

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Fiorenzuola

SUPPORTO AGGIORNAMENTO PROG. DEFINITIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
 Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. G.Cordua
 Dott. Ing. V.De Gori
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni



STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO
IDROLOGIA, IDRAULICA
Relazione idraulica

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00-ID00-IDR-RE02

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

LOPG143 D 2007

CODICE ELAB.

T00ID00IDRRE02

A

-

A	Emissione	30/11/2020	N. Neri	F.Durastanti	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

1	PREMESSA	2
2	IL MODELLO DI CALCOLO – HEC-RAS	3
3	VERIFICA IDRAULICA DEI CORSI D’ACQUA PRINCIPALI	8
3.1	TORRENTE MARROGGIA I (KM 1+354)	10
3.2	CANALE DEI MOLINI I (KM 2+400)	14
3.3	CANALE DEI MOLINI II (KM 3+300)	18
3.4	FOSSO DI S. ANTONIO (KM 3+525)	22
4	VERIFICA IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI MINORI	26
5	VERIFICA IDRAULICA DEI FOSSI DI GUARDIA	29
6	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	31
6.1	COLLETTORI	31
	NELL’ULTIMA COLONNA VIENE RIPORTATA LA MASSIMA PORTATA SMALTIBILE DAL COLLETTORE	34
6.2	CADITOIE, EMBRICI E CANALETTE	36
7	VASCHE DI PRIMA PIOGGIA E VASCHE DI EMERGENZA PER SVERSAMENTI ACCIDENTALI	38
7.1	VASCHE DI PRIMA PIOGGIA	40
8	SISTEMAZIONI IDRAULICHE - STIMA DELL’EROSIONE E VERIFICHE DI STABILITA’ DEI MATERIALI	45
8.1	STIMA DELL’EROSIONE IN CORRISPONDENZA DEI PONTI	45
8.2	VERIFICA DI STABILITÀ DEI MATERIALI	52
9	BIBLIOGRAFIA	54

ALLEGATO A – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

ALLEGATO B – TORRENTE MARROGGIA I – STATO ATTUALE

ALLEGATO C – TORRENTE MARROGGIA I – STATO DI PROGETTO

ALLEGATO D – CANALE DEI MOLINI I – STATO ATTUALE

ALLEGATO E – CANALE DEI MOLINI I – STATO DI PROGETTO

ALLEGATO F – CANALE DEI MOLINI II – STATO ATTUALE

ALLEGATO G – CANALE DEI MOLINI II – STATO DI PROGETTO

ALLEGATO H – FOSSO DI S. ANTONIO – STATO ATTUALE

ALLEGATO I – FOSSO DI S. ANTONIO – STATO DI PROGETTO

1 PREMESSA

L'obiettivo della presente relazione idraulica è il dimensionamento e la verifica delle opere d'arte di attraversamento dei corsi d'acqua principali e del reticolo minore, nonché il dimensionamento e la verifica delle opere di intercettazione e scarico delle acque meteoriche afferenti alla piattaforma stradale.

In via generale gli obiettivi che saranno perseguiti nella definizione delle opere e delle sistemazioni idrauliche dell'area interessata dal nuovo tracciato stradale saranno principalmente quelle di:

- evitare che l'opera arrechi modifiche al regime idraulico dei corsi d'acqua tali da creare un aumento del rischio idraulico nelle aree di monte o di valle;
- difendere le opere stradali e le relative opere di sostegno dall'azione erosiva delle acque;
- assicurare il deflusso delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici utilizzate per la sede e le pertinenze stradali;
- dare continuità a tutta la rete idrografica naturale e di scolo superficiale evitando di concentrare i deflussi e conservando, per quanto possibile, l'originaria disposizione del reticolo minore.

2 IL MODELLO DI CALCOLO – HEC-RAS

Il modello di moto permanente è stato messo a punto adottando il codice di calcolo HEC-RAS del quale si fornisce una sintesi delle principali caratteristiche. In particolare vengono riportate le ipotesi di calcolo, le equazioni di base, i criteri di suddivisione delle sezioni per il calcolo della distribuzione delle portate e delle velocità, le espressioni adottate per il calcolo delle perdite di carico e la metodologia iterativa di risoluzione del problema.

Le ipotesi di calcolo

Il modello risolve il problema della individuazione del livello del pelo libero della corrente in una assegnata sezione nelle seguenti ipotesi:

- corrente stazionaria;
- moto gradualmente variato;
- flusso monodimensionale;
- pendenze del fondo inferiori al 10 %.

Equazioni di base

Facendo riferimento alle sezioni trasversali 1 e 2 del corso d'acqua in Figura 1, a cui si rimanda per il significato dei simboli, le due equazioni base del modello sono le seguenti:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$
$$h_e = L\bar{S}_f + C \left[\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right]$$

dove:

$WS_2; WS_1$ = livello del pelo libero alle sezioni estreme del tratto 2, 1;

V_2 ; V_1 = velocità medie delle sezioni 2,1;

α_1, α_2 = coefficienti di velocità;

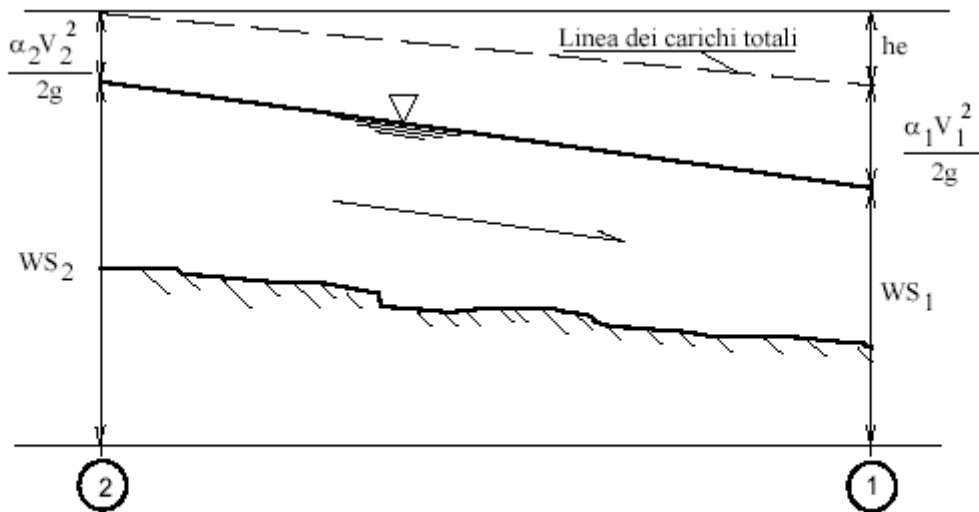
g = accelerazione di gravità;

h_e = perdite di carico totali;

L = distanza tra le due sezioni;

S_f = perdite di carico per attrito;

C = coefficiente delle perdite per espansione o contrazione.



Rappresentazione dei vari termini dell'equazione dell'energia

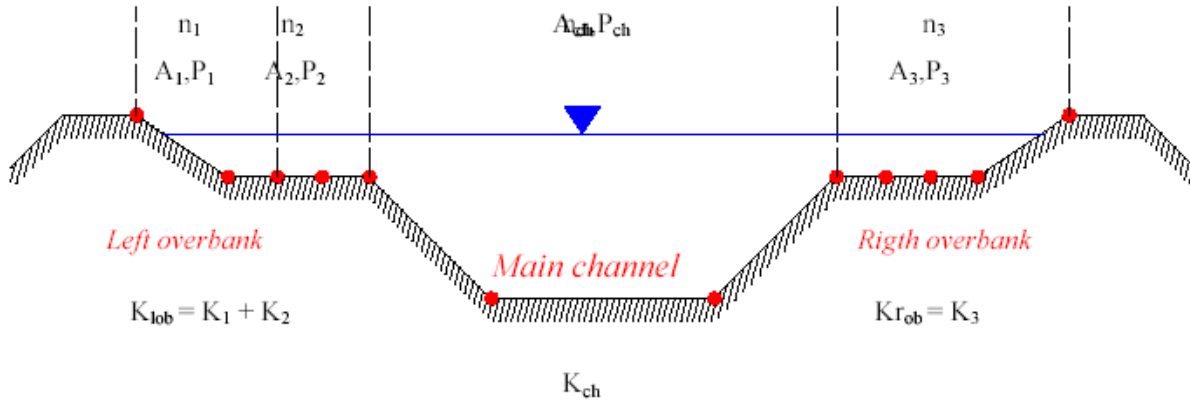
Criteria di schematizzazione trasversale della sezione

La sezione idraulica del corso d'acqua viene rappresentata geometricamente per punti. All'interno di essa si distinguono in generale tre zone, che, adottando la terminologia inglese, indichiamo con:

main channel = M.CHA. (canale principale)

left overbank = L.O. (golena sinistra)

right overbank = R.O. (golena destra)



Schema fondamentale di suddivisione in sottosezioni.

In ciascuna fascia vengono definite le scabrezze del fondo, che poi vengono composte al fine di generare una scabrezza equivalente valida per l'intera sezione. Per ciascuna sottosezione si determina la capacità di deflusso (portata per unità di pendenza^{1/2}) in moto uniforme:

$$K = \frac{a \cdot r^{2/3}}{n}$$

dove:

- K [m³/s] = capacità di deflusso nella fascia;
- n [m^{1/3}/s⁻¹] = scabrezza di Manning;
- r [m] = raggio idraulico della fascia;
- a [m²] = area della seziona bagnata della fascia.

Valutazione delle perdite di carico per attrito

Le perdite di carico per attrito sono calcolate attraverso la formula LS_f dove, S_f è la pendenza d'attrito media, pesata, del tratto, secondo la seguente formula:

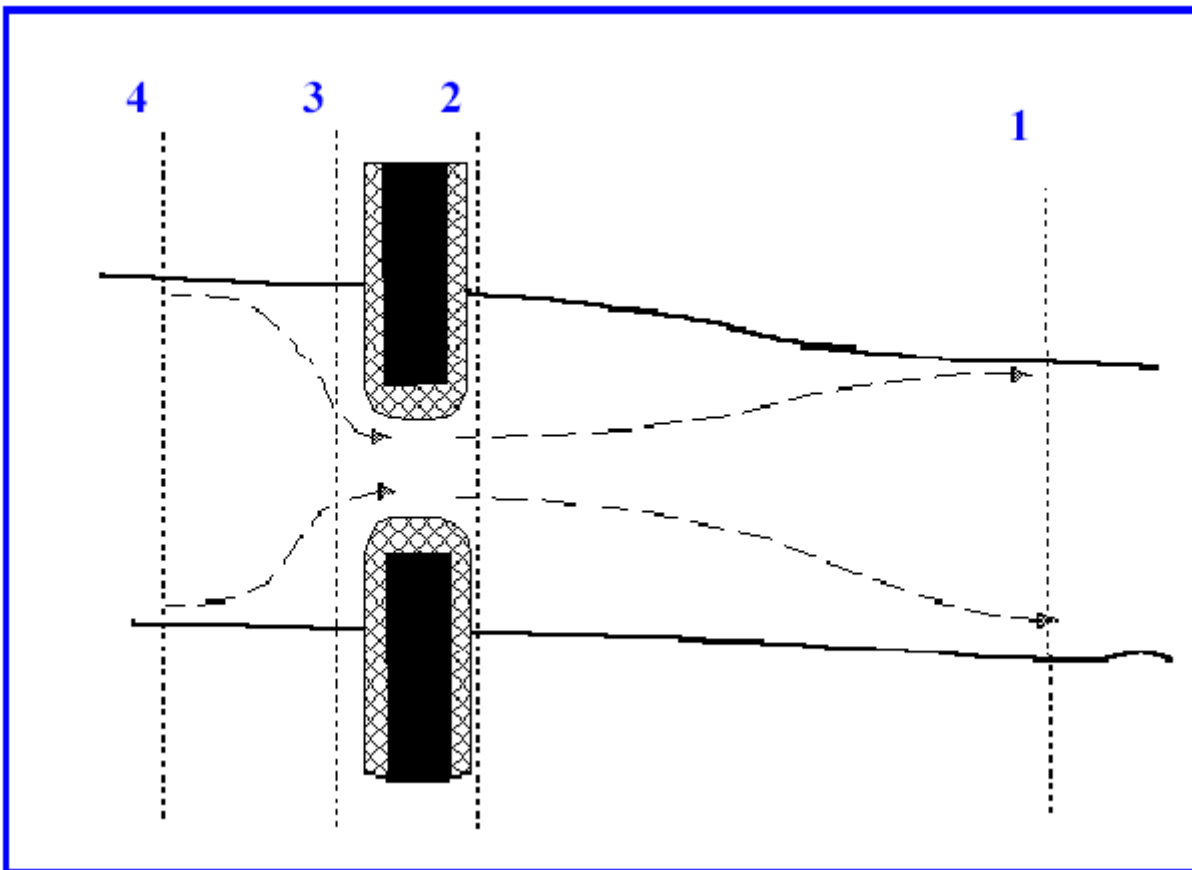
$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

dove K_1 , K_2 rappresentano le capacità di deflusso totali delle sezioni estreme.

Modellazione di ponti e culverts

Il software consente la modellazione idraulica di ponti e culverts di qualunque geometria, forma e dimensione, mediante l'utilizzo di quattro sezioni trasversali necessarie per la valutazione delle perdite energetiche dovute alla struttura stessa.

Sia per i ponti che per i culverts il programma necessita di 2 sezioni (sezione 1 e sezione 4 nella figura 5.3) sufficientemente lontane dalla struttura in modo tale che i filetti fluidi risultino paralleli e non influenzati dalla presenza del manufatto, e di 2 sezioni (sezione 2 e 3) una subito a monte ed una subito a valle, che rappresentino l'effettiva luce della struttura.



Localizzazione delle sezioni in corrispondenza di ponti e culverts

La modellazione dei ponti può essere condotta in 2 modalità distinte (a pelo libero oppure in pressione) ciascuna delle quali può essere sviluppata attraverso 3 metodi (risoluzione

dell'equazione dell'energia, applicazione dell'equazione della quantità di moto, equazioni empiriche di Yarnell).

Nella modellazione dei culverts invece HEC-RAS calcola le perdite energetiche dovute alla struttura dividendole in 3 parti: la prima comprende le perdite che si verificano subito a valle della struttura a seguito dell'espansione della corrente; la seconda conteggia le perdite per attrito dovute all'attraversamento della struttura stessa; la terza considera le perdite a monte del manufatto a seguito della brusca contrazione che subisce la corrente all'imbocco dell'opera.

Per il calcolo di questi termini il programma utilizza le equazioni standard fornite dalla Federal Highway Administration (FHWA, 1985), appositamente studiate e rilasciate per computare l'idraulica dei culverts e largamente utilizzate ed impiegate nella letteratura tecnica americana.

3 VERIFICA IDRAULICA DEI CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

Il modello idraulico dei diversi corsi d'acqua è stato costruito sulla base del rilievo topografico di opportune sezioni trasversali d'alveo per un tratto significativo a monte ed a valle dell'intersezione con la viabilità in progetto. All'interno del rilievo di dettaglio sono comprese alcune sezioni caratteristiche come ad esempio la presenza di eventuali opere d'arte esistenti o singolarità idrauliche. I rilievi di dettaglio sono stati integrati con le informazioni desunte dalla Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000 o 1:10.000 opportunamente modellate. In questo modo è stato possibile determinare lo "Stato Attuale" volto a determinare le attuali condizioni idrauliche del corso d'acqua. Al rilievo di campagna è stato sovrapposto il tracciato della nuova viabilità, andando ad ottimizzare le interferenze tra le opere in progetto ed i corsi d'acqua, per arrivare a definire la configurazione "Stato di Progetto" caratteristica della situazione post operam.

Per ciascun corso d'acqua è riportata in allegato la planimetria topografica con indicazione del tracciato, delle sezioni trasversali e delle opere nelle condizioni attuali e di progetto.

Contestualmente al rilievo topografico sono stati condotti dei sopralluoghi volti alla definizione delle caratteristiche idrauliche di dettaglio dei corsi d'acqua, alla valutazione della presenza di sezioni critiche e opere idrauliche di interesse significativo.

Per quanto riguarda la definizione delle condizioni al contorno è stata innanzitutto presa in esame l'eventuale presenza di singolarità idrauliche in grado di determinare condizioni critiche della corrente. In mancanza di ciò si sono assunte come condizioni al contorno per la soluzione del problema o quelle di altezza critica in caso di alvei non regolari, o quelle di moto uniforme per alvei prismatici a sezione e pendenza circa uniforme, tenendo comunque in considerazione il fatto che i tratti d'asta in cui è prevista la realizzazione degli attraversamenti fossero a significativa distanza dagli estremi del ramo oggetto di indagine, garantendo così al profilo idrico la possibilità di assestarsi sulle effettive condizioni di deflusso. Altre condizioni al contorno particolari verranno discusse nel dettaglio nella descrizione dei singoli tratti oggetto di studio.

Per un miglior tracciamento dei profili sono inoltre state introdotte delle sezioni interpolate oltre a quelle di rilievo in maniera tale da garantire una gradualità nei calcoli e negli output.

Relazione Idraulica

Nella scelta della tipologia e posizionamento delle opere idrauliche si è cercato di ridurre al minimo gli effetti di queste sull'andamento del profilo di piena duecentennale dello stato Attuale, mantenendo gli allineamenti con opere esistenti, cercando di utilizzare sezioni di attraversamento simili a quelle a cielo aperto, e operando modifiche del tracciato solo per i fossi minori o nei casi in cui non fossero percorribili soluzioni alternative.

Le verifiche idrauliche saranno condotte in riferimento alle portate con frequenza duecentennale come prescritto dal Capitolato ANAS per la Progettazione Definitiva e dalle NTC2018.

3.1 Torrente Marroggia I (km 1+354)

Il Torrente Marroggia interferisce con l'opera in progetto in corrispondenza del viadotto Marroggia I alla progressiva km 1+354 in un tratto in cui l'asta ha un andamento rettilineo. Più a valle dell'attraversamento in progetto il Torrente piega bruscamente a destra affiancandosi al tracciato stradale per poi allontanarsi e attraversare la SR 418 tramite un ponte a campata unica con luce netta di circa 15 m e altezza dell'intradosso sul fondo di circa 3 m.

In questo tratto il corso d'acqua presenta caratteristiche pedemontane, con pendenze del fondo intorno allo 0.8% ed alveo inciso sul fondovalle, piuttosto che di corso d'acqua di pianura con robuste arginature, caratteristiche che assumerà nei tratti di valle attraversando la Valle Umbra a nord di Spoleto.

Il viadotto è costituito da campate aventi luce di circa 30 m, le pile hanno forma stondata e ingombro massimo 3x6 m orientate in direzione della corrente di piena.

La sistemazione idraulica prevede la protezione della sponda destra in corrispondenza dell'attraversamento alla progressiva 1+354 e la protezione della sponda destra e sinistra nel tratto in cui il tracciato stradale si avvicina alla sponda destra del Torrente fino alla SR 418.

La protezione di sponda sarà realizzata mediante scogliera in massi ciclopici intasata con terreno vegetale e rinverdita mediante talee di salice per un migliore inserimento ambientale dell'opera. La protezione di sponda sarà effettuata sull'attuale profilo di sponda senza procedere alla riprofilatura dell'intero tratto del Torrente Marroggia oggetto di intervento per un migliore raccordo con le sezioni naturali e per un minore impatto sul corso d'acqua.

Le pile del viadotto saranno anch'esse protette da una scogliera in massi ciclopici per scongiurare il pericolo di erosioni localizzate dovute alla presenza di correnti di piena fuori alveo.

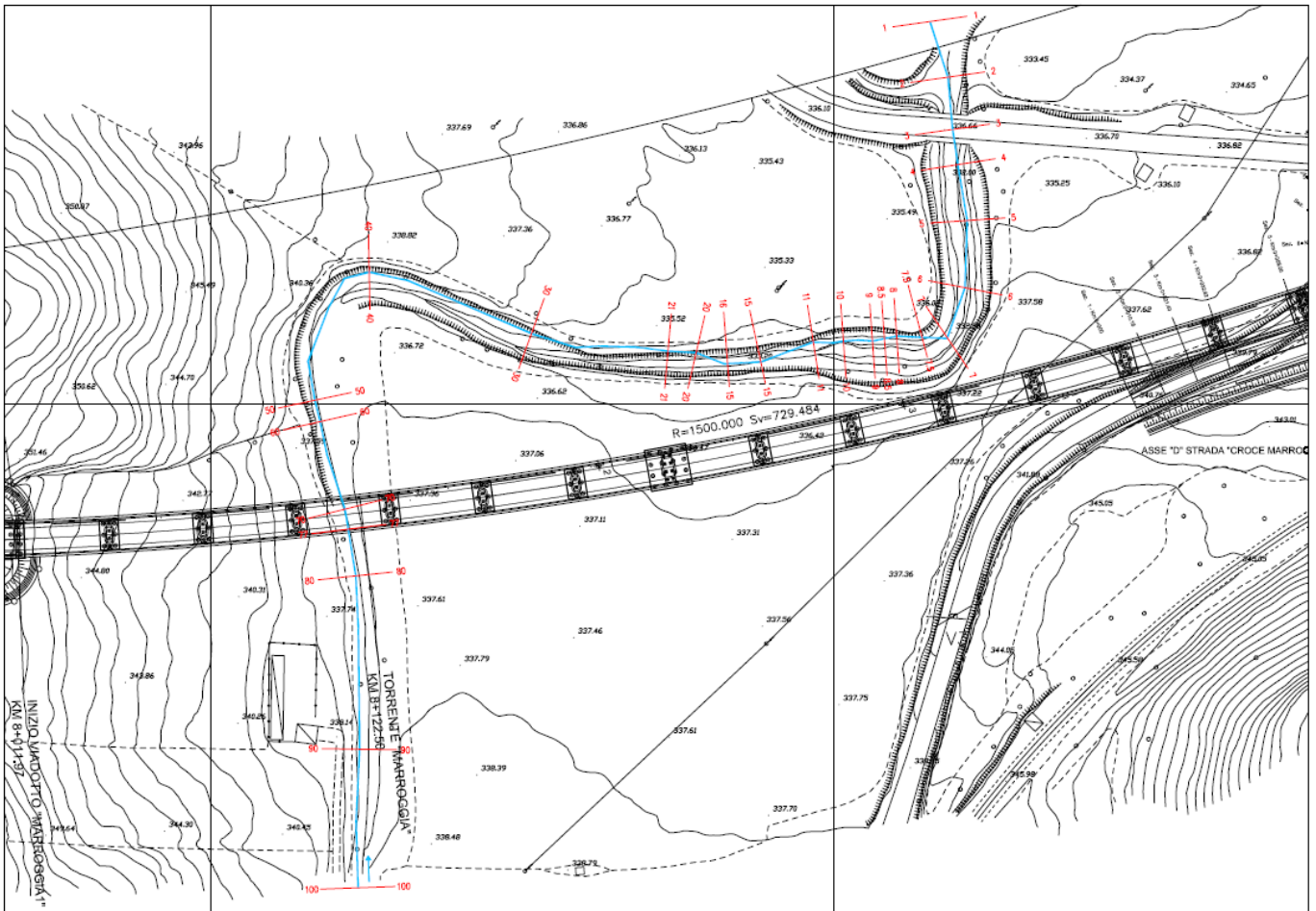


Figura 3.1.1 Planimetria e sezioni trasversali d'alveo.

Per le simulazioni in moto permanente viene assunta una scabrezza di manning pari $0.035 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ per l'alveo attuale con presenza di vegetazione erbacea e arbustiva sulle sponde, pari a $0.045 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ per le aree agricole circostanti.

Come condizioni al contorno si assume l'altezza critica a monte e valle.

L'analisi in moto permanente viene effettuata su un tratto di lunghezza complessiva pari a 500 m, compreso fra la sezione 1 e la sezione 100.

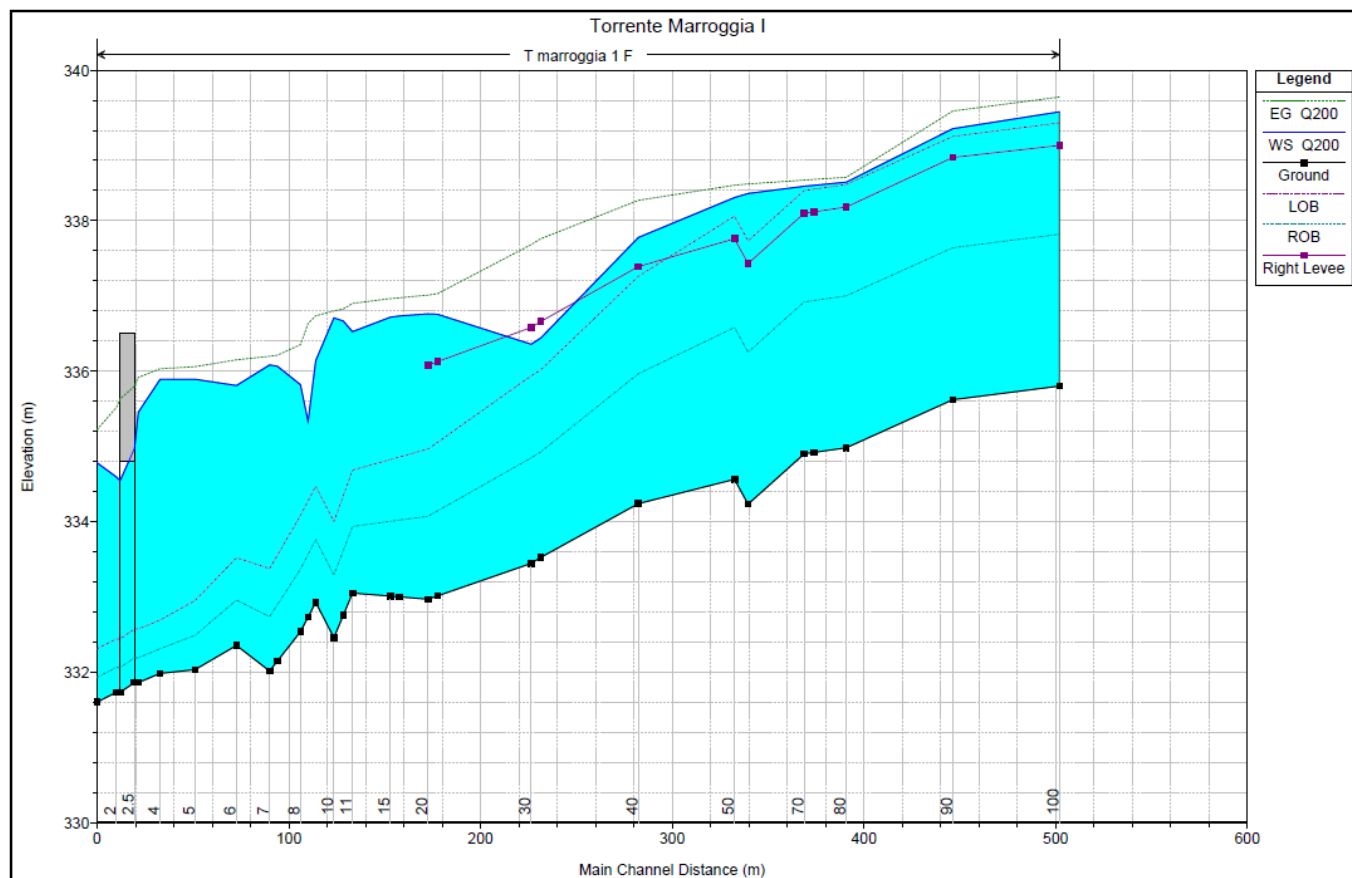


Figura 3.1.2. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 133 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

Allo stato attuale l'alveo ordinario del Torrente Marroggia non è in grado di contenere la piena con frequenza duecentennale nel tratto compreso fra la sezione n° 100 e la sezione n° 3 a monte del ponte sulla SR 418. La corrente si espande in destra idraulica nell'ampia area alluvionale con tiranti inferiori a 1 m.

L'attraversamento esistente sulla SR 418 costituisce un ostacolo per la corrente di piena che rigurgita nel tratto di monte invadendo le aree in destra e sinistra prossime all'attraversamento.

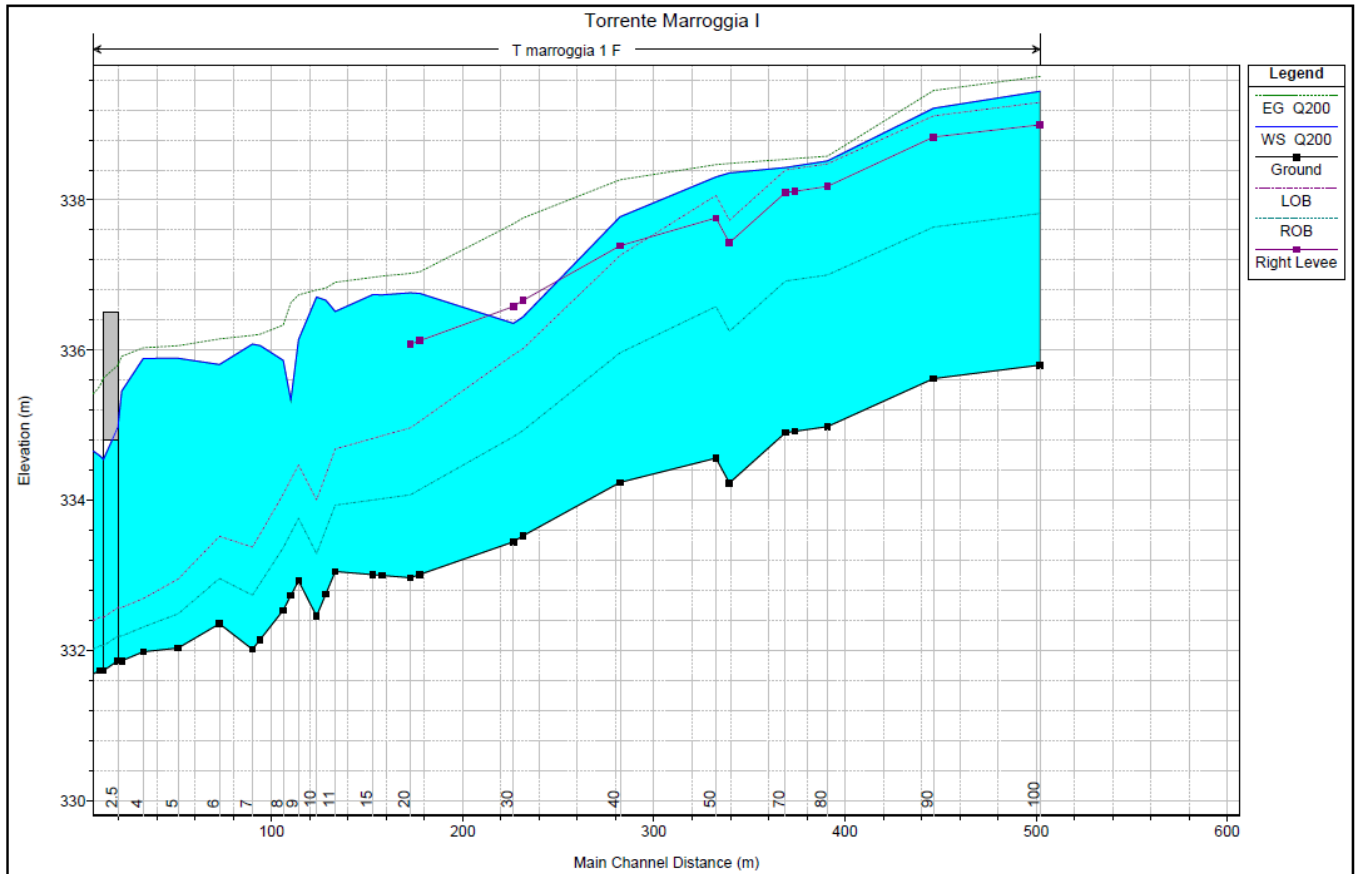


Figura 3.1.3. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 133 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

Allo stato di progetto il deflusso della portata duecentennale avviene in modo analogo allo stato attuale, pertanto l'opera non arreca modifica all'esistente regime idraulico del corso d'acqua nel tratto di intervento. I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.1.2 e 3.1.3 ed in dettaglio nell'Allegato B "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato C "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

3.2 Canale dei Molini I (km 2+400)

Il nuovo tracciato stradale interferisce con il Canale dei Molini I al Km 2+400 nel tratto in cui il canale riveve esclusivamente le acque derivate dal Torrente Marroggia.

Il canale ha attualmente sezione trapezia con sponde 1:1, $h=b=1$ e pendenza minima intorno allo 0.2%. L'alveo è attualmente a cielo aperto ad esclusione del tratto compreso fra la sezione n° 35 e la n° 40 dove è presente una tubazione in cls $D=1$ m.

Il tracciato stradale in corrispondenza dell'interferenza corre su rilevato, pertanto si prevede la riprofilatura e risagomatura dell'alveo secondo le attuali dimensioni, e di realizzare l'attraversamento mediante un tombino circolare $D=1$ m e $L=140$ m, in sostituzione di quello esistente. La risagomatura e la riprofilatura sarà effettuata per un tratto di oltre 100 m a monte e 100 m a valle.

L'analisi in moto permanente viene effettuata su un tratto di lunghezza complessiva di oltre 500 m, compreso fra la sezione 10 e la sezione 100.

Viene assunta una scabrezza pari $0.035 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ per l'alveo e pari a $0.045 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ per le aree circostanti e condizioni al contorno l'altezza di moto uniforme a monte e valle.

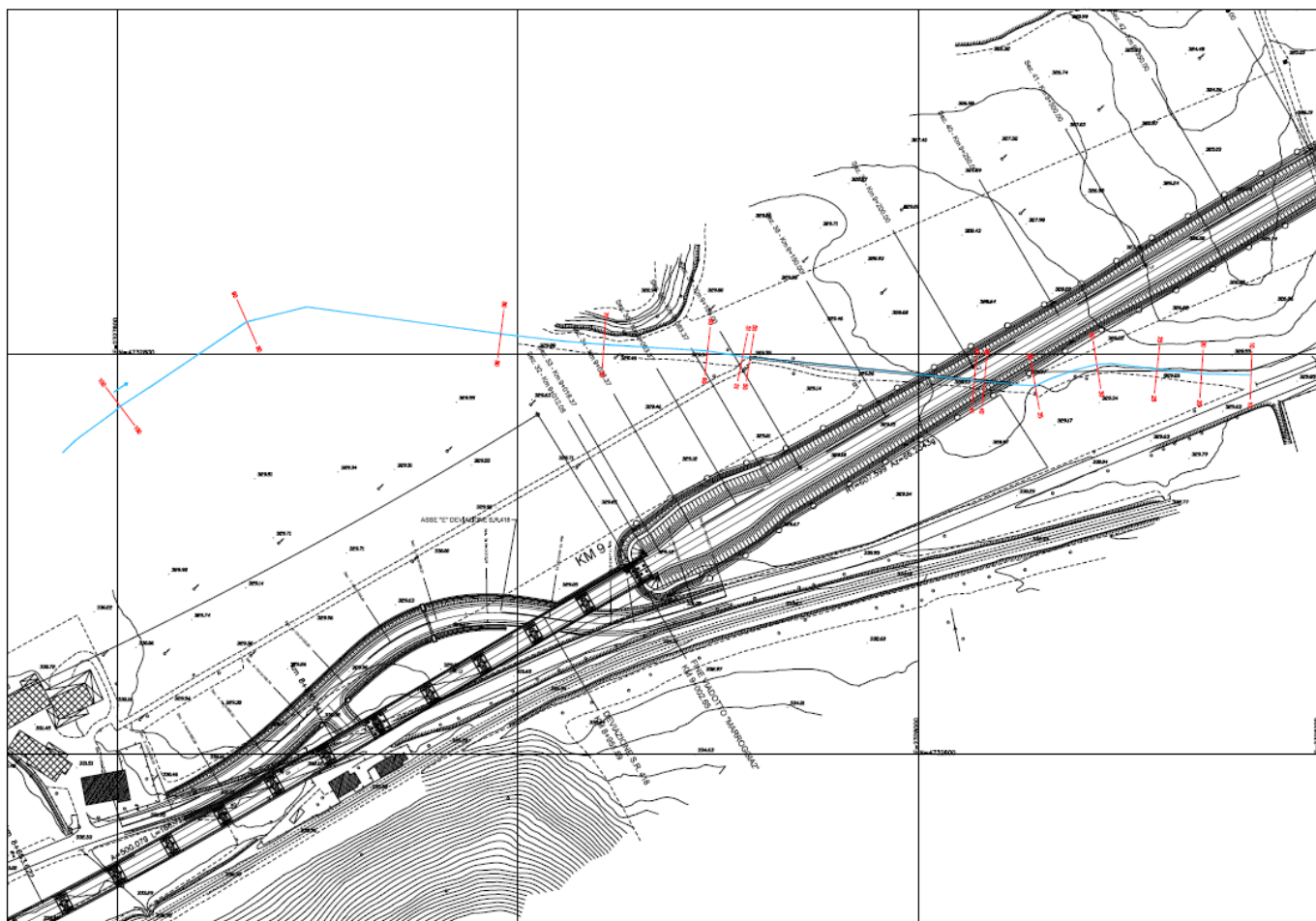


Figura 3.2.1 Planimetria dell'intervento e sezioni trasversali d'alveo.

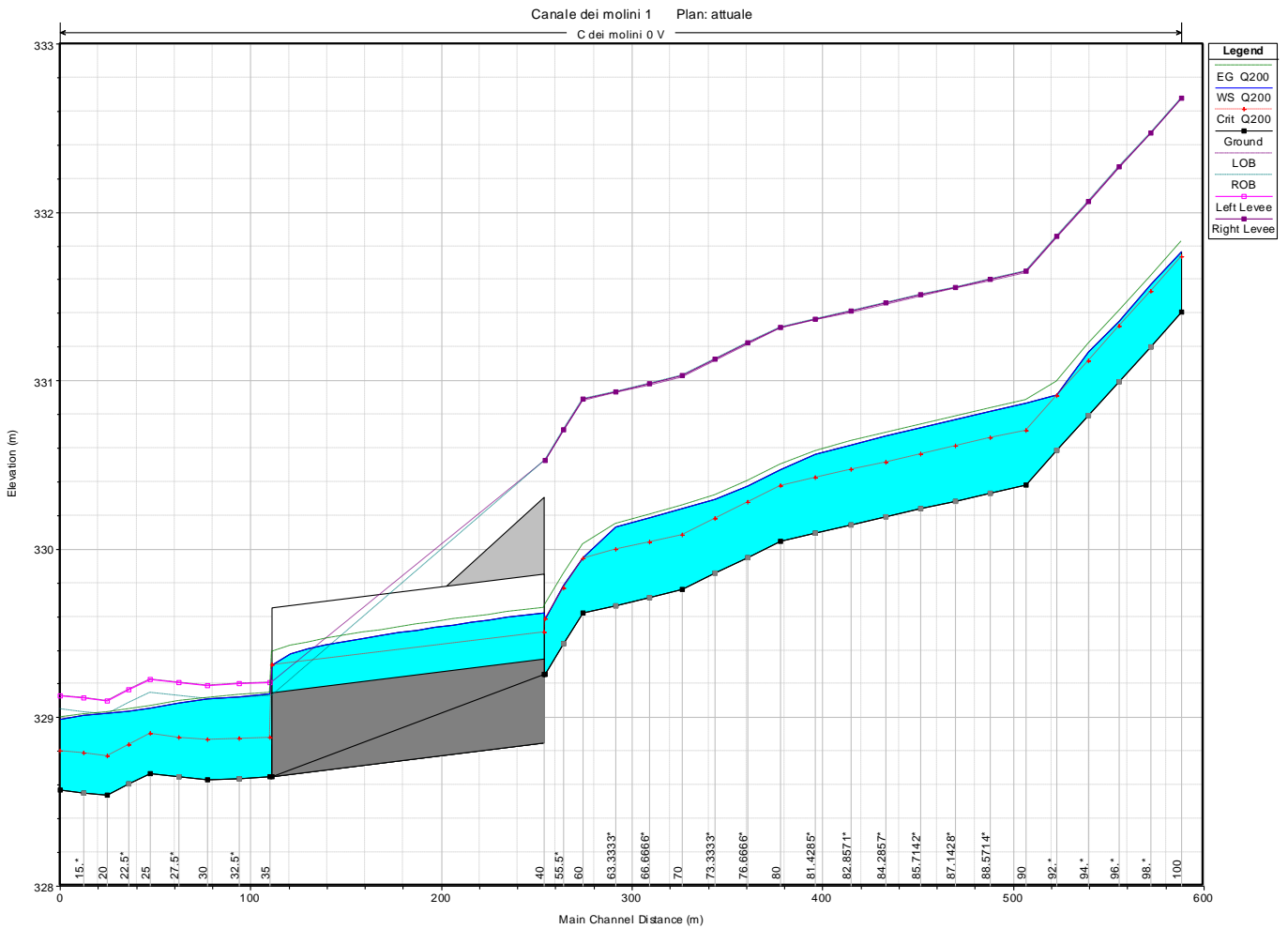


Figura 3.2.2. Profilo portata di progetto $Q = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

Allo Stato Attuale la portata di progetto transita all'interno dell'alveo lungo tutto il tratto di studio, in regime di corrente lenta con velocità inferiori ad 1 m/s.

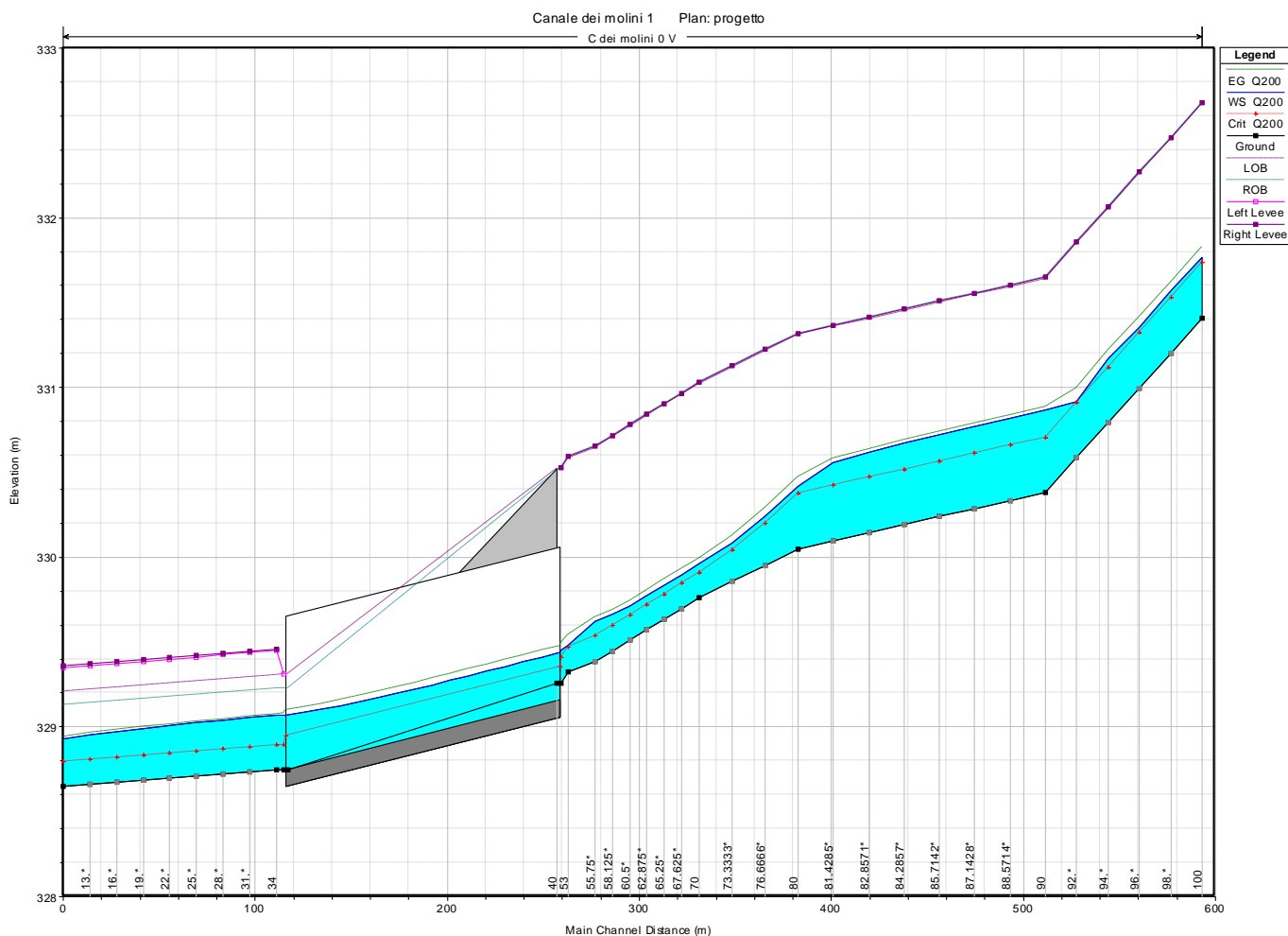


Figura 3.2.3 Profilo portata di progetto $Q = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

Allo stato di progetto la riprofilatura dell'alveo e la sostituzione della tubazione esistente parzialmente ostruita genera una regolarizzazione del profilo idraulico lungo il tratto di intervento.

I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.2.2 e 3.2.3. ed in dettaglio nell'Allegato D "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato E "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

3.3 Canale dei Molini II (km 3+300)

In corrispondenza della progressiva 3+300 il Canale dei Molini interferisce una seconda volta con l'opera in progetto in corrispondenza del viadotto "Canale dei Molini".

In questo tratto il canale assolve la funzione di collettore di scarico delle acque bianche provenienti dall'abitato di S. Giovanni di Baiano.

Il bacino è di ridotte dimensioni, circa 0.2 kmq con morfologia pianeggiante, e la formazione geologica prevalente è quella alluvionale del fondovalle, mentre la copertura del suolo è caratterizzata da un tessuto urbano discontinuo e da seminativo.

Il canale in questo tratto è completamente a cielo aperto con sezione trapezia, sponde 1:1 e $b=h=1$ m. La nuova viabilità in progetto costeggia il canale per un lungo tratto fino ad interferire con l'asse dello stesso in corrispondenza di una pila del viadotto.

Il tratto analizzato ha una lunghezza complessiva di circa 250 m compreso fra la sezione n°1 e la n° 120. In corrispondenza della sezione n°4 è presente un partitore che scarica una parte delle acque nel Torrente Marroggia, mentre il canale prosegue in destra idraulica del torrente per alcuni chilometri.

La sistemazione idraulica di progetto prevede l'adeguamento della sezione idraulica alla portata duecentennale $Q_{200}=3.8$ m³/s mediante un allargamento della base portandola da 1 m a 1.5 m e la deviazione dell'asse in corrispondenza della pila del viadotto. In questo tratto si provvederà a proteggere le sponde del canale con un rivestimento antierosione realizzato mediante materassi tipo "Reno" per una adeguata lunghezza a monte e a valle delle deviazioni dell'asse.

Viene assunta una scabrezza di manning pari 0.035 m^{1/3}/s⁻¹ per l'alveo e pari a 0.045 m^{1/3}/s⁻¹ per le aree circostanti. Come condizioni al contorno si assume l'altezza di moto uniforme a monte e valle.

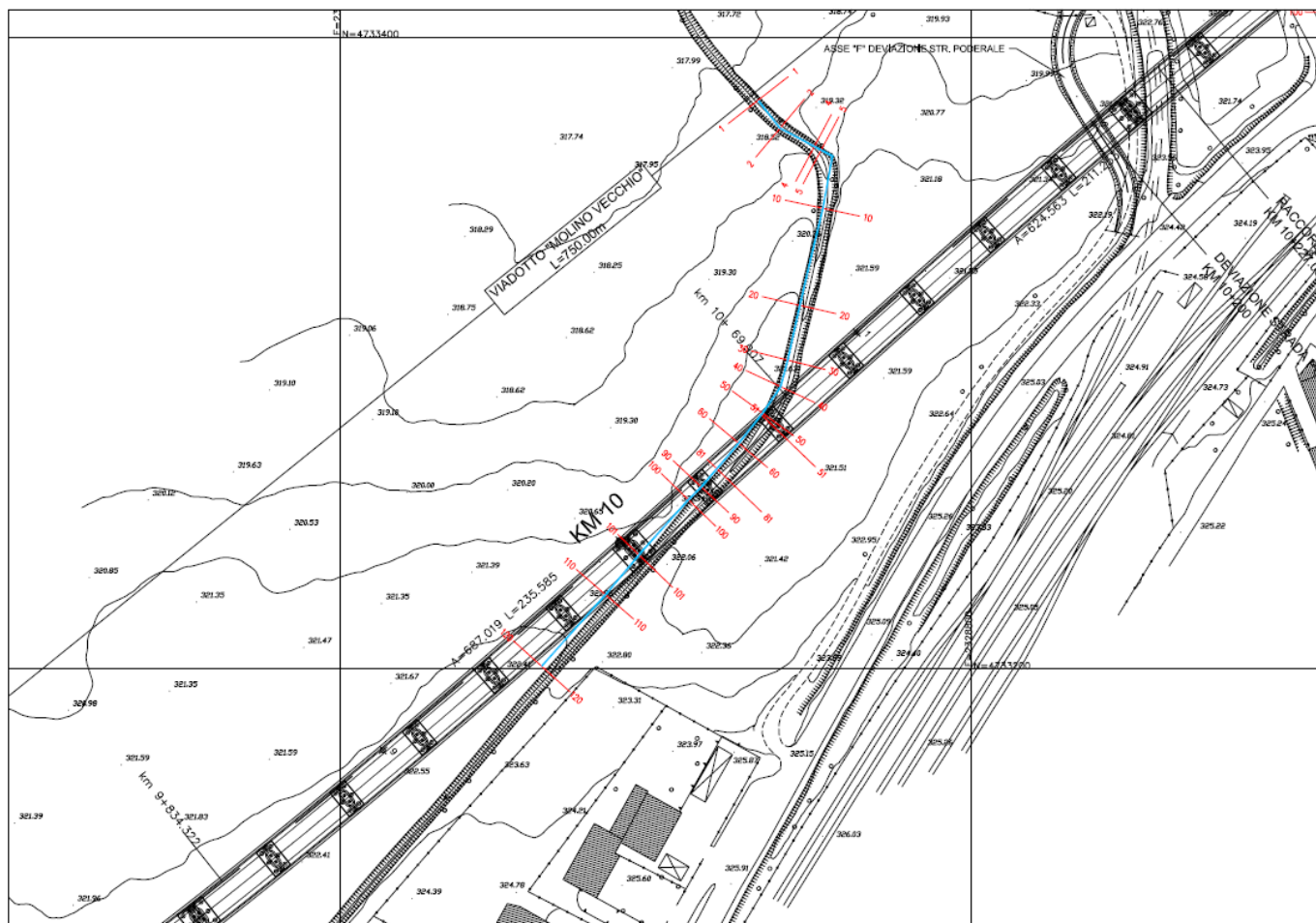


Figura 3.3.1 Planimetria dell'intervento e sezioni trasversali d'alveo.

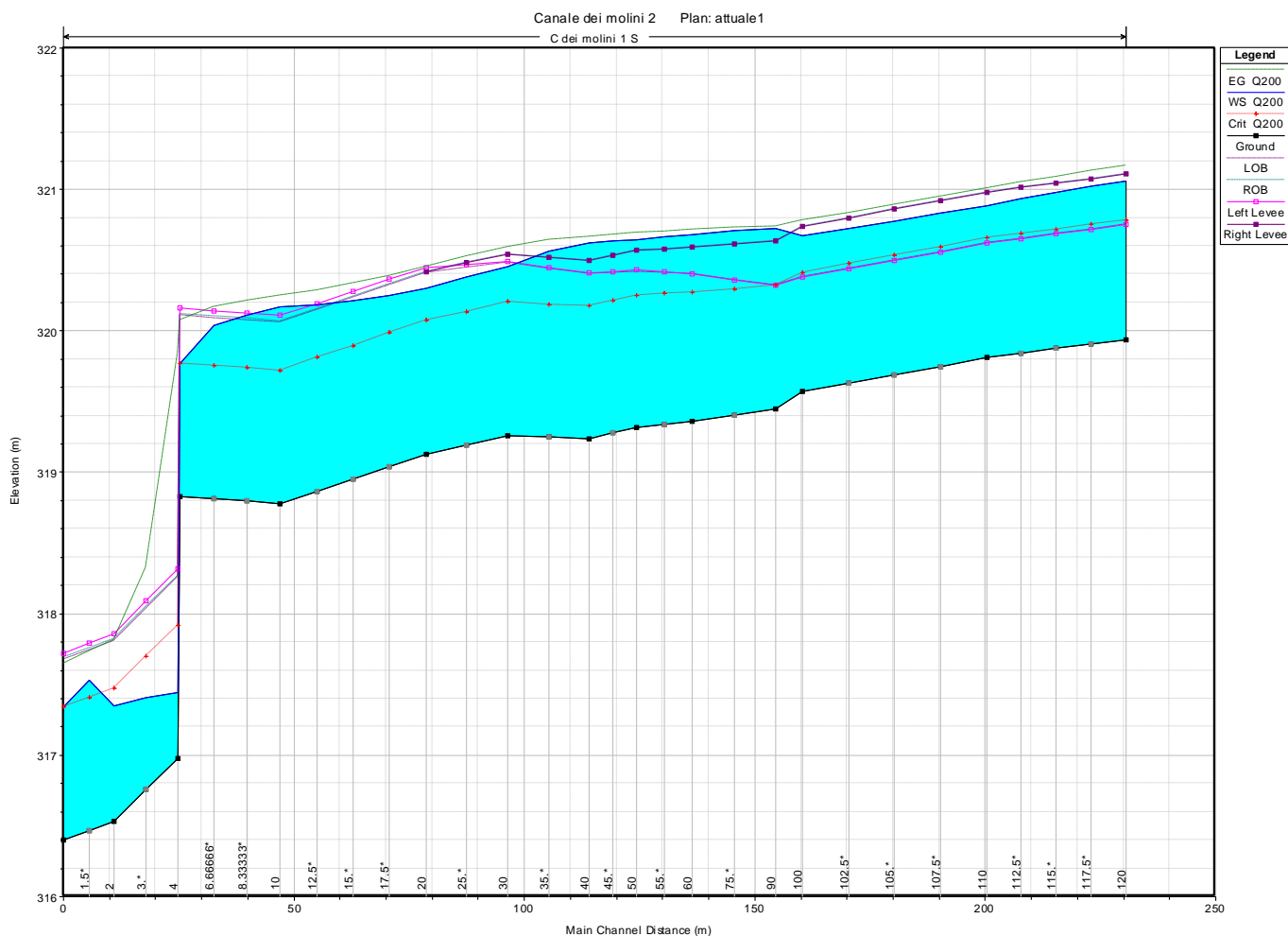


Figura 3.3.2 Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 3.8 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

L'alveo allo stato attuale non è in grado di contenere la piena duecentennale che si espande in modo particolare in sinistra idraulica, caratterizzata da un'altezza del piano campagna inferiore che in destra. Le velocità della corrente sono mediamente superiori a 1 m/s su tutto il tratto.

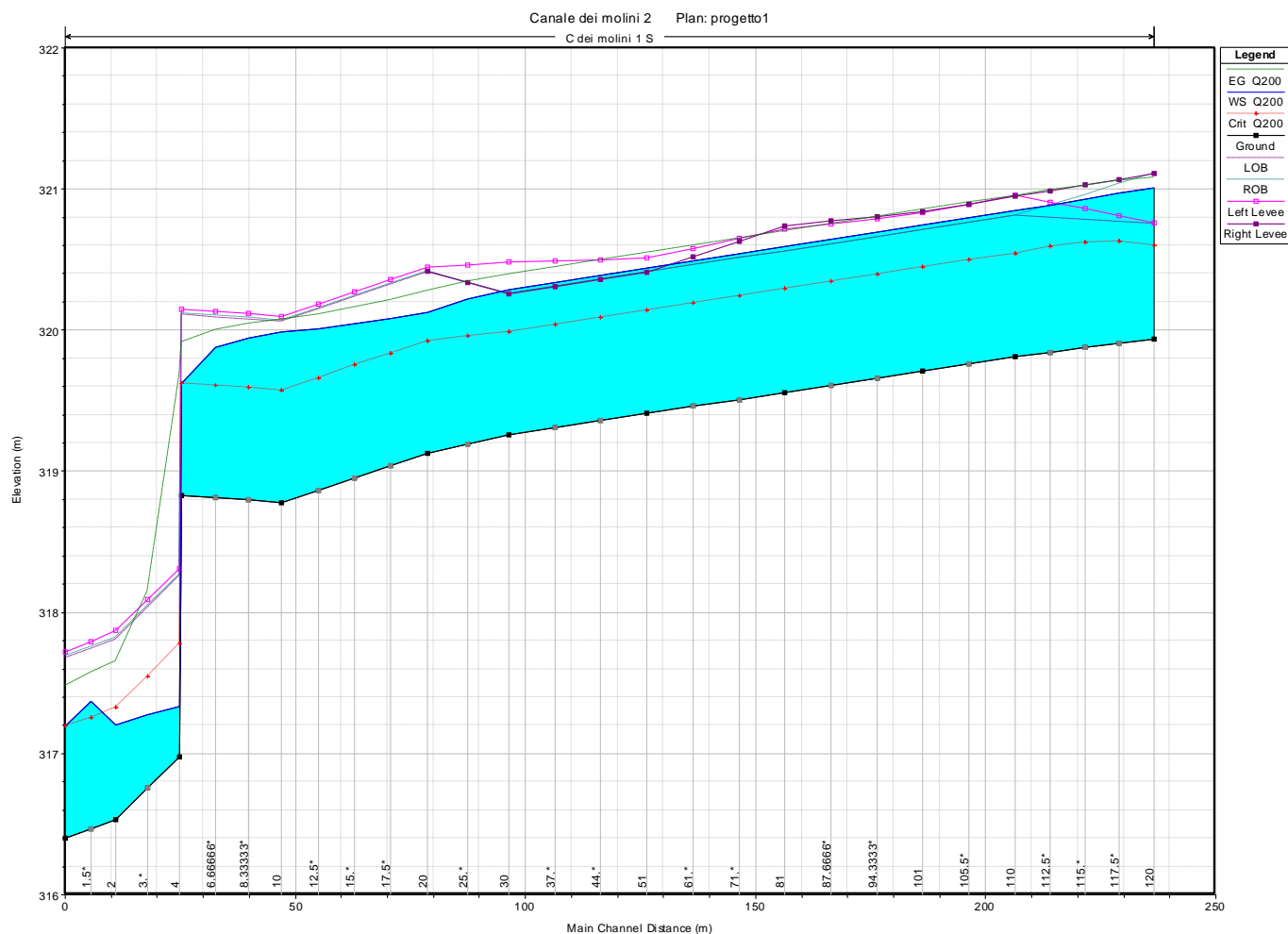


Figura 3.3.3 Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 3.8 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

La piena duecentennale allo stato di progetto transita all'interno dell'alveo in tutto il tratto oggetto di intervento senza interessare le pile del viadotto.

I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.3.3 e 3.3.4. ed in dettaglio nell'Allegato F "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato G "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

3.4 Fosso di S. Antonio (Km 3+525)

L'opera in progetto interferisce con il fosso S. Antonio in corrispondenza del viadotto "Molino Vecchio" in corrispondenza della progressiva 3+525.

