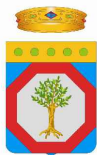


Comune di
Brindisi

Regione Puglia



Provincia di
Brindisi



Committente:



MEROPE SOL S.R.L.
VIA MERCATO 3/5 CAP 20121 MILANO (MI)
c.f. 12502480960



Titolo del Progetto:

Progetto per la realizzazione e l'esercizio di un impianto agrifotovoltaico dotato di accumulo denominato "Boccardi"

Documento:	PROGETTO DEFINITIVO	Codice Pratica:	PCGG1M3	N° Tavola:	C
Elaborato:	RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA	SCALA:	N.D.		
		FOGLIO:	1 di 1		
		FORMATO:	A4		

Nome file: **PCGG1M3_Relazione_Idrologica_e_Idraulica_C.pdf**

Progettazione:



NEW DEVELOPMENTS S.r.l.
Piazza Europa, 14
87100 Cosenza (CS)

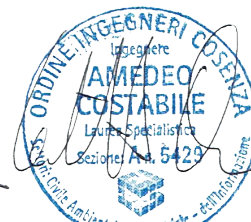
Progettisti:



dott. ing. Emanuele Barbieri



dott. ing. Giovanni Guzzo Foliaro



dott. ing. Amedeo Costabile



dott. ing. Francesco Meringolo

Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	01/08/2022	PRIMA EMISSIONE	New Dev.	CSC	CSC

INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	AREA DI INTERVENTO	2
3.	STATO DI FATTO E SOVRAPPOSIZIONE CON CARTOGRAFIA PAI	2
3.1.	INTERFERENZE CON RETICOLO ESISTENTE	5
4.	INTERVENTI IN PROGETTO	7
5.	ANALISI IDROLOGICA.....	11
5.1.	ANALISI PROBABILISTICA DELLE PIOGGE	11
5.1.1.	IL PRIMO LIVELLO TCEV	12
5.1.2.	IL TERZO LIVELLO DI REGIONALIZZAZIONE: IL VAPI PUGLIA E IL VAPI BASILICATA	15
5.1.3.	CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DI RIFERIMENTO	17
5.1.4.	CURVE DI PIOGGIA INFERIORI ALL'ORA.....	17
5.2.	BACINI IDROGRAFICI DI RIFERIMENTO	18
5.2.1.	QUOTE CARATTERISTICHE E PENDENZE DEI BACINI.....	19
5.2.2.	PENDENZA LONGITUDINALE DELL' ASTA PRINCIPALE	20
5.2.1.	CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	21
5.3.	STIMA DELLE PORTATE	22
5.3.1.	COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	22
5.3.2.	RISULTATI.....	23
6.	CRITICITÀ IDRAULICHE INDIVIDUATE	23
7.	VERIFICHE IDRAULICHE.....	25
7.1.	SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO	25
7.2.	IL MODELLO HEC RAS	26
7.2.1.	LA MODELLAZIONE DI PROGETTO	26
7.2.2.	RISULTATI DELLE MODELLAZIONI	29
7.3.	VERIFICHE IN MOTO UNIFORME	29
8.	RISULTATI E CONCLUSIONI	30
9.	ALLEGATI.....	32
9.1.	VERIFICHE IN MOTO PERMANENTE MONODIMENSIONALE	32

1. PREMESSA

Il seguente studio idrologico e idraulico è parte integrante del Progetto Definitivo inerente alla realizzazione di un impianto agrivoltaico dotato di accumulo denominato "**Boccardi**", avente potenza nominale complessiva pari a **30,1540 MWp**, che la società **Merope sol s.r.l.** propone nel territorio Comunale di **Brindisi (BR)**. Più in particolare, previo inquadramento dell'area oggetto di intervento, verranno mostrate le analisi idrologiche e le verifiche idrauliche (in condizione ante e post operam) che, a partire da un'analisi probabilistica delle precipitazioni, hanno consentito la stima delle portate di progetto e la restituzione dei profili di corrente (con tempi di ritorno 30, 200 e 500 anni) per quei tratti di reticolo esistente, prossimi all'area di intervento.

2. AREA DI INTERVENTO

Il sito oggetto di intervento è localizzato nel territorio comunale di Brindisi (BR), **poco più a SUD del centro abitato.**



Figura 2-1- Inquadramento area di intervento

3. STATO DI FATTO E SOVRAPPOSIZIONE CON CARTOGRAFIA PAI

Il sito di intervento presenta una morfologia prettamente sub pianeggiante con deboli pendenze (circostanze sub collinare), costituita da campi soggetti a pratiche agricole, quest'ultima causa di alterazione del reticolo minore. A Sud dell'area di intervento si rileva la presenza del Canale Fiume Grande, che con andamento Sud Nord sfocia nel Mare Adriatico.



Figura 3-1 – Foto da sopralluogo rappresentanti il sito oggetto di intervento



Figura 3-2 –Territorio oggetto di intervento soggetto a pratiche agricole.



Figura 3-3 – Vista dall'alto area di intervento Nord



Figura 3-4 - Vista 2 dall'alto area di intervento

Così come rappresentato in Figura 3-5, in cui si riporta la sovrapposizione del reticolo idrografico messo a disposizione dal geoportale nazionale con le opere in progetto, non sussistono interferenze tra le aree di impianto fotovoltaico (campo A e campo B) ed i corsi d'acqua esistenti. Il sito, ricade nel territorio di competenza dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale ¹(prima di competenza dell'EX AdB Puglia). L'eventuale interferenza con le aree a rischio idraulico è stata verificata previa consultazione degli shapes files (aree di pericolosità idraulica e PGRA) messi a disposizione sul sito dell'Ente. Dalla Figura 3-6 si evidenzia come:

- Le aree di impianto non interferiscono con le perimetrazioni della pericolosità e del rischio idraulico
- Tratti del cavidotto interferiscono con aree pericolosità idraulica.

¹ L'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, in base alle norme vigenti, ha fatto proprie le attività di pianificazione e programmazione a scala di Bacino e di Distretto idrografico svolte dalle ex Autorità di Bacino Nazionali, Regionali, Interregionali.

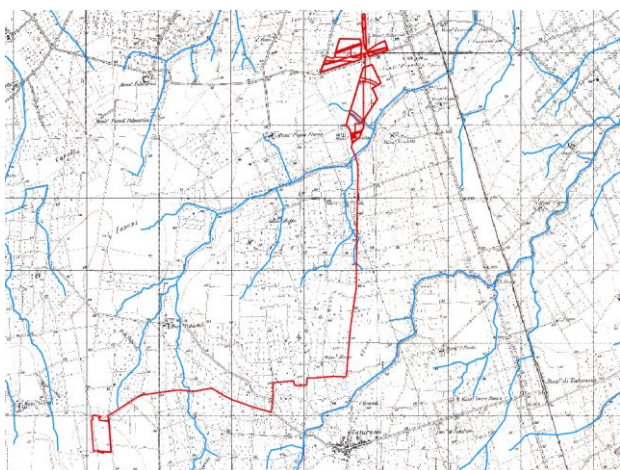


Figura 3-5 – Sovrapposizione opere con reticolo idrografico

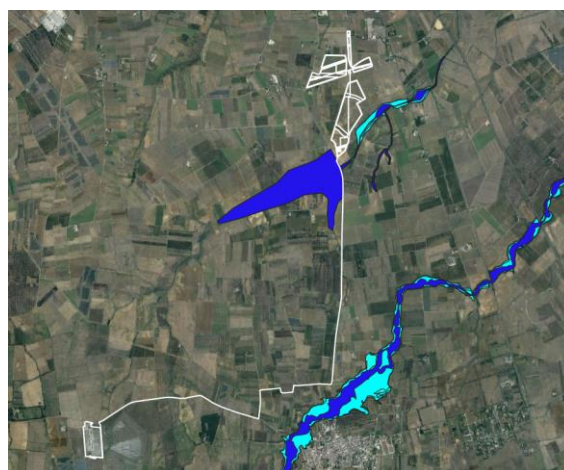
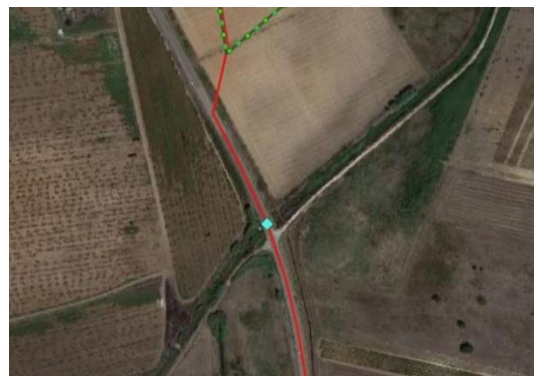


Figura 3-6 – Sovrapposizione con aree di pericolosità e rischio idraulico.

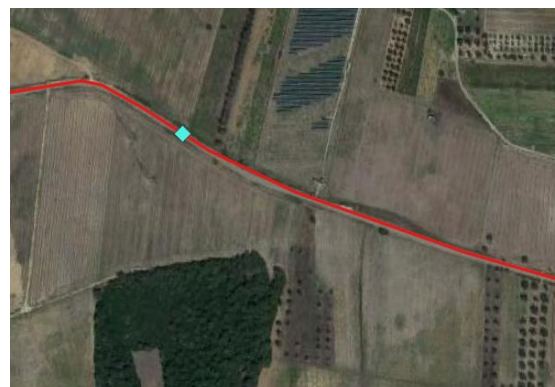
3.1. INTERFERENZE CON RETICOLO ESISTENTE

Per quanto riguarda invece il tratto di cavidotto interrato, che permetterà la connessione alla RTN e che lungo il percorso interferisce in più punti con tombini idraulici di attraversamento, il tracciato è stato studiato al fine di assicurare il minor impatto possibile sul territorio, prevedendo il percorso all'interno delle sedi stradali esistenti (asfaltate e non) ed alle aree di progetto, attraversando invece i terreni agricoli al di fuori delle strade solo per brevi tratti e comunque sempre ai limiti del confine di particella.

2 - Tombino



3 - Tombino



4 - Tombino

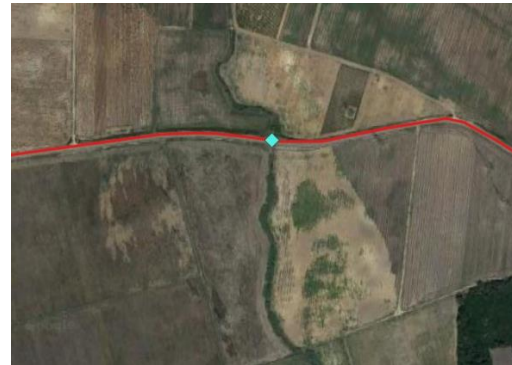


Figura 3-7- Interferenza cavidotto con reticolo esistente

Considerato che detto cavidotto sarà posato a profondità di circa 1.00 m (vedi figure di seguito riportate)² rispetto al piano campagna, lo stesso non interferirà direttamente con il libero deflusso delle acque del reticolo esistente.



Figura 3-8- Sezione tipo cavidotto su strada

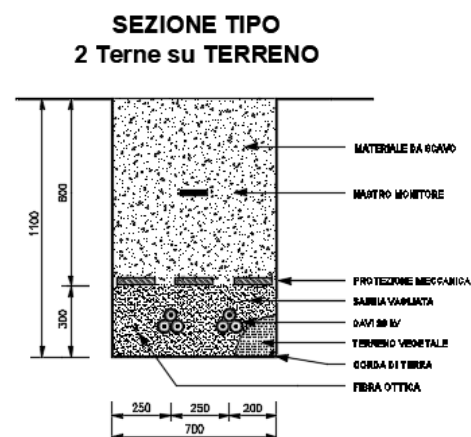


Figura 3-9- Sezione tipo cavidotto su terreno

In corrispondenza degli attraversamenti esistenti, il cavidotto sarà ancorato/staffato alle strutture, in modo da non interferire con il libero deflusso delle acque.

² Per maggiori dettagli della posa del cavidotto si rimanda all'elaborato specialistico di riferimento.

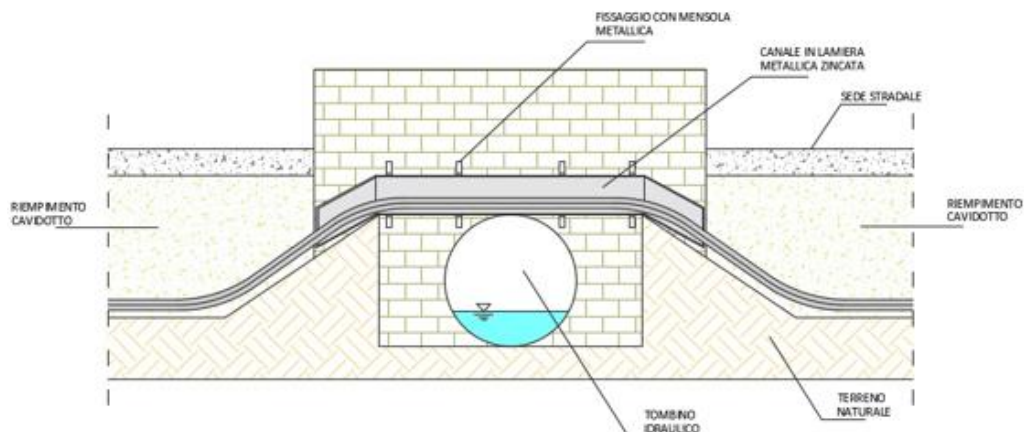


Figura 3-10- Sezione tipo di attraversamento mediante staffatura

In alternativa è possibile ricorrere alla tecnologia di trivellazione orizzontale controllata (TOC) che risulta spesso la soluzione più efficace per l'installazione di sotto-servizi limitando al minimo le zone di lavoro ed eliminando completamente la vista del canale metallico. Con questa tecnica è possibile eseguire l'attraversamento anche sotto il fosso naturale (immediatamente dopo lo sbocco) senza interessare la struttura del tombino idraulico.

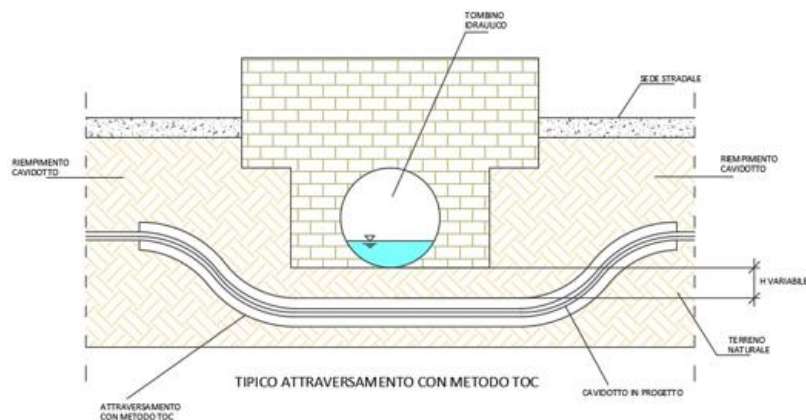


Figura 3-11- Sezione tipo di attraversamento mediante TOC

Per la definizione delle fasi operative e ad integrazione delle analisi idrologiche ed idrauliche mostrate nel seguente elaborato, si procederà, nei livelli successivi di progettazione, ad effettuare uno studio idraulico di maggior dettaglio dell'area, mirato a ottimizzare la gestione del cantiere e, qualora necessario, definire eventuali misure e/o opere di mitigazione temporanee per la sicurezza delle maestranze e mezzi impiegati nelle lavorazioni.

4. INTERVENTI IN PROGETTO

Le aree occupate dall'impianto saranno dislocate all'interno delle particelle di terreno site in agro del territorio comunale di Brindisi (BR). Esse sviluppano una superficie recintata complessiva di circa **55,78 Ha**

lordi e presentano struttura idonea per accogliere le opere in progetto.

All'interno dell'area parco saranno inoltre garantiti spazi di manovra e corridoi di movimento adeguati, per facilitare il transito dei mezzi atti alla manutenzione.

L'impianto fotovoltaico sarà collegato in antenna a 36 kV su un futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione della RTN a 380/150 kV denominata "Brindisi Sud", per come indicato da Terna S.p.a. quale Soluzione Tecnica Minima Generale.

Il percorso di detto elettrodotto sviluppa una lunghezza complessiva di circa **10,40** km interessando:

- tratti di strada comunale e interpoderali del comune di Brindisi;
- un tratto di circa 5,6 km delle strade Provinciali 79 e 81 sempre nel comune di Brindisi.

Il tracciato dell'elettrodotto interrato è stato studiato al fine di assicurare il minor impatto possibile sul territorio, prevedendo il percorso all'interno delle sedi stradali esistenti ed alle aree di progetto, attraversando invece i terreni agricoli al di fuori delle strade solo per brevi tratti.

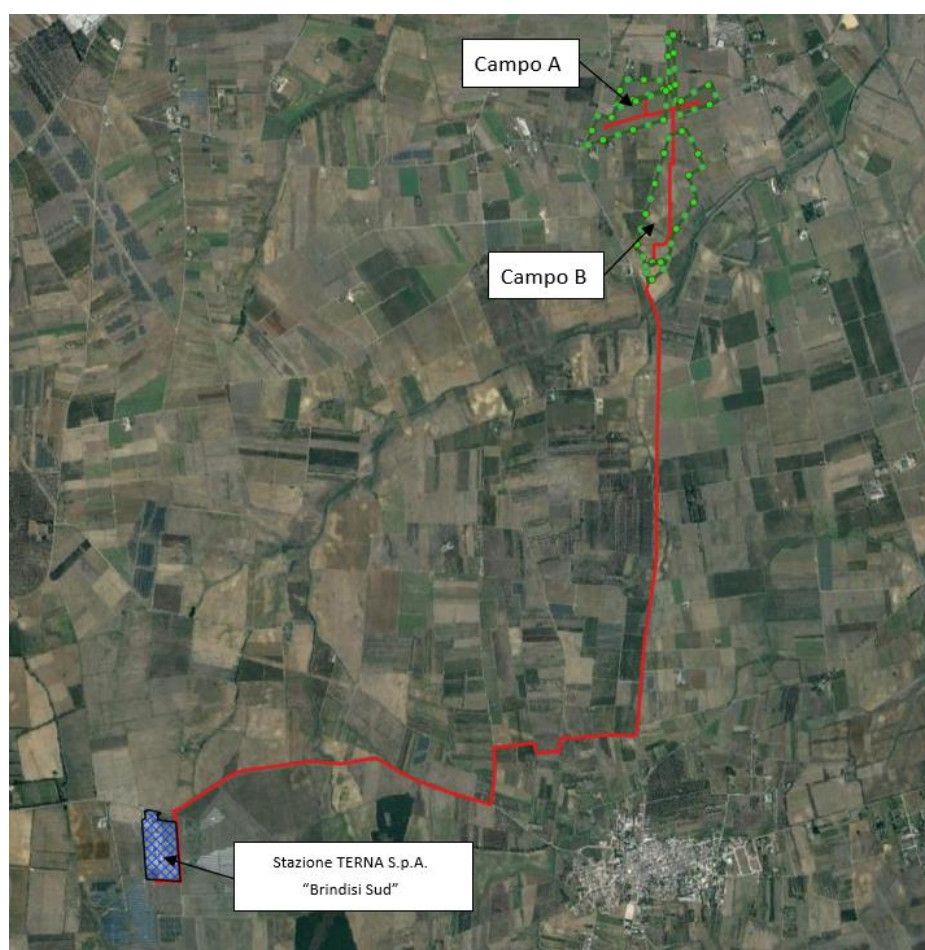


Figura 4-1 - Opere in progetto

La potenza complessiva dell'impianto fotovoltaico, data dalla sommatoria della potenza dei singoli moduli

Tav. C	Relazione Idrologica e Idraulica	8 di 71
--------	----------------------------------	---------

installati, è quantificata in **30,15540 MWp**. In particolare, ogni campo fotovoltaico sviluppa le potenze nominali riportate nel prospetto che segue:

I moduli saranno in totale n **45.690** così dislocati:

Campo	N° moduli	Potenza	Superficie pannellata
A1	1.440	950,40	4.754,82
A2	4.950	3.267,00	16.338,68
A3	5.070	3.346,20	16.799,78
A4	3.210	2.118,60	10.701,69
A5	2.790	1.841,40	9.328,76
Tot. Campo A	17.460	11.523,60	57.923,73
B1	9.570	6.316,20	31.611,34
B2	9.210	6.078,60	30.317,00
B3	9.450	6.237,00	31.224,38
Tot. Campo B	28.230	18.631,80	93.152,72
Tot. Impianto	45.690	30.155,40	151.076,45

*la superficie pannellata rappresenta la proiezione al suolo degli inseguitori solari nella loro posizione a tilt zero gradi

Tabella 1 - Distribuzione dei moduli FV

I moduli fotovoltaici impiegati sono del tipo poli-cristallino con potenza nominale di circa 660 Watt/cad. Detti moduli saranno disposti su sistemi di inseguimento solare monassiale di *rollio* del tipo *Tracker*. Queste strutture consentono la rotazione dei moduli fotovoltaici ad essi ancorati intorno ad un unico asse orizzontale permettendo l'inseguimento del sole nell'arco della giornata aumentando la produzione energetica dell'impianto fotovoltaico. Dette strutture saranno infisse nel terreno mediante apposita macchina battipalo o, nell'eventuale caso ritrovamenti puntuali di trovanti rocciosi, mediante macchina trivellatrice.

L'interdistanza tra le fila di tracker, per come indicato negli elaborati grafici di dettaglio, si attesta pari a **9 metri** minimo.

5. ANALISI IDROLOGICA

Seppur le aree di impianto non ricadono in aree a pericolosità/rischio idraulico, si procederà ad uno studio idrologico ed idraulico di dettaglio che, a partire dalla definizione delle curve di possibilità pluviometrica (CPP), esprimenti la relazione fra le altezze di precipitazione h e la loro durata t , e alla caratterizzazione dei bacini, ha consentito la stima delle portate di progetto ad assegnato tempo di ritorno. Nei paragrafi a seguire verranno descritte nel dettaglio le varie fasi dello studio idrologico.

5.1. ANALISI PROBABILISTICA DELLE PIOGGE

Lo studio probabilistico delle piogge, necessario per la definizione delle Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP) è stato effettuato sull'analisi delle curve di frequenza cumulata (CDF) costruite per le serie storiche dei massimi annuali delle piogge di durata 1,3,6,12,24. Come modello è stato applicato il modello probabilistico TCEV (Two Component Extreme Value), la cui funzione di probabilità è del tipo

$$F_x(x) = \exp\left\{-\Lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \Lambda_2 \exp(-x/\theta_2)\right\} \quad x \geq 0$$

in cui è possibile distinguere una componente base (pedice 1), relativa agli eventi normali e più frequenti, ed una componente straordinaria (pedice 2), relativa ad eventi più gravosi e rari. La legge risulta essere funzione di 4 parametri $\Lambda_1, \theta_1, \Lambda_2, \theta_2$, esprimenti il numero medio di eventi indipendenti superiori ad una soglia delle due popolazioni (Λ_1 e Λ_2) e il loro valore medio (θ_1 e θ_2).

Ponendo

$$\theta_* = \theta_2/\theta_1 \quad \Lambda_* = \Lambda_2/\Lambda_1^{1/\theta_*}$$

la funzione di probabilità diventa

$$F_x(x) = \exp\left\{-\Lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} \exp[-x/(\theta_*\theta_1)]\right\} \quad x \geq 0$$

e il valore della variabile casuale x , corrispondente al periodo di ritorno T , dipendente dai 4 parametri

$$\Lambda_* \theta_* \Lambda_1 \theta_1$$

la cui stima può essere effettuata con il metodo della massima verosimiglianza o dei momenti.

Per ridurre l'incertezza della stima ottenuta con le serie storiche disponibili, si utilizzano delle tecniche di analisi regionale che si basano sull'individuazione di vaste aree, indicate come zone o sottozone omogenee, all'interno delle quali è possibile assumere la costanza di alcuni parametri.

- Al 1° livello di regionalizzazione, i parametri θ^* e Λ^* del modello assumono un valore costante

all'interno di ampie zone omogenee.

- Al 2° livello di regionalizzazione, oltre alle zone omogenee vengono identificate anche delle sottozone omogenee, per cui oltre ai valori costanti di θ^* e Λ^* si può ritenere costante anche il parametro di scala Λ_1 .
- Al 3° livello di regionalizzazione si persegue in modo regionale anche alla stima del 4° parametro, che, in dipendenza dal metodo che si vuole adottare, può essere θ_1 o μ , quest'ultimo definito valore indice e rappresentante un valore caratteristico della distribuzione.

Le analisi idrologiche presentate all'interno del seguente studio, verranno condotte adoperando sia il primo che il terzo livello di regionalizzazione. In quest'ultimo caso è stato adottato il metodo indice che, in luogo della variabile casuale x_T adopera la variabile adimensionale $x'_T = x_T / \mu$, dove μ (fattore indice) viene assunto pari al valore medio. Con tale approccio la stima di x si ottiene con due passi distinti:

- 1) Stima del fattore di crescita x'_T relativo al tempo di ritorno T , per cui è necessario conoscere i parametri $\Lambda^* \theta^* \Lambda_1 \theta_1$;
- 2) Stima del valore indice μ , direttamente dai dati campionari o da regressioni empiriche locali.

5.1.1. IL PRIMO LIVELLO TCEV

Come già anticipato, le curve di possibilità (o di probabilità) pluviometrica (CPP) esprimono la relazione fra le altezze massime annuali di precipitazione h e la loro durata t , per un assegnato valore del periodo di ritorno T . Utilizzando le serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore sono state definite le curve di possibilità pluviometrica per periodi di ritorno di 10,30, 50, 100, 200 e 500 anni, usando il modello probabilistico TCEV al secondo livello di regionalizzazione. Tali CPP, sono descritte da una legge di potenza monomia del tipo:

$$h_{t,T} = a t^n$$

dove h è l'altezza di pioggia, espressa in mm, t indica la durata della precipitazione espressa in ore ed infine a e n sono dei parametri dipendenti dal periodo di ritorno T .

Il modello TCEV di I livello è stato applicato sul campione di dati pluviometrici della stazione di BRINDISI dal quale sono state scelte 73 misurazioni dal 1936 al 2020.

