

Autostrada SA-RC

**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA E DI DIFESA DELLE OPERE AUTOSTRADALI
RELATIVAMENTE ALL'INTERAZIONE VIARIA CON IL FIUME MESIMA, NEL TRATTO
COMPRESO TRA IL KM 369+800 E IL KM 378+500 DELL'AUTOSTRADA SA-RC**

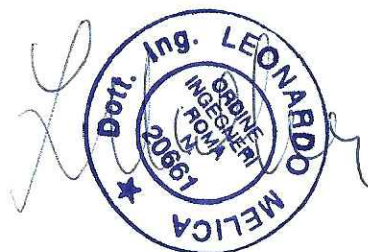
PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE:



MSM Ingegneria S.r.l.
Via della Meloria, 61 - 00136 ROMA

Ing. Leonardo Melica



GEOLOGIA:

Dott. Geol. Andrea Rondinara

Albo dei Geologi del Lazio n. 921

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Francesco Bianco

RESPONSABILE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI E
COORDINATORE TERRITORIALE

Dott. Ing. Giuseppe Ferrara

**IDROLOGIA E IDRAULICA
RELAZIONE IDRAULICA**

CODICE ELABORATO

REVISIONE

SCALA:

IDR RT 02

3

3	REVISIONE	APRILE 2020	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica
2	REVISIONE A SEGUITO DI NOTA ADB REGIONE CALABRIA	GENNAIO 2019	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica
1	EMISSIONE	LUGLIO 2018	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica
0	EMISSIONE	GIUGNO 2018	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



INDICE

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO	4
3. RIFERIMENTI NORMATIVI	5
4. MODELLAZIONE IDRAULICA	8
4.1. Geometria di calcolo	9
4.1.1 Tratto di monte - Moto permanente	9
4.1.2 Tratto di valle - Moto vario	11
4.1.3 Coefficienti di scabrezza	14
4.2. Metodo di calcolo.....	14
4.2.1 Simulazione in moto permanente	14
4.2.2 Simulazione in moto vario	20
4.3. Modellazione delle opere di attraversamento minori mediante software HY-8	24
4.4. Portate di progetto	34
5. ANALISI IDRAULICA DELLO STATO ATTUALE	34
5.1. Tratto compreso tra Pr 0+000,00 e 0+350,00	35
5.2. Interferenza tra alveo inciso e rilevato SA RC alla Pr 0+900,00	35
5.3. Viadotto Mesima 1	36
5.4. Viadotto Mesima 2.....	37
5.5. Viadotto Mesima 3.....	39
5.6. Interferenza tra alveo inciso e rilevato SA RC alla Pr 6+600,00	39
5.7. Viadotto Mesima 4.....	39
5.8. Opere di attraversamento reticolo secondario.....	40
6. VERIFICHE IDRAULICHE STATO ATTUALE	41
7. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA E DI DIFESA DELLE OPERE AUTOSTRADALI IN PROGETTO	42
7.1. Interventi anti erosivi sui rilevati	42



7.2.	Tratto compreso tra Pr 0+000,00 e 0+350,00	44
7.3.	Interferenza tra alveo inciso e rilevato SA RC alla Pr 0+900,00	44
7.4.	Viadotto Mesima 1	44
7.5.	Viadotto Mesima 2	45
7.6.	Viadotto Mesima 3	45
7.7.	Interferenza tra alveo inciso e rilevato SA RC alla Pr 6+600,00	45
7.8.	Viadotto Mesima 4	46
8.	VERIFICHE IDRAULICHE POST INTERVENTI.....	46
9.	MECCANISMI DI EROSIONE E SCALZAMENTO.....	47
9.1.	Caratteri del fenomeno	47
9.1.1	Progressivo abbassamento o innalzamento diffuso.....	47
9.1.2	Erosione dovuta a contrazione	48
9.1.3	Erosione transitoria localizzata	50
9.2.	Valutazione dell'erosione transitoria rapida.....	52
9.2.1	Formulazione di Breusers et al.	53
9.2.2	Formulazione CSU	56
9.2.3	Applicazioni	57
9.3.	Interventi di protezione contro lo scalzamento	60
9.3.1	Intervento di progetto	61
10.	VERIFICHE SISTEMAZIONI ALVEO INCISO.....	67
	Calcolo delle tensioni agenti.....	68
	Calcolo delle tensioni resistenti	68
11.	CONCLUSIONI.....	73
12.	ALLEGATO 1: SIMULAZIONI ANTE OPERAM	74
13.	ALLEGATO 2: SIMULAZIONI POST OPERAM	75
14.	ALLEGATO 3: CALCOLO SCALZAMENTO	76
15.	ALLEGATO 3: VERIFICHE ATTRAVERSAMENTI SECONDARI	77



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

1. PREMESSA

La presente relazione idraulica è stata sviluppata nell'ambito delle attività di progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC.

Inizialmente verranno esposti i riferimenti normativi e le impostazioni teoriche adottate per la definizione delle caratteristiche dei fenomeni naturali attesi, le ipotesi assunte e le metodologie di calcolo utilizzate per la modellazione idraulica e per i fenomeni fisici propri dell'interferenza tra le strutture di attraversamento e corso d'acqua.

Successivamente verranno evidenziate le criticità idrauliche riscontrate supportando l'analisi mediante i risultati delle modellazioni e delle verifiche svolte.

In ultimo saranno descritti gli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali in progetto supportando anche in questo caso le scelte effettuate mediante apposite verifiche e calcolazioni idrauliche.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 3 di 77



2. INQUADRAMENTO

L'analisi idrologico ed idraulica oggetto della presente relazione si incentra sull'interazione tra il fiume Mesima e l'infrastruttura autostradale nel tratto di competenza.

Il tratto autostradale in esame si estende per circa 9 km, attraversando i comuni di Laureana di Borrello (RC), Candidoni (RC), Serrata (RC), e Mileto (VV). L'infrastruttura autostradale si sviluppa all'interno del vallone del fiume Mesima con configurazione in rilevato o mezza costa lungo la totalità del tracciato in esame. Sono presenti quattro attraversamenti in viadotto, tutti impegnati dal fiume Mesima, che scorre parallelo all'autostrada per tutto il tratto di interesse in direzione nord-sud.

In tale ambito, il fiume Mesima presenta un alveo inciso monocursale meandriforme che si dipana parallelamente all'infrastruttura in argomento. Dalle simulazioni idrauliche esperite emerge che l'alveo di piena bicentenaria impegna una fascia molto ampia di territorio trovando quasi costantemente sponda sul rilevato dell'autostrada SA – RC. In alcuni tratti il coinvolgimento dell'infrastruttura viaria da parte del processo di piena risulta molto importante con livelli idrici che si attestano a ridosso delle quote sommitali del corpo stradale ed in alcuni casi lo sormontano.

Nel tratto autostradale compreso tra il km 369+800 ed il viadotto Mesima 3, l'opera stradale ed il corso d'acqua corrono paralleli, in una stretta vallata con ampiezza media pari a circa 200 m. L'infrastruttura autostradale viene ad intersecarsi più volte con il tracciato del corso d'acqua, risolvendo le interferenze mediante gli attraversamenti in viadotto del Mesima 1 e Mesima 2.

Tra il viadotto Mesima 3 ed il viadotto Mesima 4 il paesaggio cambia bruscamente. Inizialmente si evidenzia un allargamento della vallata, sino a raggiungere i 400 m circa di larghezza. In seguito subisce un ulteriore allargamento dovuto al congiungimento con la valle del fiume Marepotamo, che confluisce nel Mesima. Si viene dunque a configurare un'ampia vallata, che prosegue verso sud-ovest con un ampiezza di circa 700 m. In questo ambito il vallone risulta tagliato in direzione nord-sud dall'infrastruttura autostradale, che consente l'attraversamento dall'alveo di magra del fiume Mesima mediante il viadotto Mesima 4.

A valle del Mesima 4, il corso d'acqua e l'autostrada corrono paralleli in direzione sud-ovest per circa 1 km, dopo il quale la vallata del Mesima piega in direzione ovest allontanandosi dall'infrastruttura.



3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Per la progettazione dei ponti stradali si richiamano le norme vigenti ed in particolare il DECRETO 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» in cui sono contenuti indirizzi e prescrizioni circa il dimensionamento idraulico dei manufatti.

Il riferimento normativo è, inoltre, rappresentato dalle “Linee guida sulle verifiche di compatibilità idraulica delle infrastrutture interferenti con i corsi d’acqua, sugli interventi di manutenzione, sulle procedure per la classificazione delle aree d’attenzione e l’aggiornamento delle aree a rischio inondazione” contenute all’interno del Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico (PAI) (ai sensi dell’art. 1-bis della L. 365/2000, dell’art.17 Legge 18 maggio 1989 n. 183, dell’art.1 Legge 3 agosto 1998 n. 267).

Di seguito si riporta il contenuto del Capitolo 4 “Progettazione e verifica delle opere che interagiscono con la rete idrografica”.

Il valore della portata di piena da assumere per le verifiche idrauliche delle opere interferenti con la rete idrografica, considerate le caratteristiche di estrema variabilità dei corsi d’acqua calabresi, vista la ridotta quantità di misure storiche disponibili e le conseguenti incertezze derivanti dall’analisi dei dati, è fissato pari a quello con periodo di ritorno $T = 200$ anni, salvo i casi particolari in cui sia necessario assumere un periodo di ritorno superiore ovvero in cui le opere di protezione e sistemazione presenti siano dimensionate per un periodo di ritorno superiore. Periodi di ritorno inferiori a 200 anni, sono ammessi solo in caso di attraversamenti di modesta entità, salvo esplicita approvazione dell’ente appaltante.

Il progetto delle opere di attraversamento, oltre alla documentazione prevista dalla normativa vigente ed a quanto previsto nella parte II della presente direttiva, dovrà riportare nello studio idrologico-idraulico:

- La descrizione e la giustificazione della soluzione progettuale proposta in relazione alle possibili interferenze tra l’ubicazione e le dimensioni degli elementi strutturali interessanti l’alveo (sia in fase di costruzione che d’esercizio) e l’assetto morfologico attuale del corso idrico nonché in relazione alla sua prevedibile evoluzione, alla natura geologica della zona interessata, al regime idraulico del corso d’acqua;



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

- L'evidenziazione delle interazioni delle opere con l'alveo di piena in termini di eventuale restringimento della sezione di piena, orientamento delle pile in alveo in rapporto alla direzione della corrente, eventuale riduzione delle aree allagabili, eventuali effetti di possibili parziali ostruzioni delle luci a causa del materiale galleggiante trasportato dall'acqua;
- L'individuazione e la progettazione degli eventuali interventi di sistemazione idraulica (difesa di sponda, soglie di fondo, argini, ecc.) che si rendano necessari in relazione alla realizzazione delle opere secondo criteri di compatibilità e integrazione con le opere idrauliche esistenti;
- La quantificazione dello scalzamento prevedibile in corrispondenza delle fondazioni delle pile in alveo, delle spalle e dei rilevati e progettazione delle eventuali opere di protezione necessarie;
- L'indicazione delle eventuali interferenze delle opere di attraversamento con le sistemazioni idrauliche presenti (argini, difese di sponda, ecc.) e delle soluzioni progettuali che consentano di garantirne la compatibilità;
- Una relazione geologica, geomorfologica finalizzata alla individuazione, per il tratto d'asta d'influenza, del grado di stabilità attuale dell'alveo e delle sponde, di eventuali dissesti in atto e potenziali e delle probabili tendenze evolutive degli stessi anche in connessione con la stabilità dei versanti.

L'ampiezza e l'approfondimento del progetto idraulico e delle indagini che ne costituiscono la base dovranno essere commisurati al grado di elaborazione del progetto generale.

I progetti degli attraversamenti dovranno rispettare, al fine della sicurezza delle stesse strutture, le seguenti verifiche e indicazioni costruttive:

- Franco minimo tra quota di massima piena di progetto e quota di intradosso del ponte pari a 0,5 volte l'altezza cinetica della corrente e, in ogni caso, non inferiore a 1,00 m; il valore del franco deve essere assicurato per almeno 2/3 della luce quando l'intradosso del ponte non sia rettilineo;
- Il franco minimo tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di sommità del rilevato di accesso al ponte (piano viabile) deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00 m;

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 6 di 77



Relazione Idraulica

- Nel caso di corsi d'acqua arginati, la quota di intradosso del ponte deve essere superiore a quella della sommità arginale;
- L'insieme delle opere costituenti l'attraversamento non deve comportare condizionamenti sostanziali al deflusso della piena e indurre modificazioni all'assetto morfologico dell'alveo;
- L'orientamento delle pile (ed eventualmente delle spalle) deve essere parallelo al filone principale della corrente;
- La parte maggiormente attiva dell'alveo sgombra da pile con l'avvertenza di non disporre prossime al piede arginale;
- Per i corsi d'acqua non arginati le pile e le spalle devono essere poste al di fuori delle sponde incise dell'alveo; in via eccezionale la pila può interessare la sponda, purché sia integrata con opportuni accorgimenti di difesa e di rivestimento;
- Nei casi in cui il ponte sia inserito in un tratto di corso d'acqua interessato da altre opere di attraversamento poste in adiacenza, a monte o a valle, è necessario che le pile in alveo (ed eventualmente le spalle) siano allineate con quelle esistenti in modo che le pile presenti, considerate congiuntamente, non riducano la luce effettiva disponibile, anche ai fini del rischio di ostruzione da parte del materiale trasportato in piena.

Il progetto del manufatto e delle opere connesse deve contenere la verifica della stabilità strutturale rispetto ai seguenti aspetti:

- Le fondazioni delle pile e delle spalle devono essere dimensionate in modo da supportare direttamente il massimo scalzamento prevedibile (scalzamento diretto ed eventuale abbassamento del fondo alveo), senza la necessità di opere idrauliche aggiuntive. Ad esempio nel caso di fondazioni su pali il dimensionamento dei pali deve considerare scoperto il tratto di palo compreso tra la testa e la quota di massimo scalzamento;
- Urti e abrasioni provocate dalla corrente sulle pile in alveo;
- Scalzamento massimo sui rilevati di accesso per effetto dell'erosione della corrente;
- Spinta idrodinamica per effetto del sovrizzo idrico indotto dalla struttura. Ove opportuno la valutazione deve essere condotta anche con riferimento a condizioni di tracimazione del ponte per effetto di ostruzione delle luci.



Si raccomanda inoltre, compatibilmente con i vincoli di natura strutturale, che:

- Il dislivello tra quota di intradosso impalcato e fondo alveo consenta il transito dei mezzi necessari per la realizzazione di eventuali lavori in alveo, non risultando inferiore a 6-7 m in tutti quei casi in cui si possa temere il transito di alberi di alto fusto. È consigliabile l'utilizzo di valori maggiori per ponti con luci inferiori ai 30 m o posti su torrenti su cui sono possibili sovralti del fondo alveo per deposito di materiale lapideo;
- La forma delle pile in alveo sia circolare o di tipo profilato in modo da costituire minore ostacolo alla corrente (minore esposizione all'erosione); nei casi in cui si abbia elevata velocità di corrente abbinata a un trasporto solido significativo, la parte delle pile a contatto con la corrente deve essere opportunamente protetta.

Deve costituire parte integrante del progetto la definizione delle esigenze di manutenzione delle opere da realizzare e del tronco di corso d'acqua interessato dall'attraversamento.

4. MODELLAZIONE IDRAULICA

Di seguito viene presentata l'impostazione della modellazione idraulica per l'analisi dell'interazione tra le piene del fiume Mesima e l'infrastruttura autostradale.

Sulla base delle analisi e delle modellazioni idrauliche preliminari esperite è stato possibile definire l'approccio modellistico maggiormente idoneo a descrivere le reali caratteristiche dei fenomeni idraulici di piena per ogni tratto di corso d'acqua in esame.

In particolare, è stata utilizzata una modellazione in regime di moto permanente per il tratto che va da inizio tracciato alla Pr 5+000,00 circa (il tratto comprende i tre viadotti, dal Mesima 1 al Mesima 3); una modellazione in regime di moto vario per la restante parte del tracciato in modo da tenere in debito conto le complessità morfologiche di particolare rilievo presenti in questo tratto (la simulazione comprende un congruo tratto a monte della confluenza del Marepotamo).

Infine, sono state sottoposte a verifica le principali opere di attraversamento esistenti, a servizio del reticolo idrografico secondario, presenti lungo l'infrastruttura autostradale nel tratto di competenza. Tali verifiche verranno eseguite in moto permanente con l'ausilio del software di calcolo HY-8.



4.1. Geometria di calcolo

La modellazione idraulica del fiume Mesima nelle condizioni attuali è stata condotta mediante l'implementazione di due diversi modelli idraulici, per caratterizzare adeguatamente il comportamento della piena. E' stato possibile infatti evidenziare due distinte modalità di propagazione della piena. Nel primo tratto, a monte del viadotto Mesima 3, le piene del fiume Mesima scorrono costrette in una stretta vallata e risultano schematizzabili come un moto prevalentemente monodimensionale.

Nel secondo tratto, a valle del viadotto Mesima 3, il comportamento delle piene del fiume Mesima subisce un cambiamento radicale, dovuto all'immissione delle portate del fiume Marepotamo ed al mutamento della geometria della vallata, molto più ampia e con la presenza di un argine artificiale in sinistra idraulica rappresentato dalla SP58. L'argine accompagna il corso dell'alveo di magra del Mesima verso il viadotto Mesima 4, che consente l'attraversamento dell'infrastruttura autostradale in direzione est-ovest.

Il moto risulta difficilmente riconducibile ad uno schema permanente, in quanto la SP58 risulta insufficiente a contenere le portate di piena del Mesima, che scavalcano dunque l'argine e proseguono il loro moto parallelamente all'autostrada. Per una corretta valutazione della dinamica della piena, per questo tratto è stato dunque adottato un modello di moto vario.

4.1.1 Tratto di monte - Moto permanente

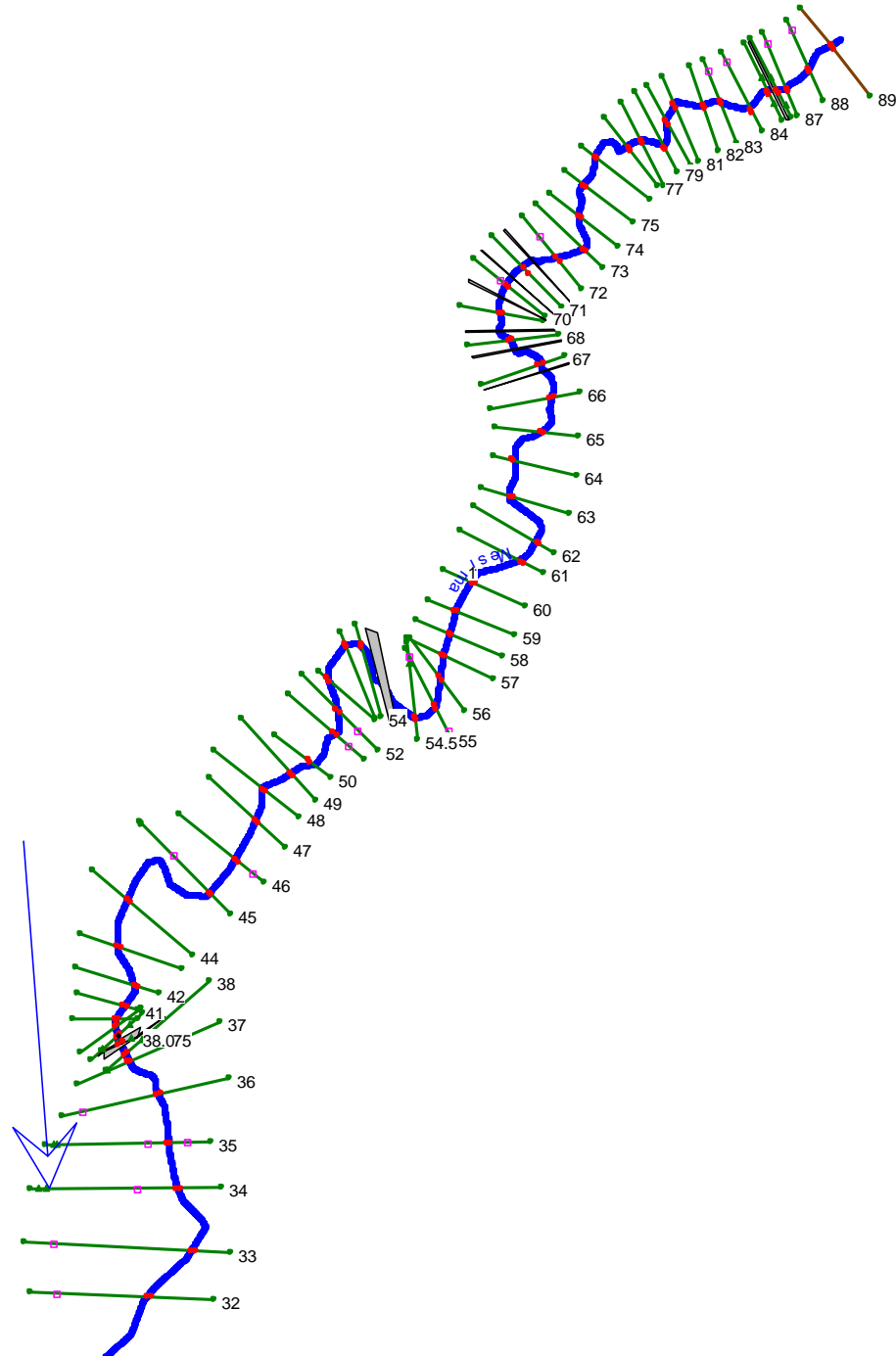
La modellazione in moto permanente è stata utilizzata per l'analisi del primo tratto dell'asta fluviale investigata, che si estende in corrispondenza dell'infrastruttura autostradale dal km 369+800 (Pr 0+000,00) al Viadotto Mesima 3 fino a Pr 5+000,00 circa.

La schematizzazione geometrica del fiume Mesima è stata effettuata mediante n. 62 sezioni trasversali ottenute a partire dal dato Lidar con passo 1 m, fornito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, ed integrate mediante opportuni rilievi celerimetrici a terra. Come condizione al contorno di valle sono stati imposti i livelli idrici ottenuti a partire dal modello di moto vario del tratto di valle, che si sovrappone al tratto di monte per un adeguato numero di sezioni.



Relazione Idraulica

Tale schematizzazione geometrica verrà utilizzata sia per la modellazione dello stato di fatto, che per la configurazione post operam a seguito degli interventi di progetto descritti nella presente relazione.



Geometria modello idraulico Tratto di monte - Moto permanente



4.1.2 Tratto di valle - Moto vario

Il tratto di asta fluviale compresa tra il Viadotto Mesima 3 ed il km 378+500 dell'infrastruttura autostradale, è stata analizzata mediante modellazione in moto vario.

E' stato osservato come, in questo tratto ed in particolare nel tratto posto subito a monte del viadotto Mesima 4, la dinamica delle piene si discosti in modo considerevole dal comportamento del Mesima in regime di magra. In regime di piena, infatti, l'entità delle portate in gioco è talmente sovrabbondante rispetto alla geometria dell'alveo che queste superano rapidamente l'arginatura in sinistra idraulica costituita dal rilevato della SP58 riversandosi abbondantemente nel vallone formato dal versante naturale in sinistra idraulica e dal rilevato della SA RC in destra idraulica.

Si crea dunque una prima separazione delle portate di piena, operata dal corpo del rilevato della SP58, che solamente in parte defluiscono sotto il viadotto Mesima 4.

A valle del viadotto Mesima 4, il deflusso delle portate risente della presenza del ponte di Barbasano e della traversa immediatamente a valle, situati a circa 1 km a valle del viadotto autostradale, che determina l'aumento dei livelli in alveo ed il superamento in sinistra della SP58. Si configura dunque una situazione analoga a quella descritta a monte del Mesima 4, con una seconda separazione del deflusso della piena operata dalla SP58. Anche in questo caso, si genera un deflusso lungo la direzione della valle, contenuto in sinistra dal rilevato autostradale ed in destra dalla SP58.

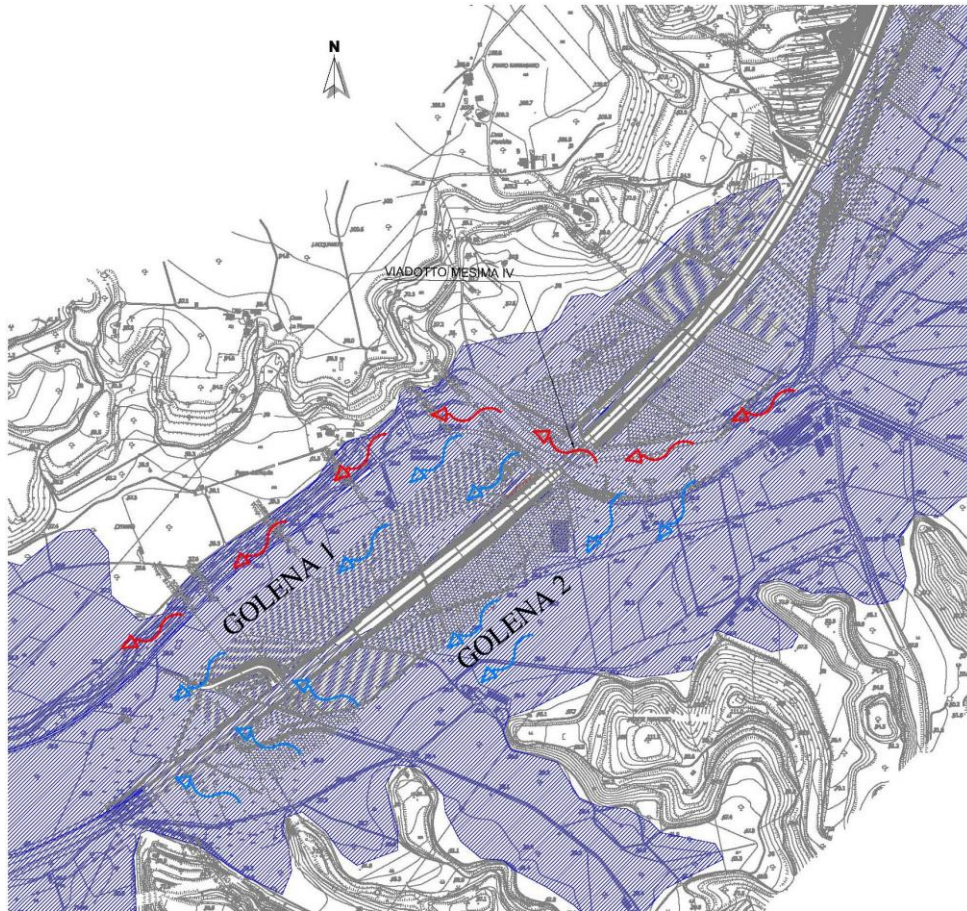
Il modello è stato costruito inserendo, in corrispondenza della SP58, un elemento in grado di scolmare le portate in ingresso eccedenti la quota di testa della SP58 stessa. E' stato inoltre modellato il moto delle portate scolmate, lungo le due piane latitanti al corpo autostradale.

La schematizzazione geometrica del fiume Mesima e degli assi Golena 1 e Golena 2 è stata effettuata complessivamente mediante n. 56 sezioni trasversali ottenute a partire dal dato Lidar con passo 1 m, fornito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, integrato con rilievi a terra opportunamente svolti.

Come condizioni al contorno di valle, è stato imposto il moto uniforme con la pendenza longitudinale dell'alveo risultante.



Relazione Idraulica

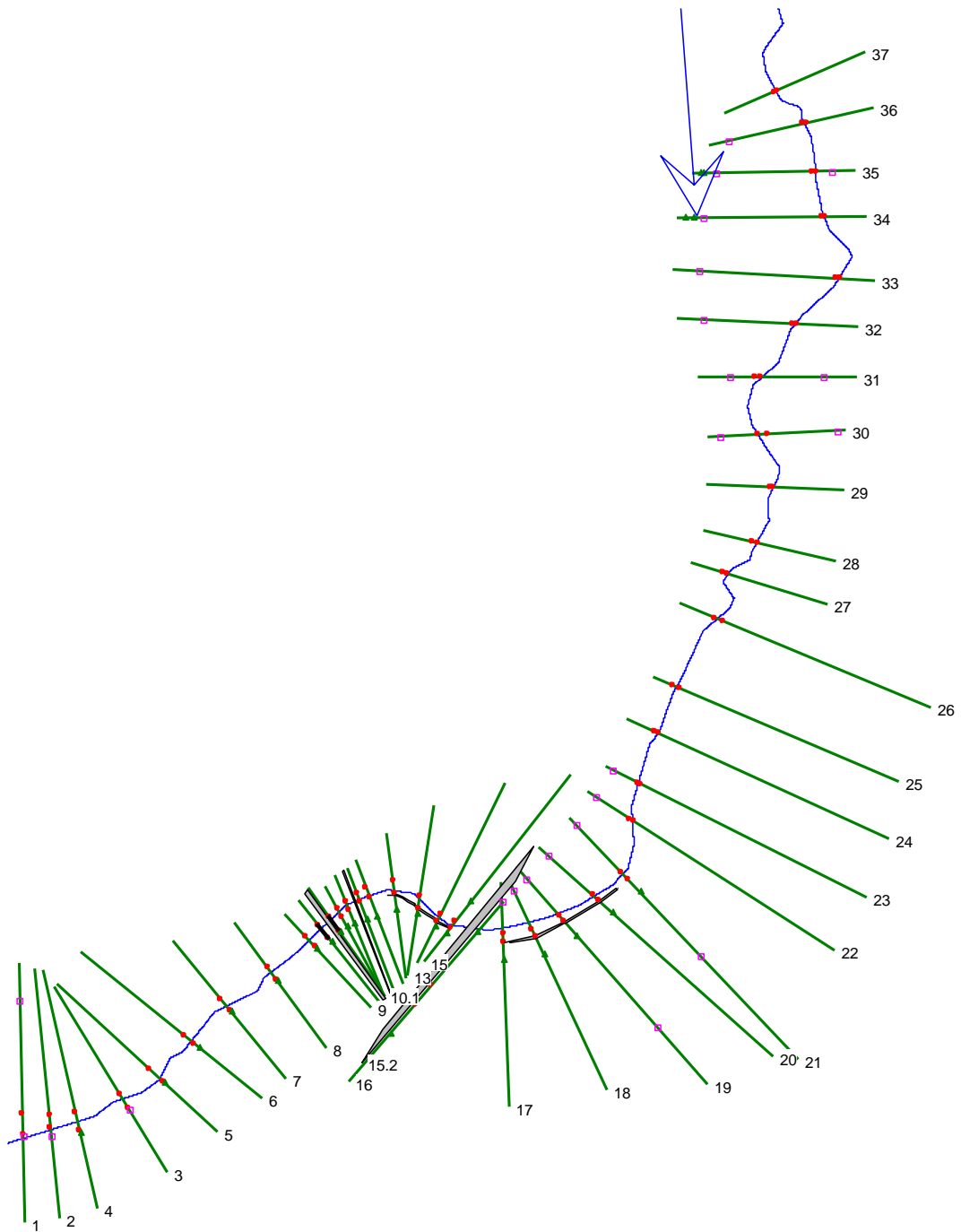


Dinamica di propagazione della piena Tratto di valle - Moto vario

Tale schematizzazione geometrica verrà utilizzata sia per la modellazione dello stato di fatto, che per la configurazione post operam a seguito degli interventi di progetto descritti nella presente relazione.



Relazione Idraulica



Geometria modello idraulico Tratto di valle - Moto vario

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





4.1.3 Coefficienti di scabrezza

I parametri di scabrezza utilizzati nelle simulazioni sono:

- $0.035 \text{ m}^{-1}\text{s}^{1/3}$ per l'alveo inciso
- $0.065 \text{ m}^{-1}\text{s}^{1/3}$ per le aree golenali
- $0.080 \text{ m}^{-1}\text{s}^{1/3}$ per le aree con pioppeti sviluppati.

4.2. Metodo di calcolo

Di seguito vengono presentate le metodologie di calcolo con le quali sono state svolte le modellazioni idrauliche.

4.2.1 Simulazione in moto permanente

La ricostruzione del profilo di piena è stata eseguita in moto permanente con l'ausilio del software di calcolo HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), sviluppato dall'U.S. Army Corp of Engineers.

Il programma permette la ricostruzione dei tiranti idrici di un corso d'acqua mediante l'integrazione numerica con il metodo dello "standard step" dell'equazione differenziale del moto permanente.

Il modello di calcolo è basato sulle seguenti ipotesi:

- il moto è permanente (le grandezze idrauliche non variano con il tempo);
- la geometria dell'alveo è caratterizzata generalmente da variazioni graduali di sezione dove è applicabile l'equazione del moto; nei tronchi dove si realizzano variazioni brusche di sezione viene adottata l'equazione dinamica in forma globale;
- il moto è monodimensionale, cioè si trascurano le componenti della velocità nelle direzioni ortogonali a quella di avanzamento della corrente; ne discende che: il carico energetico totale è lo stesso per tutti i punti di una sezione trasversale, la velocità ha una sola componente nella direzione della corrente e la superficie dell'acqua è orizzontale per tutta la sezione trasversale;
- la pendenza longitudinale non sia troppo elevata (minore del 10%);



- I dati di base richiesti dal programma di calcolo utilizzato sono sostanzialmente quelli relativi alle caratteristiche geometriche ed idrauliche del corso d'acqua in analisi. I dati necessari sono i profili di fondo (sezioni trasversali), le lunghezze dei tratti e la scabrezza dell'alveo e delle aree golenali.

Fondamenti teorici del deflusso in moto permanente

In ogni sezione normale all'asse della corrente, la pressione varia seguendo la legge idrostatica. La condizione di continuità prevede che la portata sia costante, mentre l'area della sezione "Ω" e la velocità media "V" variano gradualmente lungo l'asse "s" della corrente:

$$Q = \Omega \times V = Cost \quad [1]$$

L'equazione del moto è espressa mediante la formula:

$$J = -\frac{dH}{ds} \quad [2]$$

dove H, che rappresenta il carico totale, è espresso dalla relazione:

$$H = z_f + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2 \times g} \quad [3]$$

Per quanto concerne la cadente j del carico idraulico totale, essa si valuta assumendo che gli sforzi tangenziali sul contorno dipendano solo dalle condizioni di scabrezza della parete, dalla forma della sezione e dalla velocità media. Si assume quindi:

$$J = \frac{V^2}{\chi^2 \times R} \quad [4]$$

dove "χ" è il coefficiente di resistenza di Chèzy, variabile da sezione a sezione, in funzione della variazione dell'area della sezione e del perimetro bagnato (e di conseguenza il raggio idraulico e la scabrezza relativa).

Le due equazioni fondamentali sono risolte mediante la su accennata procedura iterativa (standard step method) allo scopo di calcolare la quota del pelo libero incognita per una sezione:

- equilibrio energetico:



Relazione Idraulica

$$h_2 + \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} = h_1 + \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} + \Delta H \quad [5]$$

- perdite di carico:

$$\Delta H = \lambda \times L + c \times \left| \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} - \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} \right| \quad [6]$$

in cui:

h_1, h_2 = quote del pelo libero nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;

V_1, V_2 = velocità media nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;

α_1, α_2 = coefficienti correttivi dell'energia cinetica nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;

g = accelerazione di gravità;

ΔH = perdite di carico nel tratto;

L = lunghezza del tratto di riferimento (pesata sulle portate nel caso di alveo pluricursale);

λ = coefficiente di attrito per le perdite distribuite nel tratto;

c = coefficiente di perdita di carico localizzata nelle eventuali variazioni di sezioni.

La lunghezza del tratto di riferimento viene pesata sulle portate ed è ricavata dalla relazione:

$$L = \frac{L_{sx} \times Q_{sx} + L_{ch} \times Q_{ch} + L_{dx} \times Q_{dx}}{Q_{sx} + Q_{ch} + Q_{dx}} \quad [7]$$

in cui.

- L_{sx}, L_{ch}, L_{dx} = lunghezza specifica dell'area, interessata al flusso, golena a sinistra, all'interno e a destra delle sponde;
- Q_{sx}, Q_{ch}, Q_{dx} = media aritmetica (sulle due sezioni) delle portate di competenza delle sezioni parziali a sinistra, all'interno ed a destra delle sponde.

Al fine di determinare la portata complessiva in una sezione, il flusso viene diviso in flussi parziali interni a sotto-sezioni per le quali si possa considerare la distribuzione di velocità come uniforme, senza per questo incorrere in approssimazione eccessive.



La conduttanza di competenza di ogni sotto - sezione è ottenuta mediante la seguente equazione:

$$k = \frac{1}{n} \times a \times r^{2/3} \quad [8]$$

in cui:

- k = conduttanza nella sotto-sezione di deflusso;
- n = coefficiente di Manning per la sotto-sezione;
- a = area della sotto - sezione interessata al flusso;
- r = raggio idraulico della sotto-sezione.

La conduttanza totale sarà data dalla somma delle conduttanze di competenza di ogni sotto - sezione.

Nei calcoli la sezione naturale è stata divisa in tre aree con diverse caratteristiche rappresentate rispettivamente dal canale e dalle due aree laterali golenali.

Anche il coefficiente correttivo dell'energia cinetica è ricavato tenendo conto della suddivisione della sezione, tramite la seguente equazione:

$$\alpha = A^2 \times \frac{\left(\frac{K_{sx}^3}{A_{sx}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{dx}^3}{A_{dx}^2} \right)}{K^3} \quad [9]$$

in cui:

- A = area totale interessata al flusso;
- K = conduttanza totale nella sezione;
- Asx, Ach, Adx = area, interessata al flusso, rispettivamente per le sotto-sezioni a sinistra, all'interno ed a destra delle sponde;
- Ksx, Kch, Kdx = conduttanze nelle sotto-sezioni, rispettivamente, a sinistra, all'interno e a destra delle sponde.

Le perdite distribuite nel tronco di corso d'acqua di lunghezza "L" (pesata sulle portate) è data dal prodotto di quest'ultima per il coefficiente di attrito λ

$$\Delta H = \lambda \times L \quad [10]$$



Il programma consente di scegliere l'espressione di λ tra le seguenti alternative:

- coefficiente di attrito media aritmetica:

$$\lambda = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} \quad [11]$$

- coefficiente di attrito media sulle portate:

$$\lambda = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad [12]$$

- coefficiente di attrito media geometrica:

$$\lambda = \sqrt{\lambda_1 \times \lambda_2} \quad [13]$$

- coefficiente di attrito media armonica:

$$\lambda = \frac{2 \times \lambda_1 \times \lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2} \quad [14]$$

in cui:

- Q1, Q2 = portata nelle due sezioni che limitano il tratto;
- K1, K2 = conduttanza nelle due sezioni che limitano il tratto;
- λ_1, λ_2 = coefficienti di attrito nelle due sezioni che limitano il tratto.

Il calcolo delle perdite di carico dovute alla contrazione o espansione della corrente si basa sulla seguente relazione:

$$\Delta H = c \times \left| \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} - \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} \right| \quad [15]$$

dove:

- V1, V2 = velocità media nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;
- α_1, α_2 = coefficienti correttivi dell'energia cinetica nelle sezioni rispettivamente di monte e di valle;
- g = accelerazione di gravità;
- ΔH = perdite di carico concentrate nel tratto;
- c = coefficiente di perdita di carico localizzata nelle eventuali variazioni di sezioni:



Secondo il programma si verifica una contrazione della corrente ogni volta che il carico cinetico a valle è maggiore di quello a monte; analogamente, quando il carico cinetico a monte è maggiore di quello a valle, il programma assume che vi sia un'espansione. Il coefficiente c nel caso di espansione varia tra 0,3 e 0,8, mentre nel caso di contrazione varia tra 0,1 e 0,6.

La quota del pelo libero ad una sezione trasversale è determinata risolvendo iterativamente le equazioni [5] e [6] secondo la seguente procedura:

- Passo 1: Assunzione di un valore (arbitrario) per la quota del pelo libero nella sezione più a monte, nel caso di corrente veloce, od a valle nel caso di corrente lenta.
- Passo 2: Determinazione della portata totale e della velocità della corrente corrispondenti alla quota di cui al passo 1.
- Passo 3: Calcolo del valore del coefficiente di attrito λ e determinazione delle perdite energetiche mediante la risoluzione dell'equazione [10].
- Passo 4: Calcolo della quota del pelo libero h_2 mediante risoluzione dell'equazione [1] utilizzando i valori ottenuti con i passi 2 e 3.
- Passo 5: Comparazione del valore della quota del pelo libero calcolata con il passo 4 con quella assunta al passo 1; ripetizione dell'intera procedura finché la differenza tra le due quantità è minore di quella assunta ammissibile.

Una volta ottenuta la quota del pelo libero "bilanciata" in una sezione, il programma verifica che questa sia in accordo con le ipotesi assunte sul regime della corrente; se ciò non avviene la quota del pelo libero verrà considerata coincidente con la profondità critica.

La profondità critica è la quota per la quale il carico specifico è minimo e viene calcolata con procedura iterativa basata sull'equazione che definisce il carico specifico in una data sezione.

La profondità critica per una sezione trasversale viene determinata ogni volta che si verifica una delle seguenti condizioni:

- La corrente è veloce;
- Il calcolo della profondità critica viene richiesto dall'utente;

La quota del pelo libero iniziale per le sezioni al contorno può essere specificata in uno dei seguenti quattro modi:

- come profondità critica;
- come una elevazione nota;



- come profondità di moto uniforme con pendenza assegnata, ovvero come pendenza della linea dei carichi assegnata;
- da una scala di deflusso.

La portata viene specificata in una apposita variabile nella sezione di monte, ma può essere variata in una qualunque sezione e per tutte le sezioni a valle impostando una seconda variabile.

4.2.2 Simulazione in moto vario

Questa componente del HEC-RAS simula il sistema in regime di moto vario. Il solver delle equazioni idrauliche è stato adattato dal modello UNET del Dott. Robert L. Barkau (Barkau, 1992 e HEC, 1997). Le componenti di analisi a moto vario sono state sviluppate soprattutto per i calcoli di regime di flusso subcritico. I calcoli idraulici per le sezioni trasversali, gli attraversamenti, i salti di fondo ed altre strutture idrauliche che sono state sviluppate per le simulazioni a moto permanente sono state implementate per le analisi a moto vario.

Le caratteristiche speciali di questo tipo di analisi comprendono: analisi della rottura di una diga; stazioni di pompaggio; conche di navigazioni e sistemi in pressione.

Il modello matematico idraulico simula il moto vario di una corrente monodimensionale tramite l'integrazione agli elementi finiti delle equazioni dell'energia e della continuità.

Nel seguito si descriveranno brevemente le equazioni che governano il moto e l'approccio seguito per la loro integrazione.

Una corrente a pelo libero si definisce 'monodimensionale' quando il moto in una direzione è predominante rispetto alle rimanenti. In queste ipotesi, appare conveniente quindi risolvere l'equazione di conservazione dell'energia lungo l'ascissa curvilinea s in termini di velocità media, introducendo coefficienti correttivi di modo che il bilancio energetico risulti soddisfatto lungo ciascun tratto di tubo di flusso.

L'energia specifica per una corrente monodimensionale si scrive:

$$E = h_f + d + \alpha \frac{U^2}{2g} \quad (1)$$

dove h_f è la quota del fondo rispetto ad un qualsiasi piano di riferimento, d è il tirante idrico e α , coefficiente di Coriolis, definito come



$$\alpha = \frac{A^2}{Q^3} \int_A u^3 dA$$

La velocità media della corrente U e' definita come

$$U = \frac{1}{A} \int_A u \cdot dA$$

L'equazione del moto vario per correnti unidirezionali diventa:

$$\frac{\partial E}{\partial x} = -\frac{\beta}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - J \quad (2)$$

con β coefficiente di Coriolis definito come

$$\beta = \frac{A}{Q^2} \int_A u^2 dA$$

e J la cadente piezometrica.

L'equazione di continuità per il tubo di flusso, trascurando termini di ordine superiore, si scrive:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \eta B \frac{\partial d}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

Considerando il fondo del canale inerodibile e, quindi, introducendo la definizione di quota idrica $H = h_r + d$, la (3) si può scrivere:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \eta B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3bis)$$

Il coefficiente η , funzione del tirante idrico e molto simile, concettualmente ad un coefficiente di immagazzinamento, ha la funzione di descrivere situazioni quali il parziale asciugamento o allagamento e, di conseguenza, di stabilizzare il sistema per bassissime lame d'acqua.

L'espressione (1) può essere sostituita in (2) e, tenendo conto che $U = \frac{Q}{A}$, si ottiene:



Relazione Idraulica

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\beta Q}{gA^2} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + J = 0 \quad (4)$$

e, ricordando che (a) al primo ordine vale l'espressione $\frac{\partial A}{\partial t} \approx B \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$, dove $\eta \cdot B$ è la larghezza

effettiva della sezione al pelo libero, mediata sull'intero tronco, che (b) nel caso di corrente monodimensionale il numero di Froude è definito come $Fr^2 = \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}$, considerato che (c)

per l'equazione di continuità $\frac{\partial Q}{\partial x} = -\eta B \frac{\partial h}{\partial t}$ e che (d) al primo ordine vale,

$$\frac{\partial A}{\partial x} \approx \eta B \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$$

l'equazione (4) diventa:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \eta \frac{\beta QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} - \eta \frac{\alpha QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} - \eta \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + J = 0$$

cioè:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \eta(\beta + \alpha) \frac{QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} (1 - \eta Fr^2) + J = 0 \quad (5)$$

L'espressione $\frac{\partial A}{\partial x} \approx \eta B \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$ è corretta perché il corso d'acqua viene pensato costituito da

una successione di tratti a sezione e quota media del fondo costanti.

La generica sezione viene suddivisa in N sottosezioni ciascuna caratterizzata da un'area A_i , da un raggio idraulico R_{Hi} , dalla medesima quota della superficie libera e dalla stessa pendenza della quota piezometrica. Nell'ipotesi quasi-statica si assume infatti che, per il calcolo di α , β e J il moto nella sottosezione i -esima possa essere considerato uniforme per la stessa portata Q e quota idrica h , cioè:



Relazione Idraulica

$$u_i = K_{Si} R_{Hi}^{2/3} J^{1/2} \quad i = 1, \dots, N \quad (6)$$

Con qualche passaggio si ricava: $J = \frac{Q^2}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2}$ e, tenendo conto della direzione del moto,

$$J = \frac{Q|Q|}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2} = r \cdot Q|Q| \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{A^2 \cdot \sum_{i=1}^N (K_{Si}^3 R_{Hi}^2) A_i}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^3} \quad (8)$$

$$\beta = \frac{A \cdot \sum_{i=1}^N (K_{Si}^2 R_{Hi}^{4/3}) A_i}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2} \quad (9)$$

L'equazione (5) viene discretizzata nel tempo mediante uno schema alle differenze finite e linearizzata. Tenendo conto della (7) si ricava:

$$Q^{n+1} = Q^n + \left(\frac{\eta(\beta + \alpha) QB}{\beta A} \right)^n (h^{n+1} - h^n) - \frac{\partial(h^{n+1} + h^n)}{\partial x} \left(\frac{(1 - \eta Fr^2) gA}{\beta} \right)^n \frac{\Delta t}{2} + \left(r|Q| \frac{gA}{\beta} \right)^n (Q^{n+1} + Q^n) \frac{\Delta t}{2}$$

E, indicando con



$$c_1 = 1 + \frac{\Delta t}{2} \left(r |Q| \frac{gA}{\beta} \right)^n \quad c_2 = 1 - \frac{\Delta t}{2} \left(r |Q| \frac{gA}{\beta} \right)^n$$
$$c_3 = \left(\frac{\eta(\beta + \alpha) QB}{\beta A} \right)^n \quad c_4 = \left(\frac{(1 - \eta Fr^2) gA}{\beta} \right)^n \frac{\Delta t}{2}$$

si ottiene:

$$Q^{n+1} = \frac{c_2}{c_1} Q^n + \frac{c_3}{c_1} (h^{n+1} - h^n) - \frac{c_4}{c_1} \frac{\partial (h^{n+1} + h^n)}{\partial x} \quad (10)$$

L'espressione (10) viene quindi sostituita nell'equazione di continuità (3) che viene quindi risolta nella sola incognita h quota del pelo libero attraverso un metodo agli elementi finiti adottando una schematizzazione quadratica per la quota idrica h, considerando per le grandezze c1, c2, c3 e c4 un valore costante, caratteristico, nel generico tronco. Assumendo la portata costante nel generico canale, la quota del pelo libero e la derivata del pelo libero nella (10) sono da intendersi come valori caratteristici (costanti) sull'elemento.

4.3. Modellazione delle opere di attraversamento minori mediante software HY-8

Il funzionamento idraulico dei manufatti di attraversamento a sezione chiusa dipende da numerosi fattori quali:

- ✓ la pendenza;
- ✓ la sezione;
- ✓ la forma;
- ✓ la scabrezza ;
- ✓ i livelli liquidi a monte e a valle del collettore.

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perché può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.



Le verifiche idrauliche compiute sono finalizzate a determinare che il deflusso relativo agli eventi di piena di riferimento siano compatibili con il funzionamento delle opere di attraversamento senza interessare l'infrastruttura stradale.

La verifica proposta dalla FHWA (Federal Highway Administration) ossia l'Agenzia del Dipartimento dei Trasporti degli Stati Uniti che detta i criteri e gli standard di progettazione delle strade, intende stabilire il tipo di funzionamento del tombino, che può essere controllato da monte (inlet control) o da valle (outlet control) e ricavare in base ad esso il grado di riempimento della sezione.

Il "controllo da monte" si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

Per ottenere un deflusso all'imbocco a superficie libera è necessario che nella verifica idraulica il carico a monte (indicato con H_w) sia al massimo pari a $1,2 D$ (dove D è l'altezza del tombino), essendo libero lo sbocco di valle.

Il programma HY-8 ha lo scopo di consentire un supporto alla progettazione ed alla verifica delle intersezioni dei corsi d'acqua minori con le infrastrutture viarie come strade e ferrovie. Il software utilizza le routines, in accordo ai criteri della FHWA definiti nelle pubblicazioni seguenti: HDS-5, "Hydraulic Design of Highway Culverts," e HEC-14, "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels".

I principali risultati che si possono ottenere tramite questo programma sono:

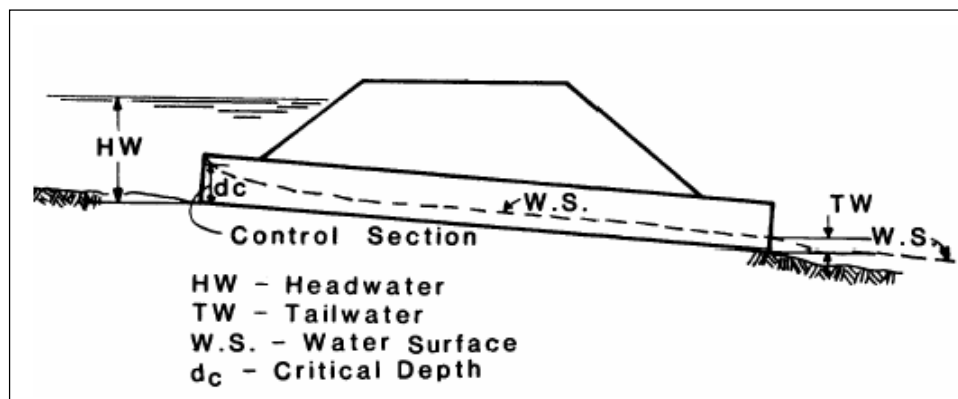
- ✓ determinare la dimensione, la forma ed il numero di opere d'arte (tombini e scatolari) necessari a far defluire una portata di progetto;
- ✓ definire la capacità di deflusso di un manufatto esistente imponendo il livello idrico ammissibile di monte;
- ✓ calcolare il livello idrico raggiunto a monte del manufatto per far defluire una determinata portata, sia in condizioni di normale deflusso che in condizioni di acqua ferma all'imbocco.
- ✓ determinare la scala di portata o altre relazioni tra le principali variabili idrauliche per determinare il livello di rischio della struttura.
- ✓ determinare il profilo idrico della portata transitante nell'opera.



Il programma fornisce direttamente output sintetici con le variabili principali della simulazione ed alcuni grafici che mostrano il comportamento idraulico della struttura al variare della portata di progetto o del livello idrico di monte.

Descrizione della metodologia utilizzata

Si illustra di seguito il modulo relativo alla verifica delle opere d'arte di attraversamento dei corsi d'acqua minori.



Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso

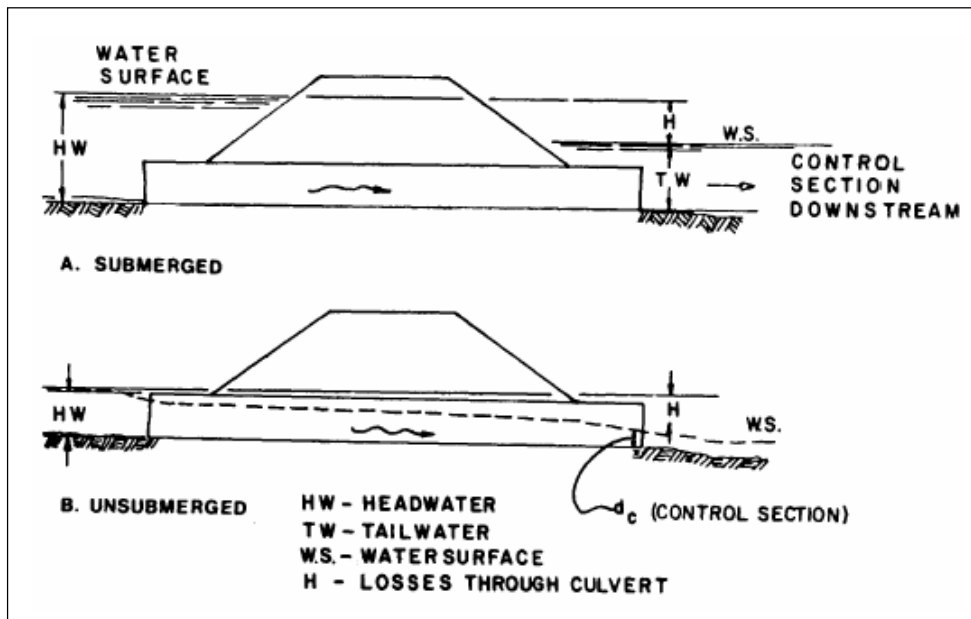
Il livello idrico a monte è stato valutato sulla base dei diagrammi sperimentali (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

I diagrammi nelle figure delle pagine seguenti forniscono tale livello in condizioni di “controllo da monte” rispettivamente per tombini scatolari e circolari, prendendo in considerazione la portata di progetto e la geometria dell'ingresso (forma e area della sezione);

Il “controllo da valle” si verifica quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.



Relazione Idraulica

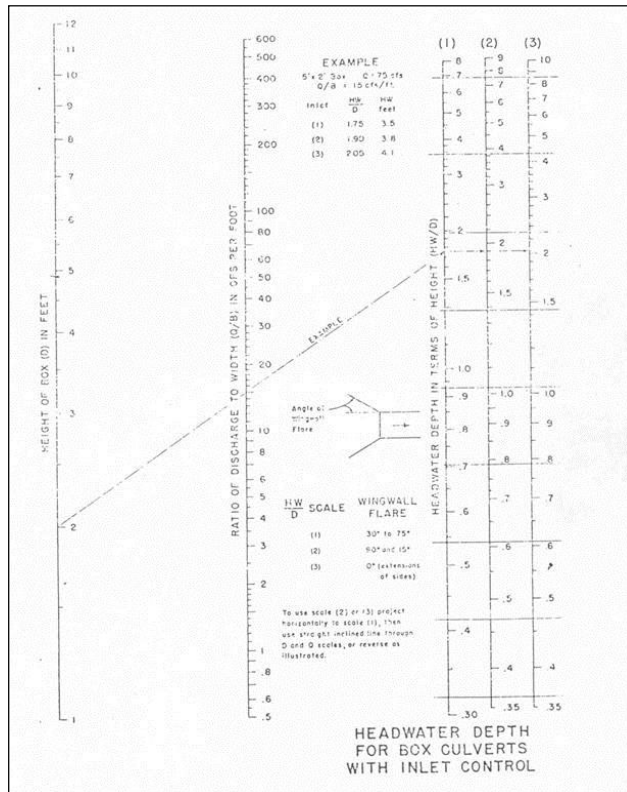


Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino

I diagrammi nelle figure successive, nel caso di funzionamento per “controllo da valle”, consentono di valutare il livello idrico tenendo conto della scabrezza, della lunghezza della canna e di eventuali livelli idrici a valle.



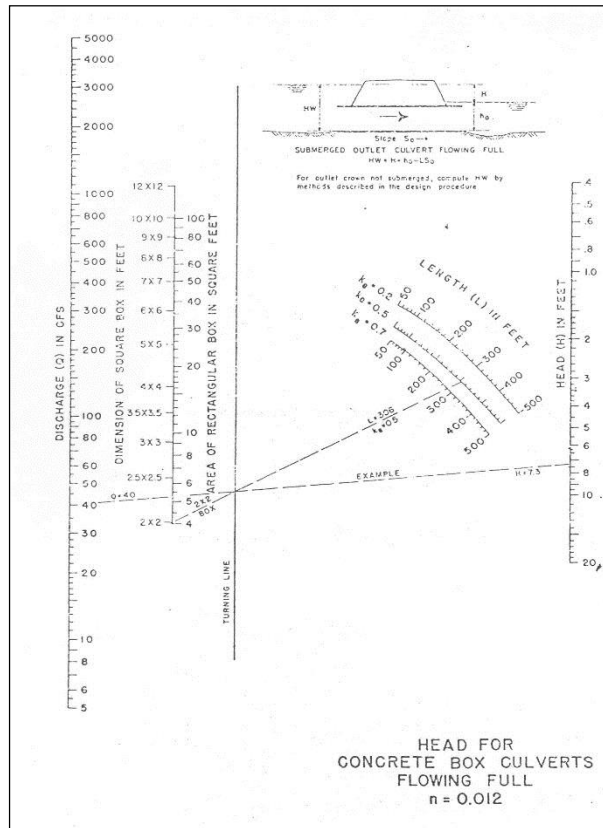
Relazione Idraulica



Verifica del riempimento di tombini scatolari con controllo da monte (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA)



Relazione Idraulica



Verifica del riempimento di tombini scatoari con controllo da valle (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA)

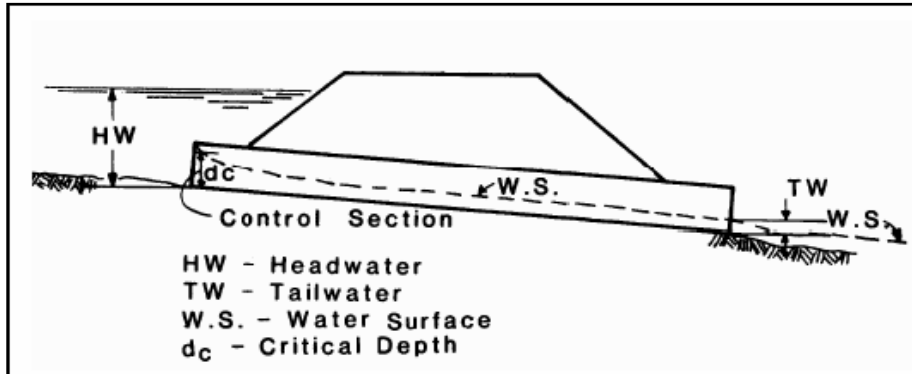
Il software HY-8 determina, per diversi valori della portata, il tipo di controllo (inlet/outlet) che si instaura nella canna e fornisce per esso il profilo della superficie idrica lungo la canna e il tirante all'imbocco e allo sbocco.

Nell'analisi delle strutture di progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle.



Sezione di controllo all'ingresso.

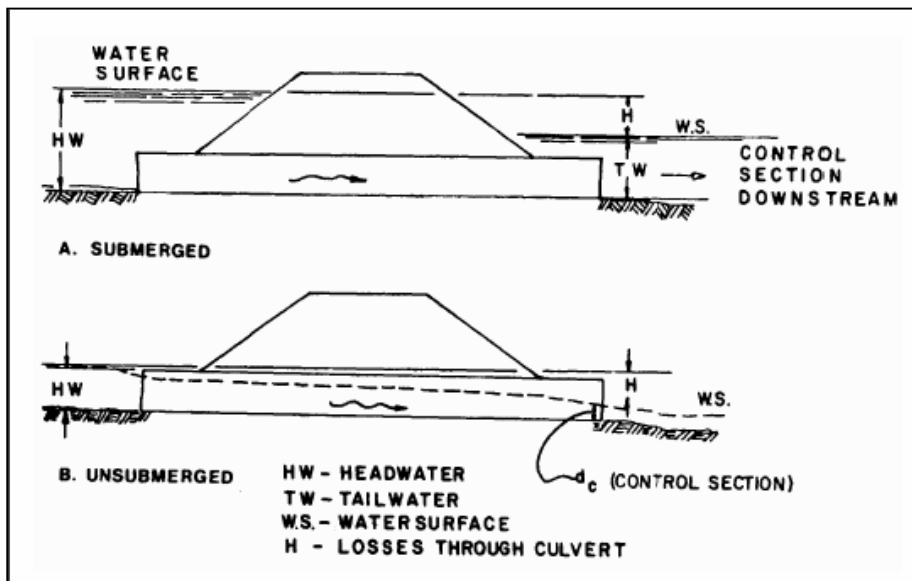
Essa si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.



Esempio di moto controllato dalla sezione di ingresso

Sezione di controllo all'uscita.

Si realizza quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.



Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino



Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo all'ingresso

Le equazioni del deflusso dipendono dal fatto che l'imbocco del tombino sia sommerso o meno.

Il manuale HDS-5, già citato fornisce le equazioni sulla base del parametro (non adimensionale):

$$Q / AD^{0,5} \text{ (ft}^{0,5} / \text{s)}$$

dove Q (ft³/s) è la portata, A (ft²) è la sezione del tombino e D (ft) l'altezza interna.

Dato che 1 ft = 0,3048 m possiamo dire calcolare il fattore di conversione 1 (m^{0,5}/s) = 1.81 (ft^{0,5}/s) per le unità del SI. Riferendoci a questo sistema di misura le equazioni hanno le seguenti forme:

Se $Q / AD^{0,5} < 1,932$ -Imbocco non sommerso

$$H_{w_i} = H_c / D + K [1,81 * Q / AD^{0,5}] - 0,5 * S$$

Se $Q / AD^{0,5} > 2,208$ -Imbocco sommerso

$$H_{w_i} = c [1,81 * Q / AD^{0,5}]^2 + Y - 0,5 * S$$

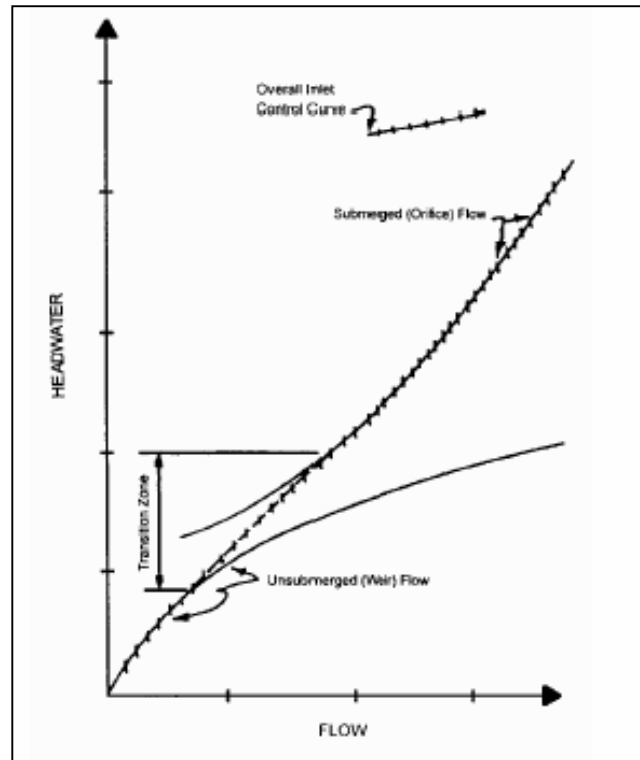
Se $1,932 < Q / AD^{0,5} < 2,208$ -Zona di transizione

Si interpola linearmente tra le due equazioni precedenti.



Relazione Idraulica

Dove H_{wi} è l'altezza idrica prima dell'imbocco, nel caso di velocità di arrivo nulla; H_c è l'energia critica; S è la pendenza della condotta; K , M , Y e c sono dei coefficienti dipendenti dalla forma dell'imbocco, dai materiali e dall'equazione usata.



Andamento tipico della scala di portata per moto controllato da monte

Calcolo idraulico per i tombini con sezione di controllo a valle

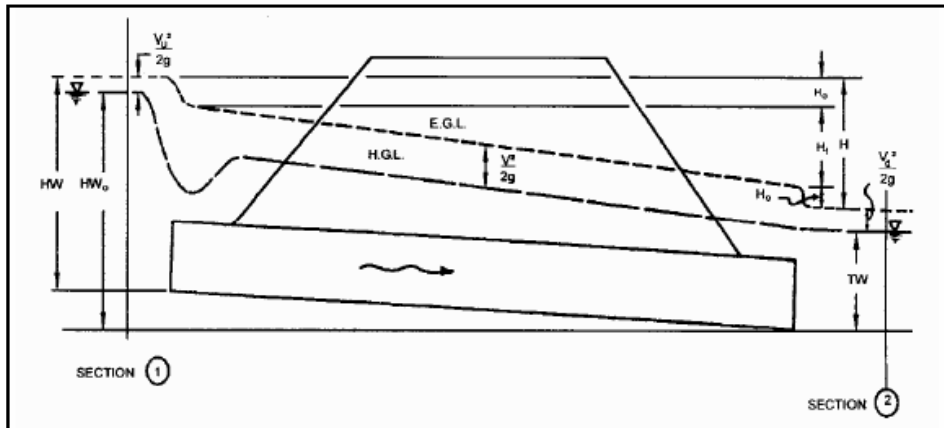
Il calcolo viene eseguito sulla base dell'equazione di conservazione dell'energia:

$$H_{w_o} + v_u^2 / 2g = TW + v_d^2 / 2g + H_L$$

dove i simboli hanno il significato indicato in figura.



Relazione Idraulica



Significato delle variabili usato per il calcolo dei tombini con sezioni di controllo a valle

Il pelo libero di moto permanente viene integrato utilizzando gli usuali metodi numerici e tenendo conto della pendenza dello stato rapido o lento della corrente e degli eventuali risalti idraulici.

Tailwater – La condizione al contorno di valle

Nell'analisi delle strutture esistenti e nel progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle. A questo scopo è possibile definire la sezione del canale e la sua scabrezza sia per canali con sezione geometrica (rettangolare, trapezia ecc...) sia per alvei naturali.

Il calcolo del moto uniforme si basa sulla formula di Manning:

$$v = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$$

dove

- v (m/s) è la velocità media della corrente;
- R (m) è il raggio idraulico;
- S è la pendenza della linea dell'energia ed
- n è il coefficiente di scabrezza dipendente dalle caratteristiche dell'alveo: nel caso di canali rivestiti in materassi pari a 0.025, nel caso di canali rivestiti in cls pari a 0.013



4.4. Portate di progetto

Nelle simulazioni idrauliche di seguito esposte sono stati adottati, a favore di sicurezza, i seguenti valori della portata duecentennale (per ulteriori dettagli in merito fare riferimento alla relazione idrologica facente parte del presente progetto):

- $Q_{200}=780\text{mc/s}$ per il tratto a monte della confluenza con il Marepotamo (viadotto Mesima 3 compreso);
- $Q_{200}=1945,2\text{mc/s}$ (valore di picco risultante dall'involuppo degli idrogrammi dei due sotto bacini ed in linea con le indicazioni di AdB Calabria) per il tratto a valle della confluenza con il Marepotamo.
- Per quanto riguarda le verifiche delle opere di attraversamento a servizio del reticolo idrografico secondario, di seguito si riportano le portate duecentennali utilizzate nelle simulazioni.

<i>BACINO</i>	<i>OPERA DI ATTRAVERSAMENTO</i>		<i>Q₂₀₀</i>
	<i>PK</i>	<i>DIMENSIONI</i>	<i>mc/s</i>
<i>1</i>	0+155.25	4.0x3.0	3.40
<i>2</i>	0+579.59	2.0x2.0	11.36
<i>3</i>	0+755.00	4.0x3.0	7.75
<i>4</i>	1+062.70	4.0x3.0	11.71
<i>5</i>	2+232.30	5.0x5.0	12.79
<i>6</i>	2+451.55	3.0x3.0	5.37
<i>7</i>	3+105.35	4.0x3.0	7.68
<i>8</i>	5+522.80	2.0x2.0	3.98
<i>9</i>	6+177.80	5.0x5.0	12.32

5. ANALISI IDRAULICA DELLO STATO ATTUALE

Nel prosieguo verranno analizzati i risultati delle modellazioni idrauliche esperite. In particolare, verrà effettuata l'analisi puntuale dell'interazione tra la piena duecentennale del fiume Mesima e l'infrastruttura viaria esistente.



5.1. Tratto compreso tra Pr 0+000,00 e 0+350,00

Ad inizio tracciato, l'esondazione della piena duecentennale interessa l'area dello svincolo e l'area del vecchio cantiere non ancora dismesso. Il livelli idrici sono tali da sormontare ed invadere la carreggiata stradale del tratto posto a monte dell'intersezione con la SP 10. Tale fenomeno risulta in larga parte dovuto al restringimento provocato dalla presenza del vecchio viadotto della SP 10 e del relativo rilevato di approccio che prosegue con il cavalcavia posto alla Pr 0+262,66. La presenza del viadotto della SP 10, che si caratterizza per un avanzato stato di degrado, determina nel profilo di monte un sensibile innalzamento del pelo libero che implica l'invasione da parte della piena bicentenaria della carreggiata autostradale posta in destra idraulica. Tale configurazione determina evidentemente una situazione di potenziale rischio per la fruibilità dell'asse viario in condizioni di piena.

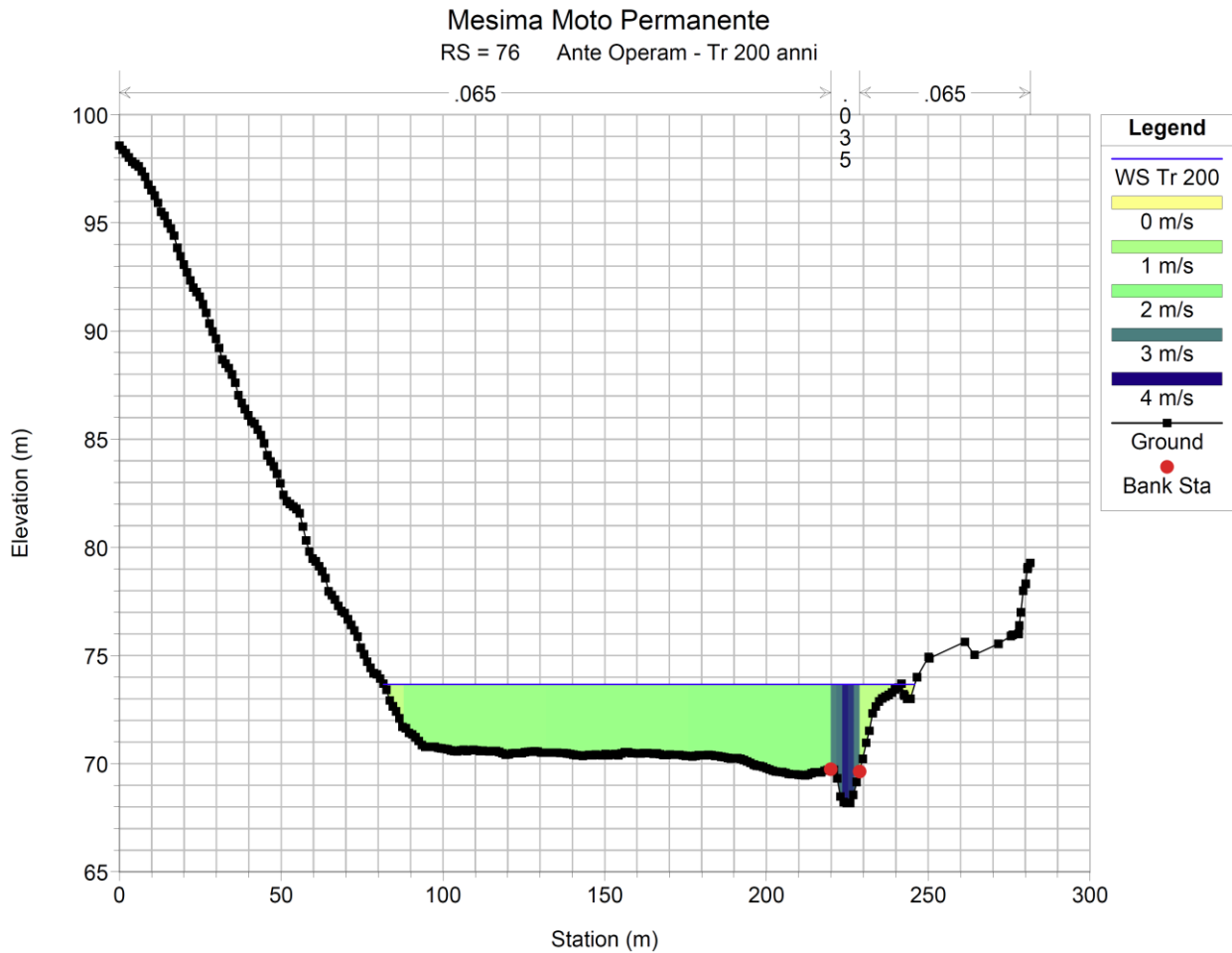


5.2. Interferenza tra alveo inciso e rilevato SA RC alla Pr 0+900,00

In corrispondenza della progressiva in parola si evidenzia l'interferenza tra l'alveo inciso del fiume e il piede del rilevato autostradale. La configurazione esistente, soprattutto durante la piena del corso d'acqua (velocità di deflusso medie dell'alveo inciso di circa 3,5m/s), può ingenerare fenomeni erosivi indesiderati del corpo stradale.



Relazione Idraulica



5.3. Viadotto Mesima 1

Proseguendo verso valle, la piena del Mesima interessa il rilevato della SA RC che funziona da sponda in destra idraulica. Subito a valle troviamo la prima opera di scavalco denominata Mesima 1. Si tratta di un lungo viadotto di 520m complessivi su più campate. Le pile sono a fusto circolare con pulvini pseudo rettangolari. Dalla documentazione fornita si evince che le opere sono fondate su plinti rettangolari e pali di grande diametro. In corrispondenza della prima spalla del viadotto Mesima 1 il fiume piega in destra idraulica formando un'ampia ansa con il rilevato della vecchia SA RC.

Sulla base delle simulazioni esperite si evidenzia una criticità nella prima parte a nord dell'opera dovuta all'altezza del pelo libero della piena duecentennale che si colloca a ridosso dell'intradosso dell'impalcato. La prima spalla posta a monte risulta interessata dal deflusso idrico. I livelli idrici sono tali da interessare pienamente i pulvini delle pile. Questo provoca ulteriori effetti negativi sul deflusso considerata la forma dei pulvini e l'angolo di attacco con la corrente che risulta particolarmente sfavorevole. La vicinanza inoltre dei pulvini gemelli dei due



impalcati costituisce una significativa barriera al deflusso favorendo l'accumulo e l'intrappolamento di eventuale materiale trasportato dalla corrente.



Considerata la configurazione descritta sono prevedibili importanti azioni di scalzamento fondazionale e di spinta idrodinamica sulle opere.

A valle della terza pila le condizioni di deflusso migliorano essendo l'altezza libera tra opera e alveo nettamente superiore. Il deflusso idrico, infatti, interessando la parte circolare dei fusti delle pile ne risulta molto meno perturbato. In questa seconda parte del viadotto il franco idraulico rispetto all'intradosso dell'impalcato risulta superiore al metro.

5.4. Viadotto Mesima 2

Si tratta di un'opera in viadotto di complessivi 97,50m su tre campate. Dalla documentazione fornita si evince che le fondazioni sono in parte su micropali in parte su pali di grande diametro ed in parte con fondazione a pozzo. Le pile sono a fusto circolare e l'altezza dei fusti risulta molto esigua. Questo, rapportato ai livelli di corrente idrica previsti che interessano



completamente i pulvini determina una configurazione assimilabile a delle pile a "setto" non sagomate con angolo di attacco sfavorevole.

L'altezza tra intradosso dell'impalcato e la quota di scorrimento del fiume Mesima risulta estremamente ridotta. La situazione è ulteriormente aggravata dall'andamento meandriforme del corso d'acqua che presenta una doppia ansa a cavallo dell'opera. Questa configurazione determina un deflusso di piena direzionato obliquamente all'asse viario con interessamento dei pulvini delle pile e delle due spalle.

L'altezza libera sotto l'impalcato risulta assolutamente insufficiente al deflusso della piena duecentennale; la presenza dei pulvini impostati praticamente al piano campagna; l'orientamento dei pulvini a sfavore di corrente; la vicinanza e la disposizione planimetrica degli stessi pulvini determinano di fatto la quasi totale occlusione della luce libera. La situazione complessiva è molto critica sia per il rischio di allagamento della sovrastante carreggiata sia per il rischio di danneggiamento dell'opera stradale.



La piena di progetto tende a mandare in pressione l'opera con sormonto dell'impalcato da parte della vena fluida. Le velocità massime del flusso idrico si attestano su valori molto elevati (6/7 m/s). Considerata la configurazione descritta sono prevedibili importanti azioni di scalzamento fondazionale e di spinta idrodinamica sulle opere.

Il rilevante effetto di rigurgito provocato dall'opera ingenera elevati tiranti idrici nella parte posta a monte. I livelli raggiunti sono tali da sormontare la carreggiata. L'effetto di rigurgito tende ad esaurirsi risalendo verso monte.



5.5. Viadotto Mesima 3

Proseguendo verso valle, la piena del Mesima interessa il rilevato della SA RC che funziona da sponda in sinistra idraulica. Subito a valle troviamo il viadotto Mesima 3. Si tratta di un viadotto di 97,50m complessivi su 3 campate. Le pile sono a fusto circolare con pulvini pseudo rettangolari. Dalla documentazione fornita si evince che le opere sono fondate su plinti rettangolari e pali di grande diametro. Il deflusso di piena impegna l'opera di scavalco con una direzione angolata. L'alveo inciso procede verso l'opera con andamento sinuoso formando un'ansa in corrispondenza della spalla lato Salerno che risulta in parte protetta dal rilevato e dalle opere di presidio al piede della vecchia SA RC.

Sulla base delle simulazioni esperite si evidenzia un franco idraulico rispetto all'intradosso dell'impalcato superiore al metro. Anche in questo caso, i livelli idrici sono tali da interessare e lambire la parte bassa dei pulvini delle pile. Questo provoca effetti negativi sul deflusso considerata la forma dei pulvini e l'angolo di attacco con la corrente che risulta sfavorevole.

Considerata la configurazione descritta sono prevedibili, anche in questo caso, importanti azioni di scalzamento fondazionale e di spinta idrodinamica sulle opere.

5.6. Interferenza tra alveo inciso e rilevato SA RC alla Pr 6+600,00

Il tratto in esame si trova subito a monte della confluenza tra fiume Mesima e fiume Marepotamo. In questo tratto l'alveo di piena risulta molto ampio (larghezza superiore a 650m). L'alveo inciso del fiume Mesima risulta dislocato in posizione molto ravvicinata rispetto al rilevato della SA RC. L'interferenza risulta acuirsi in corrispondenza del cavalcavia posto alla Pr 6+591,21. La configurazione esistente e quella derivante dal futuro completamento del cavalcavia, soprattutto durante la piena del corso d'acqua (velocità di deflusso medie dell'alveo inciso di circa 3,5m/s), può ingenerare fenomeni erosivi indesiderati del corpo stradale.

5.7. Viadotto Mesima 4

Nell'ambito della presente relazione idraulica è emersa una particolare criticità di questo tratto autostradale compreso tra la confluenza tra il fiume Mesima e Marepotamo e il Km 378+500 (fine lotto). In tale tratto, l'autostrada esistente attraversa il corso d'acqua principale in viadotto (Mesima 4). Ci troviamo subito a valle della confluenza con il fiume Marepotamo ed in ragione di ciò il regime idraulico della piena di progetto cambia radicalmente con un forte incremento di portata. Considerata la complessità morfologica del tratto in esame si è reso necessario una modellazione idraulica in regime di moto vario.

Il viadotto in esame ha una lunghezza complessiva di circa 97,50m su tre campate. Le pile sono a fusto circolare con pulvini pseudo rettangolari. Dalla documentazione fornita si evince che le opere sono fondate su plinti rettangolari e pali di grande diametro. L'alveo inciso del fiume tende a spostarsi verso la spalla lato Salerno ingenerando lato monte un progressivo e pericoloso



avvicinamento al quarto di cono del rilevato stradale (tale tendenza evolutiva è anche riscontrabile confrontando i vecchi catastali con l'odierna configurazione planimetrica).

Dalle simulazioni esperite emerge che la piena di progetto a monte del Mesima 4 tende a scavalcare la SP58 e ad invadere le aree latitanti al rilevato della SA RC. Quota parte della portata in transito impegna il viadotto Mesima 4 e si trasferisce nella porzione di territorio posto a valle. Anche a valle del viadotto il flusso idrico tende a superare la SP58 e ad invadere le aree comprese tra strada provinciale e il rilevato della SA RC.

La quota parte di portata che sormonta la SP 58 nel tratto posto a monte del viadotto Mesima 4 determina un progressivo innalzamento dei livelli idrici nella porzione di territorio delimitata a nord – ovest dal rilevato della SA RC. Tale area risulta essere chiusa a valle dall'intersezione tra il rilevato autostradale ed il versante a Sud. La portata defluente (dell'ordine dei 680mc/s) non riesce a transitare attraverso i tombini esistenti che attraversano il corpo del rilevato essendo questi anche laterali al flusso.

I livelli idrici, quindi, si accumulano e si innalzano rapidamente fino a raggiungere le quote della carreggiata stradale. Questi superano le quote del rilevato autostradale a partire dalla Pr 8+200,00 circa determinando lo sfioro della portata verso l'alveo ordinario del fiume. In estrema sintesi il fiume Mesima tende a riappropriarsi del suo alveo di piena originario scavalcando la SA RC. La sollecitazione idrodinamica indotta dal deflusso idrico che sormonta l'autostrada e si riversa a valle sulla scarpata del rilevato può mettere in crisi la stabilità stessa del rilevato.

Le parti in rilevato poste a monte del viadotto Mesima 4 risultano anch'esse completamente interessate dalla piena di progetto ed hanno un franco idraulico rispetto alla quota della carreggiata al limite di sicurezza; la stessa opera di scavalco in viadotto risulta impegnata da livelli idrici che si attestano a ridosso dell'intradosso dell'impalcato con un franco idraulico superiore al metro. Questa configurazione implica l'interessamento da parte del flusso idrico di piena dei pulvini esistenti che determinano un evidente perturbazione al deflusso avendo forma scarsamente idrodinamica e angolo di attacco inclinato. La vicinanza delle pile gemelle dei due impalcati, il franco idraulico scarso ed il coinvolgimento dei pulvini tendono a favorire l'accumulo di eventuale materiale trasportato dalla corrente con conseguente eventuale riduzione delle luci libere di deflusso. Considerata la configurazione descritta sono prevedibili importanti azioni di scalzamento fondazionale e di spinta idrodinamica sulle opere.

5.8. Opere di attraversamento reticolo secondario

Le opere di attraversamento verificate risultano per la maggior parte sufficienti al deflusso delle portate provenienti dai bacini secondari intersecanti l'infrastruttura autostradale.

Risulta insufficiente l'opera con dimensioni 2.0x2.0 situata alla Pk 0+579,59, che presenta un funzionamento in pressione con innalzamento dei livelli idrici a monte sino in prossimità della carreggiata autostradale.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalle verifiche svolte, con esplicitazione del grado di riempimento delle opere scatolari.

BACINO	OPERA DI ATTRAVERSAMENTO		Q ₂₀₀ mc/s	QUOTA IDRICA MONTE OPERA m	QUOTA DI FONDO OPERA m	TIRANTE m	GRADO DI RIEMPIMENTO %
	PK	DIMENSIONI					
1	0+155.25	4.0x3.0	3.40	73.06	72.35	0.71	24
2	0+579.59	2.0x2.0	11.36	76.58	74.00	2.58	100
3	0+755.00	4.0x3.0	7.75	72.93	71.71	1.22	41
4	1+062.70	4.0x3.0	11.71	73.62	72.00	1.62	54
5	2+232.30	5.0x5.0	12.79	73.35	72.00	1.35	27
6	2+451.55	3.0x3.0	5.37	70.76	69.73	1.03	34
7	3+105.35	4.0x3.0	7.68	61.51	59.76	1.75	58
8	5+522.80	2.0x2.0	3.98	51.75	50.51	1.24	62
9	6+177.80	5.0x5.0	12.32	49.74	48.32	1.42	28

In allegato si riportano le verifiche svolte.

6. VERIFICHE IDRAULICHE STATO ATTUALE

Di seguito si riportano le verifiche del franco idraulico tra piena bicentenaria ed intradosso degli impalcati dei 4 viadotti analizzati.

Nella tabella seguente sono riportati i relativi dati numerici.

Nome opera	Opera			Piena duecentennale Ante Operam					
	quota intradosso minima h _{i,min}	quota intradosso massima h _{i,max}	quota base pulvino	quota idrica h _w	Velocità v _w	0.5 v _w ² /2g	ΔH _{min} =h _{i,min} -h _w	ΔH _{max} =h _{i,max} -h _w	Franco richiesto ΔH _r
Viadotto mesima 1 - spalla SA	71.65	-	-	73.02	3.40	0.29	0.00	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 1	72.26	-	69.00	72.91	3.04	0.24	0.00	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 2	73.23	-	69.93	72.87	2.96	0.22	0.36	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 3	74.16	-	70.96	71.76	5.19	0.69	2.40	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 4	74.87	-	72.05	71.21	3.39	0.29	3.66	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 5	76.32	-	73.13	71.15	2.55	0.17	5.17	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 6	77.30	-	74.35	70.94	2.75	0.19	6.36	-	1.00
Viadotto mesima 1 - spalla RC	77.92	-	-	70.88	2.64	0.18	7.04	-	1.00
Viadotto mesima 2	65.23	66.42	63.01	69.38	4.12	0.43	0.00	0.00	1.00
Viadotto mesima 3	58.54	59.25	55.96	57.19	4.15	0.44	1.35	2.06	1.00
Viadotto mesima 4	46.54	46.94	43.97	45.26	4.04	0.42	1.28	1.68	1.00

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





Si noti che, come già anticipato, i franchi idraulici minimi rispetto all'intradosso degli impalcati sono in generale scarsi (vicini ad 1m) o nulli.

Dal confronto tra le quote minime di impostazione dei pulvini e le quote del tirante idrico di piena si evince che i pulvini delle pile sono sempre interessati dalla piena di progetto tranne che per le pile 4,5 e 6 del viadotto Mesima 1.

7. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA E DI DIFESA DELLE OPERE AUTOSTRADALI IN PROGETTO

Allo scopo di migliorare l'assetto idraulico attuale si prevedono nel presente progetto una serie di opere di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali.

7.1. Interventi anti erosivi sui rilevati

Considerato che il corpo del rilevato della SA RC funziona quasi sempre da sponda per la piena di progetto, si prevede la realizzazione di una serie di interventi volti a migliorare la durabilità delle opere nei confronti di possibili processi erosivi indotti dal corrente idrica.

Per la protezione del corpo del rilevato da fenomeni di erosione indotti dall'azione della corrente, è stata condotta un'analisi sulla vulnerabilità dei rilevati alle azioni di trascinamento. A partire dalla caratterizzazione dei terreni costituenti i rilevati, ottenuta a partire dai sondaggi eseguiti lungo il tratto autostradale in esame (campagna 2017), è stata valutata la resistenza che le scarpate sono in grado di opporre alle eventuali azioni di trascinamento della corrente idrica di piena, questa è stata confrontata con le tensioni agenti determinate secondo il metodo delle tensioni di trascinamento.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi svolte.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

Dati Sondaggi		Tensioni Resistenti		Caratteristiche corrente		Tensioni agenti		Verifica	
Sondaggio	D50	Tensione fondo t_c	Tensione sponde t_m	Raggio idraulico R	Pendenza i	Tensione fondo t_o	Tensione sponde t_s	t_m/t_s	Verificato
-	mm	kg/mq	kg/mq	m	m/m	kg/mq	kg/mq	-	-
SA1	0.04	0.01	0.00	2.74	0.002	4.66	3.49	0.00	NO
SA2	0.80	0.16	0.04	2.23	0.005	11.15	8.36	0.00	NO
SA4	0.40	0.08	0.02	2.76	0.001	2.76	2.07	0.01	NO
SB3	2.00	0.39	0.09	4.47	0.001	2.68	2.01	0.04	NO
SA5	1.20	0.24	0.05	5.63	0.001	2.82	2.11	0.02	NO
SA6	0.48	0.09	0.02	6.03	0.000	0.60	0.45	0.05	NO
SA7	0.25	0.05	0.01	3.77	0.001	2.64	1.98	0.01	NO
SB5	0.02	0.00	0.00	2.34	0.003	7.02	5.27	0.00	NO
SA8	0.55	0.11	0.02	2.12	0.004	8.48	6.36	0.00	NO
SA9	0.60	0.12	0.03	1.46	0.004	5.55	4.16	0.01	NO
SA10	0.65	0.13	0.03	1.41	0.003	4.65	3.49	0.01	NO
SA11	0.03	0.01	0.00	1.51	0.001	1.66	1.25	0.00	NO
SA12	0.10	0.02	0.00	0.89	0.002	1.42	1.07	0.00	NO
SA13	1.80	0.35	0.08	1.44	0.003	4.03	3.02	0.03	NO
SB11	0.65	0.13	0.03	2.15	0.001	2.58	1.94	0.01	NO
SA14	0.55	0.11	0.02	2.61	0.003	8.09	6.07	0.00	NO
SA15	0.35	0.07	0.02	3.62	0.001	3.98	2.99	0.01	NO
SA16	1.20	0.24	0.05	1.52	0.002	3.50	2.62	0.02	NO
SB12	2.00	0.39	0.09	1.09	0.003	3.27	2.45	0.04	NO
SA17	0.48	0.09	0.02	1.11	0.001	1.11	0.83	0.03	NO
SA18	0.27	0.05	0.01	1.04	0.0017	1.77	1.33	0.01	NO

Le analisi effettuate evidenziano che in generale le tensioni resistenti risultano molto inferiori rispetto alle tensioni agenti. Rispetto ai valori di resistenza tangenziale tipici riportati in letteratura per terreni sabbiosi, pari a 0.35 kg/mq, si riscontrano valori di resistenza inferiori data la natura mediamente fine delle sabbie costituenti il rilevato.

Occorre tuttavia considerare che, in effetti, le tensioni resistenti calcolate non tengono conto della presenza della copertura vegetata sulla scarpata dei rilevati; questa in realtà apporta un notevole incremento di resistenza al terreno nudo grazie all'azione svolta dall'apparato radicale; in pratica, alla resistenza tangenziale tipica di superfici inerbite può essere attribuito un valore di circa 10kg/mq. Ipotizzando il completo e persistente inerbimento delle scarpate dei rilevati, si otterrebbero, quindi, coefficienti di sicurezza nei confronti del controllo dell'erosione generalmente accettabili.

A fronte delle possibilità di mancato inerbimento dei rilevati o del danneggiamento delle coltri superficiali, e per garantire in generale una maggiore protezione dei rilevati, rivelatisi per la natura dei terreni intrinsecamente vulnerabili al fenomeno analizzato, è stata prevista la realizzazione di un apposito intervento antierosivo in grado anche di consentire e facilitare l'attecchimento vegetativo.

In particolare, si prevede la posa in opera sulla scarpata del rilevato di un apposito geocomposito metallico costituito da rete a doppia torsione tipo 8x10 filo dal diametro di 2.70/3.70mm (diam. int./est.) (EN 10223-3; EN 10218) rivestito in lega Galvalume (ZN-5%AL) (EN 10244 - classe A) ed ulteriore rivestimento in PVC accoppiata in fase di produzione ad una geostuoia tridimensionale in filamenti di polipropilene. Il geocomposito sarà fissato alla scarpata mediante picchetti e funi di ancoraggio sommitali. I valori di resistenza al trascinarsi del sistema previsto si attestano tipicamente su valori prossimi ai 19 kg/mq, al momento dell'installazione senza il contributo dell'inerbimento; con il sistema vegetato, i valori di resistenza si aggirano intorno ai 35 kg/mq.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 43 di 77



Si prevede, inoltre, ove necessario, la messa in opera di materassi tipo Reno al piede del rilevato, dove non presenti. La riqualificazione delle opere in gabbioni e materassi esistenti.

Si tiene a rimarcare che gli interventi previsti sono prettamente volti a contrastare eventuali fenomeni erosivi indotti dalla corrente sul corpo del rilevato e non incidono quindi in generale sulla stabilità dei rilevati esistenti.

7.2. Tratto compreso tra Pr 0+000,00 e 0+350,00

La tracimazione della piena duecentennale sulla carreggiata della SA RC non è risolvibile con interventi di sistemazione idraulica essendo dovuta essenzialmente alla presenza dell'ostruzione causata dal vecchio viadotto della SP 10 e dal relativo rilevato di approccio.

Al fine, tuttavia, di migliorare le condizioni di deflusso e di ridurre conseguentemente il rischio idraulico dell'area in argomento, si prevede in questa sede la demolizione della rampa esistente che consentiva, dalla SP10, l'accesso all'ex area di cantiere.

Il rilevato costituente la rampa in parola, infatti, ostacola in parte il deflusso della piena in corrispondenza del viadotto della SP10, riducendo la luce libera a disposizione della corrente. L'intervento consente una riduzione dei tiranti idrici a monte dell'opera di circa 0,50 cm.

L'intervento consente la mitigazione della situazione di rischio riscontrata. Permane, tuttavia, il sormonto della carreggiata della SA RC da parte della piena duecentennale in corrispondenza del cavalcavia della SP10.

7.3. Interferenza tra alveo inciso e rilevato SA RC alla Pr 0+900,00

Si prevede un intervento di sistemazione idraulica dell'alveo inciso. Questo verrà riprofilato ed allontanato dal sedime dell'infrastruttura viaria. La nuova configurazione verrà fissata mediante rivestimento dell'alveo con scogliera rinverdita costituita da massi di grande diametro.

7.4. Viadotto Mesima 1

Sono stati previsti una serie di interventi di sistemazione e difesa idraulica tesi a riordinare l'alveo di piena e l'alveo inciso del corso d'acqua posto a cavallo dell'opera di attraversamento. In particolare, le opere a farsi consentiranno di reindirizzare il flusso idrico, allontanando, per quanto possibile, le parti sede del deflusso principale dai punti maggiormente critici.

Si prevede, quindi, la realizzazione di un'opera spondale di presidio e reindirizzamento della corrente in corrispondenza del rilevato stradale di monte posto in destra idraulica. Quest'opera consentirà di allontanare il deflusso idrico dalla spalla lato SA e dal relativo rilevato a tergo.

Si prevede, inoltre, la prosecuzione delle opere spondali in gabbionate su tutto lo sviluppo della sistemazione in destra e sinistra idraulica. Questo provvedimento, accompagnato alla ricalibrazione del fondo alveo, alla fissazione ed alla regolarizzazione dell'alveo inciso mediante



scogliera consente un abbassamento generalizzato del tirante idrico dell'ordine del metro rispetto alla situazione attuale. Questo comporta evidenti benefici in termini di maggiori franchi idraulici rispetto all'intradosso dell'impalcato. Nella prima parte a nord del viadotto permane tuttavia l'interessamento dei pulvini da parte della piena di progetto con tutte le criticità associate. Sono previste una serie di soglie di fondo in grado di fissare la quota dell'alveo.

Si prevede, in ultimo, il placcaggio dei plinti delle pile e delle spalle lato SA con massi ciclopici al fine di contrastare e ridurre i fenomeni di scalzamento.

7.5. Viadotto Mesima 2

La logica di intervento ricalca quella utilizzata per il viadotto Mesima 1. Le opere previste prevedono la regolarizzazione dell'alveo inciso mediante sistemazione idraulica con scogliera.

Le regolarizzazione e la ricalibratura dell'alveo di piena mediante opere spondali con gabbionate. Le spalle a monte e a valle e la relativa porzione di rilevato vengono protette mediante opere di presidio e reindirizzamento del flusso idrico. Anche in questo caso si prevede il placcaggio delle pile e delle spalle con massi ciclopici.

L'insieme delle opere idrauliche previste consente l'abbassamento generalizzato del tirante idrico che si ripercuote verso monte per un lungo tratto. L'abbassamento del pelo libero calcolato nella condizione post operam risulta consistente. Il viadotto tende comunque ad andare in pressione e quindi permangono tutti i rischi correlati precedentemente analizzati.

7.6. Viadotto Mesima 3

Si prevede la sistemazione dell'alveo inciso mediante adeguata opera in scogliera. Questo consente l'allontanamento del flusso principale dalla spalla di monte posta in sinistra idraulica.

La sistemazione spondale in destra idraulica consente di regolarizzare il deflusso e accompagnarlo verso l'opera di scavalco. La sistemazione si completa con la realizzazione di una soglia di fondo a valle e dal placcaggio delle opere in alveo mediante massi ciclopici. Per la realizzazione della sistemazione spondale in destra idraulica sarà necessaria la predisposizione di un'apposita opera di sostegno.

L'intervento nel suo complesso induce un abbassamento del tirante idrico di circa un 1 metro a monte del viadotto. Questo comporta un miglioramento delle condizioni di deflusso ed un aumento del franco idraulico rispetto all'intradosso dell'impalcato. La base dei pulvini continua ad essere lambita dal pelo libero di piena.

7.7. Interferenza tra alveo inciso e rilevato SA RC alla Pr 6+600,00

Si prevede un intervento di sistemazione idraulica dell'alveo inciso. Questo verrà riprofilato ed allontanato dal sedime dell'infrastruttura viaria. La nuova configurazione verrà fissata mediante rivestimento dell'alveo con scogliera rinverdita costituita da massi di grande diametro.



7.8. Viadotto Mesima 4

Si prevede la sistemazione dell'alveo inciso ed il suo allontanamento dal rilevato e spalla lato SA. La sistemazione prevede un tratto di scogliera che parte subito a valle della confluenza con il Marepotamo. Si prevede, inoltre, un'opera spondale con gabbionate di presidio e reindirizzamento della corrente in corrispondenza del rilevato stradale di monte. L'intervento si completa con una soglia di fondo a valle ed il placcaggio con gettata di massi ciclopici delle opere in alveo.

Gli interventi descritti non influiscono, come prevedibile, sui livelli idrici di piena. Il regime di piena è infatti troppo esuberante rispetto all'assetto morfologico generale per potere essere influenzato dalle opere di sistemazione previste.

Permane il sormonto da parte della piena duecentennale del rilevato autostradale a partire dalla Pr 8+200,00 circa con tutto ciò che ne consegue in termini di effetti negativi anche sulla stabilità del rilevato stesso.

8. VERIFICHE IDRAULICHE POST INTERVENTI

Di seguito si riportano le verifiche del franco idraulico tra piena bicentenaria ed intradosso degli impalcati dei 4 viadotti analizzati nella situazione post operam.

Nome opera	Opera			Post Operam					
	quota intradosso minima $h_{i,min}$	quota intradosso massima $h_{i,max}$	quota base pulvino	quota idrica h_w	Velocità v_w	$0.5 v^2/2g$	$\Delta H_{min}=h_{i,min}-h_w$	$\Delta H_{max}=h_{i,max}-h_w$	Franco richiesto ΔH_r
Viadotto mesima 1 - spalla SA	71.65	-	-	72.57	3.96	0.40	0.00	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 1	72.26	-	69.00	71.60	4.68	0.56	0.66	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 2	73.23	-	69.93	71.47	5.92	0.89	1.76	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 3	74.16	-	70.96	70.95	4.28	0.47	3.21	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 4	74.87	-	72.05	70.54	4.10	0.43	4.33	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 5	76.32	-	73.13	70.43	4.02	0.41	5.89	-	1.00
Viadotto mesima 1 - pila 6	77.30	-	74.35	70.12	3.49	0.31	7.18	-	1.00
Viadotto mesima 1 - spalla RC	77.92	-	-	69.99	3.53	0.32	7.93	-	1.00
Viadotto mesima 2	65.23	66.42	63.01	65.92	8.53	1.85	0.00	0.50	1.85
Viadotto mesima 3	58.54	59.25	55.96	56.10	4.02	0.41	2.44	3.15	1.00
Viadotto mesima 4	46.54	46.94	43.97	45.19	4.77	0.58	1.35	1.75	1.00

Dai valori numerici riportati in tabella si evince il miglioramento dei franchi idraulici calcolati.

Permane in generale l'interessamento dei pulvini delle pile.



9. MECCANISMI DI EROSIONE E SCALZAMENTO

9.1. Caratteri del fenomeno

Nel presente capitolo si analizza lo scalzamento massimo atteso in corrispondenza delle pile e delle spalle rispetto al fondo nelle condizioni naturali dell'alveo.

Lo scalzamento è causato dallo scavo e dall'erosione di materiale dal letto e dalle sponde dell'alveo, come conseguenza dell'azione erosiva della corrente. In generale, lo scalzamento può mettere in crisi la stabilità di un ponte, fino ad esporne totalmente le fondazioni.

L'erosione totale in corrispondenza di un ponte con pile in alveo è costituita dalla somma di tre componenti:

Progressivo abbassamento o innalzamento diffuso: deposito o erosione generalizzata con variazione a lungo termine della pendenza dell'alveo (quindi della quota del fondo), dovute all'evoluzione altimetrica dell'alveo a monte e a valle del ponte, sia in relazione alle variazioni cicliche e progressive, sia alle eventuali variazioni che si verificano nel corso di ogni singolo evento di piena;

Erosione dovuta a contrazione: rimozione del materiale di fondo lungo tutta o gran parte della larghezza dell'alveo. Questa componente dell'erosione può essere il risultato della contrazione dei filetti dovuta al restringimento della sezione, causato dalla presenza delle pile in alveo.

Erosione transitoria localizzata: erosione transitoria rapida che si verifica durante gli eventi di morbida e piena in corrispondenza di ostacoli, come le pile dei ponti, che determinano una brusca variazione nella direzione dei filetti fluidi, con formazione di vortici e accelerazioni locali. La buca di erosione si approfondisce con l'aumentare della velocità della corrente contro le pile e viene ricolmata al diminuire della stessa. Tale erosione può portare nel corso di una piena alla riduzione della capacità portante delle pile del ponte, fino al crollo delle stesse.

Oltre ai tipi di erosione indicati occorre considerare che il verificarsi della naturale migrazione laterale dell'alveo di magra (thalweg) all'interno dell'alveo, può incrementare l'erosione sulle pile, a causa del cambiamento dell'angolo di attacco della corrente sulle pile.

9.1.1 Progressivo abbassamento o innalzamento diffuso

Il progressivo deposito o erosione generalizzato può essere dovuto a cause naturali, cicli del corso d'acqua o a conseguenze di interventi dell'uomo sull'alveo o sul bacino imbrifero, come sottrazione di materiale da cave in alveo, costruzione di dighe o traverse, variazioni nell'utilizzo del suolo nel bacino (urbanizzazione, deforestazione, riduzione delle pratiche agricole), rivestimenti d'alveo, tagli di meandri, variazioni di pendenza mediante briglie. ecc ...



Non sono disponibili dati significativi circa l'evoluzione storica della forma d'alveo nel tratto in analisi. Al fine, comunque, di fissare le quote di alveo in corrispondenza delle opere di scavalco in esame sono state progettate delle soglie a valle di ciascun attraversamento in viadotto. Tale soluzione è stata adottata per i viadotti Mesima 1, 3 e 4. Per il Mesima 2, considerata la particolare condizione di criticità riscontrata e la conseguente previsione di opere di attraversamento aggiuntive non si è ritenuto opportuno prevedere questa tipologia di opera al fine anche di evitare intralci alla definizione della configurazione finale.

9.1.2 Erosione dovuta a contrazione

L'erosione generalizzata in prossimità dei viadotti è dovuta alla riduzione, ad opera dell'attraversamento, della sezione trasversale indisturbata caratteristica dell'alveo; detta riduzione ingenera un'accelerazione locale della corrente che può dar luogo a fenomeni di erosione, le cui scale temporali caratteristiche sono in genere quelle degli eventi alluvionali. Per la valutazione dell'erosione generalizzata, sono stati effettuati studi di entrambe le situazioni corrispondenti ad assenza e a presenza di trasporto solido da parte della corrente. In letteratura sono reperibili numerose formulazioni per la valutazione della profondità dell'erosione generalizzata, basate sia su esperienze di laboratorio che sull'interpretazione empirica delle osservazioni di campo disponibili [Laursen, 1960 e 1963; Brensers e Randkivi, 1991].

Le formulazioni proposte, sono in gran parte simili alla relazione introdotta da Straub (1934), probabilmente la prima formula comparsa in letteratura per la valutazione del fenomeno che si adotta nei successivi calcoli.

L'Equazione di Straub è ottenuta combinando l'equazione di Du Boys, per il calcolo del trasporto solido di fondo, e l'equazione di Manning, fa riferimento a condizioni di equilibrio ed ha la seguente espressione :

$$\frac{h_r}{h_m} = \left(\frac{B}{b} \right)^{\frac{6}{7}} \left[\frac{\tau_c}{2\tau_m} + \sqrt{\left(\frac{\tau_c}{2\tau_m} \right)^2 + \frac{B}{b} \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_m} \right)} \right]^{\frac{-3}{7}}$$

Nella quale i pedici m ed r indicano , rispettivamente, la sezione indisturbata e quella ristretta, τ_c lo sforzo tangenziale di inizio movimento per il materiale d'alveo e τ_m lo sforzo tangenziale nella sezione m, B e b larghezza della sezione trasversale dell'alveo indisturbato e della sezione trasversale in corrispondenza del restringimento, h_m tirante idrico nella sezione indisturbata e h_r tirante idrico nella sezione ristretta a processo di erosione generalizzata completamente sviluppatosi nel tempo.



Relazione Idraulica

Tale espressione in condizione di acque chiare in condizione di moto incipiente, imponendo cioè $\tau_m = \tau_c$ diventa:

$$\frac{h_r}{h_m} = \left(\frac{B}{b} \right)^{\frac{6}{7}}$$

Noto h_r , nell'ipotesi in cui in corrispondenza dell'attraversamento la quota del pelo libero, rispetto al fondo alveo indisturbato, rimanga costante nel tempo, la profondità di scavo ds può calcolarsi, essendo noto $h_r, t=0$ (tirante nel restringimento prima dell'inizio dell'erosione) dalla $ds = h_r - h_r, t=0$.

Si riporta di seguito la tabella di calcolo relativa ai 4 viadotti in analisi. Il calcolo è stato condotto considerando le condizioni post operam.

		b	B	hm	hr0	hr	ds
MESIMA 1	PILA 1	75.0	95.0	6.1	4.8	7.43	2.62
MESIMA 1	PILA 2	110.0	130.0	5.5	5.4	6.35	0.98
MESIMA 1	PILA 3	121.0	130.0	5.1	5.0	5.46	0.50
MESIMA 1	PILA 4	131.0	140.0	5.5	5.0	5.78	0.82
MESIMA 1	PILA 5	151.0	160.0	5.5	5.4	5.77	0.34
MESIMA 1	PILA 6	151.0	160.0	5.7	5.6	5.99	0.44
MESIMA 2	-	34.0	85.0	10.3	6.7	22.63	15.91
MESIMA 3	-	59.6	70.0	6.1	5.6	6.97	1.37
MESIMA 4	-	76.4	90.0	5.3	5.3	6.15	0.87

Il valore teorico calcolato per il viadotto Mesima 2 risulta eccezionalmente elevato. Questo è dovuto alla fortissima contrazione della vena fluida in corrispondenza dell'attraversamento. La conformazione reale di questo attraversamento è particolarmente critica e si discosta in modo



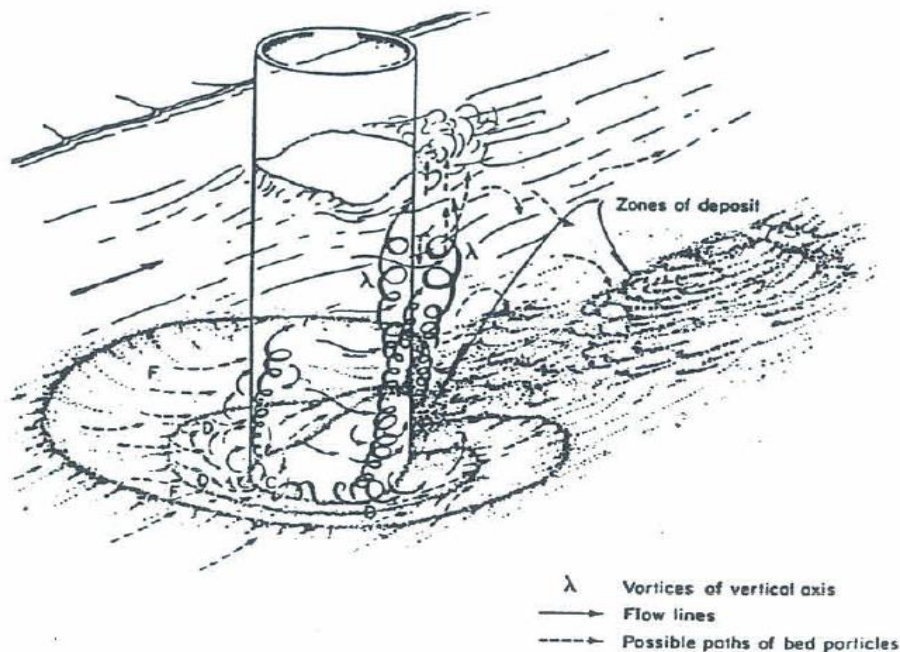
sostanziale dai casi standard, rendendo di fatto di difficile applicazione le usuali metodologie di calcolo. A prescindere dall'attendibilità del valore strettamente numerico risultante, si prevedono, in ogni caso, fenomeni di scalzamento molto elevati ed in grado di influire negativamente sulla stabilità del sistema fondazionale dell'opera.

9.1.3 Erosione transitoria localizzata

L'erosione transitoria localizzata comporta la rimozione di materiale nell'intorno degli elementi collocati in alveo che ostruiscono il flusso, in particolare delle pile e delle spalle di ponti.

La presenza della pila in alveo causa un aumento della velocità, rilevata dall'addensamento delle linee di corrente. In corrispondenza della pila si ha la formazione di un grosso vortice a ferro di cavallo che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila e che è il principale responsabile dell'erosione.

Esempio di erosione localizzata - Pila circolare



Il fenomeno dell'erosione localizzata dipende da numerosi parametri legati sia alle caratteristiche della corrente e dell'alveo (portata, battente, velocità della corrente, capacità di trasporto, caratteristiche del materiale dell'alveo. ecc.) che a quelle dell'ostacolo (forma e dimensioni, inclinazione rispetto alla direzione di flusso).

Poiché l'entità dello scalzamento dipende in modo importante dall'altezza liquida, esso, in generale, risulta maggiore nelle fasi di piena. Durante la fase crescente della piena aumentano la portata, l'altezza liquida e la velocità dell'acqua, fino ad un valore di soglia che inficia la stabilità



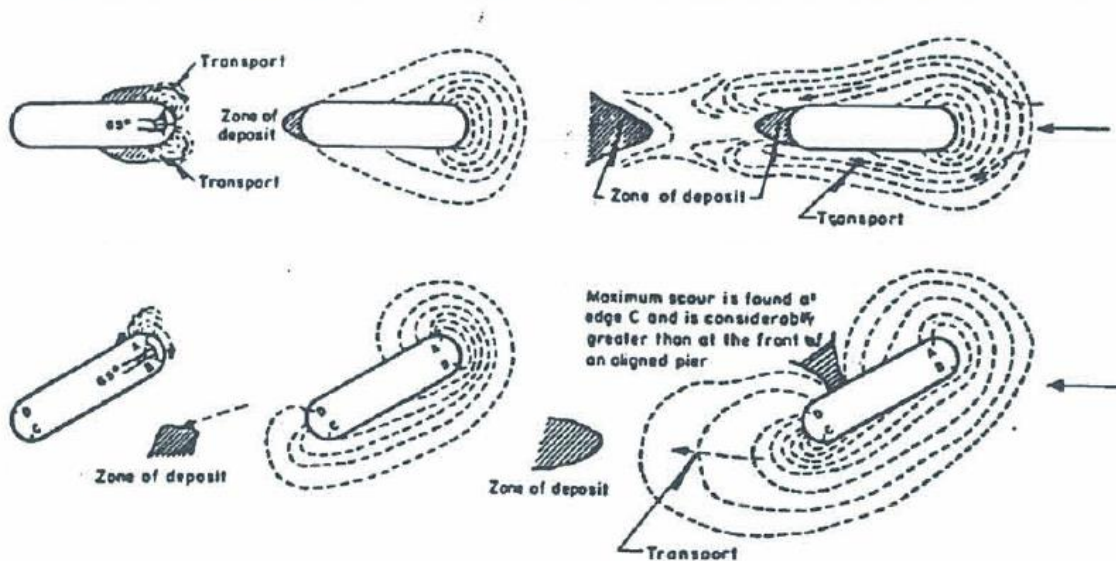
del fondo alveo e determina lo scavo improvviso della fossa di erosione in corrispondenza delle pile.

La fossa di erosione è situata in corrispondenza dell'attacco delle pile da parte della corrente liquida e, nella fase crescente della piena, è caratterizzata da una pendenza della scarpata, verso monte, maggiore dell'angolo di attrito del terreno, in quanto la scarpata stessa è sostenuta dai moti vorticosi che si generano all'interno della fossa. Verso valle, dopo la pila, la pendenza della scarpata è minore dell'angolo di attrito del terreno.

Quando la piena è in fase decrescente si riducono le forze vorticosi che sostenevano la scarpata di monte, determinando il "franamento" della scarpata con parziale ricoprimento della fossa. Perciò le misure di profondità della fossa di erosione effettuate a conclusione dell'evento di piena sono poco significative ed, in generale, si rileva la necessità di misurare l'erosione durante la piena.

Nelle pile con dimensione longitudinale prevalente e inclinate rispetto alla corrente il fenomeno dell'erosione è simile, ma la fossa di massima erosione si riscontra nella parte di valle della pila ed è maggiore di quella che si genera a monte di una pila allineata con la corrente.

Differenti stadi del processo di erosione per pile con direzione longitudinale prevalente



L'elevata frequenza storica dei dissesti alle opere di fondazione, sia in fase di esecuzione che di esercizio delle opere, ha portato ormai da decenni ad affrontare il problema della previsione dello scalzamento massimo atteso in corrispondenza dei manufatti in alveo. Le indagini compiute da numerosi ricercatori hanno portato ad una certa conoscenza del campo cinematico che si instaura nell'intorno dell'ostacolo e alla acquisizione di formule, in gran parte di tipo empirico, per la stima dei massimi prevedibili scalzamenti.



Le modellazioni effettuate nell'ambito delle varie ricerche sono di tipo sperimentale con verifiche sul campo in corrispondenza dei ponti e con modellazioni fisiche semplificate in laboratorio. Occorre sottolineare che le situazioni indagate in laboratorio sono naturalmente generalizzate e semplificate rispetto alla casistica degli attraversamenti esistenti e alla sostanziale imprevedibilità di alcune delle grandezze che influenzano il fenomeno, mentre le situazioni verificate sperimentalmente in campo sono necessariamente particolari in quanto influenzate dalle caratteristiche del contesto e da grandezze difficilmente misurabili.

Grazie comunque a tutti gli studi effettuati, sono disponibili in letteratura numerose formule per la stima del valore massimo atteso dell'erosione in corrispondenza dei manufatti in alveo. Tali formule saranno applicate al caso in esame per calcolare la massima erosione attesa in corrispondenza delle pile del ponte nella situazione di progetto.

9.2. Valutazione dell'erosione transitoria rapida

L'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è ovviamente influenzata dalla forma delle stesse e dalla loro inclinazione rispetto alla direzione della corrente, oltre che dalle caratteristiche dell'alveo e del flusso in corrispondenza delle pile stesse.

Molte delle equazioni esistenti in letteratura derivano da esperienze su modelli idraulici e sono espresse in forma adimensionale. Le equazioni sono sviluppate sotto differenti condizioni di flusso e trasporto di sedimenti, nonché con pile di forma e orientamento differente. Questo è un punto veramente importante che deve essere tenuto in considerazione.

Magini e Remedia hanno affrontato un'analisi delle formulazioni disponibili in letteratura e uno studio sperimentale in laboratorio per sistemi complessi di fondazioni come pile accostate e pile fondate su plinto sostenuto da pali.

In generale, più pile ravvicinate determinano un incremento della profondità di erosione localizzata rispetto alla situazione di pila isolata, incremento variabile in funzione dell'interasse tra le pile e delle possibili disposizioni. Gli Autori riportano i risultati di studi precedenti, in particolare ricordano che Hannah, nel 1978, ha rilevato sperimentalmente la presenza di 3 diversi meccanismi che influenzano l'erosione: il primo, attivo per interassi $a < 6b$ (con b larghezza della singola pila), determina un aumento dell'erosione sulla pila di monte in quanto l'interazione tra le fosse di erosione agevola la fuoriuscita di materiale da quella di monte; il secondo è legato all'azione protettiva esercitata dall'ostacolo di monte su quello di valle e dall'azione di ripascimento della buca di valle con il materiale proveniente da monte; il terzo determina un incremento dell'erosione sull'ostacolo di valle a causa del generarsi di vortici ad asse verticale che si staccano dal primo ostacolo. Quest'ultimo fenomeno si manifesta per valori $a > 3.5b$. In generale, per due pile e per angoli di incidenza della corrente variabili da 10° a 60° , le esperienze dimostrano che si hanno incrementi delle profondità di erosione per entrambe le pile con valori massimi presso l'ostacolo di valle. In generale gli Autori rilevano che i sistemi di



pile comportano un incremento dello scalzamento localizzato, mentre per pile allineate ortogonalmente al flusso non si ha incremento dello scalzamento solo per interassi $a > 6b$.

In seguito vengono descritte le formulazioni utilizzate per il calcolo dell'erosione localizzata. Sono state considerate solamente quelle che tengono conto di tutti i fattori che possono influenzare il fenomeno.

9.2.1 Formulazione di Breusers et al.

La presenza di una pila in alveo causa un aumento della velocità della corrente. Il fenomeno produce l'addensamento delle linee di corrente nelle luci e la formazione del classico vortice a ferro di cavallo che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila, fino alla linea di separazione del vortice, che è il principale responsabile dell'erosione del fondo dell'alveo.

Secondo Breusers e al. (1977), assunta come riferimento una pila di sezione circolare come indicato nella figura seguente" la profondità di scavo d_s può essere descritta come funzione delle seguenti variabili:

$$\frac{d_s}{s} = f \left\{ \frac{v_0}{v_c}, \frac{y_0}{s}, \text{forma}, \alpha \right\}, \quad (1)$$

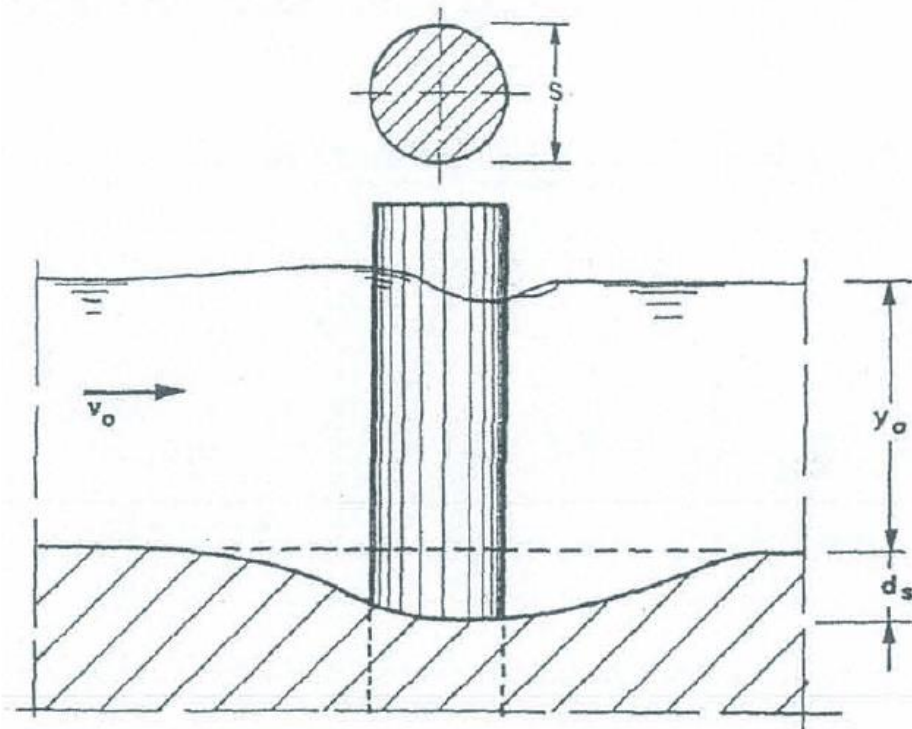
essendo:

- d_s la profondità di scavo misurata a partire dal fondo dell'alveo indisturbato,
- s la larghezza della pila di lunghezza l
- v_0 la velocità media della corrente indisturbata,
- v_c la velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale del fondo d'assegnato diametro d ,
- y_0 il tirante idrico in corrispondenza della pila,
- forma un fattore che dipende dalla forma della pila,
- α l'angolo che la corrente indisturbata forma con la pila.



Relazione Idraulica

Schema indicativo dell'erosione provocata da una pila



Nella pratica progettuale moderna la (1) può essere espressa dalla seguente formula sperimentale:

$$\frac{d_s}{s} = f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) \cdot \left[2 \tanh\left(\frac{y_0}{s}\right)\right] \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right) \quad (2)$$

nella quale le funzioni f1, f2 e f3 si possono esprimere:

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 0 \quad \text{per } \frac{v_0}{v_c} \leq 0,5,$$

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 2 \frac{v_0}{v_c} - 1 \quad \text{per } 0,5 < \frac{v_0}{v_c} \leq 1,0,$$

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = 1 \quad \text{per } \frac{v_0}{v_c} > 1,0,$$



Relazione Idraulica

f_2 (forma) = 1,00 per pile circolari o con fronti arrotondate,

f_2 (forma) = 0,75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente,

f_2 (forma) = 1,30 per pile rettangolari,

f_3 (forma) = $(\alpha, \frac{1}{s})$ ricavabile dal grafico sperimentale in figura seguente.

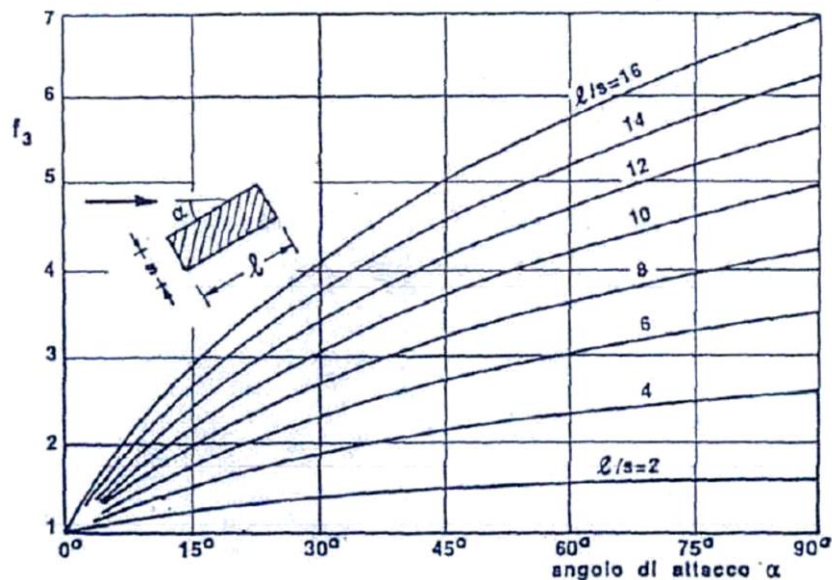
La velocità critica V_c si può esprimere secondo la seguente espressione:

$$v_c = 0,85 \sqrt{2gd \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} \quad (3)$$

dove per i terreni eterogenei si adotta come diametro rappresentativo del materiale il passante al 50% ($d = d_{50}$), con:

- γ_s peso specifico del materiale di fondo,
- γ peso specifico dell'acqua,
- g accelerazione di gravità.

Andamento della funzione f_3 al variare di α e di l/s





9.2.2 Formulazione CSU

Negli Stati Uniti l'erosione alla base di pile di ponte è comunemente calcolata utilizzando un'equazione proposta dalla Colorado State University (Richardson e Davis, 1995), denominata formula CSU, espressa dalla relazione:

$$y_s = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 b^{0.65} y_0^{0.35} Fr_0^{0.43}$$

dove:

y_s è la profondità media di erosione localizzata

K_1 è un fattore di correzione funzione della forma della pila

K_2 è un fattore di correzione funzione dell'angolo di incidenza della corrente

K_3 è un fattore di correzione funzione della condizione del fondo alveo

K_4 fattore di correzione in funzione del corazzamento del fondo alveo (assume valori diversi da 1 solo per D50 superiori a 60 mm),

b è la larghezza delle pile

y_0 è la profondità della corrente nella sezione indisturbata a monte del ponte

Fr_0 è il numero di Froude nella sezione indisturbata

Tale formulazione è generalmente applicata con le seguenti limitazioni:

$$y_s \leq 2.4 b \text{ per } Fr \leq 0.8$$

$$y_s \leq 3.0 b \text{ per } Fr > 0.8$$

Il fattore K_1 può essere calcolato in base alla seguente tabella:

Forma della pila	K_1
Fronte e retro rettangolari	1.10
Fronte e retro arrotondati	1.00
Pile circolari	1.00
Gruppo di pile circolari	1.00
Fronte triangolare	0.90

Il fattore K_2 può essere calcolato in base alla seguente espressione:

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$



dove L è la lunghezza della pila lungo la direzione del moto e θ l'angolo di incidenza della corrente.

Il fattore K_3 può essere calcolato in base alla seguente tabella:

Condizioni del Fondo	H delle dune	K_3
Assenza di trasporto solido	-	1.10
Letto piano ed assenza di dune	-	1.10
Dune di piccole dimensioni	$3 > H > 0.6$	1.10
Dune di medie dimensioni	$10 > H > 3$	1.10 – 1.20
Dune di grandi dimensioni	$H > 10$	1.30

E Fr_0 è il numero di Froude della corrente in corrispondenza delle pile, pari a:

$$Fr_0 = \frac{V_0}{(gY_0)^{0.5}}$$

9.2.3 Applicazioni

In questo paragrafo vengono riportati i risultati dell'applicazione delle formule empiriche sopra citate al caso in esame.

I valori di portata e livello idrico considerati per ciascuna pila sono quelli calcolati per la piena con tempo di ritorno di 200 anni, come stimati nella presente relazione.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati di sintesi del calcolo della profondità dell'erosione per i vari metodi precedentemente esplicitati. Gli elaborati di calcolo dettagliati sono riportati in allegato. Il calcolo è stato condotto considerando le condizioni post operam.

Per eventuali e ulteriori approfondimenti si rimanda alla successiva progettazione esecutiva.

Viadotto Mesima 1

Si riporta di seguito la tabella con la sintesi dei risultati.



VIADOTTO MESIMA 1 - SINTESI RISULTATI		
pila	FORMULAZIONE DI BREUSERS ET AL.	FORMULAZIONE CSU
-	m	m
1	13.29	16.42
2	17.80	17.15
3	4.98	4.87
4	7.41	6.49
5	7.81	7.30
6	5.92	5.13

Si noti come le due metodologie forniscono risultati sostanzialmente in accordo. A partire dalle pile n. 3 i pulvini non sono più investiti dalla corrente; questo determina un radicale abbassamento dello scavo atteso.

Viadotto Mesima 2

Considerata la vicinanza e la disposizione delle due coppie di pile in alveo sono state considerate due pile singole di dimensioni maggiorate. I rispettivi pulvini vengono completamente interessati dalle corrente idrica.

VIADOTTO MESIMA 2 - SINTESI RISULTATI		
pila	FORMULAZIONE DI BREUSERS ET AL.	FORMULAZIONE CSU
-	m	m
1	17.17	16.15
2	17.17	16.15

Viadotto Mesima 3 e 4

Anche per questi due attraversamenti la corrente di piena interessa la parte bassa dei pulvini. Questo ingenera effetti negativi sull'entità dello scalzamento atteso che risulta ingente.



VIADOTTO MESIMA 3 - SINTESI RISULTATI		
pila	FORMULAZIONE DI BREUSERS ET AL.	FORMULAZIONE CSU
-	m	m
1	13.60	9.52
2	13.60	9.27

VIADOTTO MESIMA 4 - SINTESI RISULTATI		
pila	FORMULAZIONE DI BREUSERS ET AL.	FORMULAZIONE CSU
-	m	m
1	14.74	14.32
2	14.80	16.92

In generale si osserva che il valore dello scalzamento massimo atteso nelle diverse condizioni è molto elevato e risulta particolarmente sensibile alle dimensioni trasversali della pila e al battente idrico calcolato.

Occorre, comunque, sottolineare le difficoltà che si incontrano nell'applicare tali modelli a base sperimentale ai casi reali e nell'interpretare i risultati ottenuti. Infatti le formulazioni sperimentali sono ricavate da prove su modelli in scala, funzionanti sotto condizioni idrauliche ben definite e che si mantengono inalterate nel tempo; eventuali riscontri con dati reali sono, al contrario, effettuate per situazioni particolari di morfologia, trasporto solido, condizioni idrodinamiche, ecc...

D'altra parte, le durata delle sperimentazioni è sufficiente a raggiungere un valore prossimo al valore massimo asintotico dell'erosione, mentre nella realtà le condizioni idrauliche, pur pericolose, hanno durata limitata nel tempo, così che l'evoluzione del fenomeno può interrompersi non raggiungendo il valore massimo che potrebbe compromettere la stabilità dell'attraversamento. Inoltre, inevitabilmente, nella modellazione sperimentale non vengono tenuti in conto gli eventuali effetti del corazzamento, della coesione del materiale di fondo e del suo grado di compattazione. Queste considerazioni non vogliono comunque negare la validità dei risultati ottenuti, che si ritengono attendibili almeno in termini di ordine di grandezza e in termini relativi per il confronto delle diverse situazioni geometriche delle pile.



9.3. Interventi di protezione contro lo scalzamento

È doveroso premettere che a prescindere dal tipo di intervento di protezione progettato la massimizzazione del livello di sicurezza si ottiene quando, così come indicato anche nel PAI vigente, le fondazioni delle pile e delle spalle sono verificate in modo da sopportare direttamente il massimo scalzamento prevedibile (scalzamento diretto ed eventuale abbassamento del fondo alveo), senza la necessità di opere idrauliche aggiuntive. Appare, quindi, in questo caso opportuno procedere alla ricognizione e verifica del sistema fondazionale dei quattro viadotti anche in rapporto agli scalzamenti complessivi attesi.

In generale, esistono differenti dispositivi atti a contenere o, al limite, annullare il fenomeno dell'erosione al piede delle pile in alveo:

- Cassoni di fondazione;
- Collari (hanno il compito di intercettare e deviare la corrente discendente a monte dell'ostacolo);
- Scogliere radenti.

Alcuni di questi sistemi sono stati oggetto di indagini sperimentali su modelli di pile circolari e isolate, per studiarne l'efficacia, da cui risulta:

Cassoni di fondazione

Sembra che riescano a ridurre del 33% l'erosione se sono posti ad una profondità di $0.5b$ rispetto al fondo alveo e se hanno larghezza pari a $3b$.

Collari

Esiste un limite superiore per il posizionamento del collare oltre il quale la sua efficacia si annulla; l'efficacia aumenta sensibilmente con il diminuire della quota di posizionamento e i migliori risultati si hanno con posizionamento al di sotto del fondo alveo; per collari circolari concentrici alla pila la riduzione dell'erosione è più efficace quanto maggiori sono le dimensioni del collare rispetto a quelle della pila; Magini ha verificato che i risultati sono tanto migliori quanto maggiore è la scabrezza della superficie del collare. L'efficacia dei collari si manifesta a monte dell'ostacolo, ma rimangono i fenomeni di erosione a valle della protezione, dovuti alle scie di vortici ad asse verticale.

Tali fenomeni possono, però, essere contenuti conformando adeguatamente i collari e la loro scabrezza.

Scogliere



Quale provvedimento provvisorio per prevenire e ridurre l'erosione al piede di pile e spalle può essere prevista una gettata di massi di adeguata pezzatura disposti nell'intorno dell'ostacolo su un geotessuto di idonea grammatura.

Si tratta di un intervento di protezione "flessibile", la cui funzionalità andrà monitorata nel tempo, soprattutto a seguito di eventi di piena di particolare rilievo. Andranno anche eseguite operazioni di manutenzione periodica e straordinaria tese a mantenere inalterata l'efficienza del sistema di protezione. Trattandosi di un'opera provvisoria che per definizione può subire modificazioni nel tempo, le fondazioni delle opere dovranno comunque essere in grado di sopportare eventuali scalzamenti residui anche al di sotto delle protezioni in rip-rap, come margine di sicurezza in caso di eventuale mobilitazione dei massi di protezione per fenomeni idrodinamici non prevedibili.

9.3.1 Intervento di progetto

Si prevede la protezione al piede delle pile mediante massi alla rinfusa (rip-rap) opportunamente dimensionati in modo da ridurre sensibilmente lo scaldamento localizzato anche in fase di piena. In corrispondenza delle pile la protezione con massi sarà realizzata al di sotto della quota di fondo attuale, mediante scavo, in modo da non creare ulteriore ostacolo al deflusso.

Nel prosieguo verrà illustrato il dimensionamento eseguito.

Prevenire e limitare l'estensione dell'erosione localizzata dovuta all'azione della corrente idrica in corrispondenza di manufatti in alveo è materia di grande interesse. In letteratura sono disponibili numerose diverse formulazioni per il dimensionamento di tali protezioni, con risultati che, come è ben noto, sono oltremodo variabili.

Come è noto, l'intensità dei fenomeni erosivi provocati dal deflusso delle correnti a pelo libero nei corsi d'acqua è dovuta sia alle azioni tangenziali sulle superfici bagnate, normalmente valutabili per via teorica semplificata in funzione della velocità e della profondità della corrente (assunta monodimensionale), alle turbolenze locali, di più difficile schematizzazione e normalmente valutabili solo per via sperimentale. Molte delle varie formulazioni empiriche proposte negli ultimi decenni per il dimensionamento delle protezioni d'alveo con massi, tengono conto, infatti, del grado di turbolenza della corrente o comunque considerano l'applicazione di un coefficiente di sicurezza che va aumentato o ridotto in funzione della maggiore o minore turbolenza delle acque.

Il criterio di Izbash (1970) prevede, appunto, un coefficiente di turbolenza variabile in funzione dell'intensità (o grado) di tale fenomeno, mentre lo stesso criterio di Izbash rivisitato e proposto in Richardson (1995) prevede di considerare una velocità pari a quella media moltiplicata per un coefficiente compreso tra 0.9 e 1.7 a seconda della posizione della pila in alveo. Altre formulazioni non tengono esplicitamente conto della turbolenza, come ad esempio quella di



Stevens in cui il grado di turbolenza non viene considerato, ma può essere tenuto in considerazione indirettamente aumentando o riducendo il fattore di sicurezza al ribaltamento dei massi.

Di seguito viene riportata la formulazione per la verifica del caso in esame:

Izbash riarrangiato (Richardson et Al., 1995)

$$d = 0,692 \frac{(KV)^2}{2g(s-1)}$$

Dove:

K è un coefficiente che tiene conto della forma delle pile, pari a 1.5 per pile arrotondate e 1.7 per pile a fronte rettangolare;

V è la velocità in corrispondenza delle pile, determinata moltiplicando la velocità media della corrente nella sezione (Q/A) per un coefficiente compreso tra 0.9 (per una pila vicina alle sponde) e 1.7 (per una pila in alveo in corrispondenza dell'esterno di una curva).

La formula di Izbash riarrangiata (Richardson e Davis) descritta in precedenza, risulta essere tra quelle più utilizzate, specie per correnti con bassi valori del numero di Froude, quali quelle in esame.

Tale formulazione è anche quella il cui utilizzo è raccomandato dalla FHWA degli Stati Uniti per il dimensionamento delle protezioni delle pile in alveo dei ponti stradali nelle linee guida HEC-18 e HEC-23 "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance (Hydraulic Engineering Circular No. 23)".

Il calcolo è stato eseguito in condizioni post - operam.

I risultati dei calcoli sono riportati nelle seguenti tabelle, per tutte le pile, dove calcolato il valore minimo teorico del diametro medio, è indicato il valore assunto in progetto ed il relativo peso, mantenendo in generale un congruo margine per tenere conto di fenomeni non prevedibili.

Viadotto Mesima 1

Il calcolo è stato condotto per ciascuna coppia di pile. I valori di velocità utilizzati sono relativi alla portata duecentennale di progetto.



VIADOTTO MESIMA 1 - DIMENSIONAMENTO PROTEZIONE CON SCOGLIERA						
pila	velocità corrente	k1	k2	diametro medio teorico	diametro medio di progetto (d50)	peso medio
-	m/s			m	m	kg
1	1.88	1.70	1.60	0.58	1.1	2000
2	1.96	1.70	1.70	0.71	1.3	3000
3	2.24	1.50	1.00	0.25	0.7	500
4	1.76	1.50	1.50	0.35	0.7	500
5	1.60	1.50	1.70	0.37	1.1	2000
6	1.61	1.50	1.20	0.19	0.7	500

Viadotto Mesima 2

Le velocità di corrente relative alla piena duecentennale risultano molto elevate (tra 6.0 e 8.0 m/s). Questi valori scaturiscono, come già precedentemente illustrato, da una sollecitazione idraulica assolutamente eccedente rispetto alle caratteristiche geometriche dell'opera.

In queste condizioni idrodinamiche le protezioni con scogliera non forniscono margini di sicurezza accettabili, risultano, invece, maggiormente indicate opere strutturali sulle fondazioni che offrono sicuramente maggiori garanzie di riuscita, quali ad esempio interventi di sottofondazione.

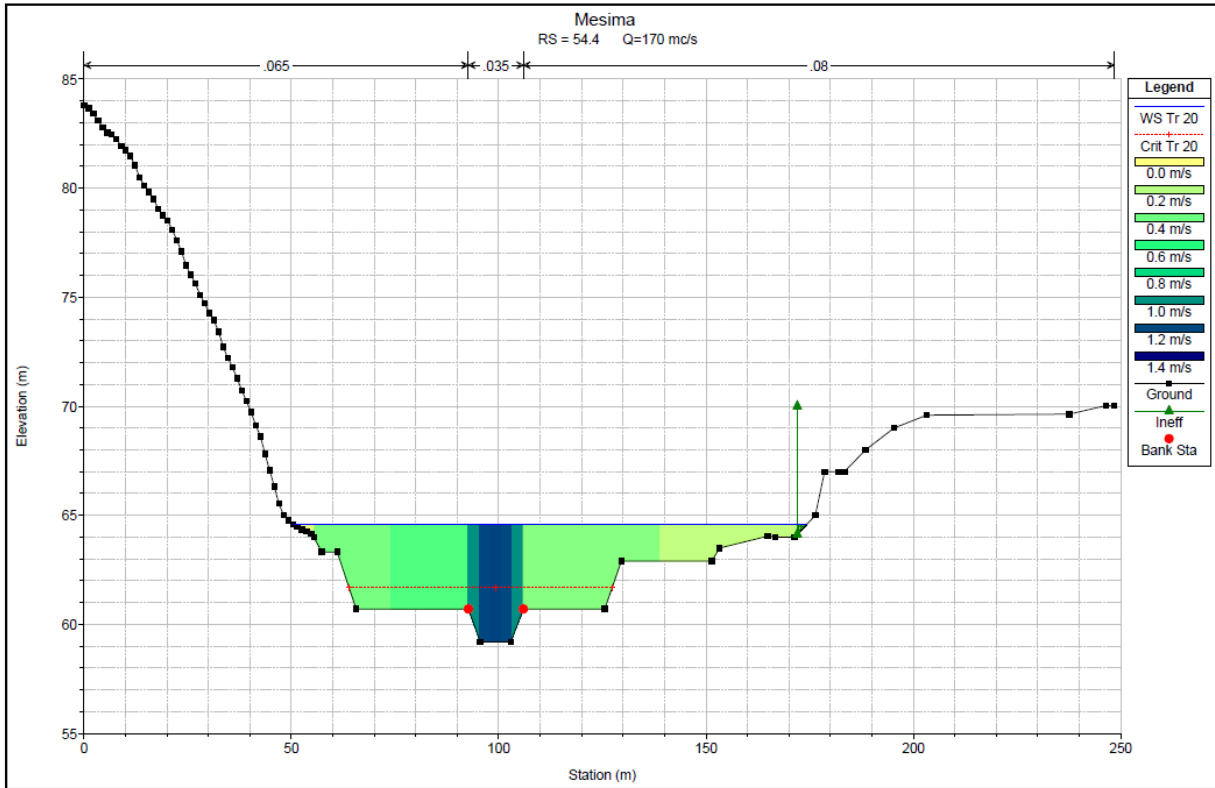
In ragione di ciò, volendo fornire in ogni caso nell'ambito del presente progetto un'opera di presidio in grado di ridurre e contrastare i fenomeni di scalzamento almeno per scenari di piena meno gravosi rispetto alla piena duecentennale, si prevede di dimensionare una protezione in massi in grado di salvaguardare l'opera per una piena a maggiore frequenza.

Per tale motivo, si prevede di dimensionare una protezione in grado di salvaguardare l'opera con portata transitante pari a 170 mc/s (pari a circa $\frac{1}{4}$ della piena duecentennale). Per portate superiori la scogliera prevista non è in grado di contrastare il fenomeno di scalzamento.

La scelta di limitare la portata di transito al valore in parola è anche conseguente alla previsione di adeguamento futuro che comporterà la realizzazione di una nuova luce di transito che determinerà un alleggerimento significativo del cemento idraulico dell'opera esistente.



Relazione Idraulica



In condizione di piena frequente (170 mc/s) il dimensionamento della protezione con scogliera è di seguito esplicitato.

VIADOTTO MESIMA 2 - DIMENSIONAMENTO PROTEZIONE CON SCOGLIERA Q = 170mc/s						
pila	velocità corrente	k1	k2	diametro medio teorico	diametro medio di progetto (d50)	peso medio
-	m/s			m	m	kg
1	1.80	1.50	1.60	0.41	1.1	2000
2	1.80	1.50	1.70	0.46	1.1	2000

Viadotto Mesima 3 e 4

Il calcolo è stato condotto per ciascuna coppia di pile. I valori di velocità utilizzati sono relativi alla portata duecentennale di progetto.



VIADOTTO MESIMA 3 - DIMENSIONAMENTO PROTEZIONE CON SCOGLIERA

pila	velocità corrente	k1	k2	diametro medio teorico	diametro medio di progetto (d50)	peso medio
-	m/s			m	m	kg
1	2.29	1.70	1.60	0.86	1.3	3000
2	2.29	1.70	1.70	0.97	1.3	3000

VIADOTTO MESIMA 4 - DIMENSIONAMENTO PROTEZIONE CON SCOGLIERA

pila	velocità corrente	k1	k2	diametro medio teorico	diametro medio di progetto (d50)	peso medio
-	m/s			m	m	kg
1	2.81	1.70	1.60	1.29	1.5	4500
2	2.81	1.70	1.70	1.45	1.5	4500

Per il dimensionamento geometrico dell'estensione della protezione in rip-rap attorno alle pile e per la definizione delle spessore, si è fatto riferimento alle risultanze delle molte indagini sperimentali ampiamente riferite in letteratura.

In particolare, sono state prese in esame le risultanze degli studi come riassunte nella tabella seguente.

Conformemente a quanto indicato nella maggioranza degli studi in letteratura, specie riferiti alle protezioni di ponti (FHWA HEC-23), l'intervento protettivo con massi, è previsto con uno spessore pari a circa 2 - 3 volte il diametro dei massi e con un'estensione pari a circa 3b nell'intorno della pila, con b corrispondente alla larghezza della pila stessa.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

Formule per la progettazione delle protezioni in Rip-Rap

Riferimenti Bibliografici	Copertura	Spessore	Quota installazione	Gradazione
Bonasoundas (1973)	Forma semi-circolare ($r=3b$); forma semi-ellittica; larghezza complessiva $7b$	$b/3$		
Neill (2004)	Proiezione della pila a distanza $1.5b$	$>2d_{50}$		
Posey (1974)	Da $1.5b$ a $2.5b$ in tutte le direzioni delle facce delle pile			
Hjorth (1975)	Lunghezza $5.25 b$, larghezza $3b$			
Breusers e al. (1977)	$2b$ dalla faccia della pila	$3 d_{50}$	Alcune distanze al di sotto del livello del letto del fiume per impedire eccessive esposizioni	
Lagasse e al. (2001)	Larghezza $>5b$	$>3 d_{50}$	Rip-rap al livello del letto	$d_{50} > 0.5 d_{min}$
Chiew (1995)	$\frac{C_v}{D} \geq 12.5 \frac{V}{V_c} - 2.75$ D =diametro pila			
Parola (1995)	Semicircolare, triangolare, larghezza complessiva $7b$			
Croad (1997)	$>5.5 b$	$2 d_{50}$		$d_{min} \leq d_{50}$ $d_{50} \leq 2 d_{15}$
Lauchlan (1999)	$1b - 5b$ in tutte le direzioni delle facce della pila	$2 d_{50} - 3 d_{50}$	Fattore per il livello di posizionamento	$0.5 d_{min} < d_{50}$
Brown e Clyde (1989)	$2b$ dalla faccia della pila	$\geq 3 d_{50}$	Posto al di sotto della corrente ad una altezza equivalente al livello atteso	
Fortherby (1995) Fortherby e Ruff (1999)	$1.5 b$ min	$2D$ min		
CUR e RWS (1995)	$3b$ nella direzione controcorrente e $4b$ in entrambi i lati a valle	$2b$	Sopra il livello della superficie del flusso	
Parker e al. (1998)	Copertura laterale totale	almeno $3 d_{50}$		
Lim e Chiew (2001)	FHWA copertura di $2b$ dalla faccia della pila	$>1.5 d_{50}$		

L'imbasamento delle scogliere avverrà sempre sopra la quota di imposta dei plinti delle pile.