Nel tratto prossimo alla SR 418 il fosso ha forma trapezia con base pari a 1 m, larghezza in testa 6 m e altezza del ciglio di sponda pari a 2.5 m, mentre nel tratto di valle, verso la confluenza con il Torrente Marroggia, l'altezza della sezione diminuisce fino a circa 1.5 m, riducendo sensibilmente la sua capacità di deflusso.

La pendenza media del fosso in questo tratto è pari al 2.5%

A monte del tratto di intervento è presente l'attraversamento della SR 418 costituito da un manufatto in c.a di ridotte dimensioni e parzialmente ostruito dai sedimenti.

L'intervento prevede la risagomatura della sezione adeguandola alla portata duecentennale $Q_{200}=27.6$ mc/s mediante un canale in c.a. con sezione ad U nel tratto compreso fra la sezione 100 e la sezione 60. Per ridurre la pendenza del fosso nel tratto del canale ad U è prevista la realizzazione di n.3 piccoli salti di fondo da 30 cm ciascuno. Il tratto successivo sarà realizzato mediante una sezione trapezia con protezione delle sponde mediante scogliera per una lunghezza di 25 m, per poi essere raccordato alla sezione naturale mediante risagomatura del canale in terra.

L'analisi in moto permanente viene effettuata su un tratto di lunghezza complessiva pari a 100 m, compreso fra la sezione n° 1 e la sezione n° 100.

Viene assunta una scabrezza di manning pari a 0.015 m^{1/3}/s⁻¹ per il canale in c.a., 0.035 m^{1/3}/s⁻¹ per l'alveo naturale e per la scogliera, e pari a 0.045 m^{1/3}/s⁻¹ per le aree circostanti. Come condizioni al contorno viene assunta l'altezza di moto uniforme a monte e valle.

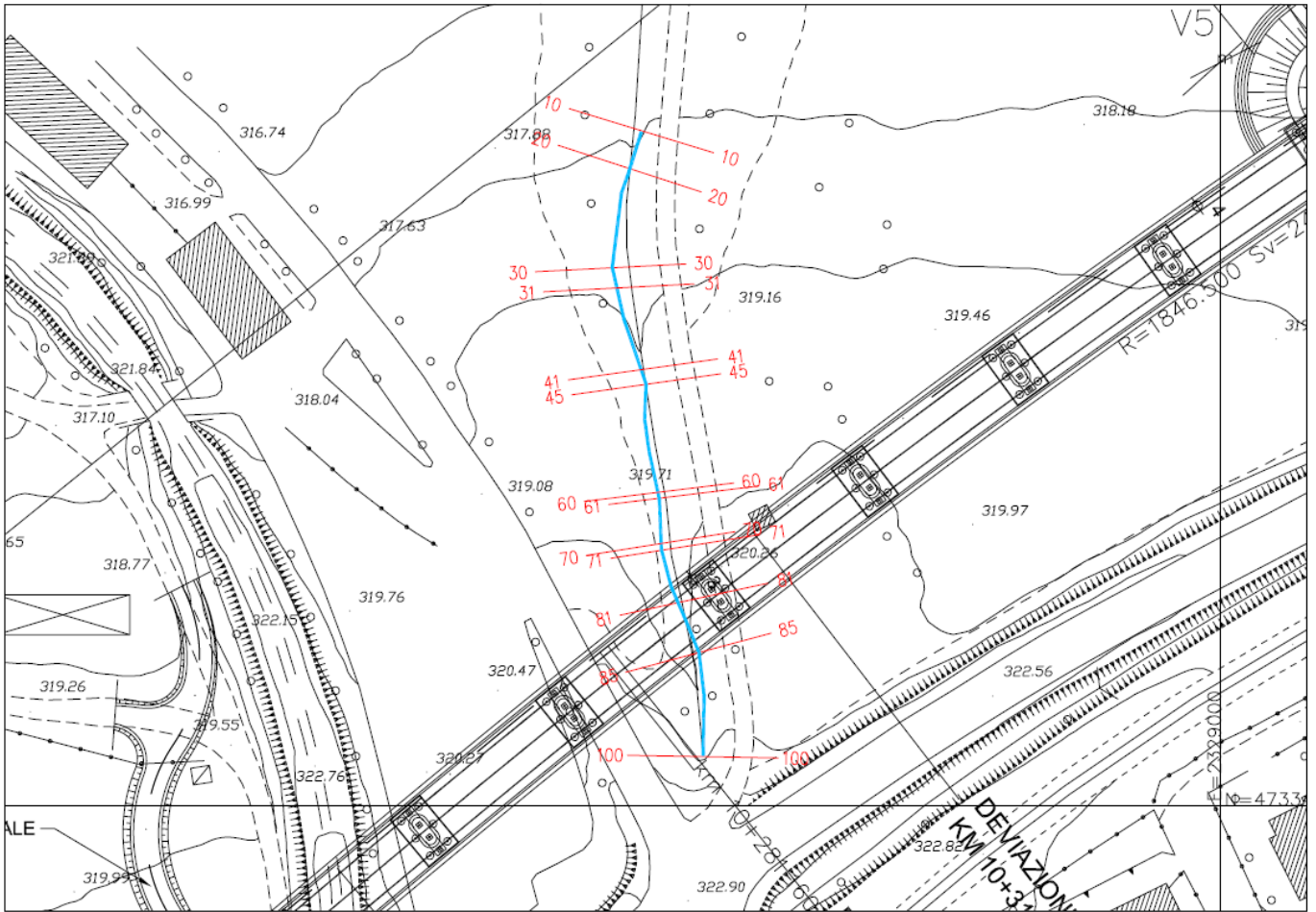


Figura 3.4.1 Planimetria dell'intervento e sezioni trasversali d'alveo.

Allo Stato Attuale la portata duecentennale $Q_{200} = 27.6 \text{ m}^3/\text{s}$ transita in regime di corrente veloce per quasi tutto il tratto di studio. L'attuale sezione non è adeguata a contenere la piena di progetto che si espande in destra ed in sinistra idraulica.

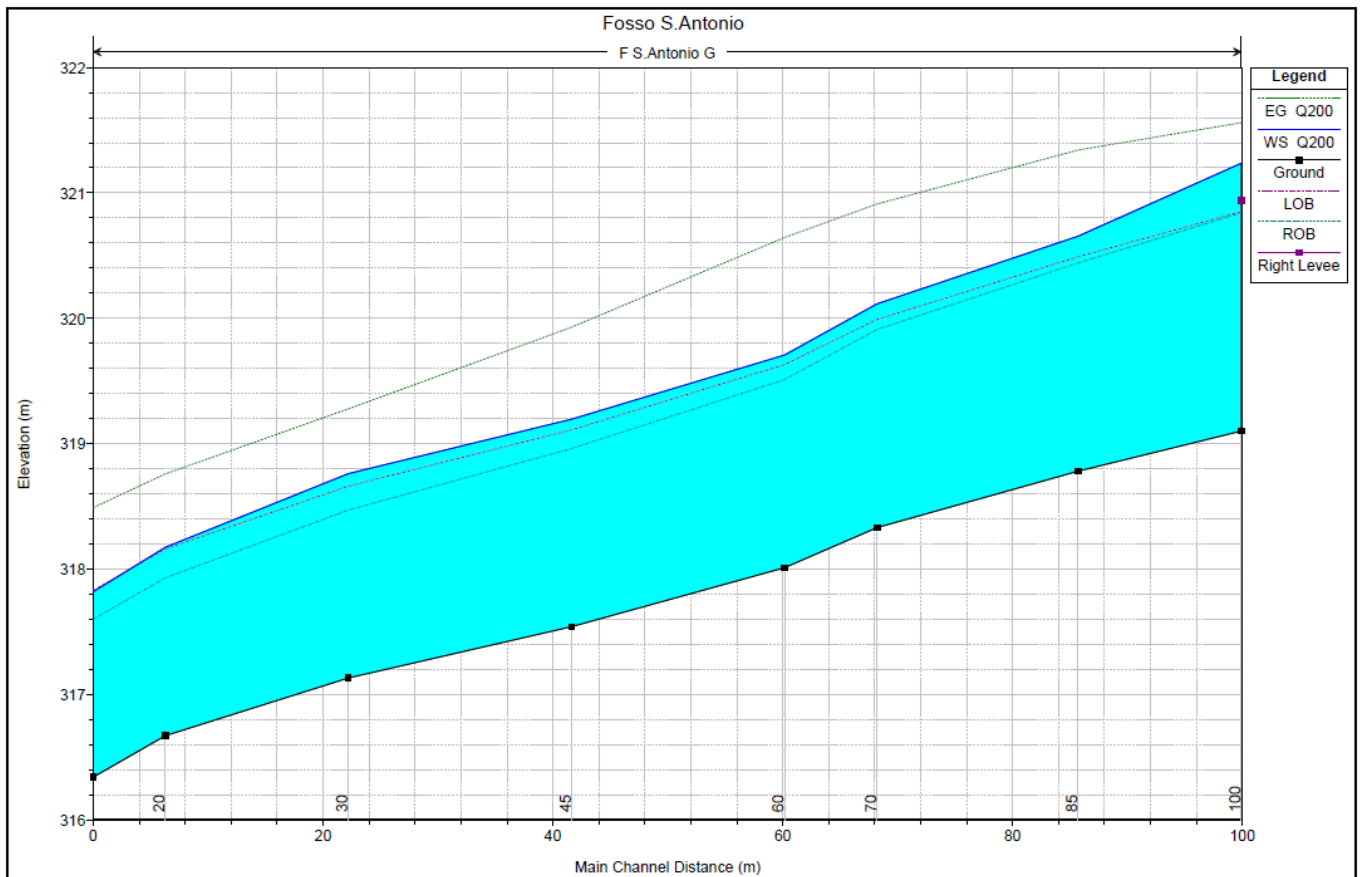


Figura 3.4.2 Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 27.6 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

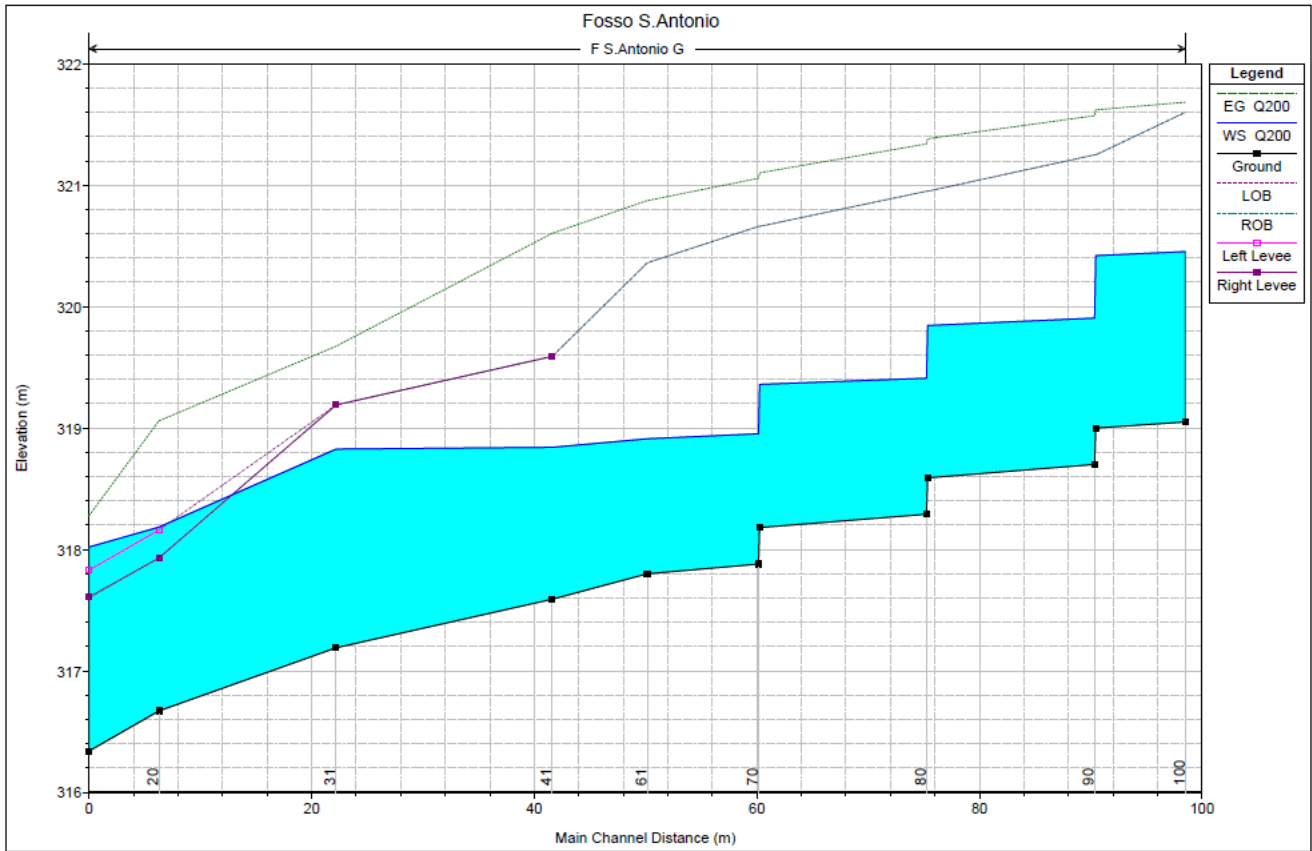


Figura 3.4.3 Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 27.6 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

Allo stato di progetto l'alveo riesce a contenere la piena duecentennale per il tutto il tratto oggetto della sistemazione idraulica.

I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.4.2 e 3.4.3. ed in dettaglio nell'Allegato H "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato I "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

4 VERIFICA IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI MINORI

Per quanto riguarda le opere attraversamento minori il criterio utilizzato per il posizionamento e dimensionamento dei tombini è principalmente quello di dare continuità a tutta la rete idrografica naturale e di scolo superficiale, evitando di concentrare i deflussi e conservando, per quanto possibile, l'originaria disposizione del reticolo minore. In questo modo si intende evitare che l'opera arrechi modifiche al regime dei corsi d'acqua tali da creare un aumento del rischio idraulico nelle aree di monte o di valle ed allo stesso tempo difendere le opere stradali dall'azione erosiva delle acque. L'esatta ubicazione delle opere è riportata nelle planimetrie di progetto.

Gli attraversamenti avranno diametro minimo di 1.5 m ad esclusione dei tratti in cui l'altezza del rilevato non consente l'utilizzo di certi diametri, oppure nei tratti in cui la superficie scolante è rappresentata dalla piattaforma stradale e dalle scarpate del rilevato.

Il tempo di ritorno di riferimento per il dimensionamento dei tali opere è pari a 200 anni.

Il calcolo delle portate per il dimensionamento dei tombini è stato effettuato nella Relazione Idrologica a cui si rimanda per eventuali approfondimenti. I valori ottenuti sono di seguito sinteticamente riportati.

Tabella 4.1. Dati idrologici di riferimento per i tombini.

progr. Iniziale	L	Cd	Sezione	Area	j (15,200)	Q ₂₀₀
(Km)	(m)			(mq)	(mm/ora)	(l/s)
0+566	20	0.4	DN1500	14000	170.80	266
2+850	30	0.4	DN1500	22000	170.80	418
3+950	40	0.4	DN800	18000	170.80	342
4+025	30	0.4	DN800	20000	170.80	380

I tombini saranno realizzati in cls con pendenza minima del fondo pari all'1%, provvisti di opere di imbocco e sbocco raccordate alle sezioni naturali, ove necessario, mediante protezione delle

sponde con scogliera formata da massi sciolti, tali da ridurre le perdite di carico localizzate e da scongiurare l'instaurarsi di fenomeni di erosione localizzata nei pressi delle opere di attraversamento del corpo stradale.

La verifica del generico tombino viene condotta in regime di moto uniforme in quanto si ritiene che il posizionamento degli attraversamenti lungo il tracciato originario del fosso, e cioè evitando curve, brusche deviazioni e cambiamenti di sezione, permette di mantenere valida l'ipotesi che il regime di moto sia prossimo a quello del moto uniforme.

La verifica viene effettuata utilizzando la formula di Chèzy, con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, assumendo per il calcestruzzo un valore di K pari a $67 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$.

$$Q = A \cdot k \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Nella formula sopra riportata si ha che:

- A è l'area della sezione idrica;
- k è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler;
- R è il raggio idraulico della sezione idrica;
- i è la pendenza del fondo;

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei calcoli idraulici di verifica per la portata massima per tempo di ritorno pari a 200 anni ed il valore della portata smaltibile da ciascun tombino nelle condizioni di riempimento pari al 70% (Q_{\max}).

Tabella 4.2. Risultati delle verifiche idrauliche.

progr. Iniziale	Q	if	Gr	H	V	Q_{max}
(Km)	(l/s)	(%)	(%)		(m/s)	(l/s)
0+566	266	1	7%	0.11	2.1	4800
2+850	418	1	10%	0.16	2.3	4800
3+950	342	1	32%	0.26	2.1	900
4+025	380	1	35%	0.28	2.2	900

Dalle verifiche effettuate risulta che tutti i tombini in progetto risultano avere un grado di riempimento largamente inferiore al 70% ed un franco idraulico superiore a 50 cm rispetto alla sommità dell'attraversamento, anche nel caso dei due tombini DN800 che raccolgono le acque della piattaforma e delle scarpate dei rilevati.

5 VERIFICA IDRAULICA DEI FOSSI DI GUARDIA

I fossi di guardia assolvono la funzione di intercettare le acque provenienti dai versanti recapitandole a valle dell'opera attraverso tombini o altri recettori esistenti. L'ubicazione delle opere è riportata nelle planimetrie allegate.

La sezione idraulica tipo dei fossi di guardia sarà di forma trapezia 50x50 cm, sponde con pendenza 1:1 e pendenza minima del fondo pari all'1%. I fossi saranno tutti realizzati in terra. La verifica verrà effettuata in riferimento al $T_r=100$ anni.

La verifica idraulica del generico canale viene condotta in moto uniforme relativamente alla sezione di chiusura, per la quale è stata stimata la superficie scolante di riferimento, utilizzando la formula di Chèzy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, secondo la formula seguente.

$$Q = A \cdot k \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Nella formula sopra riportata si ha che:

- A è l'area della sezione idrica;
- k è il coefficiente di attrito secondo Gauckler-Strickler;
- R_H è il raggio idraulico della sezione idrica;
- i è la pendenza minima del fondo;

Si assume per i canali in terra con vegetazione un valore di k pari a $25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$.

Il calcolo delle portate per il dimensionamento dei fossi di guardia è stato effettuato nella Relazione Idrologica a cui si rimanda per eventuali approfondimenti. I valori ottenuti sono di seguito sinteticamente riportati.

Tabella 5.1. Dati idrologici di riferimento per i fossi di guardia.

progr. Iniziale	progr. Finale	L	Cd	Tipo	Area	j (15,100)	Q
(Km)	(Km)	(m)		Sezione	(mq)	(mm/ora)	(l/s)
0+355	0+570	220	0.4	trap. 50x50	3500	156.48	61
0+900	1+025	125	0.4	trap. 50x50	2400	156.48	42
2+280	2+440	160	0.4	trap. 50x50	5000	156.48	87
2+440	2+850	405	0.4	trap. 50x50	15000	156.48	261
3+660	3+950	290	0.4	trap. 50x50	18000	156.48	313
4+050	4+370	320	0.4	trap. 50x50	25000	156.48	435

Tabella 5.2. Verifica idraulica dei fossi di guardia.

progr. Iniziale	progr. Finale	Q	if	Gr	H	V	Q _{max}
(Km)	(Km)	(l/s)	(%)	(%)		(m/s)	(l/s)
0+355	0+570	61	2	16%	0.08	0.9	740
0+900	1+025	42	2	20%	0.10	1.0	740
2+280	2+440	87	1	31%	0.15	0.9	810
2+440	2+850	261	1	55%	0.28	1.2	525
3+660	3+950	313	1	61%	0.30	1.3	525
4+050	4+370	435	1	72%	0.36	1.4	525

Come risulta dalla tabella 5.2 la portata smaltibile dal fosso di guardia, così come sopra dimensionati, è sempre superiore alla portata massima prevista per il tempo di ritorno di progetto e con i franchi di sicurezza di 10 cm.

6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Le acque ricadenti sulla piattaforma stradale vengono convogliate a bordo strada in virtù della pendenza trasversale del nastro pari al 2.5%. Le canalette, costituite in genere da zanelle alla francese, recapitano le acque ai fossi di guardia tramite embrici, nel caso in cui le acque di piattaforma non debbano essere sottoposte ad un trattamento depurativo, oppure ad un sistema di caditoie e collettori nel caso contrario.

6.1 Collettori

Si riporta di seguito lo studio idraulico volto al dimensionamento dei collettori preposti allo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla sede stradale che devono essere sottoposte a trattamento prima di essere immesse nel reticolo idrografico superficiale.

Il tempo di ritorno di riferimento per il dimensionamento di tali opere è assunto pari a 25 anni ed i parametri della L.S.P.P. sono stati desunti dalla relazione Idrologica riferita a precipitazioni con durata inferiore all'ora e durata convenzionale di 15 min.

I collettori saranno realizzati in PVC serie SN8 e posati a bordo della carreggiata nei tratti in trincea e rilevato, mentre per i viadotti saranno utilizzate condotte in acciaio. La pendenza di fondo, per semplicità, sarà la stessa della livelletta stradale ad esclusione del tratto compreso fra la progressiva 2+640 e 2+840 in cui sarà necessario andare in contropendenza rispetto alla livelletta stradale.

Il dimensionamento dei collettori è stato effettuato adottando il “Metodo Cinematico” specifico per sistemi di drenaggio urbano.

Considerando il generico collettore i -esimo, quello che sottende una superficie totale scolante S_i pari alla somma della superficie afferente la caditoia corrente s_i e delle superfici afferenti le caditoie idraulicamente a monte nel tratto di fognatura in oggetto, la portata che affluisce è quindi determinata dalla seguente relazione:

$$Q_i = j S_i / (1000 \times 3600)$$

Dove:

j è l'intensità di pioggia di progetto

S_i è la superficie scolante

I risultati delle portate afferenti a ciascun nodo sono riportate nelle tabelle seguenti suddivise per ciascun ramo principale.

Le acque intercettate dalle caditoie e dai pozzetti di scarico delle acque bianche saranno raccolte ed allontanate da collettori con diametro minimo pari a 315 mm. Il massimo grado di riempimento per i collettori è assunto pari al 50% per diametri inferiori a DN 400, e pari al 70% per quelli di diametro uguale o superiore.

progr. Iniziale (Km)	progr. Finale (Km)	L (m)	DN	Materiale	Area (mq)	j (t,25) (mm/ora)	Q (l/s)
1+180	1+365	180	300	AC	1800	128	64
1+365	1+515	150	400	AC	3300	128	117
1+515	1+795	280	400	AC	6100	128	217
1+795	1+980	385	500	AC	9950	128	354
1+980	2+180	200	300	AC	2000	128	71
2+180	2+360	180	300	PVC	1800	128	64
2+360	2+480	120	400	PVC	3000	128	107
2+480	2+640	160	500	PVC	4600	128	164
2+640	2+740	100	500	PVC	5600	128	199
2+740	2+840	100	600	PVC	6600	128	235

Relazione Idraulica

progr. Iniziale (Km)	progr. Finale (Km)	L (m)	DN	Materiale	Area (mq)	j (t,25) (mm/ora)	Q (l/s)
3+250	3+150	100	300	AC	1000	128	36
3+150	3+050	100	400	AC	3000	128	107
3+050	2+8500	200	500	AC	4000	128	142
3+250	3+350	100	300	AC	1000	128	36
3+350	3+580	230	400	AC	3300	128	117
0+000	0+060	60	300	PVC	1400	128	50
0+060	0+240	180	300	PVC	2600	128	92
dx 0+240	0+400	160	400	PVC	5400	128	192
sx 0+260	0+400	140	300	PVC	1600	128	57
sx 0+860	1+130	270	300	PVC	2500	128	89
dx 0+860	1+060	200	300	PVC	2600	128	92
dx 1+060	1+130	70	400	PVC	3600	128	128

La verifica del generico collettore viene condotta in moto uniforme utilizzando la formula di Chèzy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

$$Q = A \cdot k \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Nella formula sopra riportata si ha che:

- A è l'area della sezione idrica;
- k è il coefficiente di attrito secondo Gauckler-Strickler;
- R è il raggio idraulico della sezione idrica;
- i è la pendenza del fondo;

Si assume per il PVC e AC un valore di K pari a $100 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

Relazione Idraulica

I risultati delle verifiche sono riportati nelle tabelle seguenti indicando per ciascun tronco di rete la portata di progetto, il diametro, il grado di riempimento, il tirante idrico, la velocità e la massima portata smaltibile dal collettore fognario al 70% di grado di riempimento.

Nell'ultima colonna viene riportata la massima portata smaltibile dal collettore.

progr. Iniziale	progr. Finale	Q	DN	if	Gr	H	V	Q _{max}
(Km)	(Km)	(l/s)		(%)	(%)		(m/s)	(l/s)
1+180	1+365	64	300	1.74	49%	0.14	2.2	140
1+365	1+515	117	400	1.74	42%	0.16	2.6	315
1+515	1+795	217	300	1.74	69%	0.26	2.9	315
1+795	1+980	354	500	1.74	61%	0.29	3.4	590
1+980	2+180	71	300	1.74	50%	0.14	2.2	140
2+180	2+360	64	300	1.74	49%	0.14	2.2	140
2+360	2+480	107	400	1.74	39%	0.15	2.6	315
2+480	2+640	164	500	1.00	41%	0.20	2.3	448
2+640	2+740	199	500	0.50	64%	0.31	1.8	317
2+740	2+840	235	600	0.50	48%	0.28	1.9	525
3+250	3+150	36	300	0.50	50%	0.14	1.2	75
3+150	3+050	107	400	0.50	64%	0.24	1.6	170
3+050	2+8500	142	500	0.50	49%	0.23	1.7	315
3+250	3+350	36	300	0.50	50%	0.14	1.2	75
3+350	3+580	117	400	0.50	69%	0.26	1.6	170
0+000	0+060	50	300	4.00	29%	0.08	2.9	204
0+060	0+240	92	300	4.00	48%	0.13	3.4	204

Relazione Idraulica

progr. Iniziale	progr. Finale	Q	DN	if	Gr	H	V	Qmax
(Km)	(Km)	(l/s)		(%)	(%)		(m/s)	(l/s)
dx 0+240	0+400	192	400	4.00	44%	0.17	4.0	480
sx 0+260	0+400	57	300	4.00	32%	0.09	3.0	204
sx 0+860	1+130	89	300	4.00	46%	0.13	3.3	204
dx 0+860	1+060	92	300	4.00	46%	0.13	3.3	204
dx 1+060	1+130	128	400	4.00	32%	0.12	3.7	480

6.2 Caditoie, Embrici e Canalette

Il drenaggio superficiale per lo smaltimento delle acque cadenti sulla superficie stradale è realizzato, in generale, da zanelle ricavate al ciglio della carreggiata che recapitano in embrici o caditoie a seconda che sia necessario o meno trattare le acque di piattaforma prima dell'immissione nel reticolo idrografico superficiale. Le successive verifiche sono eseguite per un tempo di ritorno pari a 25 anni.

Zanelle e embrici

Le zanelle in calcestruzzo sono del tipo triangolare "alla francese" che recapitano in embrici posti ad interasse pari a 20 m. La verifica viene effettuata verificando che l'altezza raggiunta in prossimità dello scarico sia inferiore alla massima percentuale di riempimento posta uguale al 65%. Adottando il metodo cinematico la portata affluente alla zanella si ricava come segue:

$$Q = \frac{\phi \cdot h_T \cdot S}{3.6 \cdot t_c}$$

In cui S è la superficie del bacino in Km², Φ il coefficiente di deflusso dell'area, h_T è l'altezza di pioggia in mm avente durata pari al tempo di corrivazione del bacino e tempo di ritorno T. Si assume un tempo di corrivazione di 5 minuti, un coefficiente di deflusso Φ pari a 1 ed una superficie $S = 11 \times 20 = 220$ mq.

Sostituendo nella relazione precedente si ottiene una portata affluente alla zanella nella sezione di scarico in prossimità dell'embrice pari a 10.7 l/s, ovvero un contributo unitario per metro di lunghezza pari 0.5 l/s. L'altezza di valle del profilo idrico in corrispondenza dello scarico, considerando una larghezza dell'embrice pari a 50 cm, corrisponde all'altezza critica

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{0,0107^2}{9,81 \cdot 0,5^2}} = 0,036(m)$$

Sulla base delle considerazioni esposte sopra risulta che il tirante dalla corrente in corrispondenza della sezione di imbocco dell'embrice è pari a 3,6 cm è ampiamente contenuto

nella zanella alta 10 cm con grado di riempimento 65%, a cui corrisponde un'altezza pari a 6.5 cm. In sostanza si ha che 6.5 cm >> 2.2 cm

Caditoie

Lo smaltimento delle acque di ruscellamento superficiale affluenti alle zanelle vengono smaltite dagli embrici nei tratti in cui non è necessario prevedere un sistema di trattamento delle acque di piattaforma. Nei casi in cui invece tale sistema è previsto si provvederà alla raccolta delle acque di piattaforma mediante la collocazione a bordo strada di una serie di caditoie a salto sul fondo con griglia orizzontale, collegate tra di loro da collettori di opportuno diametro, con lo scopo di convogliare le acque al sistema di trattamento e quindi al recapito finale.

Il calcolo delle caditoie viene condotto verificando una superficie massima scolante di riferimento avente area pari a 220 mq per ciascuna caditoia essendo queste interposte ad una distanza di 20 m. La portata da smaltire risulta essere la stessa calcolata per gli embrici e pari a 10,7 l/s. Si procede quindi alla verifica della caditoia considerando un tirante idrico massimo sul piazzale pari ad $h = 0,01$ m. Utilizzando la relazione sviluppata da McGhee, la capacità di smaltimento della caditoia è calcolabile tramite la seguente:

$$q_{\max} = K A h^{1/2} \eta$$

in cui:

A è l'area libera della luce;

K è una costante pari a 2,96 nel S.I.;

η è un coefficiente riduttivo per mettere in conto il possibile intasamento della griglia.

Adottando caditoie piane 60x60 cm per una area libera A di circa 0,14 mq, e considerando una riduzione del 25 % per tener conto dell'intasamento ($\eta = 0.75$), si ottiene:

$$q_{\max} = 2,96 \times 0,14 \times 0,01^{1/2} \times 0,75 = 0,031 \text{ m}^3/\text{s} = 31 \text{ l/s} > 10,7 \text{ l/s} = q$$

Risultando $q < q_{\max}$ la caditoia è in grado di smaltire le portate richieste con i tiranti ritenuti cautelativi.

7 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA E VASCHE DI EMERGENZA PER SVERSAMENTI ACCIDENTALI

La tutela dall'inquinamento delle acque e dei suoli, e l'esigenza dell'utilizzo sostenibile della risorsa, impongono al giorno d'oggi una particolare attenzione al controllo e allo smaltimento delle acque inquinate delle piattaforme stradali.

Le due principali forme di inquinamento legate ai trasporti su strada riguardano principalmente due problematiche: le emissioni e i rilasci dei veicoli in transito sull'infrastruttura viaria da una parte, e gli sversamenti accidentali di sostanze pericolose/inquinanti dall'altra. In entrambi i casi, nella progettazione di una infrastruttura viaria, si pone la questione della valutazione del rischio e quindi dell'opportunità, scelta, ubicazione e dimensionamento di eventuali sistemi di controllo e delle corrispondenti procedure gestionali.

I sistemi di controllo dell'inquinamento proveniente dalle infrastrutture viarie sono costituiti da presidi idraulici riconducibili principalmente a due tipologie:

- Vasche di prima pioggia: finalizzate al controllo dell'inquinante depositato usualmente sulla piattaforma stradale e dilavato in tempo di pioggia.
- Vasche di emergenza per sversamenti accidentali: finalizzate al controllo dell'inquinamento dovuto a sversamento accidentale di sostanze pericolose sulla piattaforma stradale.

Il presente progetto prevede la realizzazione di vasche di prima pioggia per il trattamento delle acque di piattaforma e la realizzazione di apposite vasche di raccolta per sversamenti accidentali come misure di protezione ambientale degli ambienti idrici, superficiale e sotterraneo, con cui interferisce l'opera in progetto. Nel presente progetto, essendo presenti solo gallerie di limitata dimensione, le vasche di prima pioggia assolveranno anche il compito di vasche per la raccolta degli sversamenti accidentali.

Per quanto riguarda le vasche di prima pioggia, queste saranno realizzate, in accordo alle prescrizioni progettuali, a protezione degli ambienti idrici superficiale e sotterraneo del Torrente Marroggia per la quasi interezza del tracciato, ed in particolare dall'inizio del viadotto Marroggia I alla fine del viadotto Mulini.

Relazione Idraulica

Le vasche saranno realizzate mediante un sistema che prevede il trattamento di dissabbiatura e di disoleatura delle acque di prima pioggia opportunamente recapitate alle vasche mediante un sistema di raccolta costituito da caditoie e collettori che corrono a bordo della carreggiata e raccolgono il totale delle acque ricadenti sulla superficie della piattaforma stradale.

7.1 Vasche di Prima pioggia

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale defluite nei primi istanti di un evento di precipitazione e caratterizzate da elevate concentrazioni di sostanze inquinanti, spesso addirittura superiori a quelle registrate negli stessi reflui in condizioni ordinarie. A seguito degli eventi di precipitazione, infatti, le acque meteoriche operano il dilavamento delle superfici urbane causando il trasporto in fognatura di sostanze inquinanti tra le quali, principalmente, solidi sedimentabili (organici o inorganici), elementi contenenti nutrienti, batteri, oli, grassi e metalli pesanti; tale fenomeno di dilavamento è noto con il nome di *first flush*. Come fonte diretta i veicoli contribuiscono all'apporto di metalli pesanti attraverso gli scarichi delle auto, l'usura delle parti meccaniche in movimento e la perdita di oli e grassi lubrificanti; come fonte indiretta contribuisce all'apporto di solidi attraverso l'erosione dei manti stradali e il trasporto di sedimenti. Un'altra fonte di inquinamento della piattaforma stradale è rappresentata dall'atmosfera: durante i periodi di tempo secco si verifica il deposito di polveri, mentre durante gli eventi di precipitazione avviene il dilavamento sia del particolato atmosferico che di composti disciolti.

Gli agenti inquinanti presenti nelle acque di piattaforma si possono, pertanto, suddividere nelle seguenti classi:

- Metalli pesanti, associati al traffico e prodotti dal consumo di parti di veicoli;
- Nutrienti, per lo più di origine atmosferica;
- Sali, soprattutto cloruri, provenienti dalle operazioni di spargimento dei sali disgelanti effettuate durante i mesi invernali;
- Idrocarburi, derivanti dalla cessione di fluidi da parte dei veicoli e da prodotti di combustione.

Numerosi studi evidenziano che uno dei maggiori contributi al carico inquinante trascinato dalle acque di prima pioggia è legato al trasporto solido rappresentato dai solidi sospesi.

Il trasporto solido nella prima metà dello sfioro può trasportare fino al 70% del carico totale e comunque le concentrazioni di inquinanti sono più marcate per le sostanze sospese che per quelle disciolte [Weeks, 1982, Australia].

Il progetto del sistema di trattamento delle acque meteoriche superficiali è basato sulla considerazione che il possibile inquinamento di queste avvenga principalmente nella prima caduta di acque piovane dopo un periodo di secco (di qui la definizione di acque di "prima

pioggia”), per effetto del dilavamento e trascinamento di polveri e sostanze oleose presenti sulla superficie delle pavimentazioni.

Da un punto di vista normativo se da una parte il D.Lgs. n°152 del 2006 fissa le concentrazioni massime di idrocarburi da aversi in uscita dagli impianti, ovvero prima dell’invio al ricettore finale o della dispersione in falda, dall’altra la valutazione dell’altezza della lama d’acqua per la determinazione dei volumi da trattare e del tempo massimo per il calcolo delle portate adottate è lasciata alla sensibilità del progettista.

Per tali parametri si è fatto riferimento a quanto indicato nella D.G.R. del 9 luglio 2007, n. 1171 della Regione dell’Umbria, che di fatto riprende la Legge n° 162 del ’85 della Regione Lombardia, ritenendoli adeguati al dimensionamento degli impianti in progetto.

Descrizione del Sistema di Trattamento e posizionamento delle vasche

Il sistema di raccolta delle acque di piattaforma è costituito da caditoie posizionate a bordo della carreggiata e da collettori per l’allontanamento delle acque ed il loro convogliamento alle vasche di prima pioggia. All’ingresso di queste è prevista la realizzazione di un pozzetto scolmatore che permette l’ingresso al sistema di trattamento delle sole acque di prima pioggia scaricando direttamente nel corpo idrico recettore le restanti.

Il trattamento delle acque di “prima pioggia” è realizzato mediante un impianto alimentato a gravità e a funzionamento “continuo”, ovvero capace di trattare le portate adottate senza l’ausilio di sistemi di pompaggio o di paratoie di intercettazione.

Per limitare gli interventi di manutenzione si è optato per un sistema di estrema semplicità, non elettrificato, e privo di sensori o di valvole automatiche che, se non periodicamente verificate e controllate, possono rendere completamente inefficace la realizzazione di tali sistemi di trattamento delle acque. La manutenzione di cui necessita il sistema di trattamento proposto, è limitato al periodico svuotamento della camera di dissabbiatura e di disoleatura con seguente conferimento dei materiali presso siti autorizzati per il loro smaltimento.

L’impianto sarà costituito da una vasca in cemento armato successivamente attrezzata con le apparecchiature idrauliche (tubi di adduzione e uscita acque, skimmer, canaletta di sfioro, etc.) idonee a garantire la separazione delle sostanze inquinanti a diverso peso specifico rispetto all’acqua.

Le vasche di prima pioggia saranno composte dalle seguenti apparecchiature principali, complete di raccordi ed accessori necessari al loro corretto funzionamento:

- un pozzetto sfioratore/scolmatore per il controllo della portata derivata;
- una camera di dissabbiatura per la separazione dei materiali pesanti;
- un separatore/disoleatore di tipo statico per la separazione dei liquidi leggeri.

Il pozzetto scolmatore è costituito da una soglia tarata, avente cioè un'altezza calibrata sulla massima portata derivata, tale da limitare l'ingresso al sistema di trattamento della sola portata di prima pioggia. Il carico idraulico in eccesso sarà allontanato dalla tubazione di bypass che verrà convogliata direttamente al corpo idrico recettore.

La camera di dissabbiatura rappresenta il primo trattamento in cui avviene la separazione statica di elementi inquinanti ad alto peso specifico. In questa camera vengono trattenute le sostanze di maggiore densità (come ad es. terriccio, gomma, sabbia, ecc.) proteggendo il disoleatore da possibili intasamenti. e consentire la sedimentazione naturale delle particelle più pesanti sul fondo del manufatto. La rimozione del materiale sedimentato sarà effettuata mediante autospurgo.

A valle del dissabbiatore è previsto un separatore/disoleatore di sostanze "leggere" (oli, benzine, ecc.) di tipo statico, con estrazione manuale periodica dei residui.

Il suo funzionamento è fondato sul principio del galleggiamento delle sostanze a più basso peso specifico rispetto a quello dell'acqua (densità di $0,8 \div 0,85 \text{ g/cm}^3$).

Il manufatto dovrà essere realizzato con impiego di calcestruzzo additivato per esser reso impermeabile e resistente all'aggressione dei liquidi. Le pareti interne dovranno essere trattate con resine antiolio e gli elementi metallici saranno in acciaio INOX AISI 304.

Criteria di dimensionamento

Per ciascuna delle predette aree dove si intende installare le vasche di prima pioggia, si individua il corrispondente valore della portata di "prima pioggia" assumendo una lama d'acqua di 5 mm per una durata di 15 min. uniformemente distribuita su tutta la superficie, per la quale si assume un coefficiente di deflusso pari a 1.

Le portate di prima pioggia pertanto risultano essere le seguenti in funzione delle aree scolanti:

Relazione Idraulica

ID VASCA	Progressiva	Superficie (mq)	Q _{pp} (l/s)
VPP 1	9+000	10000	56
VPP 2	9+680	10400	58
VPP 3	10+410	3500	19

Viste le dimensioni simili di alcune delle aree scolanti si raggruppano le vasche in due tipologie in base alla portata di picco assunta, e precisamente in base alle portate di progetto pari a 60 l/s e 20 l/s. Il dimensionamento della camera di dissabbiatura si basa sul 'tempo di ritenzione' corrispondente alla massima portata immessa e che deve essere pari ad almeno 3 minuti:

ID IMPIANTO	Portata progetto Q _{pp} [m ³ /h]	Volume utile V [m ³]	Larghezza B [m]	Lunghezza L [m]	Altezza utile H [m]	Tempo di ritenzione t [min]
VPP 1	216	15	4.0	2.5	1.5	4.2
VPP 2	216	15	4.0	2.5	1.5	4.2
VPP 3	72	12	4.0	2.0	1.5	10

Il dimensionamento della camera di disoleatura si basa sulla velocità ascensionale minima dei liquidi leggeri come idrocarburi, olio per lubrificazione, kerosene, ecc. che si intendono separare. Si assume una velocità pari a 15 m/h e pari a 0.0041 m/s (valore riferito a densità di 0,8 ÷ 0,85 g/cm³).

ID IMPIANTO	Portata progetto Q _{pp} [m ³ /h]	Larghezza B [m]	Lunghezza L [m]	Sup [m ²]	Velocità ascensionale Vd [m/s]
VPP 1	216	4.0	5.0	20	0.0033
VPP 2	216	4.0	5.0	20	0.0033
VPP 3	72	4.0	3.0	12	0.0016

In definitiva, le dimensioni degli impianti di trattamento sono riportate nella tabella di seguito.

ID IMPIANTO	Portata progetto Q_{pp} [m ³ /h]	Larghezza B [m]	Lunghezza L [m]	Altezza utile H [m]	Volume utile complessivo V [m ³]
VPP 1	216	4.0	2.5+5.0=7.5	1.5	45
VPP 2	216	4.0	2.5+5.0=7.5	1.5	45
VPP 3	72	4.0	2.0+3.0=6.0	1.5	36

Le dimensioni delle vasche di prima pioggia risultano in questo modo essere adeguate anche per la raccolta degli sversamenti accidentali per i quali il parametro di riferimento è il carico di un'autocisterna con rimorchio e pari a 30 mc.

8 SISTEMAZIONI IDRAULICHE - STIMA DELL'EROSIONE E VERIFICHE DI STABILITA' DEI MATERIALI

8.1 Stima dell'erosione in corrispondenza dei ponti

La stima dell'erosione verrà effettuata in corrispondenza delle principali opere d'arte per l'attraversamento dei corsi d'acqua. In particolare le verifiche saranno effettuate per per il Torrente Marroggia in corrispondenza del viadotto "Marroggia I" alla progr. Km 1+354.

I fenomeni d'erosione dovuti alla costruzione di manufatti idraulici come i ponti hanno diverse componenti:

- Erosione generalizzata su tutto il fondo, a causa del restringimento della sezione;
- Erosione localizzata ai piedi delle pile, generata dai vortici indotti dalle pile;
- Erosione localizzata in corrispondenza delle spalle, dovuta alla vorticosità locale.

Erosione generalizzata

L'erosione generalizzata del letto del fiume è un fenomeno dipendente dal regime della corrente e dalla natura del materiale di fondo. In presenza di un ponte, molti fattori contribuiscono alla formazione del fenomeno di erosione, come ad esempio la contrazione del flusso in prossimità della sezione di attraversamento, con il passaggio totale o parziale del flusso delle golene nell'alveo principale, oppure l'ostruzione delle pile di parte del flusso.

Ci sono due differenti forme di erosione generalizzata, dipendenti dal trasporto di materiale presente nel tratto a monte della sezione di attraversamento. Nel caso in cui ci sia trasporto solido nel tratto a monte del ponte, si parla di "Live-Bed Contraction Scour", se il trasporto di materiale è trascurabile si ha "Clear-Water Contraction Scour".

Per stabilire in che condizione ci si trovi, l'HEC-RAS calcola la velocità critica V_c di trasporto del materiale del letto e la confronta con la velocità V del flusso nella sezione a monte del ponte dove il flusso non è disturbato dalla presenza del ponte. Se $V_c > V$, allora si considera il caso "Live-Bed Contraction Scour", altrimenti si ricade nel caso "Clear-Water Contraction Scour". La velocità critica V_c viene calcolata con l'espressione di Laursen:

$$V_c = K_u y_1^{1/6} D_{50}^{1/3}$$

dove

- V_c = velocità critica al di sopra della quale il materiale di dimensione uguale o inferiore a D_{50} va in trasporto (m/s)
- y_1 = profondità media del flusso (m)
- D_{50} = diametro medio del materiale di fondo
- $K_u = 6.19$

Nel caso "Live Bed Contraction Scour", l'espressione utilizzata per il calcolo dell'erosione è la formula di Laursen

$$y_2 = y_1 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{K_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

dove:

- y_s = profondità media dell'erosione (m)
- y_2 = profondità del canale dopo l'erosione nella sezione contratta (m)
- y_1 = profondità media del canale nella sezione a monte (m)
- y_0 = profondità iniziale del canale nella sezione contratta (m)
- Q_1 = portata nella sezione di monte (m^3/s)
- Q_2 = portata nella sezione contratta (m^3/s)
- W_1 = larghezza del fondo nella sezione di monte (m)
- W_2 = larghezza del fondo nella sezione contratta meno la larghezza delle pile (m)
- K_1 = esponente dipendente dal tipo di trasporto di materiale

I valori dell'esponente K_1

V^*/ω	K_1	Tipo di trasporto di materiale
< 0.5	0.59	Principalmente trasporto di fondo
$0.5 \div 2.0$	0.64	Presenza di sospensione
> 2.0	0.69	Principalmente in sospensione

dove:

- $V^* = (gy_1S_1)^{1/2}$ velocità di taglio nella sezione di monte (m/s)
- ω = velocità di caduta del materiale del letto con D_{50} (m/s)
- $g = 9.81$ accelerazione di gravità (m/s^2)
- S_1 = pendenza della linea dell'energia

Nel caso "Clear Water Contraction Scour" si utilizza l'espressione di Laursen

$$y_2 = \left(\frac{Q_2^2}{CD_m^{2/3} W_2^2} \right)^{3/7}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

dove:

- y_s = profondità media dell'erosione (m);
- y_2 = profondità del canale dopo l'erosione nella sezione contratta (m);

- y_0 = profondità iniziale del canale nella sezione contratta (m);
- Q_2 = portata nella sezione contratta (m^3/s);
- W_2 = larghezza del fondo nella sezione contratta meno la larghezza delle pile (m);
- D_m = diametro della particella non trasportabile più piccola (1.25 D₅₀) nella sezione contratta (m);
- D_{50} = diametro medio del materiale di fondo;
- $C = 40$

Erosione localizzata in corrispondenza delle pile

L'erosione localizzata in corrispondenza delle pile è causata dall'accelerazione del flusso intorno alla pila e alla formazione di vortici. I vortici rimuovono materiale dalla base della pila, creando un buco. Al crescere della profondità dell'erosione, diminuisce la velocità del vortice e quindi la rimozione di materiale. Quando si raggiunge l'equilibrio tra il materiale depositato e il materiale scalzato, l'erosione cessa.

I fattori che influenzano la profondità dell'erosione sono:

- la velocità del flusso a monte della pila, la profondità del flusso;
- la larghezza della pila;
- la forma della pila.
- la lunghezza della pila quando non è ortogonale alla corrente;
- le dimensioni del materiale del letto,

Hec – Ras permette di calcolare l'erosione con la formula Colorado State University (CSU) o con la formula di Froehlich.

L'equazione CSU ha la forma

$$y_s = 2.0K_1K_2K_3K_4a^{0.65}y_1^{0.35}Fr_1^{0.43}$$

dove:

- y_s = profondità dell'erosione (m)

- K_1 = fattore di correzione per la forma dell'estremità della pila
- K_2 = fattore di correzione per l'angolo d'attacco del flusso
- K_3 = fattore di correzione per le forme di fondo
- K_4 = fattore di correzione per il materiale di fondo
- a = larghezza della pila (m)
- y_1 = profondità del flusso a monte della pila (m)
- Fr_1 = Numero di Froude a monte della pila

I valori dei coefficienti correttivi sono automaticamente calcolati dal programma una volta disegnato il ponte.

L'equazione di Froehlich è:

$$y_s = 0.32\phi(a')^{0.62} y_1^{0.47} Fr_1^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

dove:

- ϕ = fattore di correzione per la forma dell'estremità della pila
- a' = larghezza della pila proiettata nella direzione del flusso

Erosione localizzata in corrispondenza delle spalle

L'erosione localizzata in corrispondenza delle spalle si verifica quando una spalla ostruisce il flusso. Si forma in tal caso un vortice orizzontale che comincia all'estremità di monte della spalla e prosegue lungo il piede della spalla, formando un vortice verticale a valle della spalla.

Hec – Ras utilizza due formule per il calcolo dell'erosione localizzata in corrispondenza delle spalle. Nel caso in cui il rapporto tra la lunghezza del rilevato bagnato (L) e la profondità del flusso nella sezione di monte (y_1) sia maggiore di 25, viene utilizzata l'equazione HIRE, altrimenti si utilizza l'equazione di Froehlich

L'equazione HIRE è stata ricavata da una serie di osservazioni di erosione alla fine di speroni nel fiume Mississippi, la sua espressione è:

$$y_s = 4y_1 \left(\frac{K_1}{0.55} \right) K_2 Fr_1^{0.33}$$

dove:

- y_s = profondità dell'erosione (m)
- y_1 = profondità del flusso al piede della spalla, misurata alla sezione a monte del ponte (m)
- K_1 = fattore di correzione per la forma della spalla
- K_2 = fattore di correzione per l'angolo di attacco del flusso
- Fr_1 = numero di Froude calcolato con la velocità e la profondità a monte della spalla

L'equazione di Froehlich ha la forma

$$y_s = 2.27 K_1 K_2 (L')^{0.43} y_a^{0.57} Fr^{0.61} + y_a$$

dove :

- y_s = profondità dell'erosione (m)
- K_1 = fattore di correzione per la forma della spalla
- K_2 = fattore di correzione per l'angolo di attacco
- L' = lunghezza della spalla proiettata nella direzione del flusso (m)
- y_a = profondità media del flusso nella sezione di monte (m)
- $Fr = \frac{V_e}{(gy_a)^{0.5}}$ numero di Froude nella sezione di monte del ponte
- $V_e = Q_e/A_e$ velocità media a monte del ponte (m/s)
- Q_e = portata ostruita dalla spalla e dal rilevato nella sezione di monte (m³/s)
- A_e = Area della sezione di monte ostruita dalla spalla e dal rilevato (m²)

Risultati del calcolo

Di seguito sono presentati i risultati dell'applicazione del modello Hec – Ras al Torrente Marroggia in corrispondenza del viadotto "Marroggia I".

Torrente Marroggia

Erosione Generalizzata

Golena Dx 0.24 m

Erosione localizzata

Golena Dx 0.94 m

Erosione Totale

Golena Dx 1.18 m

8.2 Verifica di stabilità dei materiali

Il progetto degli attraversamenti dei corsi d'acqua prevedono in vari punti delle sistemazioni idrauliche in scogliera per la protezione delle sponde.

Le due scogliere in massi ciclopici accompagneranno l'andamento naturale delle sponde, e saranno intasati con terreno vegetale e rinverditi mediante piantumazione di essenze arbustive autoctone. Il singolo elemento lapideo sulla sponda è sollecitato, oltre che dal peso proprio immerso (G), dall'azione idrodinamica della corrente: una spinta F_1 nel senso del moto ed una spinta F_2 verso l'alto dovuta alla portanza. Indicato con Φ l'angolo d'attrito, ritenuta trascurabile la F_2 (portanza) per la sua esiguità, la condizione di moto incipiente è data dalla relazione:

$$G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi = \sqrt{(G \cdot \sin \alpha)^2 + F_1^2}$$

Dove:

$$G \cdot \operatorname{sen} \alpha = (\gamma_s - \gamma) \cdot d^3 \cdot \sin \alpha \quad \text{è la componente tangenziale al peso proprio;}$$

$$F_1 = C_D \cdot d^2 \cdot \gamma \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{è l'azione di trascinamento;}$$

$$R = G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi = (\gamma_s - \gamma) \cdot d^3 \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad \text{è la resistenza d'attrito;}$$

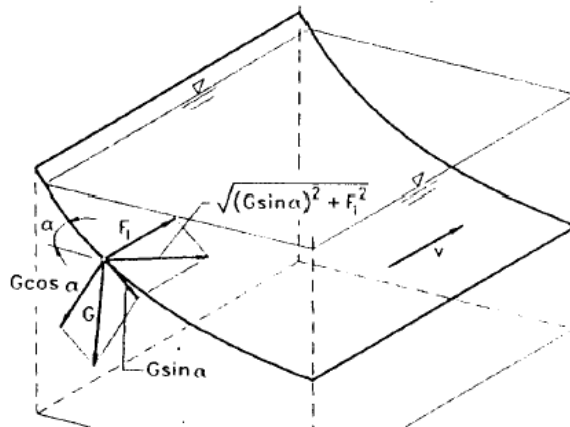


Fig. 9.1 – Forze agenti su un elemento lapideo sulla sponda.

Assumendo per l'angolo di inclinazione delle sponde il valore $\alpha = 30^\circ$, per il peso specifico del materiale $\gamma_s = 2600 \text{ kg/mc}$, ponendo l'angolo d'attrito $\Phi = 40^\circ$ e assegnando il valore $CD = 0.7$ per il coefficiente di resistenza idrodinamica, si ottiene, rispetto alla condizione di equilibrio riportata sopra, il seguente valore del diametro minimo dell'elemento da utilizzare per il rivestimento delle sponde.

ID SIST	Vmax	Dmin	Peso min	Peso progetto
	(m/s)	(m)	(kg)	(kg)
Torrente Marroggia	5.7	1.2	2200	3000
Fosso di S. Antonio	5.8	1.2	2250	2400

9 BIBLIOGRAFIA

Autorità di Bacino del F. Tevere (ABT), “Piano di assetto Idrogeologico (P.A.I.)” - (2002).

Chow, V.T., Maidment, D.R., and Mays, L.W., Applied Hydrology, McGraw Hill International Edition, 1988.

Da Deppo L., Datei C., “Fognature”, Edizioni Libreria Cortina Padova, 2000.

Metcalf & Eddy, Inc., “Wastewater Engineering”, McGraw Hill International Edition, 2003.

Lee C.C., Shun Dar Lin, “Handbook of Environmental Engineering Calculations”, McGraw Hill Professional, 2000.

ALLEGATO A
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Figura 1. Torrente Marroggia in corrispondenza del ponte esistente sulla SR 418 (vista verso valle).



Figura 2. Torrente Marroggia in corrispondenza del ponte esistente sulla SR 418 (vista verso monte).



Figura 3. Torrente Marroggia, area in destra idraulico in corrispondenza del viadotto Marroggia I.



Figura 4. Torrente Marroggia, area in destra idraulico in corrispondenza del viadotto Marroggia I.



Figura 5. Torrente Marroggia, area in destra idraulica in corrispondenza del viadotto Marroggia I nel tratto in affiancamento del corso d'acqua.



Figura 6. Destra idraulica del torrente Marroggia in corrispondenza del rilevato alla fine del viadotto Marroggia I.



Figura 7. Destra idraulica del torrente Marroggia in corrispondenza del rilevato alla fine del viadotto Marroggia I.



Figura 8. Canale dei Mulini in corrispondenza del viadotto Mulini.



Figura 9. Canale dei Mulini in corrispondenza del viadotto Mulini.



Figura 10. Canale dei Mulini in corrispondenza del viadotto Mulini.



Figura 11. Canale dei Mulini in corrispondenza del viadotto Mulini.



Figura 12. Fosso di S. Antonio in corrispondenza del viadotto Mulini (vista verso valle).



Figura 13. Fosso di S. Antonio, manufatto di attraversamento della SR 418.



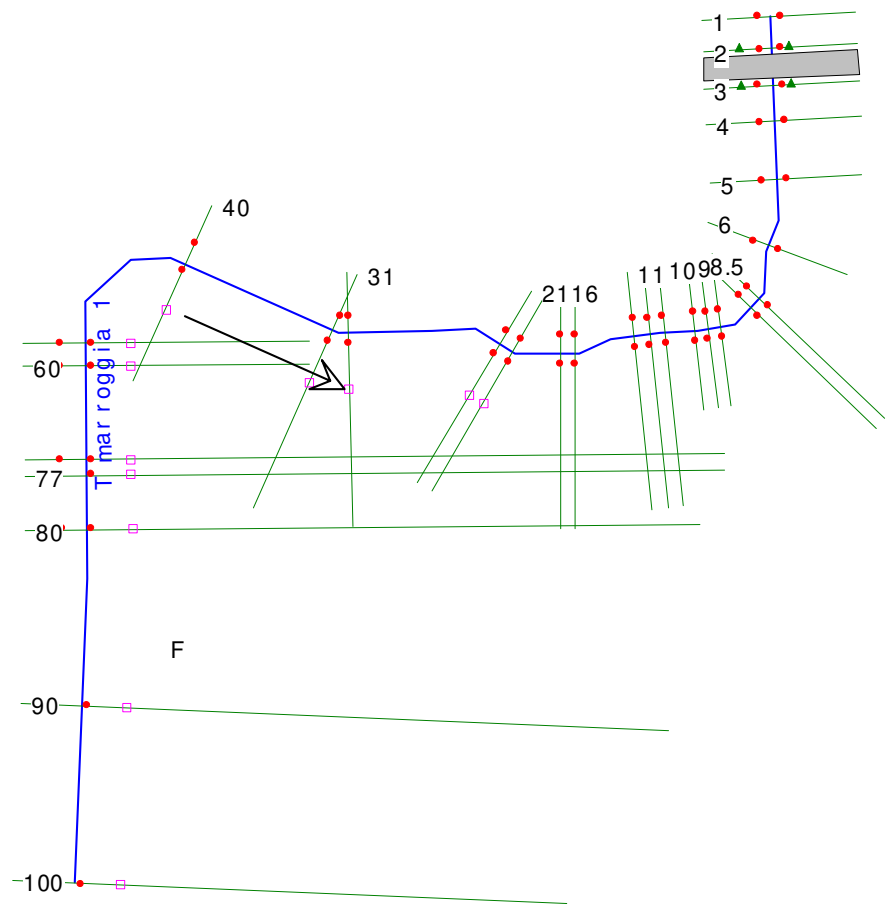
Figura 14. Fosso di S. Antonio in corrispondenza della sez.71 (vista verso valle).