73 [Misurazioni]	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
ANNO	mm	mm	mm	mm	mm
1936	17.8	27.4	28.8	35.4	52.8
1937	20.8	37	50	60.6	65.2
1938	20.4	40.4	47.8	51.2	56.2
1940	47.4	47.4	80.6	80.6	80.6
1941	12	21.6	25.6	33.2	33.2
1943	33	39.4	39.4	42.4	53.8
1944	25	28.8	34.8	49.2	58.8
1948	17.6	19.4	19.8	39.2	40.2
1950	21.4	28.8	28.8	29.2	30
1951	23.8	26	30	37.2	40.8
1952	27.2	49.8	84	96.8	99
1953	60	88.8	94.8	95.8	100.2
1954	24	32.4	48.6	70.6	72.6
1955	42.8	42.8	45.8	46.4	47.2
1956	19	19.4	29.8	43	43.4
1957	54	54.6	54.6	56.4	68.6
1958	28.2	37.2	60	85.2	115
1959	28	31.4	33.4	37.6	56.4
1960	21.2	42.4	58	70.8	100.4
1961	29	51.8	65.6	68.2	68.2
1963	30.2	39.2	57.2	76.4	76.4
1964	25.2	29	39	50	82
1965	28.2	30.6	32.6	50.2	68.8
1967	38	48.4	66.4	73.6	73.6
1968	34.2	36.4	45.4	47.6	59
1969	35.6	56.4	73.4	97	107.4
1970	24.2	30.4	35.6	54	79.4
1971	25.4	29.8	29.8	46	78.6
1972	61	65.2	67.8	68.4	76.6
1973	20.4	27.8	33.2	37.6	52.4
1974	53.4	63.2	70.2	82.6	97.4
1975	38.4	45	45	45	45
1976	14	31.8	48.2	65.6	83
1977	38.2	46.8	47.8	47.8	47.8
1978	15.2	22	32	33.4	52.2
1979	25.2	29.2	30.8	37.2	57.4

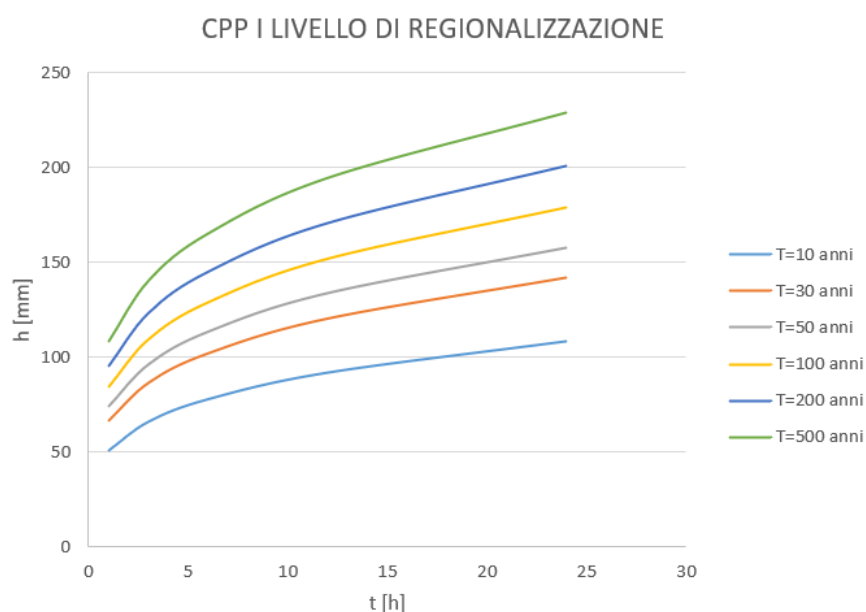
1980	27.8	30	41.6	46.4	50.6
1981	30	45.6	46.2	46.2	56.2
1982	38	39.2	39.2	39.2	46.4
1983	33.6	38.4	38.4	45.2	57.2
1984	22.6	25.8	29	29	29
1985	18.8	20.6	25.2	30.8	33.4
1986	56	93.6	115.8	119.2	124.2
1988	27.8	32	42.8	63.2	63.2
1989	34.4	35.8	42	49.6	52.8
1990	19	22.8	29.8	42.4	64.8
1991	46	70	120.2	127.2	137.4
1992	20	37	50.4	55.8	56
1993	39.4	42.6	42.6	44.6	50.8
1997	46	52.6	56.4	67	75.6
1998	40.8	43	51	68.2	125
1999	38.2	38.2	56.8	56.8	61.8
2000	33.4	56.8	62.6	64.6	64.6
2001	18.2	19.8	24.2	24.6	27.4
2002	38.2	49	55	77.8	83.8
2003	22.8	48	65.2	97.4	102.6
2004	64	75.6	83.2	85	85.6
2005	55.2	115.6	136.4	139.2	142.6
2006	17.6	18	22	29.4	40.2
2007	16.8	19.6	25.4	31.6	37
2008	23.8	36.8	48.2	56.2	81
2009	18.6	20.8	31.4	38.6	41.4
2010	31.4	50.4	69.2	76	76.2
2011	30	44.8	56.2	64.4	69
2012	40	42	60.4	68	78.4
2013	50.8	102.8	118	120.4	122.2
2014	45.4	51.8	56.4	62.6	63.6
2015	18	30.6	42.4	50	56.8
2016	47.2	67.8	67.8	67.8	67.8
2017	17.8	21.2	32.8	37.4	56.2
2018	18.8	24.2	25.2	33.4	37.8
2019	38.8	40.6	41.6	42.4	42.4
2020	46.4	51.6	51.6	51.6	62.8

Applicando il I Livello di regionalizzazione sono stati ottenuti i seguenti risultati della CPP

Tav. C	Relazione Idrologica e Idraulica	14 di 71
--------	----------------------------------	----------

T [anni]	10		30		50		100		200		500	
t [h]	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
	50.65	0.240	66.69	0.238	74.28	0.237	84.61	0.236	94.95	0.236	108.62	0.235
1	50.65		66.69		74.28		84.61		94.95		108.62	
3	65.93		86.62		96.37		109.65		123.05		140.62	
6	77.86		102.16		113.58		129.14		144.92		165.49	
12	91.96		120.48		133.86		152.09		170.68		194.77	
24	108.60		142.09		157.75		179.12		201.01		229.22	

Tabella 2 – Calcolo CPP I Livello di regionalizzazione



5.1.2. IL TERZO LIVELLO DI REGIONALIZZAZIONE: IL VAPI PUGLIA E IL VAPI BASILICATA

La stima al terzo livello di regionalizzazione è stata effettuata considerando il rapporto VAPI Puglia (l'area di intervento ricade in provincia di Brindisi). Nel rapporto VAPI Puglia, il territorio di competenza dell'ex Autorità di Bacino Interregionale (soppressa con D.Lgs. 152/2006 e s.m.i.)³, da un punto di vista dell'approccio pluviometrico, è diviso in 6 aree Pluviometriche Omogenee, per ognuna delle quali è possibile calcolare la curva di possibilità pluviometrica sulla base delle seguenti equazioni:

³ Con D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. sono state sopresse le Autorità di Bacino di cui alla ex L.183/89 e istituite, in ciascun distretto idrografico, le Autorità di Bacino Distrettuali.

- Zona 1: $x(t,z) = 26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]}$
- Zona 2: $x(t) = 22.23 t^{0.247}$
- Zona 3: $x(t,z) = 25.325 t^{[(0.0696+0.00531 z)/3.178]}$
- Zona 4: $x(t) = 24.70 t^{0.256}$
- Zona 5: $x(t,z) = 28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]}$
- Zona 6: $x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]}$



Figura 5-2 - Suddivisione in aree pluviometriche omogenee

Ai valori ottenuti, vanno applicati i seguenti fattori:

- Fattore di crescita K_T , funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto che nelle zone 5-6 può essere calcolato dalla seguente relazione:

$$K_T = 0.1599 + 0.5166 \ln(T)$$

T[anni]	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
KT	0.52	0.99	1.35	1.71	1.82	2.07	2.18	2.54	2.90	3.37	3.73

- Fattore di riduzione Areale K_A , funzione della superficie di bacino e della durata dell'evento di progetto e definito dalla seguente relazione

$$K_A = 1 - (1 - e^{(-0.0021A)}) e^{(-0.53d^{-0.25})}$$

L'area oggetto di intervento ricade all'interno della zona pluviometrica 6. I risultati ottenuti per il BACINO 1 (vedi paragrafo 5.2) sono stati i seguenti:

T [anni]	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
t [h]	h[mm]	h[mm]	h[mm]	h[mm]	h[mm]	h[mm]	h[mm]	h[mm]	h[mm]	h[mm]	h[mm]
1	17.46	33.41	45.48	57.54	61.43	69.61	73.49	85.56	97.63	113.58	125.65
3	21.19	40.95	55.74	70.54	75.30	85.33	90.09	104.88	119.67	139.23	154.02
6	23.91	46.56	63.38	80.20	85.62	97.02	102.44	119.26	136.08	158.31	175.13
12	25.57	52.95	72.07	91.20	97.35	110.32	116.48	135.60	154.73	180.01	199.14
24	28.44	60.20	81.95	103.70	110.70	125.44	132.45	154.19	175.94	204.69	226.43

Tabella 3 - Altezze di pioggia calcolate con metodo VAPI Puglia

CPP -III LIVELLO DI REGIONALIZZAZIONE _PUGLIA

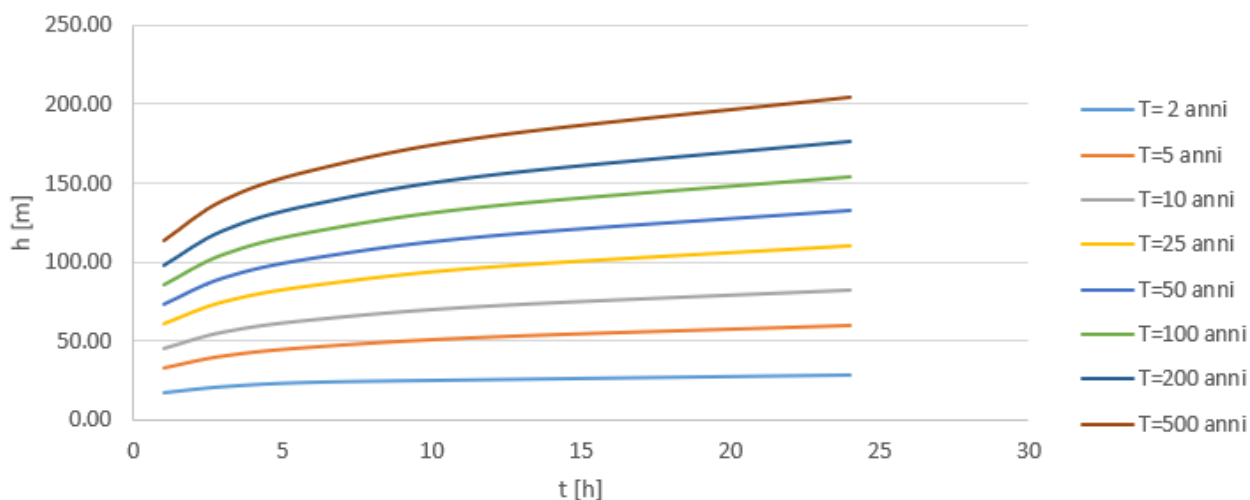


Figura 5-3 - CPP III Livello di Regionalizzazione _Puglia

5.1.3. CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA DI RIFERIMENTO

Per la stima delle portate si prenderanno come riferimento le CPP relative al I livello di regionalizzazione.

5.1.4. CURVE DI PIOGGIA INFERIORI ALL'ORA

La definizione delle curve di possibilità pluviometrica, per gli eventi di durata inferiori all'ora, è stata effettuata mediante l'applicazione della formula di Bell (1969)

$$\frac{h_{d,T}}{h_{60,T}} = 0.54 * d^{0.25} - 0.50$$

dove

d è la durata dell'evento espressa in min;

T è il tempo di ritorno in anni;

h_{60T} è l'altezza di pioggia per un evento di pioggia di durata 60 min e tempo di ritorno T.

Facendo riferimento ai tempi di ritorno 30,50,100, 200 e 500 anni sono stati ottenuti i seguenti risultati

d [min]	$h_{d,30}$ [mm]	$h_{d,50}$ [mm]	$h_{d,100}$ [mm]	$h_{d,200}$ [mm]	$h_{d,500}$ [mm]
5	20.51	22.84	26.02	29.20	33.40
10	30.70	34.19	38.94	43.70	49.99
15	37.53	41.80	47.61	53.43	61.12
20	42.81	47.68	54.32	60.95	69.73
30	50.94	56.73	64.62	72.52	82.96
60	66.88	74.50	84.86	95.23	108.94

Tabella 4 – Altezze di pioggia per eventi inferiori all'ora

CPP Inferiore all'ora

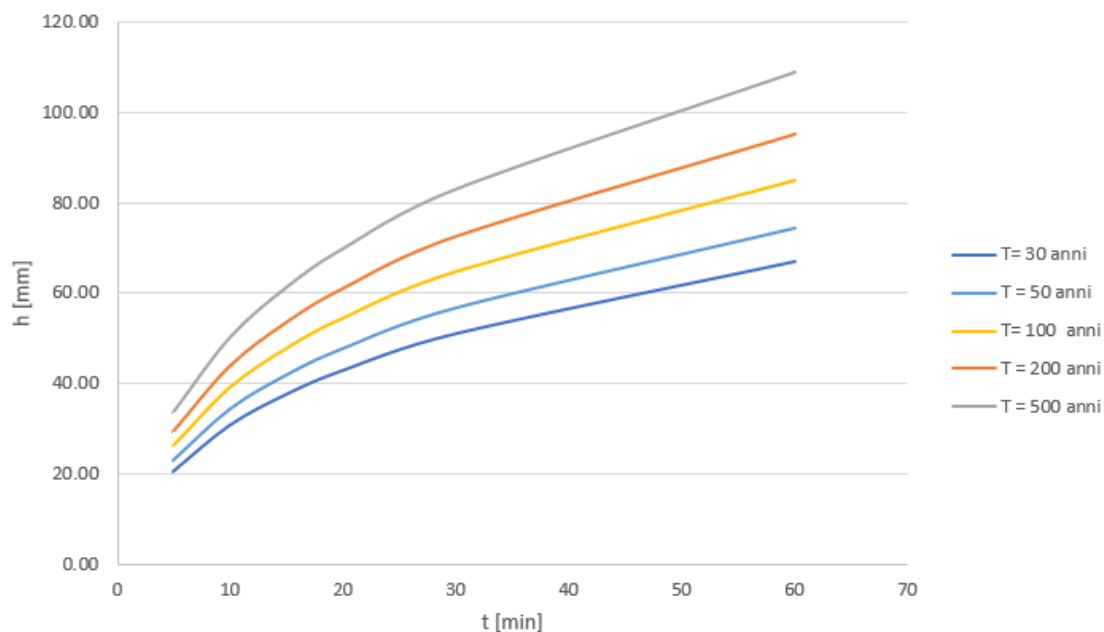


Figura 5-4 - CPP Inferiori all'ora

T	a	n
30	10.08	0.473
50	11.23	0.473
100	12.79	0.473
200	14.35	0.473
500	16.42	0.473

Tabella 5 – CPP per eventi inferiori all'ora

5.2. BACINI IDROGRAFICI DI RIFERIMENTO

Le analisi idrologiche sono state dunque condotte su n. 3 bacini, la cui delimitazione è stata definita in funzione delle curve di livello estrapolate dal DTM 5x5 messo a disposizione dal geoportale Regionale, mediante strumentazione GIS, e successivamente rappresentate sulla cartografia IGM.

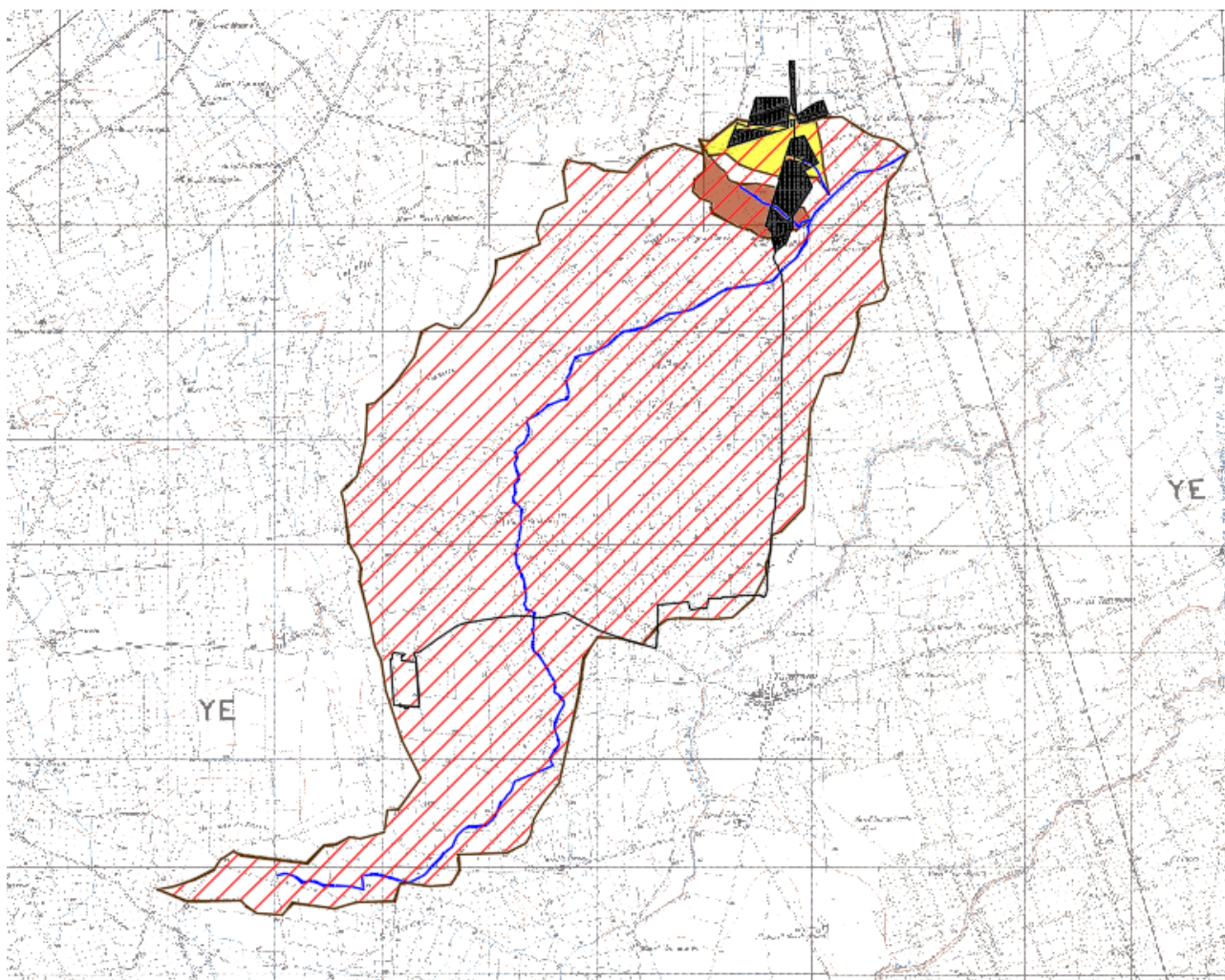


Figura 5-5 - Bacini idrografici di riferimento

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche A (superficie del bacino) e L (lunghezza asta principale)

BACINO	A [mq]	A [Kmq]	L[m]	L [Km]
BACINO 1	21583319.80	21.58	11551.40	11.55
SB1	403882.44	0.40	814.70	0.81
SB2	485310.79	0.49	418.35	0.42

Tabella 6 - Parametri dei bacini idrografici e delle aste principali

5.2.1. QUOTE CARATTERISTICHE E PENDENZE DEI BACINI

Per i bacini idrografici è stata ricavata l'altitudine media e la pendenza media dei versanti (i_v), mediante strumentazione GIS, a partire dal DTM messo a disposizione dal geoportale della Regione Puglia, sfruttando un plugin del software.



Figura 5-6 – Analisi Gis dei bacini idrografici

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

BACINO	A [mq]	A [Kmq]	L[m]	L [Km]	H _{max} [m s.l.m]	H _{med} [m s.l.m]	H _{min} [m s.l.m]	i _v [%]
BACINO 1	21583319.80	21.58	11551.40	11.55	71.41	45.89	18.73	1.54
SB1	403882.44	0.40	814.70	0.81	37.46	33.30	24.16	2.25
SB2	485310.79	0.49	418.35	0.42	37.05	31.84	23.32	1.61

Tabella 7 – Quote caratteristiche dei bacini idrografici

5.2.2. PENDENZA LONGITUDINALE DELL' ASTA PRINCIPALE

Per i 3 bacini si è proceduto a calcolare la pendenza dell'asta principale con la formula di Taylor- Schwartz, suddividendo il corpo idrico in una serie di tratti di lunghezza L_j con pendenza i_j praticamente uniforme.

$$i_m = \frac{L^2}{\left(\sum_i \frac{L_j}{\sqrt{i_j}}\right)^2}$$

I risultati ottenuti sono stati i seguenti:

Pendenza Asta Bacino 1					
H [m.s.l.m]	H [m.s.l.m]	L [m]	ΔH [m]	ij	$L/ij^{0.5}$
67.5	50	4743.95	17.50	0.004	78107.21
50	25	5368.57	25.00	0.005	78671.59
25	18.73	1438.88	6.27	0.004	21797.32

Tabella 8- Pendenze dell'asta principale

Pendenza Asta SB1					
H [m.s.l.m]	H [m.s.l.m]	L [m]	ΔH [m]	ij	$L/ij^{0.5}$
34.6	25	814.70	9.60	0.012	7505.18

Tabella 9- Pendenze dell'asta SB1

Pendenza Asta SB2					
H [m.s.l.m]	H [m.s.l.m]	L [m]	ΔH [m]	ij	$L/ij^{0.5}$
29.24	23.34	418.35	5.90	0.014	3522.76

Tabella 10- Pendenze dell'asta SB2

Applicando la formula sopra riportata è stato ottenuto i seguenti valori di pendenza media:

- ASTA BACINO 1: circa 0.004;
- ASTA SB 1: circa 0.012;
- ASTA SB 2: circa 0.014.

5.2.1. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per procedere al calcolo della portata di piena ad assegnato tempo di ritorno è necessario valutare il tempo di corrivazione, inteso come il tempo impiegato da una goccia di acqua, caduta nel punto più sfavorito, per raggiungere la sezione di chiusura. Considerate le dimensioni dei bacini, la stima di tale parametro è stata effettuata facendo riferimento alla media dei valori ottenuti con la formula empirica di Tournon, così espressa

$$t_c = \frac{0.396 L}{\sqrt{i}} \left(\frac{S}{L^2 \sqrt{i_v}} \right)^{0.72}$$

e la formula di Puglisi

$$t_c = 6L^{\frac{2}{3}} * \Delta H^{-\frac{1}{3}}$$

in cui t_c è misurato in ore, L (lunghezza dell'asta principale) in m, ΔH è il dislivello del bacino, i è la pendenza dell'asta principale, i_v è la pendenza media dei versanti, S è la superficie del Bacino (Kmq).

Sostituendo nelle formule precedenti i parametri di ciascun bacino, sono stati ottenuti i seguenti valori:

BACINO	t_c [h]		
	Tournon	Puglisi	Media
BACINO 1	11.10	8.18	9.64
SB1	1.53	2.21	1.87
SB2	2.58	1.40	1.99

Tabella 11 - Calcolo dei tempi di corrivazione

5.3. STIMA DELLE PORTATE

La stima delle portate ad assegnato tempo di ritorno è stata effettuata mediante la formula razionale, il cui approccio si basa sull'utilizzo della curva di possibilità pluviometrica e sull'ipotesi che a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo maggiore è prodotta dall'evento la cui durata è identica al tempo di corrivazione.

$$Q = \frac{\Phi i_c A}{3.6}$$

in cui

- Φ è il coefficiente di deflusso, indicante il rapporto tra i deflussi e gli afflussi [ad]
- i_c è l'intensità di pioggia di un evento avente durata $d = t_c$ [mm/ora]
- A è la superficie del bacino (o area scolante) [Km²]
- Q è la portata al colmo di piena che defluisce alla sezione di chiusura in corrispondenza di un evento di durata t_c e tempo di ritorno T [m³/s].

5.3.1. COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Considerata la descrizione dei luoghi precedentemente riportata si è deciso di adottare cautelativamente un valore di ϕ pari 0.50, corrispondente a terreni poco permeabili e soggetti alle pratiche agricole di cui alla tabella di seguito riportata.

Tipo di suolo	Copertura del bacino		
	Cultivi	Pascoli	Boschi
Suoli molto permeabili sabbiosi o ghiaiosi	0,20	0,15	0,10
Suoli mediamente permeabili (senza strati di argilla). Terreni di medio impasto o simili	0,40	0,35	0,30
Suoli poco permeabili Suoli fortemente argillosi o simili, con strati di argilla vicino alla superficie. Suoli poco profondi sopra roccia impermeabile.	0,50	0,45	0,40

Tabella 12 - Coefficienti di deflusso da letteratura

5.3.2. RISULTATI

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dall'applicazione della formula razionale. Nelle tabelle, le intensità di pioggia, sono espresse in mm/h. Adottando opportuni fattori di scala sono state successivamente ottenute le portate in mc/s.

T = 30 ANNI							
BACINO	A [Kmq]	a	n	t _c [h]	i[mm/h]	φ	Q[mc/S]
BACINO 1	21.58	66.69	0.238	9.64	11.86	0.5	35.56
SB1	0.40	66.69	0.238	1.87	41.37	0.5	2.32
SB2	0.49	66.69	0.238	1.99	39.44	0.5	2.66

Tabella 13 - Calcolo portate per T= 30 anni

T = 100 ANNI							
BACINO	A [Kmq]	a	n	t _c [h]	i[mm/h]	φ	Q[mc/S]
BACINO 1	21.58	84.61	0.236	9.64	14.98	0.5	44.91
SB1	0.40	84.61	0.236	1.87	52.42	0.5	2.94
SB2	0.49	84.61	0.236	1.99	49.97	0.5	3.37

Tabella 14 - Calcolo portate per T= 100 anni

T = 200 ANNI							
BACINO	A [Kmq]	a	n	t _c [h]	i[mm/h]	φ	Q[mc/S]
BACINO 1	21.58	94.95	0.236	9.64	16.81	0.5	50.40
BACINO 2	0.40	94.95	0.236	1.87	58.82	0.5	3.30
BACINO 3	0.49	94.95	0.236	1.99	56.08	0.5	3.78

Tabella 15 - Calcolo portate per T= 200 anni

T = 500 ANNI							
BACINO	A [Kmq]	a	n	t _c [h]	i[mm/h]	φ	Q[mc/S]
BACINO 1	21.58	108.62	0.235	9.64	19.19	0.5	57.52
SB1	0.40	108.62	0.235	1.87	67.25	0.5	3.77
SB2	0.49	108.62	0.235	1.99	64.11	0.5	4.32

Tabella 16 - Calcolo portate per T= 500 anni

6. CRITICITÀ IDRAULICHE INDIVIDUATE

La principale criticità idraulica è rappresentata dal Canale Fiume Grande, che defluisce con andamento Sud Nord in prossimità dell'area di impianto denominata "Campo B", quest'ultimo ricadente, nella parte sud, a modesta distanza da aree con pericolosità idraulica.

