza nome	main reach	65	64.23		0.32	
3	rio senza nome	main reach	63	61.81		0.13	
4	rio senza nome	main reach	61	59.62		0.12	
5	rio senza nome	main reach	58	57.57		0.11	
6	rio senza nome	main reach	56	55.2		0.1	
7	rio senza nome	main reach	54	53.33		0.1	
8	rio senza nome	main reach	51	50.96		0.11	
9	rio senza nome	main reach	49	48.87		0.07	
10	rio senza nome	main reach	9	9.24		0.09	
11	rio senza nome	main reach	6	6.41		0.14	
12	rio senza nome	main reach	4	3.77		0.1	
13	rio senza nome	main reach	0	0		0.12	
14							
15	Plan:	progetto					
16	rio senza nome	main reach	65	64.23		0.32	
17	rio senza nome	main reach	63	61.81		0.13	
18	rio senza nome	main reach	61	59.62		0.12	
19	rio senza nome	main reach	58	57.57		0.11	
20	rio senza nome	main reach	56	55.2		0.1	
21	rio senza nome	main reach	54	53.33		0.1	
22	rio senza nome	main reach	51	50.96		0.14	
23	rio senza nome	main reach	49	48.87		0.12	
24	rio senza nome	main reach	9	9.24		0.13	
25	rio senza nome	main reach	6	6.41		0.18	
26	rio senza nome	main reach	4	3.77		0.12	
27	rio senza nome	main reach	0	0		0.17	

Analisi di moto permanente dell'affluente di sinistra del fiume Bormida in Loc. San Rocco, Comune di Millesimo (SV)

Tabella Velocità

HEC-RAS River: Rio senza nome Reach: main reach Profile: PF 1

General PF Plot - Velocities							
	River	Reach	RS	Ch Dist	PF 1-Vel Left	PF 1-Vel Chnl	PF 1-Vel Right
1	Plan:	attuale					
2	rio senza nome	main reach	65	64.23		1.79	
3	rio senza nome	main reach	63	61.81		5.42	
4	rio senza nome	main reach	61	59.62		6.27	
5	rio senza nome	main reach	58	57.57		4.95	
6	rio senza nome	main reach	56	55.2		5.32	
7	rio senza nome	main reach	54	53.33		5.32	
8	rio senza nome	main reach	51	50.96		4.09	
9	rio senza nome	main reach	49	48.87		7.53	
10	rio senza nome	main reach	9	9.24		6.3	
11	rio senza nome	main reach	6	6.41		3.58	
12	rio senza nome	main reach	4	3.77		6.41	
13	rio senza nome	main reach	0	0		4.24	
14							
15	Plan:	progetto					
16	rio senza nome	main reach	65	64.23		1.79	
17	rio senza nome	main reach	63	61.81		5.42	
18	rio senza nome	main reach	61	59.62		6.27	
19	rio senza nome	main reach	58	57.57		4.95	
20	rio senza nome	main reach	56	55.2		5.32	
21	rio senza nome	main reach	54	53.33		5.32	
22	rio senza nome	main reach	51	50.96		4.51	
23	rio senza nome	main reach	49	48.87		8.15	
24	rio senza nome	main reach	9	9.24		7.88	
25	rio senza nome	main reach	6	6.41		5.04	
26	rio senza nome	main reach	4	3.77		6.98	
27	rio senza nome	main reach	0	0		5.27	

Analisi di moto permanente dell'affluente di sinistra del fiume Bormida in Loc. San Rocco, Comune di Millesimo (SV)

Tabella Numero di Froude

HEC-RAS River: Rio senza nome Reach: main reach Profile: PF 1

General PF Plot - Froude number						
	River	Reach	RS	Ch Dist	PF 1-Froude # Chl	PF 1-Froude # XS
1	Plan:	attuale				
2	rio senza nome	main reach	65	64.23	1.01	1.01
3	rio senza nome	main reach	63	61.81	4.83	4.83
4	rio senza nome	main reach	61	59.62	5.85	5.85
5	rio senza nome	main reach	58	57.57	4.82	4.82
6	rio senza nome	main reach	56	55.2	5.35	5.35
7	rio senza nome	main reach	54	53.33	5.28	5.28
8	rio senza nome	main reach	51	50.96	3.92	3.92
9	rio senza nome	main reach	49	48.87	8.87	8.87
10	rio senza nome	main reach	9	9.24	6.78	6.78
11	rio senza nome	main reach	6	6.41	3.06	3.06
12	rio senza nome	main reach	4	3.77	6.6	6.6
13	rio senza nome	main reach	0	0	3.89	3.89
14						
15	Plan:	progetto				
16	rio senza nome	main reach	65	64.23	1.01	1.01
17	rio senza nome	main reach	63	61.81	4.83	4.83
18	rio senza nome	main reach	61	59.62	5.85	5.85
19	rio senza nome	main reach	58	57.57	4.82	4.82
20	rio senza nome	main reach	56	55.2	5.35	5.35
21	rio senza nome	main reach	54	53.33	5.28	5.28
22	rio senza nome	main reach	51	50.96	3.81	3.81
23	rio senza nome	main reach	49	48.87	7.43	7.43
24	rio senza nome	main reach	9	9.24	7.07	7.07
25	rio senza nome	main reach	6	6.41	3.84	3.84
26	rio senza nome	main reach	4	3.77	6.33	6.33
27	rio senza nome	main reach	0	0	4.13	4.13

ALLEGATO 5

CANALETTA TRATTO 1 - 2		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.50
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.23
Pendenza	(m/m)	0.09
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.16
Velocità	(m/s)	2.72
Altezza cinetica	(m)	0.38
Energia specifica	(m)	0.54
Altezza critica	(m)	0.27
Pendenza critica	(m/m)	0.0129
Area bagnata	(mq)	0.08
Contorno bagnato	(m)	0.84
Raggio idraulico	(m)	0.101
Larghezza in superficie	(m)	0.74
Numero di Froude		2.57
Franco	(m)	0.34