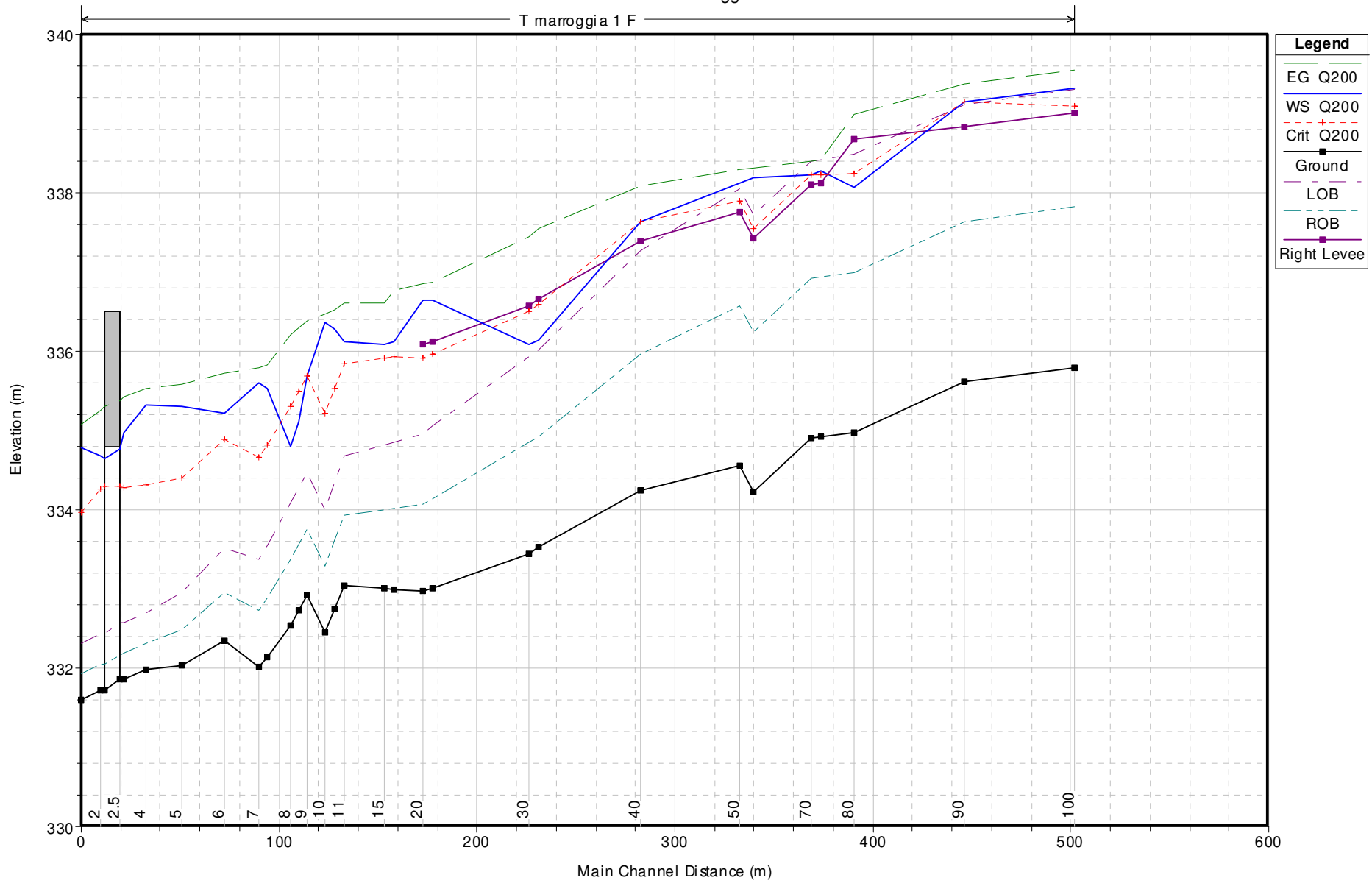
Figura 15. Fosso di S. Antonio in corrispondenza della sez.61 (vista verso valle).

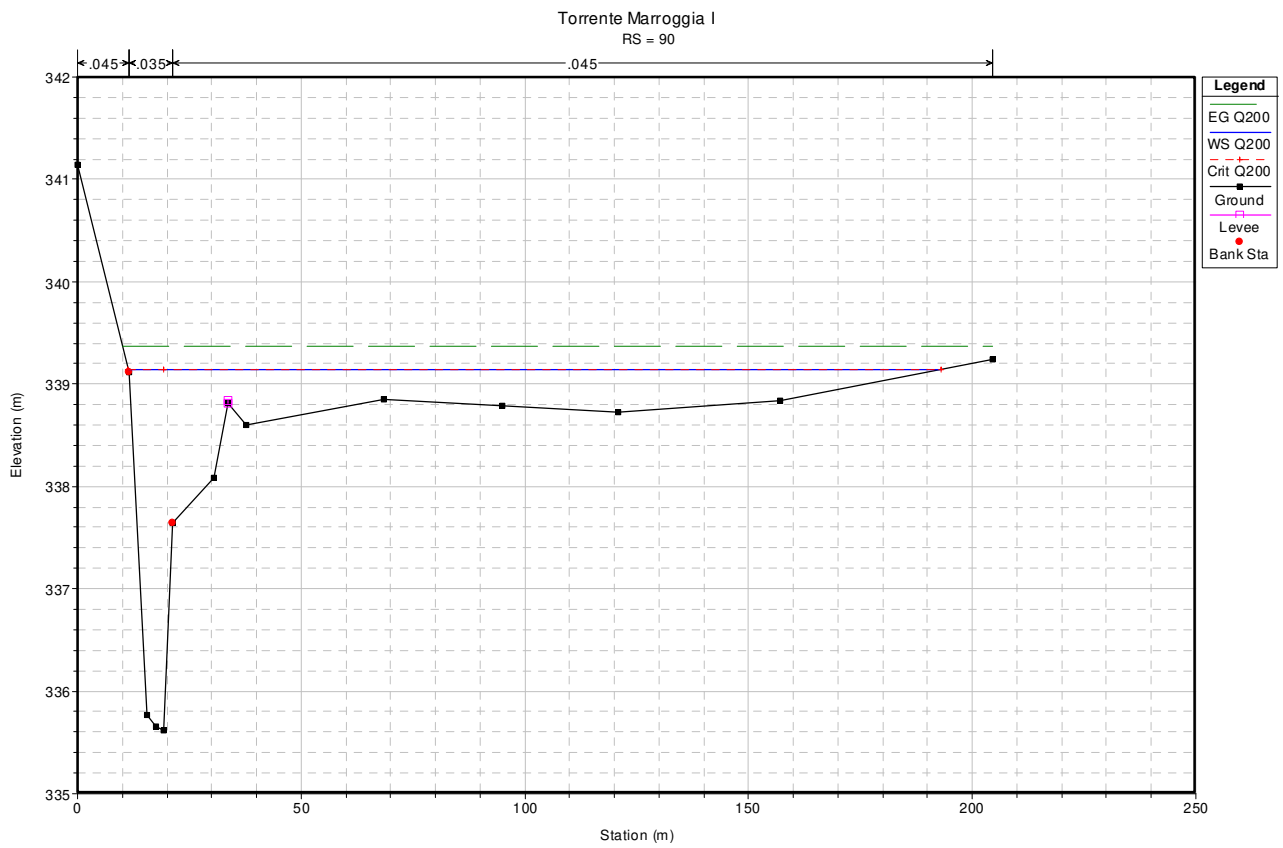
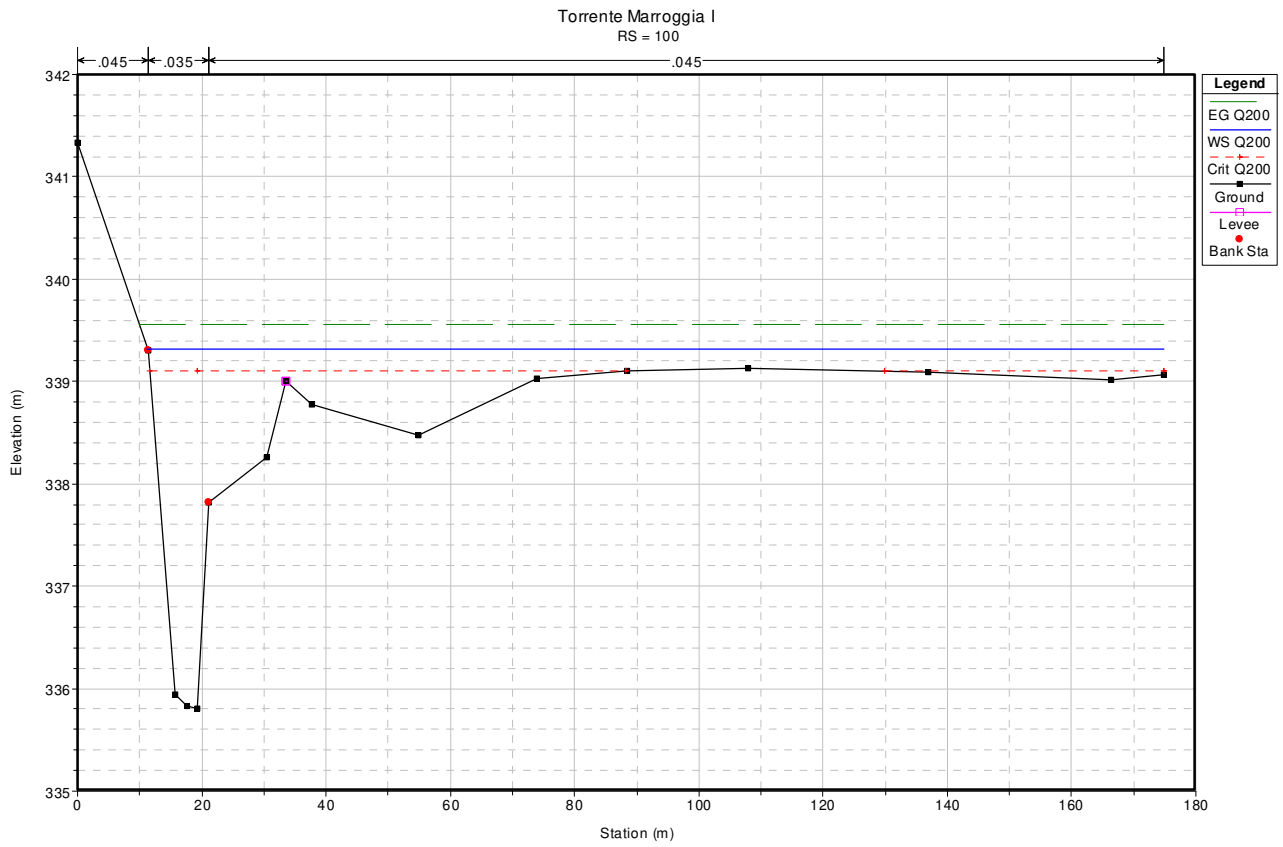
ALLEGATO B

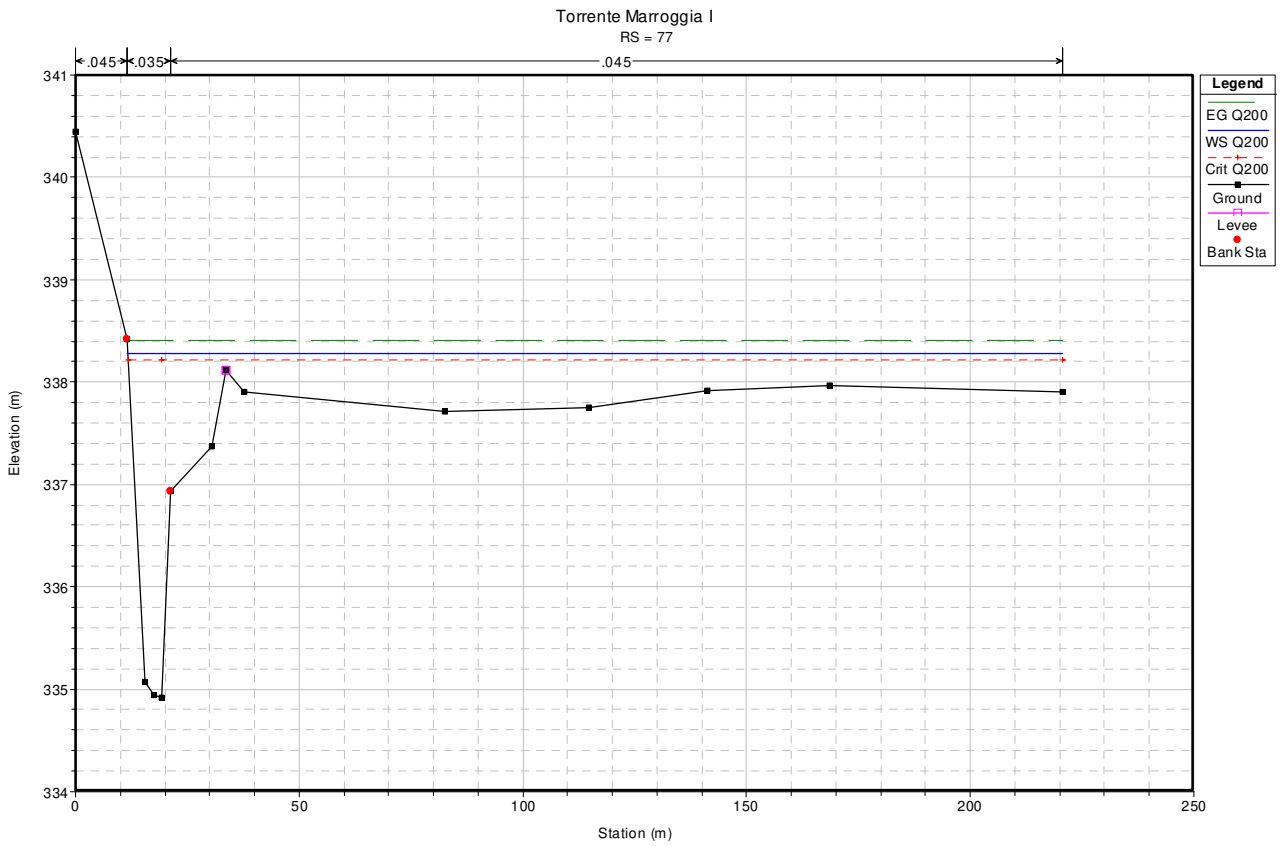
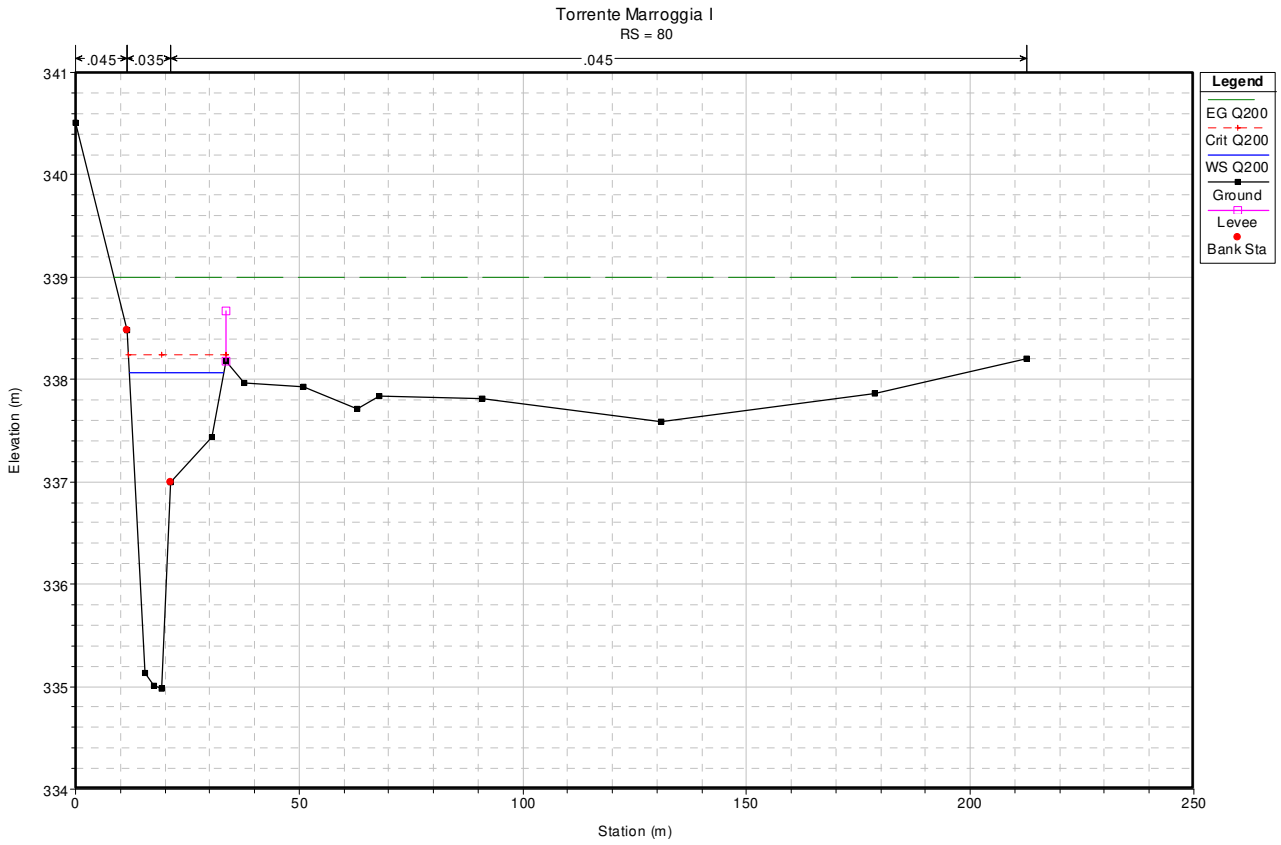
**RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE
TORRENTE MARROGGIA – STATO ATTUALE**

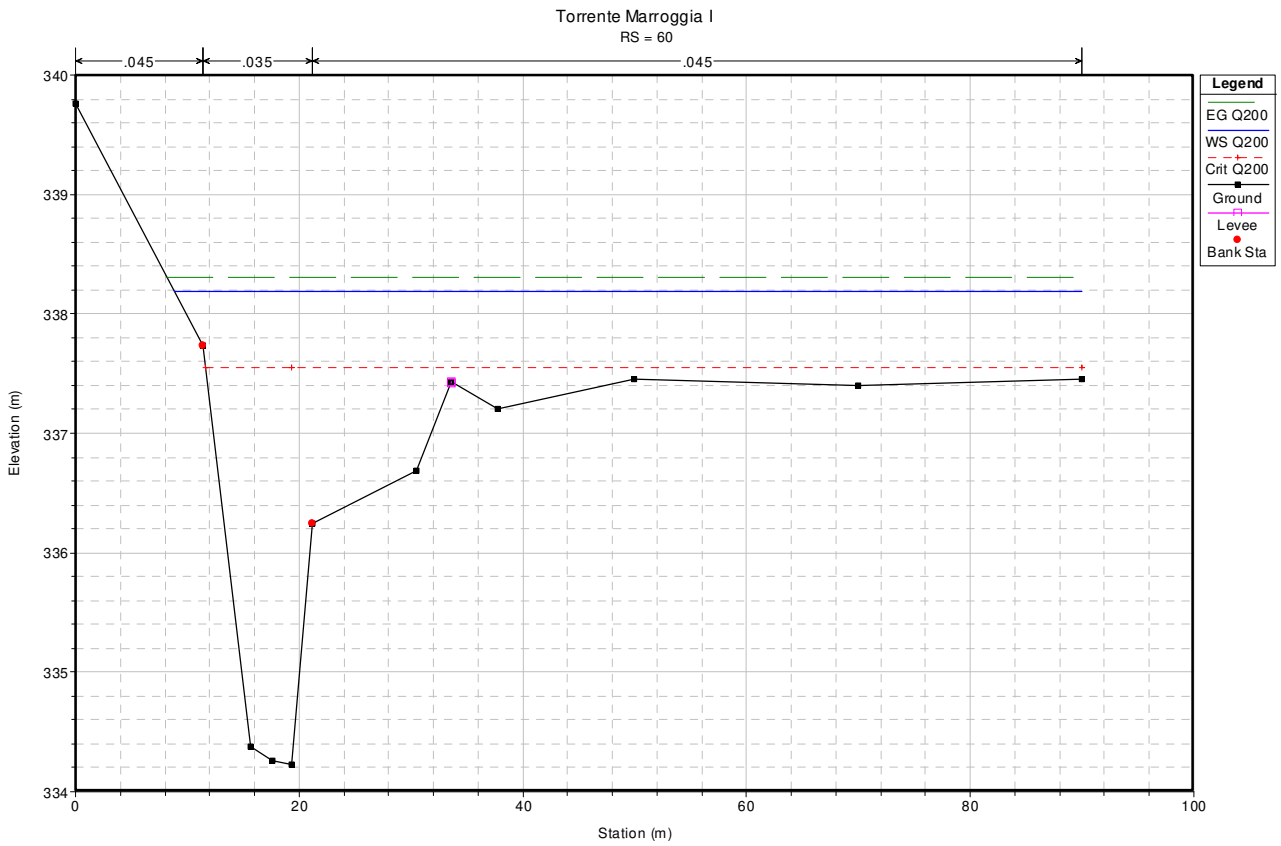
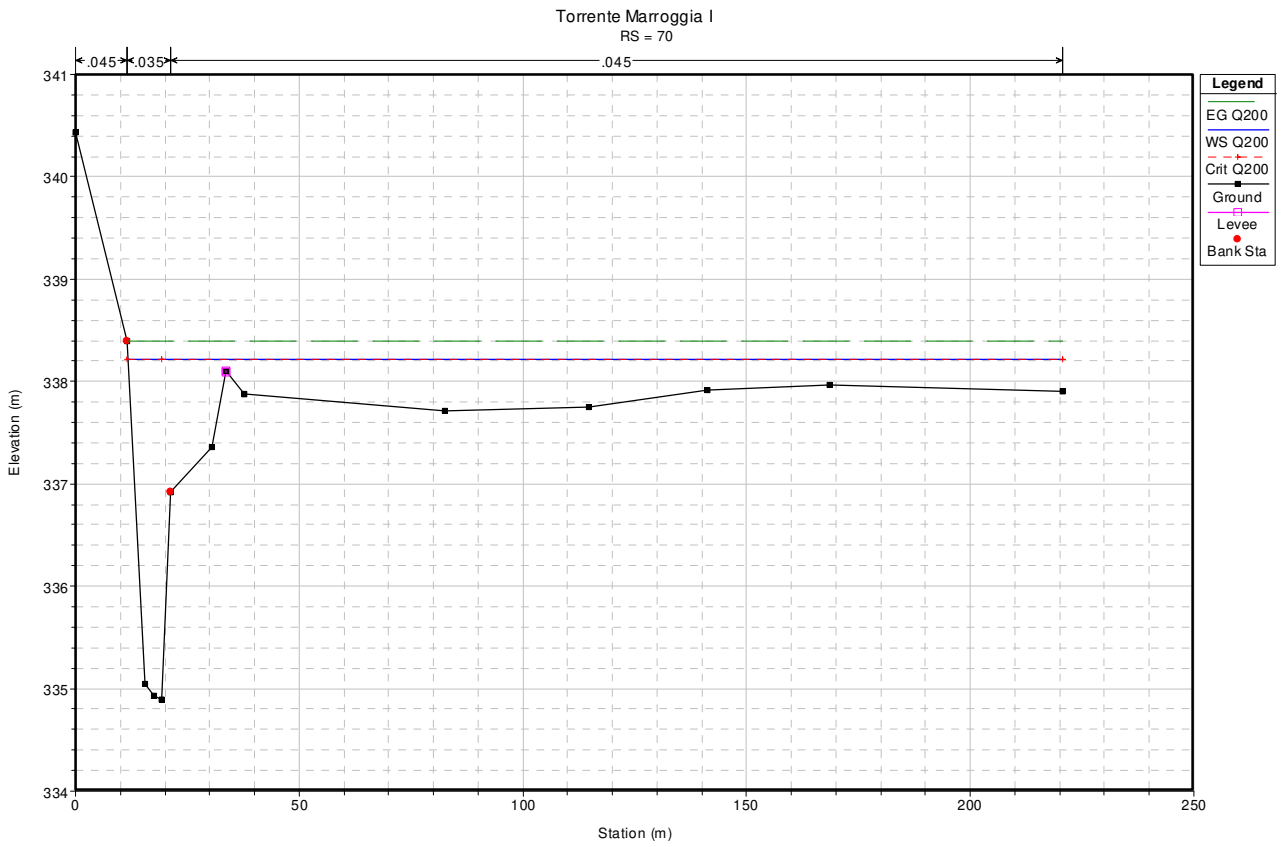


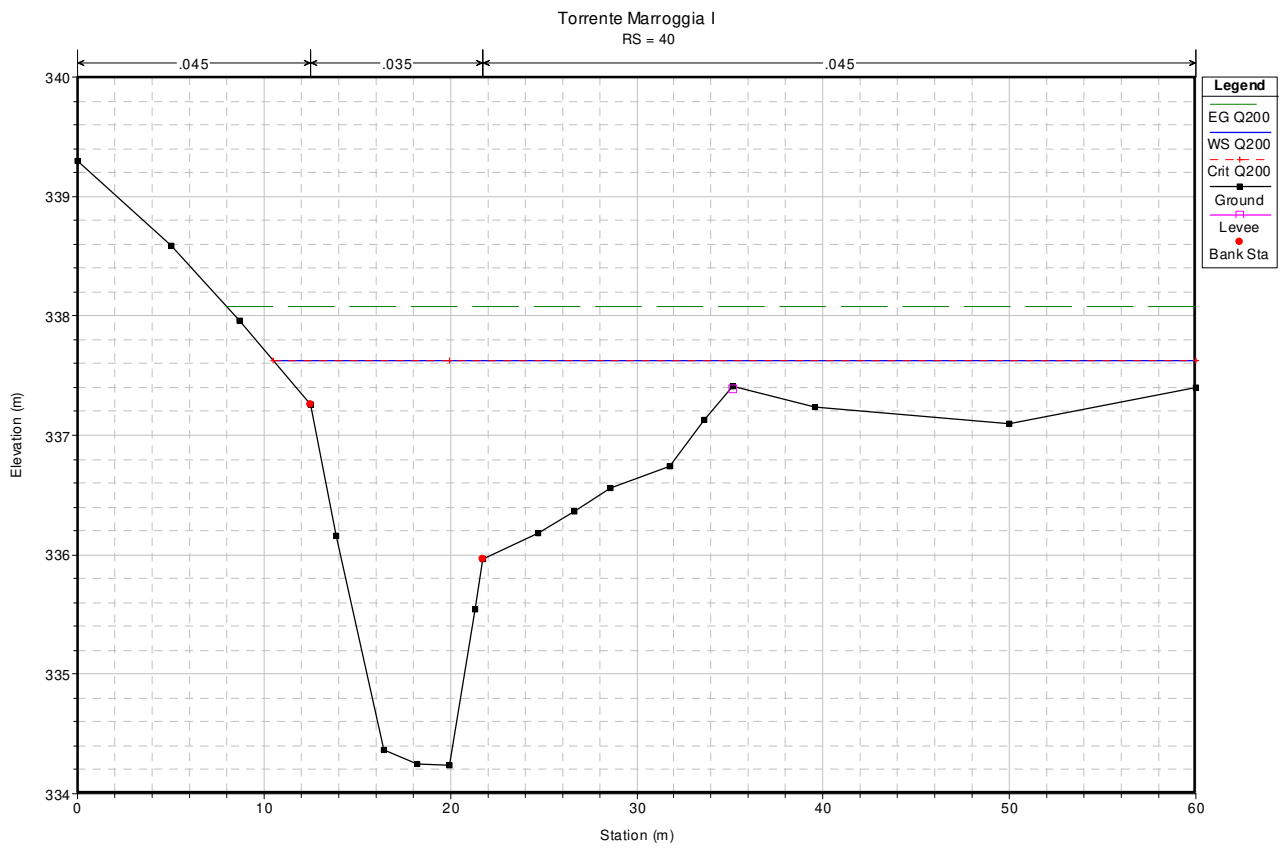
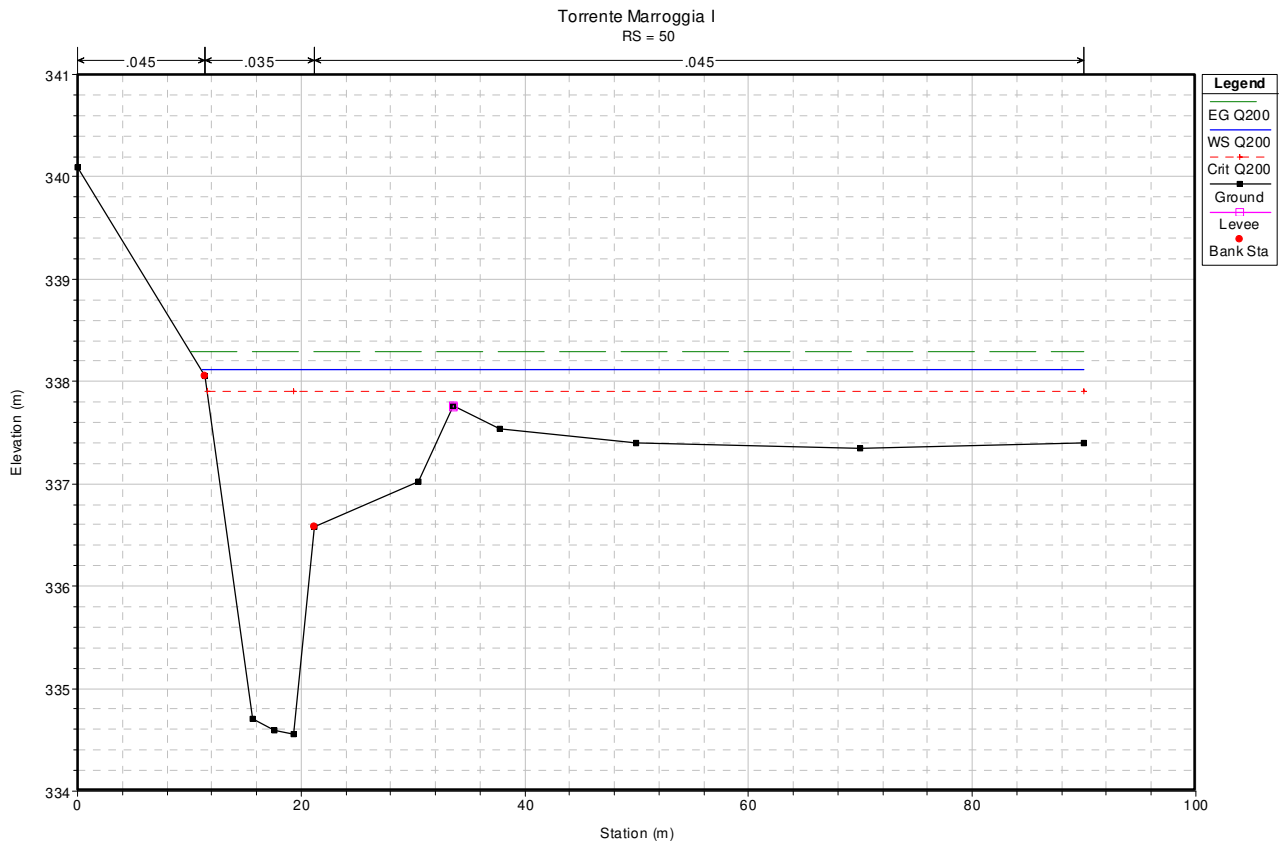
Torrente Marroggia I

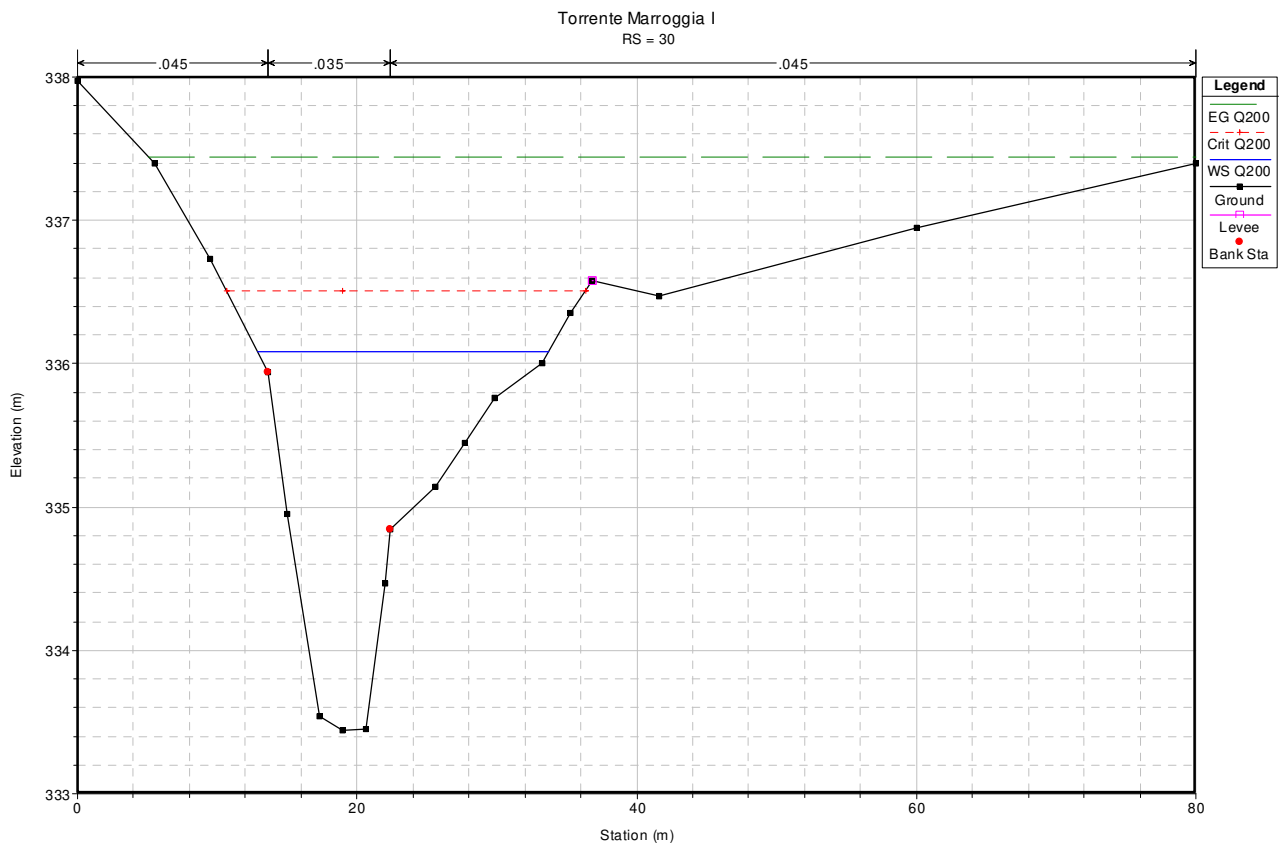
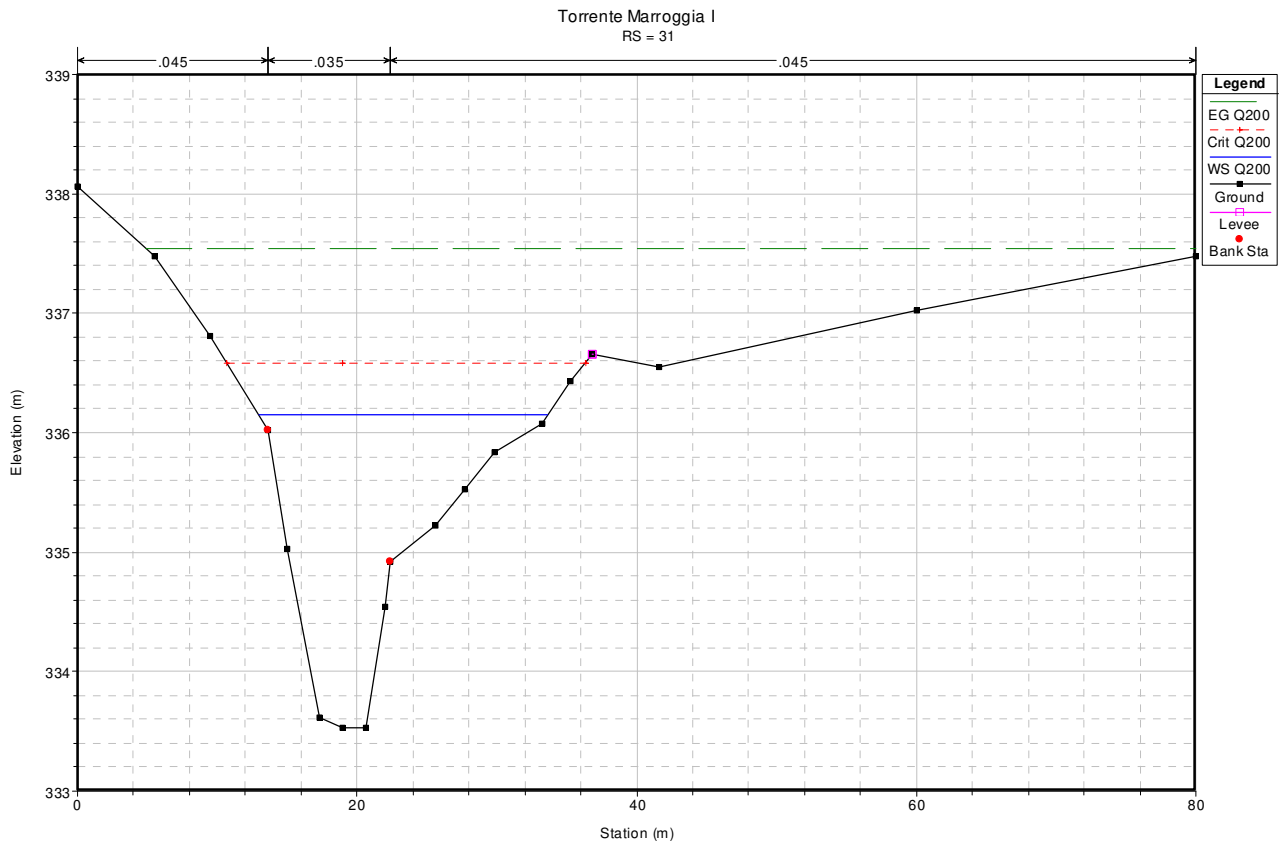


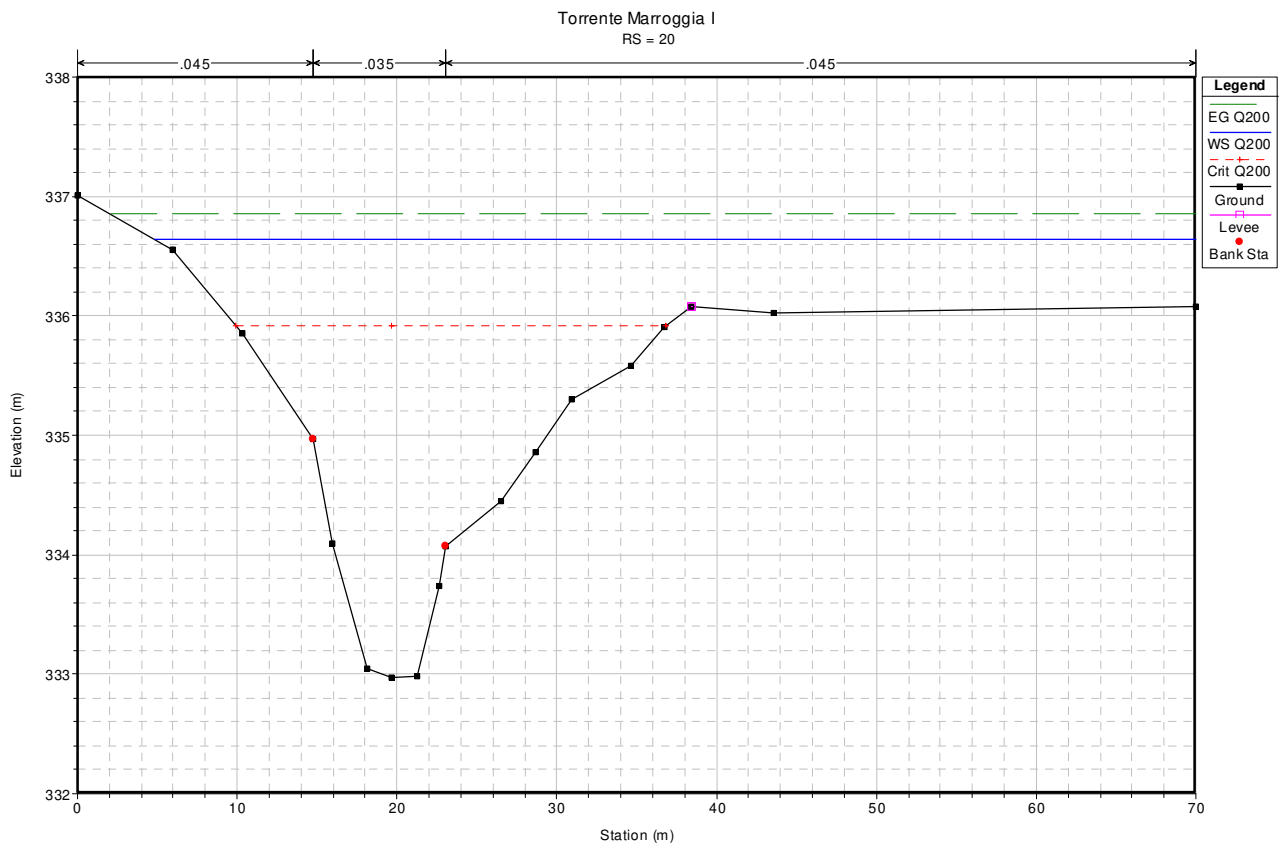
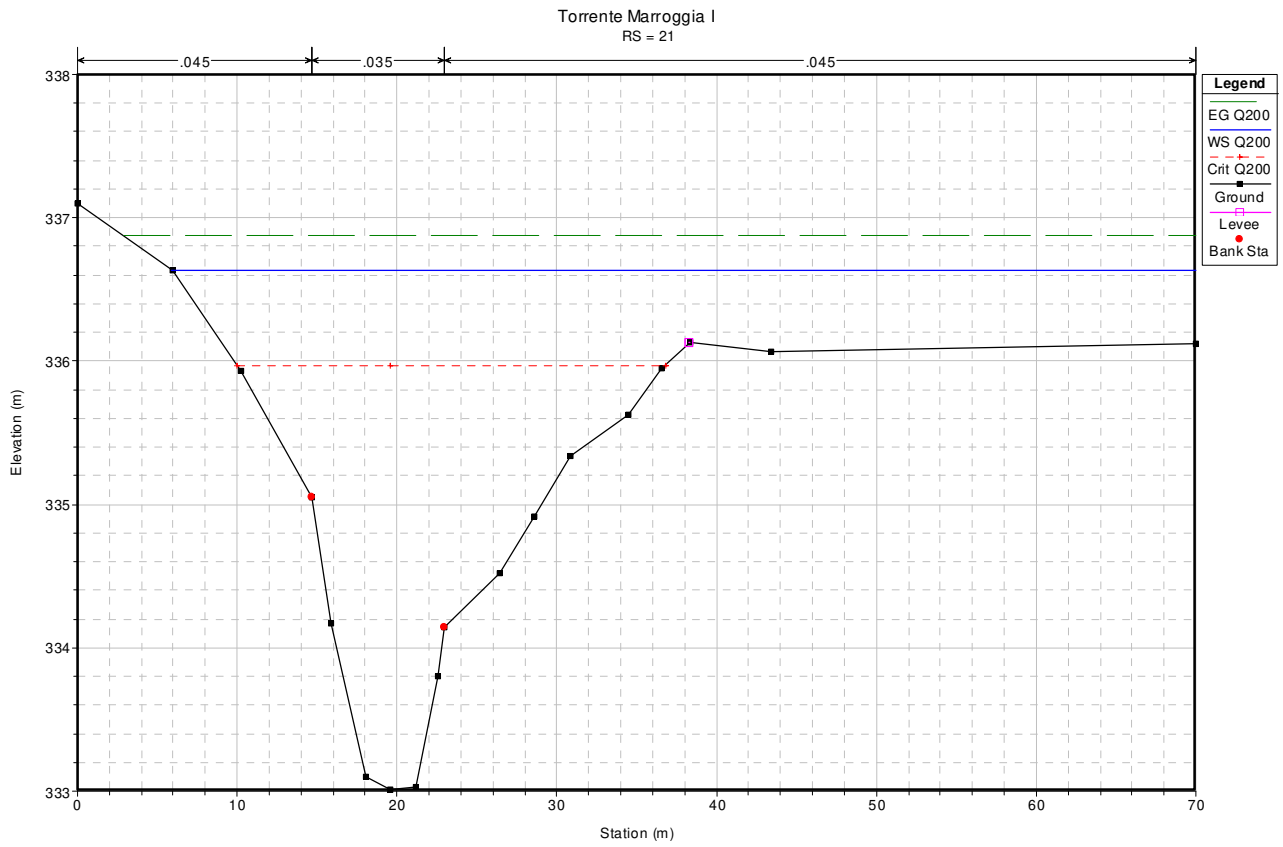


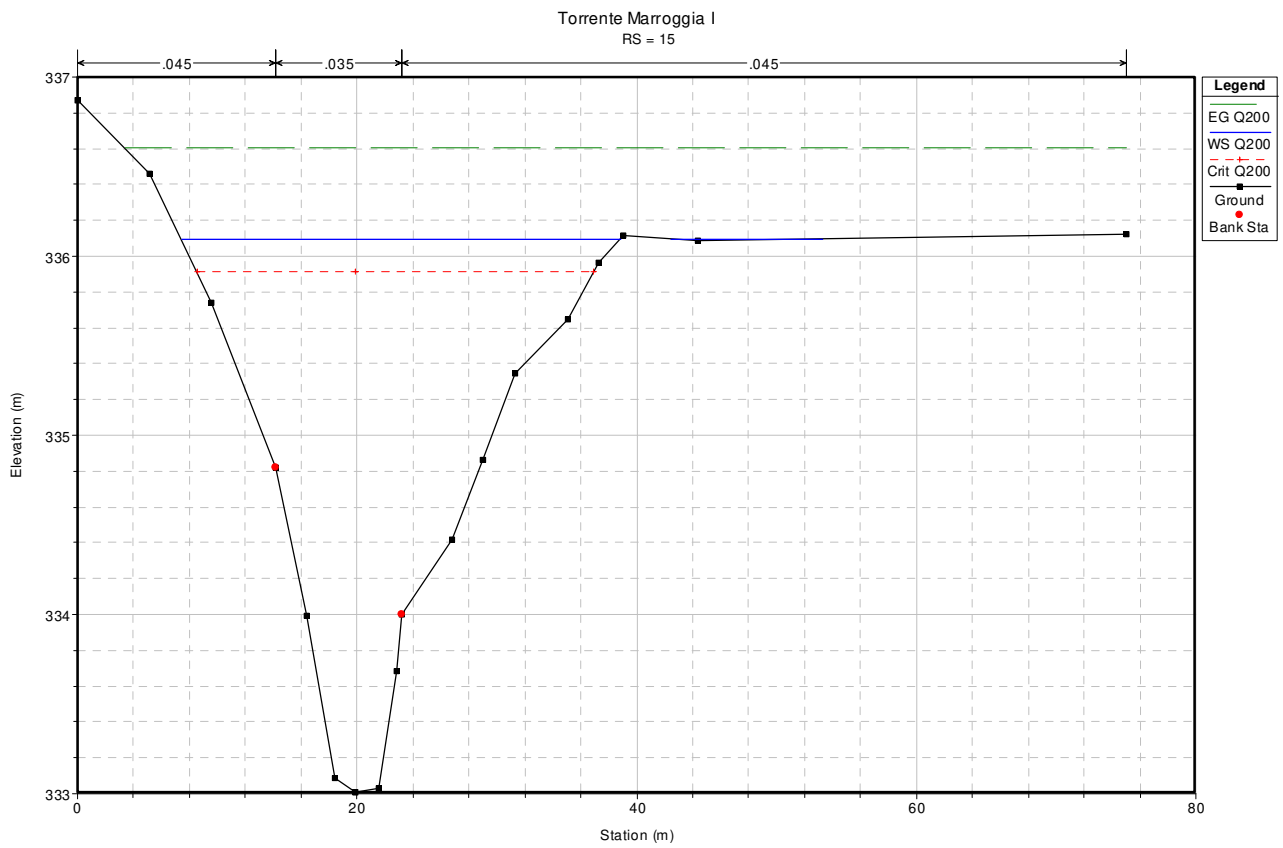
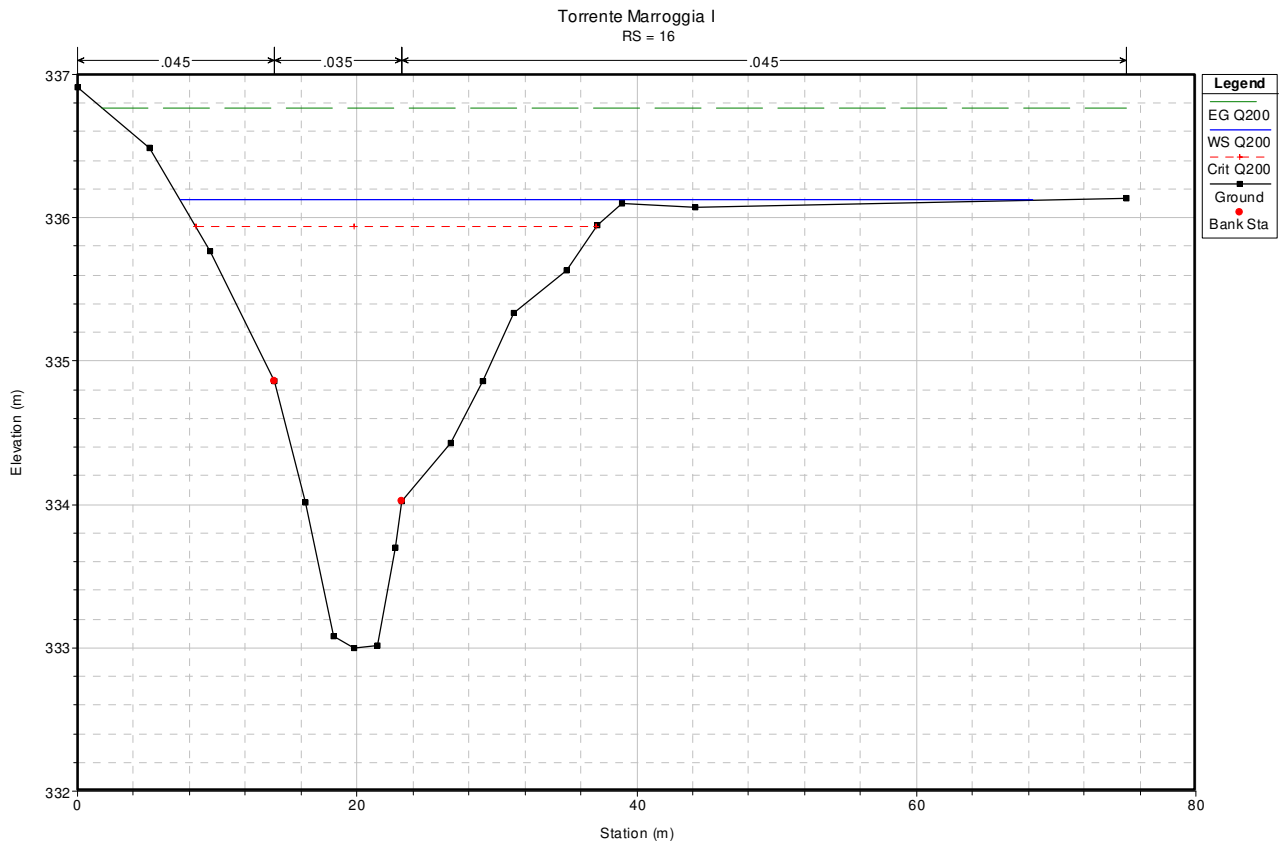


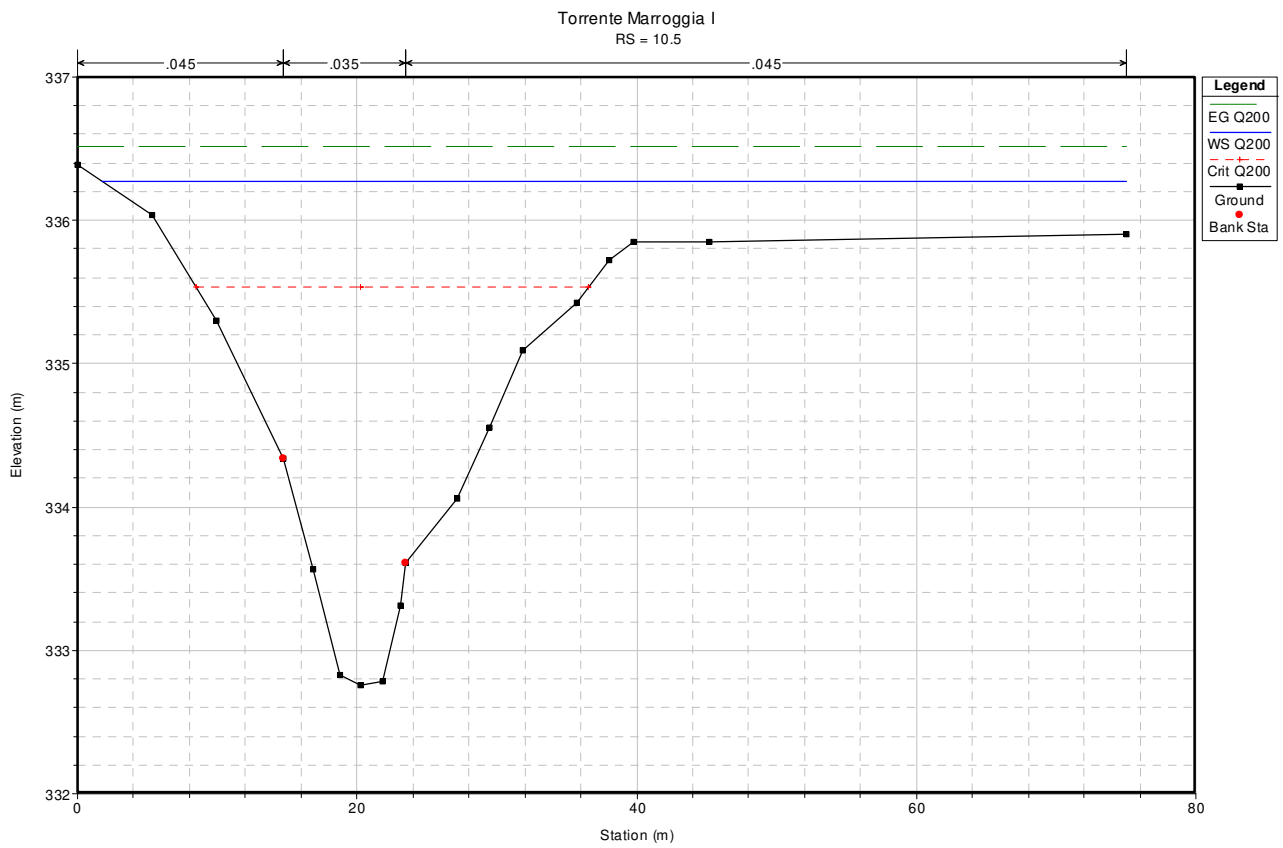
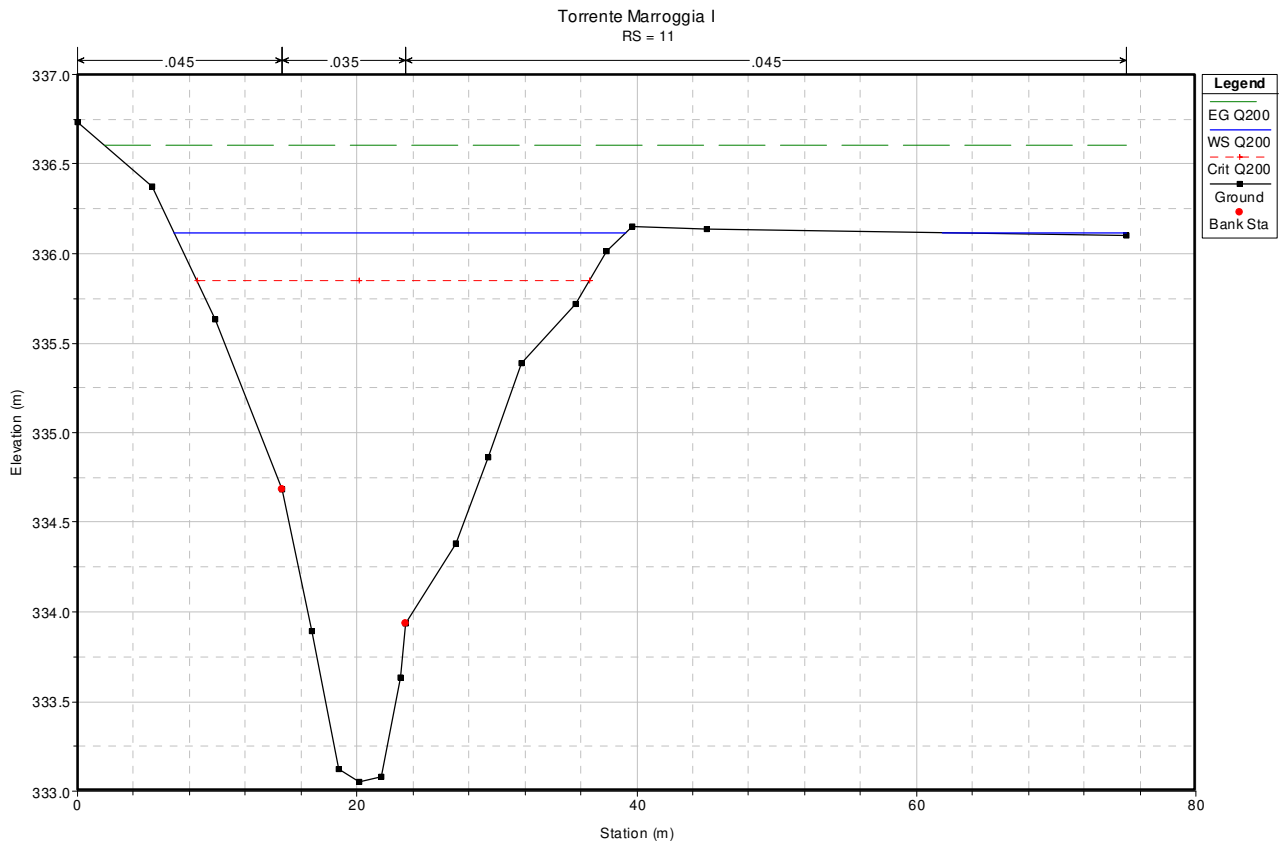