In corrispondenza delle spalle e dei quarti di cono dei rilevati di approccio si prevede invece, al fine di minimizzare i risentimenti indotti sul sistema fondazionale, di intervenire con l'impiego di tecniche di miscelazione meccanica dei terreni in sito con agenti leganti tipo "Soil mixing. La

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 66 di 77



tecnica utilizzata consentirà al contempo di ridurre i volumi di scavo e di semplificare contestualmente le fasi costruttive dell'opera.

In pratica, nell'intorno delle spalle e delle parti limitrofe dei rilevati, si propone la realizzazione di un trattamento preventivo dei terreni in posto mediante l'impiego di tecniche di miscelazione meccanica in sito tipo "Soil Mixing" accoppiato, in sommità, ad un rivestimento finale costituito da lastre in c.a. avente funzione di rivestimento finale. Il rivestimento permanente costituito dalle lastre in c.a. avrà funzione di "capping" definitivo dei terreni posti a ridosso dei manufatti di attacco ai rilevati, oltre che di rinforzo e collegamento delle colonne di terreno cementato in modo da conferire al sistema un'elevata resistenza in tutte le direzioni.

La tecnica di miscelazione meccanica in sito *Soil Mixing* permette la realizzazione di elementi colonnari consistenti nel sottosuolo senza asportazione di terreno, senza pratici effetti al contorno dovuti a scarichi tensionali o sovrappressioni indotte, attraverso la miscelazione forzata dei terreni con una miscela cementante.

Le tecniche di miscelazione meccanica in sito sono applicabili in un'ampia varietà di terreni e consentono la realizzazione di colonne di diametro costante con la profondità anche in presenza di forti eterogeneità in termini di composizione granulometrica ed addensamento, che tipicamente contraddistinguono i riporti e i depositi alluvionali in posto presenti nell'alveo del Fiume Mesima. I metodi e le attrezzature per l'implementazione di interventi di consolidamento dei terreni con tecnologie di miscelazione in sito, rendono il Soil Mixing particolarmente flessibile e adattabile ad impieghi molto diversi.

Diverse geometrie di installazione possono essere ottenute in funzione degli obiettivi che si vogliono raggiungere e delle specifiche condizioni di sito.

Ai presenti fini progettuali, in particolare, si prevede la realizzazione di una serie di colonne di terreno cementato realizzate con la tecnica del "Soil Mixing" di diametro nominale 600 mm e lunghezza variabile tra 5 e 8 m. La fila più esterna è costituita da colonne parzialmente sovrapposte, mentre le file interne sono disposte ad intervalli regolari secondo una maglia in grado di garantire anche l'ancoraggio delle lastre in c.a. di rivestimento.

10. VERIFICHE SISTEMAZIONI ALVEO INCISO

Le sistemazioni in scogliera rinverdita previste in corrispondenza dell'alveo inciso del fiume Mesima sono state verificate a fenomeni di trascinamento dovuti all'azione della corrente, in corrispondenza della sollecitazione con tempo di ritorno duecentennale.

La verifica è stata eseguita con il metodo delle tensioni di trascinamento, che prevede il confronto tra le tensioni esercitate dall'acqua sul rivestimento e le tensioni resistenti delle protezioni in massi.



Calcolo delle tensioni agenti

L'espressione per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo fa riferimento al raggio idraulico R

$$\tau_b = \gamma_w Ri$$

dove

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

R è il raggio idraulico;

i è la pendenza piezometrica.

Le espressioni precedenti fanno riferimento alle condizioni al fondo del canale. Per la verifica della stabilità delle sponde si è fatto riferimento ad un valore massimo della tensione tangenziale pari a :

$\tau_m = 0.75\gamma_w Ri$ che è chiaramente un valore ridotto della massima tensione tangenziale.

Calcolo delle tensioni resistenti

La tensione tangenziale resistente al fondo (tensione tangenziale critica), è data da:

$$\tau_c = C_* (\gamma_s - \gamma_w) d_m$$

dove :

γ_s è il peso specifico dell'inerte;

d_m il diametro medio del materiale litoide che costituisce il rivestimento;



γ_w è il peso specifico dell'acqua;

Il coefficiente C^* di Shields per il pietrame è stato fissato pari a 0.05. Per le verifiche di materiale granulare è stato posto pari a 0.11.

Le espressioni precedenti si riferiscono al rivestimento di fondo del corso d'acqua; per quello sulle sponde occorre ridurre la tensione limite secondo la formula

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \varphi}}$$

dove:

θ è la pendenza della sponda;

φ è l'angolo di attrito interno del pietrame che costituisce il rivestimento. Per massi naturali si può assumere, sulla base delle esperienze, $\varphi = 67^\circ$.

Il rivestimento risulta stabile se è verificato che le tensioni agenti sono inferiori delle tensioni resistenti.

Di seguito si riportano le verifiche svolte lungo le sistemazioni previste in progetto. Tutti gli interventi risultano verificati alle azioni di trascinamento.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

VERIFICA SCOGLIERA INALVEAZIONE PR. 0+900

tensioni agenti

4.60	R	m	raggio idraulico
0.0060	i	m/m	pendenza
27.60	τ_0	kg/mq	tensione fondo
20.70		kg/mq	tensione sponde

tensioni resistenti

0.05	C		coefficiente di Shields
2,600	γ_s	Kg/mc	peso specifico riempimento
0.90	d_{50}	m	pezzatura media
67	ϕ	gradi	angolo attrito materiale
27.00	θ	gradi	angolo sponde
72.00	τ_c	kg/mq	tensione fondo
62.64	τ_m	kg/mq	tensione sponde

VERIFICA SCOGLIERA VIADOTTO MESIMA 1

tensioni agenti

5.16	R	m	raggio idraulico
0.0030	i	m/m	pendenza
15.48	τ_0	kg/mq	tensione fondo
11.61		kg/mq	tensione sponde

tensioni resistenti

0.05	C		coefficiente di Shields
2,600	γ_s	Kg/mc	peso specifico riempimento
0.90	d_{50}	m	pezzatura media
67	ϕ	gradi	angolo attrito materiale
27.00	θ	gradi	angolo sponde
72.00	τ_c	kg/mq	tensione fondo
62.64	τ_m	kg/mq	tensione sponde

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 70 di 77



Relazione Idraulica

VERIFICA SCOGLIERA VIADOTTO MESIMA 2

tensioni agenti

5.57	R	m	raggio idraulico
0.0112	i	m/m	pendenza
62.38	τ_0	kg/mq	tensione fondo
46.79		kg/mq	tensione sponde

tensioni resistenti

0.05	C		coefficiente di Shields
2,600	γ_s	Kg/mc	peso specifico riempimento
0.90	d_{50}	m	pezzatura media
67	ϕ	gradi	angolo attrito materiale
27.00	θ	gradi	angolo sponde
72.00	τ_c	kg/mq	tensione fondo
62.64	τ_m	kg/mq	tensione sponde

VERIFICA SCOGLIERA VIADOTTO MESIMA 3

tensioni agenti

5.47	R	m	raggio idraulico
0.0080	i	m/m	pendenza
43.76	τ_0	kg/mq	tensione fondo
32.82		kg/mq	tensione sponde

tensioni resistenti

0.05	C		coefficiente di Shields
2,600	γ_s	Kg/mc	peso specifico riempimento
0.90	d_{50}	m	pezzatura media
67	ϕ	gradi	angolo attrito materiale
27.00	θ	gradi	angolo sponde
72.00	τ_c	kg/mq	tensione fondo
62.64	τ_m	kg/mq	tensione sponde



Relazione Idraulica

VERIFICA SCOGLIERA INALVEAZIONE PR. 6+600

tensioni agenti

4.39	R	m	raggio idraulico
0.0034	i	m/m	pendenza
14.93	τ_0	kg/mq	tensione fondo
11.19		kg/mq	tensione sponde

tensioni resistenti

0.05	C		coefficiente di Shields
2,600	γ_s	Kg/mc	peso specifico riempimento
0.90	d_{50}	m	pezzatura media
67	ϕ	gradi	angolo attrito materiale
27.00	θ	gradi	angolo sponde
72.00	τ_c	kg/mq	tensione fondo
62.64	τ_m	kg/mq	tensione sponde

VERIFICA SCOGLIERA MESIMA 4

tensioni agenti

5.48	R	m	raggio idraulico
0.0039	i	m/m	pendenza
21.37	τ_0	kg/mq	tensione fondo
16.03		kg/mq	tensione sponde

tensioni resistenti

0.05	C		coefficiente di Shields
2,600	γ_s	Kg/mc	peso specifico riempimento
0.90	d_{50}	m	pezzatura media
67	ϕ	gradi	angolo attrito materiale
27.00	θ	gradi	angolo sponde
72.00	τ_c	kg/mq	tensione fondo
62.64	τ_m	kg/mq	tensione sponde



11. CONCLUSIONI

Gli interventi previsti in progetto inducono un miglioramento generalizzato delle criticità riscontrate nell'assetto attuale di interazione dell'infrastruttura viaria con le piene del fiume Mesima. Si registra in generale un miglioramento delle condizioni di deflusso della piena con aumento dei franchi idraulici in corrispondenza dei viadotti (Mesima 4 escluso). Si evidenzia anche un sostanziale abbassamento dei livelli idrici in corrispondenza delle parti in rilevato più prossime alle opere di sistemazione previste.

Permangono tuttavia situazioni di forte rischio.

Sulla base delle simulazioni e verifiche condotte è possibile riassumere le seguenti principali criticità ineliminabili con interventi di difesa e sistemazione idraulica:

- Franchi idraulici nulli rispetto agli impalcati di alcuni viadotti;
- Rilevati stradali interessati da tiranti idrici in alcuni casi posti a ridosso del franco minimo di 1 m ed in alcuni tratti traccimati dalla piena duecentennale.

Considerate, inoltre, le caratteristiche geometrie delle opere, i franchi idraulici post operam riscontrati e l'interessamento generalizzato dei pulvini delle pile da parte della piena di progetto, permane la possibilità di eventuali accumuli di materiale galleggiante a ridosso delle opere di scavalco con eventuale parziale ostruzione delle luci di deflusso e conseguente sopralzo dei tiranti idrici;

Considerate le criticità sopra evidenziate corre l'obbligo di segnalare che appare quanto mai necessario prevedere la chiusura preventiva dell'infrastruttura viaria in concomitanza delle piene rilevanti. A tale scopo si renderà necessario implementare un apposito sistema di monitoraggio dei livelli idrici e delle condizioni meteo a livello di bacino in modo da interdire preventivamente ed automaticamente il transito veicolare nel tratto oggetto di analisi.

Considerate, inoltre, le spinte idrodinamiche prevedibili sulle opere e gli scalzamenti fondazionali residui attesi. Si ritiene necessario prevedere un'apposita analisi di verifica strutturale delle opere in viadotto. Tale valutazione dovrà tenere conto dello scalzamento massimo atteso sulle fondazioni delle pile e delle spalle presenti in alveo di piena e della spinta idrodinamica ingenerata dal sopralzo idrico indotto dalla struttura.

Appare utile, inoltre, prevedere un sistema di monitoraggio dei fenomeni di scalzamento sulle opere in alveo e sulle opere di difesa al piede dei rilevati ed in generale dello stato di manutenzione dell'opera e dell'alveo ai fini della funzionalità idraulica. Questo può consentire nel tempo interventi di manutenzione preventiva a difesa del corpo stradale.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

12. ALLEGATO 1: SIMULAZIONI ANTE OPERAM

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

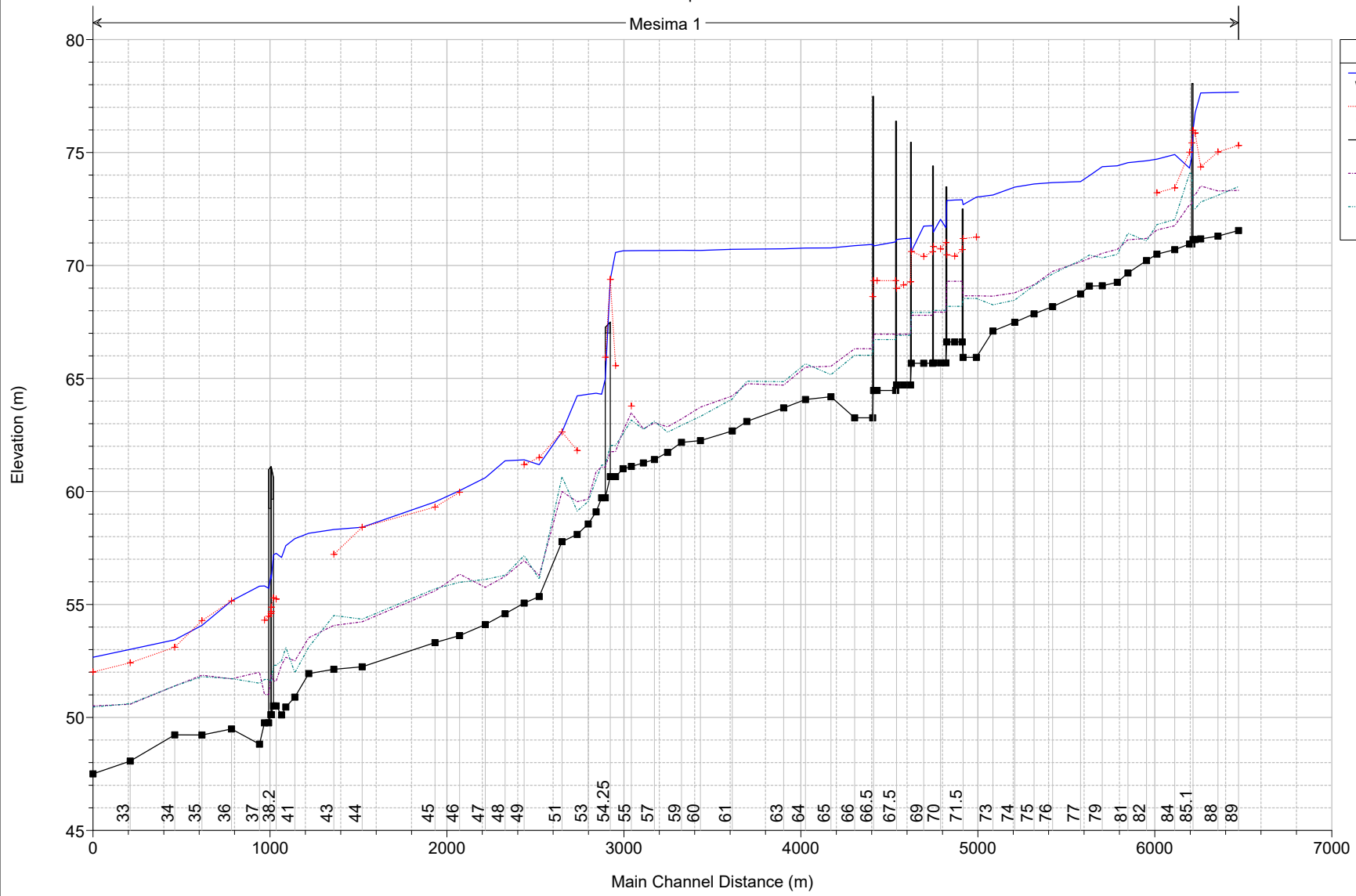


Pag. 74 di 77

Mesima Moto Permanente

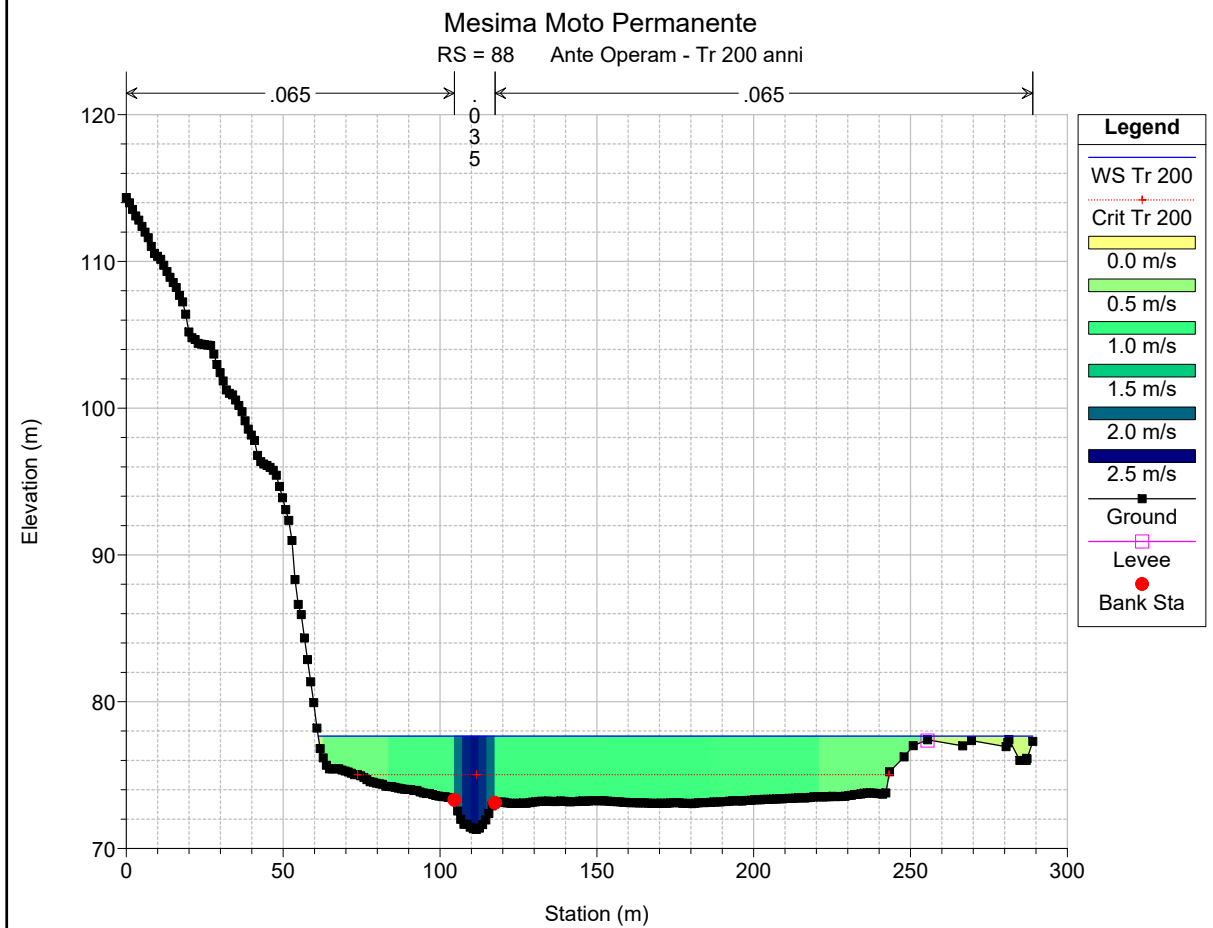
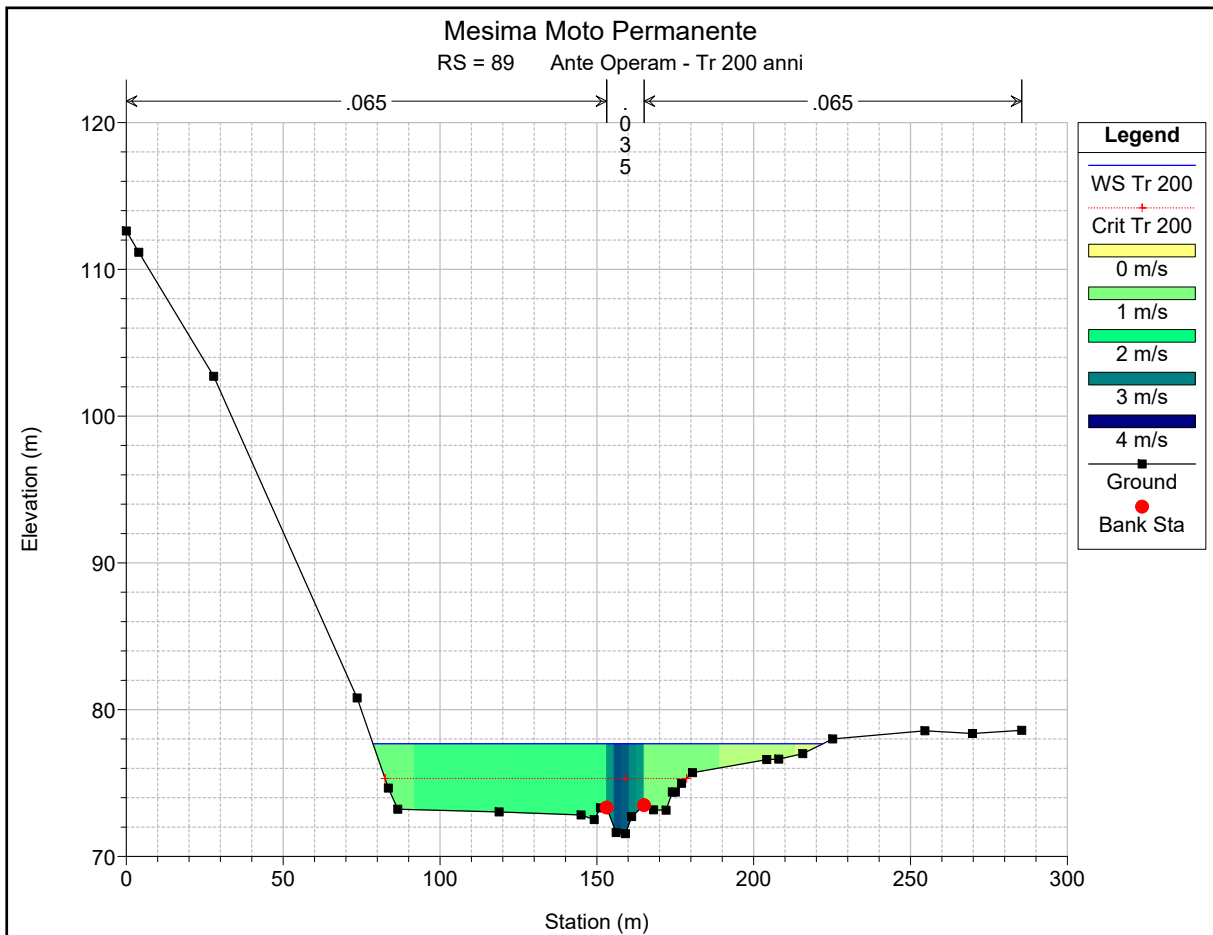
Ante Operam - Tr 200 anni

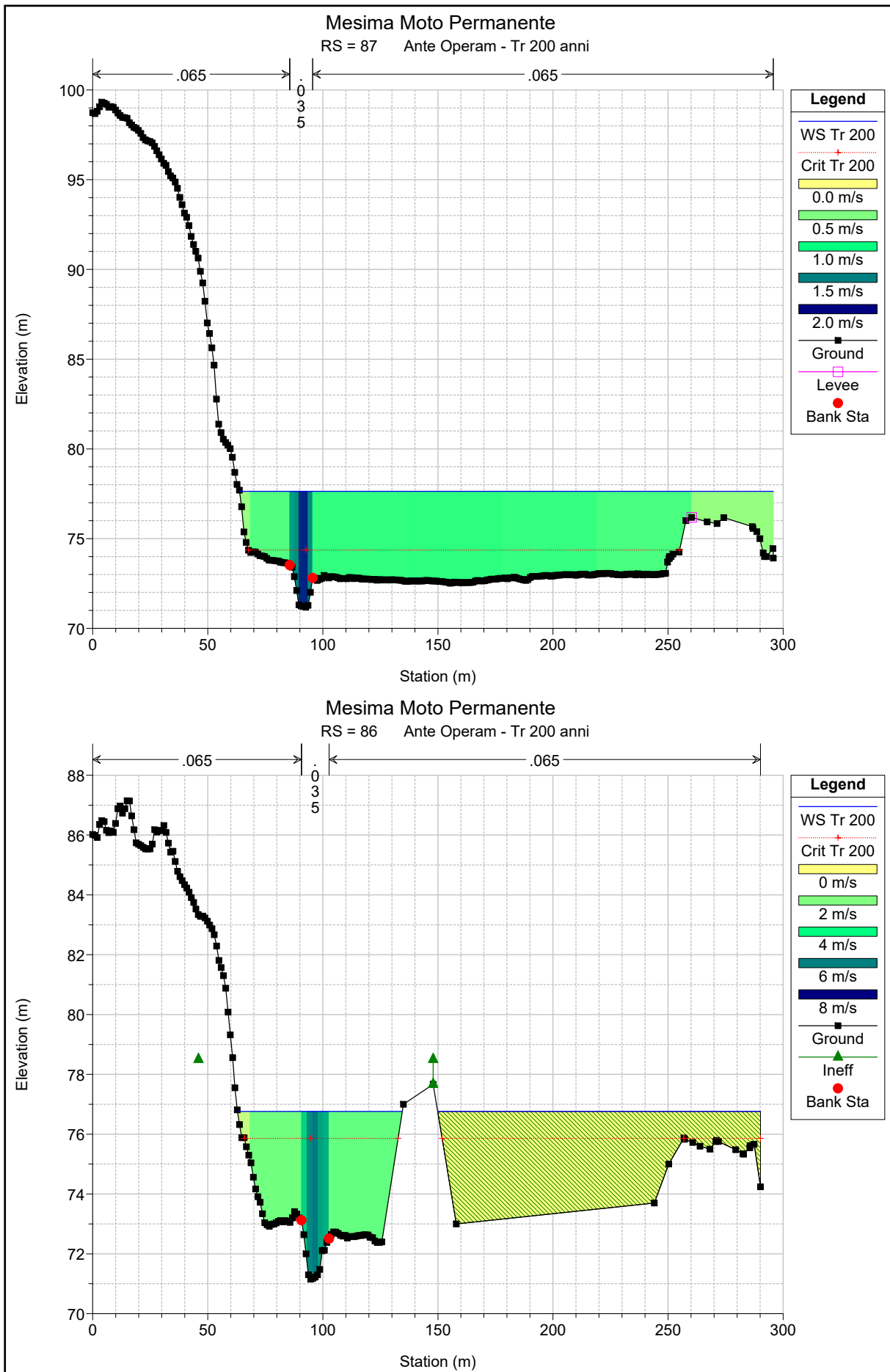
Mesima 1

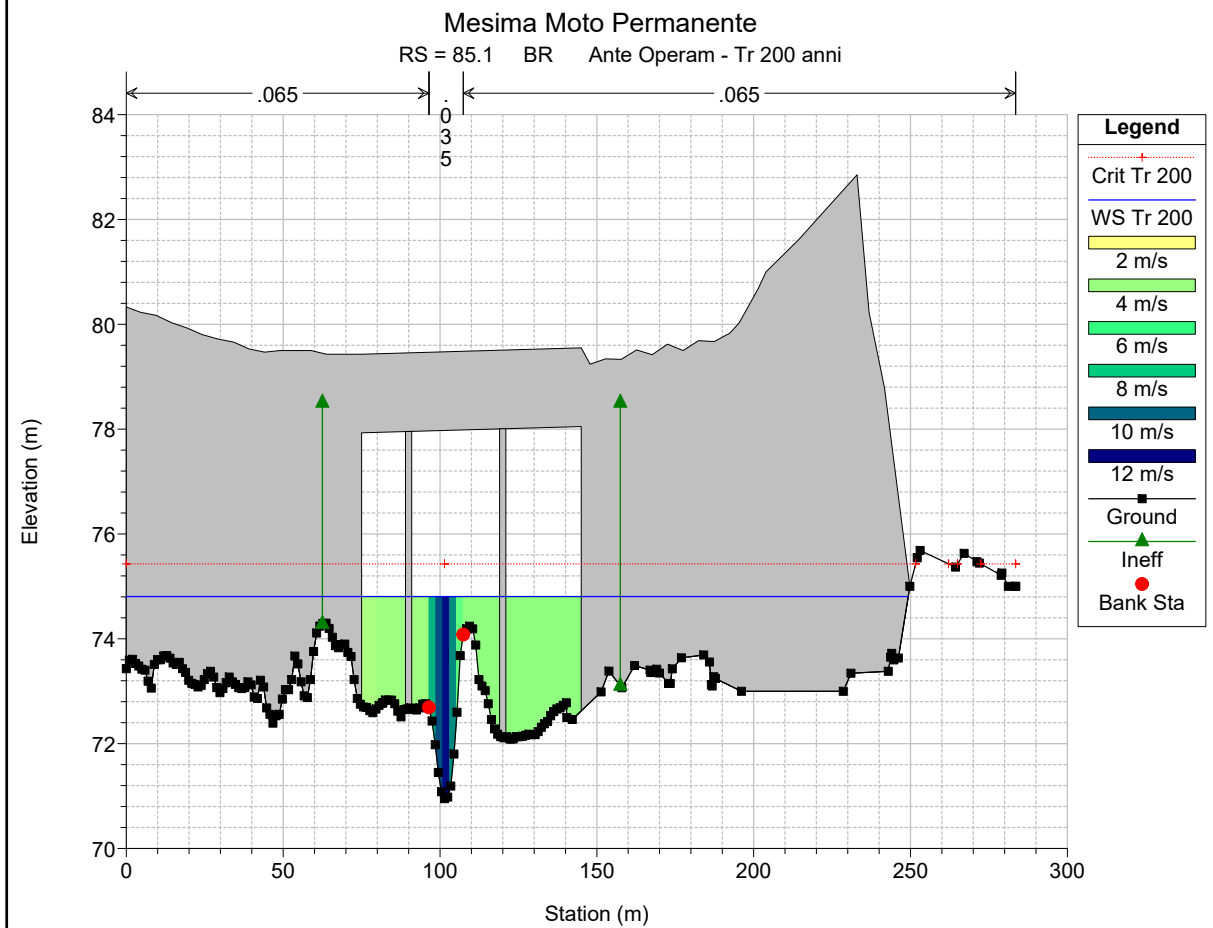
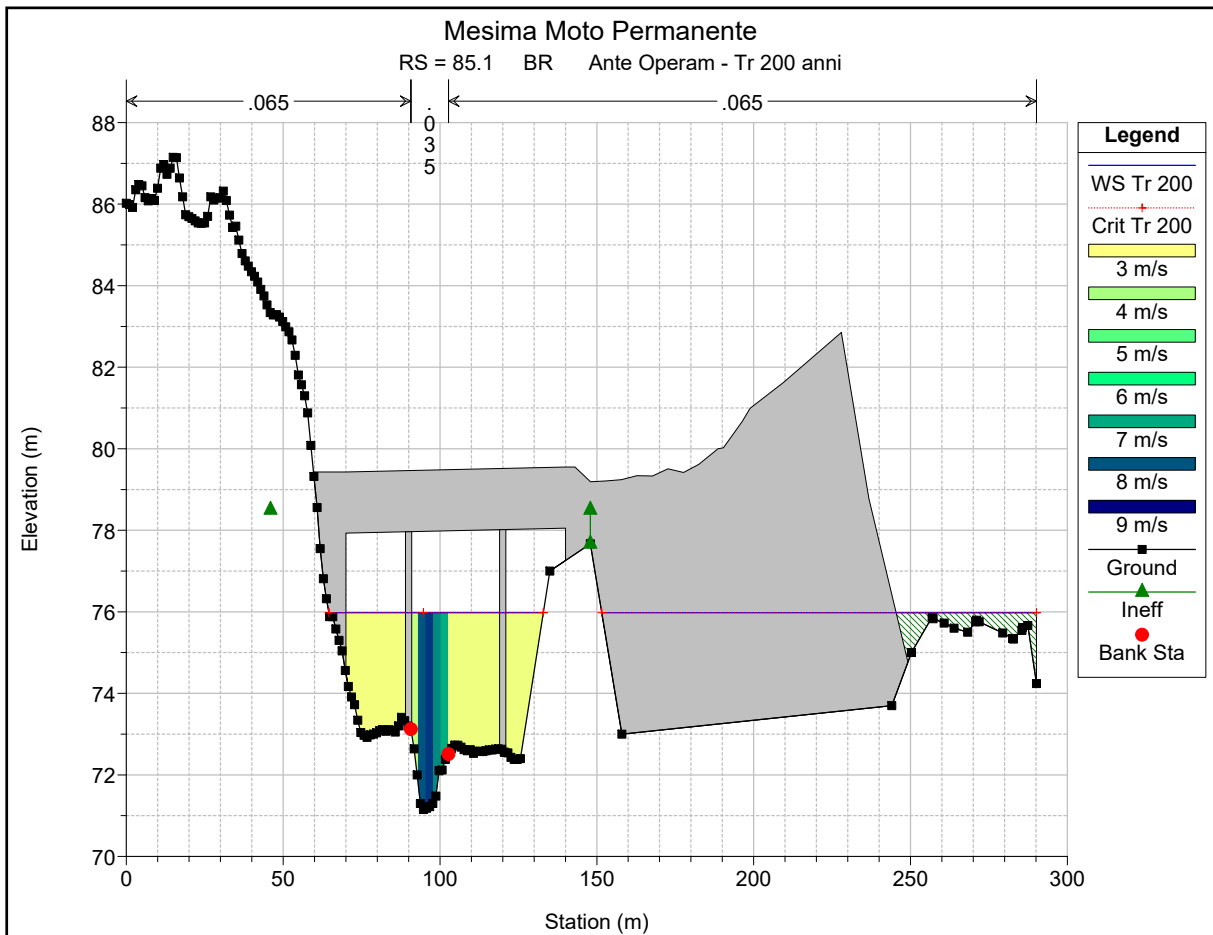


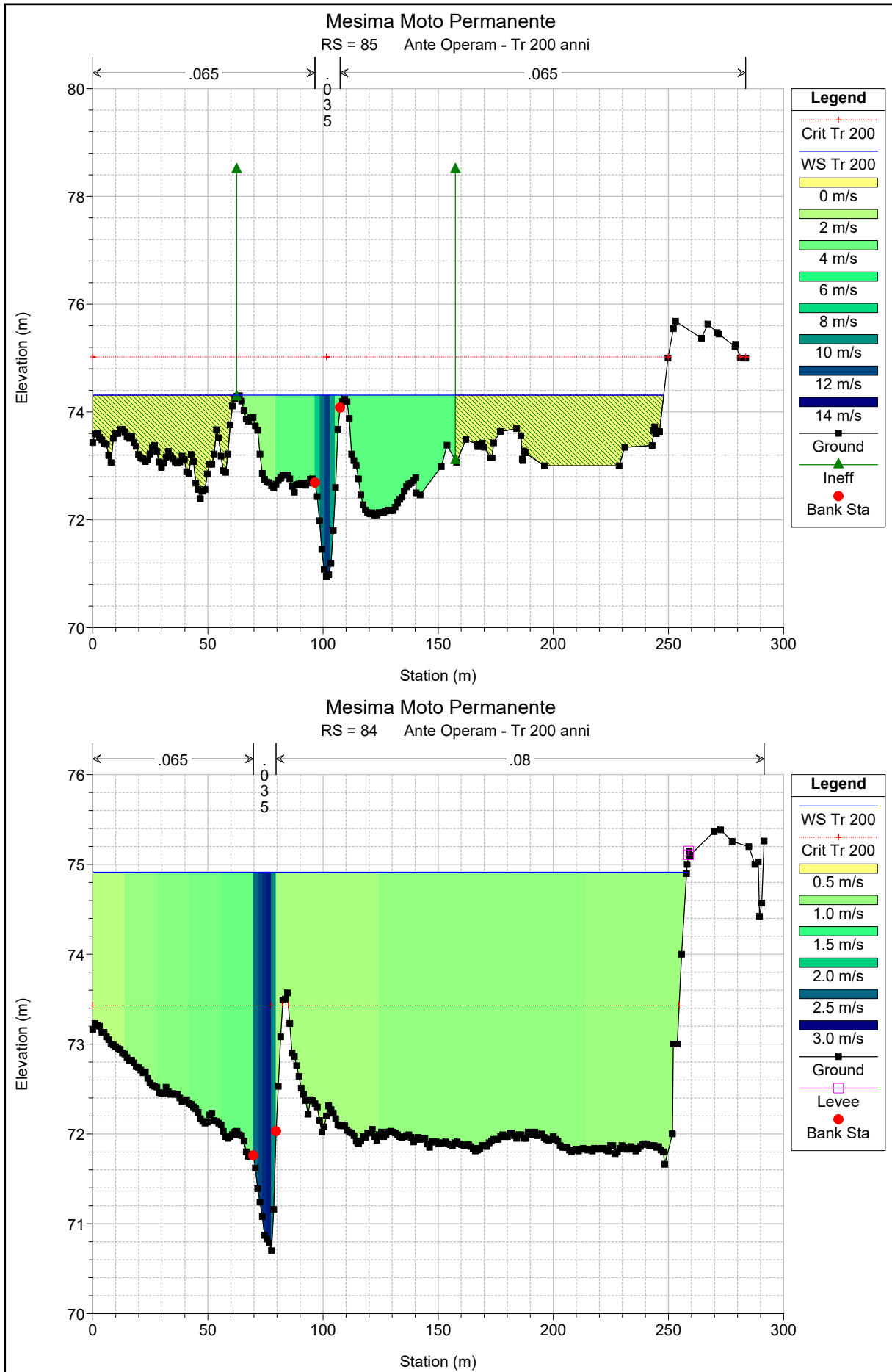
Legend	
—	WS Tr 200
⋈	Crit Tr 200
■	Ground
⋯	LOB
⋯	ROB

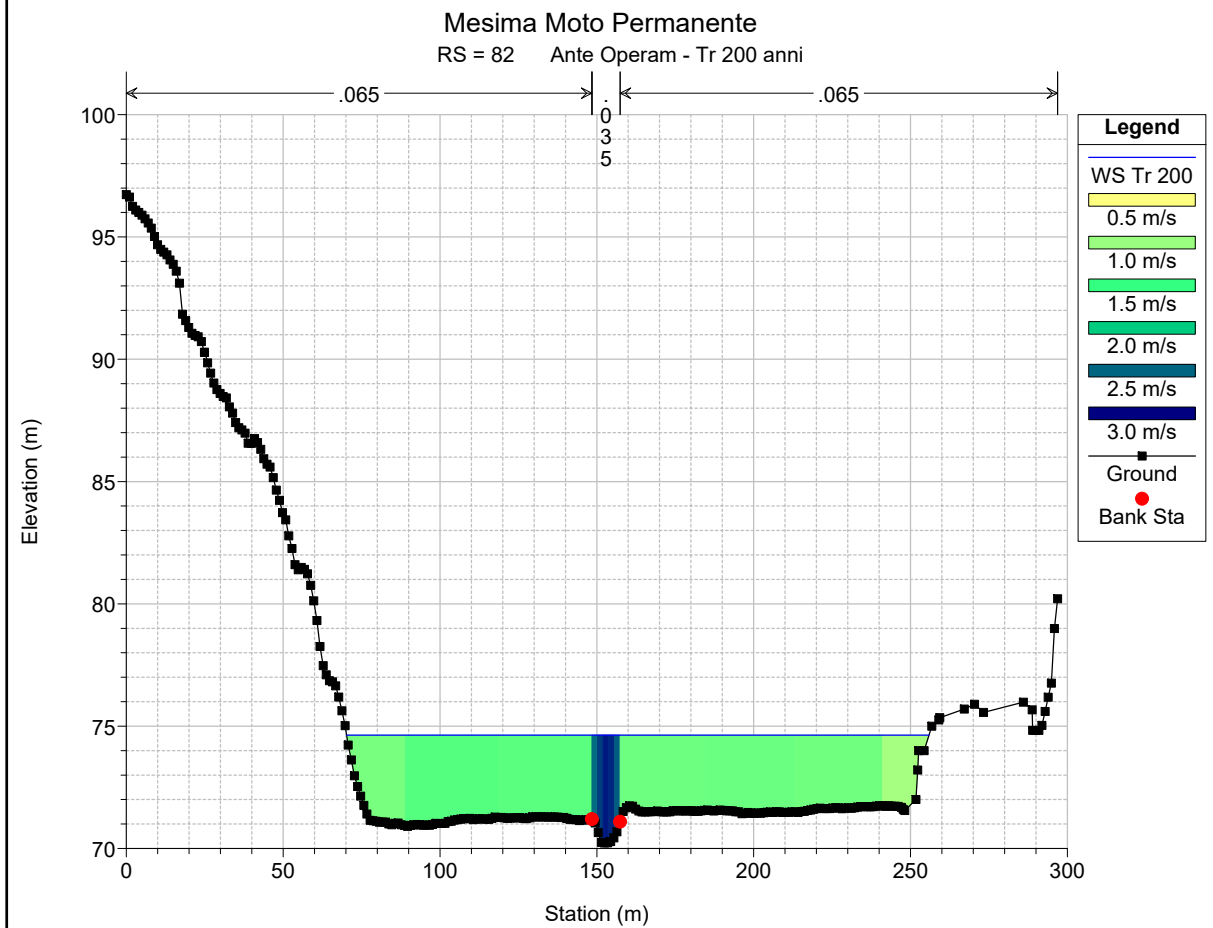
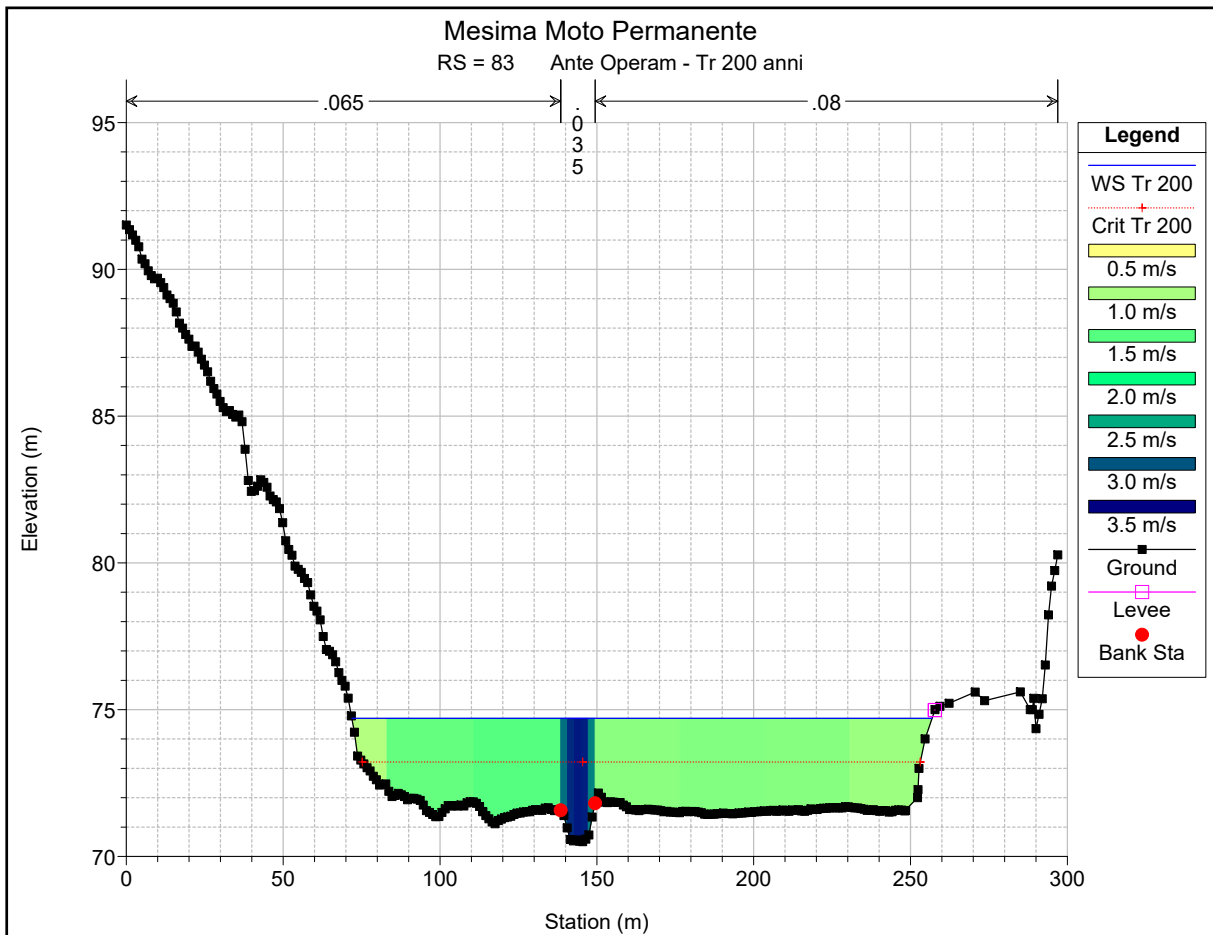
33 34 35 36 37 38.2 41 43 44 45 46 47 48 49 51 53 54.25 55 57 59 60 61 63 64 65 66 66.5 67.5 69 70 71.5 73 74 75 76 77 79 81 82 84 85.1 88 89

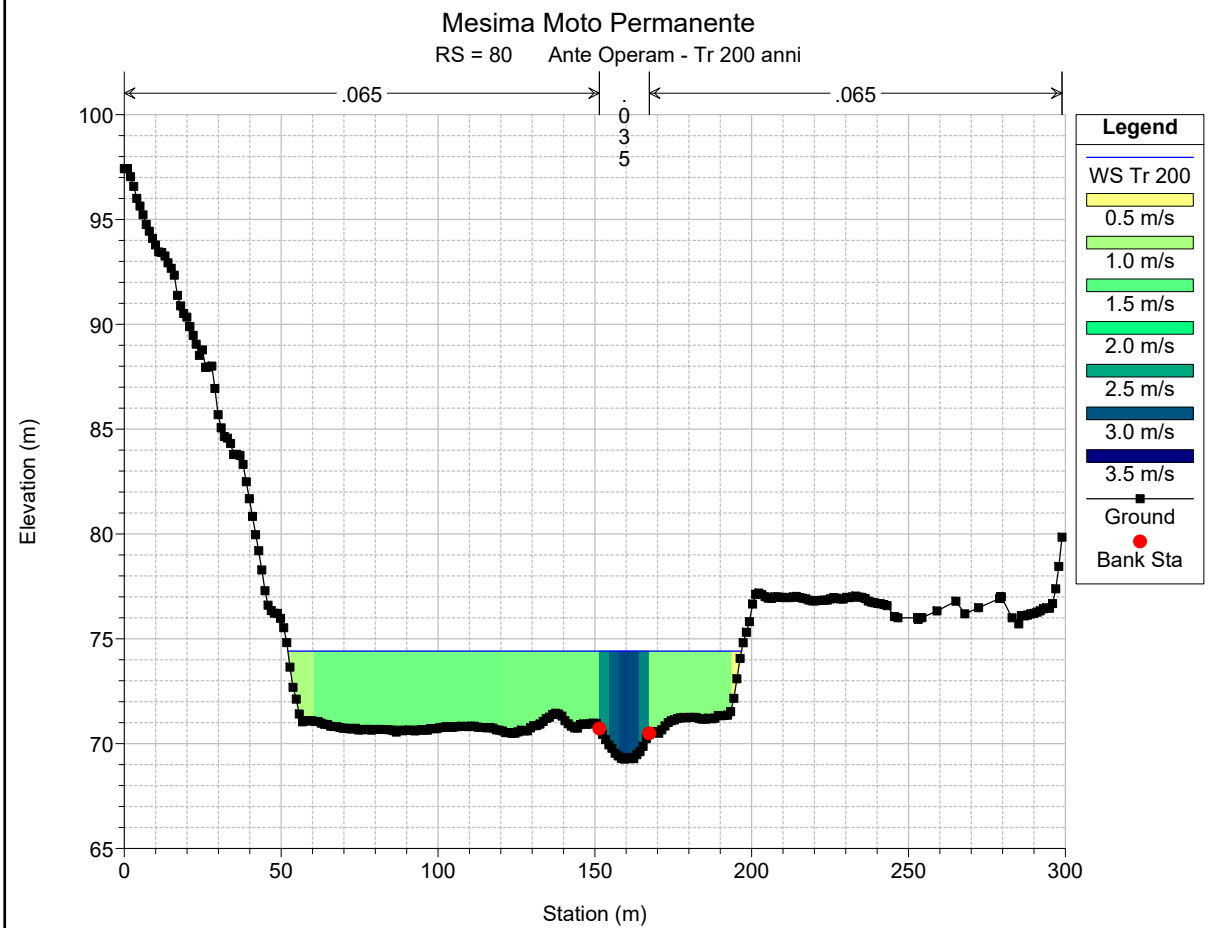
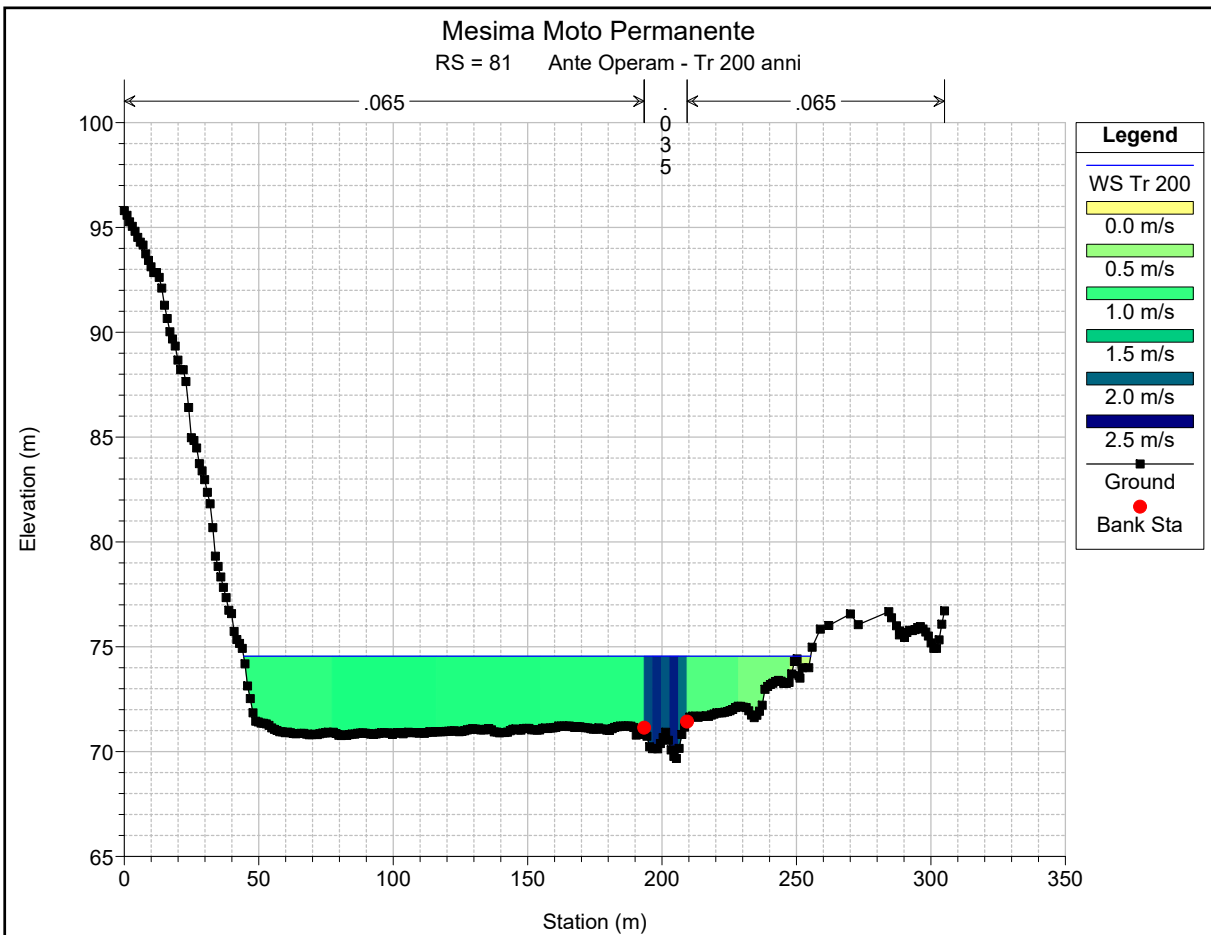


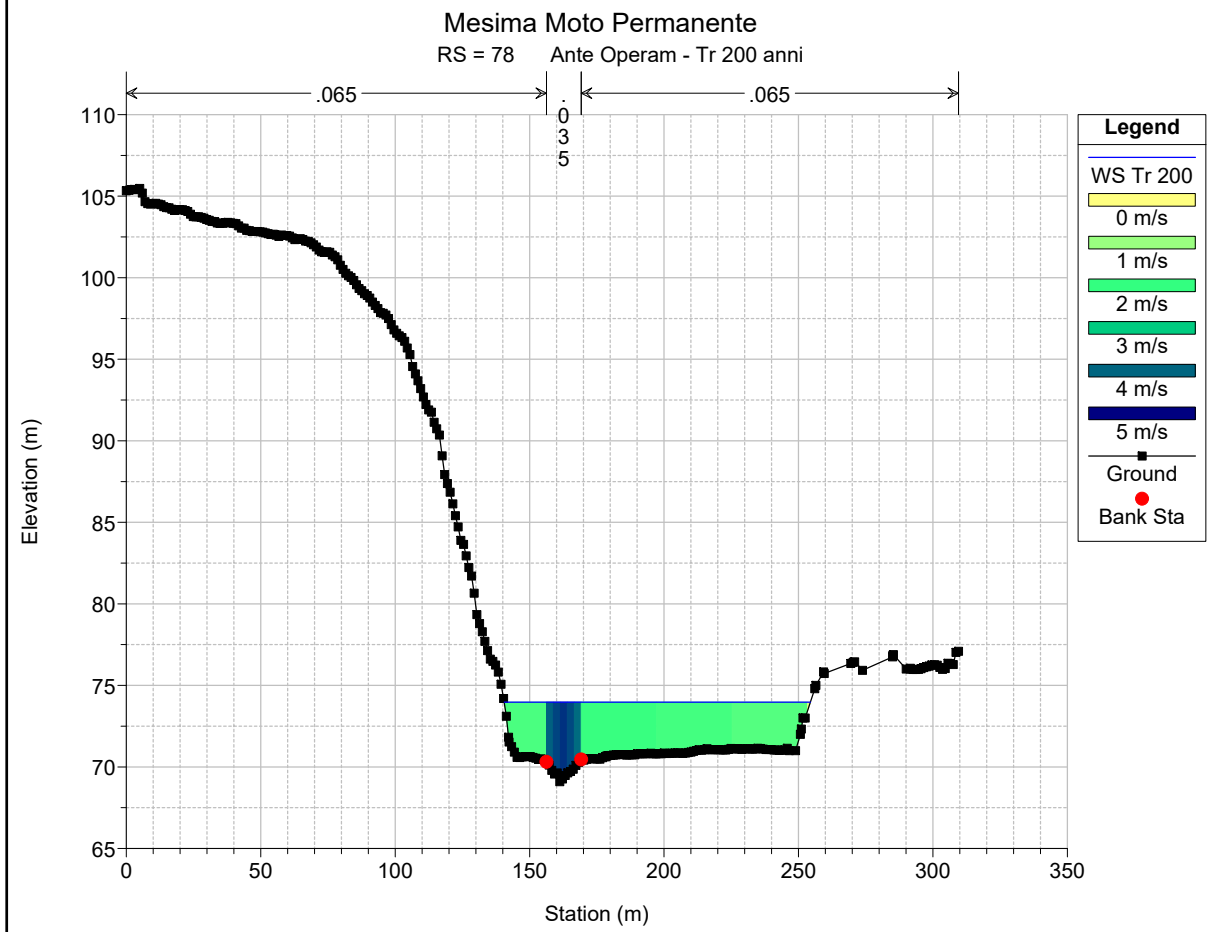
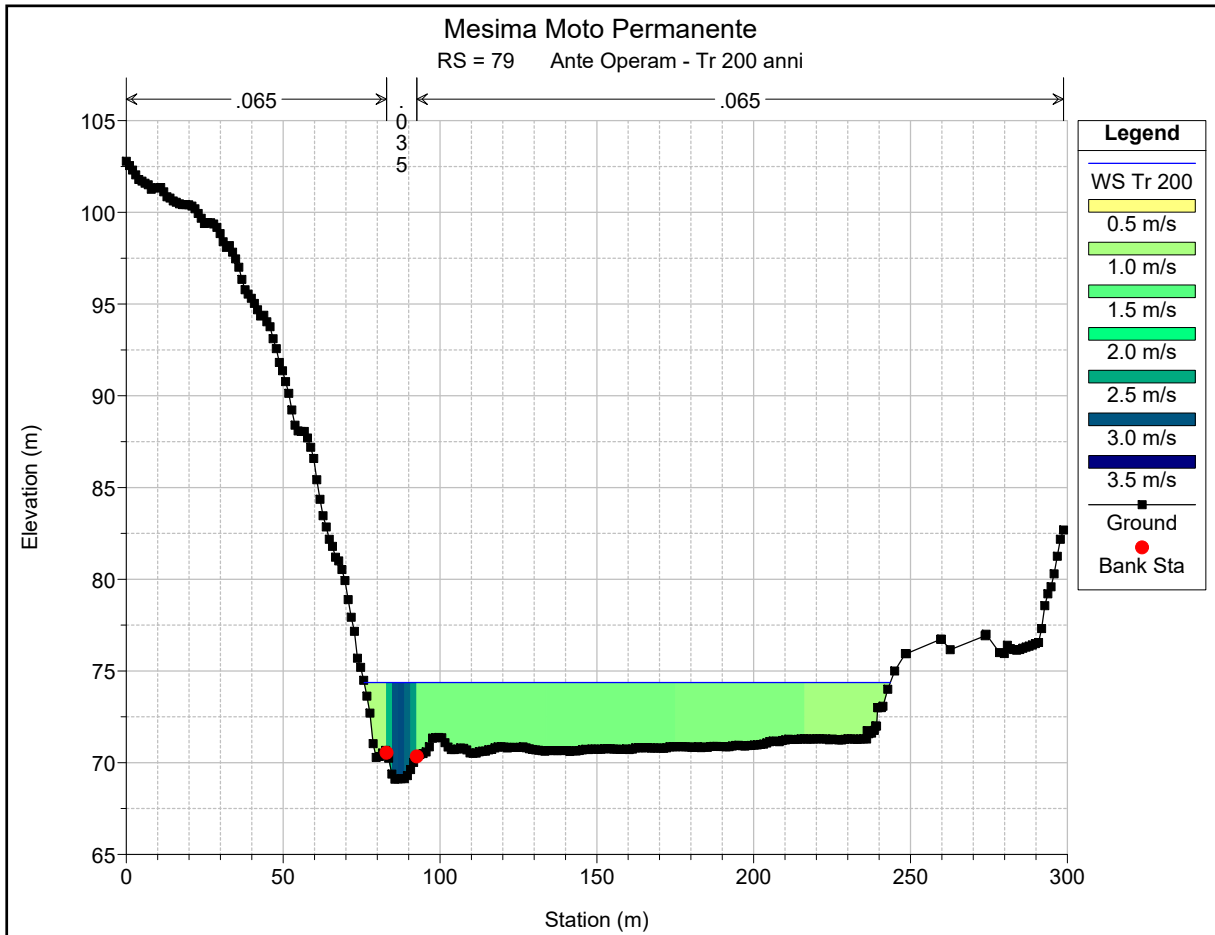


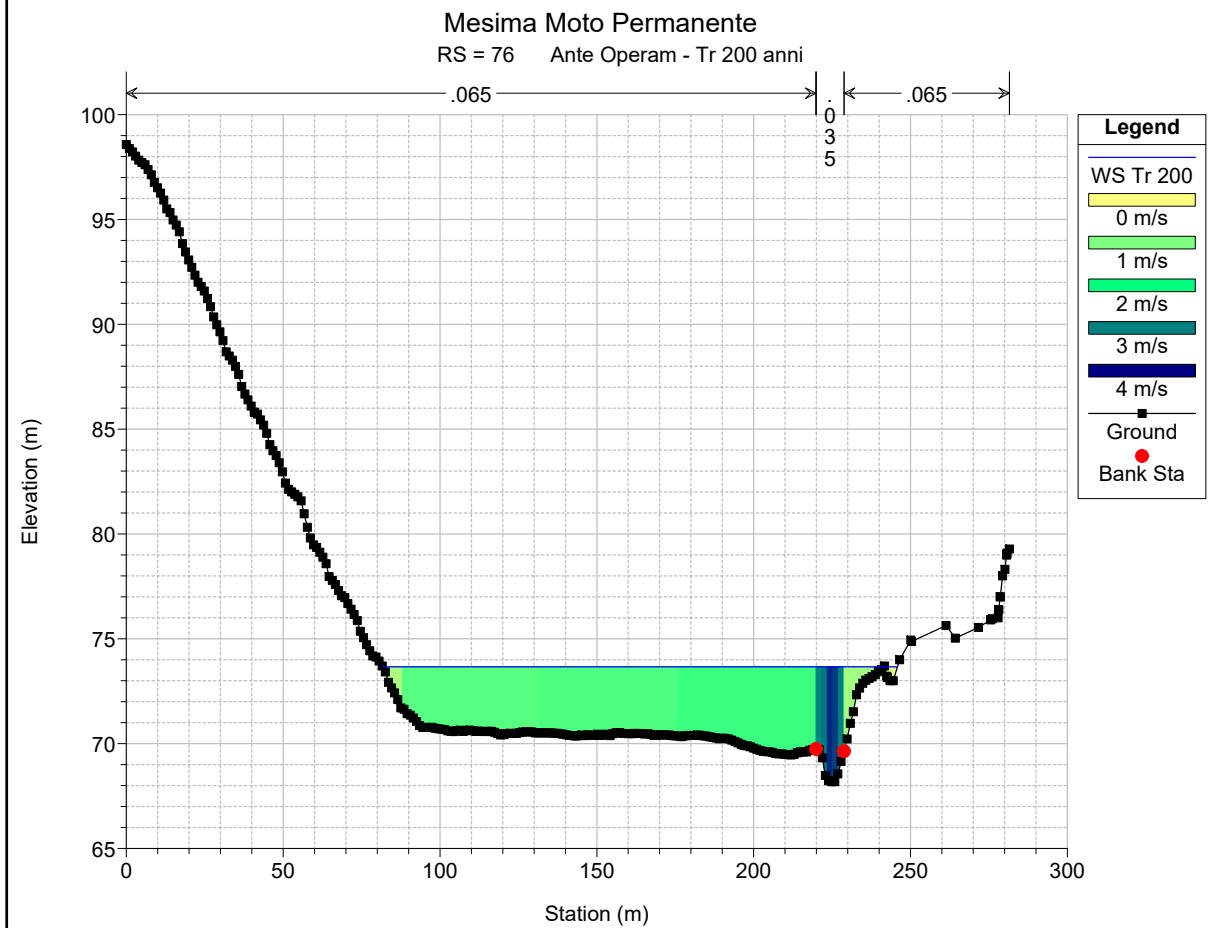
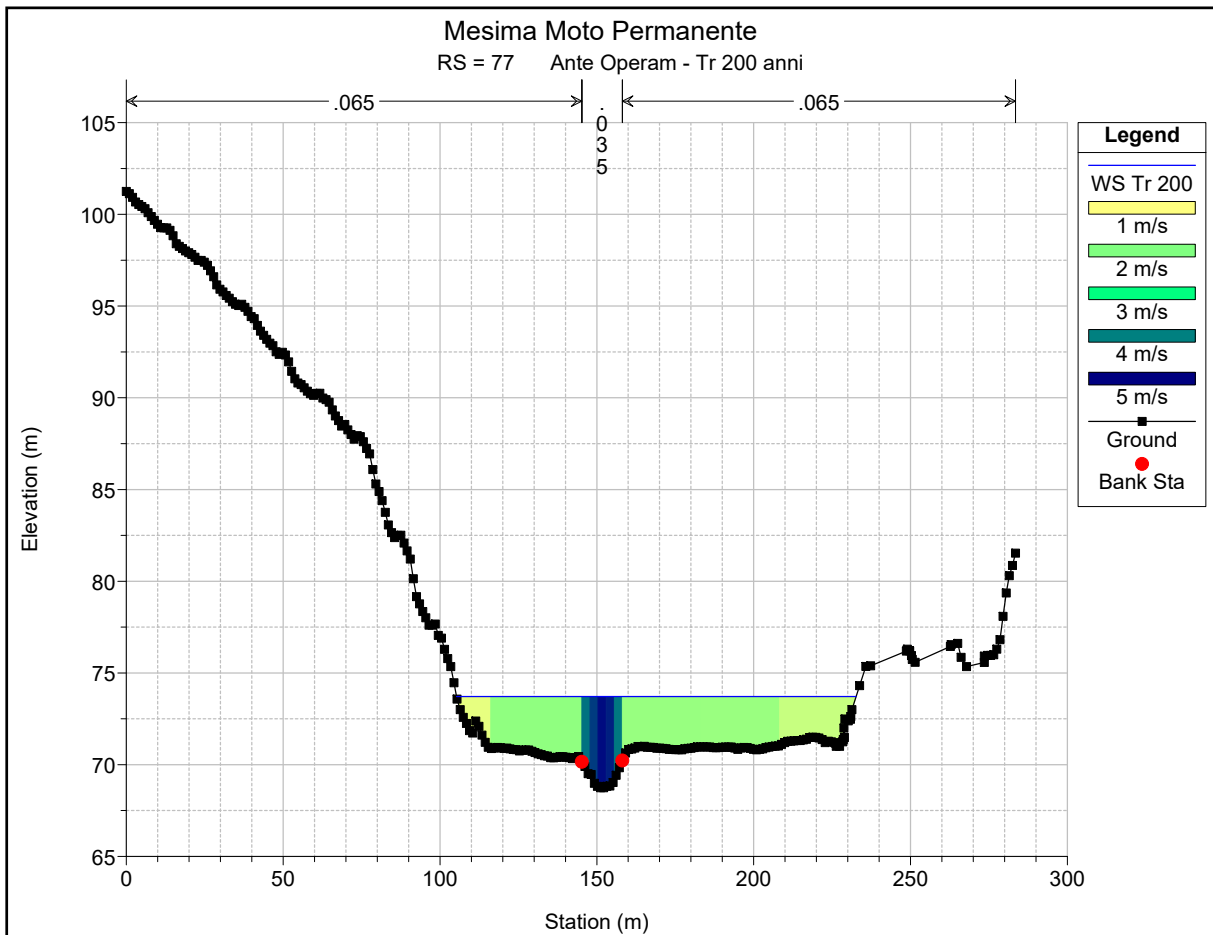


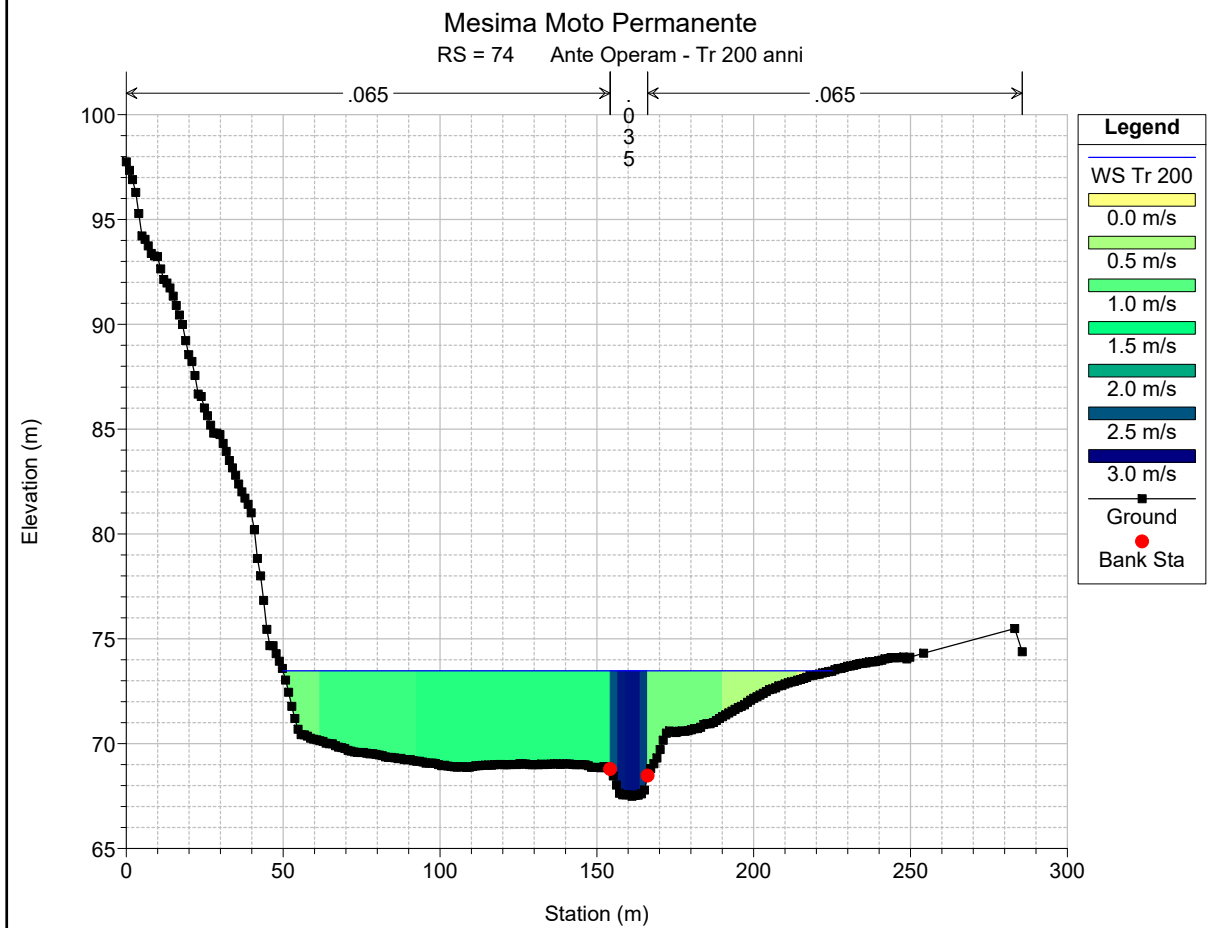
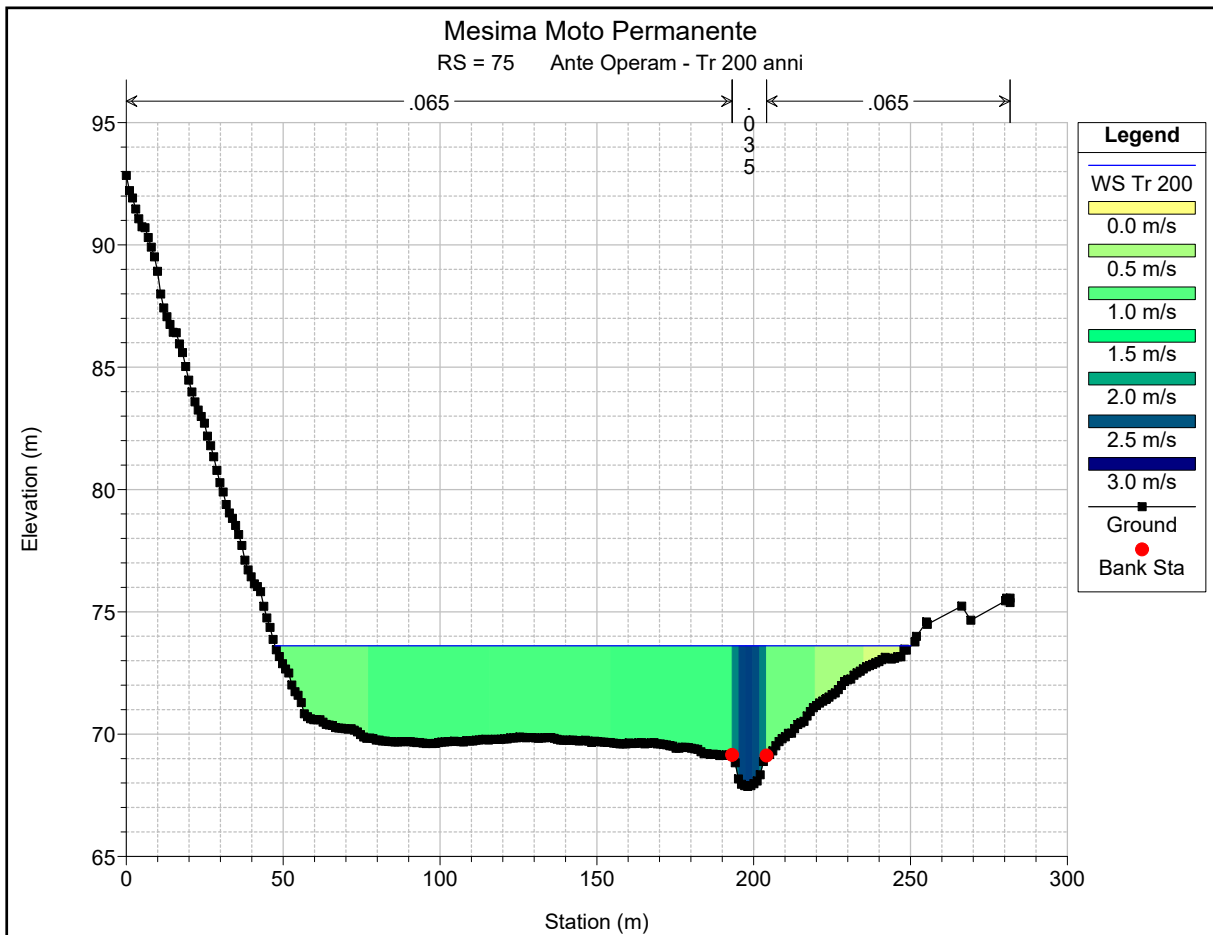


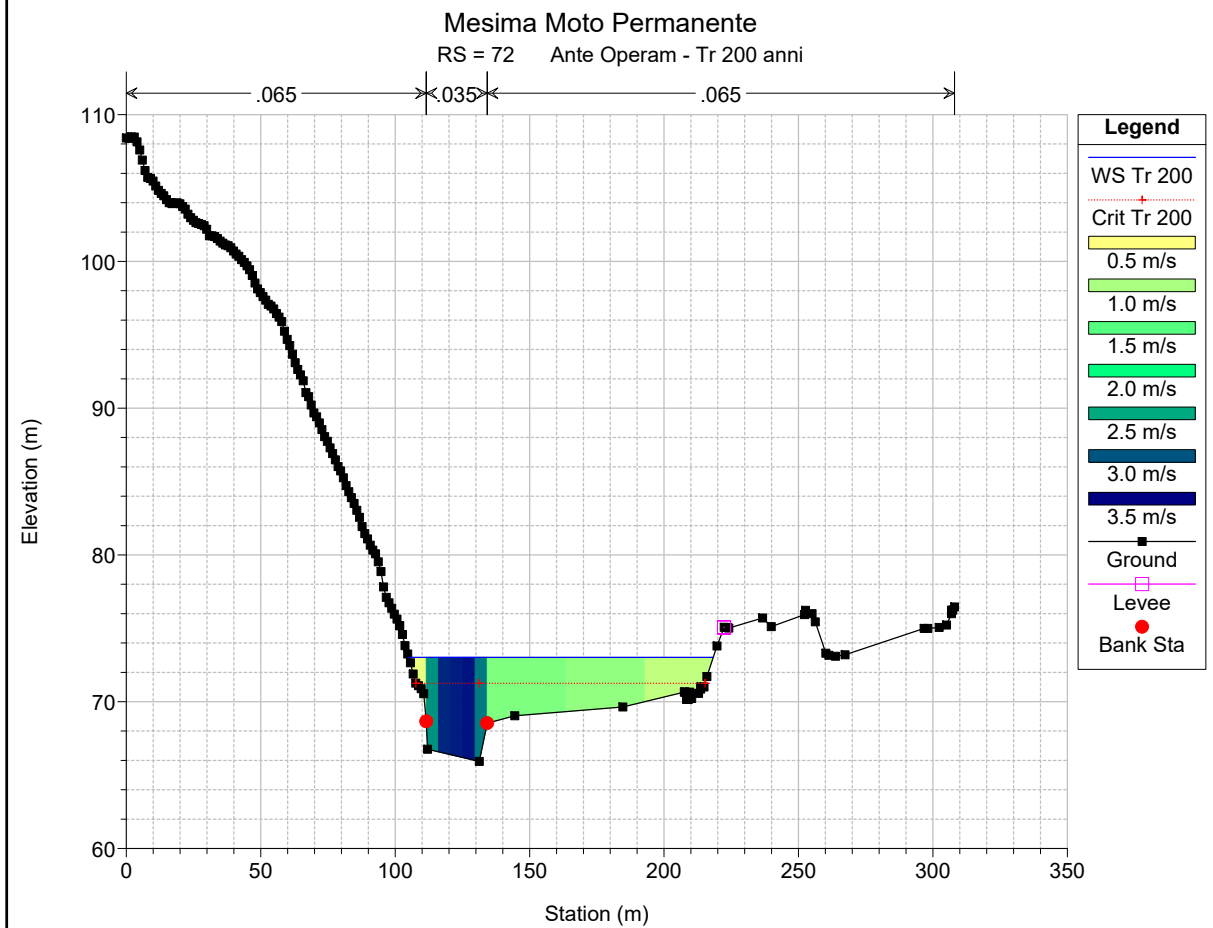
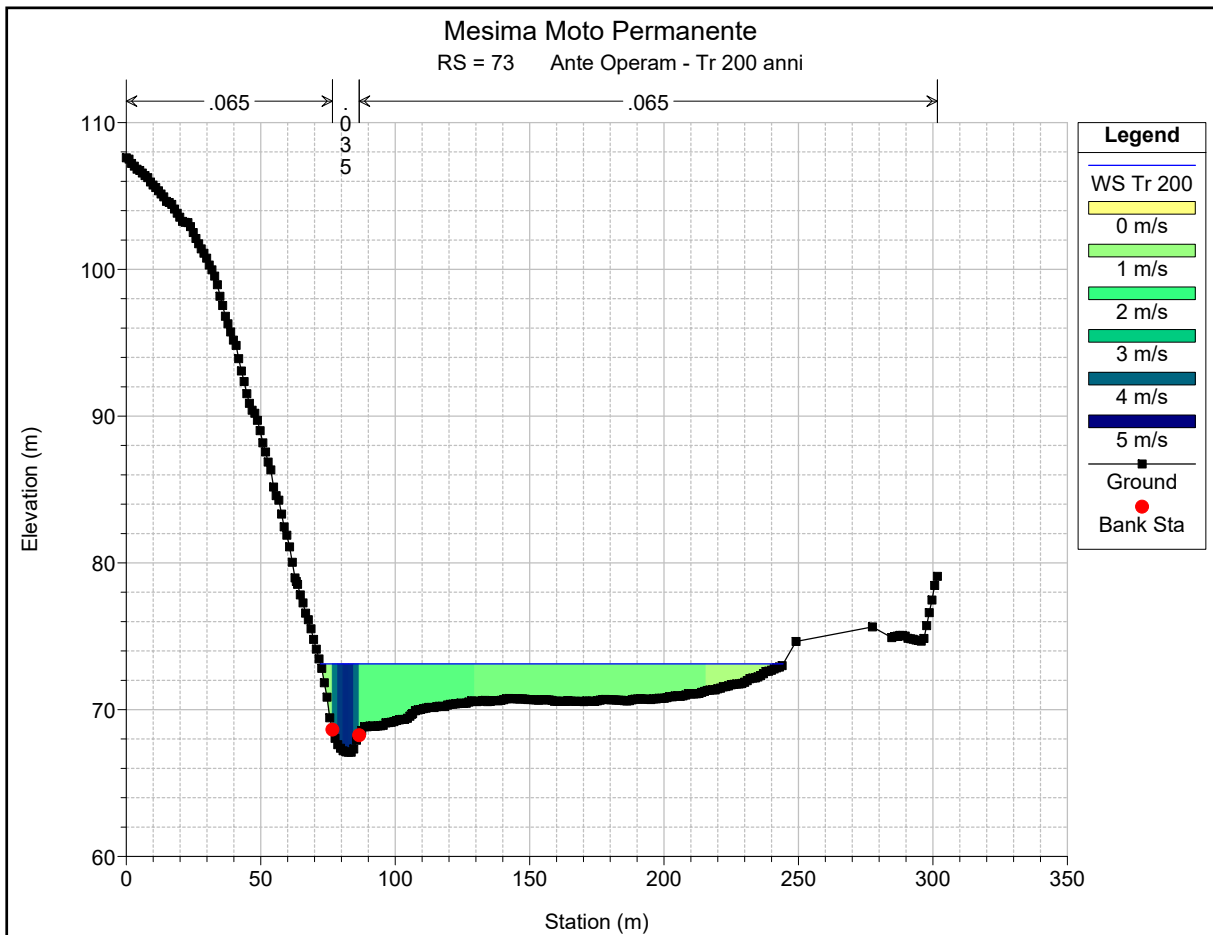


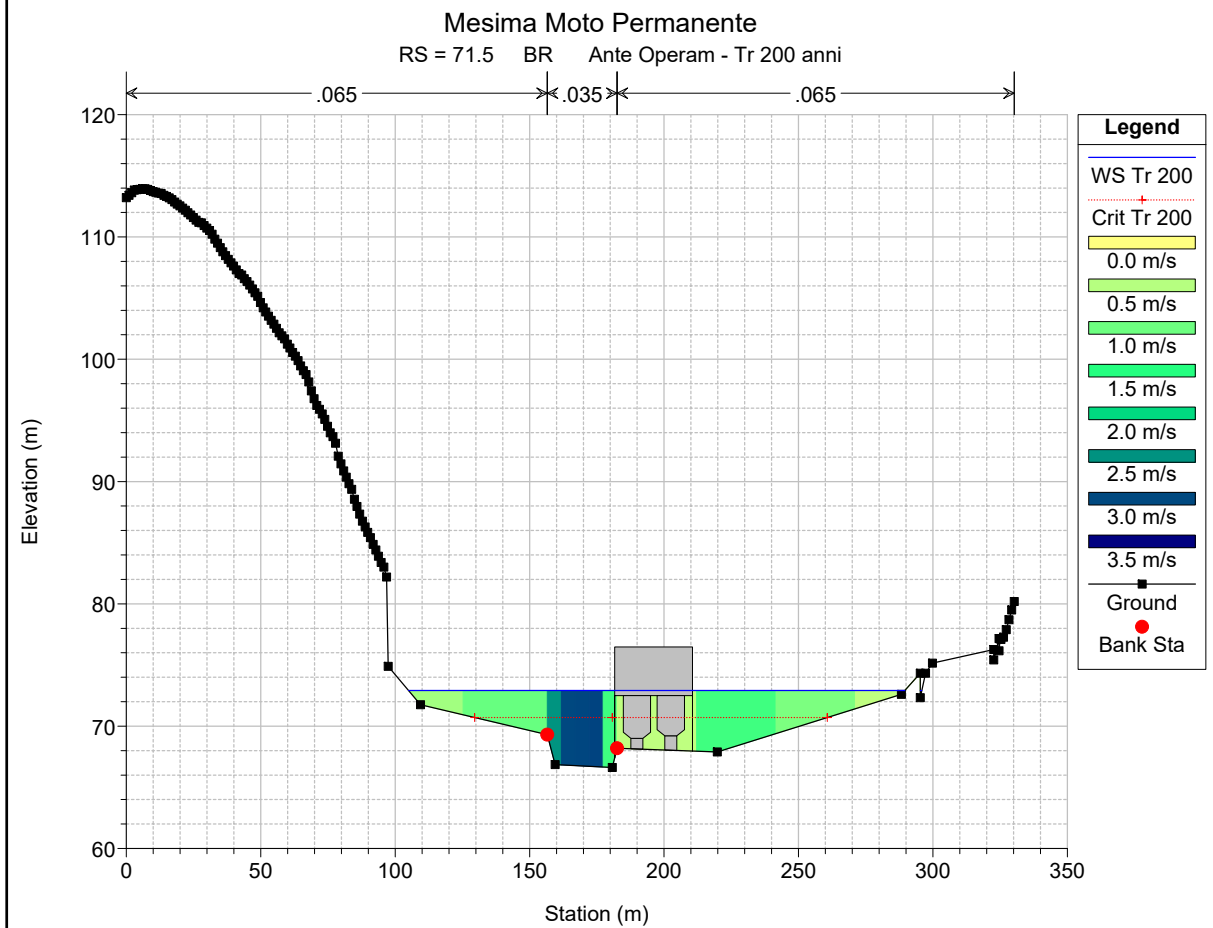
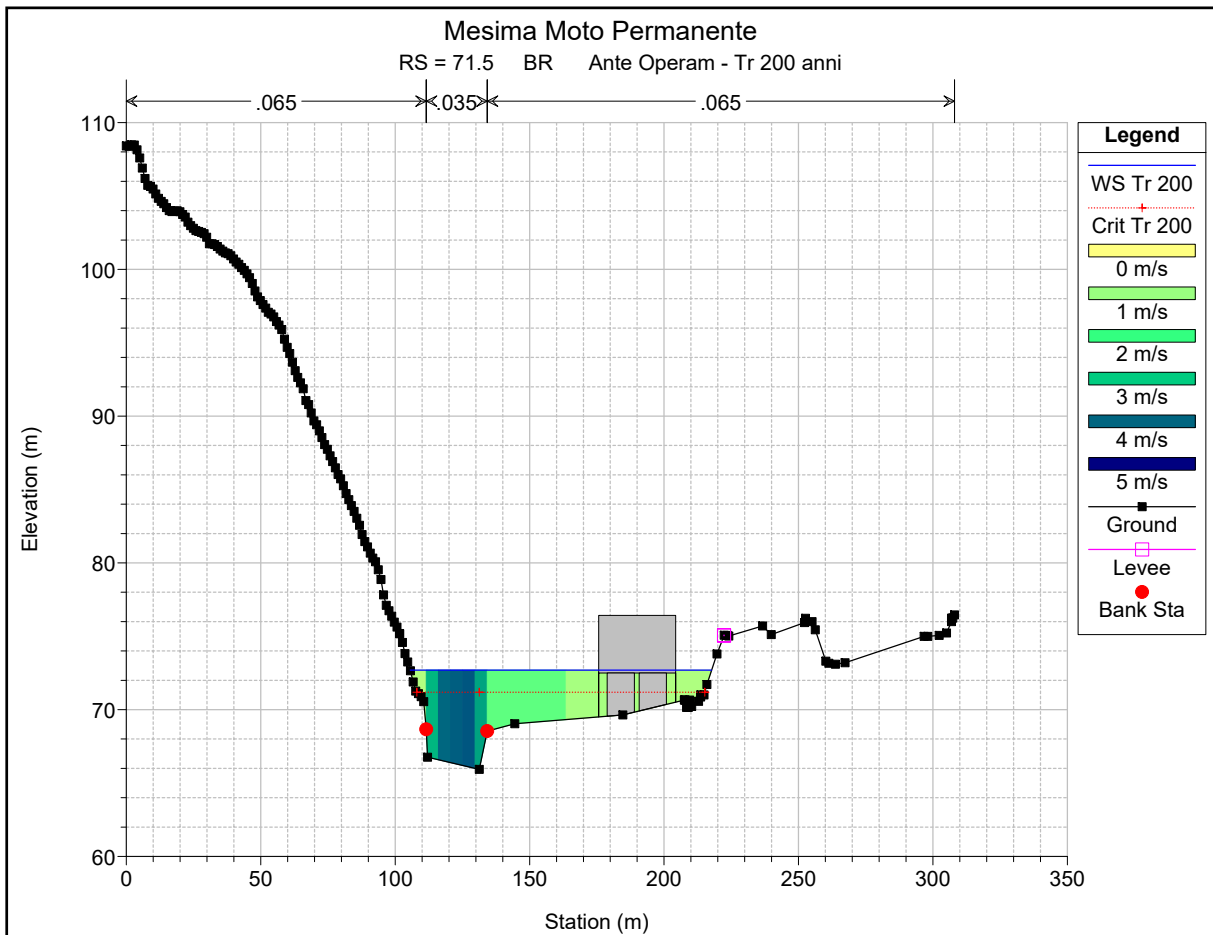


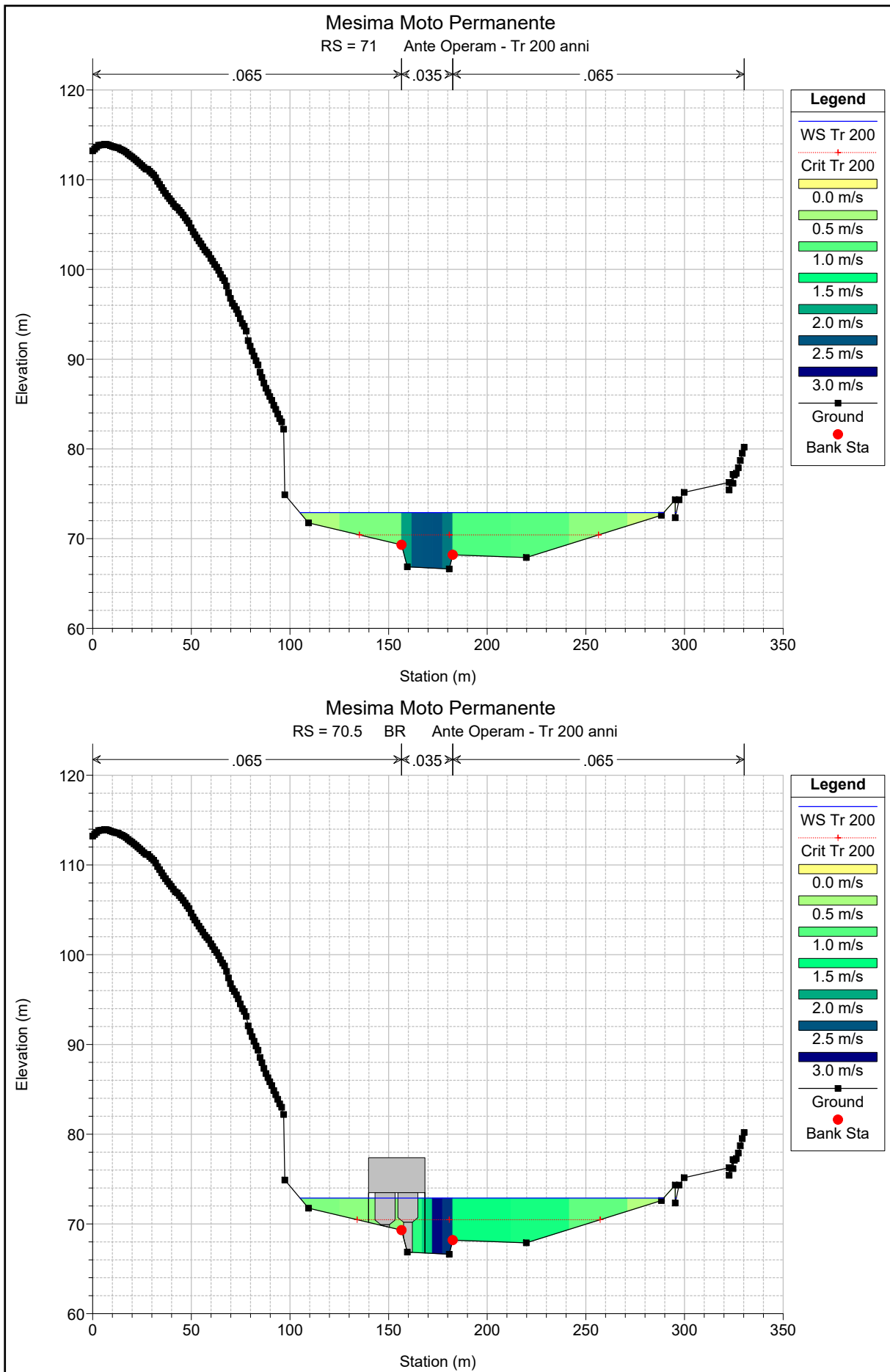


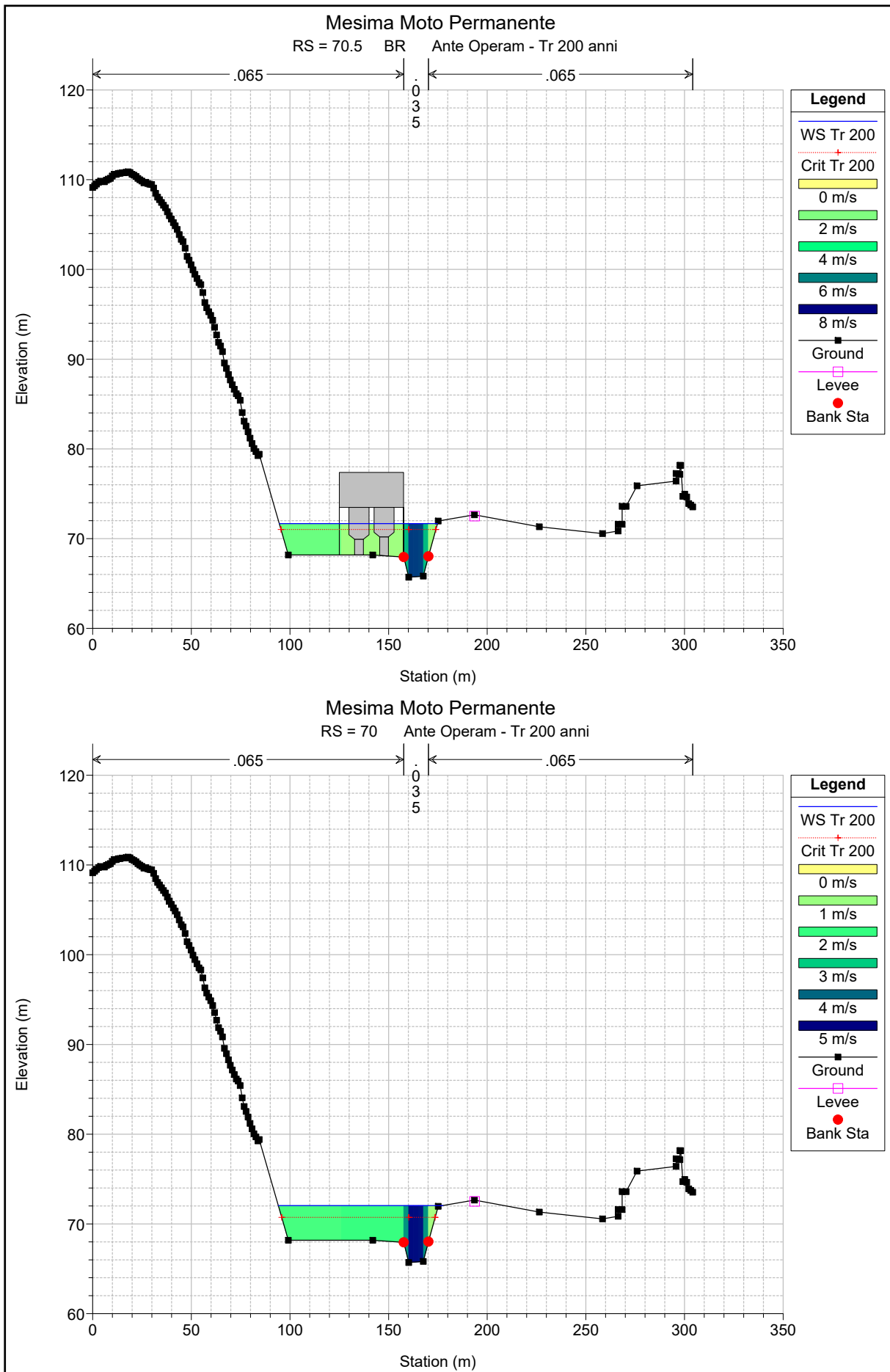


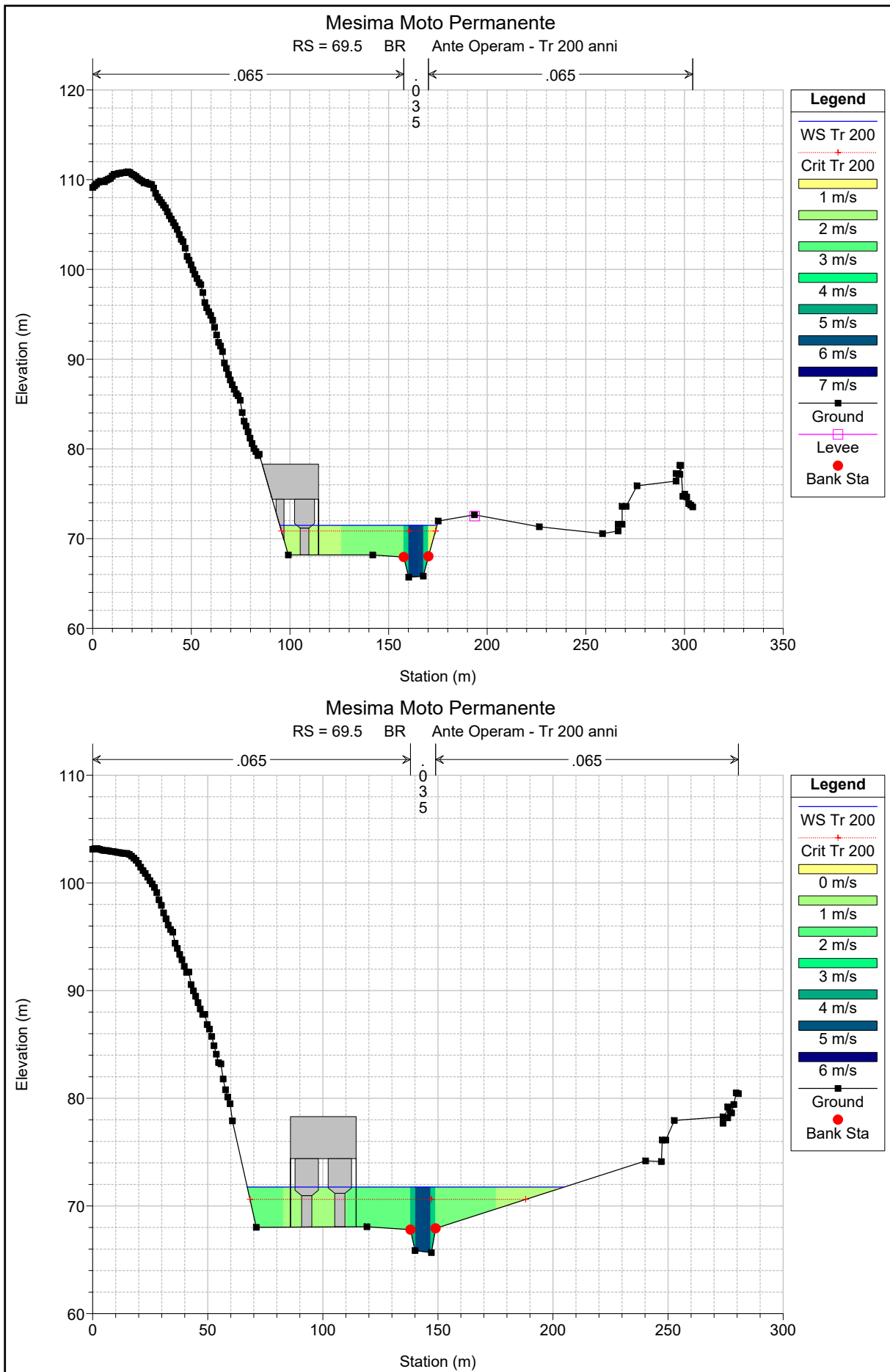


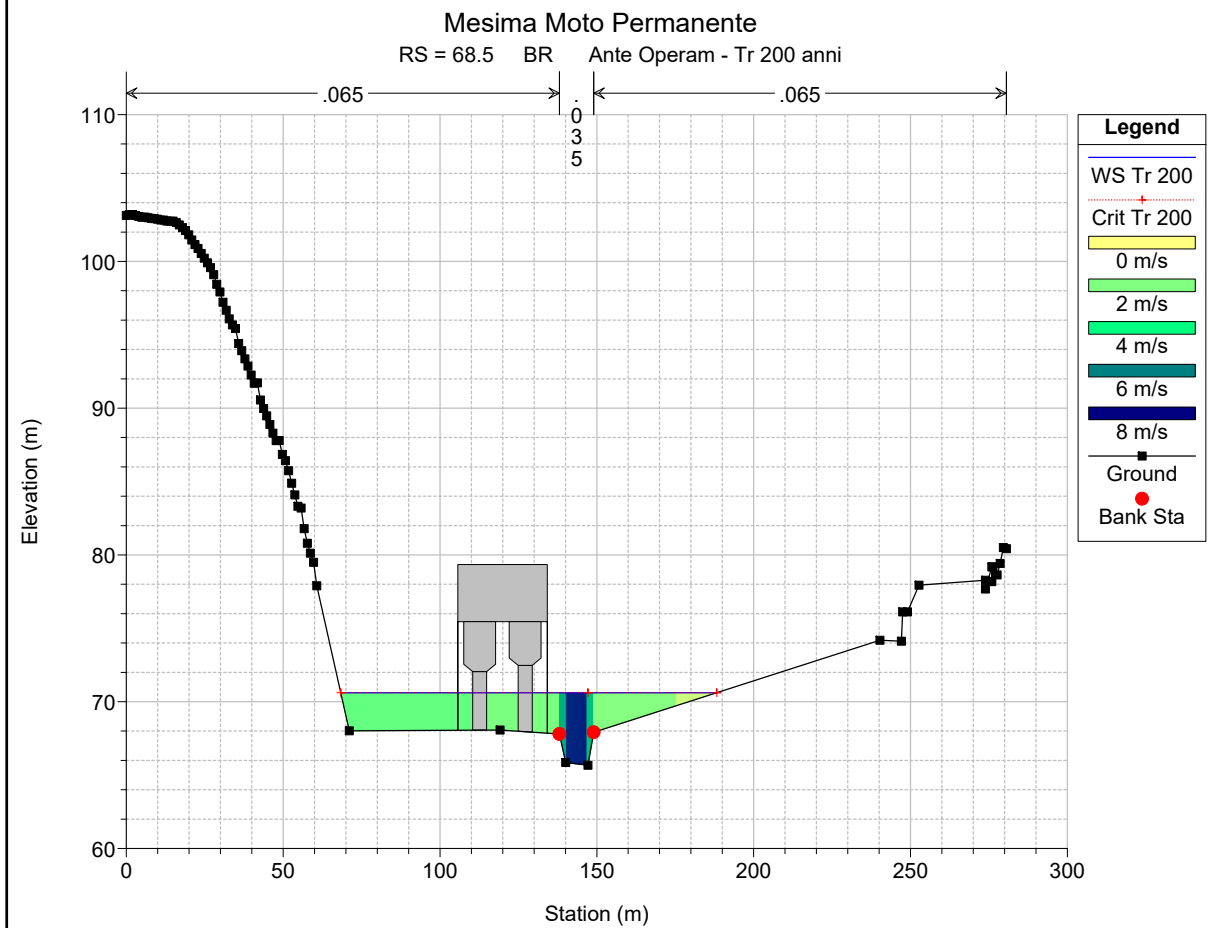
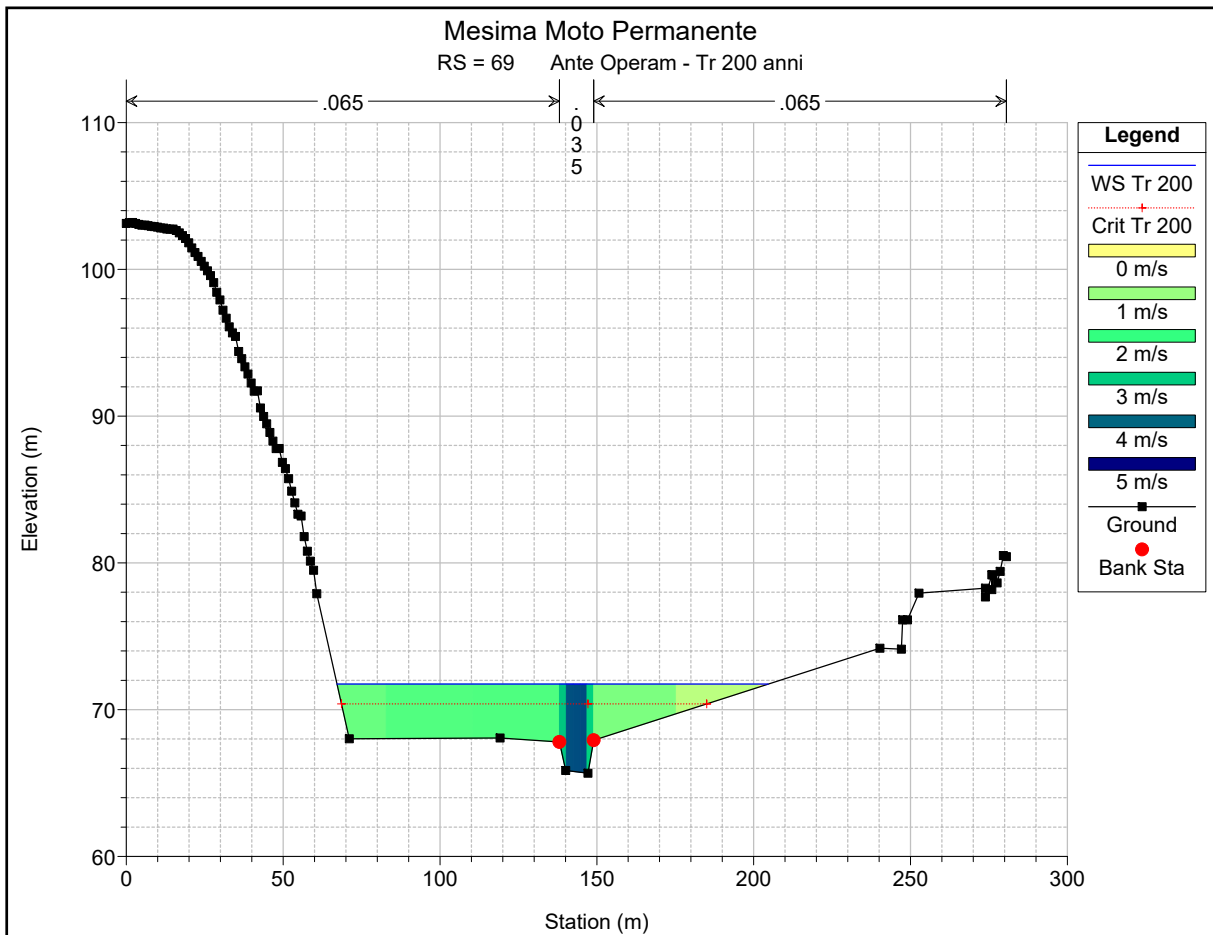


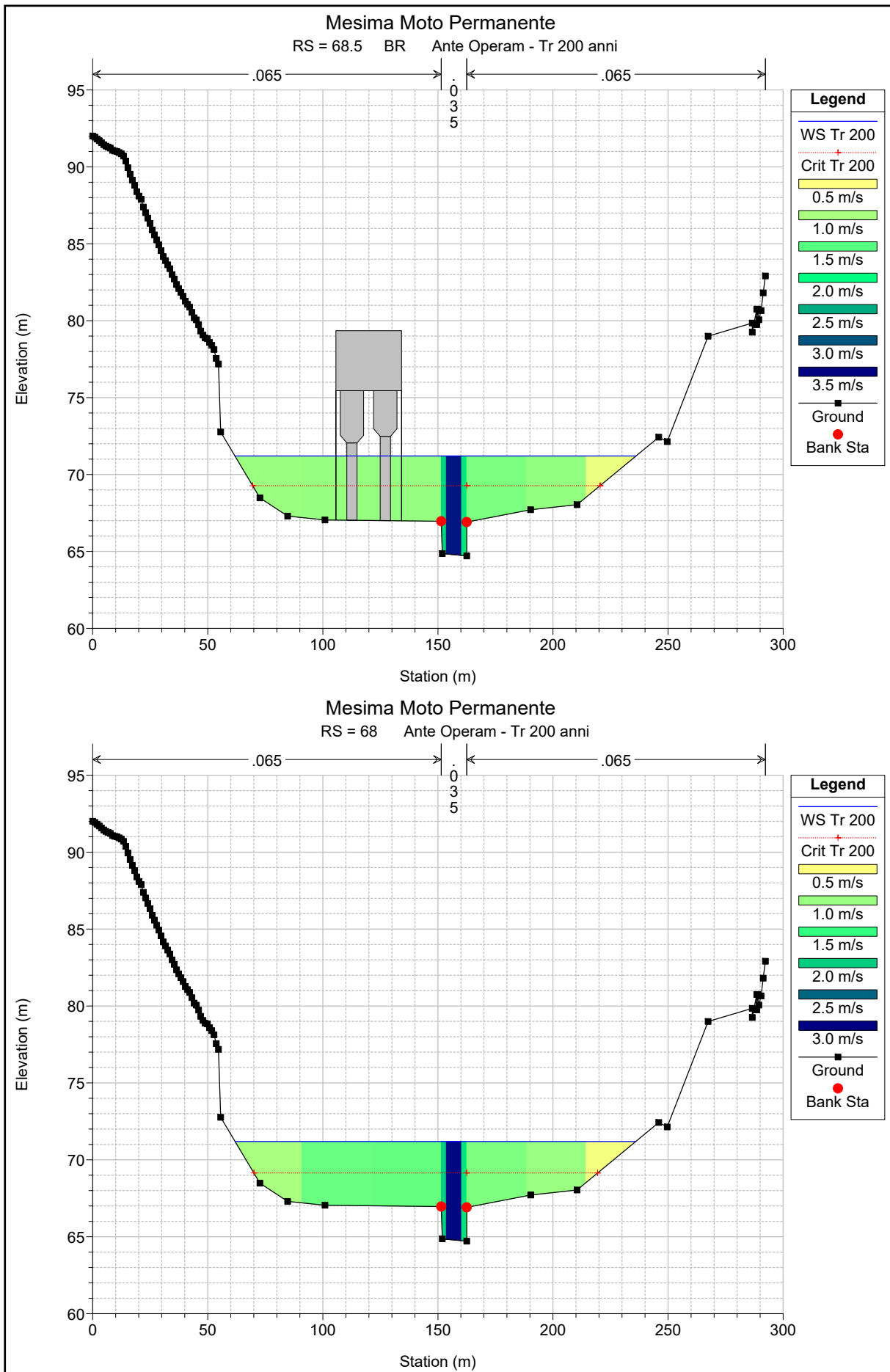


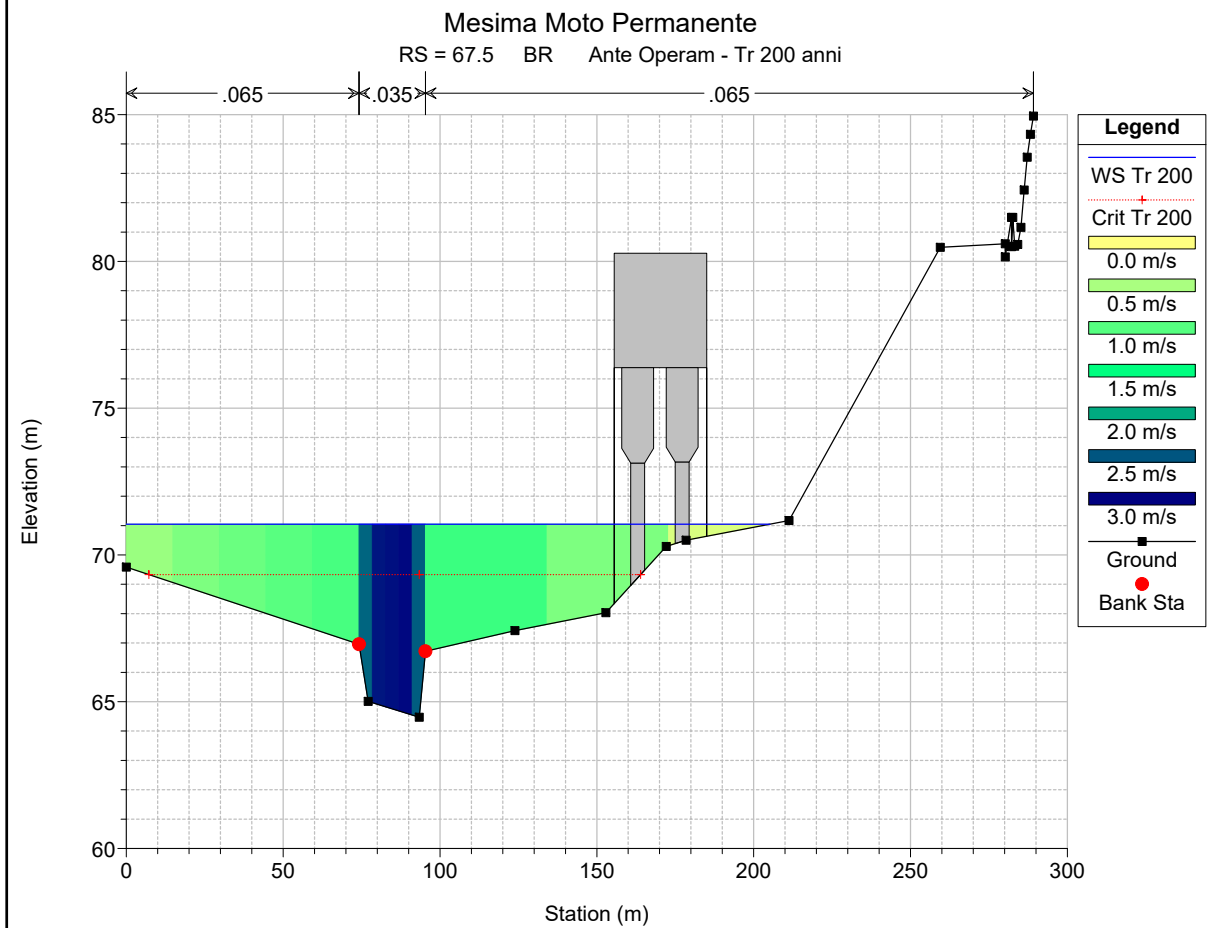
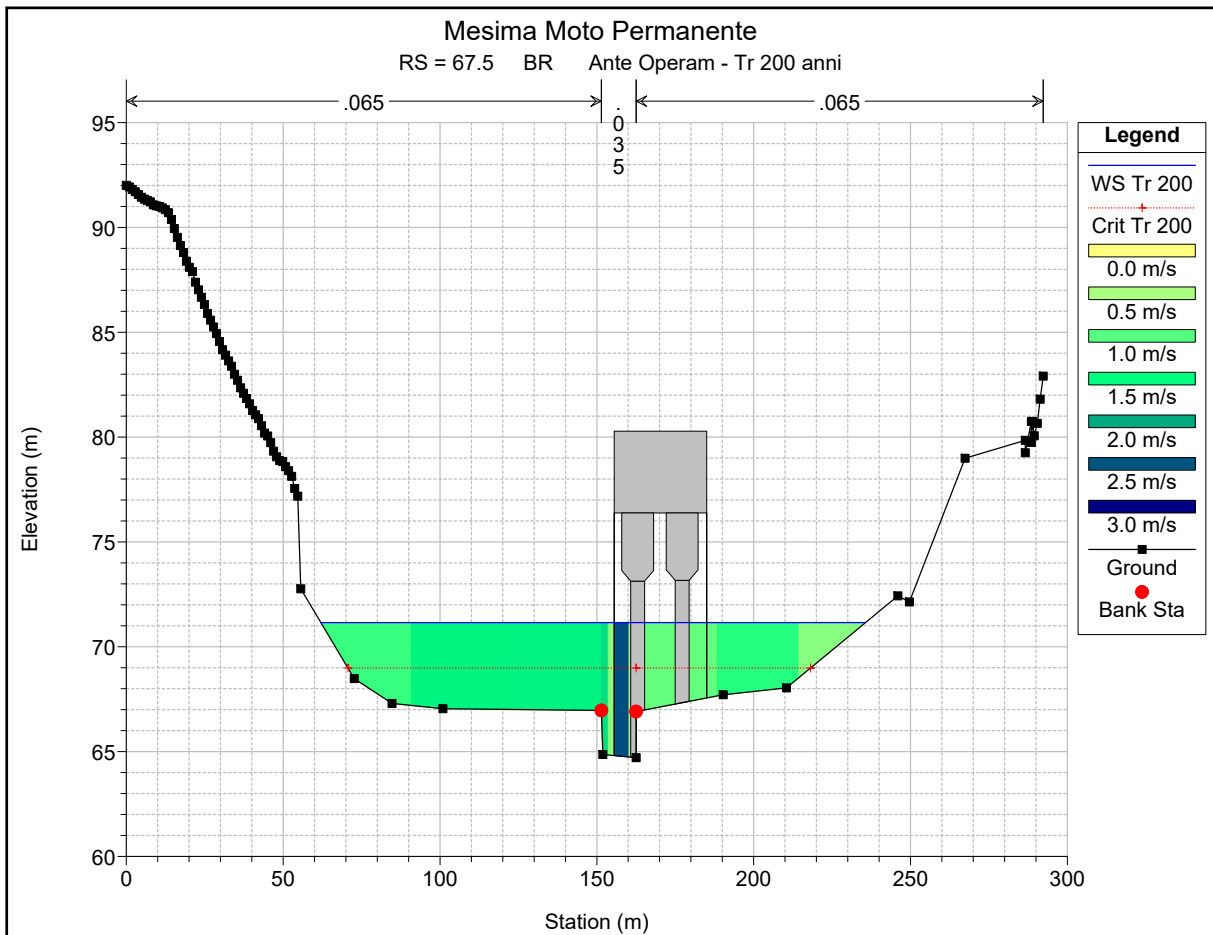


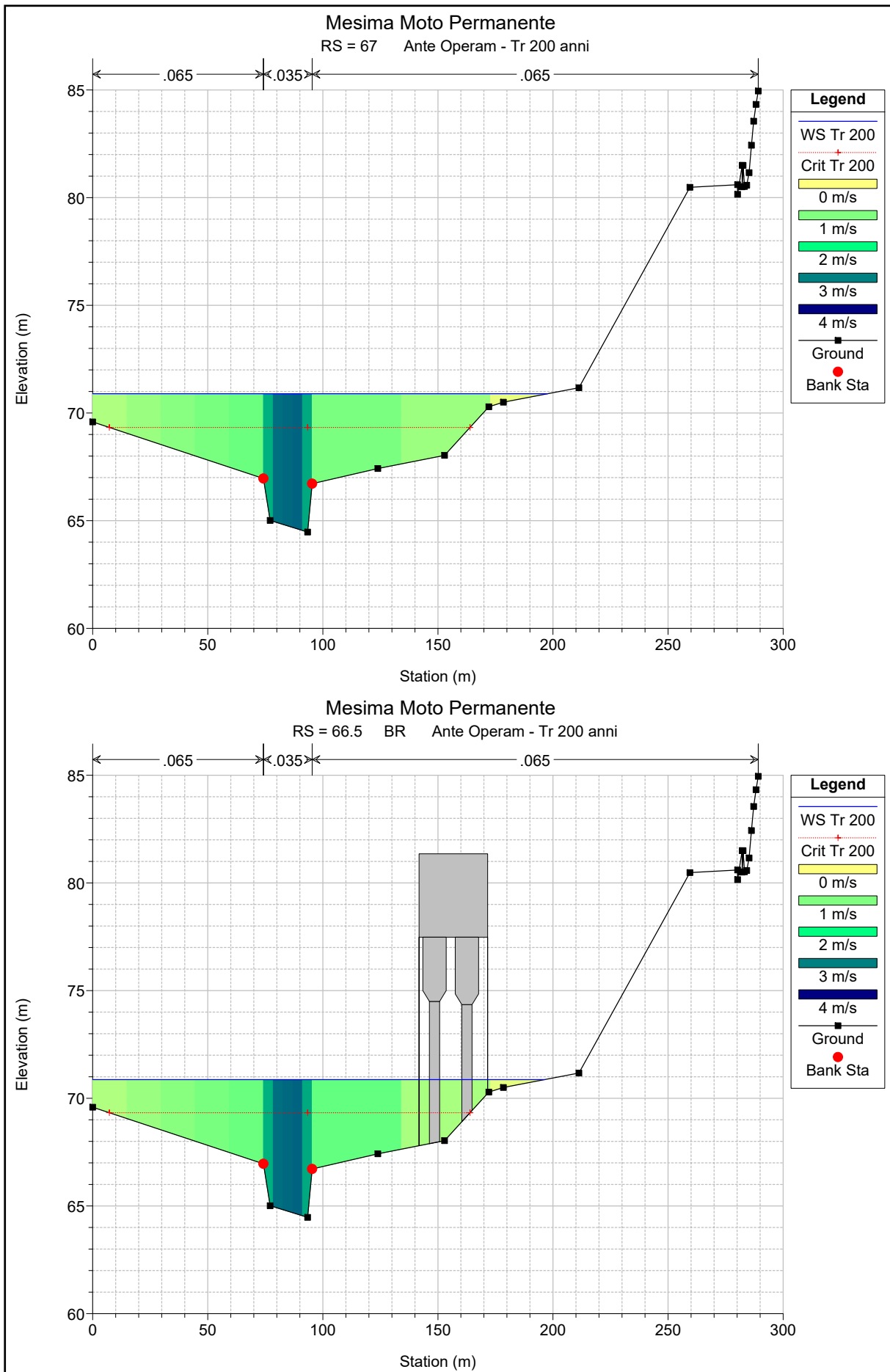


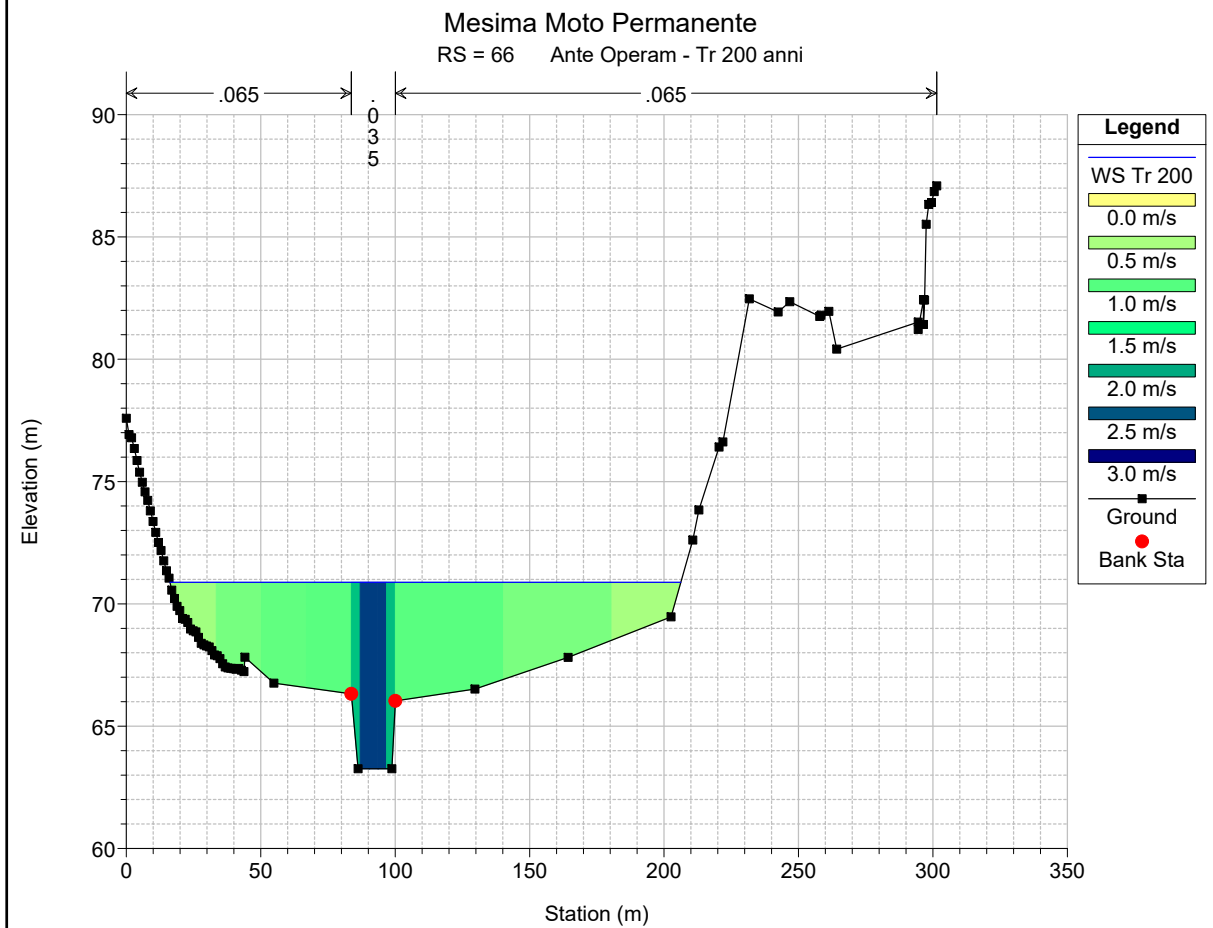
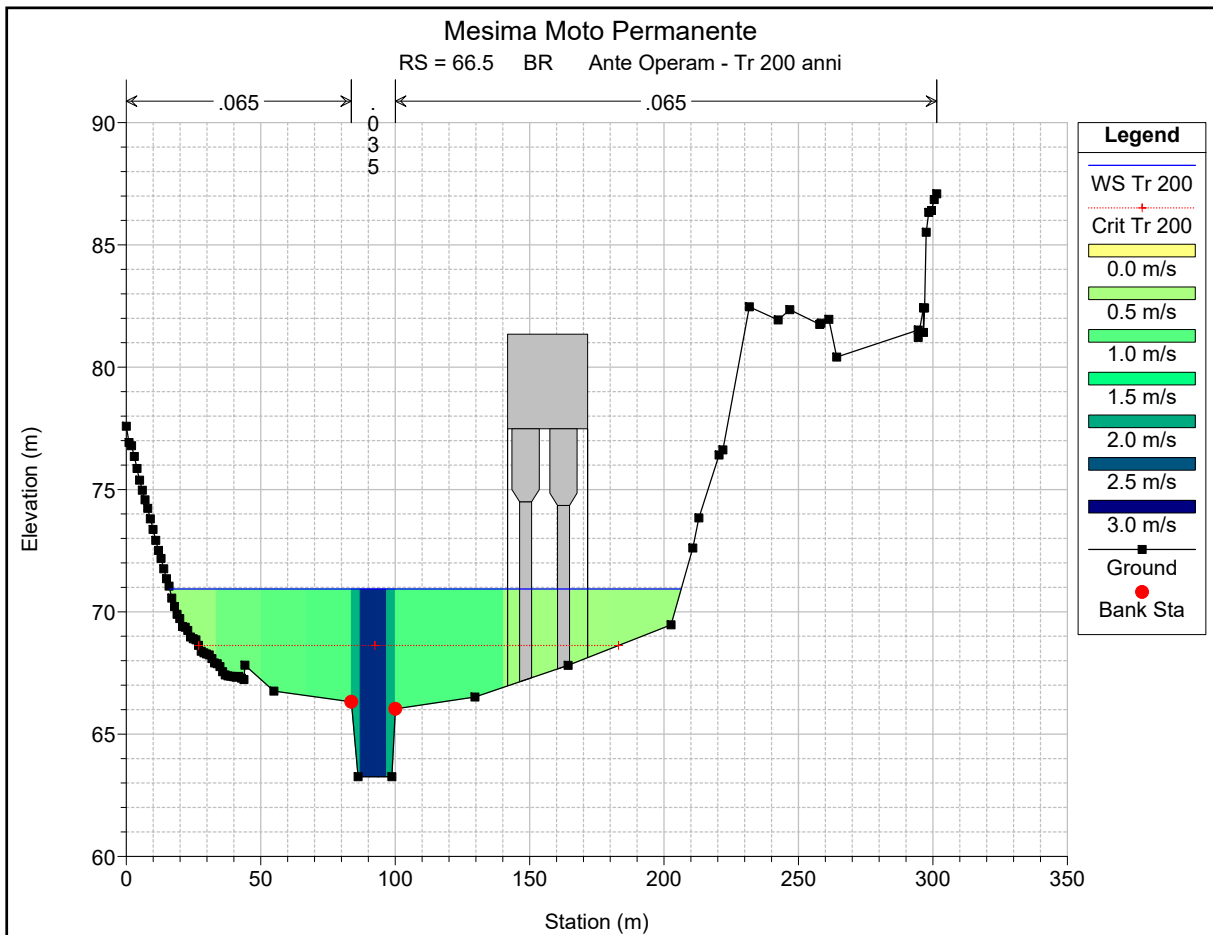


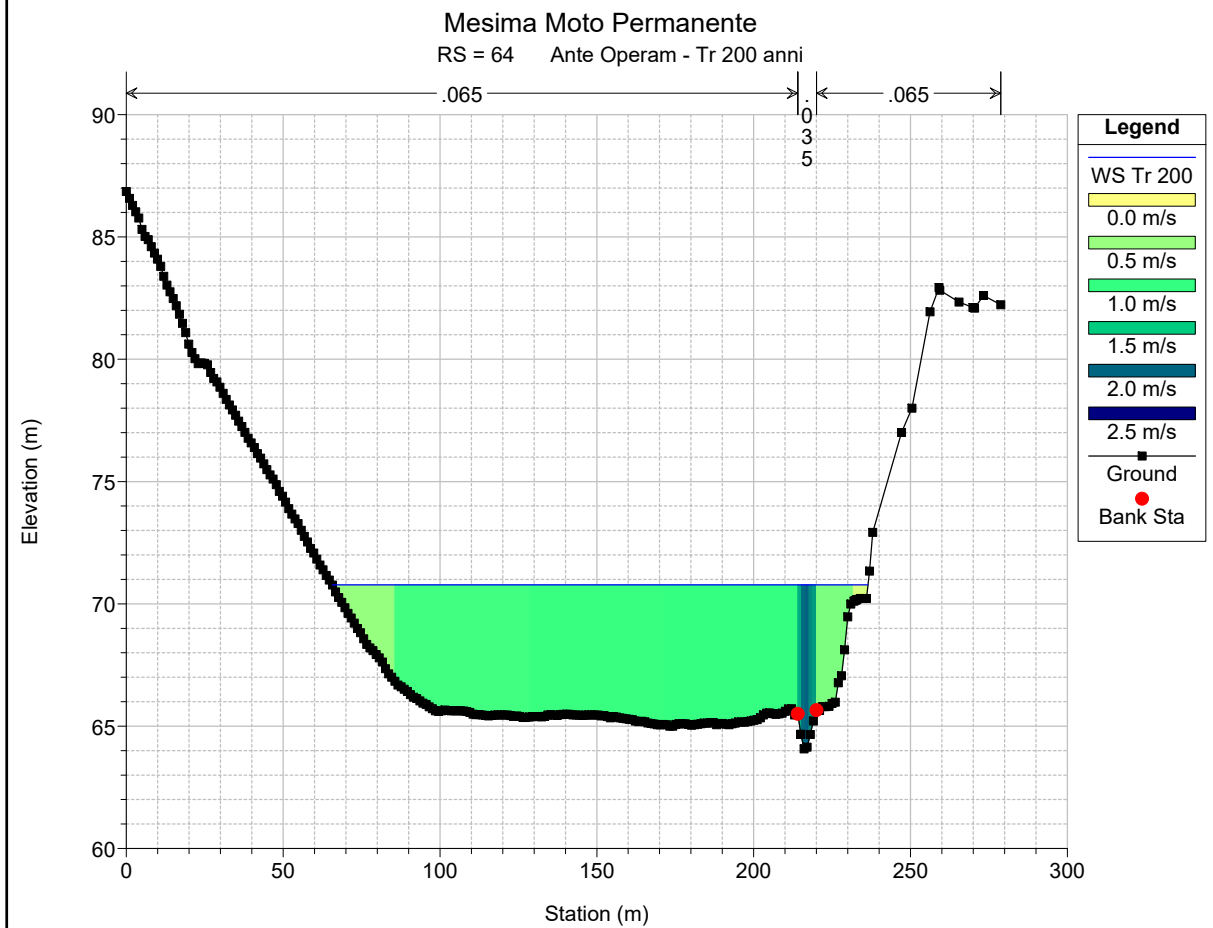
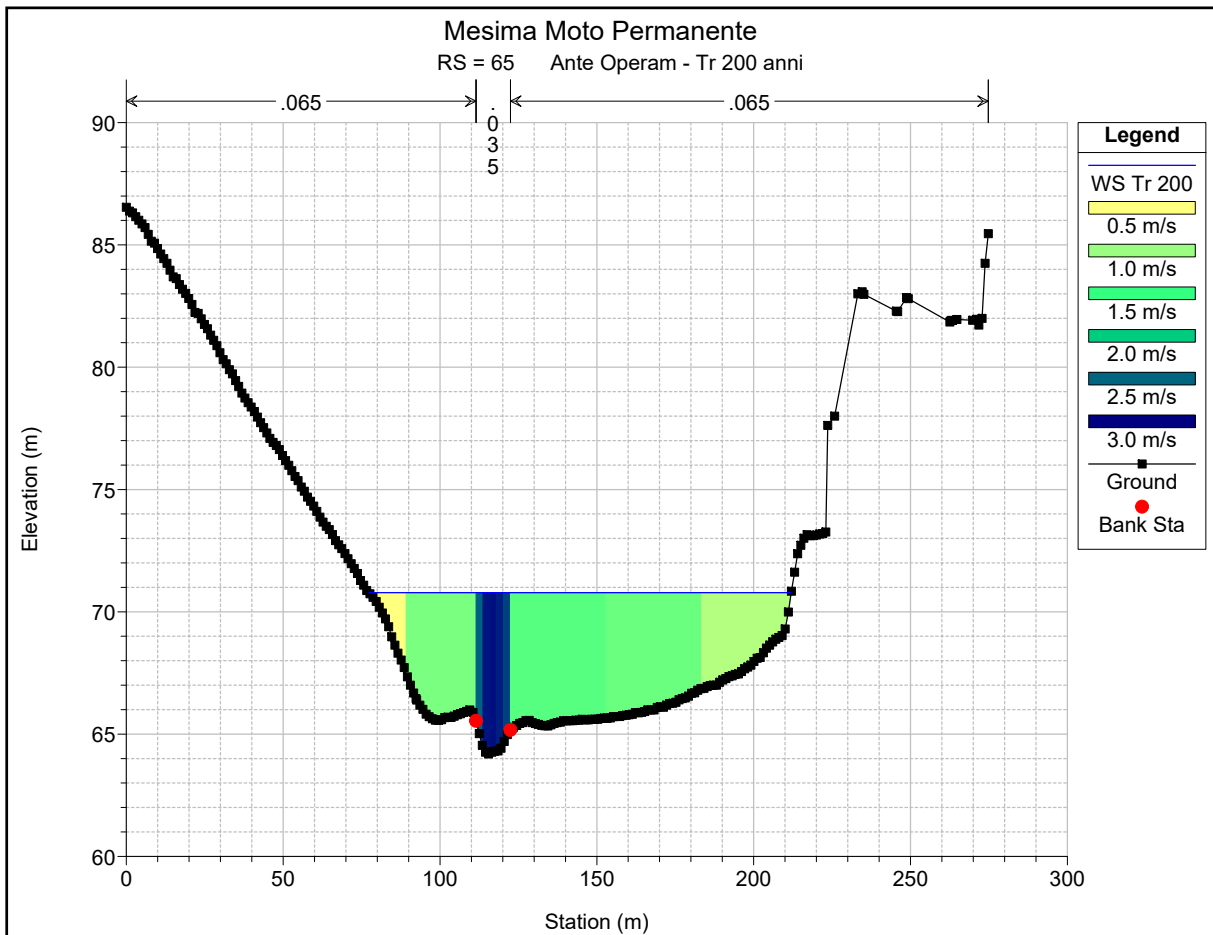


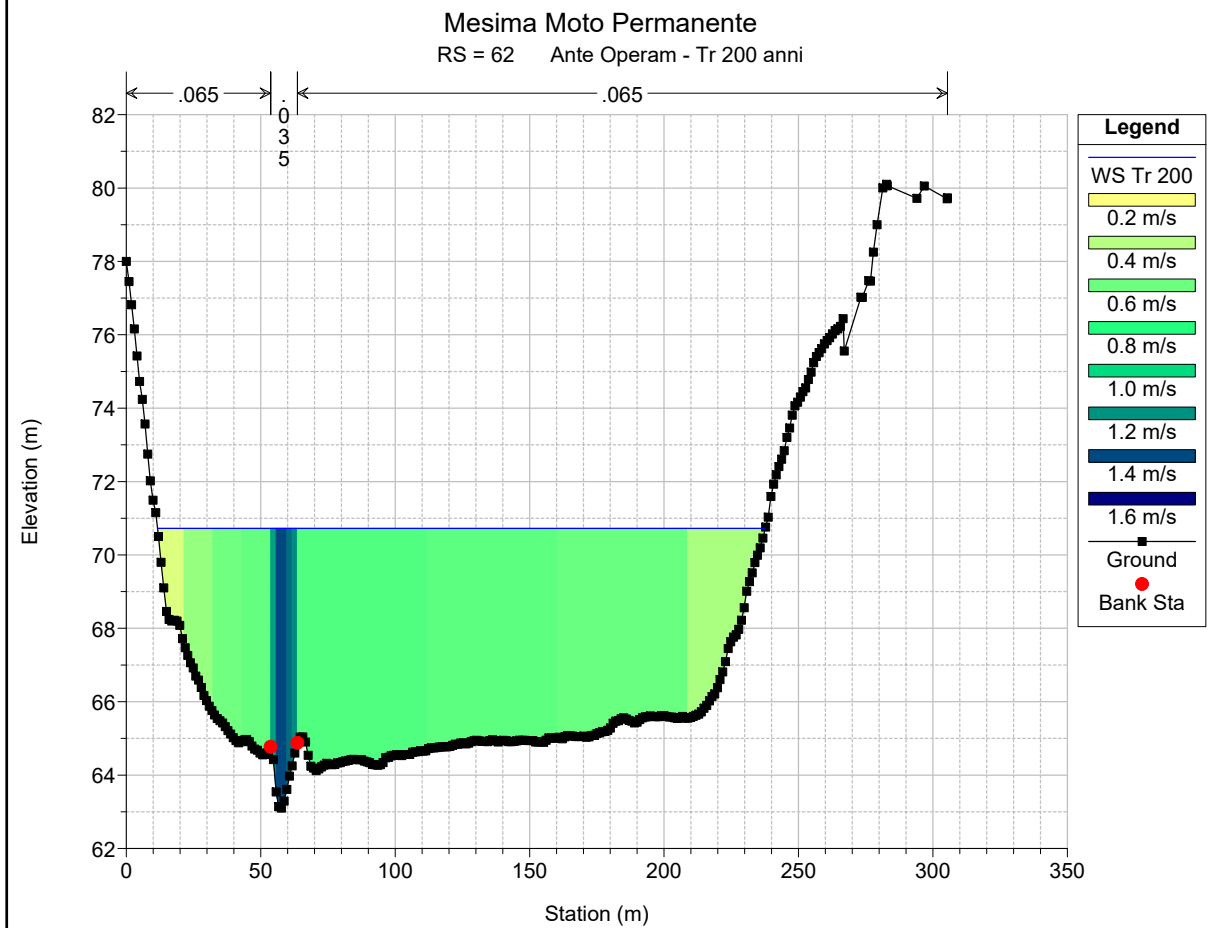
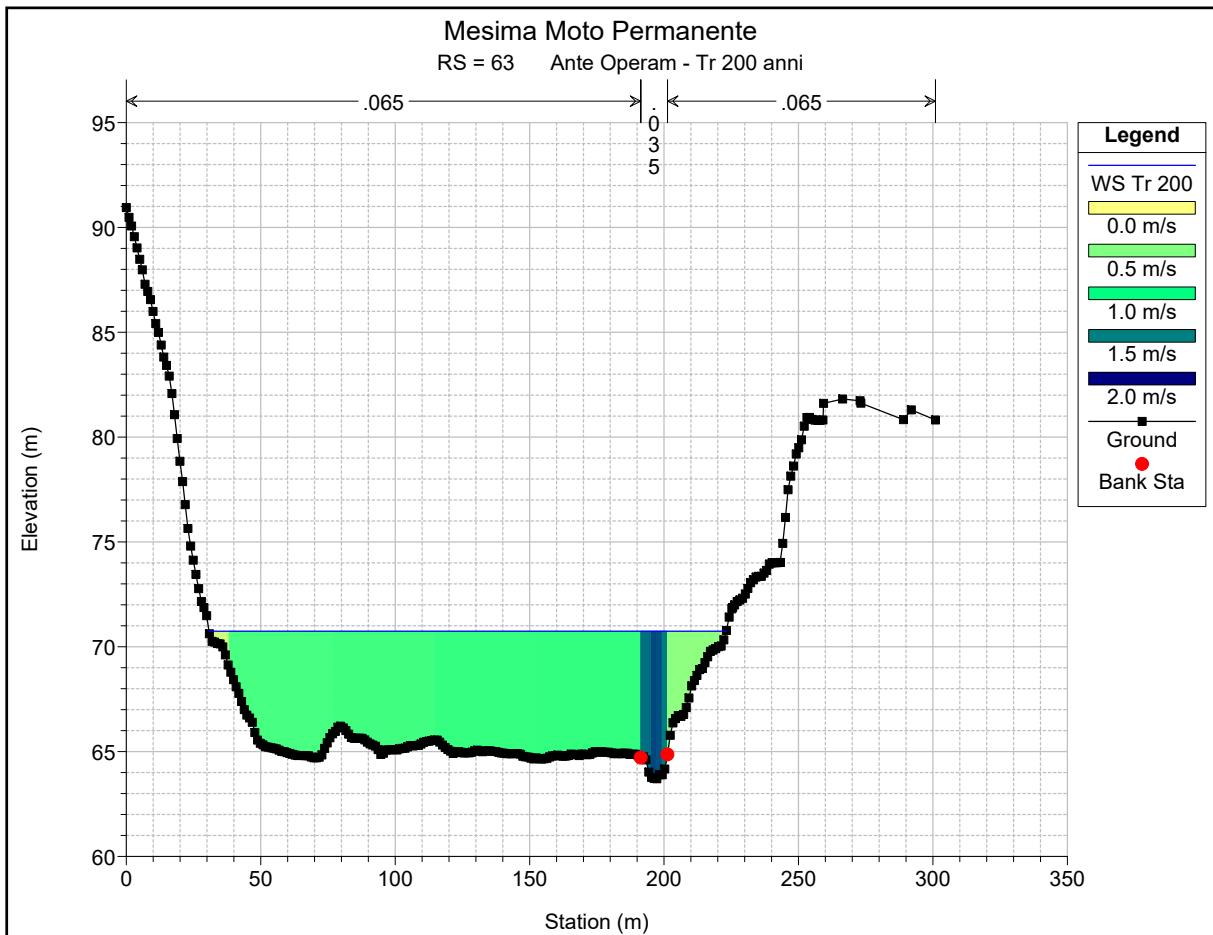