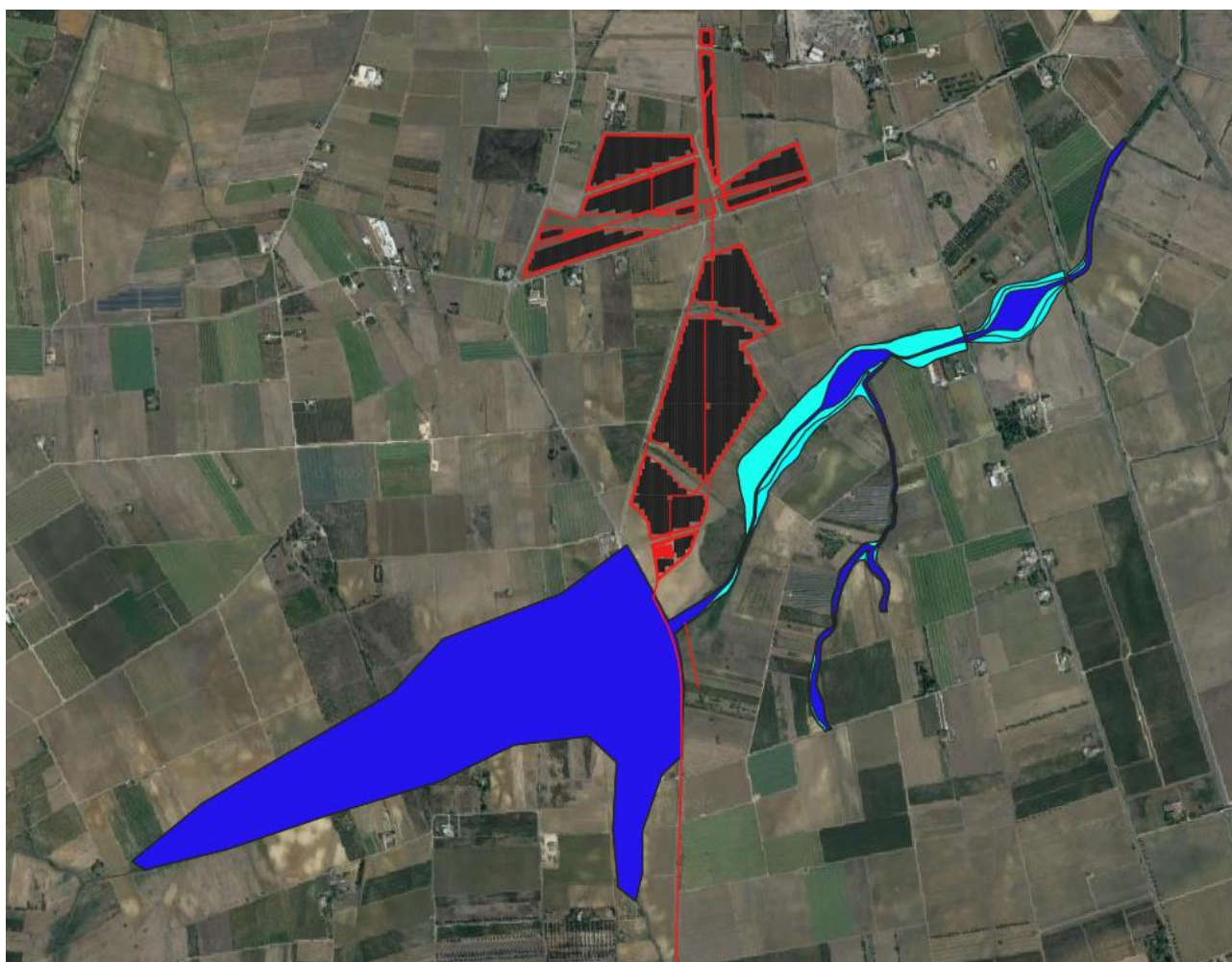


Figura 6-1 - Area a pericolosità idraulica

Ulteriore criticità minore è rappresentata dalla presenza di due fossi che defluiscono tra le aree dei sottocampi B e che si immettono nel canale Fiume Grande.



Figura 6-2- Canali in ingresso al Canale Fiume Grande

7. VERIFICHE IDRAULICHE

Nei paragrafi a seguire verranno mostrate le modellazioni idrauliche in moto permanente monodimensionale effettuate per il tratto d'asta principale del Bacino 1 (Canale Fiume Grande) prossimo all'area di intervento. Scopo dello studio è stata la definizione dei profili di corrente, durante il passaggio delle piene di progetto con tempi di ritorno 30, 200 e 500 anni.

7.1. SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO

I tempi di ritorno adottati sono i seguenti:

- 30,200 e 500 Anni per la definizione dei profili di corrente dell'asta principale del Bacino 1, mediante modellazione in moto permanente monodimensionale
- 200 anni per le verifiche degli attraversamenti esistenti;
- 200 anni per le verifiche dei fossi che attraversano le aree dei campi.

7.2. IL MODELLO HEC RAS

La definizione dei profili di corrente, è stata condotta in moto permanente monodimensionale, utilizzando il codice di calcolo HEC-RAS versione 5.0.7, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. HEC-RAS è l'abbreviazione di Hydrologic Engineering Center's River Analysis System. Attraverso il software possono essere analizzate condizioni di moto in corrente lenta, condizioni di moto critiche e condizioni di regime misto. Il codice di calcolo permette di descrivere in maniera dettagliata la geometria delle singole sezioni idrauliche, tenendo conto di scabrezze differenti, non solo in diversi tratti del corso d'acqua, ma anche all'interno della stessa sezione (ad esempio per differenziare le zone golenali e il canale principale). Esso consente inoltre di modellare l'andamento meandriforme di un corso d'acqua, indicando differenti lunghezze del tratto che separano due sezioni adiacenti, sia per la golenale in sponda sinistra, che per la golenale in sponda destra, che per il canale principale. Nello specifico il calcolo dei profili di corrente viene effettuato all'interno del software attraverso la risoluzione dell'equazione dell'energia tra due sezioni consecutive, mediante un processo iterativo (standard step method).

7.2.1. LA MODELLAZIONE DI PROGETTO

- GEOMETRIA DELLO STATO DI FATTO

La geometria dello stato di fatto è stata modellata sulla base del DTM 5x5, messo a disposizione dal geoportale della Regione Puglia e opportunamente rielaborato con i software GIS. Da tale file sono state estrapolate (e in parte ricostruite con ausilio di sovrapposizione ortofoto⁴) le superfici del reticolo idrografico e caricate sul software HEC RAS.

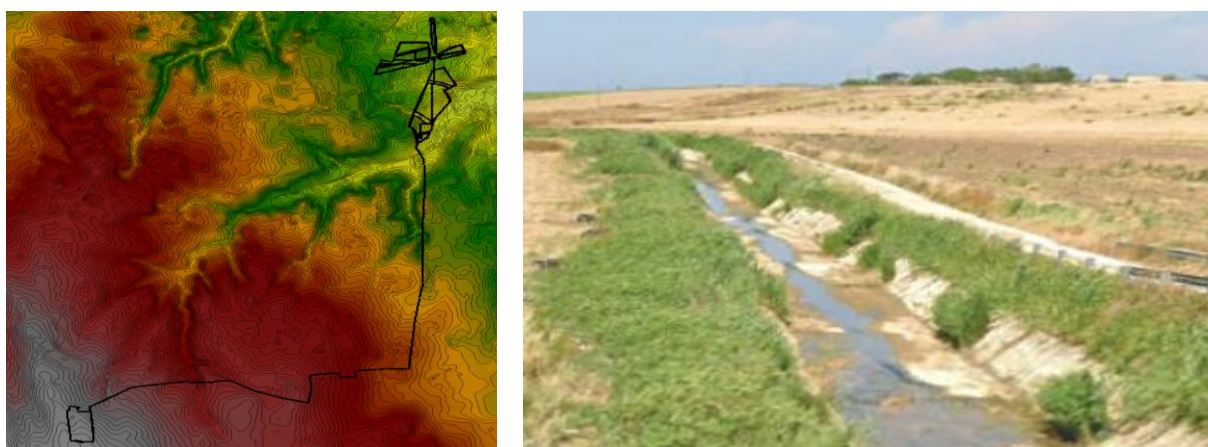


Figura 7-1- Modellazione Idraulica in HEC RAS

⁴ È stato considerato un canale trapezoidale di dimensioni 4.00/7.00 x 1.00.

- SCABREZZE DEI CORSI D'ACQUA

Per la determinazione del coefficiente di scabrezza, si è fatto riferimento alla seguente tabella

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
ALVEI DI PIANURA			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
GOLENE E PIANE INONDABILI			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

CANALI CON FONDO IN GHIAIA E SPONDE IN			
lastre di calcestruzzo	0.017	0.020	0.025
pietrame con giunti stilati	0.020	0.023	0.026
scogliera	0.023	0.033	0.036
CANALI IN TERRA NON RIVESTITI			
rettilinei, non vegetati, buona manutenzione	0.016	0.018	0.020
rettilinei, non vegetati, mediocre manutenzione	0.018	0.022	0.025
rettilinei, non vegetati, con ghiaia	0.022	0.025	0.030
rettilinei, poco inerbiti, rare alghe	0.022	0.027	0.033
ALVEI IN TERRA REGOLARIZZATI O ROGGE			
non vegetati	0.023	0.025	0.030
poco inerbiti, rare alghe	0.025	0.030	0.033
molto vegetati, molte alghe	0.028	0.030	0.035
con sponde in pietrame	0.028	0.030	0.035
con sponde ben inerbite	0.025	0.035	0.040
con fondo in ciotoli e sponde non vegetate	0.030	0.040	0.050
CANALI MANTENUTI CON DRAGAGGIO			
non vegetati	0.025	0.028	0.033
poco inerbiti, rare alghe	0.035	0.050	0.060
ALVEI IN ROCCIA			
con sezione ben regolarizzata	0.025	0.035	0.040
irregolari	0.035	0.040	0.050
CANALI IN TERRA RINATURALIZZATI (CON ALGHE E CESPUGLI)			
con sezione interamente occupata da alghe	0.050	0.080	0.120
con rare alghe e sponde mediamente cespugliate	0.045	0.070	0.110
con alghe e sponde fortemente cespugliate	0.080	0.100	0.140

Più in particolare, sia per lo stato di fatto che di progetto è stato adottato:

- il valore di $0.040 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il canale centrale dell'asta oggetto di analisi;
- il valore di $0.040 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le aree golenali dell'asta oggetto di analisi;
- CONDIZIONI AL CONTORNO

Come condizioni al contorno si è deciso di definire sia a monte che a valle una "normal depth" ovvero un valore noto di pendenza dell'energia, approssimativamente assunto pari alla pendenza di fondo alveo nelle sezioni più a monte e più a valle del tratto oggetto di intervento.

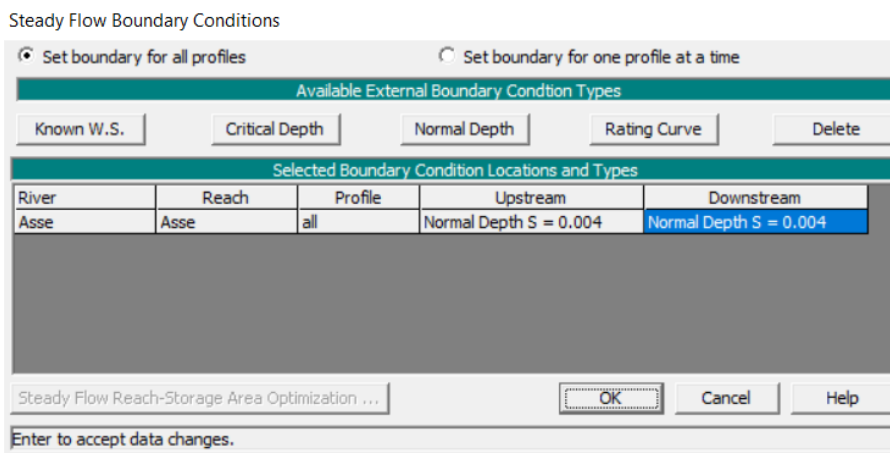


Figura 7-2- Condizioni al contorno

- PORTATE DI PROGETTO

Facendo riferimento alle tabelle 11,13,14 sono state adoperate le seguenti portate di progetto

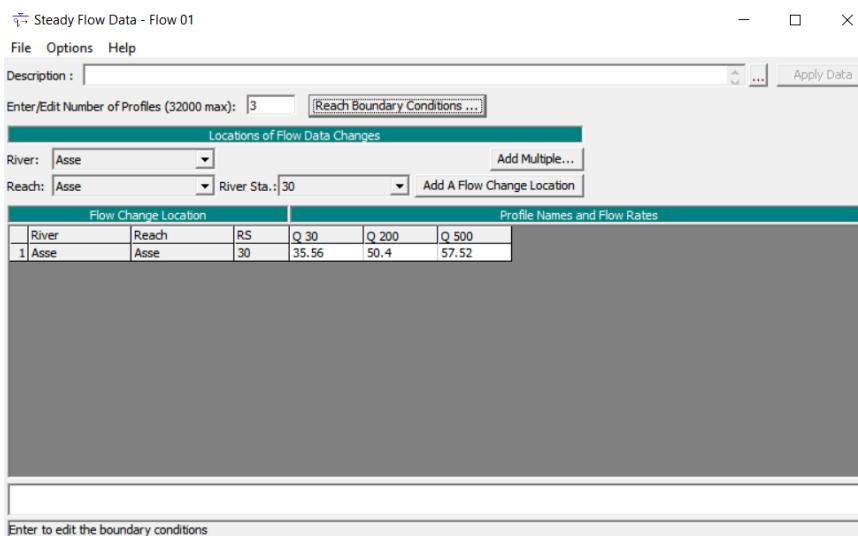


Figura 7-3 - Portate di progetto

7.2.2. RISULTATI DELLE MODELLAZIONI

I risultati delle modellazioni e delle verifiche idrauliche hanno mostrato alcune criticità in prossimità dell'area di impianto denominata campo B. In concomitanza del passaggio delle piene con tempo di ritorno 200 anni i deflussi esondano dalla sezione idraulica.



Figura 7-4- Risultati ottenuti con tempo di ritorno 200 anni

Come mostrato dalla figura 7-4 le aree di esondazione non interferiscono con le aree di impianto.

7.3. VERIFICHE IN MOTO UNIFORME

Per quanto riguarda i fossi che attraversano le aree di impianto del campo B, le verifiche sono state effettuate sulla base di un tempo di ritorno 200 anni e adottando la formula di moto uniforme di Gauckler Strickler:

$$Q = K * A * R^{\frac{2}{3}} * i^{0.5}$$

Dove

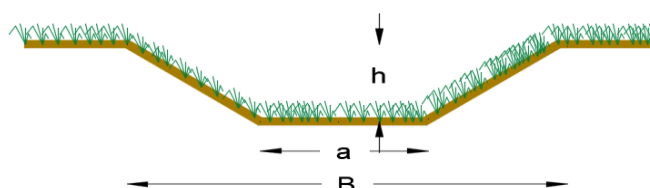
K è un coefficiente di scabrezza, assunto pari a 33 per i fossi in terra [$m^{1/3}/s$];

A è l'area della sezione idraulica [m^2];

i è la pendenza del canale;

R è il raggio idraulico [m];

Dai dati territoriali a disposizione è stata estrapolata una sezione tipo di verifica a forma trapezia, avente dimensioni come da figura sottostante.



a: 1.00 m ; B : 2.80 m; h= 0.90

Figura 7-5- Dimensione trapezia tipo

Come portate di riferimento sono state considerate quelle di ciascun bacino (SB1 e SB2) riportate in tabella 13.

Applicando la formula di moto uniforme di Gauckler Strickler e considerando una pendenza delle aste pari a quelle ottenute con la formula di Taylor- Schwartz nel paragrafo 5.2.2, la verifica risulta essere soddisfatta.

ASTA	Q_{rif} (mc/s)	b [m]	h [m]	B [m]	A [mq]	P [m]	R [m]	K [$m^{1/3}/s$]	i	Q [mc/s]
SB1	3.30	1.00	0.90	2.80	1.71	3.55	0.48	33	0.012	3.80
SB2	3.78	1.00	0.90	2.80	1.71	3.55	0.48	33	0.014	4.11

Tabella 17- Risultati moto uniforme

La sezione sarà quindi presa come riferimento ed eventualmente, qualora risultasse necessario, adeguata alle dimensioni di cui alla figura 7.5 per tutto il tratto prossimo alla recinzione dell'area di intervento.

8. RISULTATI E CONCLUSIONI

Considerata la presenza dell'area di pericolosità idraulica in prossimità delle aree di impianto, si è proceduto ad effettuare una modellazione in moto permanente monodimensionale di un tratto del canale Fiume Grande, ubicato poco più a Sud dell'area "Campo B". Le verifiche, effettuate per tempi di ritorno 30,200 e 500 anni, hanno mostrato fenomeni di esondazione dalla sezione idraulica e sormonto delle passerelle esistenti, che però non interessano le aree oggetto di intervento. Per quanto riguarda invece il cavidotto interrato, che in più tratti interferisce con le aree a pericolosità/rischio idraulico, si precisa che l'elemento sarà posato a profondità oltre 1.00 m rispetto al piano campagna e che non interferirà direttamente con il

libero deflusso delle acque del reticolo esistente, in particolar modo nei punti di attraversamento (ponti/tombini), in corrispondenza dei quali sarà ancorato/staffato alle strutture. Considerata l'evoluzione territoriale dovuta alle pratiche agricole e quindi la variabilità nel tempo del reticolo minore, in fase successiva di progettazione, si procederà ad effettuare un aggiornamento del censimento dei fossi che potrebbero interferire con le aree dei campi e a meglio dettagliare quanto già riportato in fase di progetto definitivo. Qualora risultasse necessario procedere alla realizzazione di ulteriori interventi, quali riprofilature delle sezioni idrauliche e/o inserimento di fossi e tombini nelle aree di intervento, gli stessi saranno adeguatamente dimensionati.

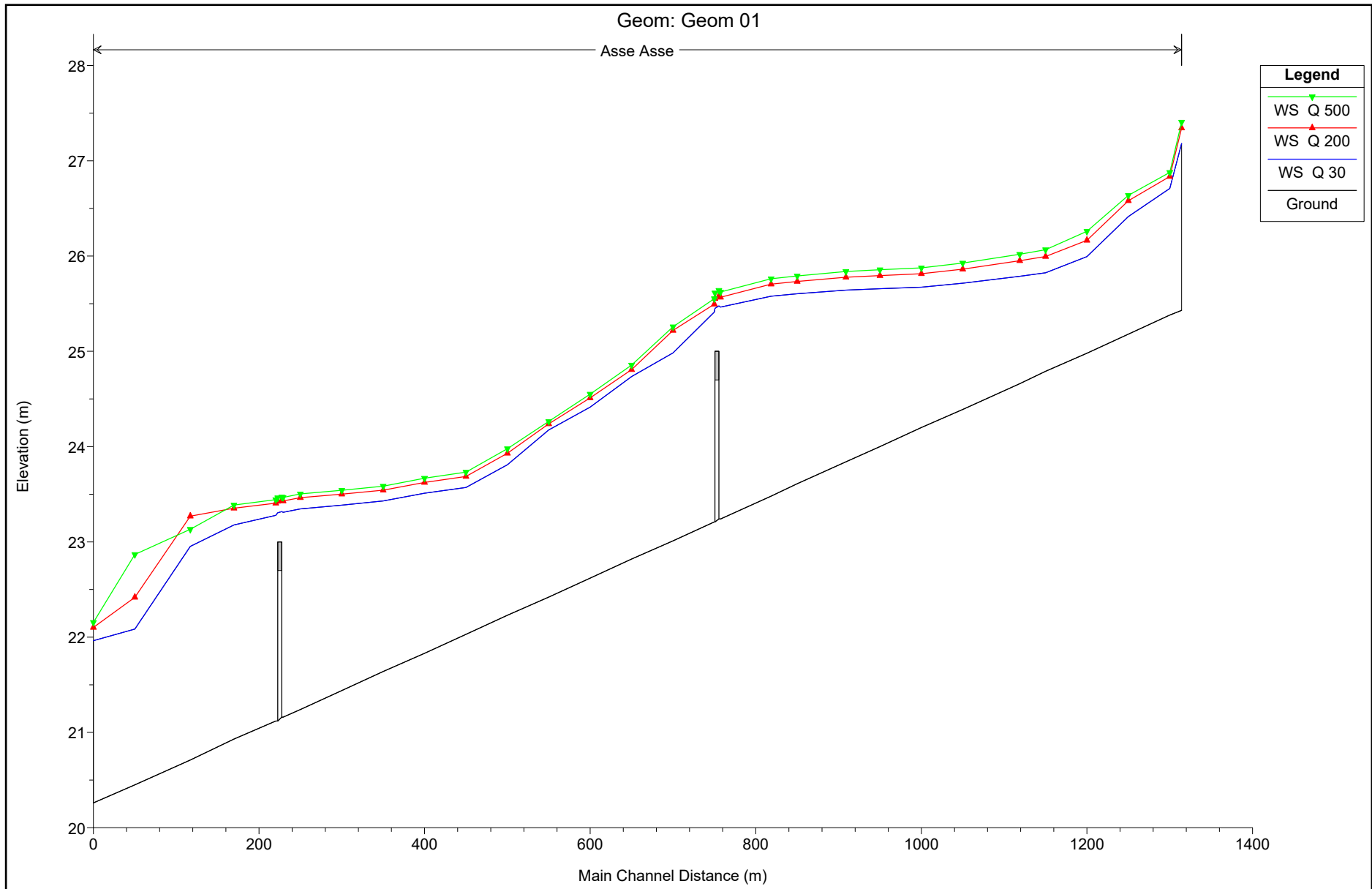
9. ALLEGATI

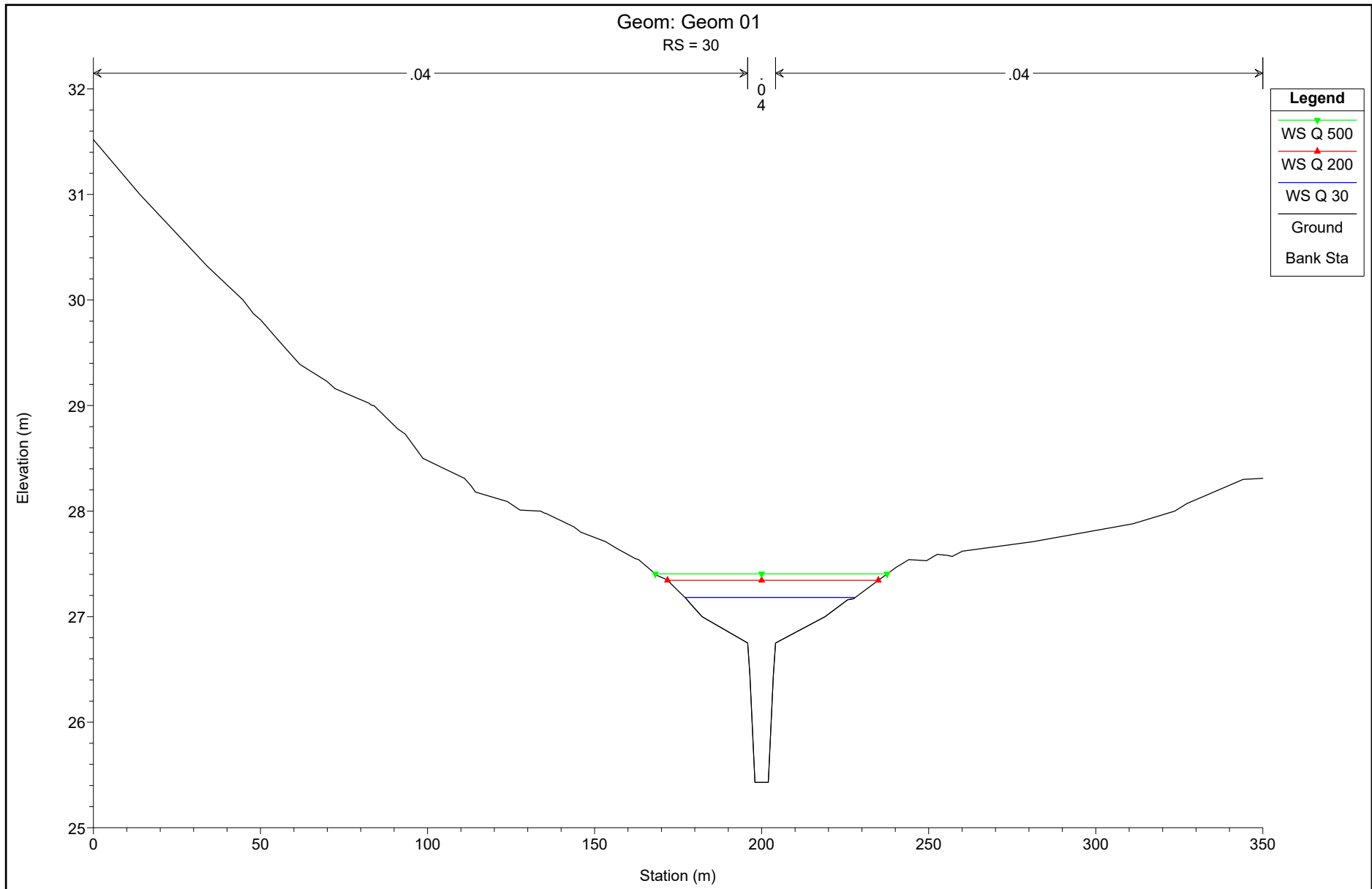
I risultati delle verifiche verranno mostrati di seguito.