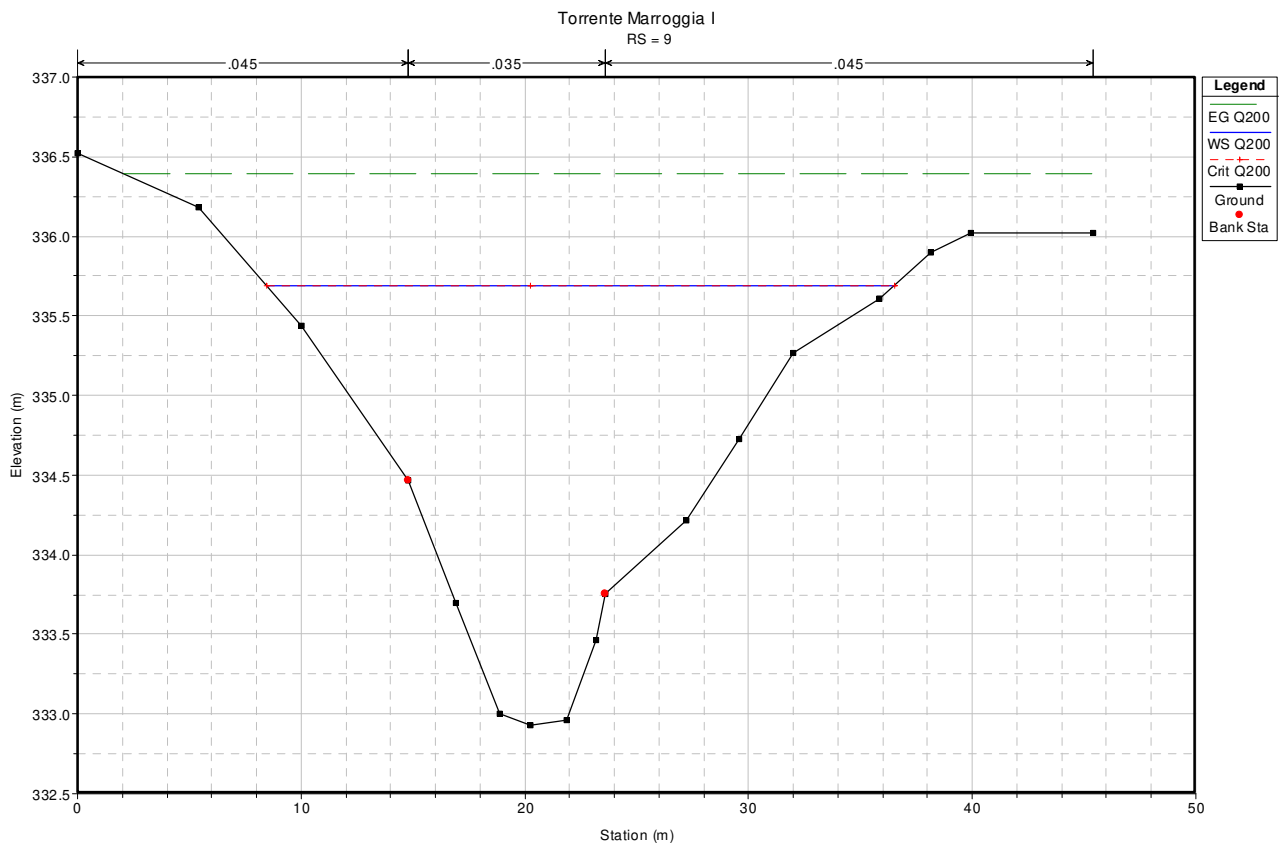
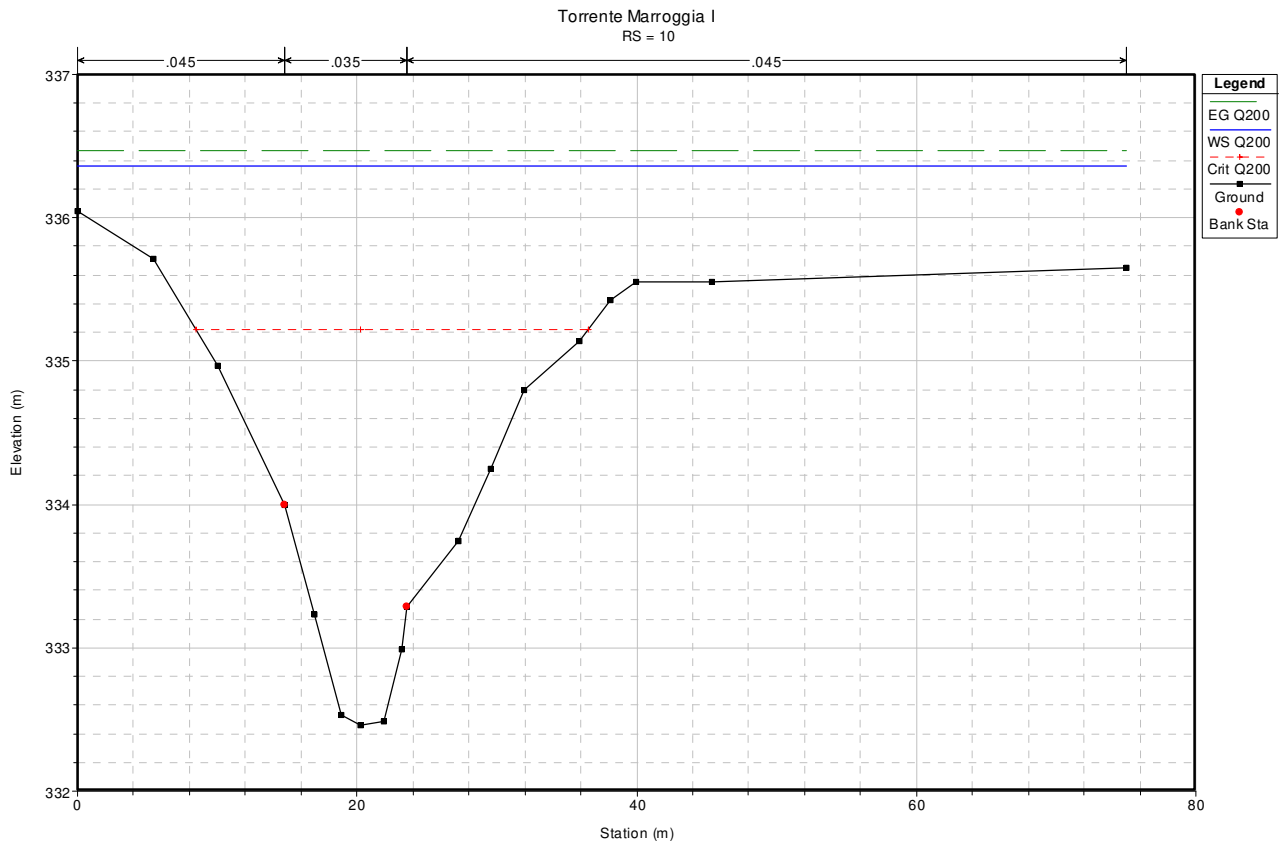


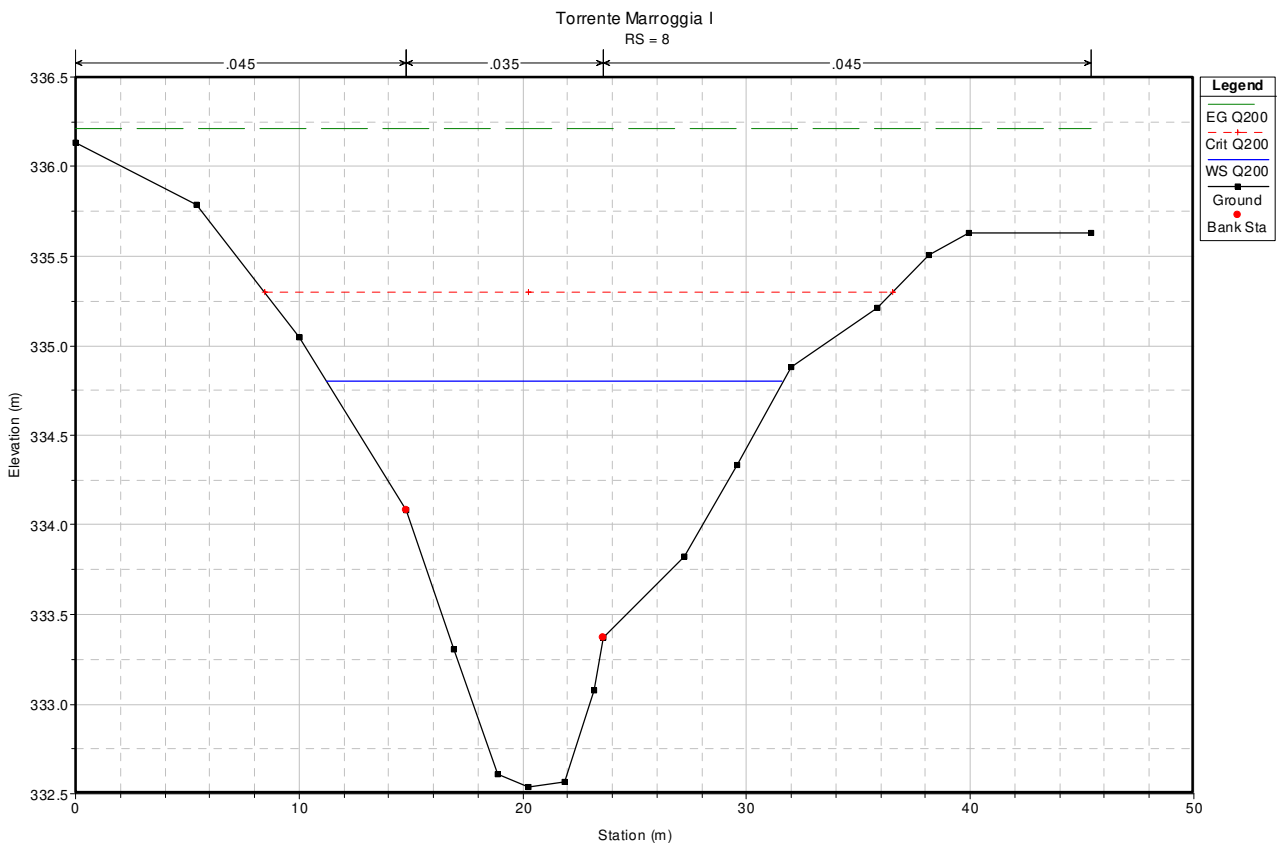
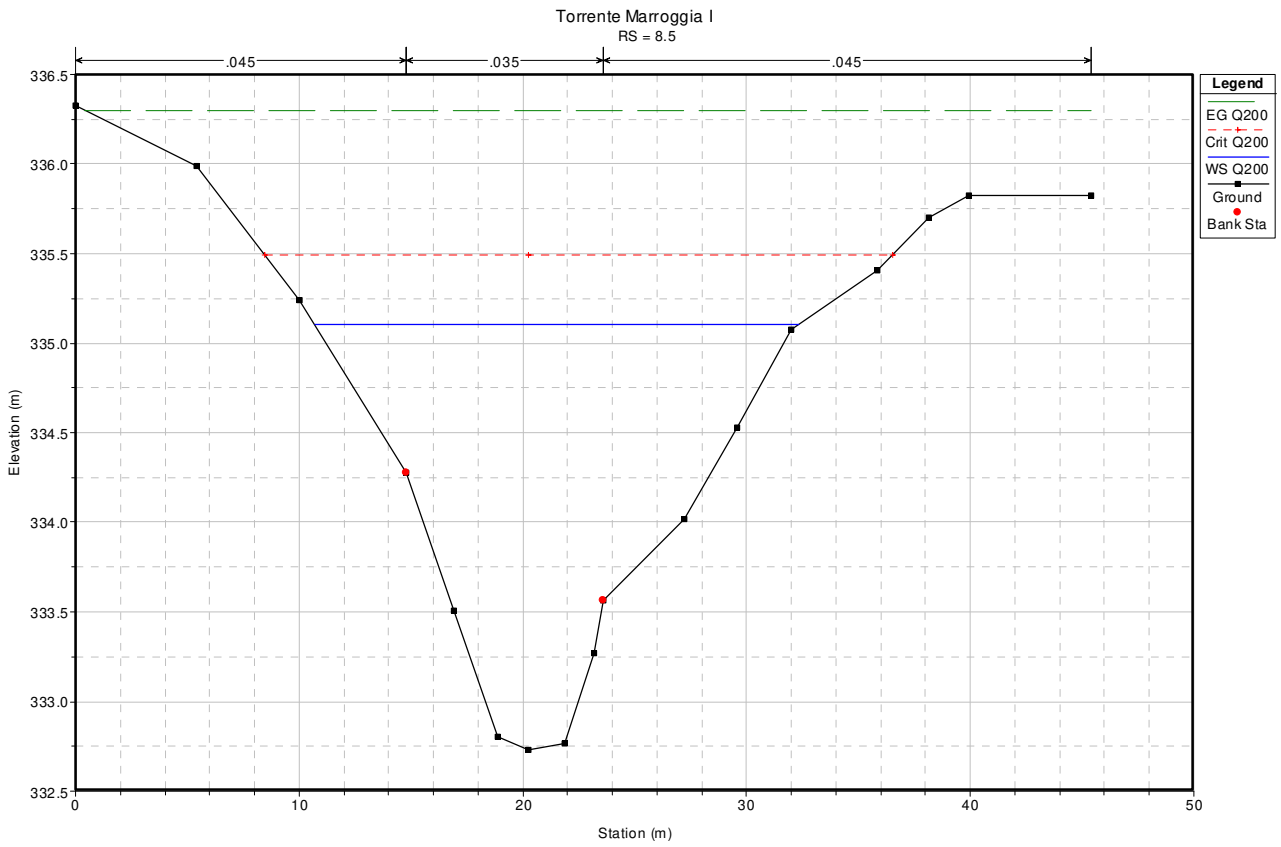


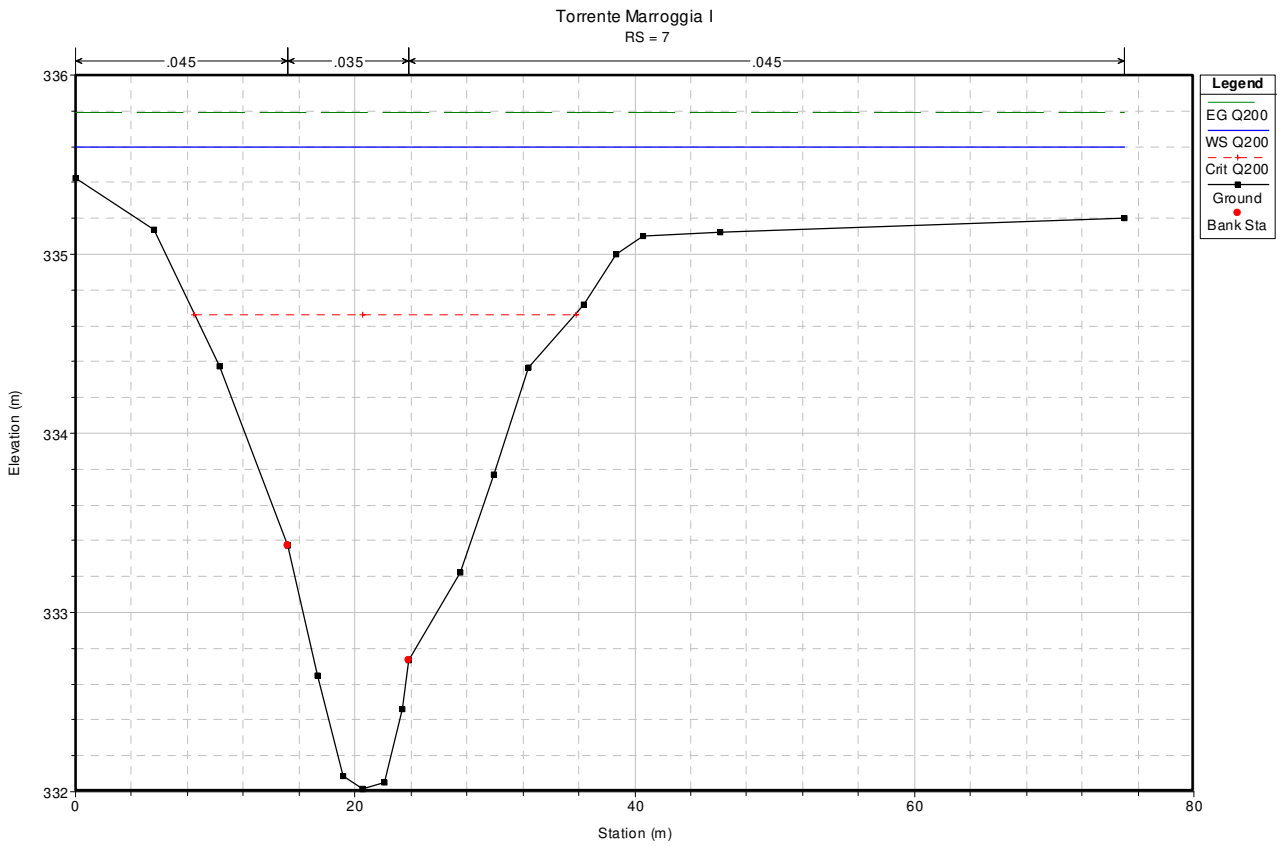
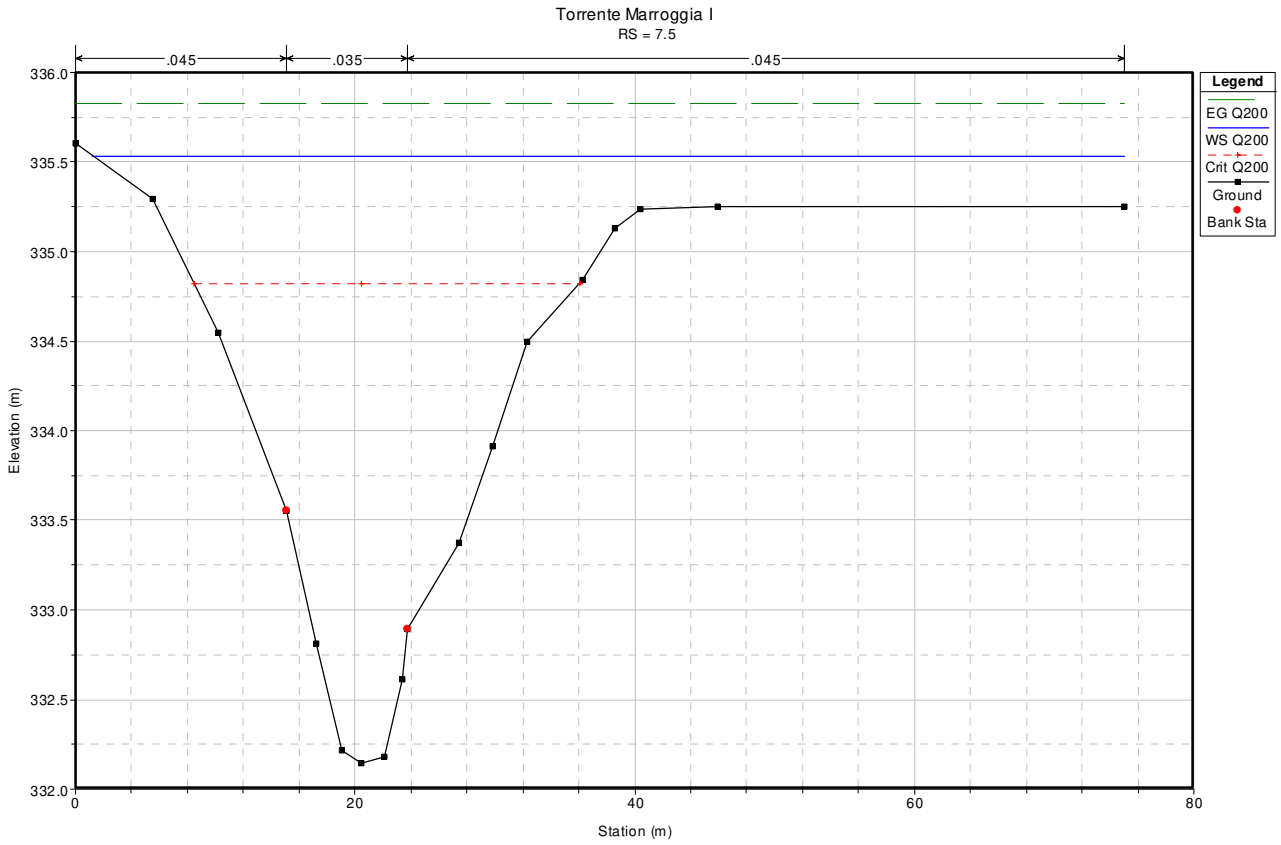


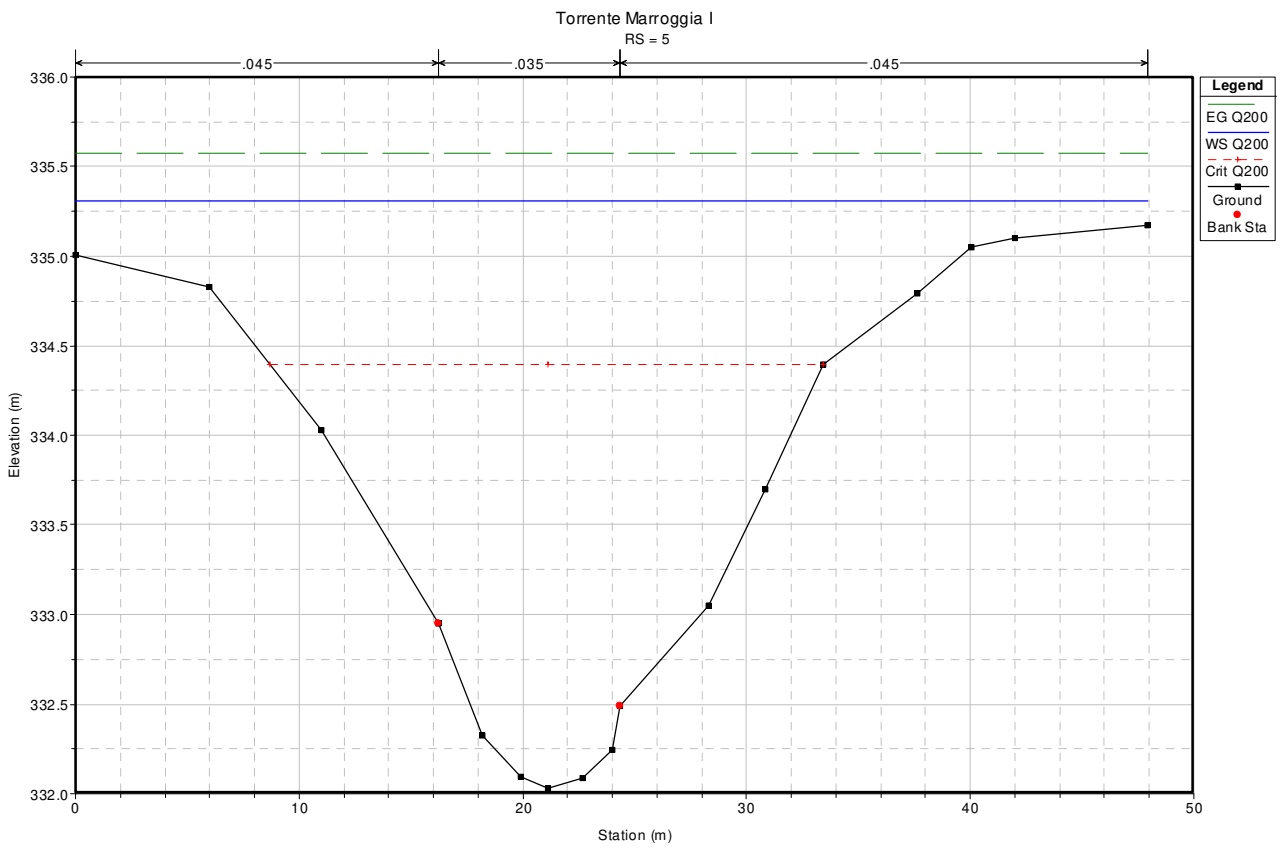
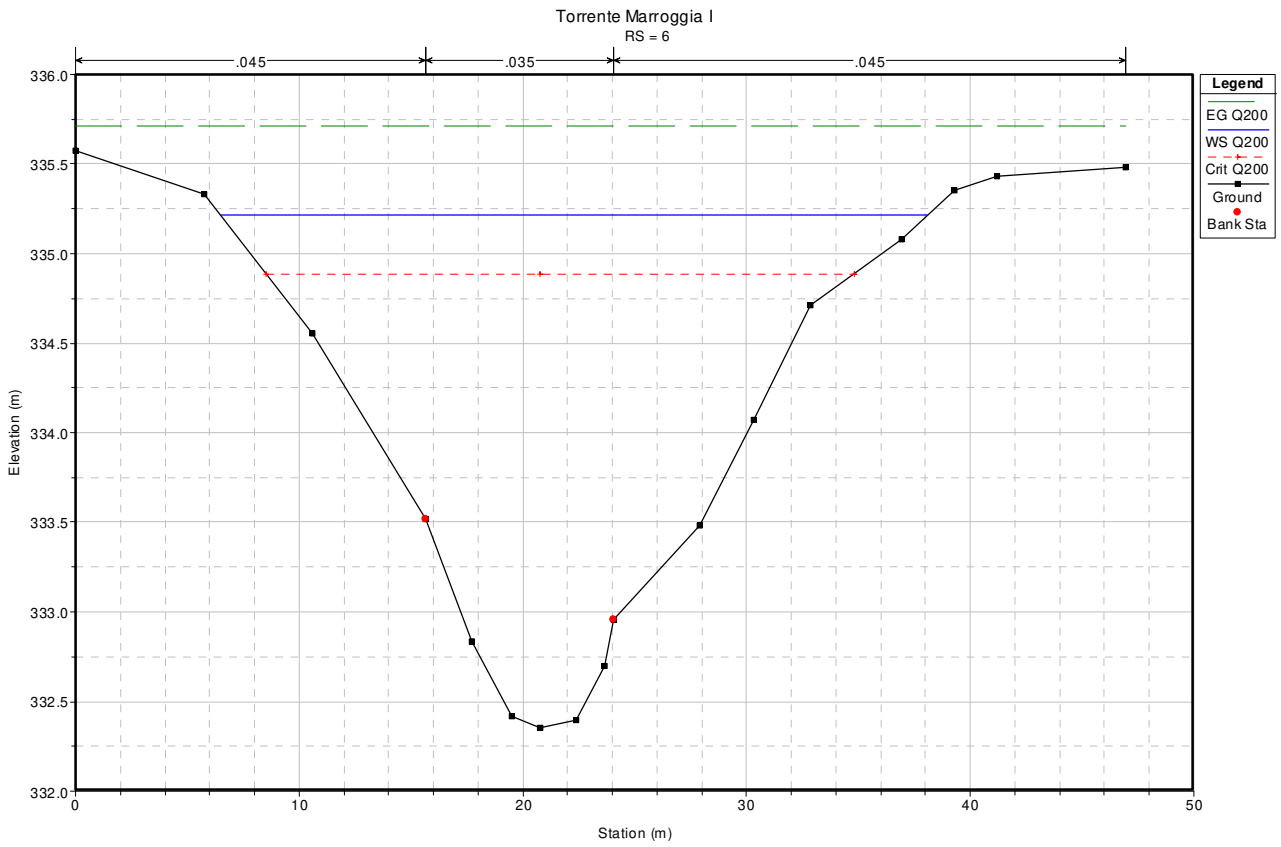


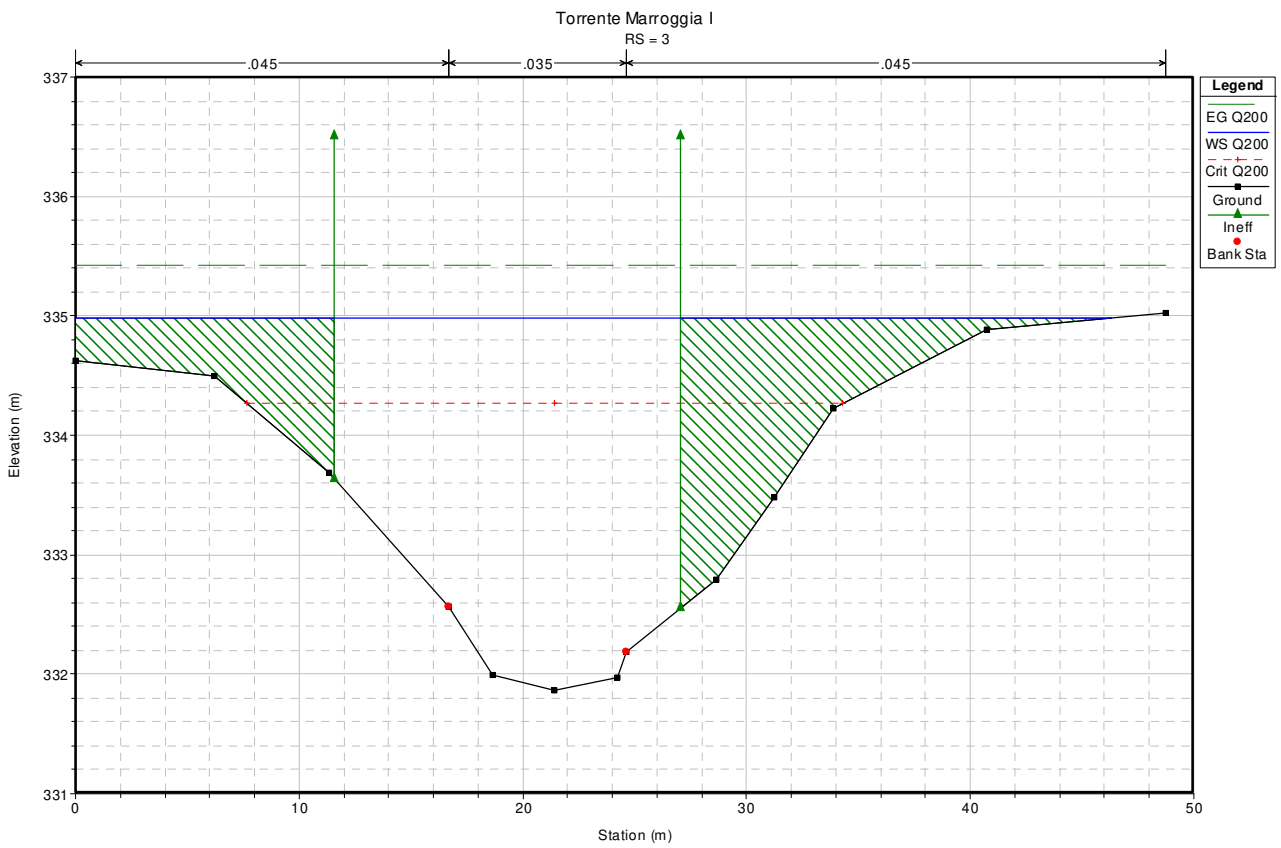
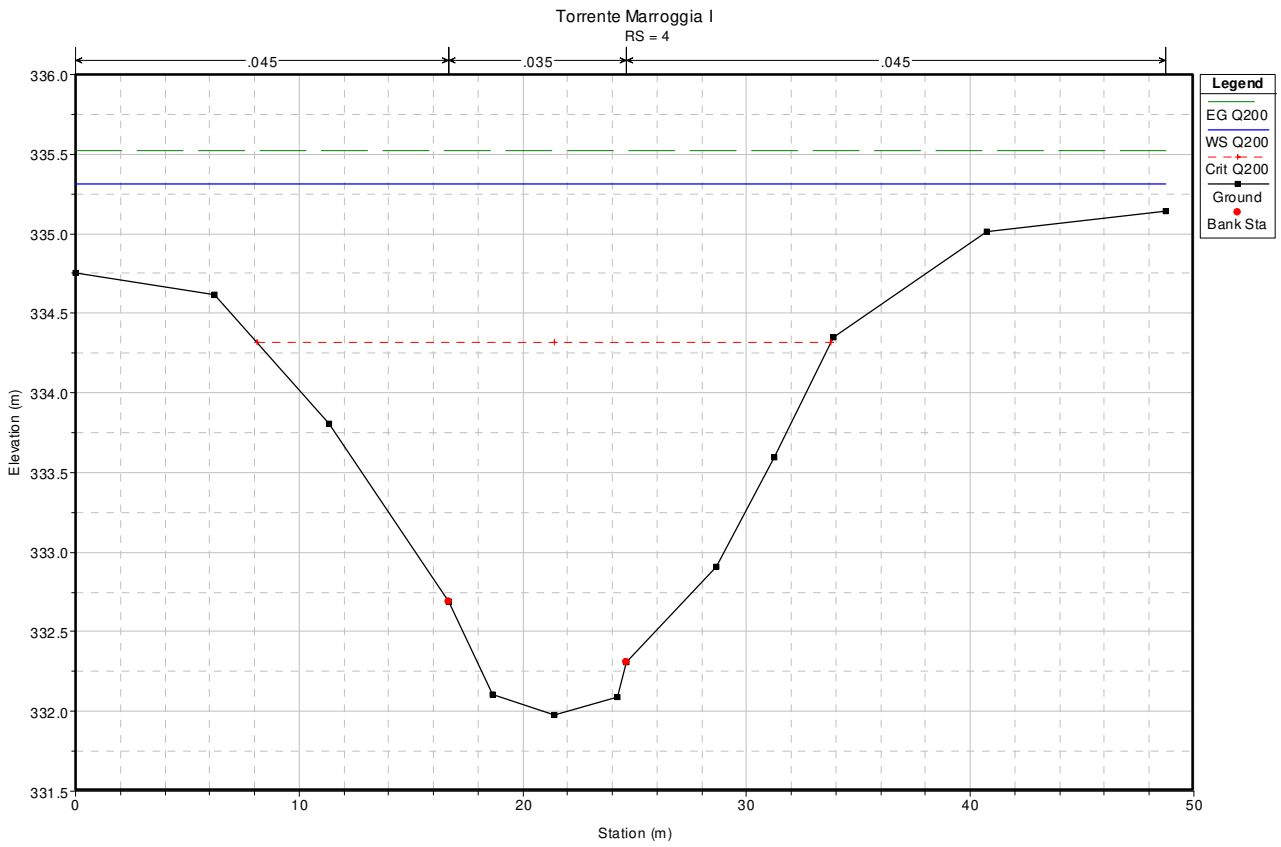


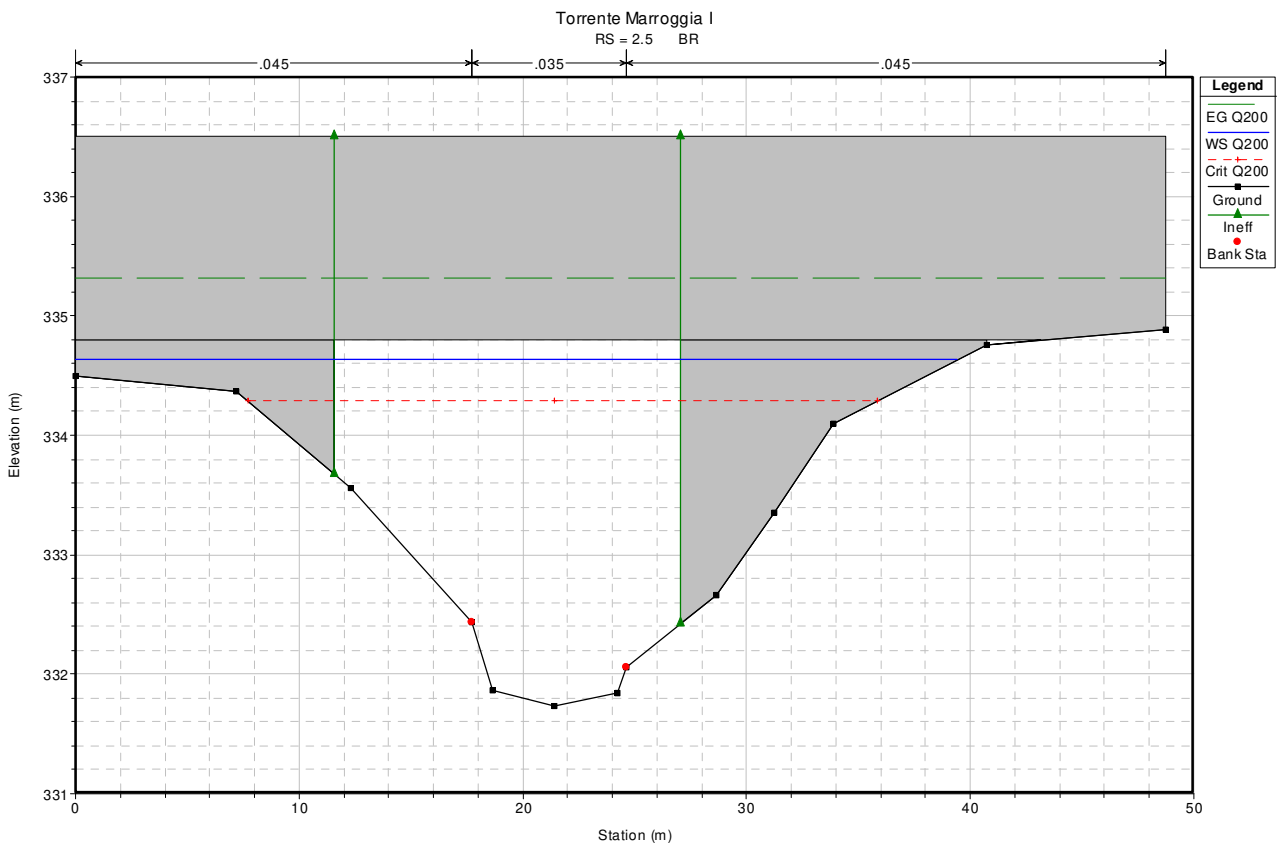
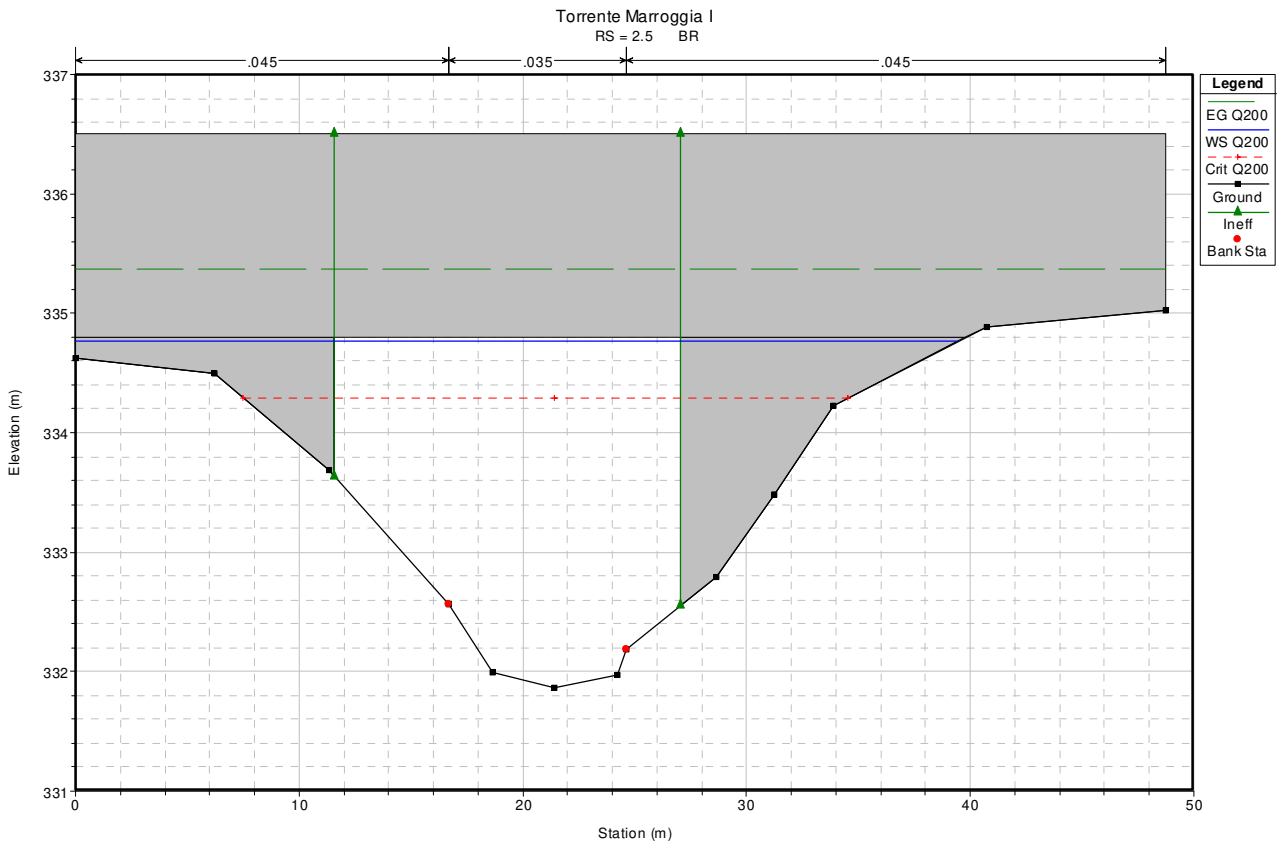


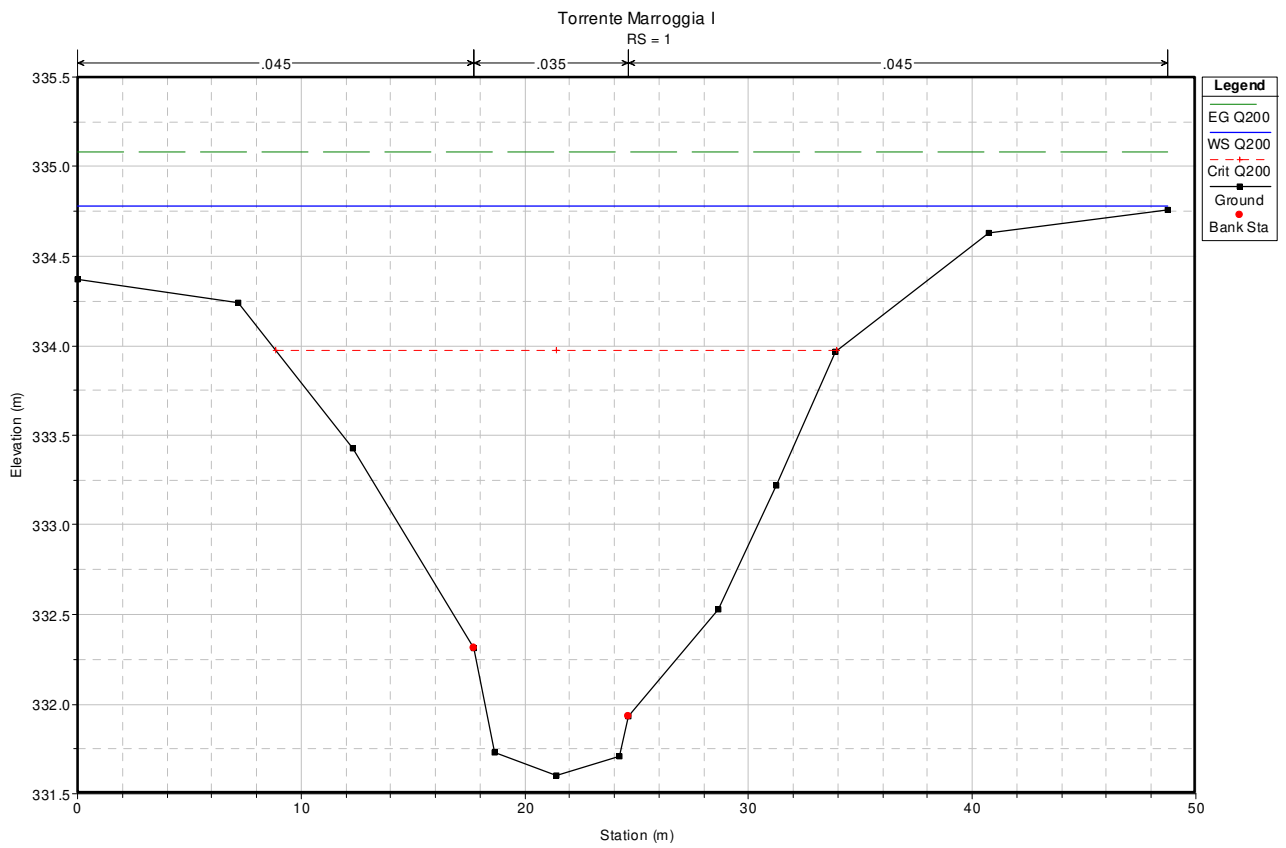
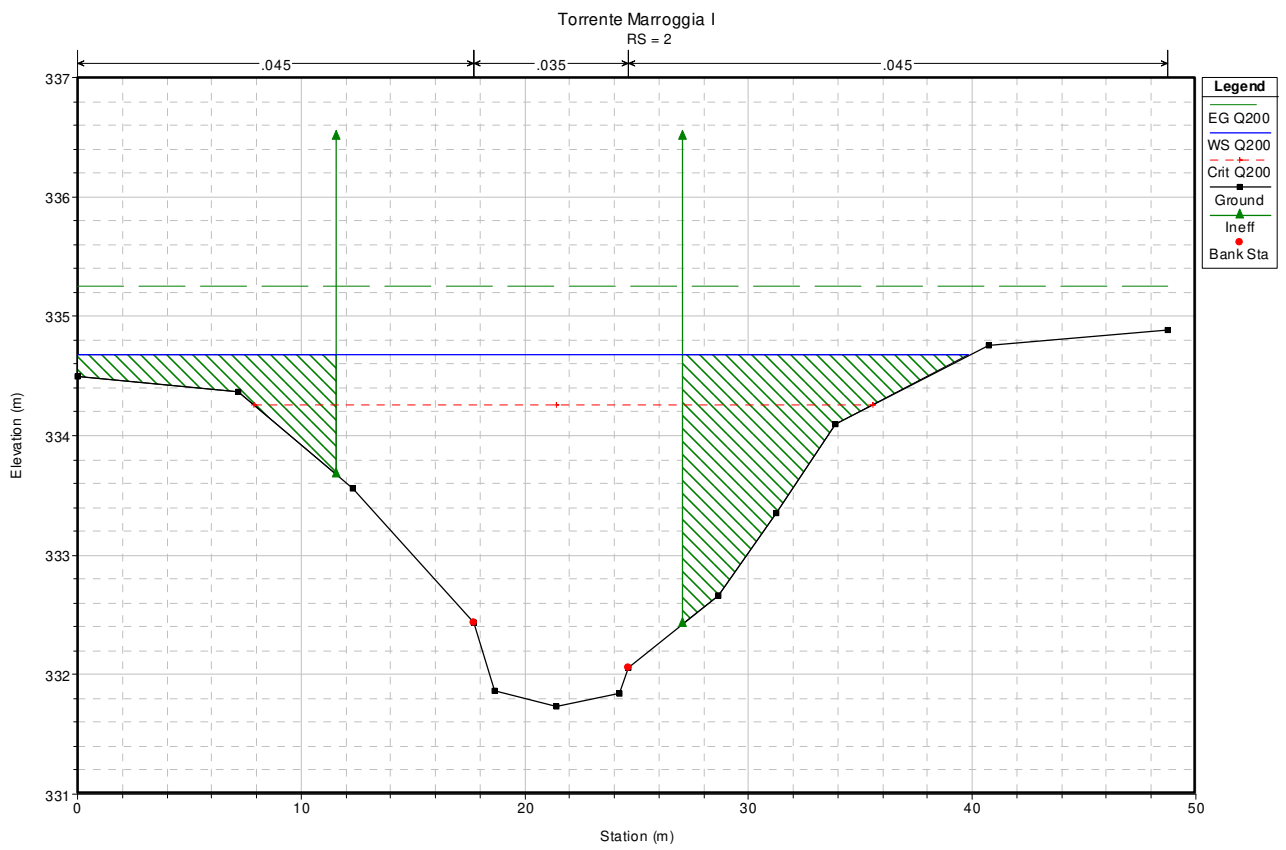








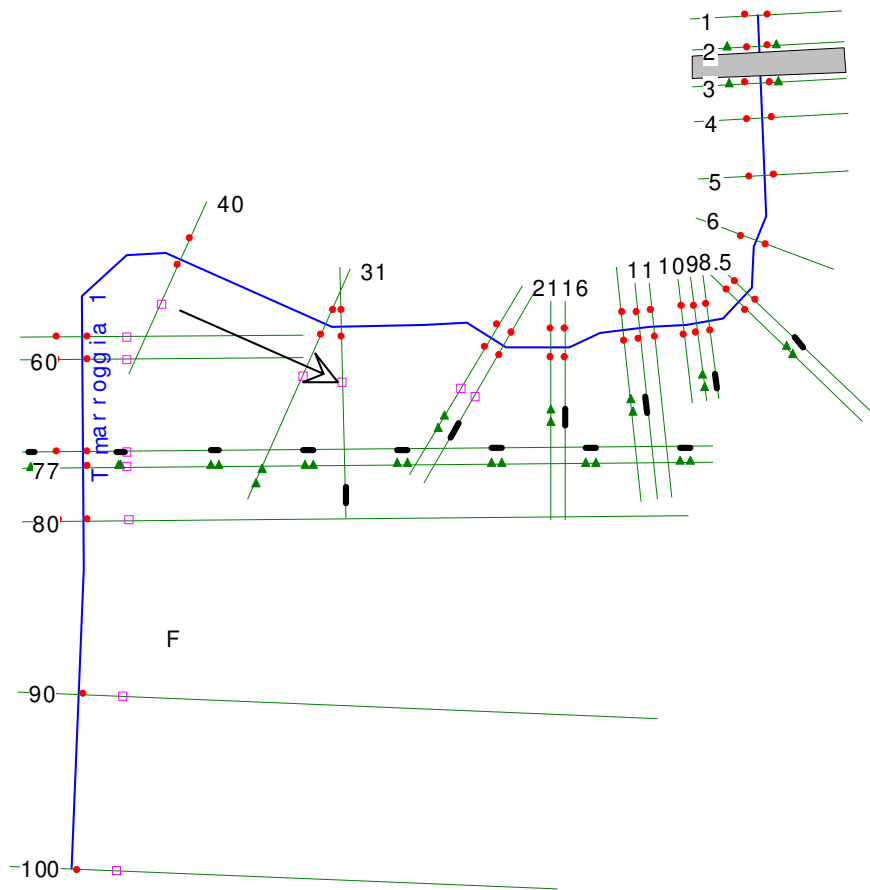




HEC-RAS Plan: SA1 River: T marroggia 1 Reach: F Profile: Q200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
viadotto	100	Q200	109.5	335.8	339.32	339.1	339.55	0.003286	2.67	87.34	163.5	0.54
viadotto	90	Q200	109.5	335.62	339.15	339.15	339.37	0.003225	2.65	91	181.68	0.53
viadotto	80	Q200	109.5	334.98	338.06	338.24	338.99	0.01145	4.57	29	21.15	0.98
viadotto	77	Q200	109.5	334.92	338.29	338.22	338.41	0.002329	2.18	115.48	209.07	0.45
viadotto	70	Q200	109.5	334.9	338.22	338.22	338.39	0.003114	2.5	101.94	209.01	0.52
viadotto	60	Q200	109.5	334.23	338.18	337.55	338.31	0.0015	2	93.14	81.13	0.37
viadotto	50	Q200	109.5	334.56	338.11	337.9	338.29	0.002533	2.36	78.77	78.89	0.47
viadotto	40	Q200	109.5	334.24	337.63	337.63	338.08	0.005123	3.42	48.33	49.5	0.68
viadotto	31	Q200	109.5	333.52	336.15	336.59	337.54	0.018316	5.56	23.88	20.62	1.27
viadotto	30	Q200	109.5	333.44	336.08	336.51	337.44	0.017673	5.49	24.23	20.81	1.25
viadotto	21	Q200	109.5	333.01	336.64	335.97	336.87	0.00214	2.63	72.09	64.09	0.48
viadotto	20	Q200	109.5	332.97	336.64	335.91	336.85	0.001903	2.52	75.79	65.16	0.45
viadotto	16	Q200	109.5	333	336.12	335.94	336.77	0.005777	3.88	43.9	60.94	0.77
viadotto	15	Q200	109.5	333.01	336.09	335.91	336.61	0.004914	3.56	42.35	42.21	0.71
viadotto	11	Q200	109.5	333.05	336.12	335.85	336.6	0.004567	3.5	43.95	45.53	0.7
viadotto	10.5	Q200	109.5	332.75	336.28	335.53	336.51	0.00204	2.62	74.64	73.22	0.48
viadotto	10	Q200	109.5	332.46	336.36	335.22	336.47	0.000923	1.92	103.01	75	0.33
viadotto	9	Q200	109.5	332.93	335.69	335.69	336.39	0.007329	4.13	35.77	28.09	0.87
viadotto	8.5	Q200	109.5	332.73	335.11	335.5	336.3	0.015153	5.26	26.08	21.65	1.21
viadotto	8	Q200	109.5	332.54	334.8	335.3	336.21	0.019175	5.68	23.71	20.37	1.35
viadotto	7.5	Q200	109.5	332.14	335.53	334.82	335.83	0.002491	2.87	68.36	73.76	0.53
viadotto	7	Q200	109.5	332.01	335.6	334.66	335.79	0.001615	2.42	82.46	75	0.43
viadotto	6	Q200	109.5	332.35	335.21	334.89	335.71	0.004818	3.61	43.23	31.6	0.72
viadotto	5	Q200	109.5	332.03	335.31	334.4	335.58	0.002175	2.76	64.83	47.91	0.5
viadotto	4	Q200	109.5	331.98	335.32	334.32	335.52	0.001704	2.52	71.92	48.74	0.45
viadotto	3	Q200	109.5	331.86	334.98	334.27	335.43	0.003139	3.26	39.47	46.32	0.6
viadotto	2.5		Bridge									
viadotto	2	Q200	109.5	331.73	334.67	334.26	335.25	0.004547	3.77	35.29	39.83	0.72
viadotto	1	Q200	109.5	331.6	334.78	333.97	335.08	0.002638	3.03	62.06	48.74	0.55

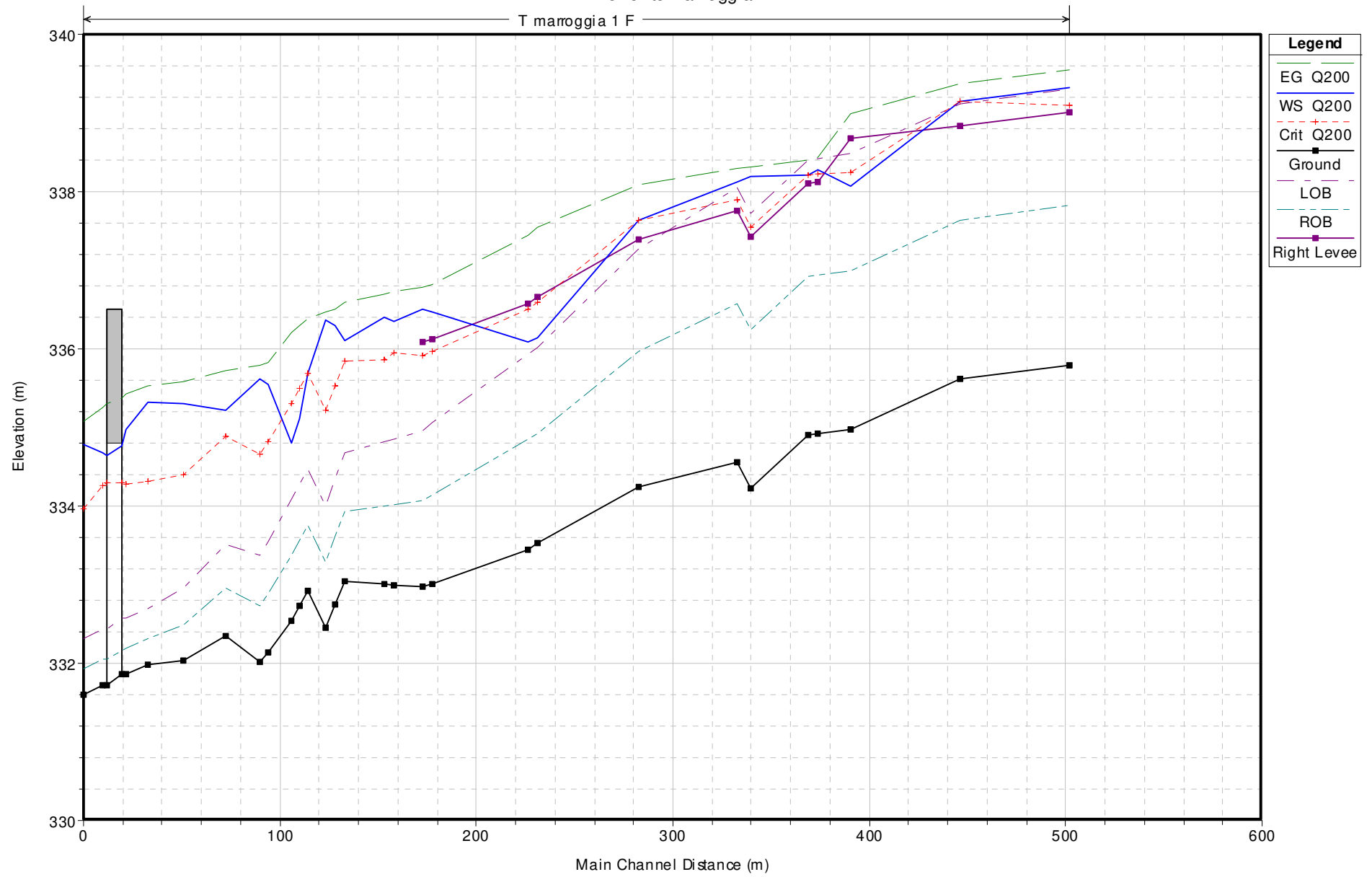
ALLEGATO C

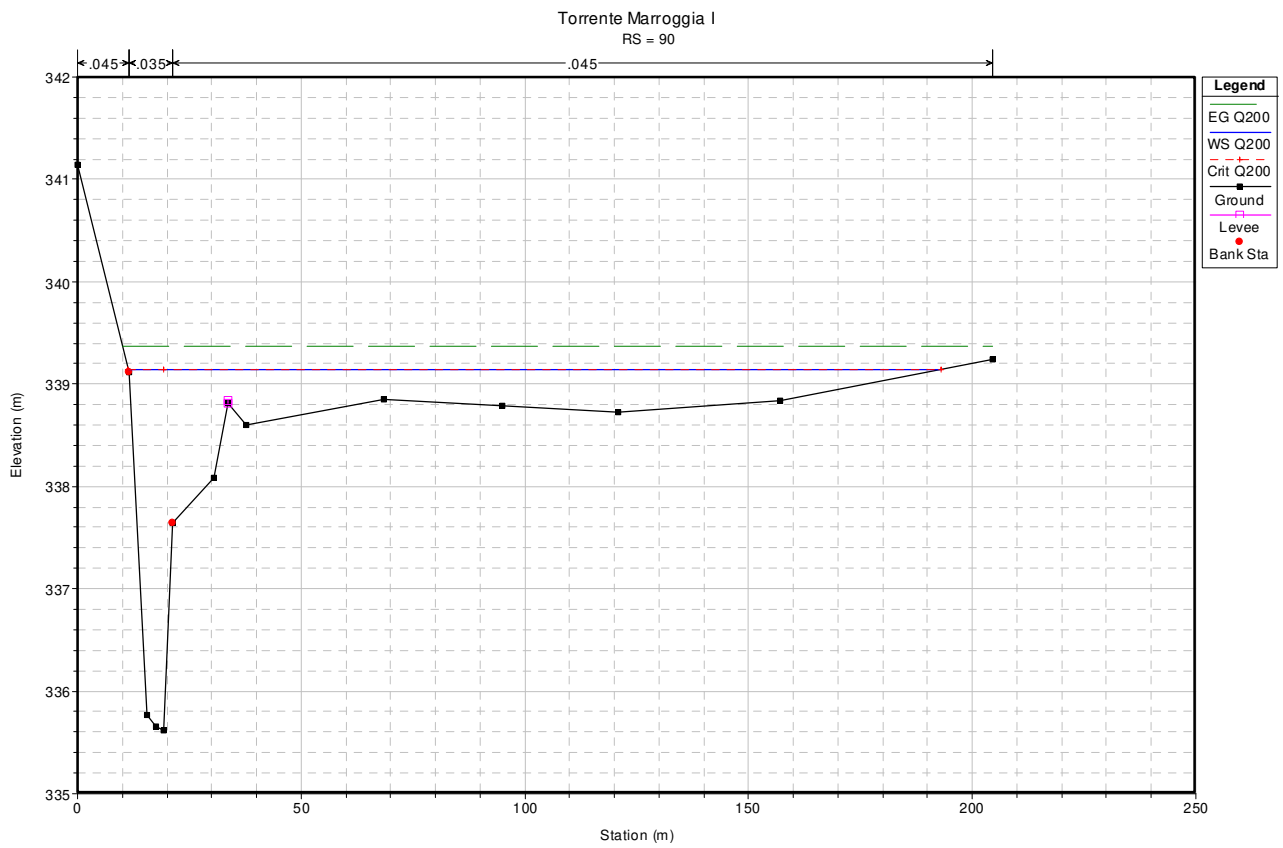
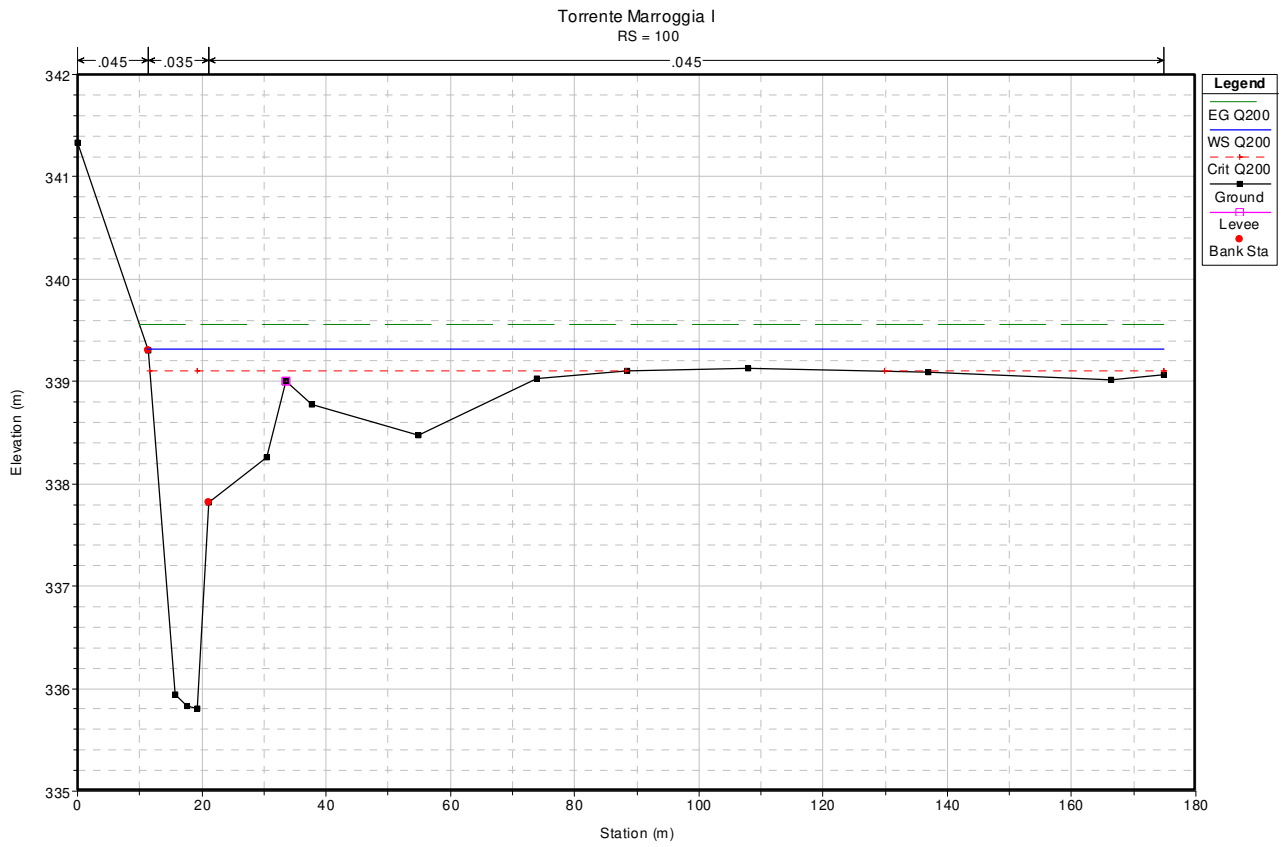
**RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE
TORRENTE MARROGGIA – STATO DI PROGETTO**