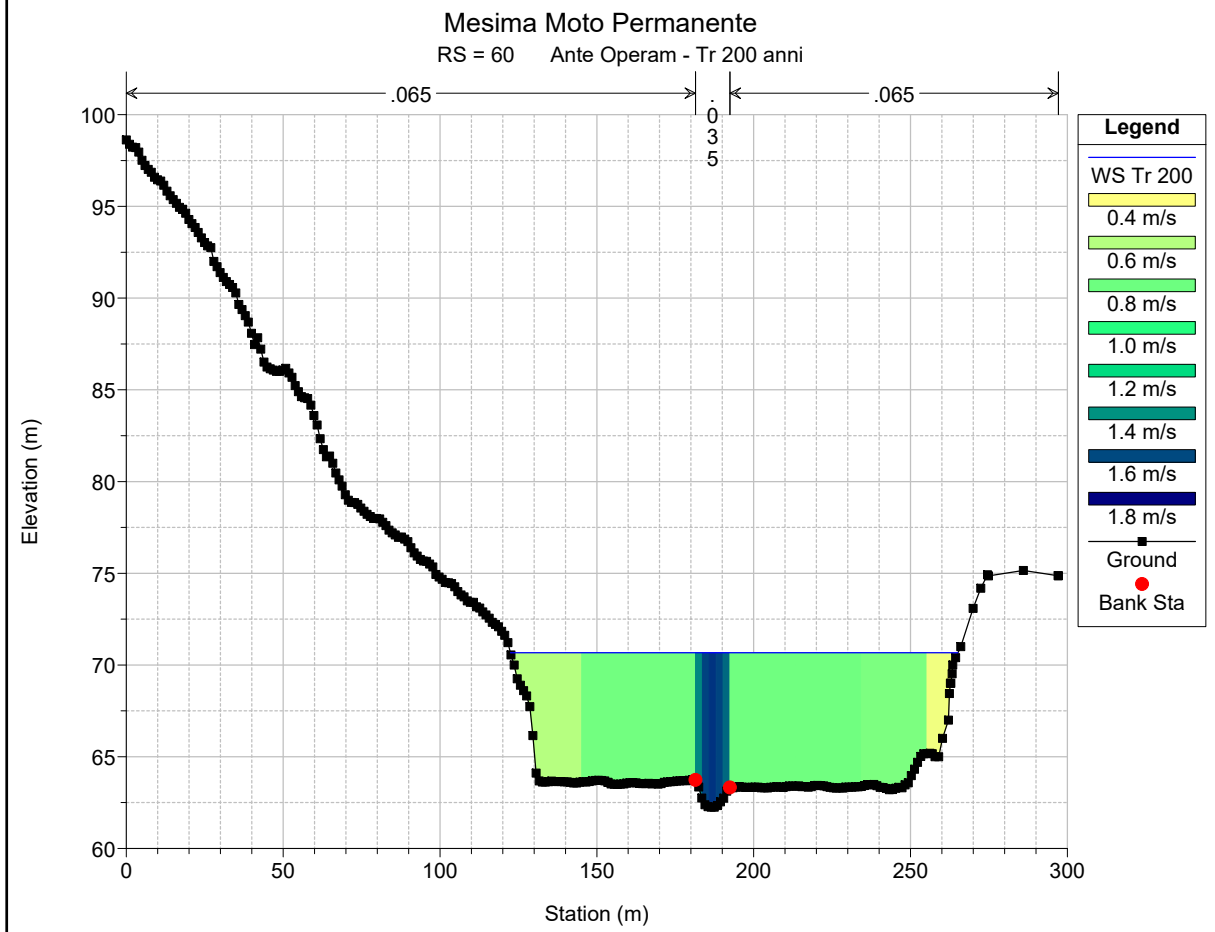
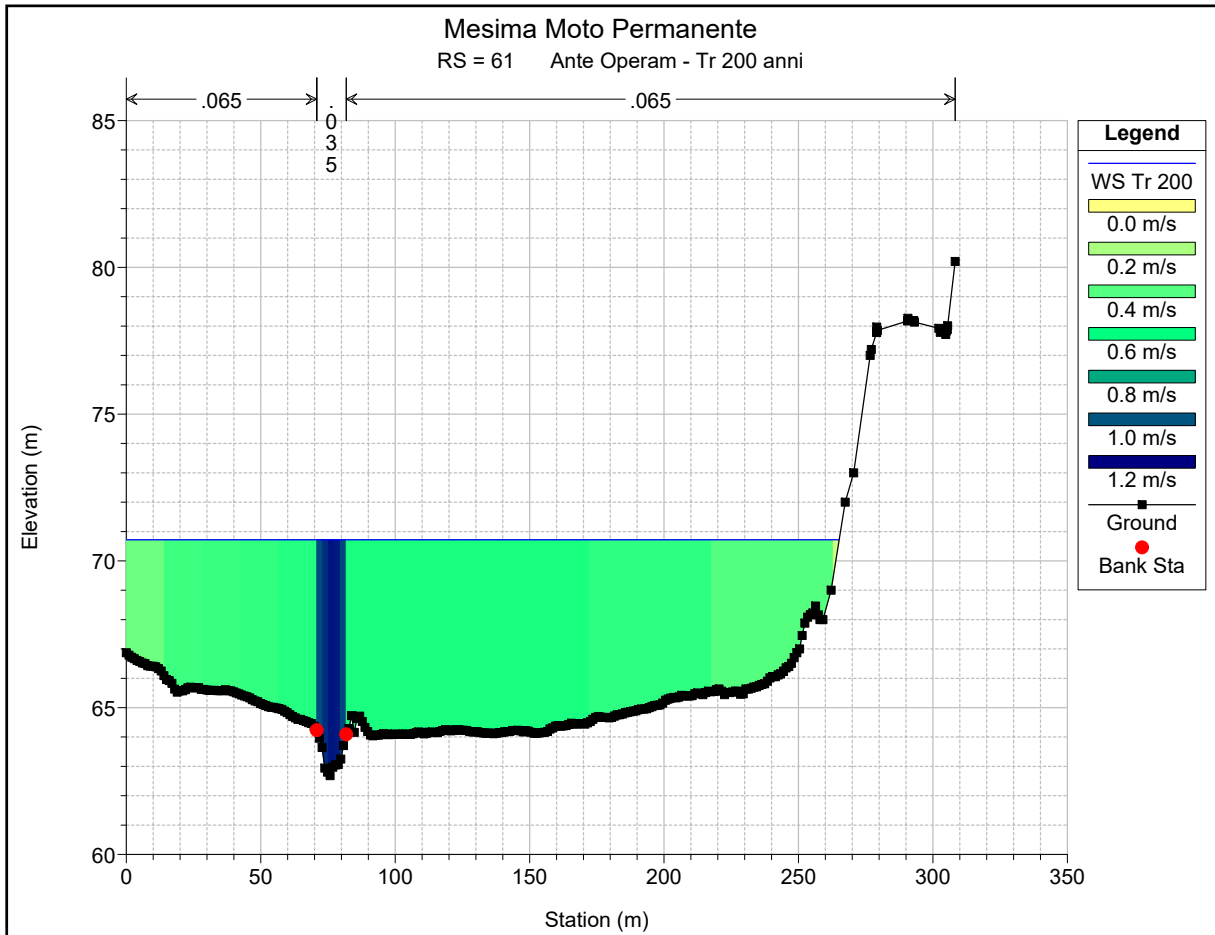


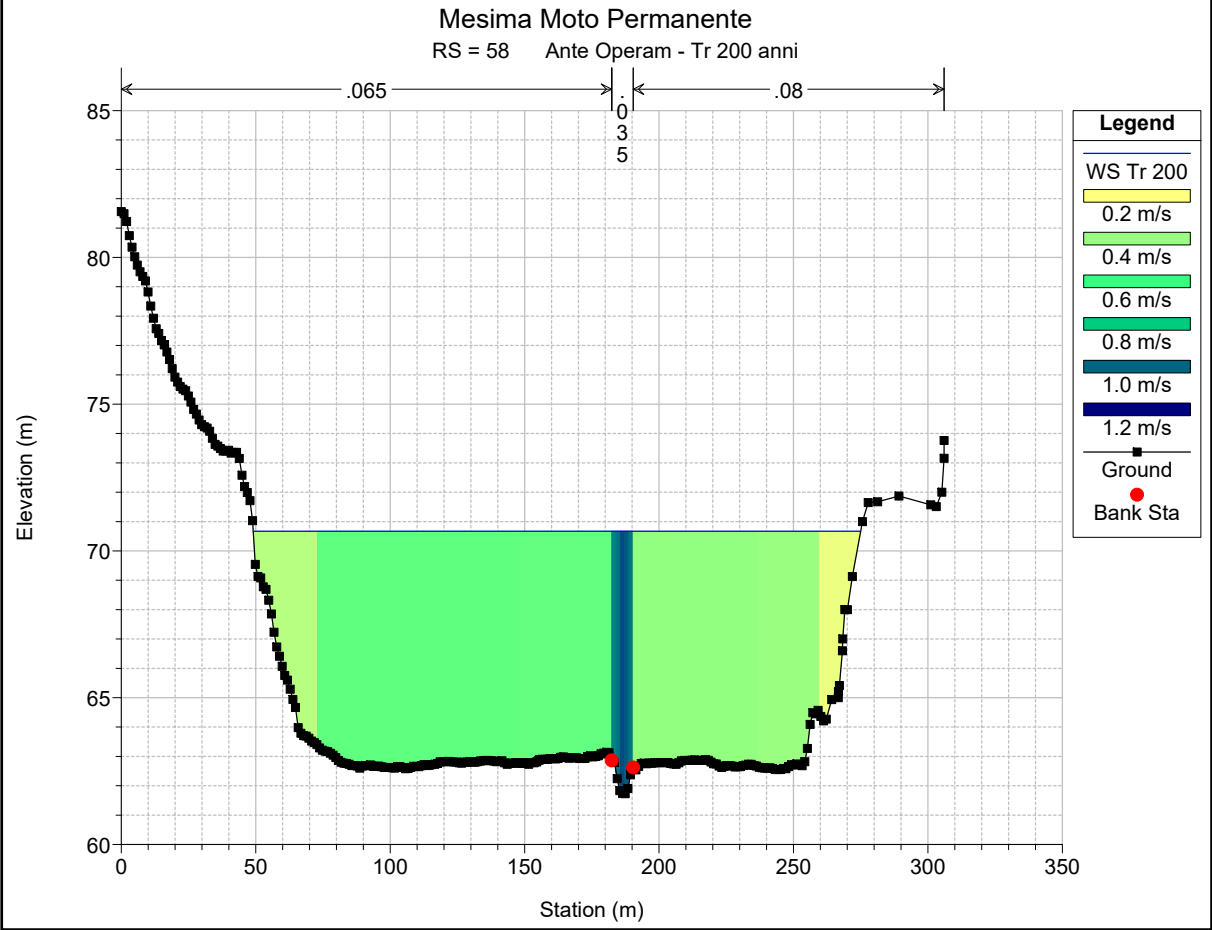
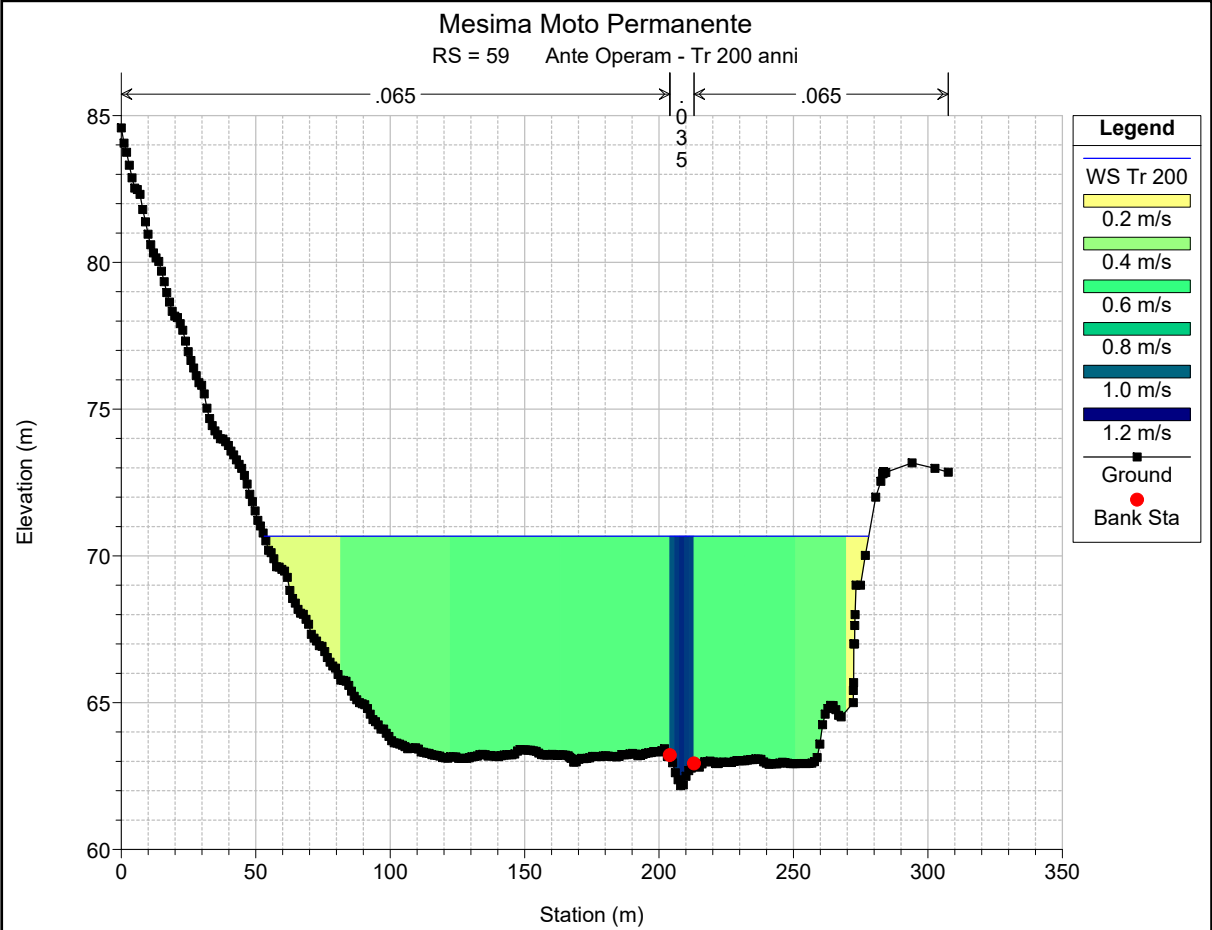


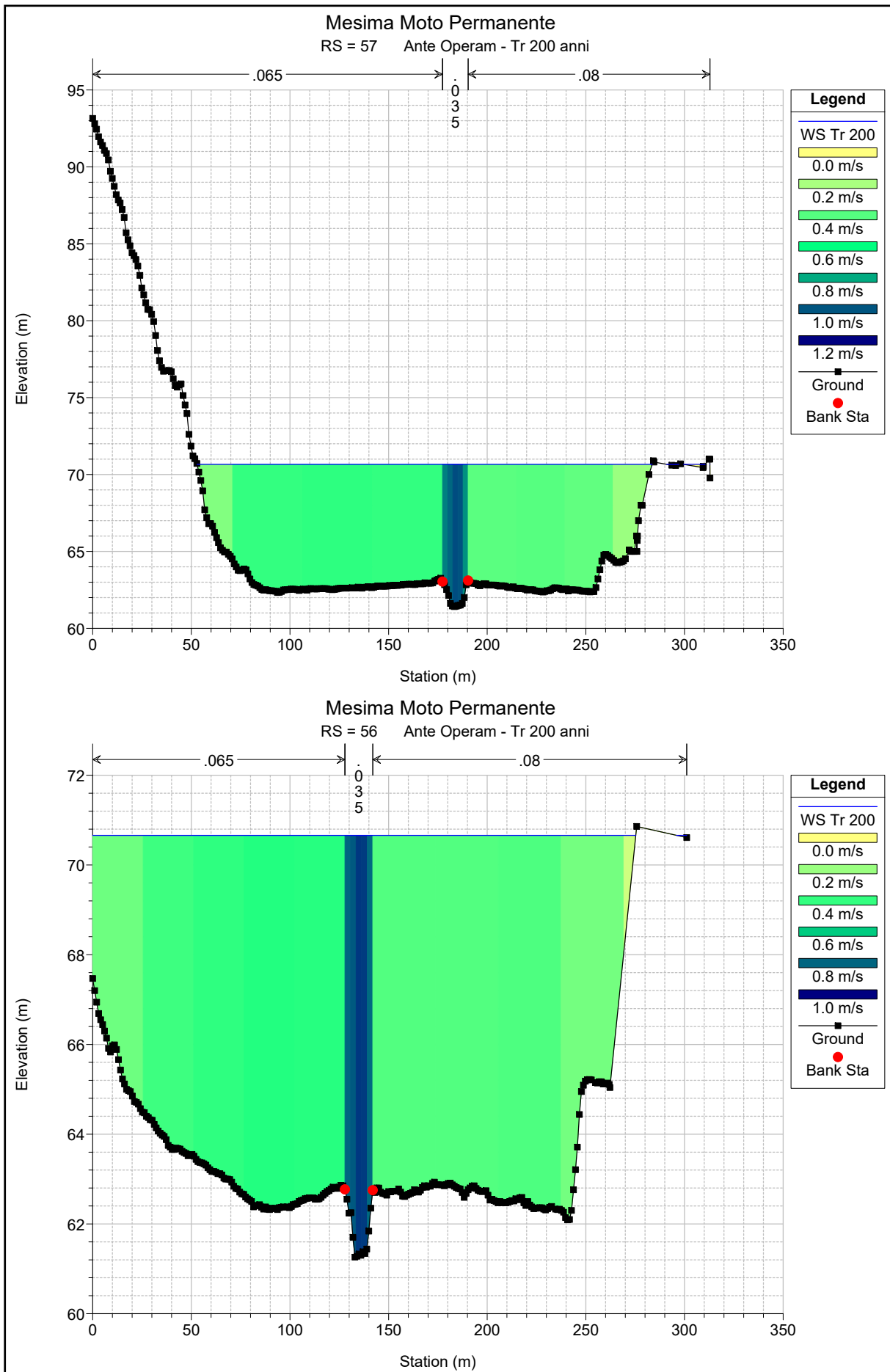


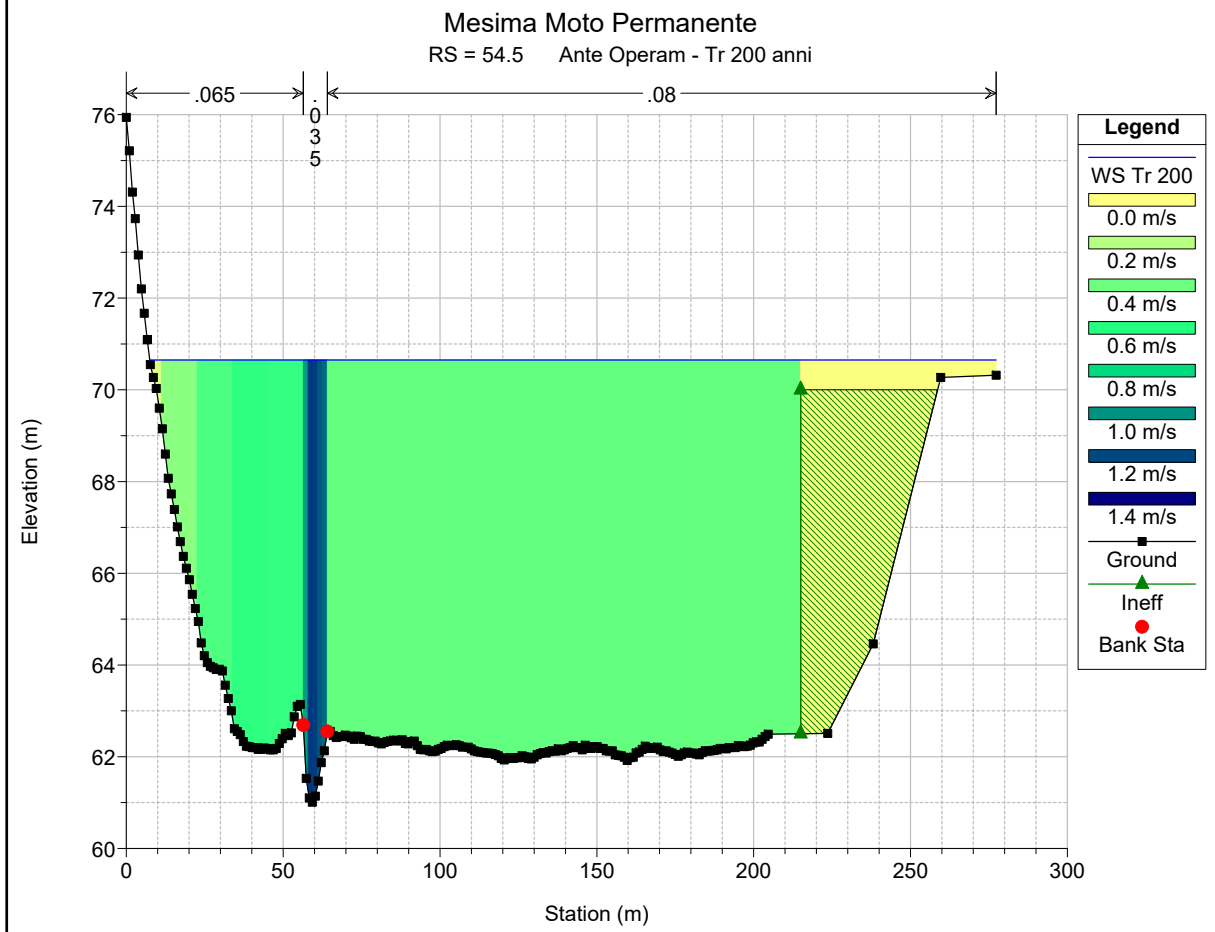
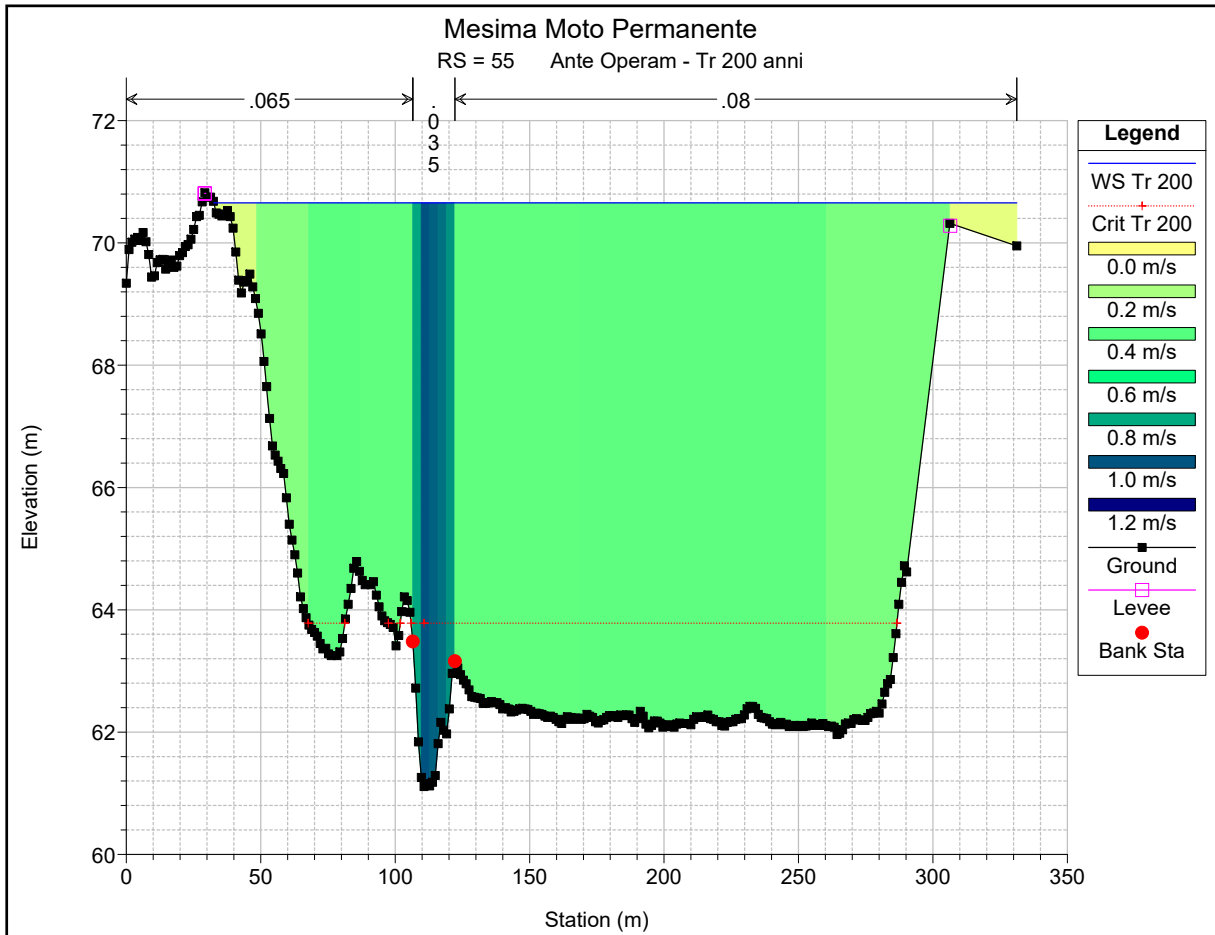


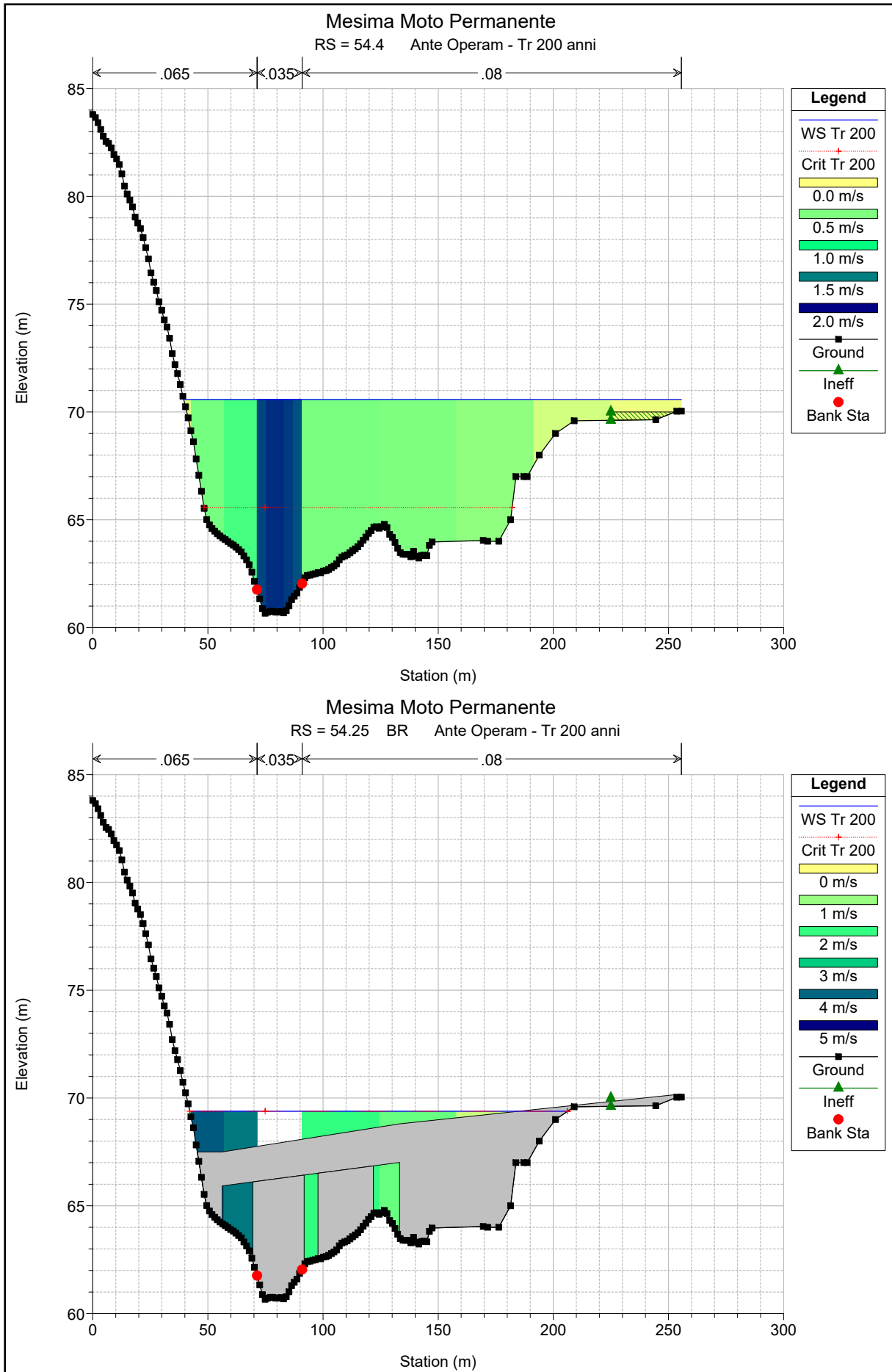


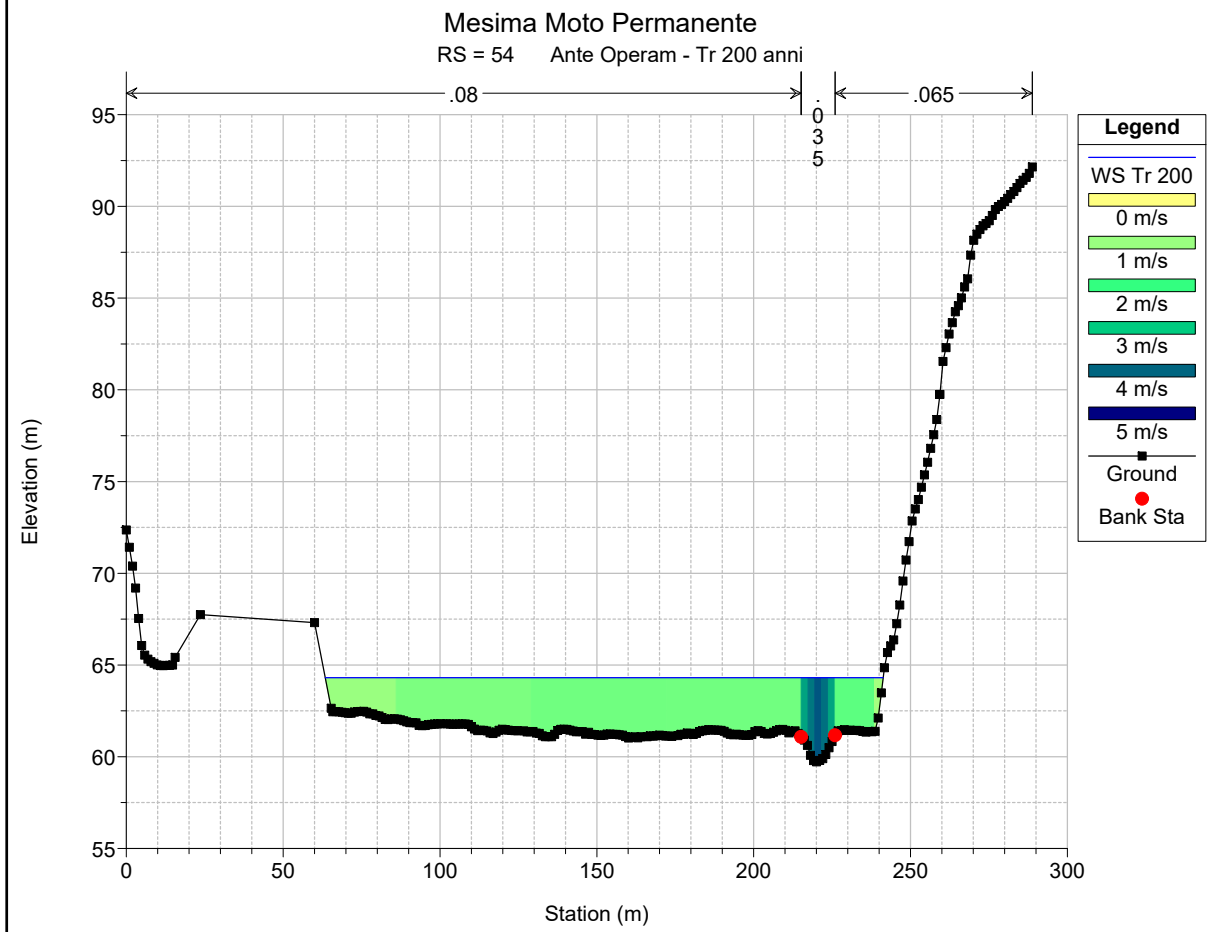
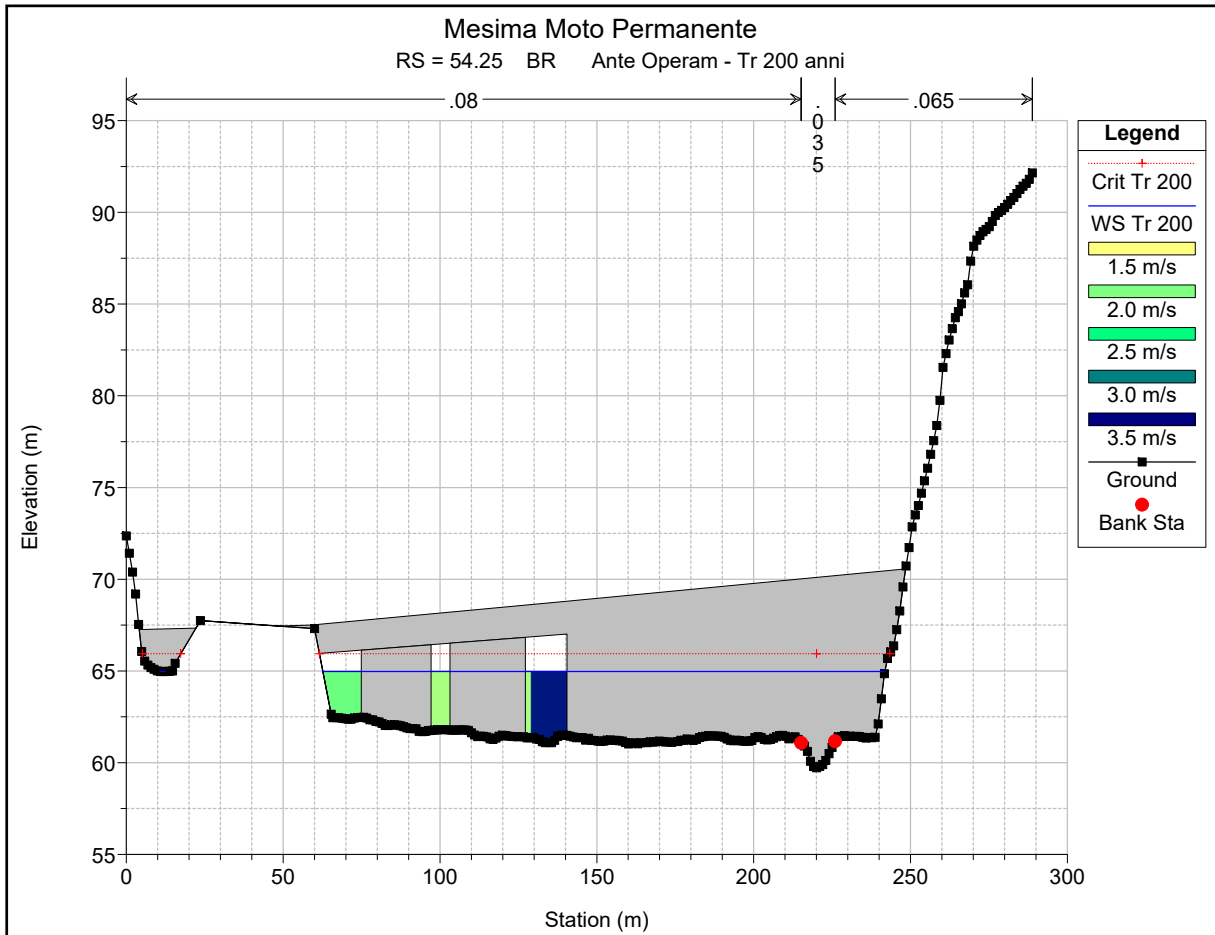


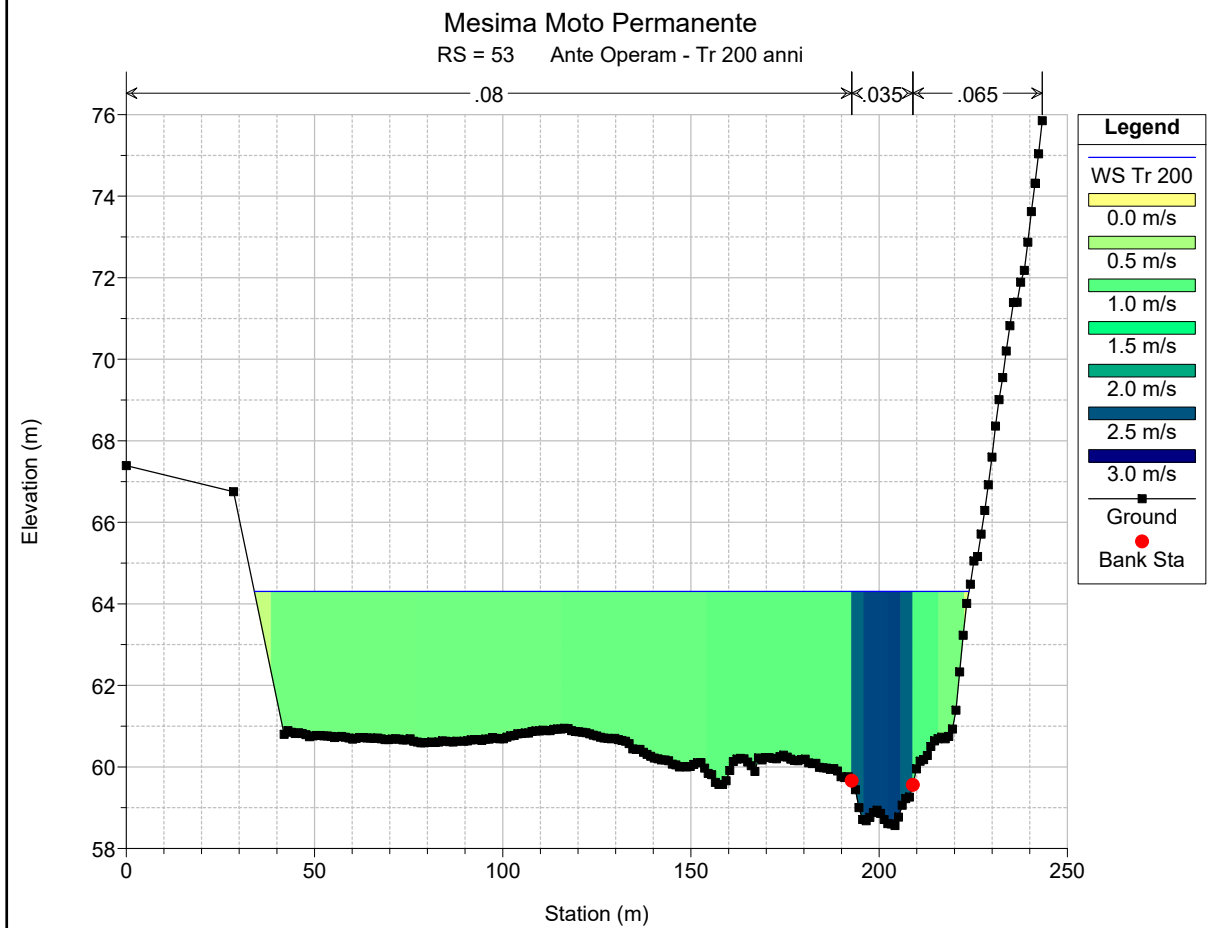
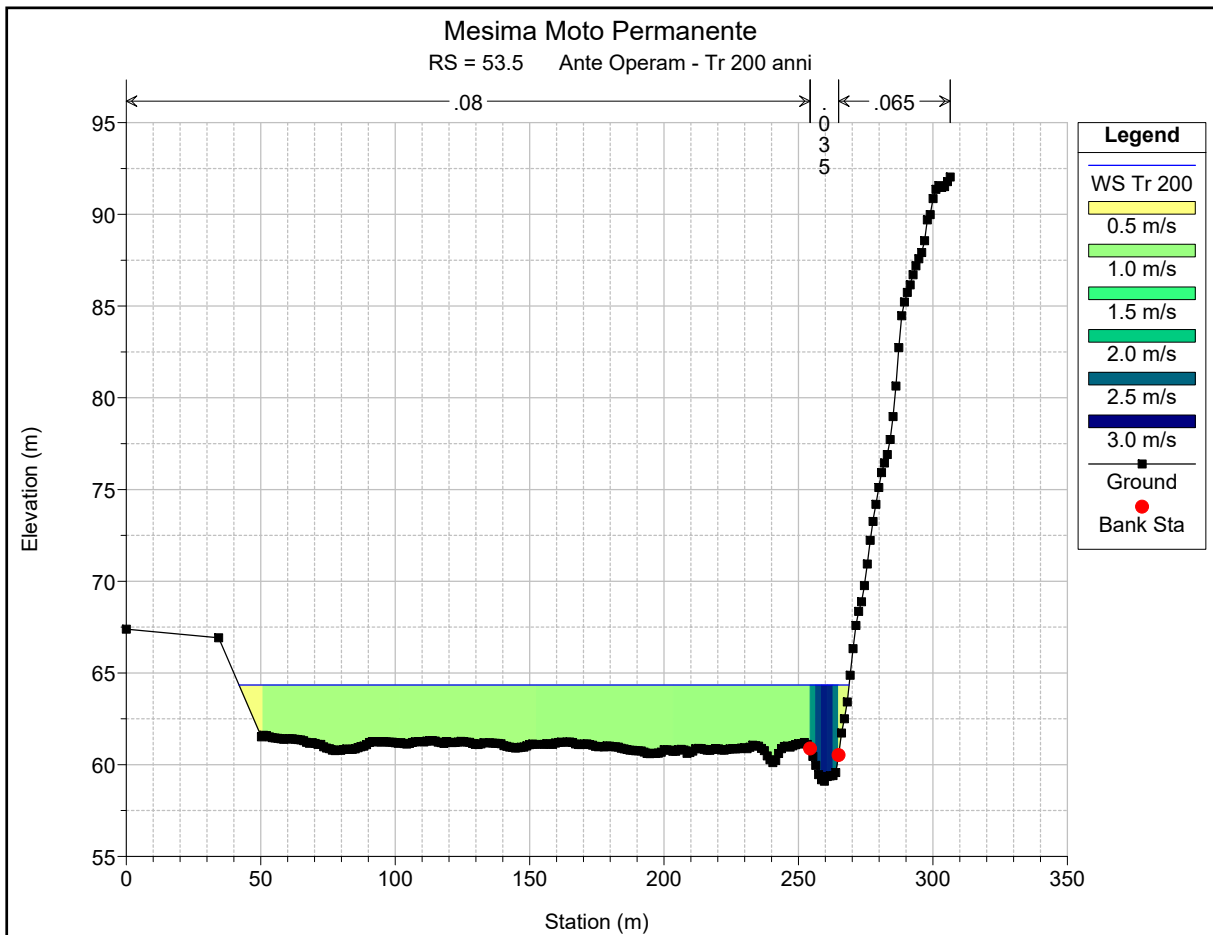


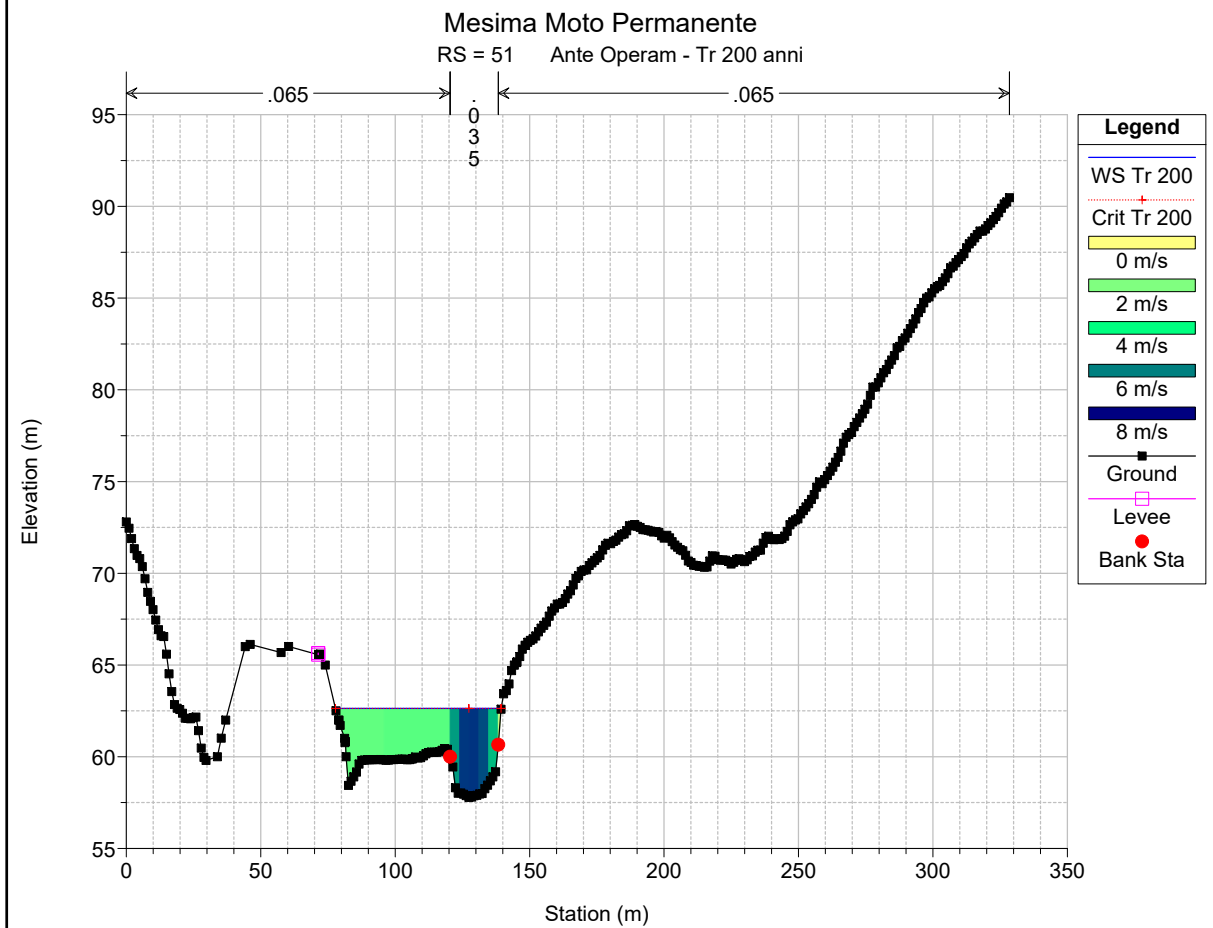
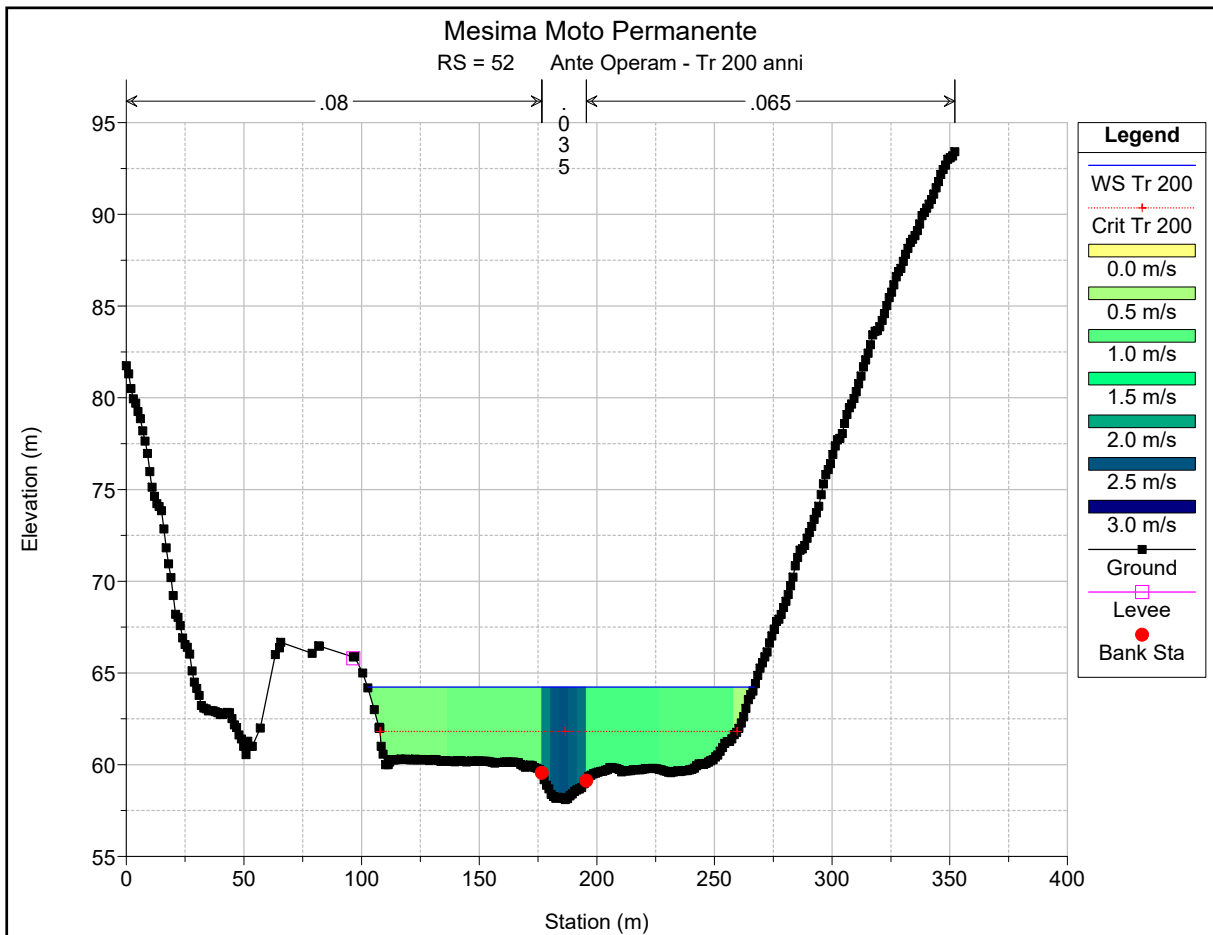


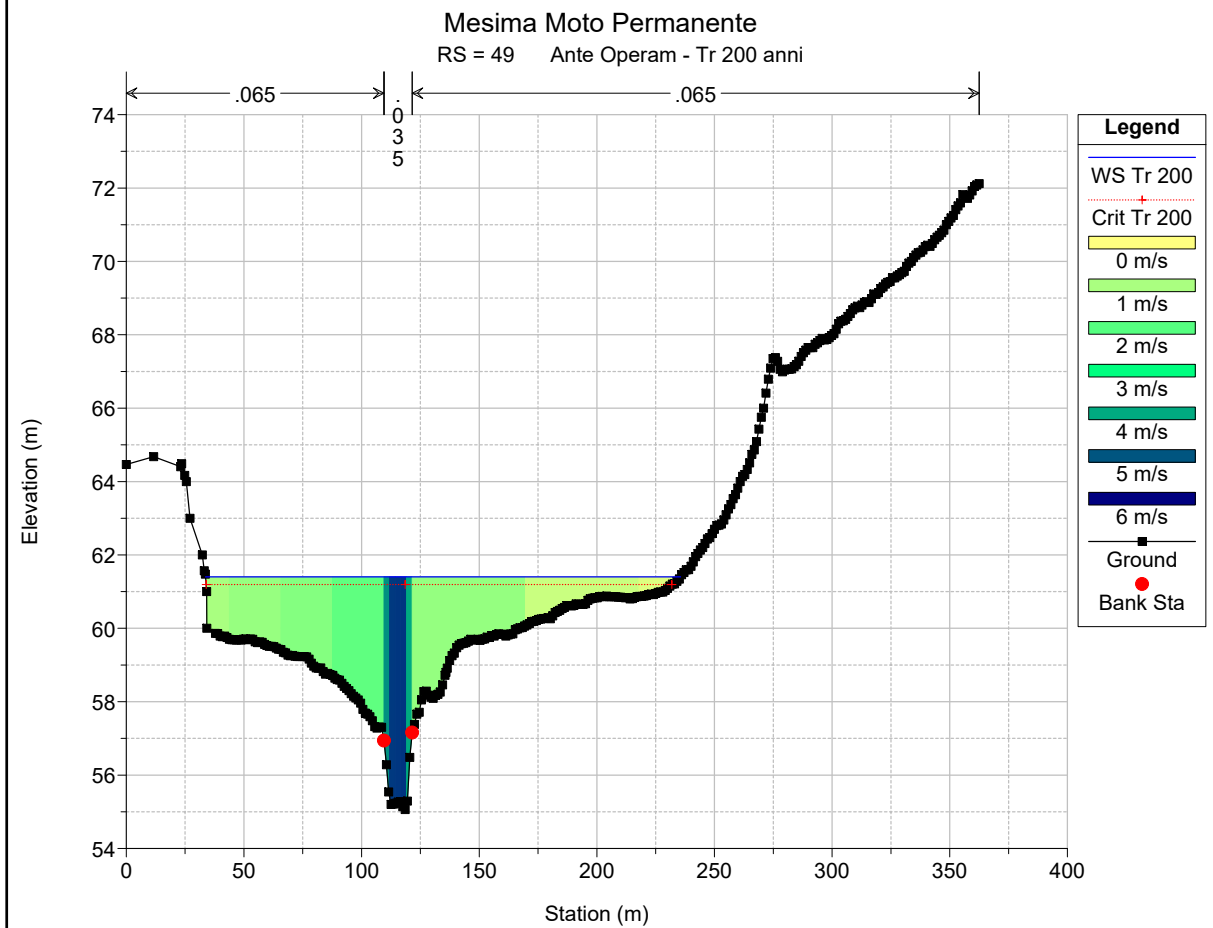
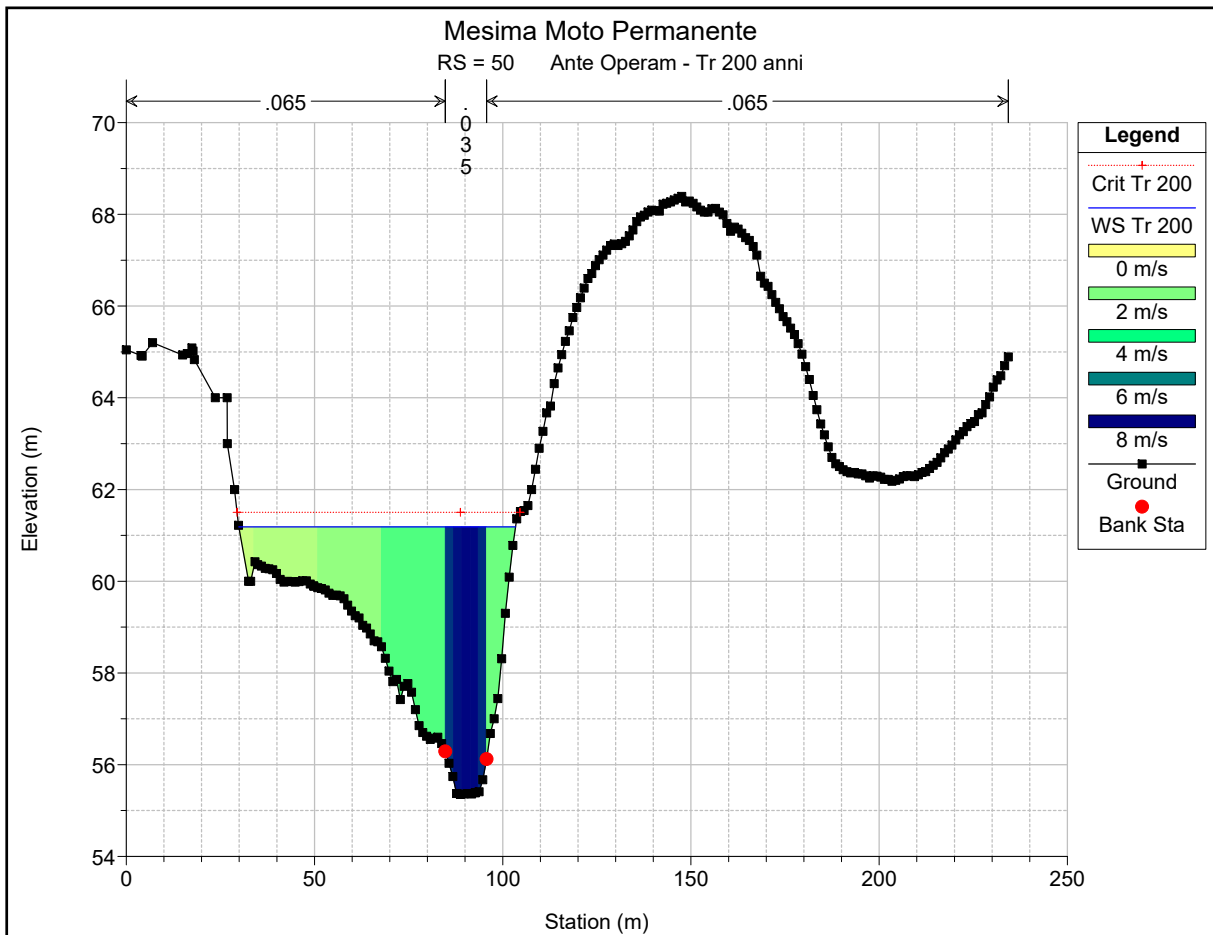


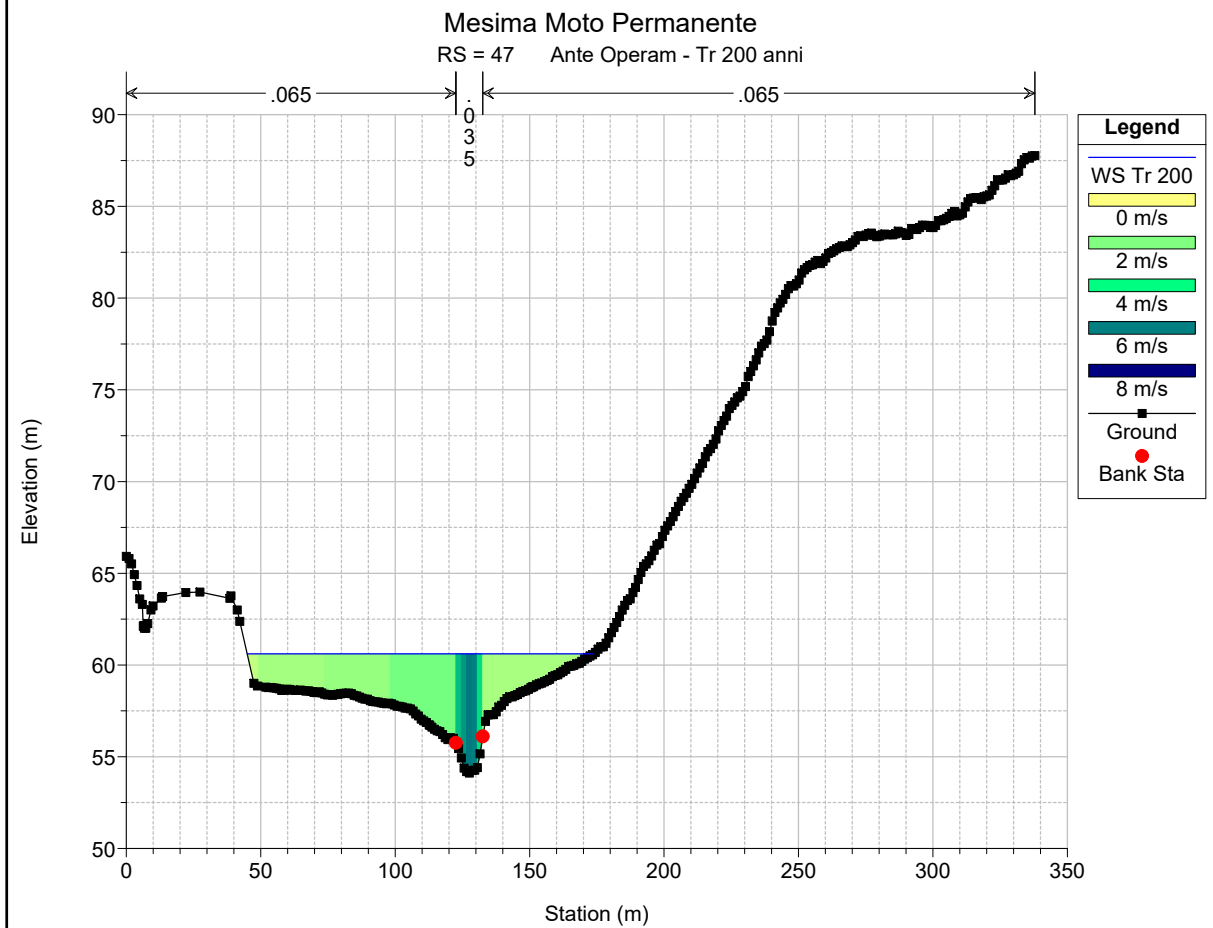
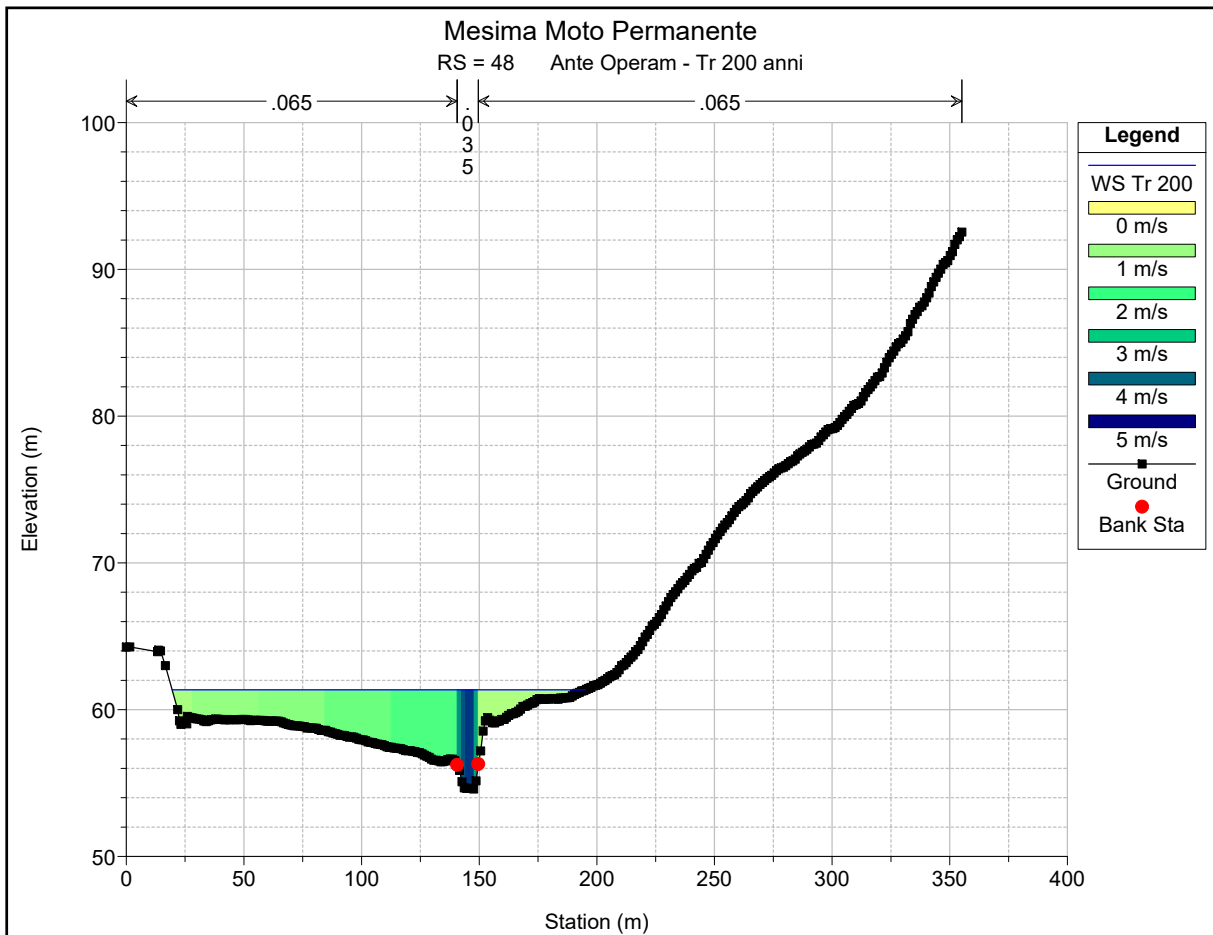


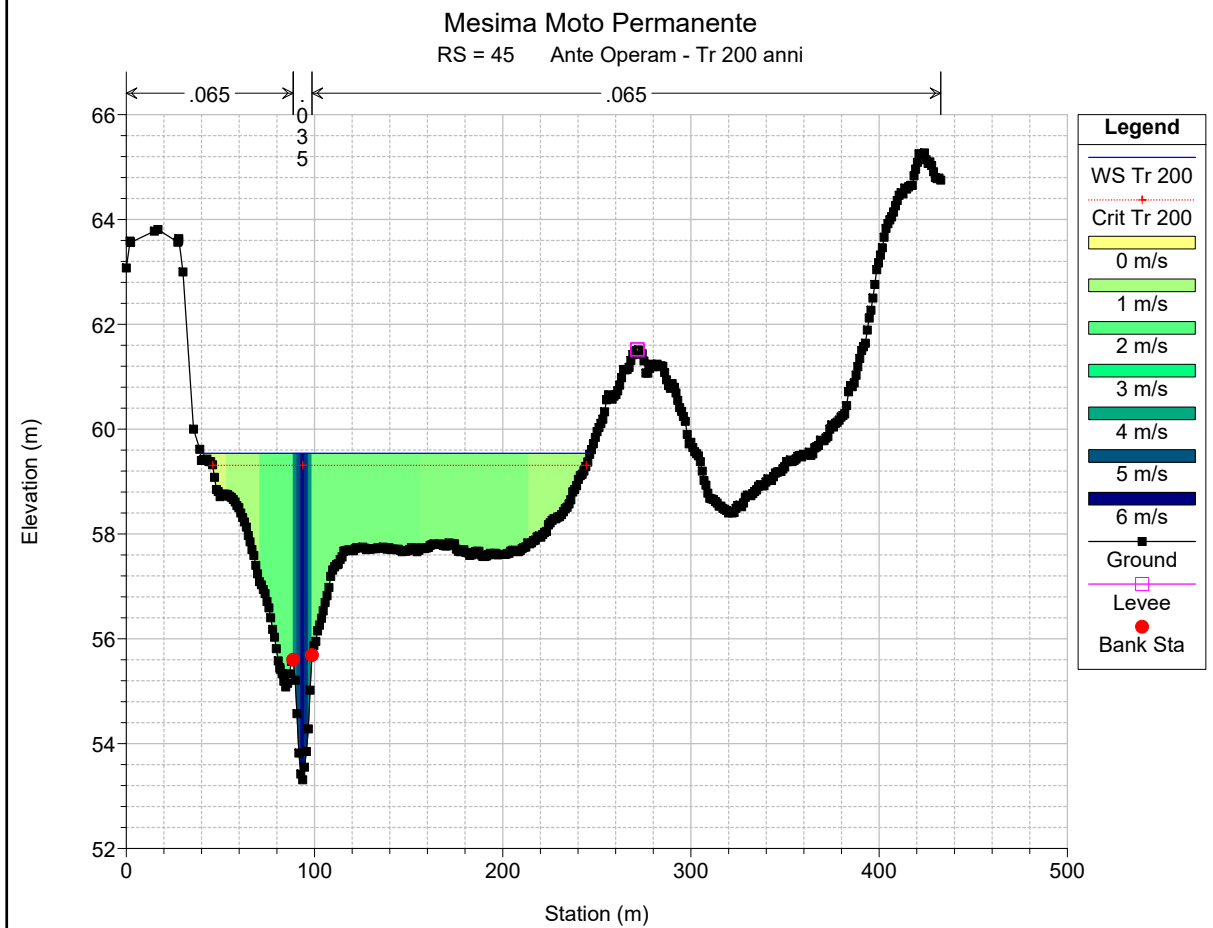
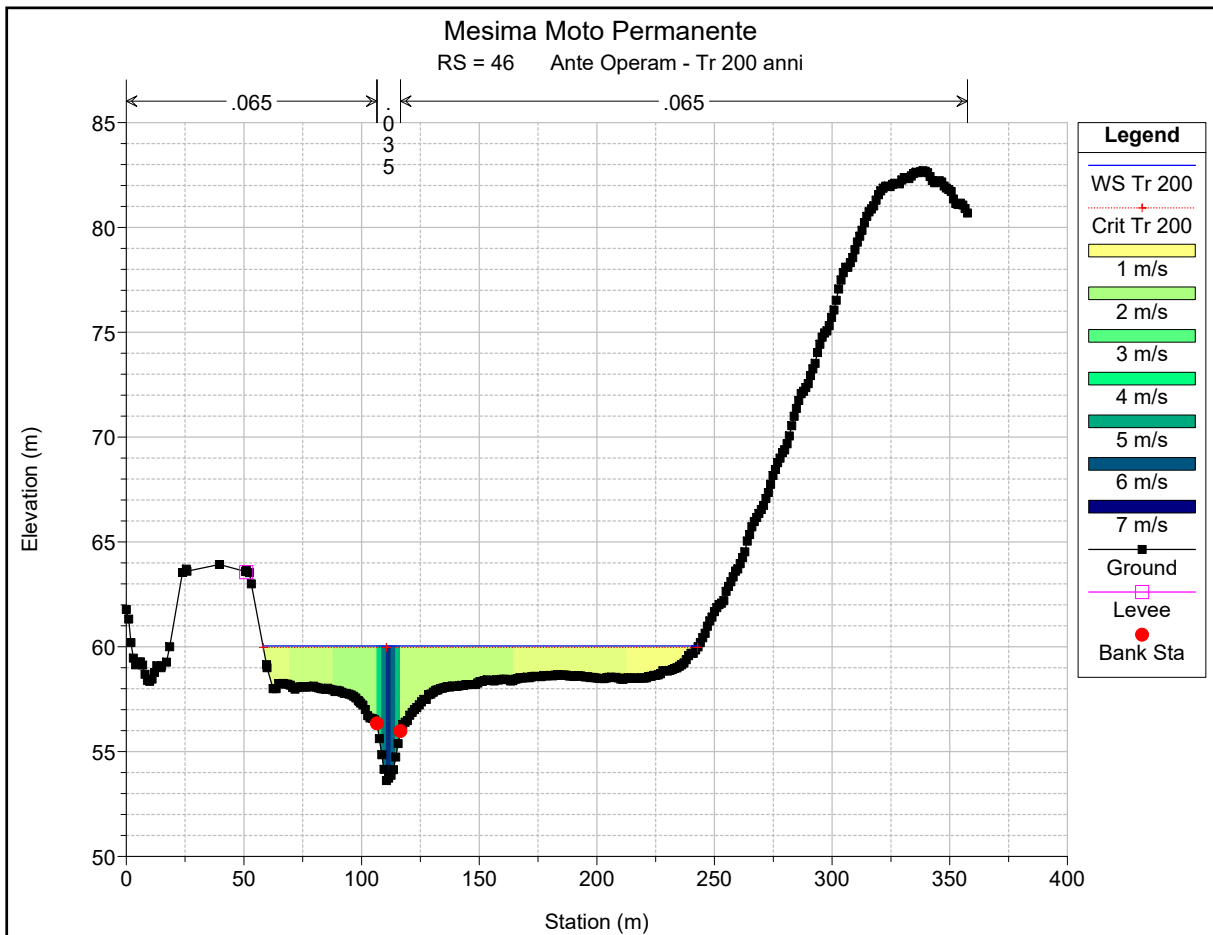


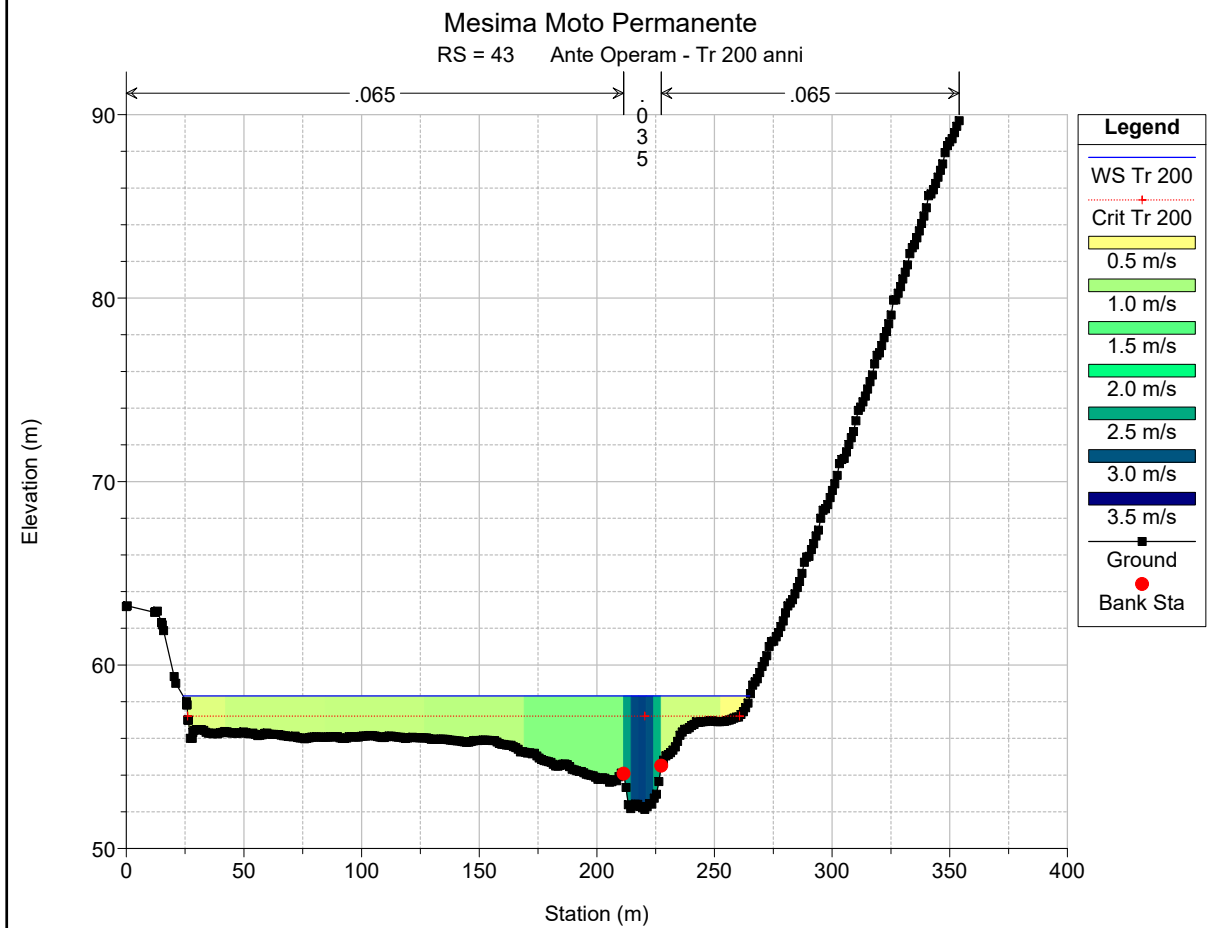
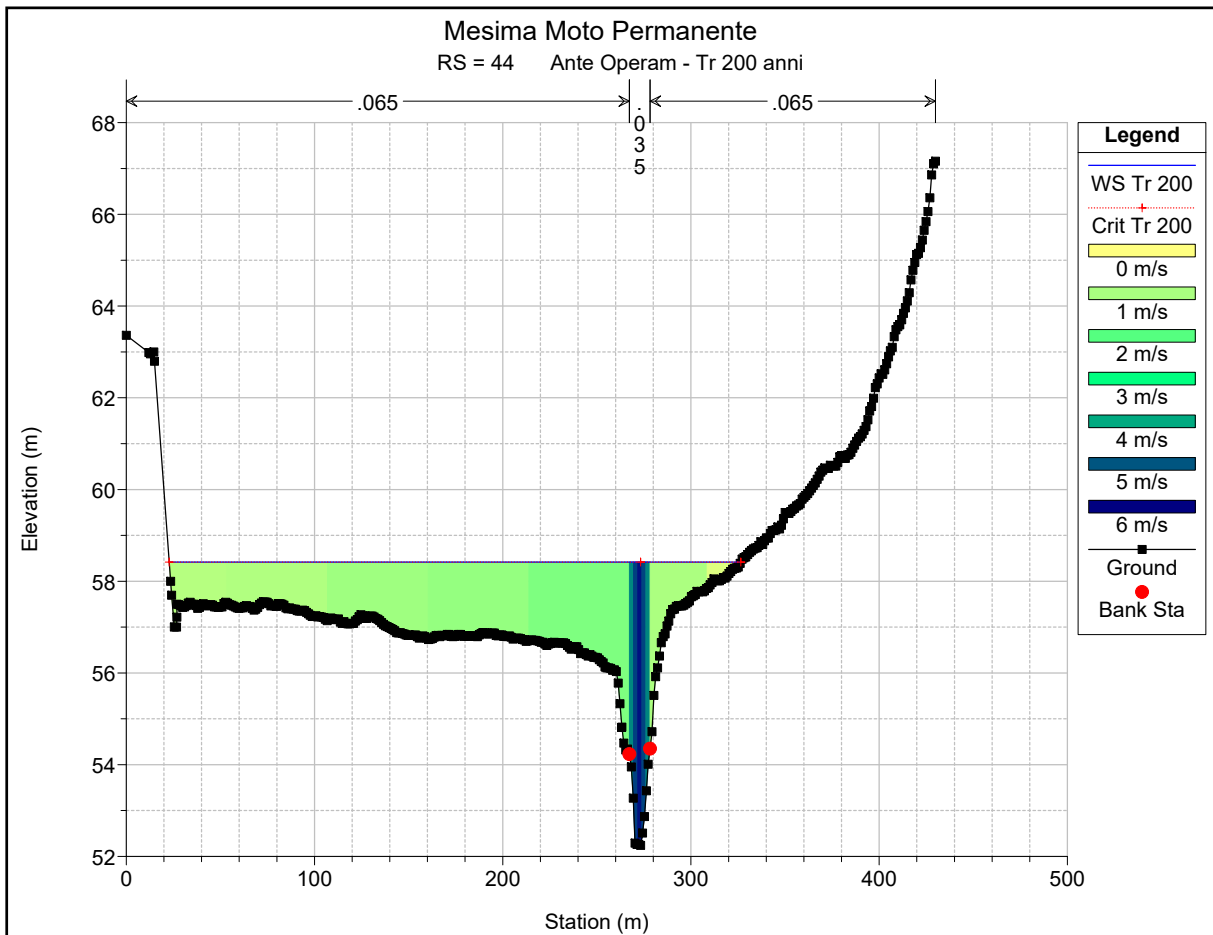


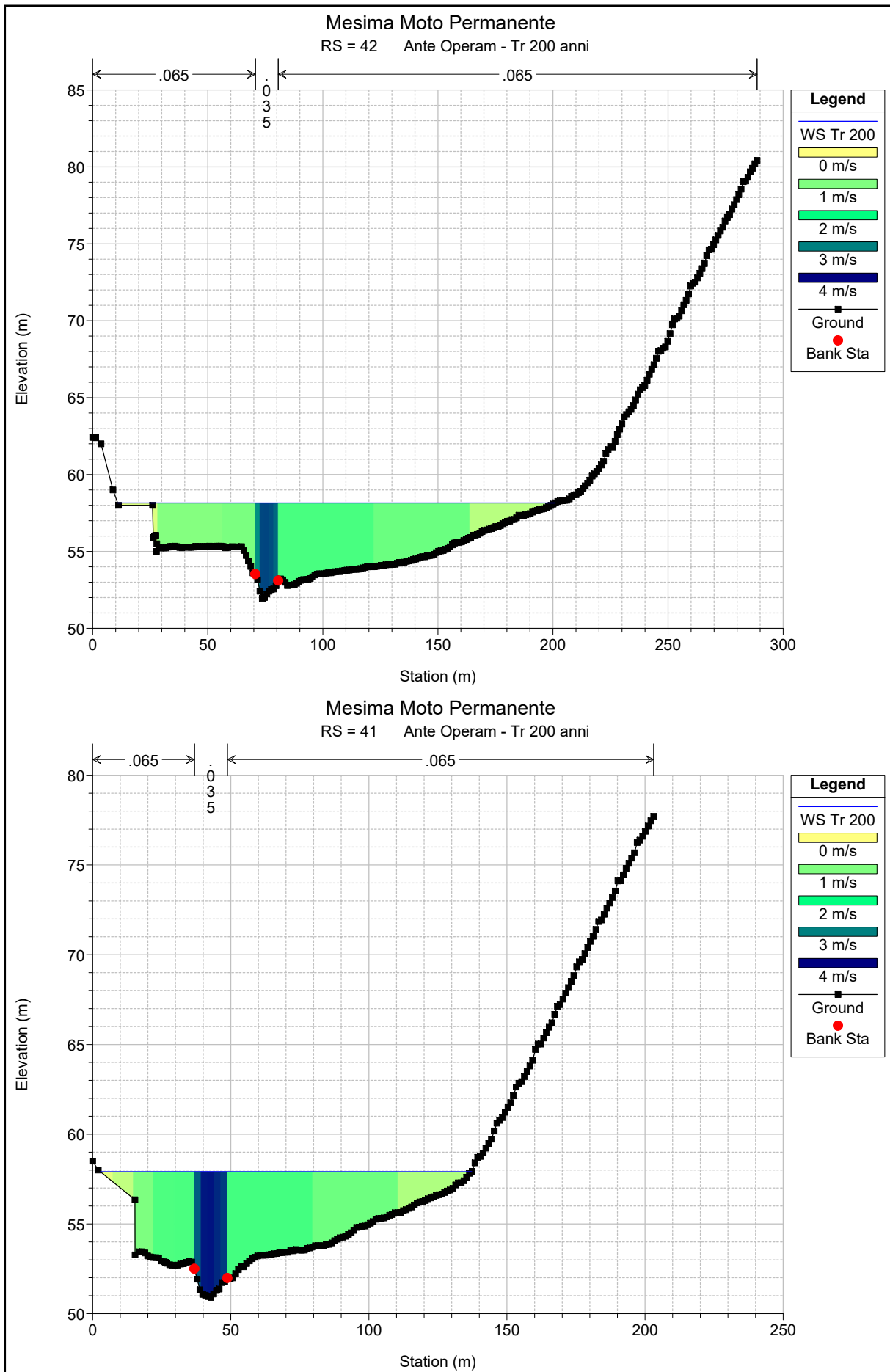


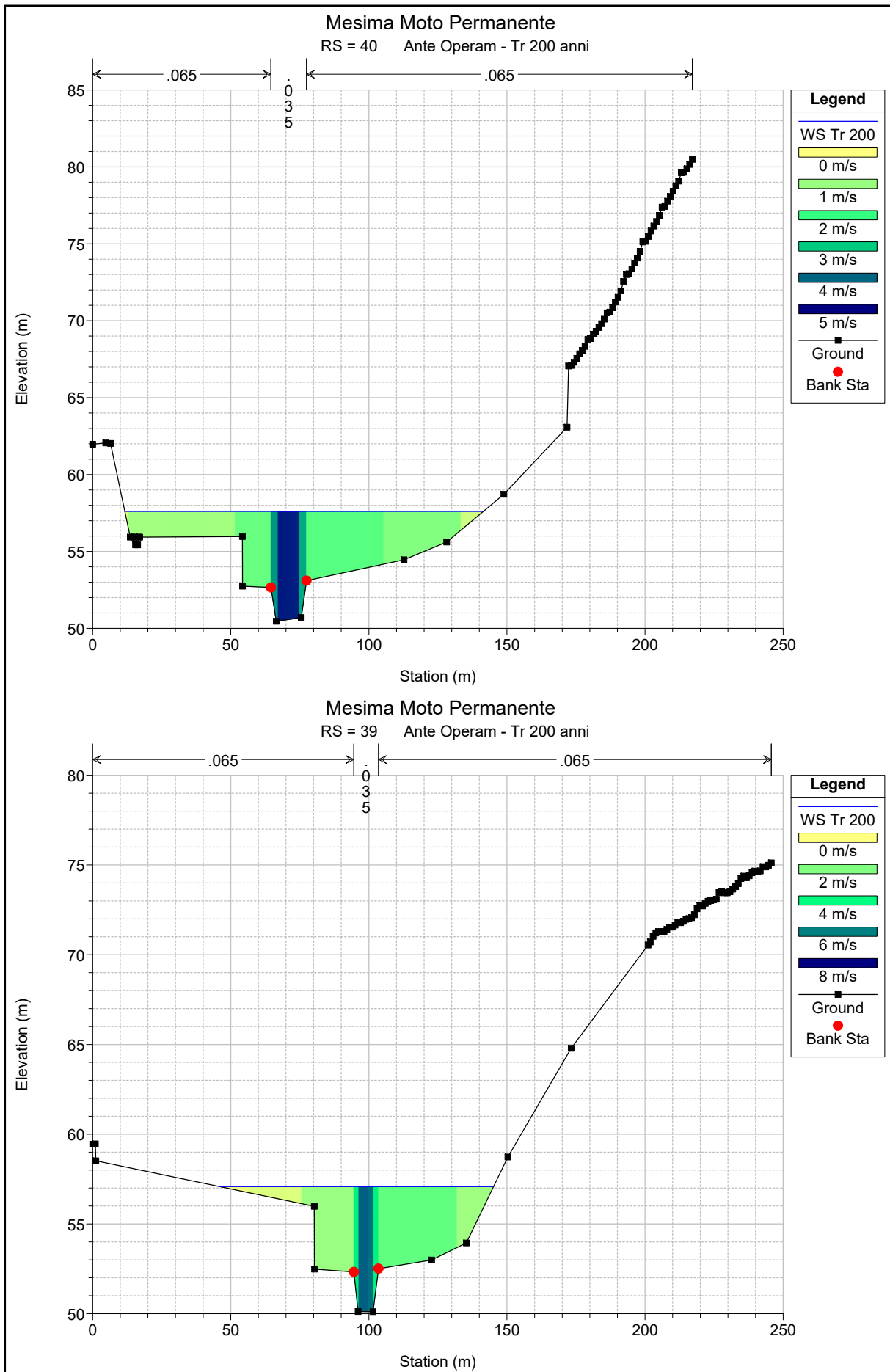


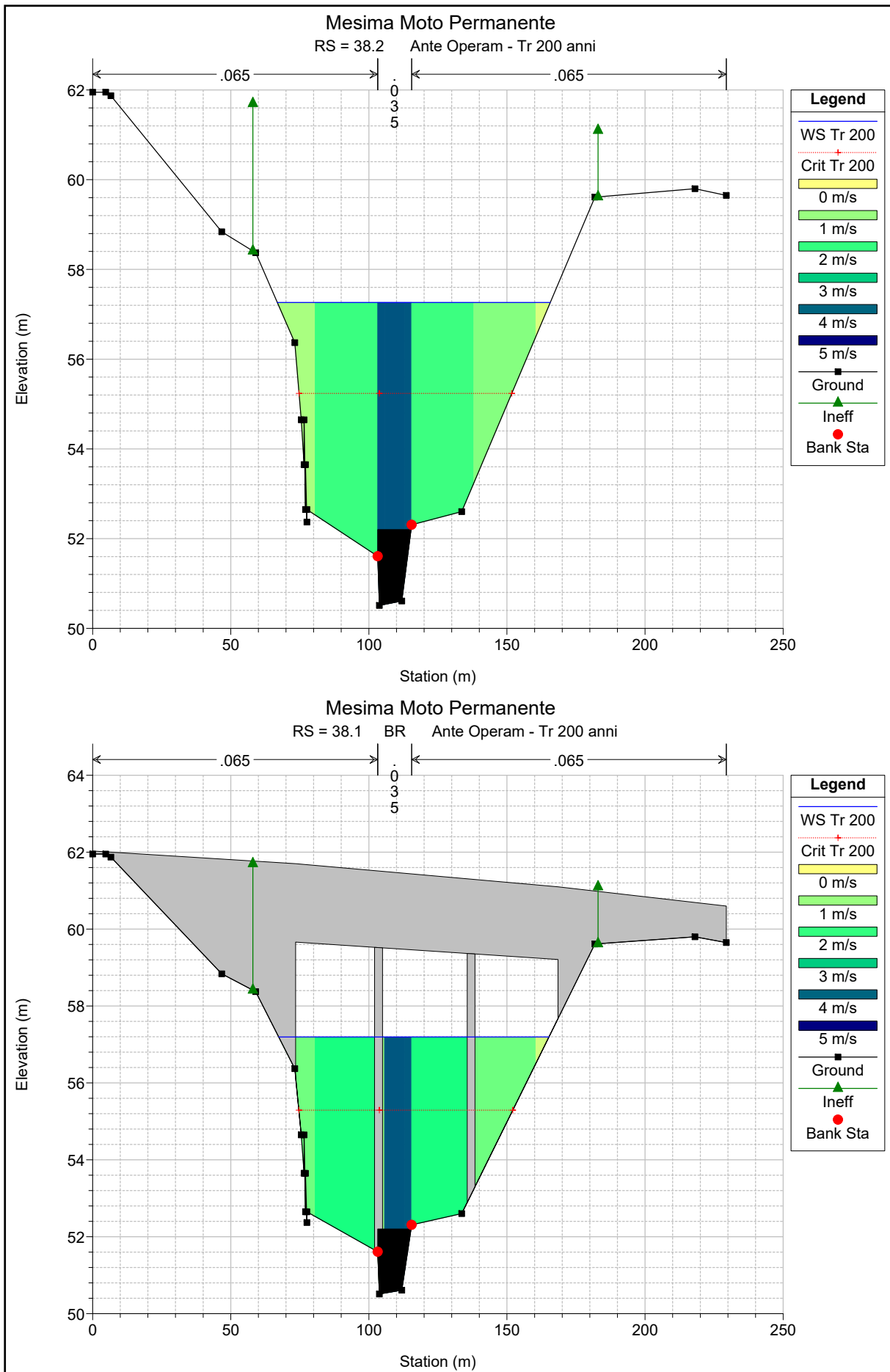


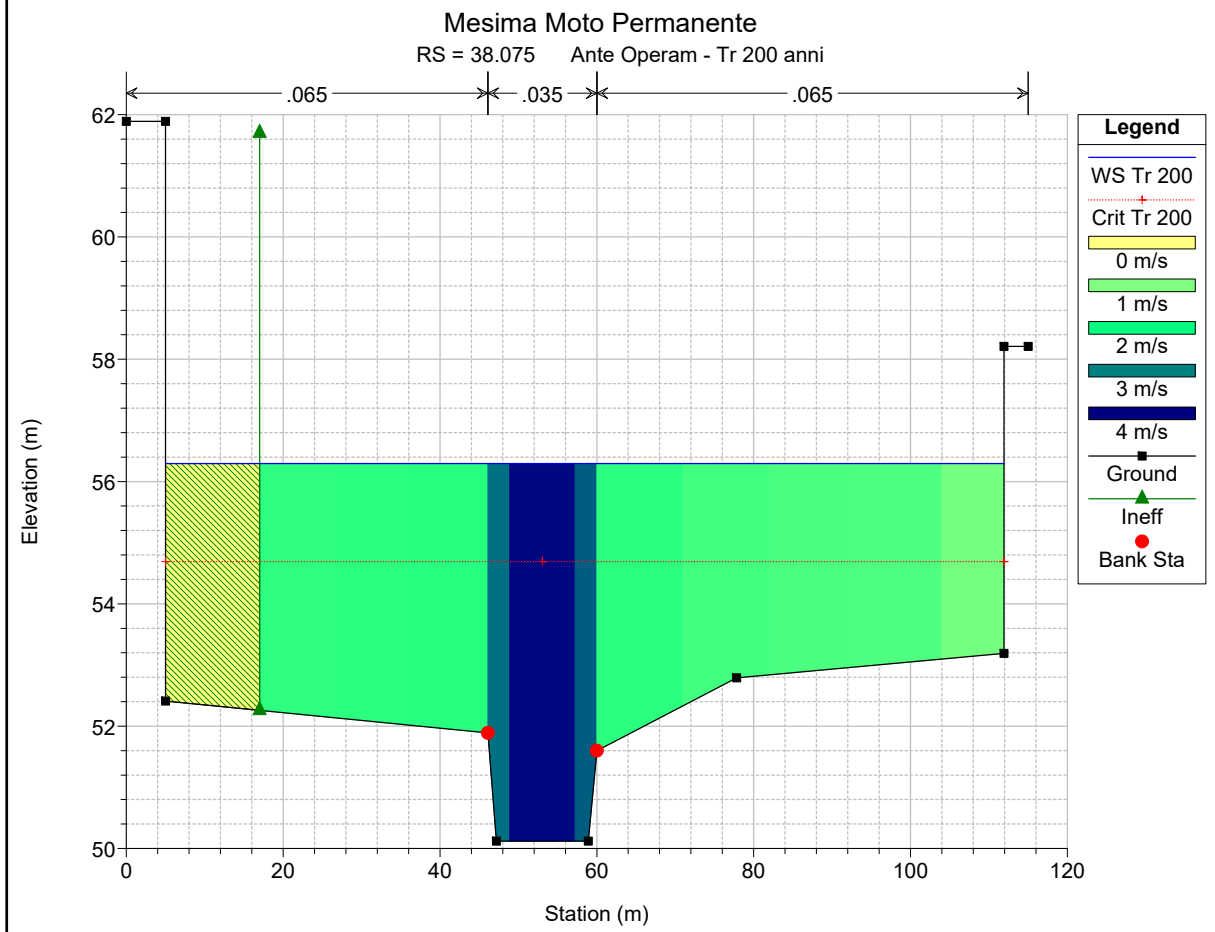
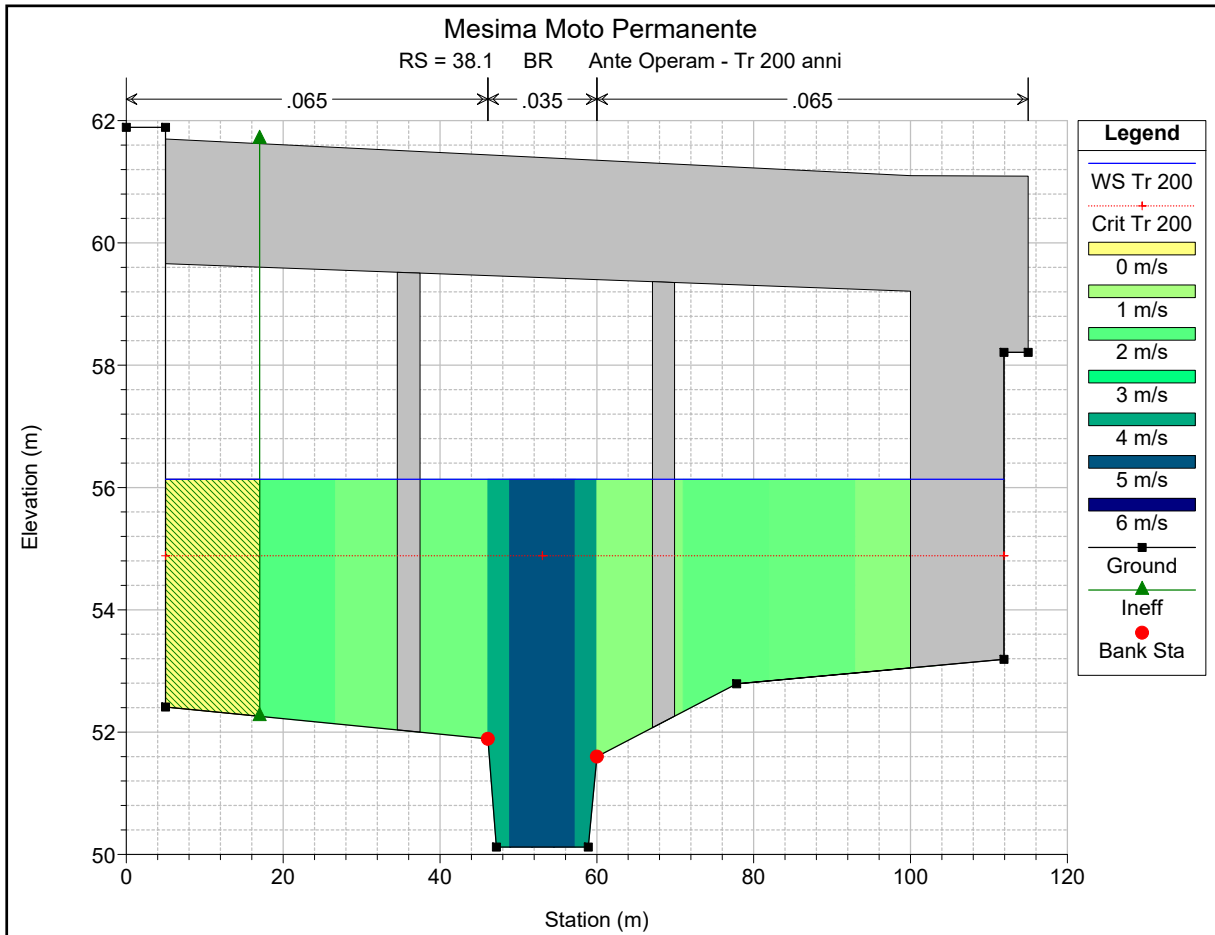


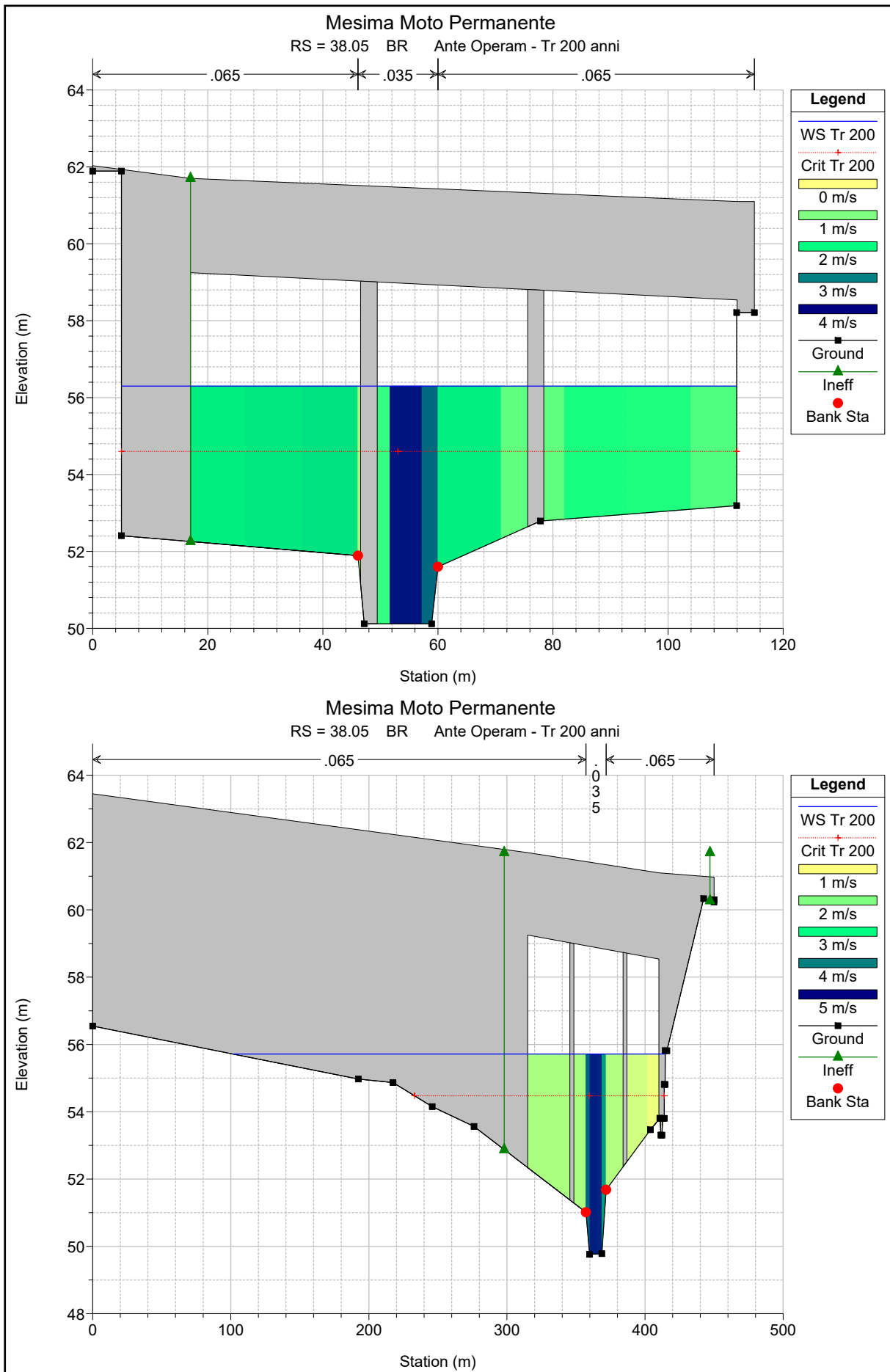


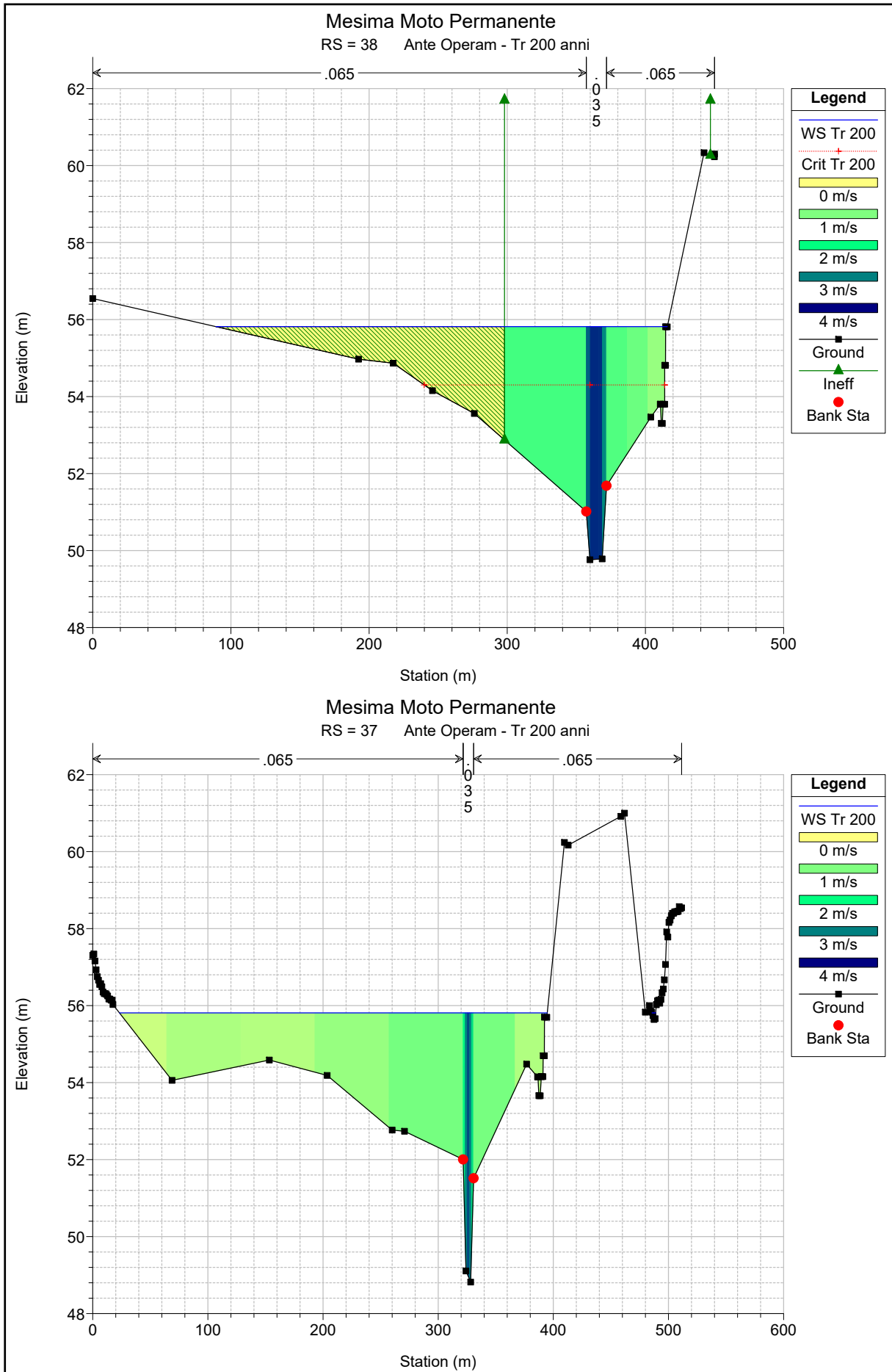


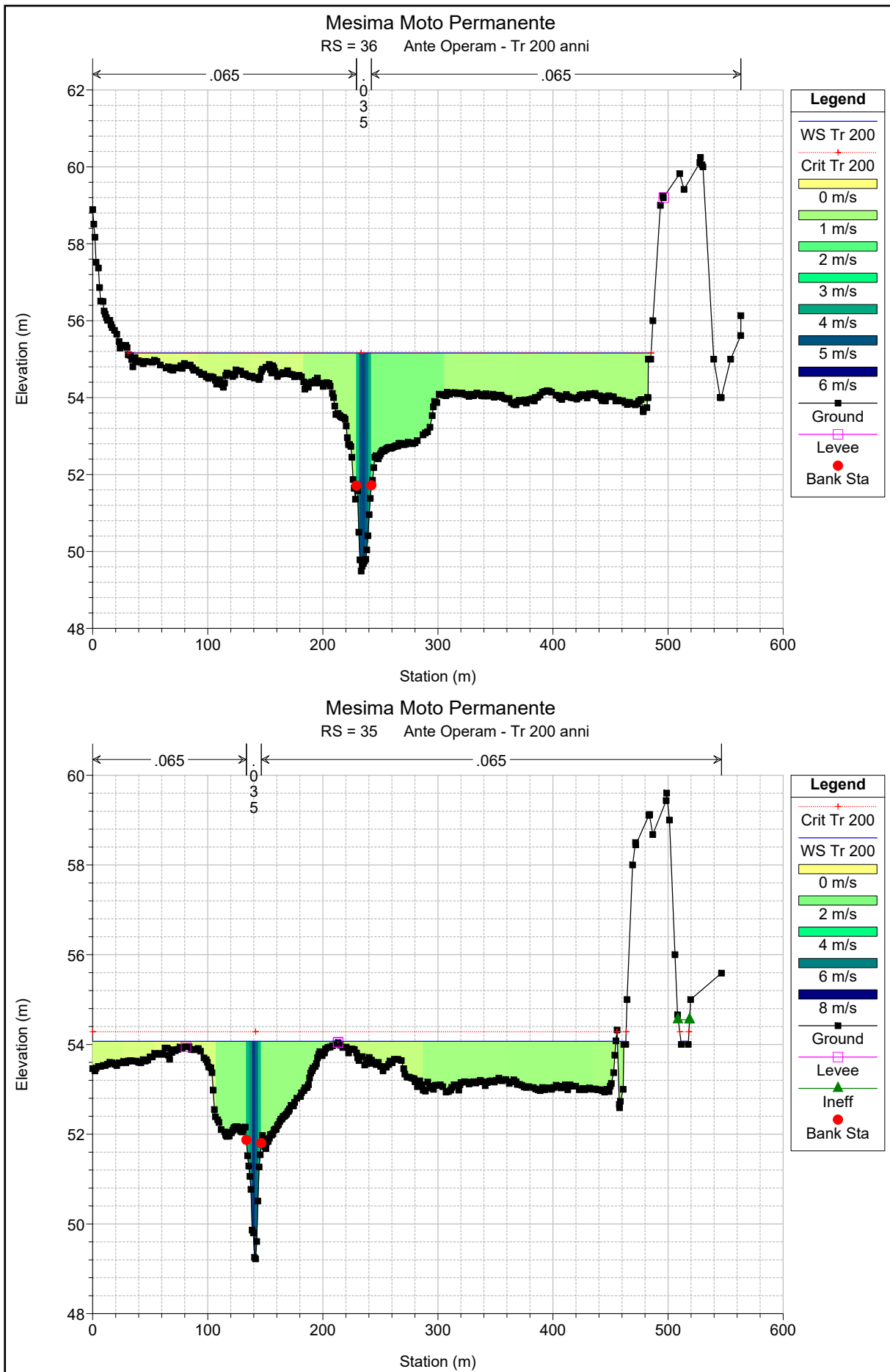


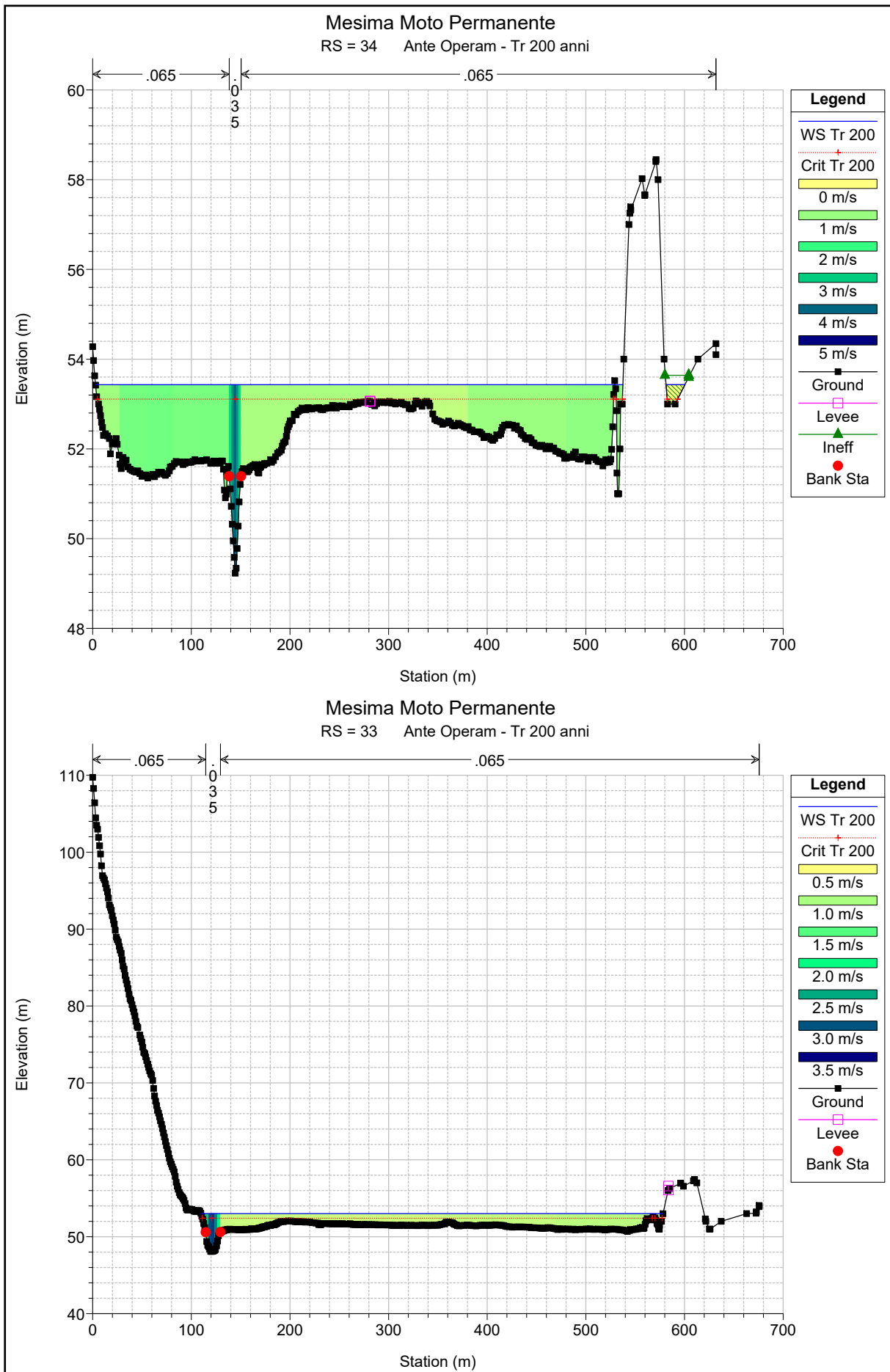




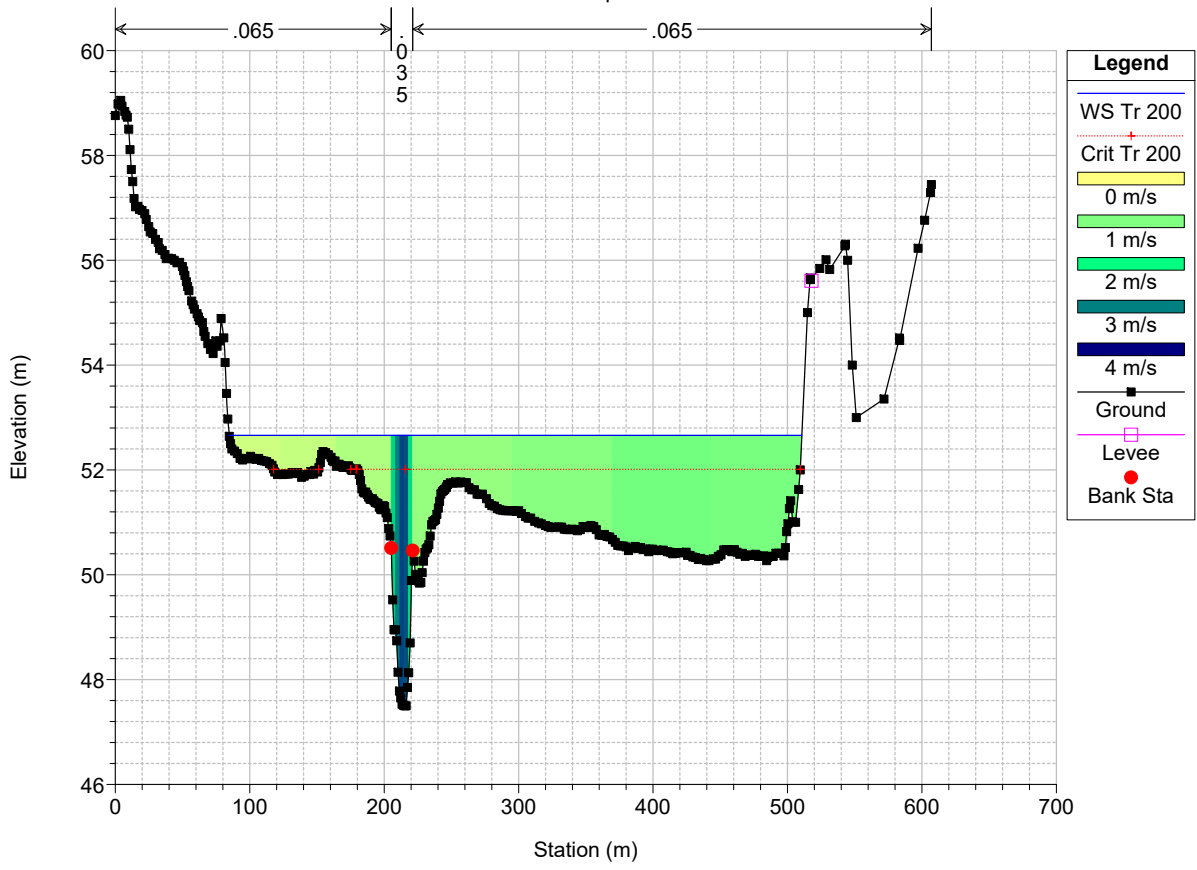








Mesima Moto Permanente
RS = 32 Ante Operam - Tr 200 anni

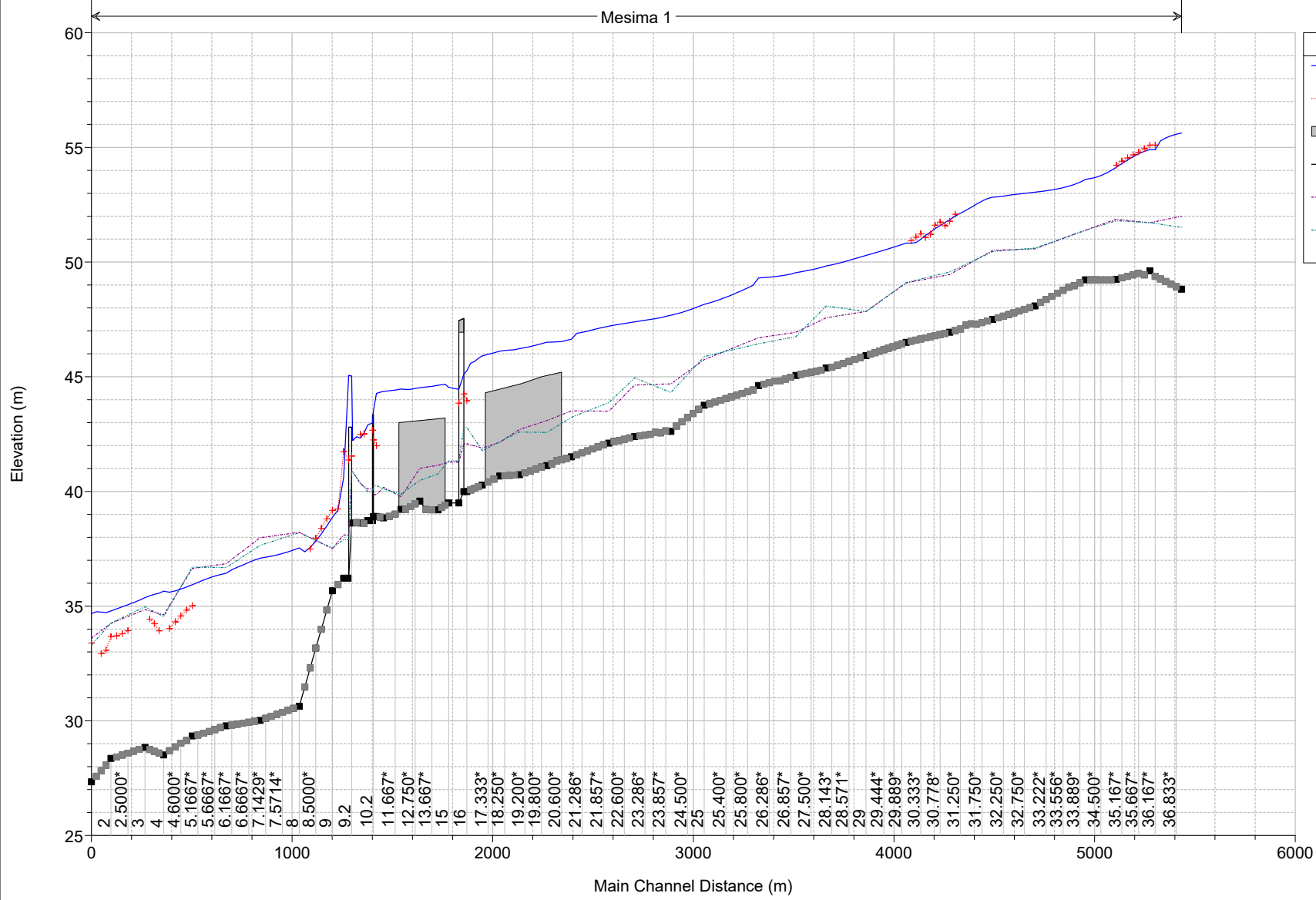


HEC-RAS Plan: Plan 13 River: Mesima Reach: 1 Profile: Tr 200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	89	Tr 200	780.00	71.55	77.67	75.31	77.87	0.001372	3.06	496.60	143.41	0.43
1	88	Tr 200	780.00	71.30	77.65	75.03	77.73	0.000631	2.20	793.98	227.78	0.29
1	87	Tr 200	780.00	71.18	77.63	74.36	77.68	0.000371	1.62	973.96	231.93	0.22
1	86	Tr 200	780.00	71.15	76.76	75.86	77.57	0.004761	5.50	255.35	211.85	0.79
1	85.1	Bridge										
1	85	Tr 200	780.00	70.95	74.31	75.02	76.69	0.046929	10.13	147.38	247.95	2.11
1	84	Tr 200	780.00	70.70	74.91	73.43	75.00	0.001549	2.63	715.14	257.90	0.43
1	83	Tr 200	780.00	70.50	74.70	73.22	74.86	0.002100	3.13	554.28	184.96	0.51
1	82	Tr 200	780.00	70.22	74.64		74.75	0.001416	2.69	590.24	185.68	0.43
1	81	Tr 200	780.00	69.67	74.55		74.64	0.000946	2.18	681.63	210.94	0.34
1	80	Tr 200	780.00	69.26	74.41		74.59	0.001350	2.90	516.89	144.60	0.43
1	79	Tr 200	780.00	69.10	74.37		74.50	0.001280	2.81	578.23	167.74	0.41
1	78	Tr 200	780.00	69.09	73.97		74.37	0.003359	4.24	355.94	113.89	0.66
1	77	Tr 200	780.00	68.74	73.72		74.16	0.003556	4.50	360.11	127.37	0.68
1	76	Tr 200	780.00	68.18	73.67		73.85	0.001787	3.27	504.58	163.91	0.48
1	75	Tr 200	780.00	67.86	73.61		73.71	0.000841	2.46	687.00	202.70	0.34
1	74	Tr 200	780.00	67.49	73.47		73.62	0.000971	2.77	598.14	175.25	0.37
1	73	Tr 200	780.00	67.10	73.12		73.47	0.002442	4.29	450.83	172.06	0.58
1	72	Tr 200	780.00	65.94	73.02	71.25	73.34	0.001103	3.10	438.70	113.24	0.39
1	71.5	Bridge										
1	71	Tr 200	780.00	66.62	72.90	70.41	73.06	0.000694	2.39	632.20	184.97	0.31
1	70.5	Bridge										
1	70	Tr 200	780.00	65.69	72.05	70.73	72.56	0.002671	4.40	321.35	83.42	0.58
1	69.5	Bridge										
1	69	Tr 200	780.00	65.67	71.74	70.39	72.05	0.002181	3.80	424.66	137.45	0.51
1	68.5	Bridge										
1	68	Tr 200	780.00	64.71	71.19	69.14	71.31	0.001013	2.55	615.84	174.03	0.32
1	67.5	Bridge										
1	67	Tr 200	780.00	64.47	70.89	69.33	71.13	0.001121	2.98	560.61	197.67	0.39
1	66.5	Bridge										
1	66	Tr 200	780.00	63.26	70.88		71.01	0.000612	2.36	704.88	189.99	0.28
1	65	Tr 200	780.00	64.19	70.78		70.93	0.000871	2.78	577.17	134.64	0.36
1	64	Tr 200	780.00	64.07	70.77		70.83	0.000450	1.85	811.23	170.76	0.24
1	63	Tr 200	780.00	63.70	70.74		70.78	0.000272	1.61	967.73	192.37	0.20
1	62	Tr 200	780.00	63.10	70.72		70.75	0.000176	1.30	1195.90	226.03	0.16
1	61	Tr 200	780.00	62.68	70.72		70.74	0.000107	1.09	1485.74	265.11	0.13
1	60	Tr 200	780.00	62.25	70.67		70.71	0.000199	1.57	954.88	142.65	0.18
1	59	Tr 200	780.00	62.17	70.67		70.69	0.000091	1.08	1470.31	224.82	0.12
1	58	Tr 200	780.00	61.73	70.67		70.68	0.000074	0.99	1641.37	225.91	0.11
1	57	Tr 200	780.00	61.41	70.66		70.68	0.000067	0.95	1691.85	247.94	0.10
1	56	Tr 200	780.00	61.26	70.66		70.67	0.000050	0.84	1998.92	280.46	0.09
1	55	Tr 200	780.00	61.11	70.66	63.78	70.67	0.000063	0.92	1963.96	298.65	0.10
1	54.5	Tr 200	780.00	61.01	70.65		70.67	0.000099	1.15	1685.56	269.83	0.12
1	54.4	Tr 200	780.00	60.66	70.58	65.57	70.66	0.000194	1.77	1087.73	216.10	0.18
1	54.25	Bridge										
1	54	Tr 200	780.00	59.72	64.31		64.53	0.002901	3.77	504.18	177.86	0.60
1	53.5	Tr 200	780.00	59.10	64.35		64.44	0.001173	2.62	746.18	226.89	0.39
1	53	Tr 200	780.00	58.56	64.30		64.42	0.000850	2.52	726.25	189.84	0.35
1	52	Tr 200	780.00	58.10	64.23	61.81	64.36	0.000709	2.41	676.69	164.37	0.32
1	51	Tr 200	780.00	57.78	62.63	62.63	64.10	0.008322	6.46	188.81	61.57	1.00
1	50	Tr 200	780.00	55.35	61.18	61.50	63.07	0.007385	7.63	201.90	73.50	1.03
1	49	Tr 200	780.00	55.06	61.40	61.19	62.00	0.003258	4.92	400.27	201.86	0.65
1	48	Tr 200	780.00	54.59	61.35		61.67	0.002012	4.05	471.52	175.69	0.52
1	47	Tr 200	780.00	54.11	60.61		61.33	0.003921	5.49	329.70	128.84	0.72
1	46	Tr 200	780.00	53.62	60.04	59.97	60.69	0.004631	5.48	366.94	185.13	0.75
1	45	Tr 200	780.00	53.31	59.54	59.31	60.06	0.004017	5.08	408.14	207.06	0.71
1	44	Tr 200	780.00	52.24	58.42	58.42	58.97	0.003814	5.08	463.08	303.68	0.70
1	43	Tr 200	780.00	52.13	58.32	57.22	58.48	0.001103	2.86	646.06	240.87	0.38
1	42	Tr 200	780.00	51.94	58.15		58.33	0.001421	3.28	567.24	190.10	0.44
1	41	Tr 200	780.00	50.90	57.91		58.20	0.001403	3.64	477.45	134.42	0.45
1	40	Tr 200	780.00	50.46	57.60		58.08	0.002164	4.25	393.43	129.78	0.52
1	39	Tr 200	780.00	50.11	57.08		57.89	0.004345	5.64	287.69	99.02	0.71
1	38.2	Tr 200	780.00	52.20	57.26	55.24	57.66	0.002456	4.17	369.93	98.82	0.59
1	38.1	Bridge										
1	38.075	Tr 200	780.00	50.12	56.29	54.69	56.63	0.001734	3.65	392.48	106.92	0.47
1	38.05	Bridge										
1	38	Tr 200	780.00	49.76	55.82	54.30	56.11	0.001534	3.46	439.89	326.70	0.46
1	37	Tr 200	780.00	48.82	55.81		55.92	0.001208	2.81	786.76	374.66	0.36
1	36	Tr 200	780.00	49.49	55.16	55.16	55.59	0.003586	4.60	540.98	454.61	0.67
1	35	Tr 200	780.00	49.22	54.07	54.28	54.77	0.009576	6.01	422.95	468.54	1.03
1	34	Tr 200	780.00	49.23	53.43	53.11	53.58	0.003495	3.45	656.41	553.01	0.62
1	33	Tr 200	780.00	48.07	53.01	52.42	53.12	0.001573	2.73	793.01	468.48	0.43
1	32	Tr 200	780.00	47.50	52.66	52.01	52.81	0.001824	2.98	691.86	426.00	0.46

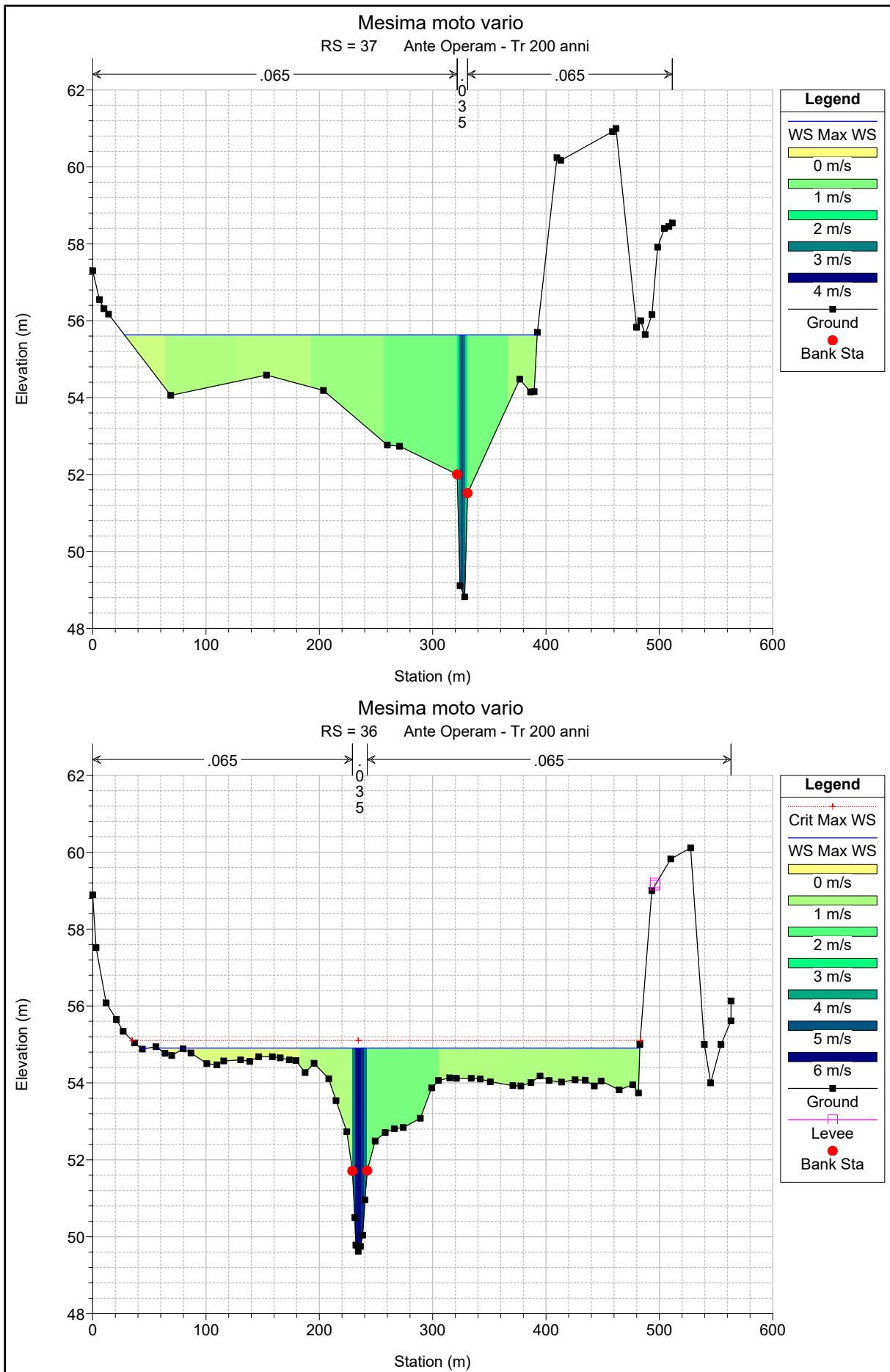
Mesima moto vario Ante Operam - Tr 200 anni

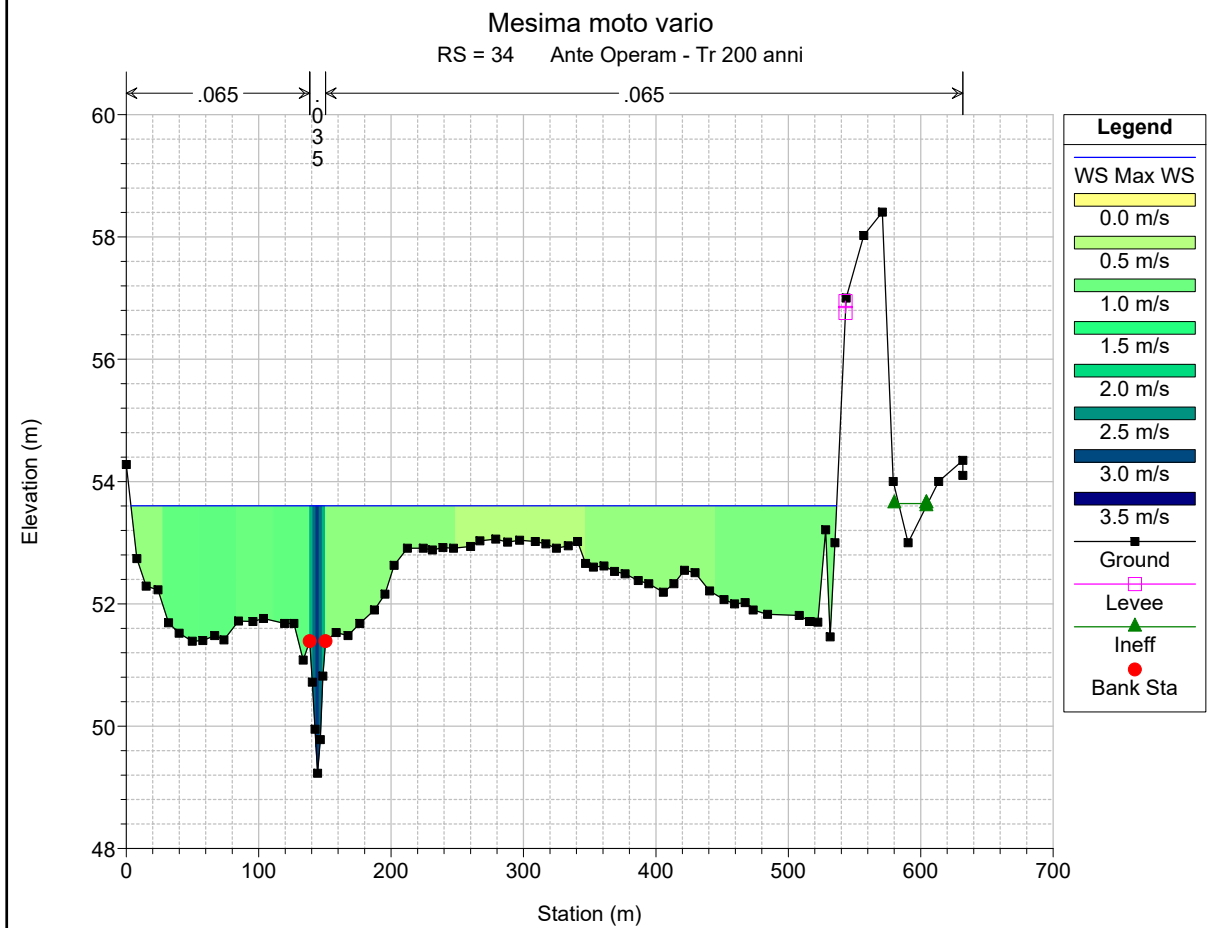
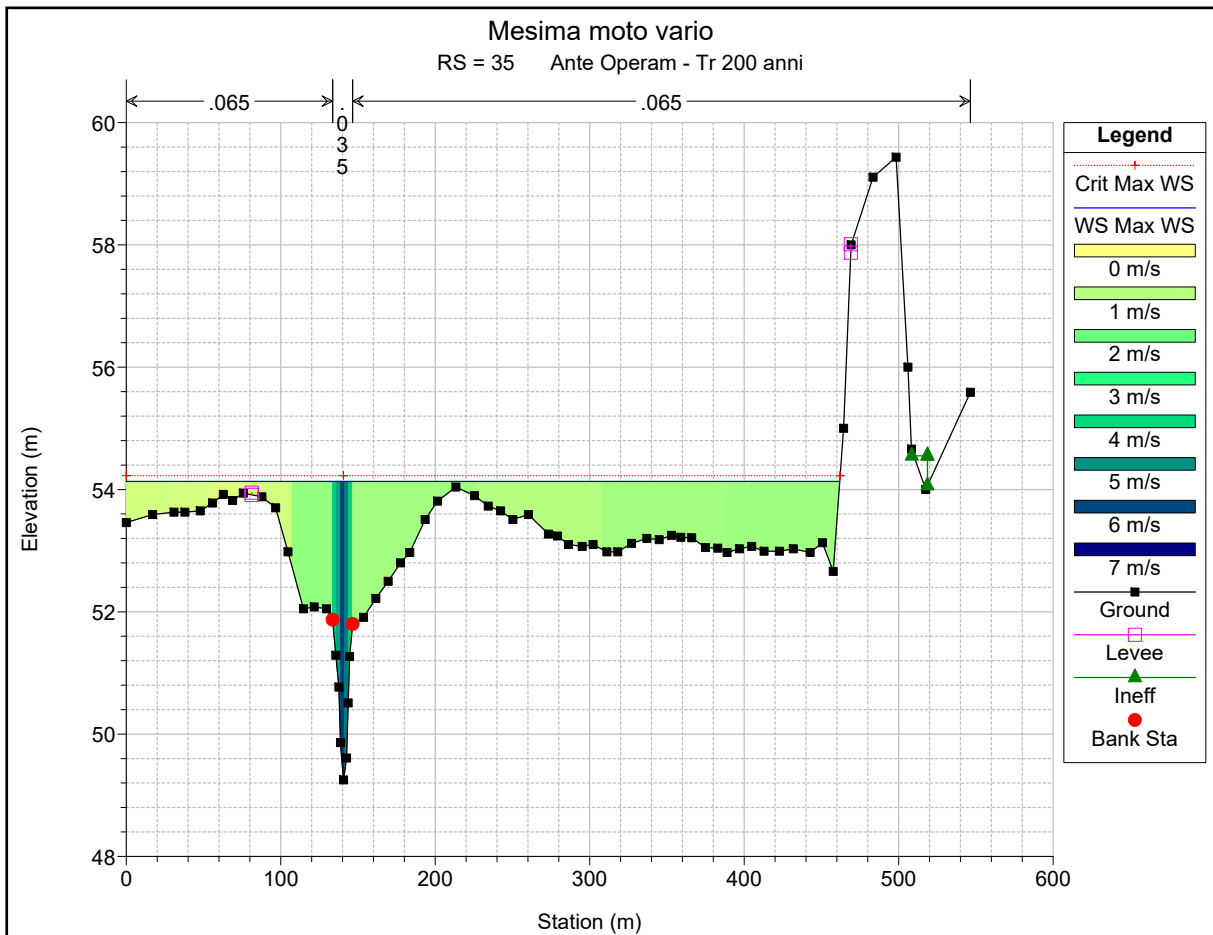
Mesima 1

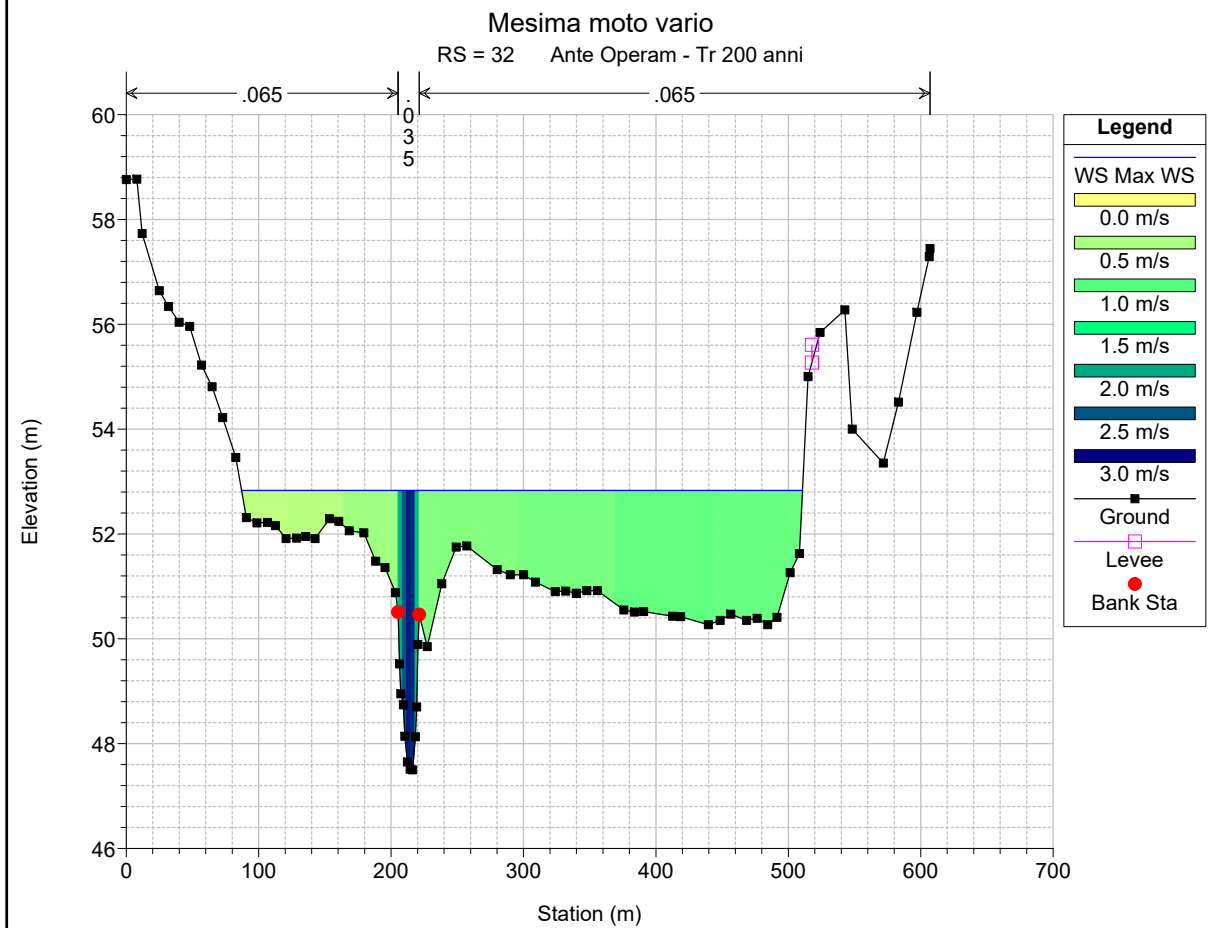
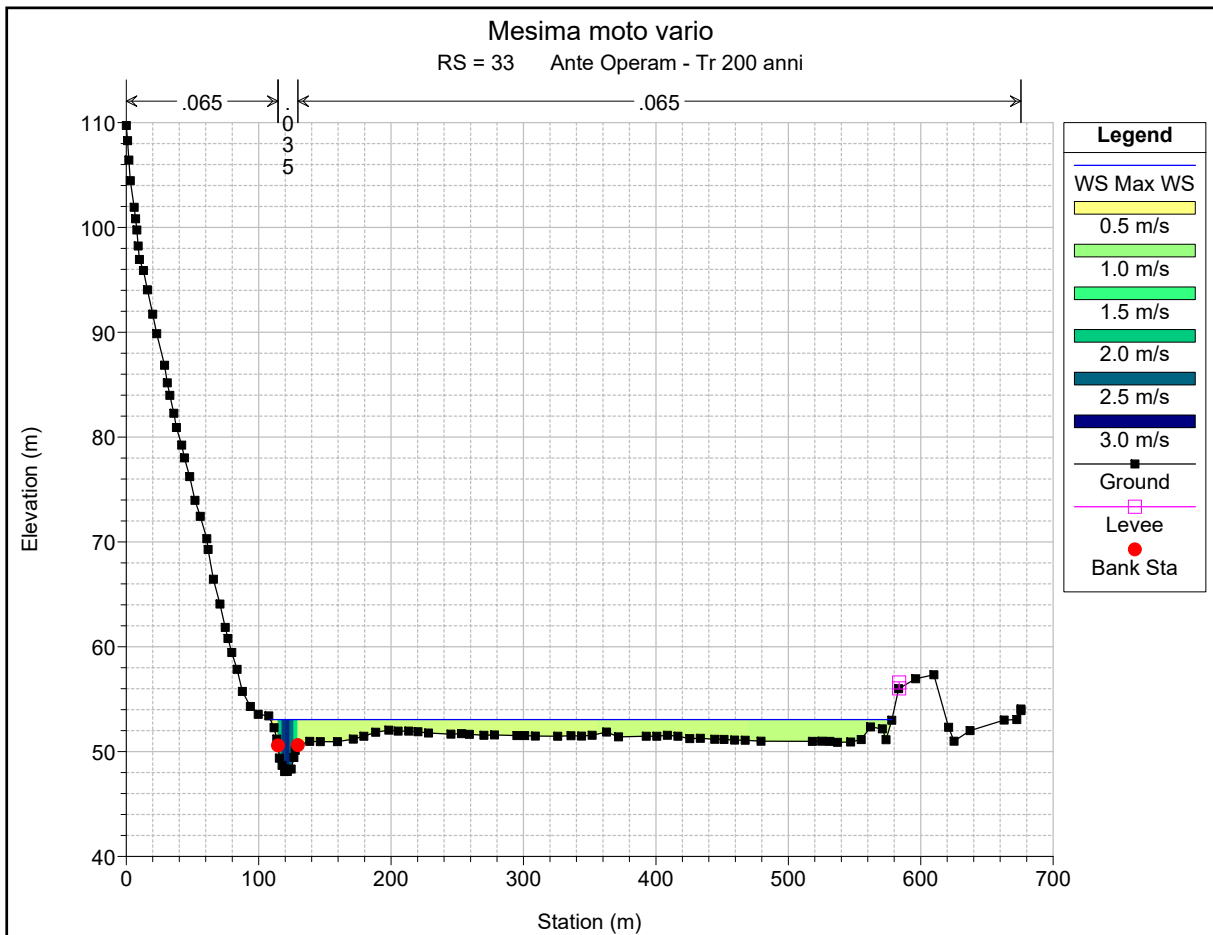