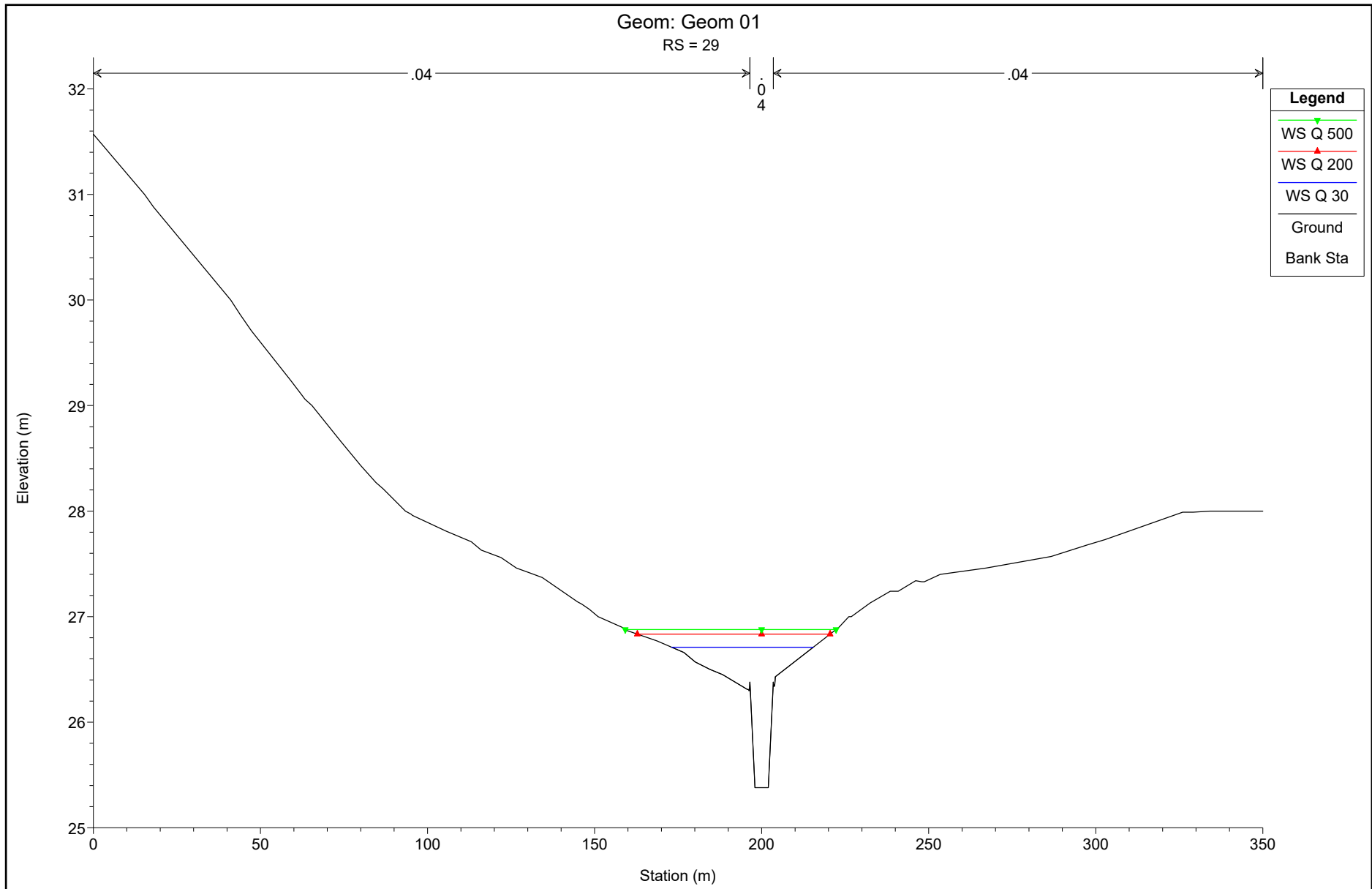
9.1. VERIFICHE IN MOTO PERMANENTE MONODIMENSIONALE

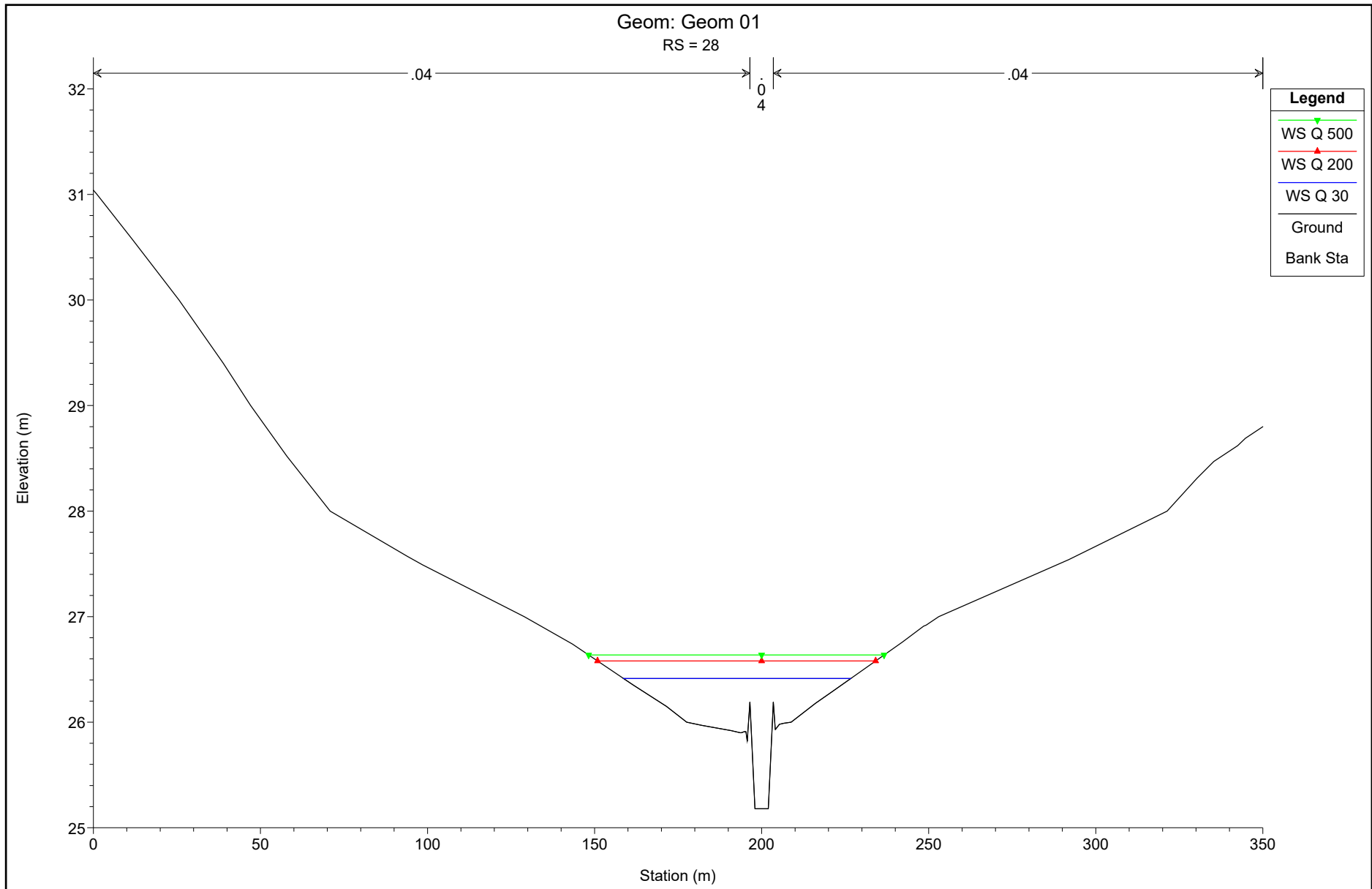
ASTA PRINCIPALE CANALE FIUME GRANDE: STATO DI FATTO