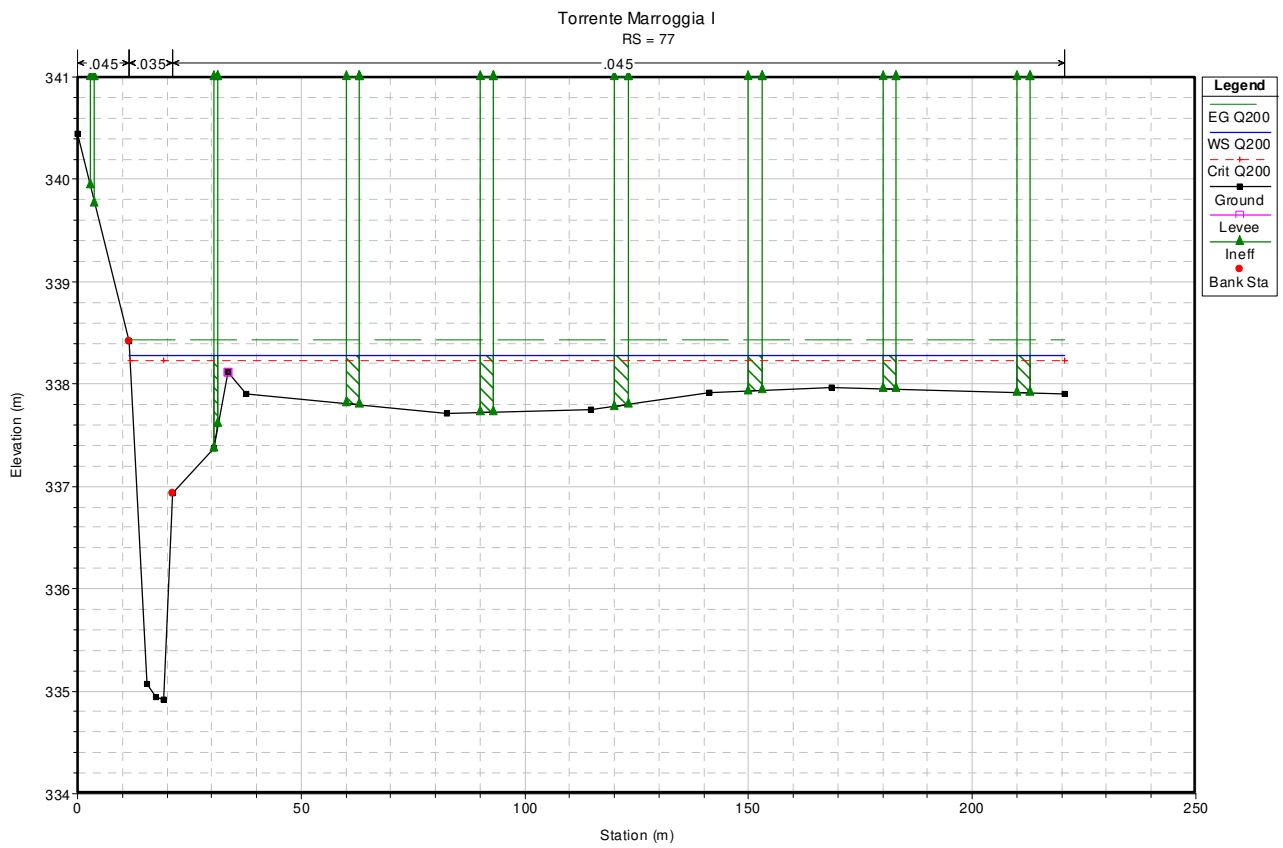
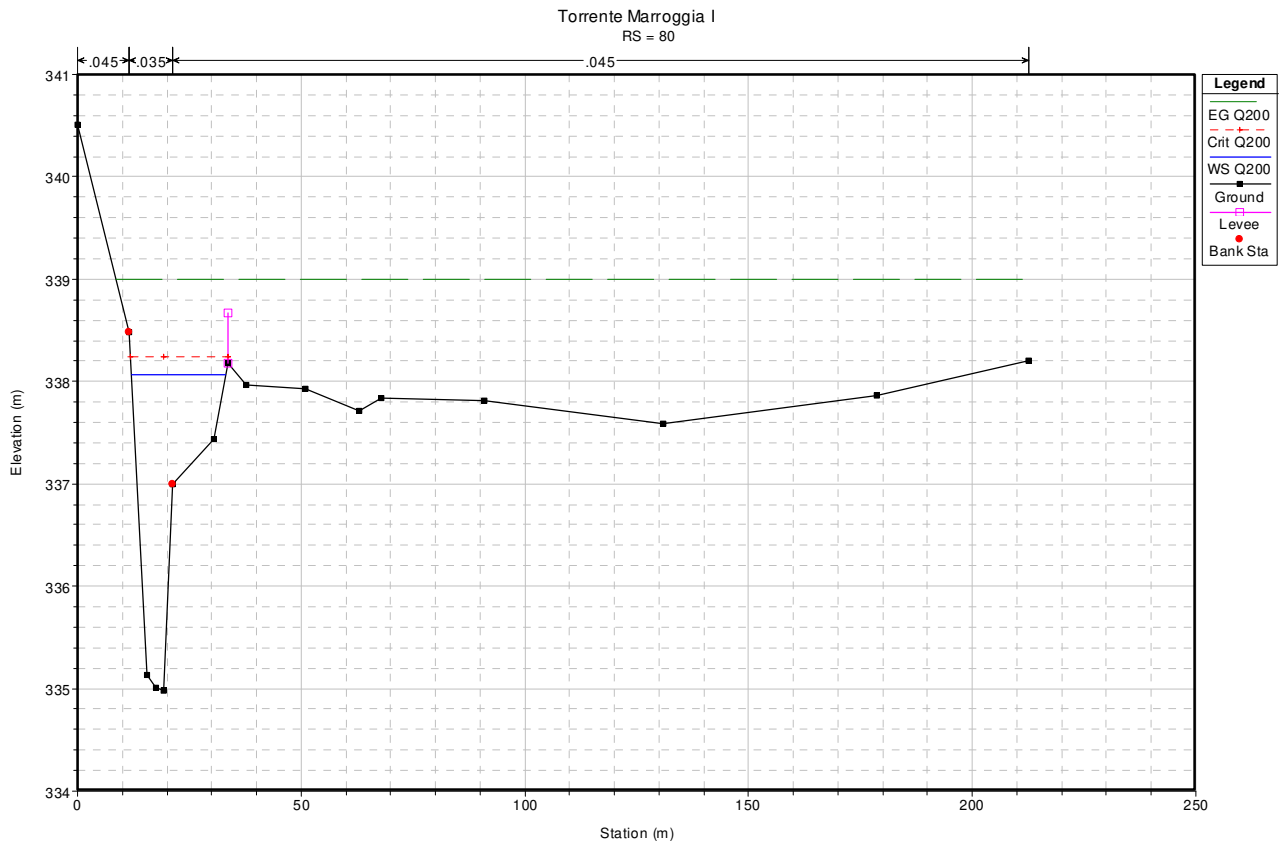


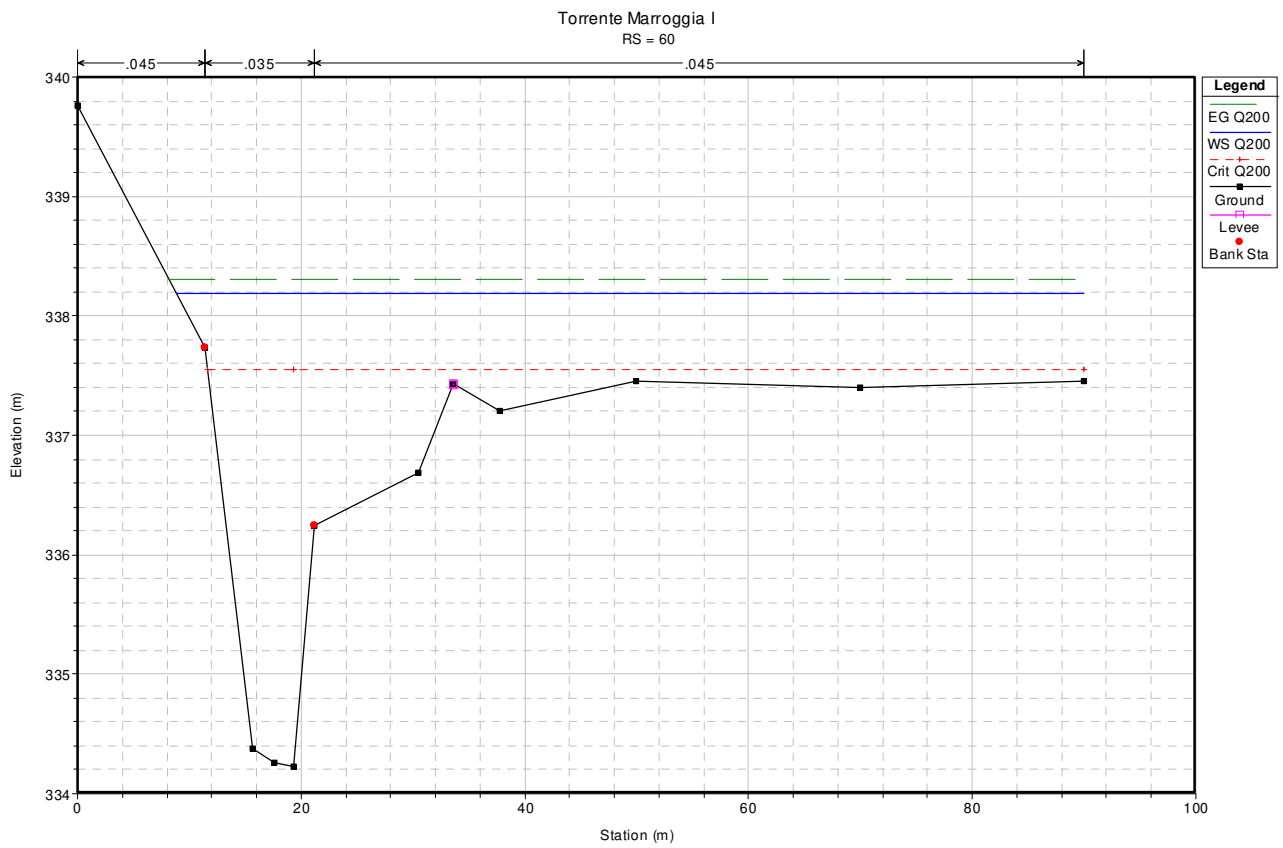
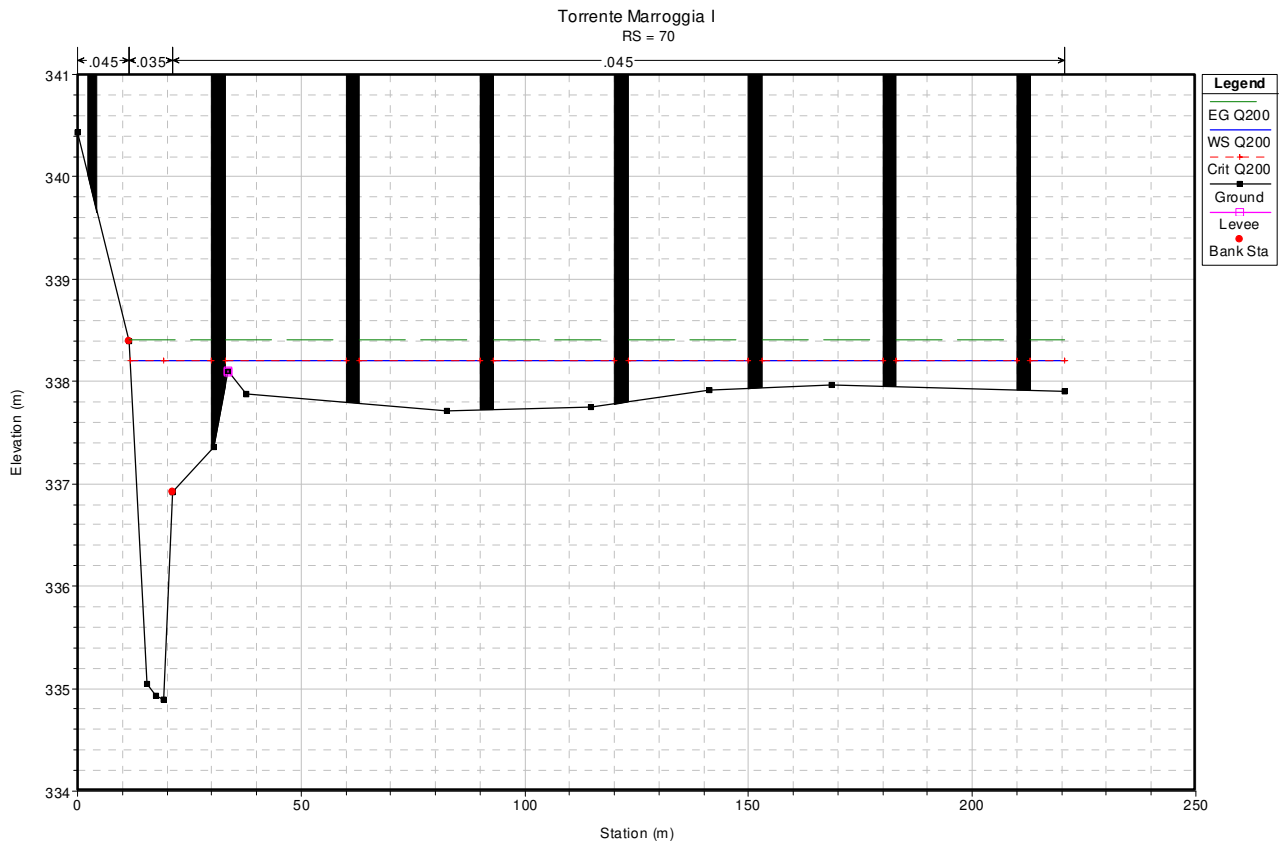
Torrente Marroggia I

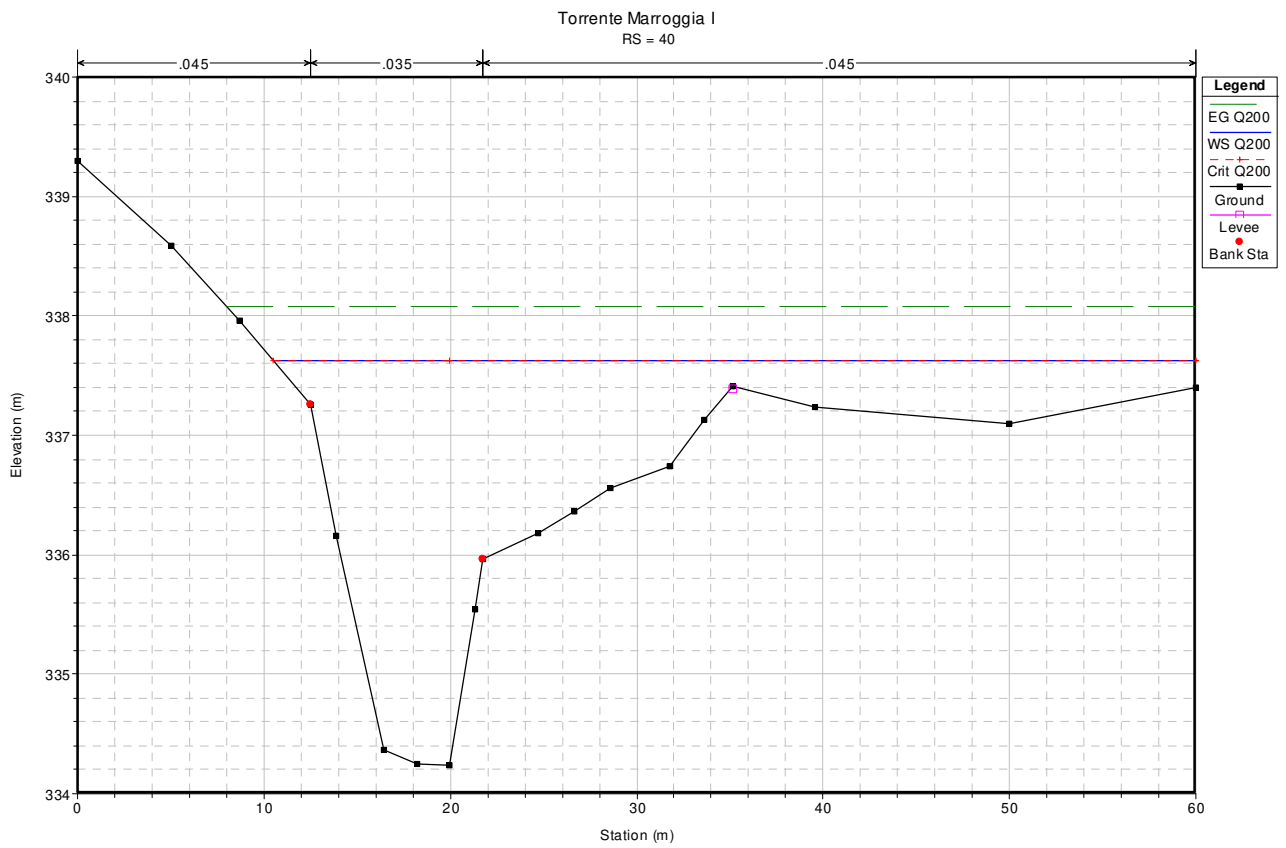
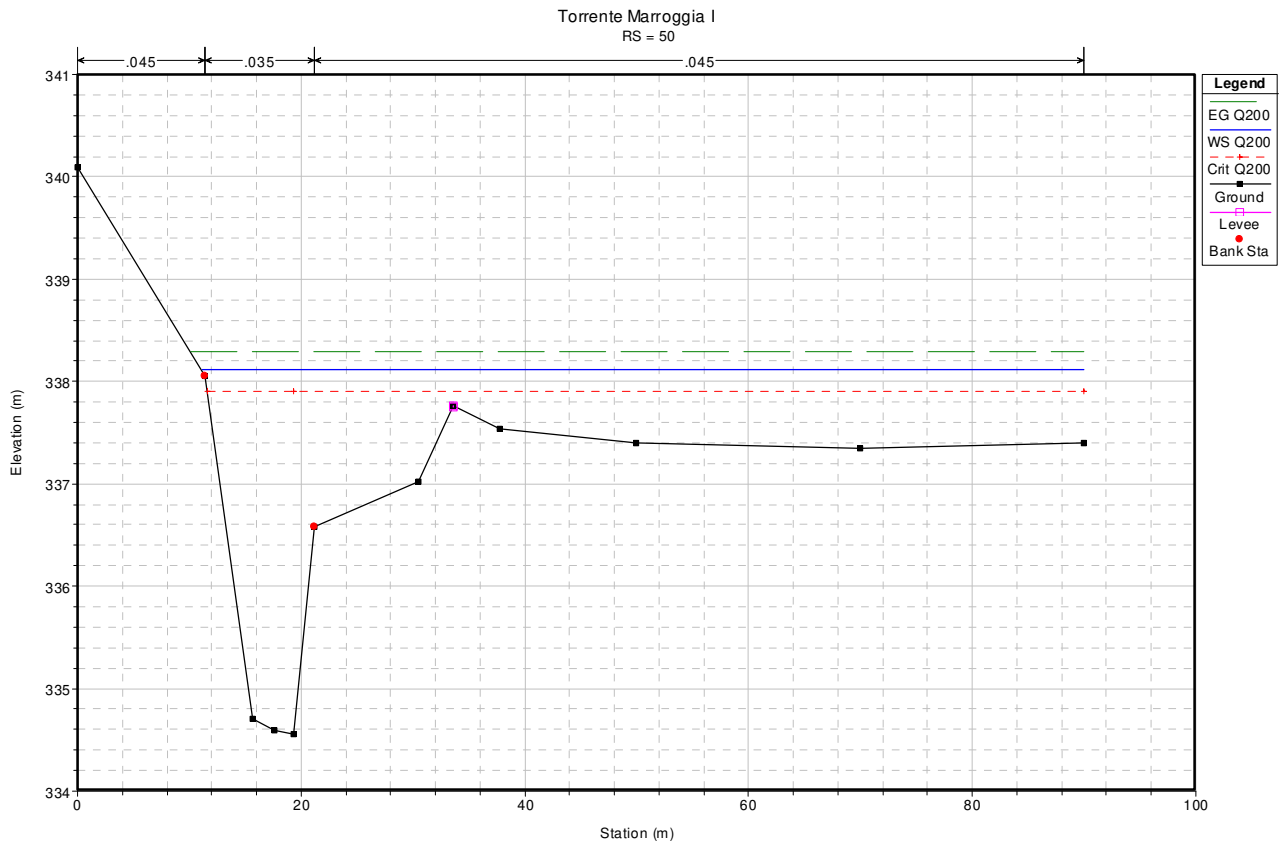
T marroggia 1 F

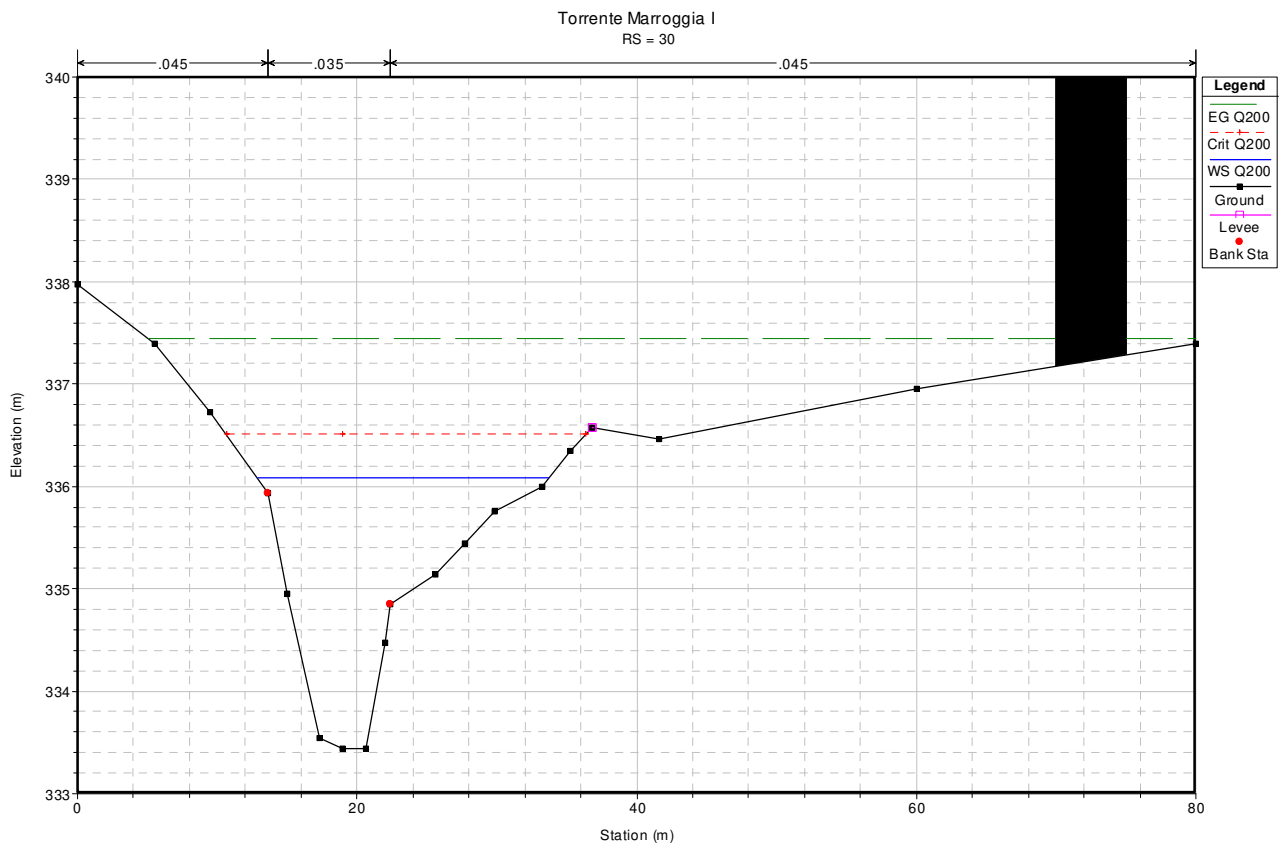
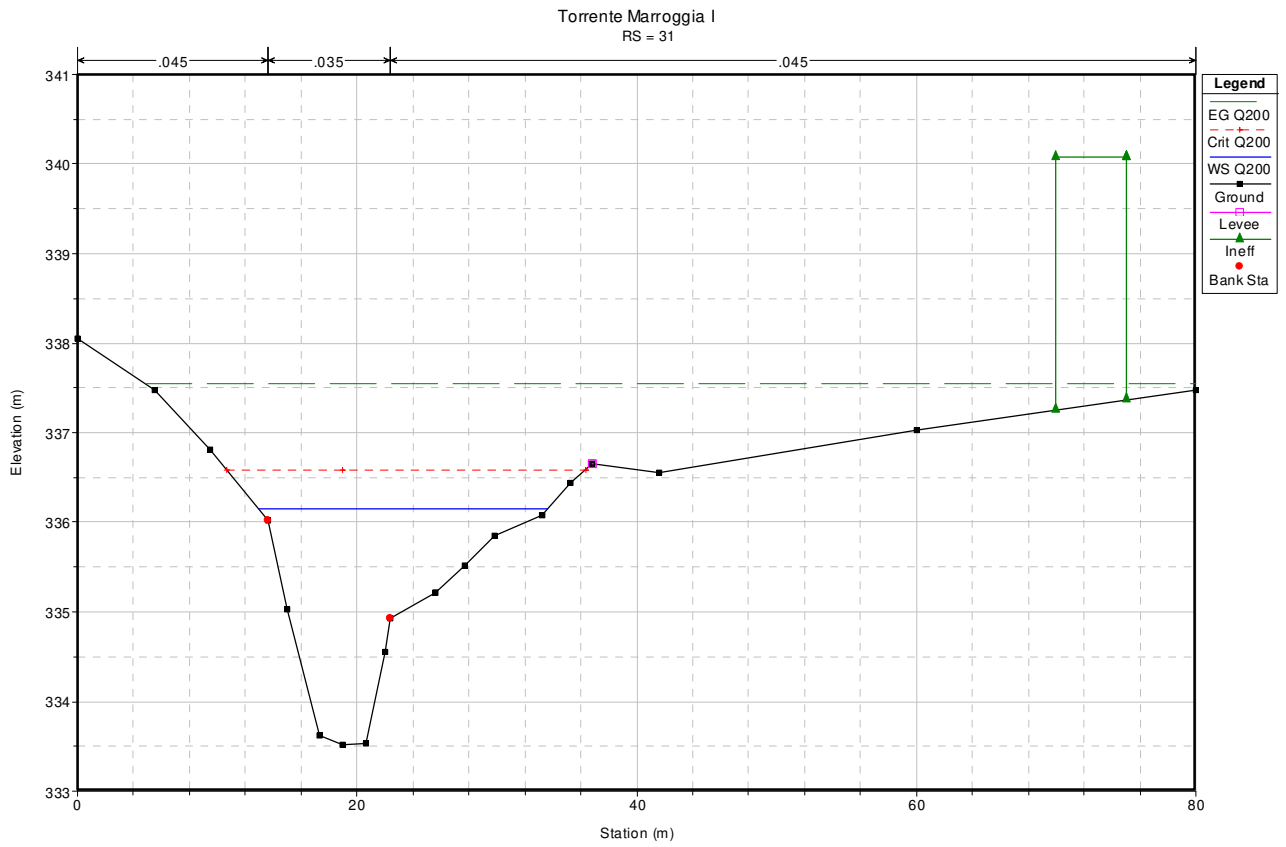


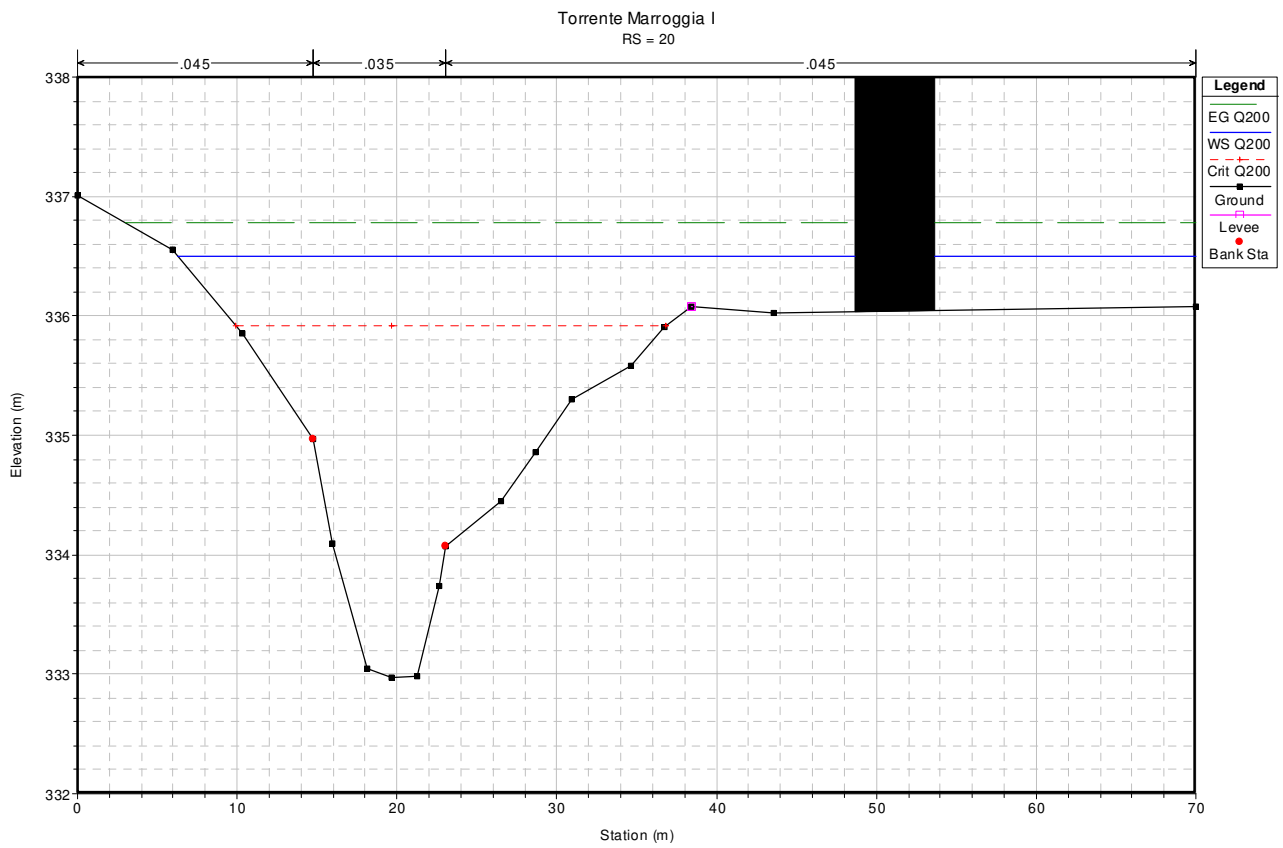
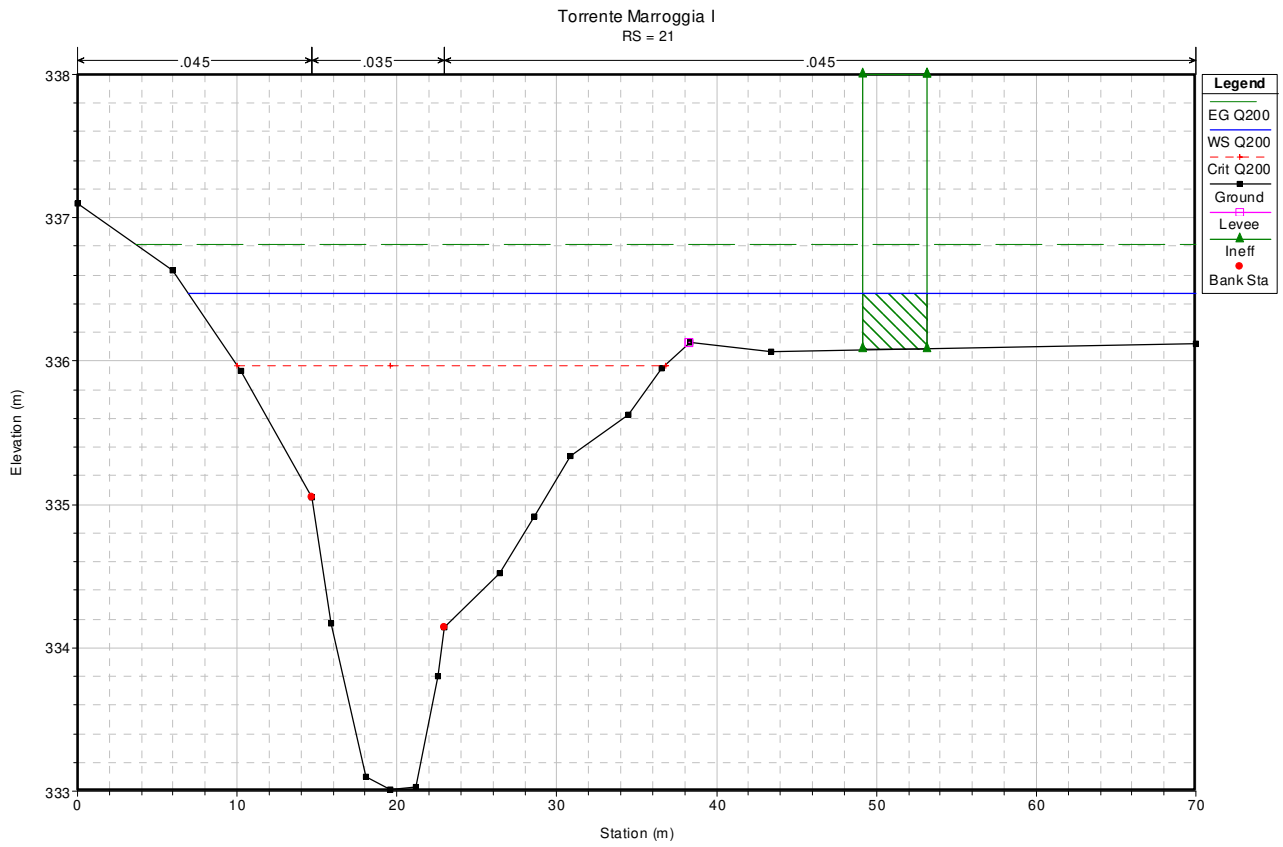


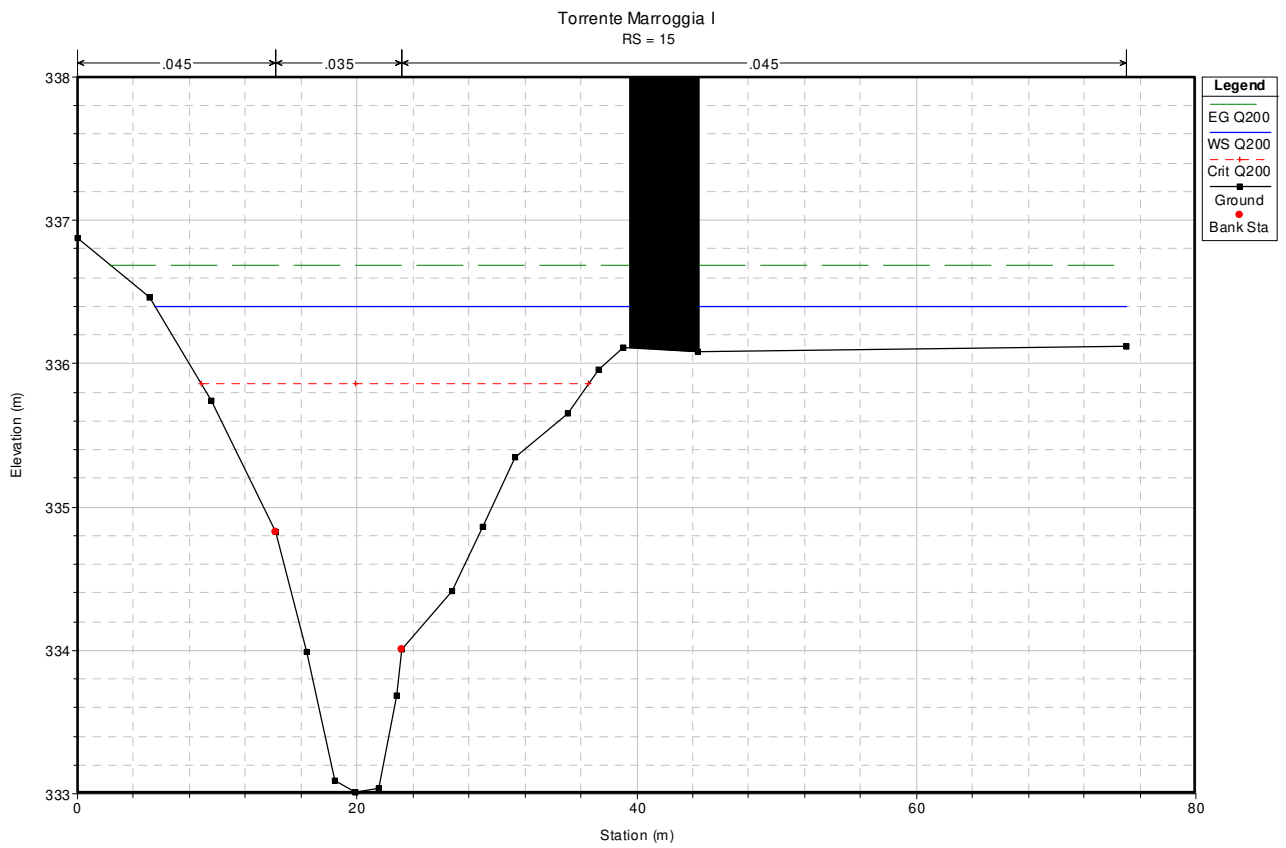
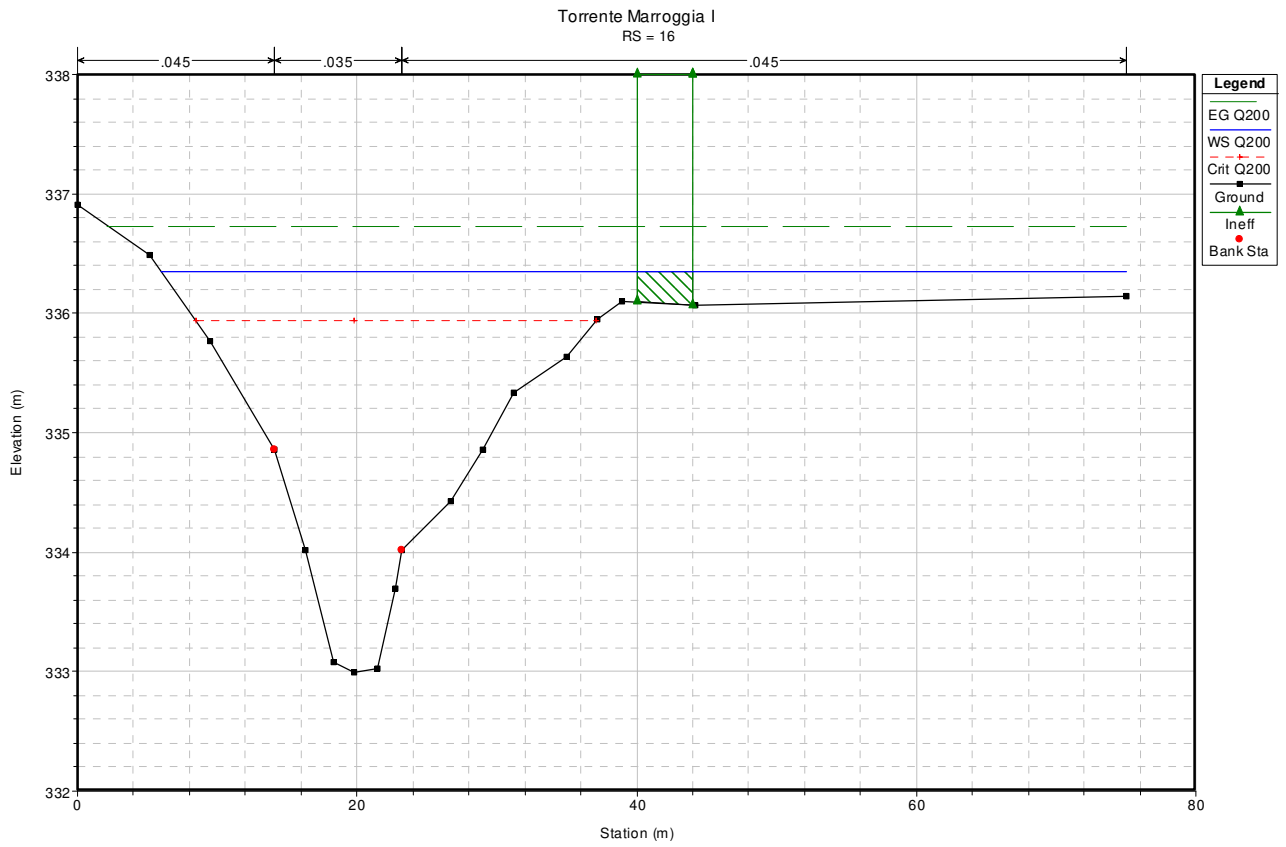


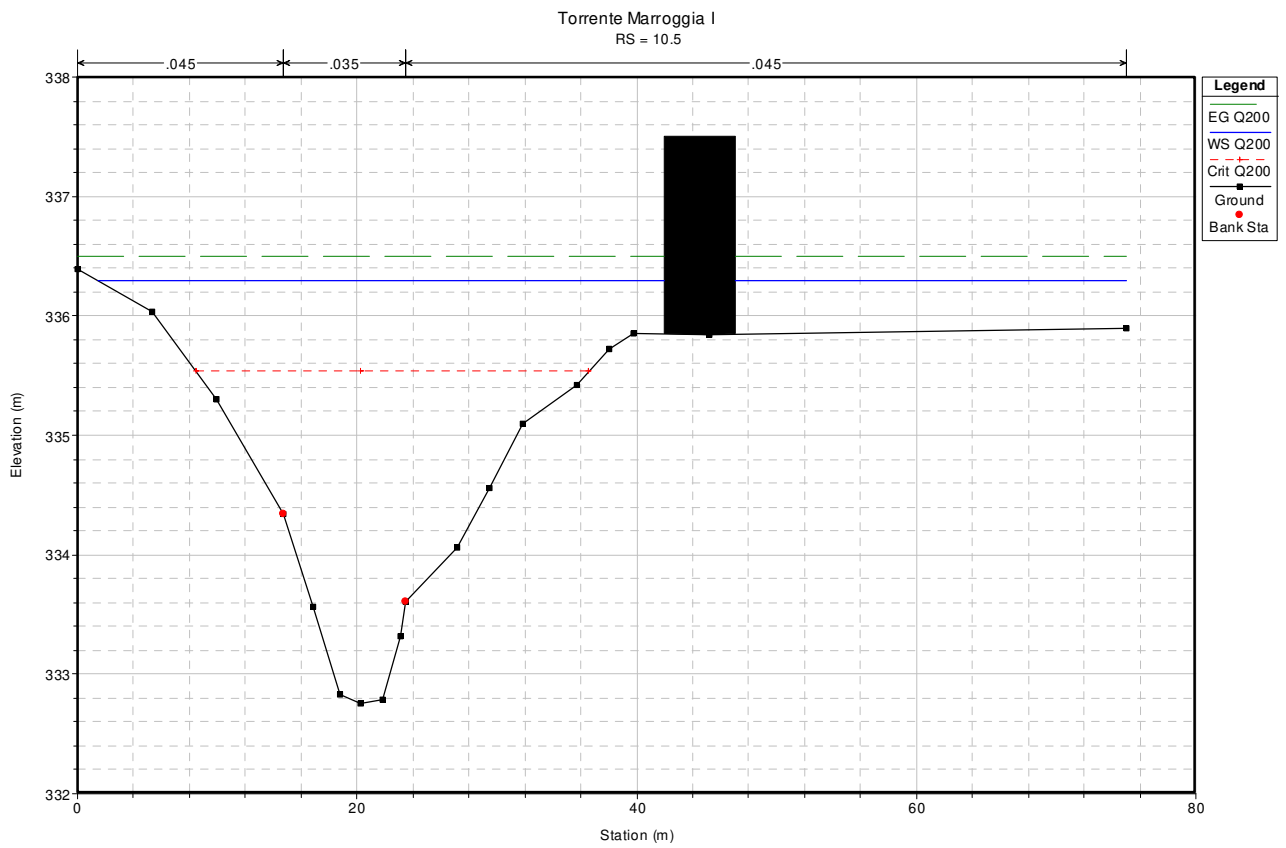
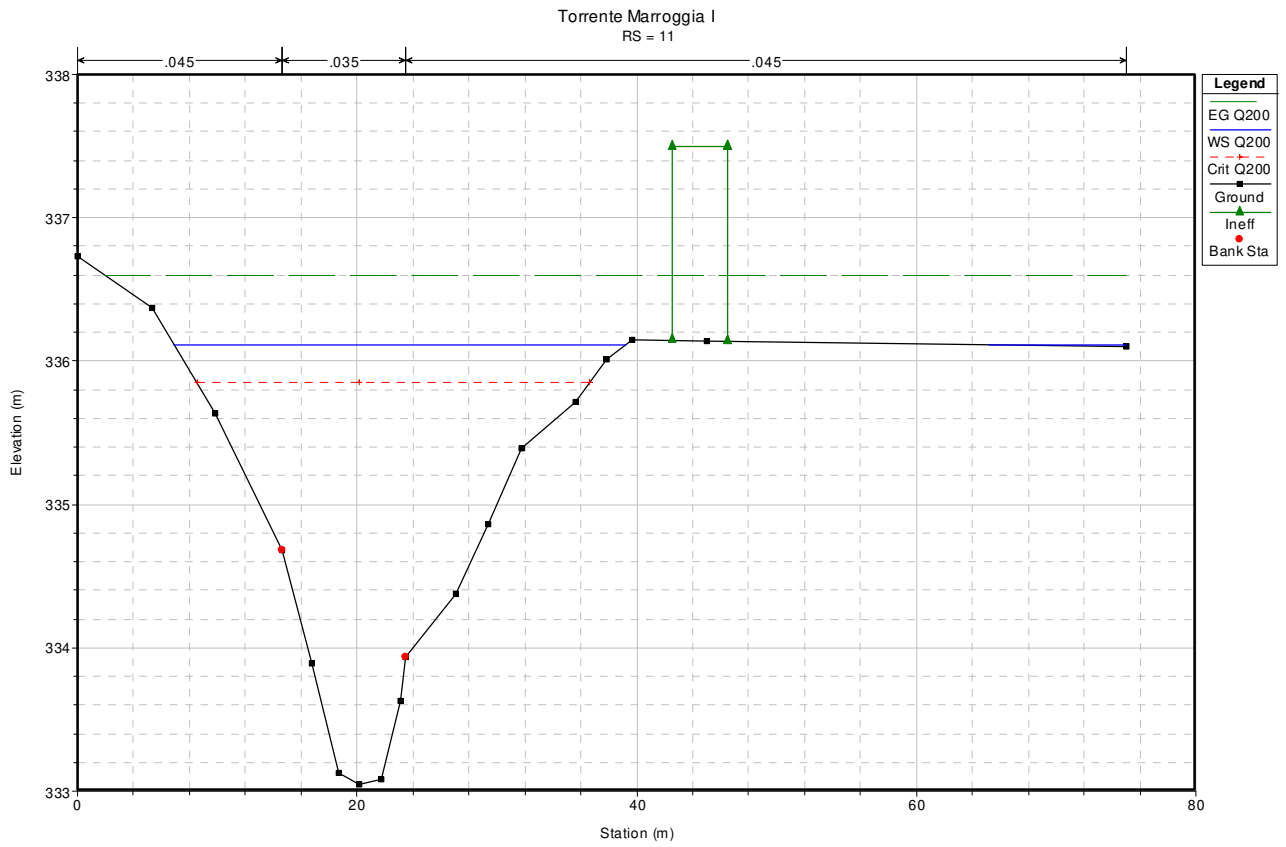


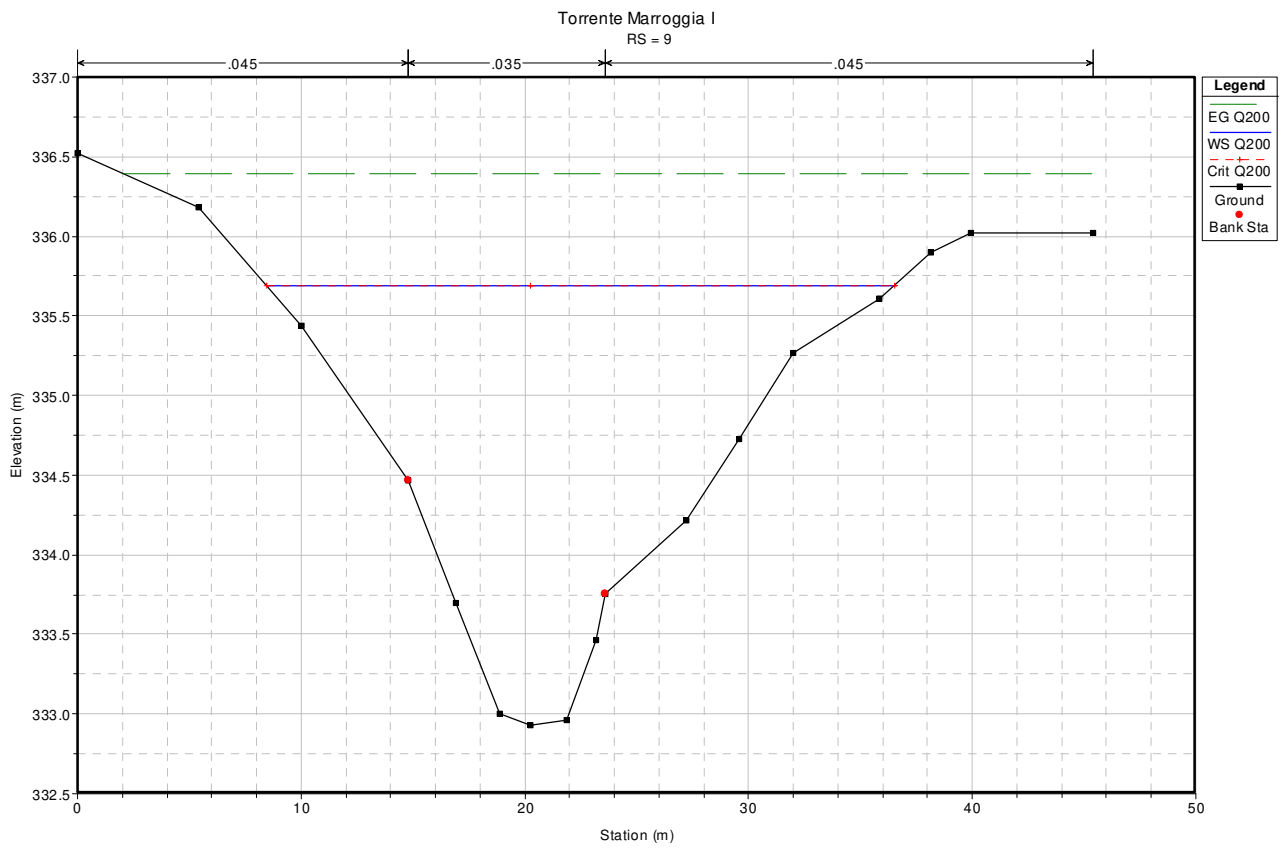
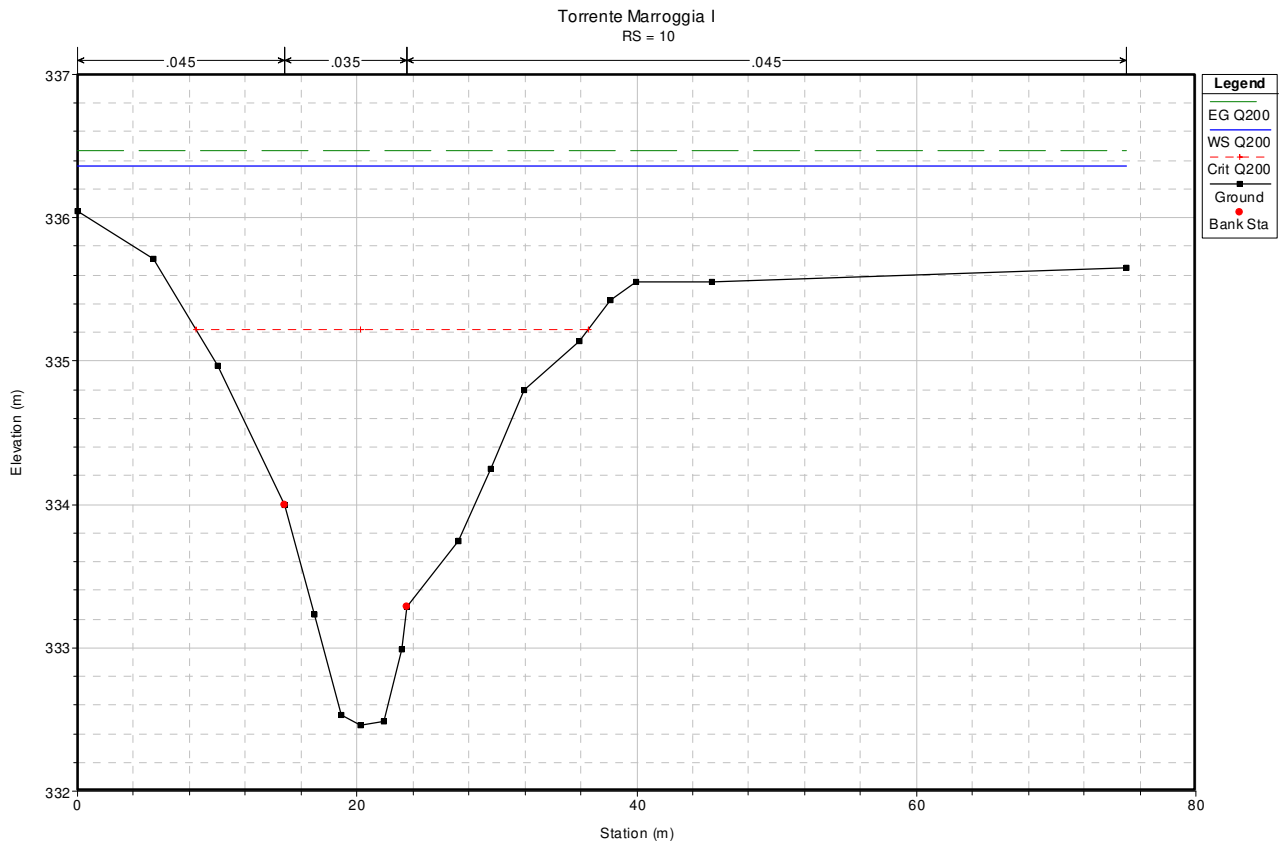