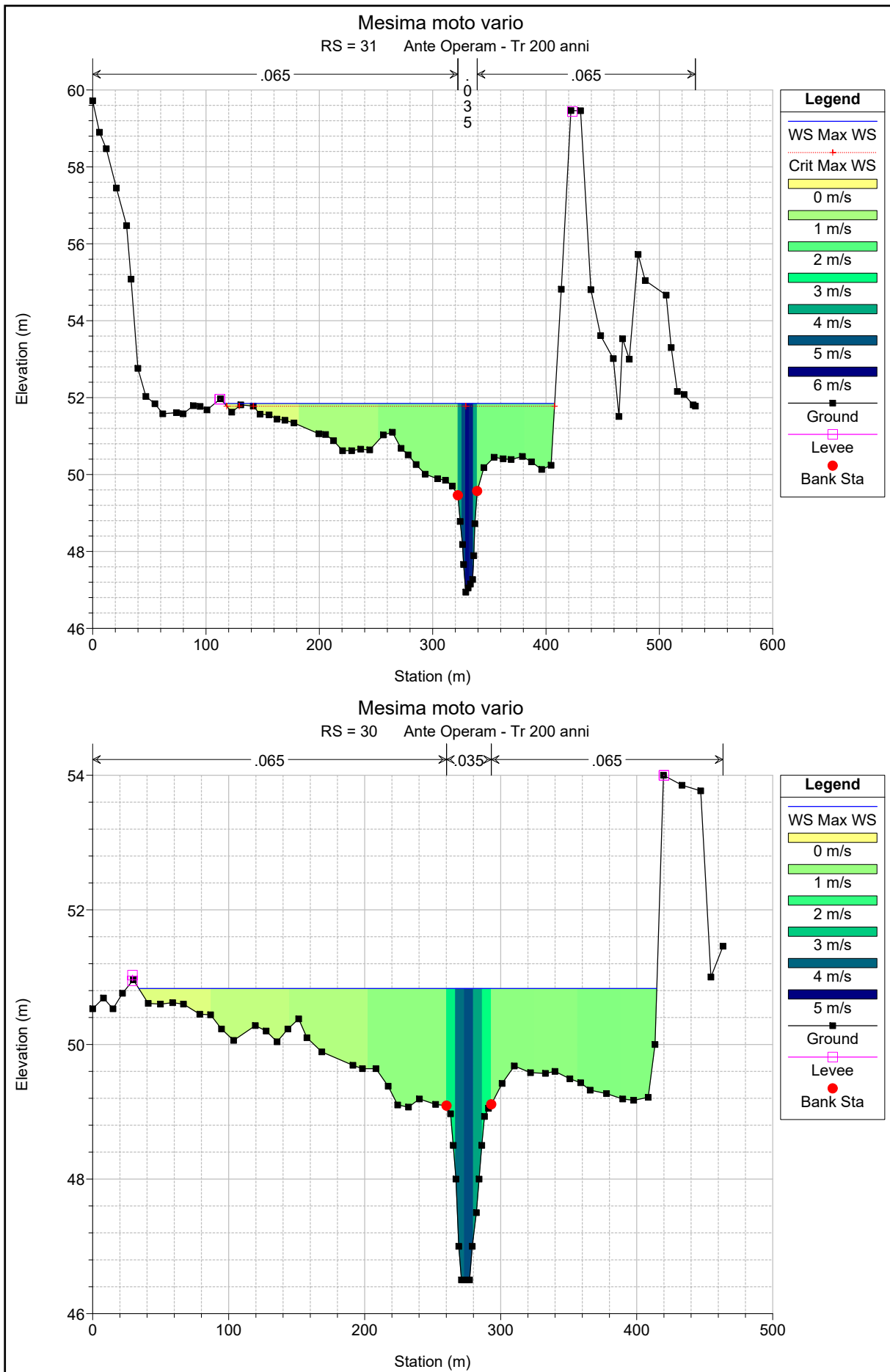
Legend

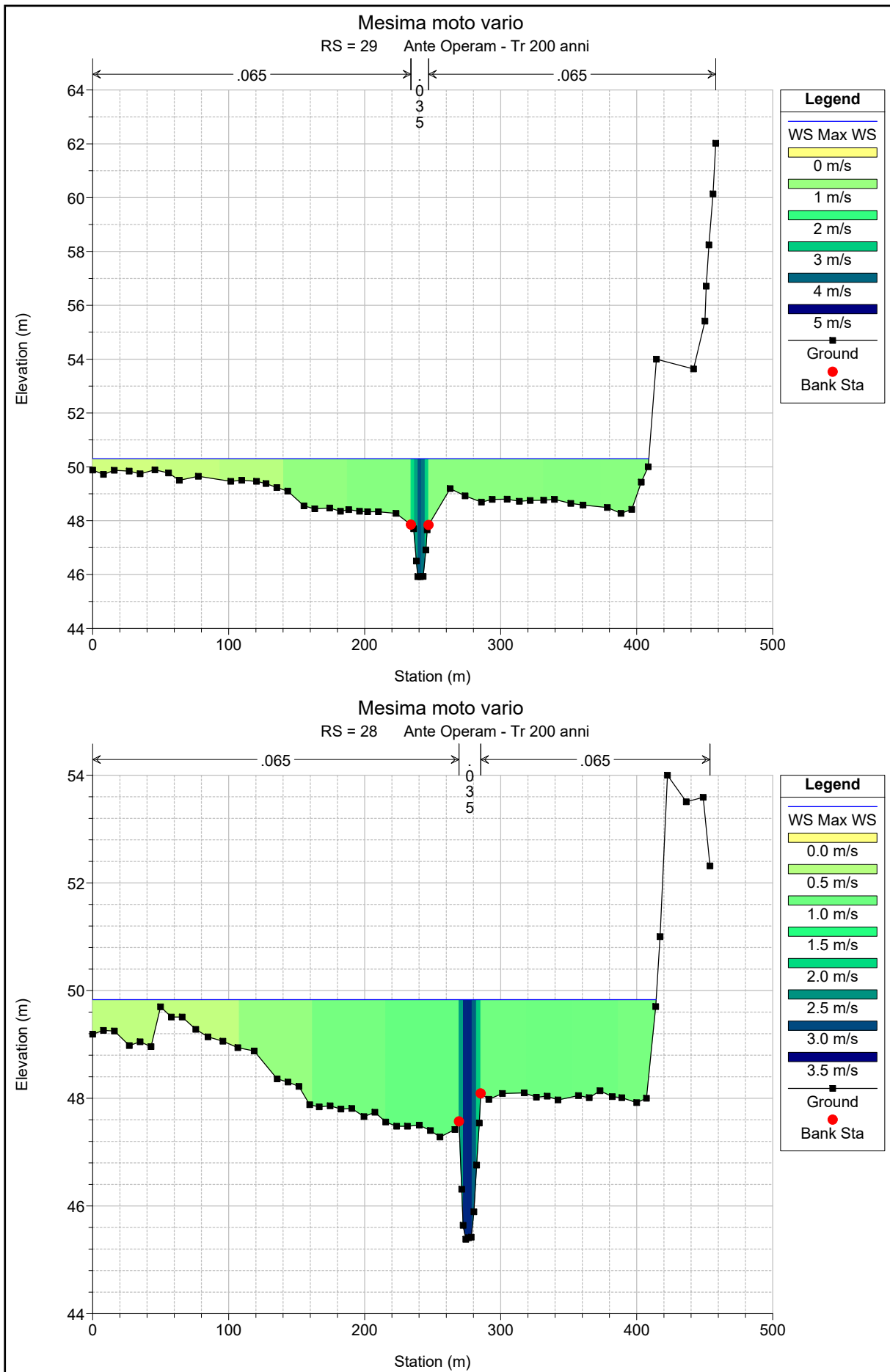
- WS Max WS
- Crit Max WS
- Lat Struct
- Ground
- LOB
- ROB

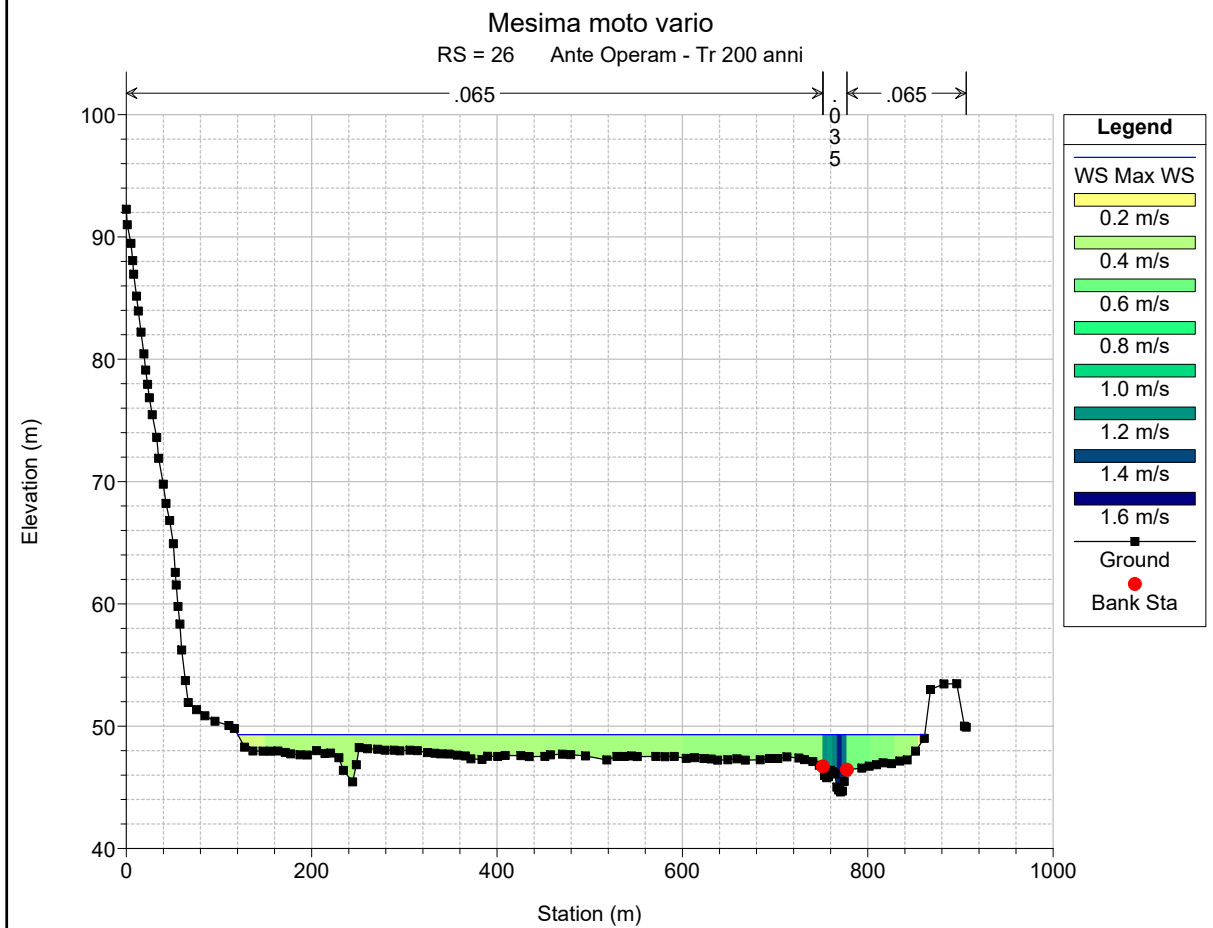
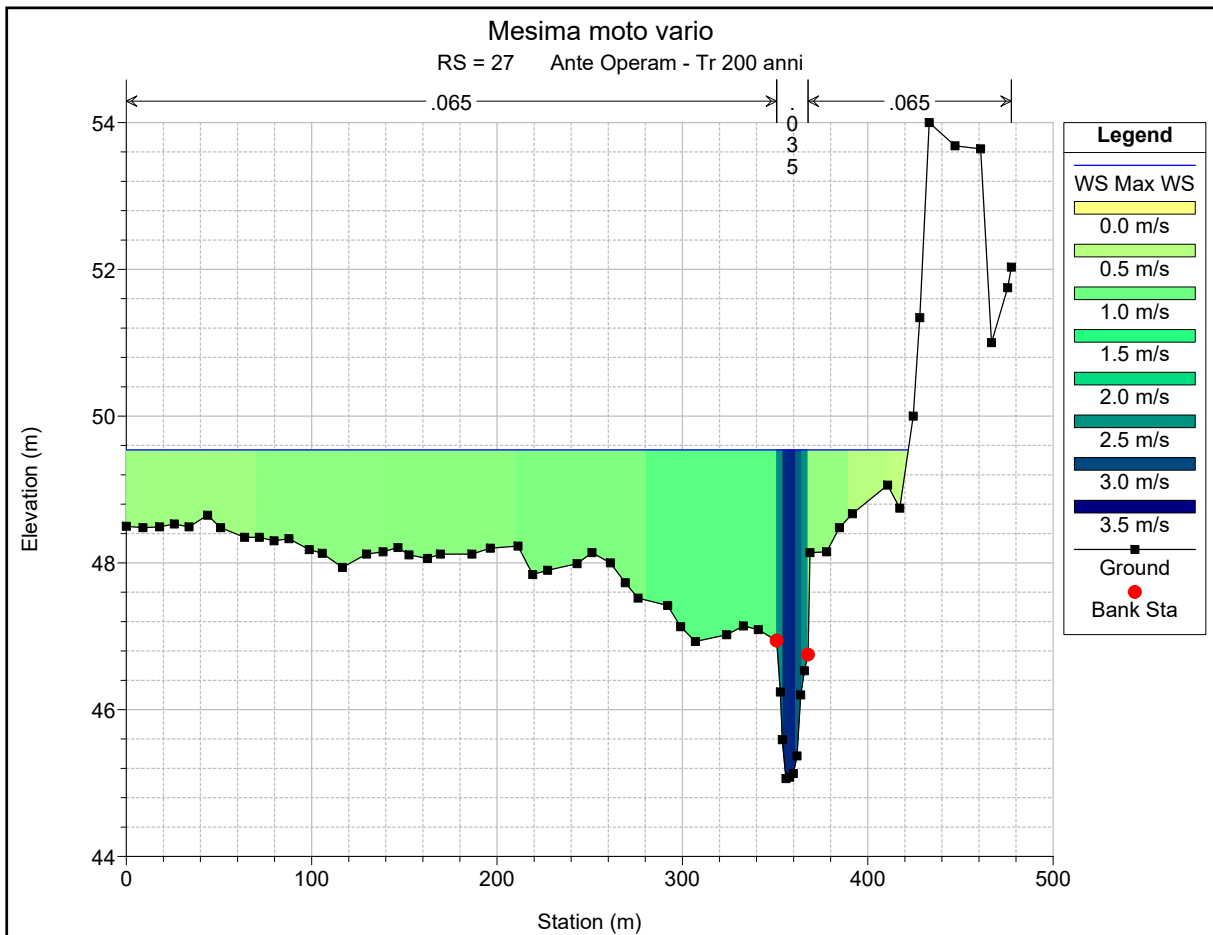


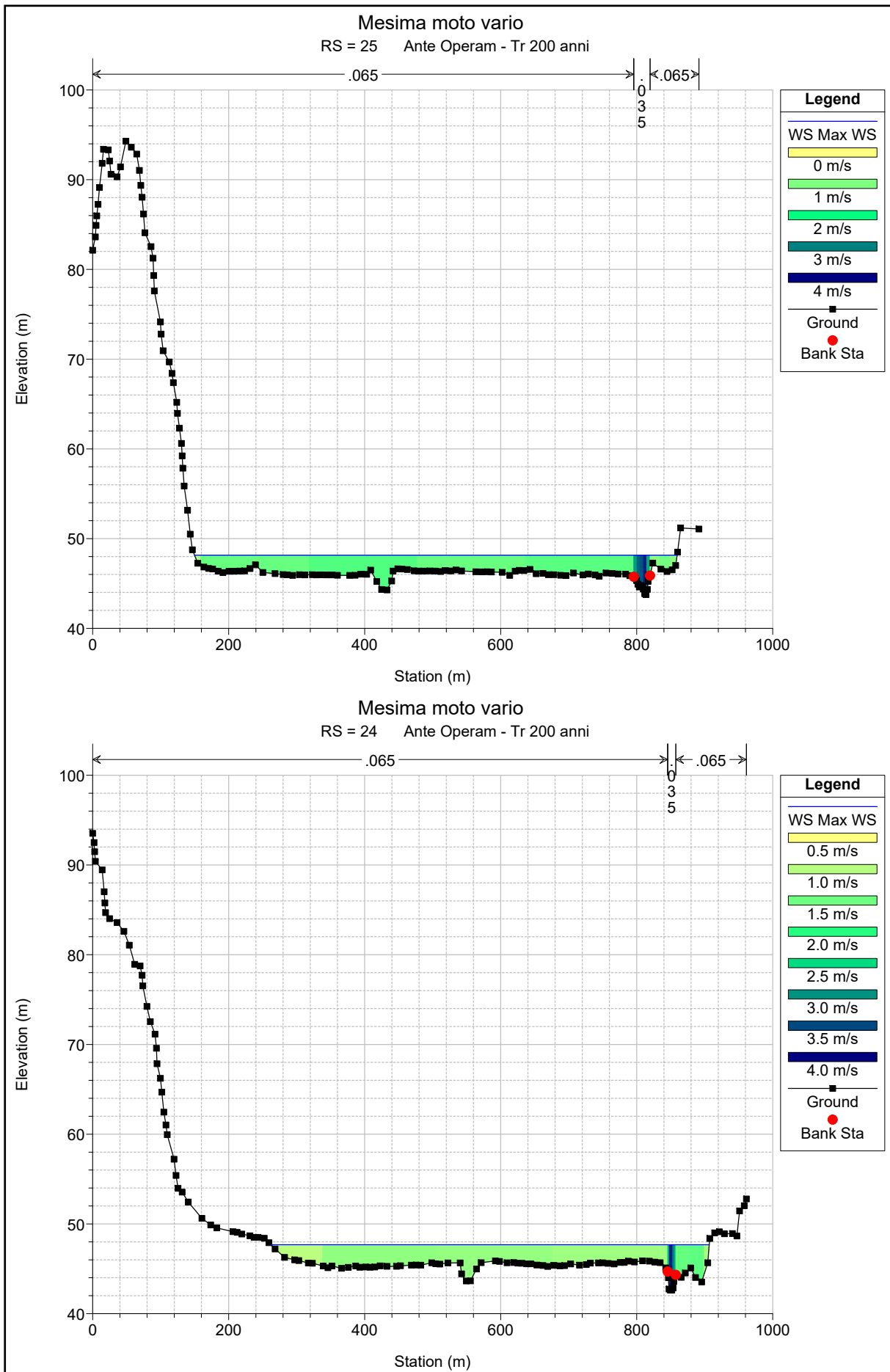


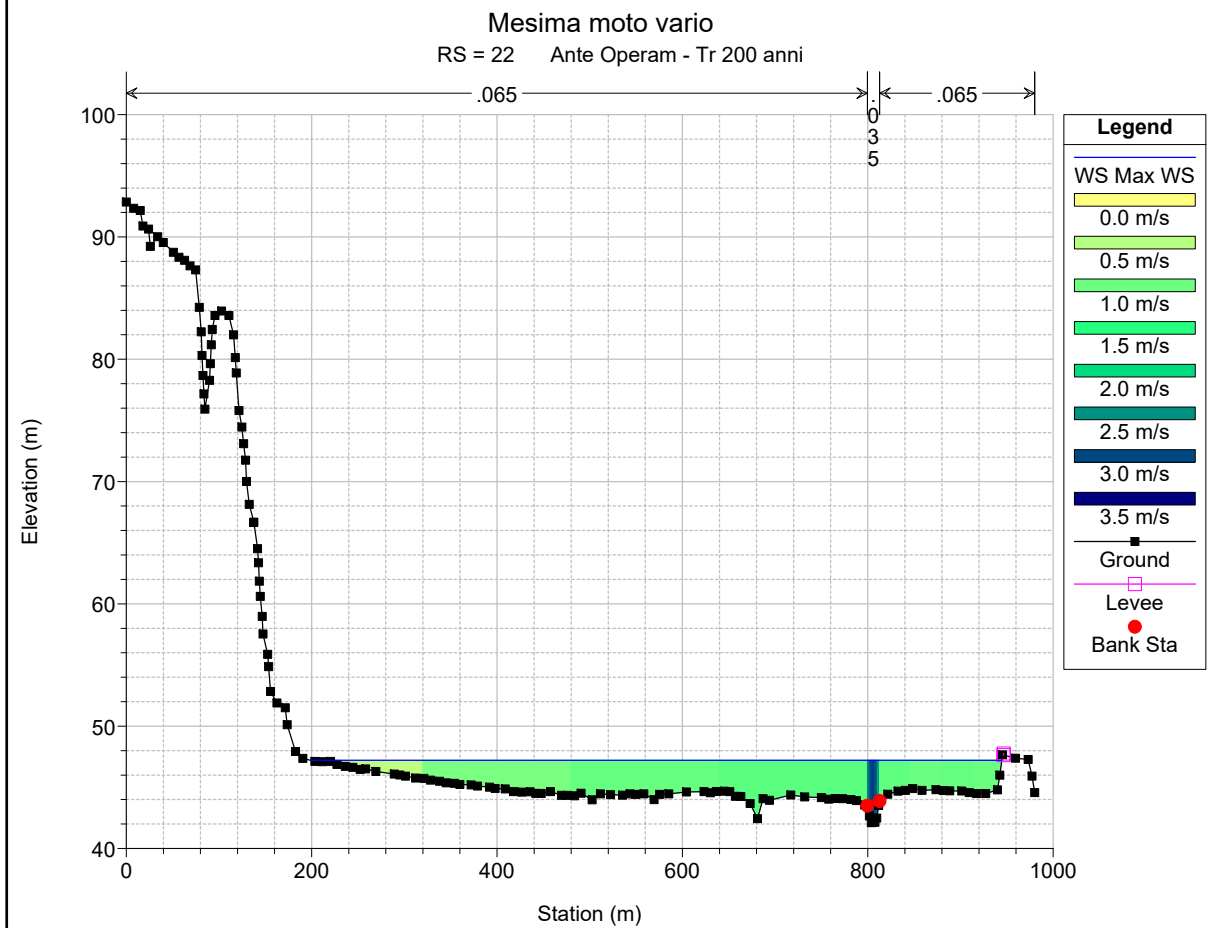
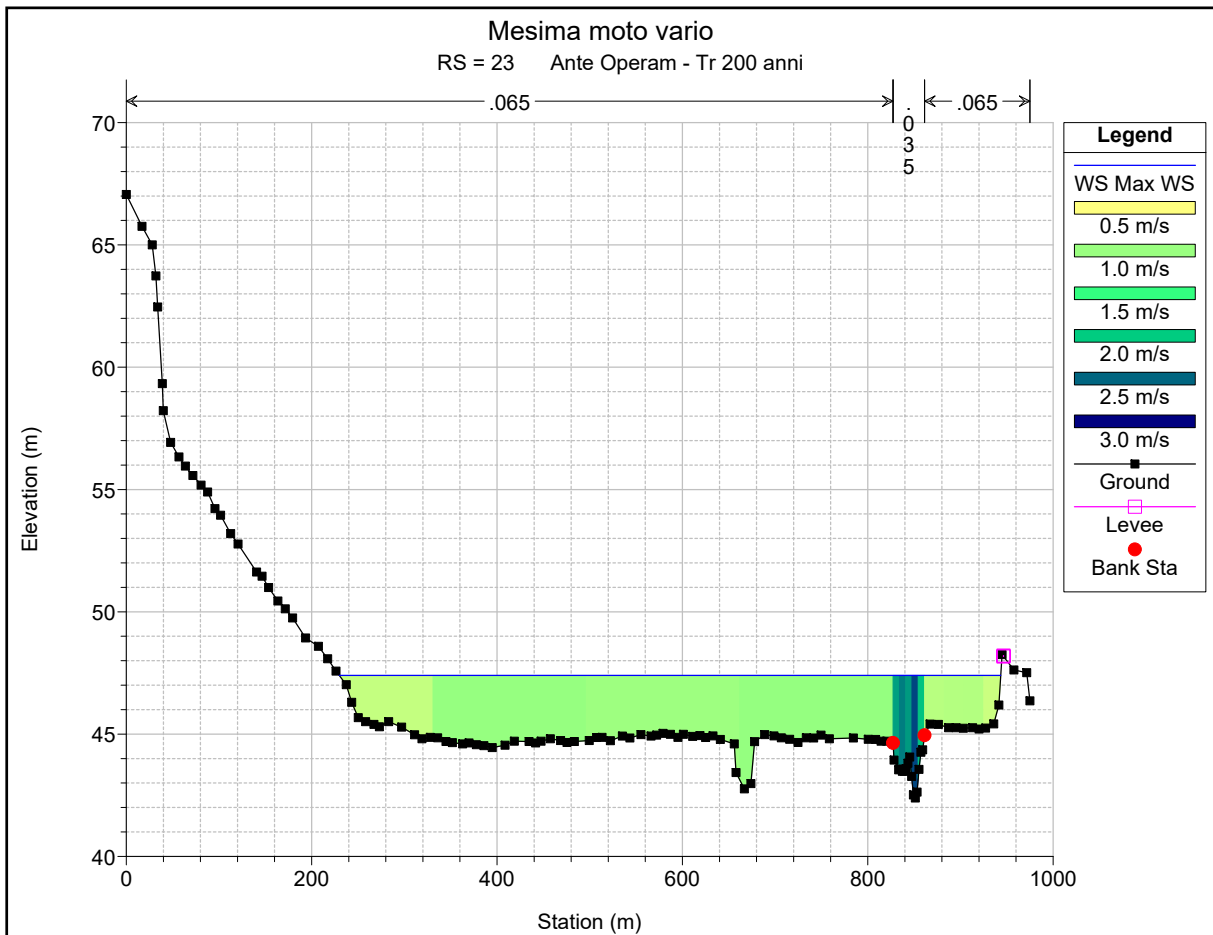


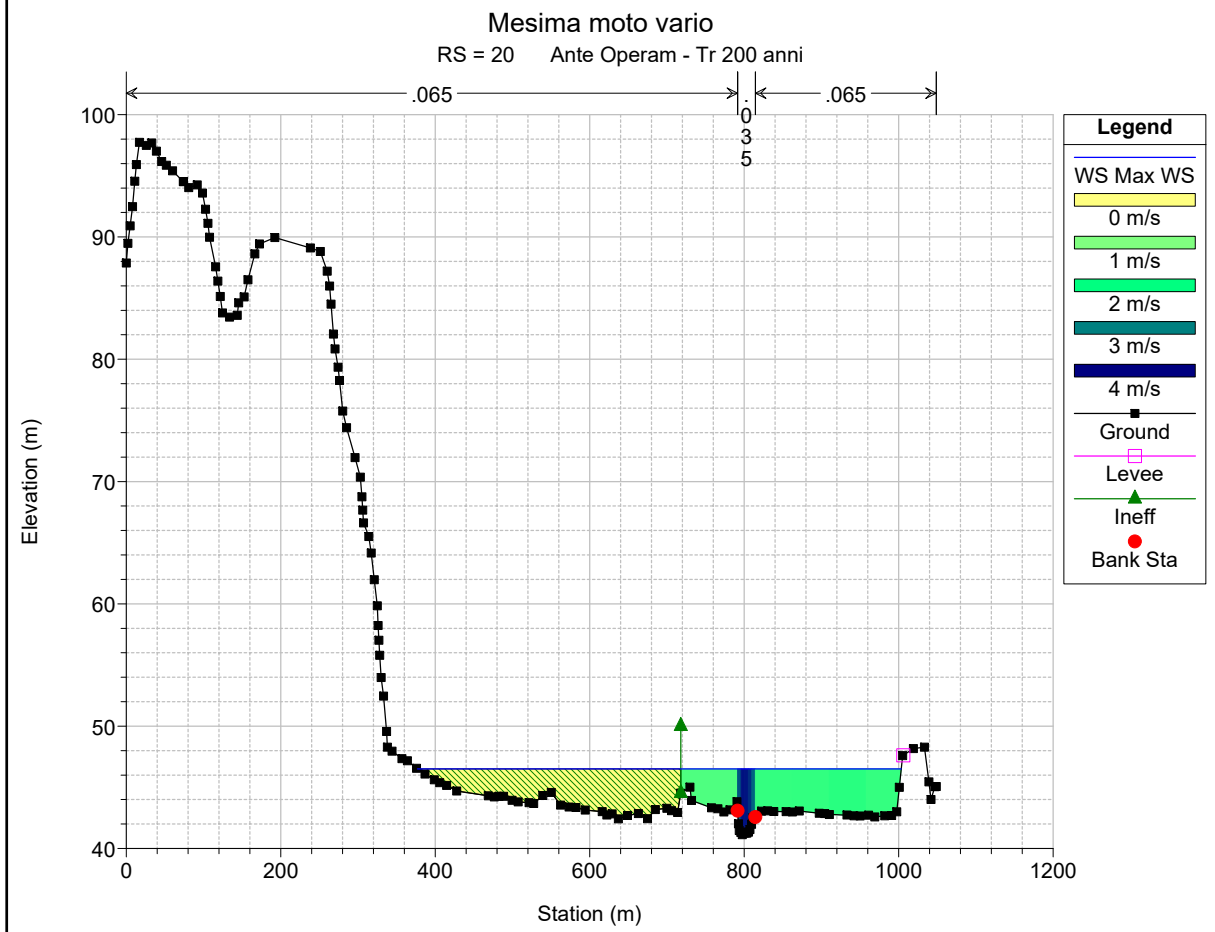
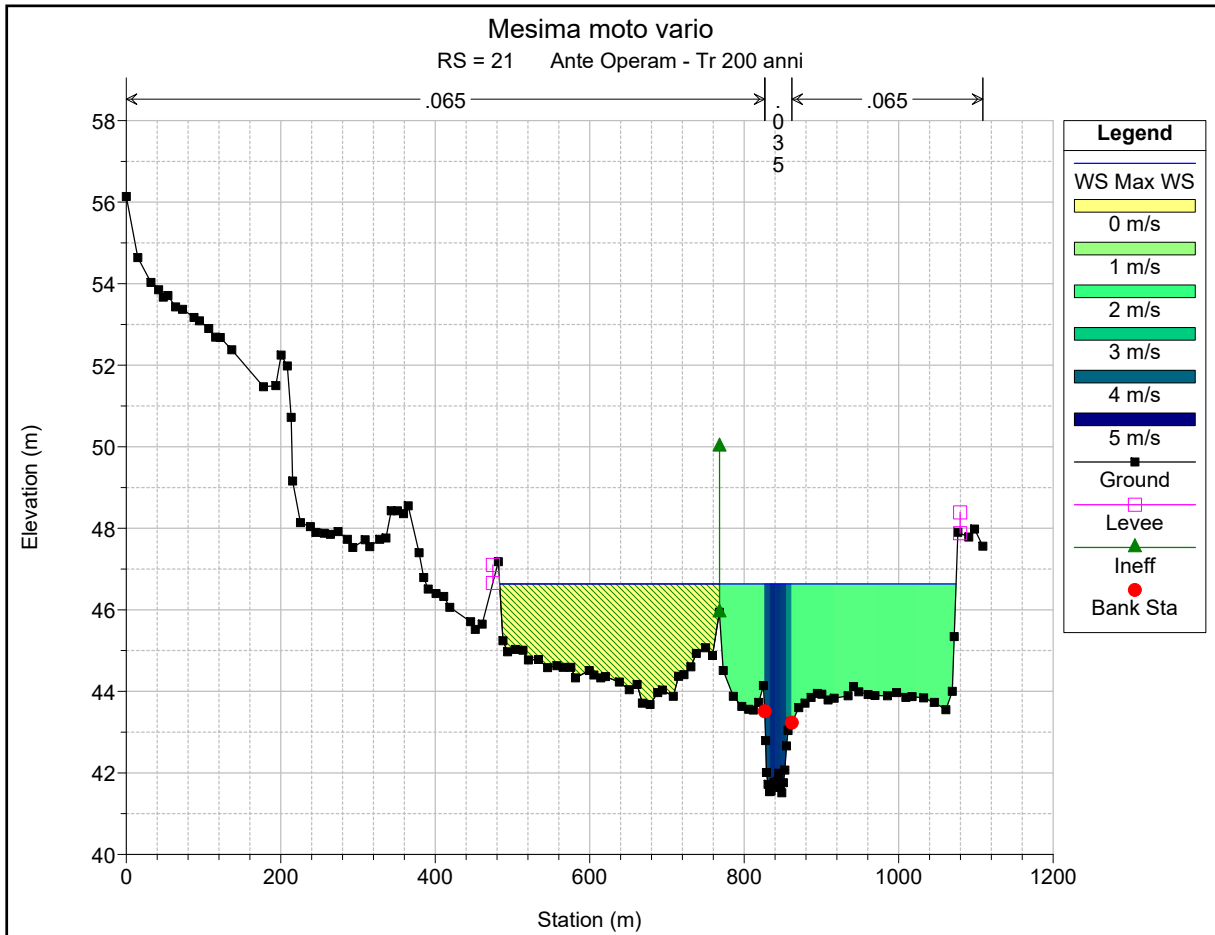


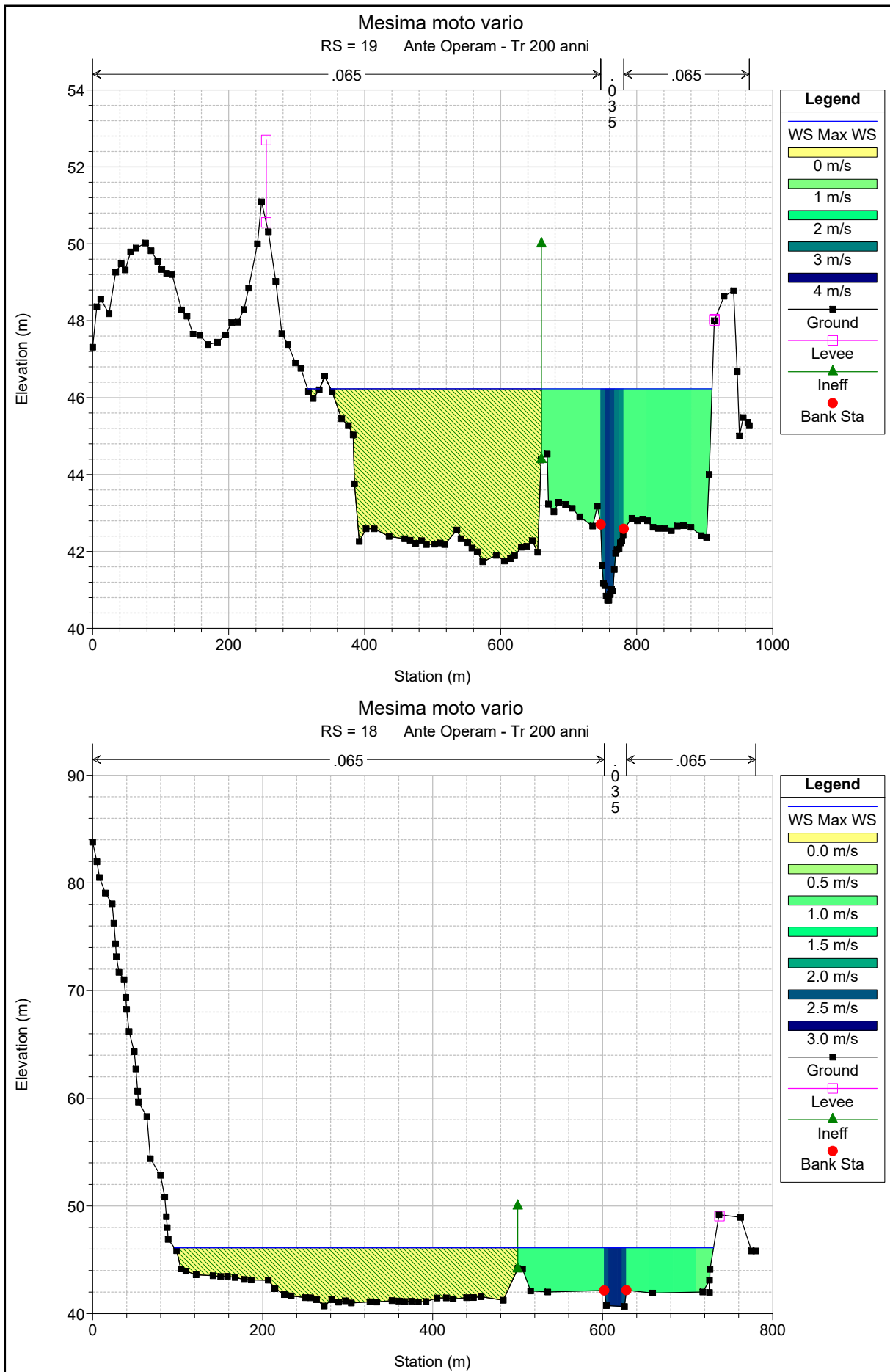


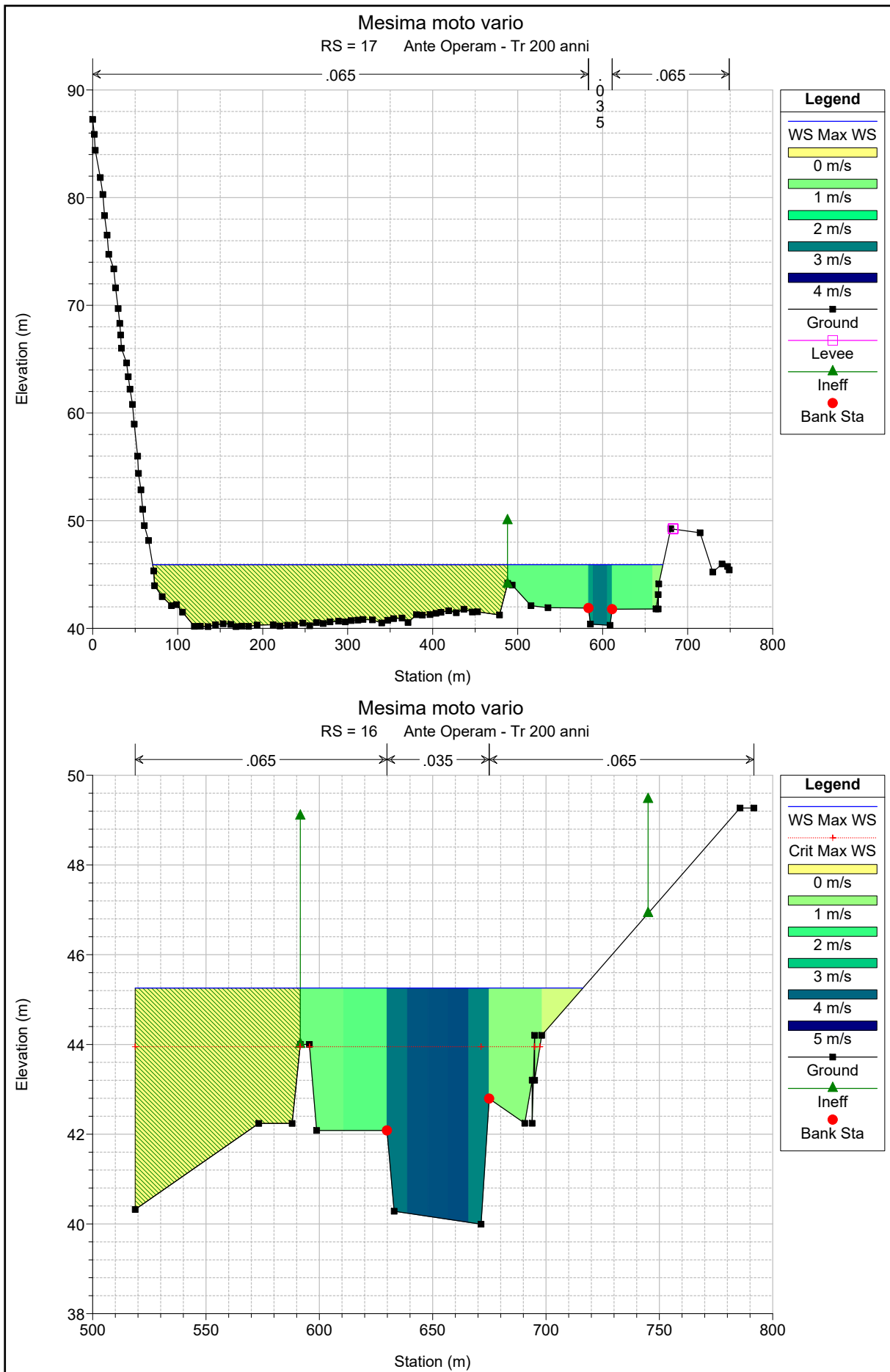


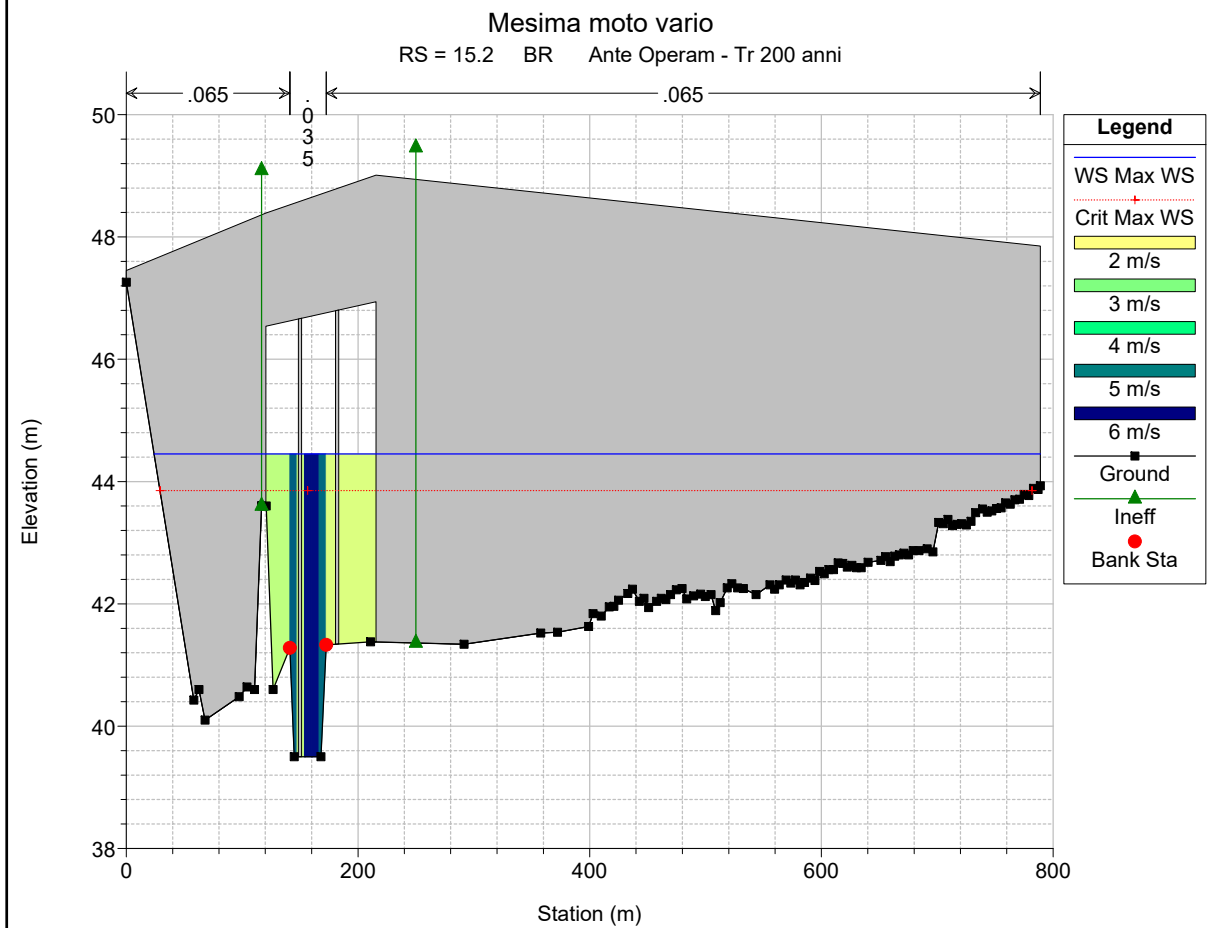
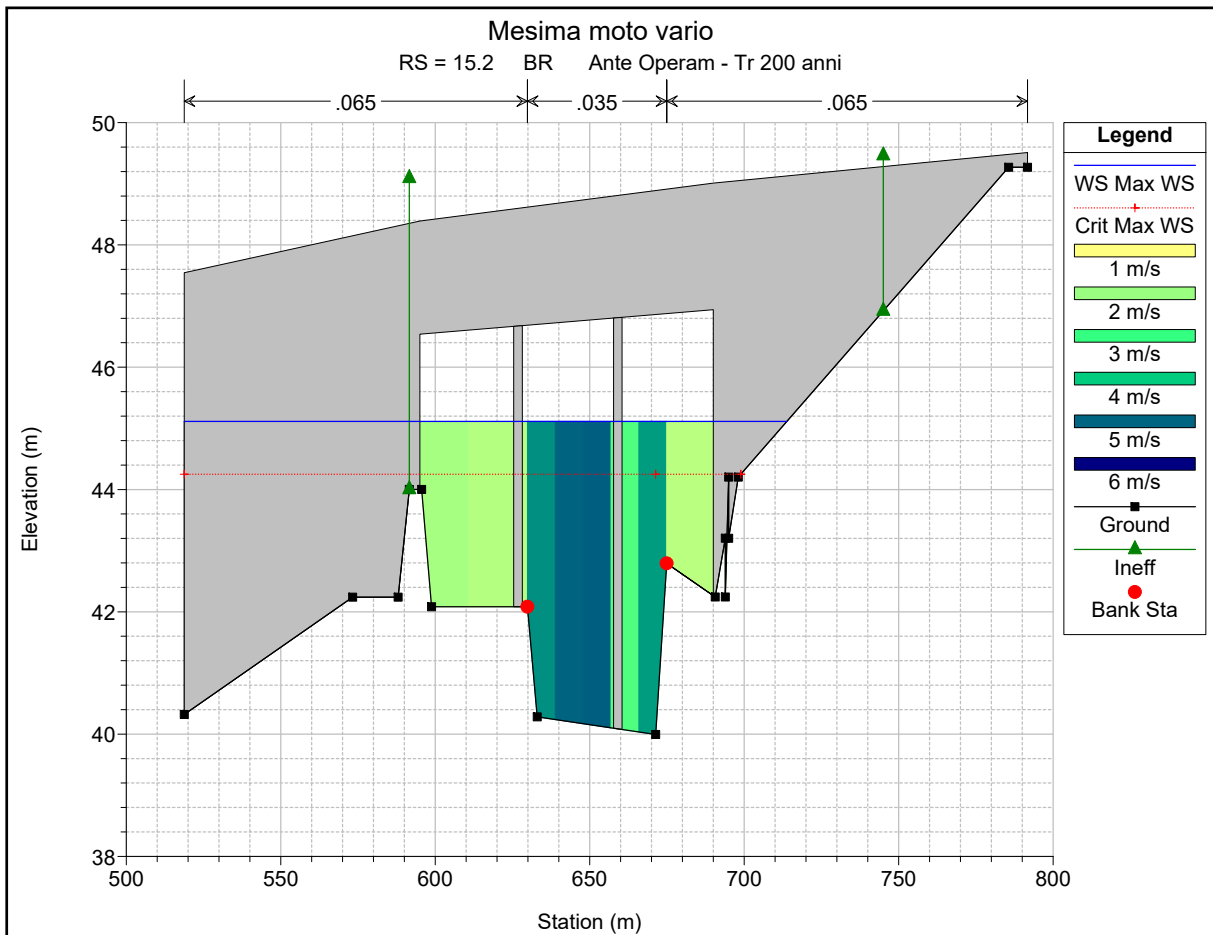


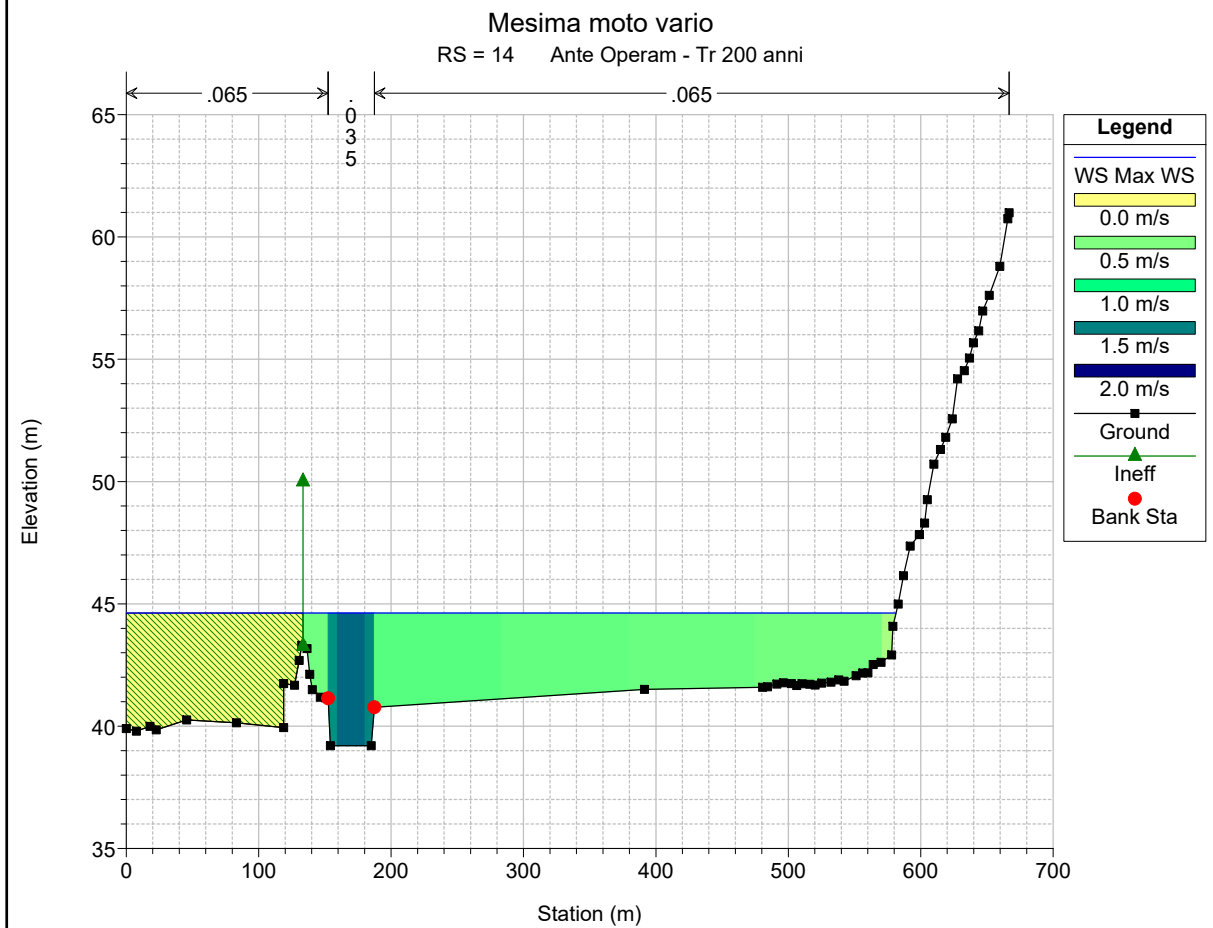
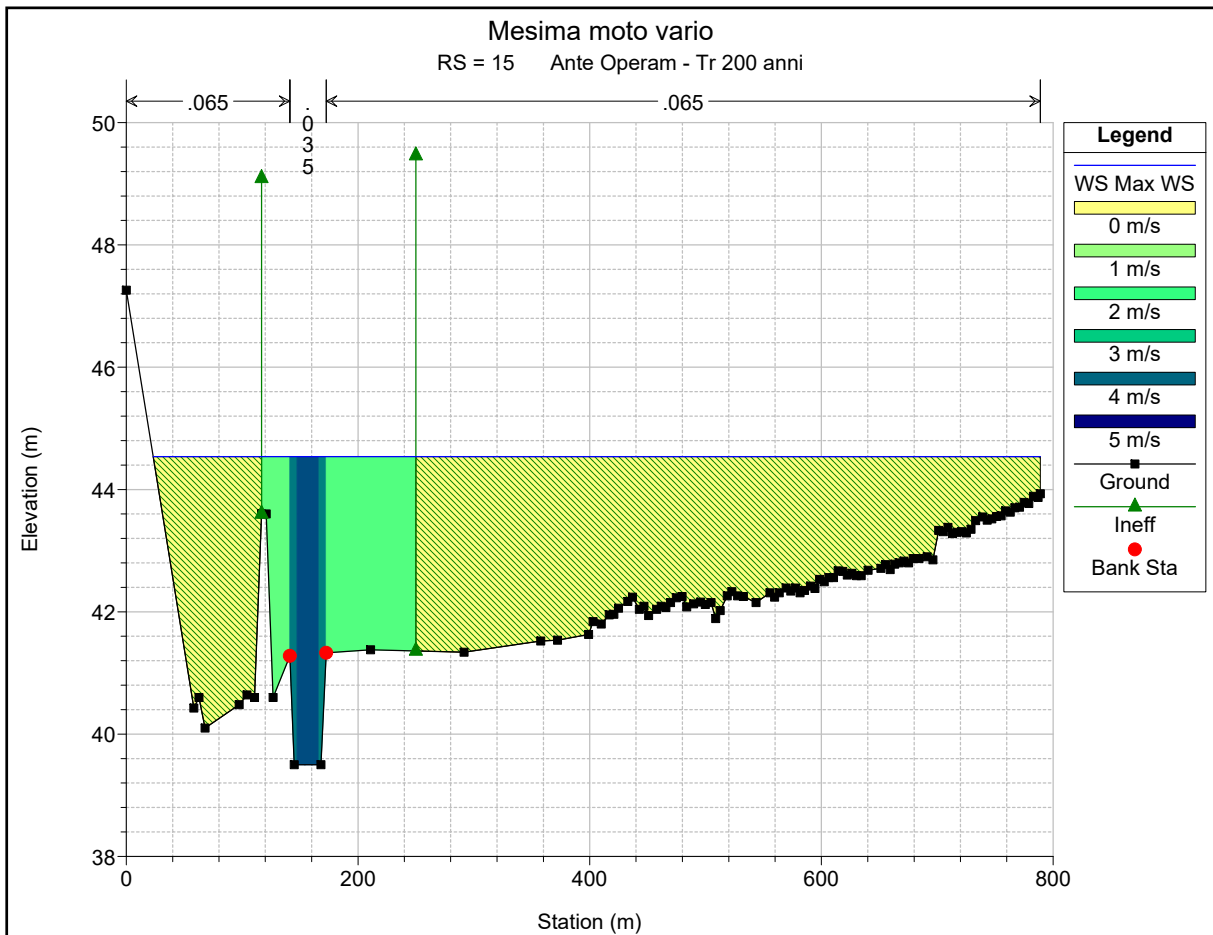


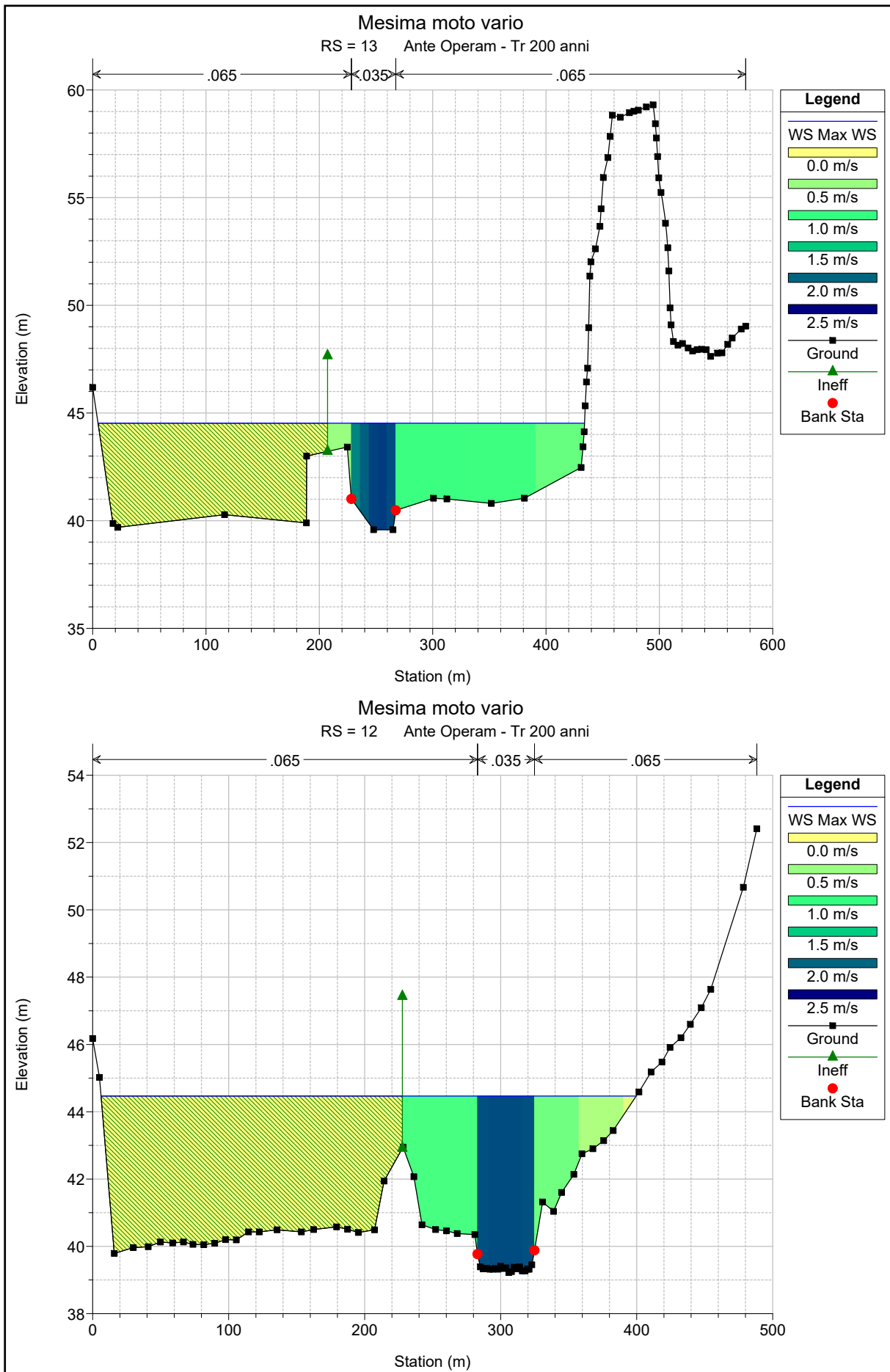


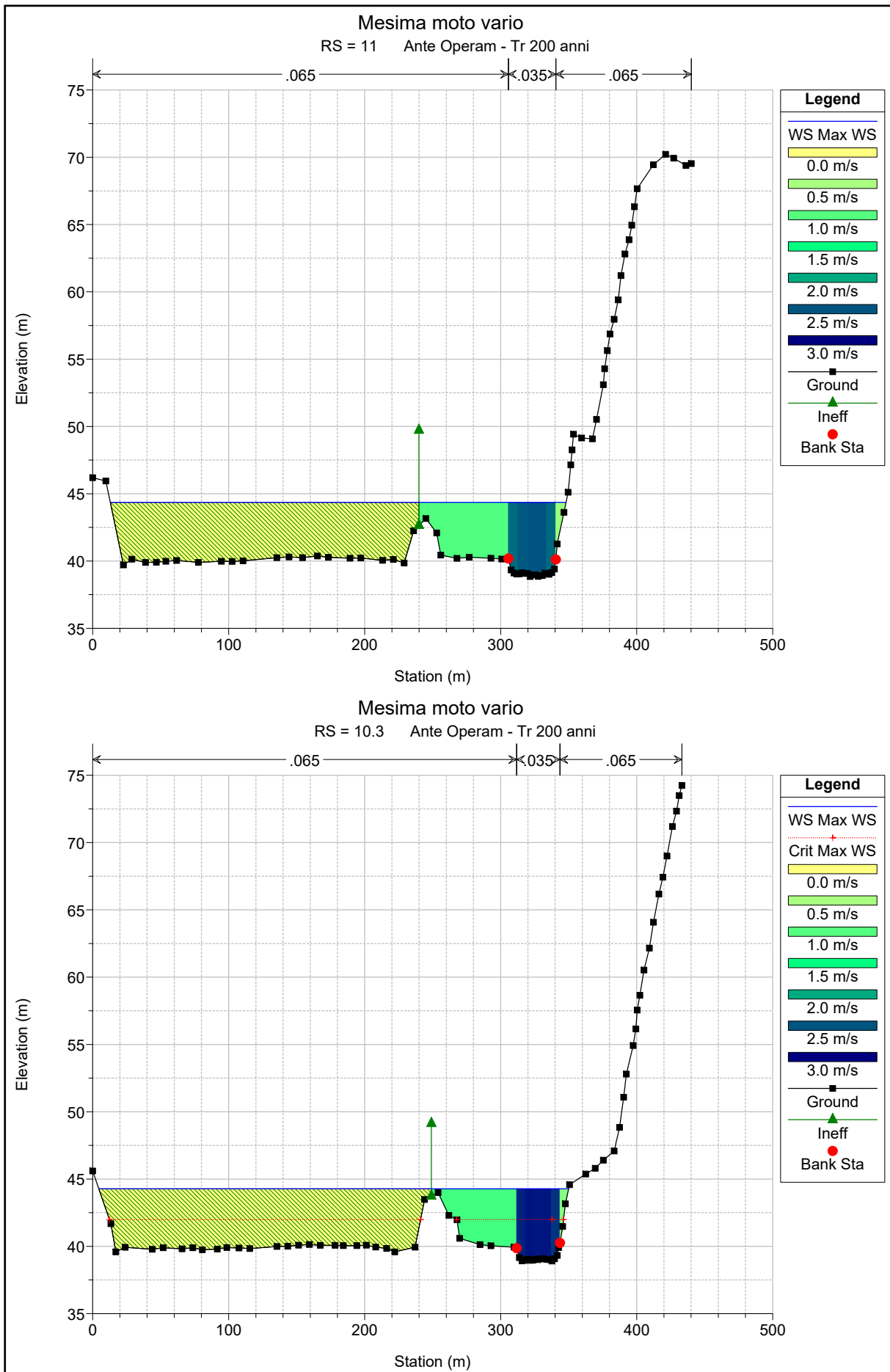


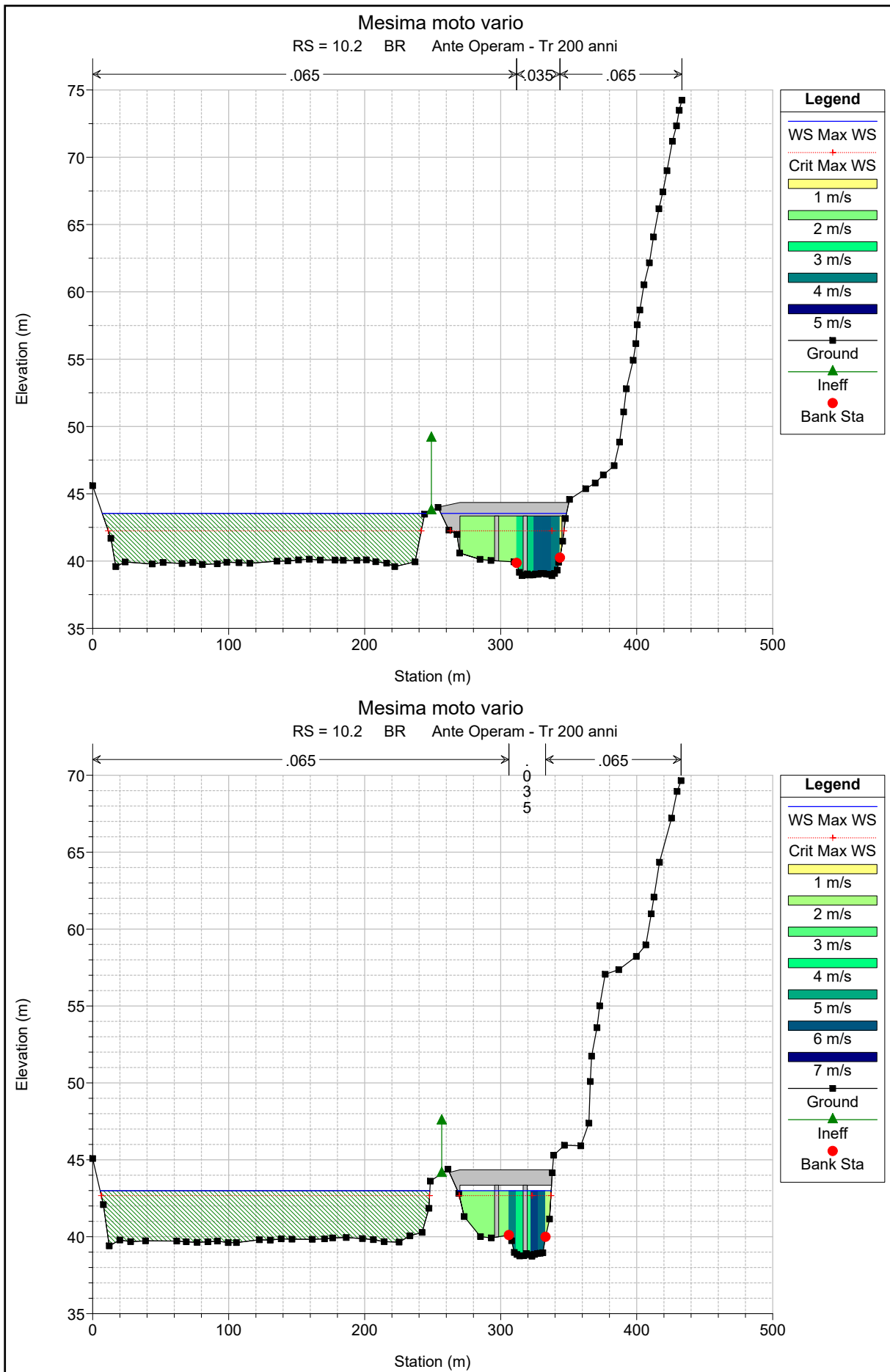


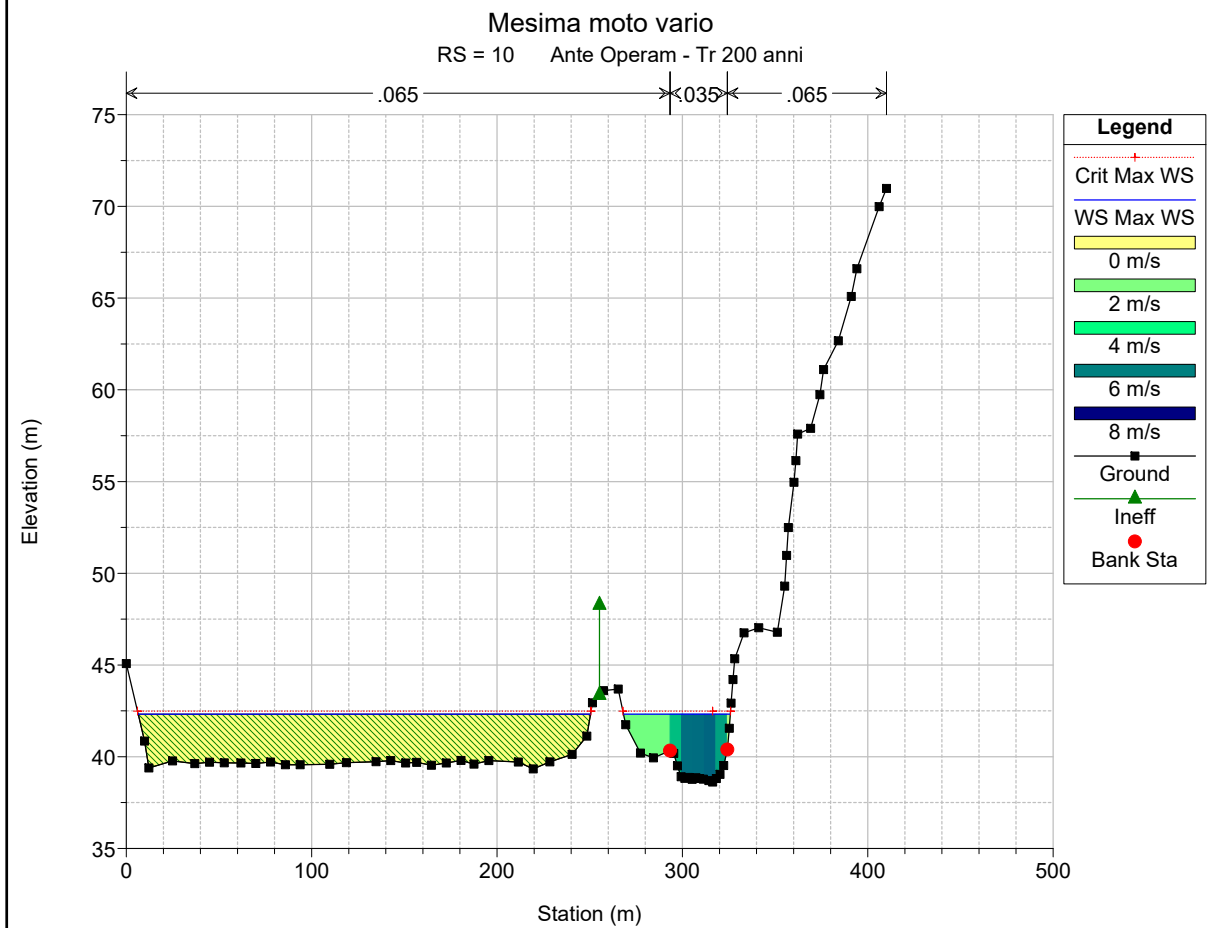
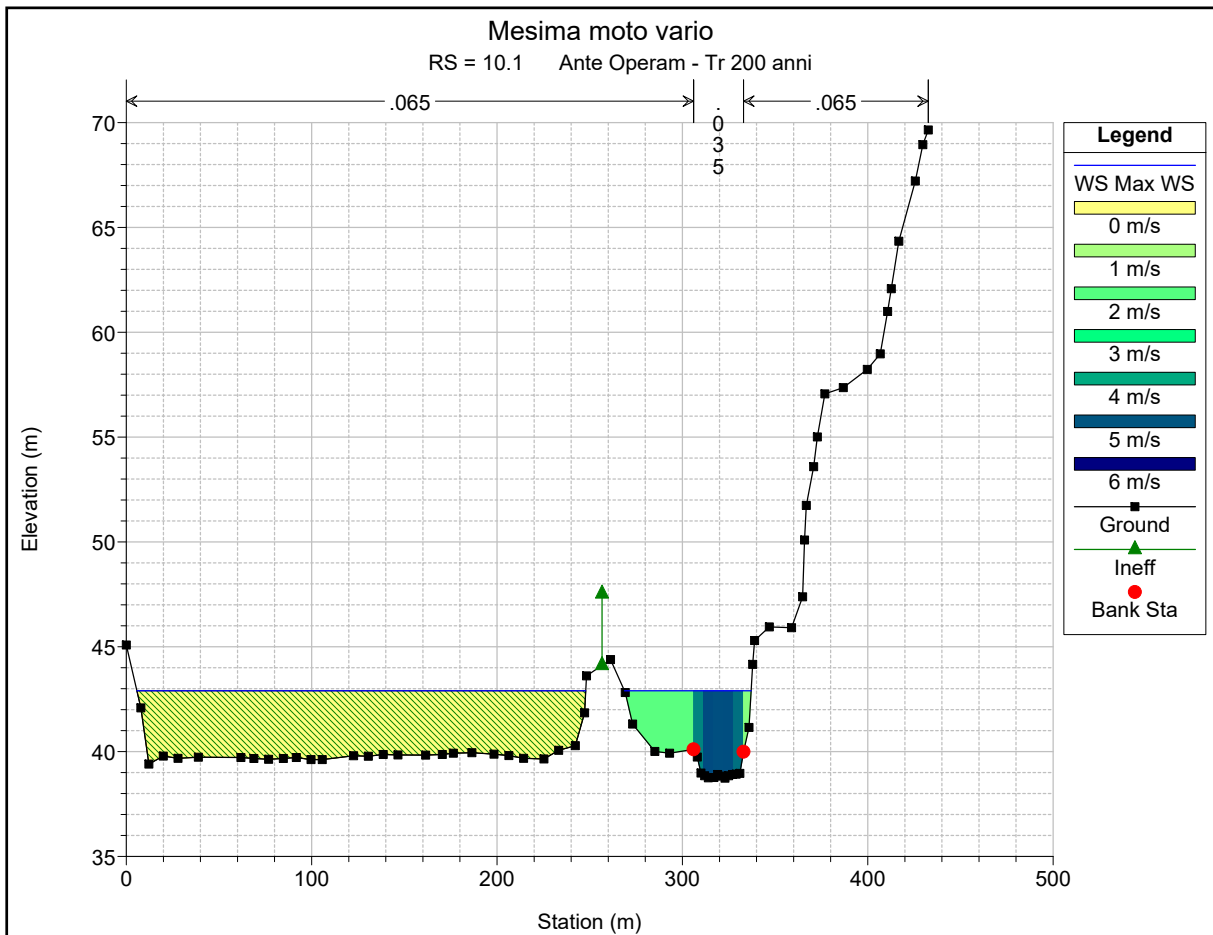


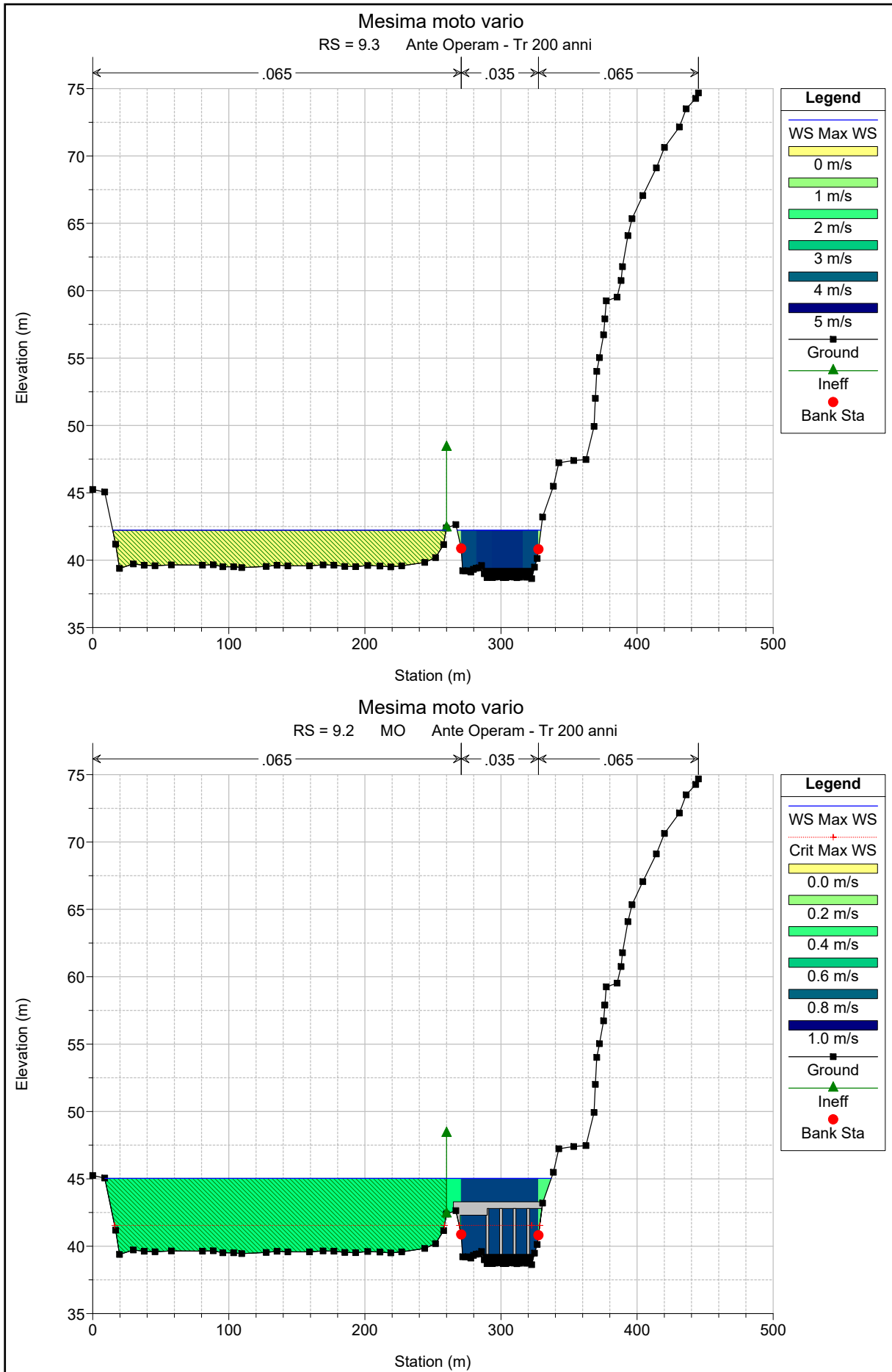


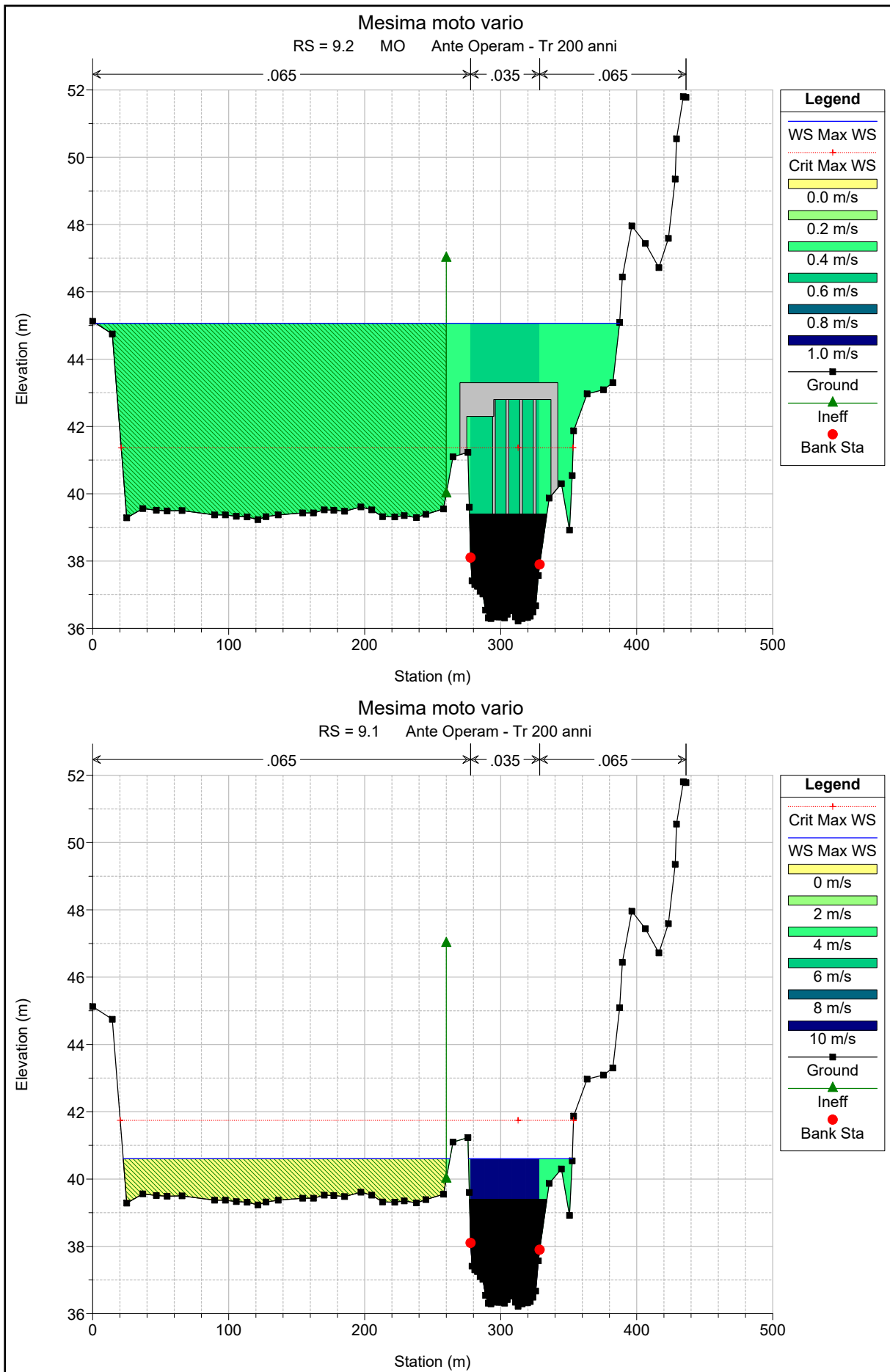


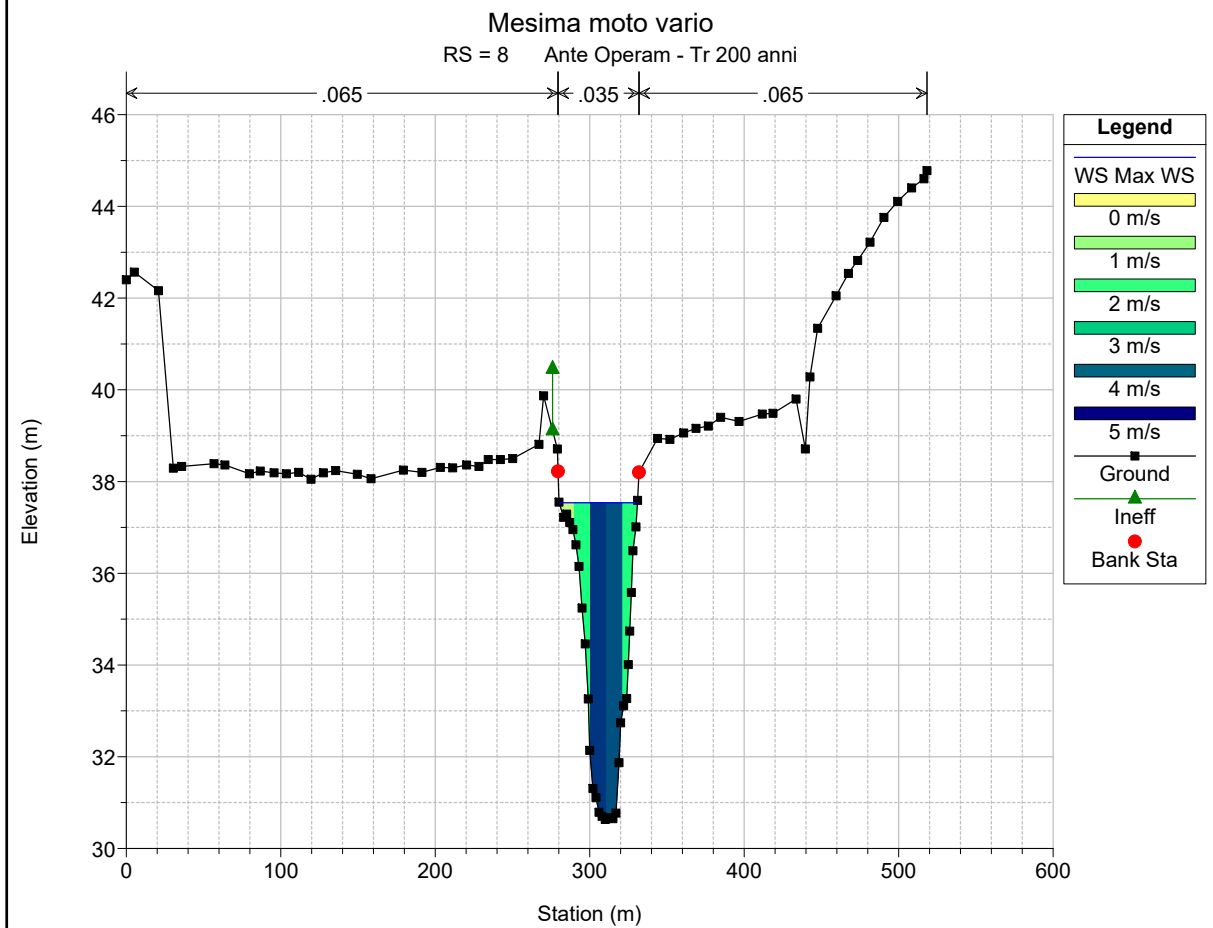
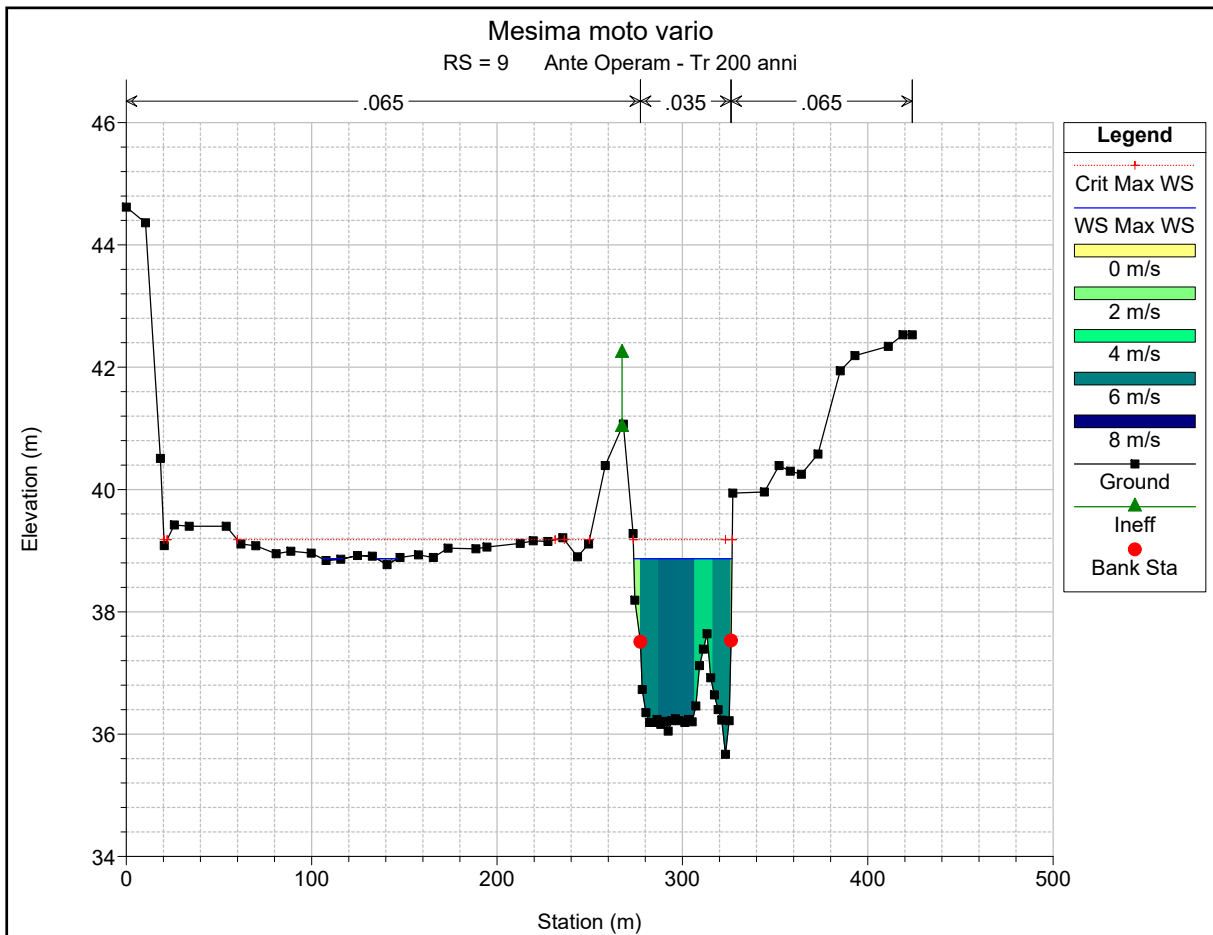


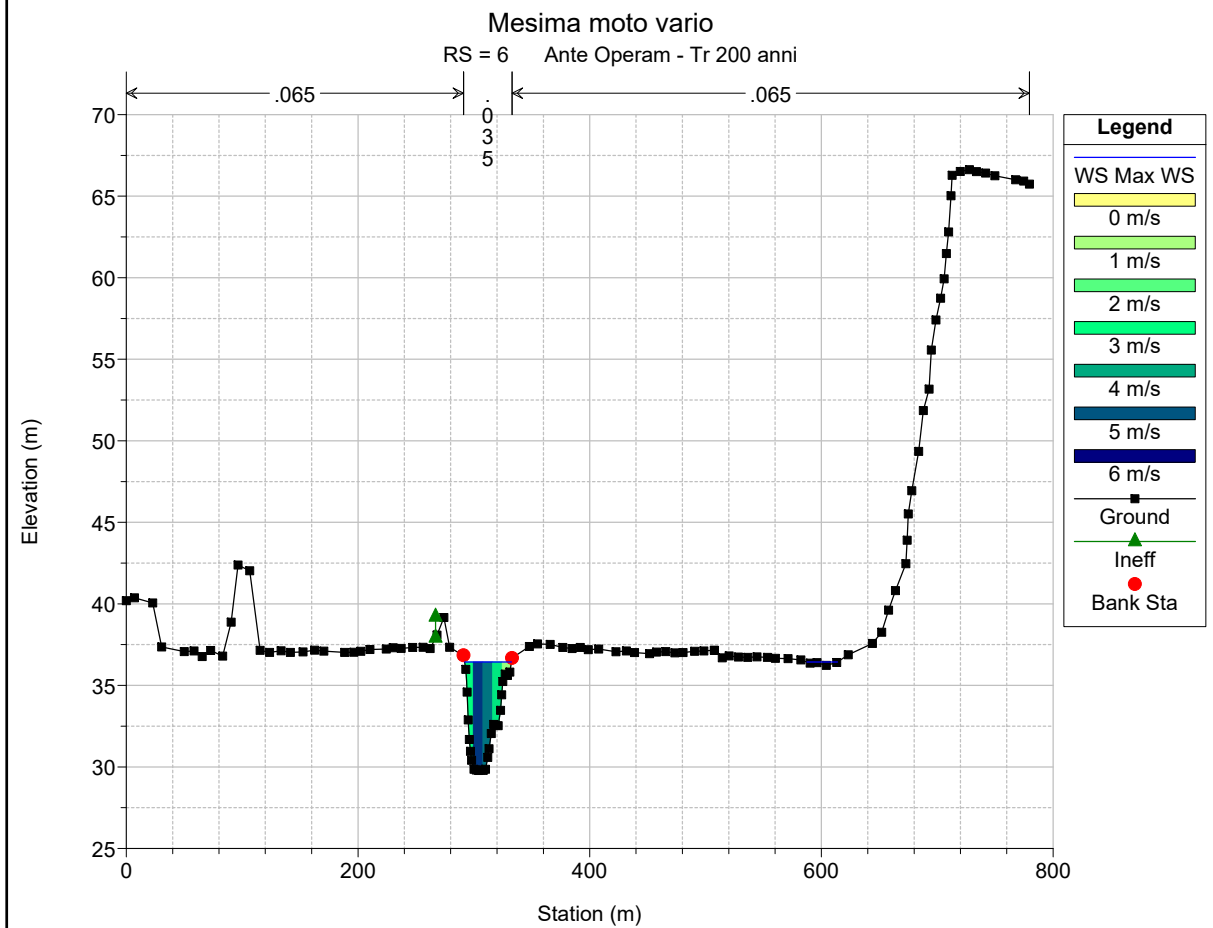
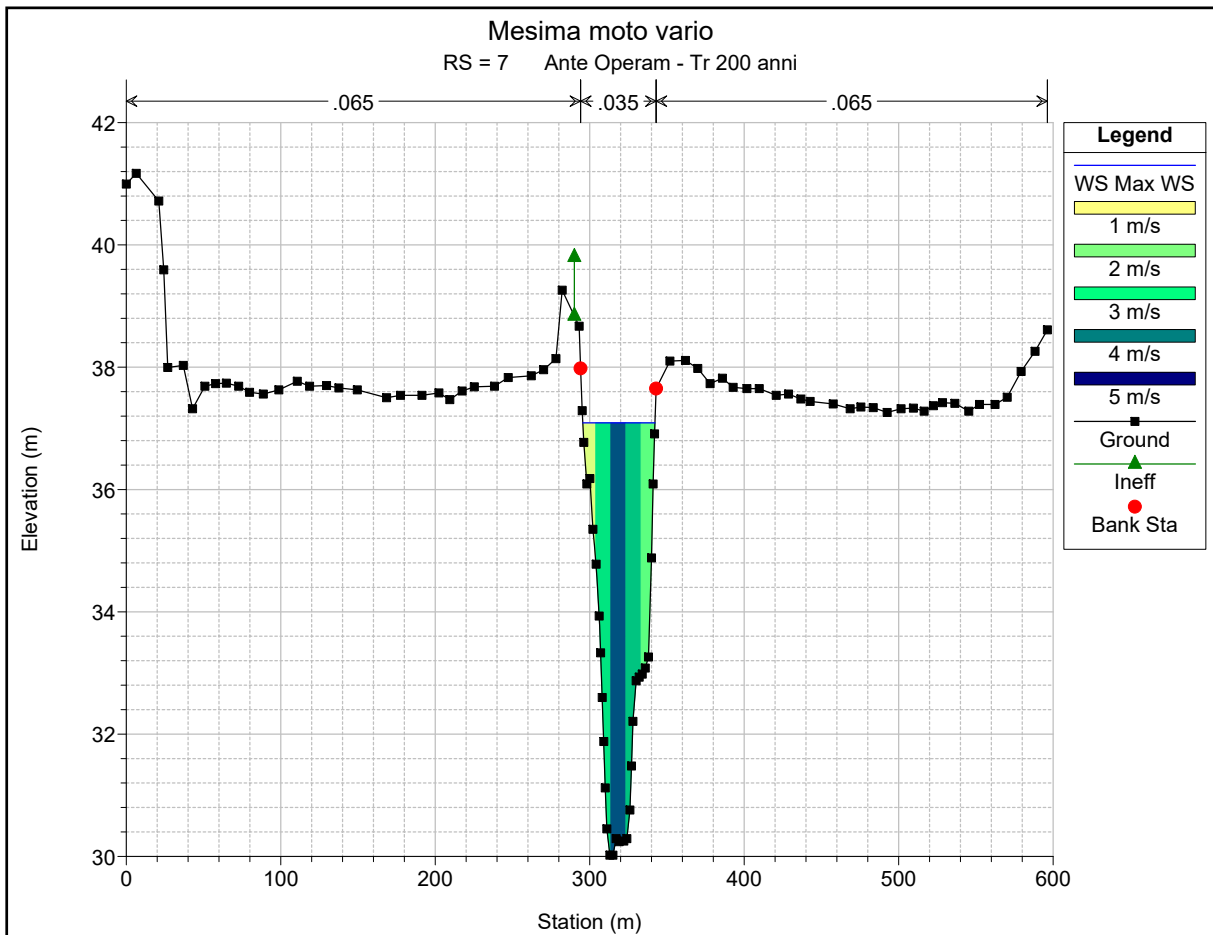


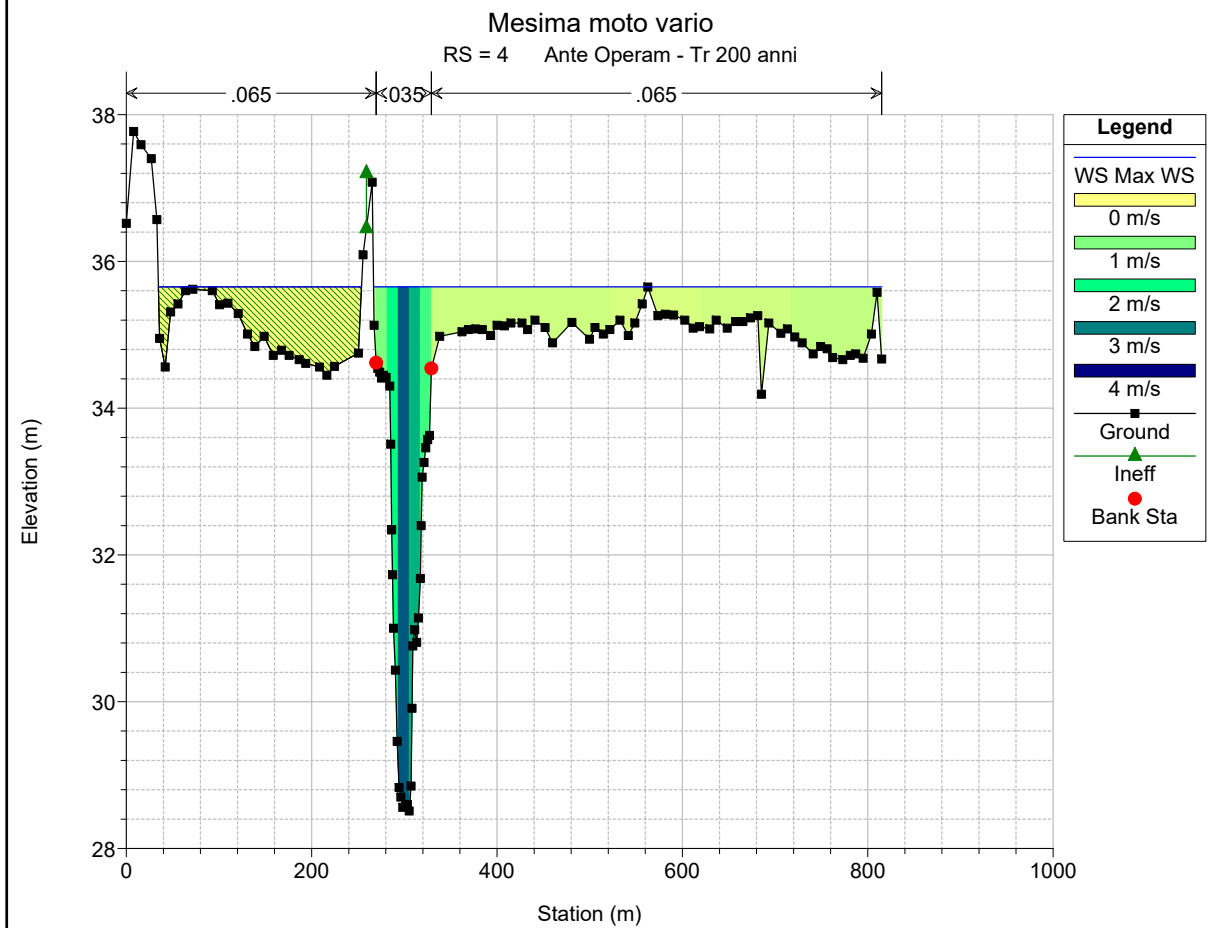
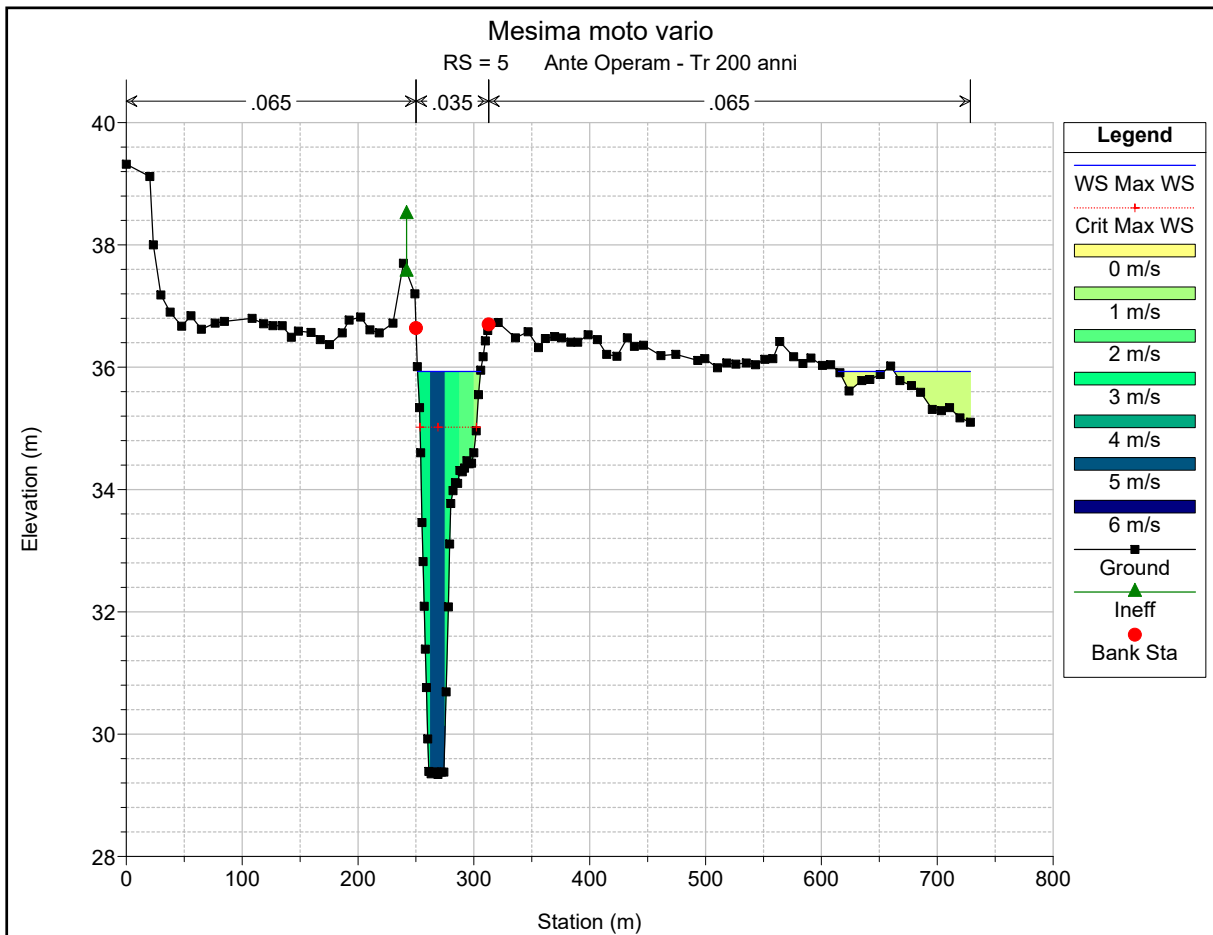


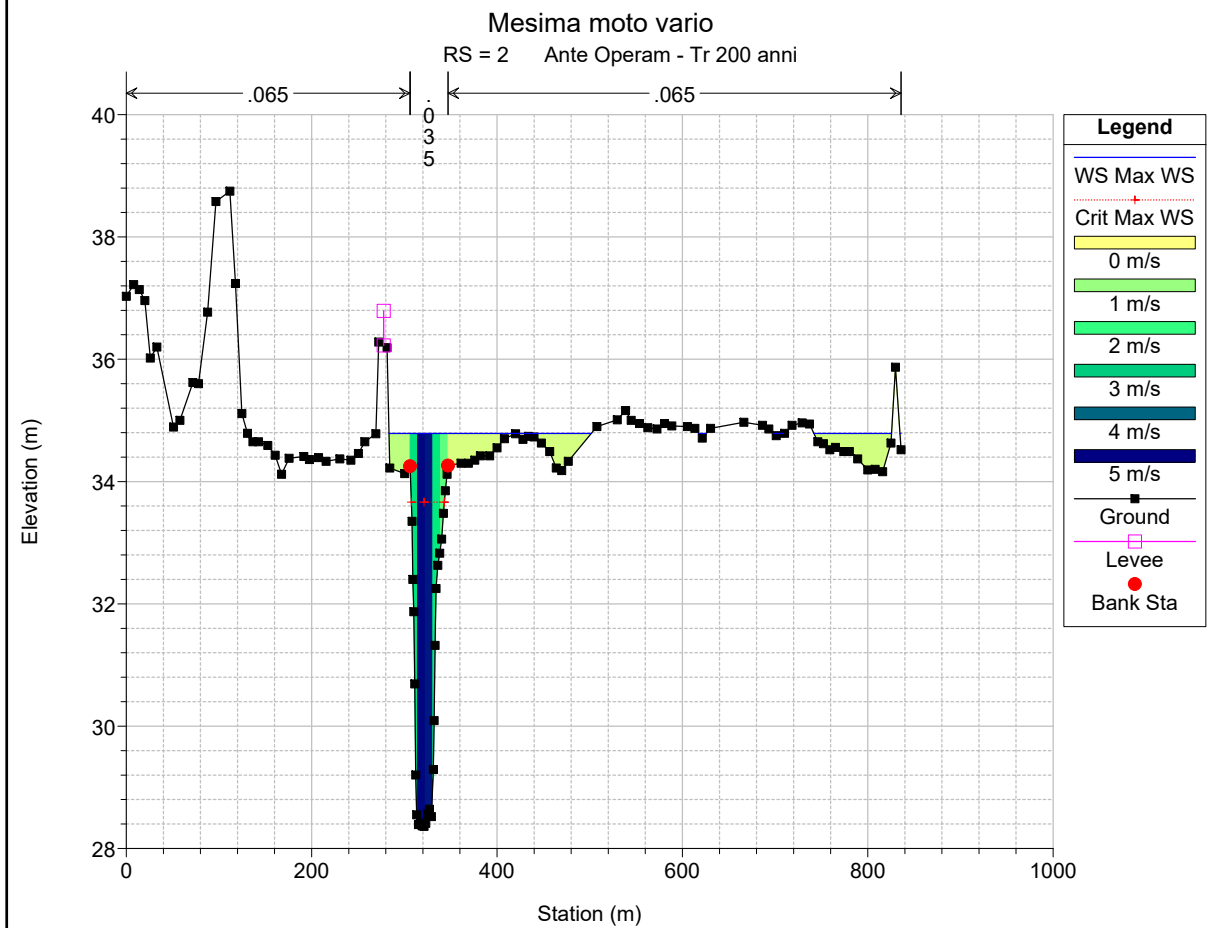
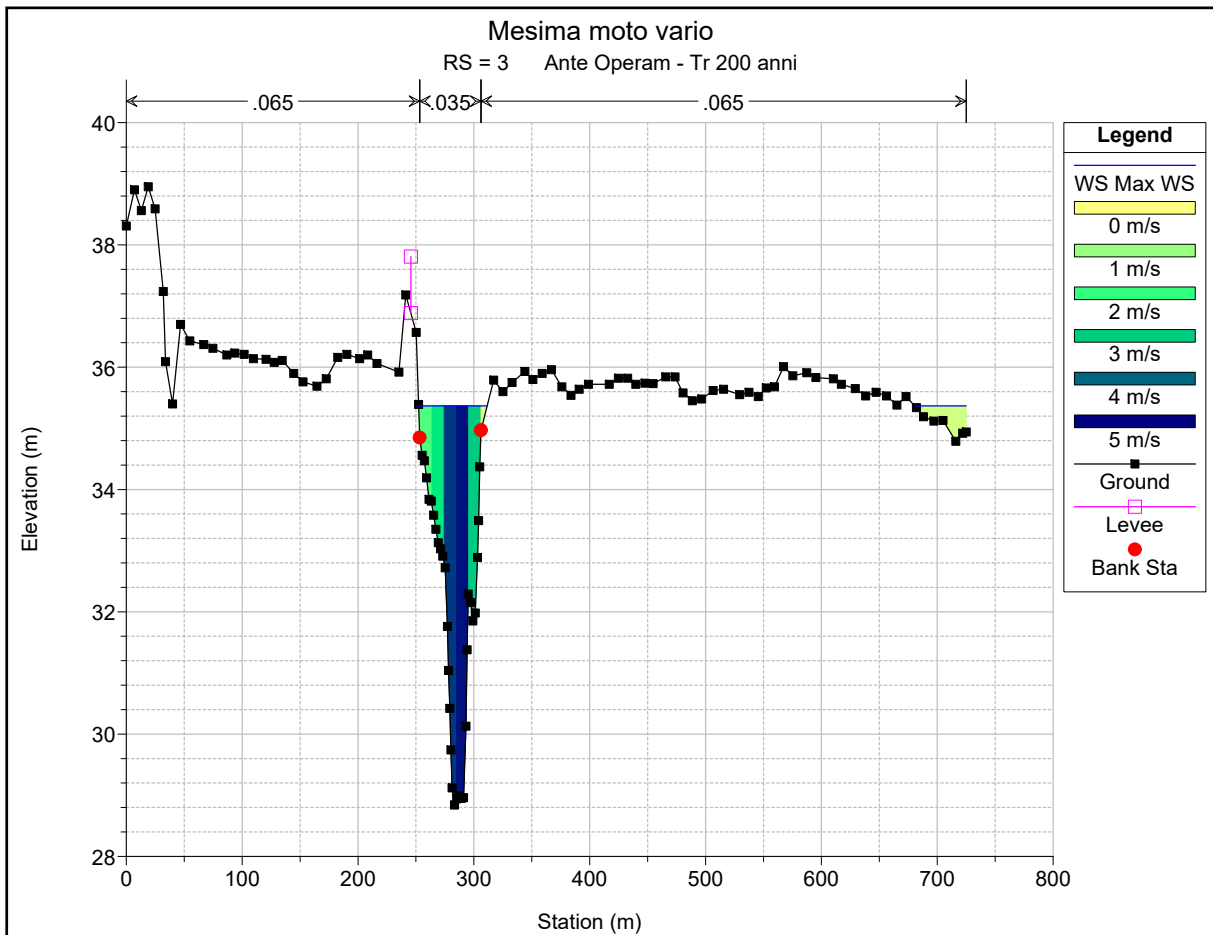






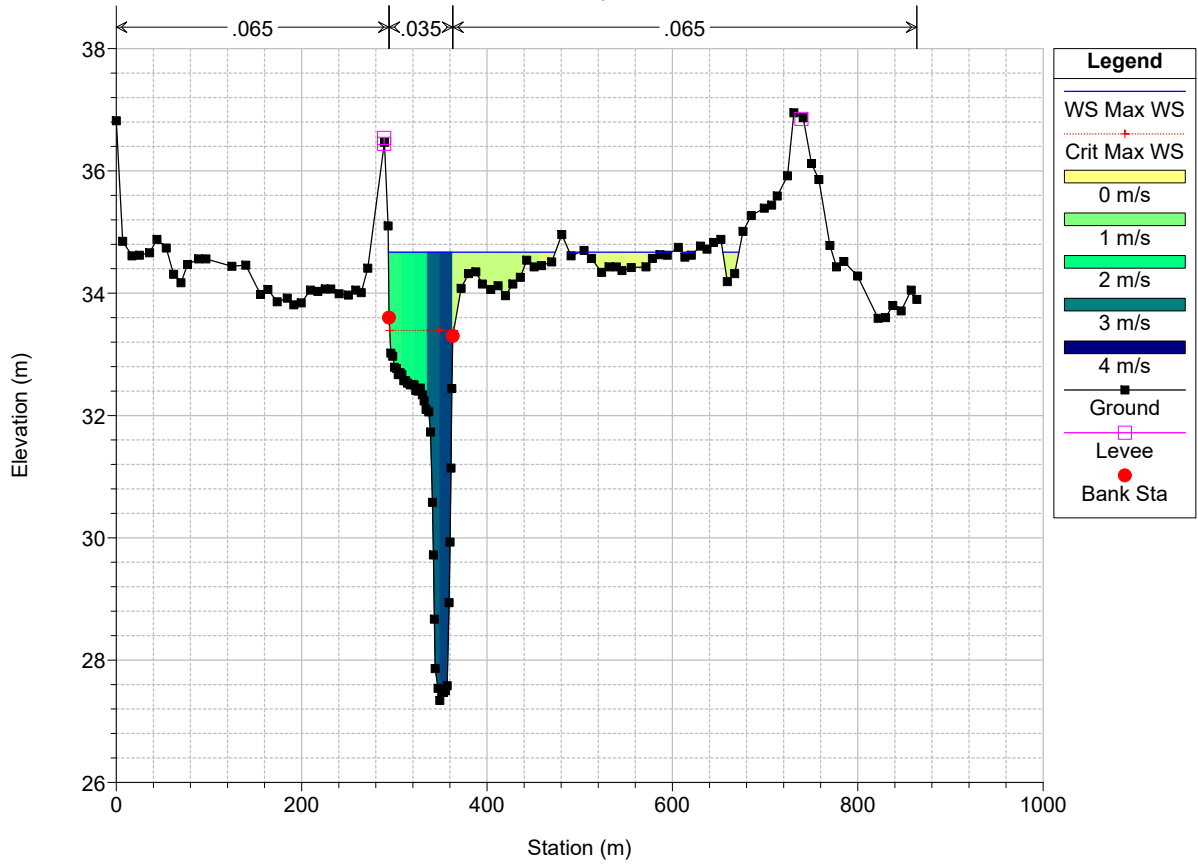






Mesima moto vario

RS = 1 Ante Operam - Tr 200 anni

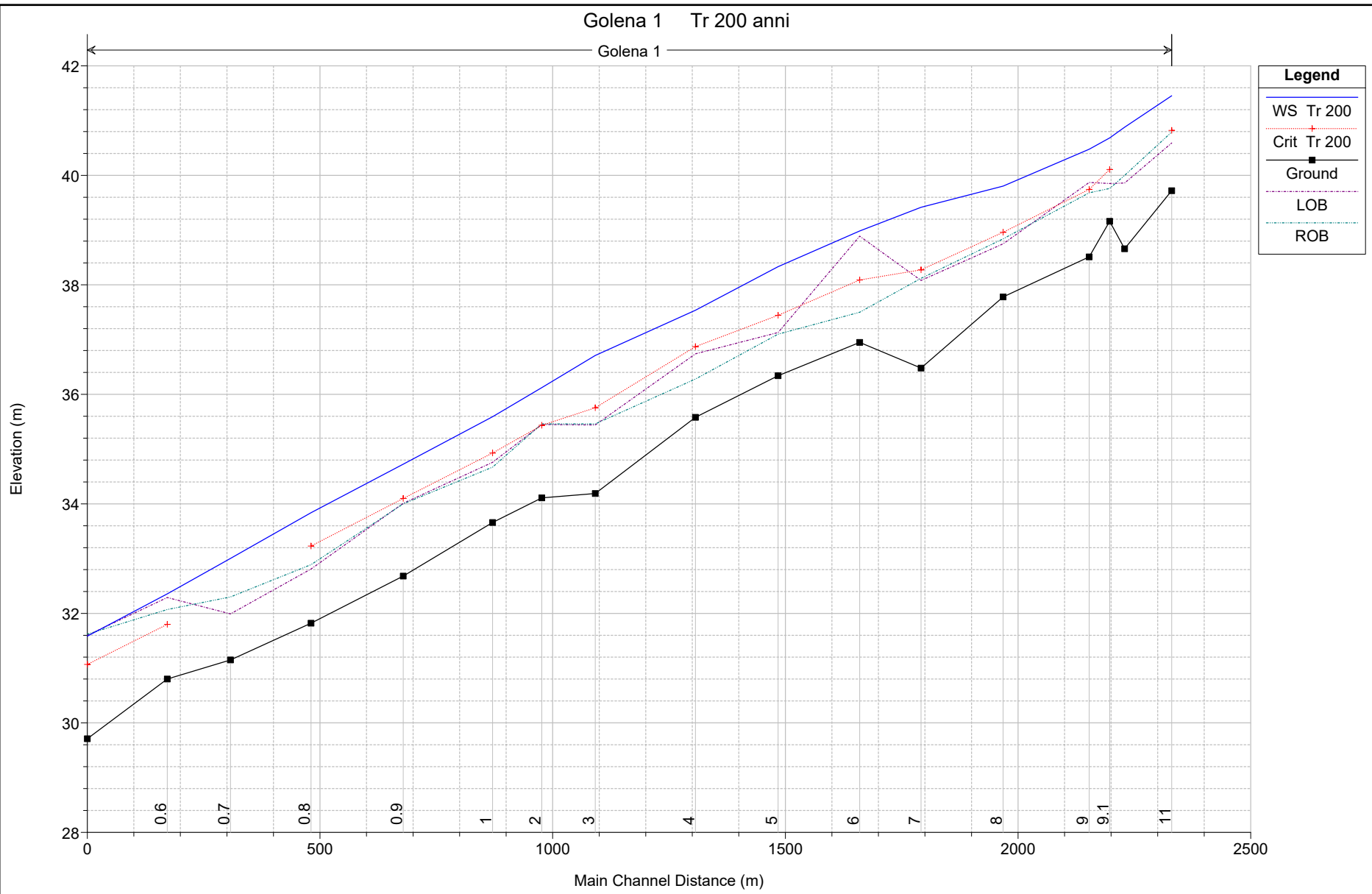


HEC-RAS Plan: Plan 13 River: Mesima Reach: 1 Profile: Max WS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	37	Max WS	713.50	48.82	55.63		55.75	0.001296	2.86	717.36	364.17	0.38
1	36	Max WS	713.50	49.62	54.91	55.10	55.59	0.005110	5.35	423.13	431.79	0.80
1	35	Max WS	713.48	49.25	54.13	54.23	54.61	0.006556	5.06	454.87	461.86	0.86
1	34	Max WS	713.42	49.23	53.60		53.69	0.001972	2.69	746.54	532.97	0.47
1	33	Max WS	713.29	48.09	53.06		53.14	0.001234	2.44	809.35	469.40	0.38
1	32	Max WS	713.17	47.50	52.83		52.93	0.001172	2.45	758.38	423.58	0.37
1	31	Max WS	713.05	46.94	51.85	51.78	52.53	0.005630	5.12	363.83	291.36	0.82
1	30	Max WS	712.93	46.50	50.83		51.17	0.003645	3.54	464.99	380.85	0.65
1	29	Max WS	712.83	45.92	50.30		50.49	0.003082	3.53	572.40	408.88	0.60
1	28	Max WS	709.53	45.38	49.83		49.96	0.001921	2.85	664.29	414.31	0.47
1	27	Max WS	709.34	45.06	49.54		49.68	0.001859	2.91	664.13	421.90	0.48
1	26	Max WS	697.89	44.62	49.31		49.33	0.000386	1.30	1379.13	741.10	0.22
1	25	Max WS	1934.90	43.76	48.16		48.30	0.002700	3.23	1420.52	709.68	0.57
1	24	Max WS	1930.70	42.62	47.68		47.81	0.002154	3.33	1476.55	644.60	0.51
1	23	Max WS	1930.58	42.39	47.40		47.48	0.001162	2.34	1818.97	713.69	0.38
1	22	Max WS	1930.42	42.11	47.21		47.30	0.001372	2.85	1797.85	745.99	0.42
1	21	Max WS	1930.05	41.51	46.64		47.06	0.003084	4.29	905.31	590.96	0.64
1	20.45		Lat Struct									
1	20	Max WS	1797.46	41.13	46.51		46.75	0.002029	3.61	1001.82	626.27	0.52
1	19	Max WS	1526.00	40.73	46.23		46.48	0.001689	3.26	877.40	578.58	0.48
1	18	Max WS	1307.24	40.67	46.12		46.27	0.000988	2.67	932.76	634.28	0.37
1	17	Max WS	1139.73	40.28	45.91		46.13	0.001149	2.94	720.70	600.31	0.40
1	16	Max WS	1139.30	39.99	45.26	43.95	45.94	0.002470	4.04	401.68	197.53	0.58
1	15.2		Bridge									
1	15	Max WS	1139.30	39.50	44.54		45.06	0.002595	4.07	466.81	765.71	0.59
1	14.4		Lat Struct									
1	14	Max WS	1068.74	39.20	44.63		44.67	0.000329	1.54	1489.87	581.43	0.21
1	13	Max WS	896.98	39.58	44.52		44.64	0.000714	2.09	763.60	429.25	0.31
1	12	Max WS	720.78	39.22	44.47		44.62	0.000628	2.12	558.62	393.46	0.30
1	11	Max WS	700.54	38.85	44.36		44.58	0.000823	2.46	432.52	335.09	0.34
1	10.3	Max WS	700.47	38.91	44.27	41.99	44.57	0.001114	2.83	379.54	345.40	0.40
1	10.2		Bridge									
1	10.1	Max WS	700.47	38.73	42.90		43.84	0.004905	4.90	203.64	310.45	0.79
1	10	Max WS	700.44	38.62	42.32	42.49	43.90	0.009312	5.96	147.93	301.60	1.06
1	9.3	Max WS	700.52	39.40	42.22		43.22	0.006360	4.43	160.64	306.45	0.85
1	9.2		Mult Open									
1	9.1	Max WS	700.41	39.40	40.60	41.74	45.10	0.094630	9.95	83.87	316.64	2.90
1	9	Max WS	700.38	35.67	38.87	39.18	40.60	0.013375	5.85	122.35	75.23	1.20
1	8	Max WS	698.14	30.63	37.54		38.24	0.003192	3.71	188.36	50.64	0.61
1	7	Max WS	697.98	30.02	37.09		37.69	0.002270	3.44	203.12	46.72	0.53
1	6	Max WS	700.97	29.78	36.44		37.35	0.003861	4.24	167.75	66.75	0.67
1	5	Max WS	700.94	29.34	35.93	35.02	36.64	0.003947	3.80	216.86	159.53	0.67
1	4	Max WS	700.84	28.51	35.65		35.92	0.001362	2.51	525.62	767.33	0.41
1	3	Max WS	700.79	28.84	35.37		36.15	0.004131	3.94	190.97	103.33	0.69
1	2	Max WS	700.72	28.36	34.79	33.66	35.55	0.003414	4.00	253.99	321.38	0.63
1	1	Max WS	700.67	27.34	34.67	33.39	35.06	0.002005	2.83	311.90	314.78	0.48

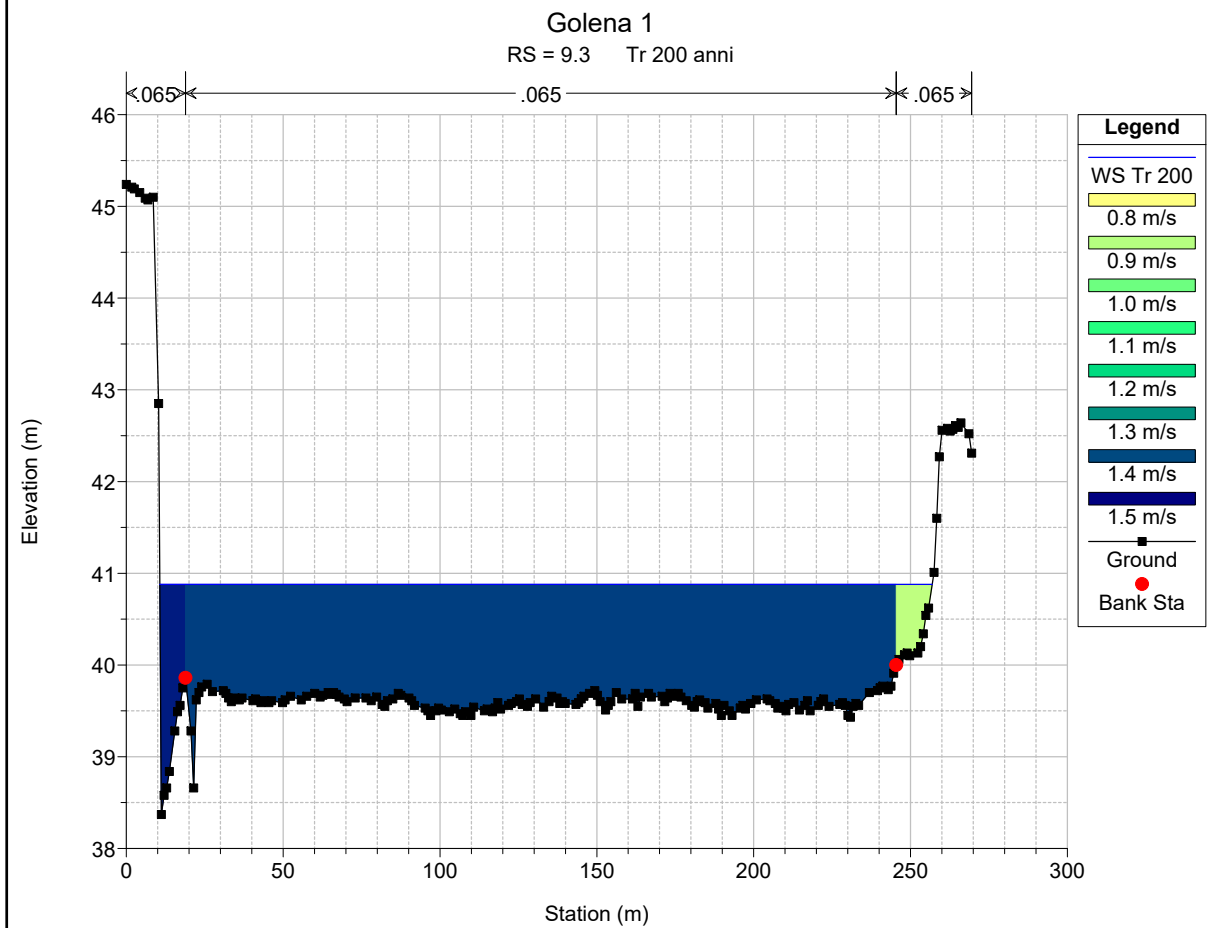
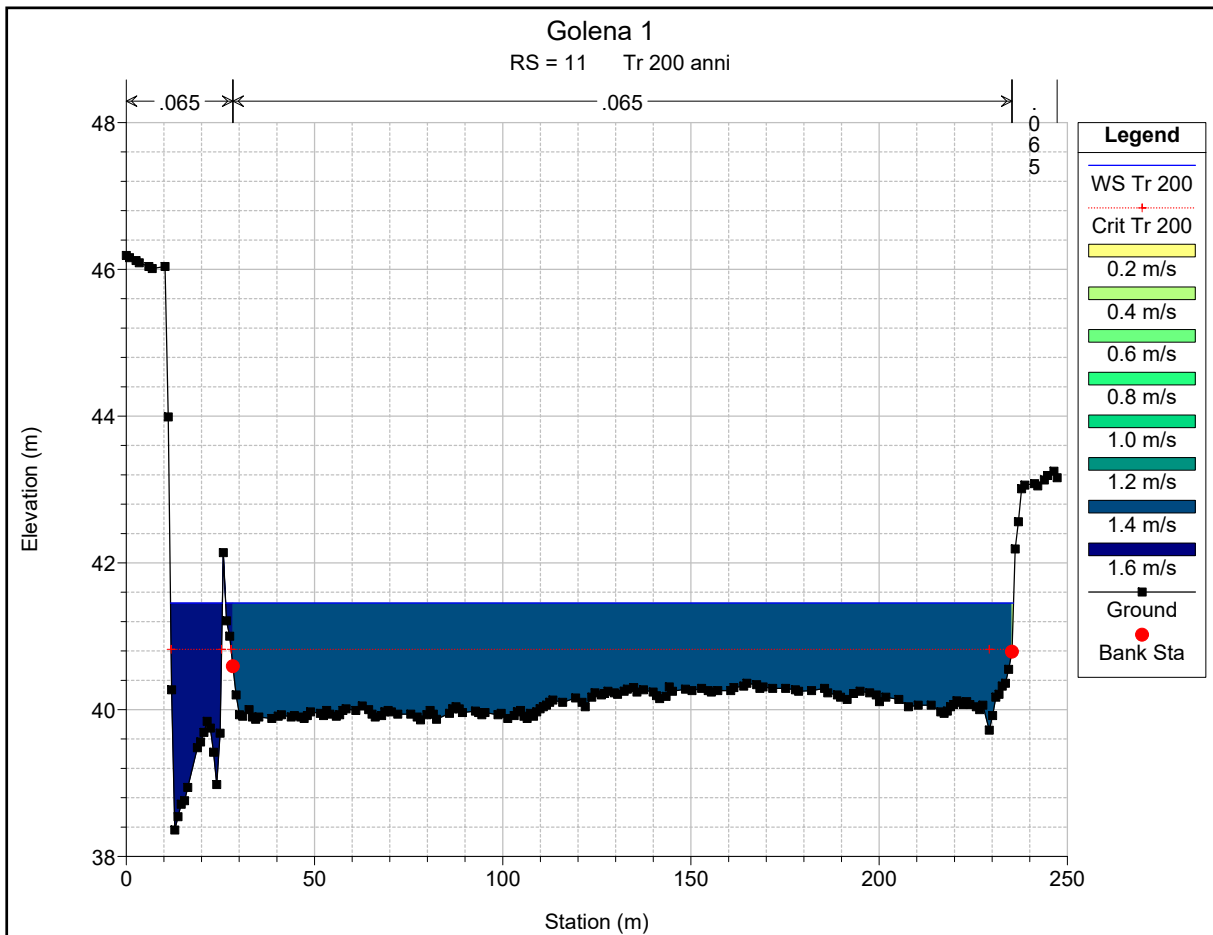
Golena 1 Tr 200 anni

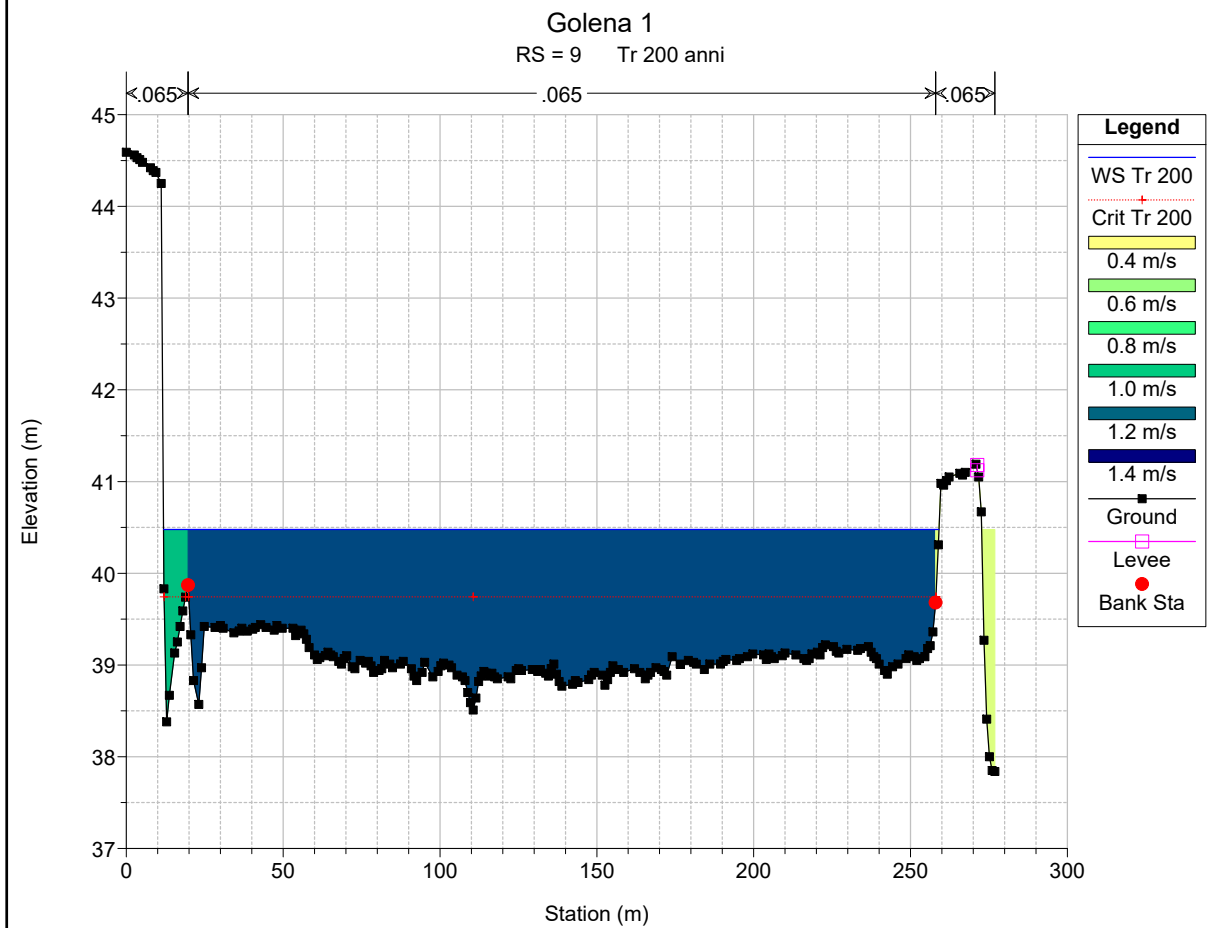
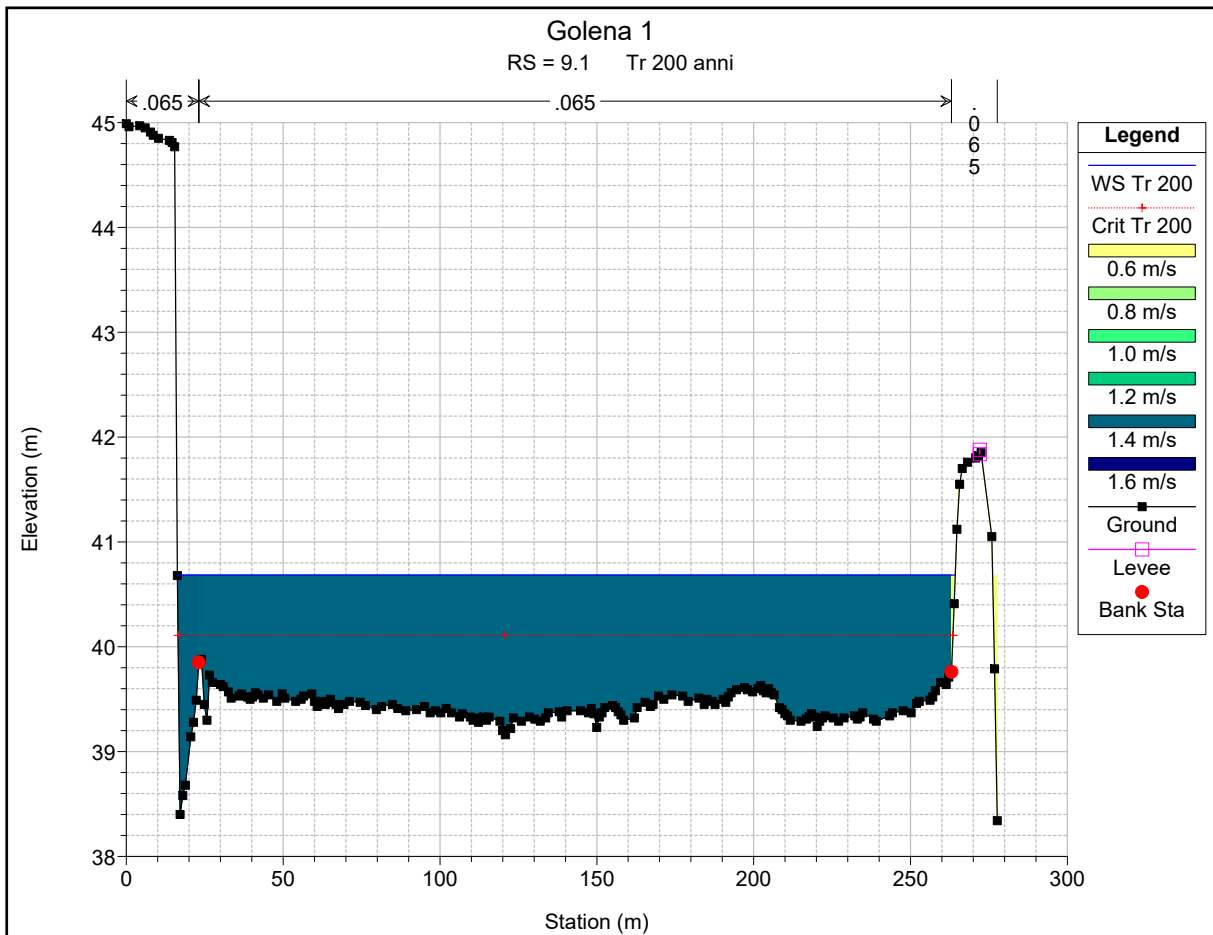
Golena 1

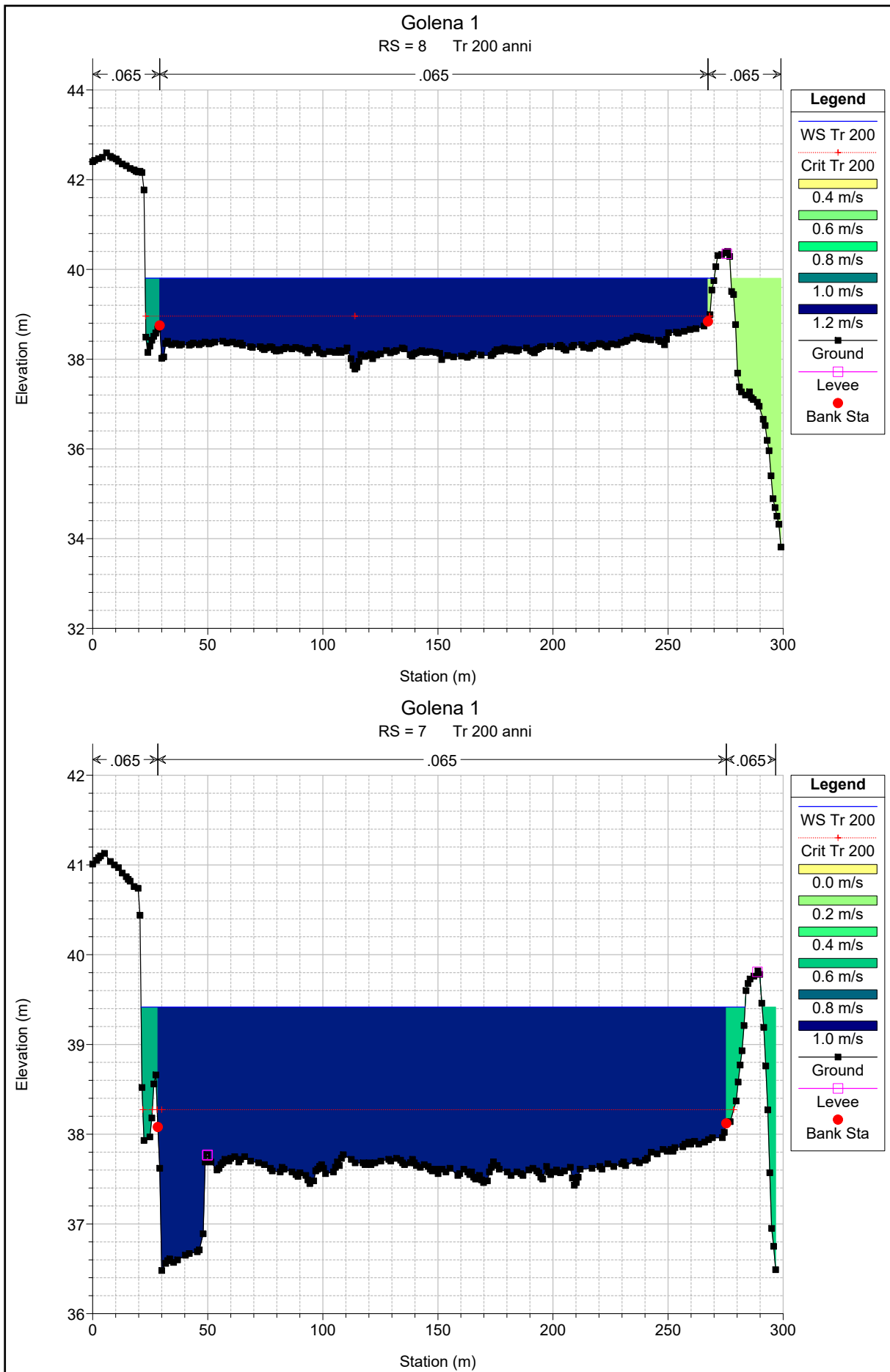


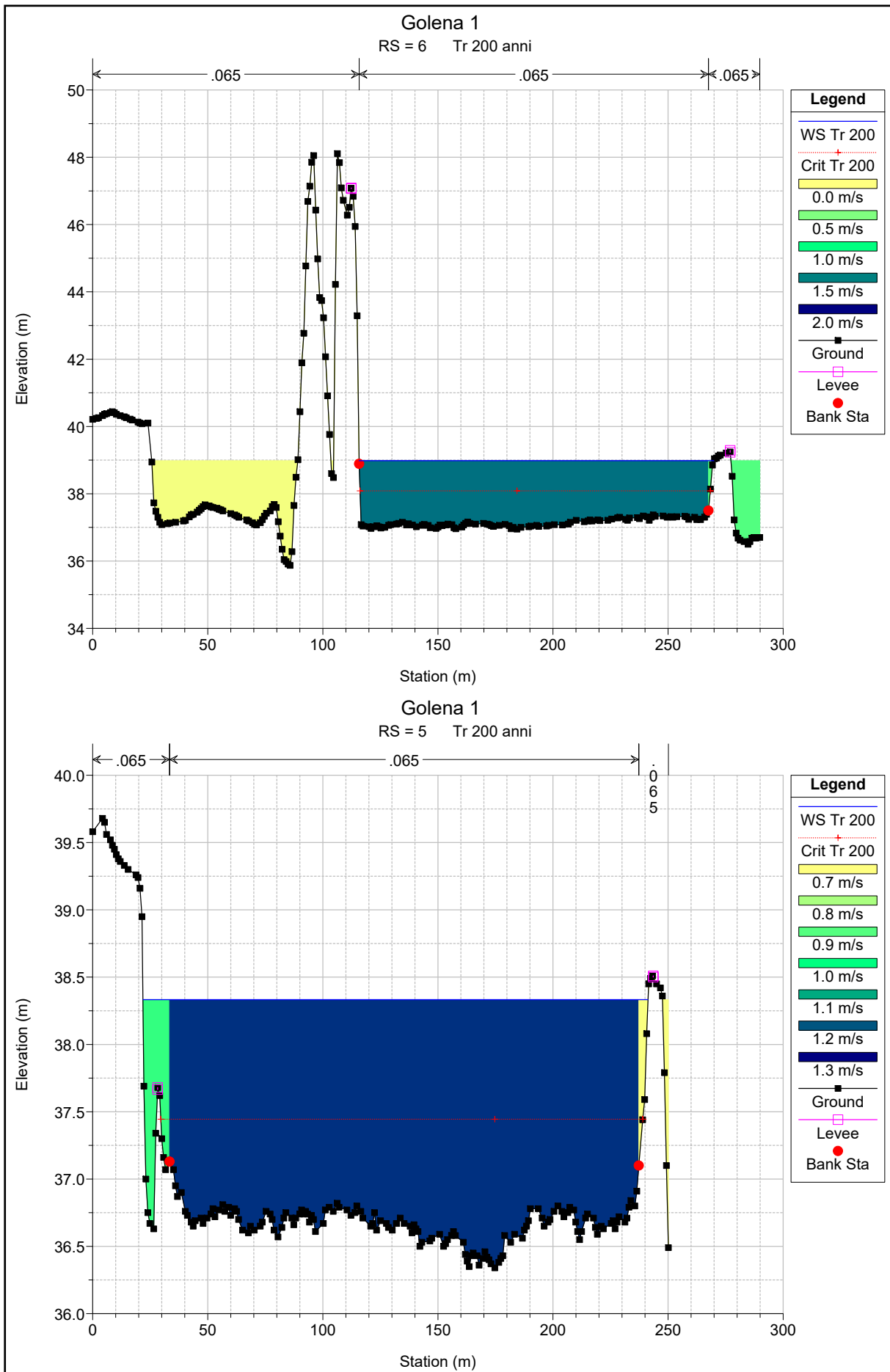
Legend

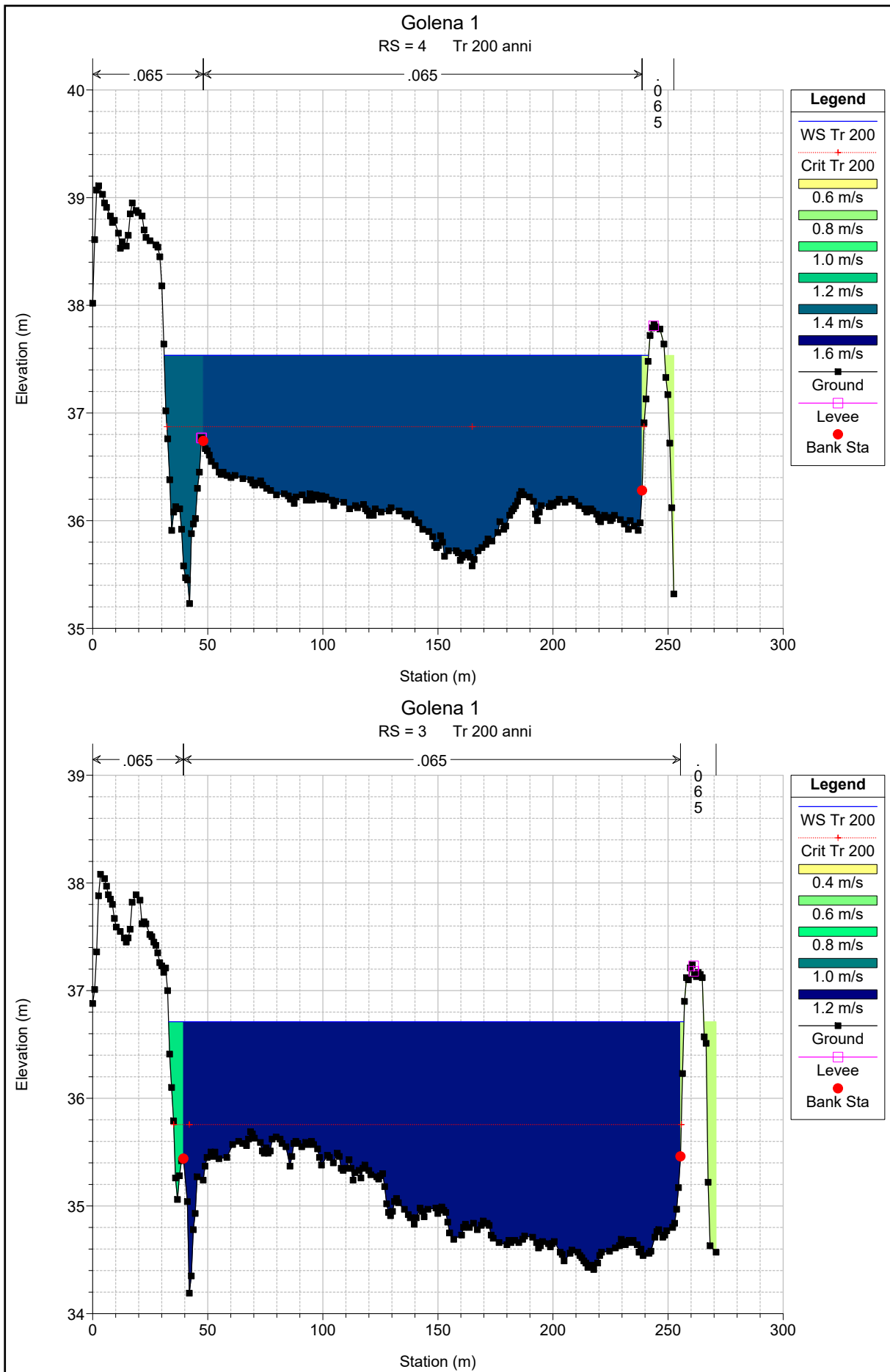
- WS Tr 200
- Crit Tr 200
- Ground
- LOB
- ROB