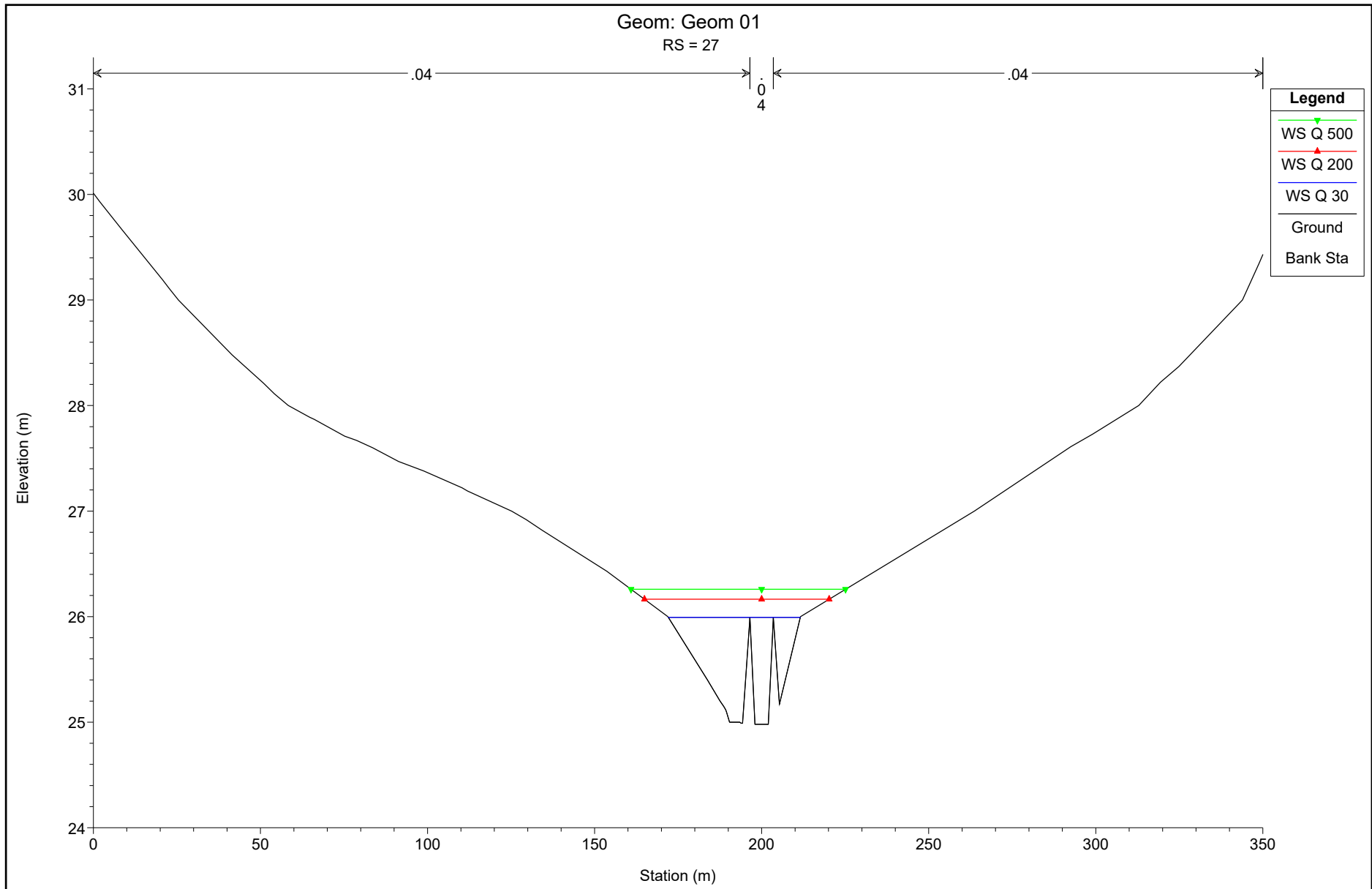


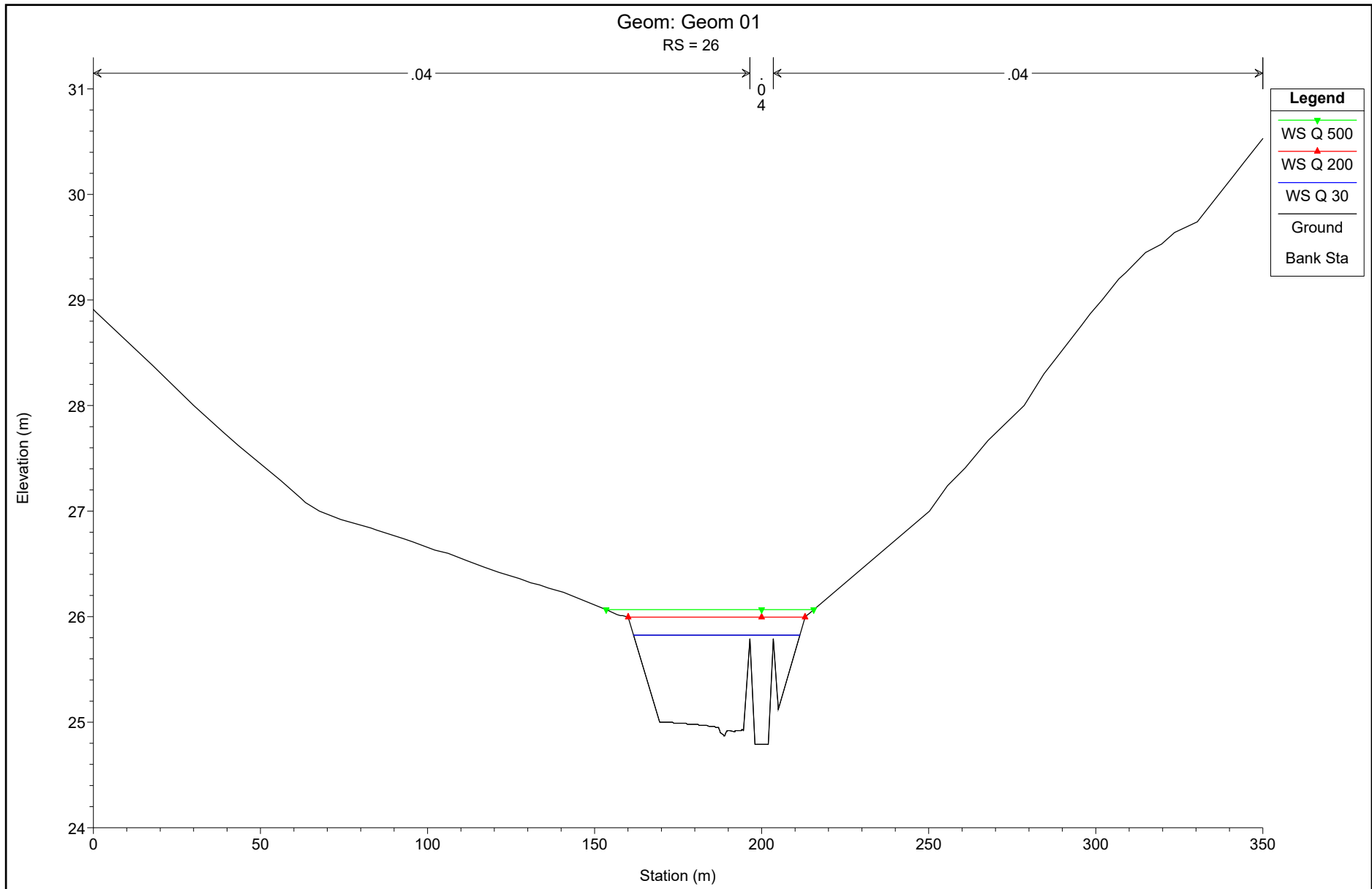


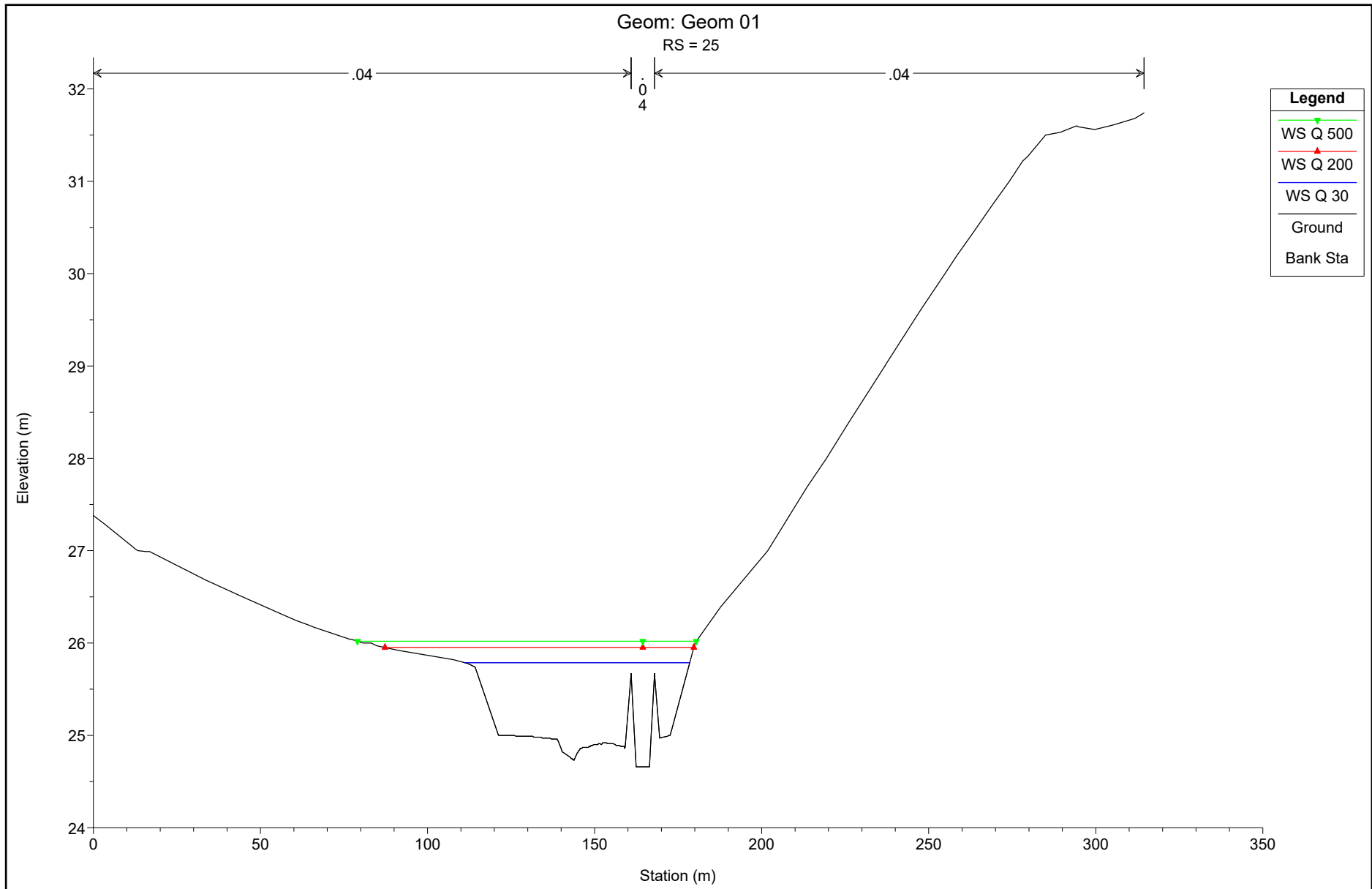


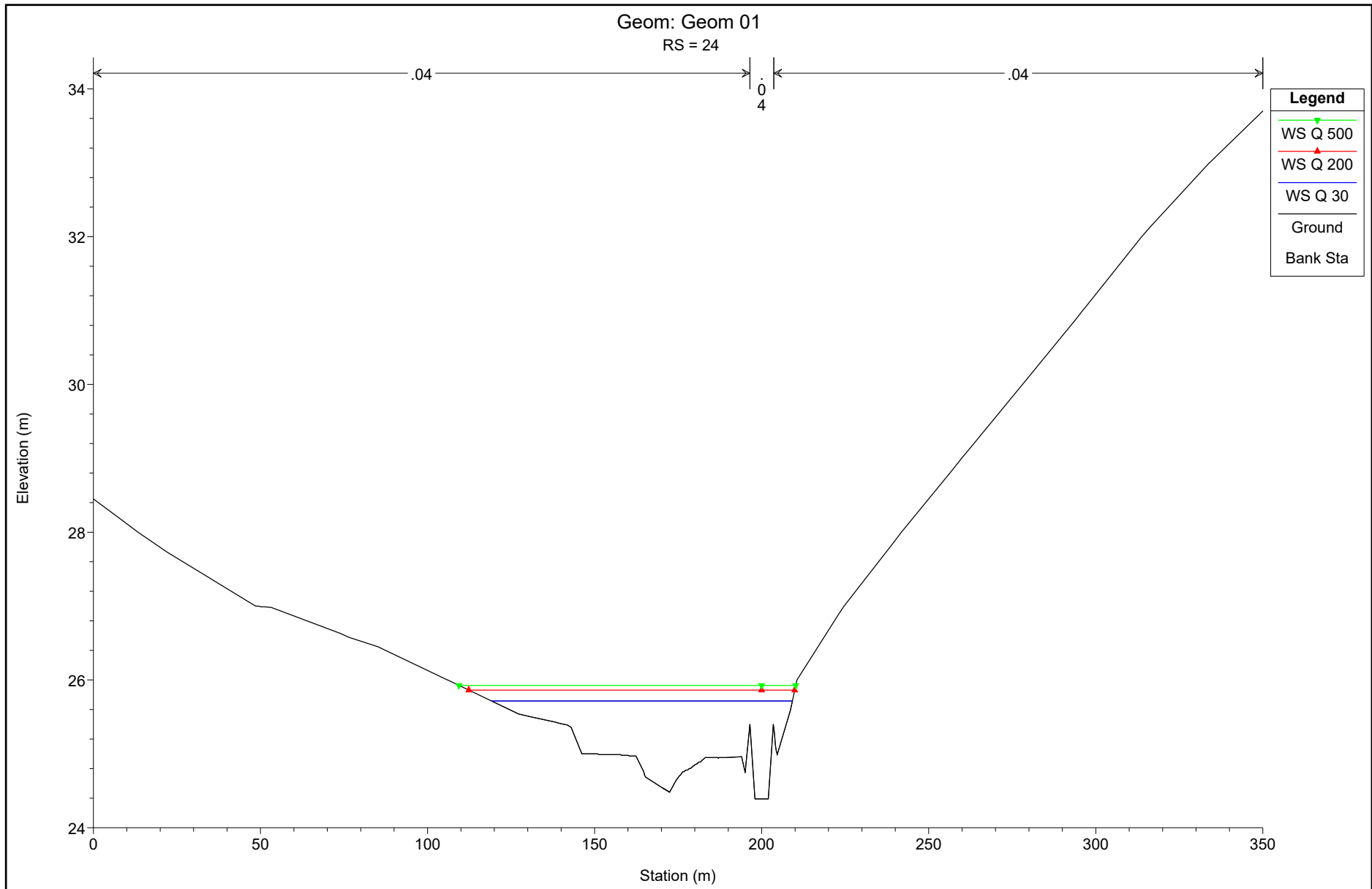


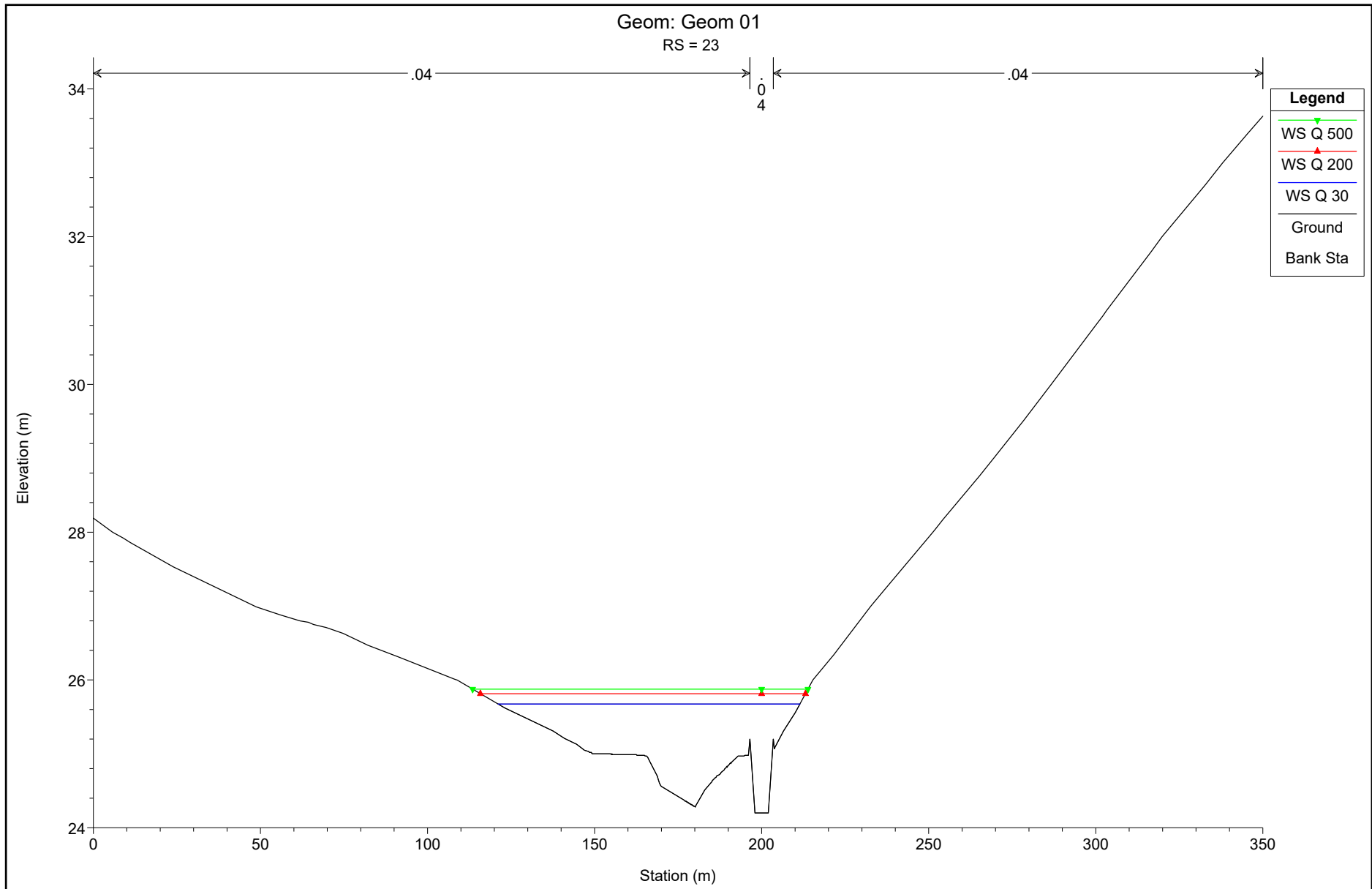


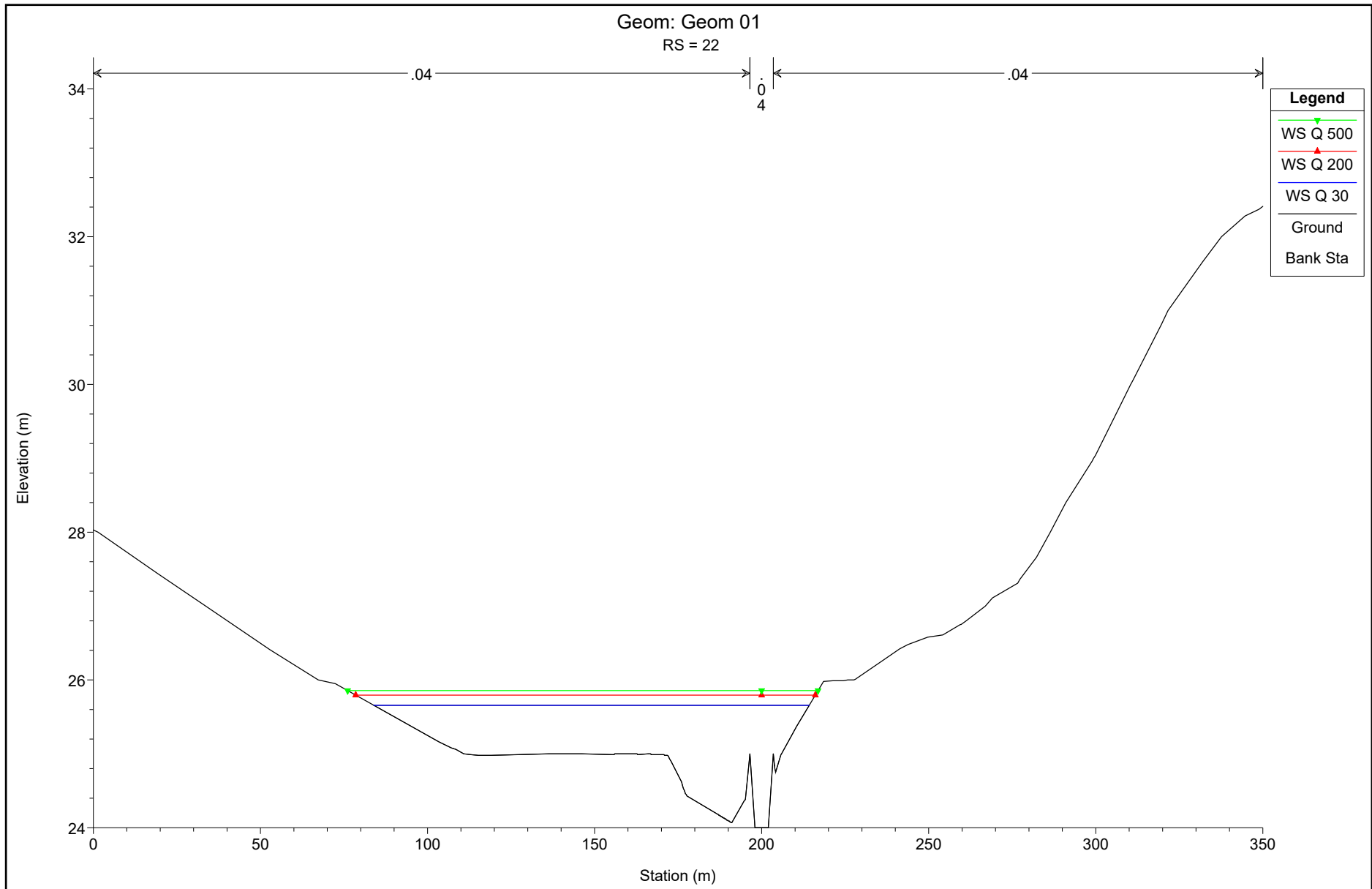


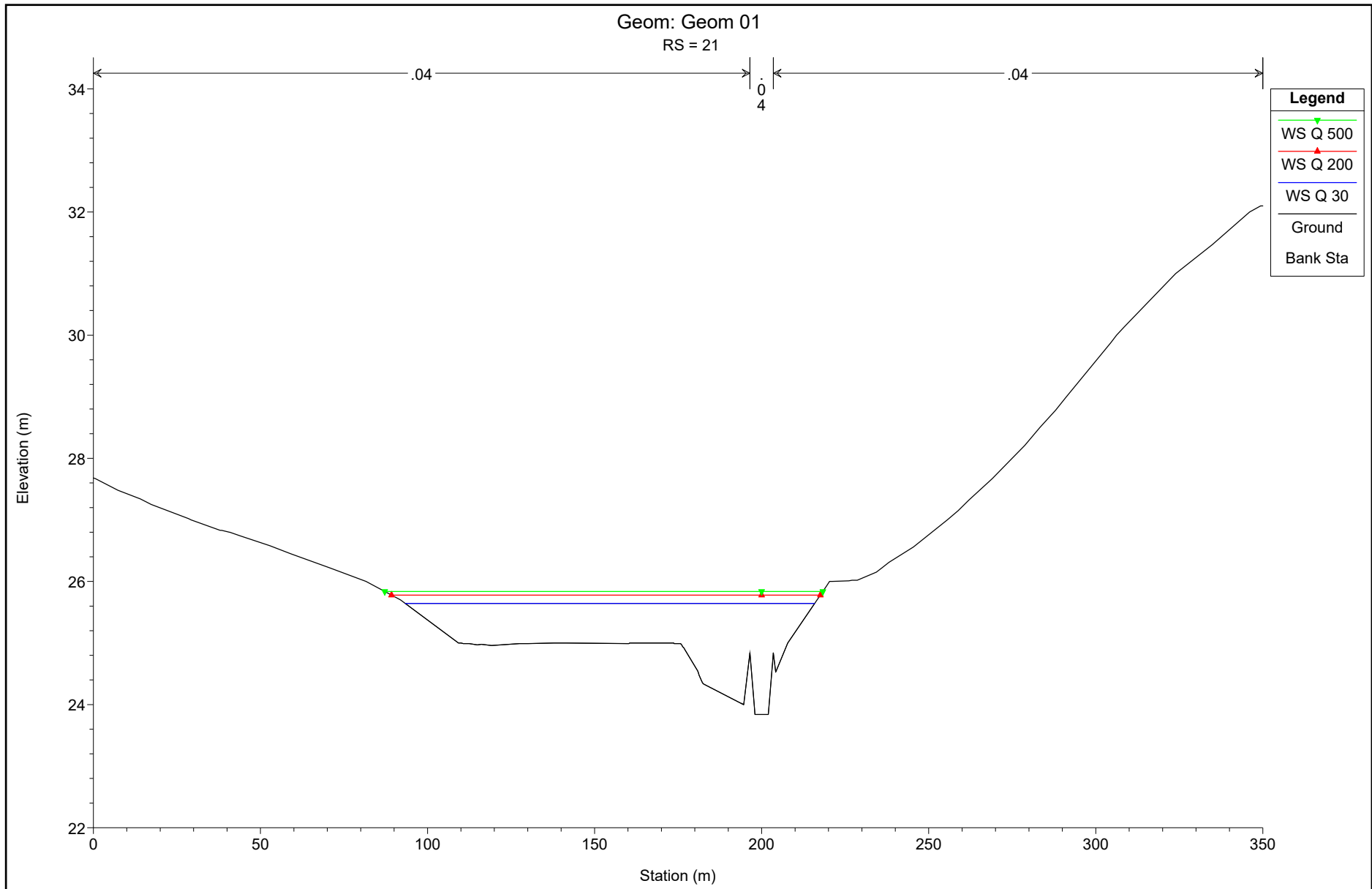


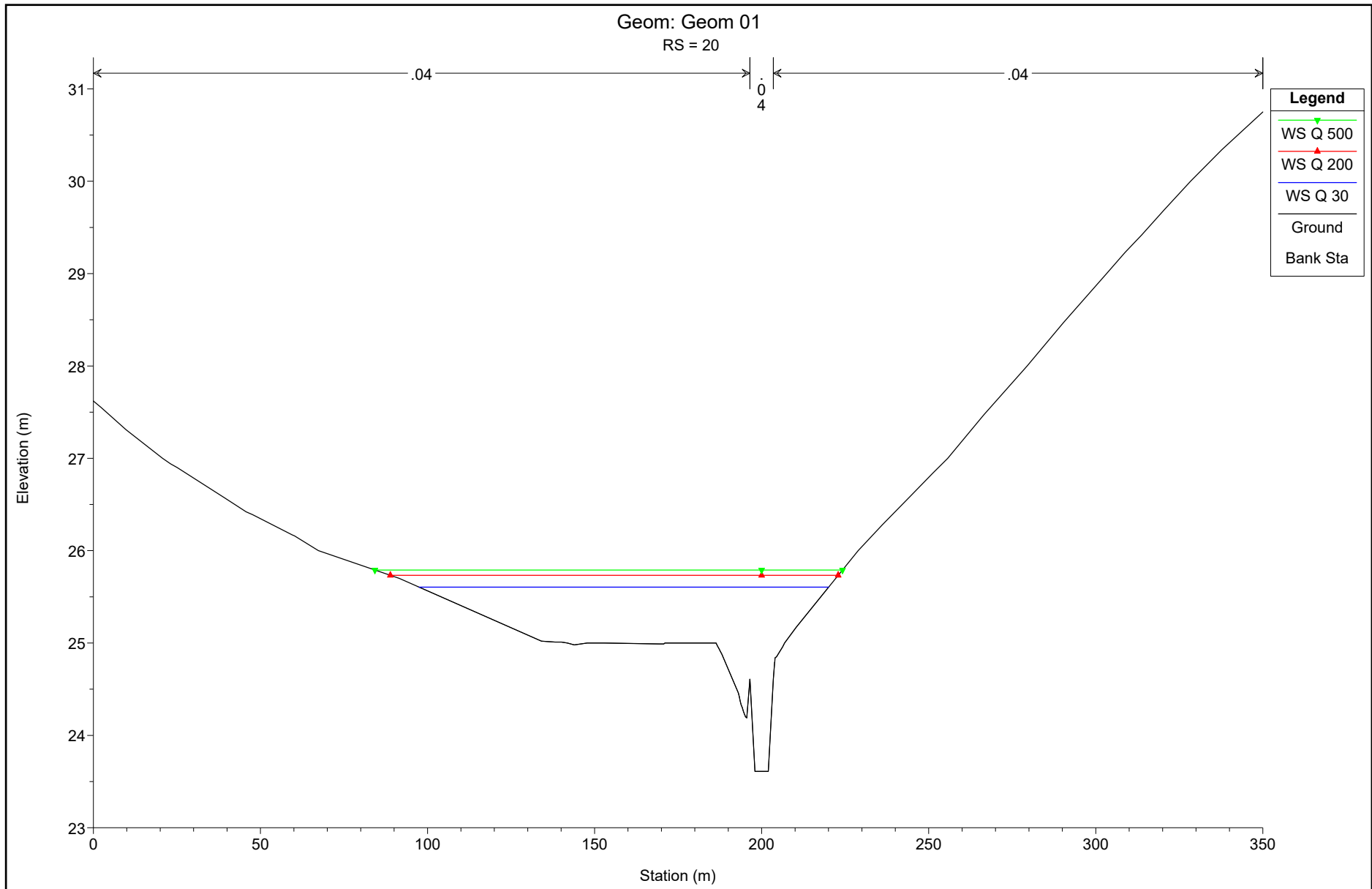


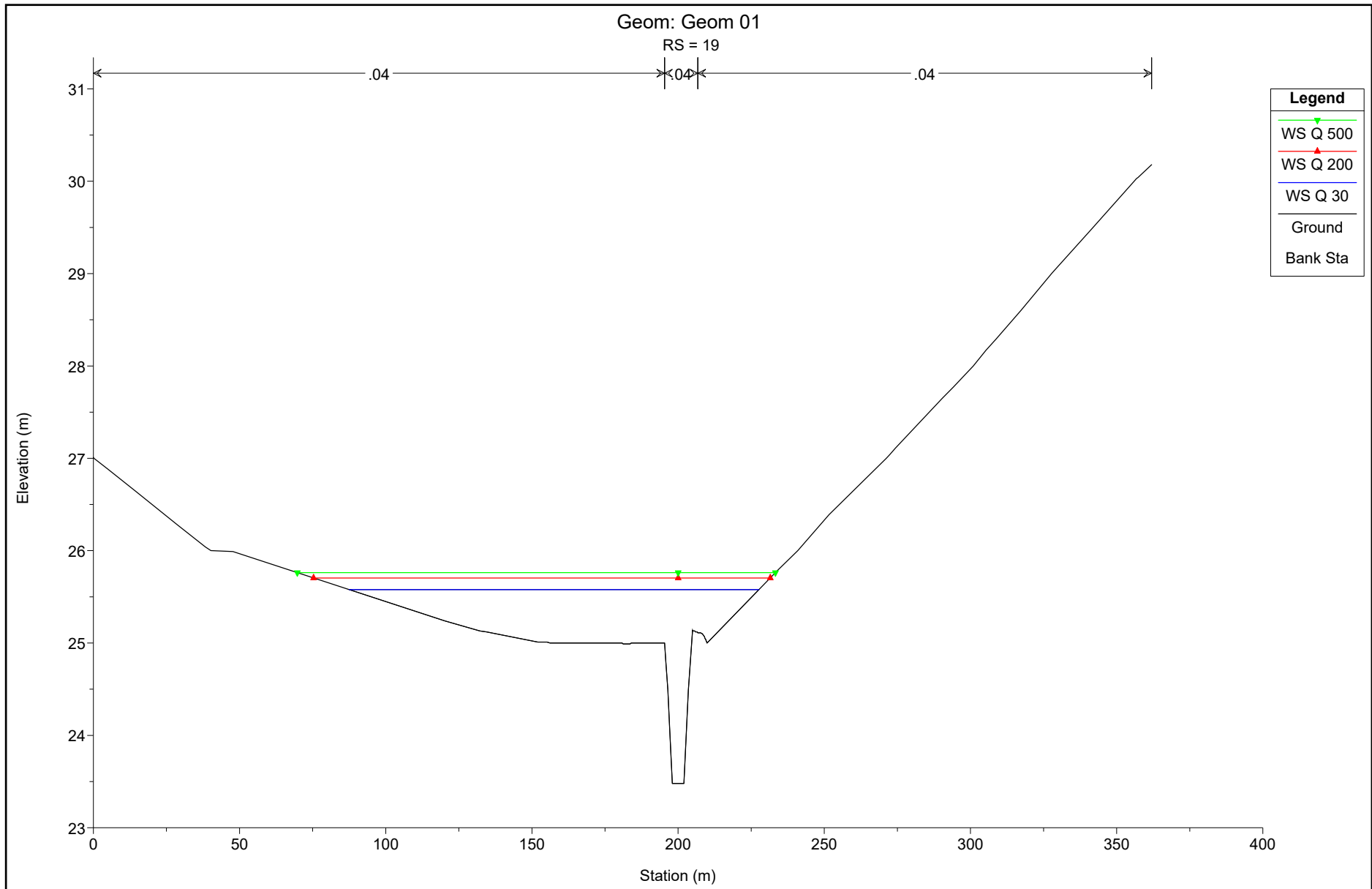


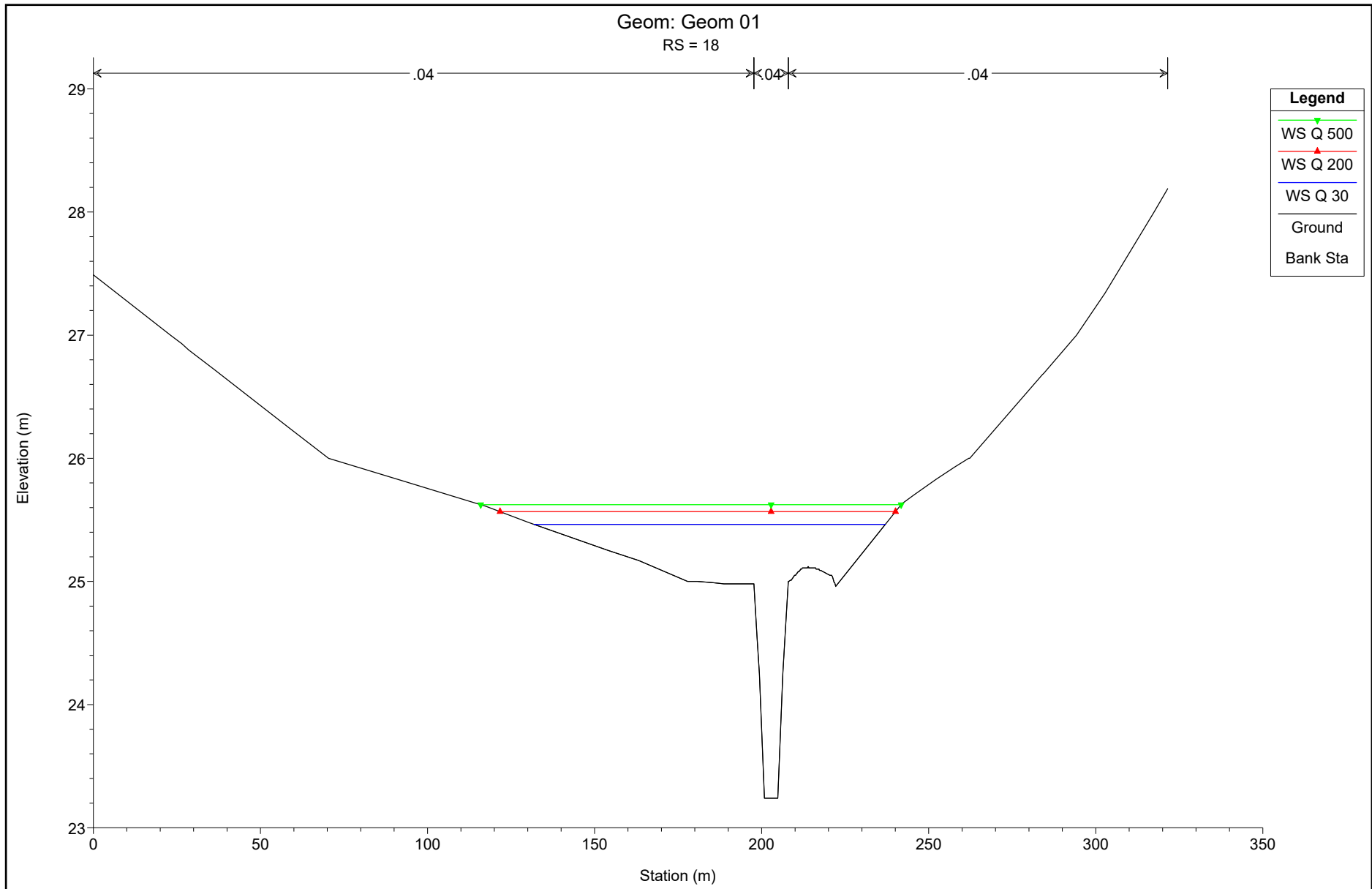


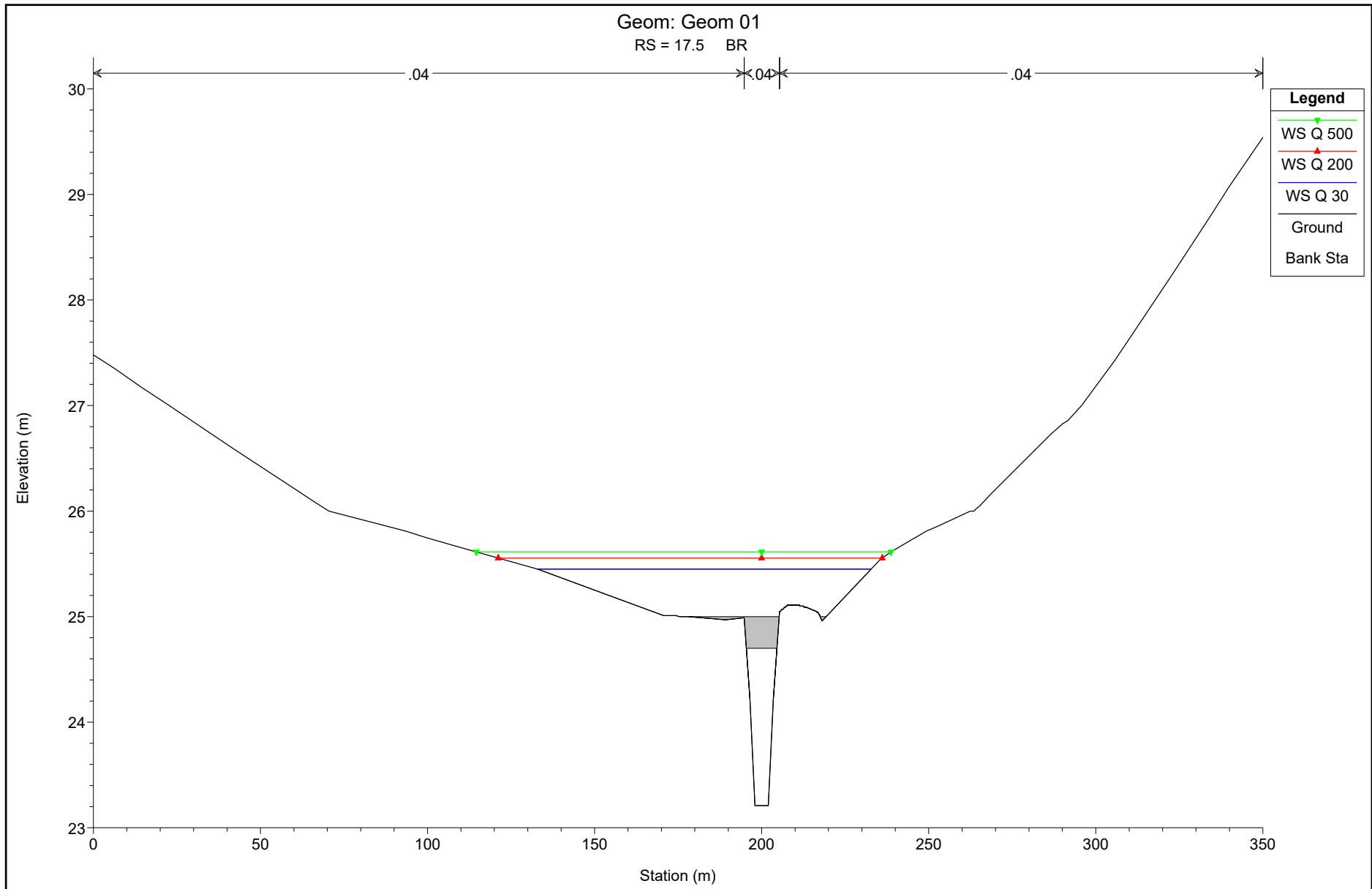


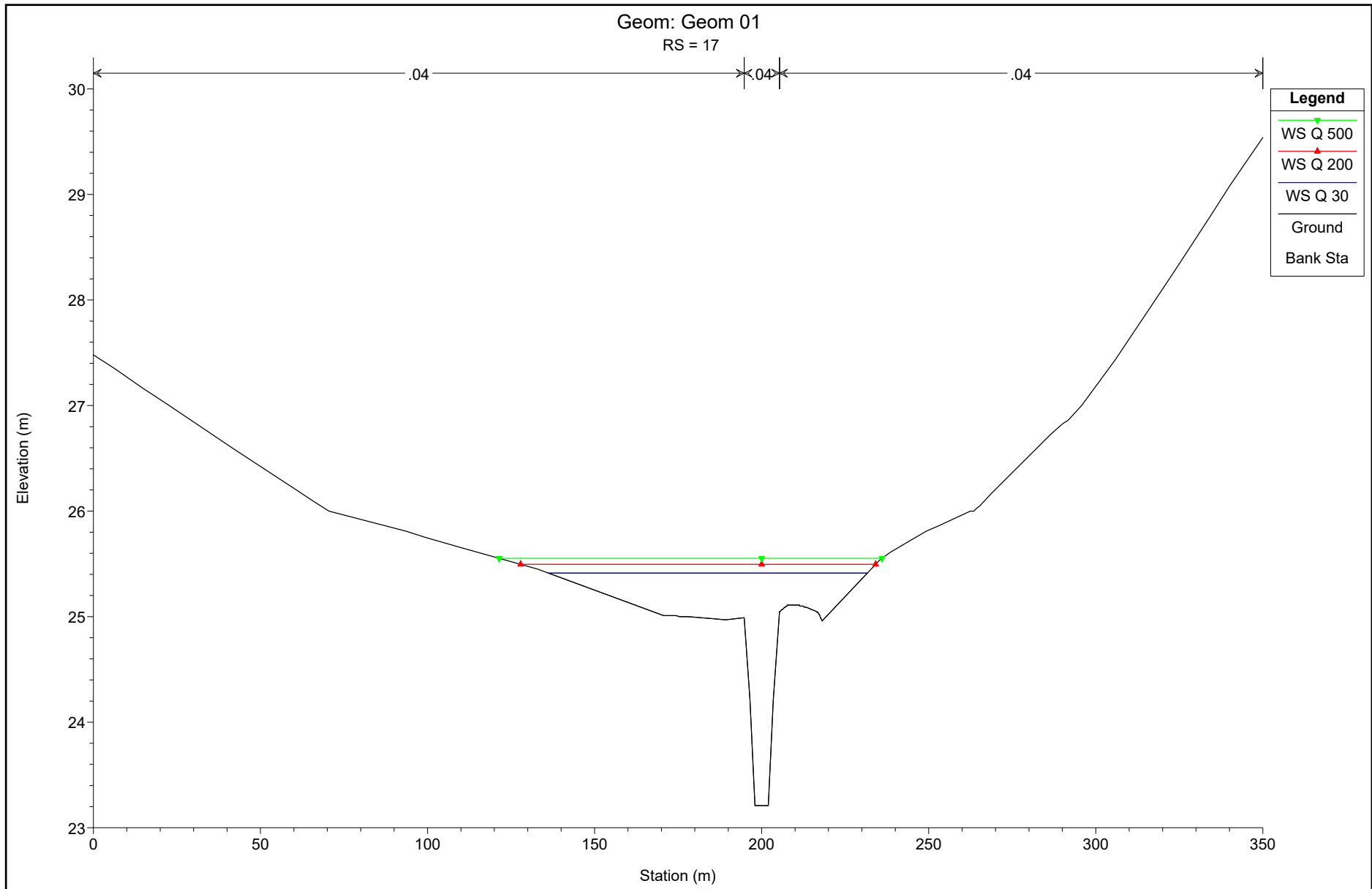


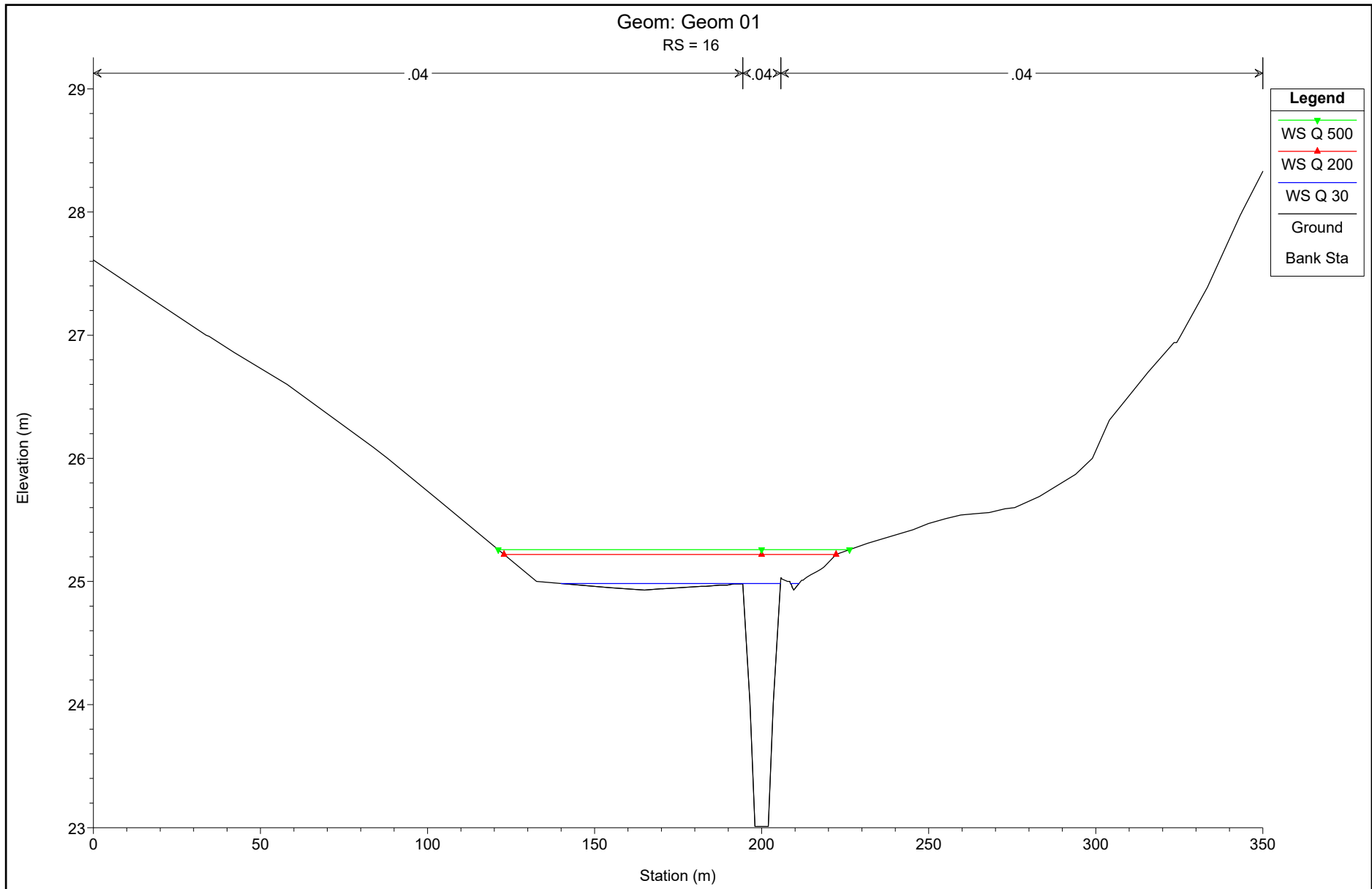


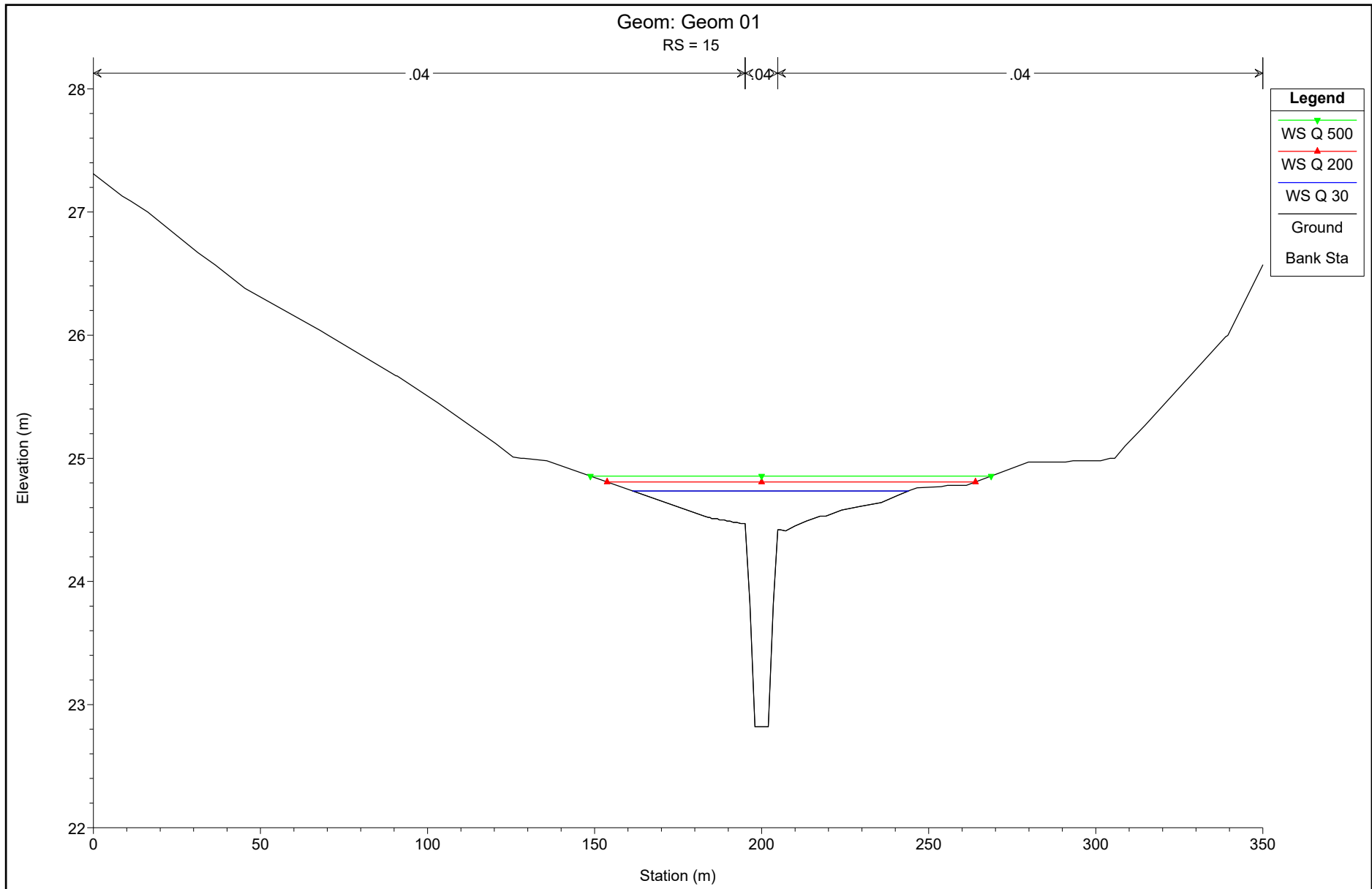


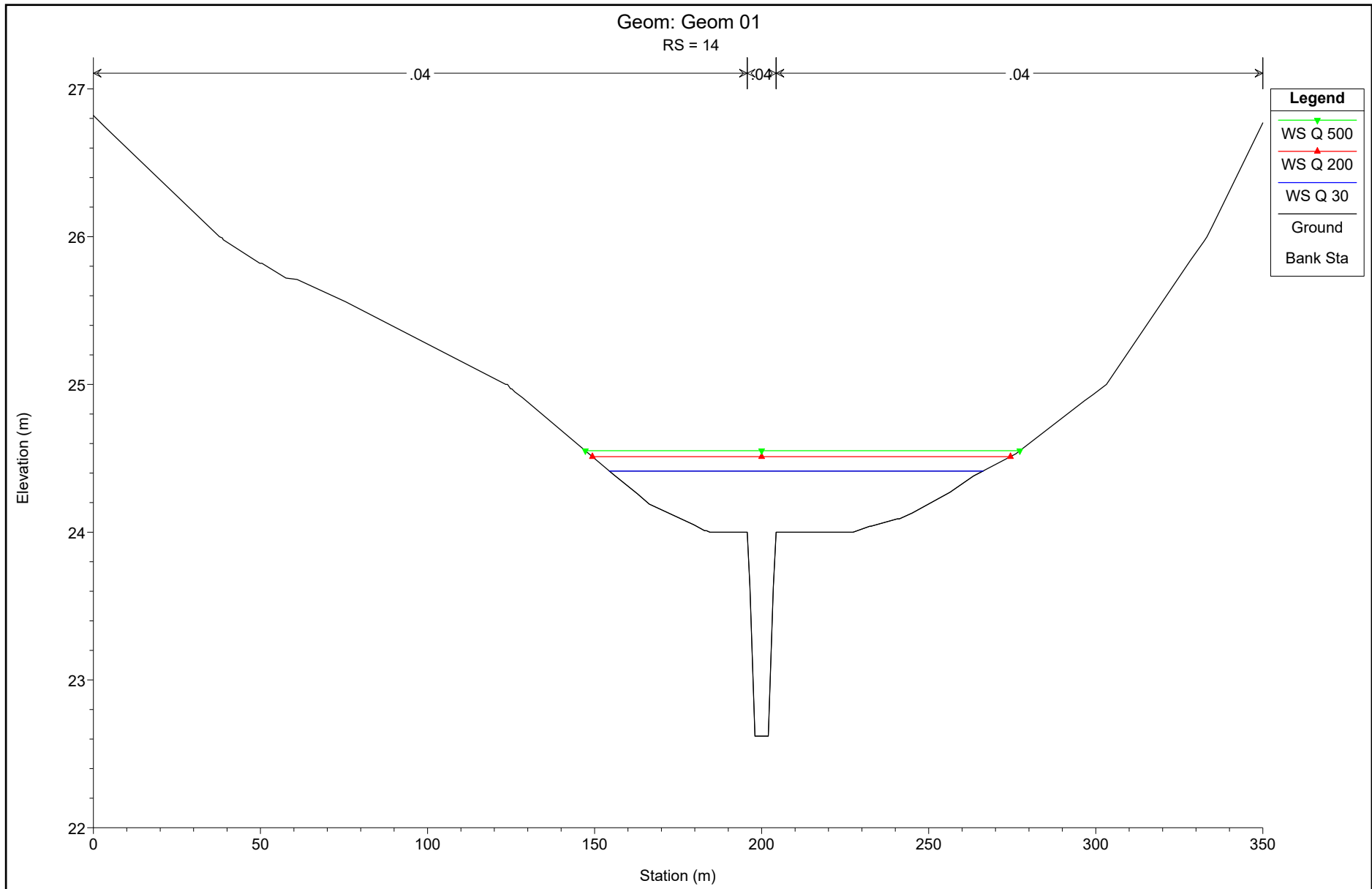


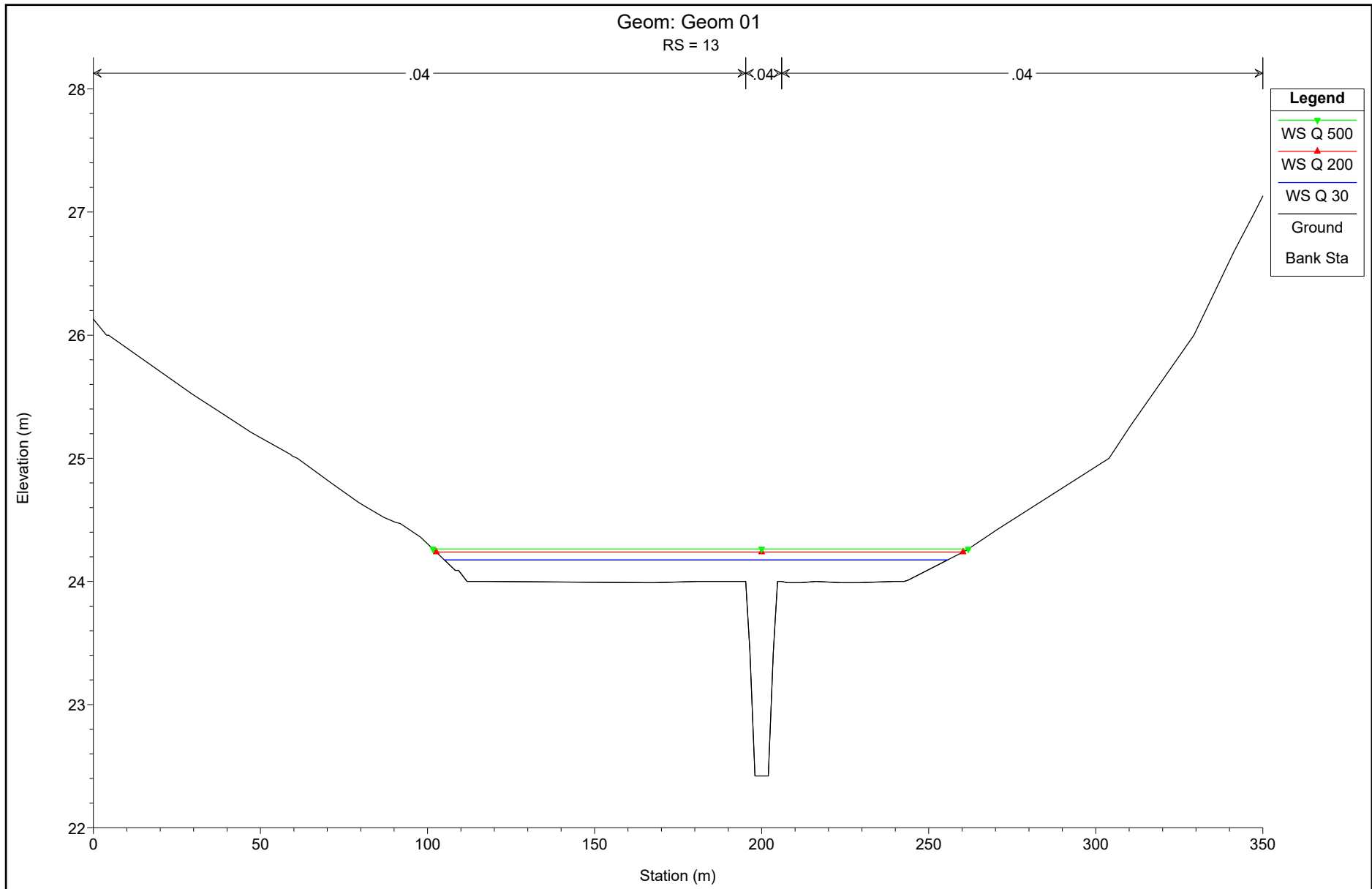


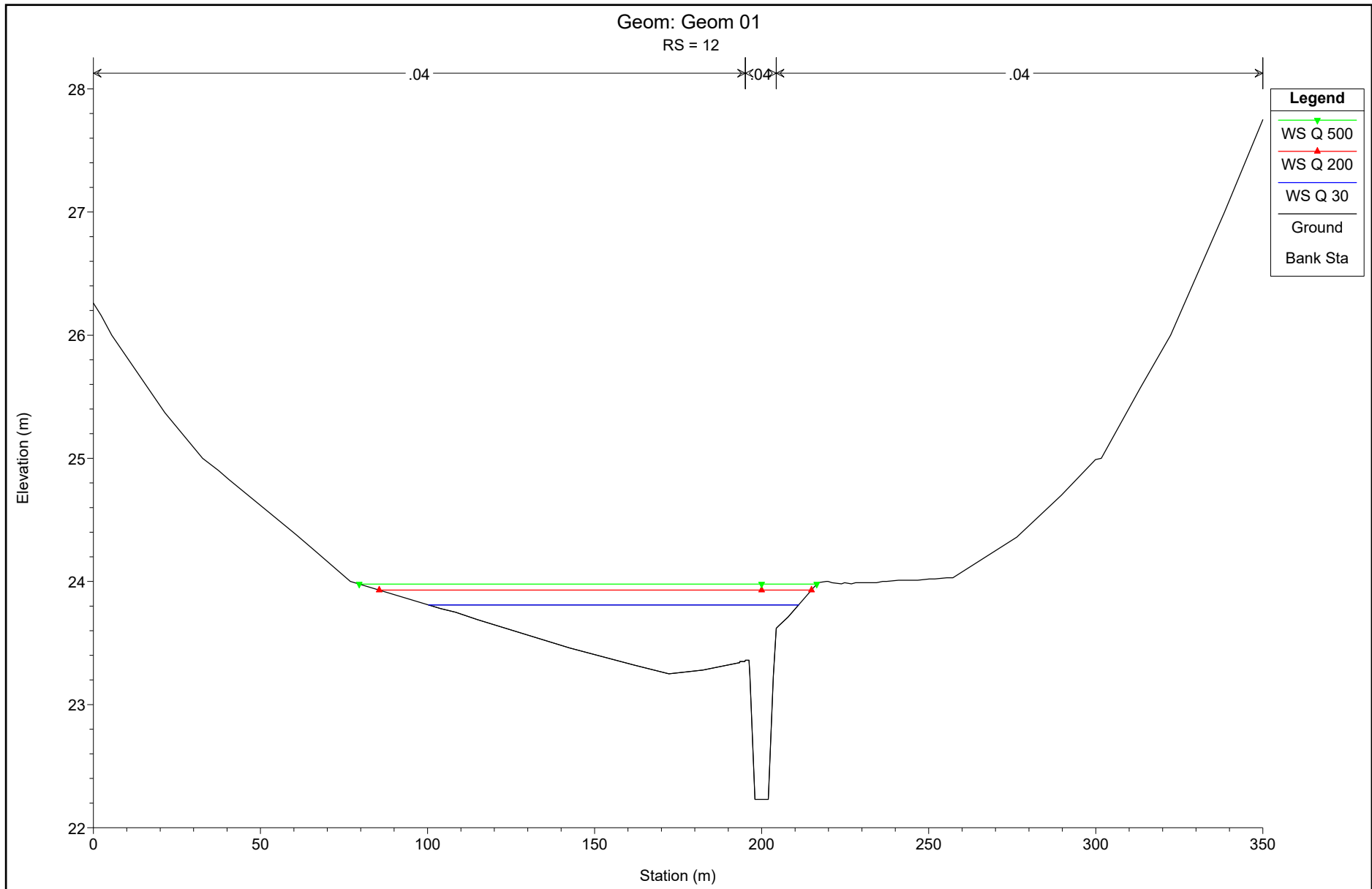


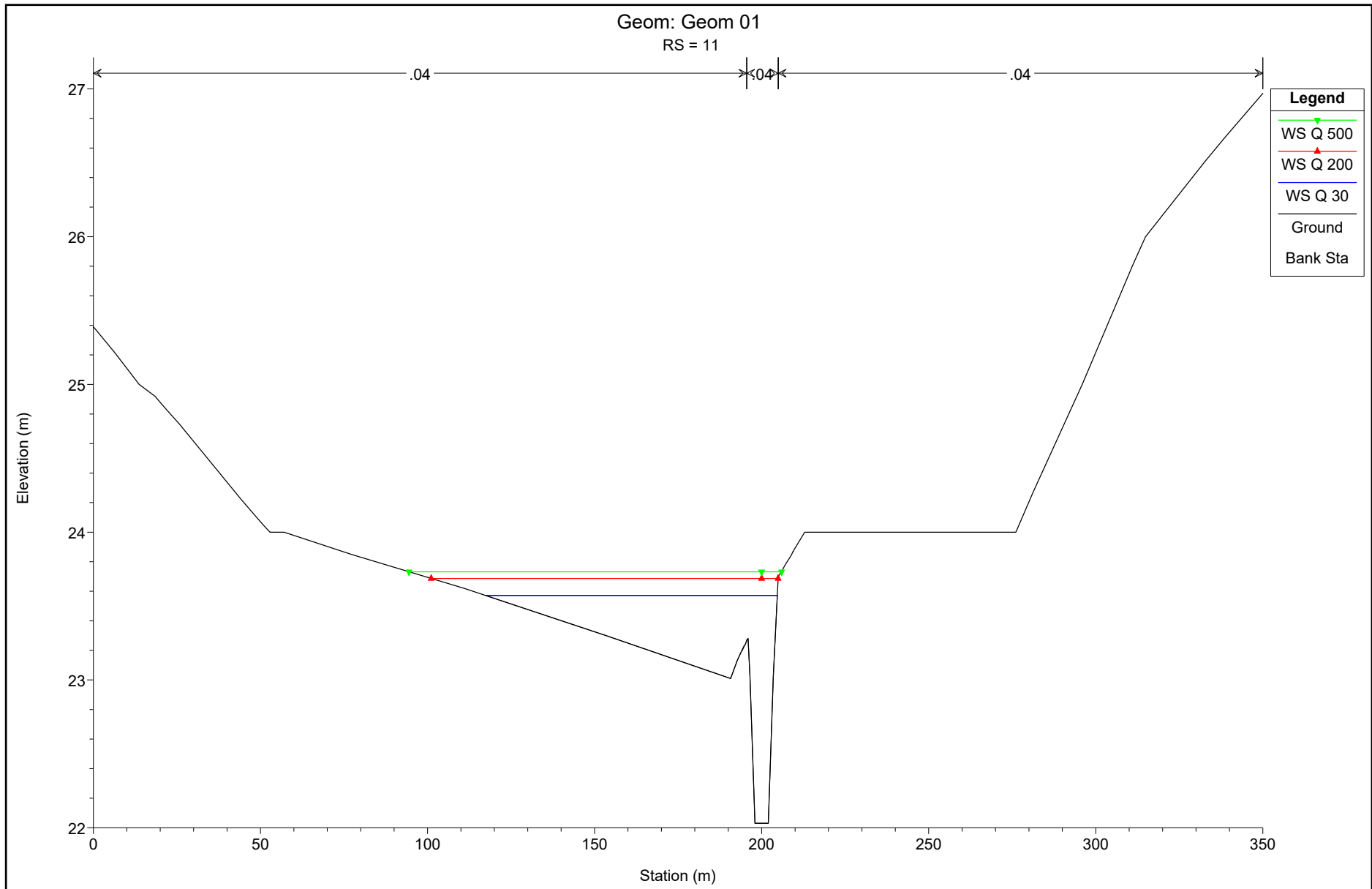


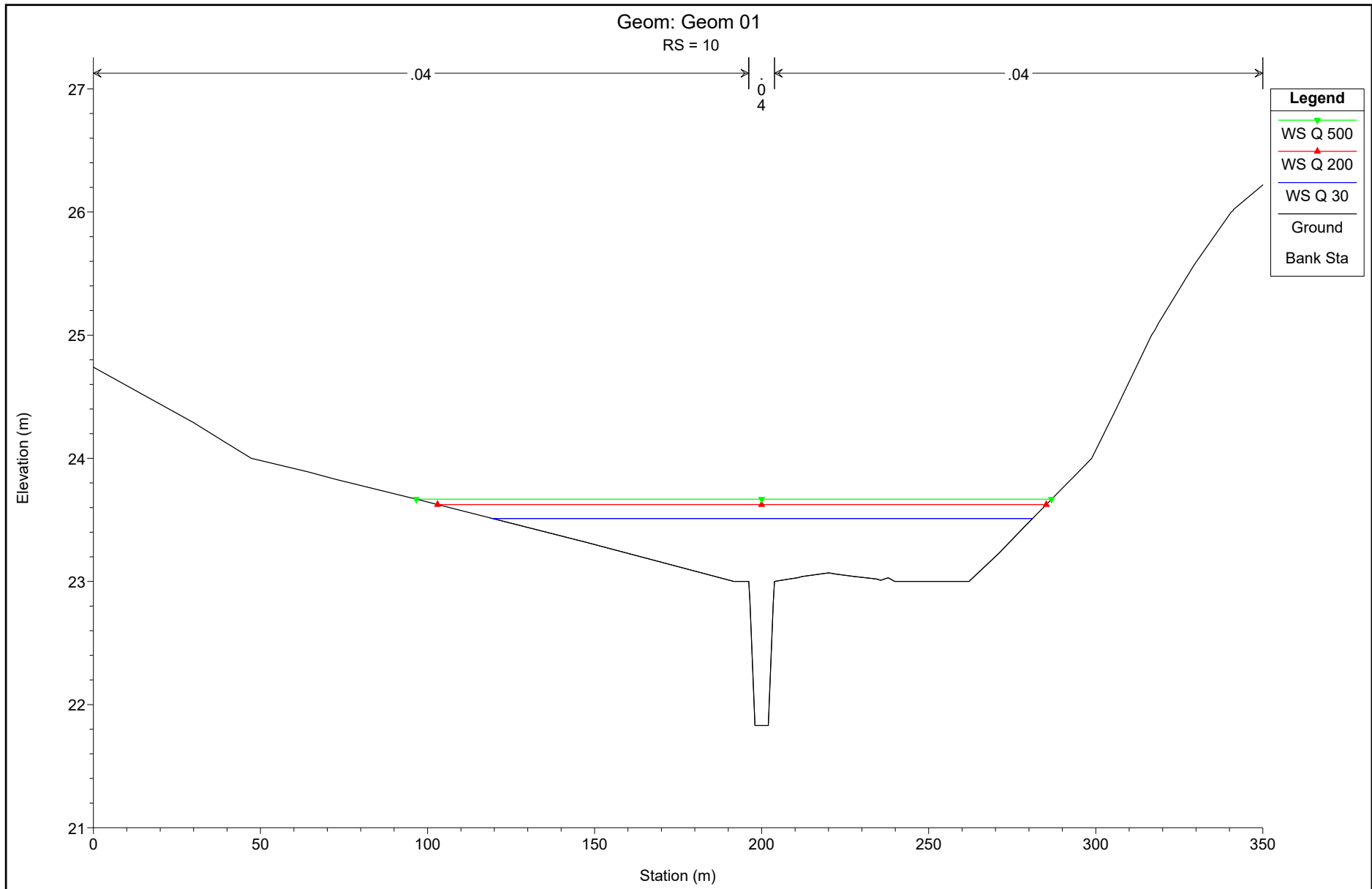


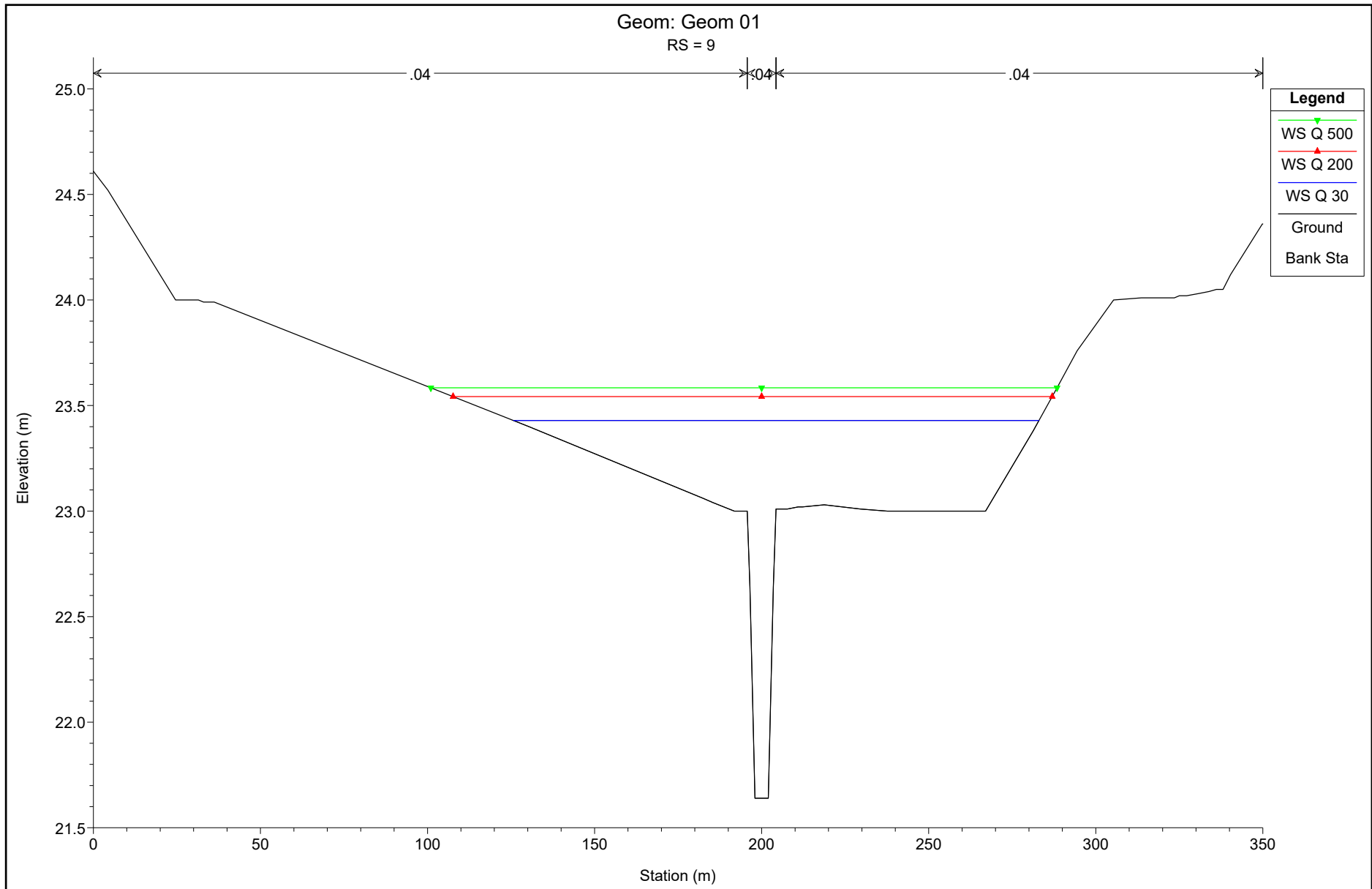


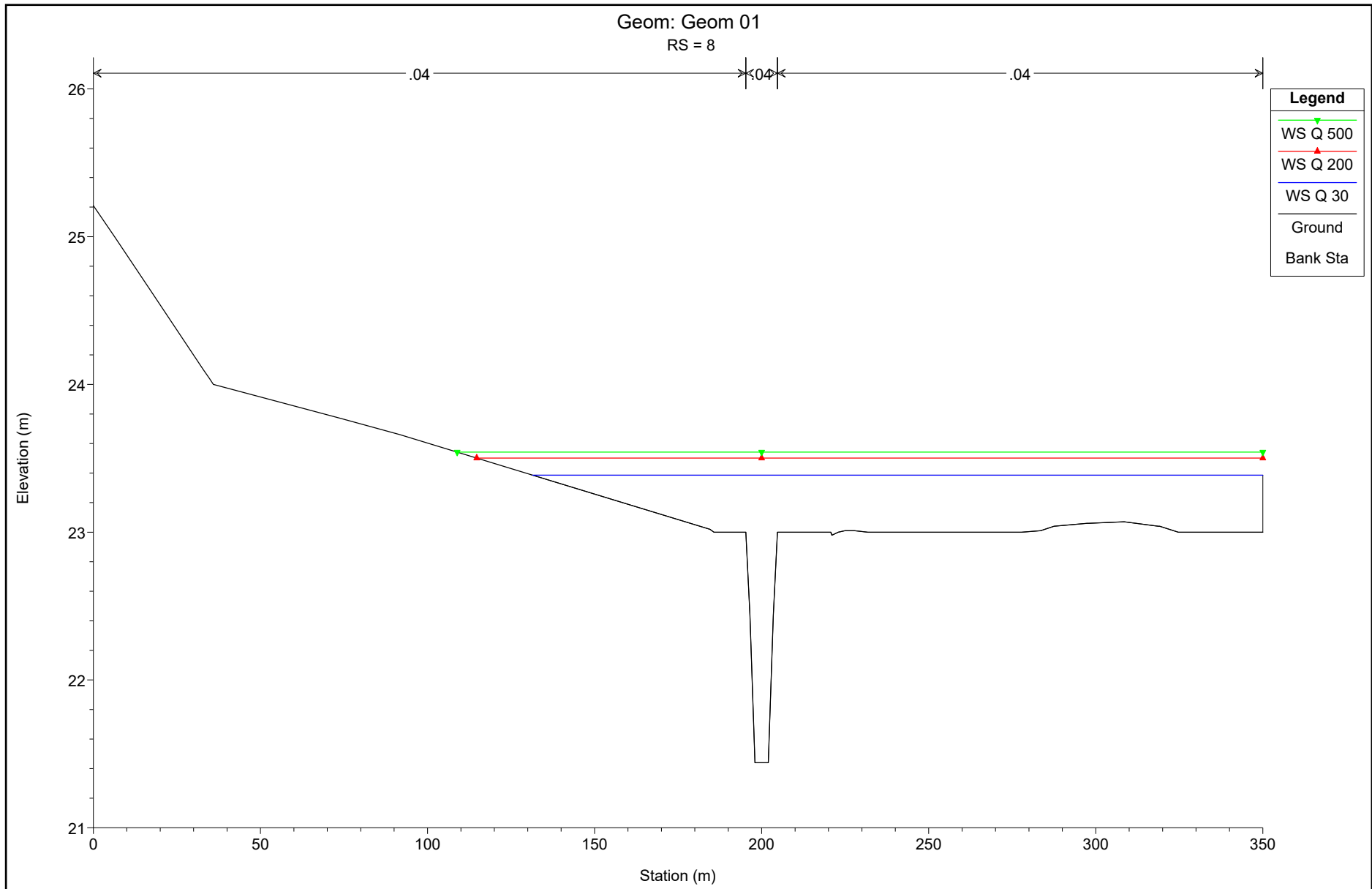


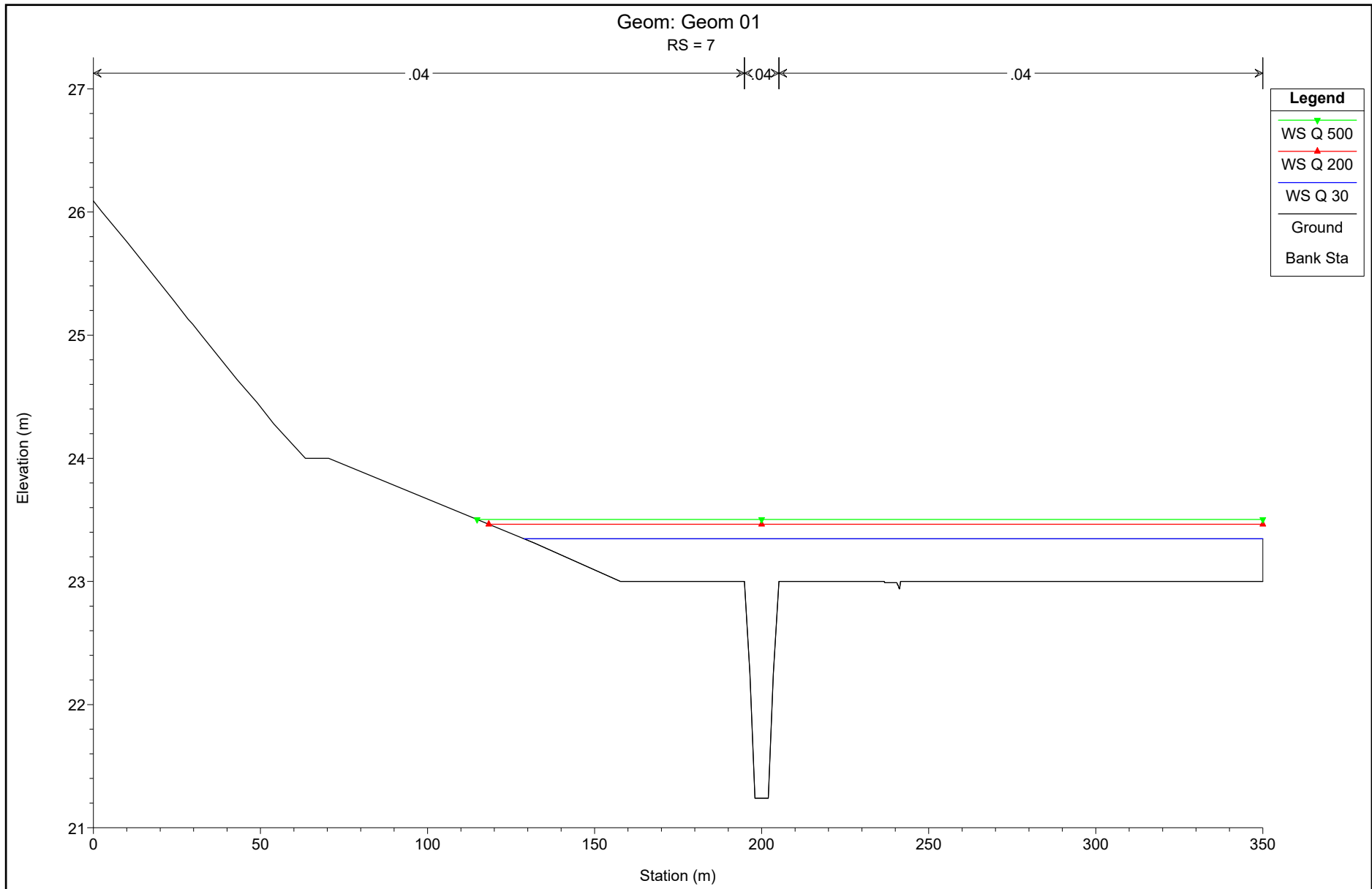


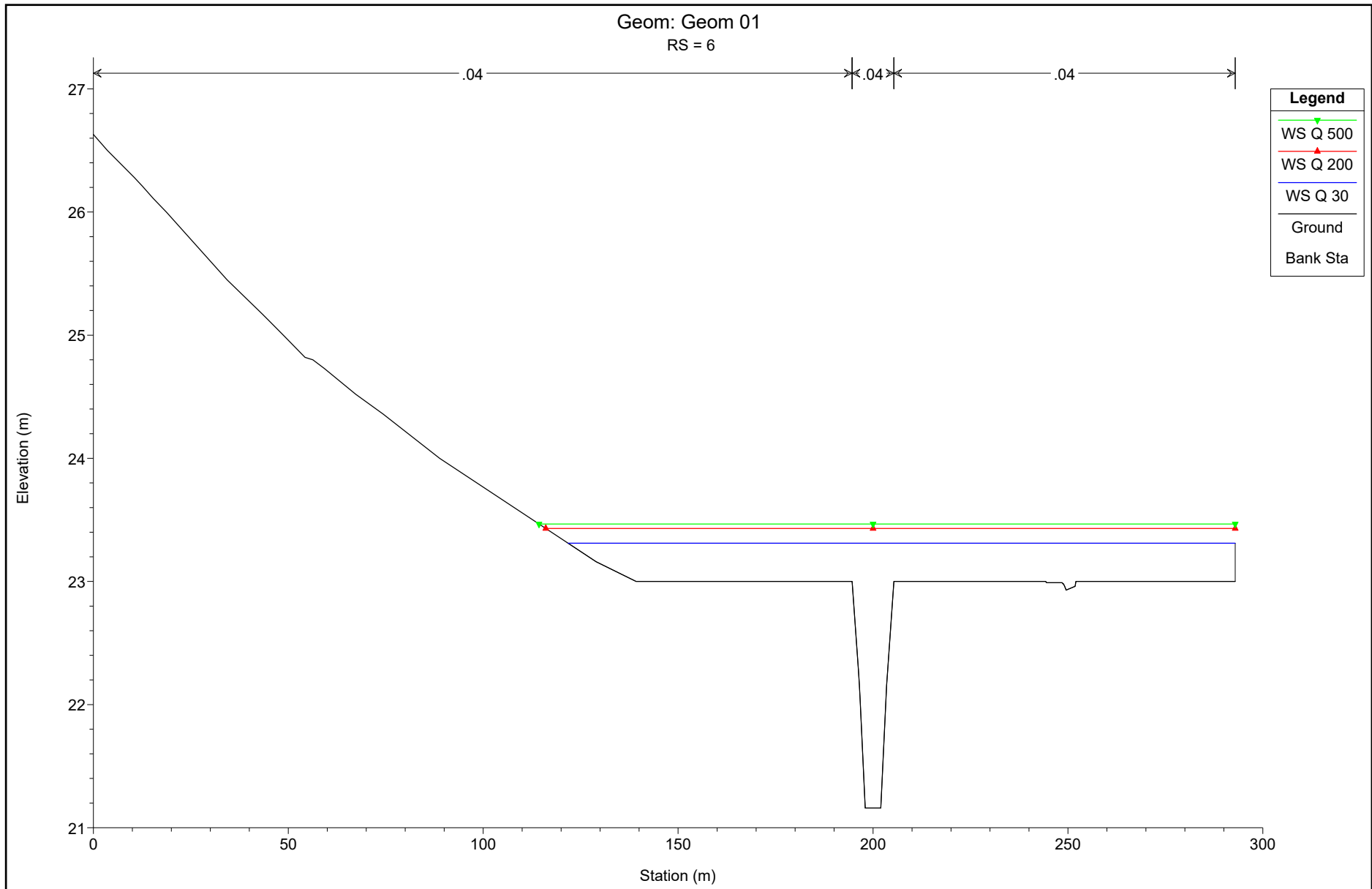


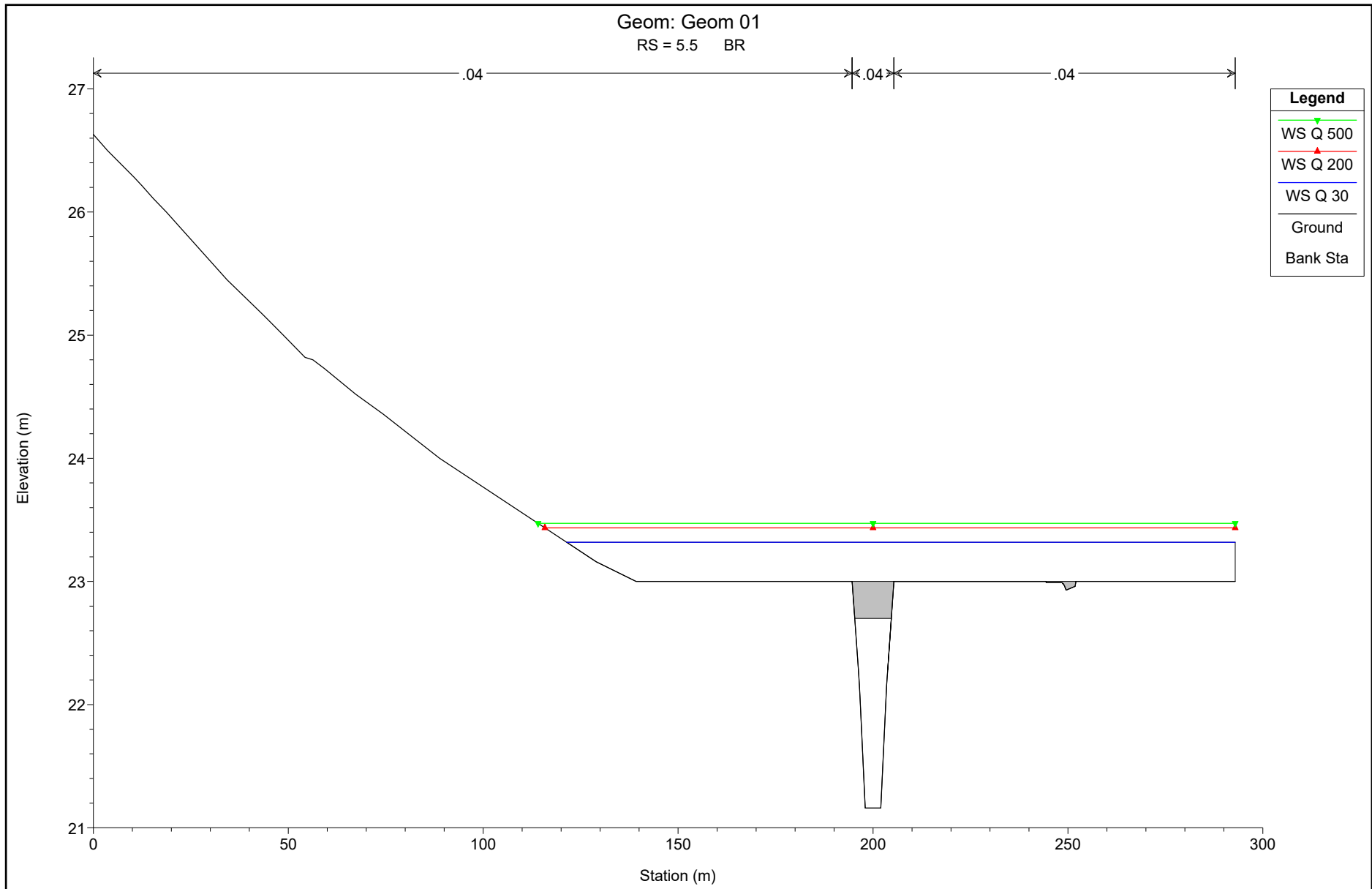


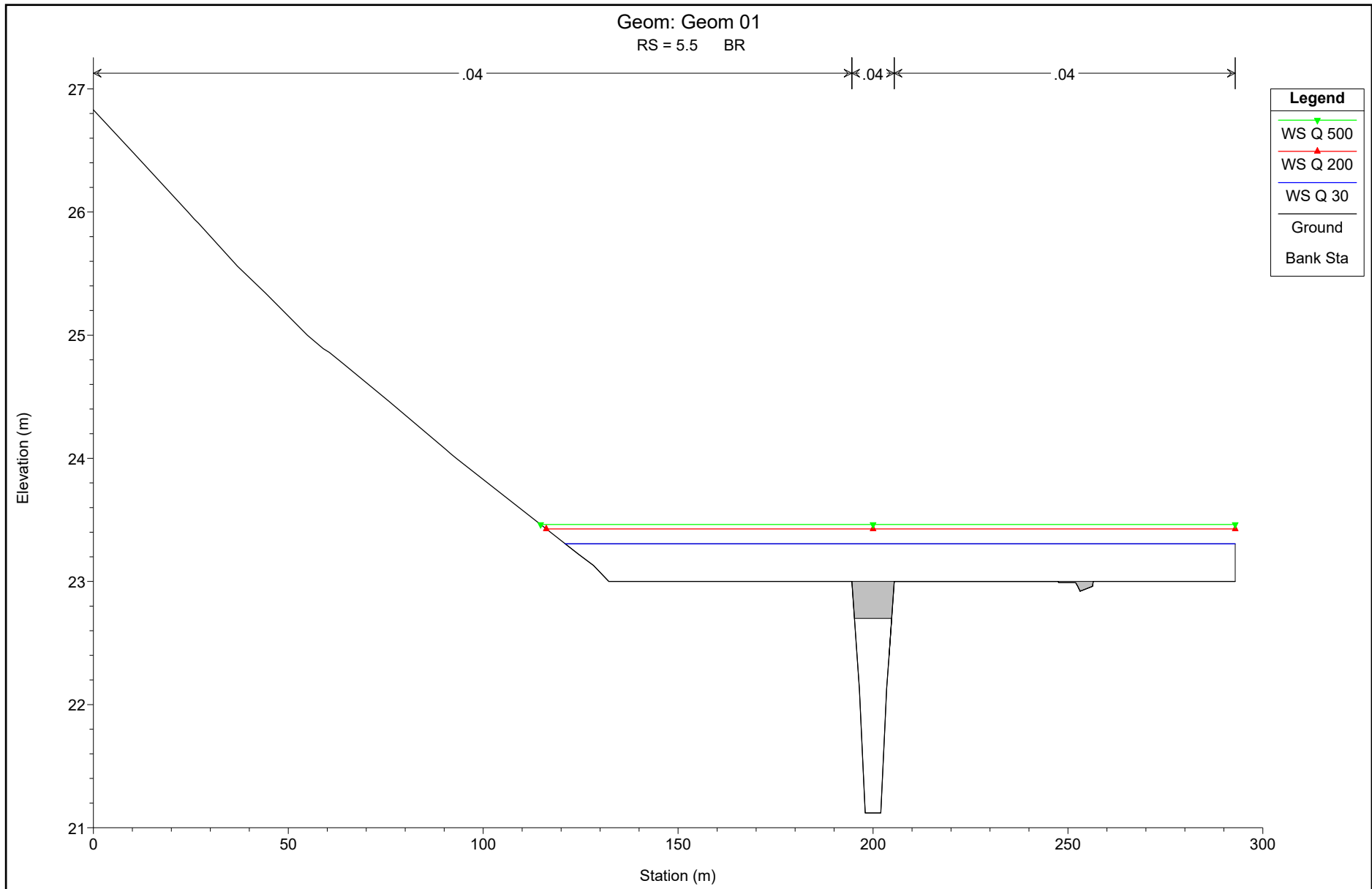


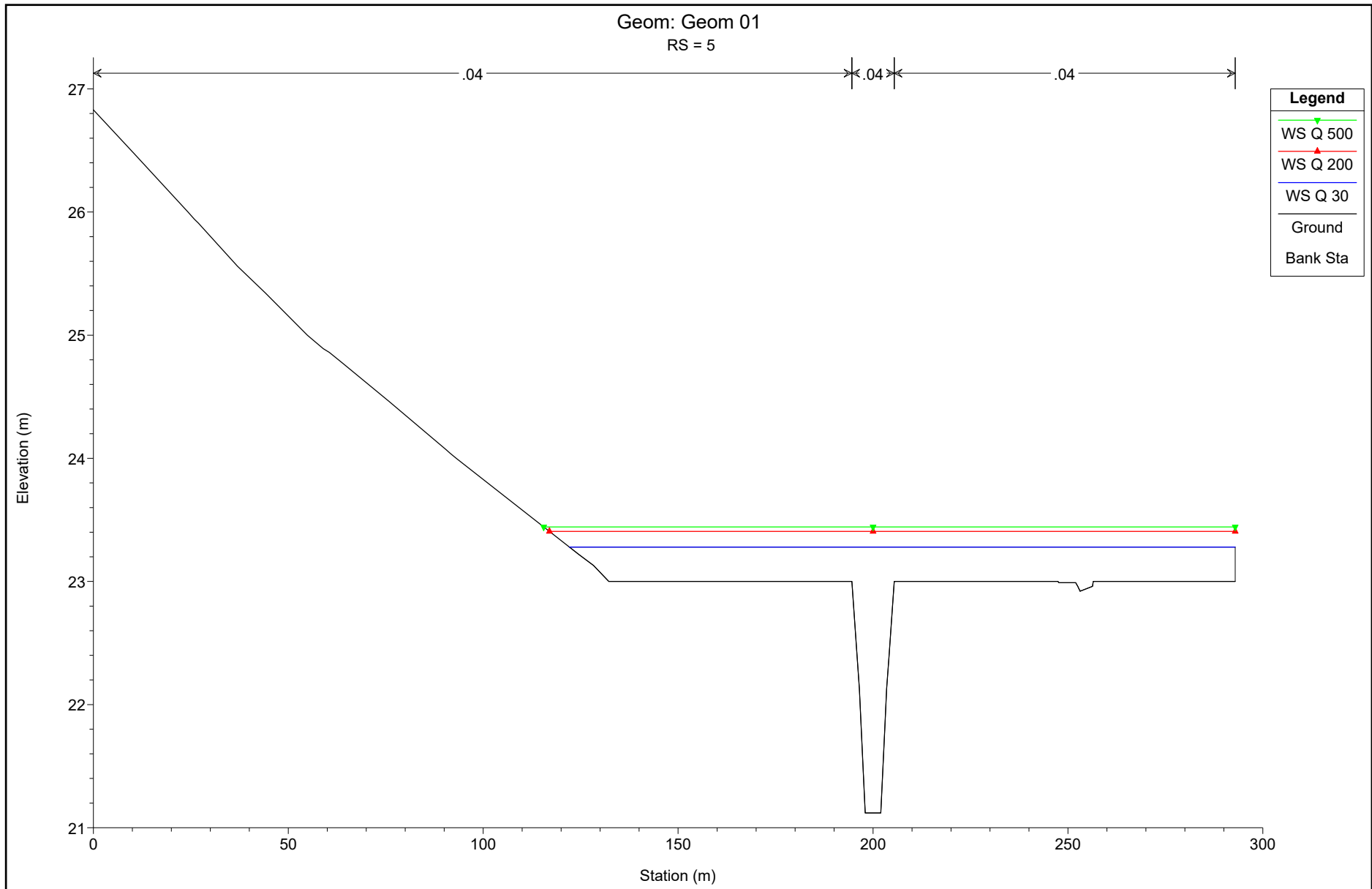


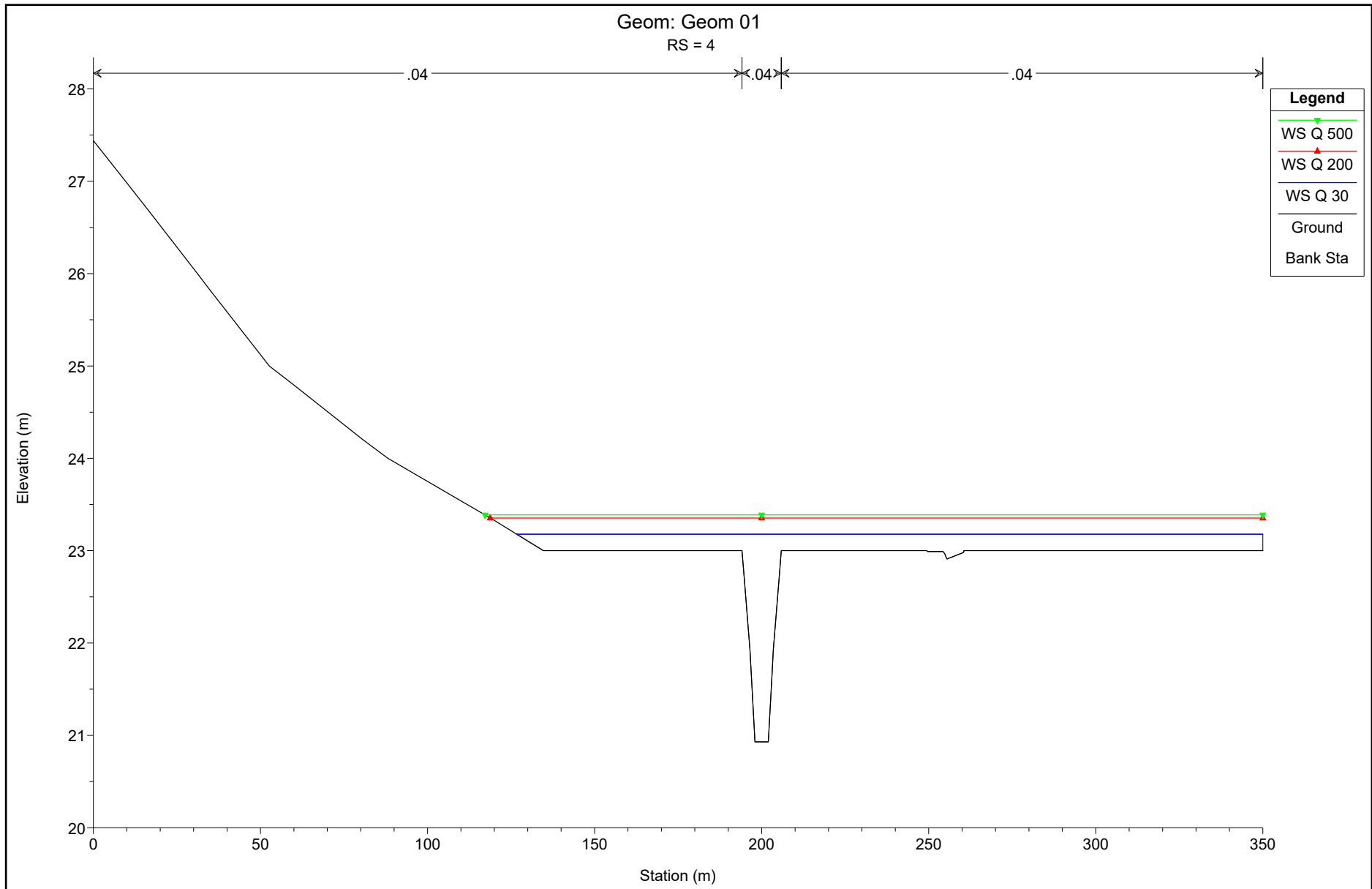


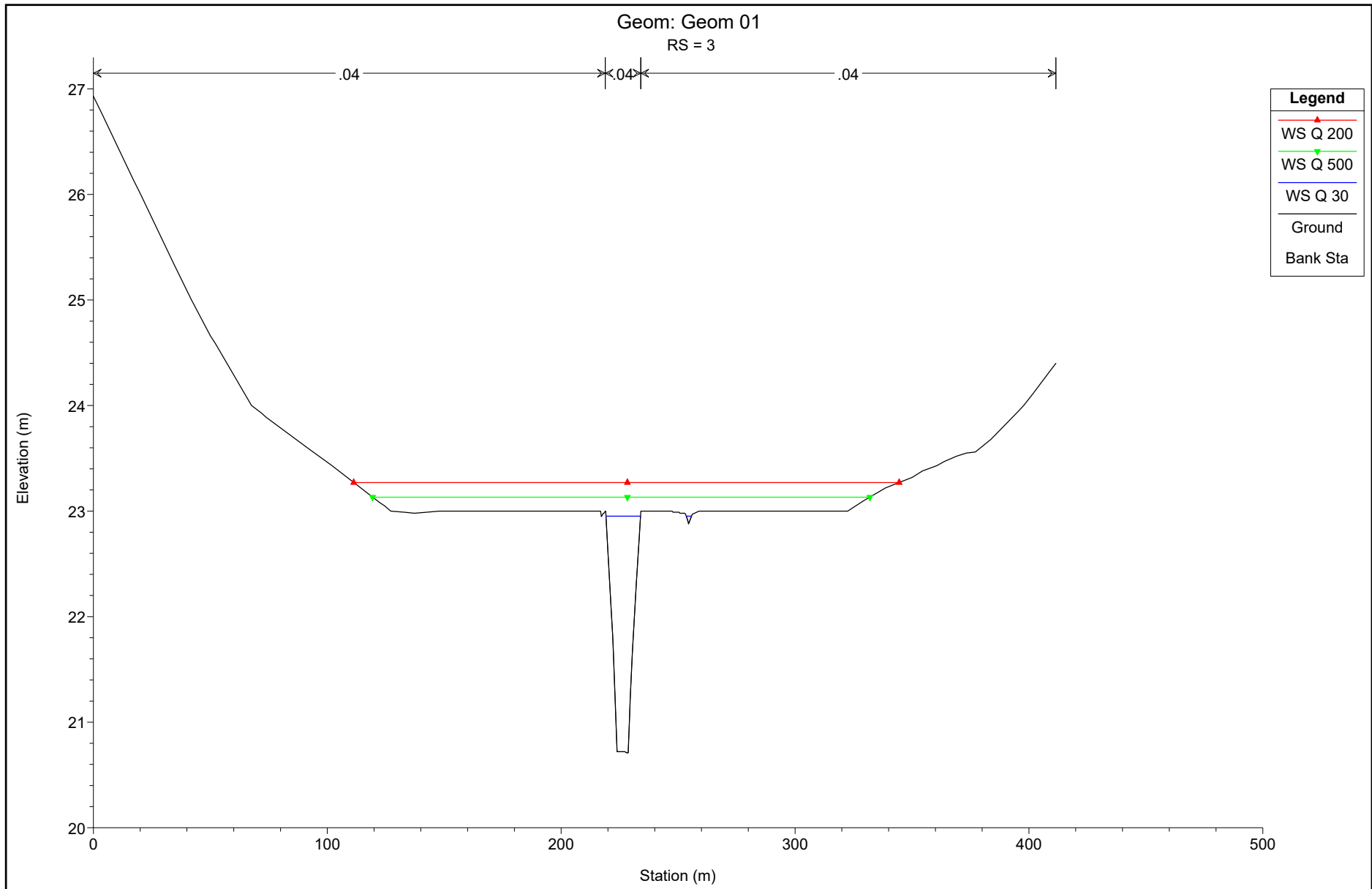


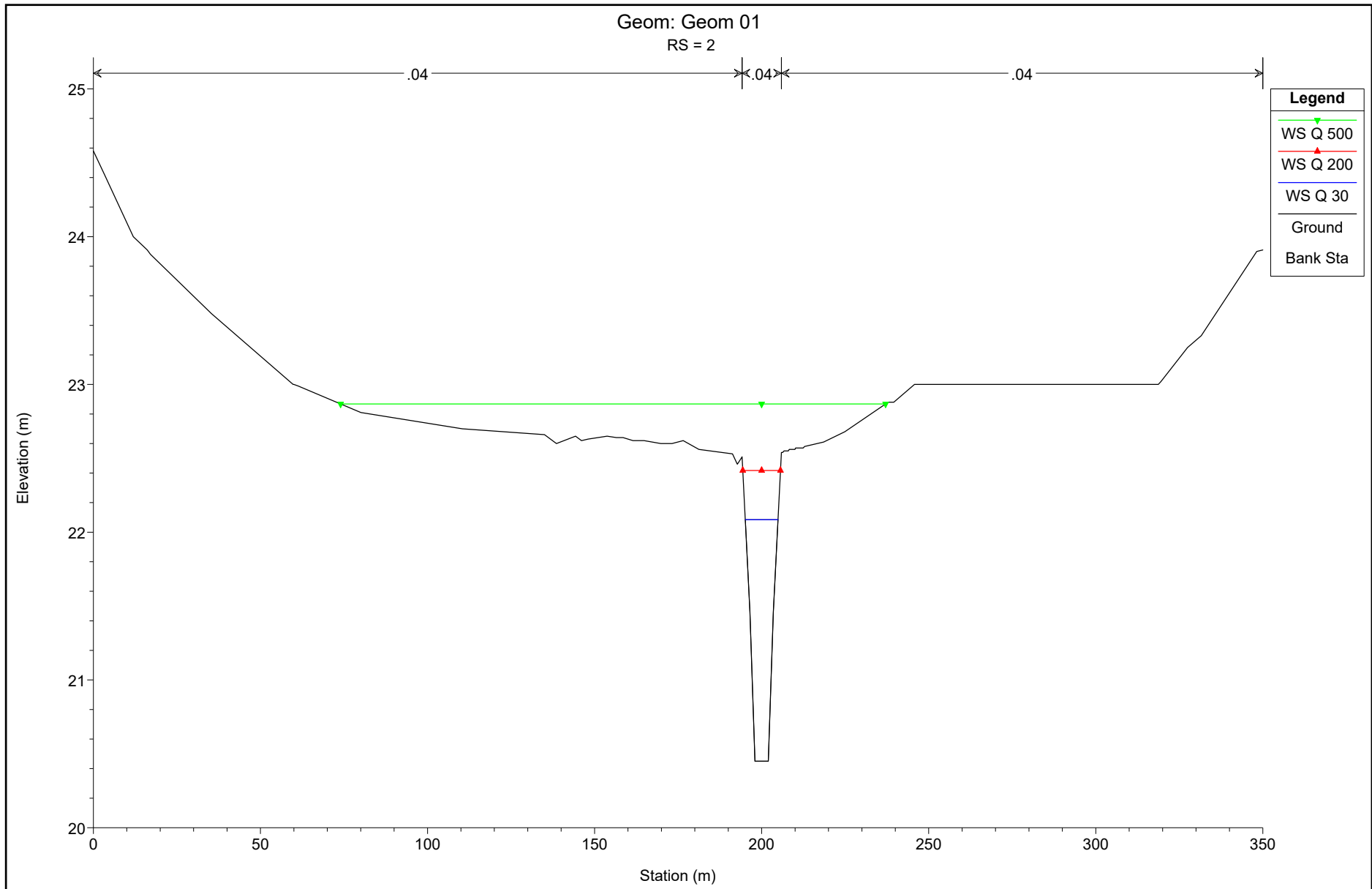


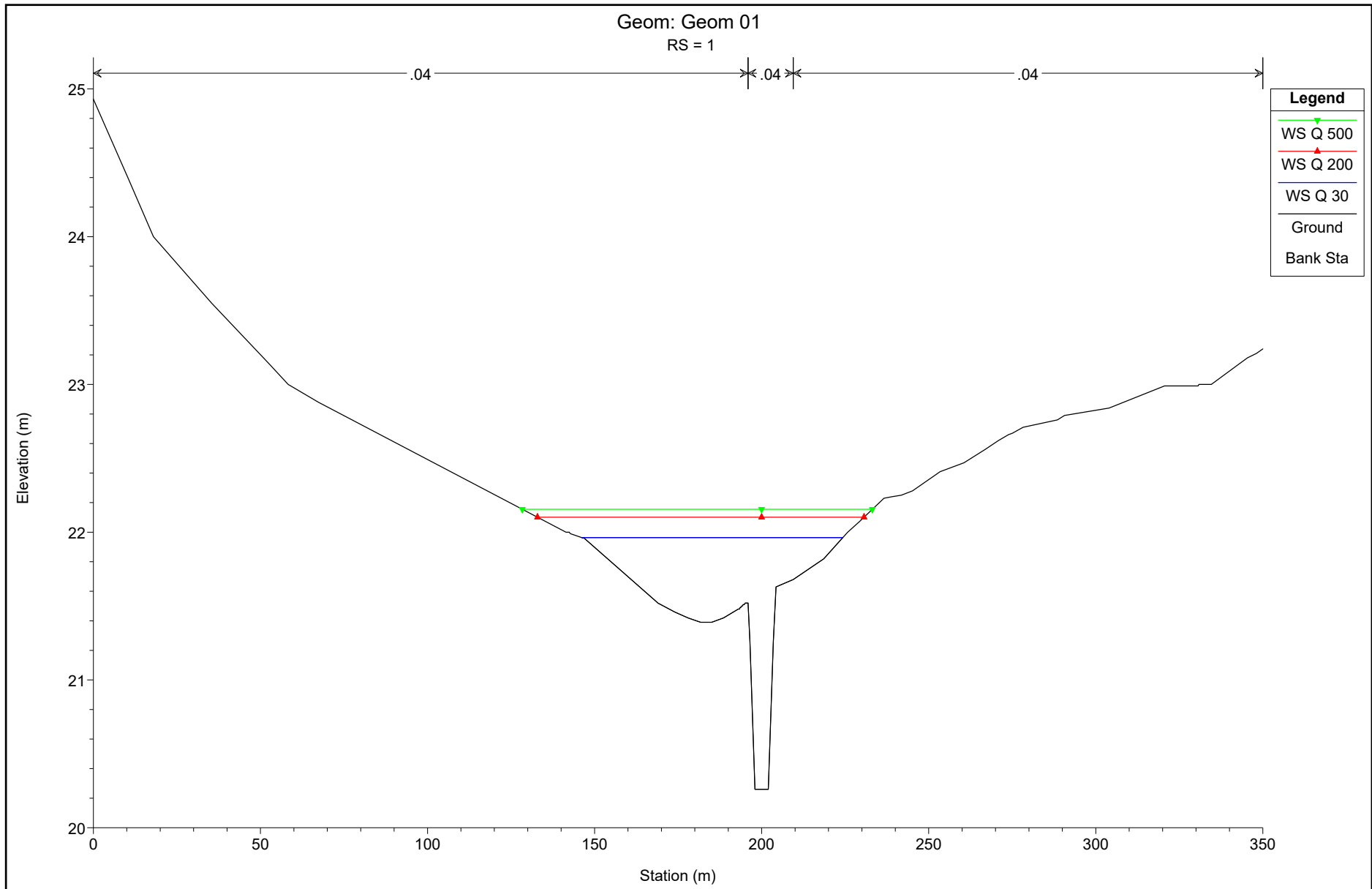












HEC-RAS Plan: Plan 02 River: Asse Reach: Asse

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
Asse	30	Q 30	35.56	25.43	27.18	27.18	27.42	0.006788	2.41	21.44	50.91	0.66
Asse	30	Q 200	50.40	25.43	27.34	27.34	27.58	0.006676	2.57	30.69	63.09	0.66
Asse	30	Q 500	57.52	25.43	27.40	27.40	27.65	0.006786	2.66	34.74	69.38	0.67
Asse	29	Q 30	35.56	25.38	26.71	26.91	27.24	0.019735	3.57	14.41	42.34	1.08
Asse	29	Q 200	50.40	25.38	26.83	27.04	27.39	0.020598	3.92	20.63	57.71	1.12
Asse	29	Q 500	57.52	25.38	26.88	27.07	27.46	0.021271	4.07	23.25	63.07	1.15
Asse	28	Q 30	35.56	25.18	26.41	26.39	26.56	0.008738	2.24	25.62	68.08	0.71
Asse	28	Q 200	50.40	25.18	26.58	26.49	26.70	0.006576	2.14	38.17	83.26	0.63
Asse	28	Q 500	57.52	25.18	26.64	26.53	26.76	0.006347	2.17	43.01	88.42	0.62