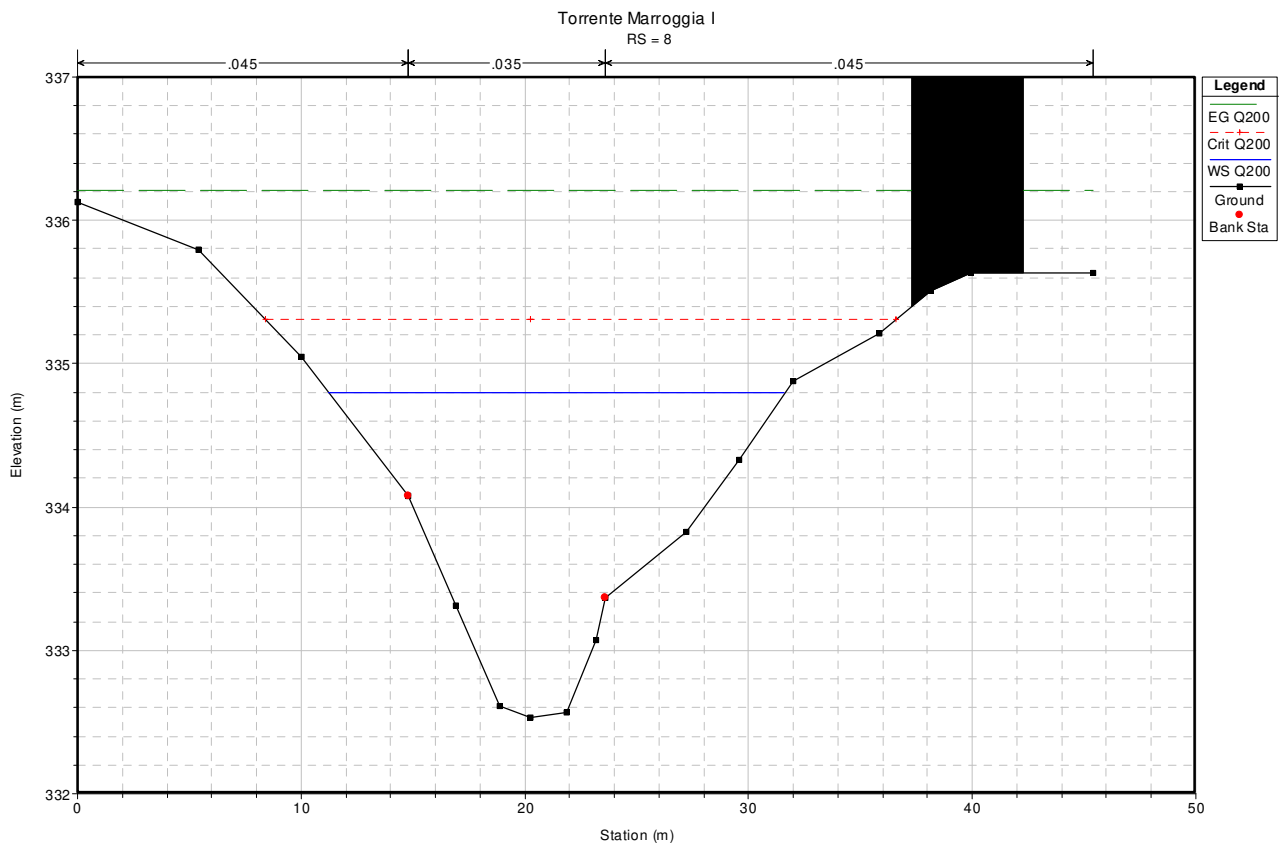
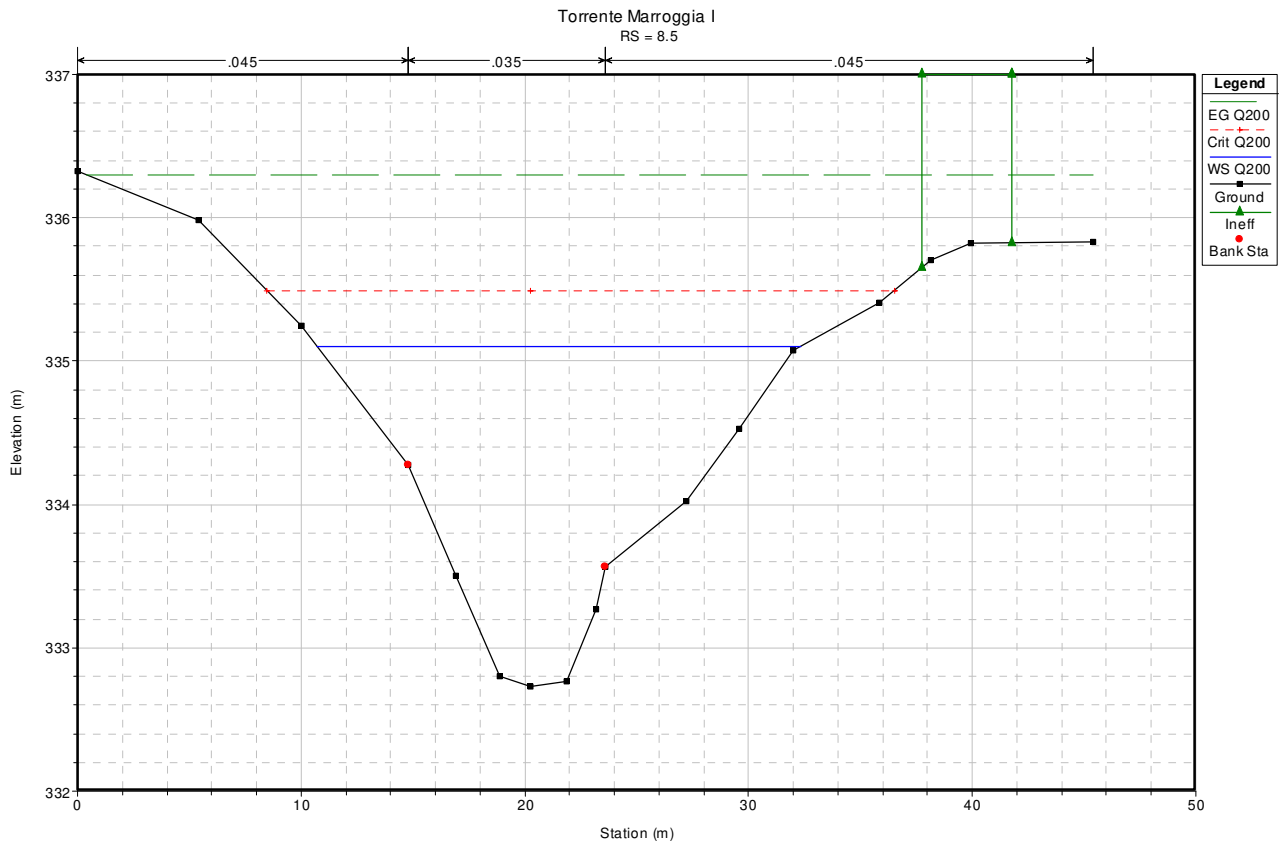


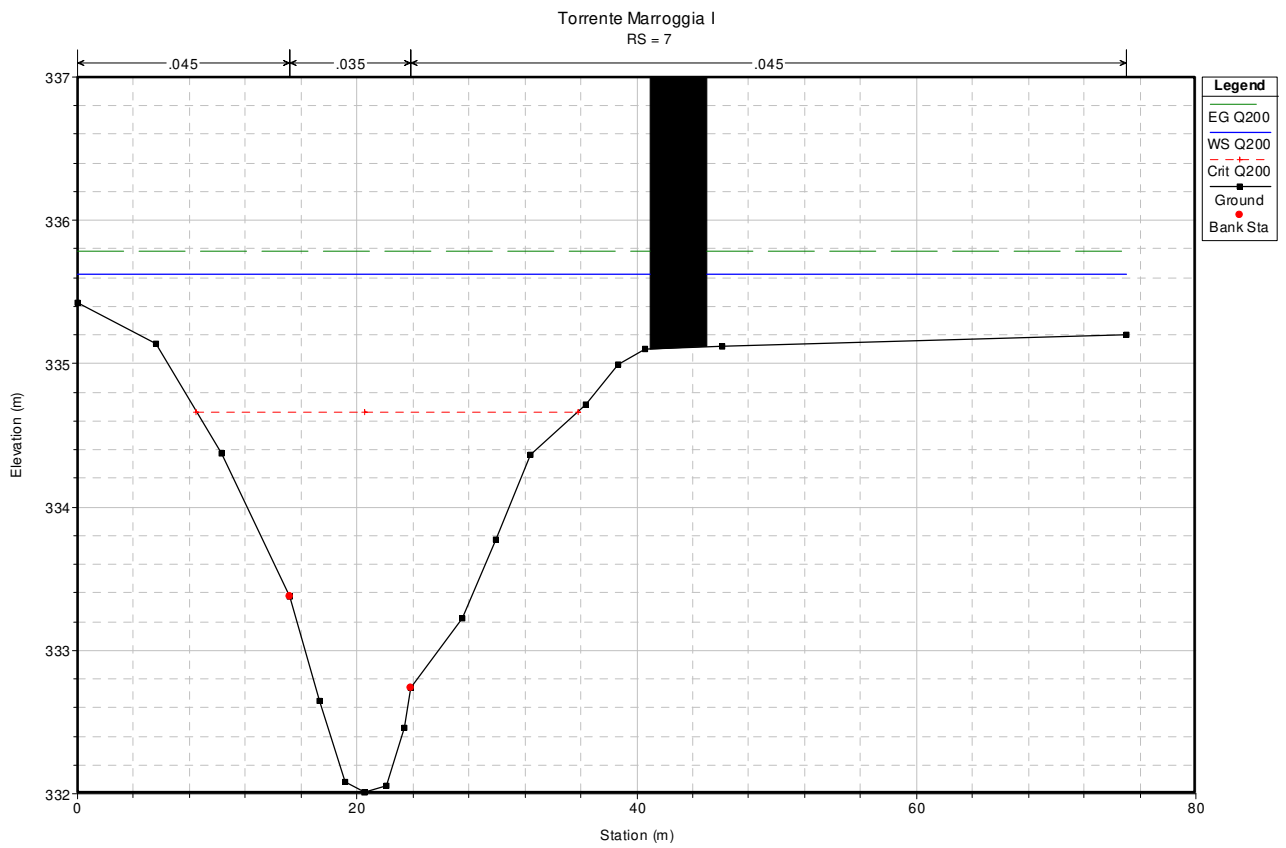
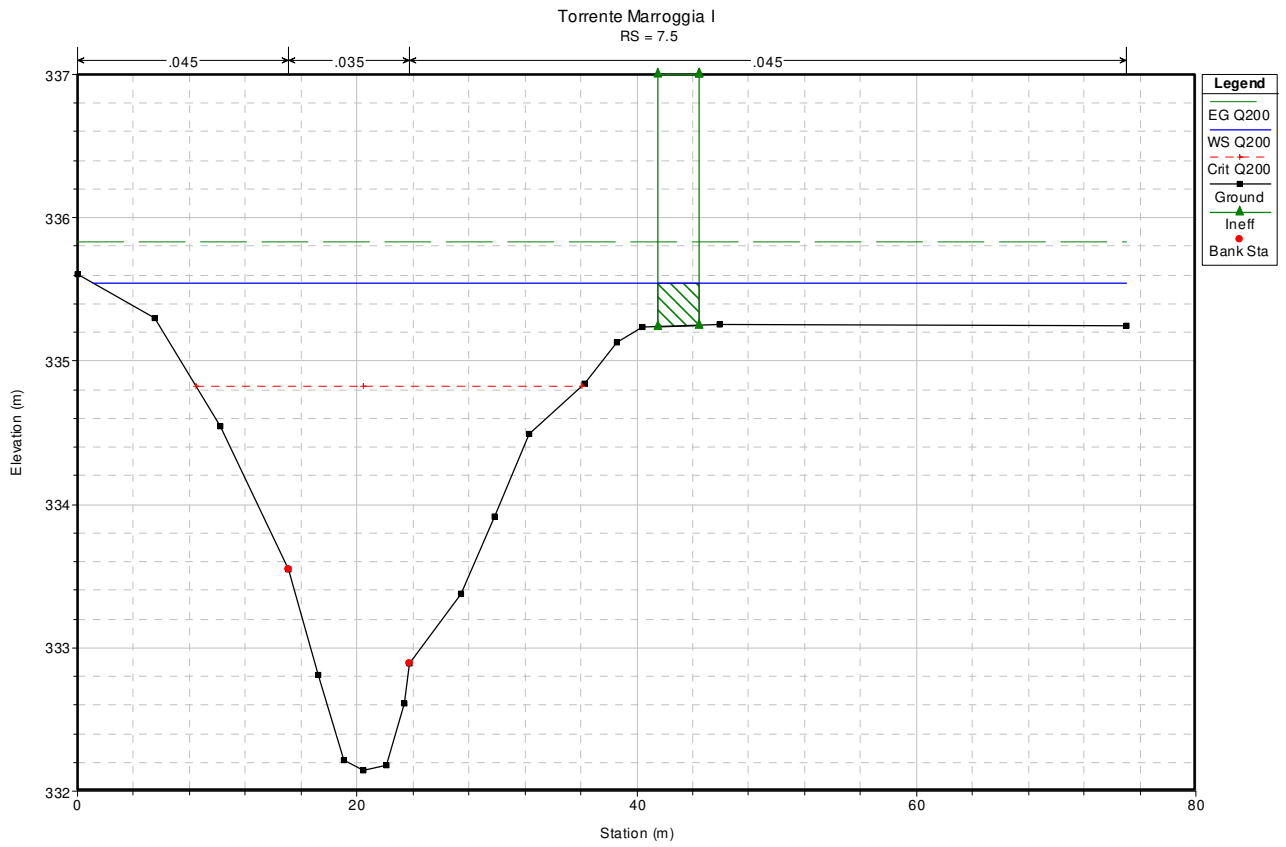


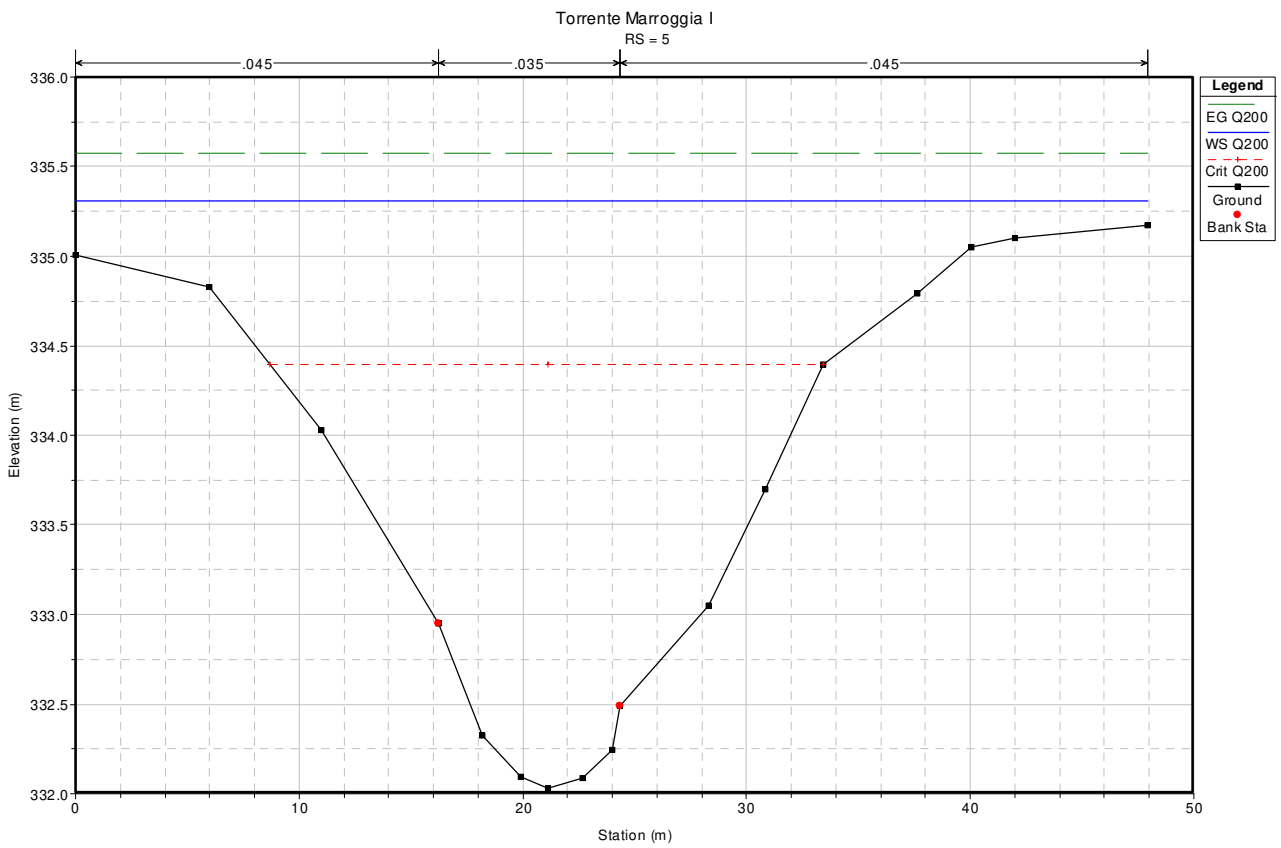
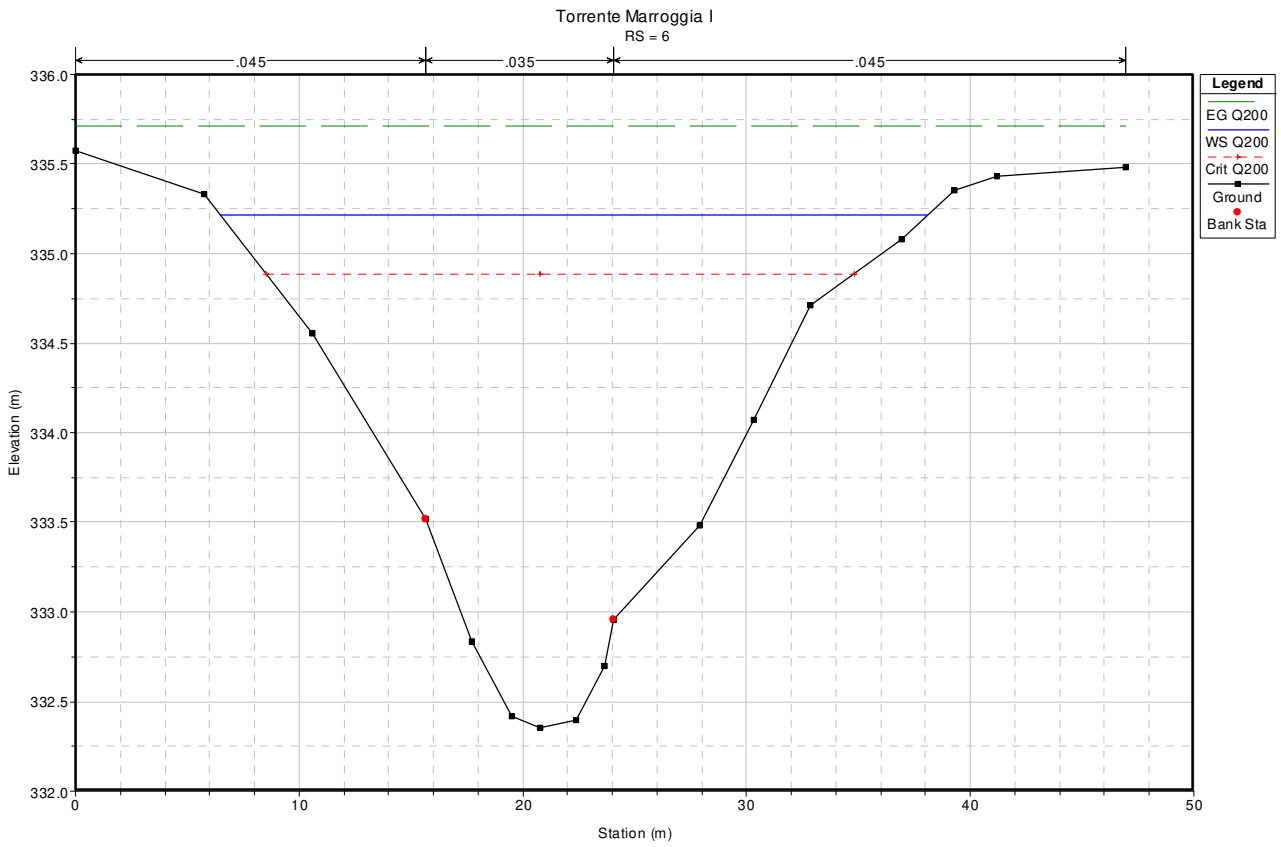


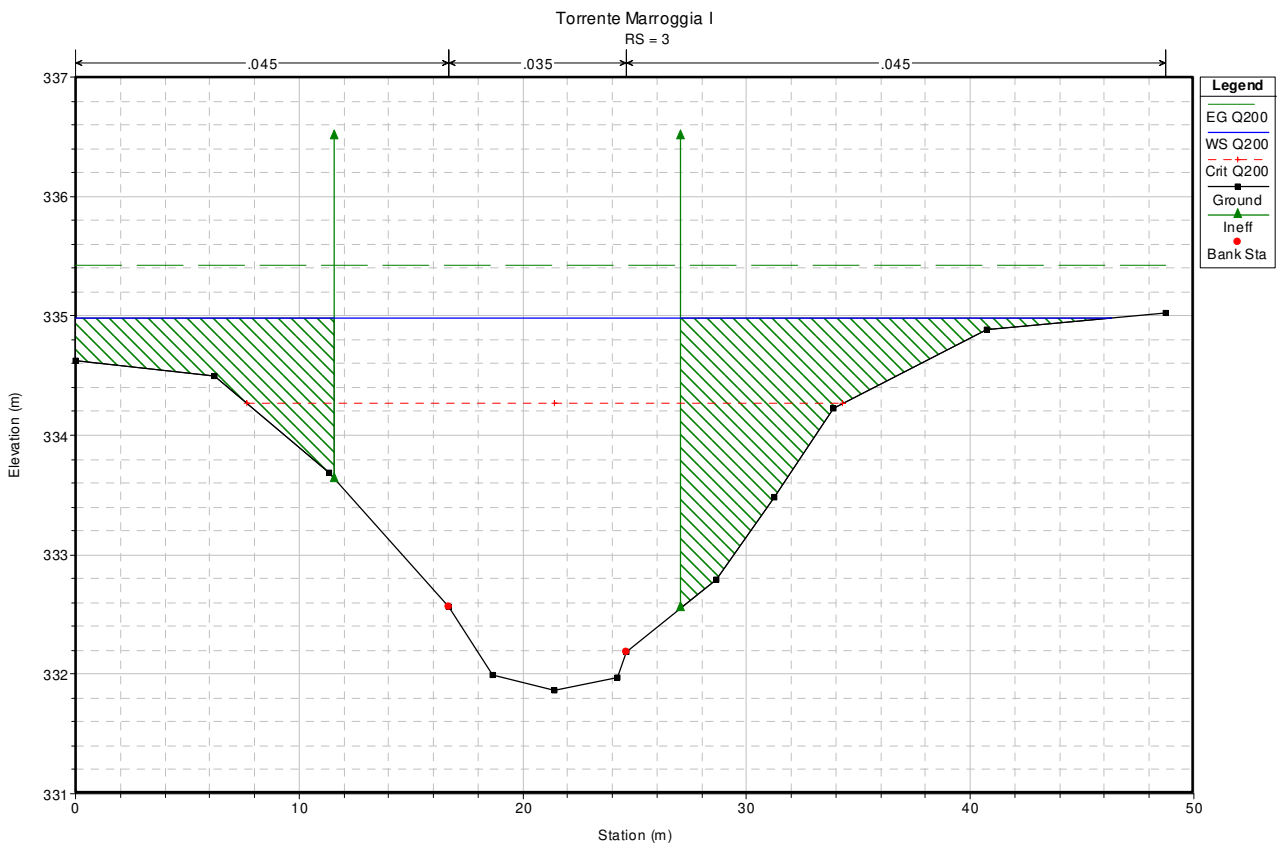
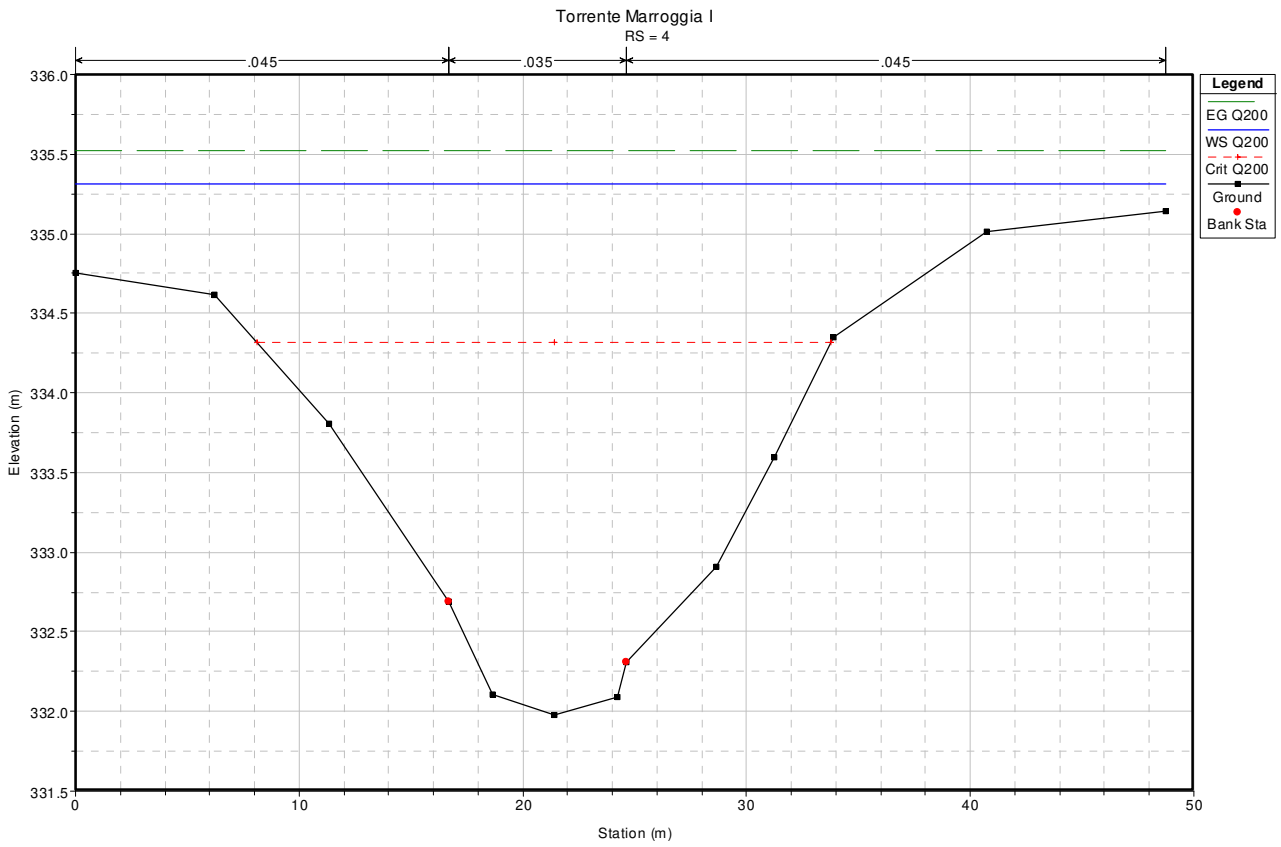


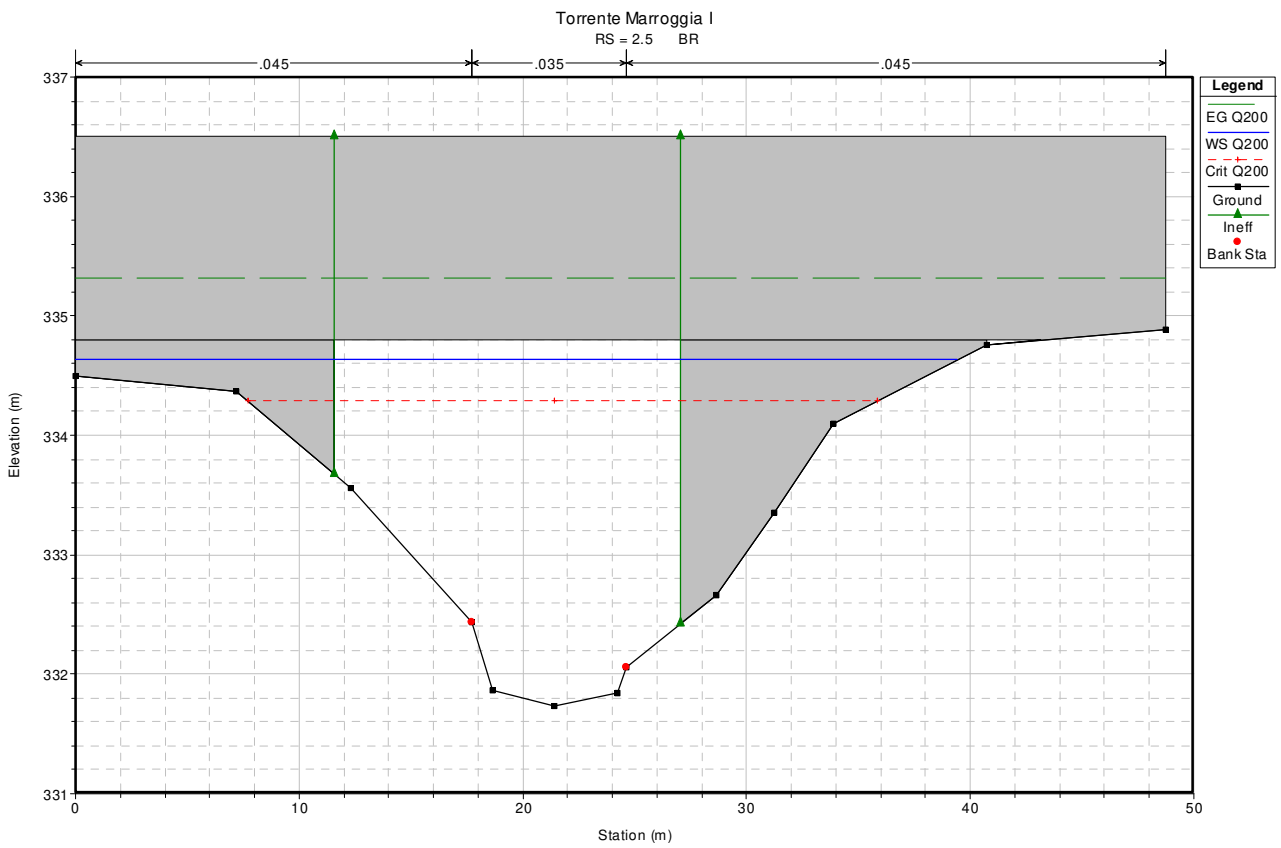
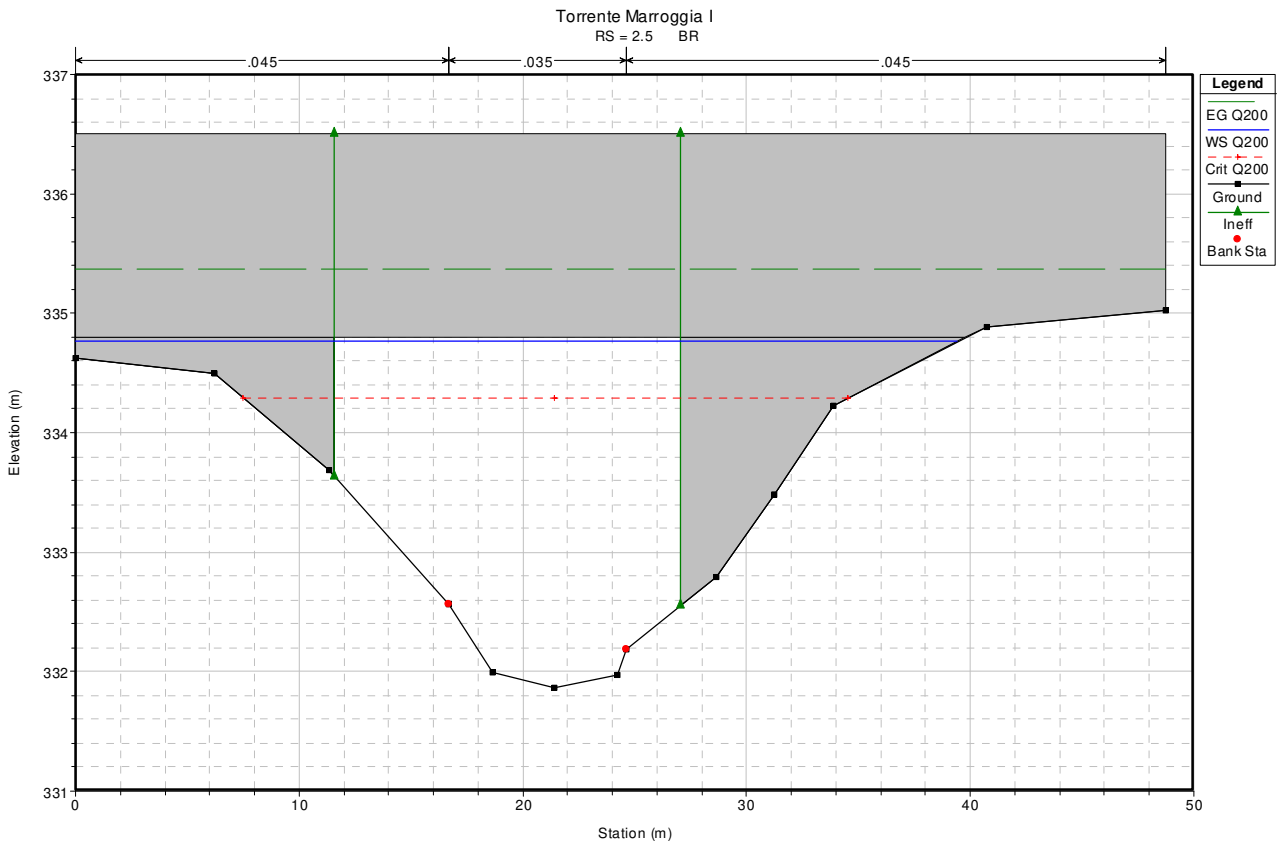


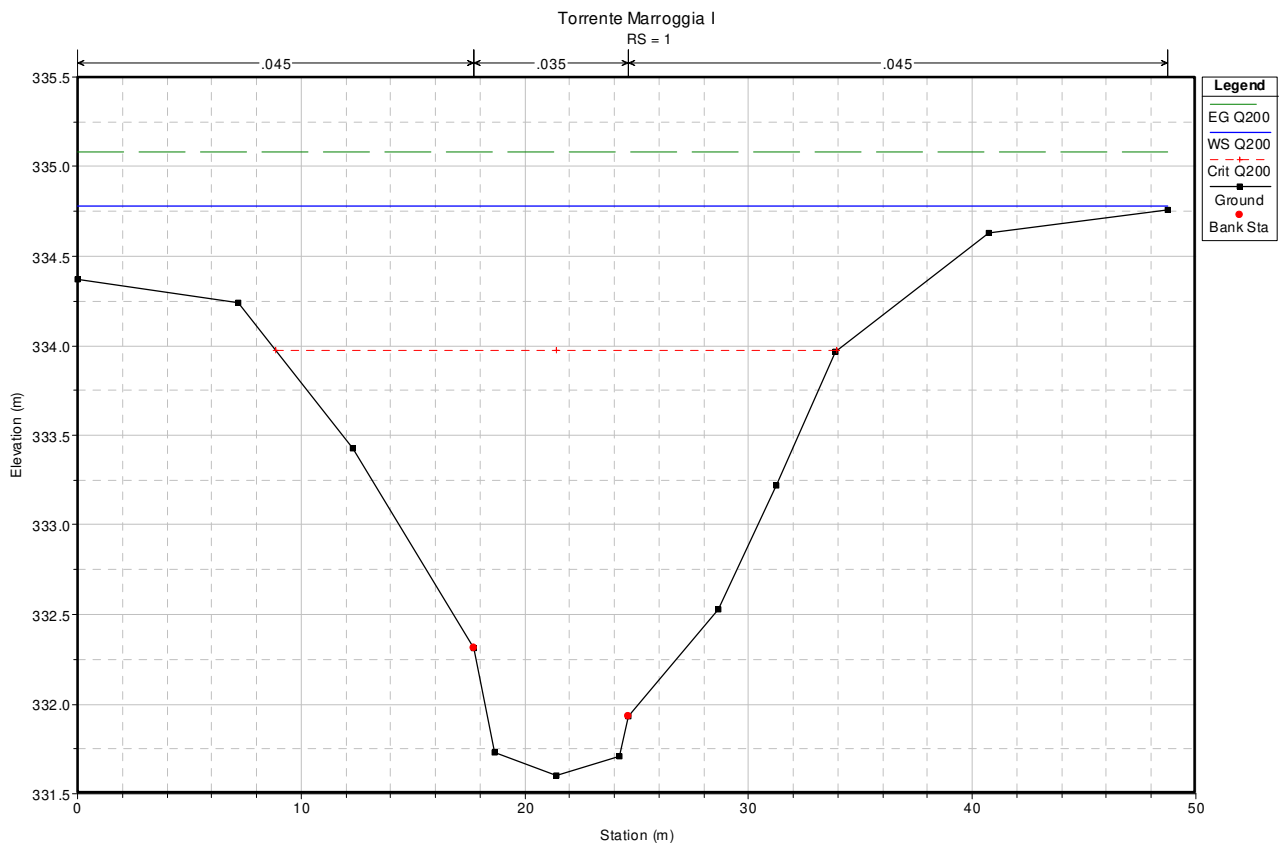
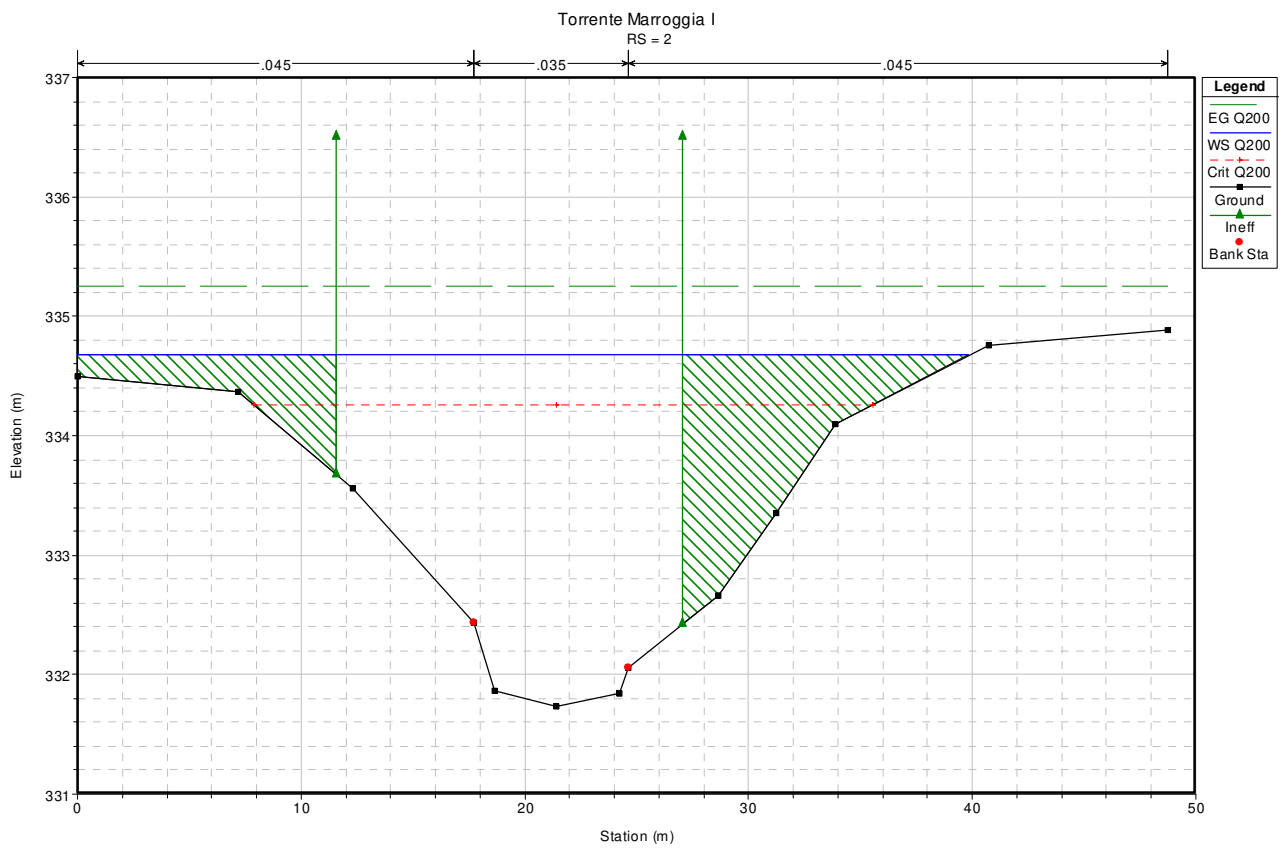








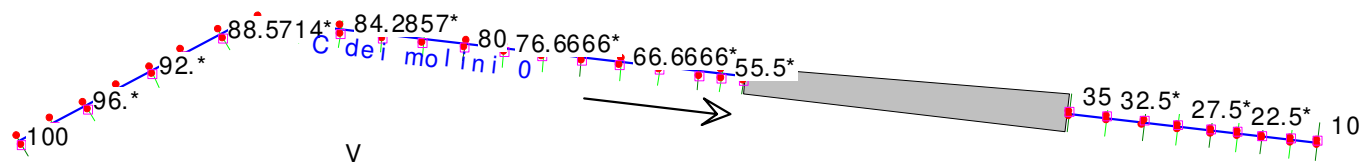


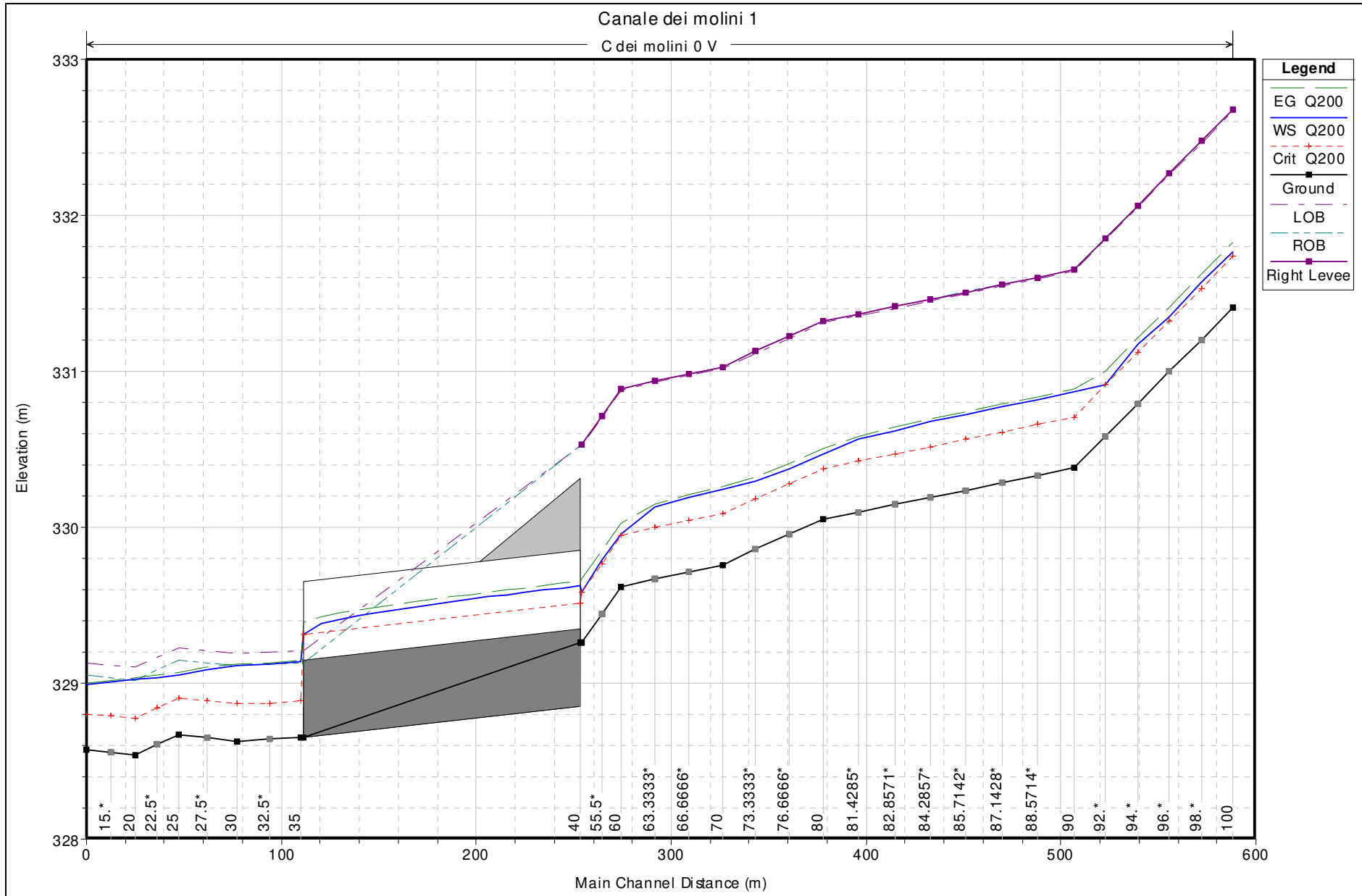


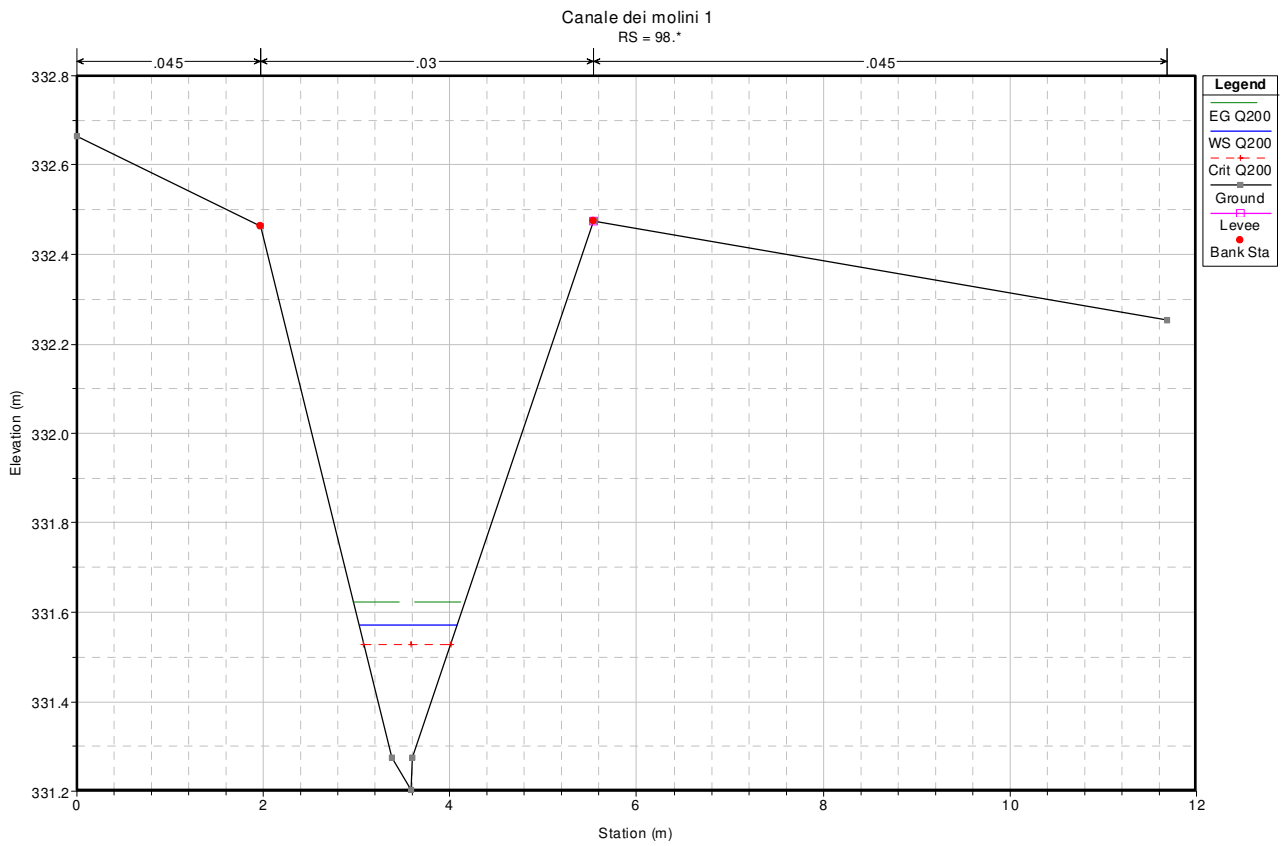
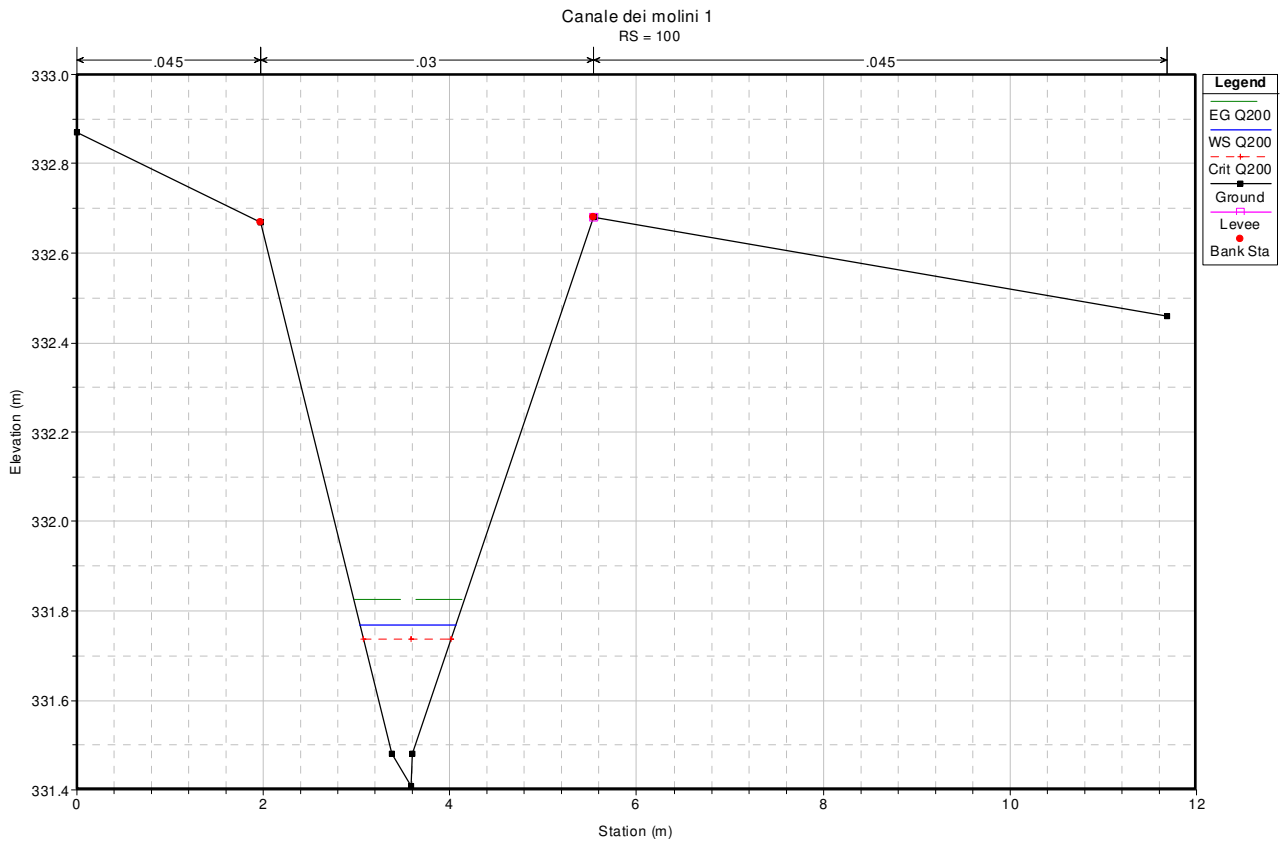
HEC-RAS Plan: prog River: T marroggia 1 Reach: F Profile: Q200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
viadotto	100	Q200	109.5	335.8	339.32	339.1	339.55	0.003286	2.67	87.34	163.5	0.54
viadotto	90	Q200	109.5	335.62	339.15	339.15	339.37	0.003225	2.65	91	181.68	0.53
viadotto	80	Q200	109.5	334.98	338.06	338.24	338.99	0.01145	4.57	29	21.15	0.98
viadotto	77	Q200	109.5	334.92	338.28	338.23	338.43	0.002609	2.31	106.37	209.07	0.47
viadotto	70	Q200	109.5	334.9	338.2	338.2	338.4	0.003442	2.62	91.05	187.99	0.54
viadotto	60	Q200	109.5	334.23	338.18	337.55	338.31	0.0015	2	93.14	81.13	0.37
viadotto	50	Q200	109.5	334.56	338.11	337.9	338.29	0.002533	2.36	78.77	78.89	0.47
viadotto	40	Q200	109.5	334.24	337.63	337.63	338.08	0.005123	3.42	48.33	49.5	0.68
viadotto	31	Q200	109.5	333.52	336.15	336.59	337.54	0.018316	5.56	23.88	20.62	1.27
viadotto	30	Q200	109.5	333.44	336.08	336.51	337.44	0.017673	5.49	24.23	20.81	1.25
viadotto	21	Q200	109.5	333.01	336.47	335.97	336.82	0.00311	3.06	60.18	63.08	0.57
viadotto	20	Q200	109.5	332.97	336.5	335.91	336.78	0.002525	2.82	64.48	58.68	0.52
viadotto	16	Q200	109.5	333	336.35	335.94	336.73	0.003373	3.14	58.37	69.06	0.6
viadotto	15	Q200	109.5	333.01	336.4	335.86	336.69	0.002665	2.83	61.34	64.43	0.54
viadotto	11	Q200	109.5	333.05	336.11	335.85	336.6	0.0046	3.51	43.76	42.13	0.7
viadotto	10.5	Q200	109.5	332.75	336.29	335.53	336.5	0.001829	2.49	73.73	68.49	0.45
viadotto	10	Q200	109.5	332.46	336.36	335.22	336.47	0.000923	1.92	103.01	75	0.33
viadotto	9	Q200	109.5	332.93	335.69	335.69	336.39	0.007329	4.13	35.77	28.09	0.87
viadotto	8.5	Q200	109.5	332.73	335.11	335.49	336.3	0.01516	5.26	26.07	21.64	1.21
viadotto	8	Q200	109.5	332.54	334.8	335.31	336.21	0.019241	5.69	23.68	20.36	1.35
viadotto	7.5	Q200	109.5	332.14	335.54	334.82	335.83	0.00246	2.86	67.98	73.88	0.53
viadotto	7	Q200	109.5	332.01	335.62	334.66	335.79	0.001414	2.28	82.2	71	0.41
viadotto	6	Q200	109.5	332.35	335.21	334.89	335.71	0.004818	3.61	43.23	31.6	0.72
viadotto	5	Q200	109.5	332.03	335.31	334.4	335.58	0.002175	2.76	64.83	47.91	0.5
viadotto	4	Q200	109.5	331.98	335.32	334.32	335.52	0.001704	2.52	71.92	48.74	0.45
viadotto	3	Q200	109.5	331.86	334.98	334.27	335.43	0.003139	3.26	39.47	46.32	0.6
viadotto	2.5		Bridge									
viadotto	2	Q200	109.5	331.73	334.67	334.26	335.25	0.004547	3.77	35.29	39.83	0.72
viadotto	1	Q200	109.5	331.6	334.78	333.97	335.08	0.002638	3.03	62.06	48.74	0.55