CANALETTA TRATTO 2 - 3		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.75
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.67
Pendenza	(m/m)	0.02
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.36
Velocità	(m/s)	2.08
Altezza cinetica	(m)	0.22
Energia specifica	(m)	0.58
Altezza critica	(m)	0.41
Pendenza critica	(m/m)	0.0113
Area bagnata	(mq)	0.32
Contorno bagnato	(m)	1.53
Raggio idraulico	(m)	0.21
Larghezza in superficie	(m)	1.28
Numero di Froude		1.33
Franco	(m)	0.39

CANALETTA TRATTO 4 - 2		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.75
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.42
Pendenza	(m/m)	0.09
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.2
Velocità	(m/s)	3.09
Altezza cinetica	(m)	0.49
Energia specifica	(m)	0.68
Altezza critica	(m)	0.32
Pendenza critica	(m/m)	0.0115
Area bagnata	(mq)	0.14
Contorno bagnato	(m)	1.11
Raggio idraulico	(m)	0.123
Larghezza in superficie	(m)	1.01
Numero di Froude		2.69
Franco	(m)	0.55

CANALETTA TRATTO 5 - 4		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.60
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.38
Pendenza	(m/m)	0.08
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.21
Velocità	(m/s)	2.96
Altezza cinetica	(m)	0.45
Energia specifica	(m)	0.65
Altezza critica	(m)	0.33
Pendenza critica	(m/m)	0.0121
Area bagnata	(mq)	0.13
Contorno bagnato	(m)	1.02
Raggio idraulico	(m)	0.126
Larghezza in superficie	(m)	0.9
Numero di Froude		2.5
Franco	(m)	0.39

CANALETTA TRATTO 6 - 5		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.50
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.32
Pendenza	(m/m)	0.1
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.19
Velocità	(m/s)	3.11
Altezza cinetica	(m)	0.49
Energia specifica	(m)	0.68
Altezza critica	(m)	0.32
Pendenza critica	(m/m)	0.0129
Area bagnata	(mq)	0.1
Contorno bagnato	(m)	0.9
Raggio idraulico	(m)	0.115
Larghezza in superficie	(m)	0.78
Numero di Froude		2.74
Franco	(m)	0.31

CANALETTA TRATTO 7 - 8		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.40
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.01
Pendenza	(m/m)	0.12
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.04
Velocità	(m/s)	1.2
Altezza cinetica	(m)	0.07
Energia specifica	(m)	0.11
Altezza critica	(m)	0.06
Pendenza critica	(m/m)	0.0136
Area bagnata	(mq)	0.01
Contorno bagnato	(m)	0.35
Raggio idraulico	(m)	0.024
Larghezza in superficie	(m)	0.34
Numero di Froude		2.44
Franco	(m)	0.36

CANALETTA TRATTO 9 - 10

CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME

Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.50
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.09
Pendenza	(m/m)	0.2
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.09
Velocità	(m/s)	2.71
Altezza cinetica	(m)	0.37
Energia specifica	(m)	0.46
Altezza critica	(m)	0.17
Pendenza critica	(m/m)	0.0136
Area bagnata	(mq)	0.03
Contorno bagnato	(m)	0.6
Raggio idraulico	(m)	0.056
Larghezza in superficie	(m)	0.56
Numero di Froude		3.57
Franco	(m)	0.41

CANALETTA TRATTO 10 - 11		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.75
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.15
Pendenza	(m/m)	0.04
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.15
Velocità	(m/s)	1.71
Altezza cinetica	(m)	0.15
Energia specifica	(m)	0.29
Altezza critica	(m)	0.19
Pendenza critica	(m/m)	0.0125
Area bagnata	(mq)	0.09
Contorno bagnato	(m)	0.95
Raggio idraulico	(m)	0.093
Larghezza in superficie	(m)	0.89
Numero di Froude		1.73
Franco	(m)	0.6

TUBO TRATTO 11 - 14		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.75
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		tubo
Sottotipo		in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.26
Pendenza	(m/m)	0.03
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.2
Velocità	(m/s)	1.82
Altezza cinetica	(m)	0.17
Energia specifica	(m)	0.37
Altezza critica	(m)	0.25
Pendenza critica	(m/m)	0.0119
Area bagnata	(mq)	0.14
Contorno bagnato	(m)	1.13
Raggio idraulico	(m)	0.127
Larghezza in superficie	(m)	1.03
Numero di Froude		1.56
Franco	(m)	0.55

CANALETTA TRATTO 12 - 13		
CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA IN CONDIZIONI DI MOTO UNIFORME		
Descrizione		
DATI GEOMETRICI		
Sezione		circolare
Raggio	(m)	0.50
SCABREZZA		
Indice di scabrezza		Manning
Tipo		canali
Sottotipo		canali rivestiti in lamiera ondulata
Scabrezza		0.024
DATI DI CALCOLO		
Portata	(mc/s)	0.11
Pendenza	(m/m)	0.02
RISULTATI		
Altezza di moto uniforme	(m)	0.17
Velocità	(m/s)	1.29
Altezza cinetica	(m)	0.08
Energia specifica	(m)	0.25
Altezza critica	(m)	0.18
Pendenza critica	(m/m)	0.0134
Area bagnata	(mq)	0.09
Contorno bagnato	(m)	0.84
Raggio idraulico	(m)	0.102
Larghezza in superficie	(m)	0.74
Numero di Froude		1.21
Franco	(m)	0.33