Asse	27	Q 30	35.56	24.98	25.99		26.13	0.008485	1.87	22.47	39.49	0.67
Asse	27	Q 200	50.40	24.98	26.17		26.32	0.008757	2.17	30.57	55.30	0.70
Asse	27	Q 500	57.52	24.98	26.26		26.41	0.007771	2.17	36.19	64.19	0.67
Asse	26	Q 30	35.56	24.79	25.82		25.88	0.002741	1.09	34.36	49.78	0.38
Asse	26	Q 200	50.40	24.79	25.99		26.07	0.002807	1.25	43.13	52.94	0.40
Asse	26	Q 500	57.52	24.79	26.07		26.15	0.003282	1.41	47.26	62.11	0.44
Asse	25	Q 30	35.56	24.66	25.79		25.81	0.001319	0.81	48.68	67.34	0.27
Asse	25	Q 200	50.40	24.66	25.95		25.99	0.001813	1.05	61.74	92.46	0.33
Asse	25	Q 500	57.52	24.66	26.02		26.06	0.001899	1.12	68.26	101.40	0.34
Asse	24	Q 30	35.56	24.39	25.72		25.73	0.000982	0.79	59.29	90.02	0.24
Asse	24	Q 200	50.40	24.39	25.86		25.89	0.001095	0.90	73.13	97.55	0.26
Asse	24	Q 500	57.52	24.39	25.93		25.95	0.001131	0.95	79.47	100.81	0.27
Asse	23	Q 30	35.56	24.20	25.67		25.69	0.000759	0.76	63.43	90.30	0.22
Asse	23	Q 200	50.40	24.20	25.81		25.84	0.000902	0.89	76.63	97.30	0.24
Asse	23	Q 500	57.52	24.20	25.88		25.90	0.000951	0.94	82.72	100.36	0.25
Asse	22	Q 30	35.56	24.00	25.66		25.66	0.000318	0.54	95.69	130.30	0.14
Asse	22	Q 200	50.40	24.00	25.80		25.81	0.000383	0.63	114.24	137.59	0.16
Asse	22	Q 500	57.52	24.00	25.86		25.87	0.000406	0.66	122.73	140.79	0.17

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: Asse Reach: Asse (Continued)

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
Asse	21	Q 30	35.56	23.84	25.64		25.65	0.000324	0.58	92.59	122.54	0.15
Asse	21	Q 200	50.40	23.84	25.78		25.79	0.000399	0.68	109.53	128.33	0.17
Asse	21	Q 500	57.52	23.84	25.84		25.85	0.000427	0.72	117.27	131.14	0.17
Asse	20	Q 30	35.56	23.61	25.60		25.62	0.000666	0.90	71.38	122.53	0.21
Asse	20	Q 200	50.40	23.61	25.73		25.76	0.000787	1.02	87.81	134.03	0.24
Asse	20	Q 500	57.52	23.61	25.79		25.82	0.000826	1.07	95.68	139.95	0.24
Asse	19	Q 30	35.56	23.48	25.58		25.60	0.000886	0.89	68.07	140.12	0.24
Asse	19	Q 200	50.40	23.48	25.70		25.73	0.000969	0.99	86.79	156.21	0.25
Asse	19	Q 500	57.52	23.48	25.76		25.79	0.000978	1.02	95.99	163.53	0.26
Asse	18	Q 30	35.56	23.24	25.46	24.88	25.52	0.001632	1.32	45.81	105.17	0.33