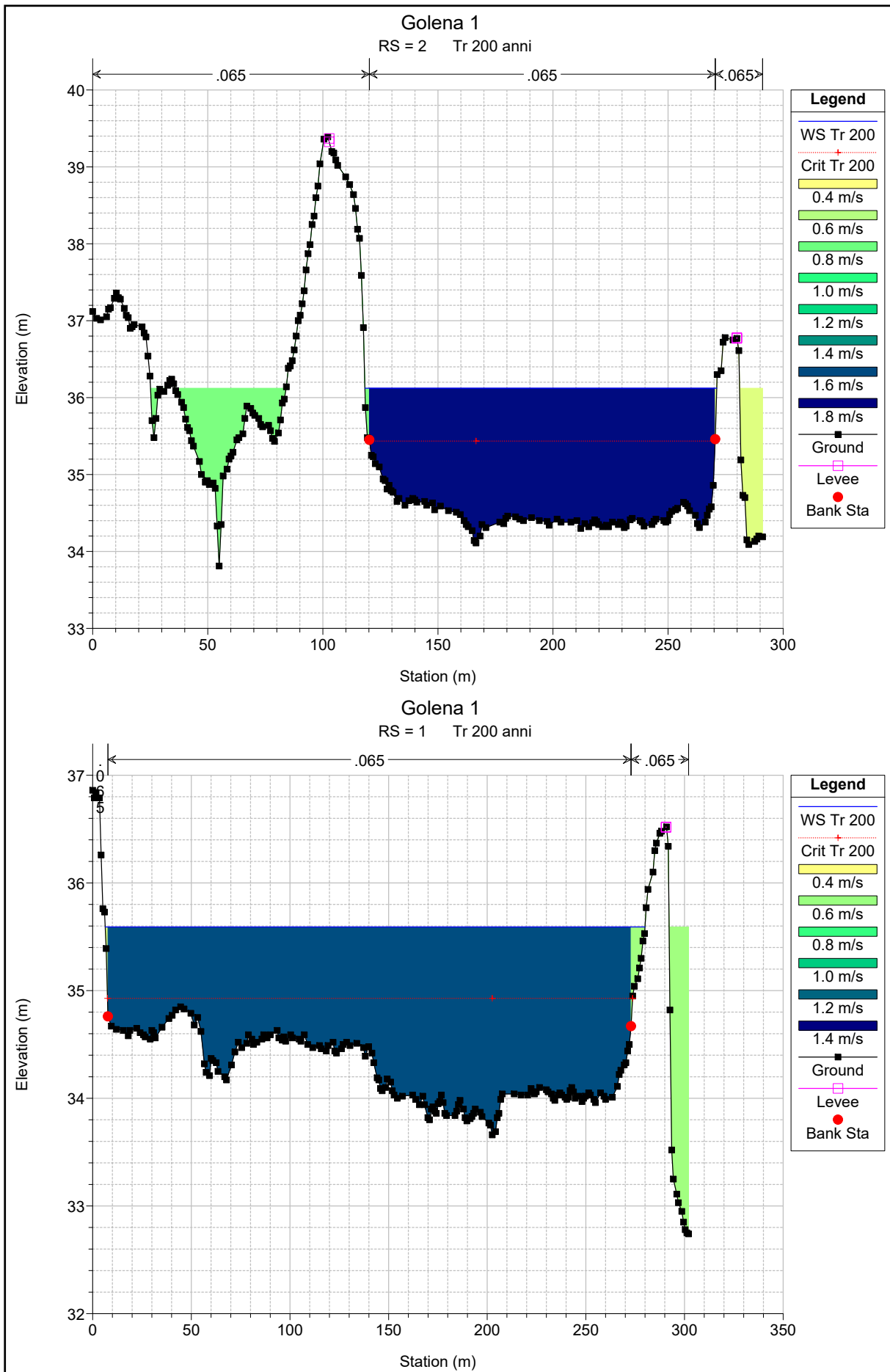


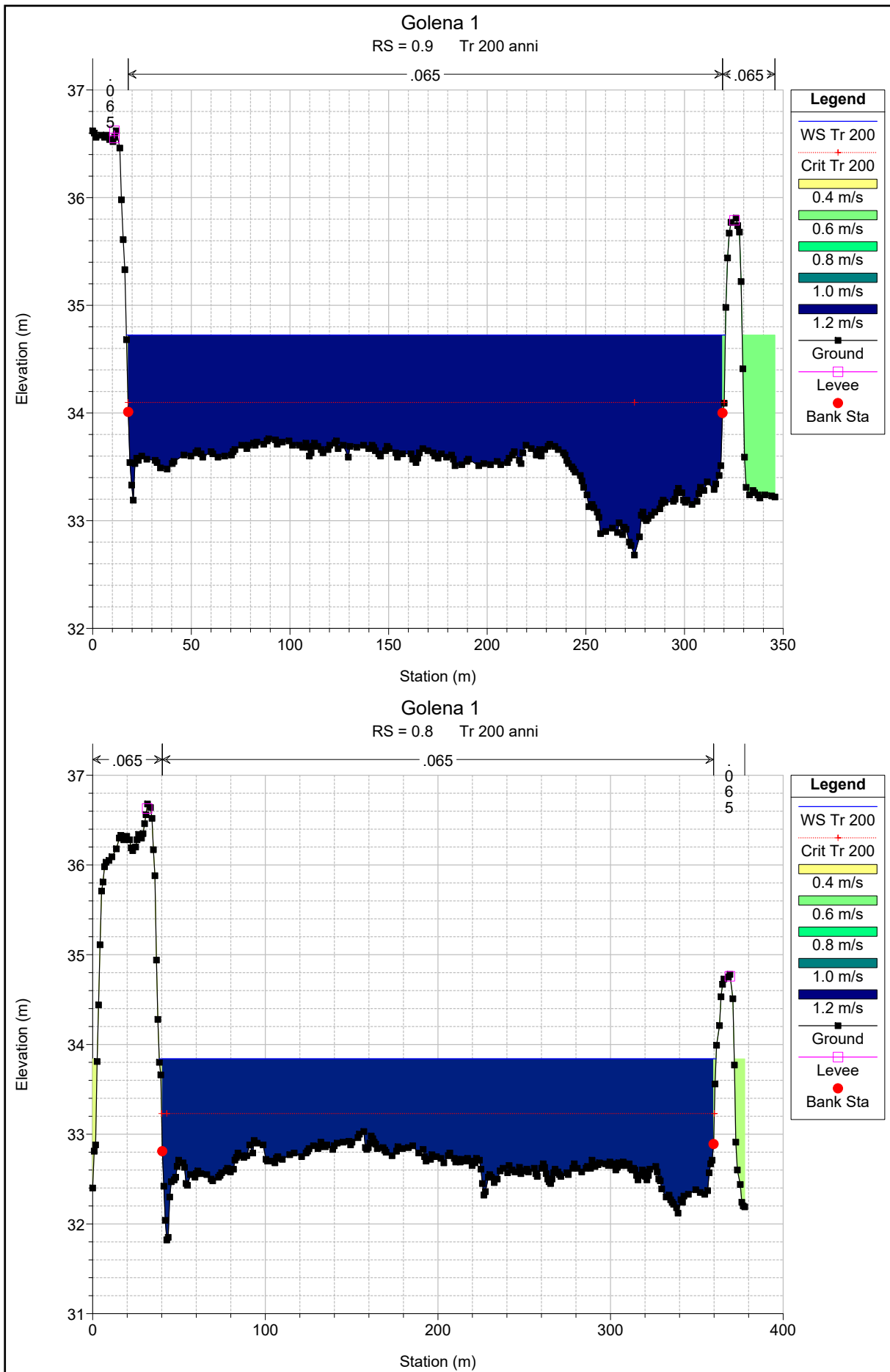


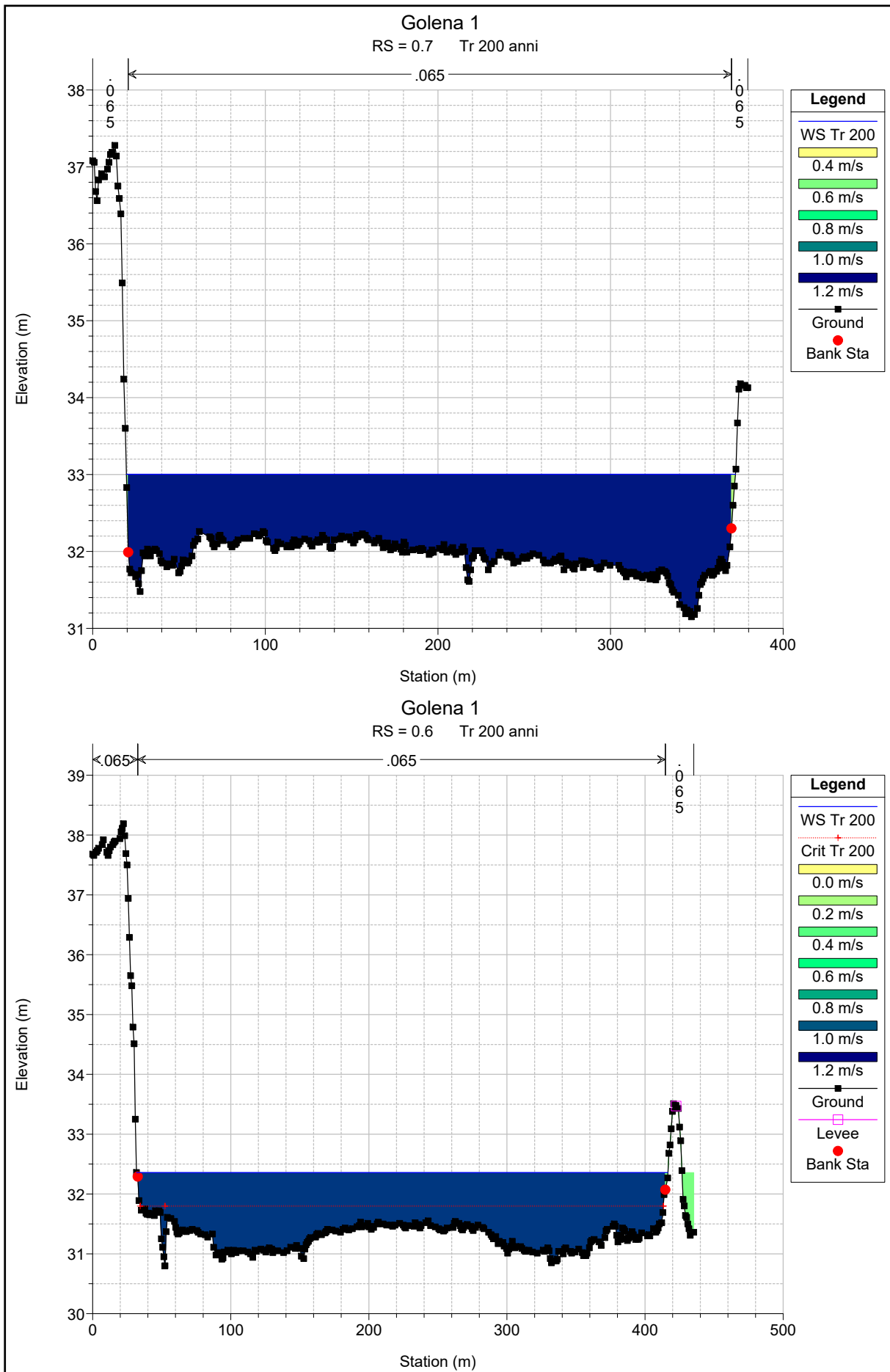






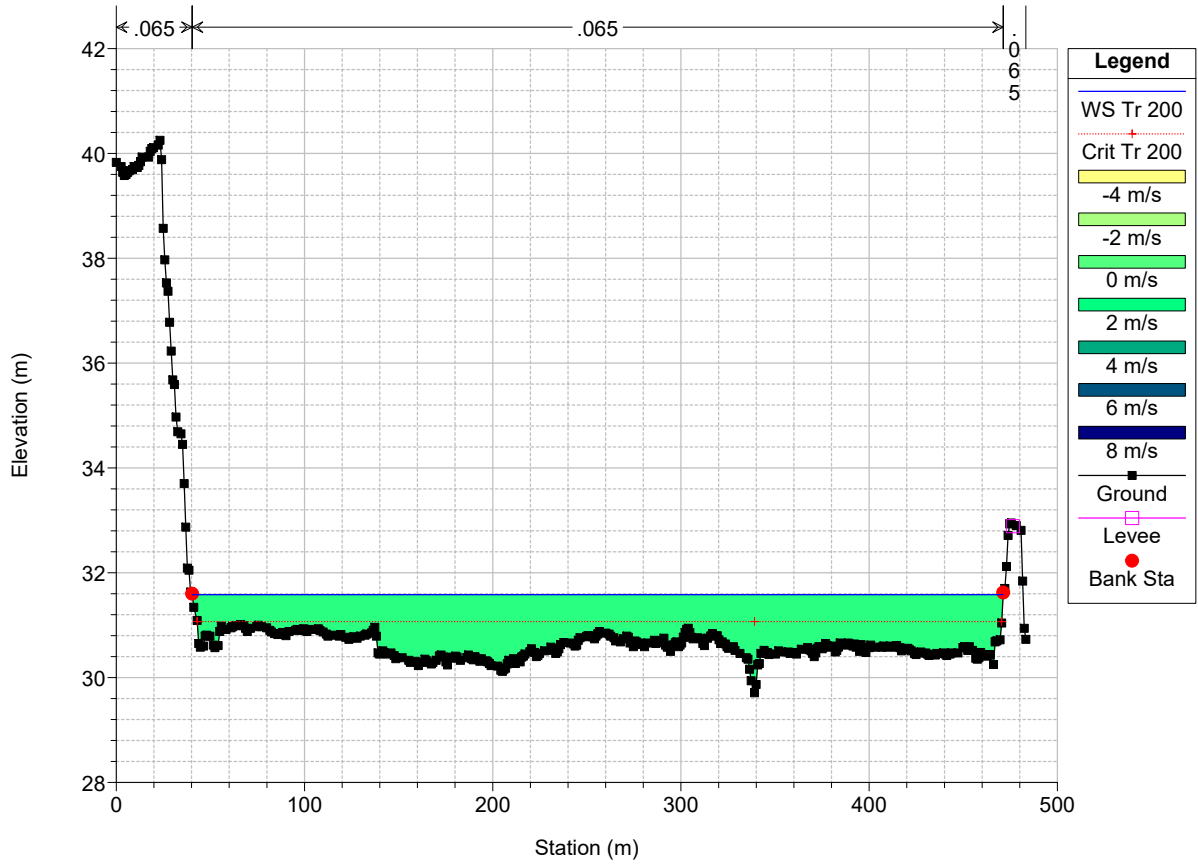






Golena 1

RS = 0.5 Tr 200 anni

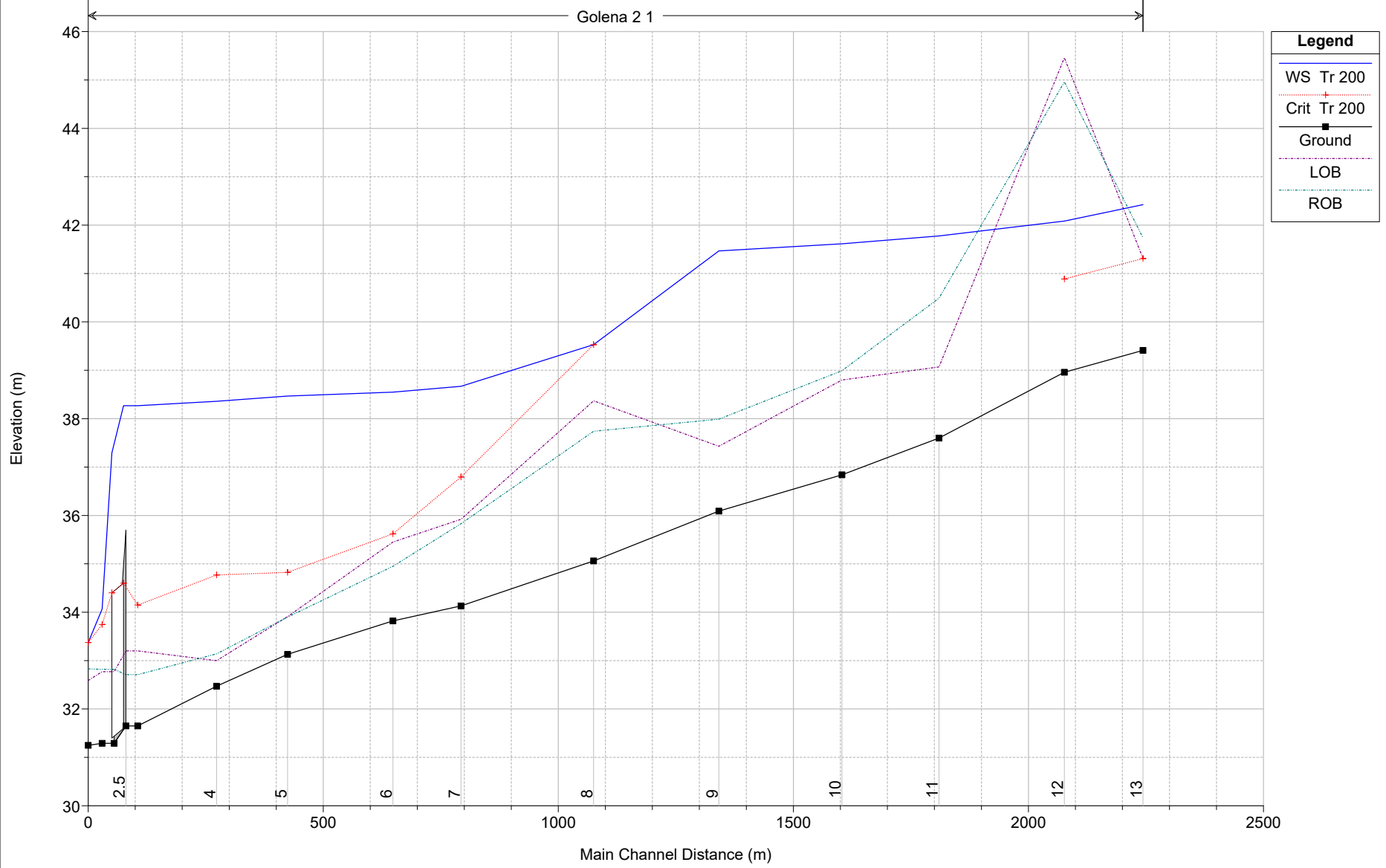


HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Golena Reach: 1 Profile: Tr 200

Reach	River Sta	Profile	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)	
1	11	Tr 200	437.00	39.72	41.45	40.82	41.55	0.005437	1.39	311.16	223.05	0.38
1	9.3	Tr 200	437.00	38.66	40.88		40.98	0.006127	1.42	311.05	246.23	0.40
1	9.1	Tr 200	437.00	39.16	40.68	40.11	40.78	0.006140	1.40	312.29	247.97	0.40
1	9	Tr 200	437.00	38.51	40.48	39.74	40.56	0.004195	1.26	349.42	247.20	0.34
1	8	Tr 200	437.00	37.78	39.80	38.96	39.87	0.003262	1.17	376.08	247.27	0.30
1	7	Tr 200	437.00	36.48	39.42	38.27	39.46	0.001696	0.94	467.98	262.43	0.22
1	6	Tr 200	437.00	36.95	38.98	38.09	39.11	0.004617	1.56	280.75	154.13	0.37
1	5	Tr 200	437.00	36.34	38.33	37.44	38.41	0.003313	1.24	356.23	219.46	0.31
1	4	Tr 200	437.00	35.58	37.54	36.87	37.65	0.005681	1.47	298.55	210.45	0.39
1	3	Tr 200	437.00	34.19	36.71	35.76	36.78	0.002883	1.17	375.01	223.90	0.29
1	2	Tr 200	437.00	34.11	36.12	35.43	36.28	0.006876	1.77	247.53	152.87	0.44
1	1	Tr 200	437.00	33.66	35.59	34.93	35.67	0.004580	1.25	351.96	273.61	0.35
1	0.9	Tr 200	437.00	32.68	34.72	34.10	34.79	0.004508	1.18	370.37	303.62	0.34
1	0.8	Tr 200	437.00	31.82	33.84	33.23	33.91	0.004476	1.15	380.08	322.56	0.34
1	0.7	Tr 200	437.00	31.15	33.00		33.07	0.005212	1.16	376.38	352.82	0.36
1	0.6	Tr 200	437.00	30.80	32.36	31.80	32.42	0.004450	1.07	408.37	384.75	0.33
1	0.5	Tr 200	437.00	29.71	31.58	31.07	31.64	0.004604	1.03	423.89	430.79	0.33

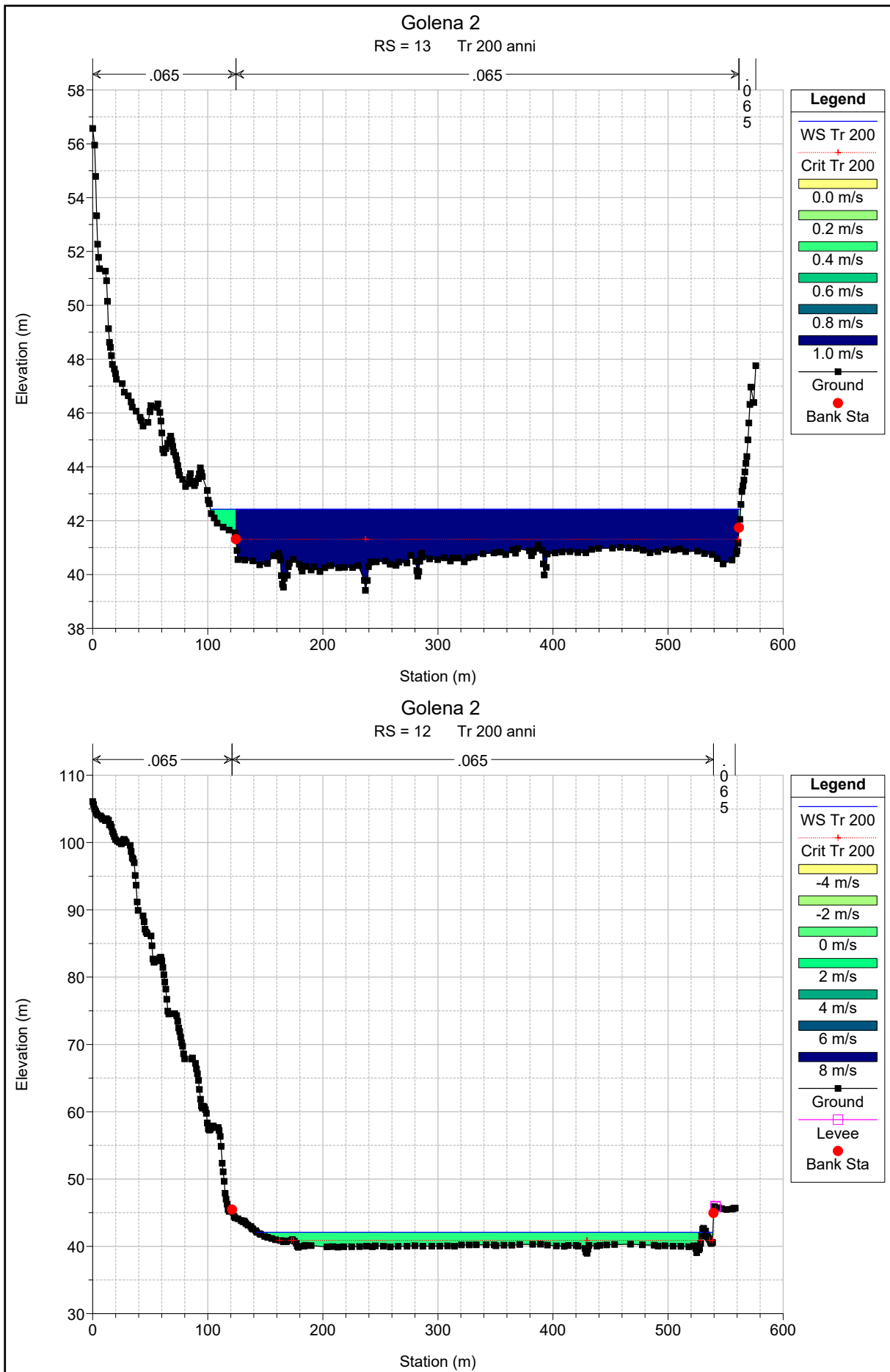
Golena 2 Tr 200 anni

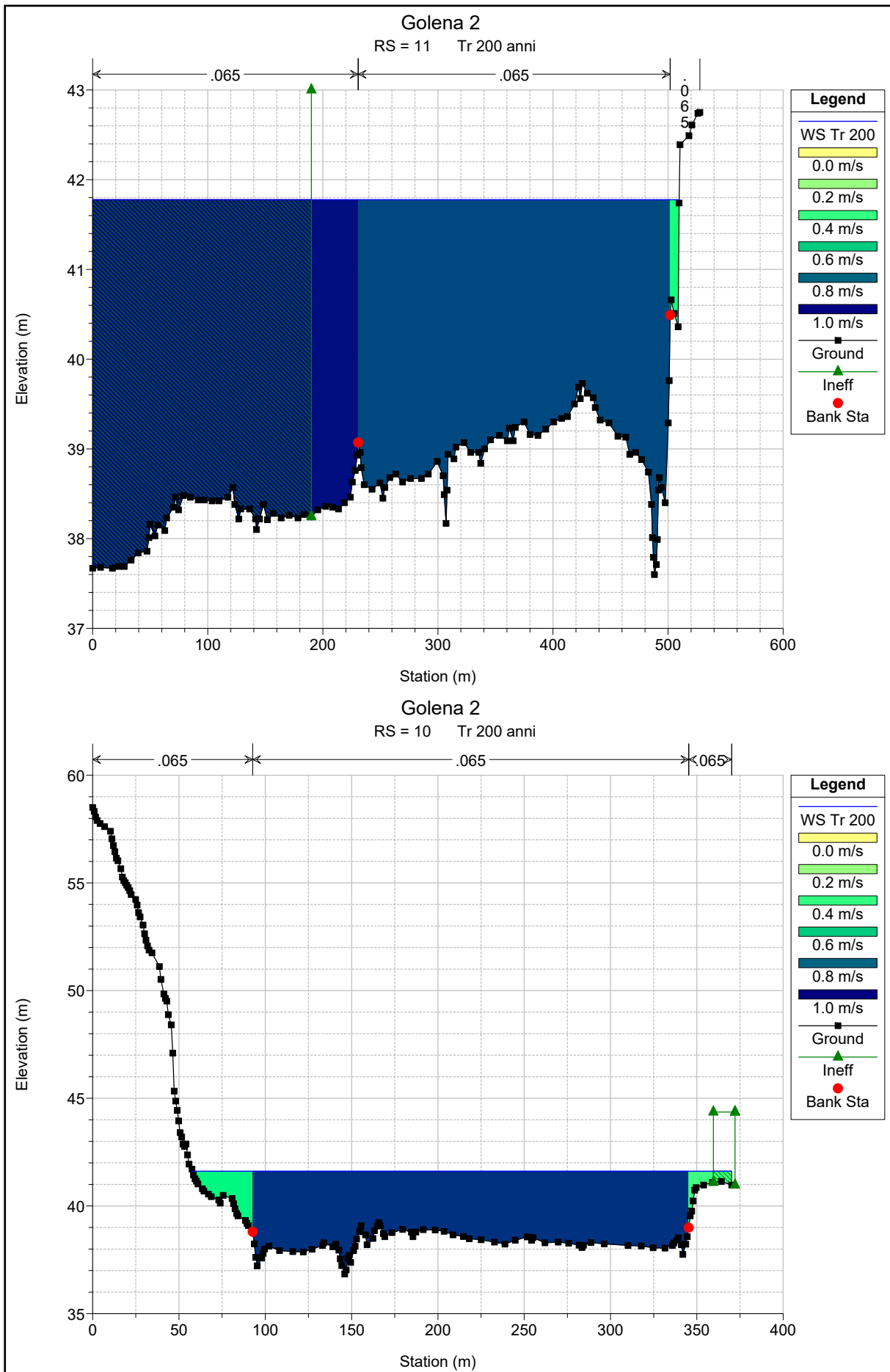
Golena 2 1

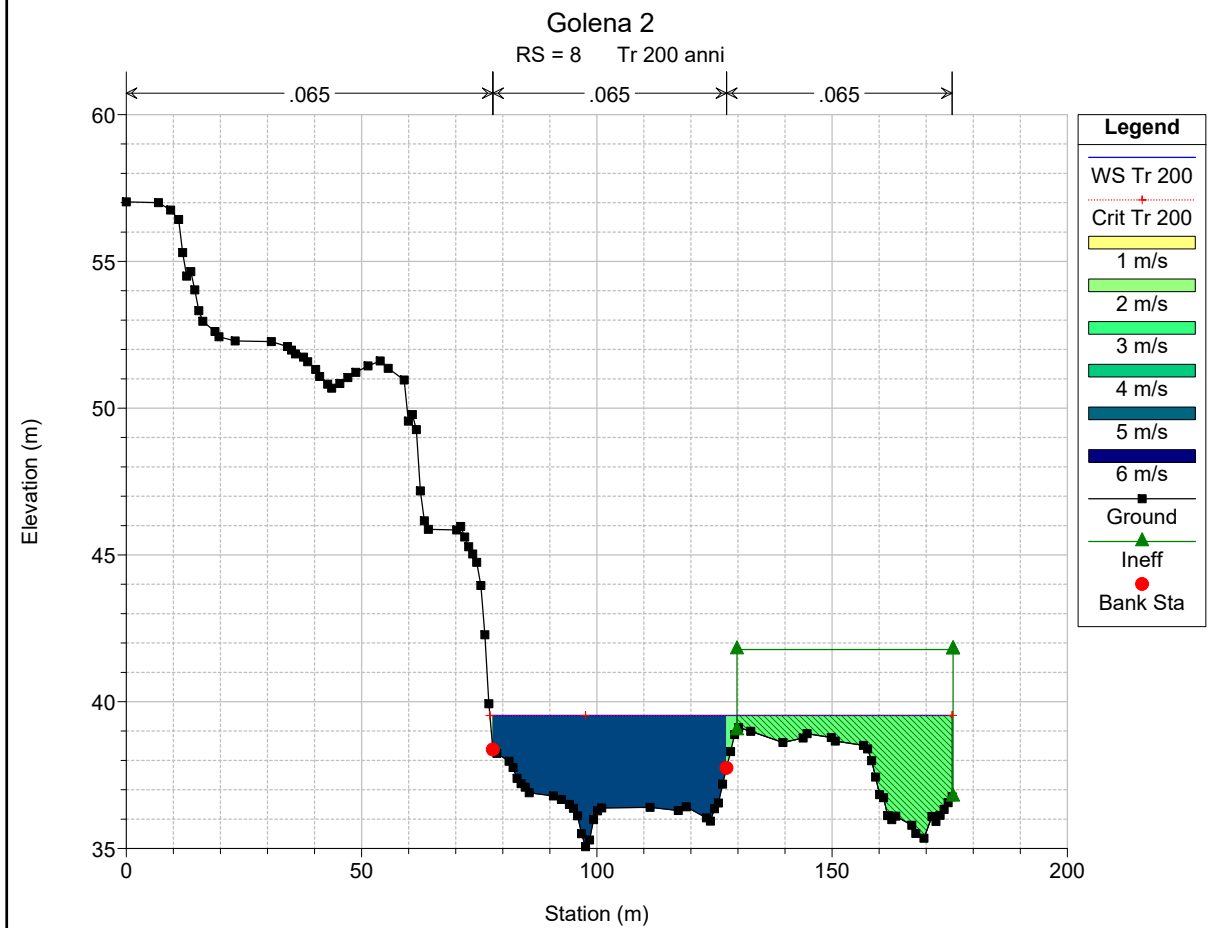
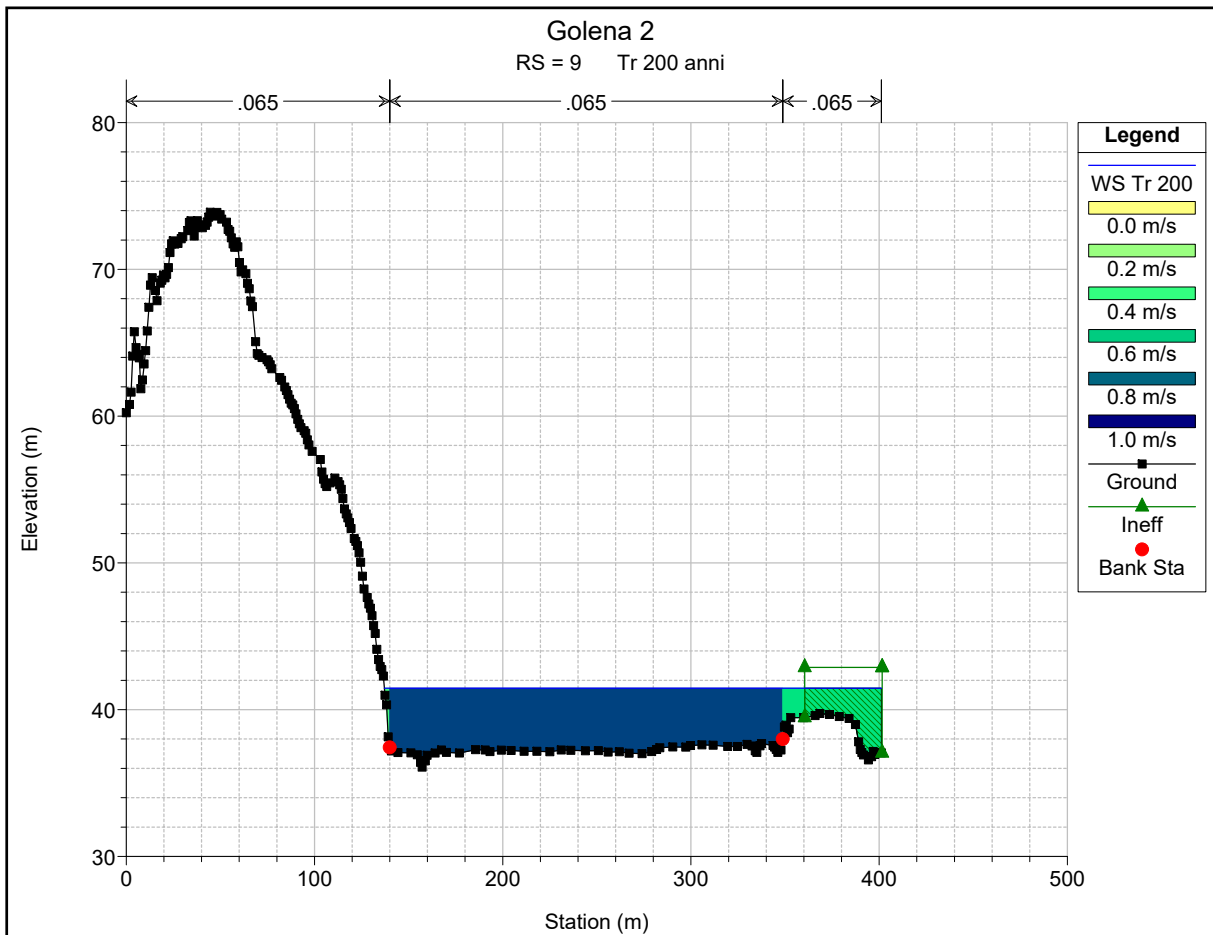


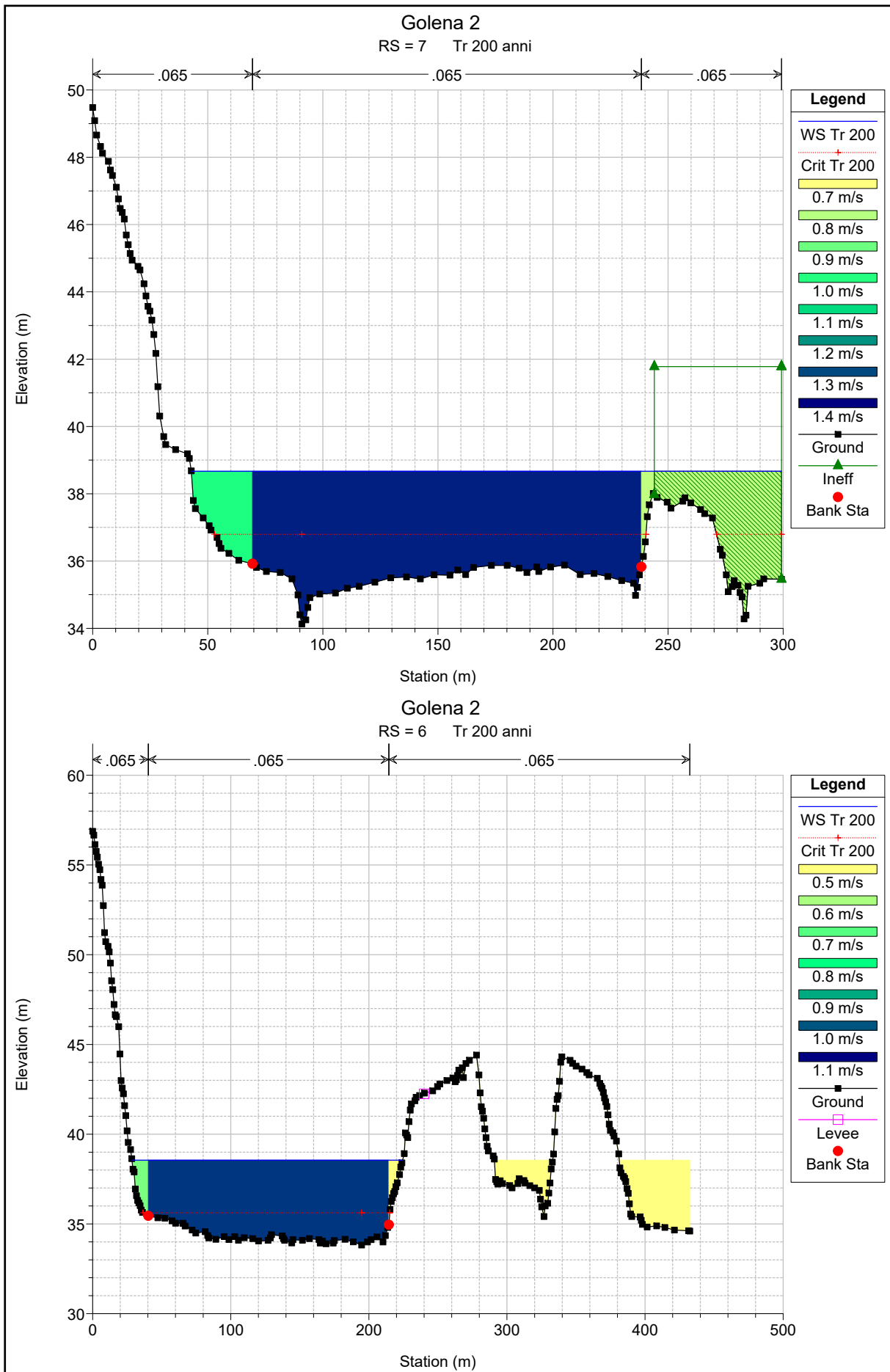
Legend

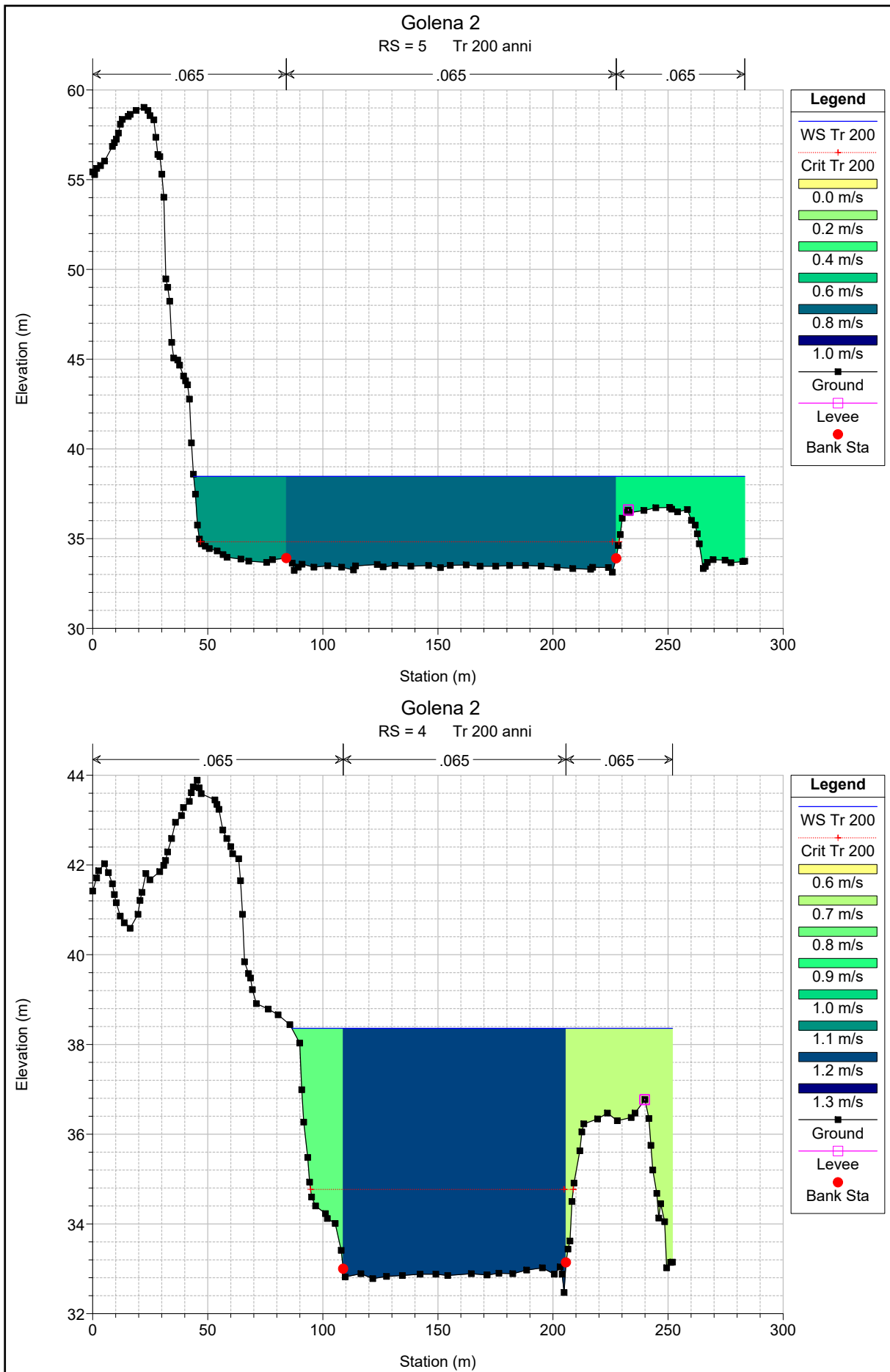
- WS Tr 200
- Crit Tr 200
- Ground
- LOB
- ROB

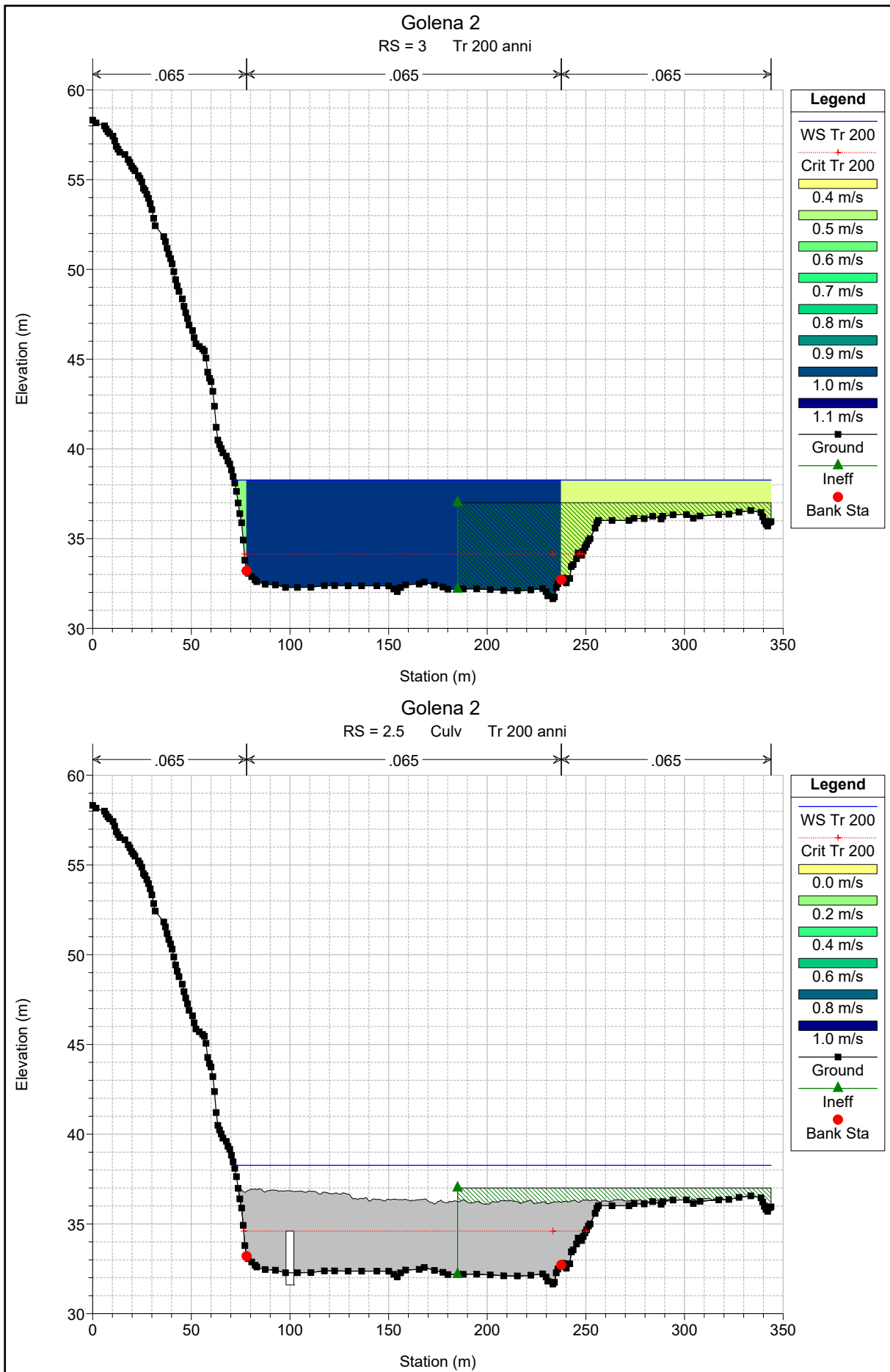


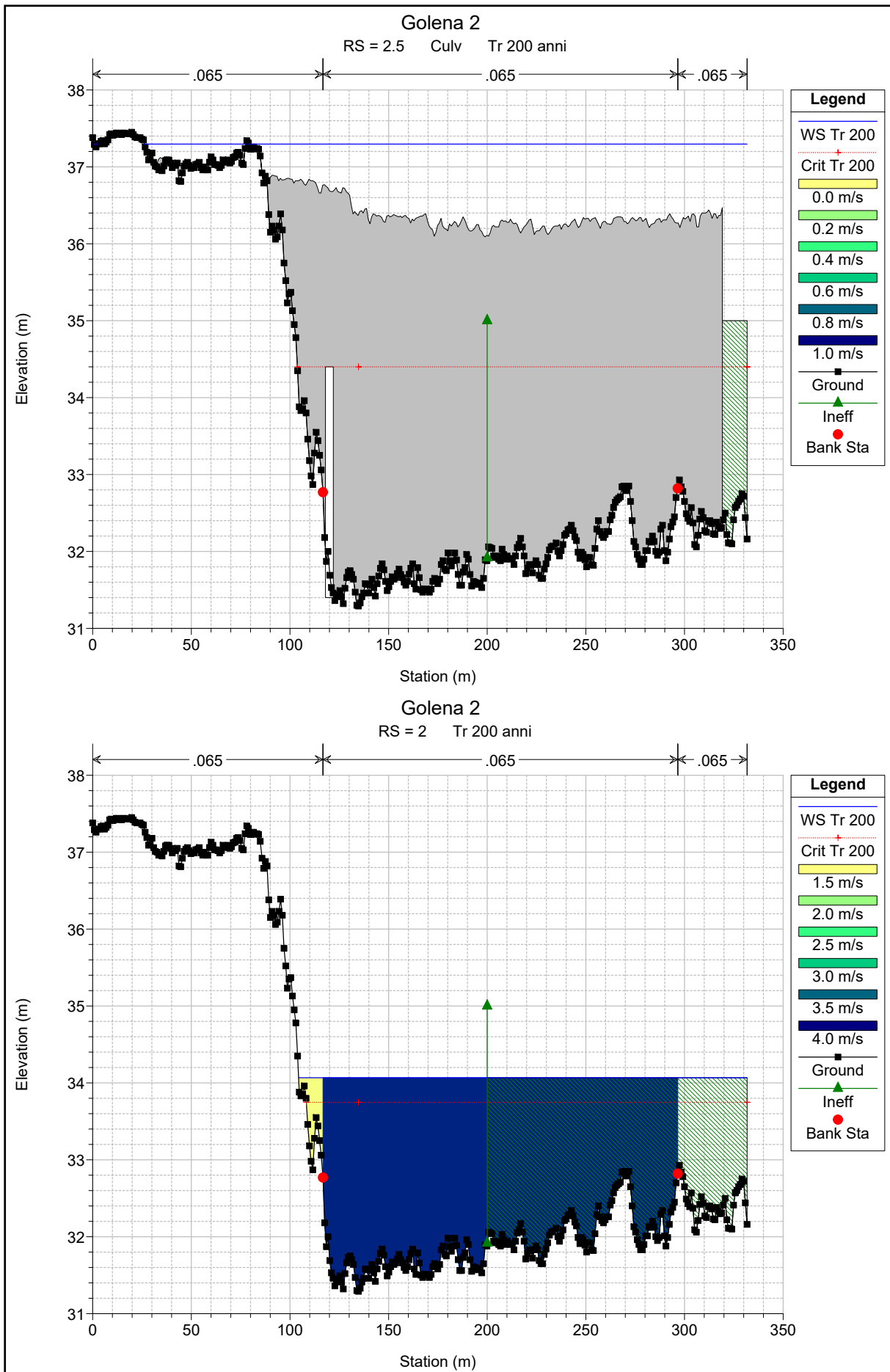






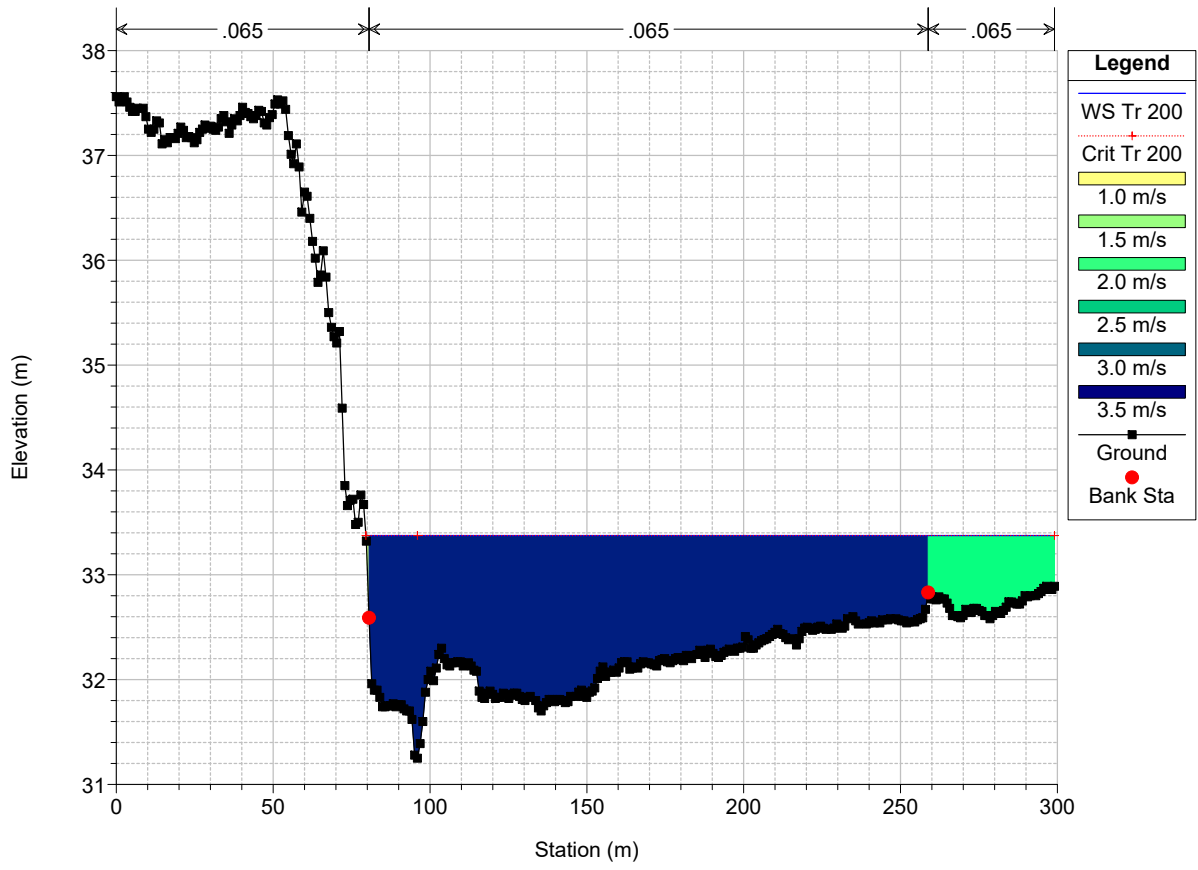






Golena 2

RS = 1 Tr 200 anni



HEC-RAS Plan: Plan 04 River: Golena 2 Reach: 1 Profile: Tr 200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	13	Tr 200	785.00	39.41	42.42	41.31	42.47	0.001928	0.99	797.25	460.77	0.24
1	12	Tr 200	785.00	38.96	42.08	40.89	42.14	0.002046	1.06	743.23	393.03	0.25
1	11	Tr 200	785.00	37.60	41.78		41.82	0.000794	0.86	902.64	509.63	0.16
1	10	Tr 200	785.00	36.84	41.61		41.66	0.000707	0.90	897.87	312.38	0.16
1	9	Tr 200	785.00	36.09	41.47		41.50	0.000472	0.87	914.28	264.02	0.14
1	8	Tr 200	785.00	35.06	39.53	39.53	40.97	0.029539	5.33	148.84	98.24	0.99
1	7	Tr 200	785.00	34.13	38.67	36.80	38.76	0.001693	1.36	595.73	256.41	0.24
1	6	Tr 200	785.00	33.82	38.55	35.62	38.60	0.000671	1.04	774.50	195.97	0.16
1	5	Tr 200	785.00	33.13	38.47	34.82	38.50	0.000315	0.80	1061.38	239.44	0.11
1	4	Tr 200	785.00	32.47	38.36	34.77	38.43	0.000643	1.21	726.41	165.41	0.16
1	3	Tr 200	785.00	31.65	38.27	34.15	38.32	0.000631	1.03	844.87	272.24	0.16
1	2.5		Culvert									
1	2	Tr 200	785.00	31.29	34.07	33.75	34.81	0.019356	3.83	209.51	227.32	0.79
1	1	Tr 200	785.00	31.25	33.37	33.37	33.92	0.036789	3.35	243.36	219.53	0.97



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

13. ALLEGATO 2: SIMULAZIONI POST OPERAM

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

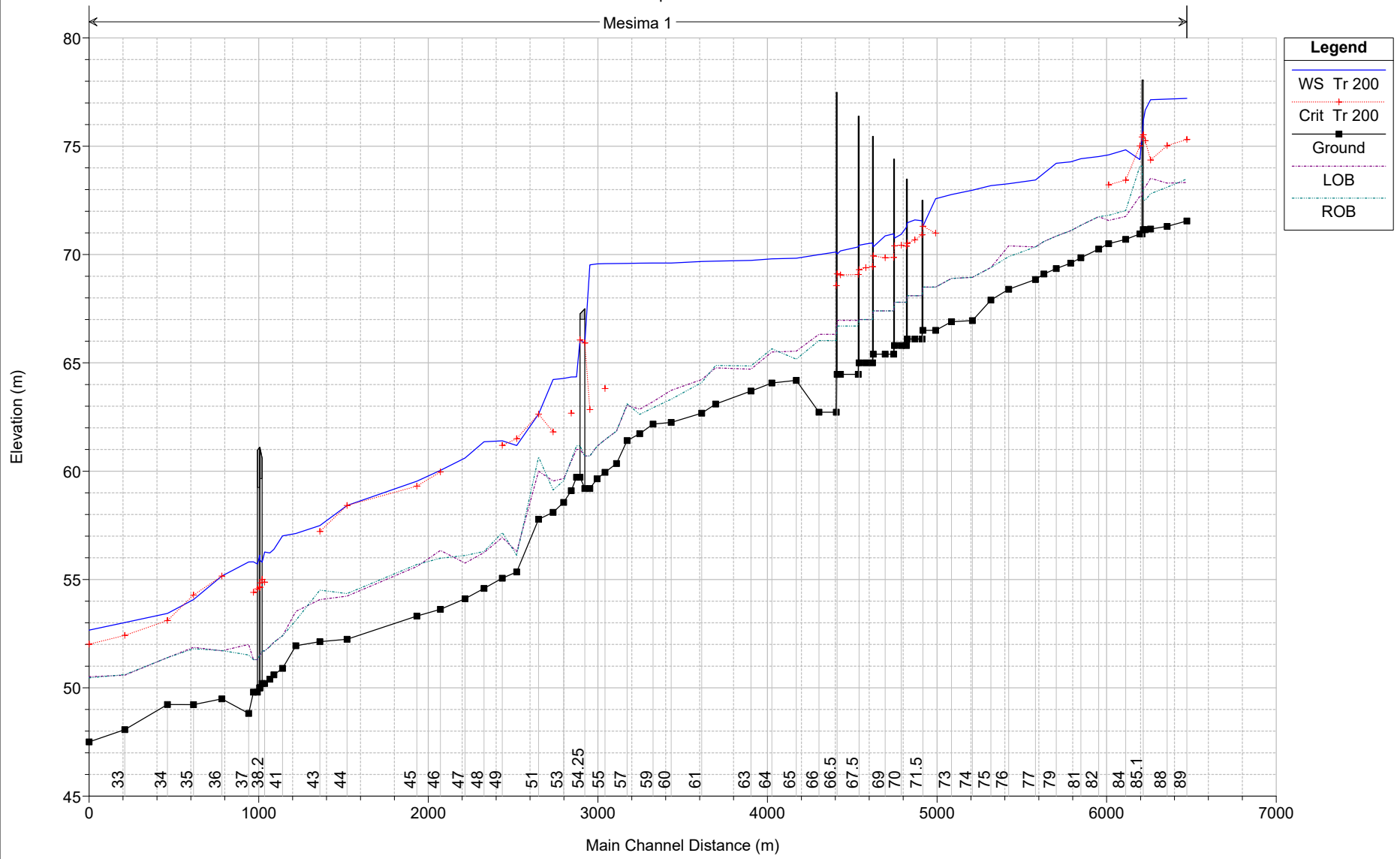


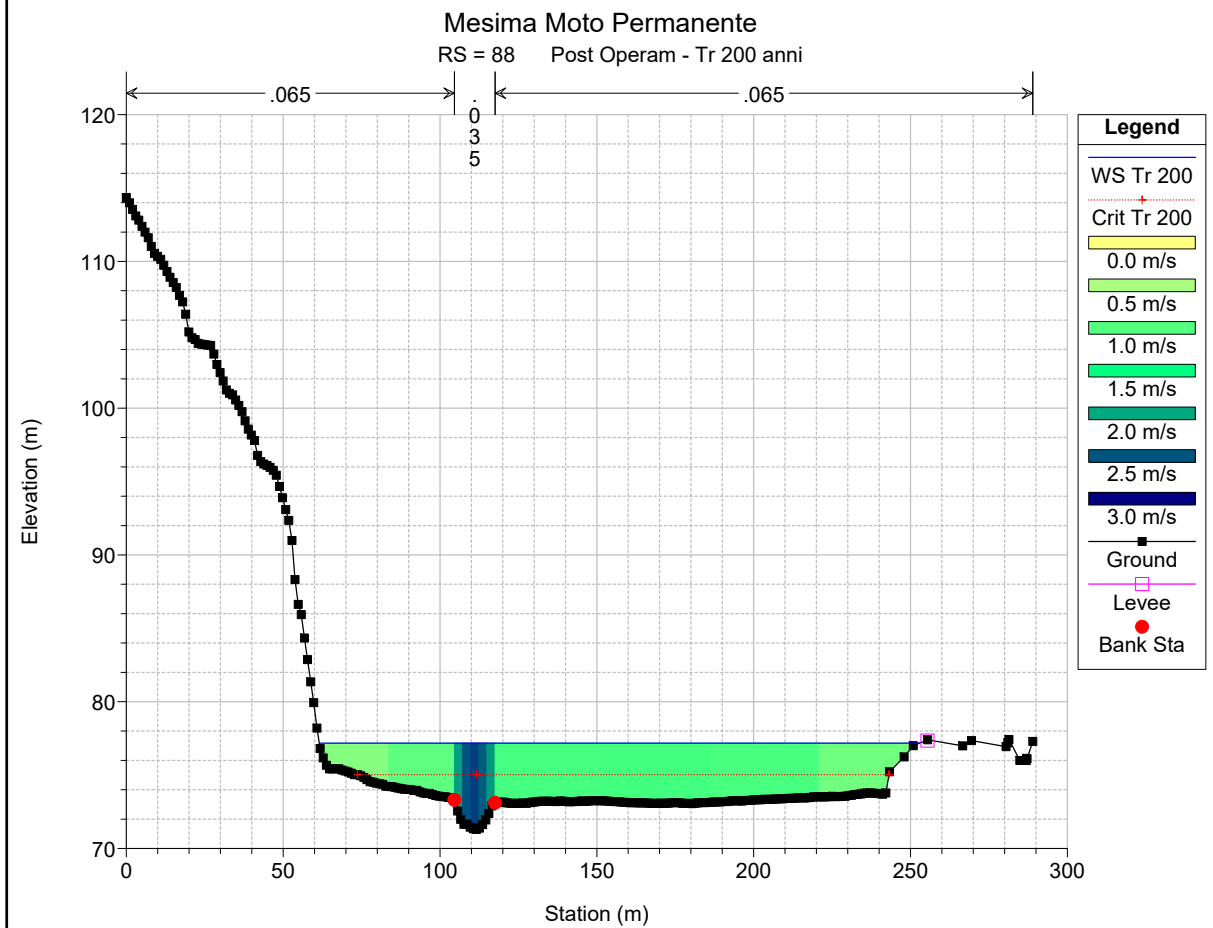
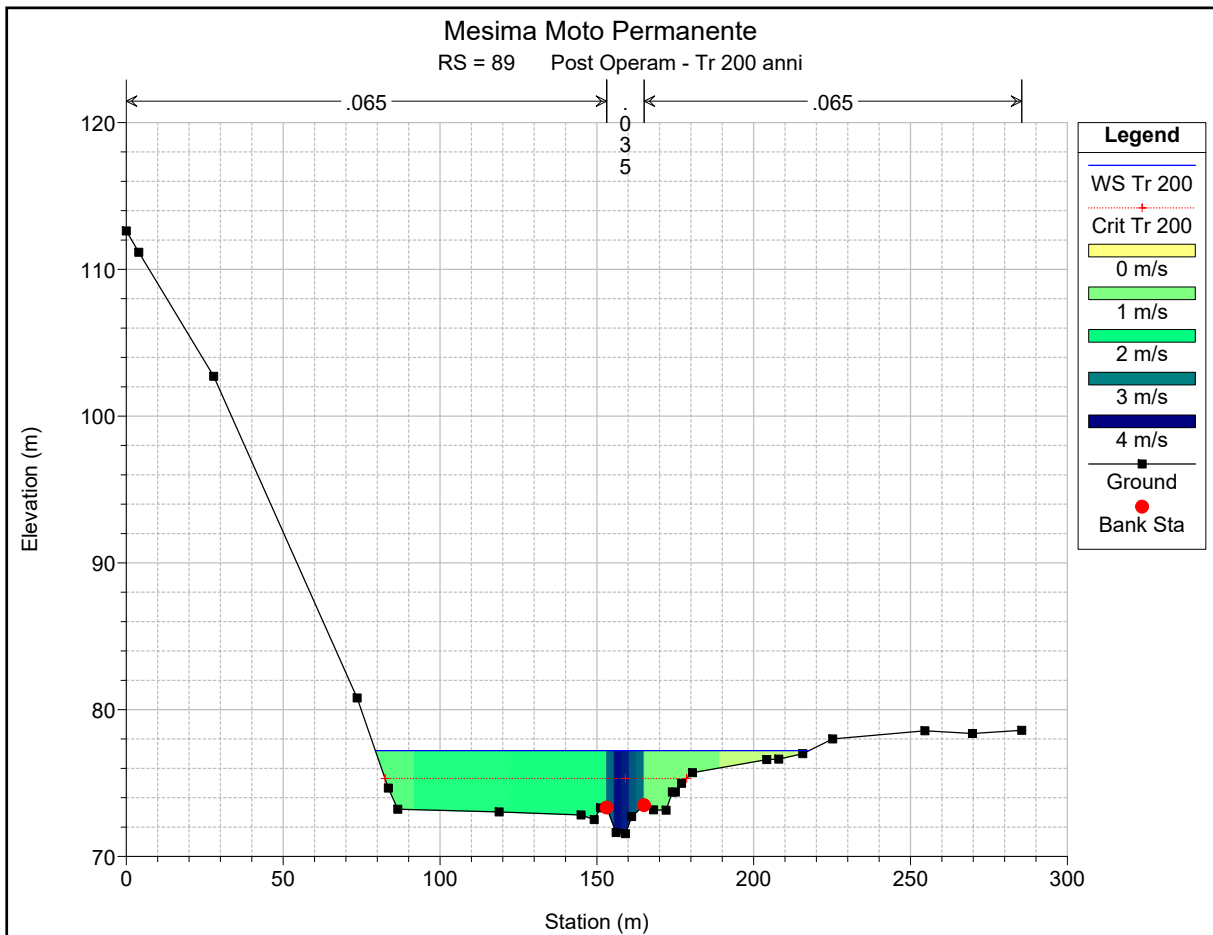
Pag. 75 di 77

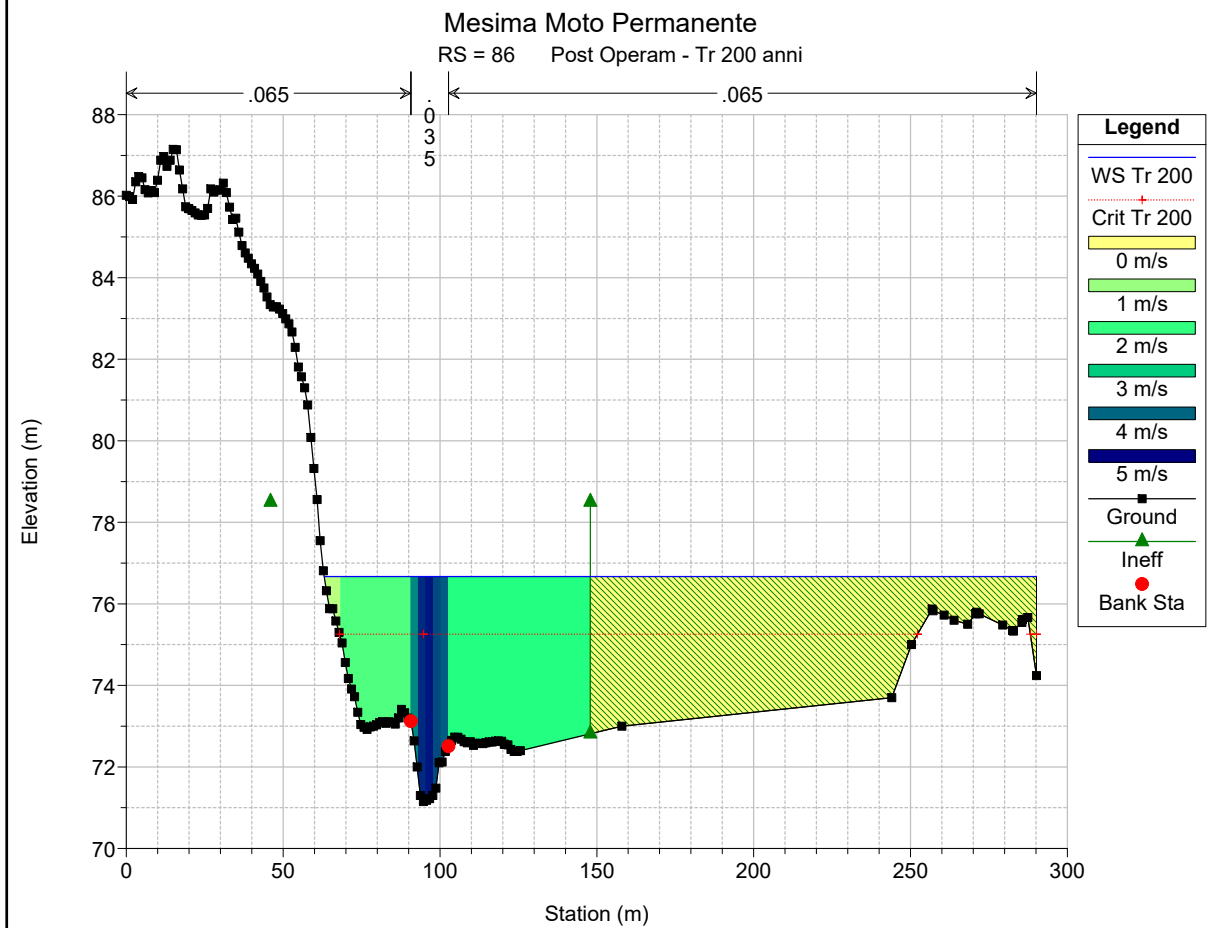
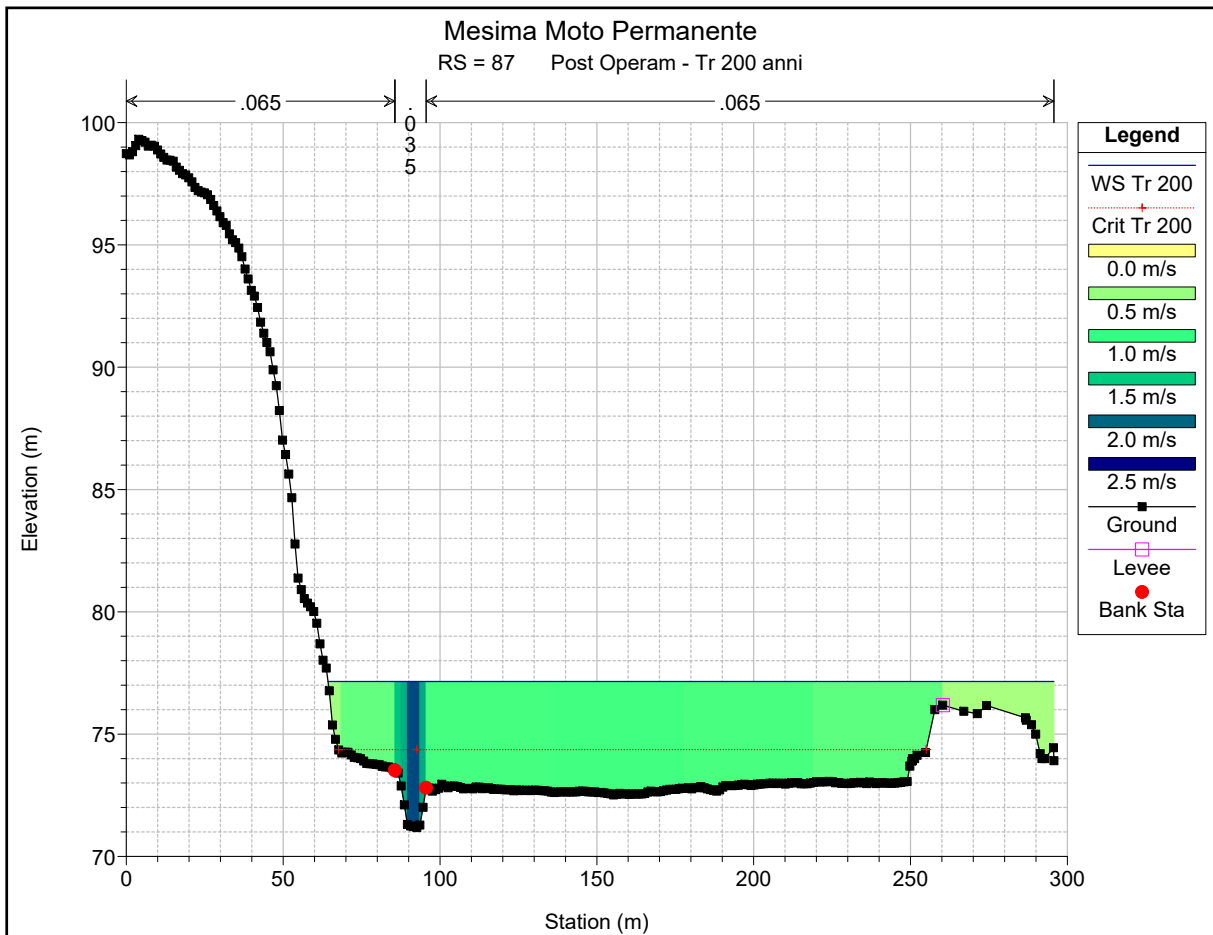
Mesima Moto Permanente

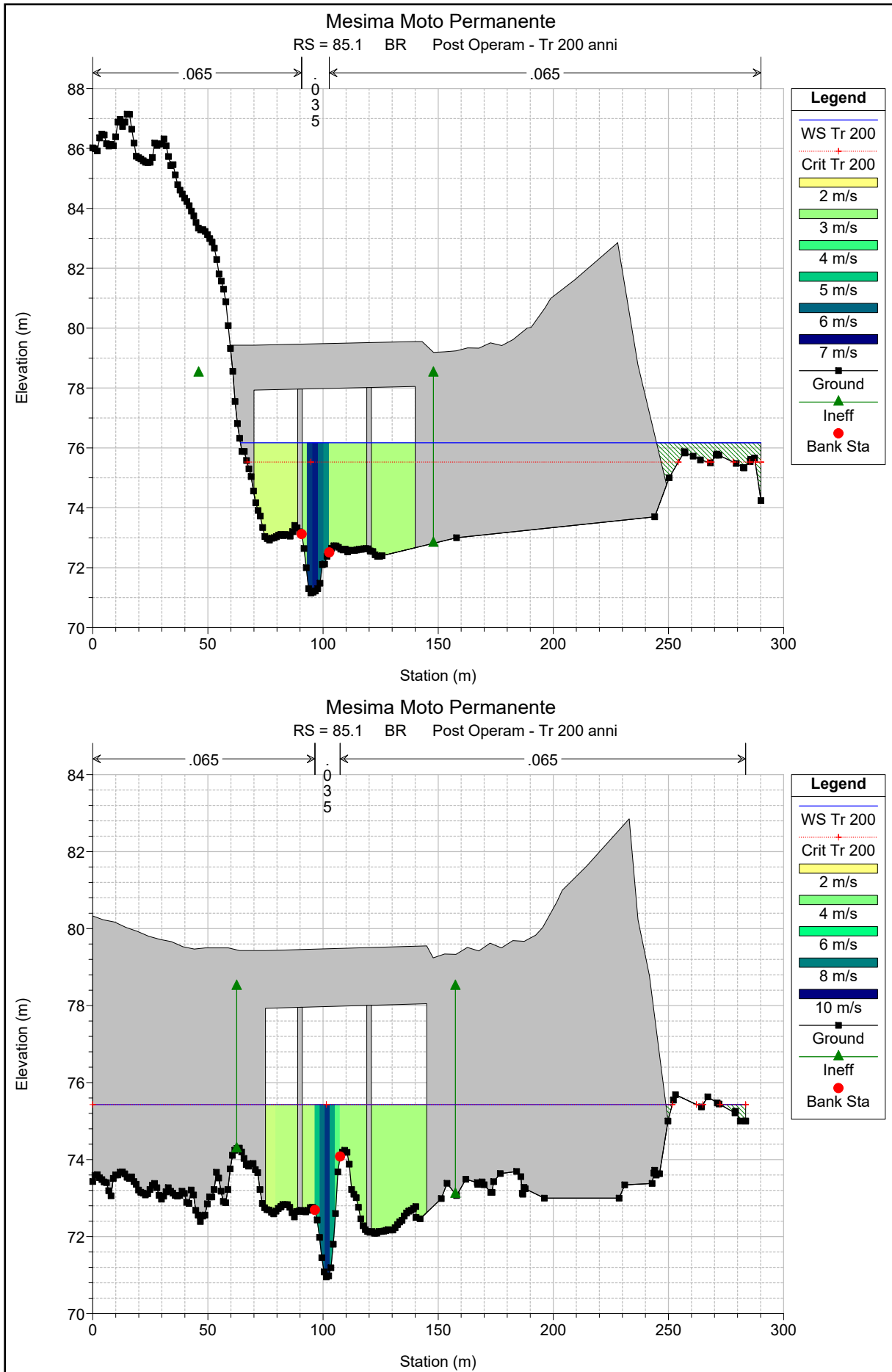
Post Operam - Tr 200 anni

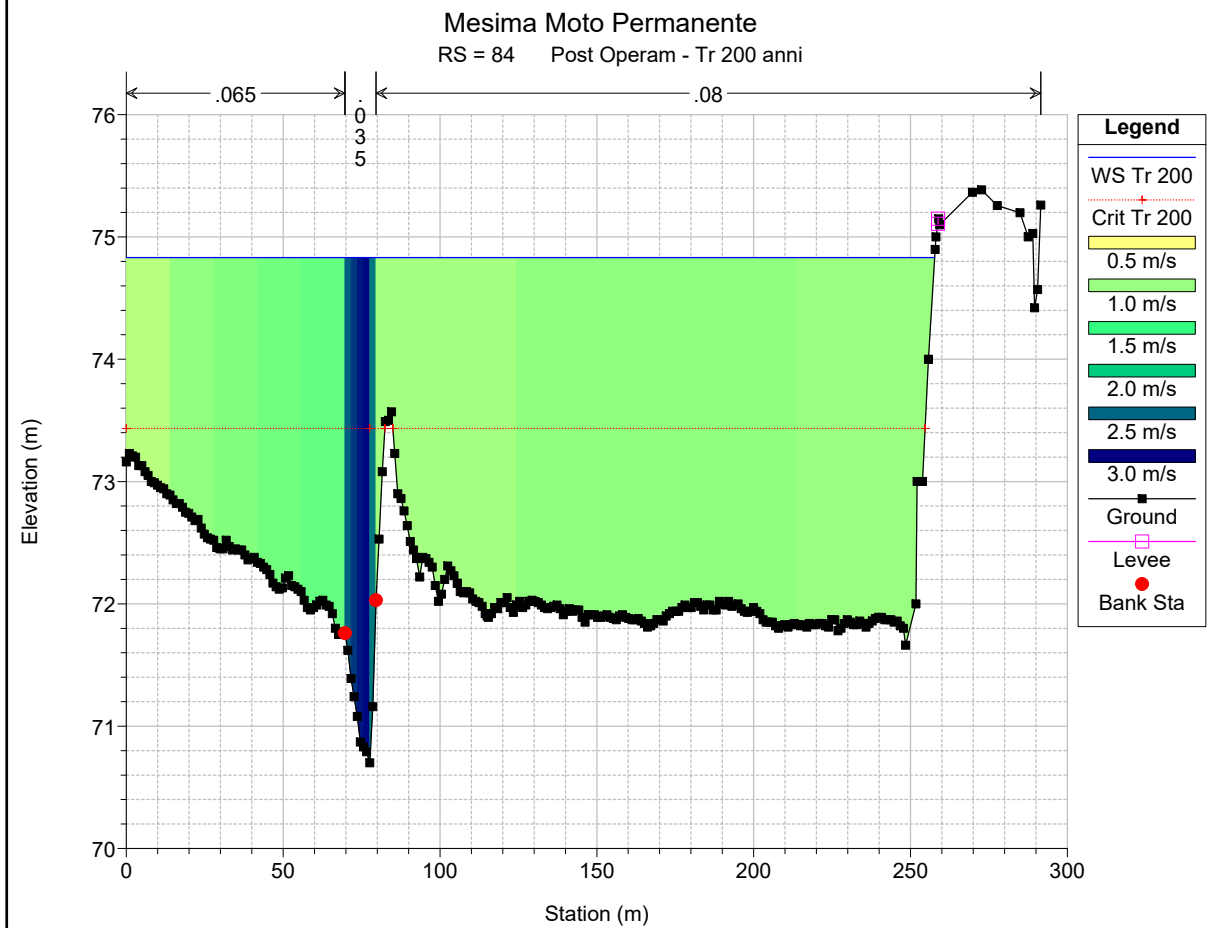
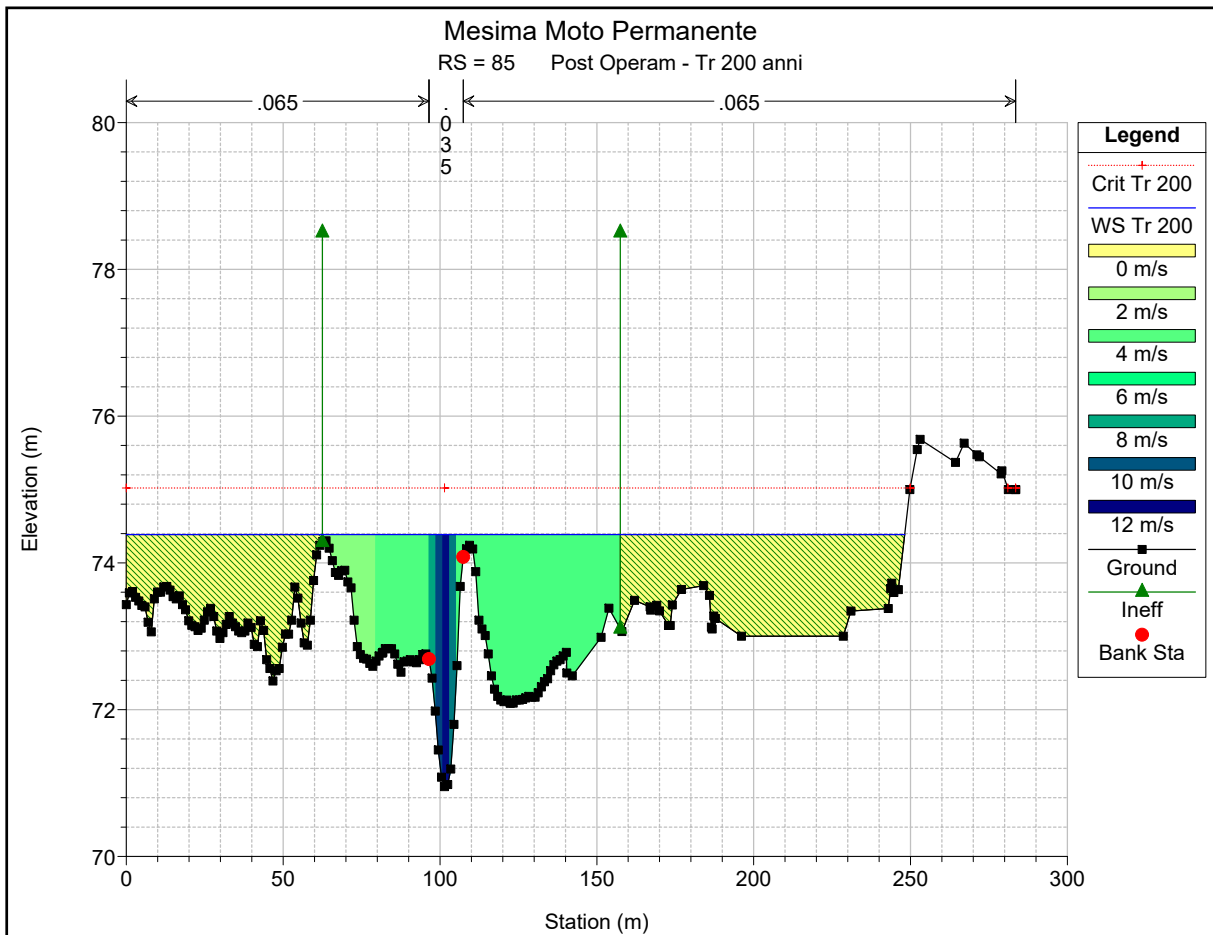
Mesima 1

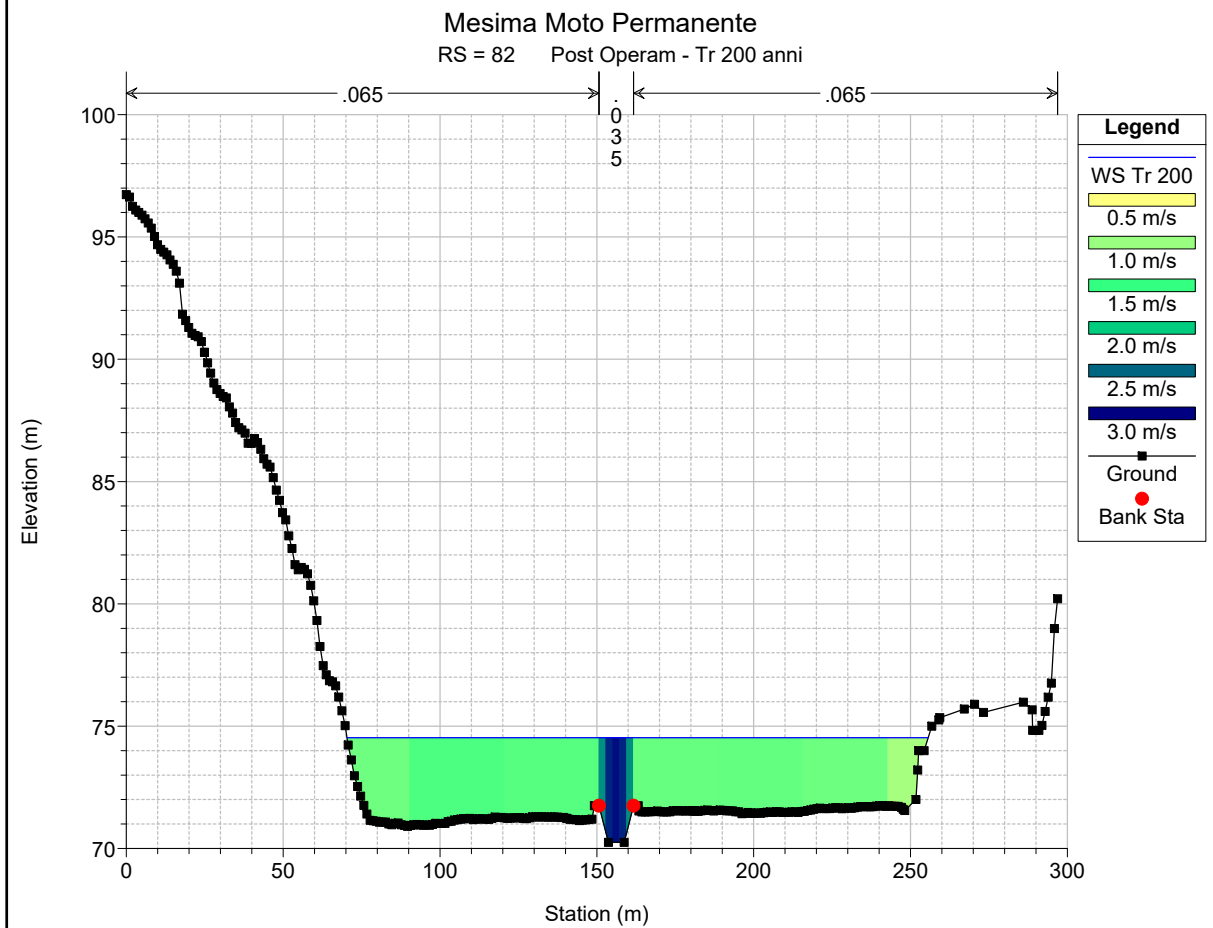
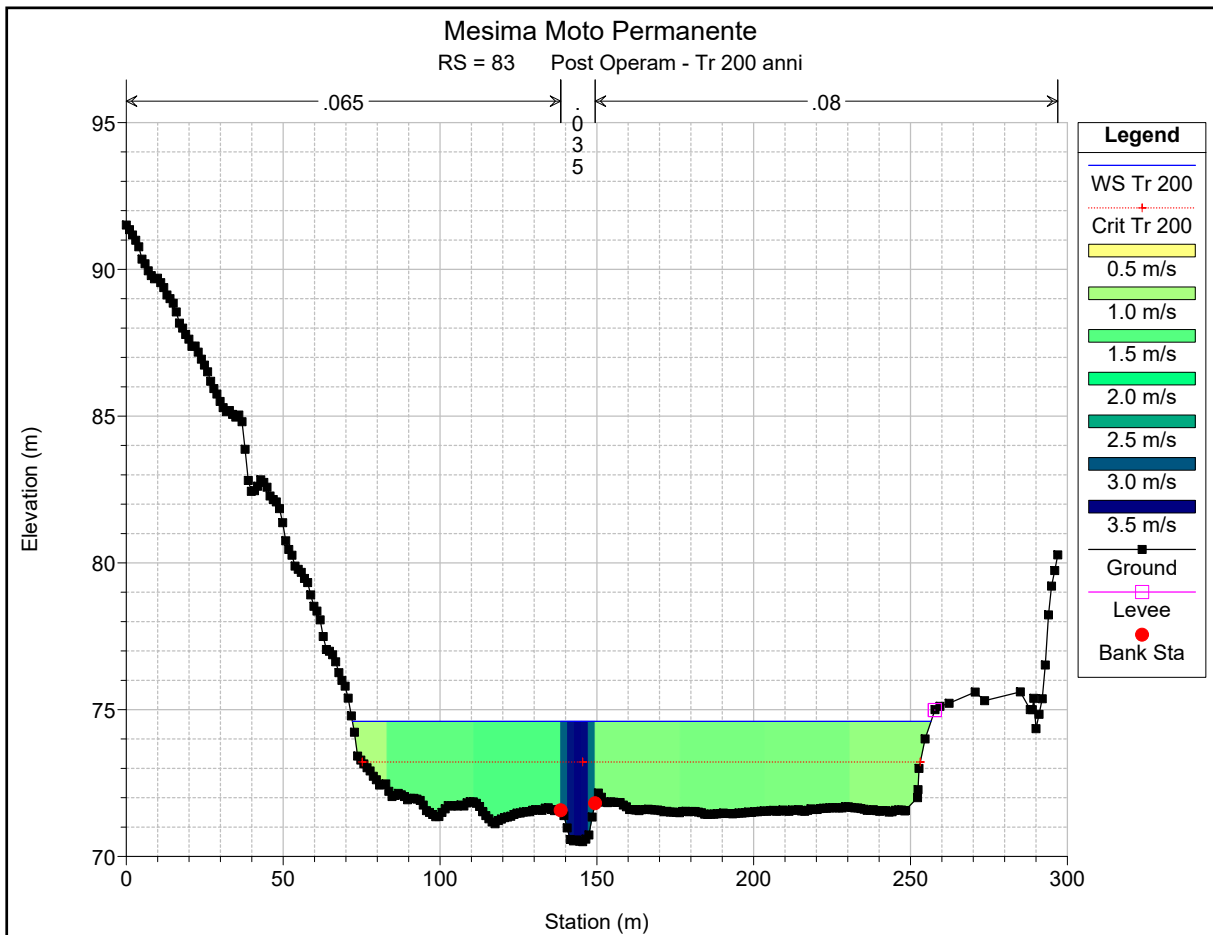


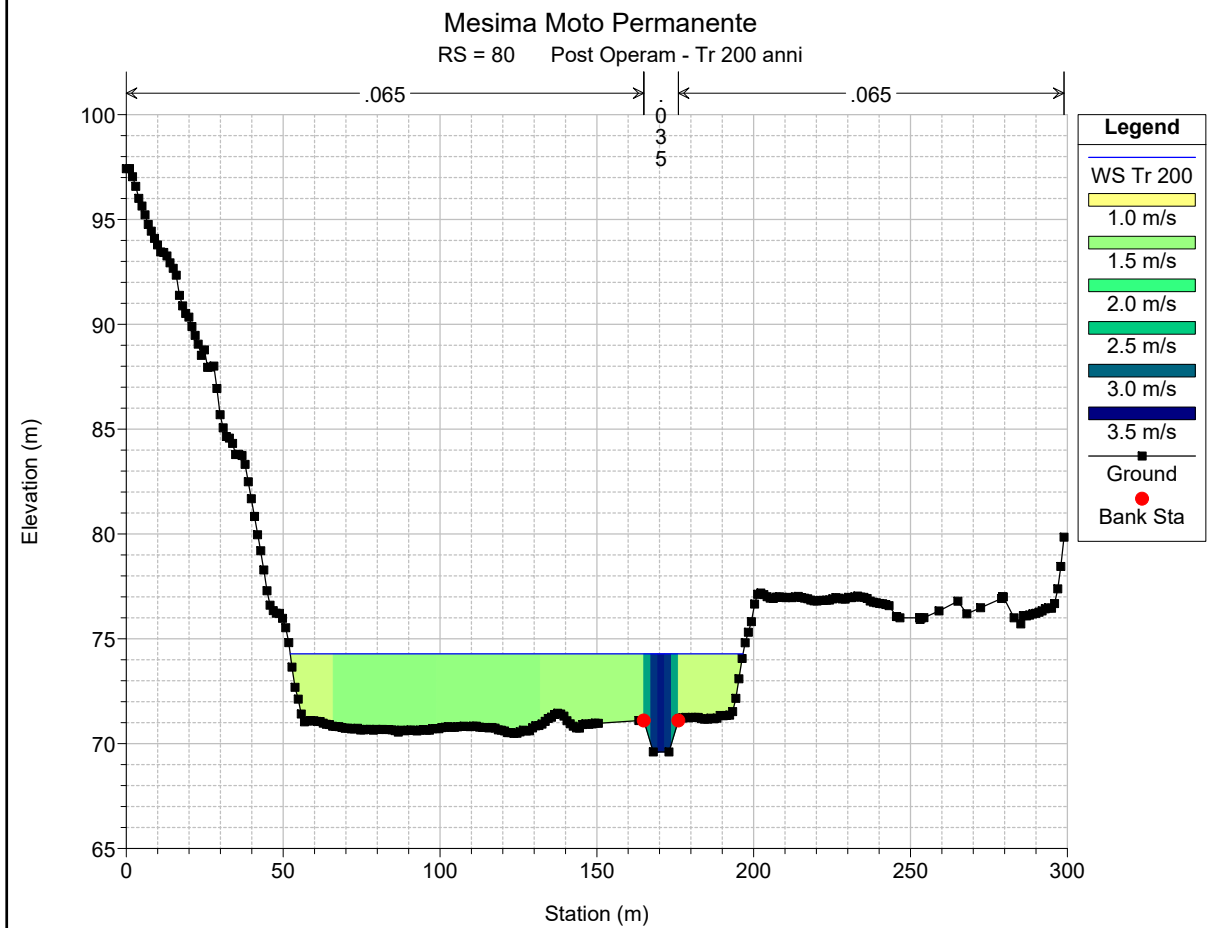
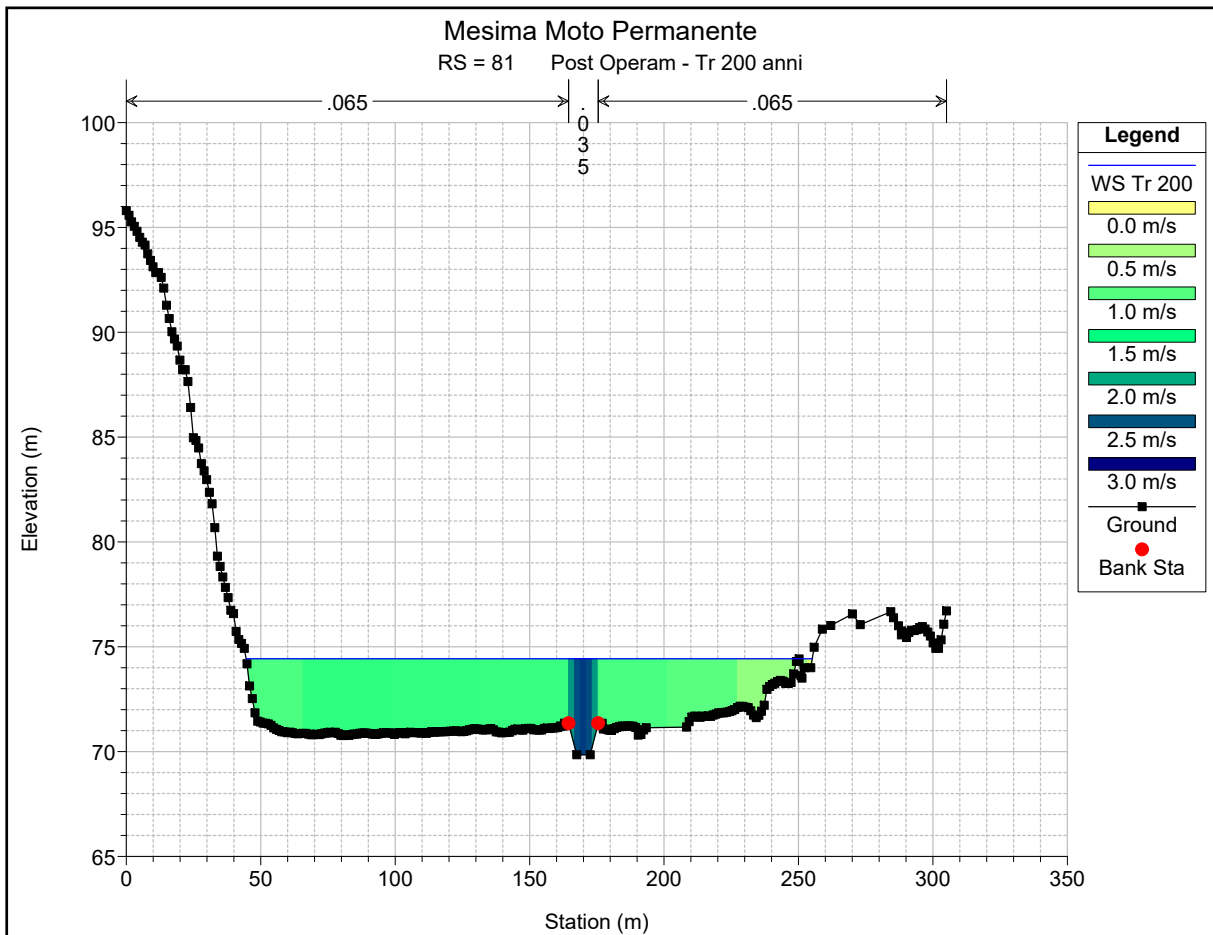


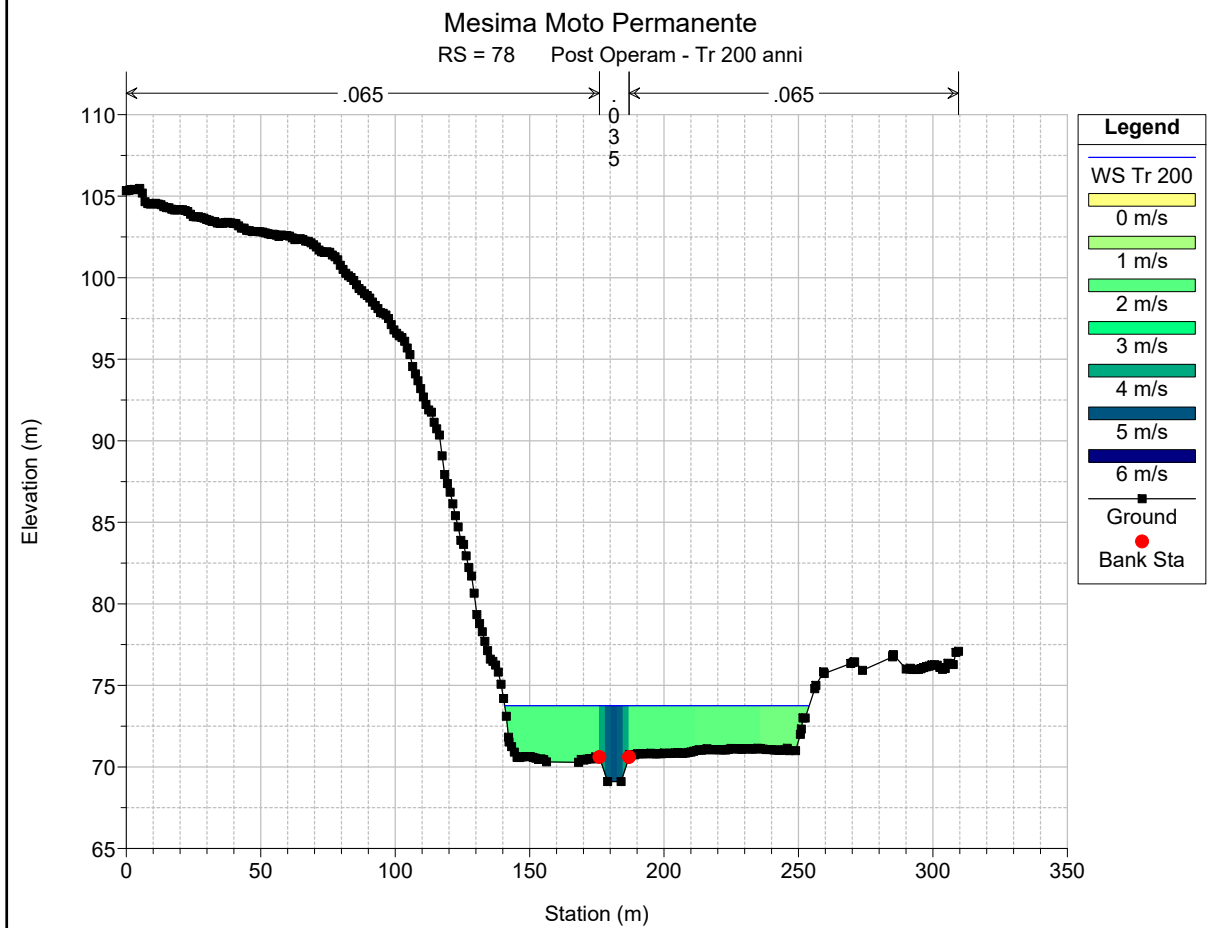
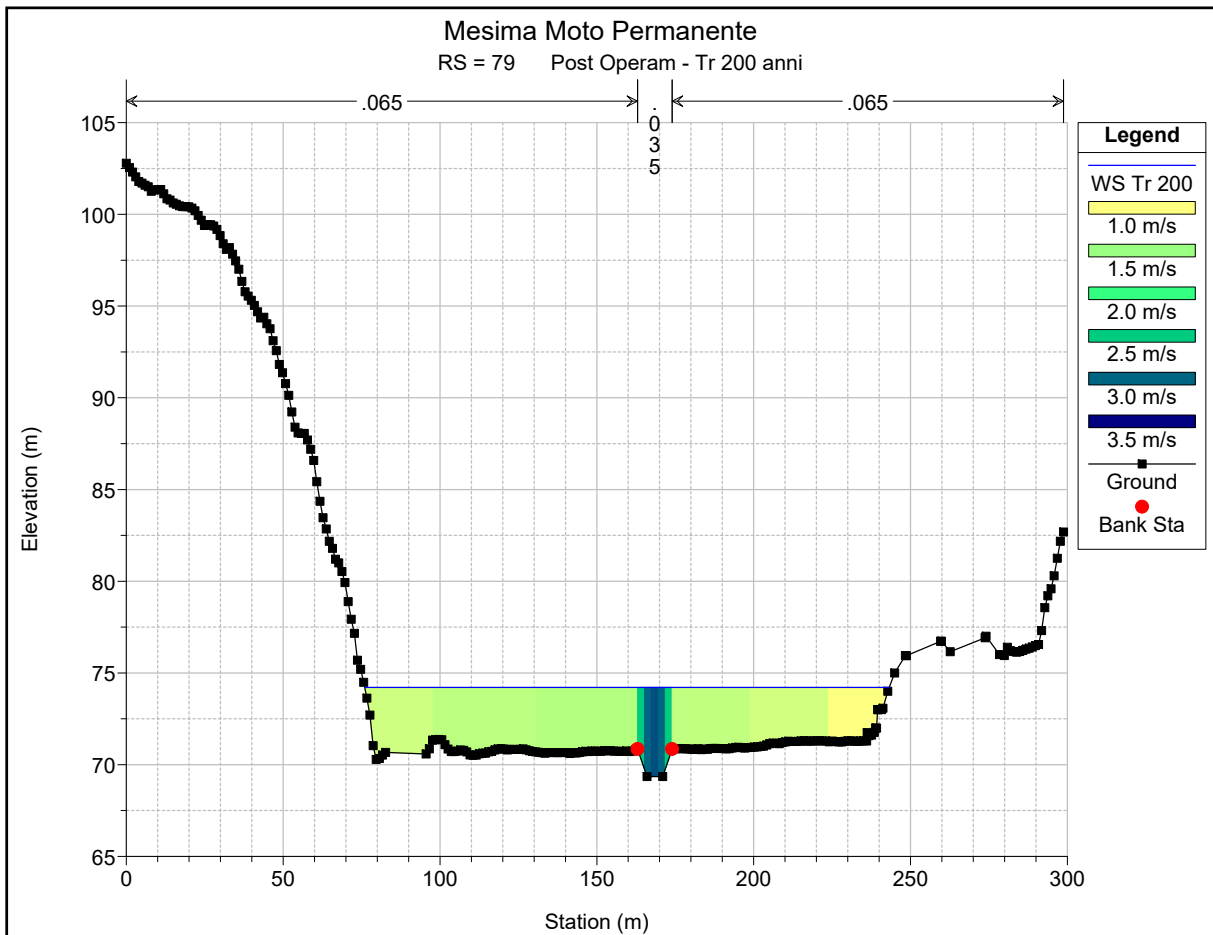


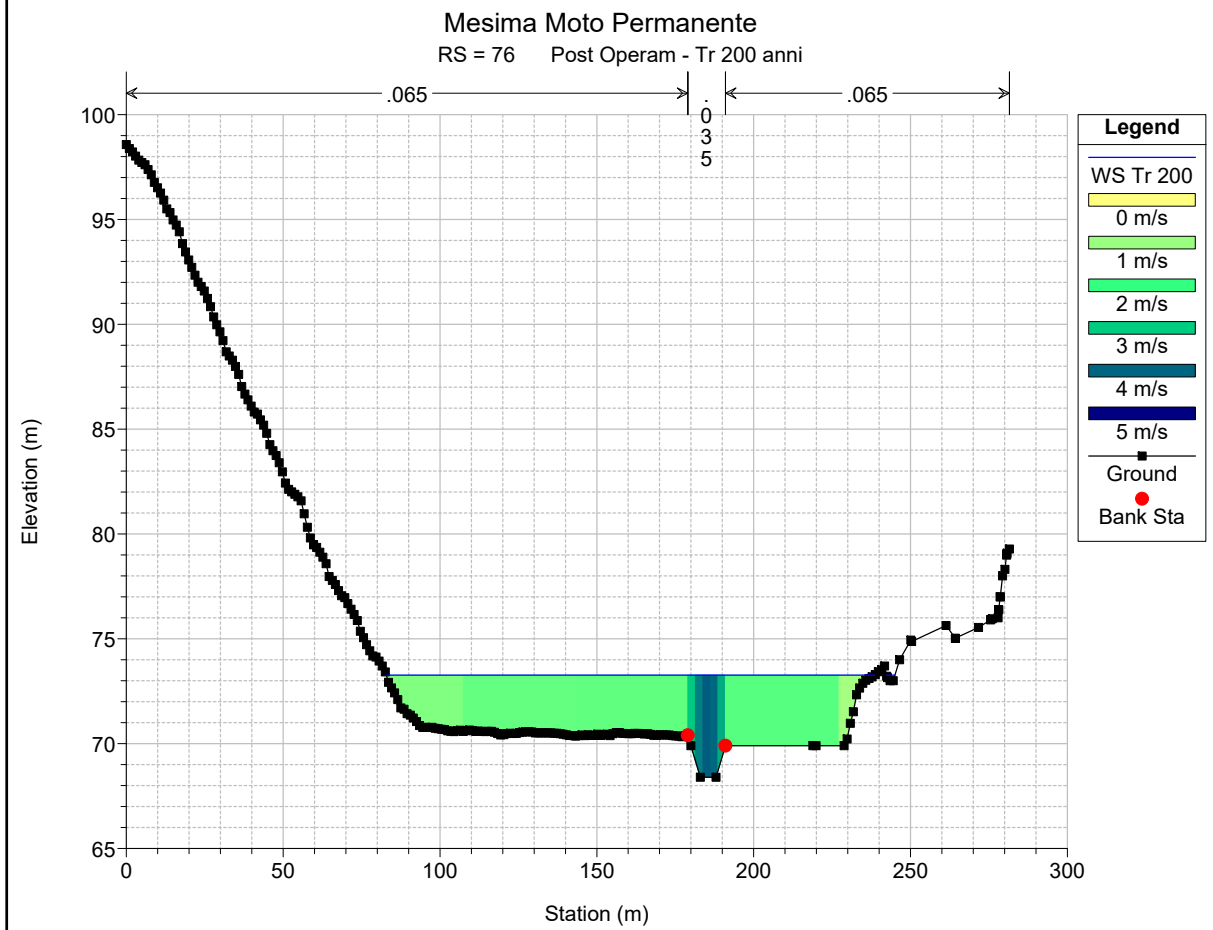
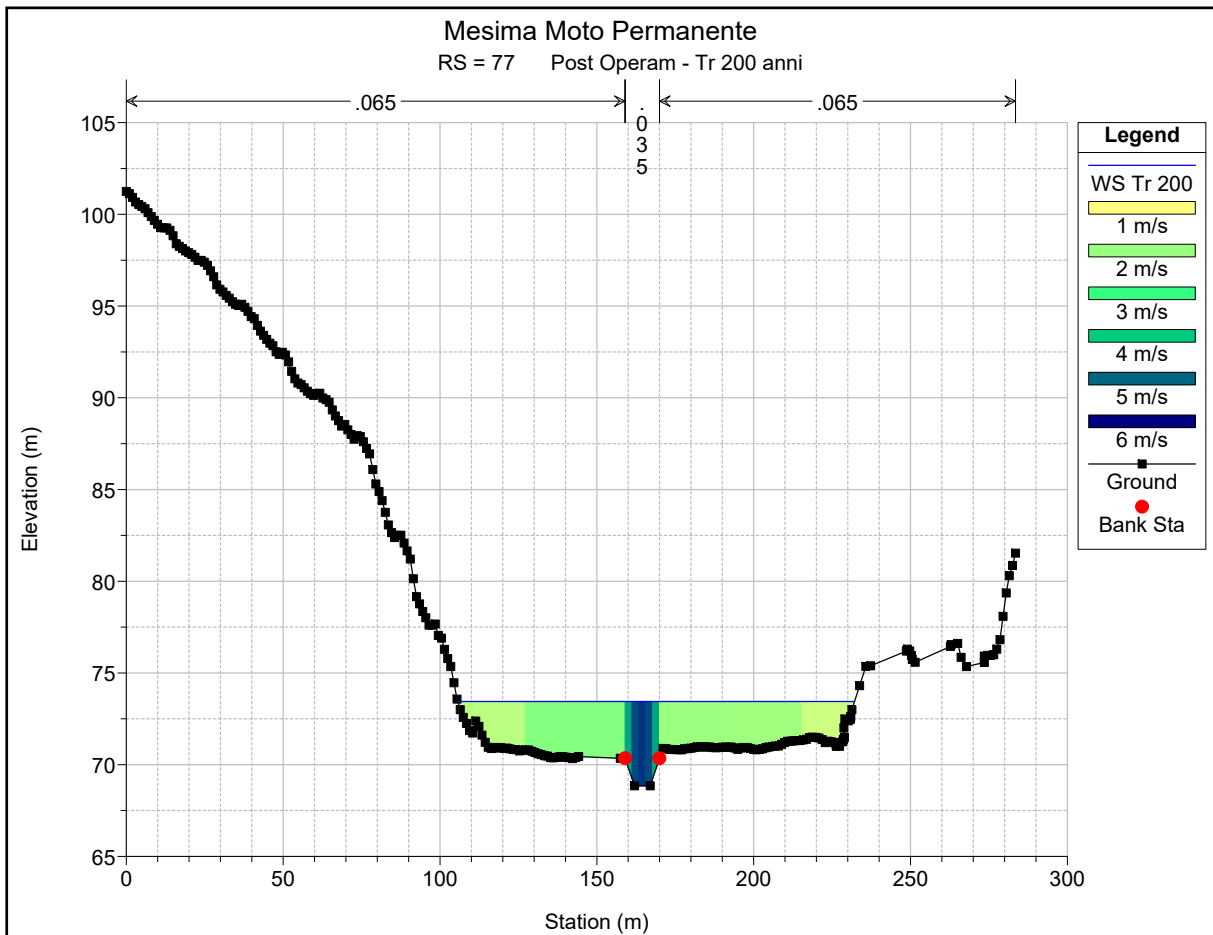


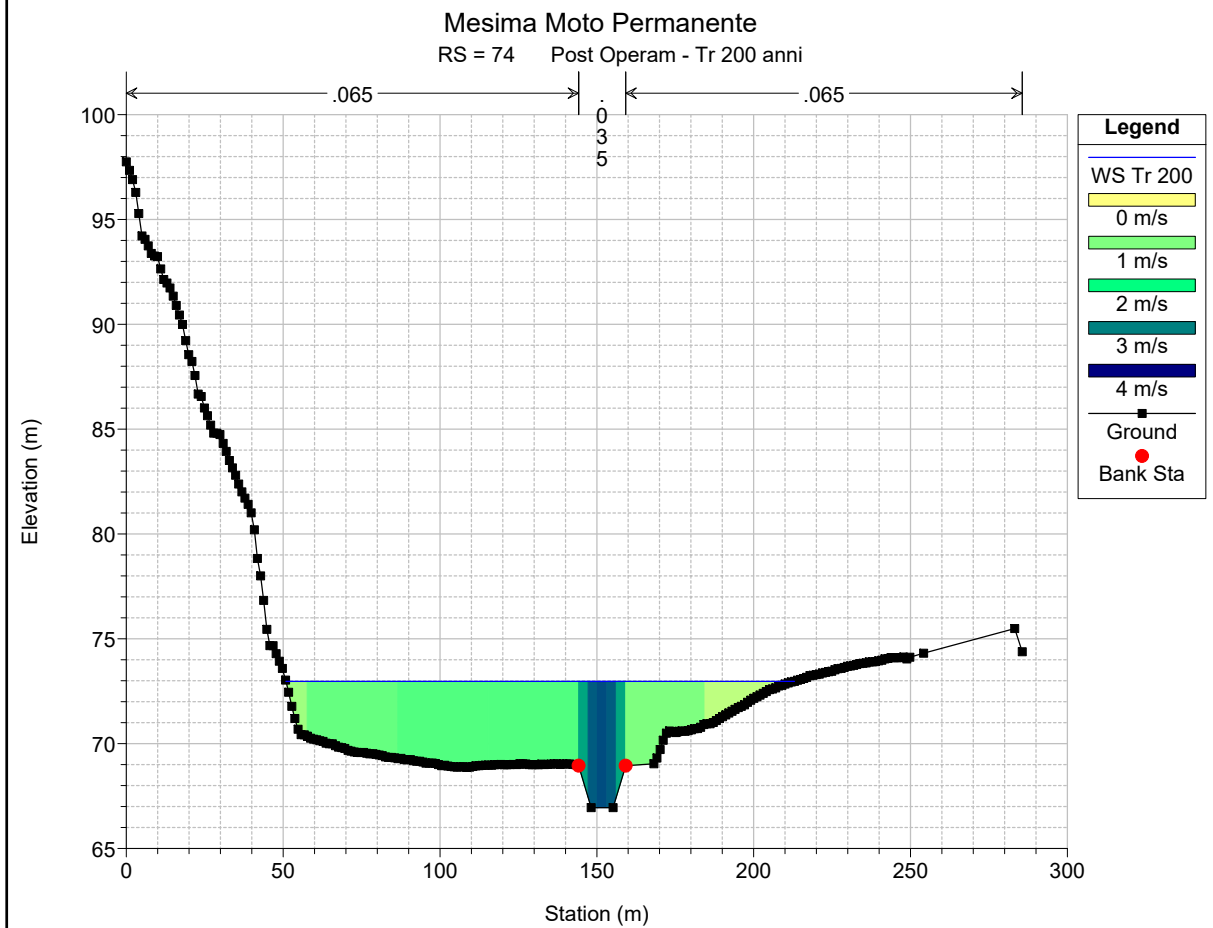
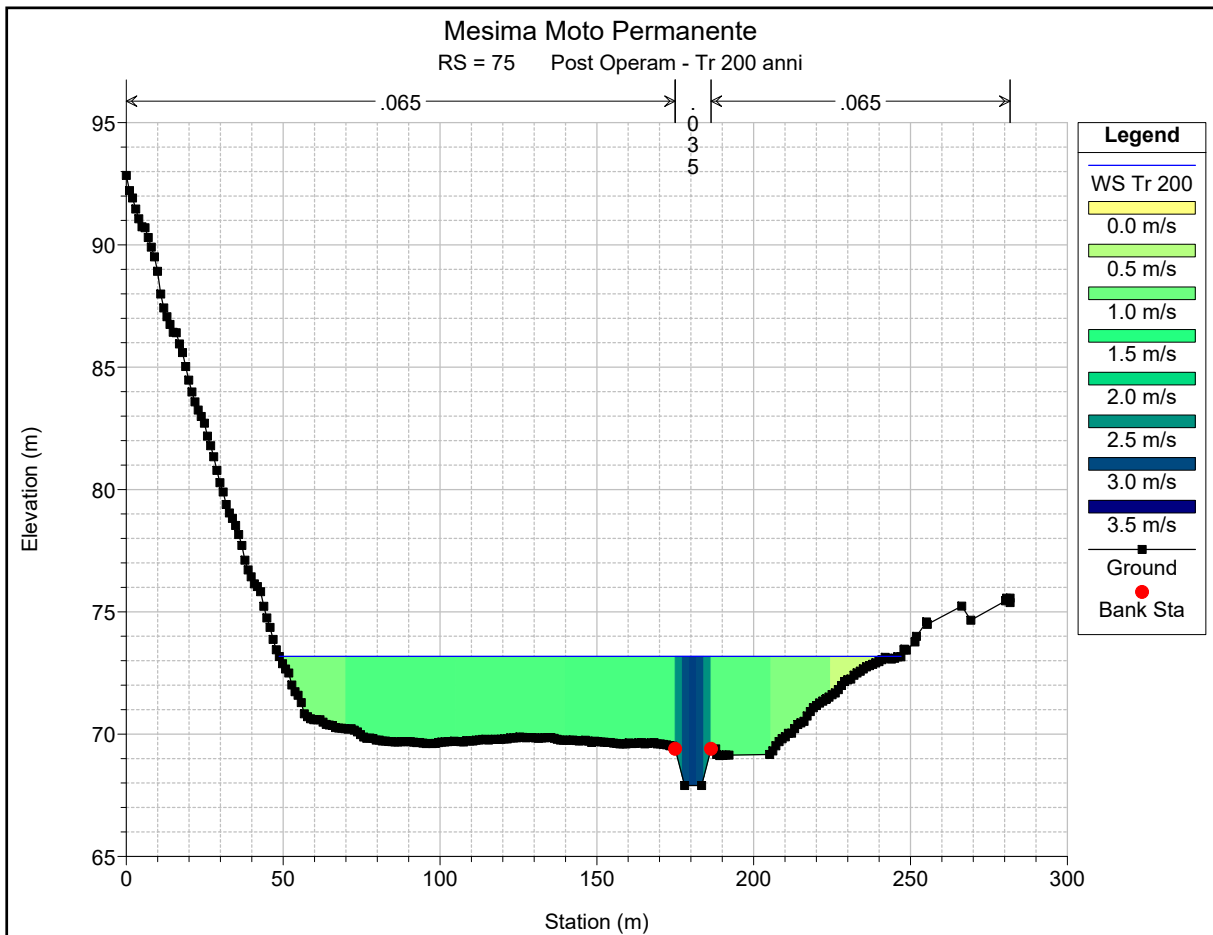


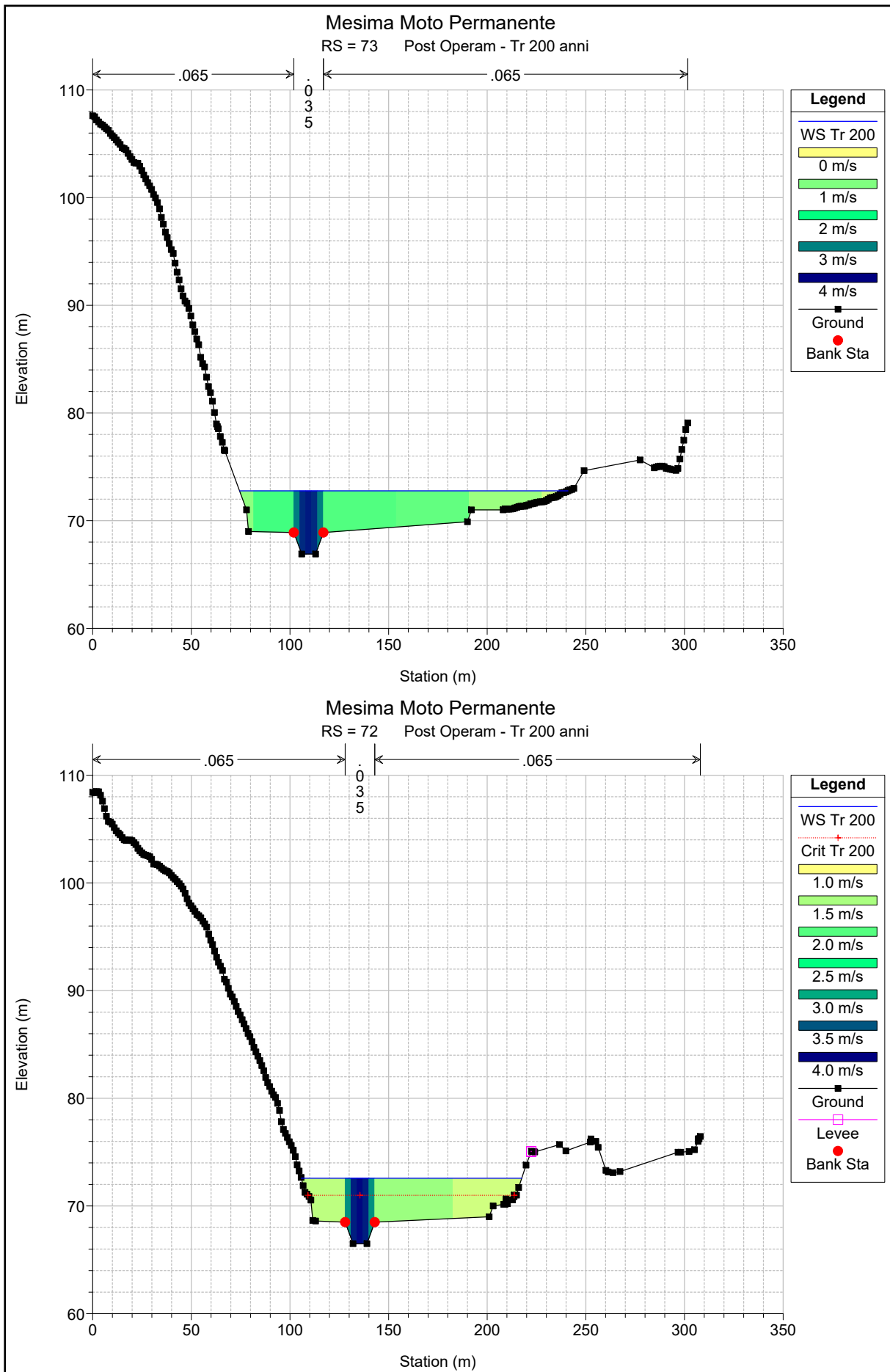


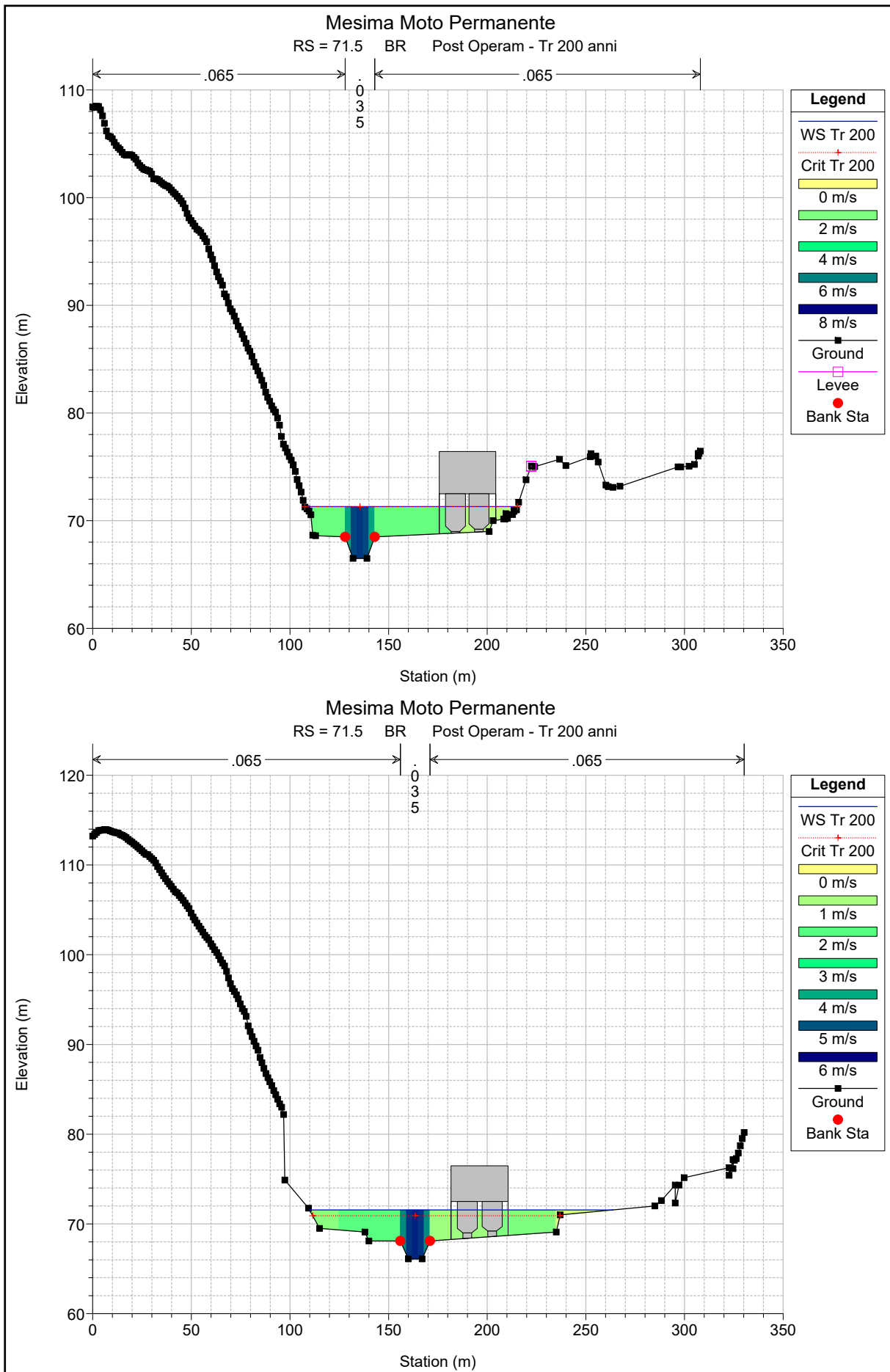


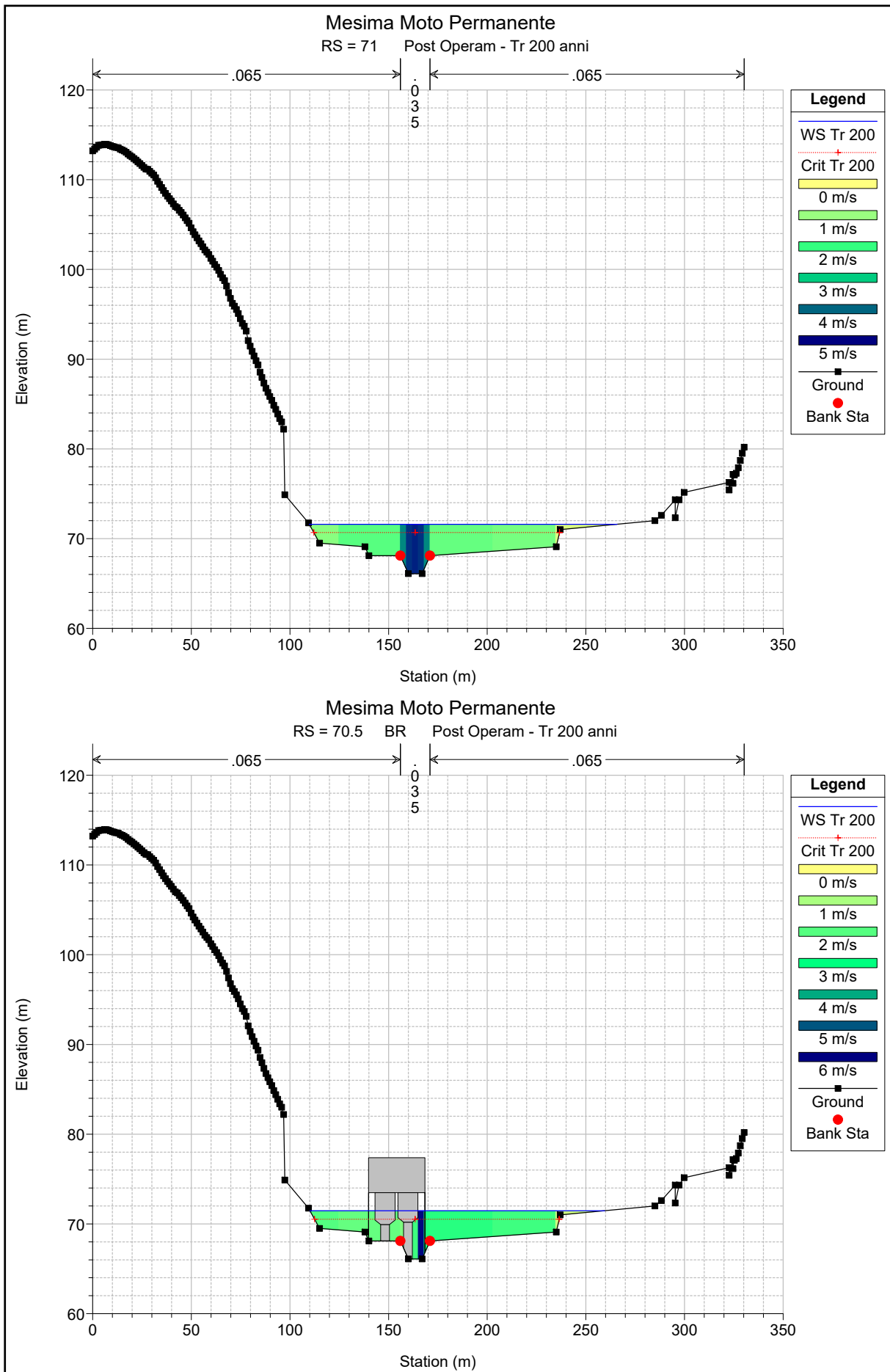


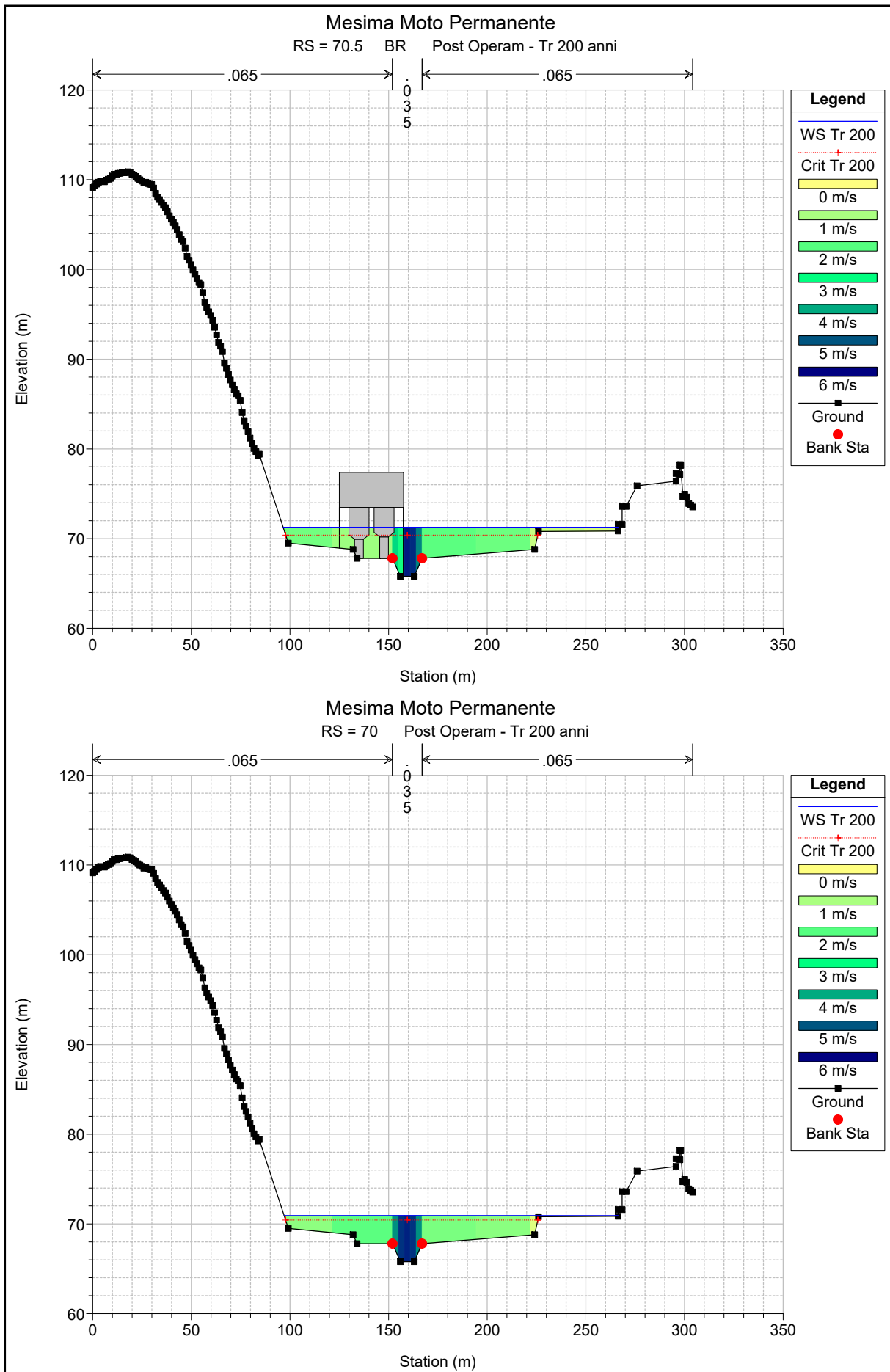


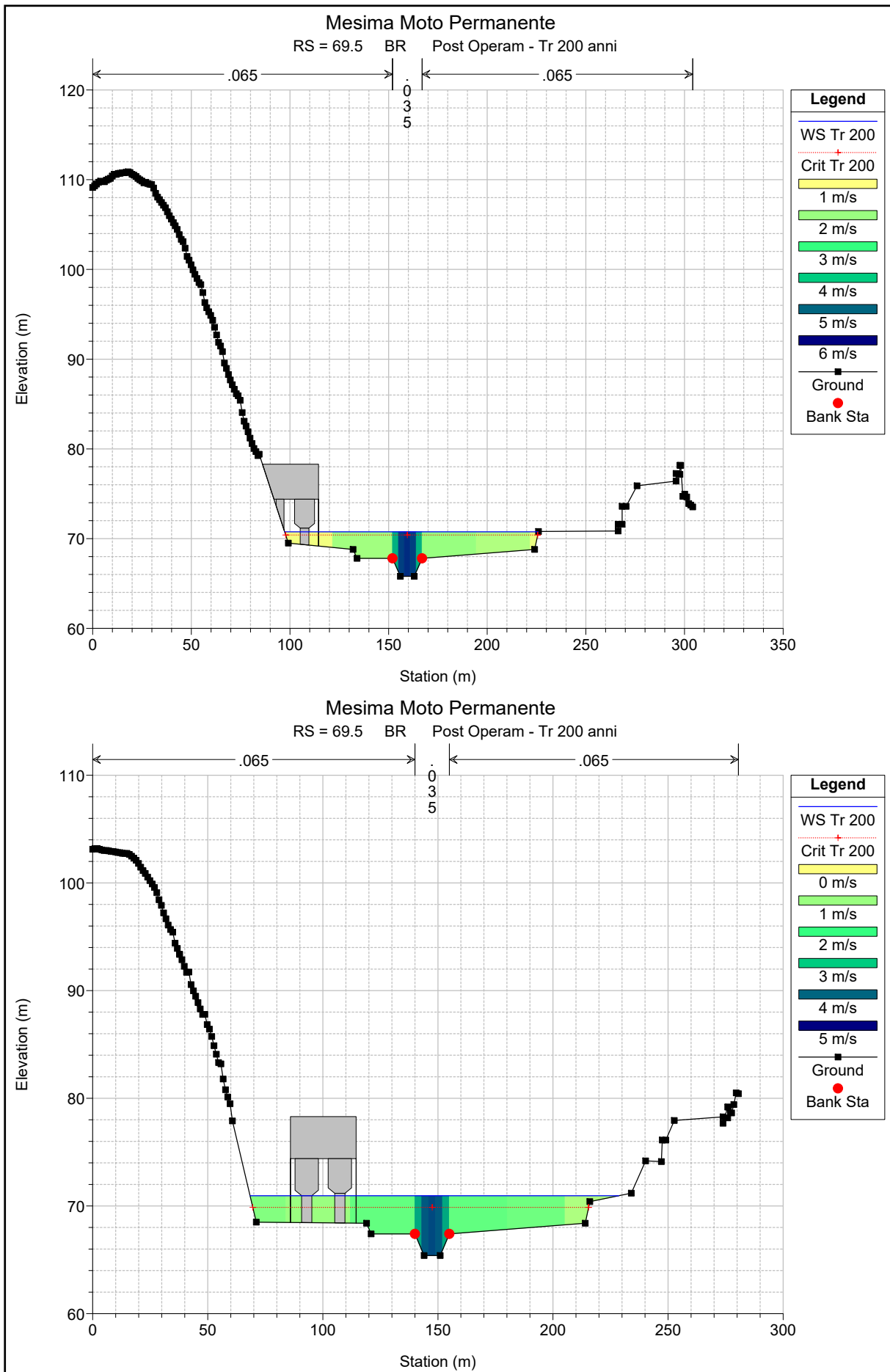


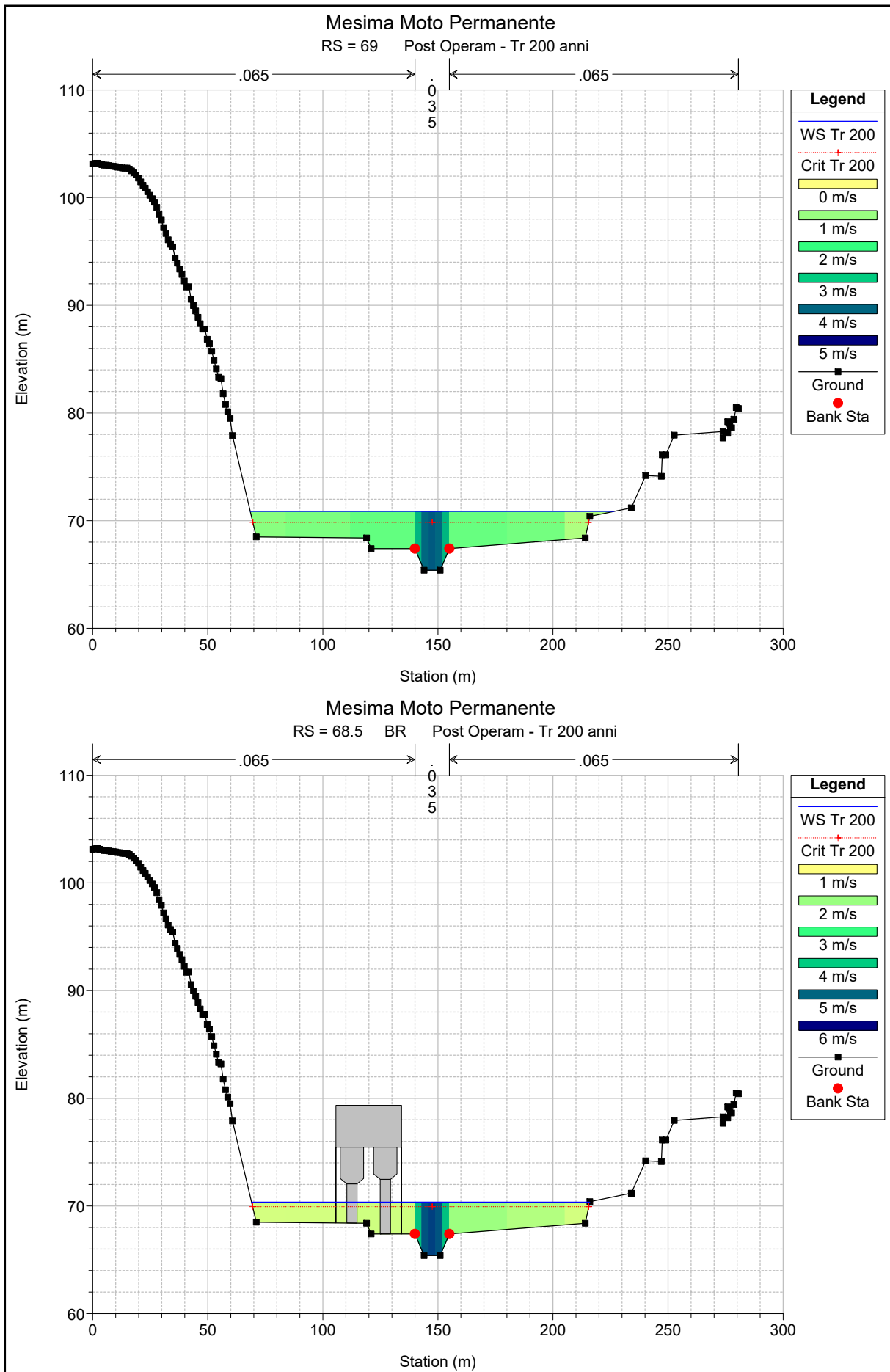


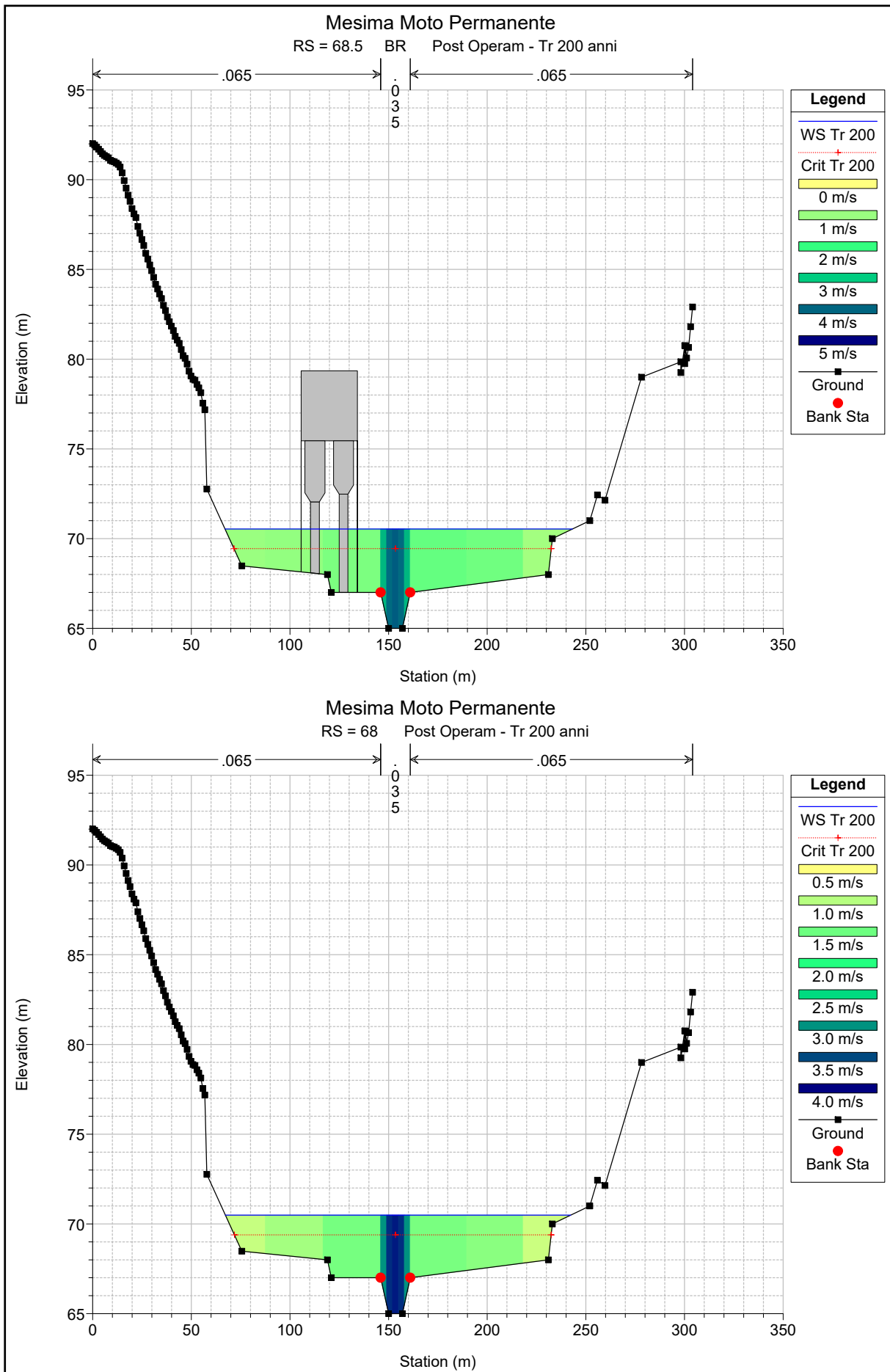


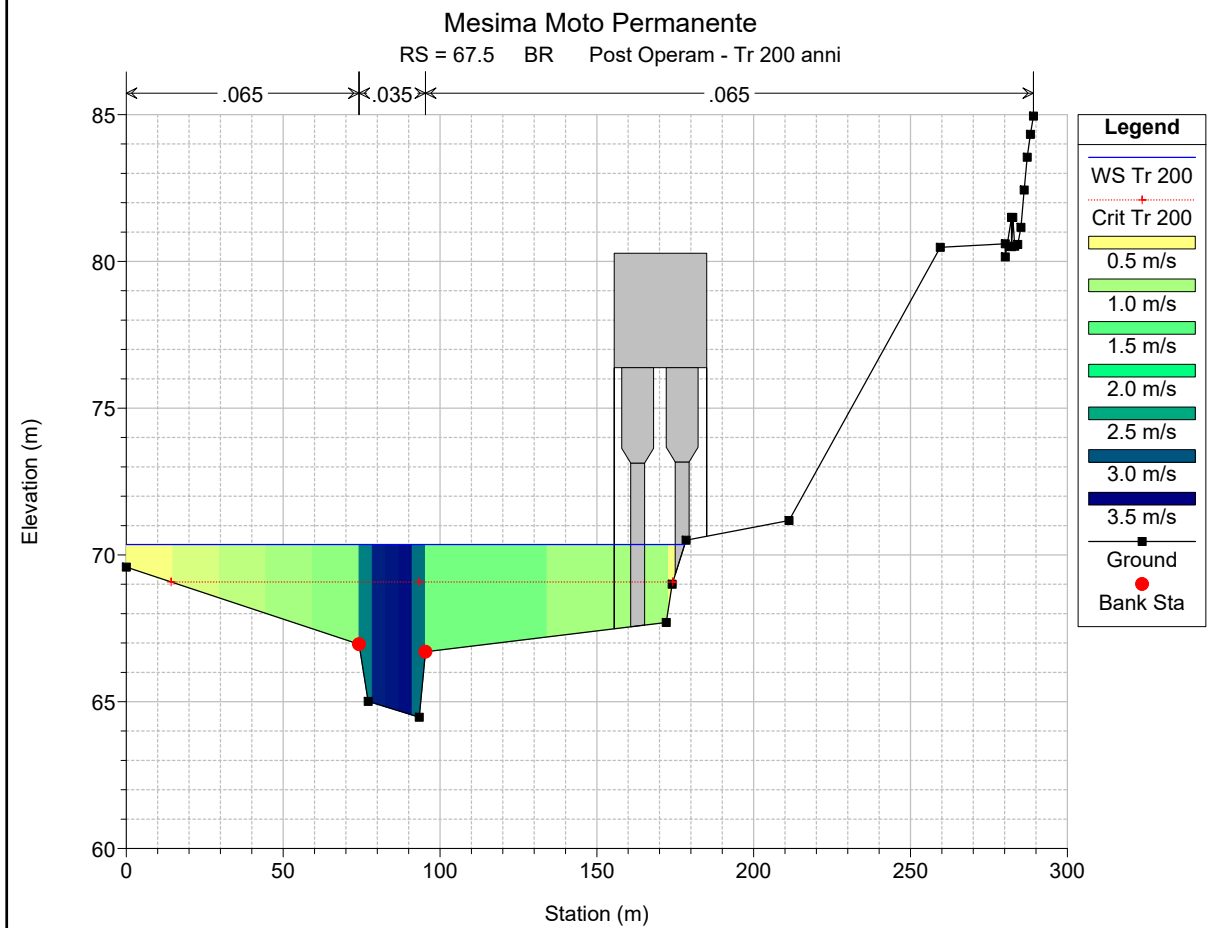
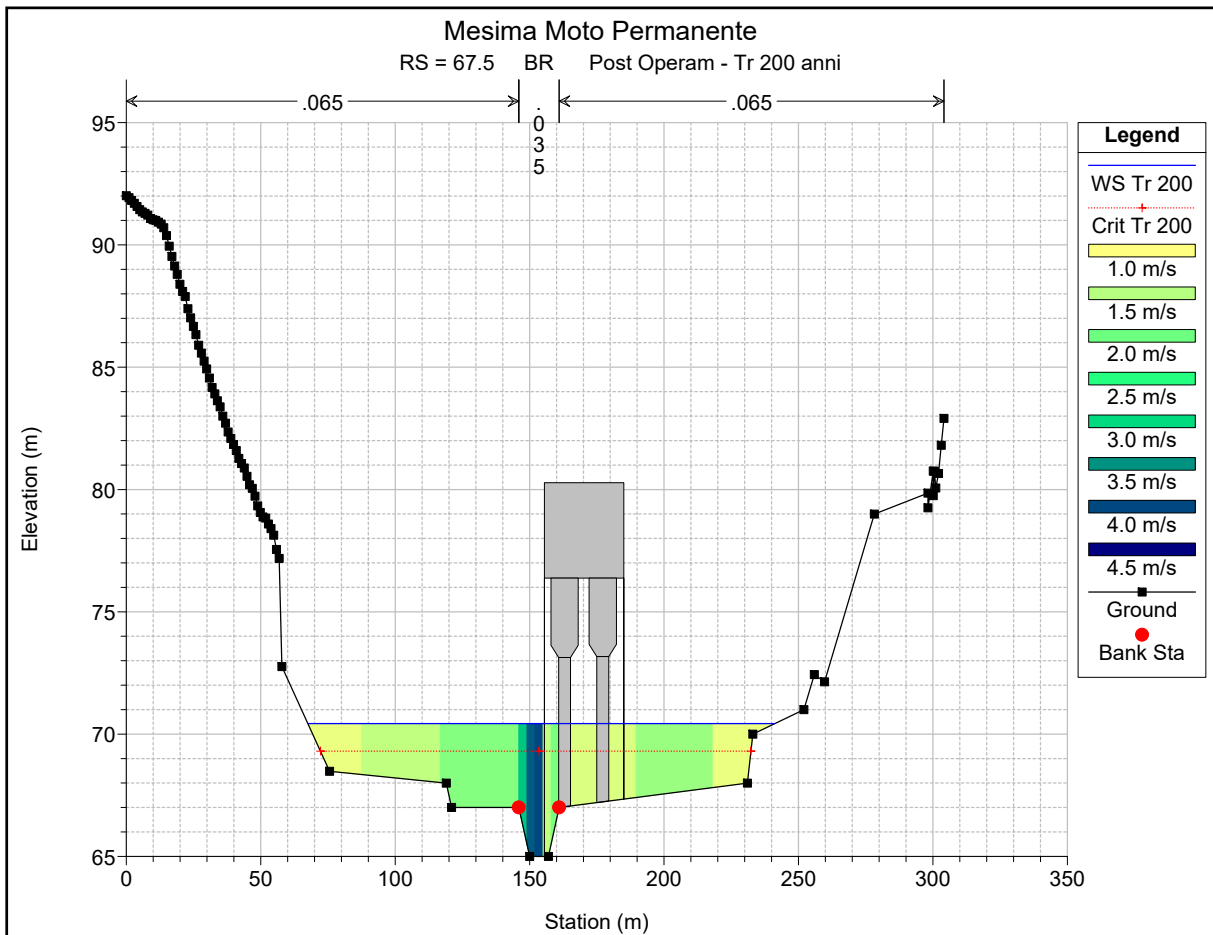