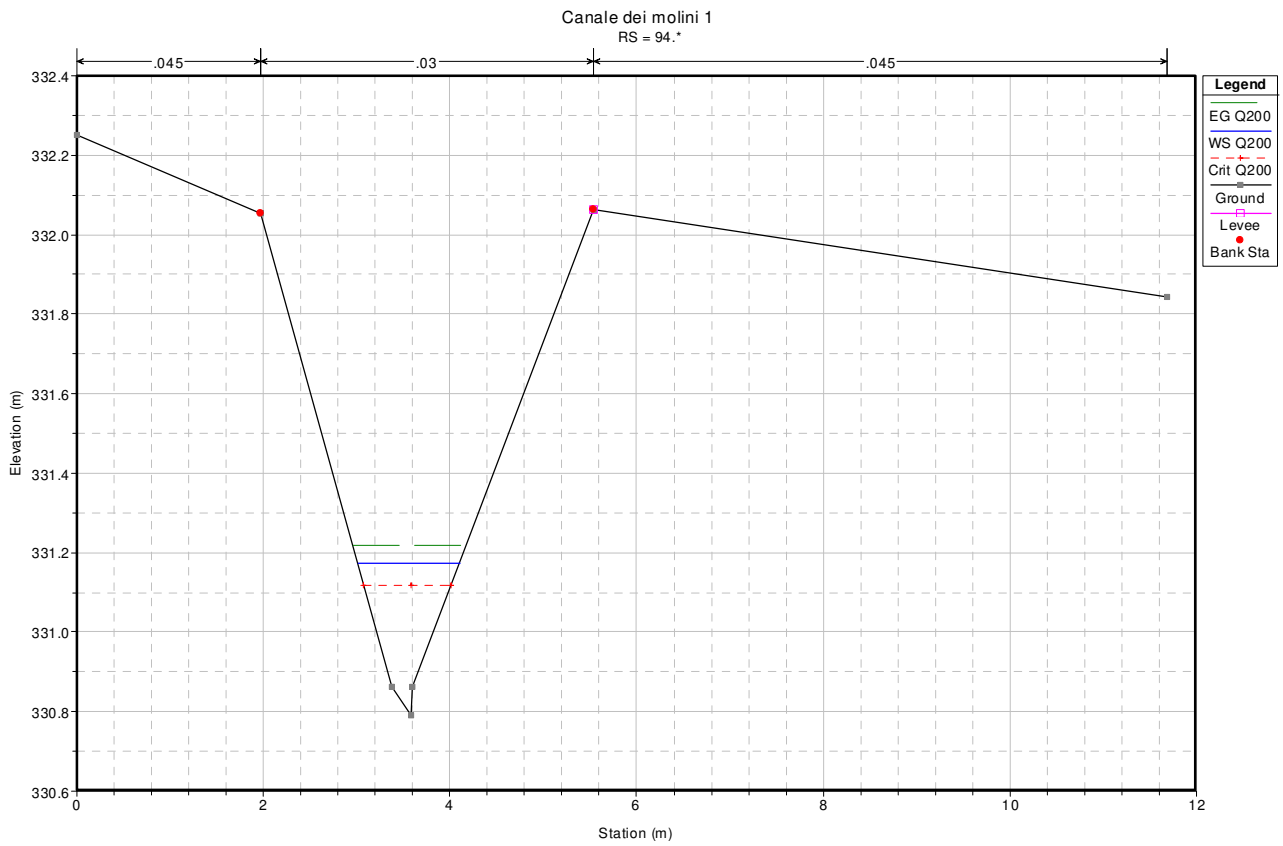
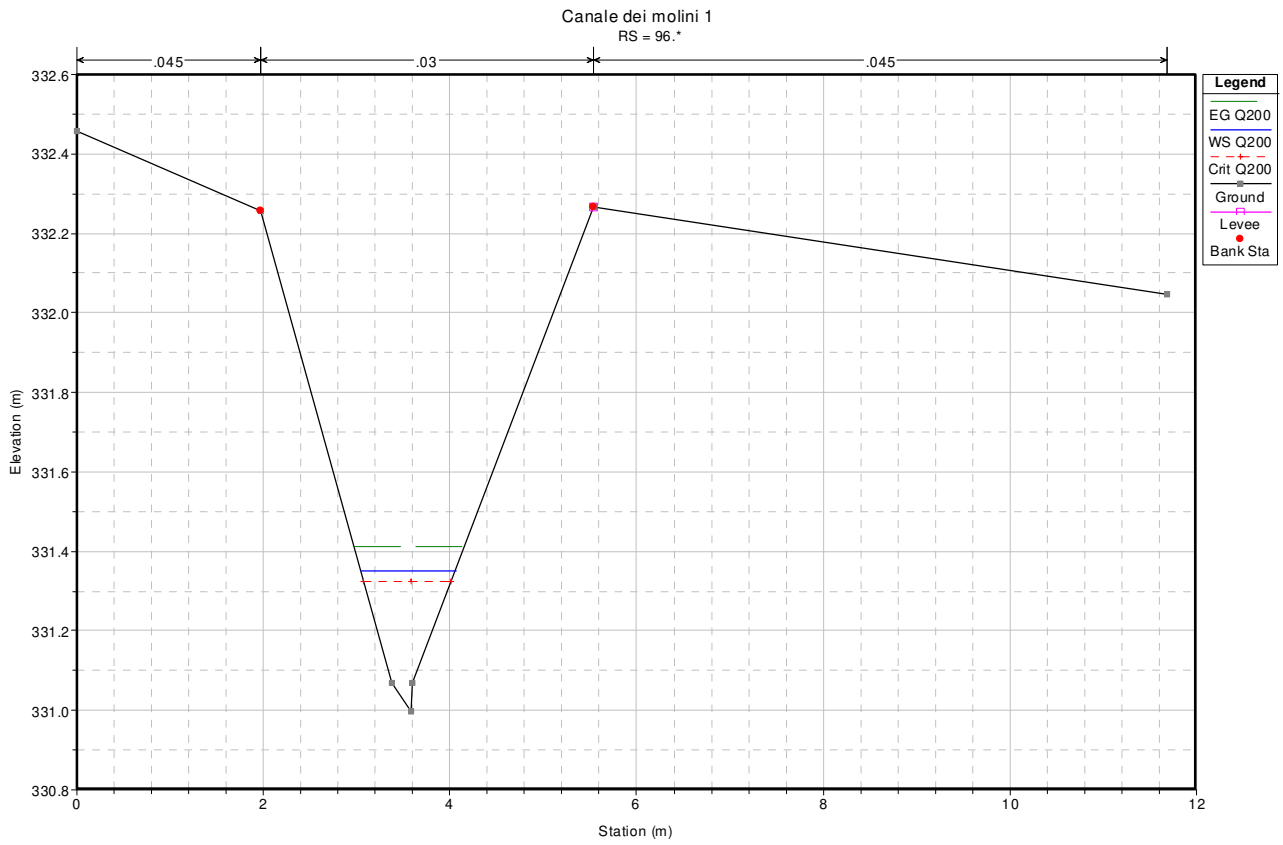
ALLEGATO D

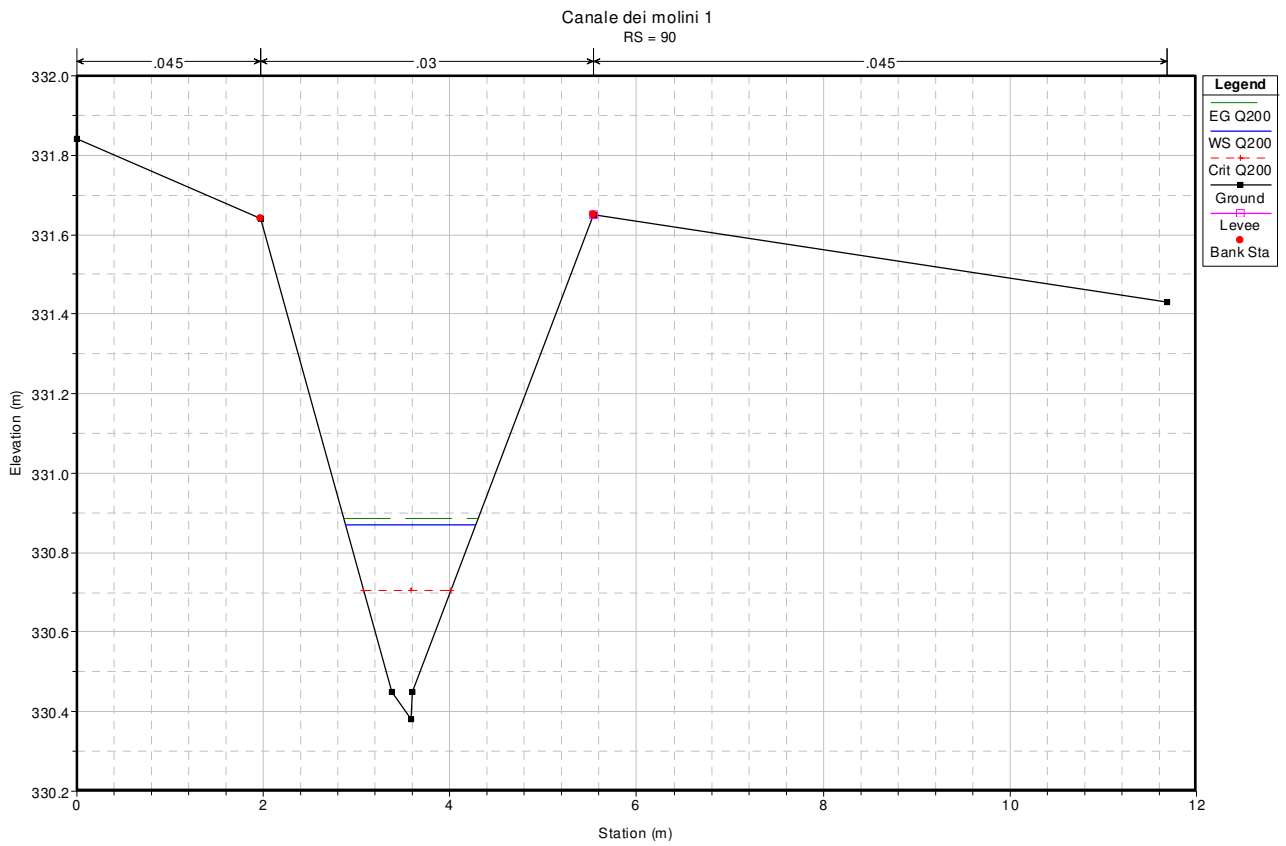
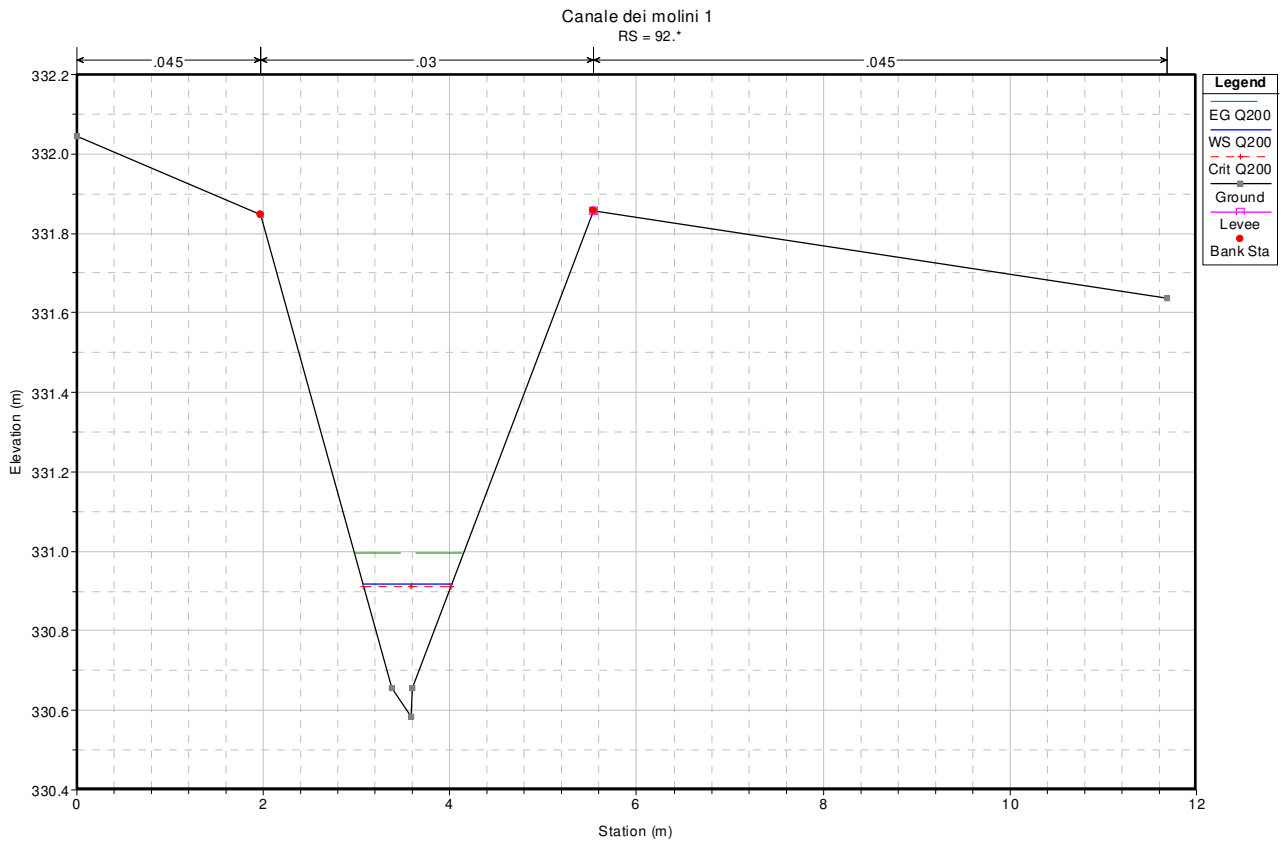
**RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE
CANALE DEI MOLINI I – STATO ATTUALE**

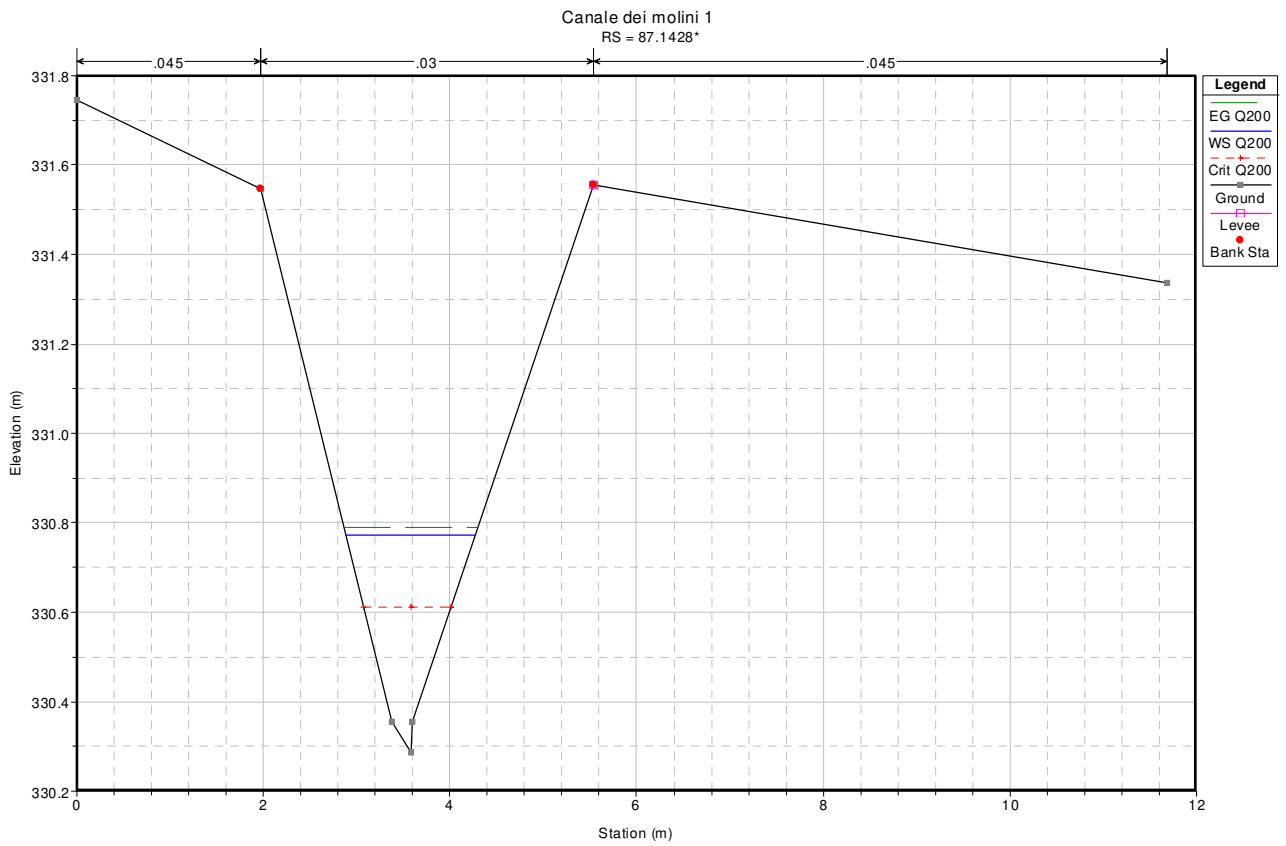
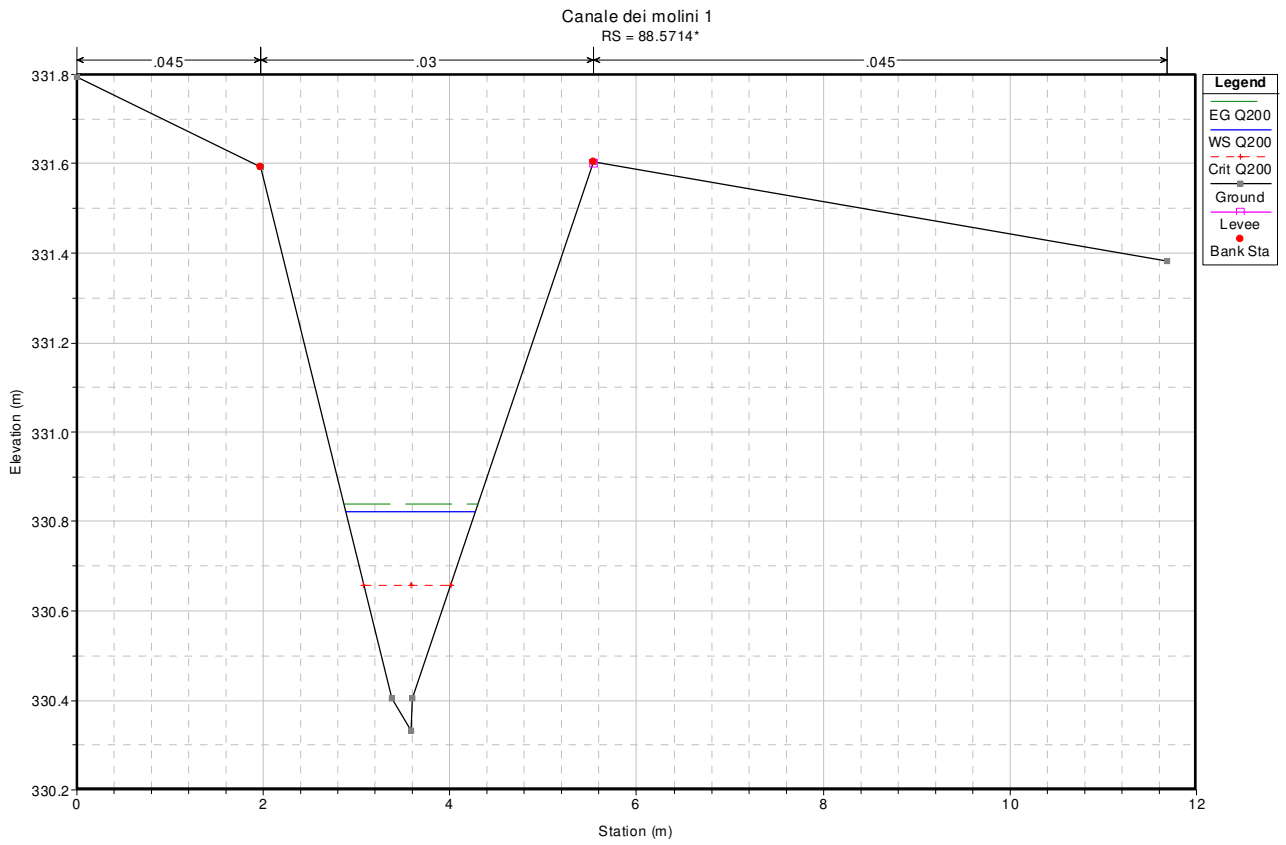


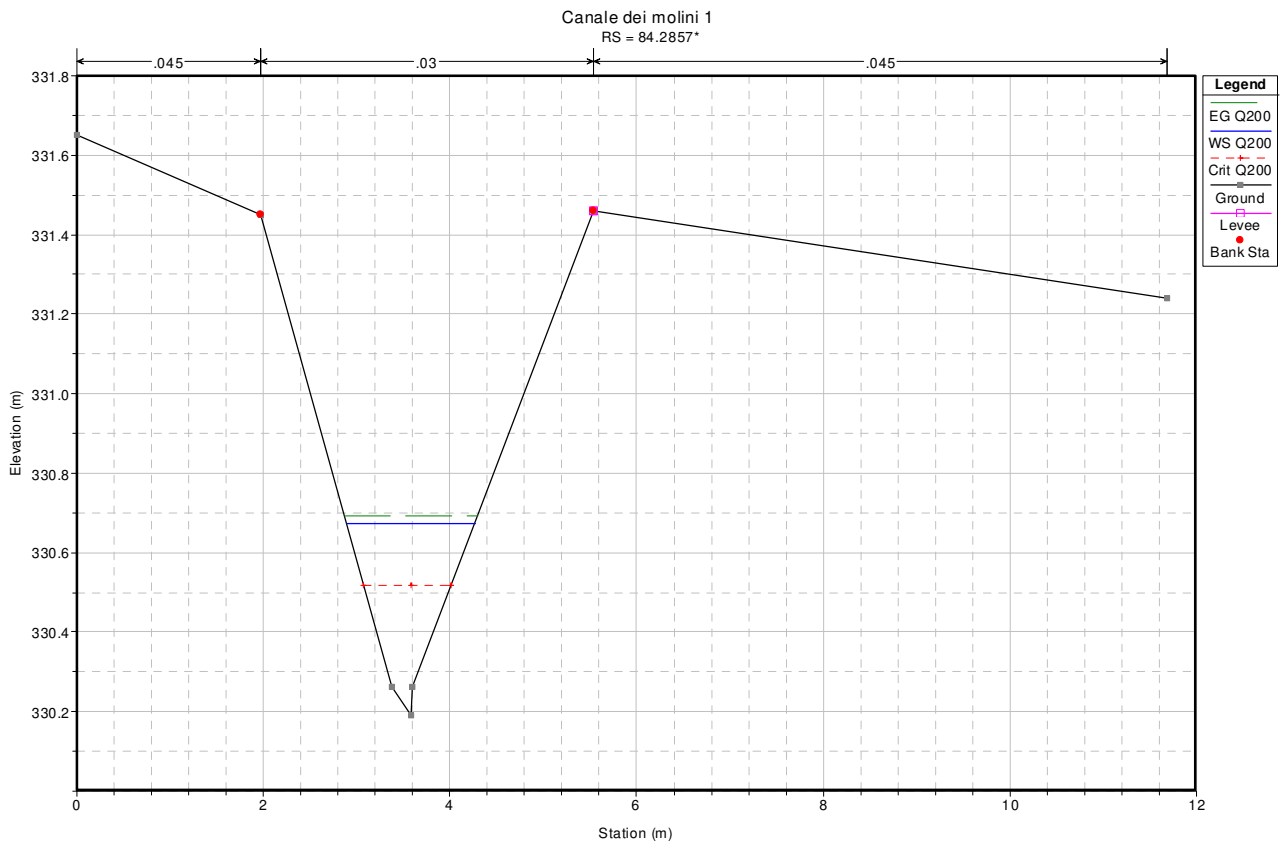
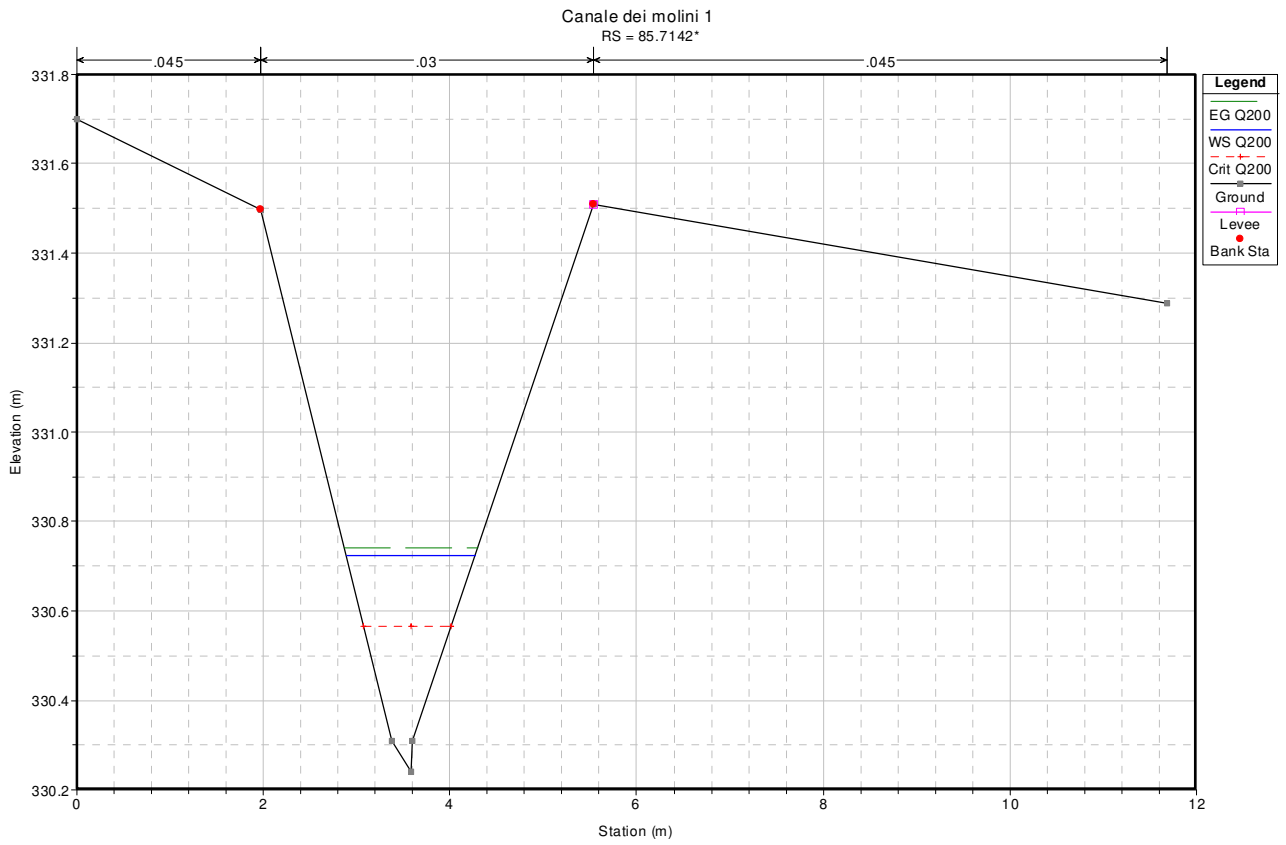


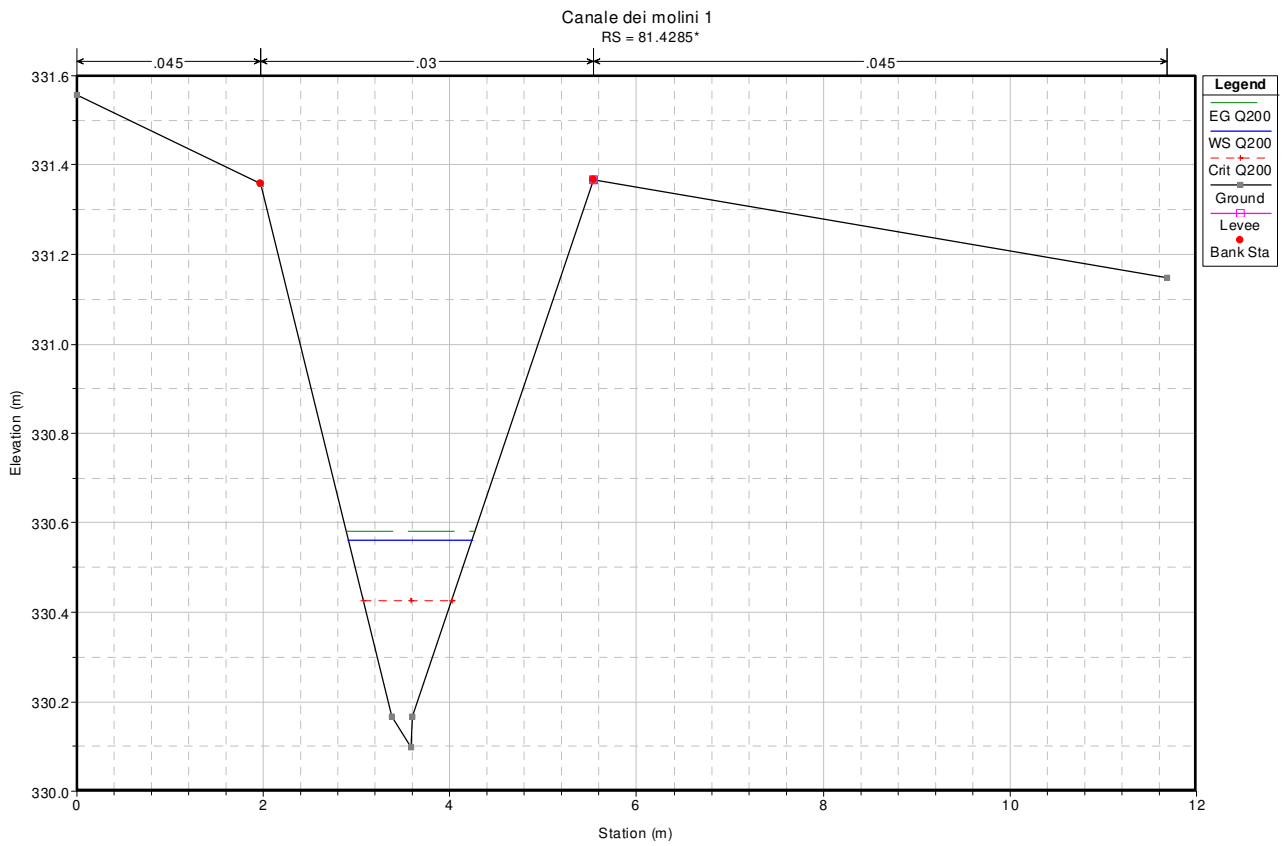
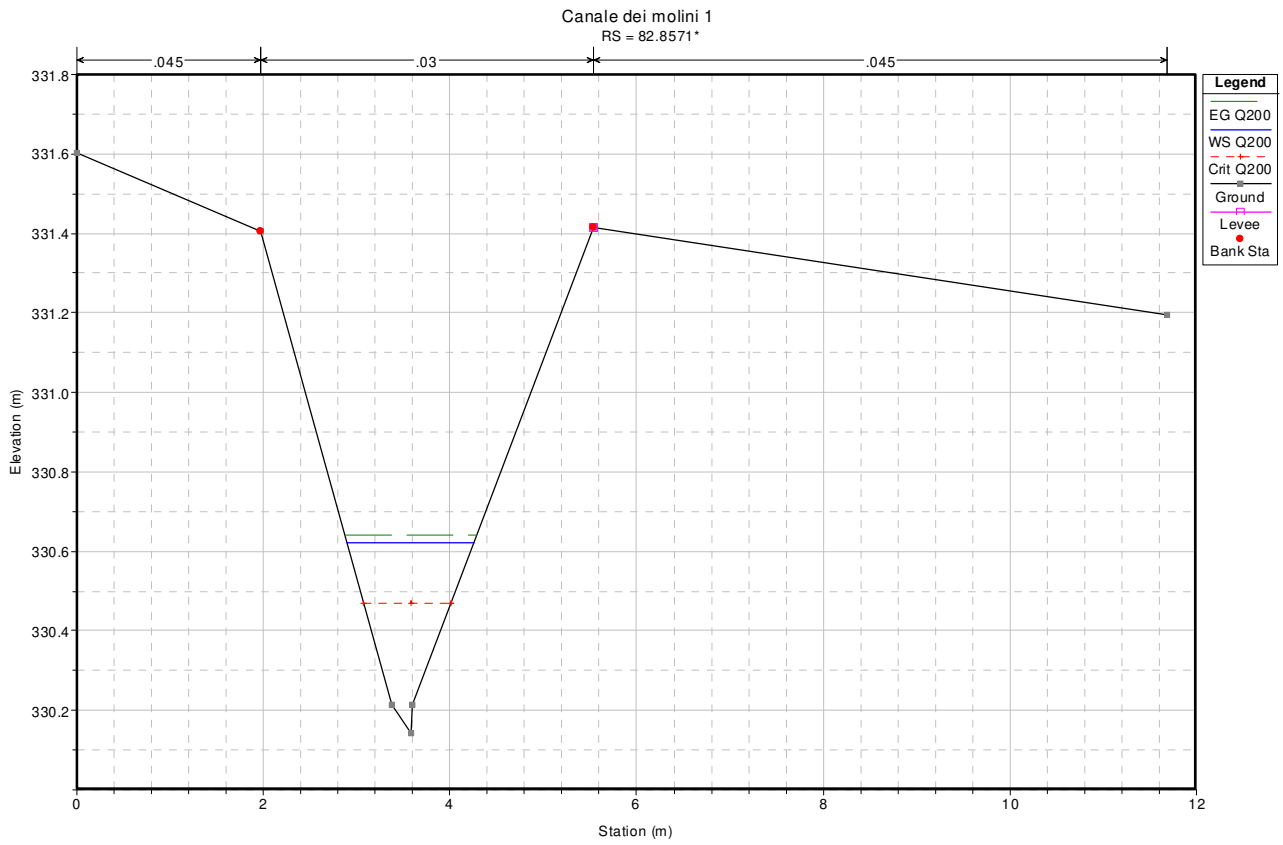


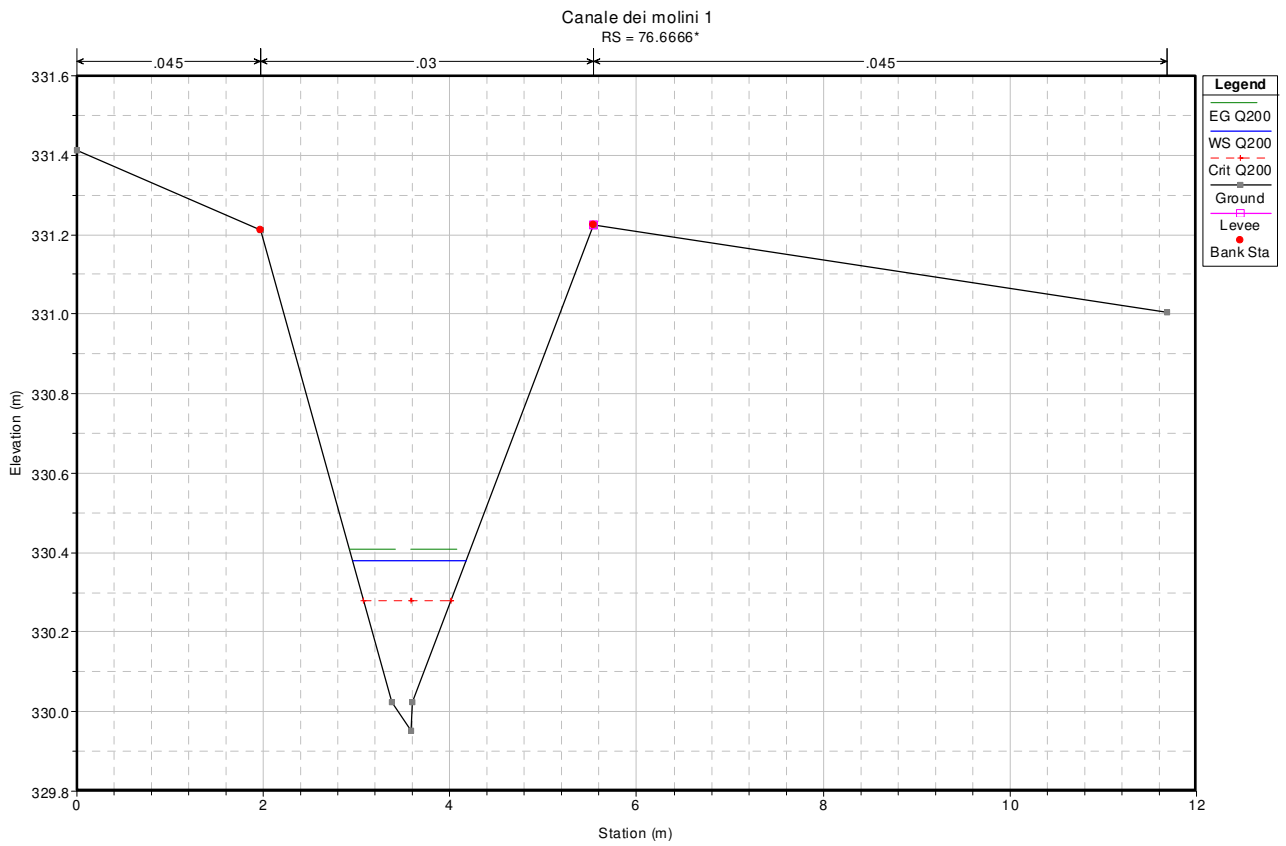
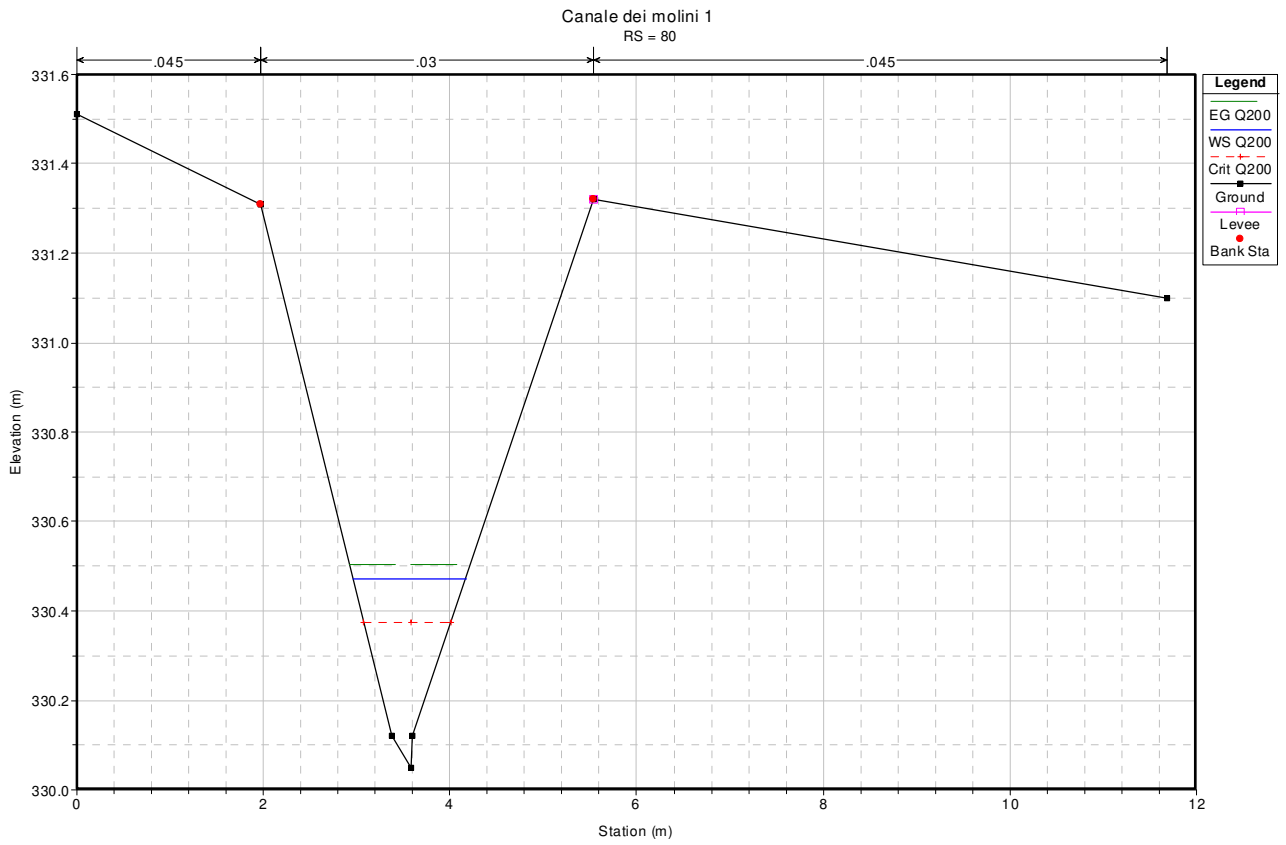


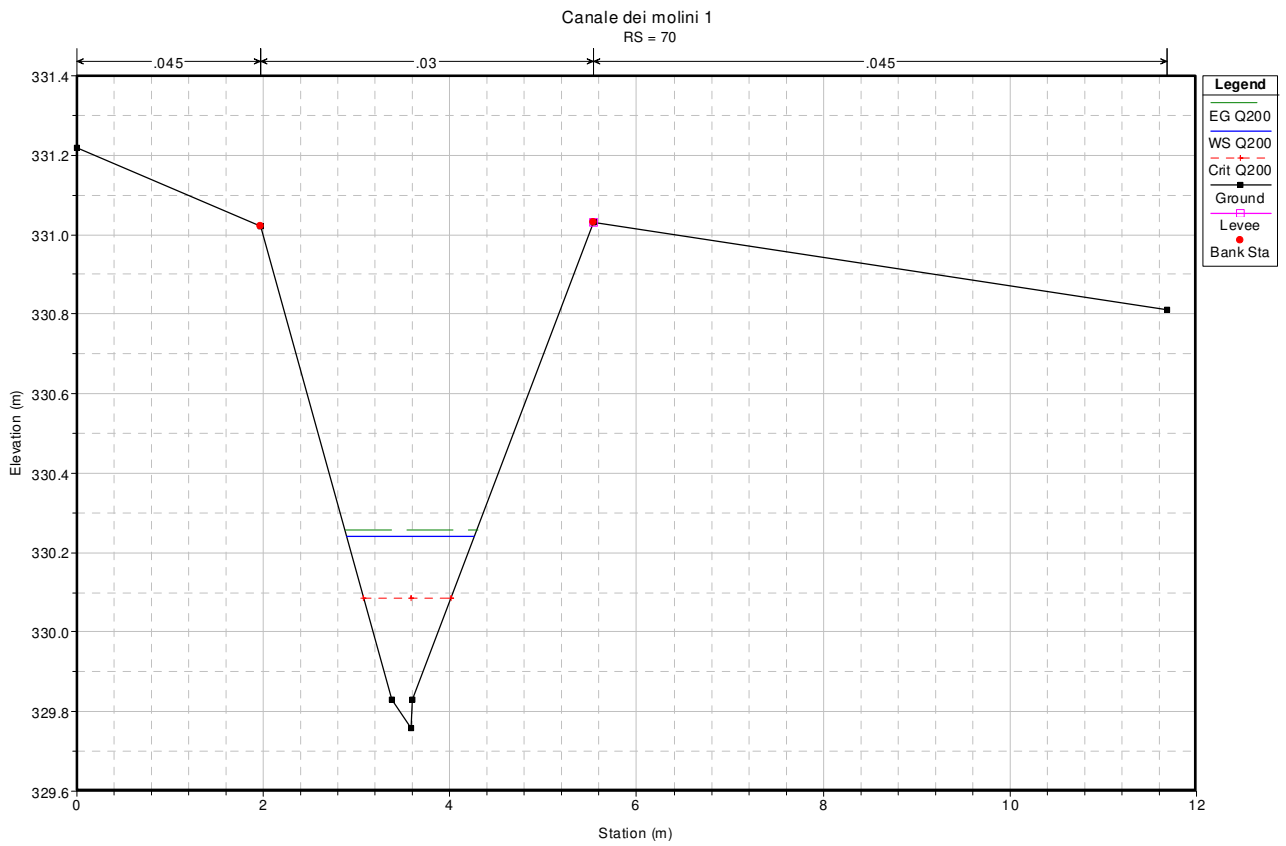
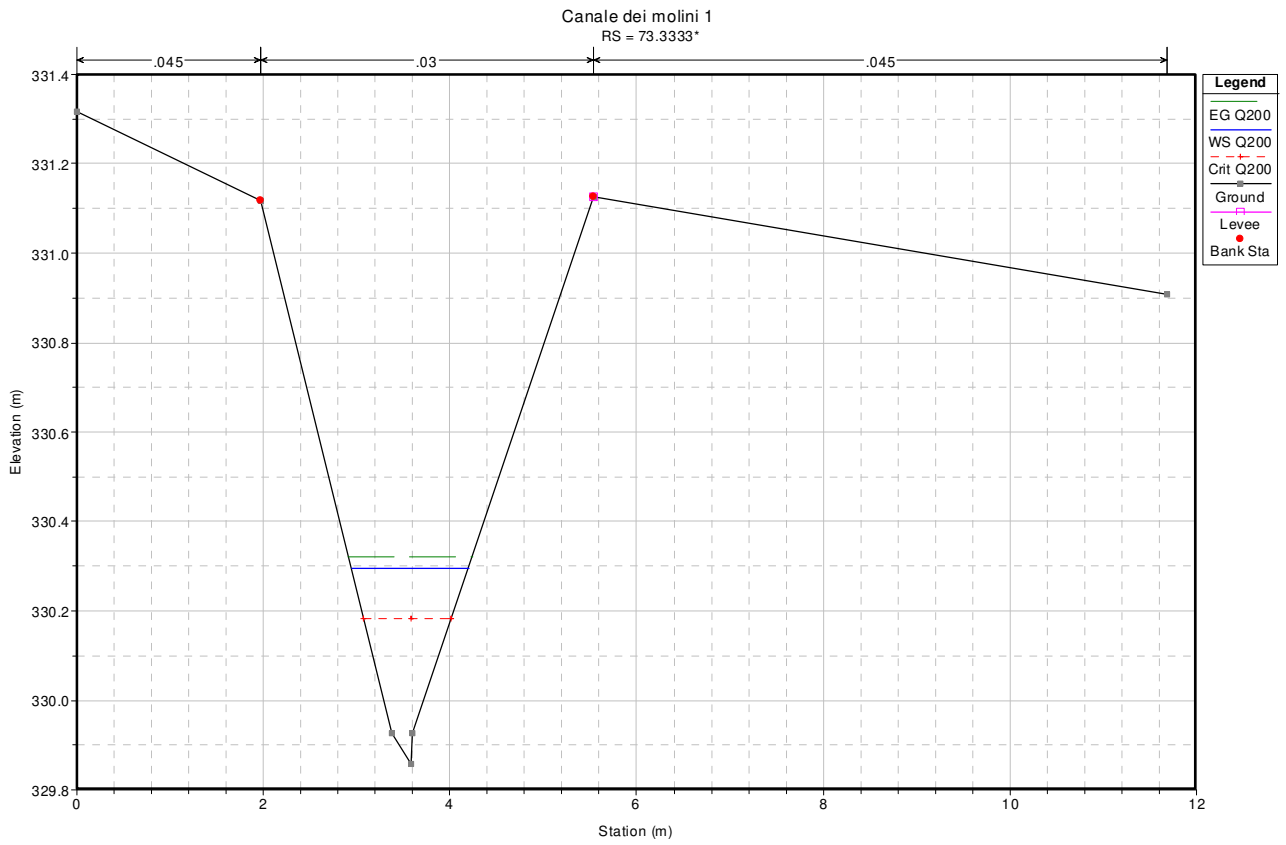


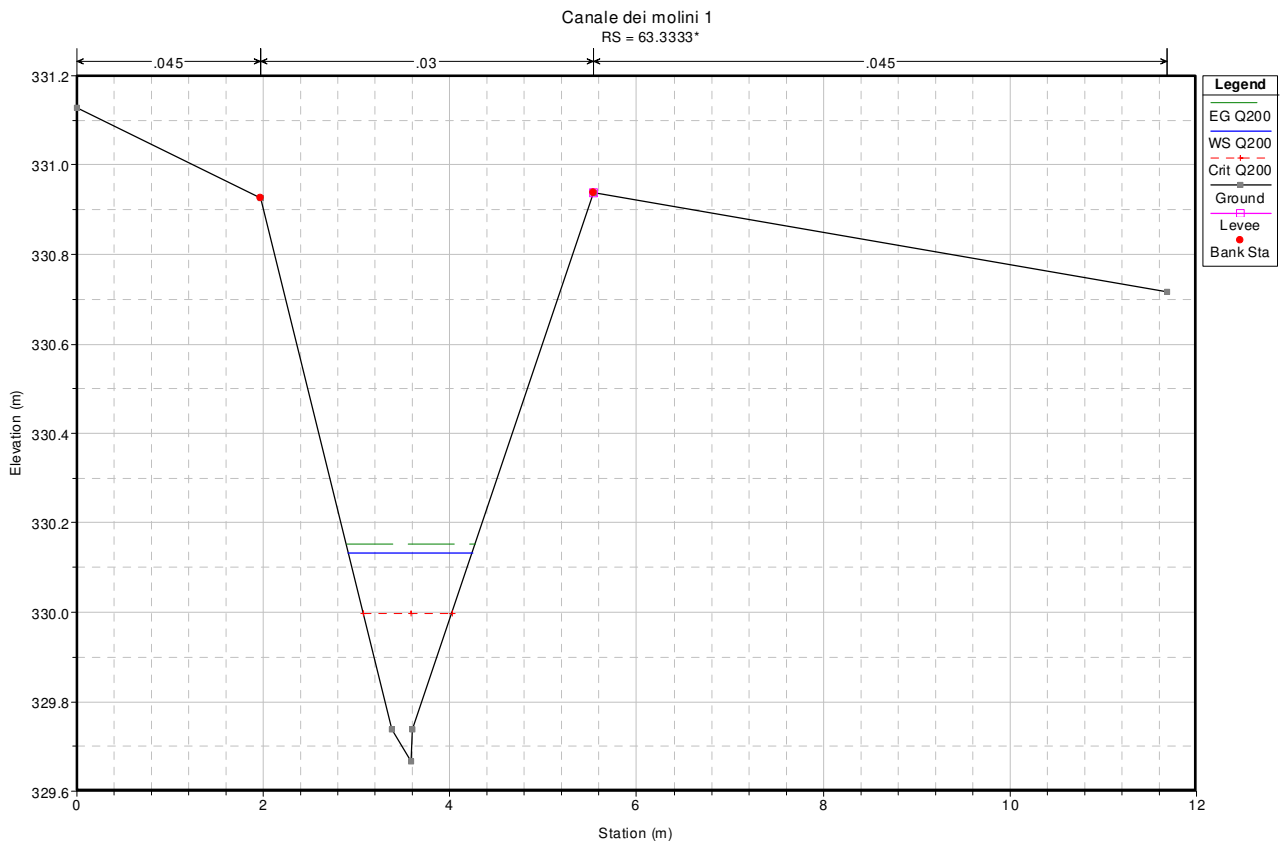
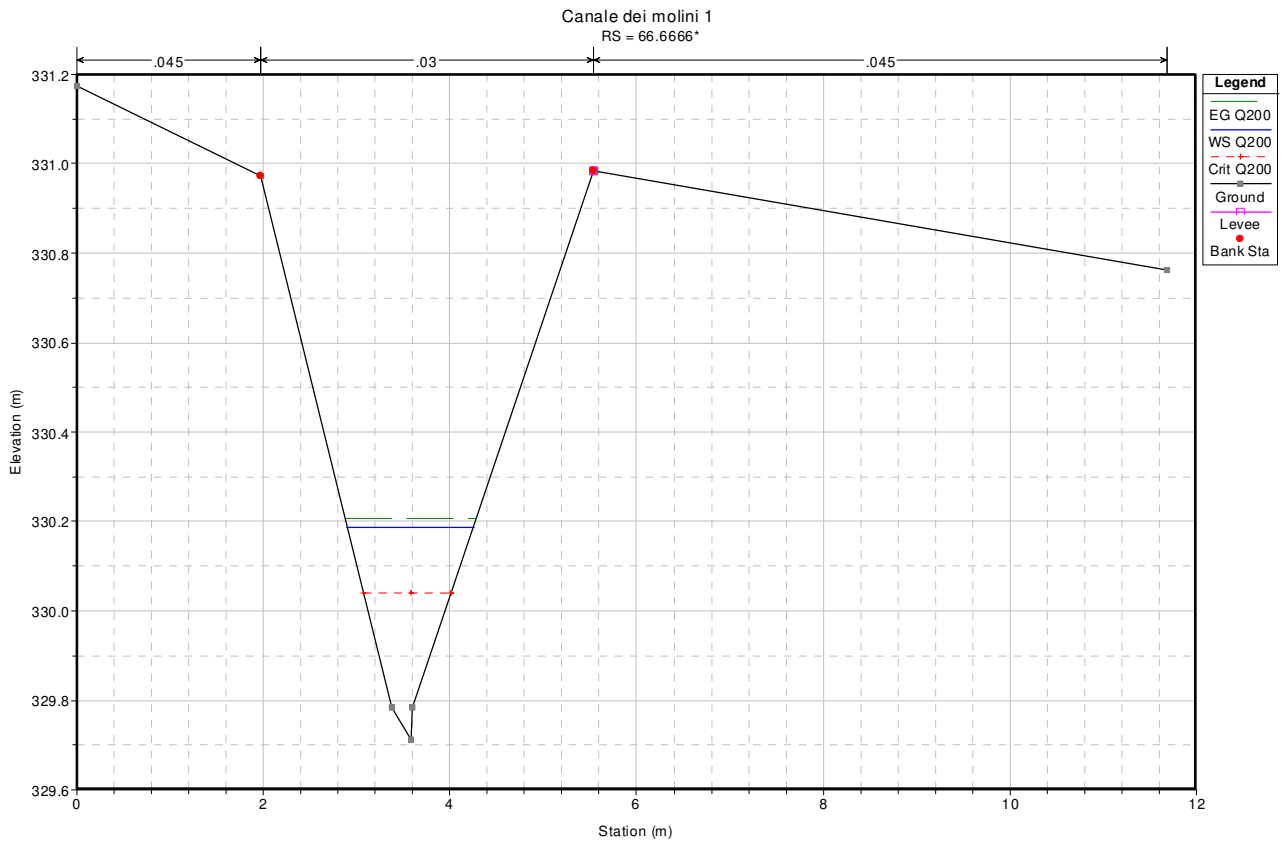


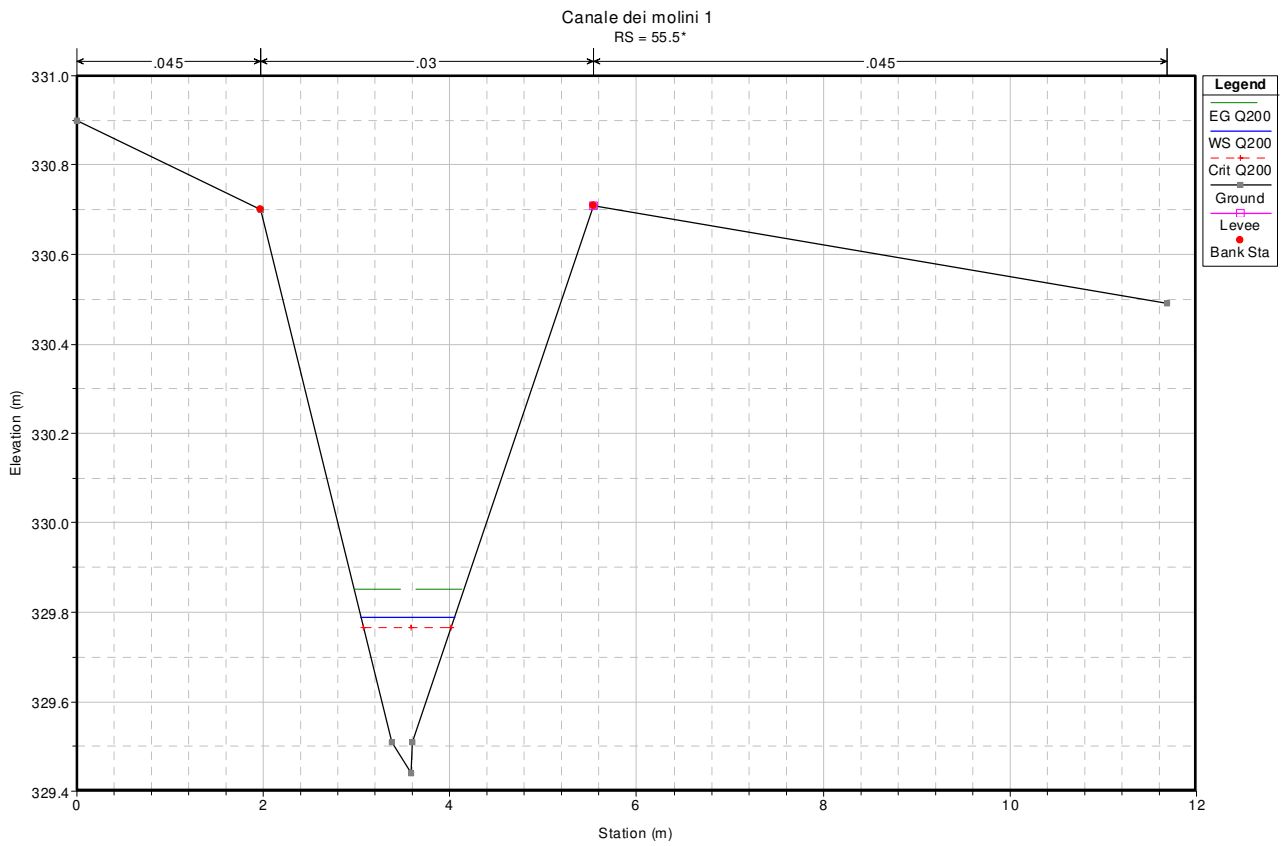
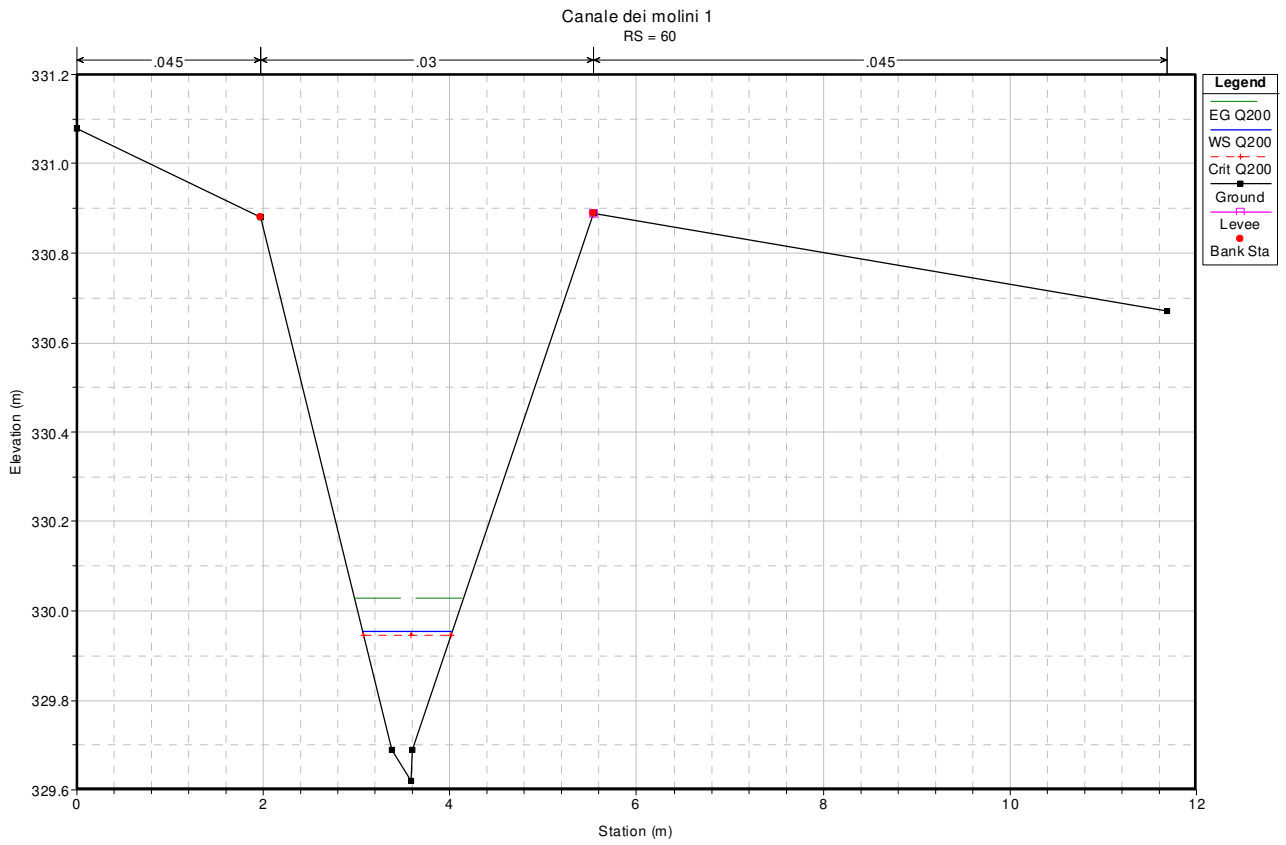