Asse	18	Q 200	50.40	23.24	25.57	25.35	25.64	0.002045	1.54	57.32	118.38	0.37
Asse	18	Q 500	57.52	23.24	25.62	25.40	25.70	0.002081	1.59	64.20	125.84	0.38
Asse	17.5		Bridge									
Asse	17	Q 30	35.56	23.21	25.41		25.49	0.001968	1.42	41.12	95.43	0.36
Asse	17	Q 200	50.40	23.21	25.50		25.60	0.002719	1.73	49.48	106.25	0.43
Asse	17	Q 500	57.52	23.21	25.55		25.65	0.002762	1.78	55.81	114.58	0.43
Asse	16	Q 30	35.56	23.01	24.98	24.64	25.29	0.007843	2.45	15.93	68.23	0.69
Asse	16	Q 200	50.40	23.01	25.22	25.22	25.41	0.005027	2.19	36.82	99.40	0.57
Asse	16	Q 500	57.52	23.01	25.26	25.26	25.46	0.005390	2.31	40.79	105.15	0.59
Asse	15	Q 30	35.56	22.82	24.73	24.73	24.93	0.005399	2.16	25.15	82.55	0.59
Asse	15	Q 200	50.40	22.82	24.81	24.87	25.09	0.007652	2.66	32.17	110.24	0.70
Asse	15	Q 500	57.52	22.82	24.86	24.93	25.12	0.007598	2.71	37.69	119.95	0.70
Asse	14	Q 30	35.56	22.62	24.41	24.29	24.48	0.002624	1.51	42.62	111.82	0.41
Asse	14	Q 200	50.40	22.62	24.51	24.37	24.59	0.003049	1.70	54.13	125.11	0.44
Asse	14	Q 500	57.52	22.62	24.55	24.41	24.63	0.003198	1.77	59.25	130.01	0.46

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: Asse Reach: Asse (Continued)

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
Asse	13	Q 30	35.56	22.42	24.17	24.17	24.30	0.005294	1.88	35.38	150.62	0.56
Asse	13	Q 200	50.40	22.42	24.24	24.24	24.37	0.006213	2.11	45.25	157.70	0.62
Asse	13	Q 500	57.52	22.42	24.26	24.26	24.40	0.006621	2.21	49.27	160.26	0.64
Asse	12	Q 30	35.56	22.23	23.81	23.63	23.86	0.002754	1.36	43.84	110.76	0.41
Asse	12	Q 200	50.40	22.23	23.93	23.73	23.98	0.002779	1.46	58.30	129.39	0.42
Asse	12	Q 500	57.52	22.23	23.98	23.75	24.03	0.002793	1.50	64.81	136.95	0.42
Asse	11	Q 30	35.56	22.03	23.57		23.67	0.005177	1.80	32.42	87.30	0.55
Asse	11	Q 200	50.40	22.03	23.69		23.79	0.005371	1.93	43.44	103.84	0.57
Asse	11	Q 500	57.52	22.03	23.73		23.84	0.005456	1.99	48.31	111.52	0.58
Asse	10	Q 30	35.56	21.83	23.51		23.54	0.001254	1.04	64.62	161.60	0.28
Asse	10	Q 200	50.40	21.83	23.62		23.65	0.001298	1.11	84.10	182.16	0.29
Asse	10	Q 500	57.52	21.83	23.67		23.70	0.001336	1.15	92.26	190.15	0.30