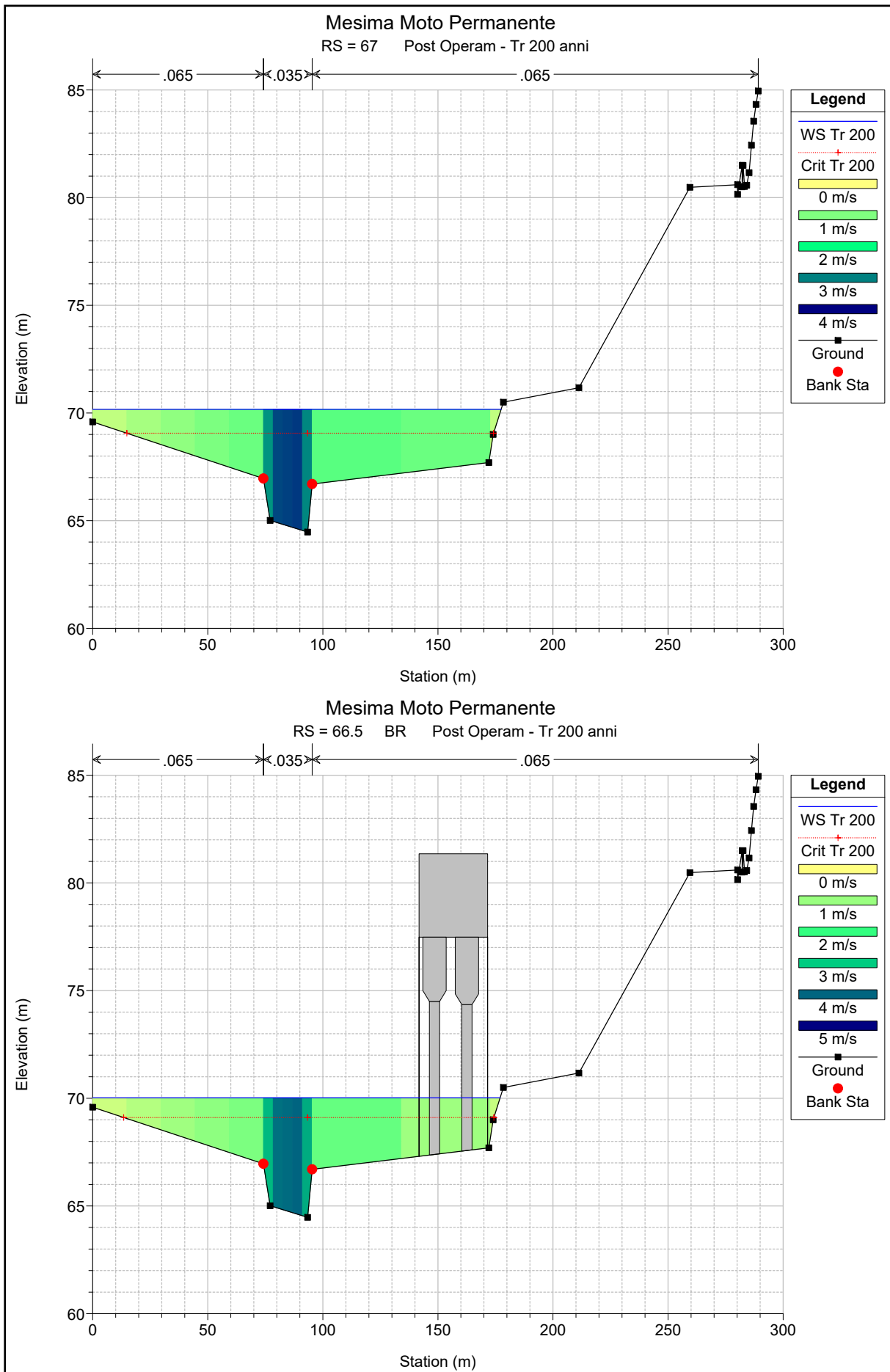


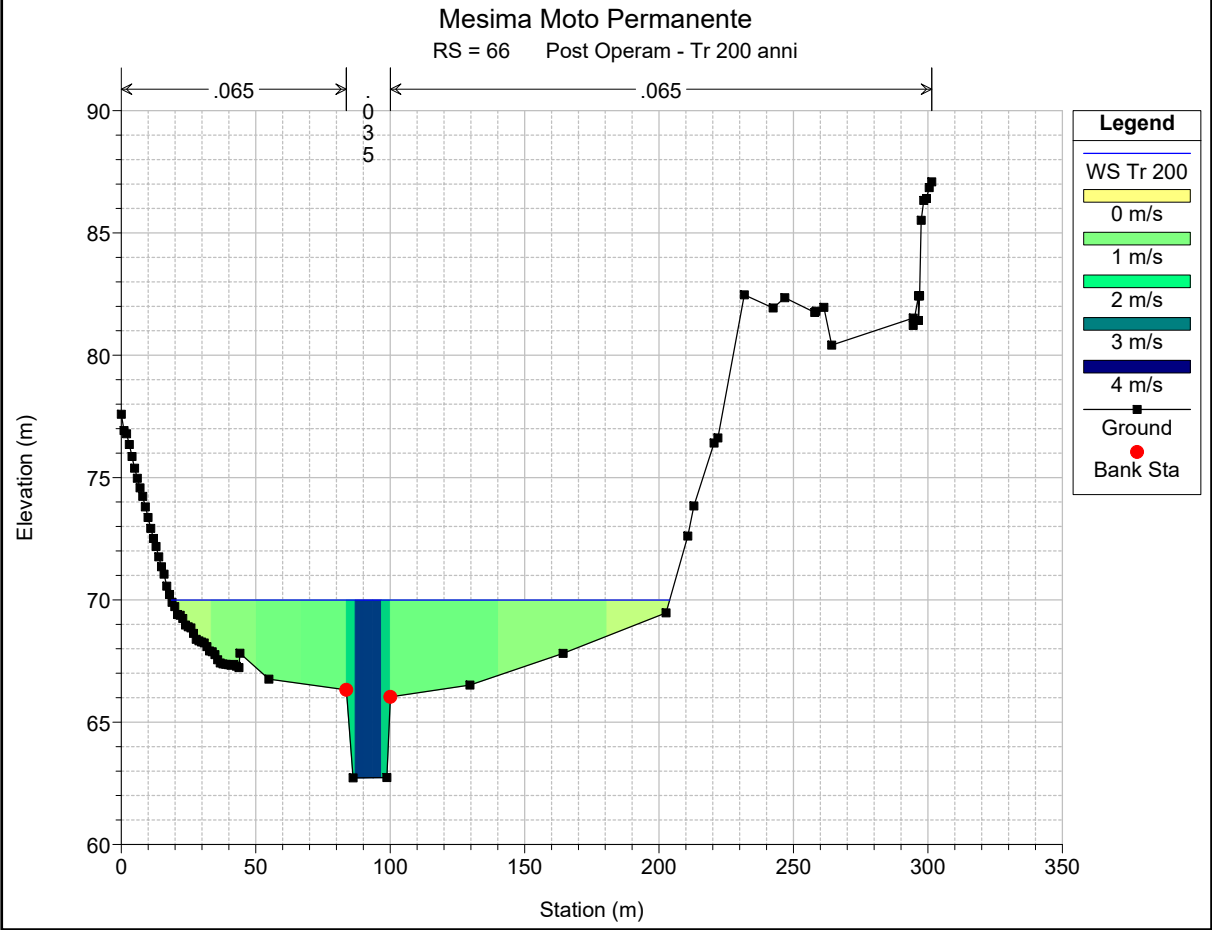
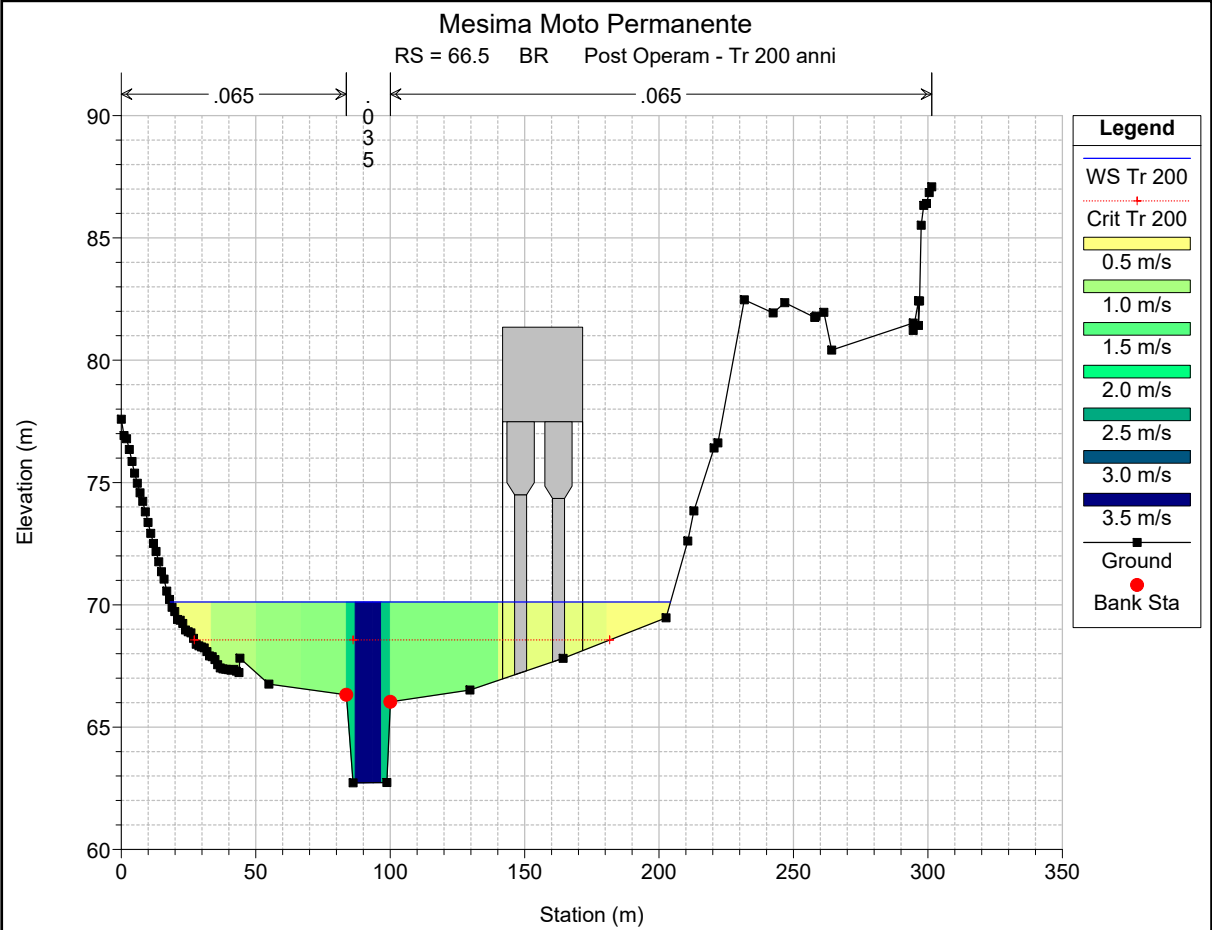


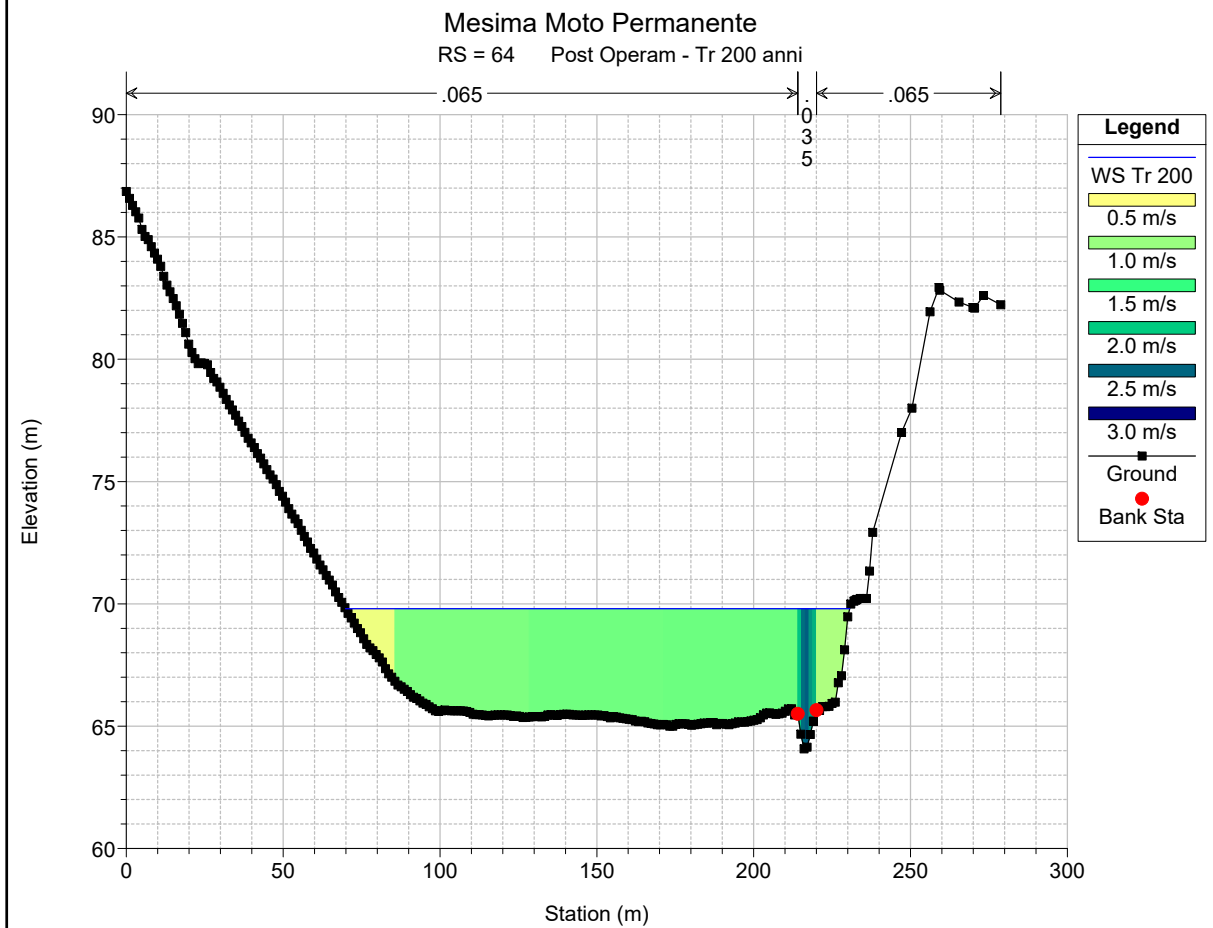
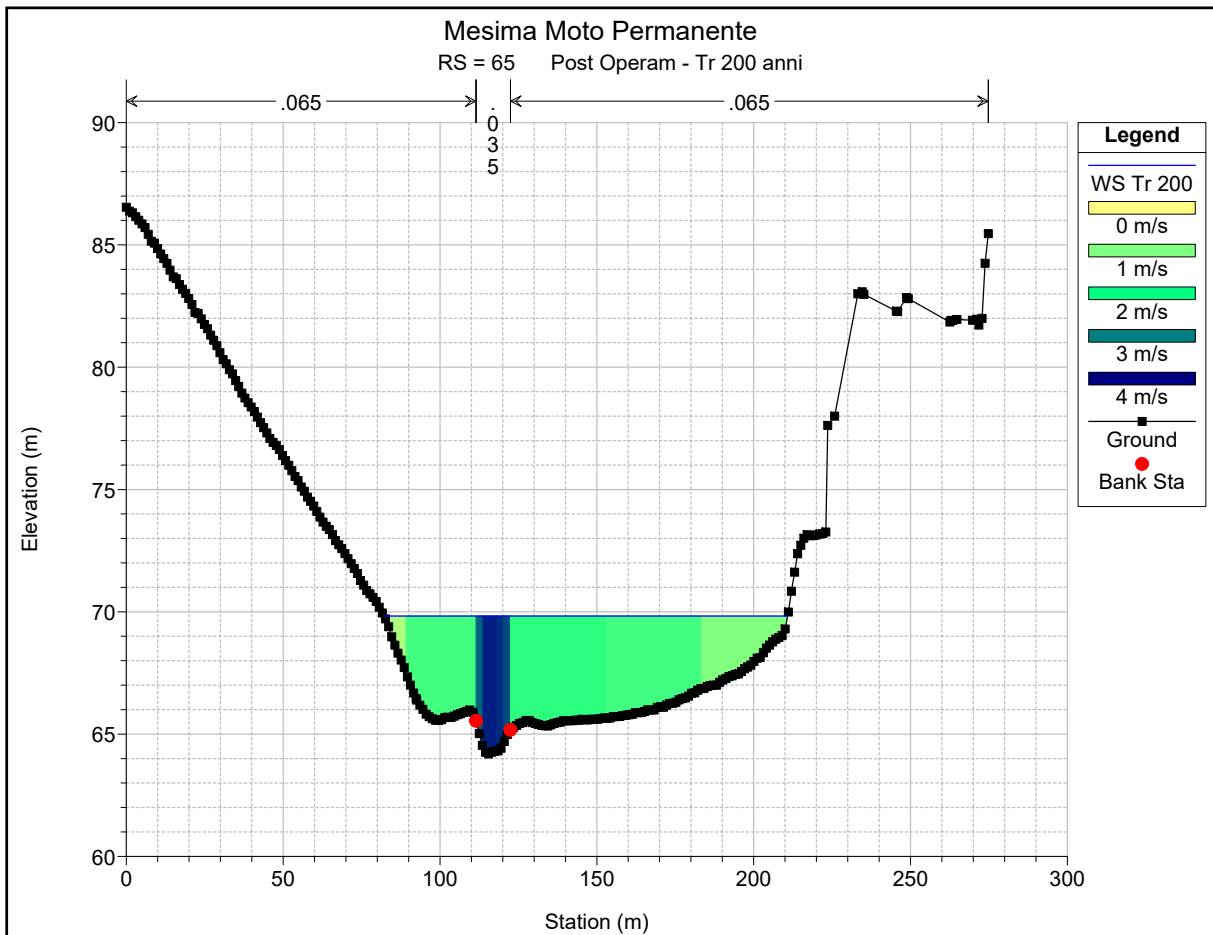


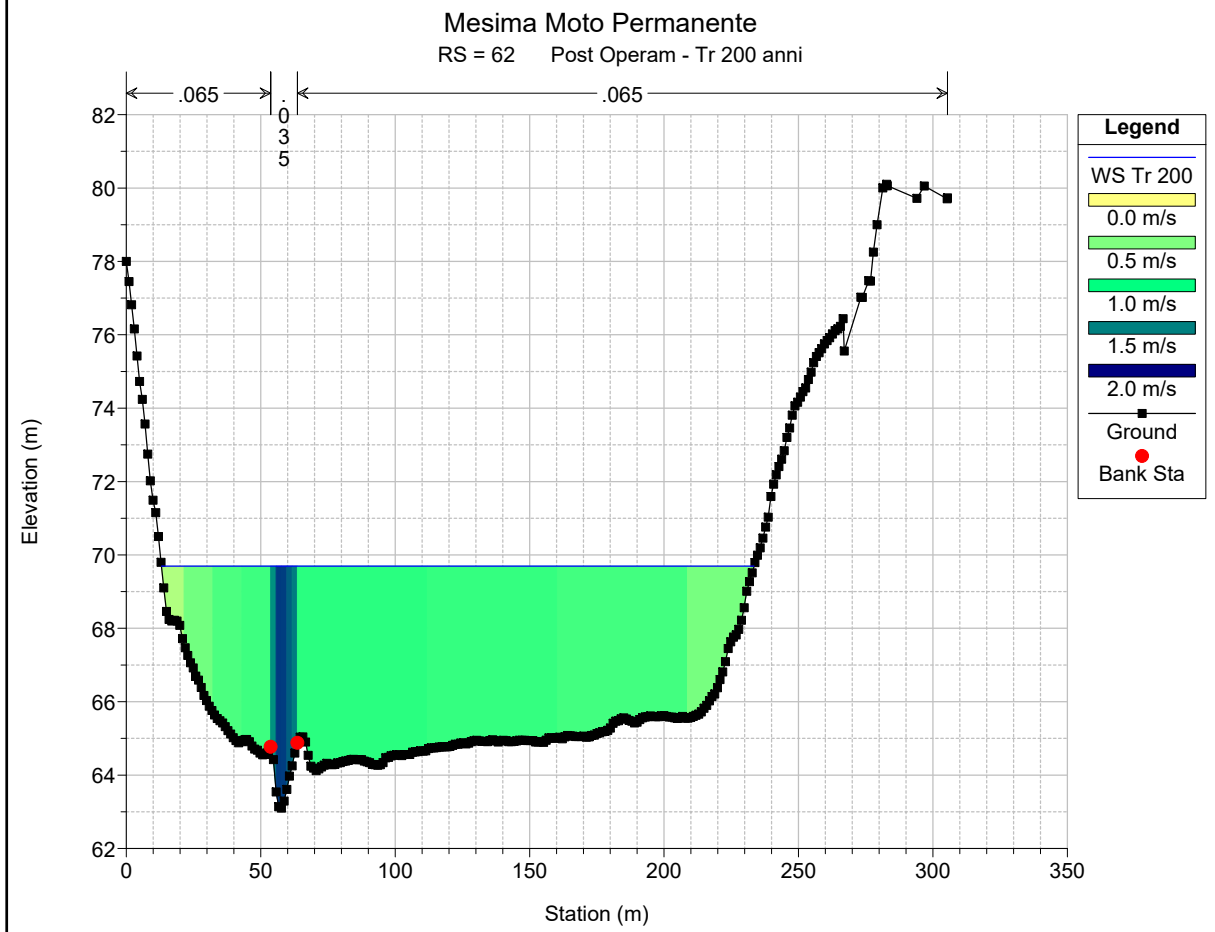
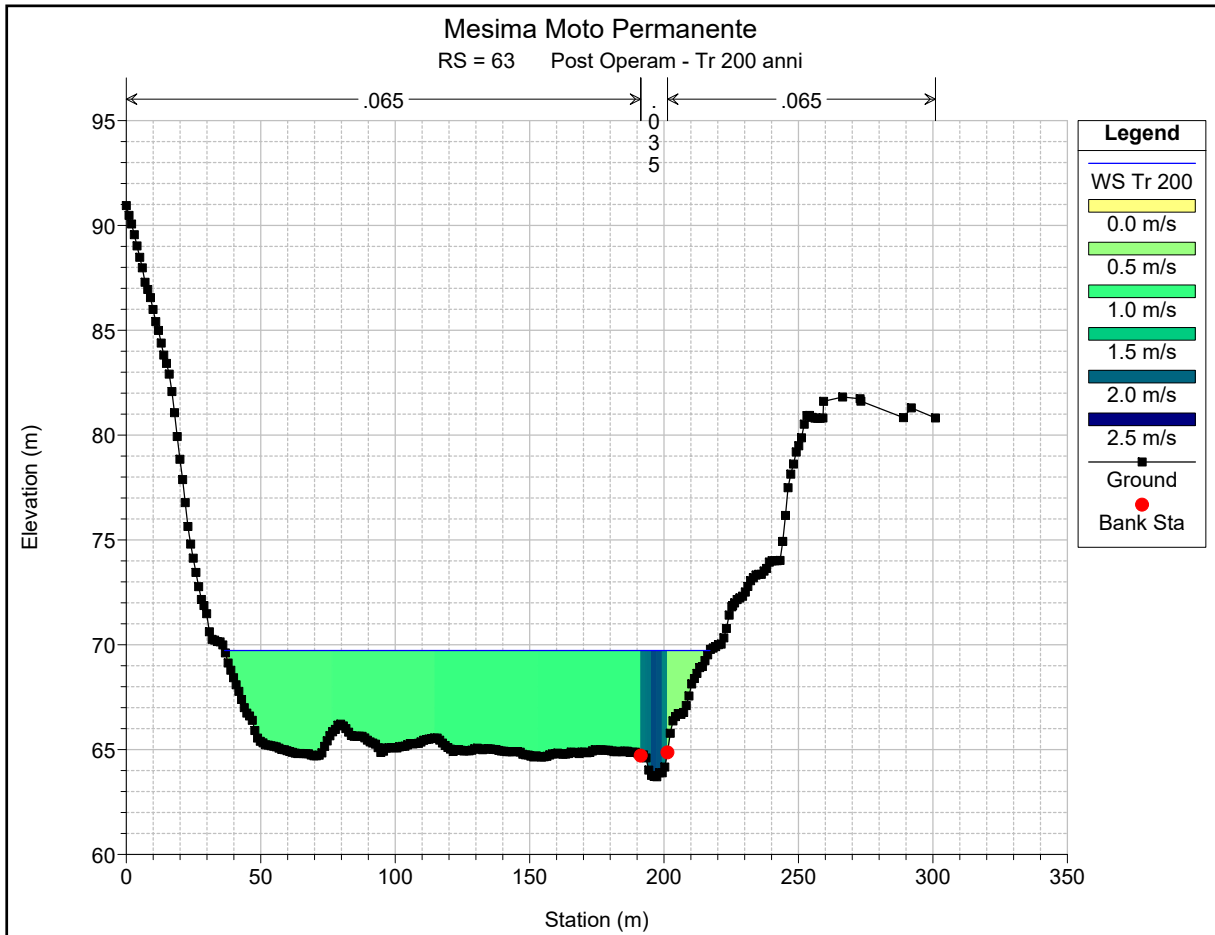


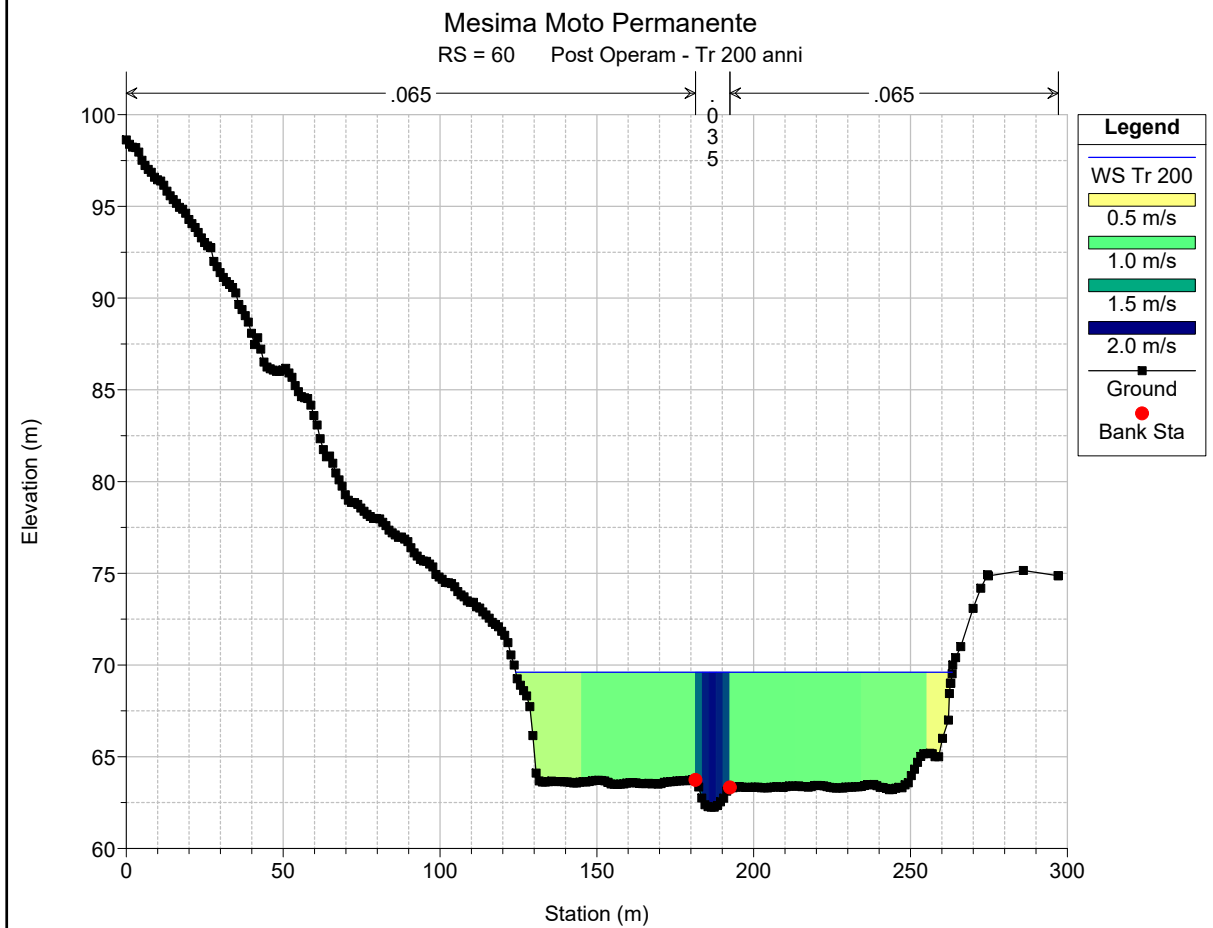
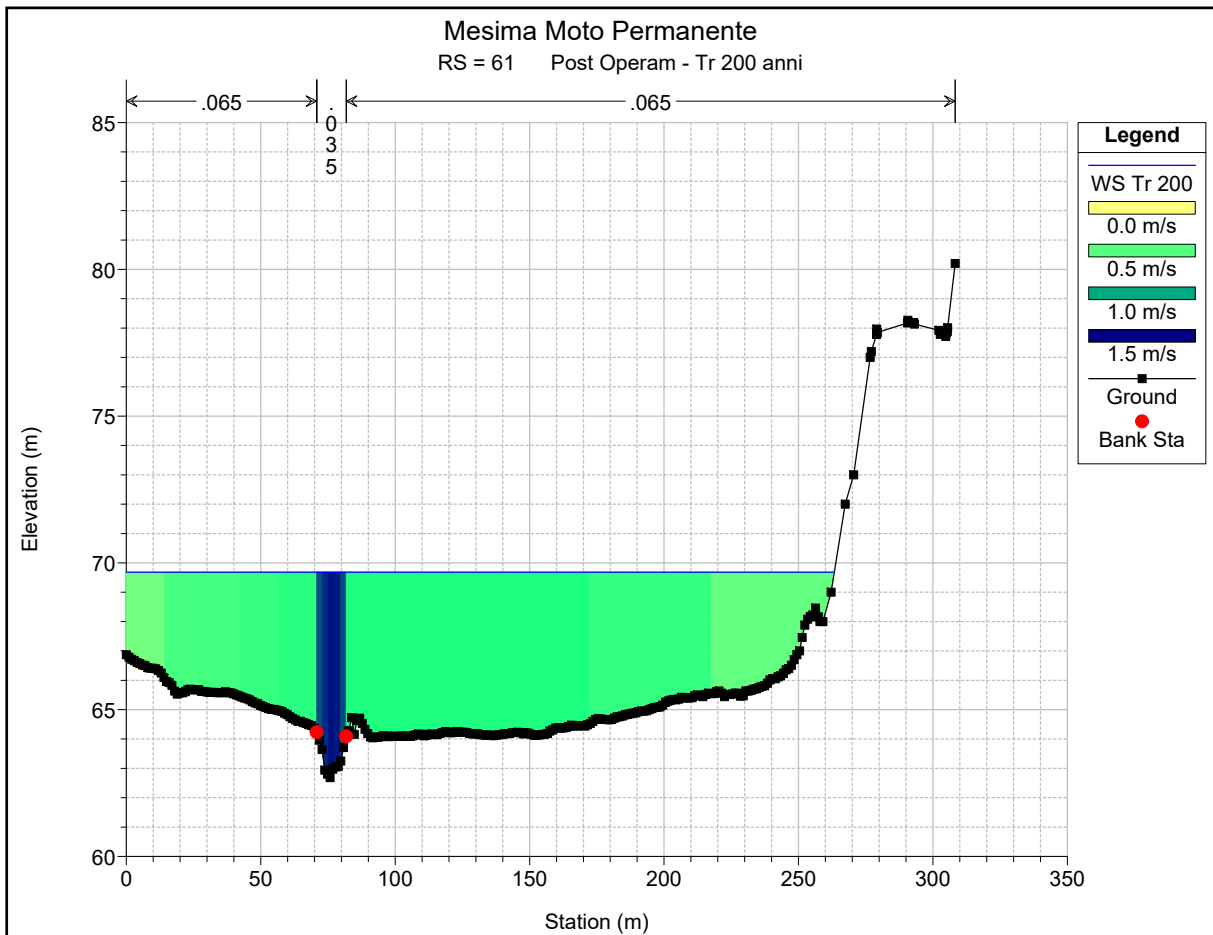


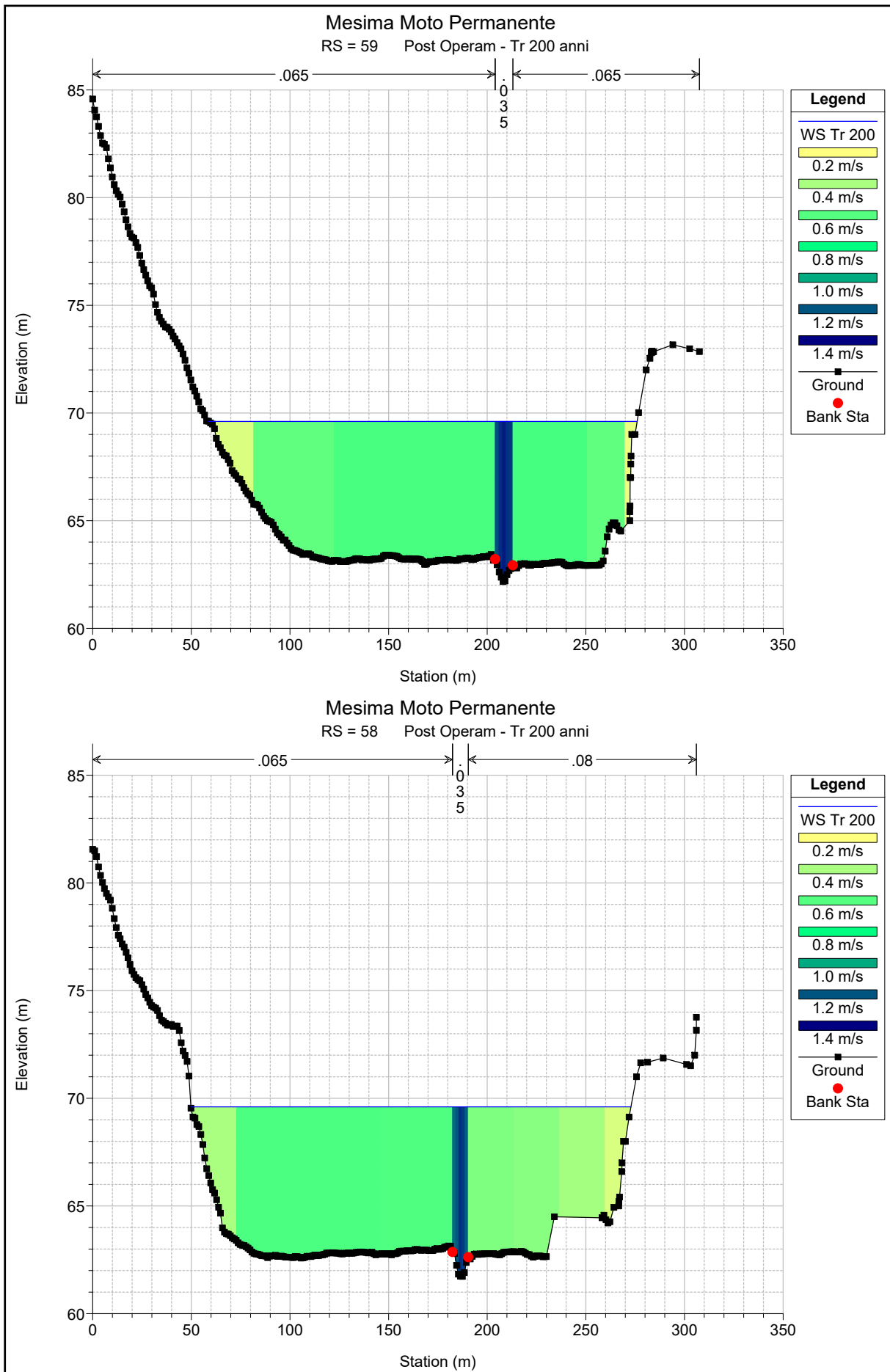


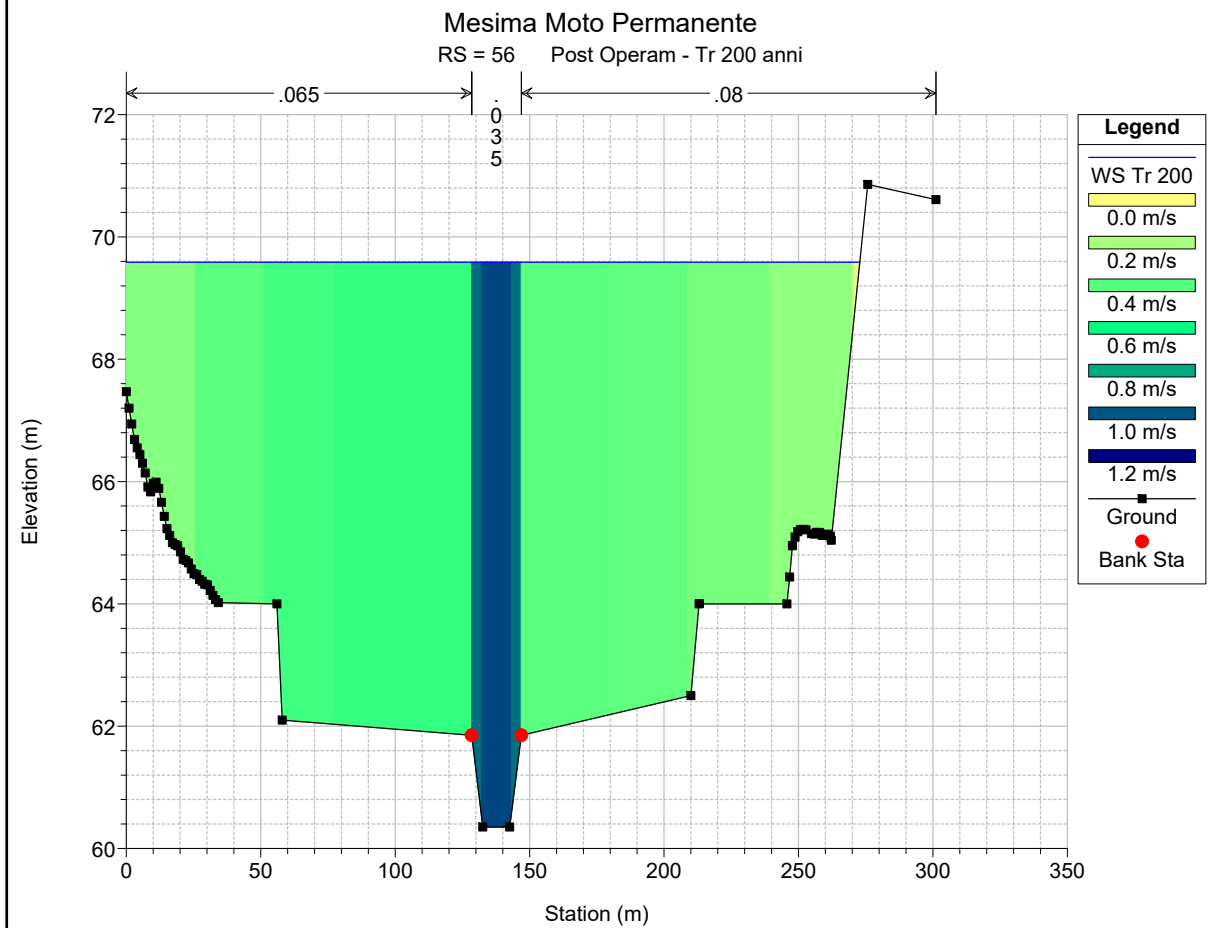
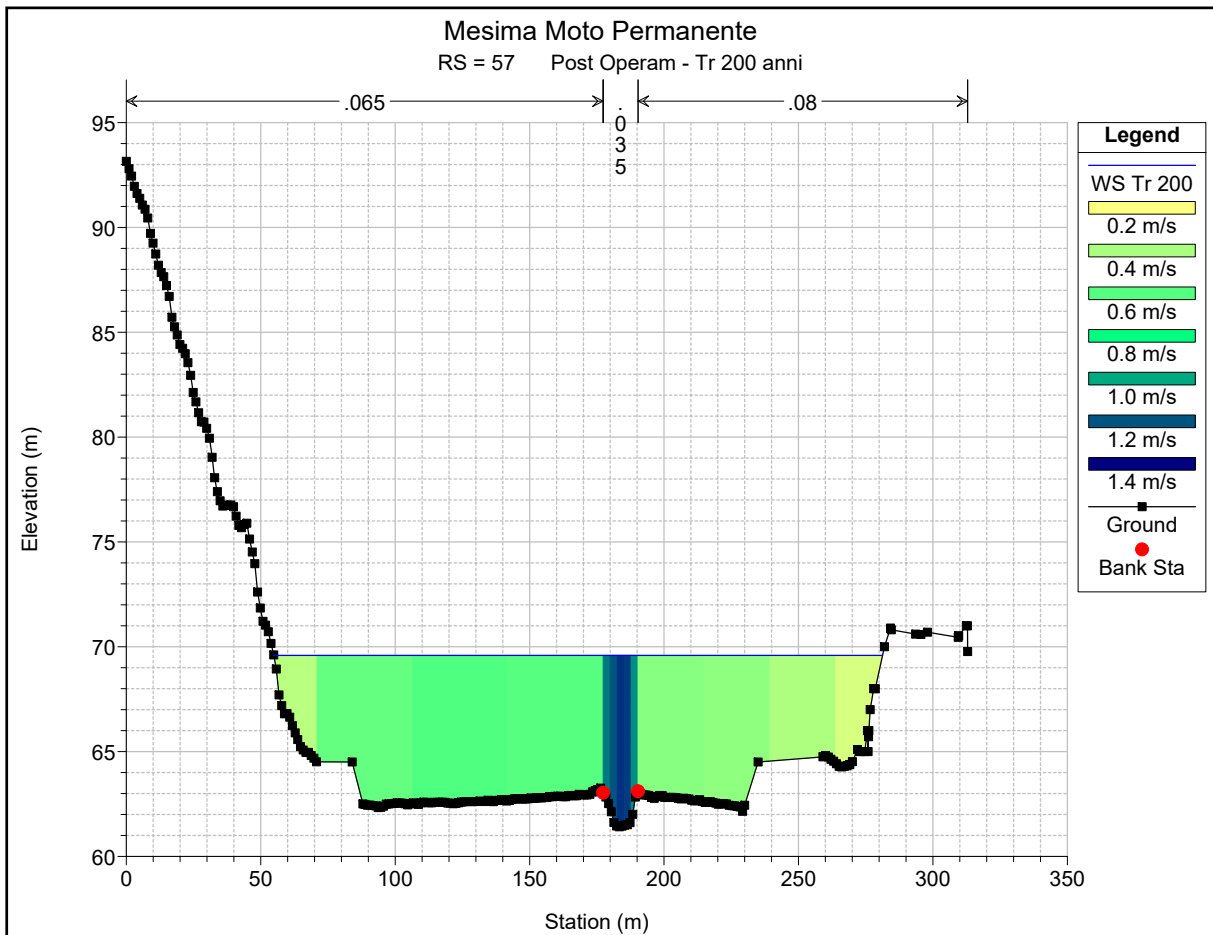


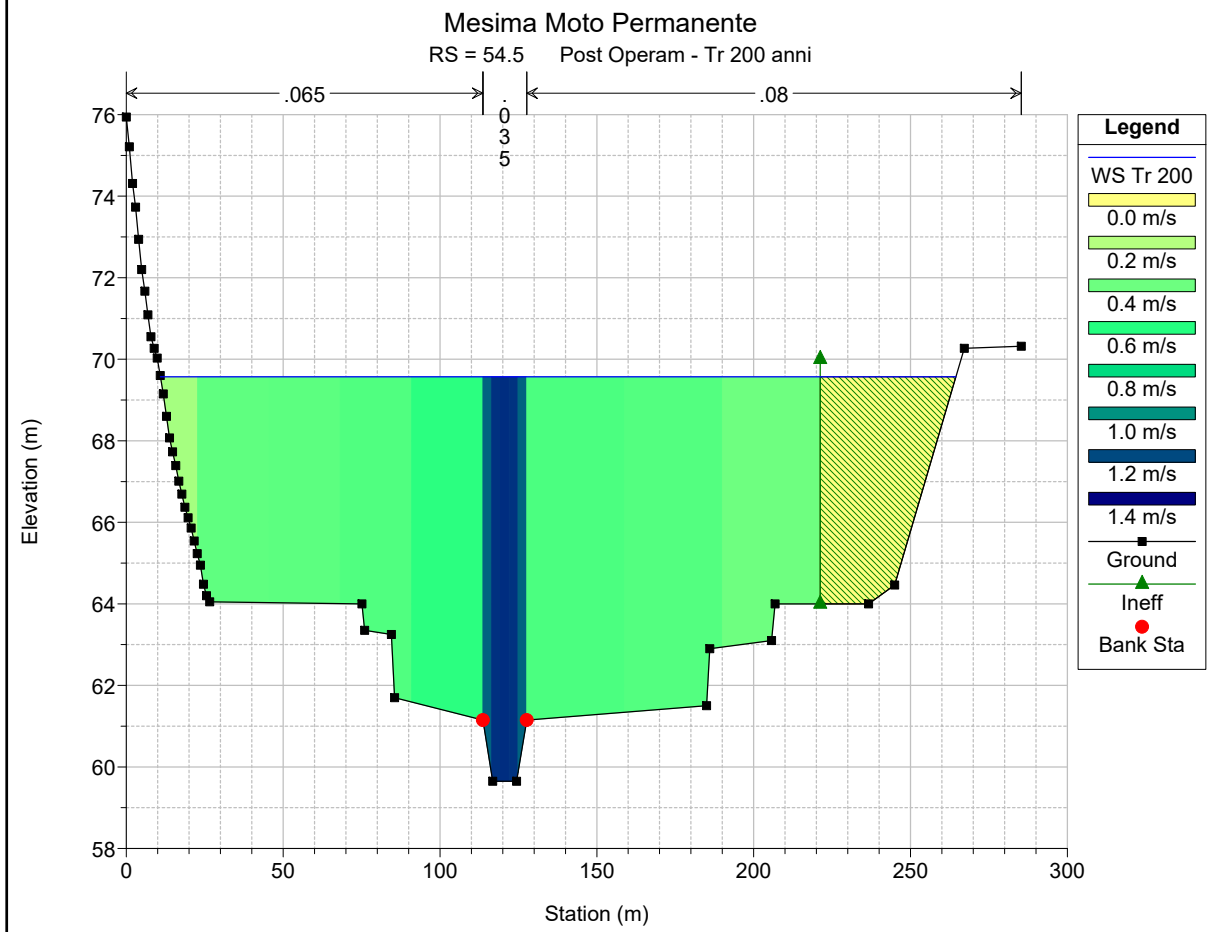
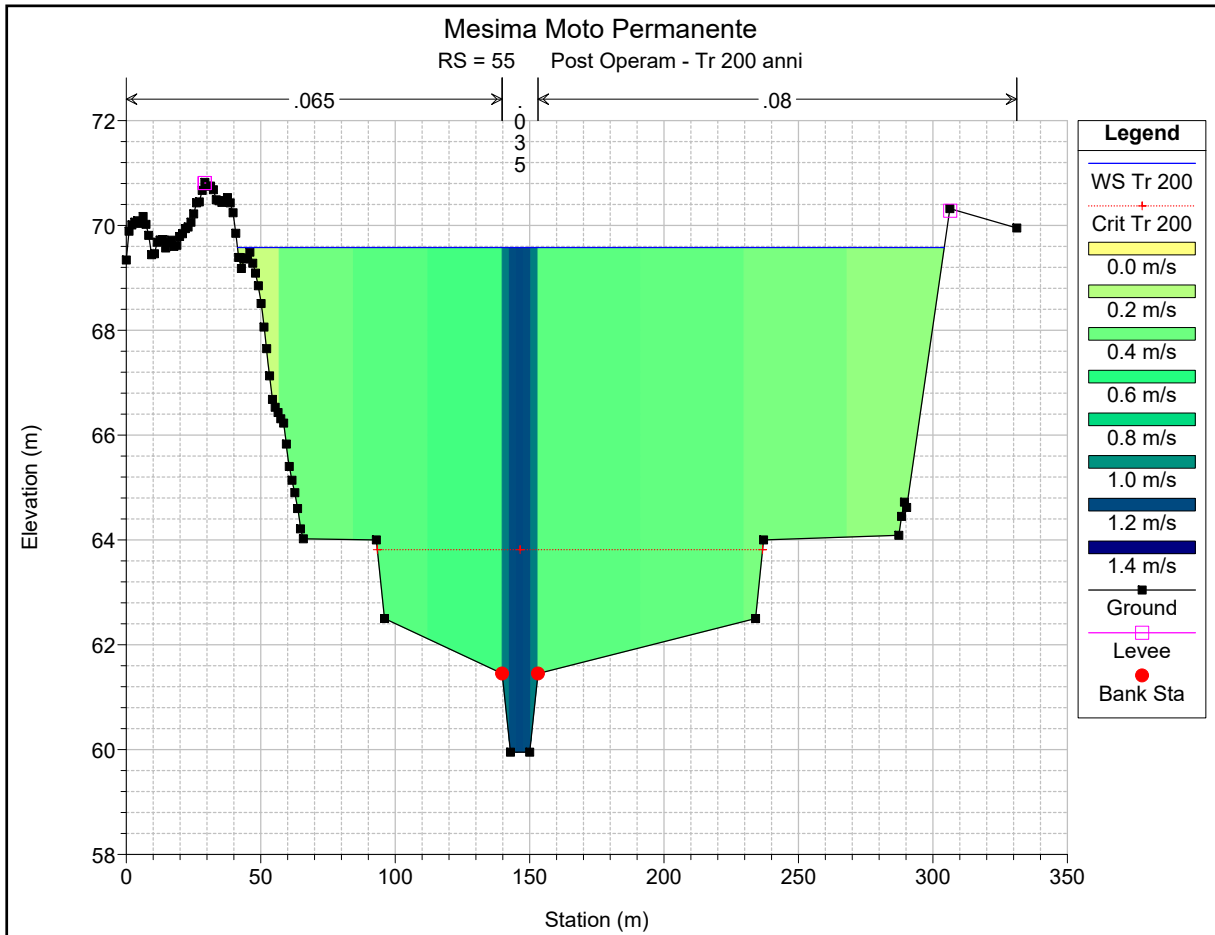


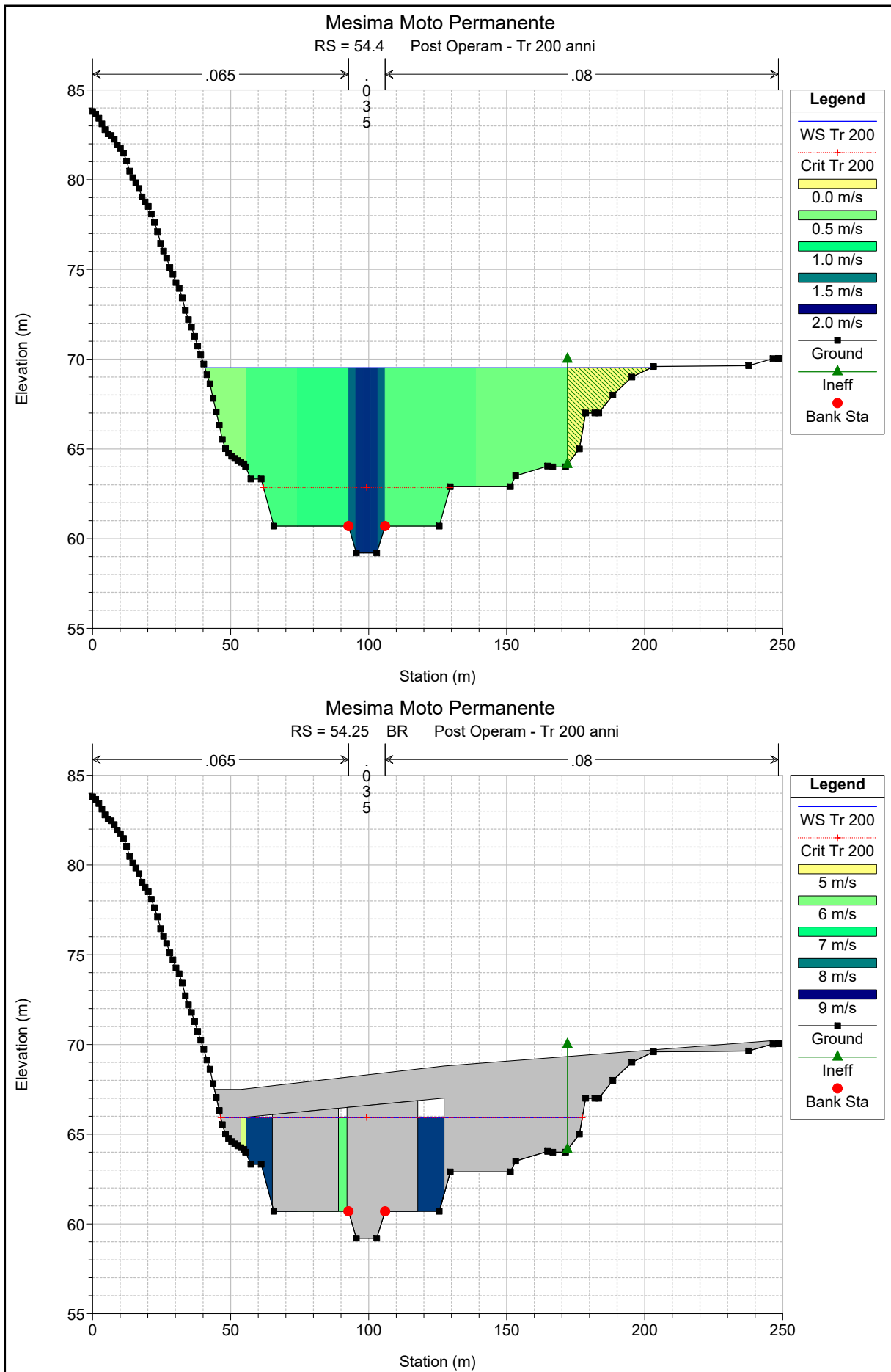


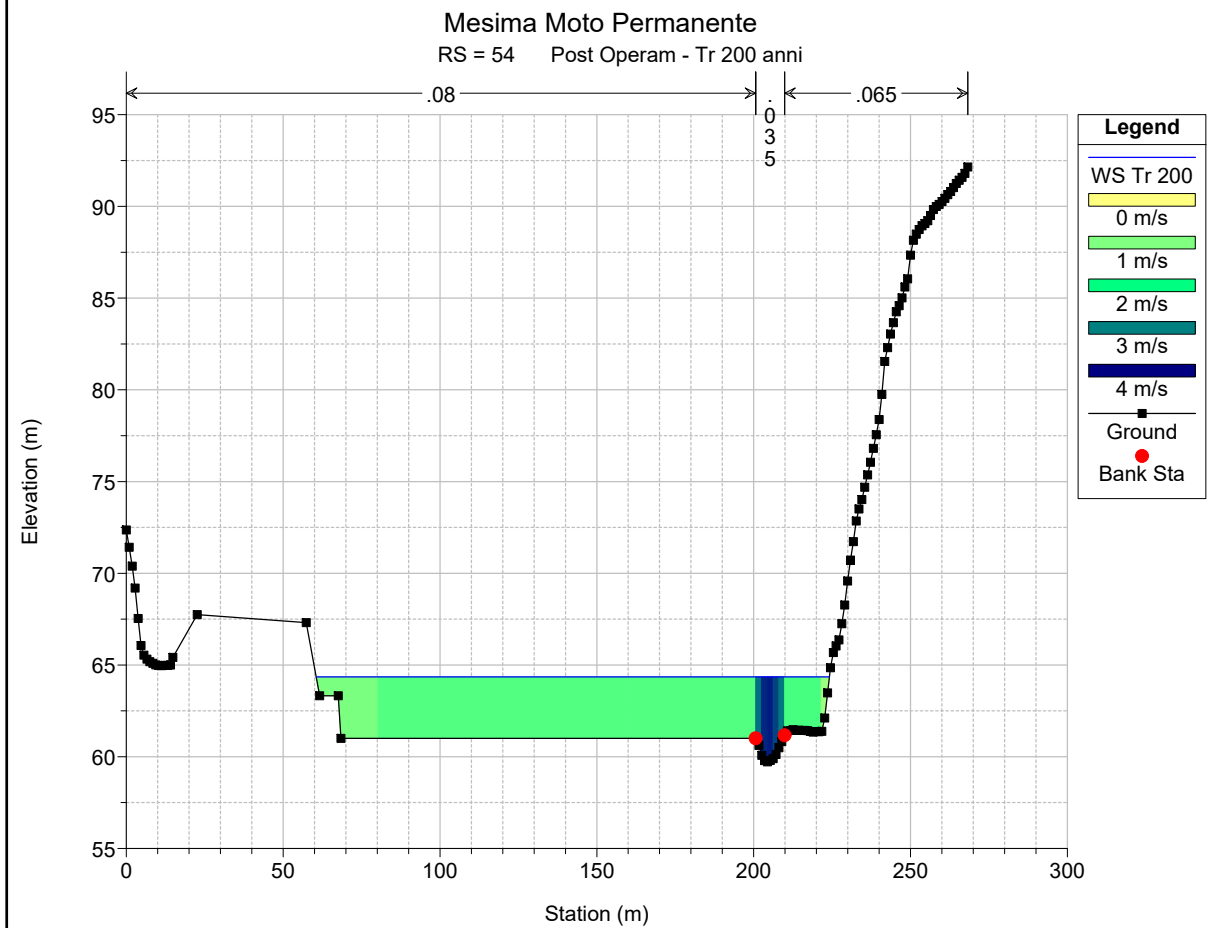
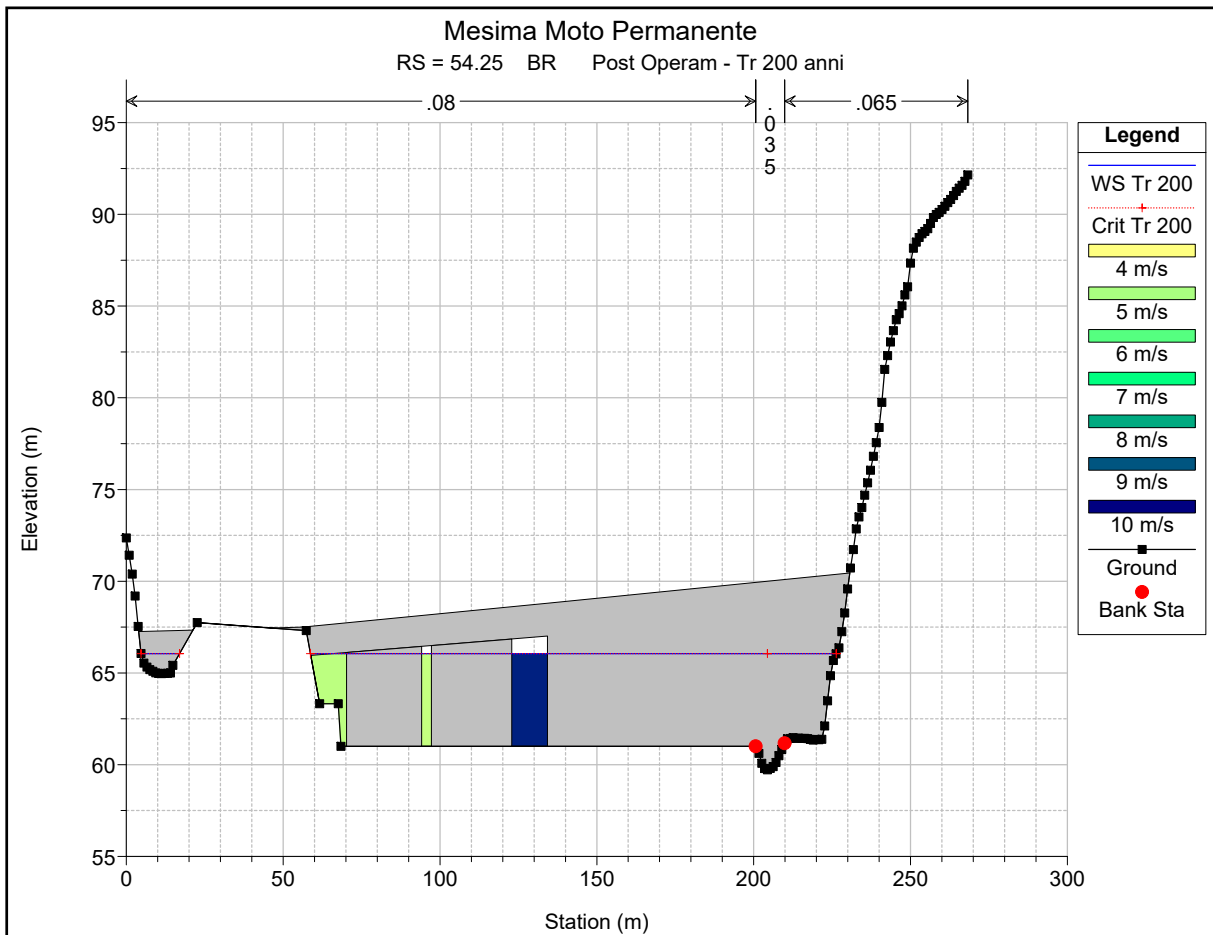


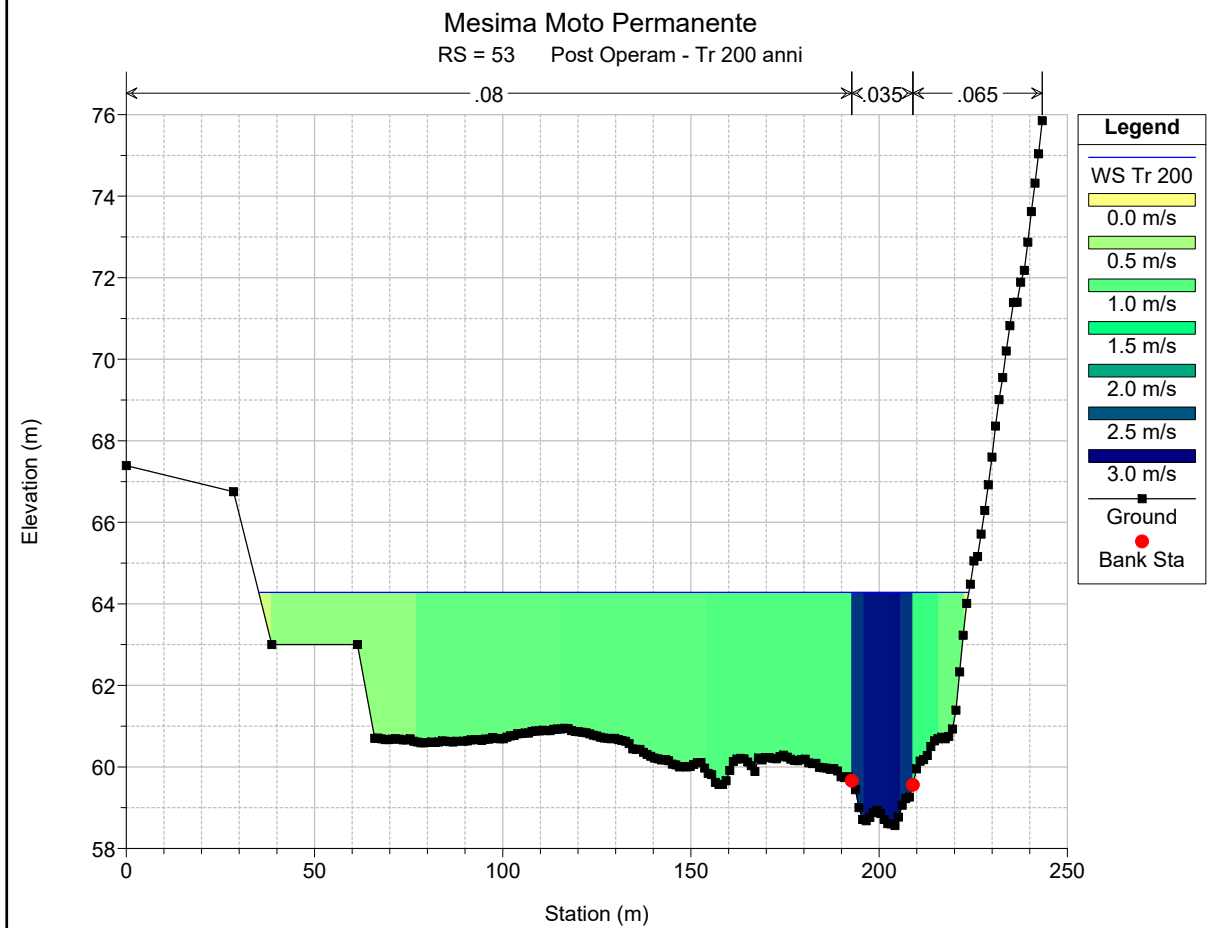
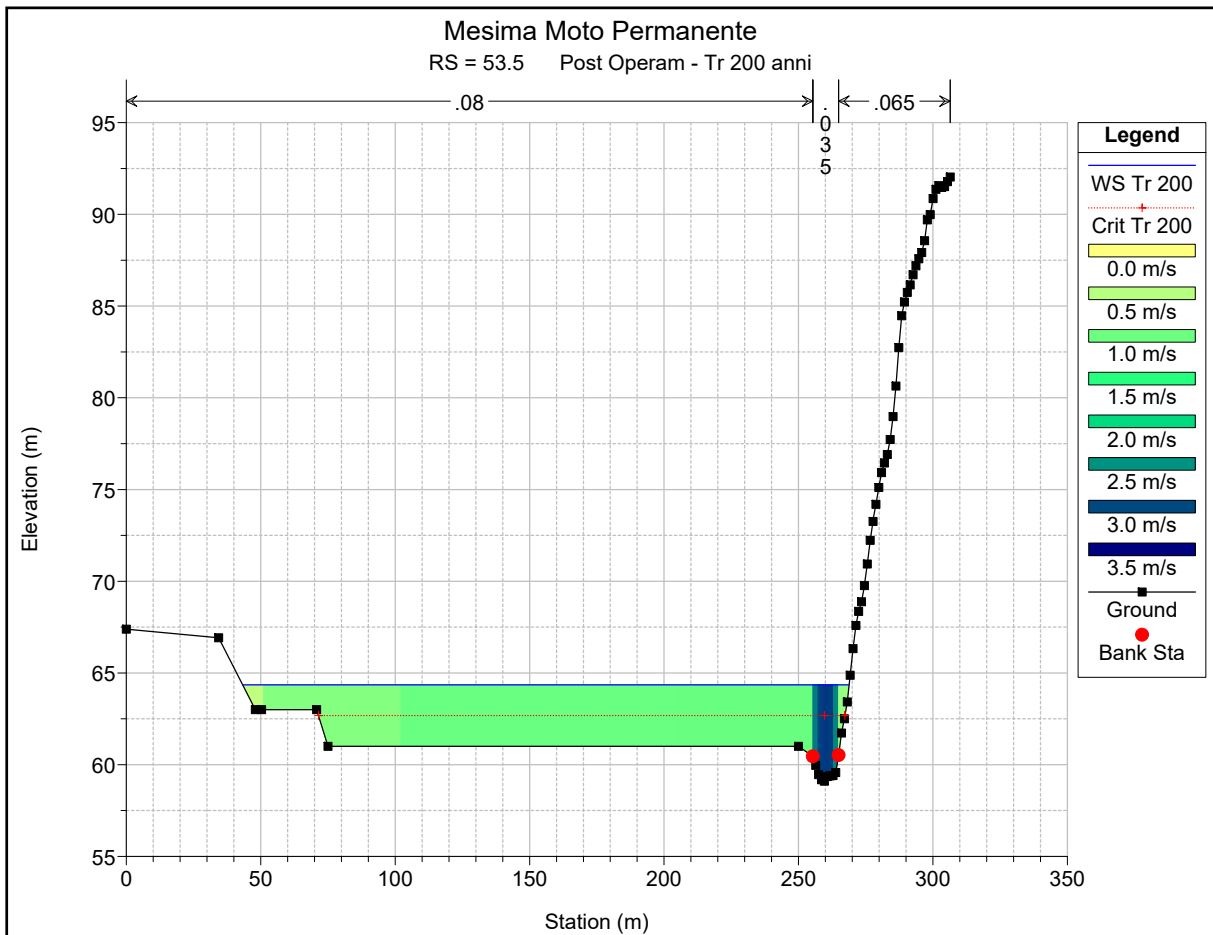


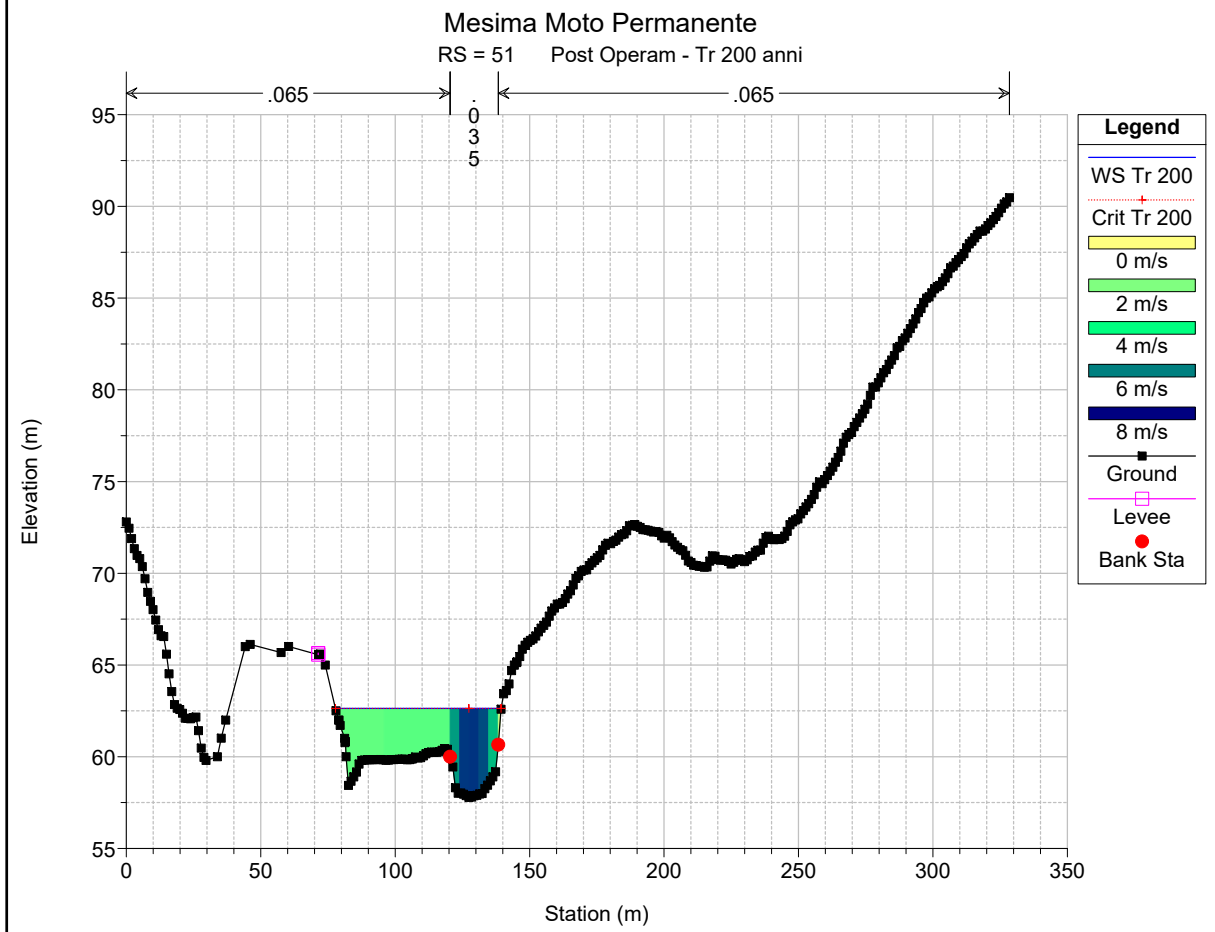
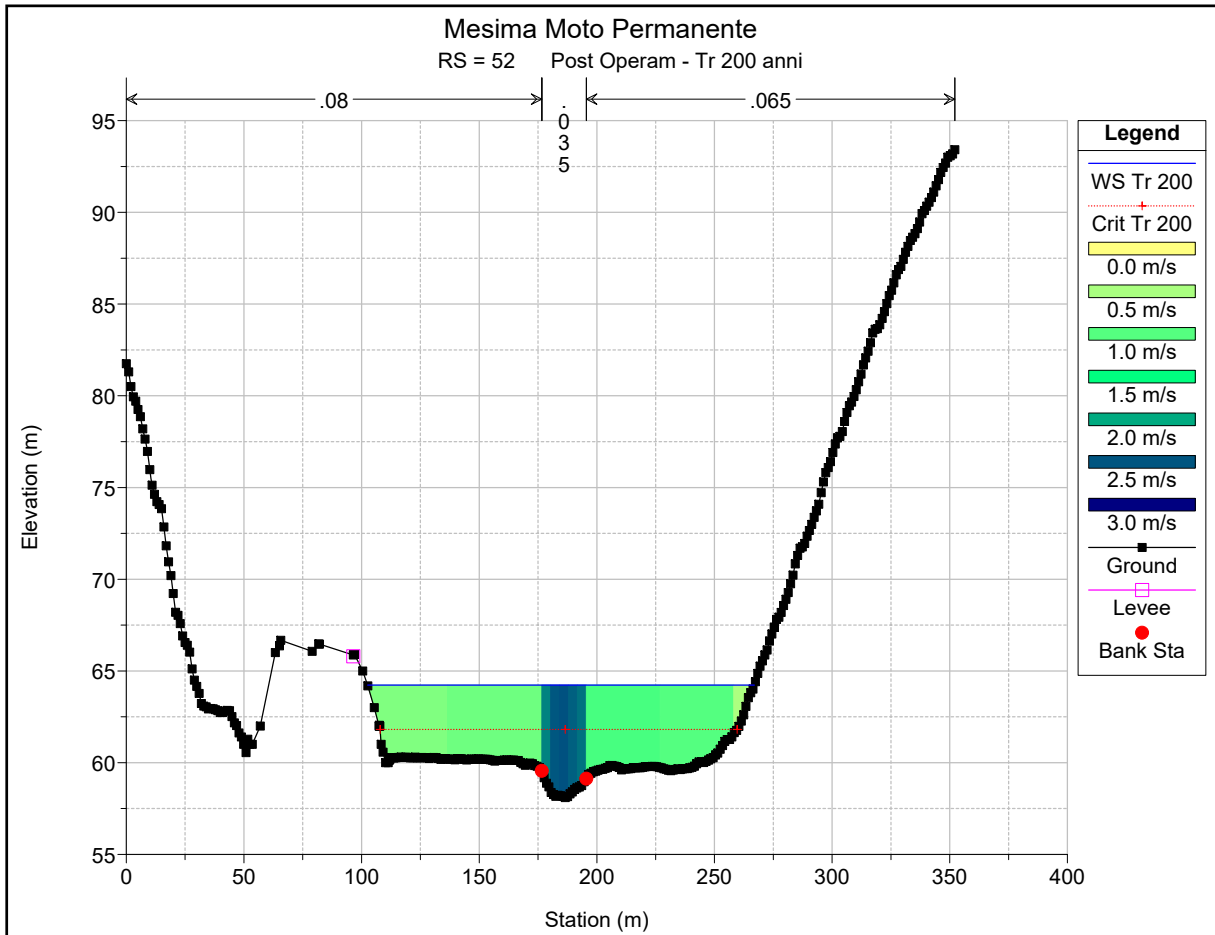


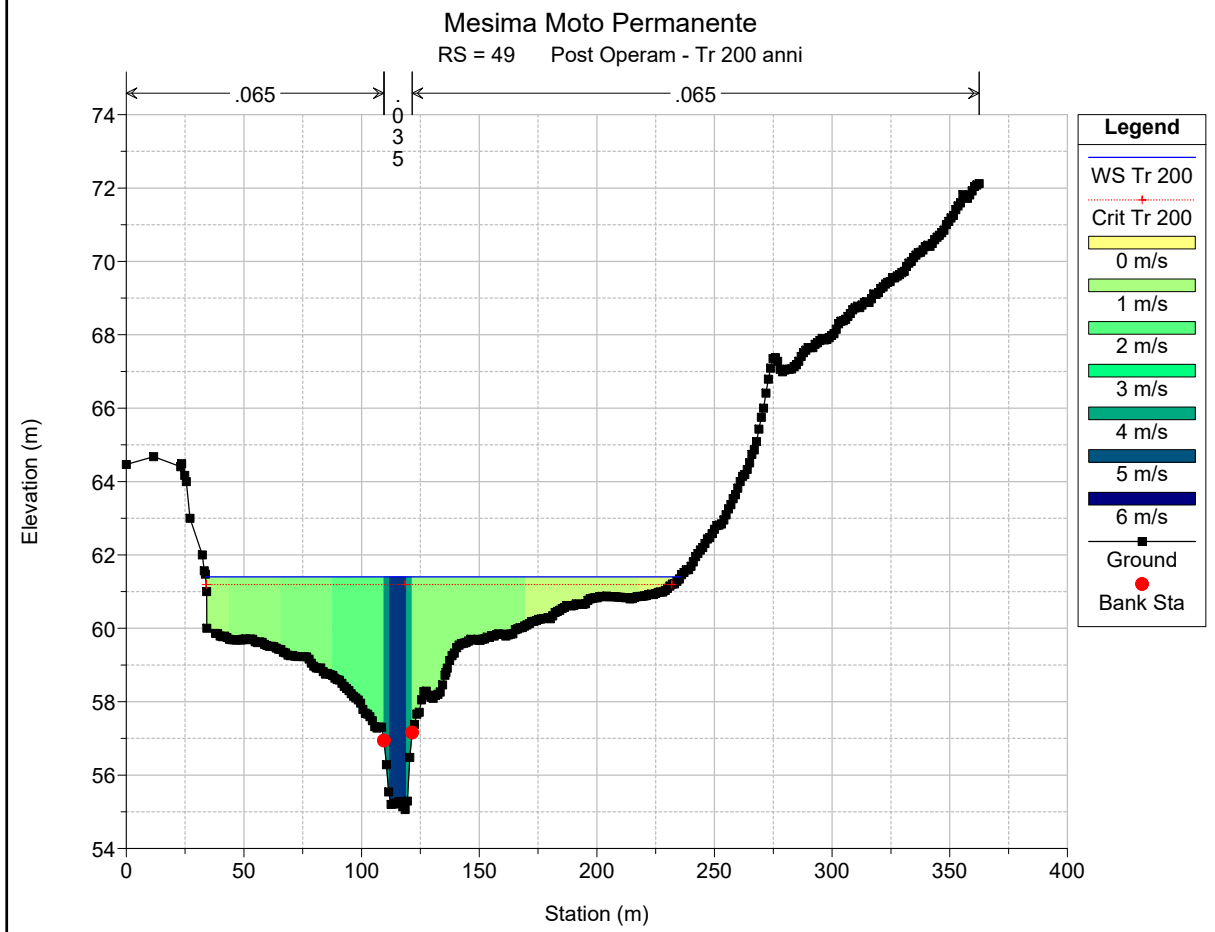
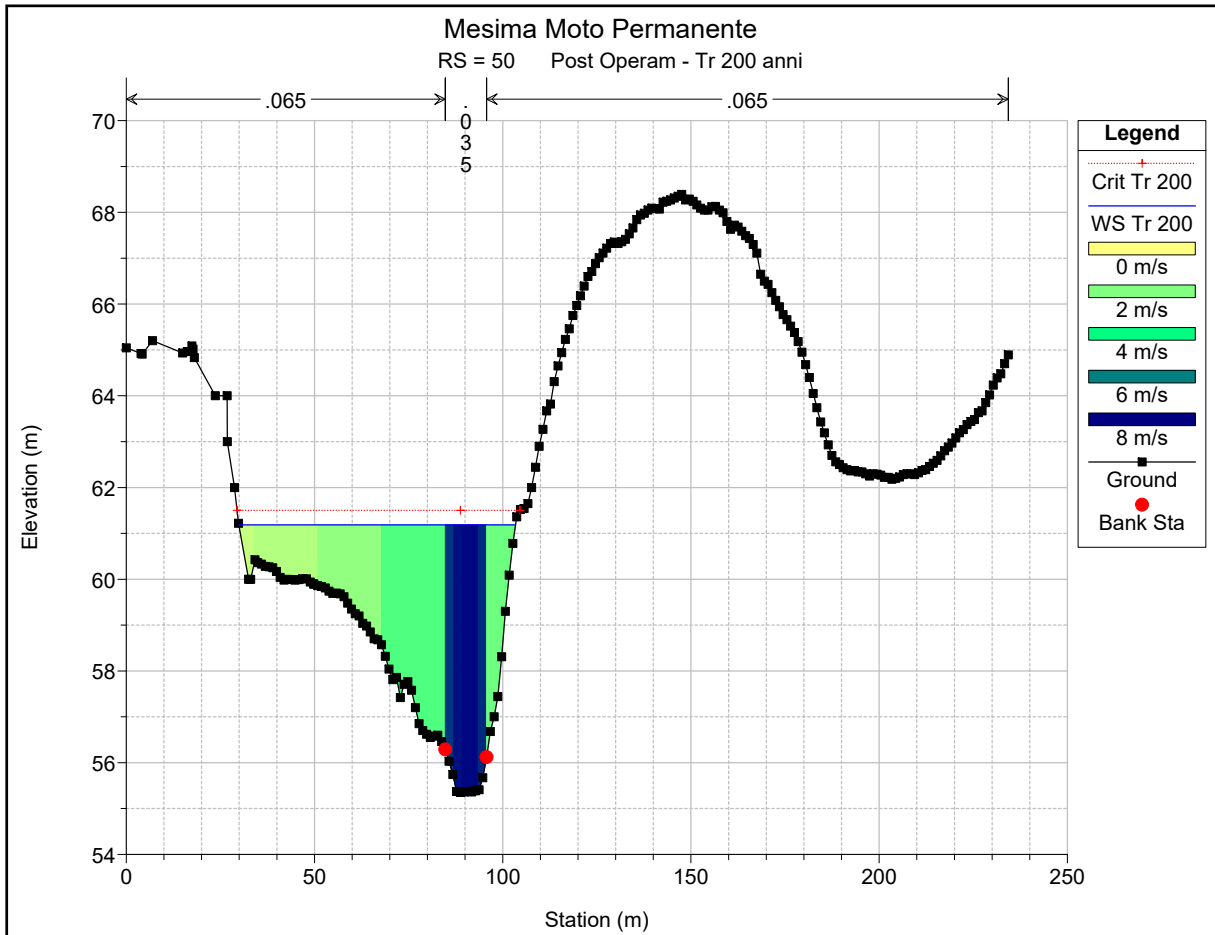


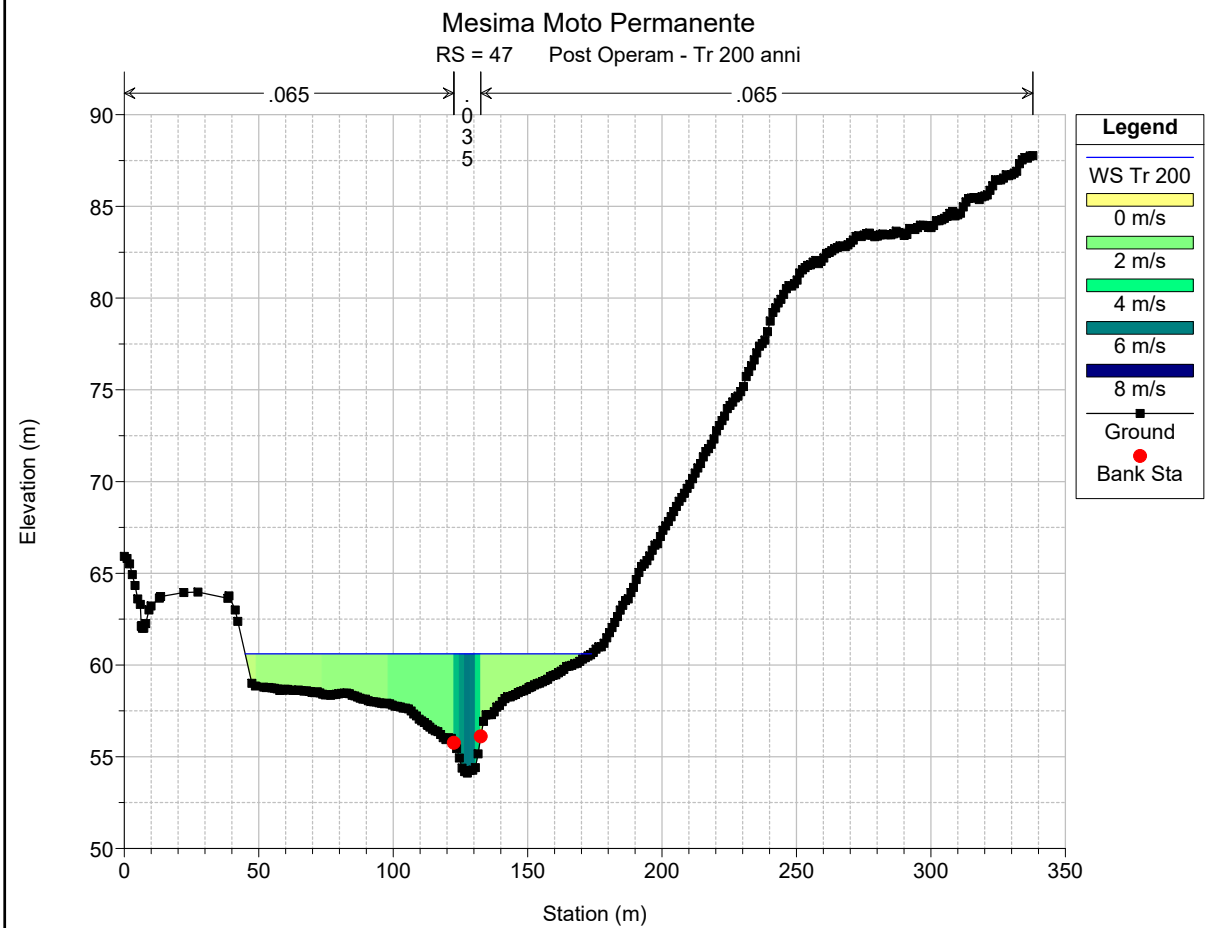
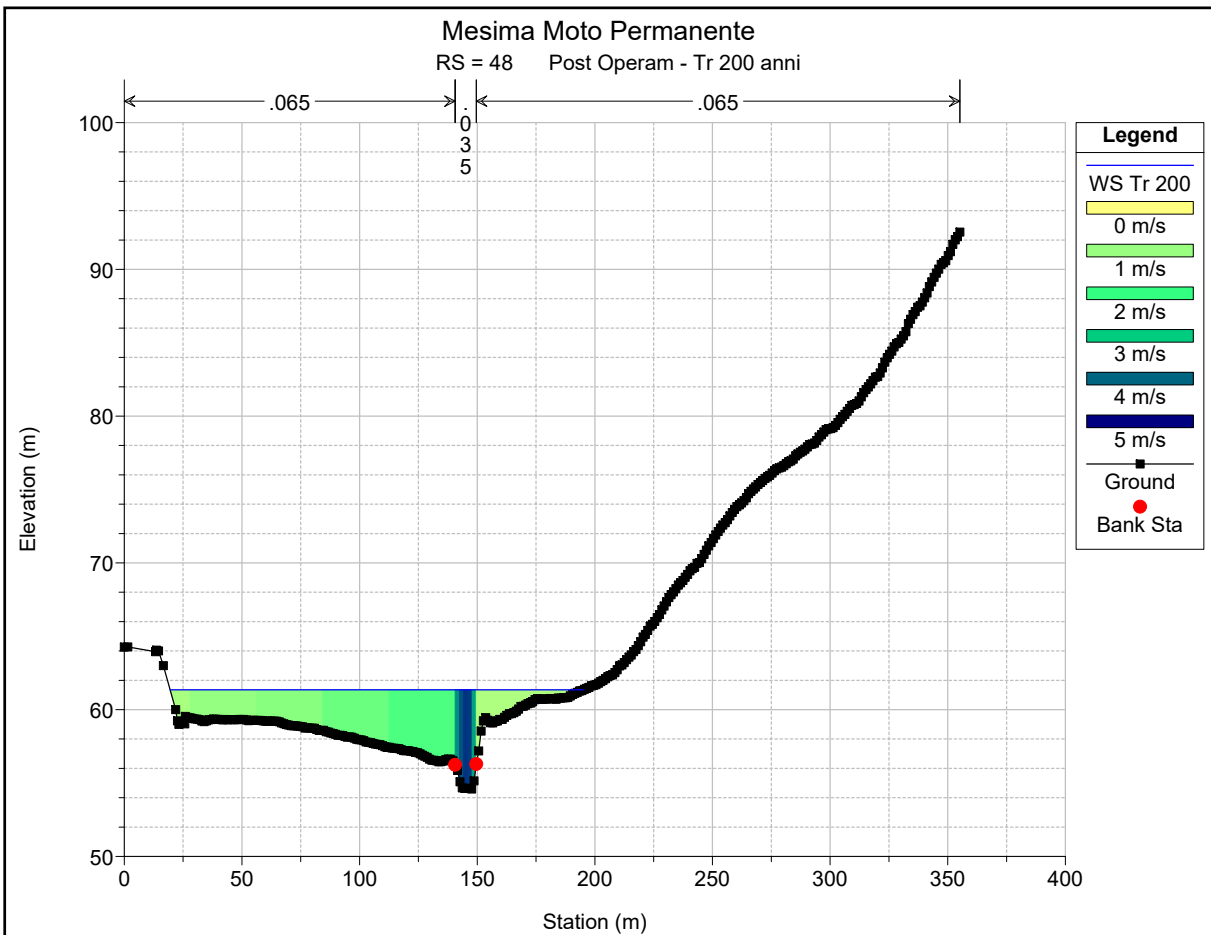


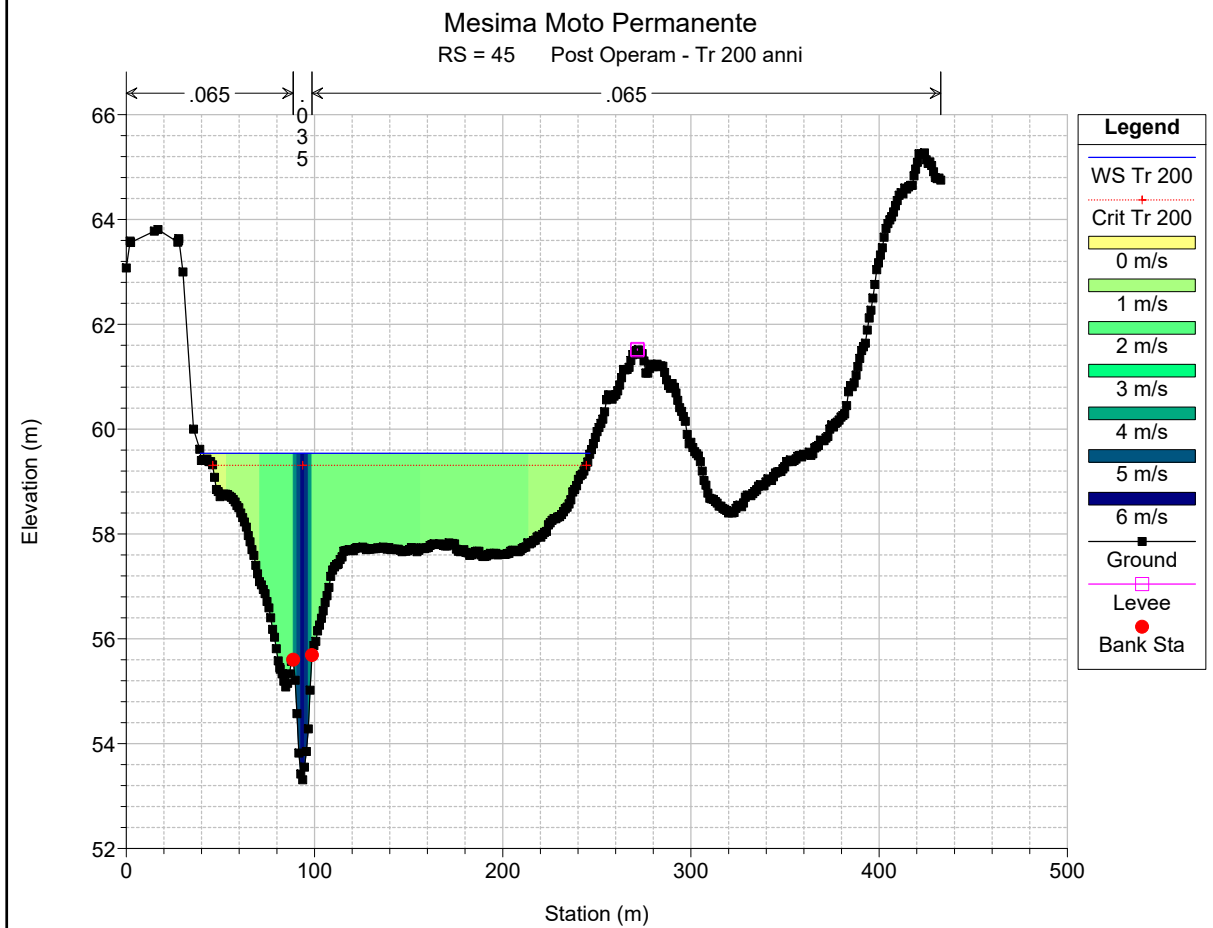
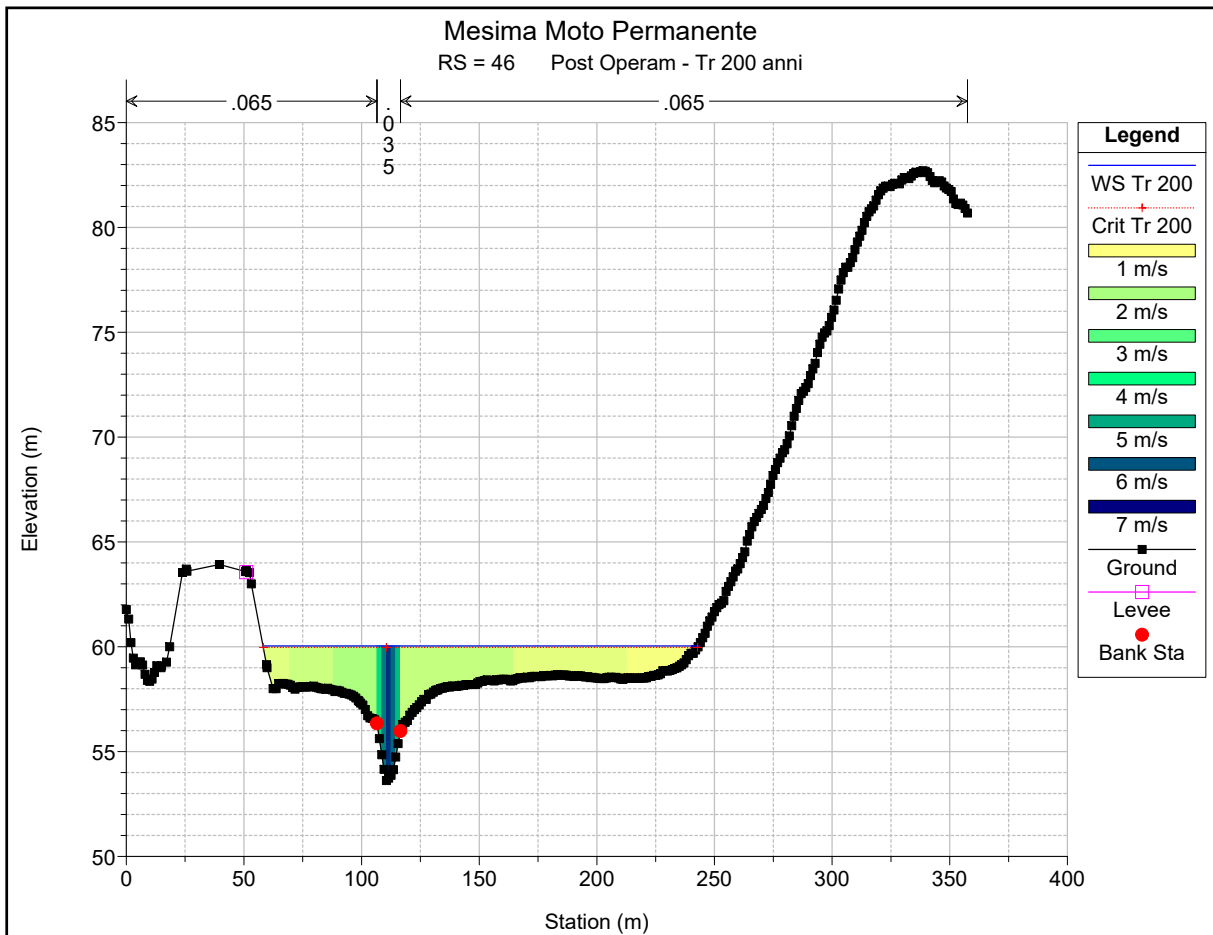


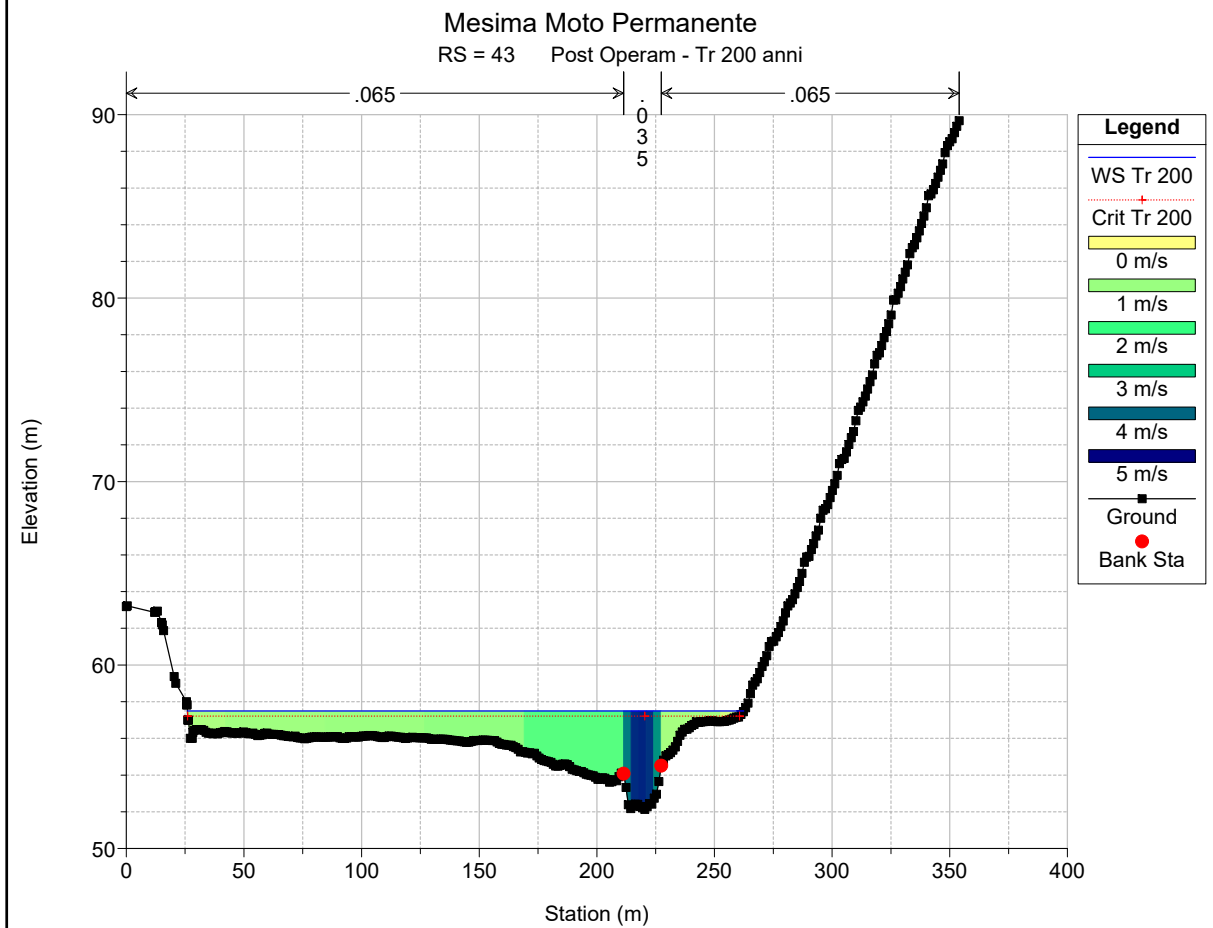
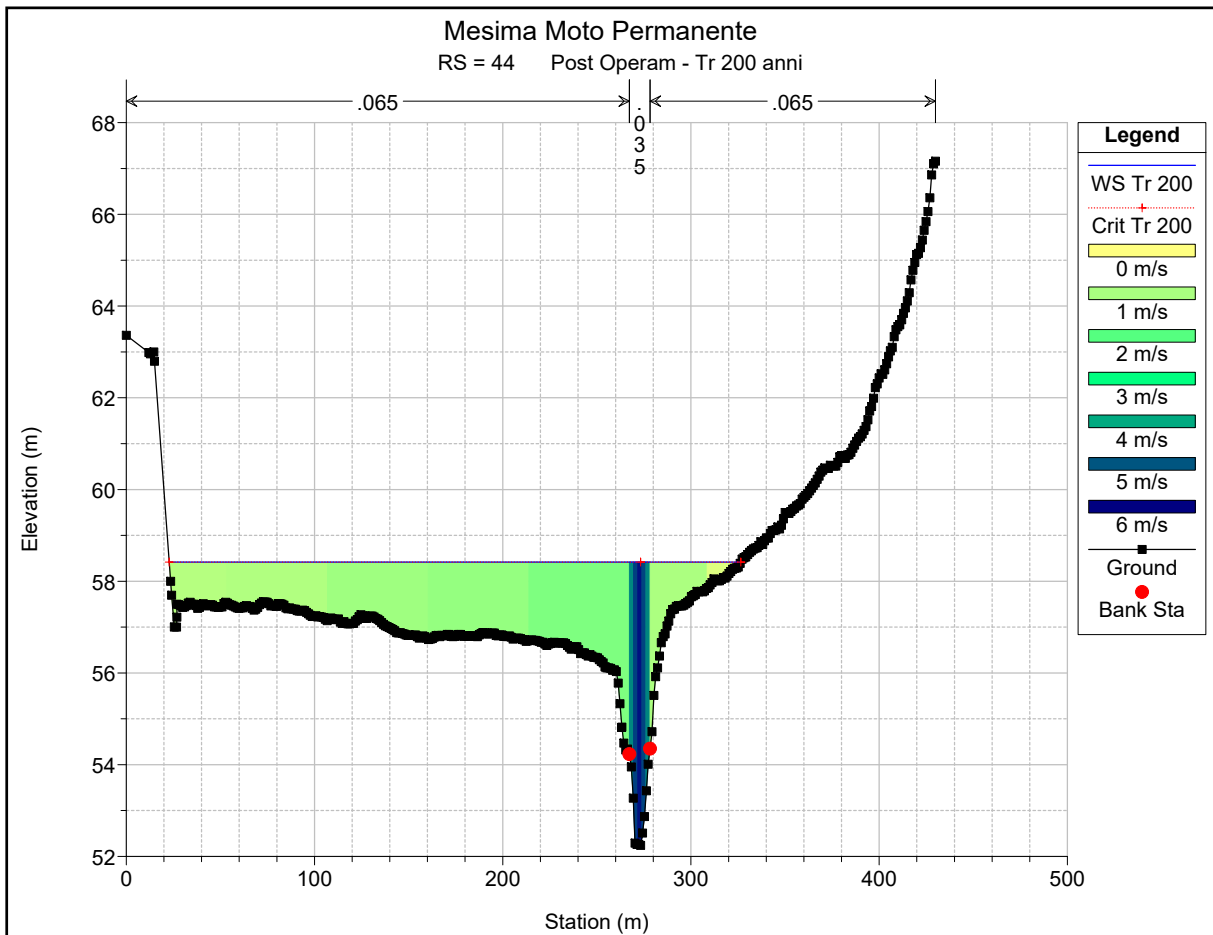


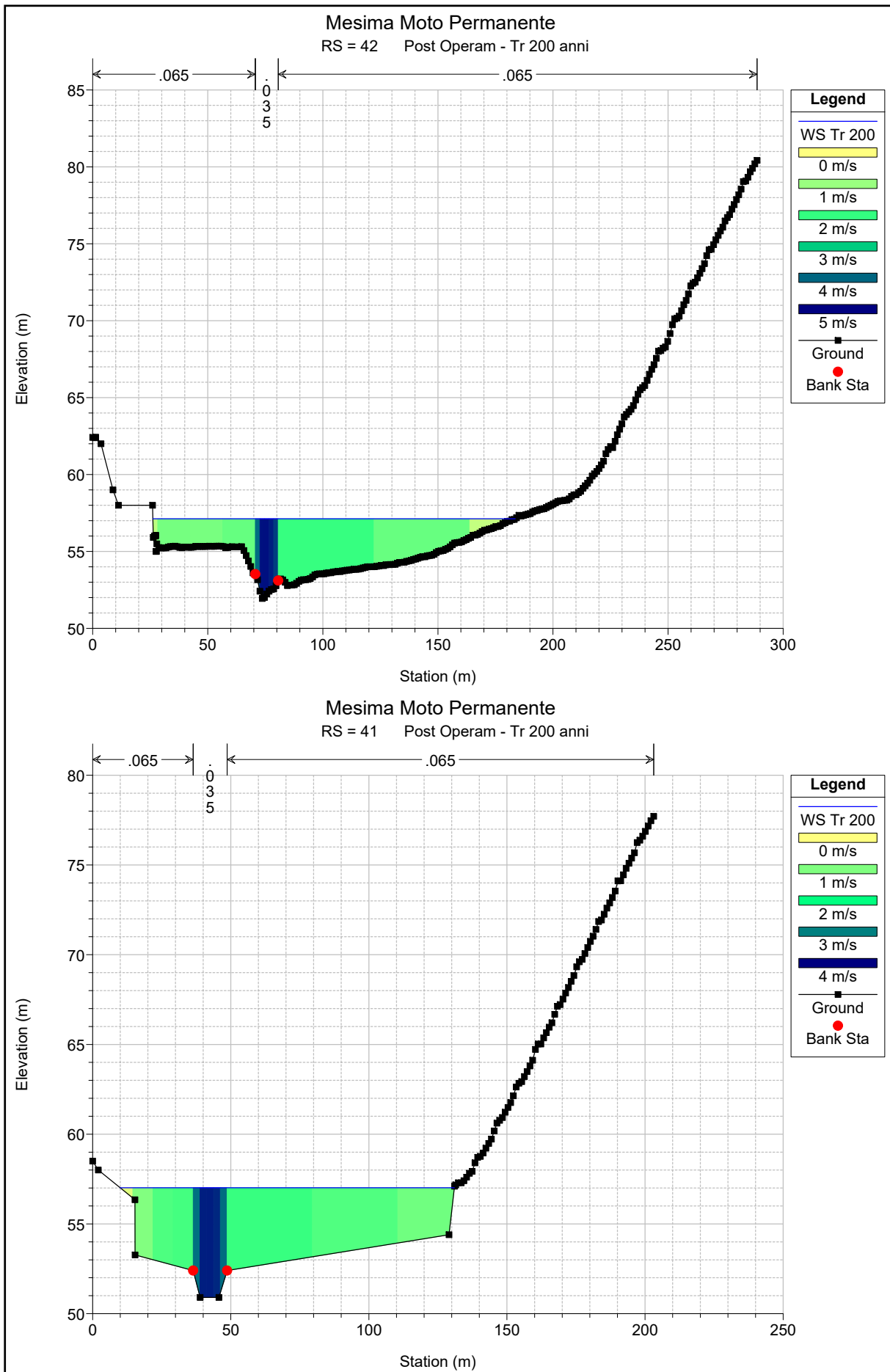


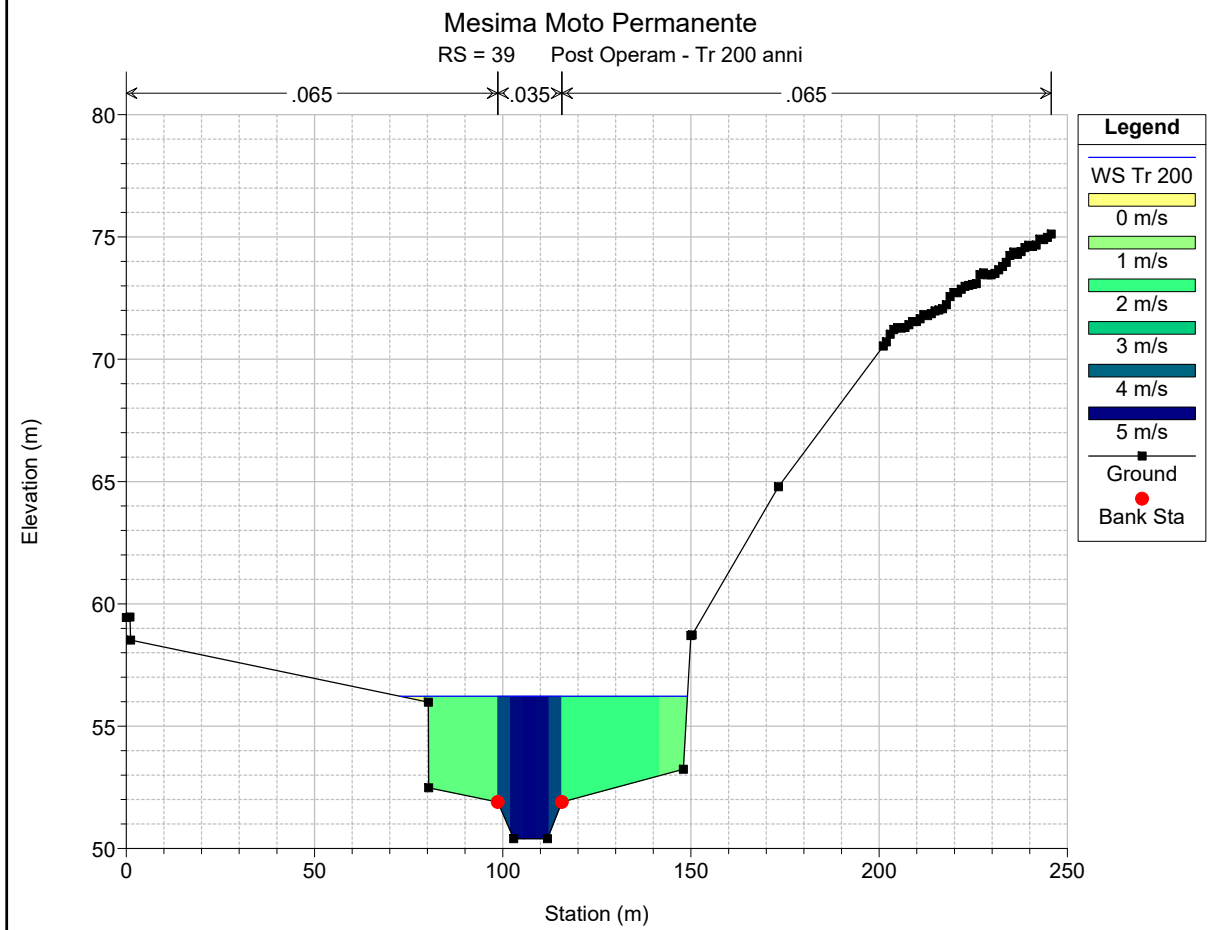
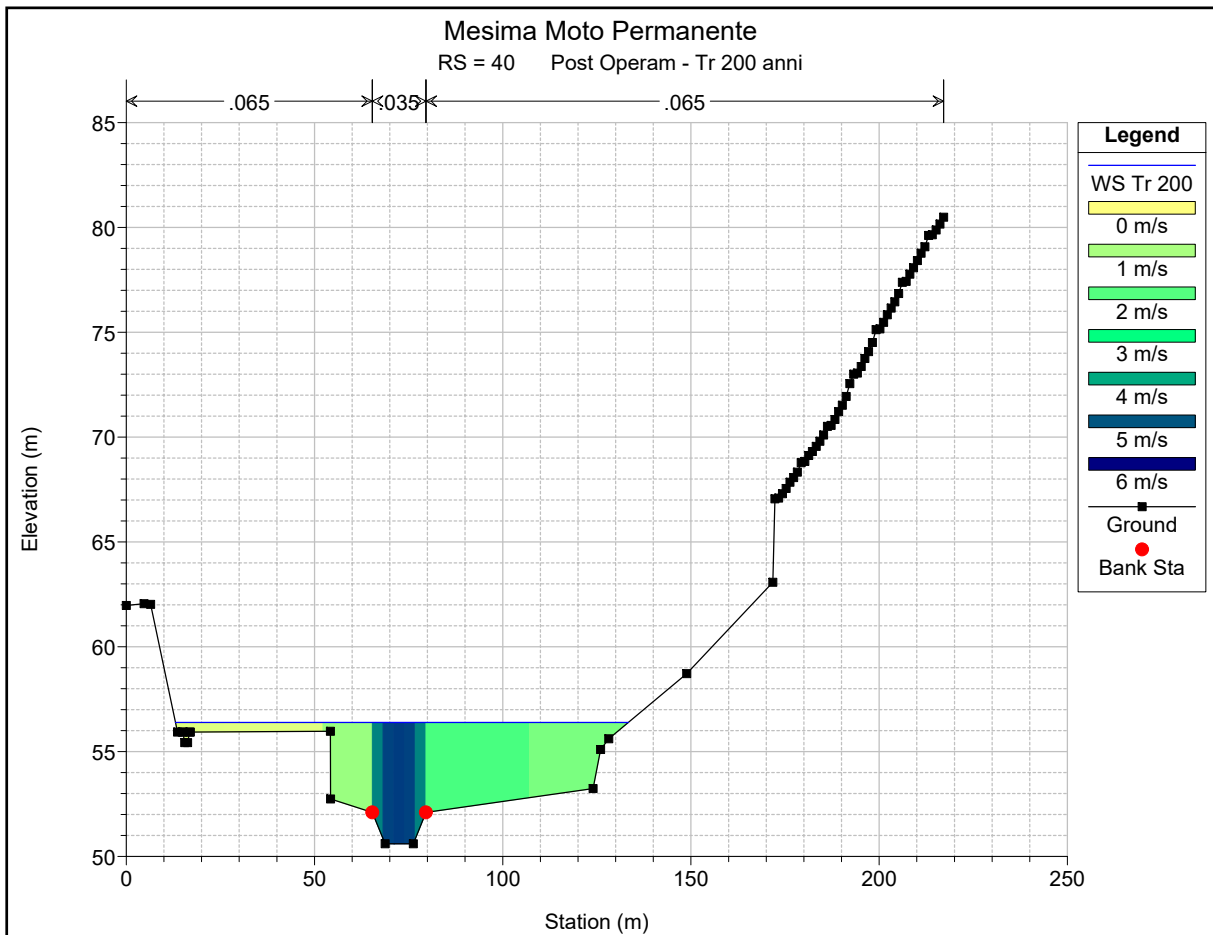


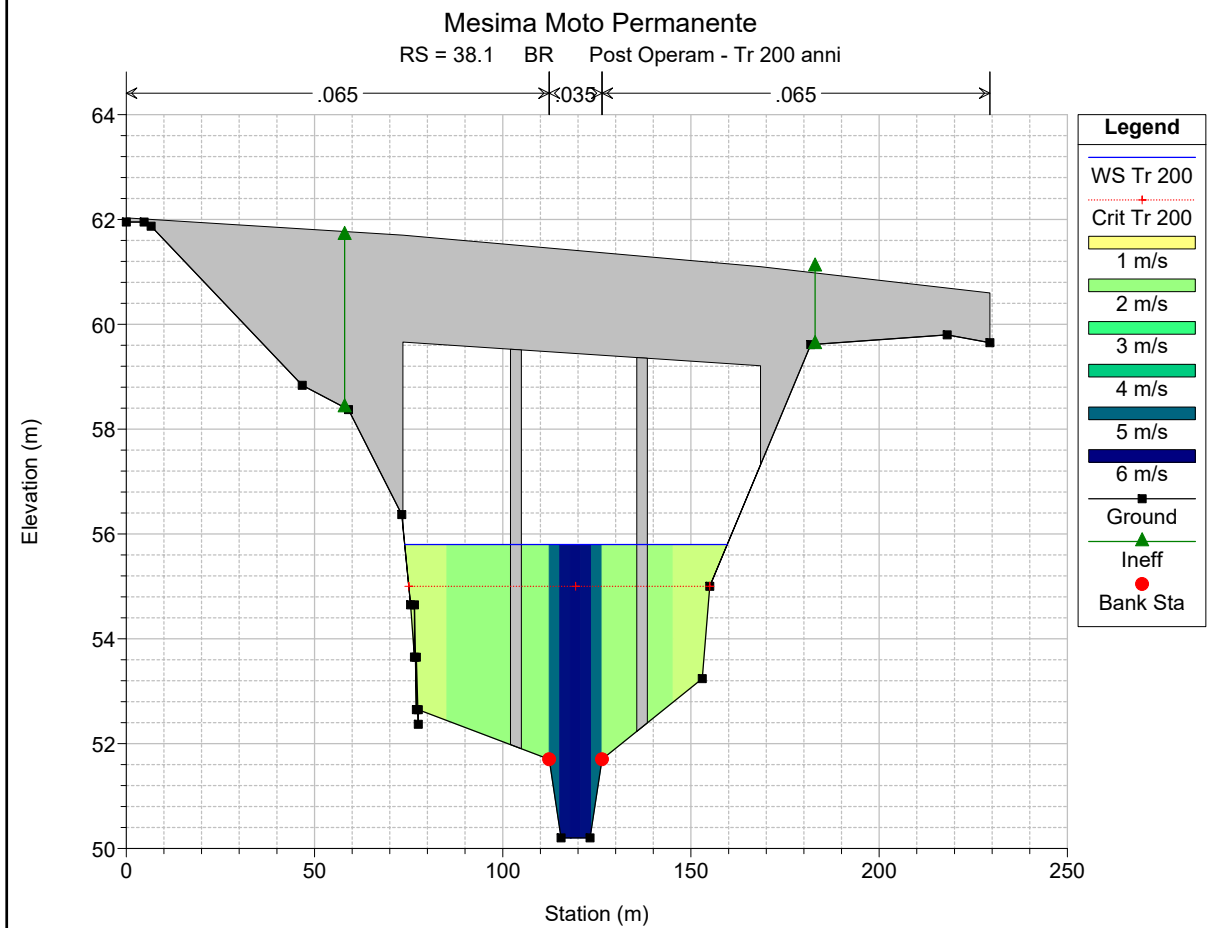
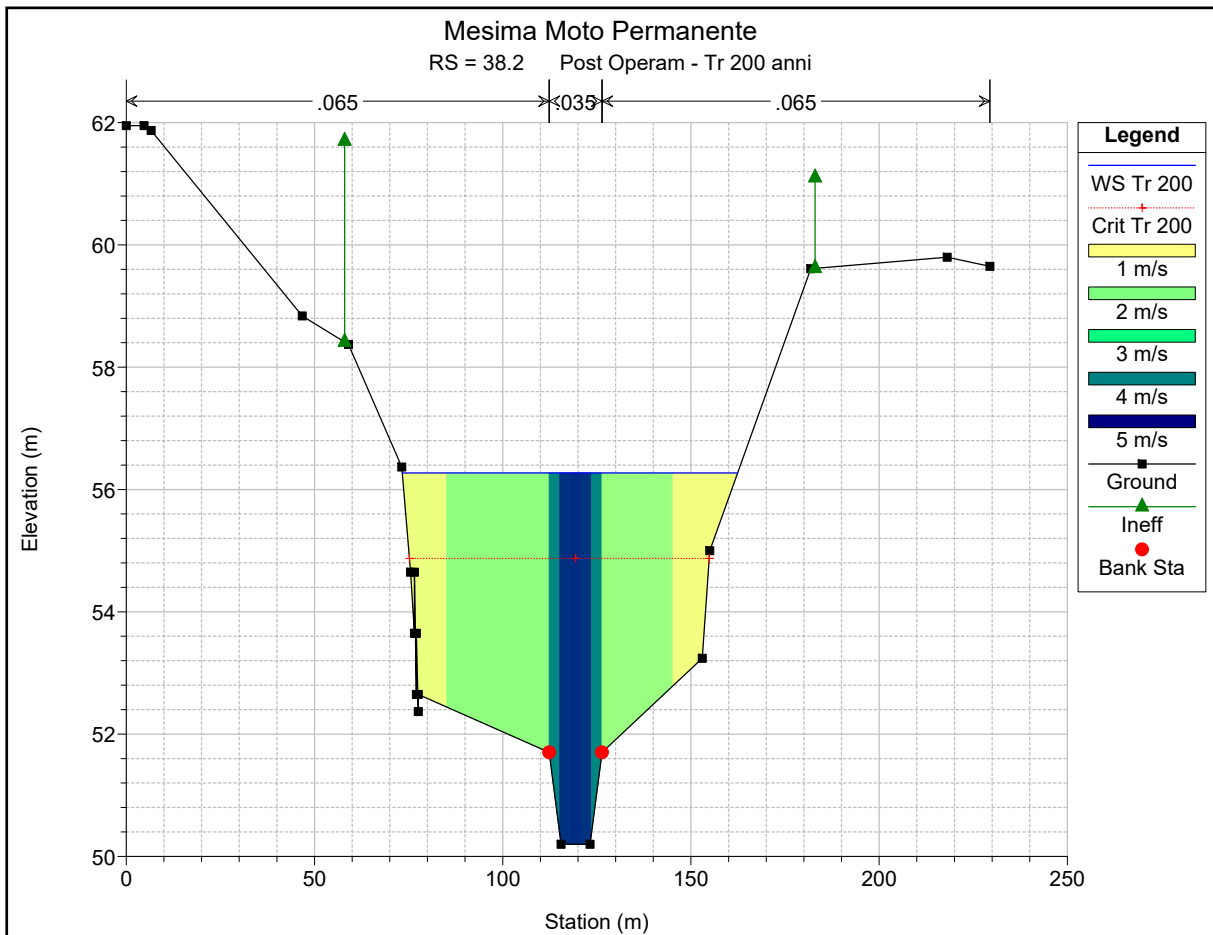


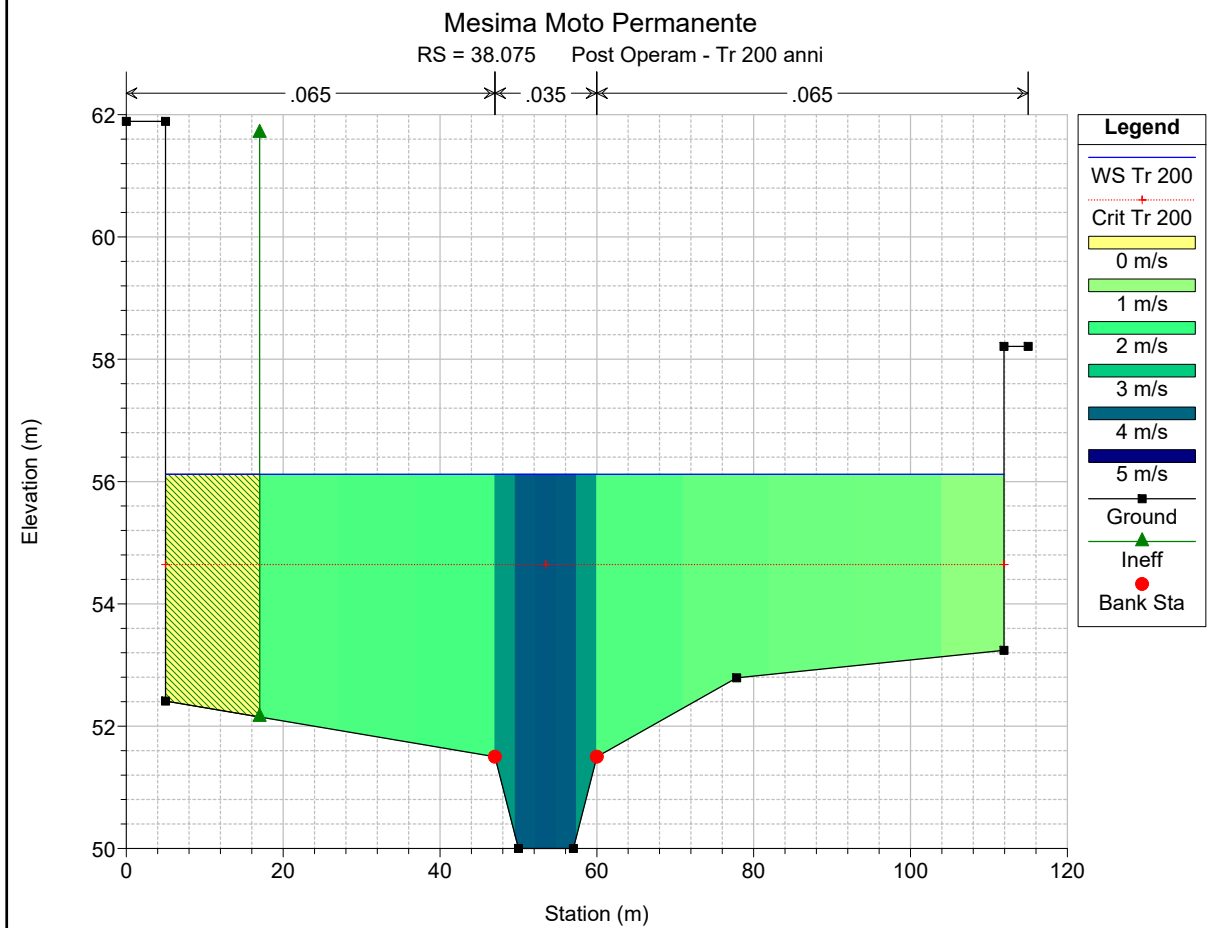
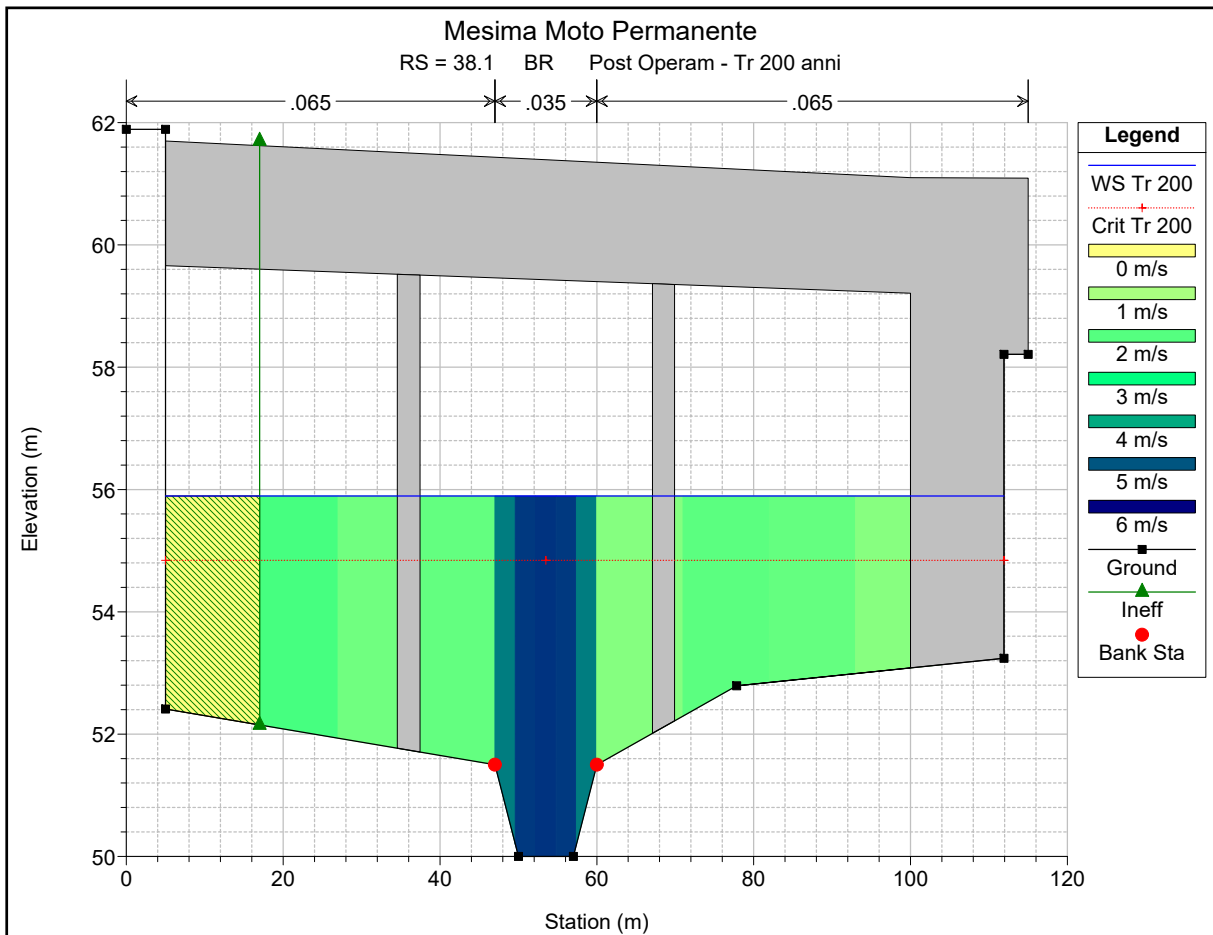


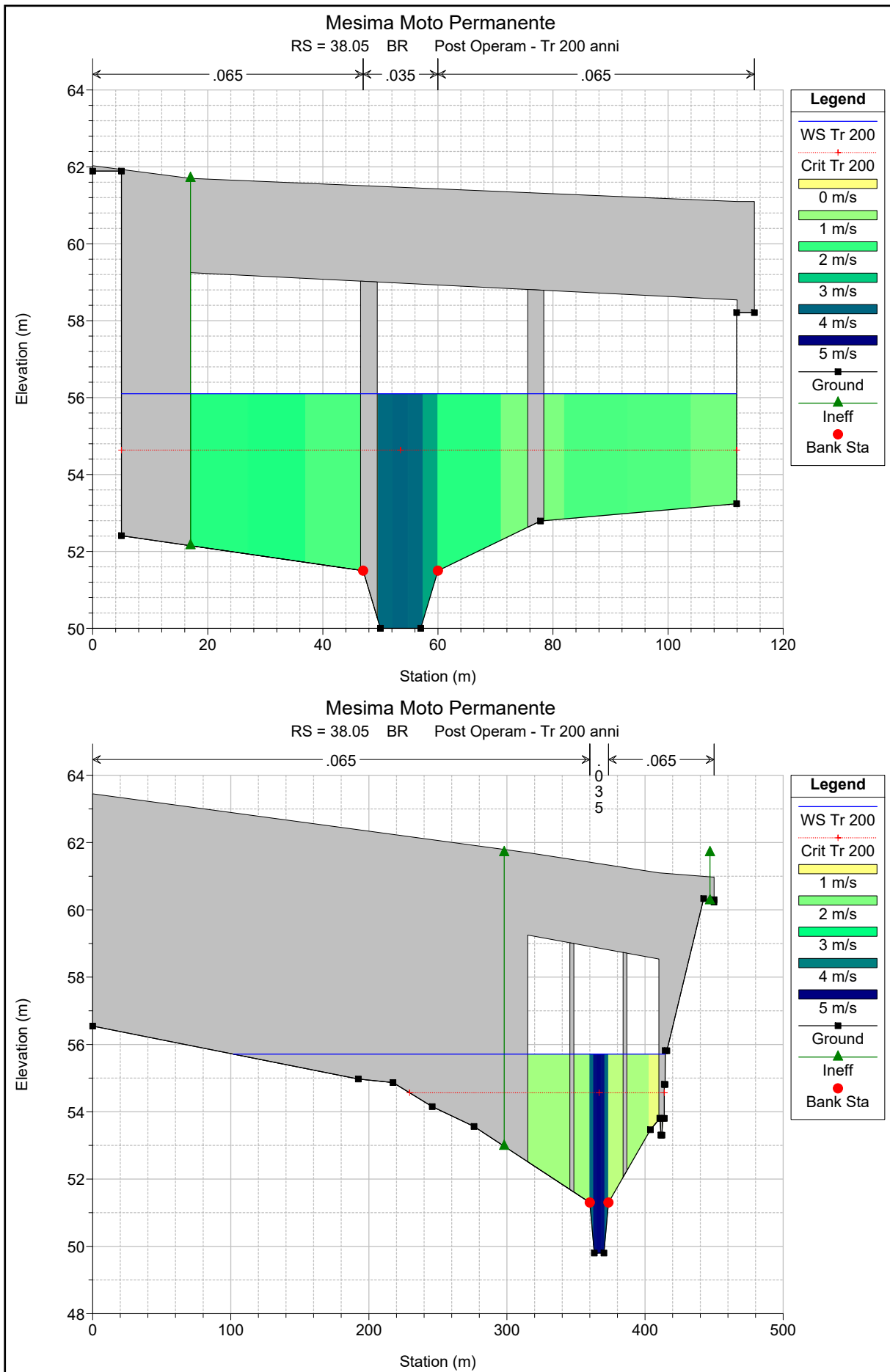


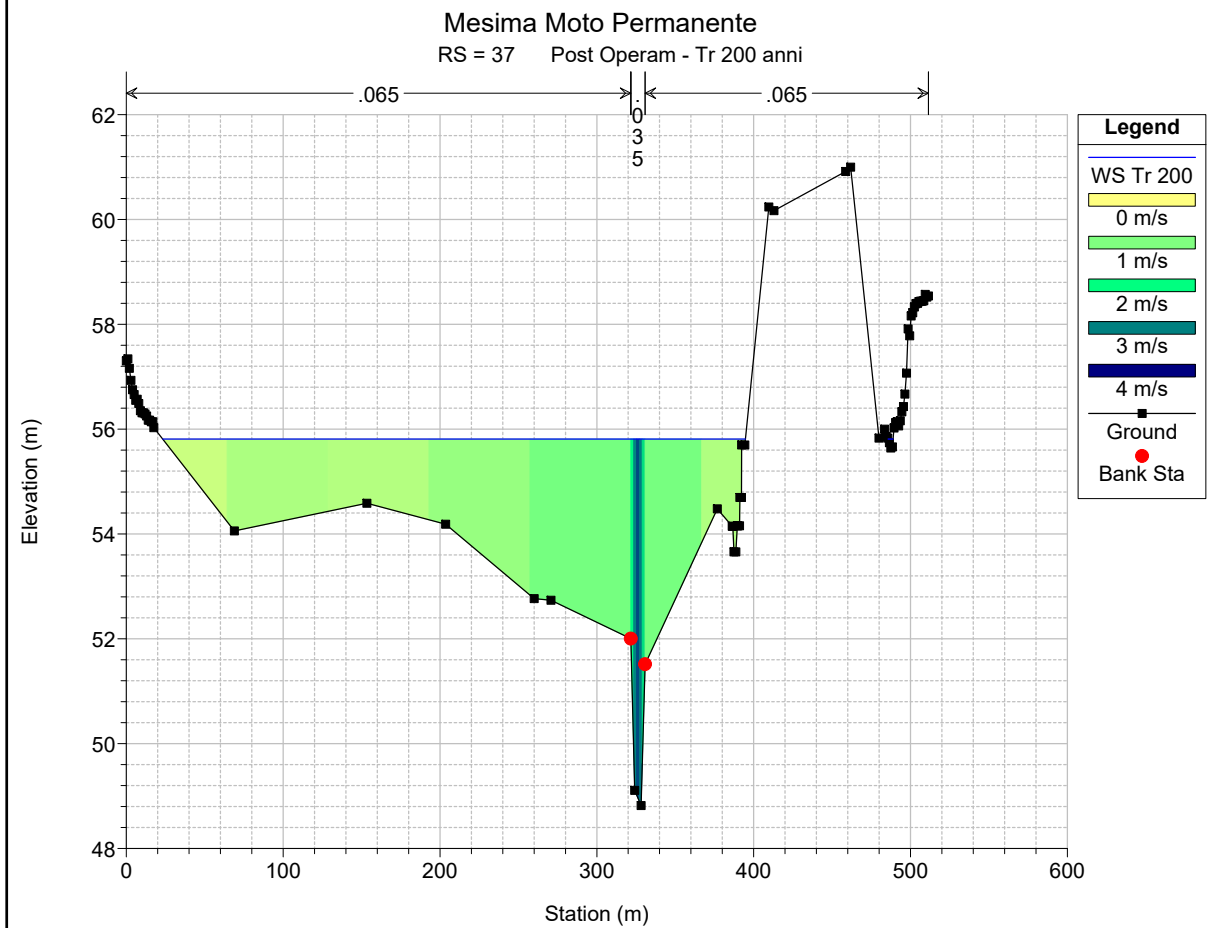
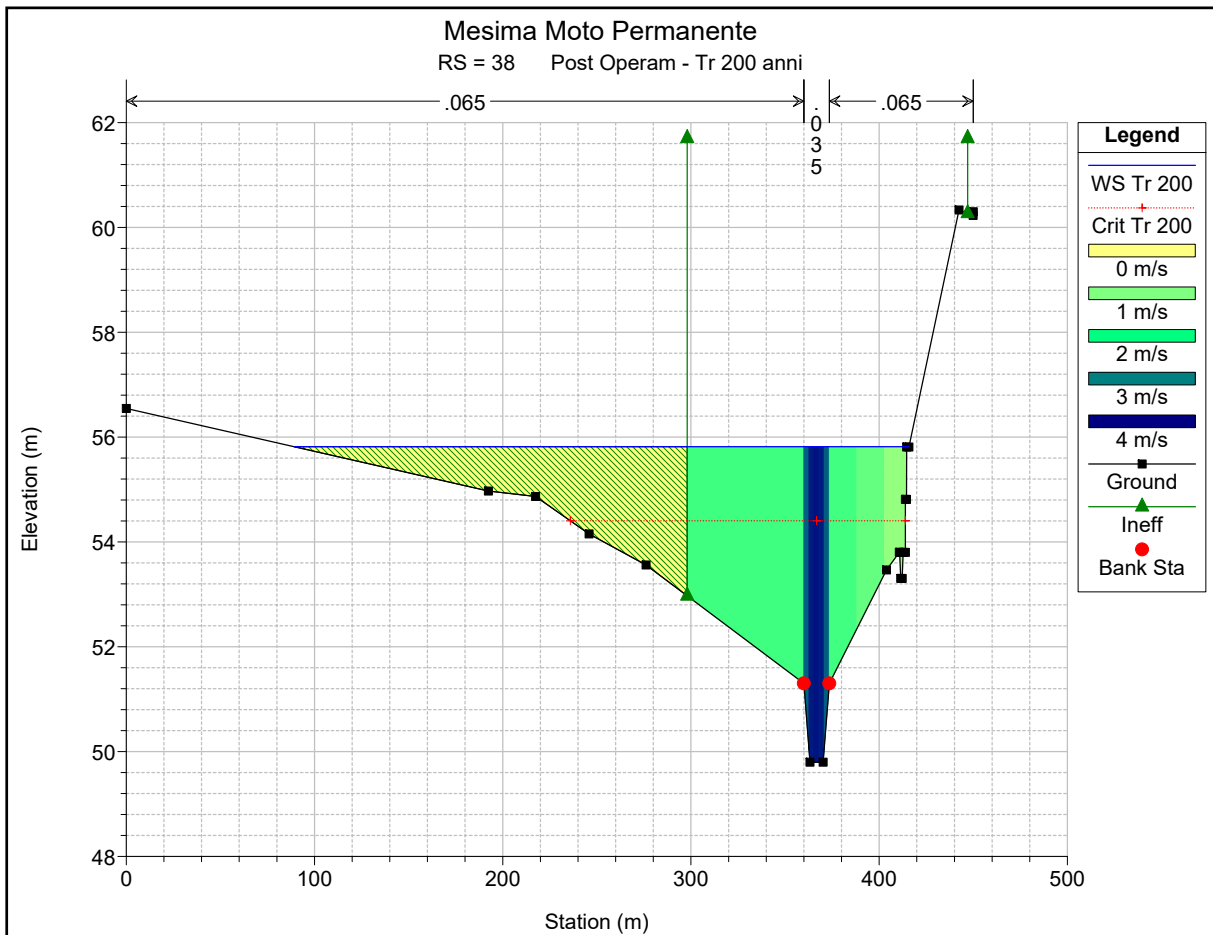