Asse	9	Q 30	35.56	21.64	23.43		23.46	0.001592	1.18	57.66	157.23	0.32
Asse	9	Q 200	50.40	21.64	23.54		23.58	0.001602	1.24	76.73	179.32	0.32
Asse	9	Q 500	57.52	21.64	23.58		23.62	0.001651	1.28	84.36	187.42	0.33
Asse	8	Q 30	35.56	21.44	23.39		23.40	0.000824	0.87	81.61	218.52	0.23
Asse	8	Q 200	50.40	21.44	23.50		23.52	0.000782	0.89	107.83	235.26	0.23
Asse	8	Q 500	57.52	21.44	23.54		23.56	0.000806	0.92	117.45	241.12	0.23
Asse	7	Q 30	35.56	21.24	23.35		23.36	0.000759	0.86	83.68	221.13	0.22
Asse	7	Q 200	50.40	21.24	23.46		23.48	0.000719	0.88	110.39	231.68	0.22
Asse	7	Q 500	57.52	21.24	23.50		23.52	0.000751	0.91	119.48	235.16	0.22
Asse	6	Q 30	35.56	21.16	23.31	22.79	23.34	0.001184	1.07	63.71	171.13	0.28
Asse	6	Q 200	50.40	21.16	23.43	23.23	23.46	0.001143	1.11	84.58	176.86	0.28
Asse	6	Q 500	57.52	21.16	23.47	23.24	23.50	0.001216	1.16	91.10	178.61	0.29
Asse	5.5		Bridge									
Asse	5	Q 30	35.56	21.12	23.28		23.32	0.001370	1.15	59.71	170.79	0.30

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: Asse Reach: Asse (Continued)

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
Asse	5	Q 200	50.40	21.12	23.41		23.44	0.001235	1.15	81.87	175.94	0.29
Asse	5	Q 500	57.52	21.12	23.44		23.48	0.001314	1.20	88.25	177.39	0.30
Asse	4	Q 30	35.56	20.93	23.18		23.24	0.001795	1.31	54.98	223.32	0.34
Asse	4	Q 200	50.40	20.93	23.35		23.38	0.001021	1.06	94.92	231.23	0.26
Asse	4	Q 500	57.52	20.93	23.39		23.42	0.001083	1.11	102.60	232.80	0.27
Asse	3	Q 30	35.56	20.71	22.95		23.10	0.003271	1.72	20.78	17.05	0.46
Asse	3	Q 200	50.40	20.71	23.27		23.32	0.001297	1.22	79.68	233.22	0.30
Asse	3	Q 500	57.52	20.71	23.13	22.65	23.30	0.003981	2.02	48.90	212.62	0.52
Asse	2	Q 30	35.56	20.45	22.08	22.08	22.64	0.017090	3.29	10.80	9.78	1.00
Asse	2	Q 200	50.40	20.45	22.42	22.42	23.05	0.016240	3.52	14.30	11.27	1.00
Asse	2	Q 500	57.52	20.45	22.87	22.87	23.03	0.004026	2.10	49.78	163.08	0.52
Asse	1	Q 30	35.56	20.26	21.96	21.78	22.04	0.004000	1.47	34.07	78.11	0.48
Asse	1	Q 200	50.40	20.26	22.10	21.90	22.18	0.004001	1.61	46.31	97.76	0.49
Asse	1	Q 500	57.52	20.26	22.16	21.93	22.24	0.004007	1.66	51.74	104.76	0.50