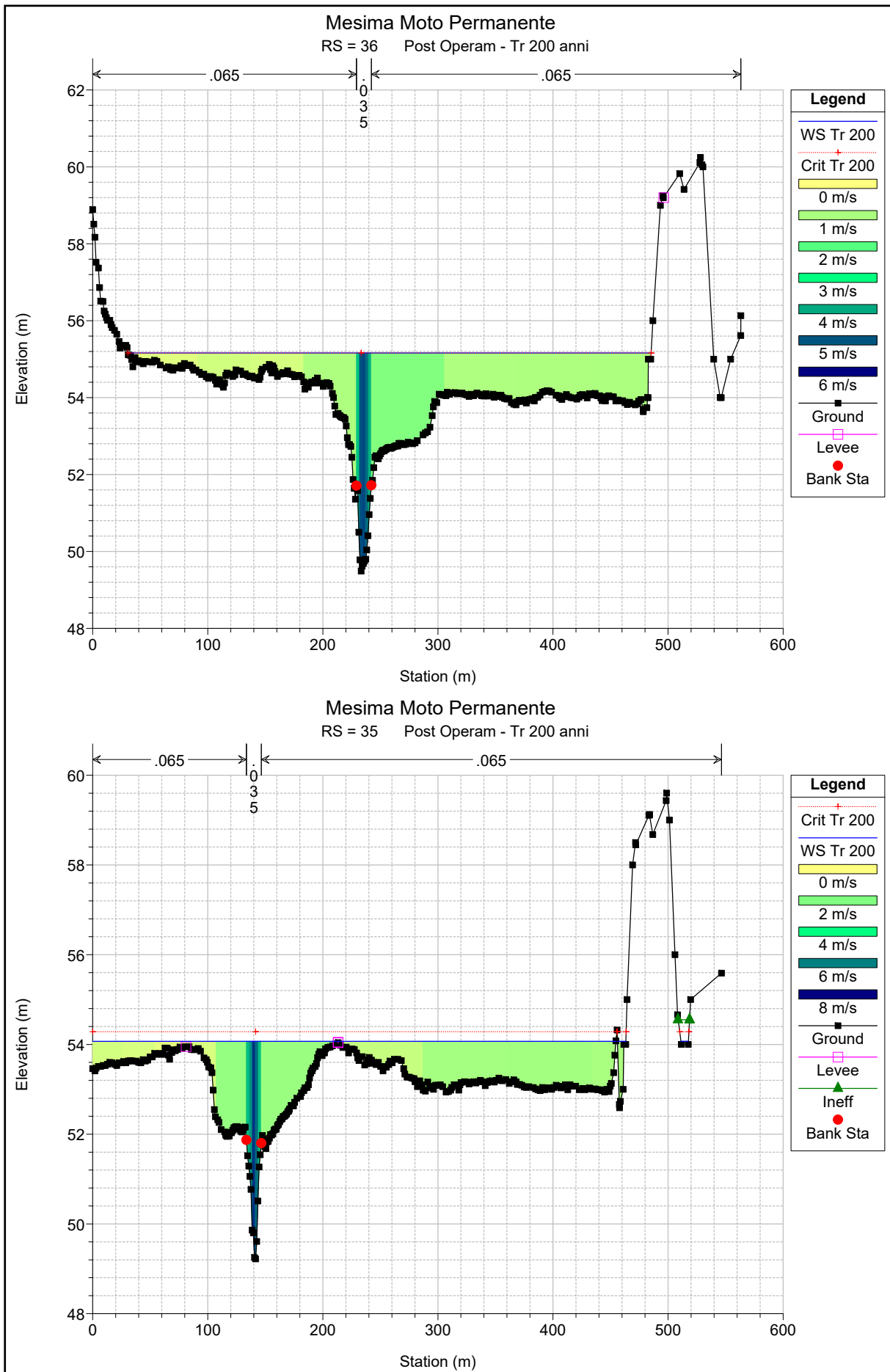


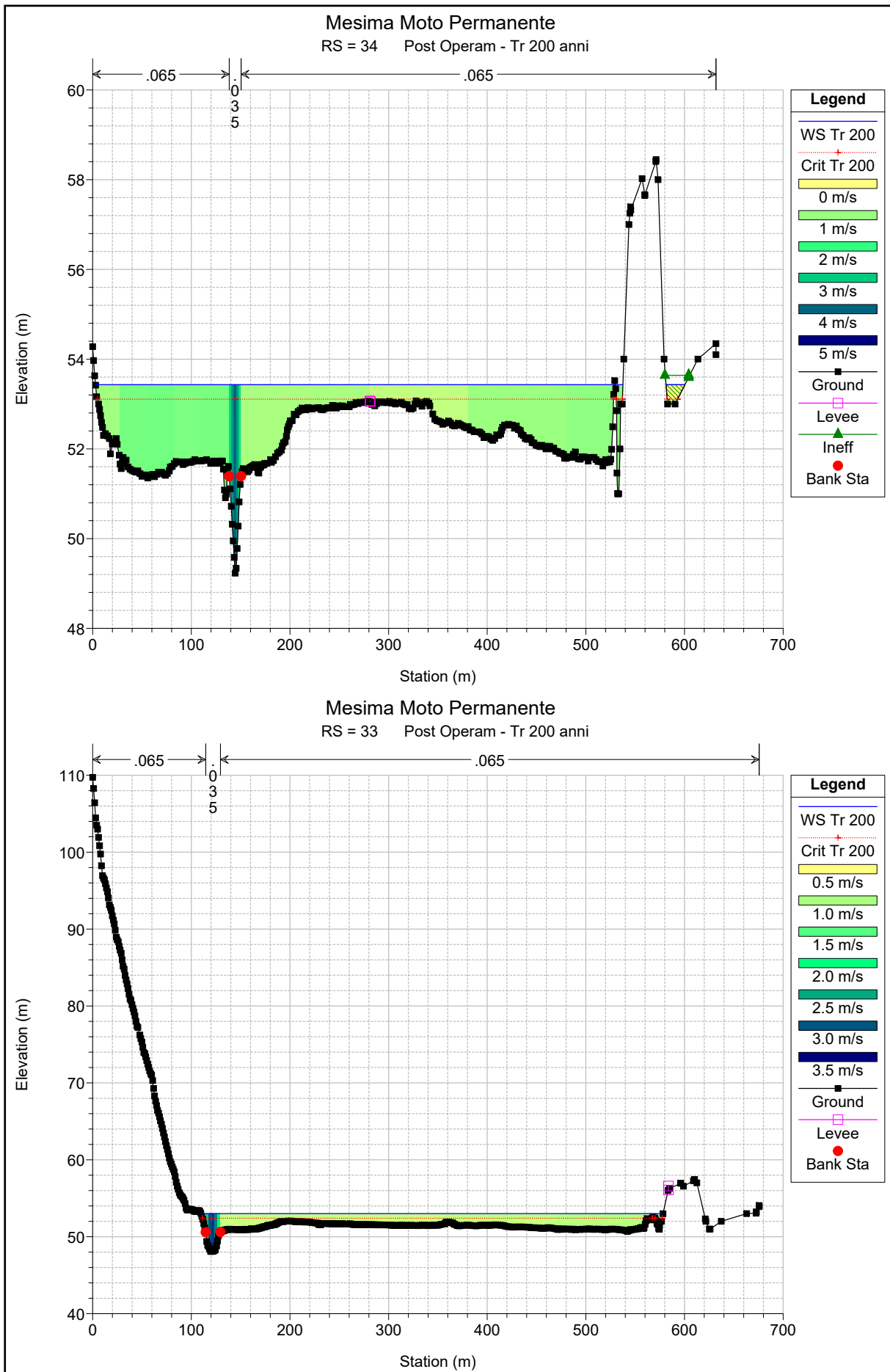




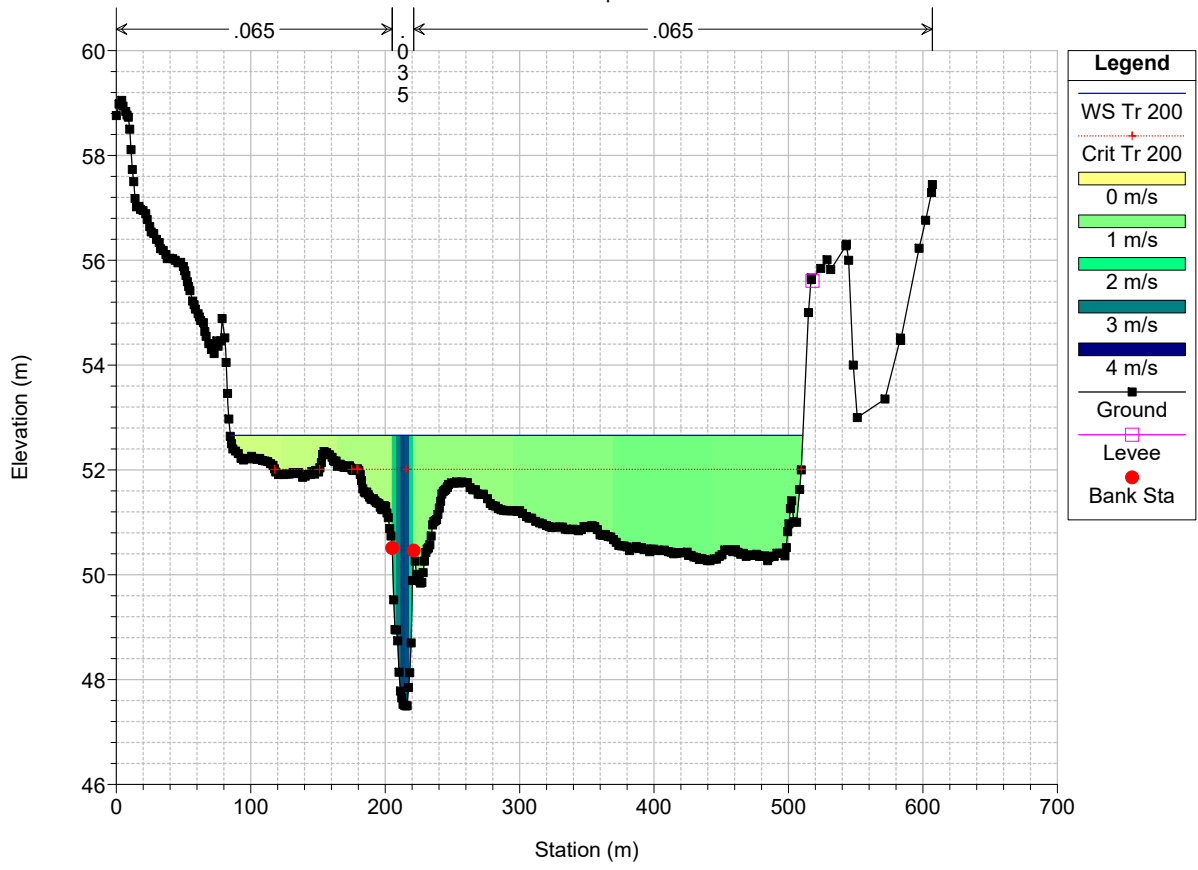








Mesima Moto Permanente
RS = 32 Post Operam - Tr 200 anni

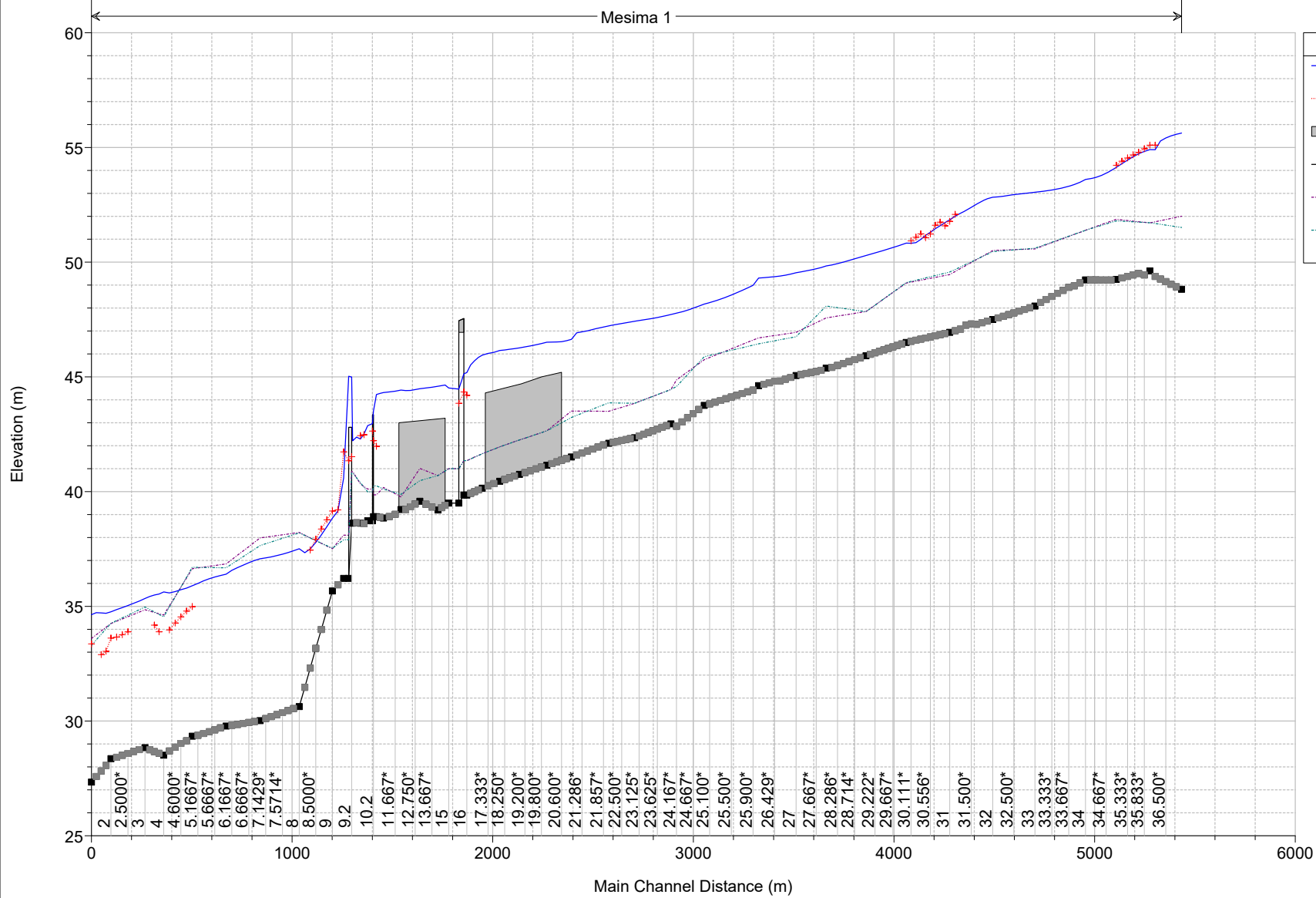


HEC-RAS Plan: Plan 13 River: Mesima Reach: 1 Profile: Tr 200

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	89	Tr 200	780.00	71.55	77.21	75.31	77.47	0.002028	3.50	431.00	138.21	0.51
1	88	Tr 200	780.00	71.30	77.18	75.03	77.28	0.000824	2.37	681.39	191.37	0.33
1	87	Tr 200	780.00	71.18	77.15	74.36	77.20	0.000552	1.86	861.59	231.41	0.26
1	86	Tr 200	780.00	71.15	76.67	75.26	77.12	0.003020	4.32	321.01	227.05	0.63
1	85.1	Bridge										
1	85	Tr 200	780.00	70.95	74.39	75.02	76.52	0.040559	9.62	154.49	248.15	1.97
1	84	Tr 200	780.00	70.70	74.83	73.43	74.93	0.001705	2.72	694.15	257.70	0.45
1	83	Tr 200	780.00	70.50	74.60	73.22	74.77	0.002345	3.25	535.27	184.46	0.54
1	82	Tr 200	780.00	70.25	74.52		74.65	0.001562	2.67	570.20	185.27	0.43
1	81	Tr 200	780.00	69.85	74.42		74.52	0.001162	2.42	652.10	210.61	0.38
1	80	Tr 200	780.00	69.60	74.28		74.46	0.001834	3.09	485.87	144.32	0.48
1	79	Tr 200	780.00	69.35	74.22		74.36	0.001473	2.85	552.39	167.22	0.43
1	78	Tr 200	780.00	69.10	73.75		74.19	0.004104	4.60	336.50	113.25	0.71
1	77	Tr 200	780.00	68.85	73.44		73.96	0.004957	5.01	329.28	126.48	0.78
1	76	Tr 200	780.00	68.40	73.27		73.53	0.002564	3.69	442.31	158.40	0.56
1	75	Tr 200	780.00	67.90	73.18		73.32	0.001279	2.83	603.39	198.25	0.41
1	74	Tr 200	780.00	66.95	72.97		73.18	0.001321	3.10	520.74	162.12	0.42
1	73	Tr 200	780.00	66.90	72.77		73.04	0.001717	3.47	488.06	166.48	0.48
1	72	Tr 200	780.00	66.50	72.57	70.99	72.90	0.001776	3.62	414.59	111.71	0.49
1	71.5	Bridge										
1	71	Tr 200	780.00	66.10	71.60	70.68	72.04	0.002849	4.26	398.57	155.99	0.61
1	70.5	Bridge										
1	70	Tr 200	780.00	65.80	70.93	70.43	71.60	0.004493	5.09	347.44	169.34	0.76
1	69.5	Bridge										
1	69	Tr 200	780.00	65.40	70.86	69.85	71.18	0.002227	3.75	444.39	158.05	0.54
1	68.5	Bridge										
1	68	Tr 200	780.00	65.00	70.49	69.39	70.75	0.001908	3.48	488.06	175.01	0.50
1	67.5	Bridge										
1	67	Tr 200	780.00	64.47	70.17	69.06	70.46	0.001616	3.28	483.68	177.48	0.46
1	66.5	Bridge										
1	66	Tr 200	780.00	62.72	69.99		70.24	0.001208	3.09	546.05	185.35	0.38
1	65	Tr 200	780.00	64.19	69.83		70.08	0.001801	3.58	452.21	128.70	0.50
1	64	Tr 200	780.00	64.07	69.80		69.89	0.000884	2.30	649.16	160.75	0.33
1	63	Tr 200	780.00	63.70	69.73		69.79	0.000519	1.99	778.03	180.47	0.27
1	62	Tr 200	780.00	63.10	69.70		69.74	0.000342	1.63	966.41	220.35	0.22
1	61	Tr 200	780.00	62.68	69.68		69.71	0.000206	1.37	1212.25	263.31	0.17
1	60	Tr 200	780.00	62.25	69.61		69.67	0.000336	1.85	805.68	139.15	0.23
1	59	Tr 200	780.00	62.17	69.61		69.63	0.000155	1.28	1234.85	217.14	0.15
1	58	Tr 200	780.00	61.73	69.60		69.62	0.000133	1.22	1358.78	223.07	0.14
1	57	Tr 200	780.00	61.41	69.59		69.61	0.000125	1.19	1377.52	226.43	0.14
1	56	Tr 200	780.00	60.35	69.59		69.60	0.000069	1.00	1749.22	272.78	0.11
1	55	Tr 200	780.00	59.95	69.58	63.81	69.60	0.000087	1.14	1646.50	262.83	0.12
1	54.5	Tr 200	780.00	59.65	69.57		69.59	0.000095	1.21	1442.28	253.55	0.13
1	54.4	Tr 200	780.00	59.20	69.52	62.85	69.58	0.000181	1.72	959.66	161.61	0.17
1	54.25	Bridge										
1	54	Tr 200	780.00	59.72	64.36		64.53	0.002375	3.45	529.16	163.59	0.54
1	53.5	Tr 200	780.00	59.10	64.35	62.68	64.46	0.001405	2.92	703.05	225.51	0.42
1	53	Tr 200	780.00	58.56	64.28		64.44	0.001067	2.82	665.96	188.63	0.39
1	52	Tr 200	780.00	58.10	64.23	61.81	64.36	0.000709	2.41	676.69	164.37	0.32
1	51	Tr 200	780.00	57.78	62.63	62.63	64.10	0.008322	6.46	188.81	61.57	1.00
1	50	Tr 200	780.00	55.35	61.18	61.50	63.07	0.007385	7.63	201.90	73.50	1.03
1	49	Tr 200	780.00	55.06	61.40	61.19	62.00	0.003258	4.92	400.27	201.86	0.65
1	48	Tr 200	780.00	54.59	61.35		61.67	0.002012	4.05	471.52	175.69	0.52
1	47	Tr 200	780.00	54.11	60.61		61.33	0.003921	5.49	329.70	128.84	0.72
1	46	Tr 200	780.00	53.62	60.04	59.97	60.69	0.004631	5.48	366.94	185.13	0.75
1	45	Tr 200	780.00	53.31	59.54	59.31	60.06	0.004017	5.08	408.14	207.06	0.71
1	44	Tr 200	780.00	52.24	58.42	58.42	58.97	0.003814	5.08	463.08	303.68	0.70
1	43	Tr 200	780.00	52.13	57.49	57.22	57.92	0.002999	4.25	449.69	236.50	0.62
1	42	Tr 200	780.00	51.94	57.12		57.51	0.003814	4.58	394.10	157.45	0.68
1	41	Tr 200	780.00	50.90	57.01		57.28	0.001590	3.52	453.50	120.94	0.47
1	40	Tr 200	780.00	50.60	56.39		57.10	0.003346	4.96	314.33	120.33	0.68
1	39	Tr 200	780.00	50.40	56.22		56.93	0.002944	4.71	287.86	76.46	0.64
1	38.2	Tr 200	780.00	50.20	56.27	54.87	56.79	0.002438	4.38	340.03	89.08	0.58
1	38.1	Bridge										
1	38.075	Tr 200	780.00	50.00	56.12	54.64	56.49	0.001915	3.88	380.52	106.92	0.52
1	38.05	Bridge										
1	38	Tr 200	780.00	49.80	55.82	54.40	56.12	0.001686	3.61	431.53	326.44	0.48
1	37	Tr 200	780.00	48.82	55.81		55.92	0.001208	2.81	786.76	374.66	0.36
1	36	Tr 200	780.00	49.49	55.16	55.16	55.59	0.003586	4.60	540.98	454.61	0.67
1	35	Tr 200	780.00	49.22	54.07	54.28	54.77	0.009576	6.01	422.95	468.54	1.03
1	34	Tr 200	780.00	49.23	53.43	53.11	53.58	0.003495	3.45	656.41	553.01	0.62
1	33	Tr 200	780.00	48.07	53.01	52.42	53.12	0.001573	2.73	793.01	468.48	0.43
1	32	Tr 200	780.00	47.50	52.66	52.01	52.81	0.001824	2.98	691.86	426.00	0.46

Mesima moto vario Post Operam - Tr 200 anni

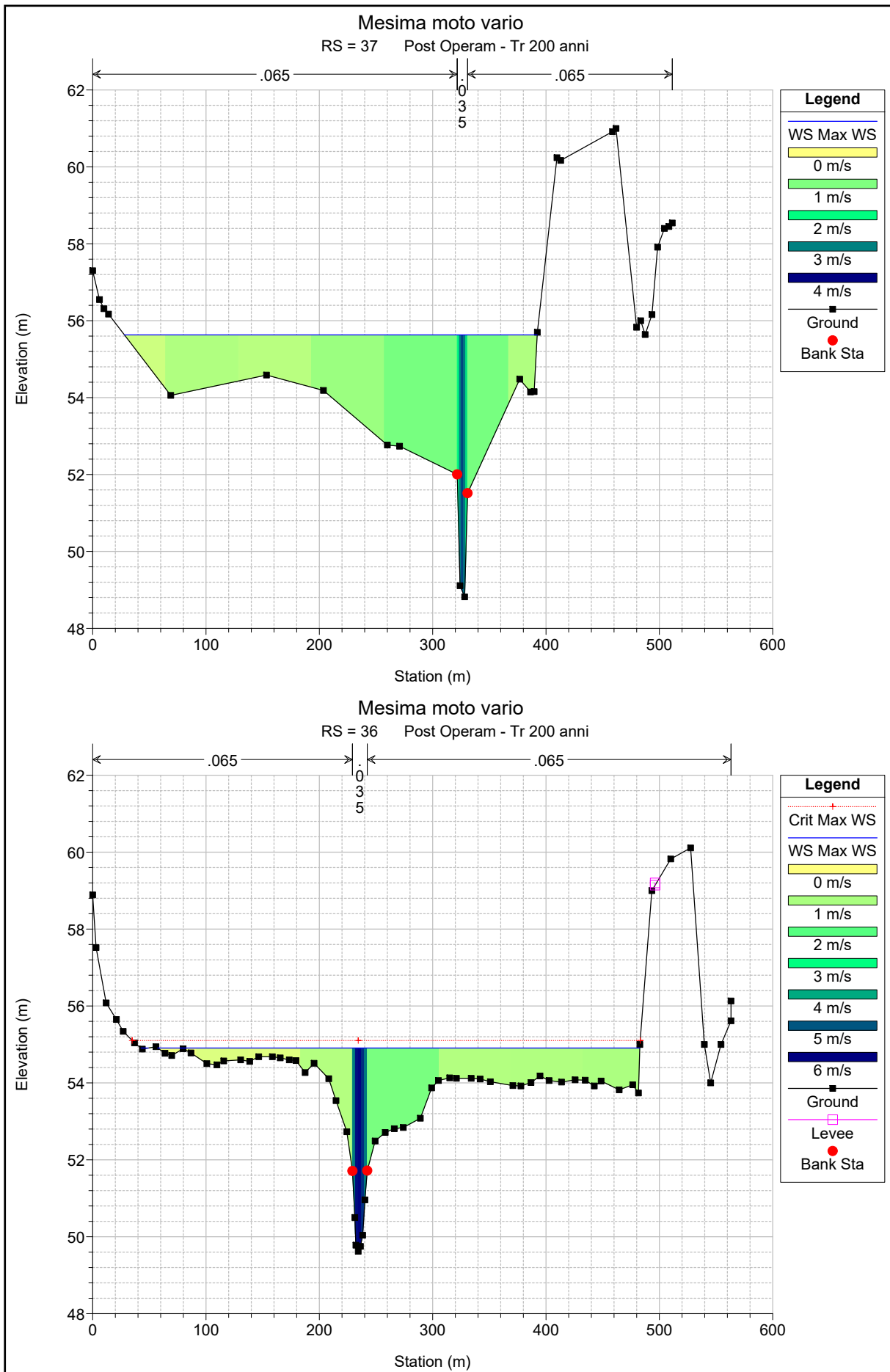
Mesima 1

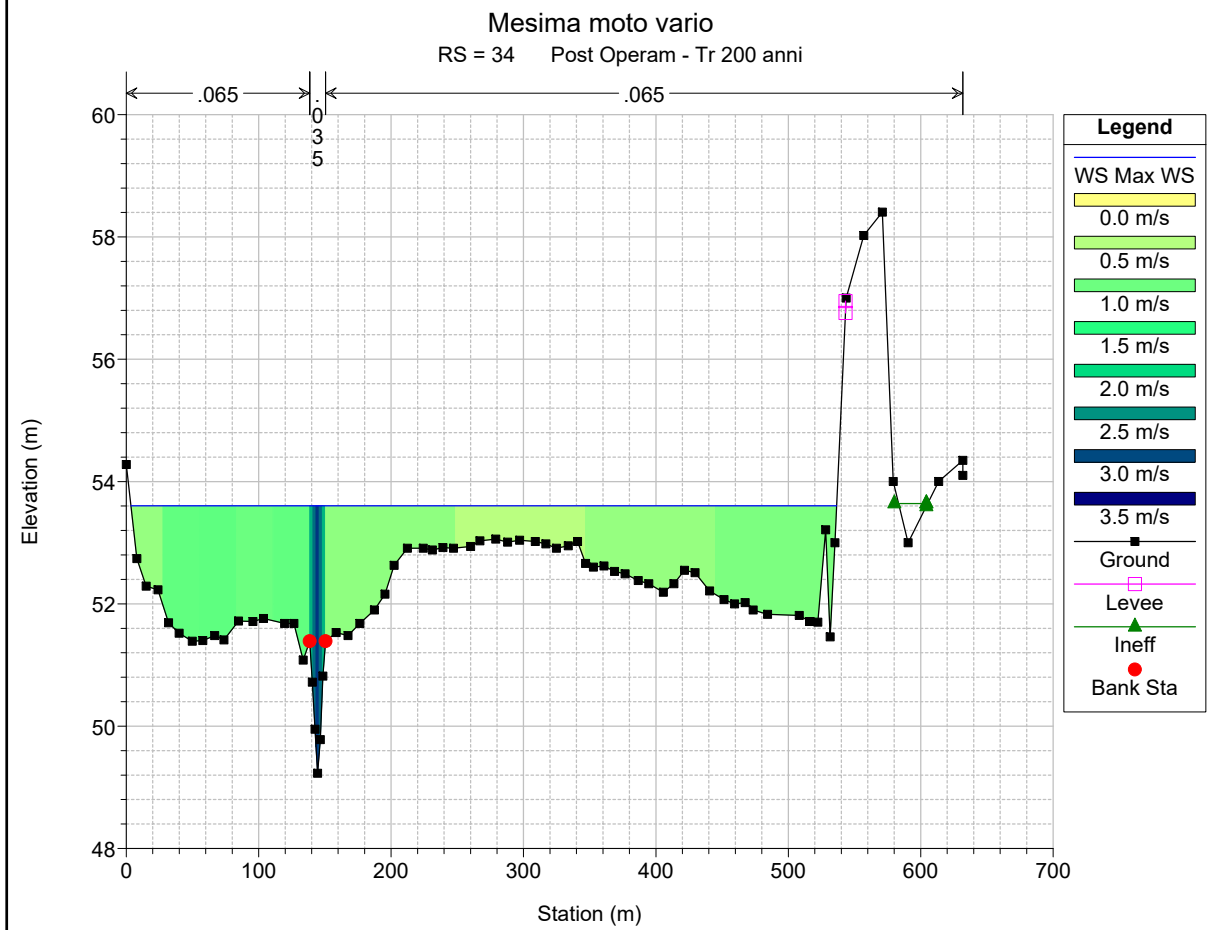
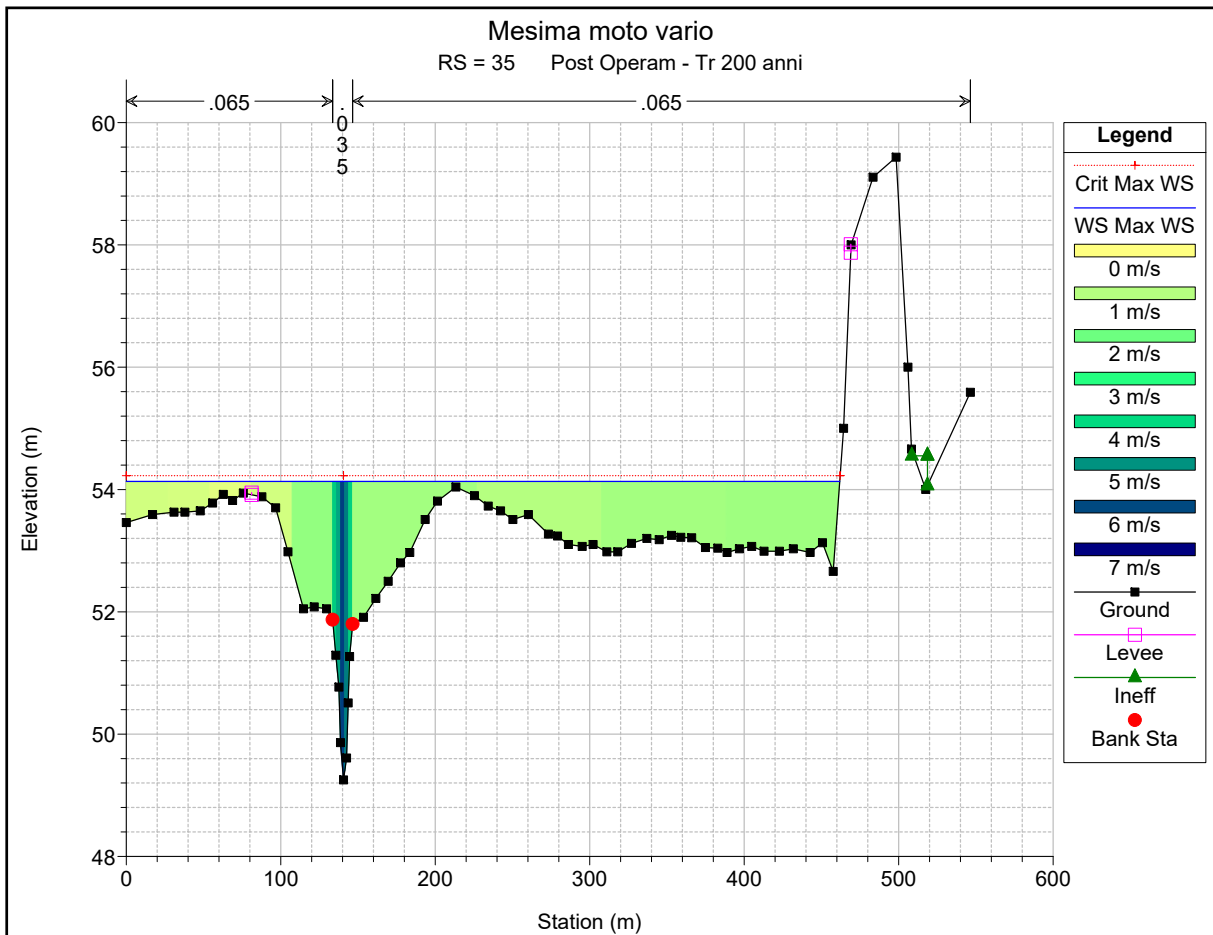


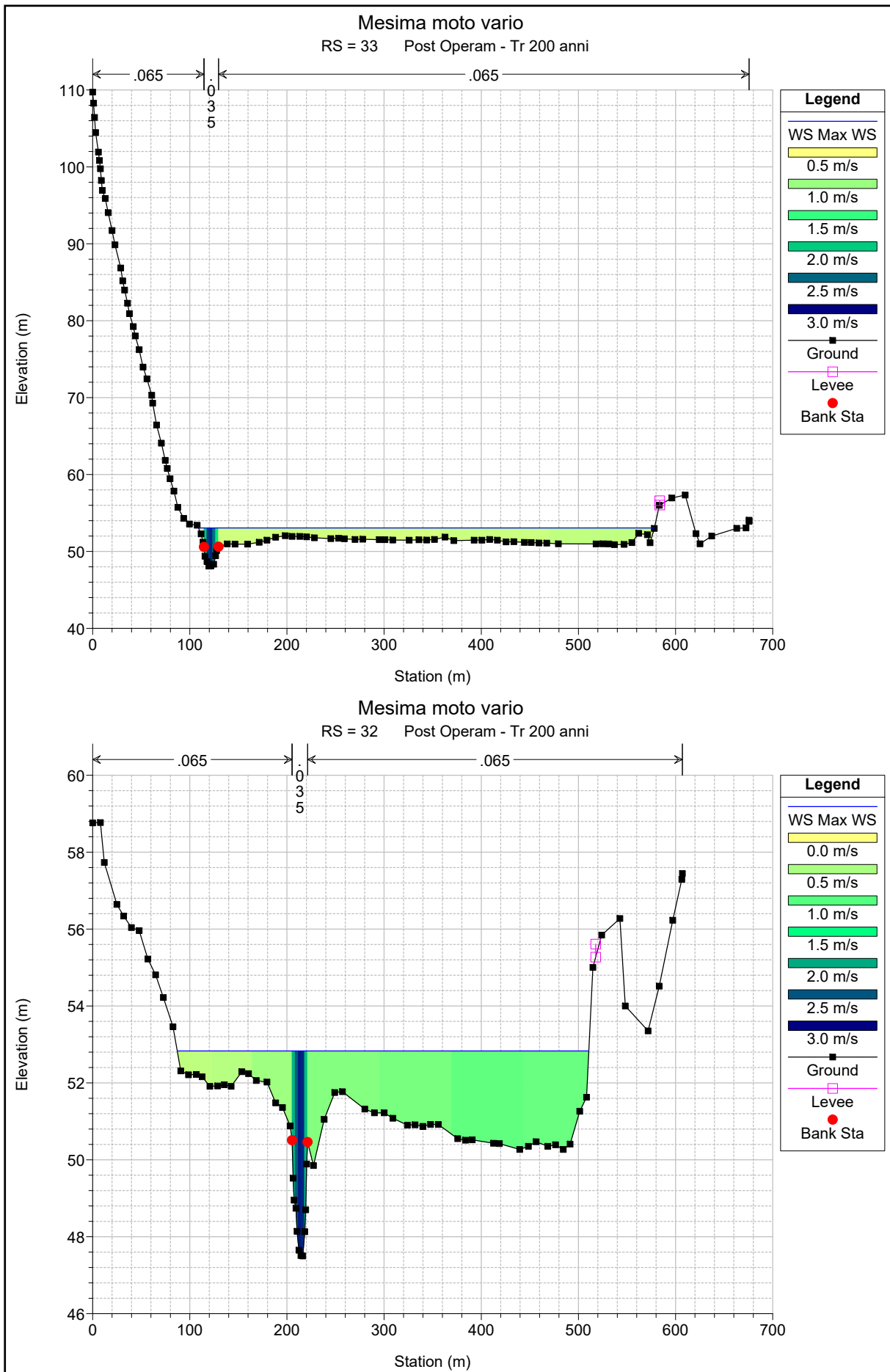
Legend

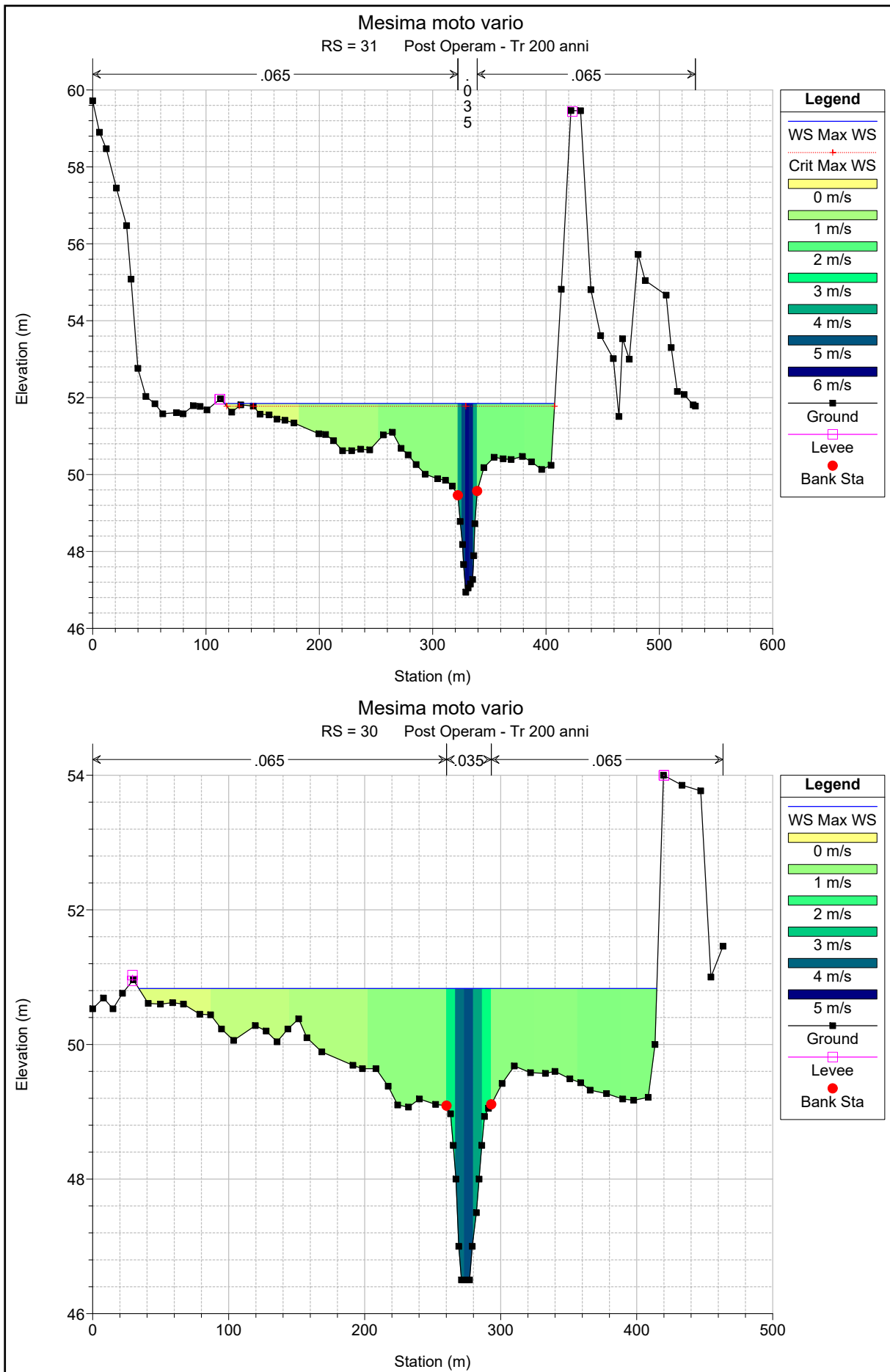
- WS Max WS
- Crit Max WS
- Lat Struct
- Ground
- LOB
- ROB

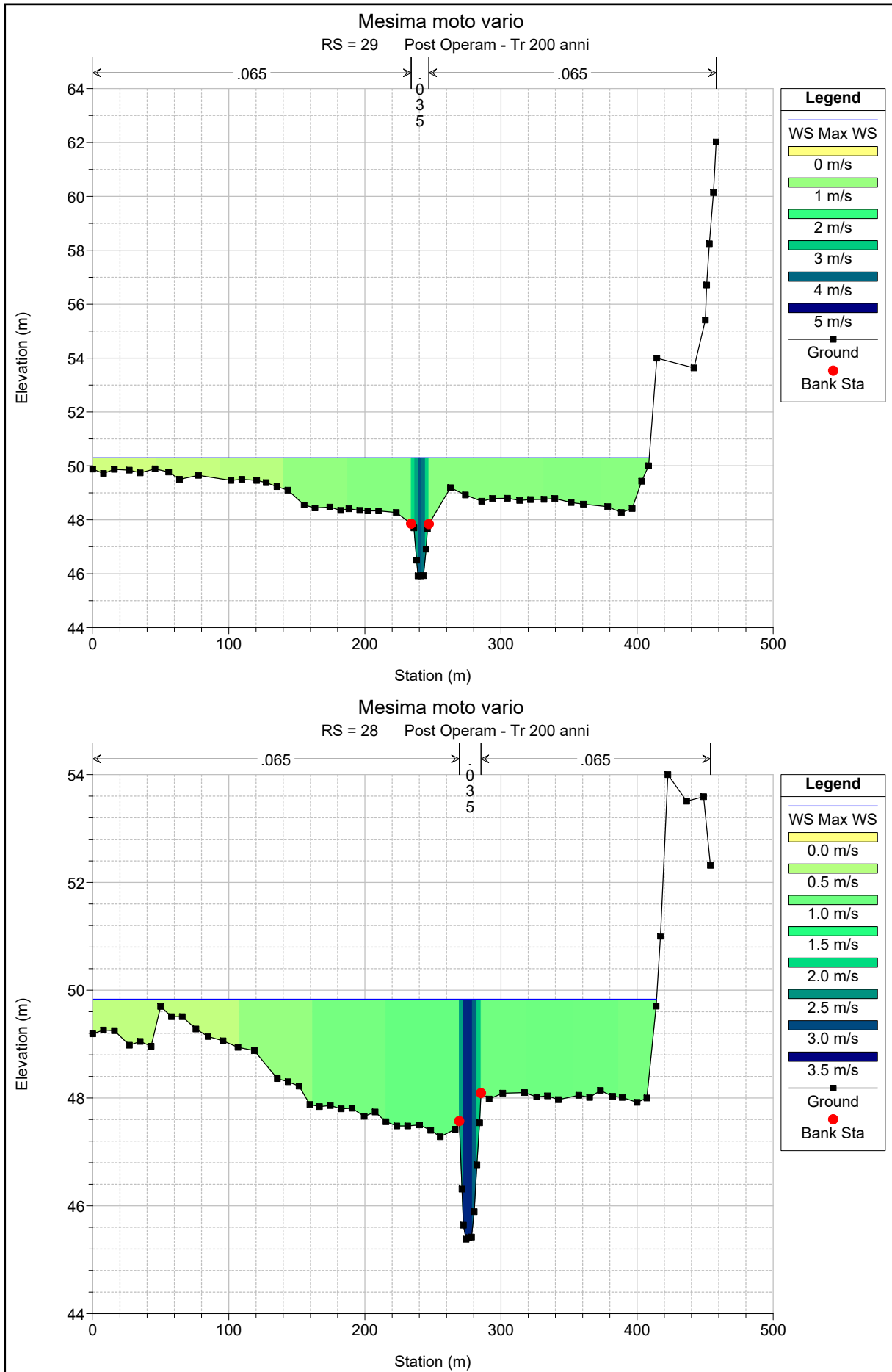
2 2.5000*
3
4 4.6000*
5.1667*
5.6667*
6.1667*
6.6667*
7.1429*
7.5714*
8 8.5000*
9
9.2
10.2
11.667*
12.750*
13.667*
15
16
17.333*
18.250*
19.200*
19.800*
20.600*
21.286*
21.857*
22.500*
23.125*
23.625*
24.167*
24.667*
25.100*
25.500*
25.900*
26.429*
27
27.667*
28.286*
28.714*
29.222*
29.667*
30.111*
30.556*
31
31.500*
32
32.500*
33
33.333*
33.667*
34
34.667*
35.333*
35.833*
36.500*

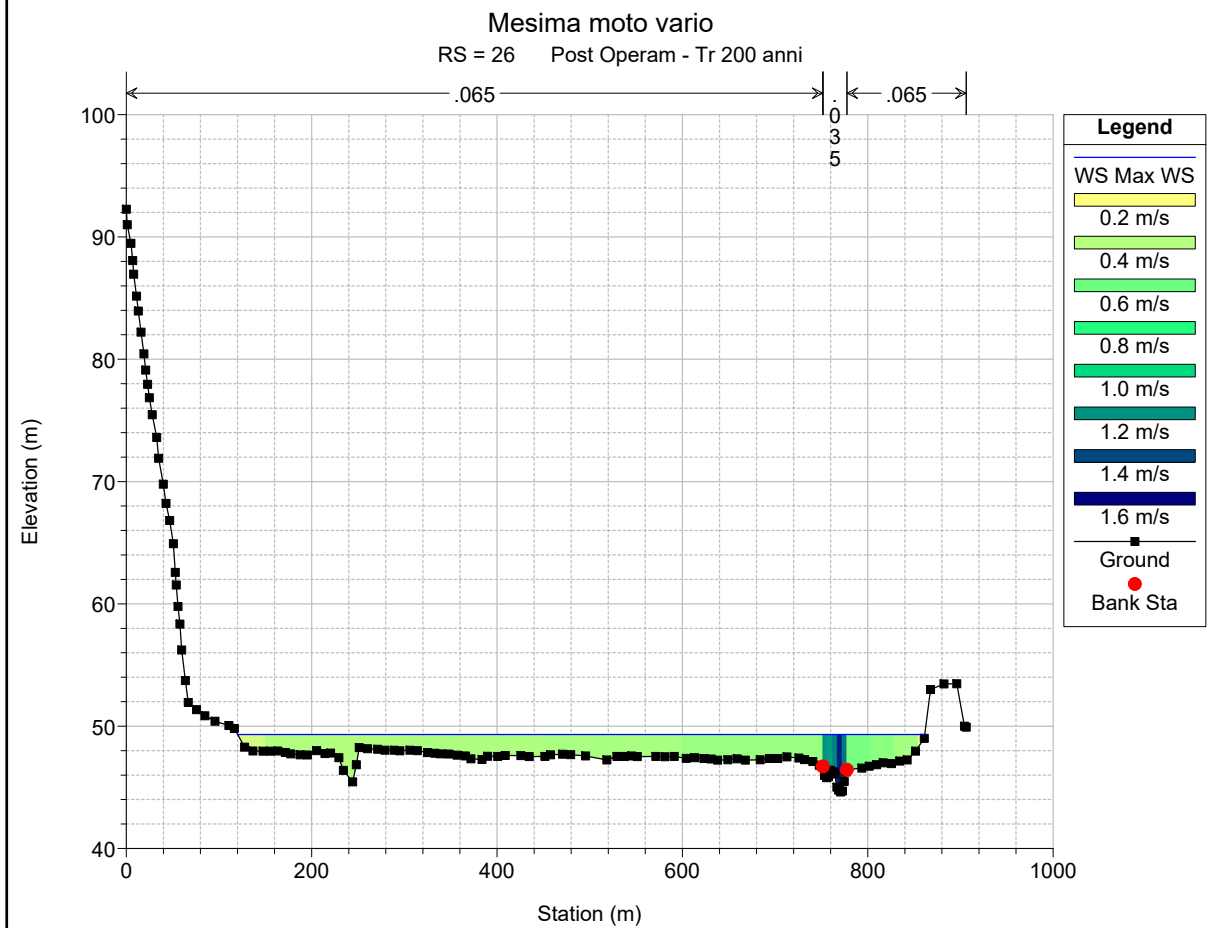
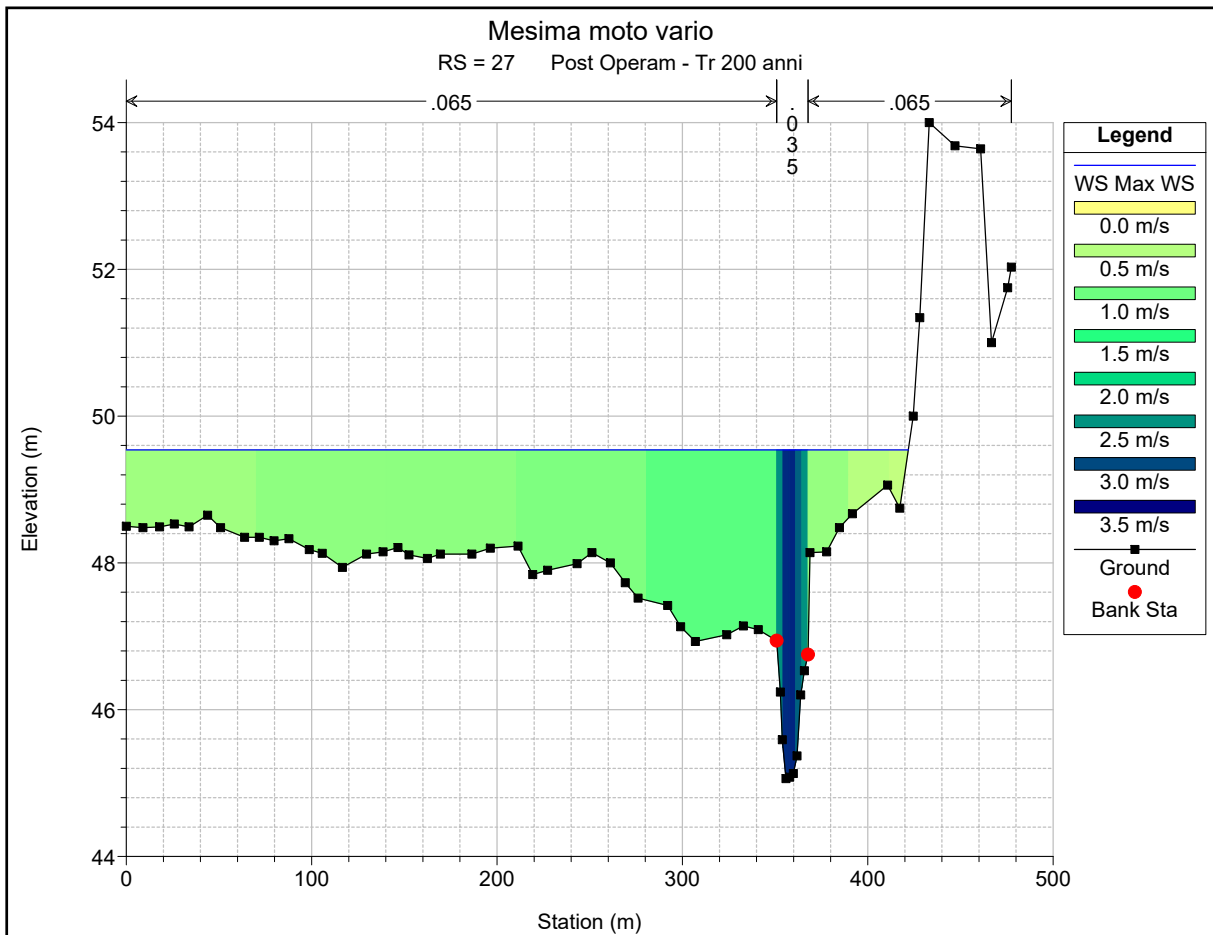


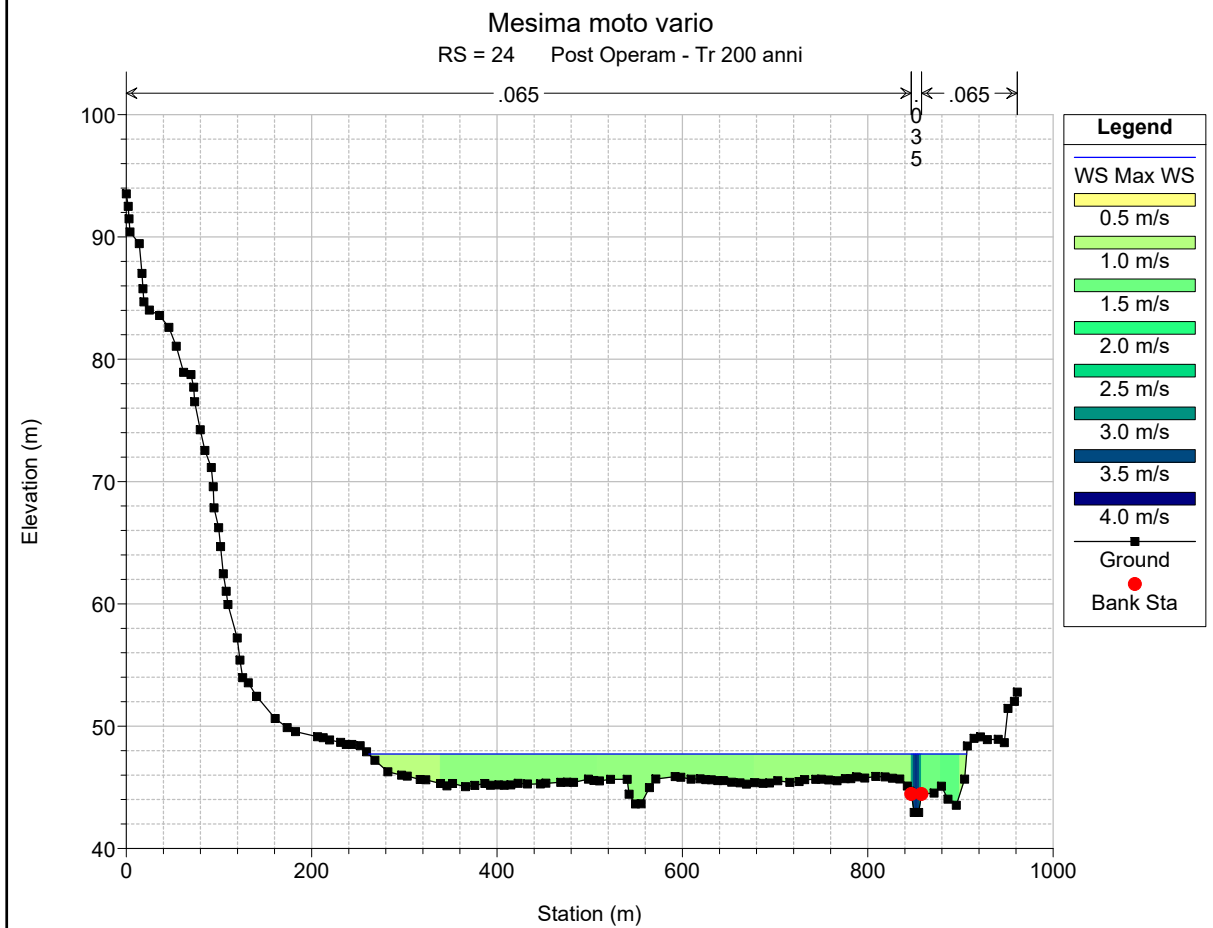
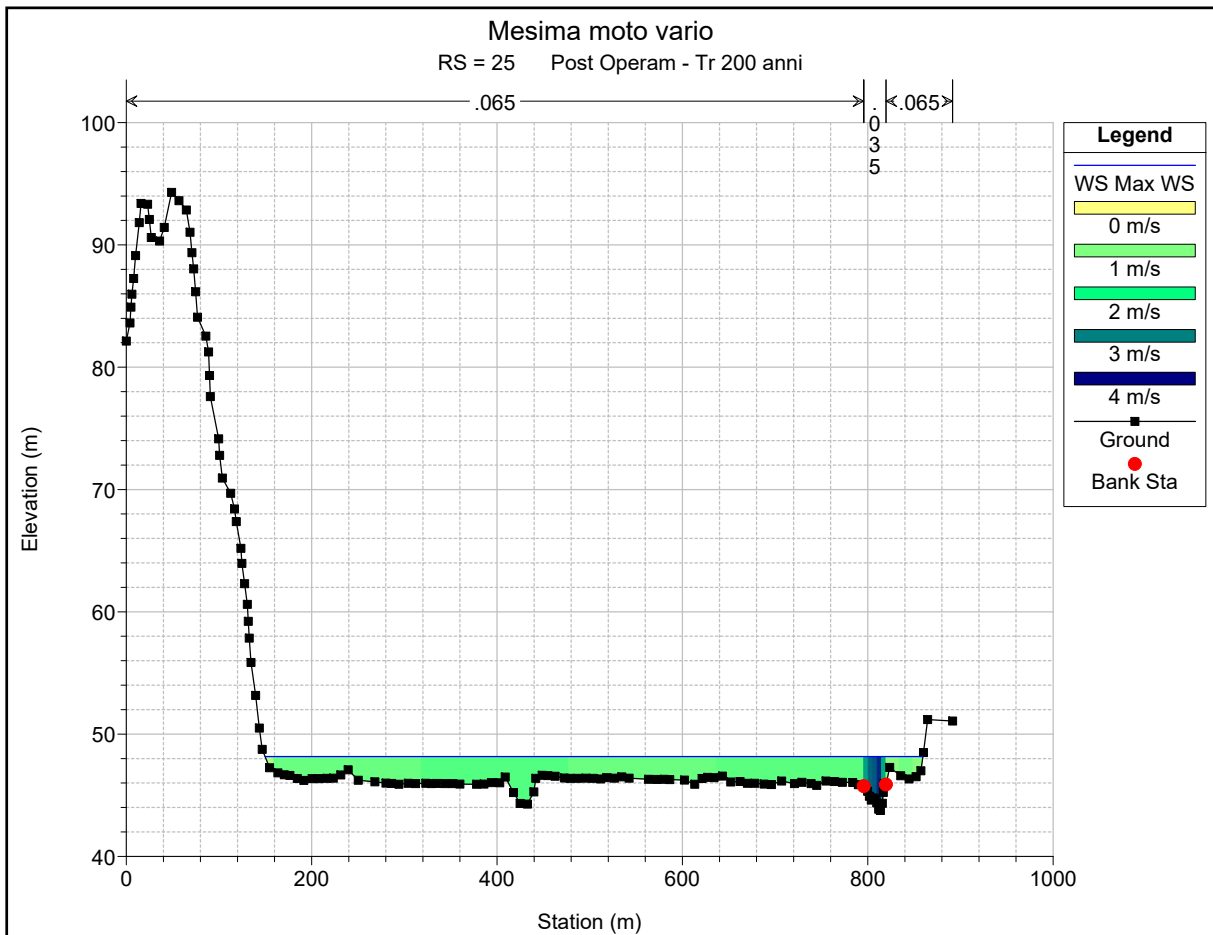


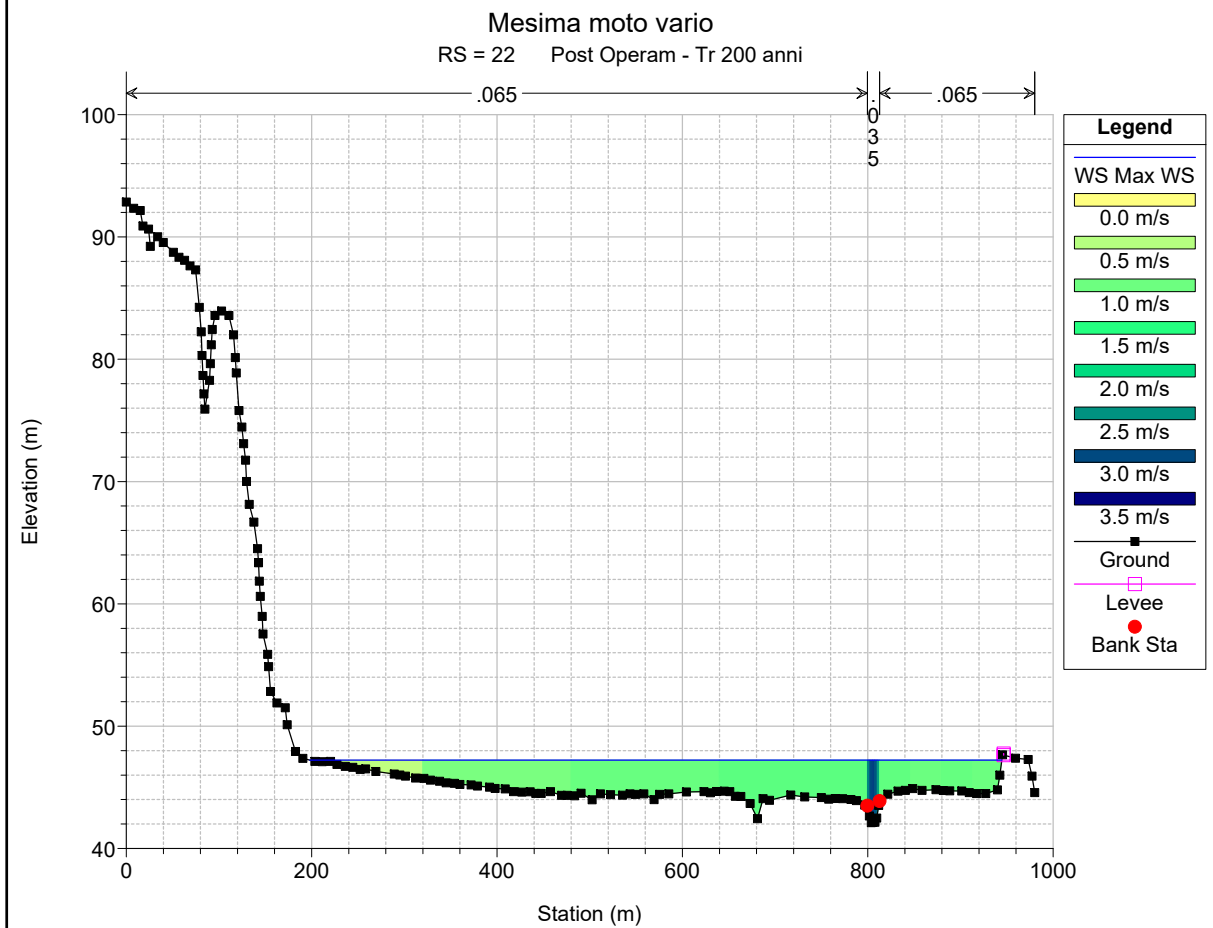
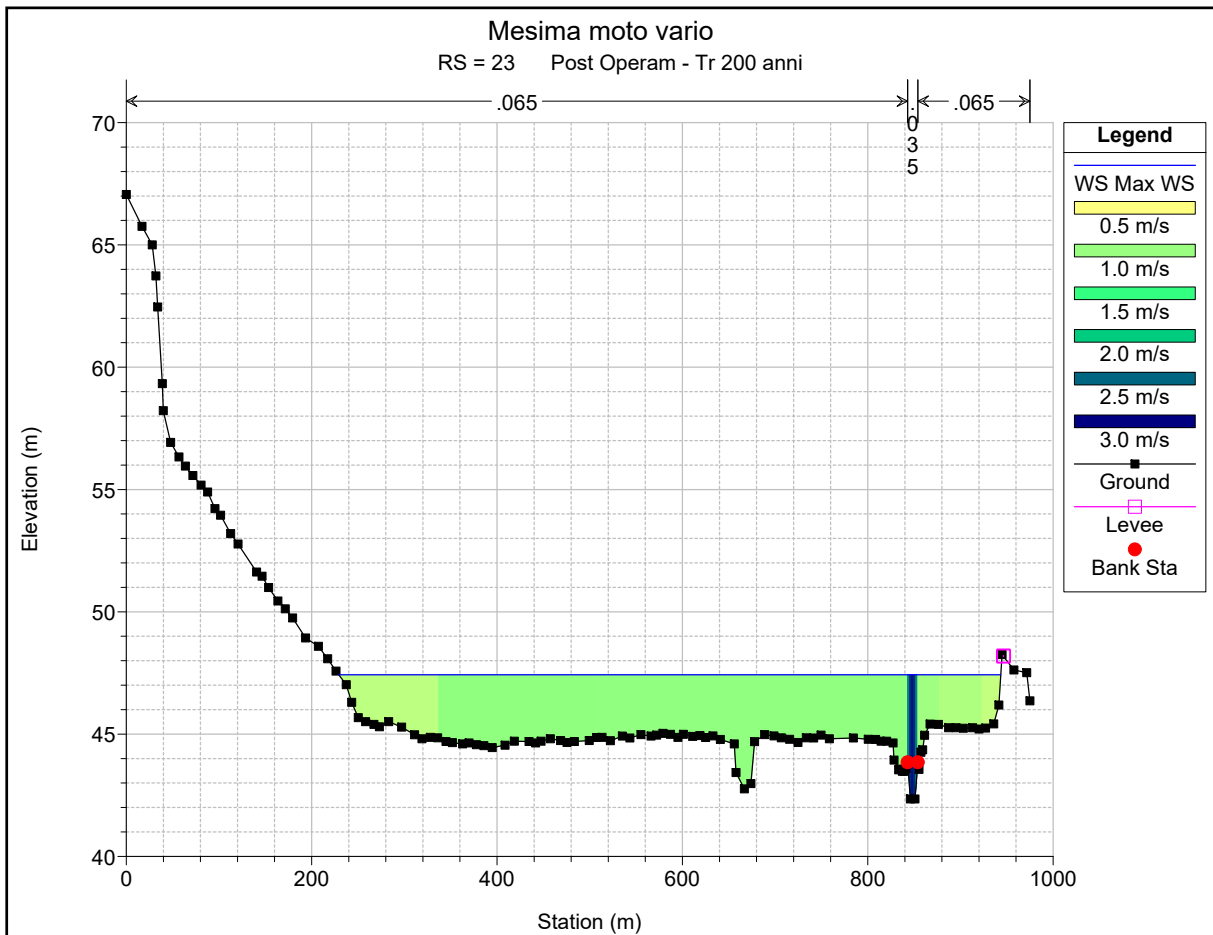


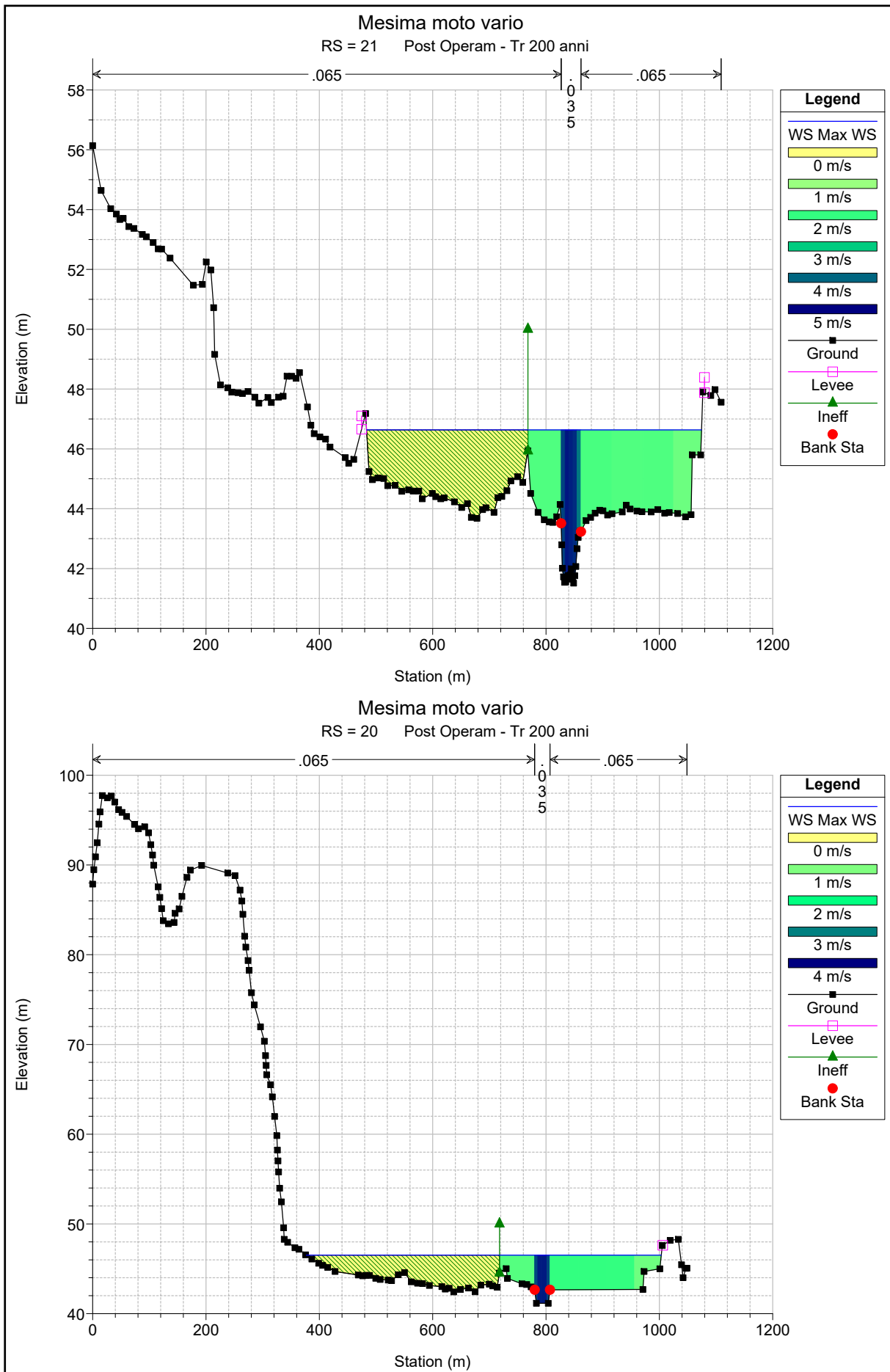


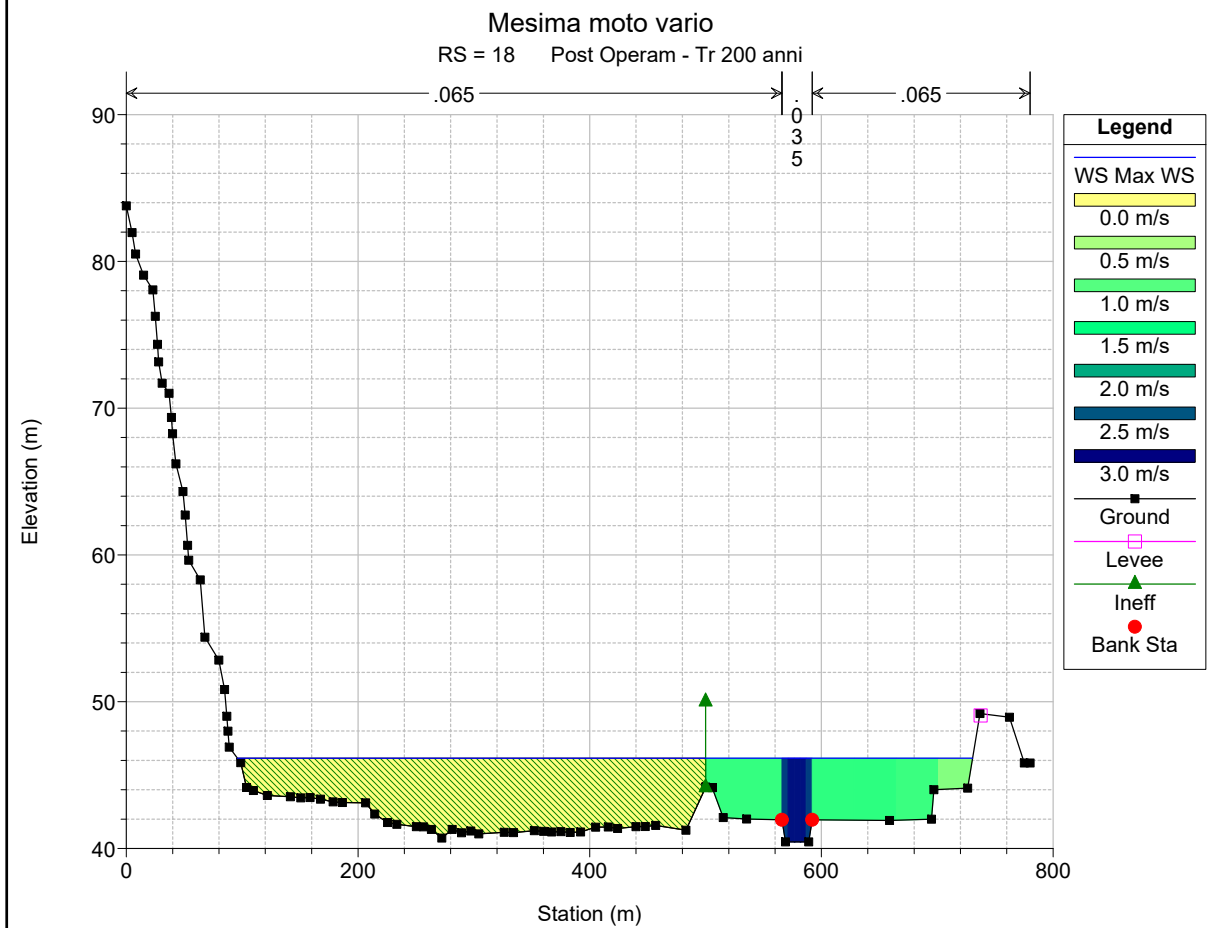
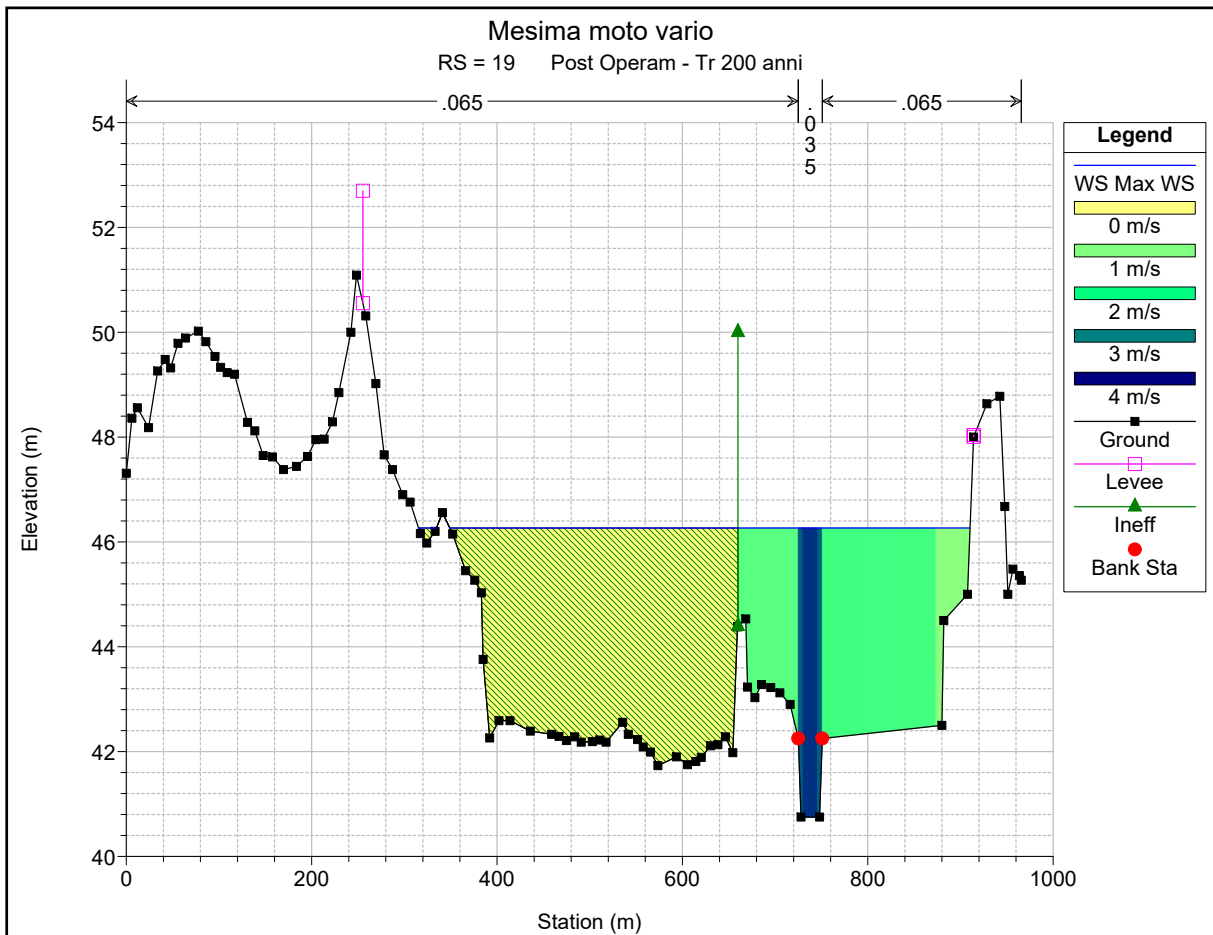


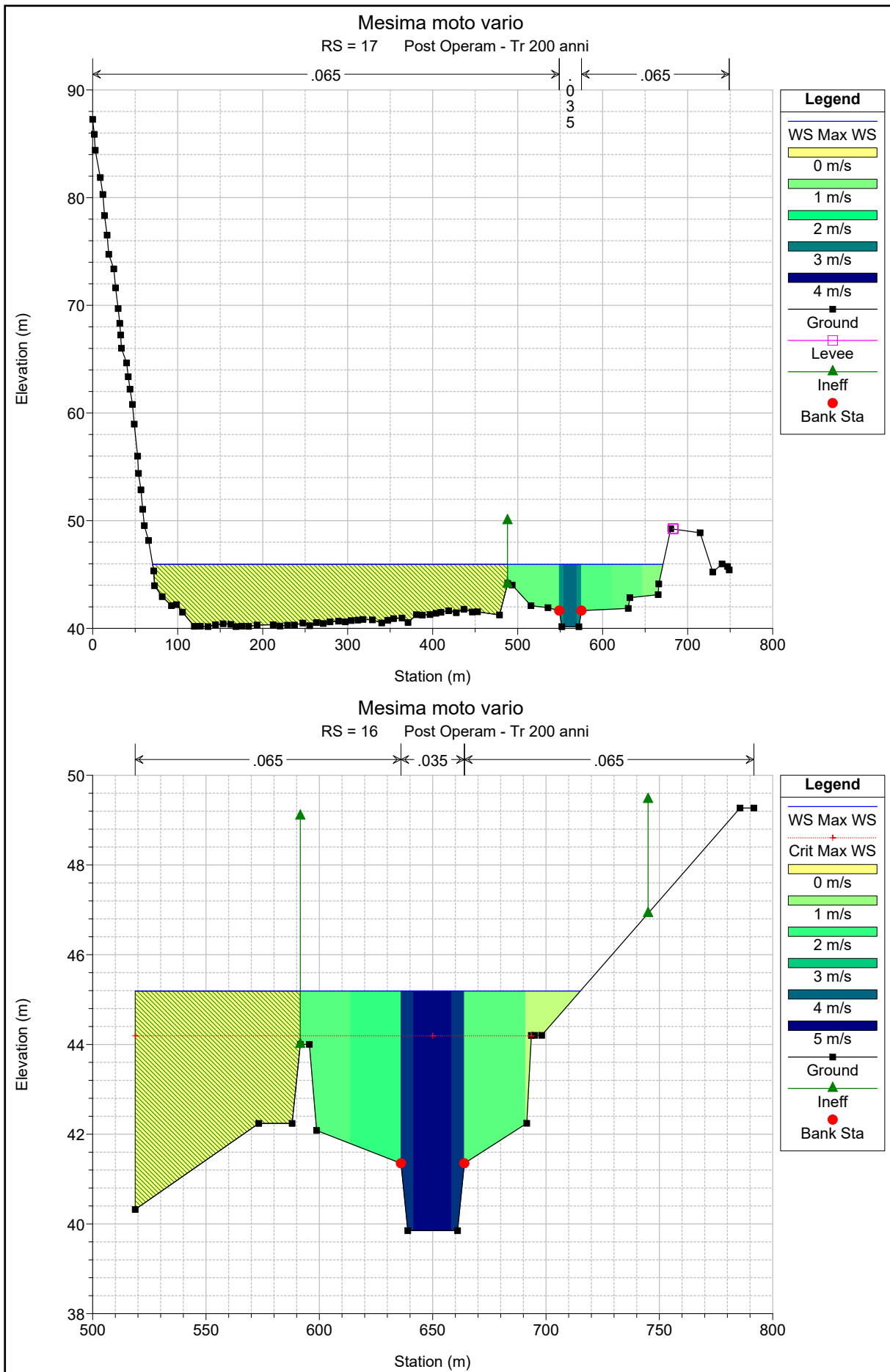


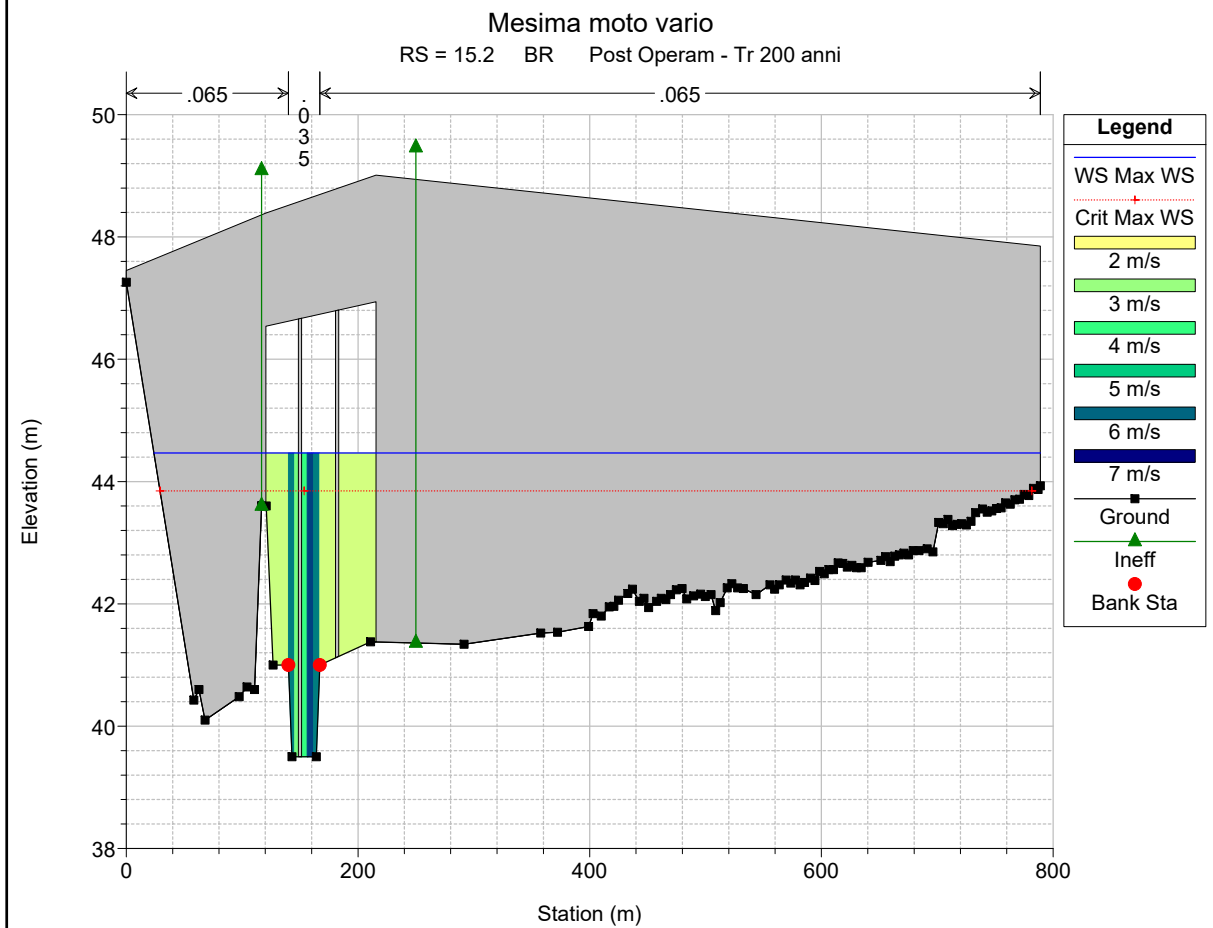
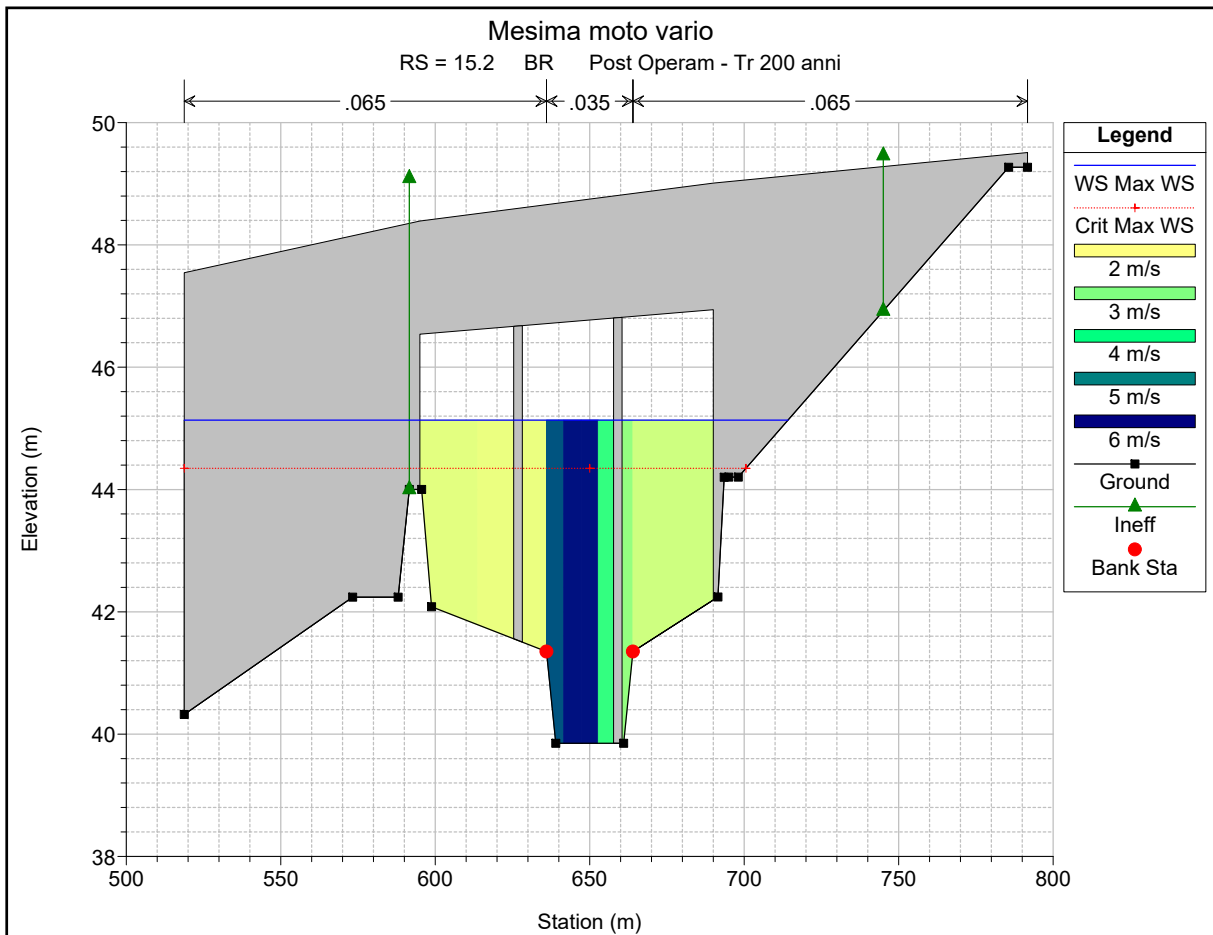


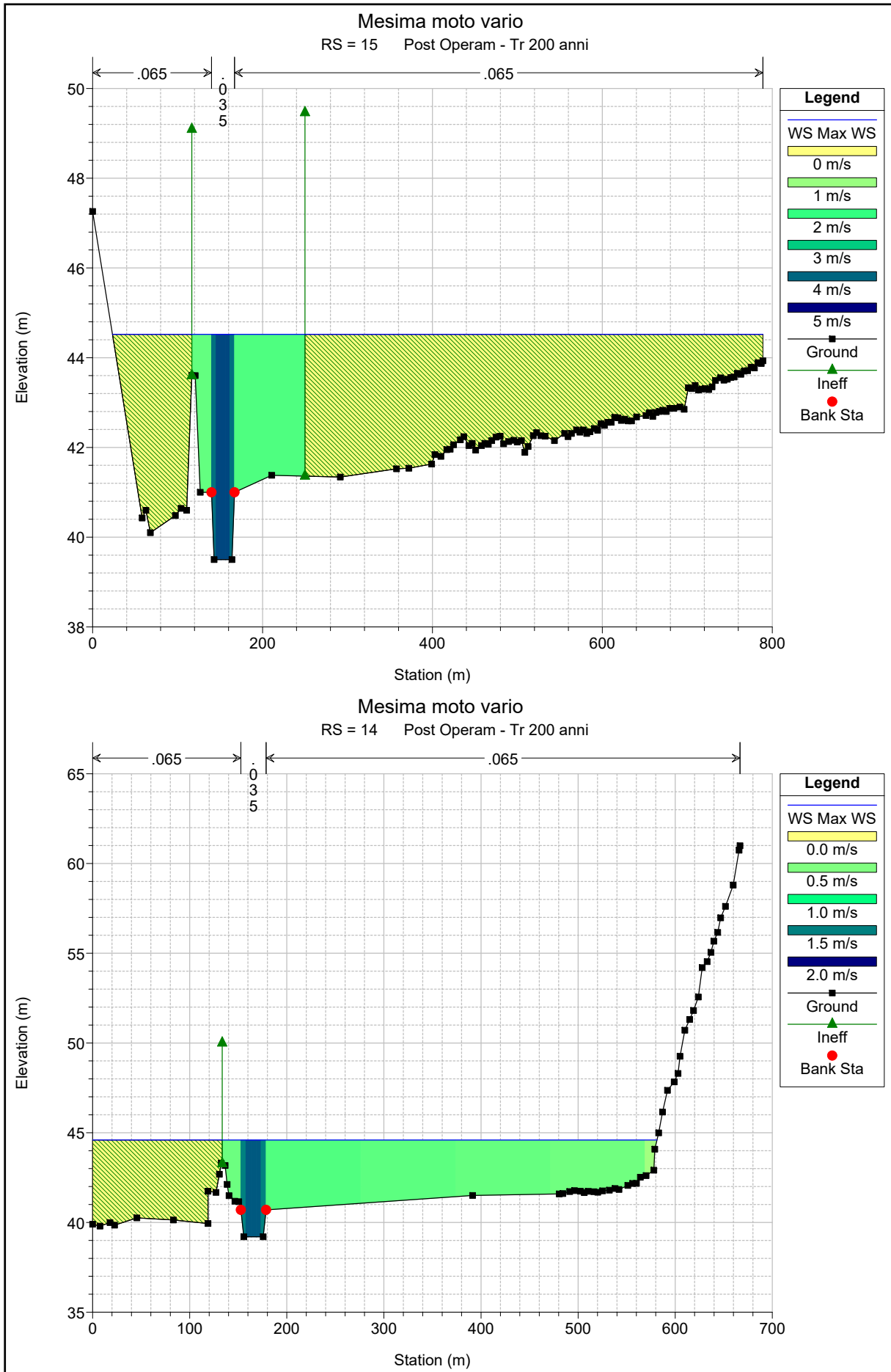


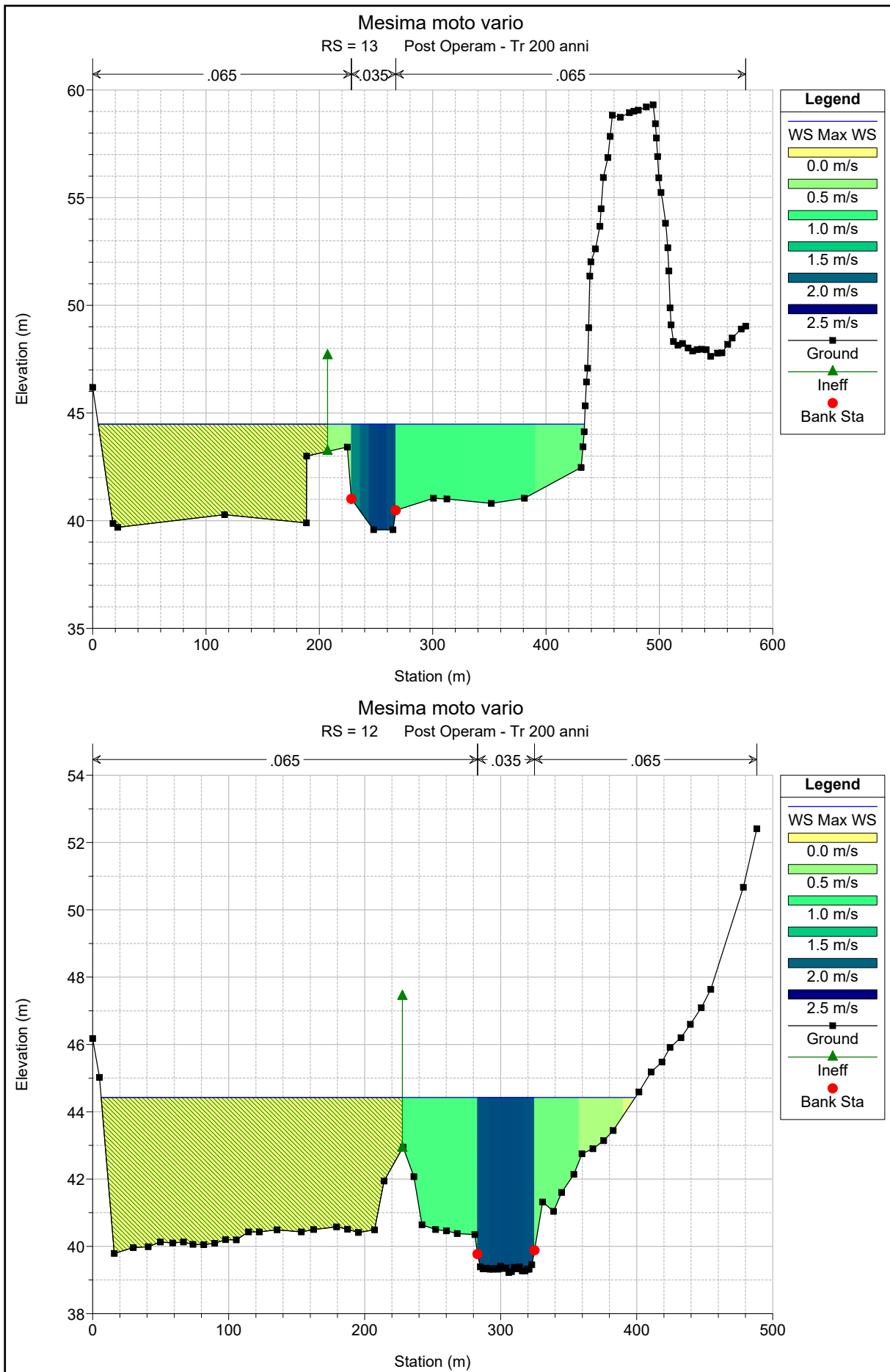


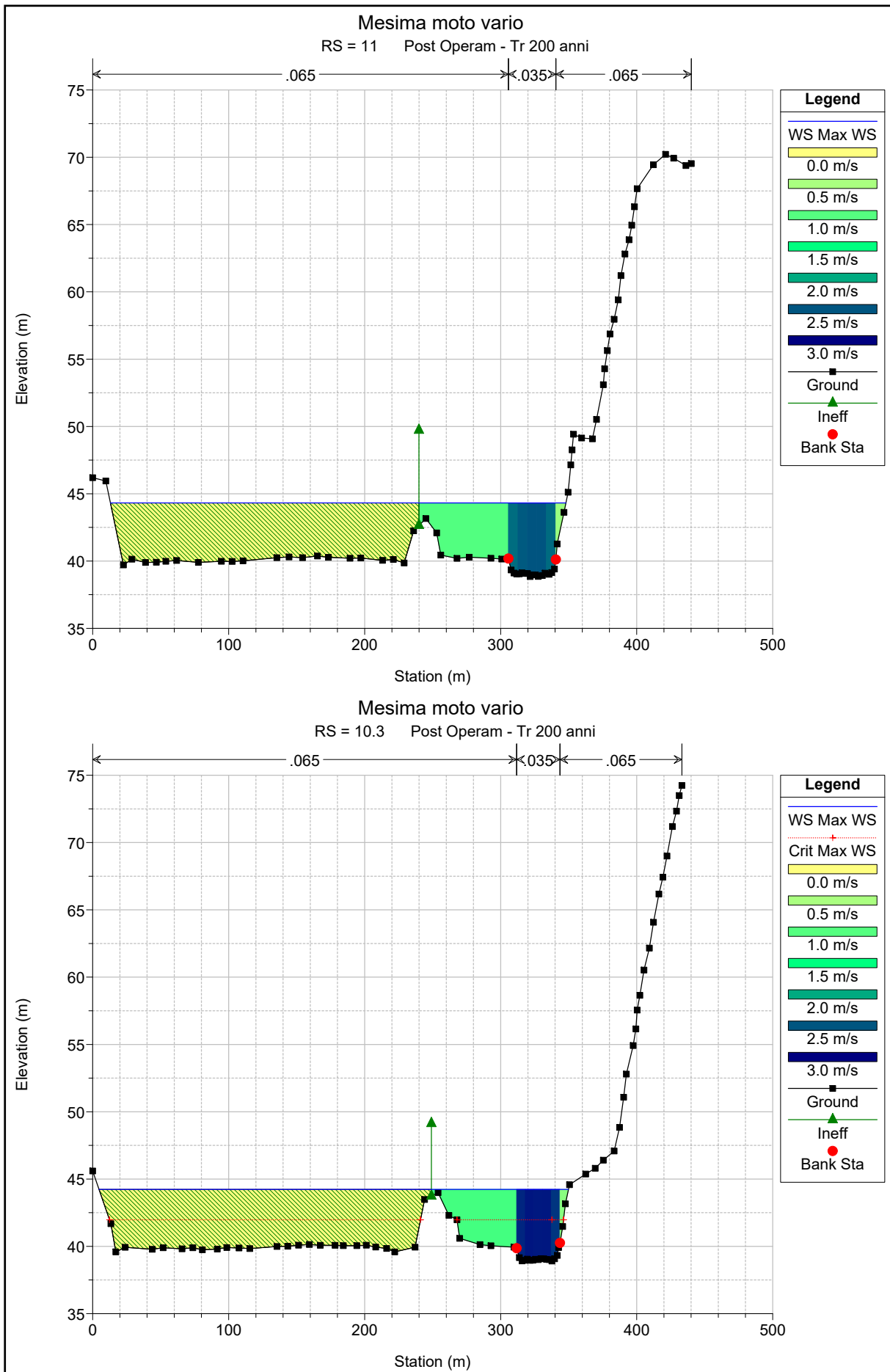


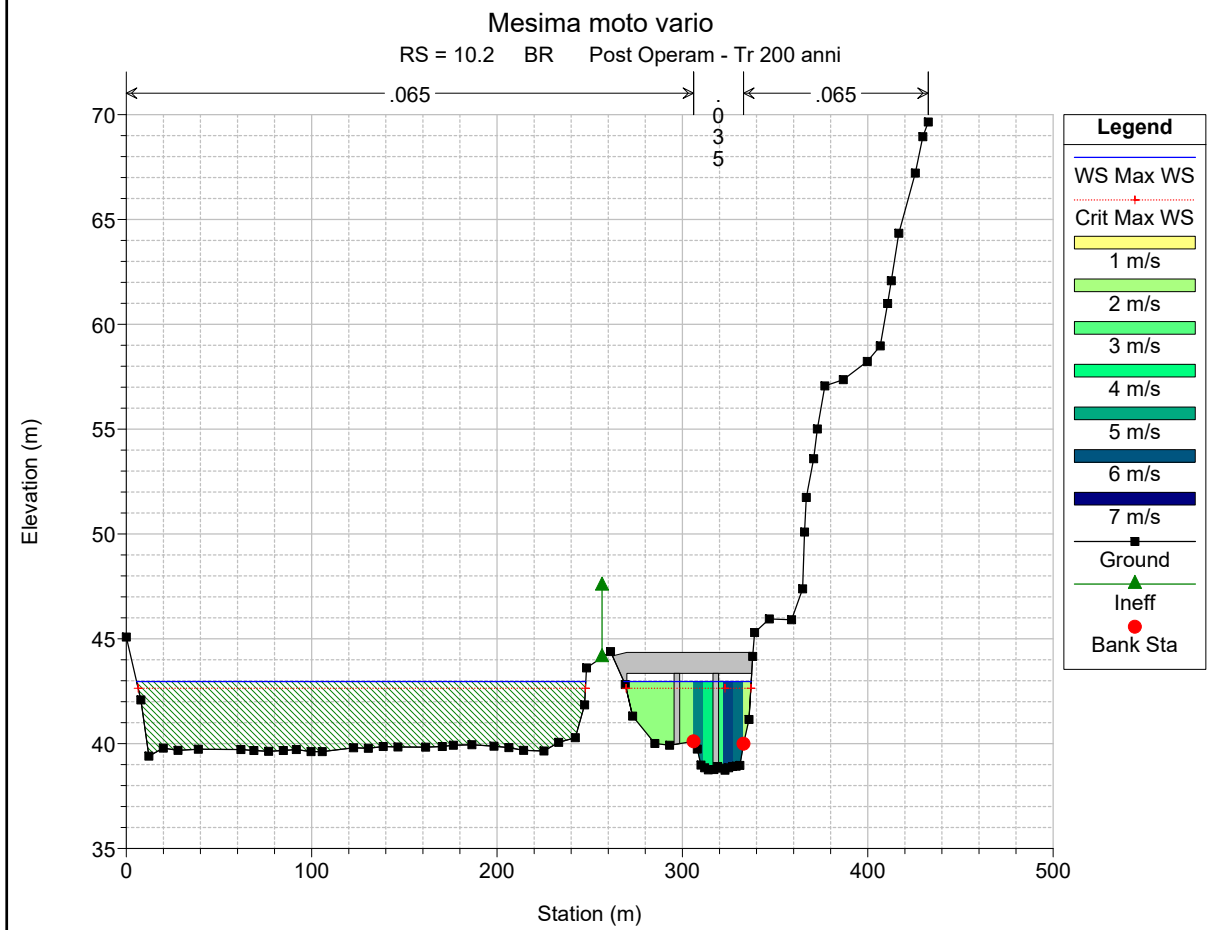
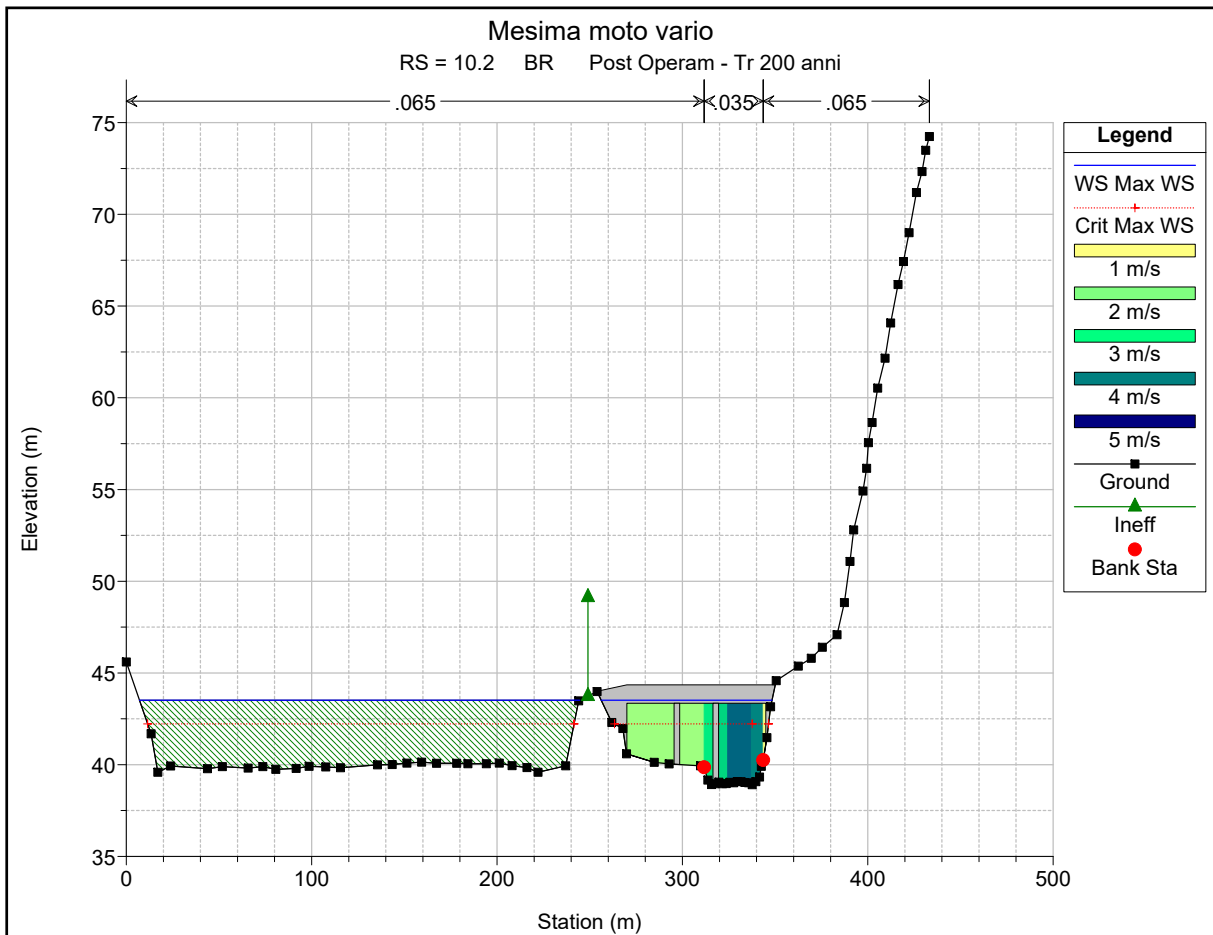


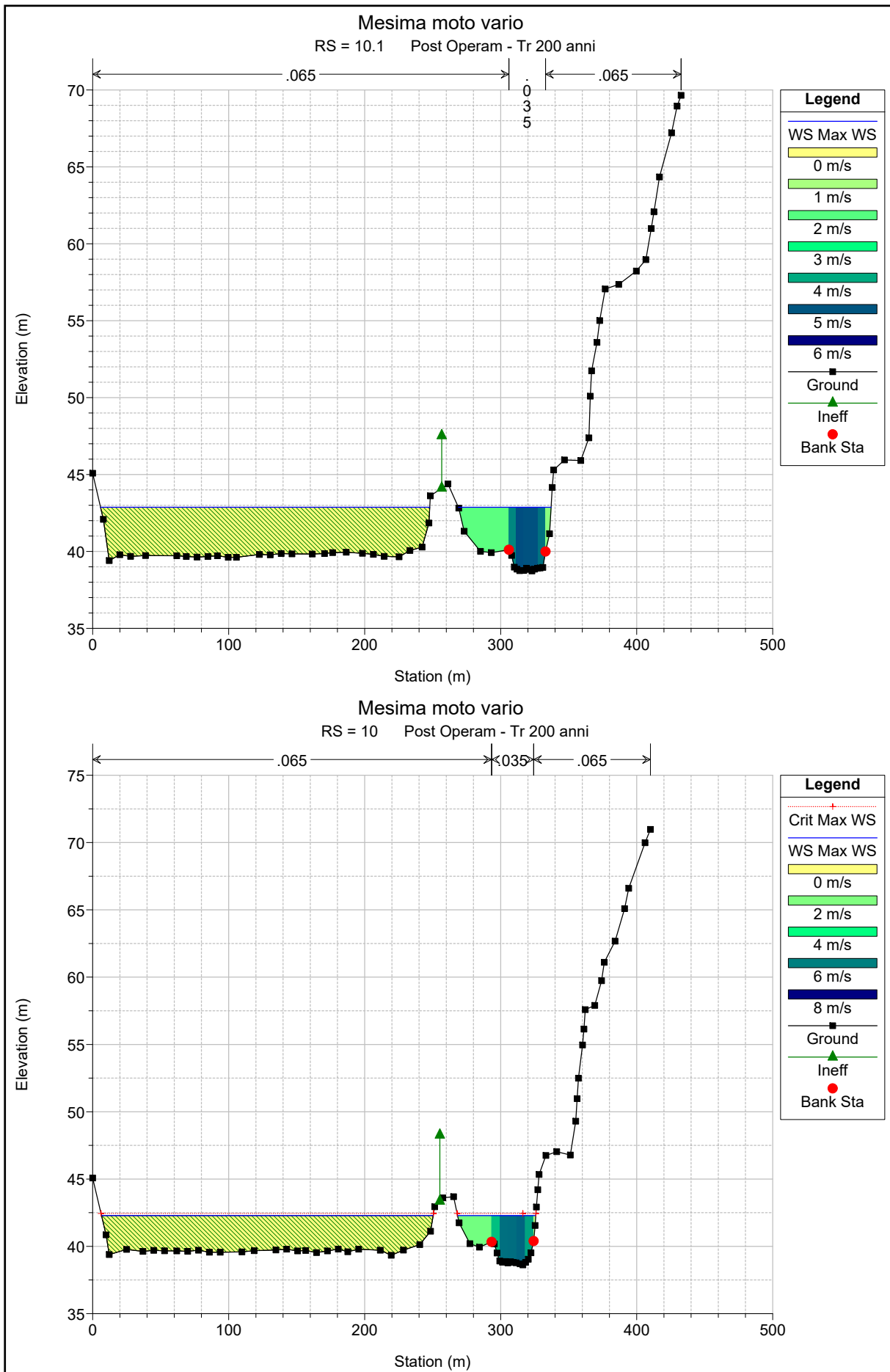


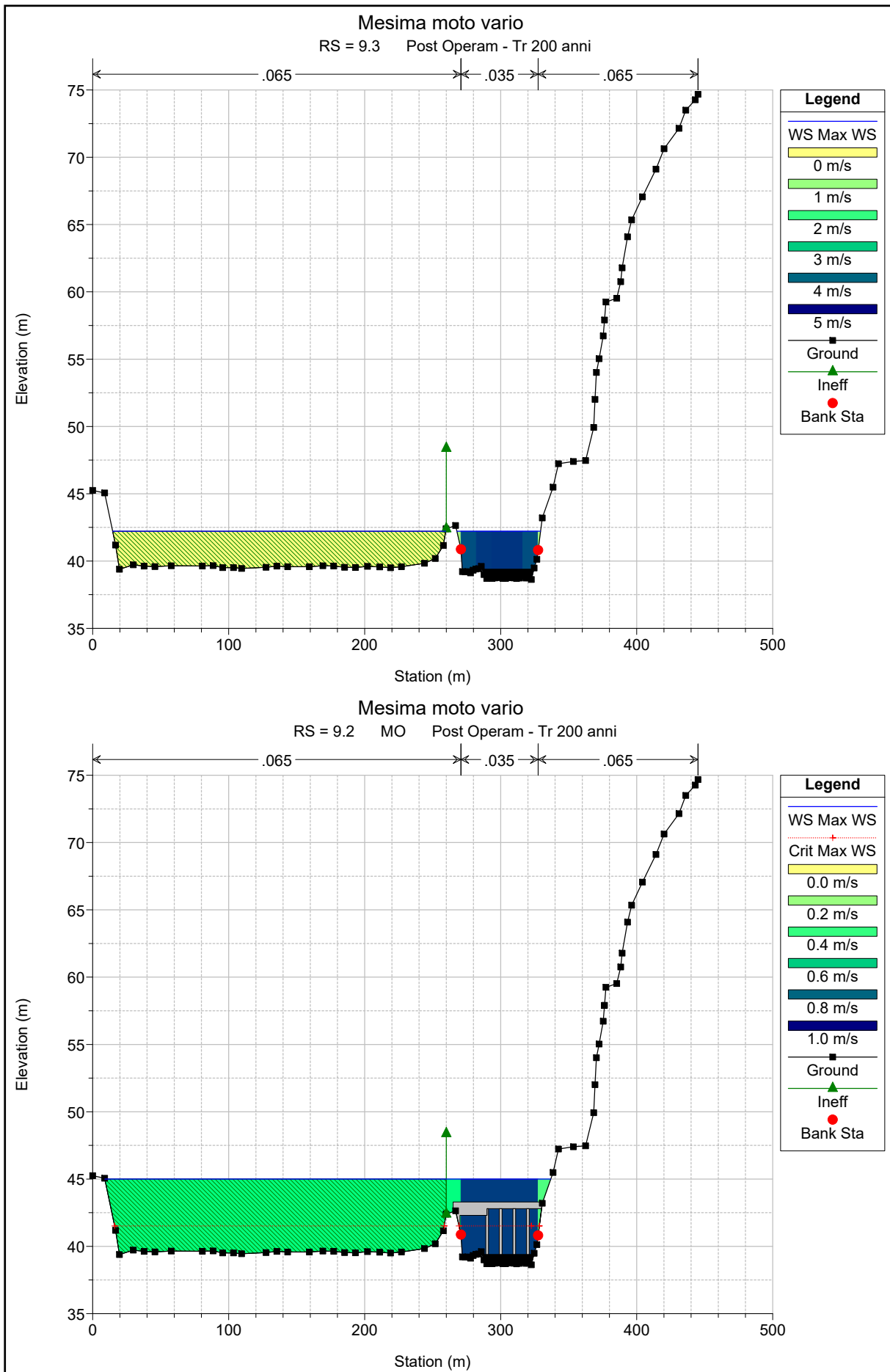


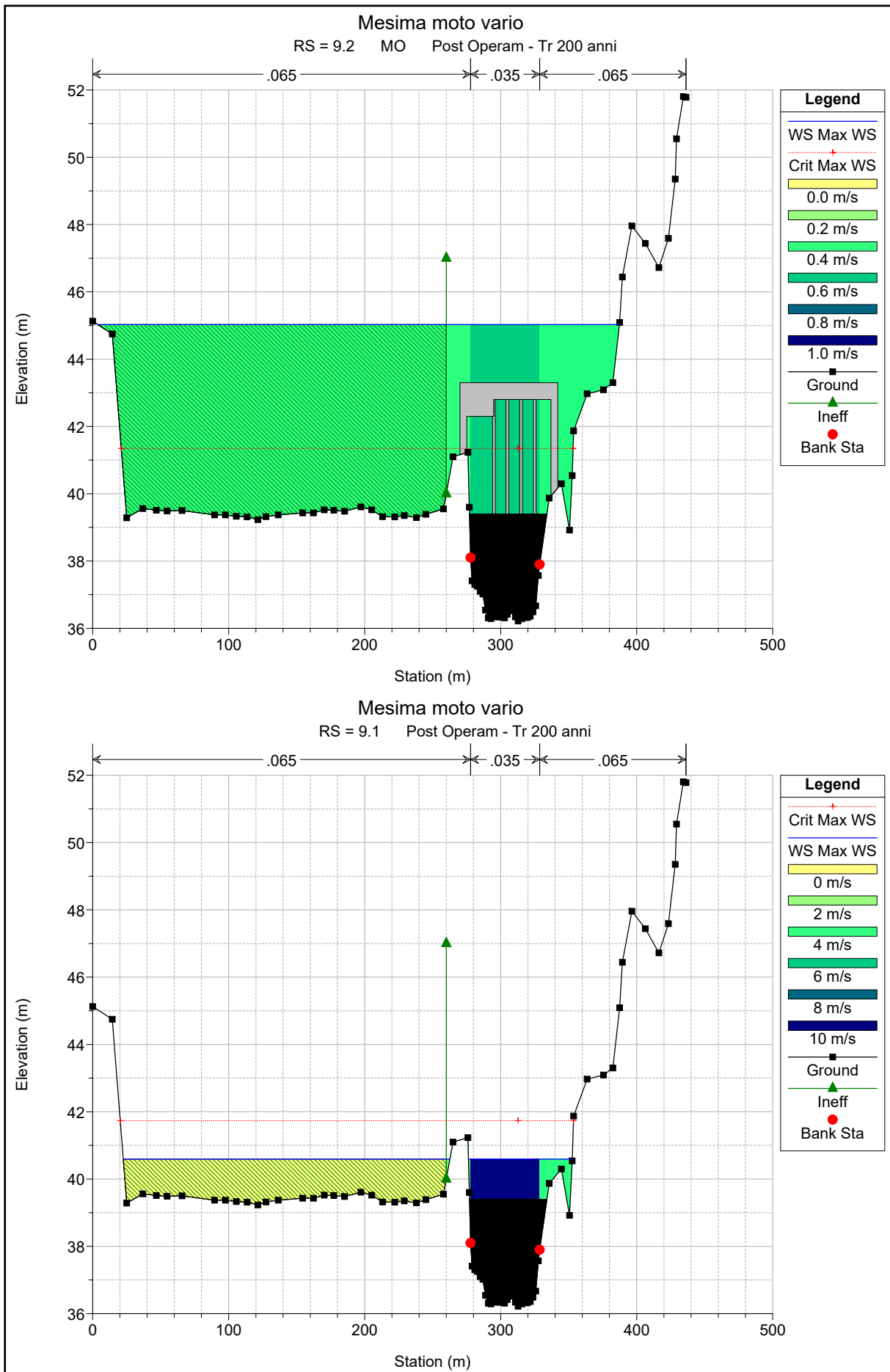


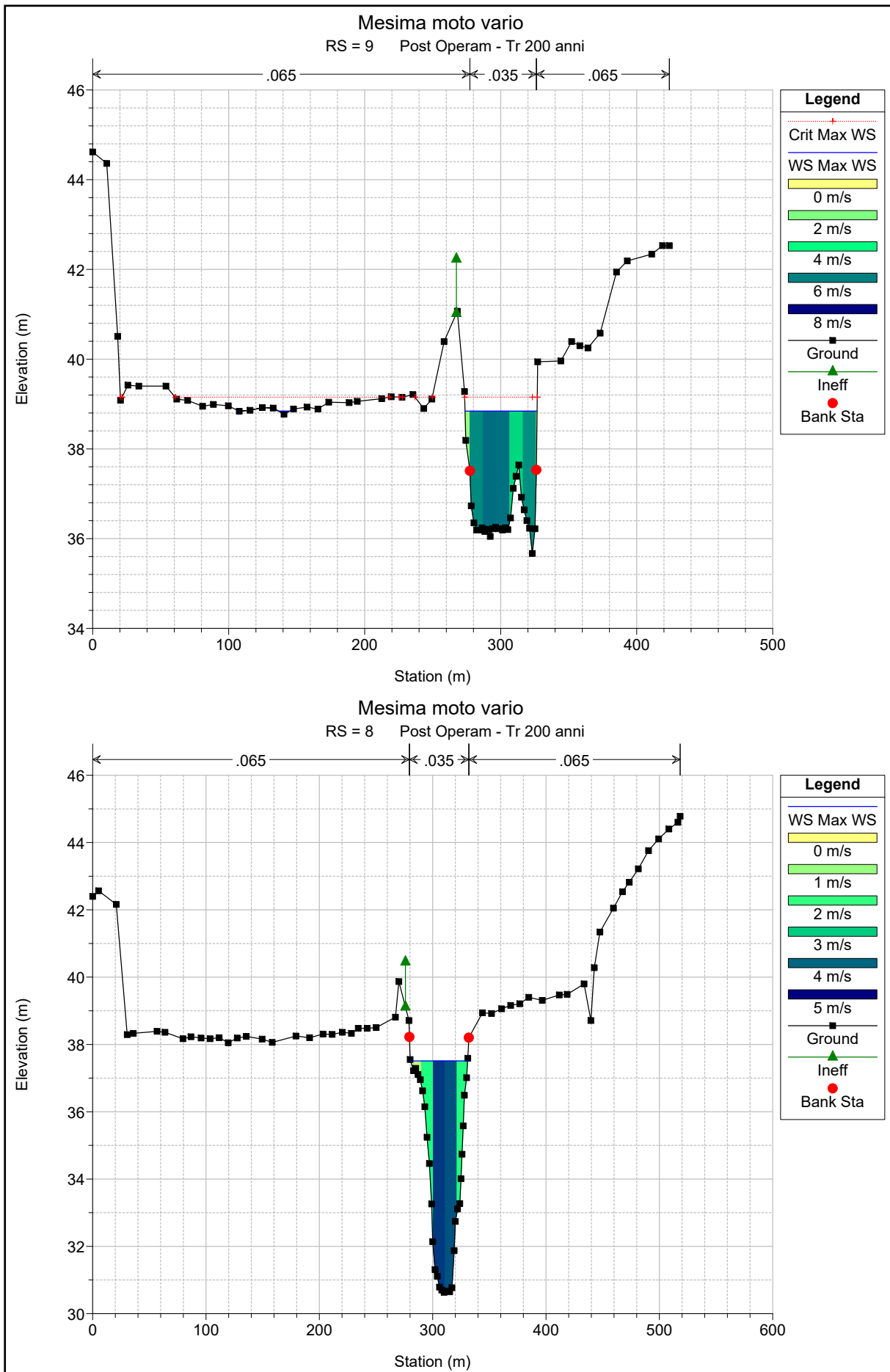


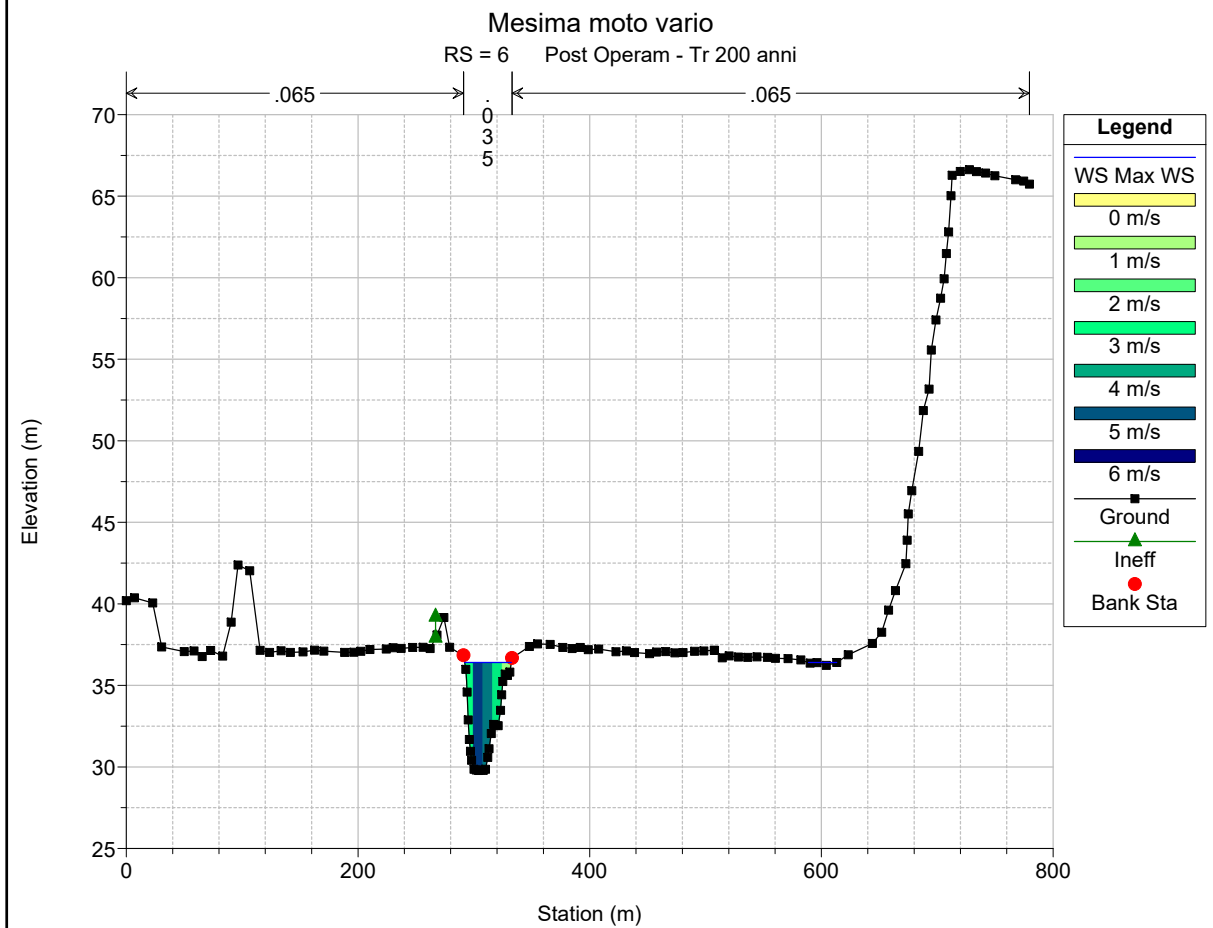
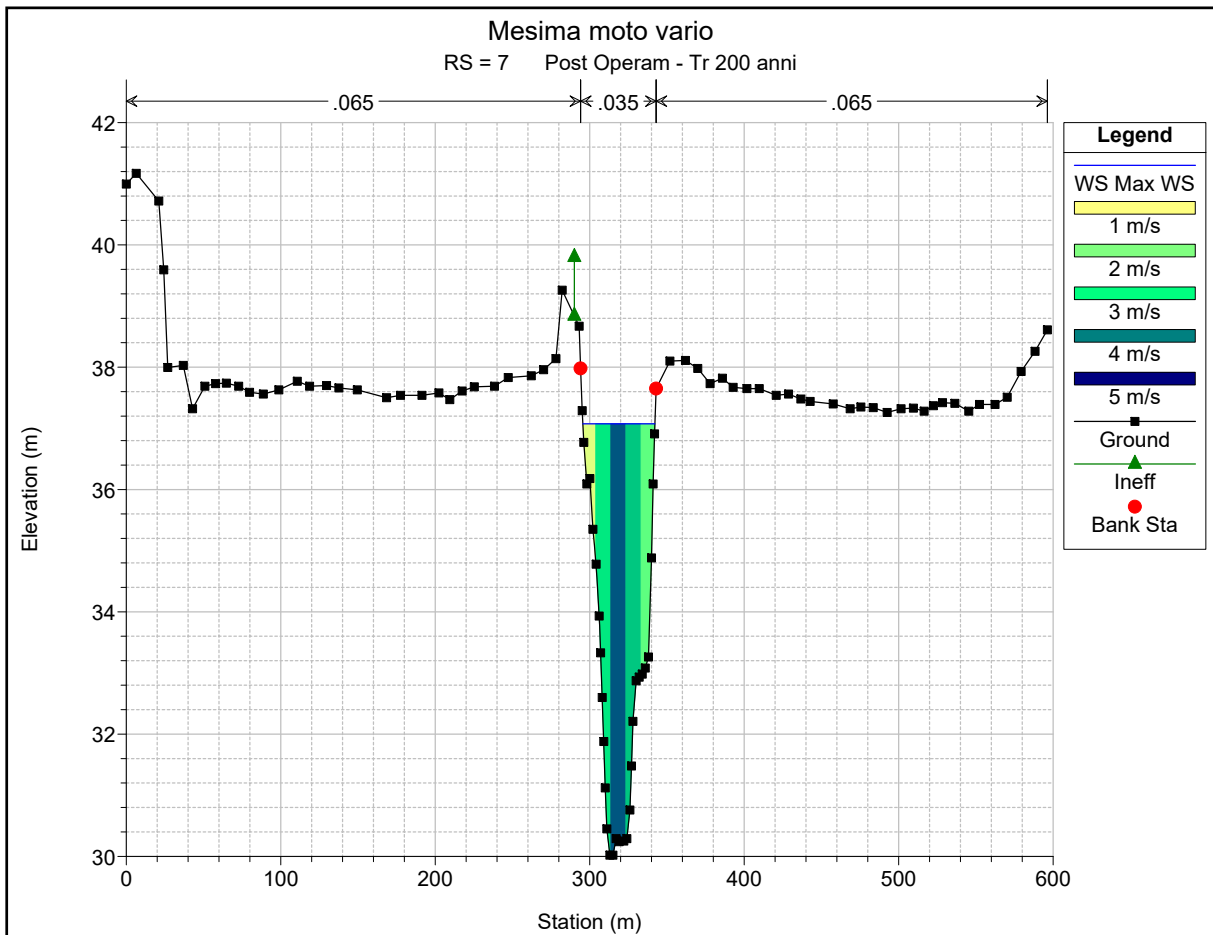


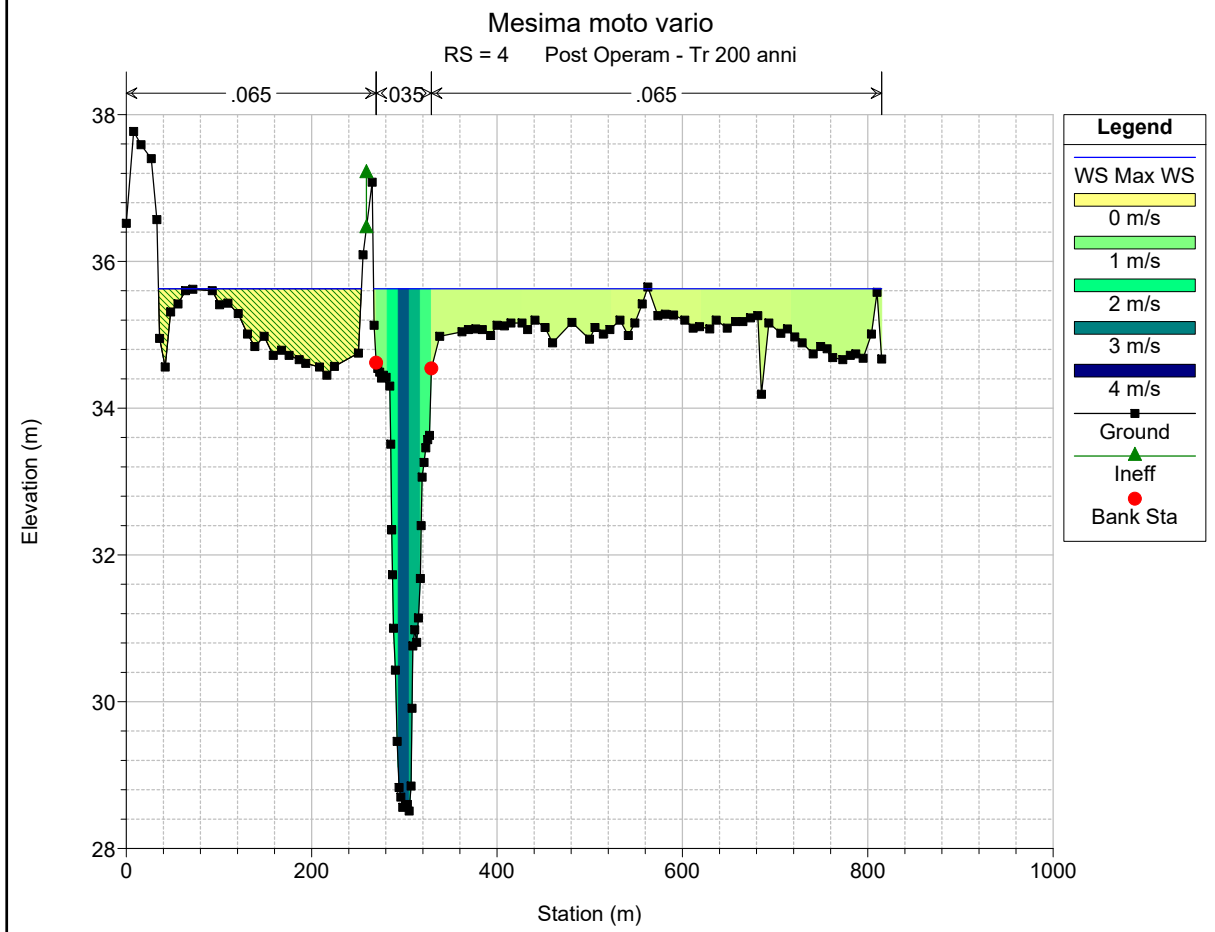
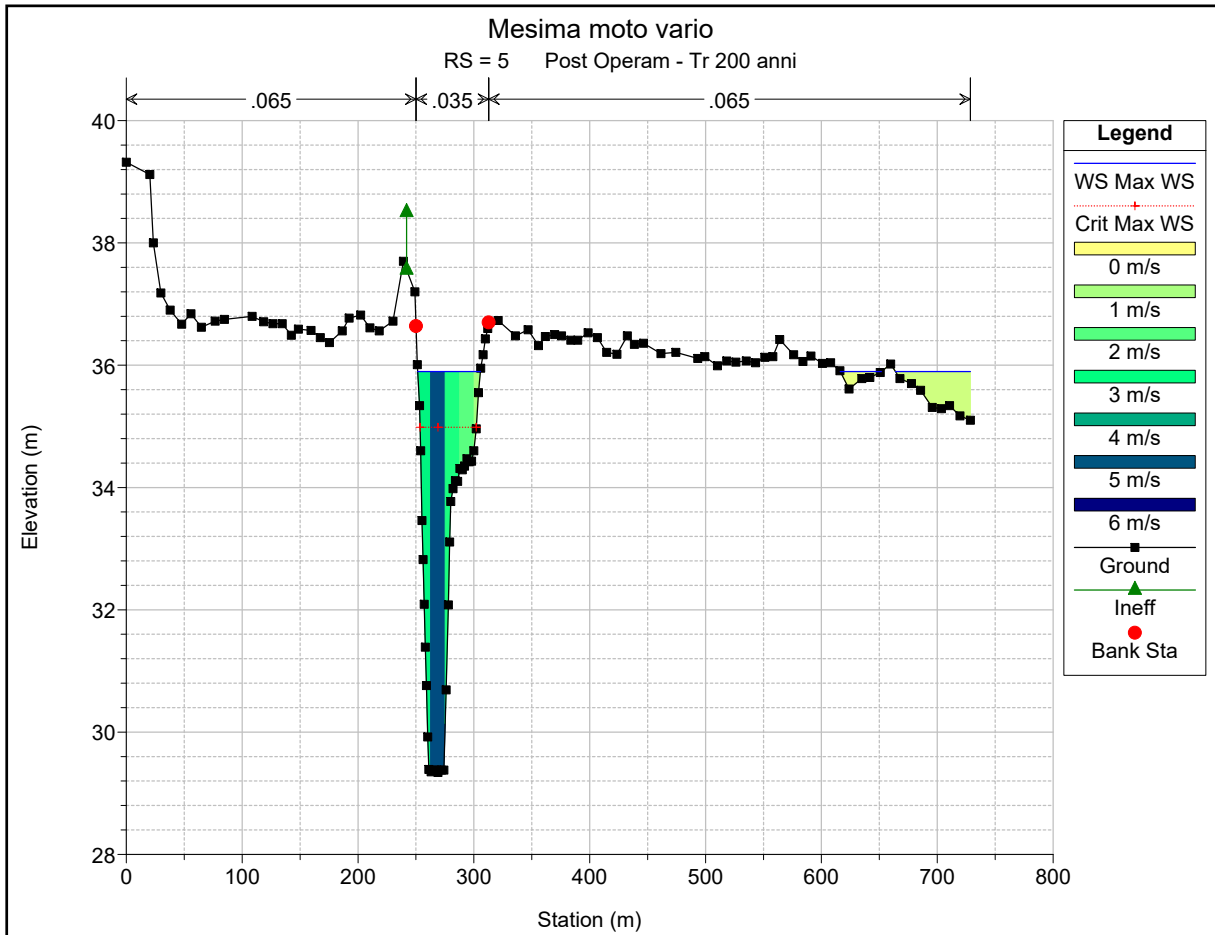


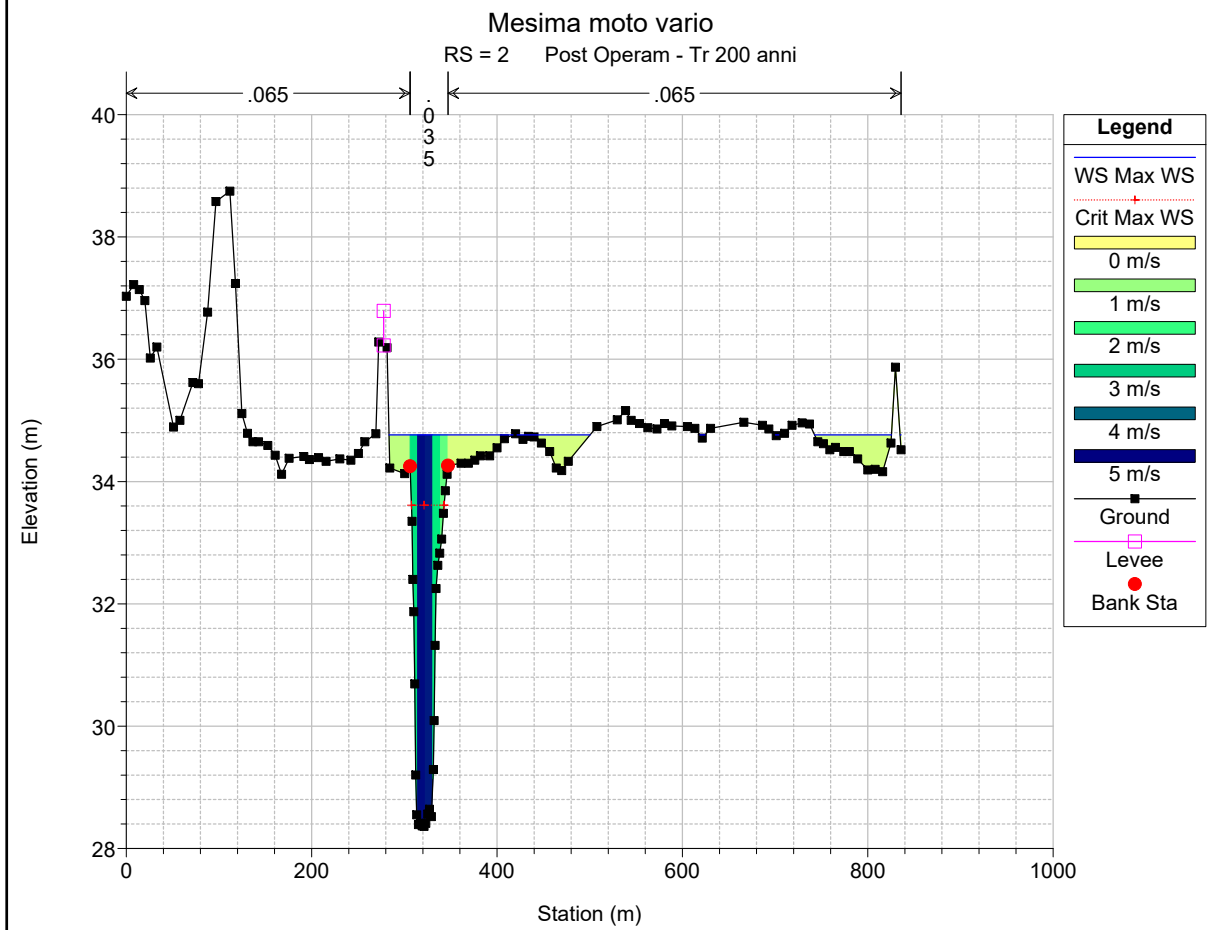
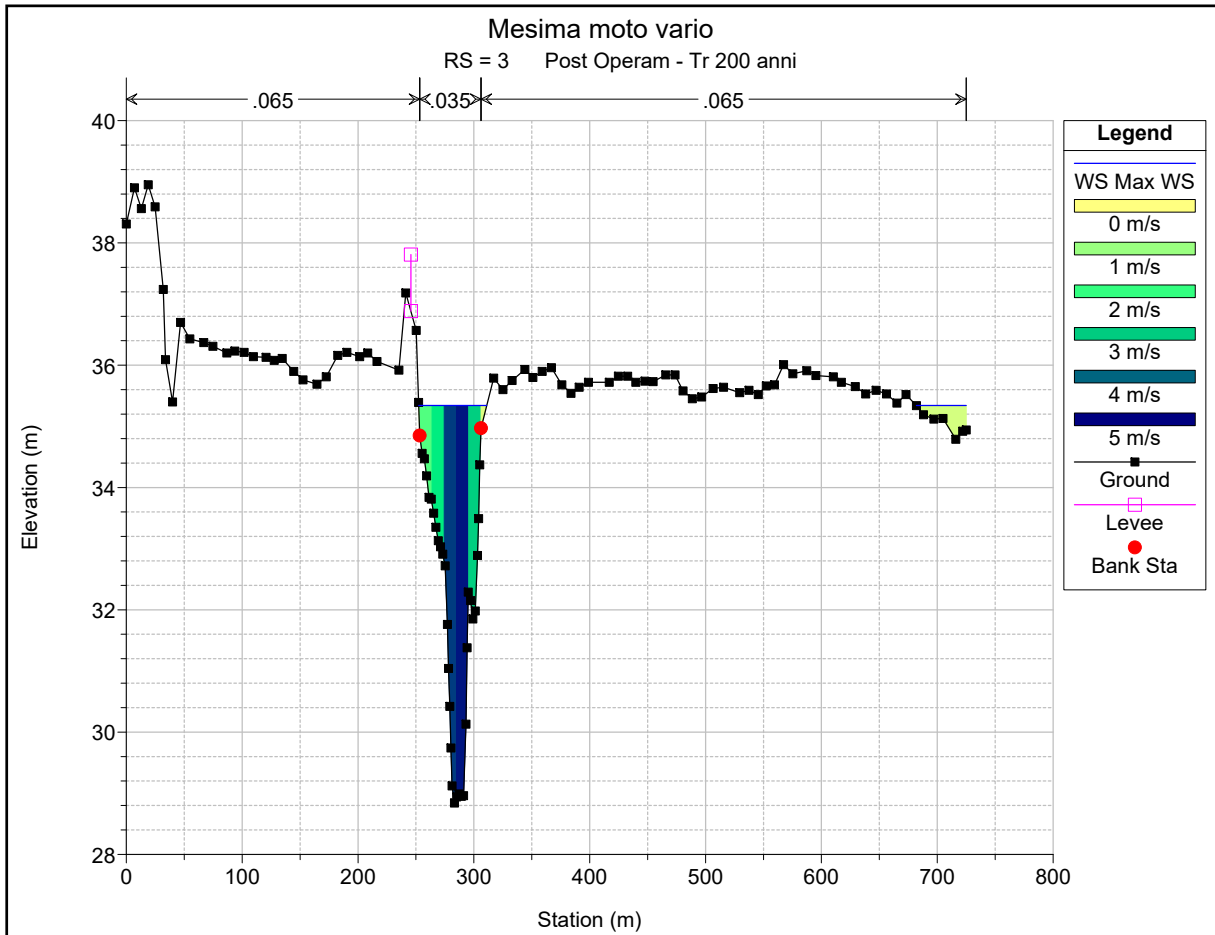






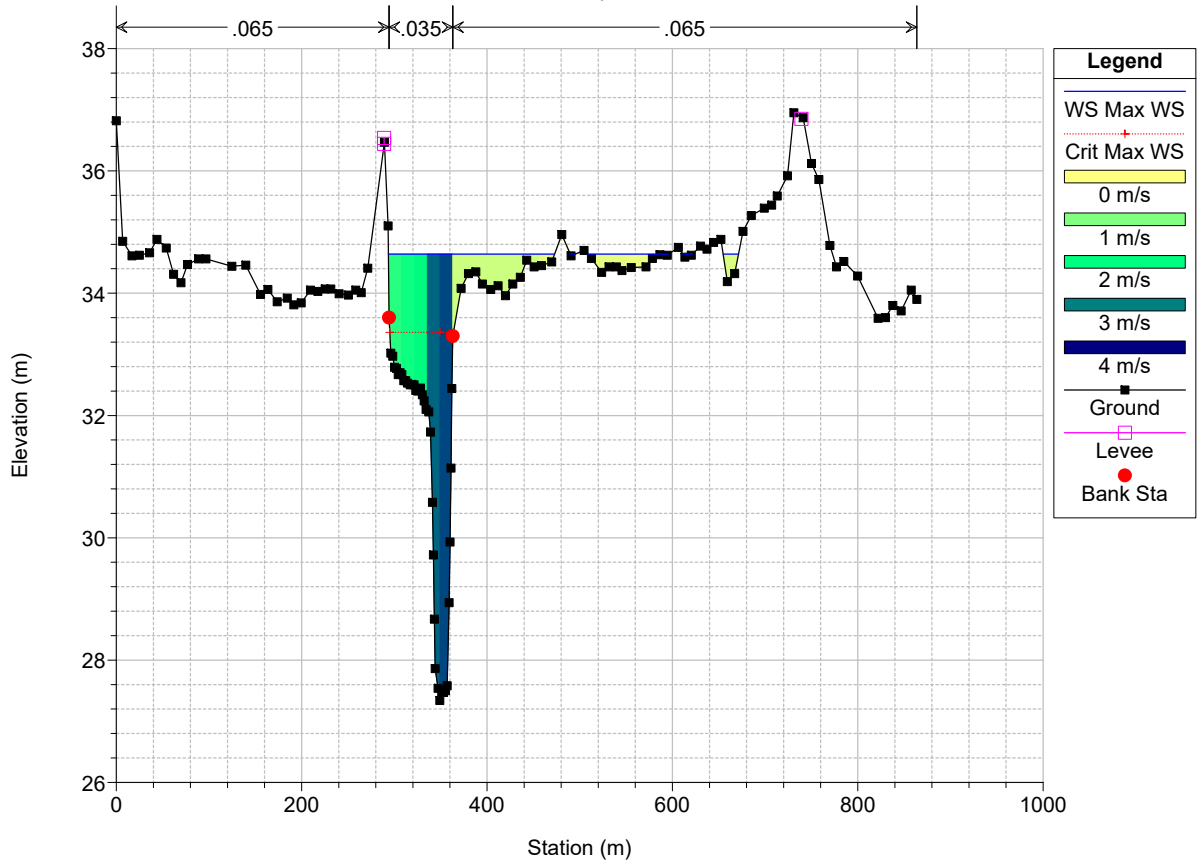






Mesima moto vario

RS = 1 Post Operam - Tr 200 anni

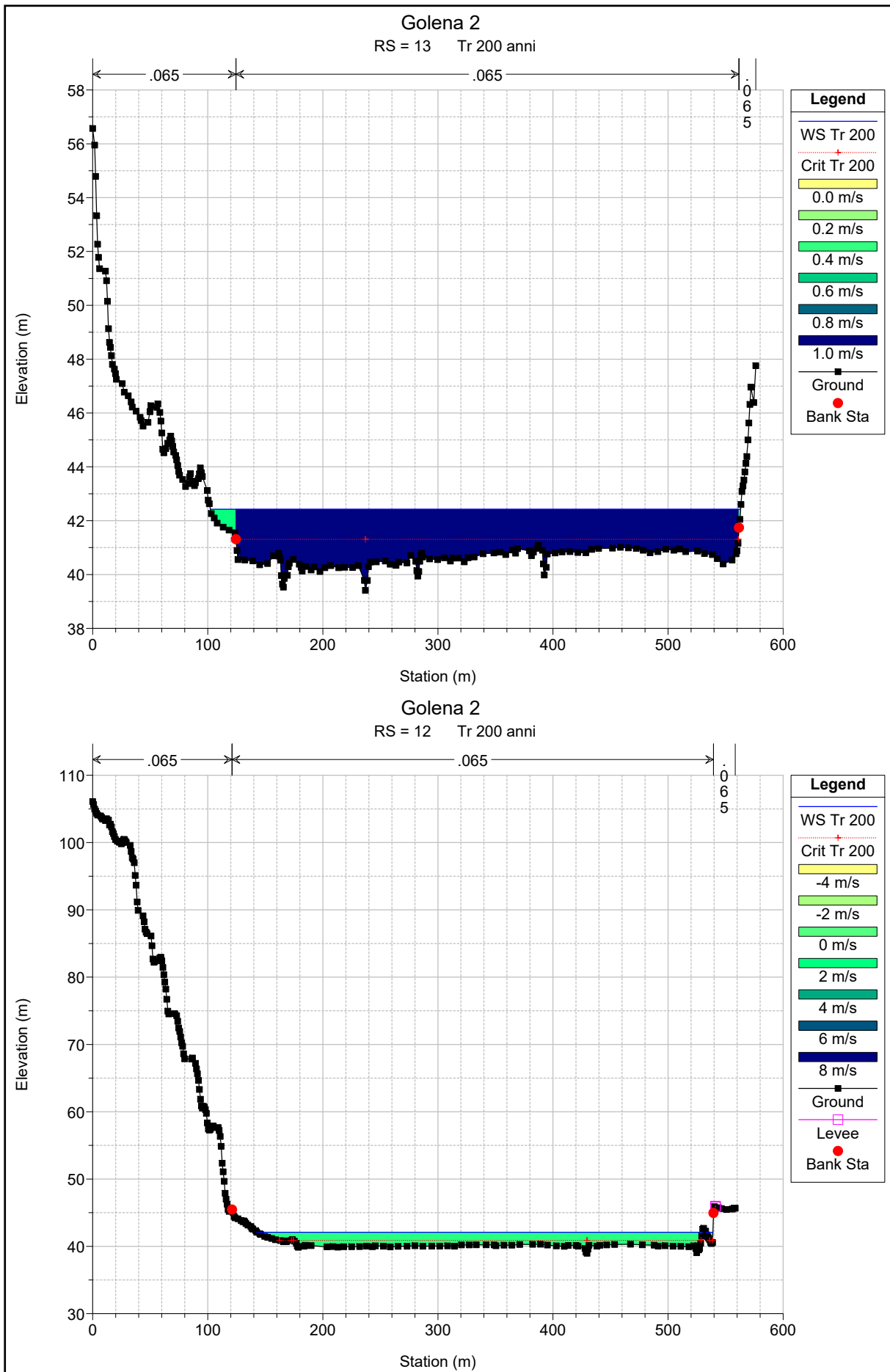


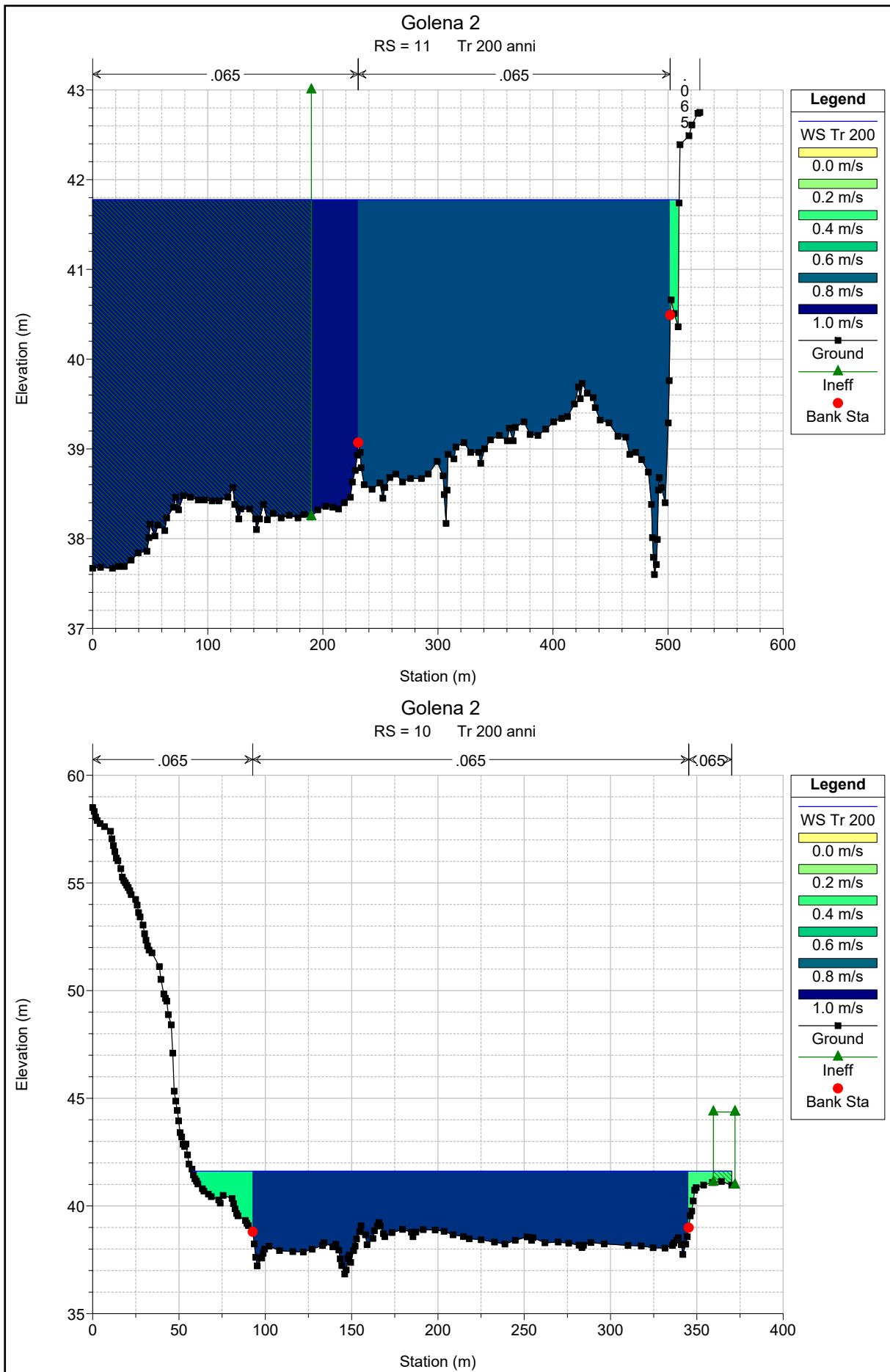
HEC-RAS Plan: Plan 13 River: Mesima Reach: 1 Profile: Max WS

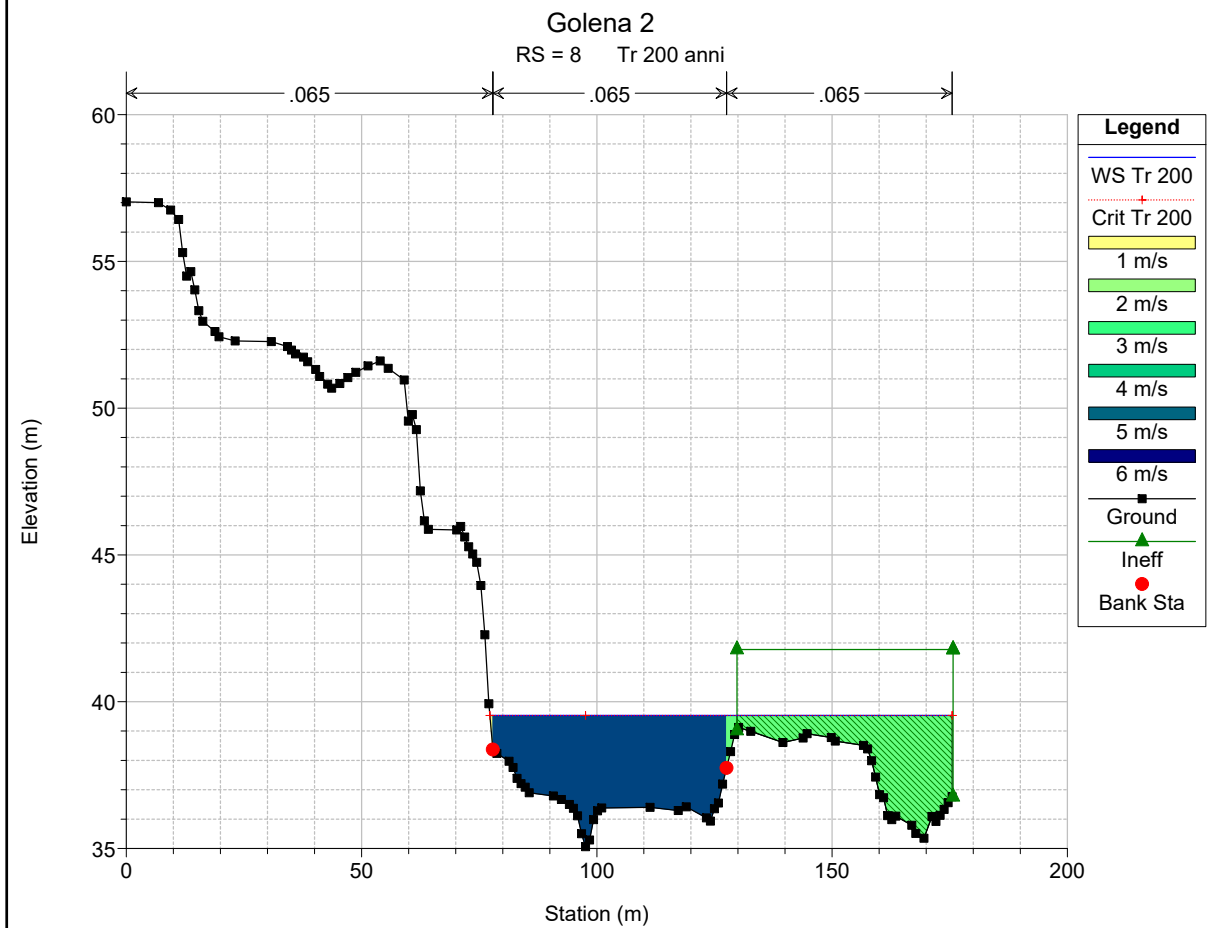
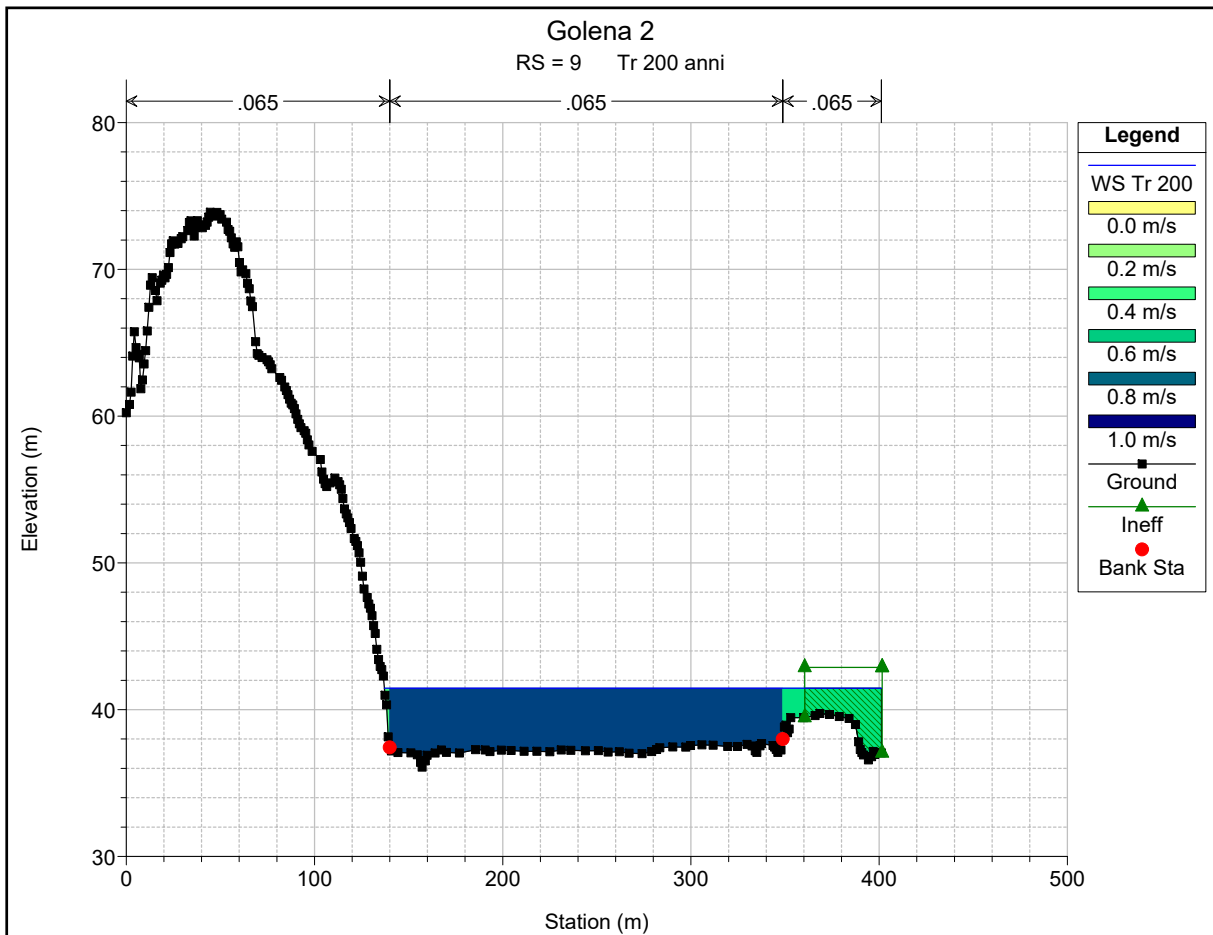
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	37	Max WS	713.50	48.82	55.63		55.75	0.001296	2.86	717.36	364.17	0.38
1	36	Max WS	713.50	49.62	54.91	55.10	55.59	0.005110	5.35	423.13	431.79	0.80
1	35	Max WS	713.48	49.25	54.13	54.23	54.61	0.006556	5.06	454.87	461.86	0.86
1	34	Max WS	713.43	49.23	53.60		53.69	0.001973	2.69	746.37	532.97	0.47
1	33	Max WS	713.31	48.09	53.06		53.14	0.001234	2.44	809.35	469.40	0.38
1	32	Max WS	713.19	47.50	52.83		52.93	0.001172	2.45	758.38	423.58	0.37
1	31	Max WS	713.07	46.94	51.85	51.78	52.53	0.005630	5.12	363.83	291.36	0.82
1	30	Max WS	712.97	46.50	50.83		51.17	0.003646	3.54	464.99	380.85	0.65
1	29	Max WS	712.86	45.92	50.30		50.49	0.003081	3.52	572.53	408.88	0.60
1	28	Max WS	709.63	45.38	49.83		49.96	0.001920	2.85	664.54	414.31	0.47
1	27	Max WS	709.44	45.06	49.54		49.68	0.001855	2.91	664.64	421.91	0.48
1	26	Max WS	697.80	44.62	49.31		49.33	0.000385	1.30	1380.49	741.12	0.22
1	25	Max WS	1930.74	43.76	48.17		48.31	0.002620	3.19	1431.98	709.79	0.56
1	24	Max WS	1930.61	42.95	47.72		47.84	0.002092	3.35	1494.02	645.11	0.51
1	23	Max WS	1930.24	42.35	47.43		47.50	0.001215	2.67	1843.54	714.34	0.39
1	22	Max WS	1929.78	42.11	47.23		47.31	0.001342	2.82	1810.59	746.90	0.42
1	21	Max WS	1928.70	41.51	46.63		47.10	0.003374	4.49	874.59	591.04	0.67
1	20.45		Lat Struct									
1	20	Max WS	1795.41	41.15	46.51		46.79	0.001892	3.67	999.63	626.42	0.51
1	19	Max WS	1516.29	40.75	46.27		46.53	0.001653	3.49	882.71	580.74	0.48
1	18	Max WS	1288.37	40.45	46.15		46.32	0.001022	2.80	900.01	634.68	0.38
1	17	Max WS	1114.52	40.15	45.95		46.18	0.001179	3.05	697.13	600.50	0.41
1	16	Max WS	1113.50	39.85	45.19	44.19	45.97	0.003218	4.77	395.92	196.34	0.67
1	15.2		Bridge									
1	15	Max WS	1107.96	39.50	44.52		45.02	0.002651	4.14	464.12	765.56	0.60
1	14.4		Lat Struct									
1	14	Max WS	1043.85	39.20	44.59		44.64	0.000356	1.59	1464.79	581.29	0.22
1	13	Max WS	878.03	39.58	44.48		44.60	0.000711	2.07	754.20	429.10	0.31
1	12	Max WS	709.28	39.22	44.42		44.58	0.000630	2.11	551.09	392.65	0.30
1	11	Max WS	689.69	38.85	44.32		44.53	0.000824	2.45	427.84	334.91	0.34
1	10.3	Max WS	689.52	38.91	44.23	41.97	44.52	0.001117	2.82	375.17	345.16	0.40
1	10.2		Bridge									
1	10.1	Max WS	689.63	38.73	42.87		43.80	0.004872	4.86	201.89	310.22	0.79
1	10	Max WS	689.44	38.62	42.29	42.44	43.86	0.009369	5.94	146.02	301.38	1.06
1	9.3	Max WS	689.62	39.40	42.21		43.19	0.006231	4.38	160.09	306.38	0.84
1	9.2		Mult Open									
1	9.1	Max WS	689.62	39.40	40.59	41.73	45.07	0.095501	9.92	82.78	316.53	2.90
1	9	Max WS	689.62	35.67	38.84	39.15	40.56	0.013456	5.83	120.94	61.63	1.20
1	8	Max WS	689.61	30.63	37.51		38.20	0.003167	3.69	187.02	50.35	0.61
1	7	Max WS	689.60	30.02	37.07		37.67	0.002242	3.41	202.29	46.67	0.52
1	6	Max WS	689.59	29.78	36.40		37.30	0.003821	4.21	165.61	64.56	0.67
1	5	Max WS	689.58	29.34	35.90	34.99	36.61	0.003956	3.79	211.42	154.26	0.67
1	4	Max WS	689.44	28.51	35.63		35.90	0.001372	2.51	512.10	765.97	0.41
1	3	Max WS	689.32	28.84	35.34		36.11	0.004111	3.91	188.32	101.64	0.69
1	2	Max WS	689.12	28.36	34.76	33.61	35.52	0.003395	3.97	246.81	305.78	0.63
1	1	Max WS	689.03	27.34	34.64	33.36	35.03	0.002014	2.82	302.53	299.67	0.48

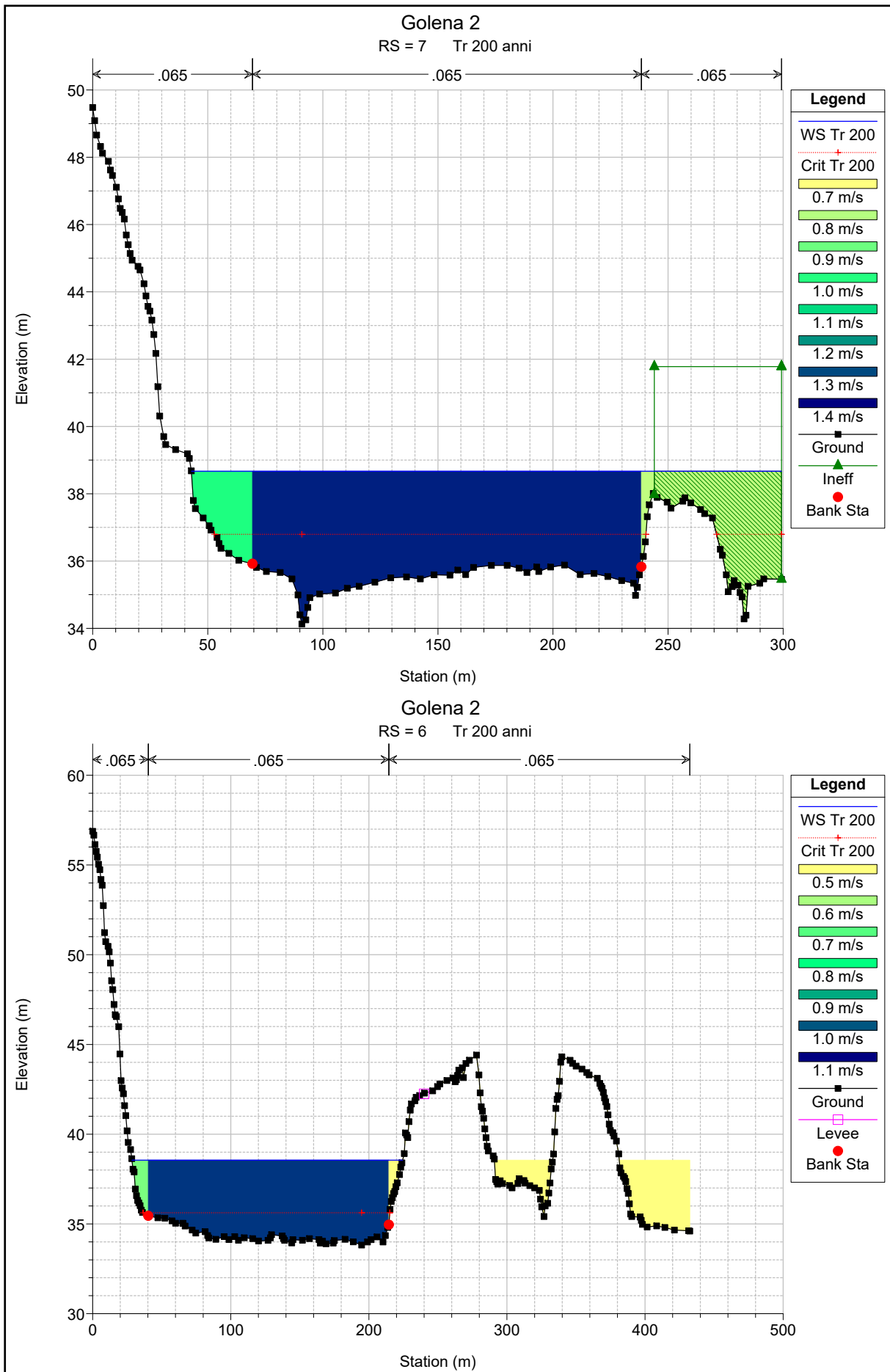
HEC-RAS Plan: Plan 04 River: Golena 2 Reach: 1 Profile: Tr 200

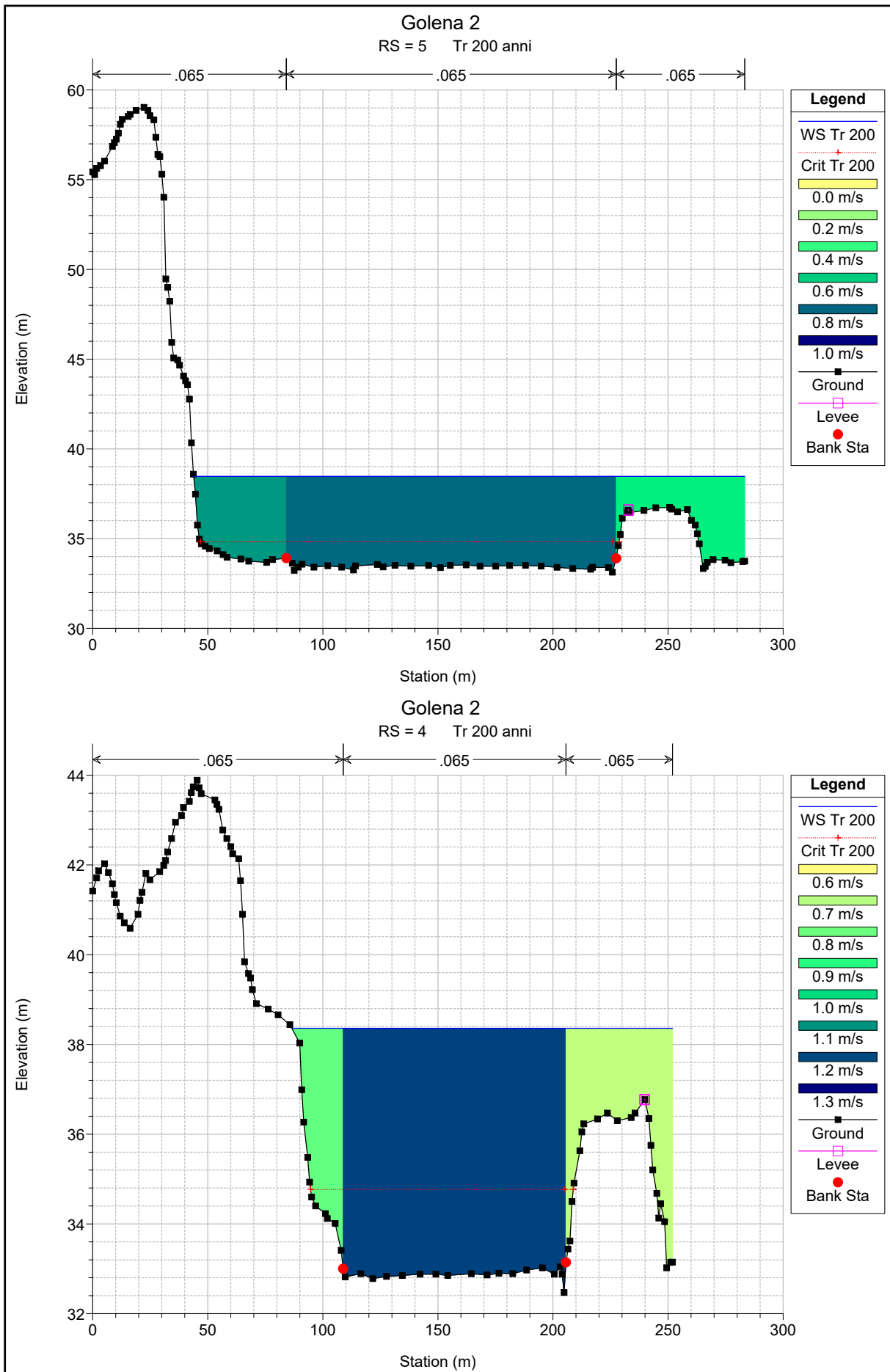
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	13	Tr 200	785.00	39.41	42.42	41.31	42.47	0.001928	0.99	797.25	460.77	0.24
1	12	Tr 200	785.00	38.96	42.08	40.89	42.14	0.002046	1.06	743.23	393.03	0.25
1	11	Tr 200	785.00	37.60	41.78		41.82	0.000794	0.86	902.64	509.63	0.16
1	10	Tr 200	785.00	36.84	41.61		41.66	0.000707	0.90	897.87	312.38	0.16
1	9	Tr 200	785.00	36.09	41.47		41.50	0.000472	0.87	914.28	264.02	0.14
1	8	Tr 200	785.00	35.06	39.53	39.53	40.97	0.029539	5.33	148.84	98.24	0.99
1	7	Tr 200	785.00	34.13	38.67	36.80	38.76	0.001693	1.36	595.73	256.41	0.24
1	6	Tr 200	785.00	33.82	38.55	35.62	38.60	0.000671	1.04	774.50	195.97	0.16
1	5	Tr 200	785.00	33.13	38.47	34.82	38.50	0.000315	0.80	1061.38	239.44	0.11
1	4	Tr 200	785.00	32.47	38.36	34.77	38.43	0.000643	1.21	726.41	165.41	0.16
1	3	Tr 200	785.00	31.65	38.27	34.15	38.32	0.000631	1.03	844.87	272.24	0.16
1	2.5		Culvert									
1	2	Tr 200	785.00	31.29	34.07	33.75	34.81	0.019356	3.83	209.51	227.32	0.79
1	1	Tr 200	785.00	31.25	33.37	33.37	33.92	0.036789	3.35	243.36	219.53	0.97

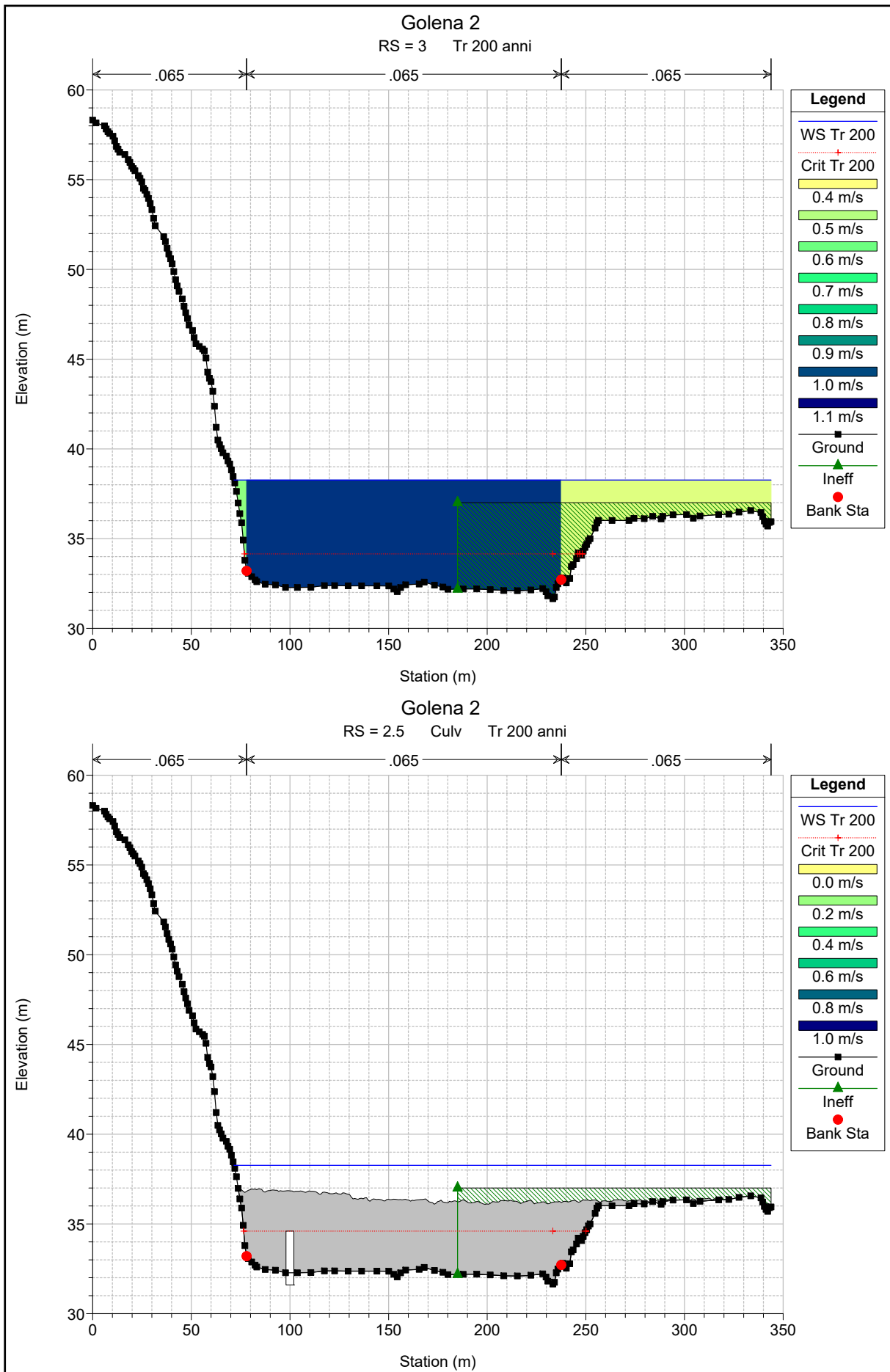


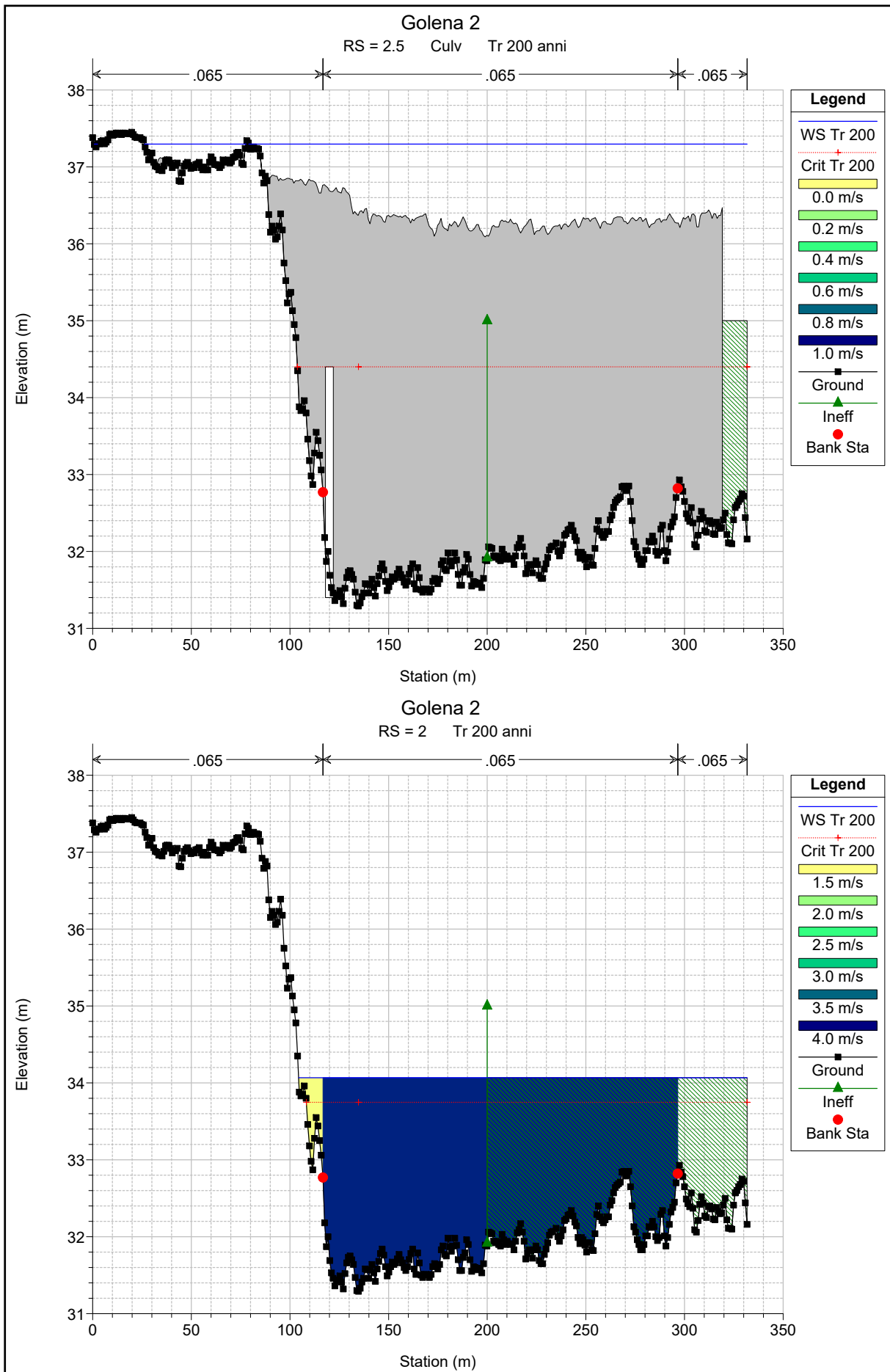






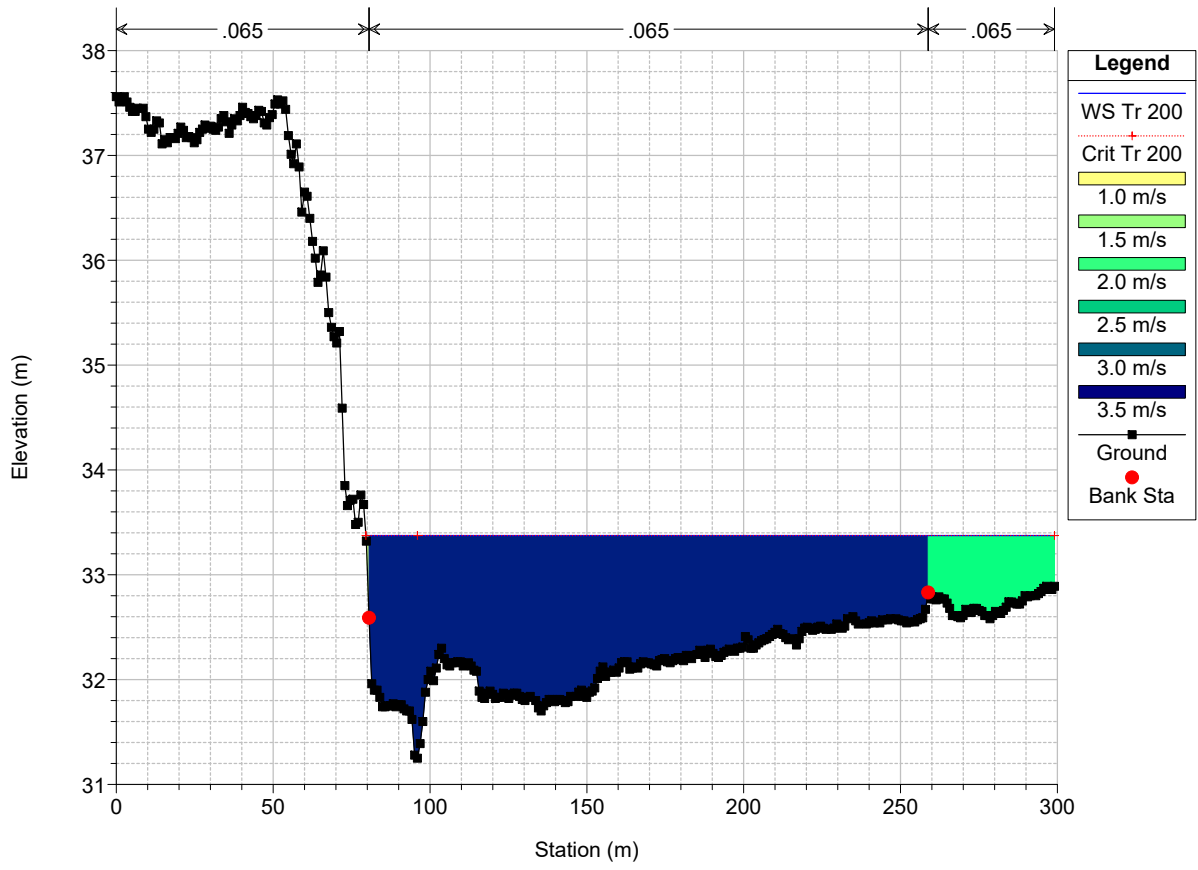






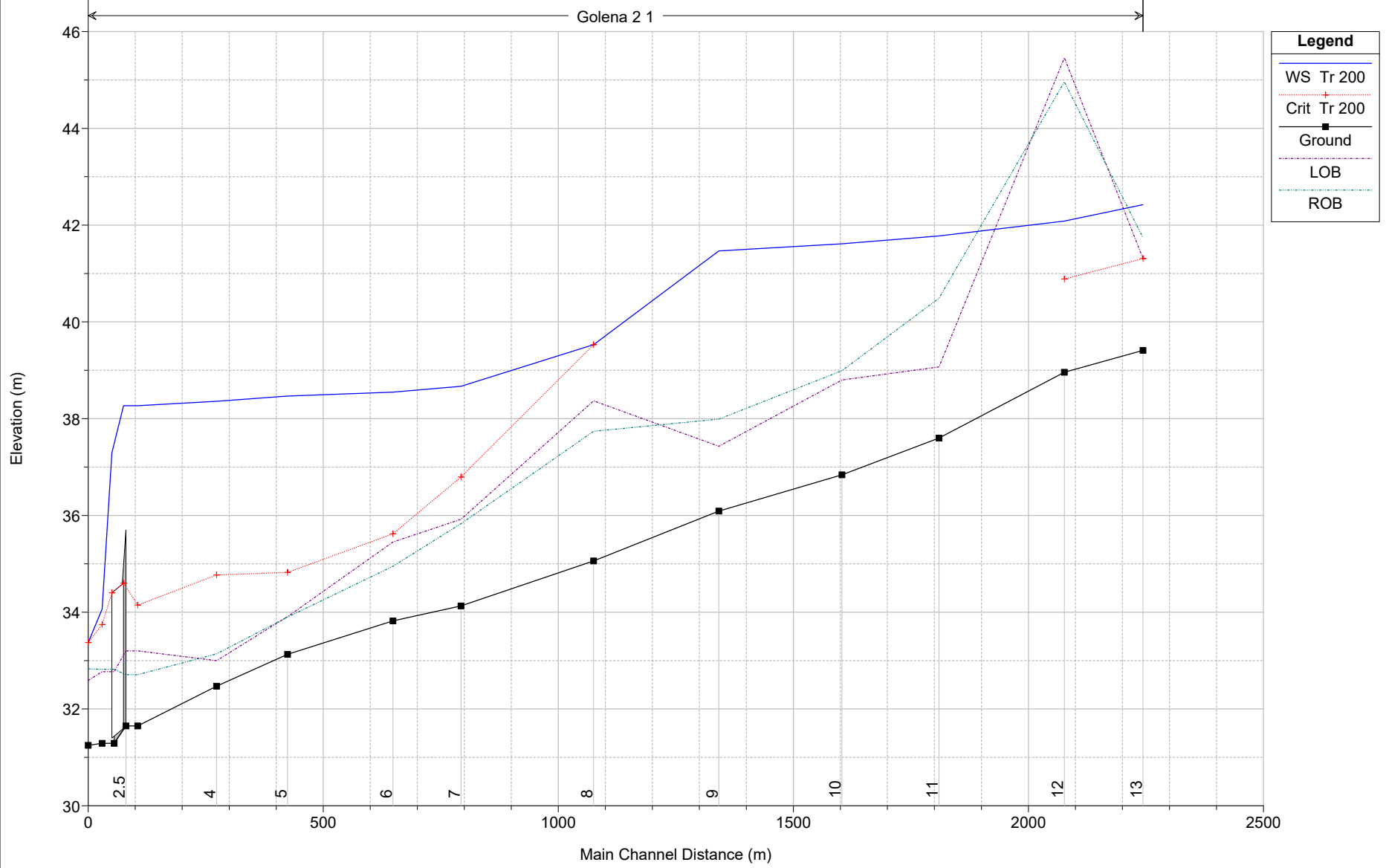
Golena 2

RS = 1 Tr 200 anni



Golena 2 Tr 200 anni

Golena 2 1

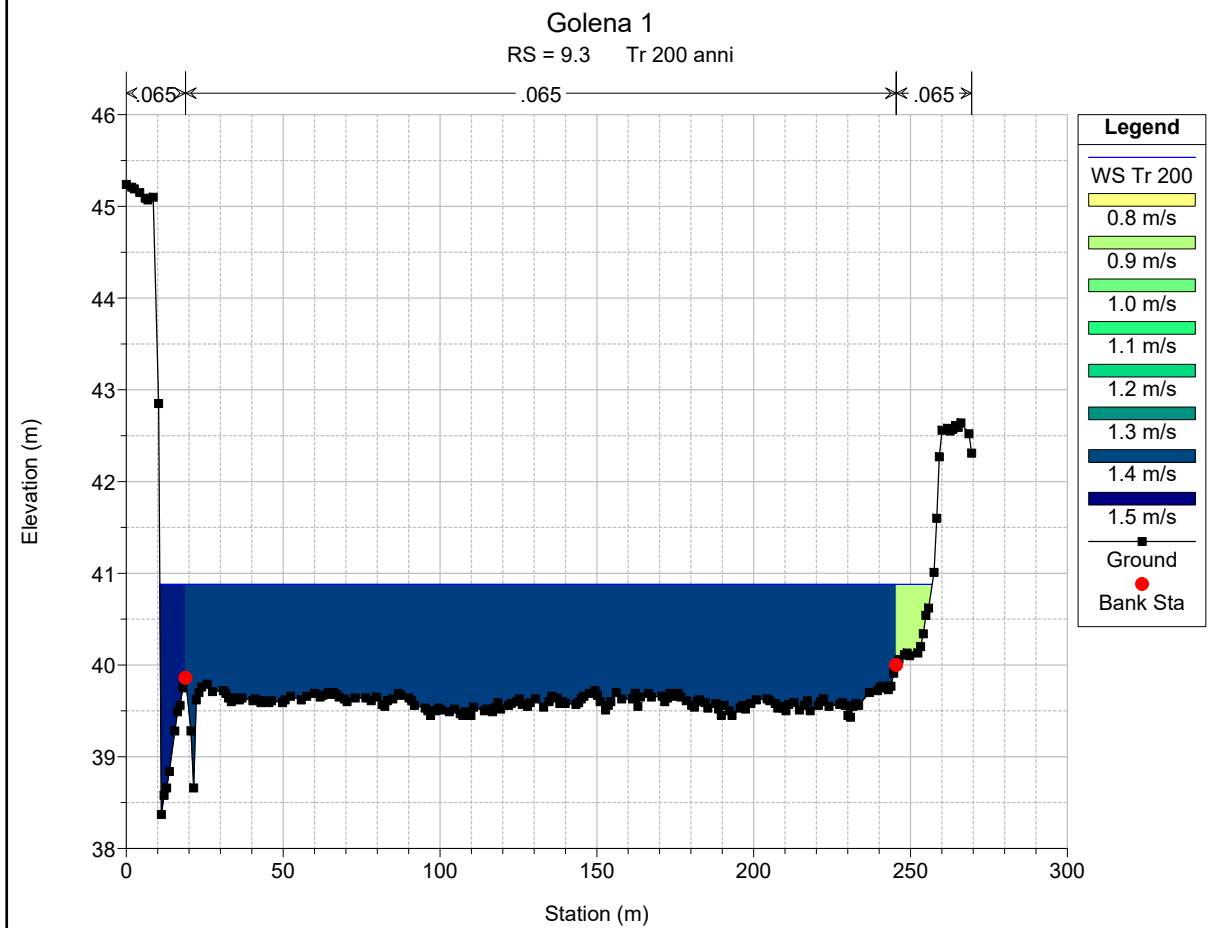
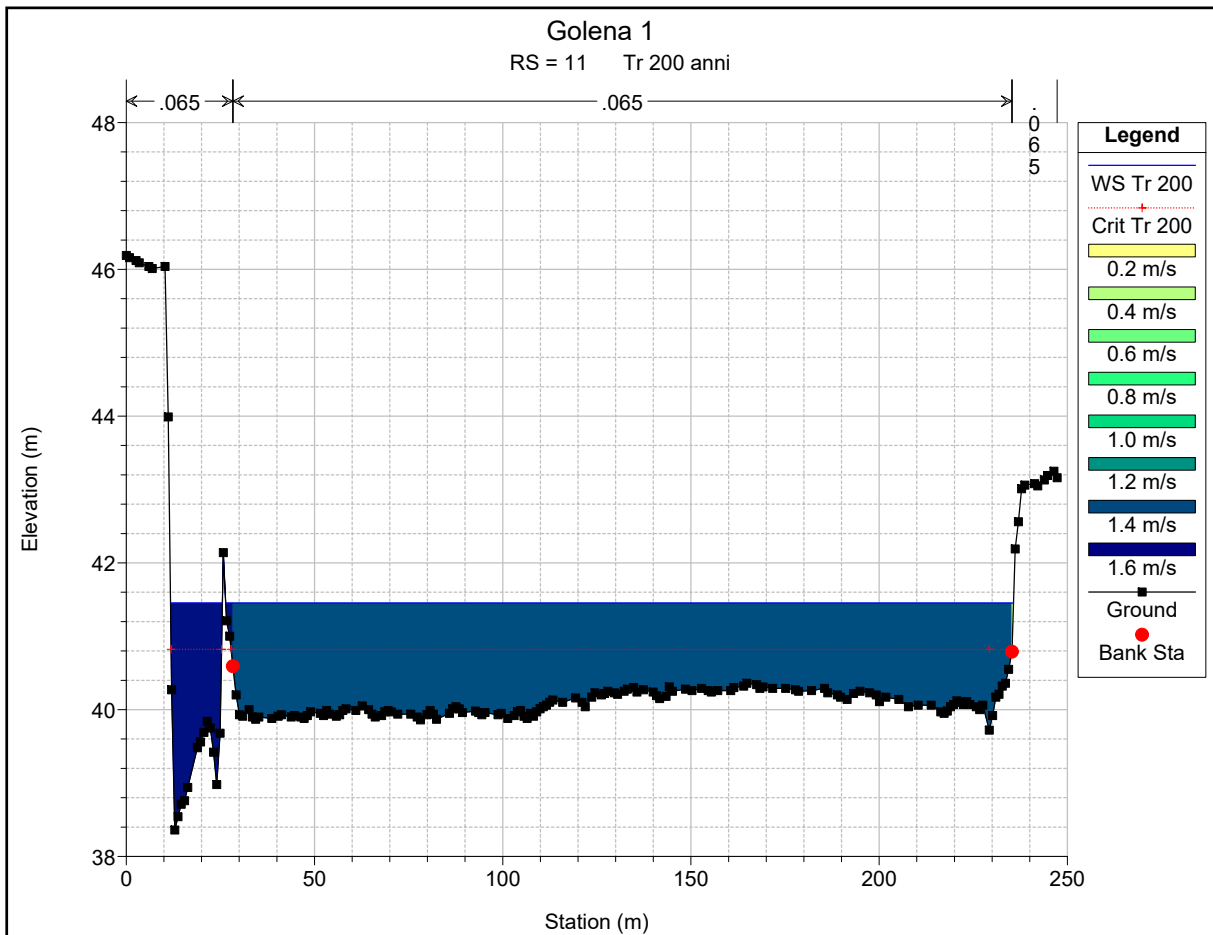


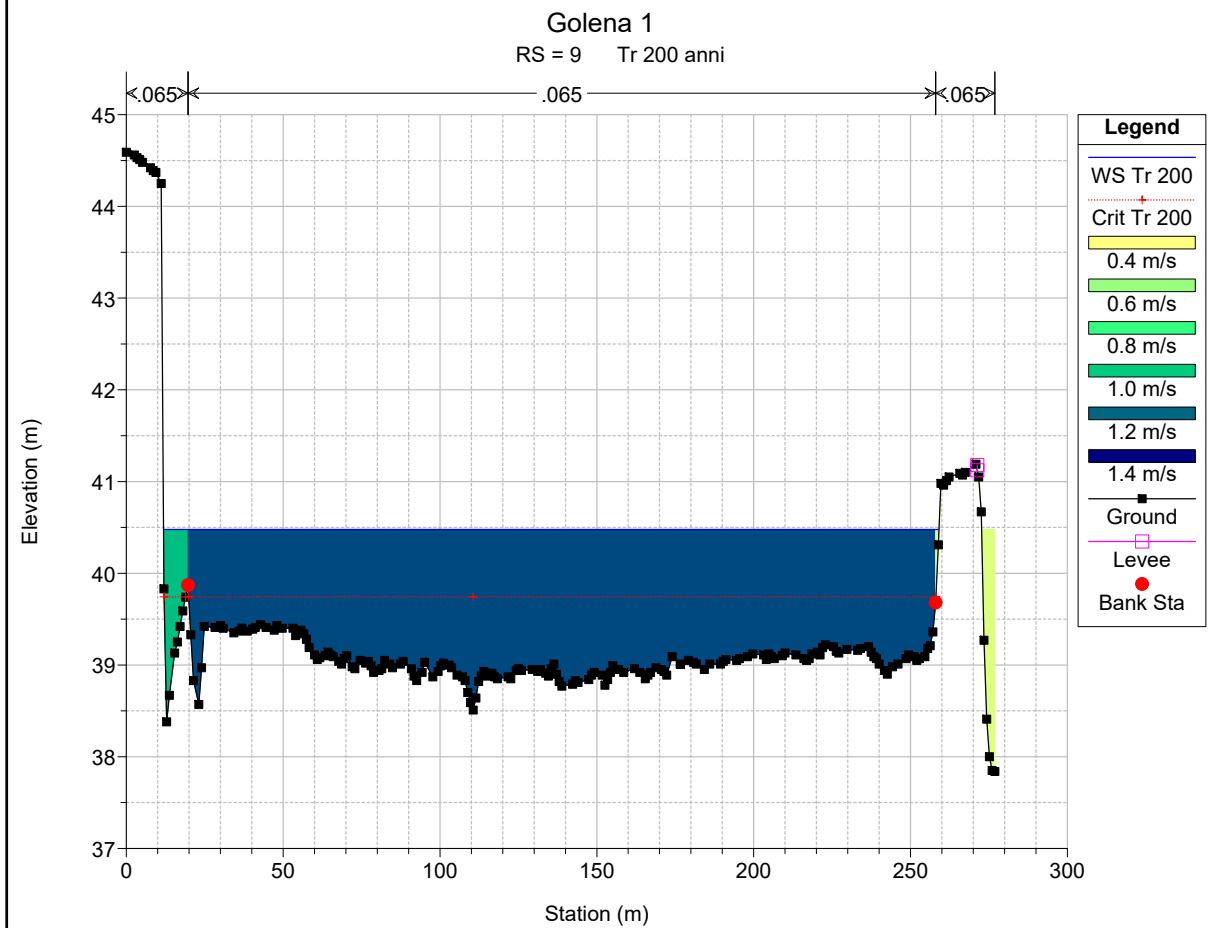
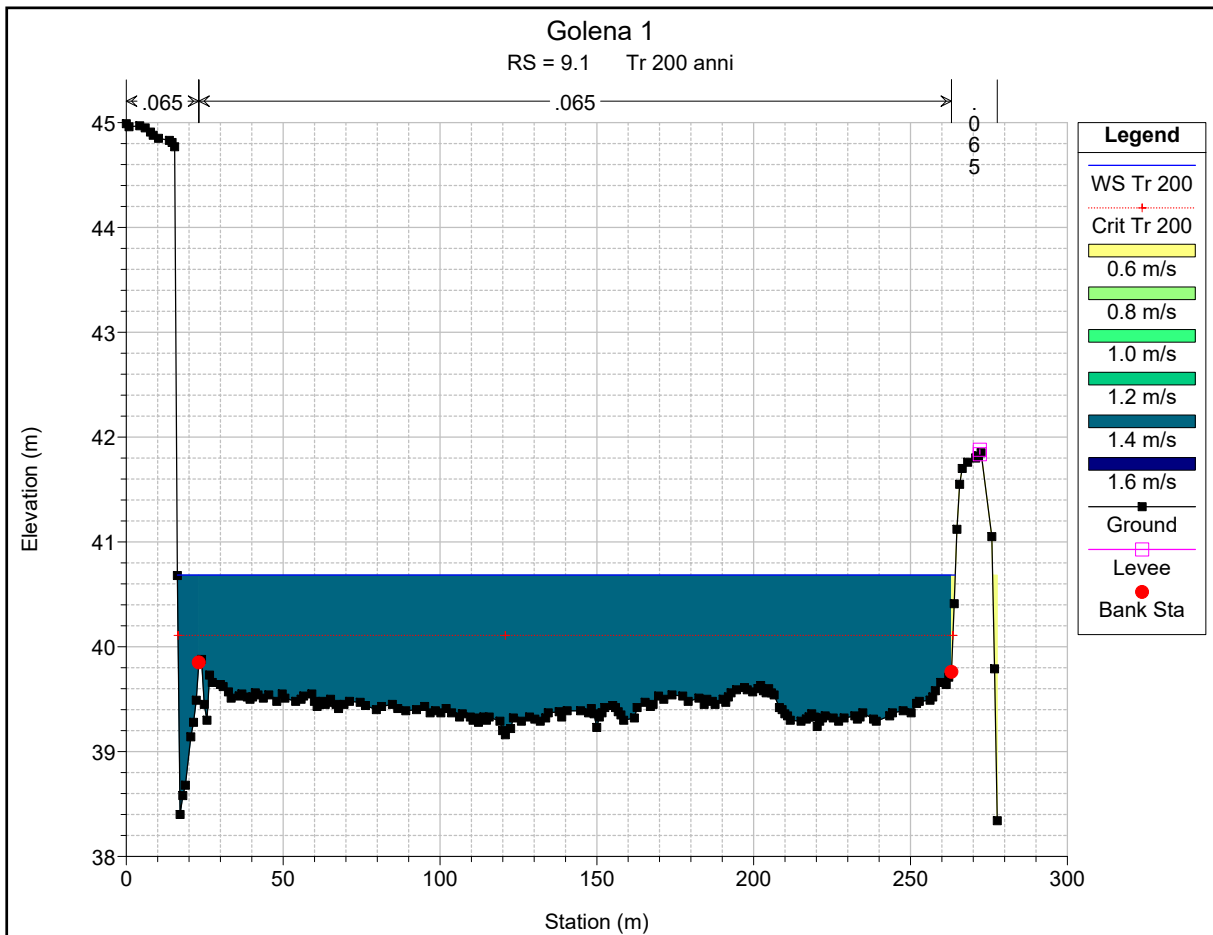
Legend

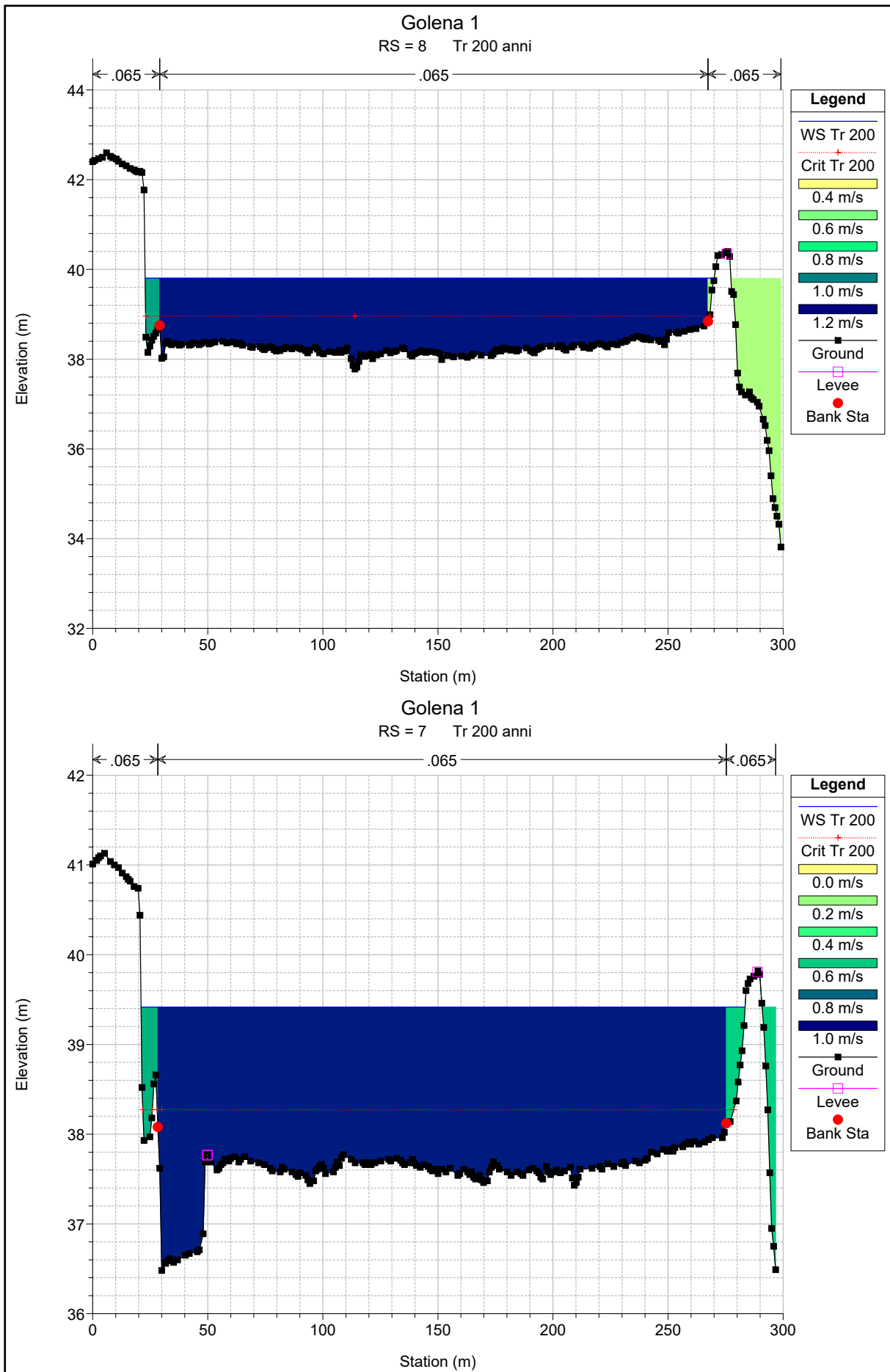
- WS Tr 200
- Crit Tr 200
- Ground
- LOB
- ROB

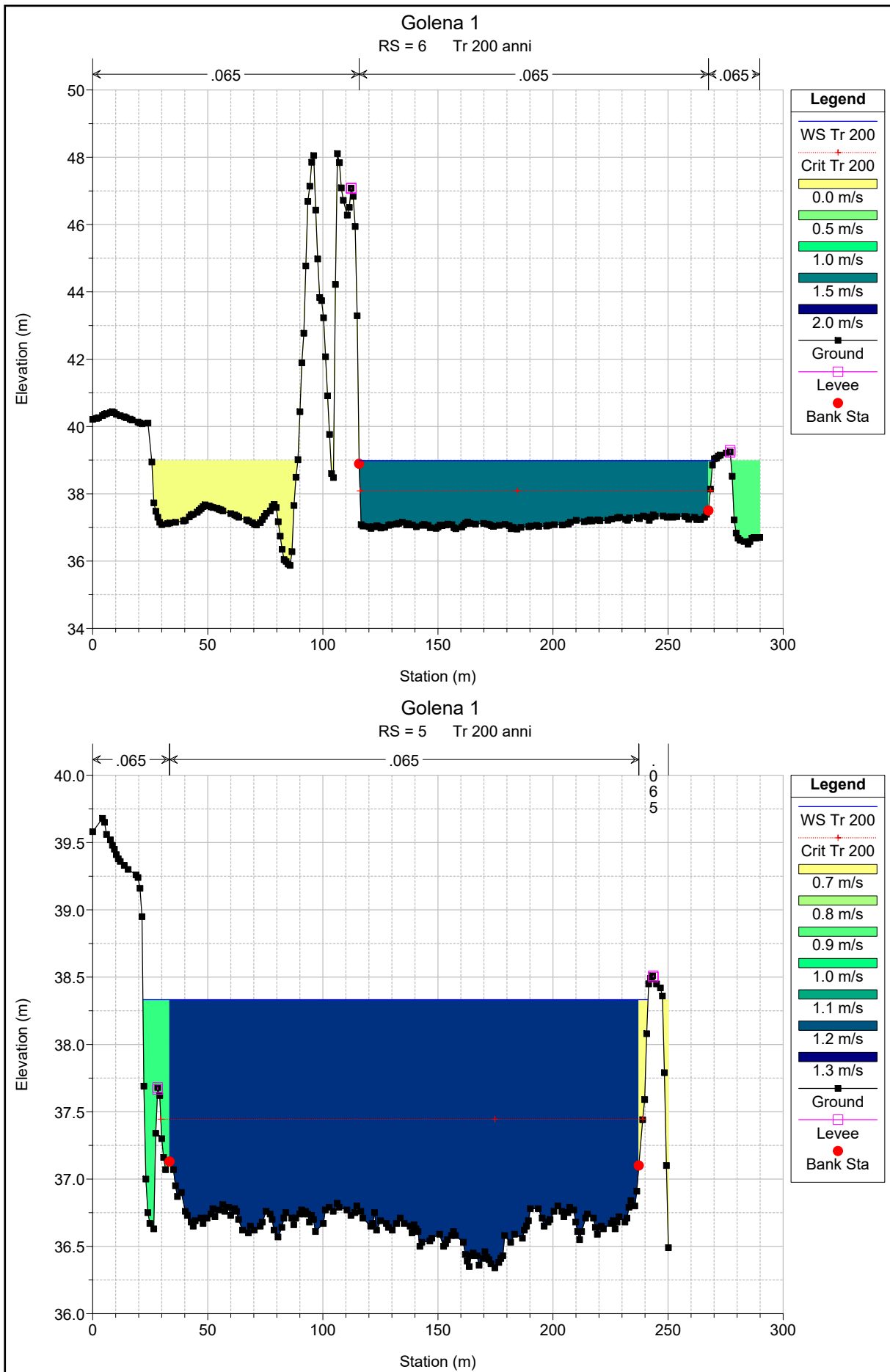
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Golena Reach: 1 Profile: Tr 200

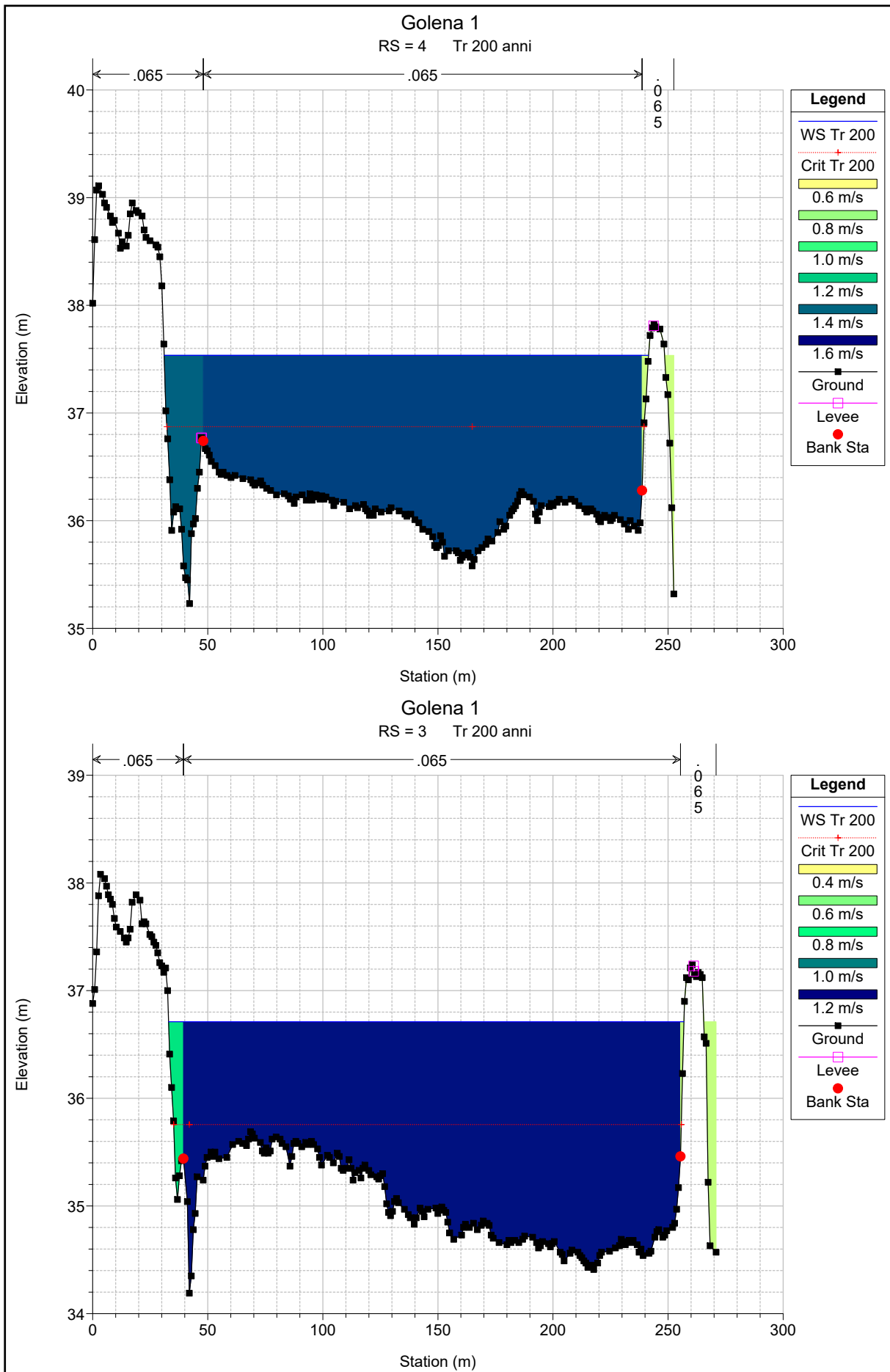
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1	11	Tr 200	437.00	39.72	41.45	40.82	41.55	0.005437	1.39	311.16	223.05	0.38
1	9.3	Tr 200	437.00	38.66	40.88		40.98	0.006127	1.42	311.05	246.23	0.40
1	9.1	Tr 200	437.00	39.16	40.68	40.11	40.78	0.006140	1.40	312.29	247.97	0.40
1	9	Tr 200	437.00	38.51	40.48	39.74	40.56	0.004195	1.26	349.42	247.20	0.34
1	8	Tr 200	437.00	37.78	39.80	38.96	39.87	0.003262	1.17	376.08	247.27	0.30
1	7	Tr 200	437.00	36.48	39.42	38.27	39.46	0.001696	0.94	467.98	262.43	0.22
1	6	Tr 200	437.00	36.95	38.98	38.09	39.11	0.004617	1.56	280.75	154.13	0.37
1	5	Tr 200	437.00	36.34	38.33	37.44	38.41	0.003313	1.24	356.23	219.46	0.31
1	4	Tr 200	437.00	35.58	37.54	36.87	37.65	0.005681	1.47	298.55	210.45	0.39
1	3	Tr 200	437.00	34.19	36.71	35.76	36.78	0.002883	1.17	375.01	223.90	0.29
1	2	Tr 200	437.00	34.11	36.12	35.43	36.28	0.006876	1.77	247.53	152.87	0.44
1	1	Tr 200	437.00	33.66	35.59	34.93	35.67	0.004580	1.25	351.96	273.61	0.35
1	0.9	Tr 200	437.00	32.68	34.72	34.10	34.79	0.004508	1.18	370.37	303.62	0.34
1	0.8	Tr 200	437.00	31.82	33.84	33.23	33.91	0.004476	1.15	380.08	322.56	0.34
1	0.7	Tr 200	437.00	31.15	33.00		33.07	0.005212	1.16	376.38	352.82	0.36
1	0.6	Tr 200	437.00	30.80	32.36	31.80	32.42	0.004450	1.07	408.37	384.75	0.33
1	0.5	Tr 200	437.00	29.71	31.58	31.07	31.64	0.004604	1.03	423.89	430.79	0.33

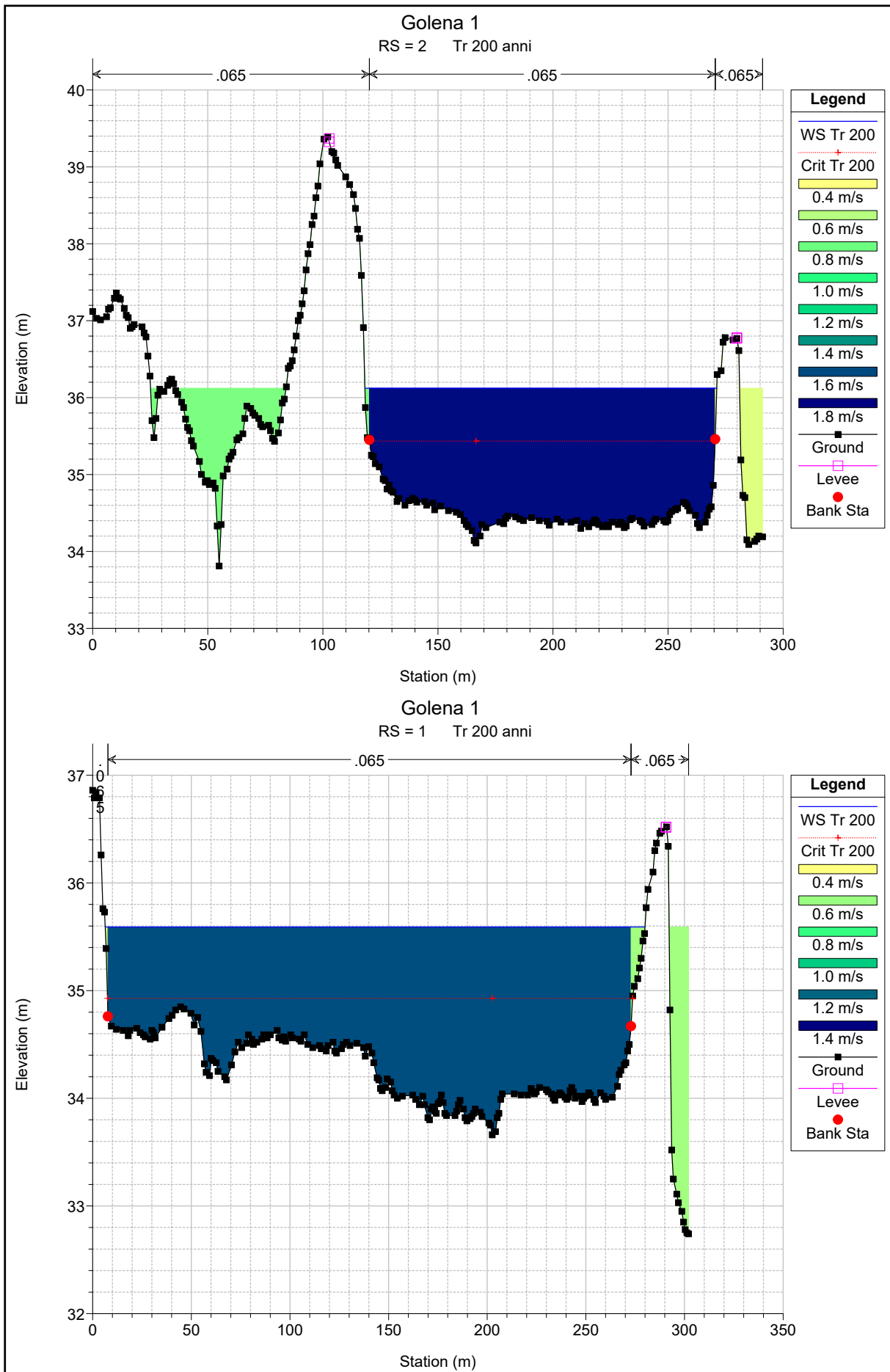


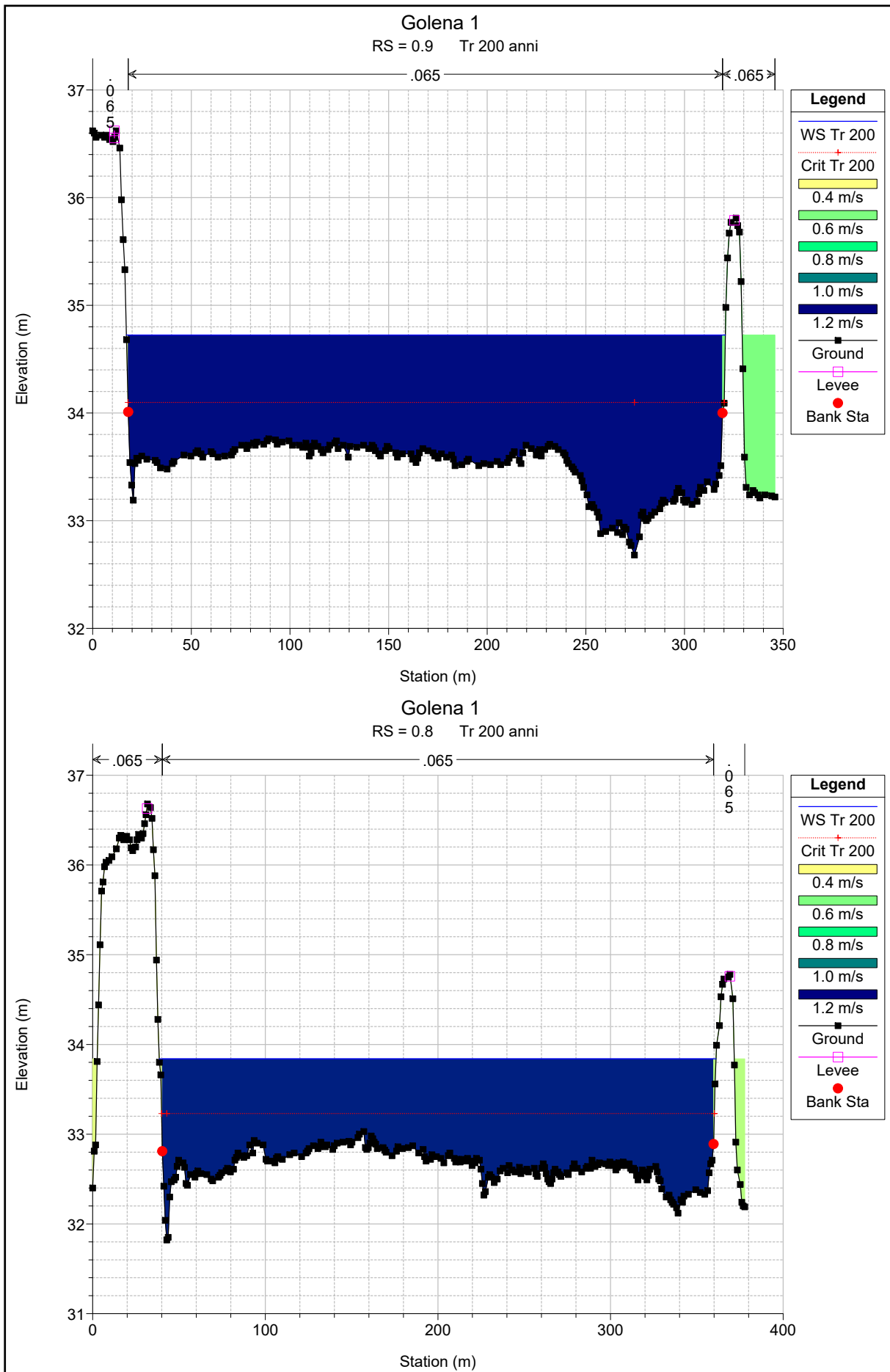


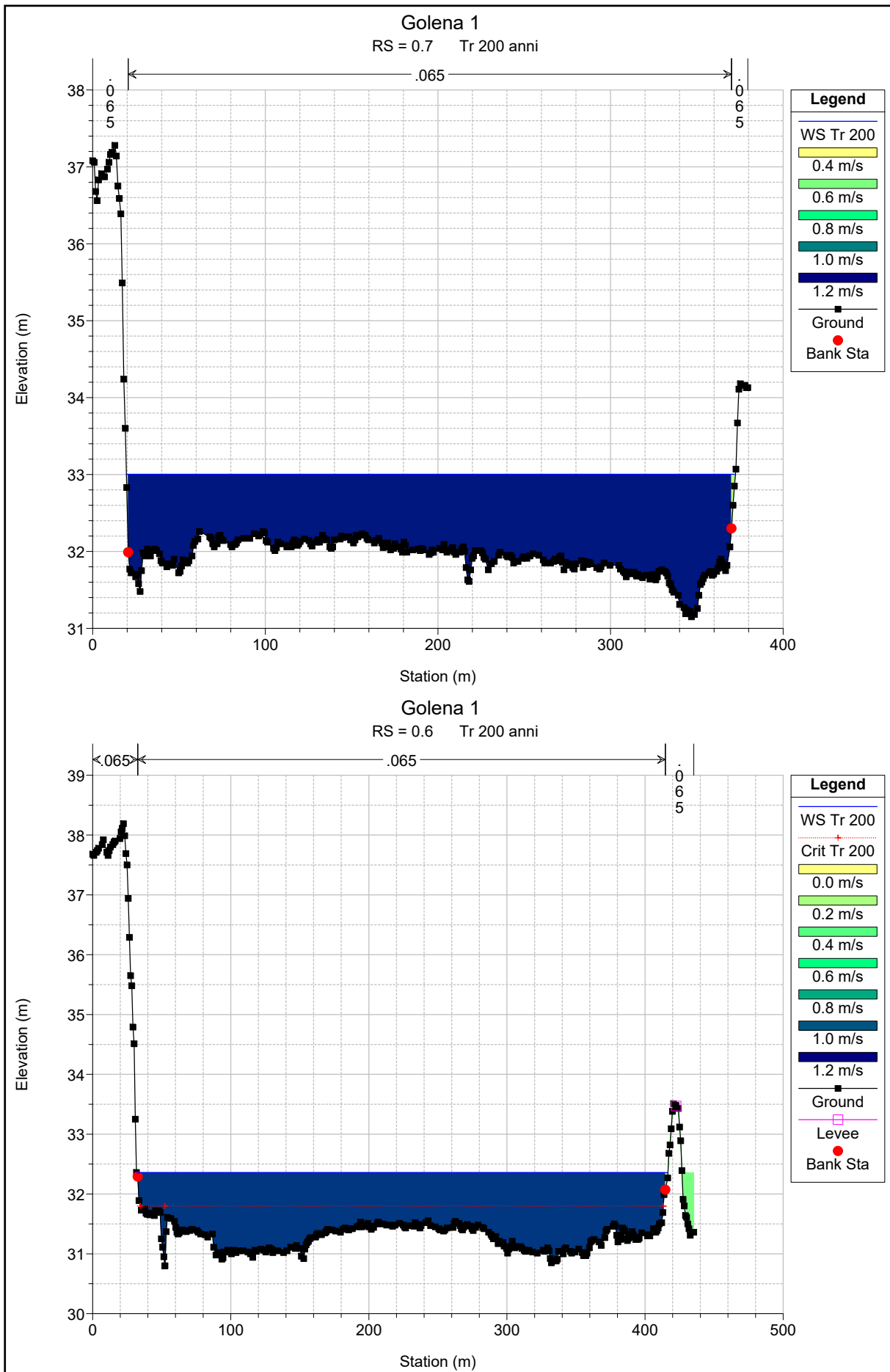






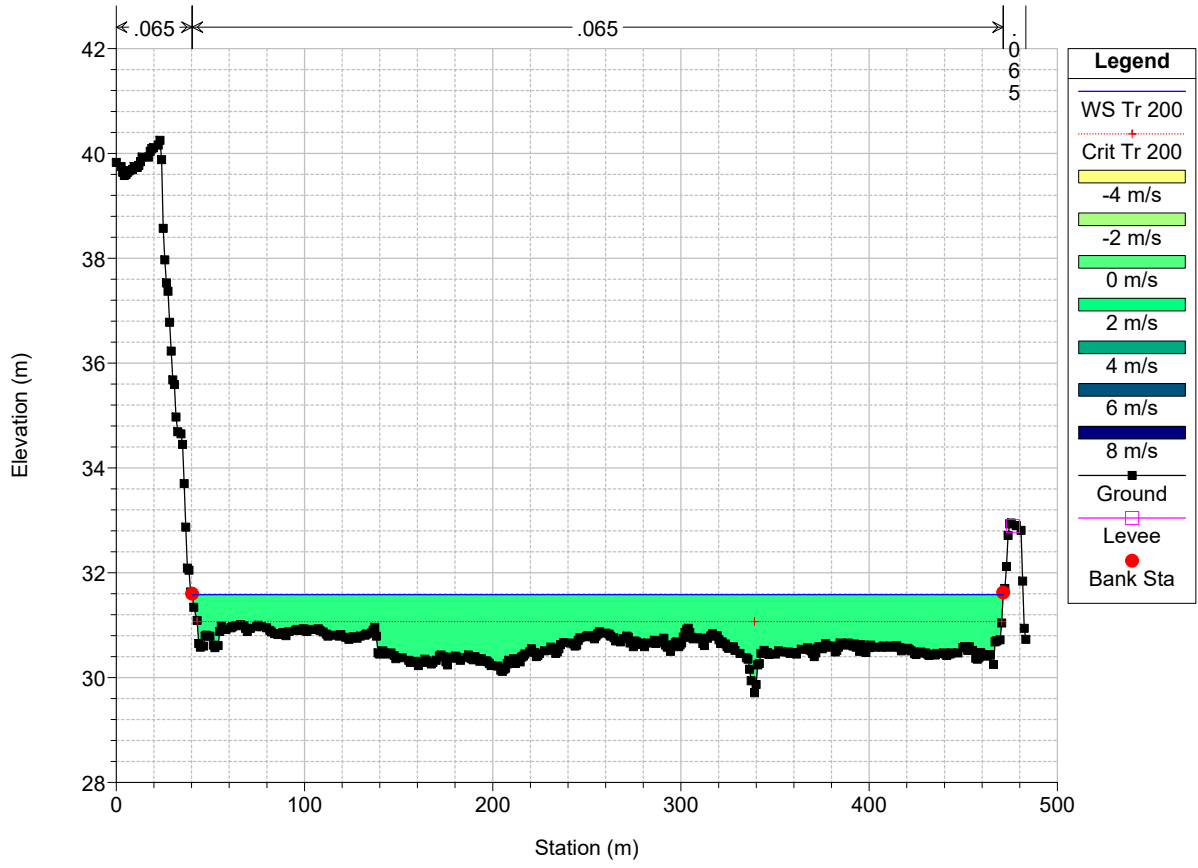






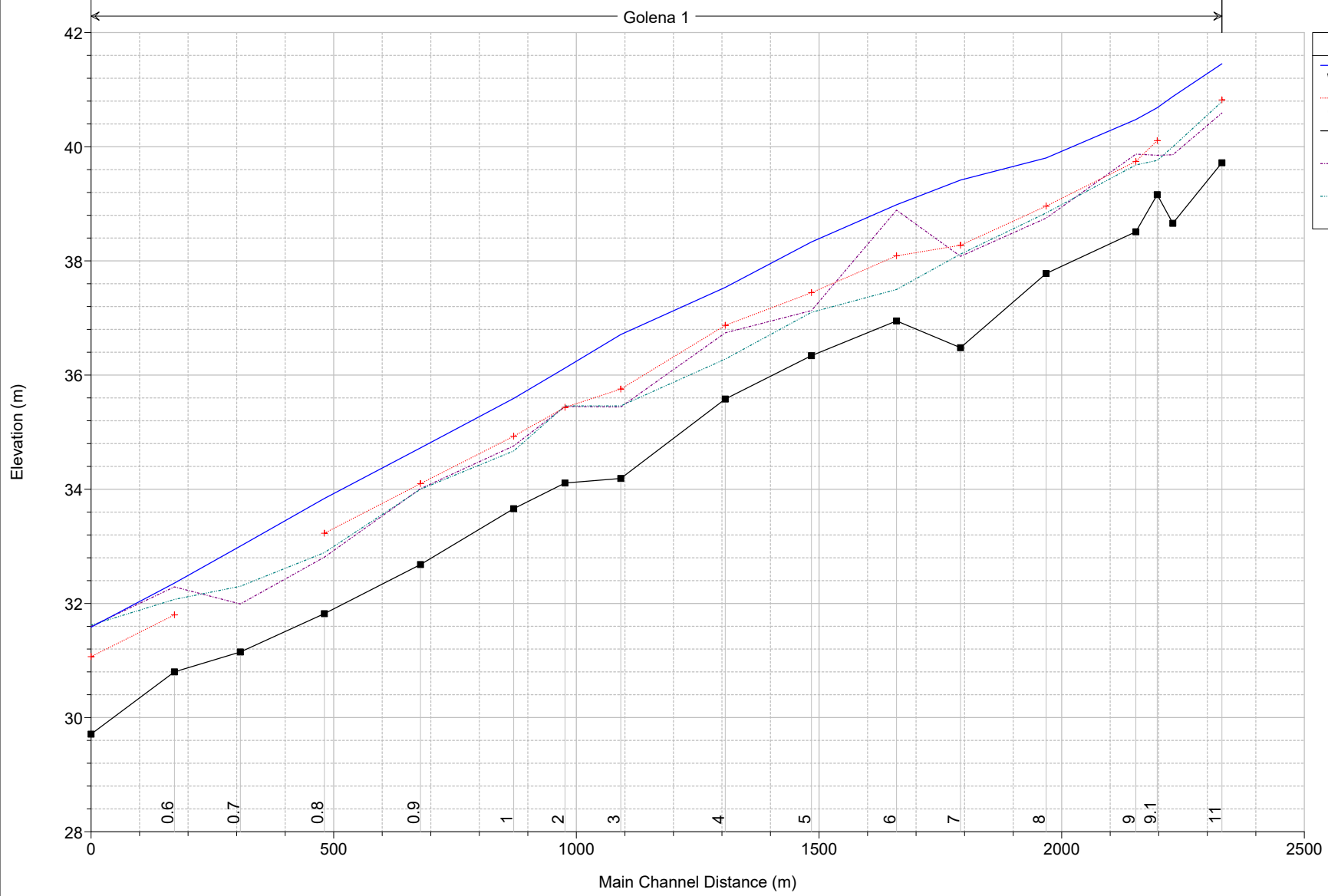
Golena 1

RS = 0.5 Tr 200 anni



Golena 1 Tr 200 anni

Golena 1



Legend	
WS Tr 200	(Solid blue line)
Crit Tr 200	(Dotted red line with '+' markers)
Ground	(Solid black line with square markers)
LOB	(Dotted purple line)
ROB	(Dotted green line)



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

14. ALLEGATO 3: CALCOLO SCALZAMENTO

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 76 di 77

VIADOTTO MESIMA 1

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 1

caratteristiche pila

s	4.5 m	larghezza pila
l	10 m	lunghezza pila
alfa	45 gradi	angolo d'attacco
l/s	2.2	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	2.4 m/s	velocità corrente
Y	2.5 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000002 m	diametro caratteristico
Uc	0.01 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	352.50	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1.3	pila a setto
f3	1.5	angolo di attacco corrente
f4	1.5	interazione pile
DY	13.29 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 1

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 2

caratteristiche pila

s	4.5 m	larghezza pila
l	10 m	lunghezza pila
alfa	45 gradi	angolo d'attacco
l/s	2.2	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	2.3 m/s	velocità corrente
Y	3.7 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000002 m	diametro caratteristico
Uc	0.01 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	339.11	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1.3	pile a setto
f3	1.5	angolo di attacco corrente
f4	1.5	interazione pile
DY	17.80 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 1

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 3

caratteristiche pila

s	4.5 m	larghezza pila
l	4.5 m	lunghezza pila
alfa	0 gradi	angolo d'attacco
l/s	1.0	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	1.1 m/s	velocità corrente
Y	2.36 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000002 m	diametro caratteristico
Uc	0.01 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	168.07	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1	pila circolari
f3	1	angolo di attacco corrente
f4	1.15	interazione pile
DY	4.98 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 1

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 4

caratteristiche pila

s	4.5 m	larghezza pila
l	4.5 m	lunghezza pila
alfa	0 gradi	angolo d'attacco
l/s	1.0	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	1.5 m/s	velocità corrente
Y	3.36 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000002 m	diametro caratteristico
Uc	0.01 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	220.13	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1	pila circolari
f3	1	angolo di attacco corrente
f4	1.3	interazione pile
DY	7.41 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 1

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 5

caratteristiche pila

s	4.5 m	larghezza pila
l	4.5 m	lunghezza pila
alfa	0 gradi	angolo d'attacco
l/s	1.0	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	1.9 m/s	velocità corrente
Y	3.63 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000002 m	diametro caratteristico
Uc	0.01 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	282.59	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1	pila circolari
f3	1	angolo di attacco corrente
f4	1.3	interazione pile
DY	7.81 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 1

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 6

caratteristiche pila

s	4.5 m	larghezza pila
l	4.5 m	lunghezza pila
alfa	0 gradi	angolo d'attacco
l/s	1.0	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	0.9 m/s	velocità corrente
Y	2.51 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000002 m	diametro caratteristico
Uc	0.01 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	139.81	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1	pila circolari
f3	1	angolo di attacco corrente
f4	1.3	interazione pile
DY	5.92 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 1 - FORMULAZIONE CSU

pila	larghezza pila	lunghezza pila	forma pila	angolo di incidenza corrente	altezza idrica	velocità corrente	numero di Froude	forma della pila	angolo incidenza corrente	condizione fondo alveo	corazzamento fondo	scalzamento	interazione pile	scalzamento massimo
-	a (m)	L (m)	L/a	teta (°)	y (m)	v (m/s)	Fr	K1	K2	K3	K4	ds (m)	-	ds (m)
1	4.5	10	2.22	45	2.4	2.4	0.49	1.1	1.71	1.1	1	10.95	1.50	16.42
2	4.5	10	2.22	45	3.7	2.3	0.38	1.1	1.71	1.1	1	11.44	1.50	17.15
3	4.5	4.5	1.00	0	2.4	1.1	0.23	1	1.00	1.1	1	4.24	1.15	4.87
4	4.5	4.5	1.00	0	3.4	1.5	0.26	1	1.00	1.1	1	4.99	1.30	6.49
5	4.5	4.5	1.00	0	3.6	1.9	0.32	1	1.00	1.1	1	5.61	1.30	7.30
6	4.5	4.5	1.00	0	2.5	0.9	0.19	1	1.00	1.1	1	3.95	1.30	5.13

VIADOTTO MESIMA 2

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 1

caratteristiche pila

s	12 m	larghezza pila
l	24 m	lunghezza pila
alfa	30 gradi	angolo d'attacco
l/s	2.0	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	8.5 m/s	velocità corrente
Y	5.42 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000001 m	diametro caratteristico
Uc	0.00 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	1794.21	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1.3	pile a setto
f3	1.3	angolo di attacco corrente
f4	1	interazione pile
DY	17.17 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 2
EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 2

caratteristiche pila

s	12 m	larghezza pila
l	24 m	lunghezza pila
alfa	30 gradi	angolo d'attacco
l/s	2.0	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	8.5 m/s	velocità corrente
Y	5.42 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000001 m	diametro caratteristico
Uc	0.00 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	1785.80	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1.3	pile a setto
f3	1.3	angolo di attacco corrente
f4	1	interazione pile
DY	17.17 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 2 - FORMULAZIONE CSU

pila	larghezza pila	lunghezza pila	forma pila	angolo di incidenza corrente	altezza idrica	velocità corrente	numero di Froude	forma della pila	angolo incidenza corrente	condizione fondo alveo	corazzamento fondo	scalzamento	interazione pile	scalzamento massimo
-	a (m)	L (m)	L/a	teta (°)	y (m)	v (m/s)	Fr	K1	K2	K3	K4	ds (m)	-	ds (m)
1	12	24	2.00	30	5.4	8.5	0.19	1.1	1.50	1.1	1	16.15	1.00	16.15
2	12	24	2.00	30	5.4	8.5	0.19	1.1	1.50	1.1	1	16.15	1.00	16.15

VIADOTTO MESIMA 3

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 1

caratteristiche pila

s	2.5 m	larghezza pila
l	9 m	lunghezza pila
alfa	20 gradi	angolo d'attacco
l/s	3.6	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	2.0 m/s	velocità corrente
Y	4.5 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.00002 m	diametro caratteristico
Uc	0.02 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	93.60	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1.3	pile a setto
f3	1.7	angolo di attacco corrente
f4	1.3	interazione pile
DY	13.60 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 3

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 2

caratteristiche pila

s	2.5 m	larghezza pila
l	9 m	lunghezza pila
alfa	20 gradi	angolo d'attacco
l/s	3.6	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	1.9 m/s	velocità corrente
Y	4.5 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.00002 m	diametro caratteristico
Uc	0.02 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	87.95	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1.3	pile a setto
f3	1.7	angolo di attacco corrente
f4	1.3	interazione pile
DY	13.60 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 3 - FORMULAZIONE CSU

pila	larghezza pila	lunghezza pila	forma pila	angolo di incidenza corrente	altezza idrica	velocità corrente	numero di Froude	forma della pila	angolo incidenza corrente	condizione fondo alveo	corazzamento fondo	scalzamento	interazione pile	scalzamento massimo
-	a (m)	L (m)	L/a	teta (°)	y (m)	v (m/s)	Fr	K1	K2	K3	K4	ds (m)	-	ds (m)
1	2.5	9	3.60	20	4.5	2.0	0.30	1.1	1.65	1.1	1	7.32	1.30	9.52
2	2.5	9	3.60	20	4.5	1.9	0.28	1.1	1.65	1.1	1	7.13	1.30	9.27

VIADOTTO MESIMA 4

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 1

caratteristiche pila

s	2.5 m	larghezza pila
l	9 m	lunghezza pila
alfa	30 gradi	angolo d'attacco
l/s	3.6	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	3.6 m/s	velocità corrente
Y	5.2 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000003 m	diametro caratteristico
Uc	0.01 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	437.19	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1.3	pile a setto
f3	1.8	angolo di attacco corrente
f4	1.3	interazione pile
DY	14.74 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 4

EROSIONE LOCALIZZATA INTORNO ALLA PILA 2

caratteristiche pila

s	2.5 m	larghezza pila
l	9 m	lunghezza pila
alfa	30 gradi	angolo d'attacco
l/s	3.6	

caratteristiche corrente e materiale d'alveo

U	5.3 m/s	velocità corrente
Y	5.38 m	profondità corrente
r	1000 Kg/mc	densità fluido
rs	2600 Kg/mc	densità sedimento
D50	0.000003 m	diametro caratteristico
Uc	0.01 m/s	velocità critica per il trasporto
U/Uc	648.49	

profondità di scavo

f1	1	
f2	1.3	pila a setto
f3	1.8	angolo di attacco corrente
f4	1.3	interazione pile
DY	14.80 m	profondità di scavo

VIADOTTO MESIMA 4 - FORMULAZIONE CSU

pila	larghezza pila	lunghezza pila	forma pila	angolo di incidenza corrente	altezza idrica	velocità corrente	numero di Froude	forma della pila	angolo incidenza corrente	condizione fondo alveo	corazzamento fondo	scalzamento	interazione pile	scalzamento massimo
-	a (m)	L (m)	L/a	teta (°)	y (m)	v (m/s)	Fr	K1	K2	K3	K4	ds (m)	-	ds (m)
1	2.5	9	3.60	30	5.2	3.6	0.50	1.1	1.89	1.1	1	11.01	1.30	14.32
2	2.5	9	3.60	30	5.1	5.3	0.75	1.1	1.89	1.1	1	13.01	1.30	16.92



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Idraulica

15. ALLEGATO 3: VERIFICHE ATTRAVERSAMENTI SECONDARI

Progettisti:

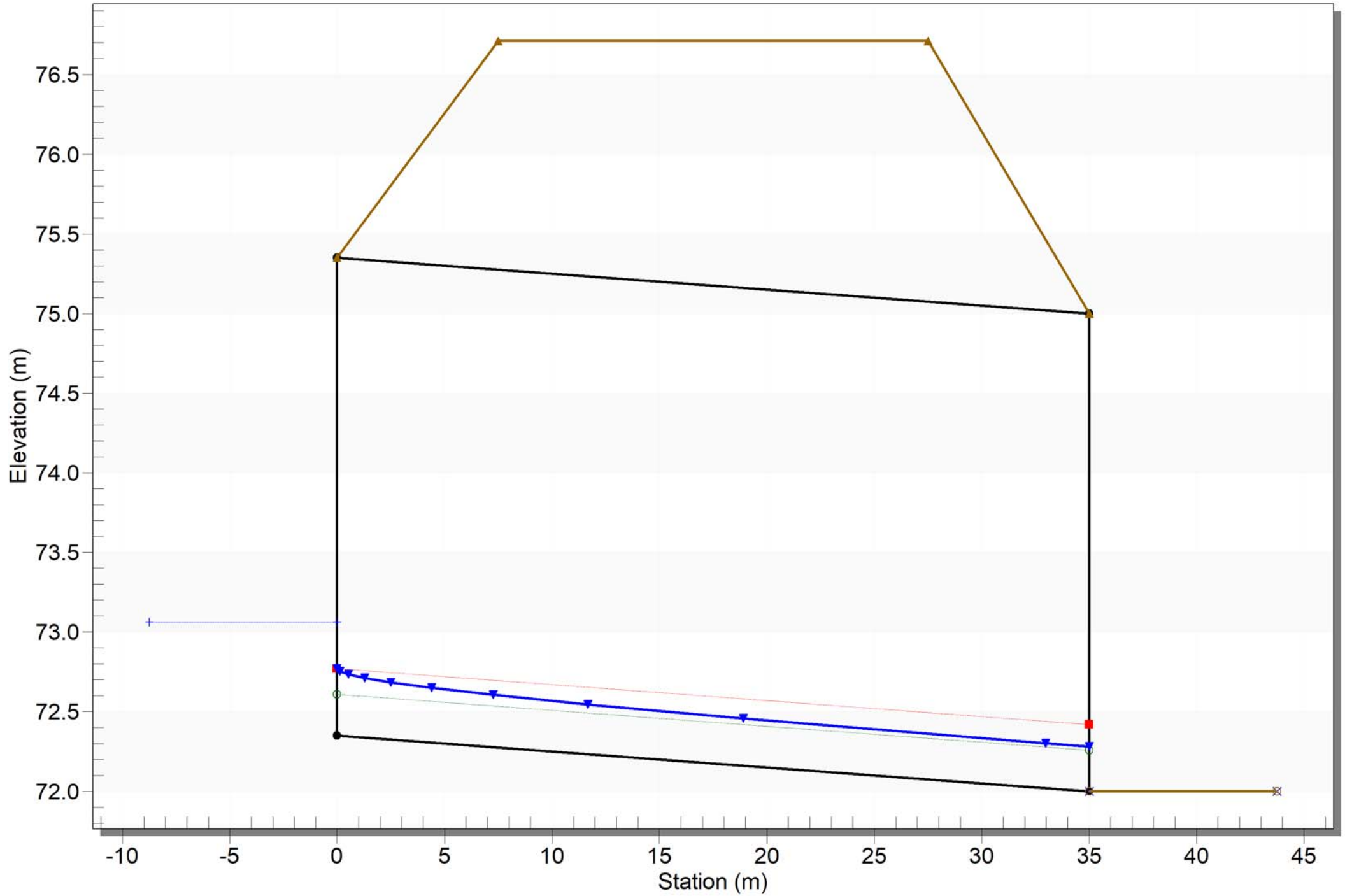
MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 77 di 77

Crossing - 0+155,25, Design Discharge - 3.40 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 3.40 cms



HY-8 Analysis Results

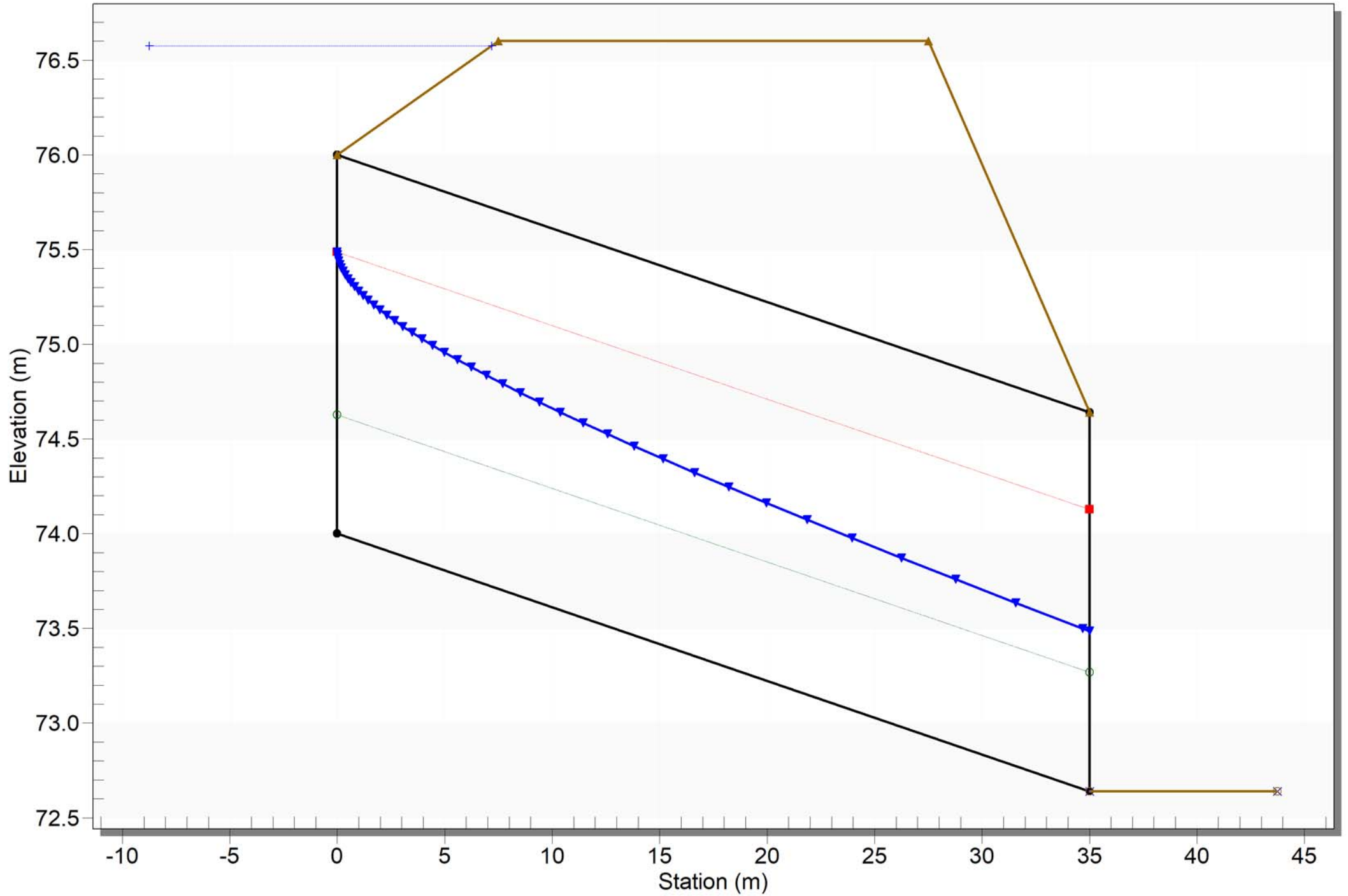
Customized Table

Culvert Crossing: 0+155,25

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	72.35	0.00	0.00	0.00
0.50	0.50	72.55	0.20	-0.23	0.12
1.00	1.00	72.67	0.32	-0.16	0.19
1.50	1.50	72.76	0.41	-0.11	0.24
2.00	2.00	72.85	0.50	-0.05	0.29
2.50	2.50	72.93	0.58	-0.00	0.34
3.00	3.00	73.01	0.66	0.04	0.39
3.40	3.40	73.06	0.71	0.08	0.42
4.00	4.00	73.14	0.79	0.13	0.47
4.50	4.50	73.21	0.86	0.17	0.51
5.00	5.00	73.27	0.92	0.21	0.54

Crossing - 0+579,59, Design Discharge - 11.36 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 11.36 cms



HY-8 Analysis Results

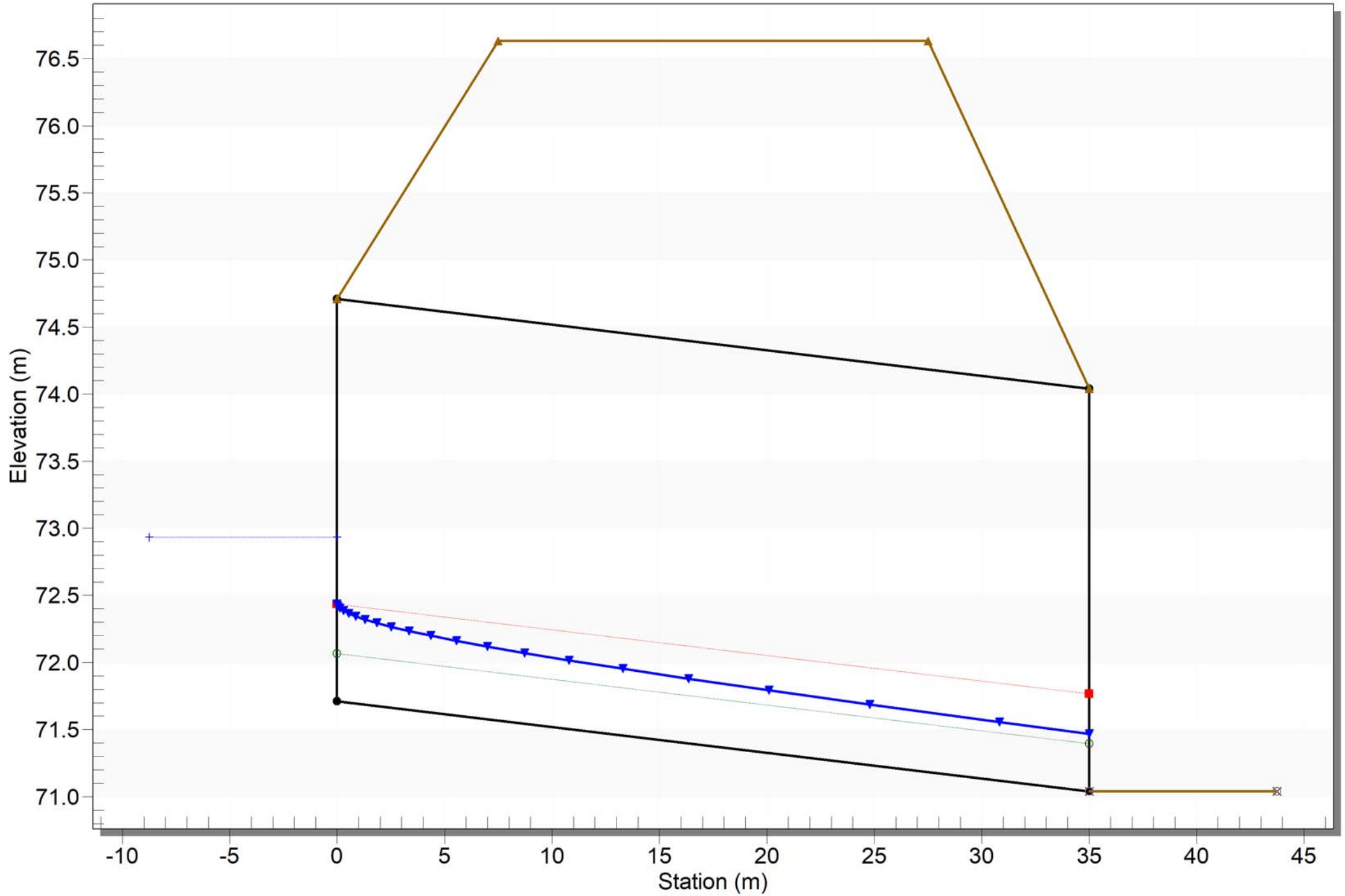
Customized Table

Culvert Crossing: 0+579,59

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	74.00	0.00	0.00	0.00
1.20	1.20	74.55	0.55	-1.02	0.33
2.40	2.40	74.87	0.87	-0.80	0.53
3.60	3.60	75.14	1.14	-0.60	0.69
4.80	4.80	75.38	1.38	-0.39	0.84
6.00	6.00	75.61	1.61	-0.19	0.97
7.20	7.20	75.82	1.82	0.03	1.10
8.40	8.40	76.03	2.03	0.25	1.22
9.60	9.60	76.24	2.24	0.48	1.33
10.80	10.80	76.47	2.47	0.73	1.44
11.36	11.36	76.58	2.58	0.85	1.49

Crossing - 0+755,00, Design Discharge - 7.75 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 7.75 cms



HY-8 Analysis Results

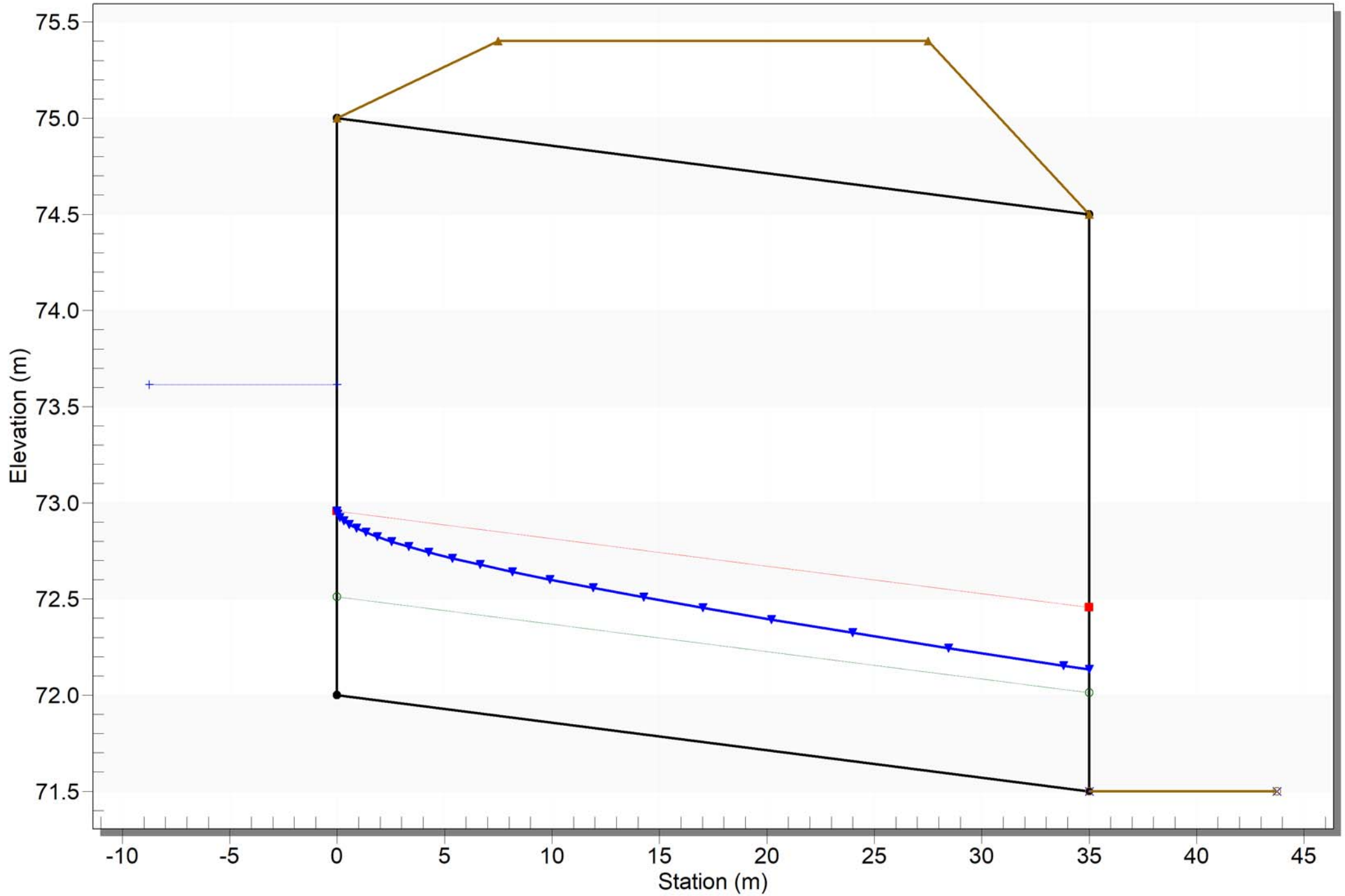
Customized Table

Culvert Crossing: 0+755,00

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	71.71	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	72.02	0.31	-0.48	0.19
2.00	2.00	72.21	0.50	-0.37	0.29
3.00	3.00	72.36	0.65	-0.28	0.39
4.00	4.00	72.50	0.79	-0.19	0.47
5.00	5.00	72.62	0.91	-0.11	0.54
6.00	6.00	72.74	1.03	-0.04	0.61
7.00	7.00	72.85	1.14	0.04	0.68
7.75	7.75	72.93	1.22	0.09	0.73
9.00	9.00	73.06	1.35	0.18	0.80
10.00	10.00	73.16	1.45	0.25	0.86

Crossing - 1+062,70, Design Discharge - 11.71 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 11.71 cms



HY-8 Analysis Results

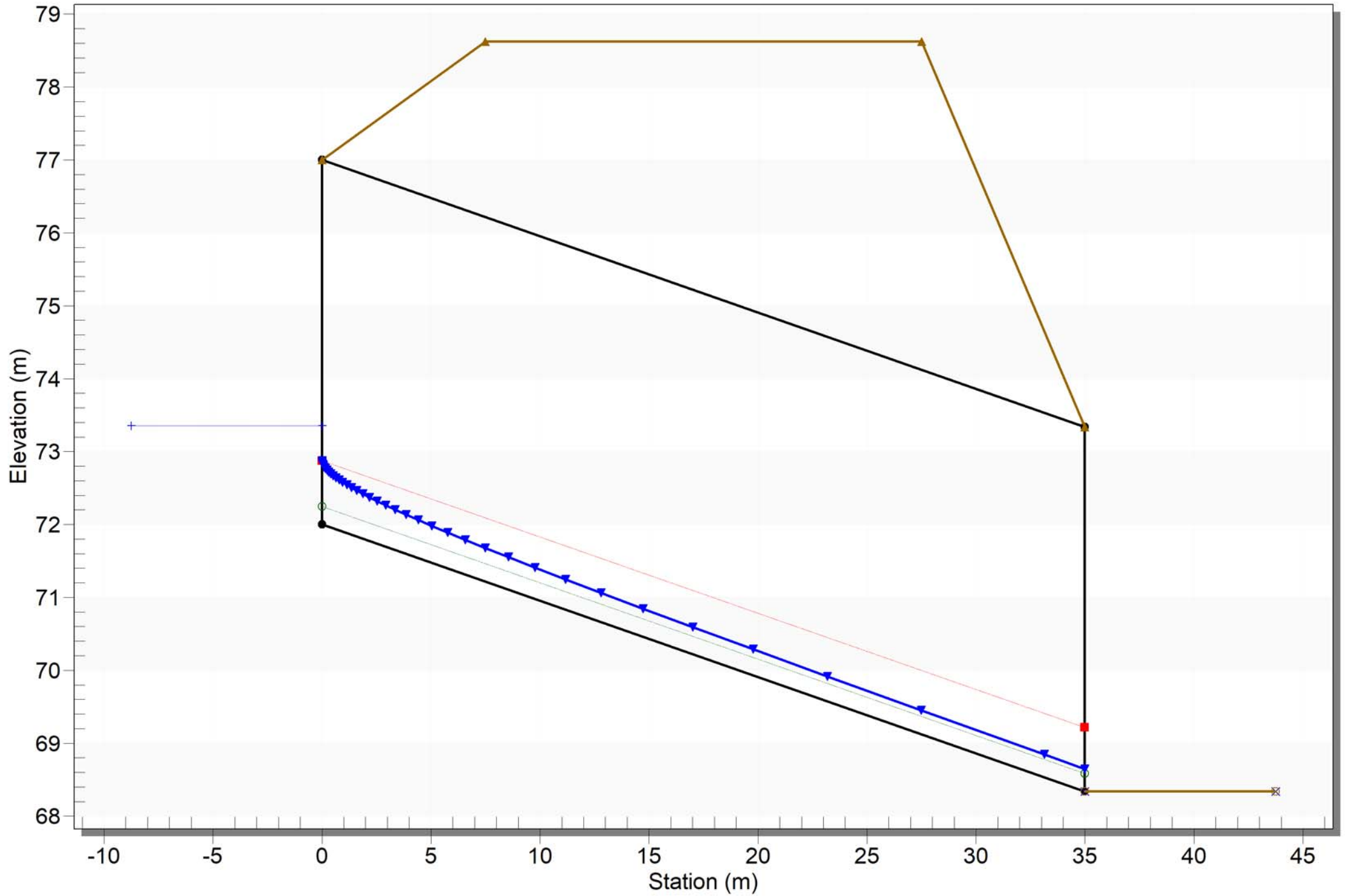
Customized Table

Culvert Crossing: 1+062,70

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	72.00	0.00	0.00	0.00
1.50	1.50	72.41	0.41	-0.26	0.24
3.00	3.00	72.65	0.65	-0.11	0.39
4.50	4.50	72.86	0.86	0.02	0.51
6.00	6.00	73.04	1.04	0.13	0.61
7.50	7.50	73.20	1.20	0.24	0.71
9.00	9.00	73.36	1.36	0.35	0.80
10.50	10.50	73.50	1.50	0.45	0.89
11.71	11.71	73.62	1.62	0.53	0.96
13.50	13.50	73.77	1.77	0.66	1.05
15.00	15.00	73.90	1.90	0.76	1.13

Crossing - 2+232,30, Design Discharge - 12.79 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 12.79 cms



HY-8 Analysis Results

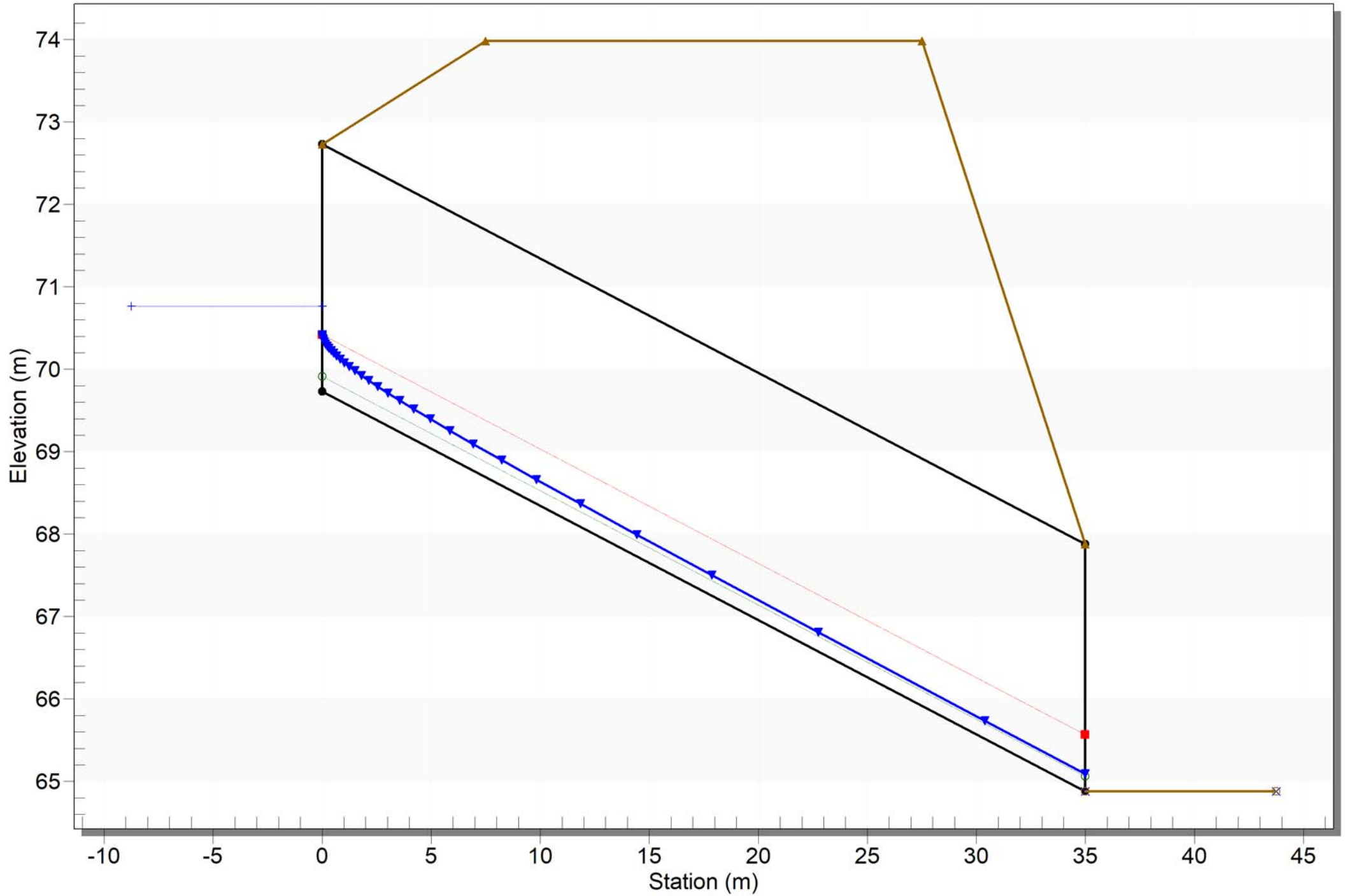
Customized Table

Culvert Crossing: 2+232,30

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	72.00	0.00	0.00	0.00
1.50	1.50	72.32	0.32	-3.45	0.21
3.00	3.00	72.51	0.51	-3.33	0.33
4.50	4.50	72.67	0.67	-3.22	0.44
6.00	6.00	72.82	0.82	-3.13	0.53
7.50	7.50	72.95	0.95	-3.04	0.61
9.00	9.00	73.07	1.07	-2.96	0.69
10.50	10.50	73.19	1.19	-2.88	0.77
12.00	12.00	73.30	1.30	-2.80	0.84
12.79	12.79	73.35	1.35	-2.77	0.87
15.00	15.00	73.50	1.50	-2.66	0.97

Crossing - 2+451,55 , Design Discharge - 5.37 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 5.37 cms



HY-8 Analysis Results

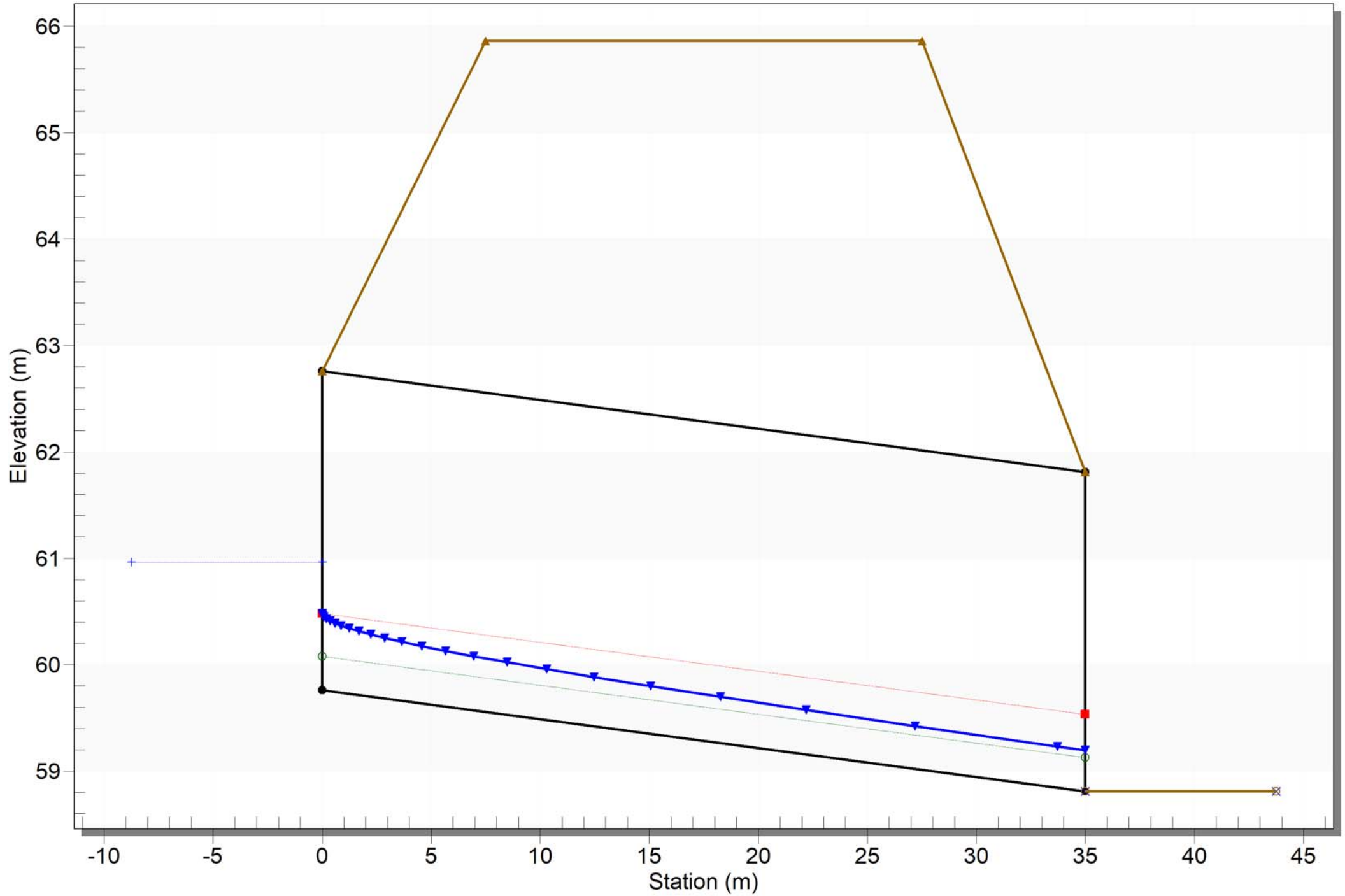
Customized Table

Culvert Crossing: 2+451,55

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	69.73	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	70.07	0.34	-4.62	0.22
2.00	2.00	70.27	0.54	-4.49	0.36
3.00	3.00	70.43	0.70	-4.37	0.47
4.00	4.00	70.58	0.85	-4.27	0.57
5.00	5.00	70.72	0.99	-4.17	0.66
5.37	5.37	70.76	1.03	-4.13	0.69
7.00	7.00	70.96	1.23	-3.98	0.82
8.00	8.00	71.08	1.35	-3.89	0.90
9.00	9.00	71.19	1.46	-3.79	0.97
10.00	10.00	71.30	1.57	-3.70	1.04

Crossing - 3+105,35, Design Discharge - 7.68 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 7.68 cms



HY-8 Analysis Results

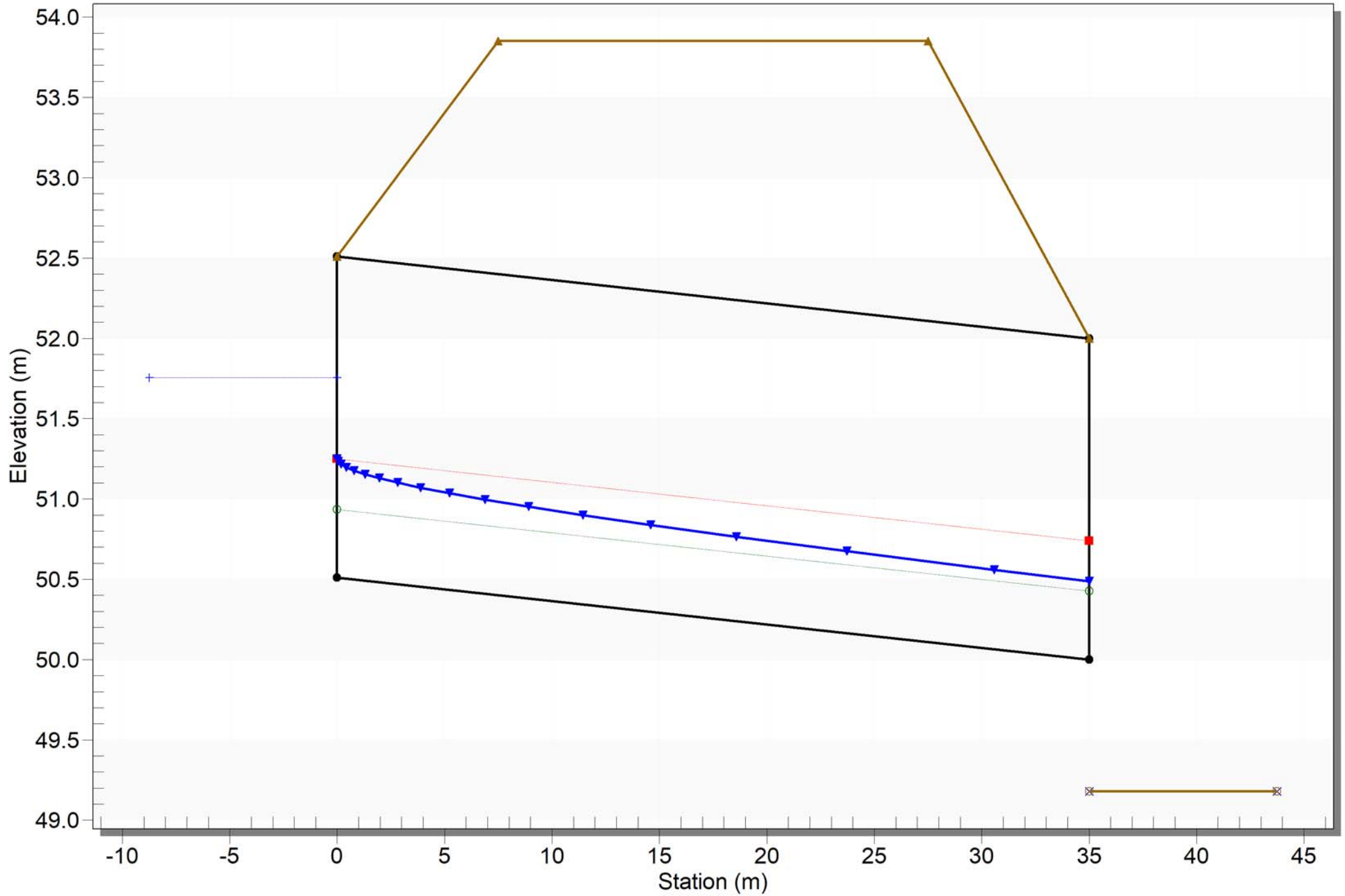
Customized Table

Culvert Crossing: 3+105,35

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	59.76	0.00	0.00	0.00
1.50	1.50	60.17	0.41	-0.71	0.24
3.00	3.00	60.40	0.64	-0.56	0.39
4.50	4.50	60.60	0.84	-0.43	0.51
6.00	6.00	60.78	1.02	-0.32	0.61
7.50	7.50	60.95	1.19	-0.21	0.71
7.68	7.68	60.97	1.21	-0.19	0.72
10.50	10.50	61.24	1.48	0.00	0.89
12.00	12.00	61.38	1.62	0.10	0.97
13.50	13.50	61.51	1.75	0.21	1.05
15.00	15.00	61.64	1.88	0.31	1.13

Crossing - 5+522,80, Design Discharge - 3.98 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 3.98 cms



HY-8 Analysis Results

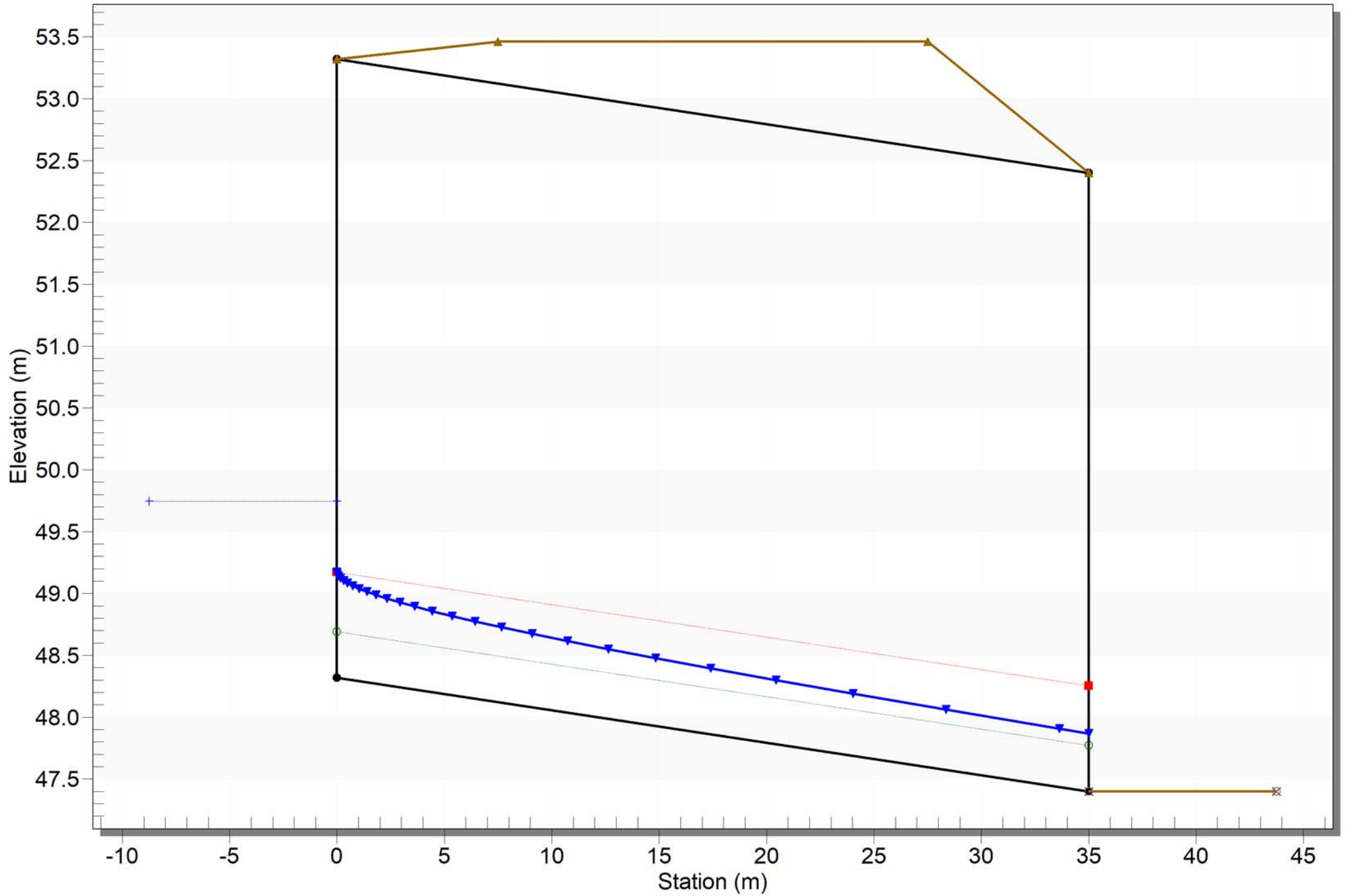
Customized Table

Culvert Crossing: 5+522,80

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	50.51	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	51.01	0.50	-0.21	0.29
2.00	2.00	51.30	0.79	-0.02	0.47
3.00	3.00	51.54	1.03	0.15	0.61
3.98	3.98	51.75	1.24	0.32	0.74
5.00	5.00	51.95	1.44	0.49	0.86
6.00	6.00	52.14	1.63	0.66	0.97
7.00	7.00	52.32	1.81	0.84	1.08
8.00	8.00	52.49	1.98	1.02	1.18
9.00	9.00	52.67	2.16	1.21	1.27
10.00	10.00	52.85	2.34	1.41	1.37

Crossing - 6+177,80, Design Discharge - 12.32 cms

Culvert - Culvert 1, Culvert Discharge - 12.32 cms



HY-8 Analysis Results

Customized Table

Culvert Crossing: 6+177,80

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Critical Depth (m)
0.00	0.00	48.32	0.00	0.00	0.00
1.50	1.50	48.67	0.35	-0.71	0.21
3.00	3.00	48.88	0.56	-0.59	0.33
4.50	4.50	49.05	0.73	-0.48	0.44
6.00	6.00	49.20	0.88	-0.39	0.53
7.50	7.50	49.34	1.02	-0.30	0.61
9.00	9.00	49.48	1.16	-0.22	0.69
10.50	10.50	49.60	1.28	-0.14	0.77
12.00	12.00	49.72	1.40	-0.06	0.84
12.32	12.32	49.74	1.42	-0.05	0.85
15.00	15.00	49.94	1.62	0.08	0.97