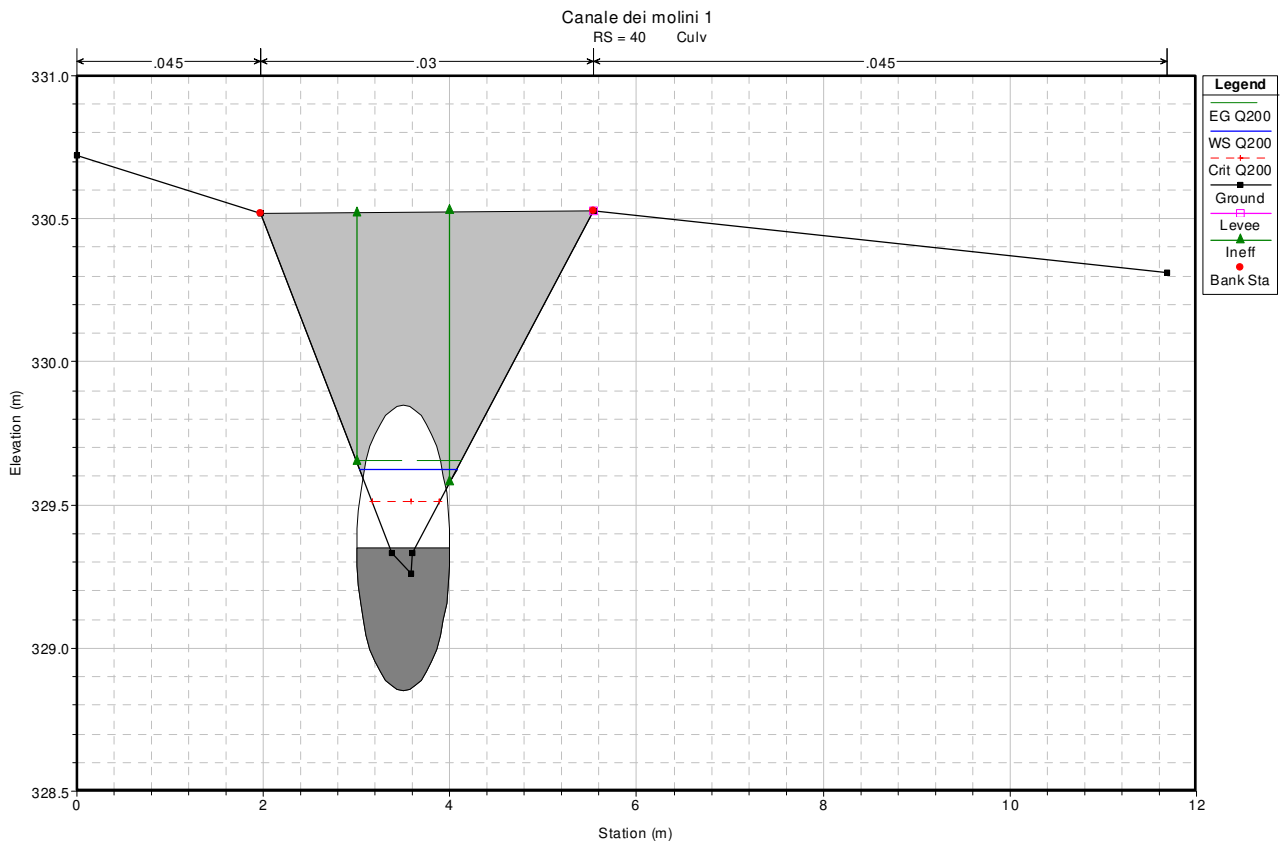
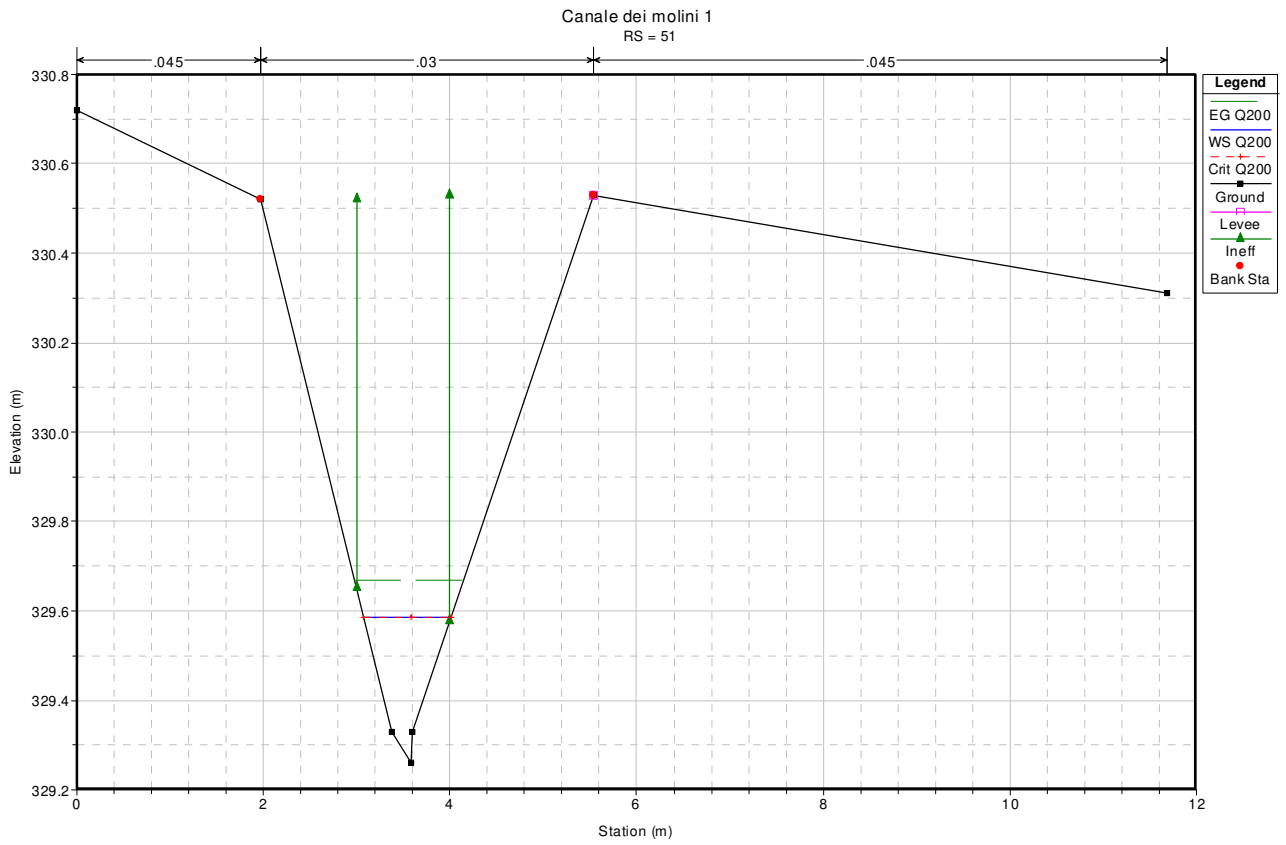


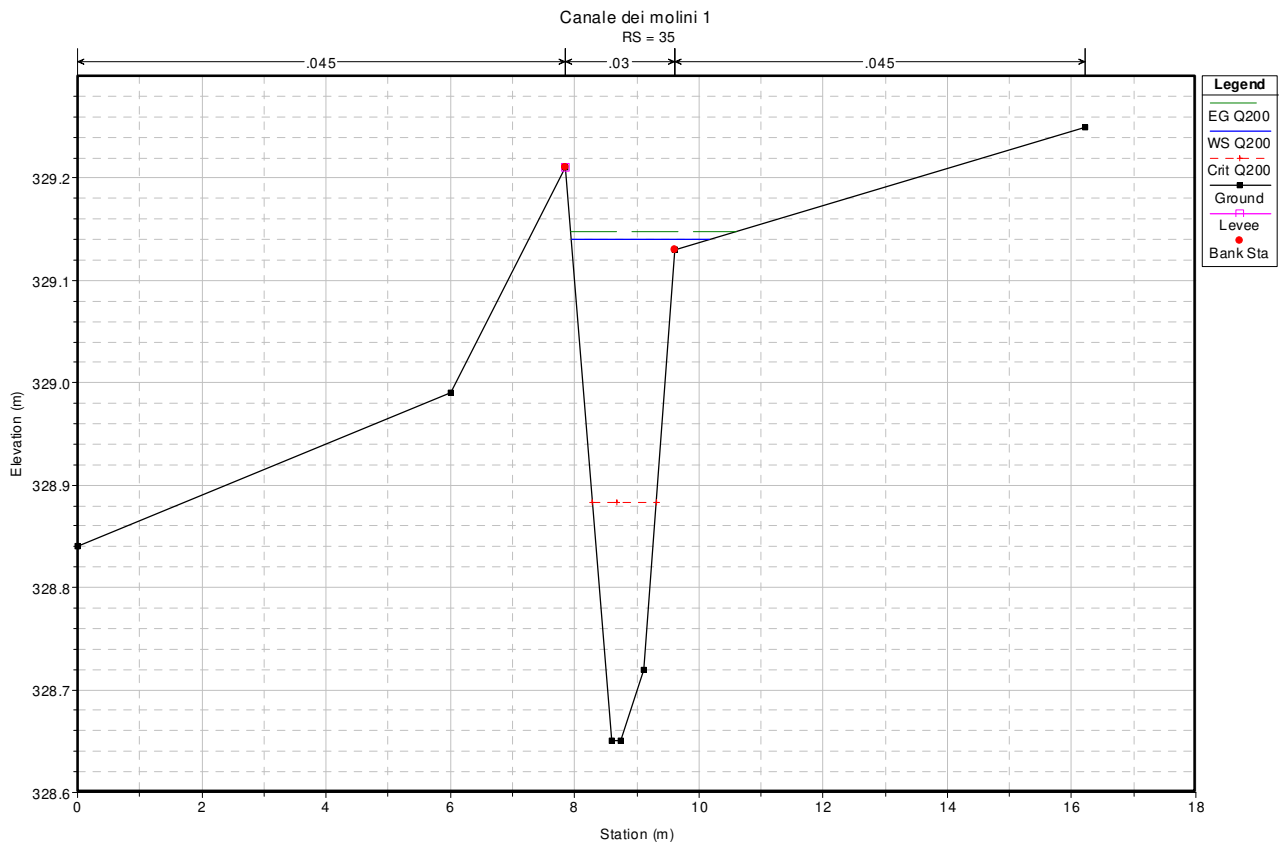
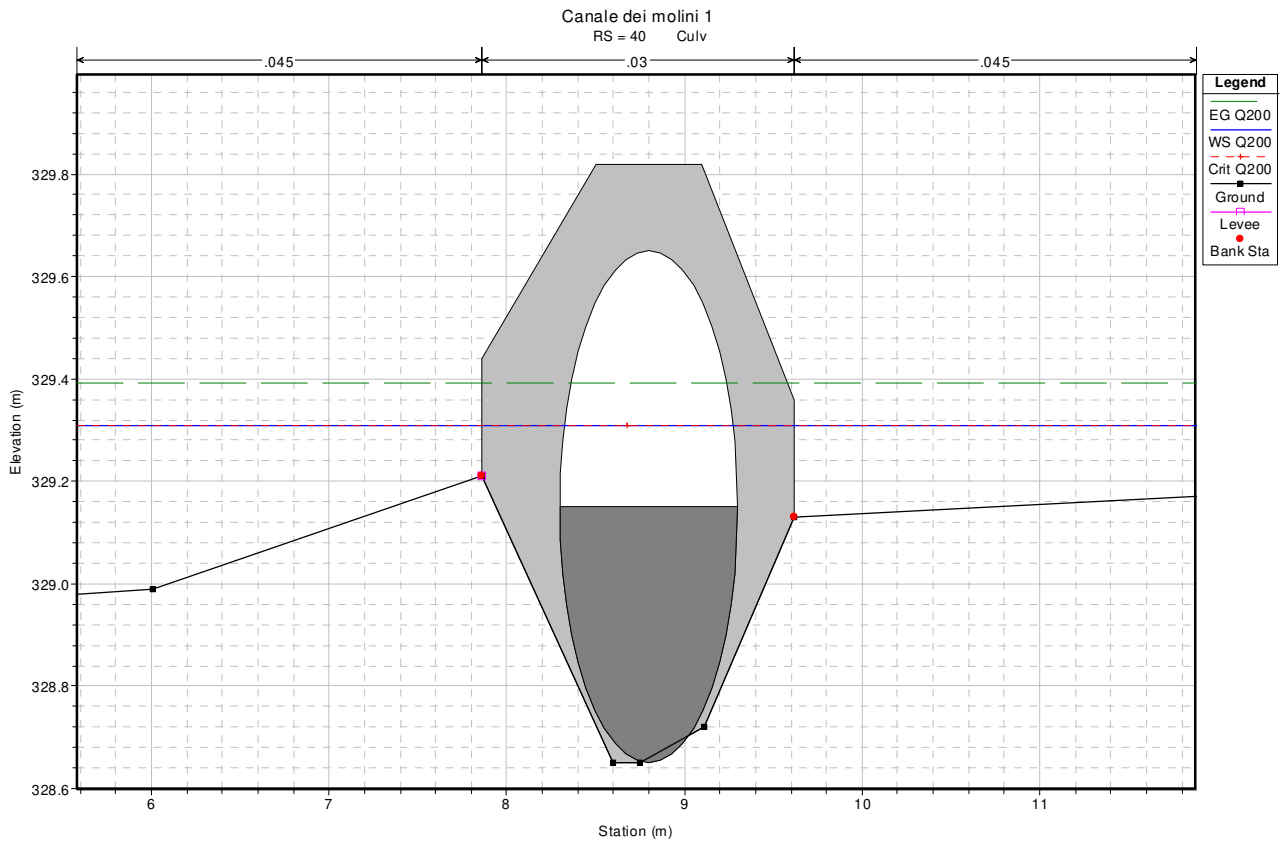


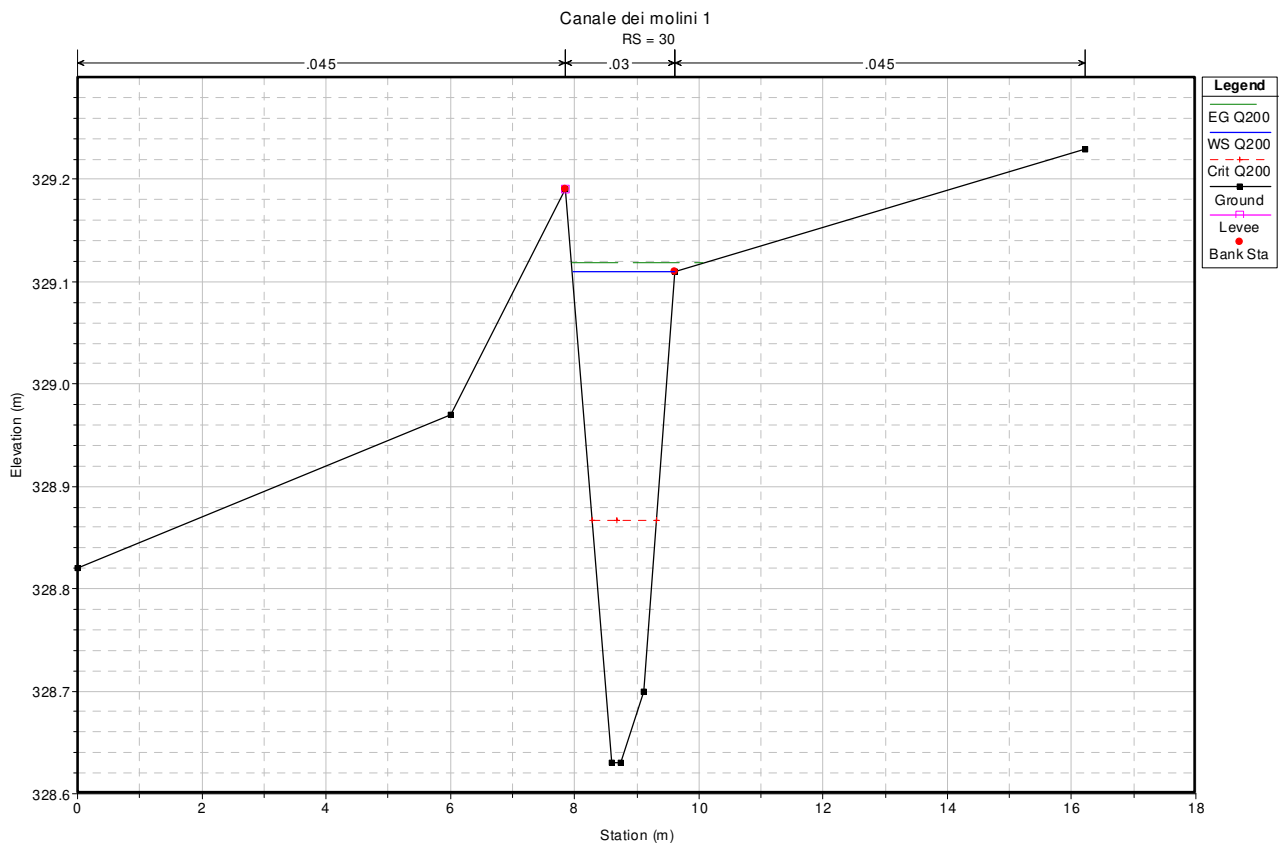
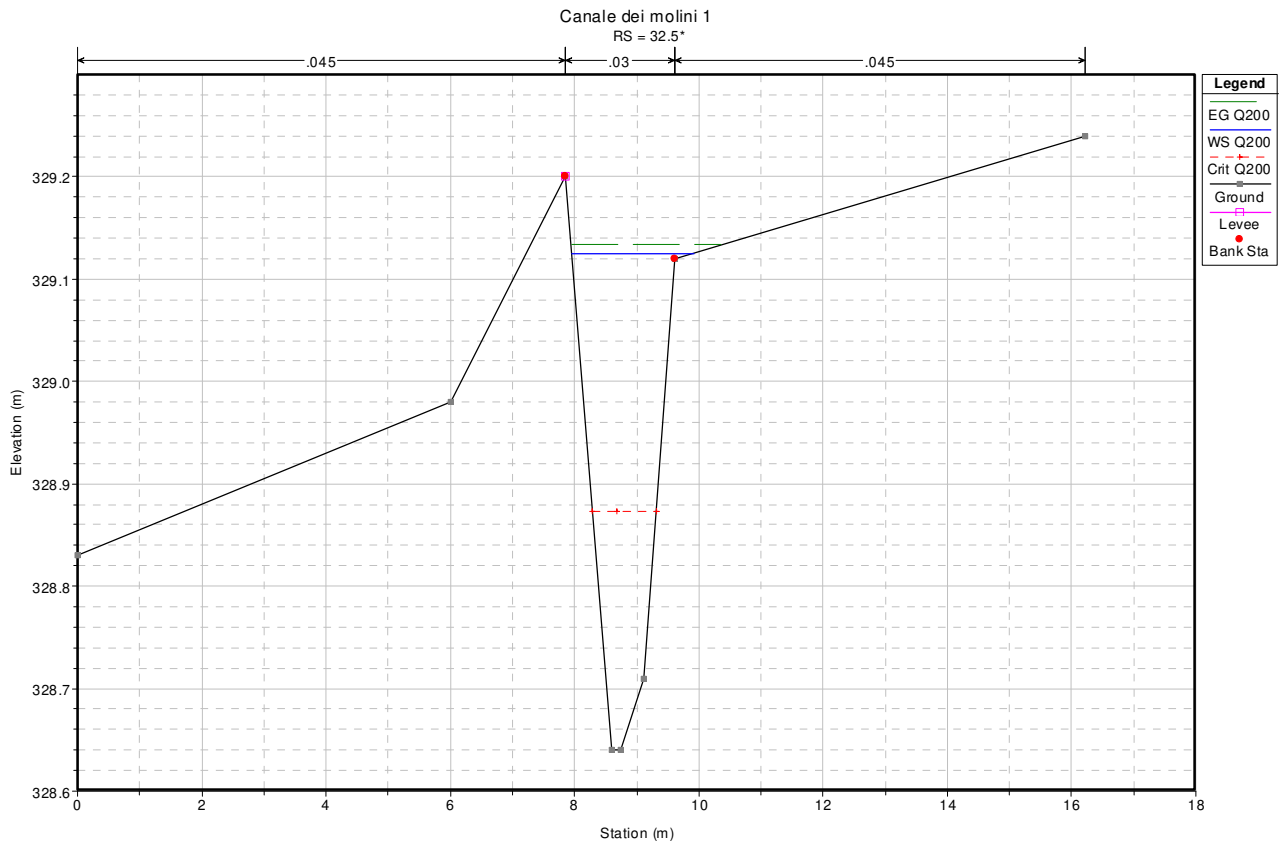


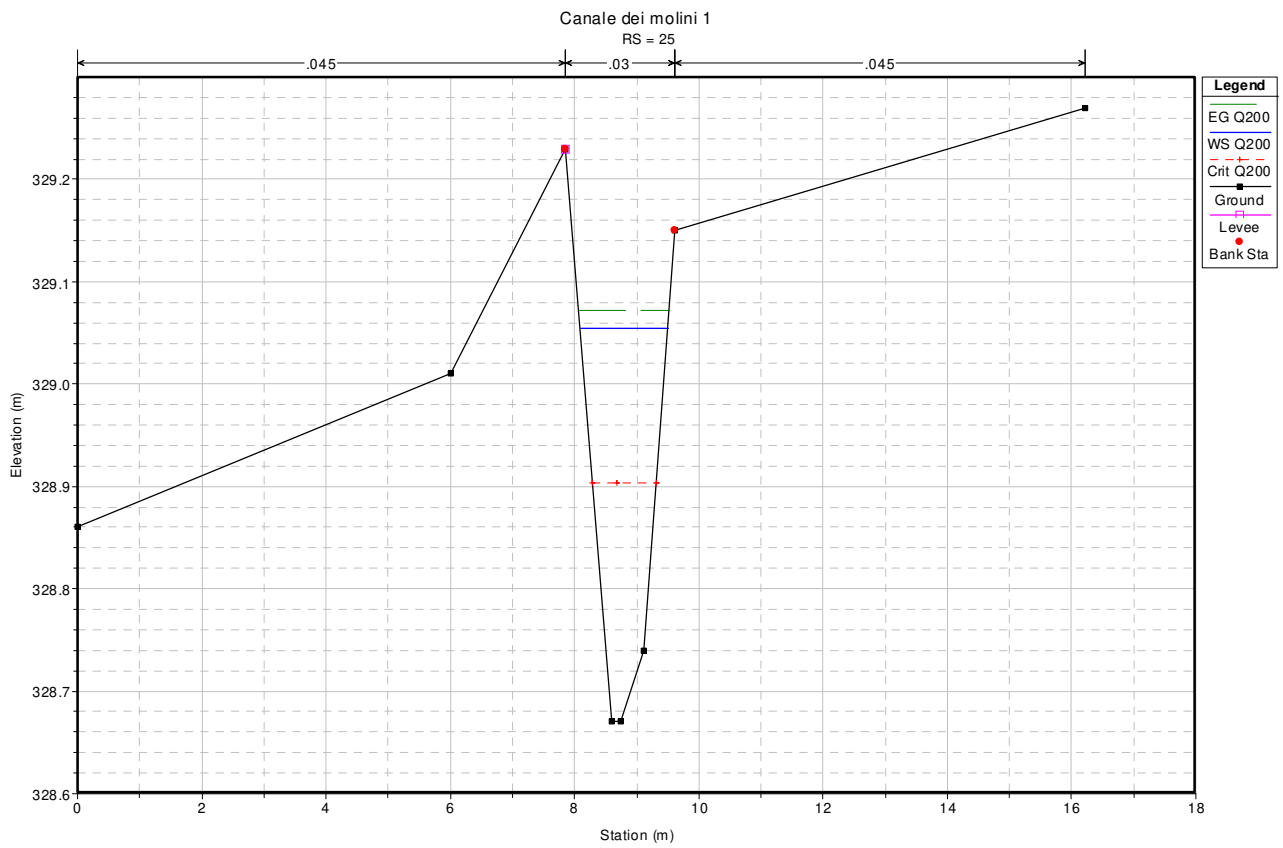
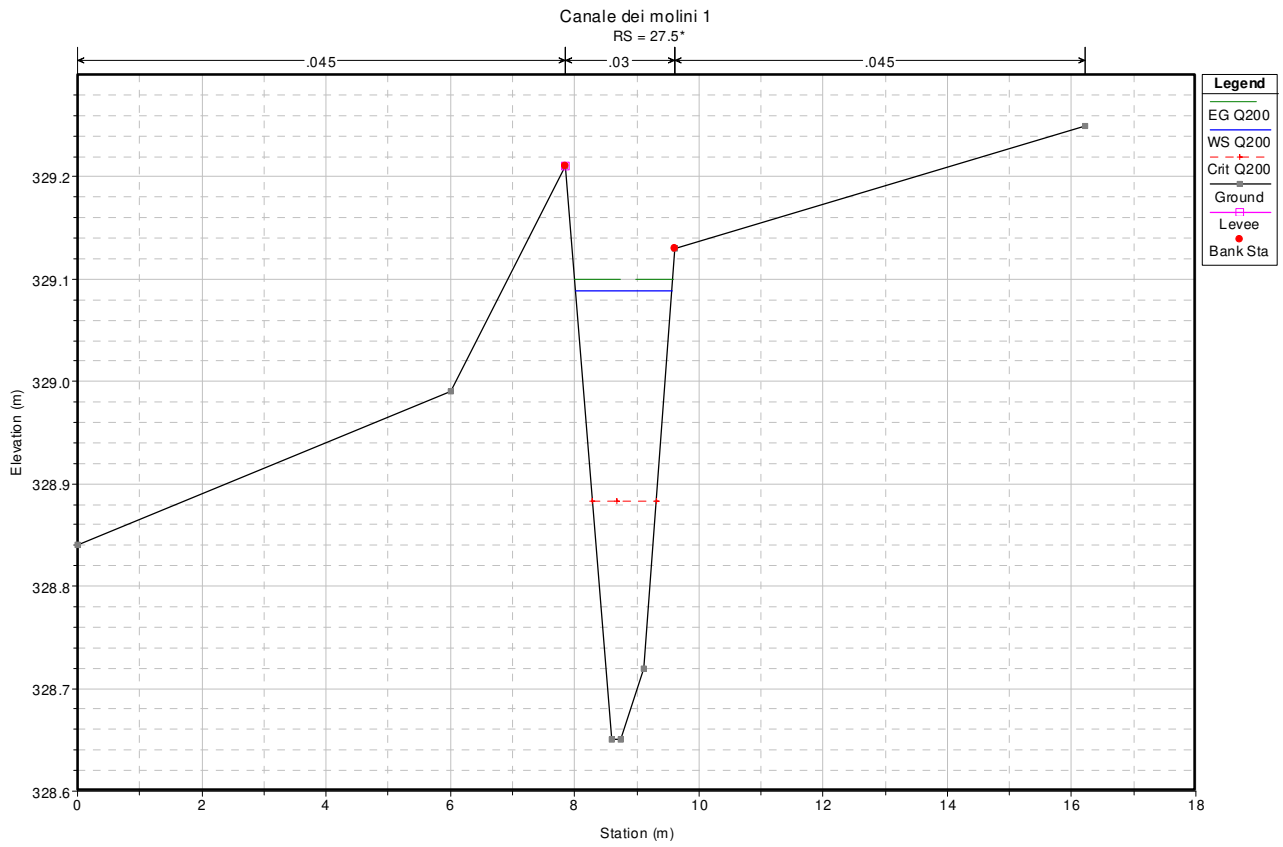


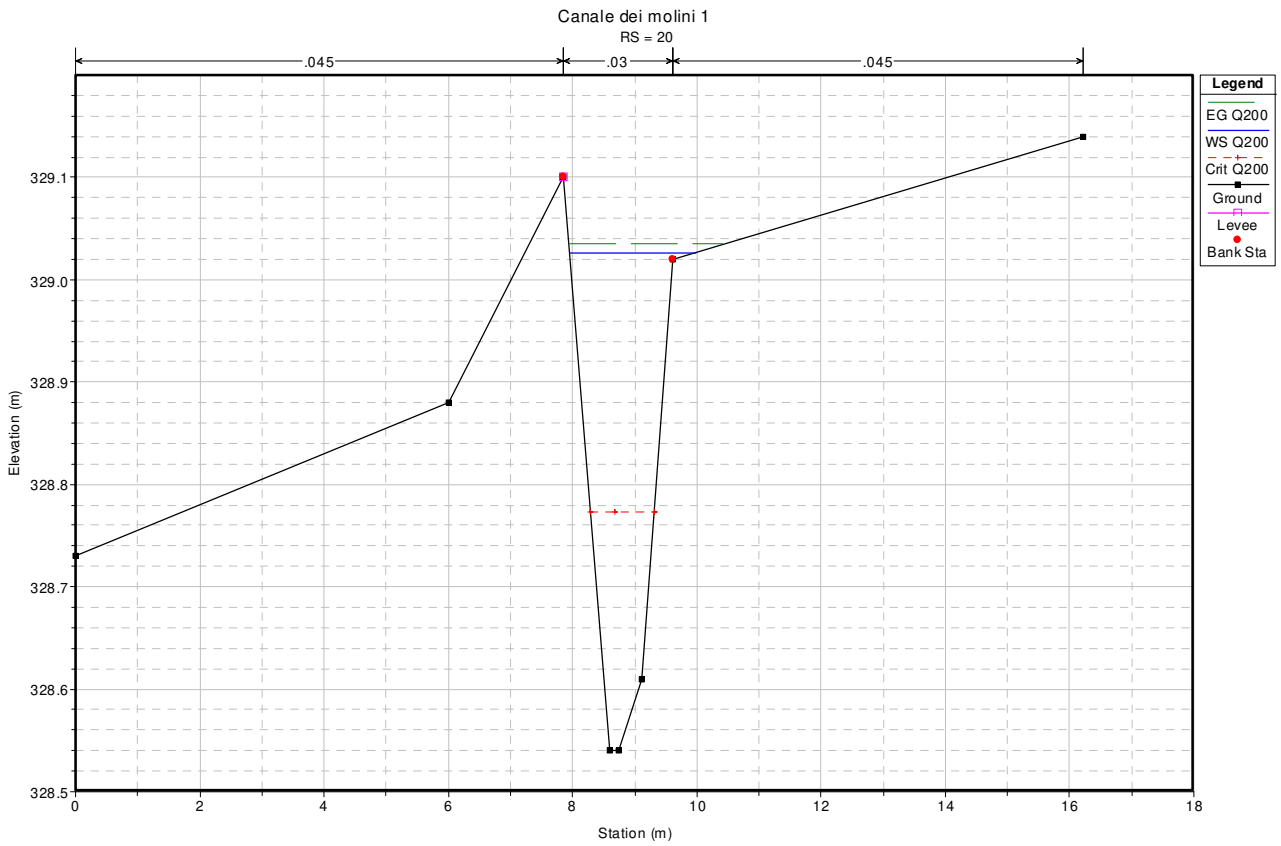
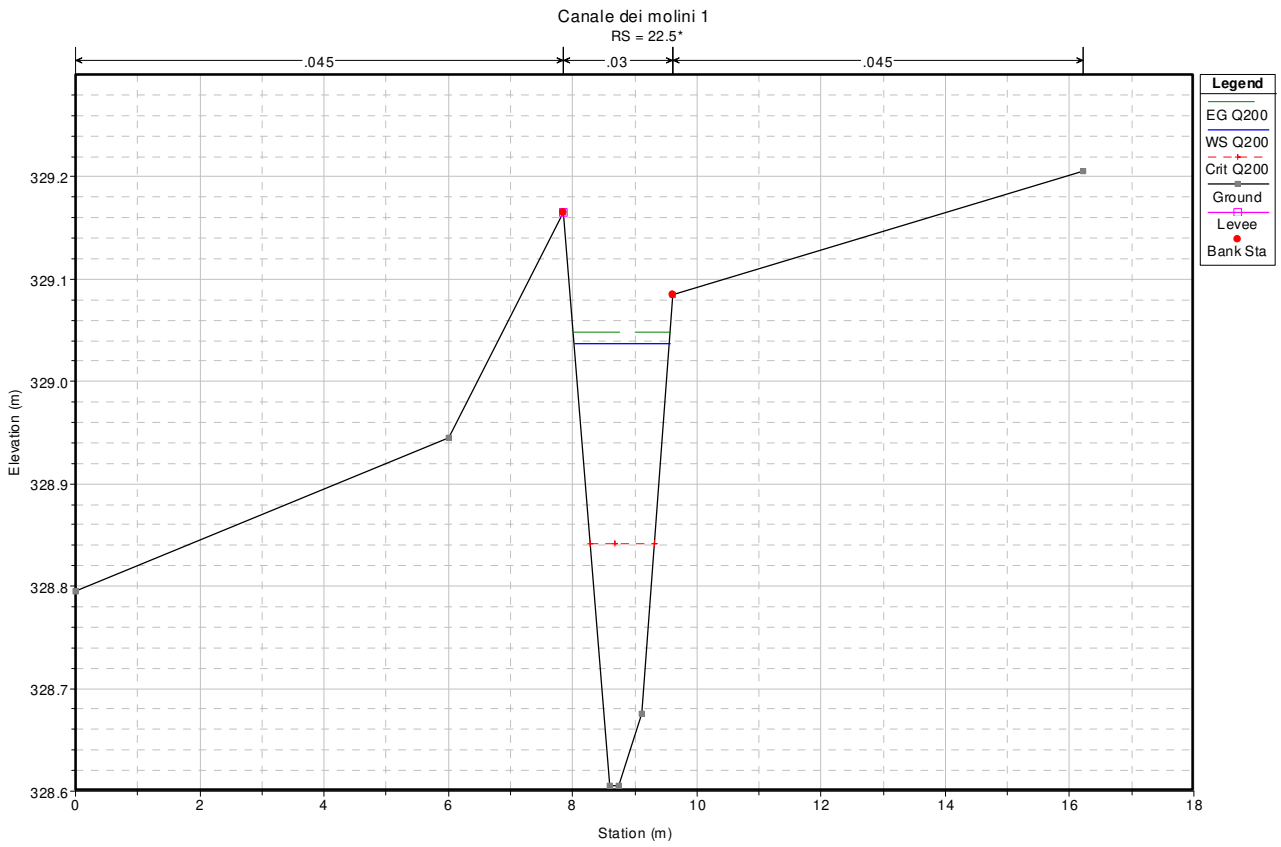


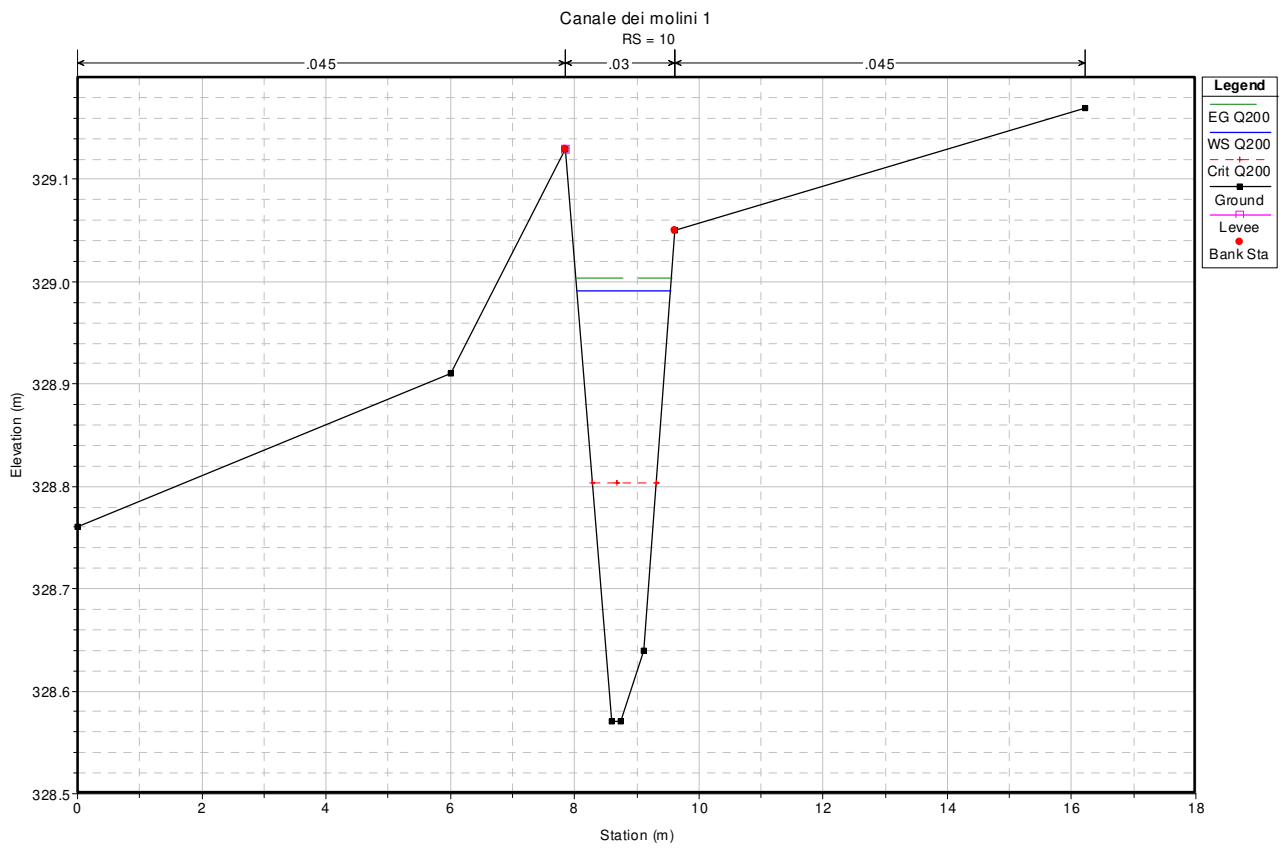
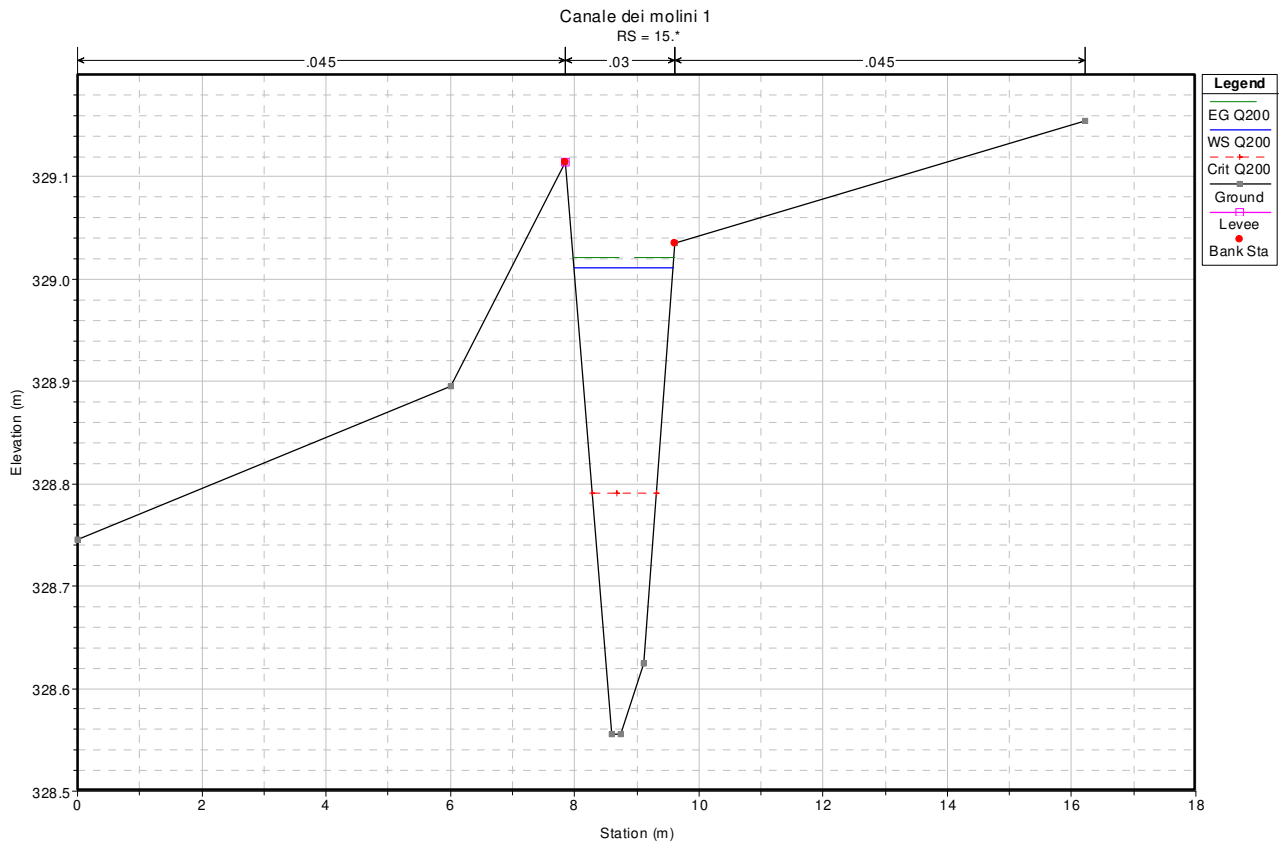








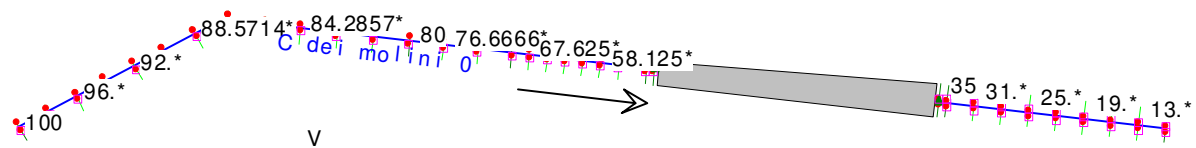


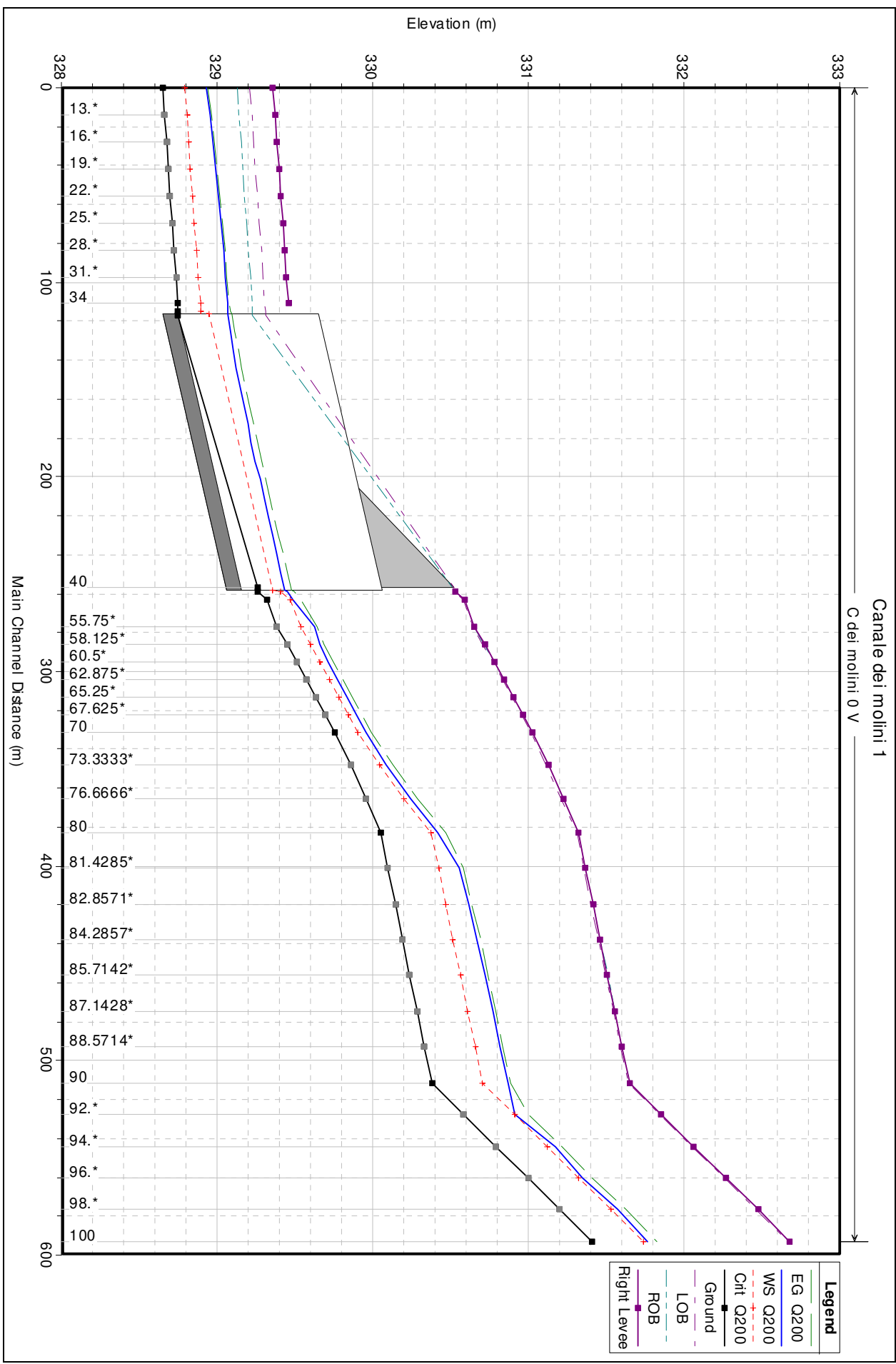


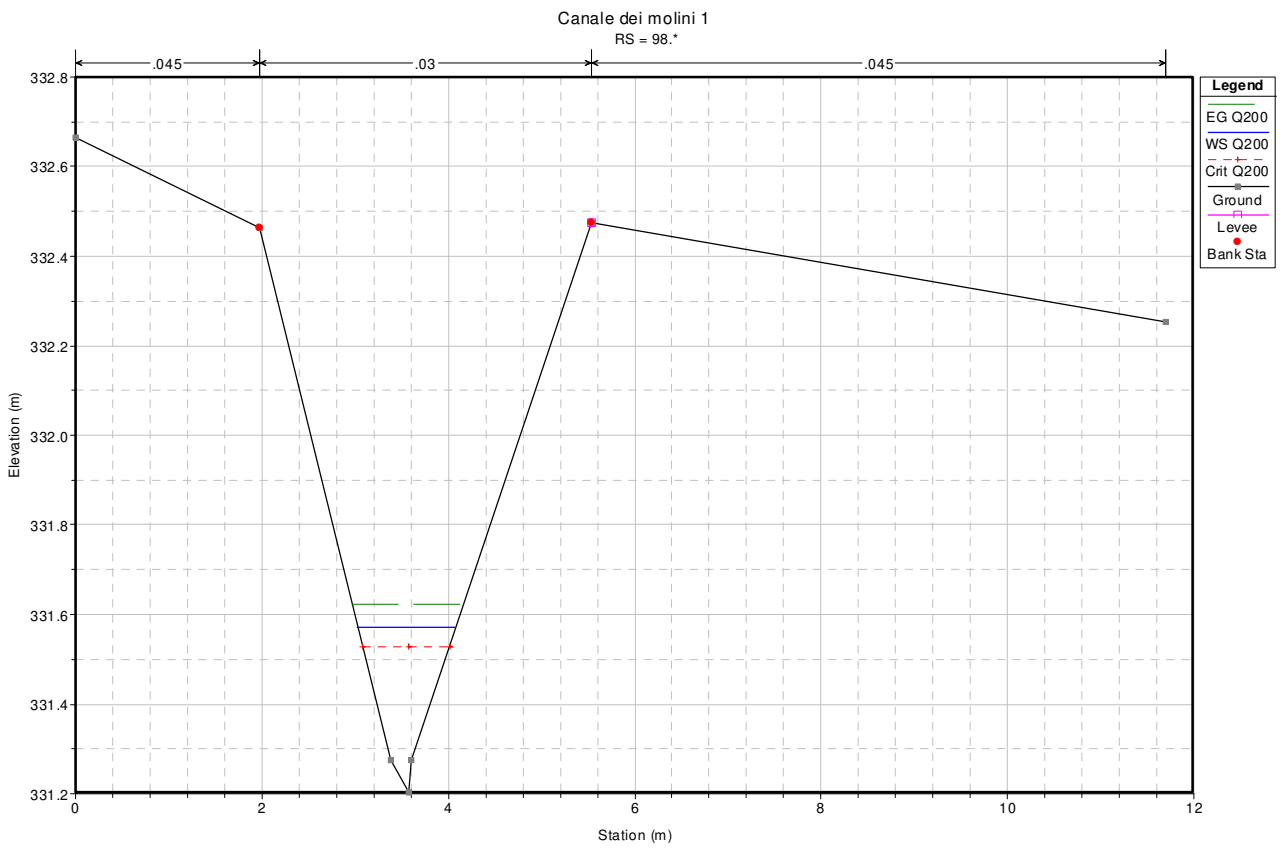
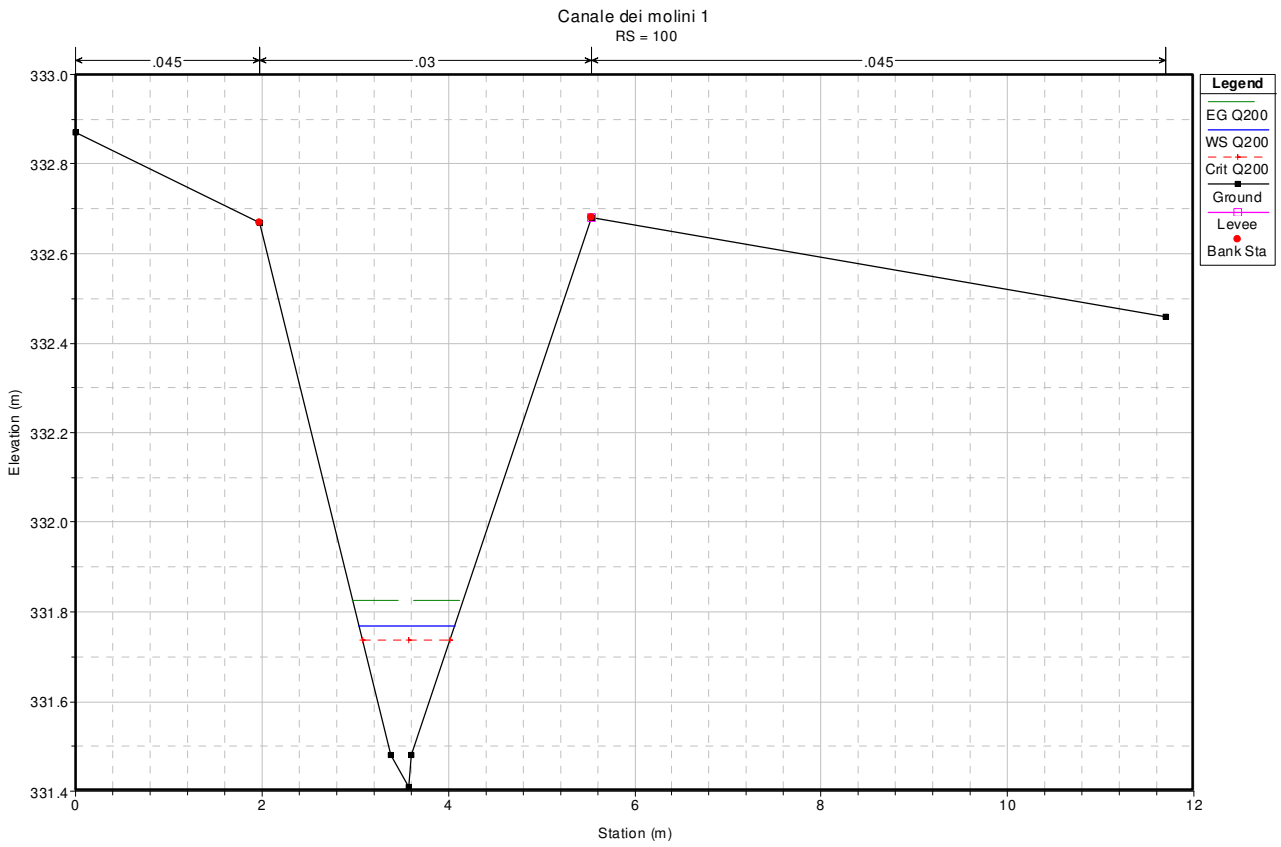
HEC-RAS Plan: att River: C dei molini 0 Reach: V Profile: Q200							E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
attr_ril	100	Regione	0.2	331.41	331.77	331.74	331.83	0.013084	1.06	0.19	1.03	0.79
attr_ril	98.*	Regione	0.2	331.2	331.57	331.53	331.62	0.011659	1.02	0.2	1.05	0.75
attr_ril	96.*	Regione	0.2	331	331.35	331.32	331.41	0.014317	1.1	0.18	1.01	0.83
attr_ril	94.*	Regione	0.2	330.79	331.17	331.12	331.22	0.009604	0.95	0.21	1.09	0.69
attr_ril	92.*	Regione	0.2	330.59	330.92	330.91	331	0.019927	1.24	0.16	0.95	0.96
attr_ril	90	Regione	0.2	330.38	330.87	330.71	330.89	0.002585	0.58	0.35	1.39	0.37
attr_ril	88.5714*	Regione	0.2	330.33	330.82	330.66	330.84	0.002596	0.58	0.34	1.39	0.37
attr_ril	87.1428*	Regione	0.2	330.29	330.77	330.61	330.79	0.002627	0.58	0.34	1.39	0.37
attr_ril	85.7142*	Regione	0.2	330.24	330.72	330.56	330.74	0.002689	0.59	0.34	1.38	0.38
attr_ril	84.2857*	Regione	0.2	330.19	330.67	330.52	330.69	0.002742	0.59	0.34	1.38	0.38
attr_ril	82.8571*	Regione	0.2	330.14	330.62	330.47	330.64	0.002926	0.61	0.33	1.36	0.39
attr_ril	81.4285*	Regione	0.2	330.1	330.56	330.43	330.58	0.003397	0.64	0.31	1.32	0.42
attr_ril	80	Regione	0.2	330.05	330.47	330.38	330.5	0.005595	0.77	0.26	1.21	0.53
attr_ril	76.6666*	Regione	0.2	329.95	330.38	330.28	330.41	0.005394	0.76	0.26	1.21	0.52
attr_ril	73.3333*	Regione	0.2	329.86	330.3	330.18	330.32	0.004584	0.72	0.28	1.25	0.49
attr_ril	70	Regione	0.2	329.76	330.24	330.09	330.26	0.002853	0.6	0.33	1.37	0.39
attr_ril	66.6666*	Regione	0.2	329.71	330.19	330.04	330.21	0.002991	0.61	0.33	1.36	0.4
attr_ril	63.3333*	Regione	0.2	329.67	330.13	330	330.15	0.003393	0.64	0.31	1.32	0.42
attr_ril	60	Regione	0.2	329.62	329.95	329.95	330.03	0.01941	1.23	0.16	0.96	0.95
attr_ril	55.5*	Regione	0.2	329.44	329.79	329.77	329.85	0.015586	1.13	0.18	1	0.86
attr_ril	51	Regione	0.2	329.26	329.59	329.59	329.67	0.021187	1.28	0.16	0.94	0.99
attr_ril	40		Culvert									
attr_ril	35	Regione	0.2	328.65	329.14	328.88	329.15	0.00087	0.4	0.51	2.22	0.23
attr_ril	32.5*	Regione	0.2	328.64	329.13	328.87	329.13	0.000912	0.4	0.5	1.95	0.23
attr_ril	30	Regione	0.2	328.63	329.11	328.87	329.12	0.000966	0.41	0.49	1.65	0.24
attr_ril	27.5*	Regione	0.2	328.65	329.09	328.88	329.1	0.001418	0.47	0.42	1.55	0.29
attr_ril	25	Regione	0.2	328.67	329.05	328.9	329.07	0.002508	0.58	0.34	1.41	0.38
attr_ril	22.5*	Regione	0.2	328.6	329.04	328.84	329.05	0.001525	0.49	0.41	1.53	0.3
attr_ril	20	Regione	0.2	328.54	329.03	328.77	329.03	0.000902	0.4	0.5	2.02	0.23
attr_ril	15.*	Regione	0.2	328.55	329.01	328.79	329.02	0.001196	0.44	0.45	1.59	0.27
attr_ril	10	Regione	0.2	328.57	328.99	328.8	329	0.001703	0.51	0.4	1.5	0.31

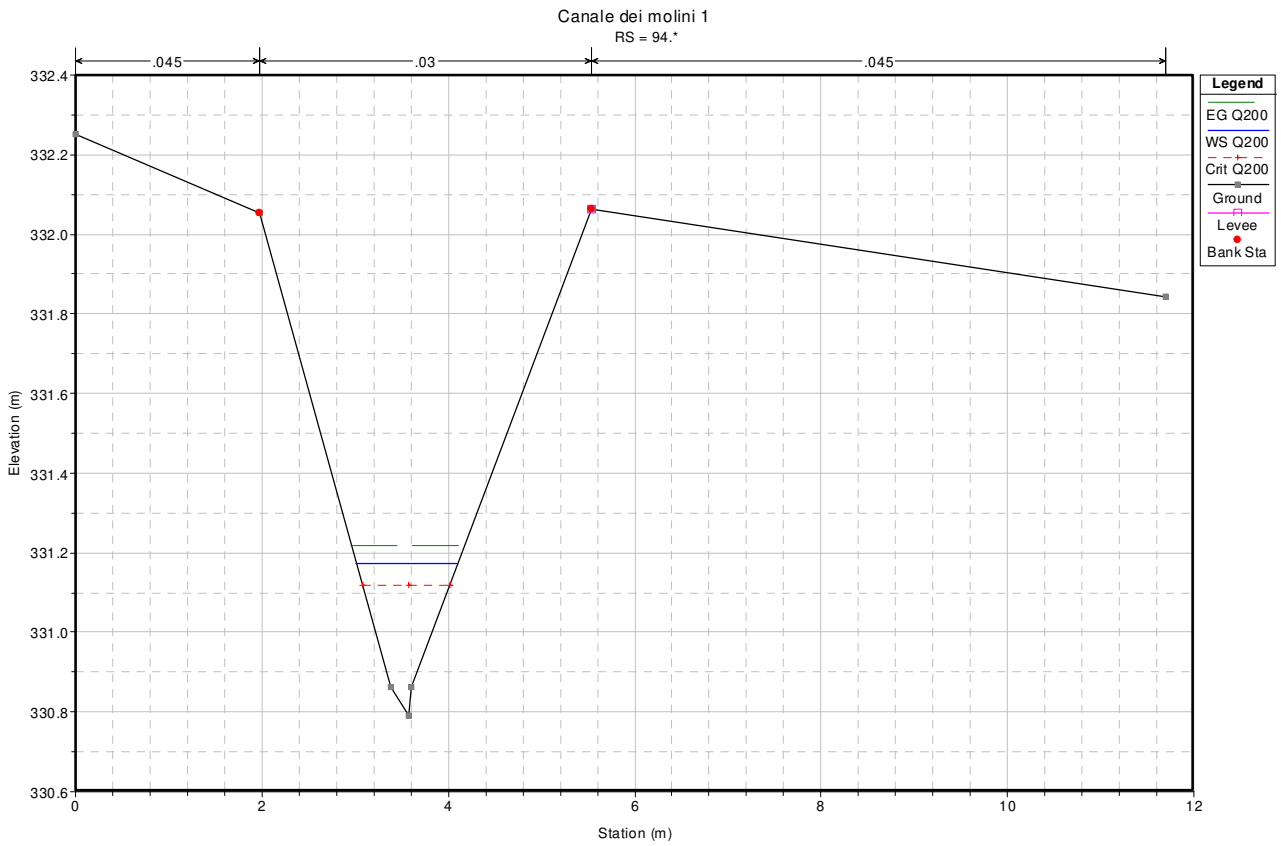
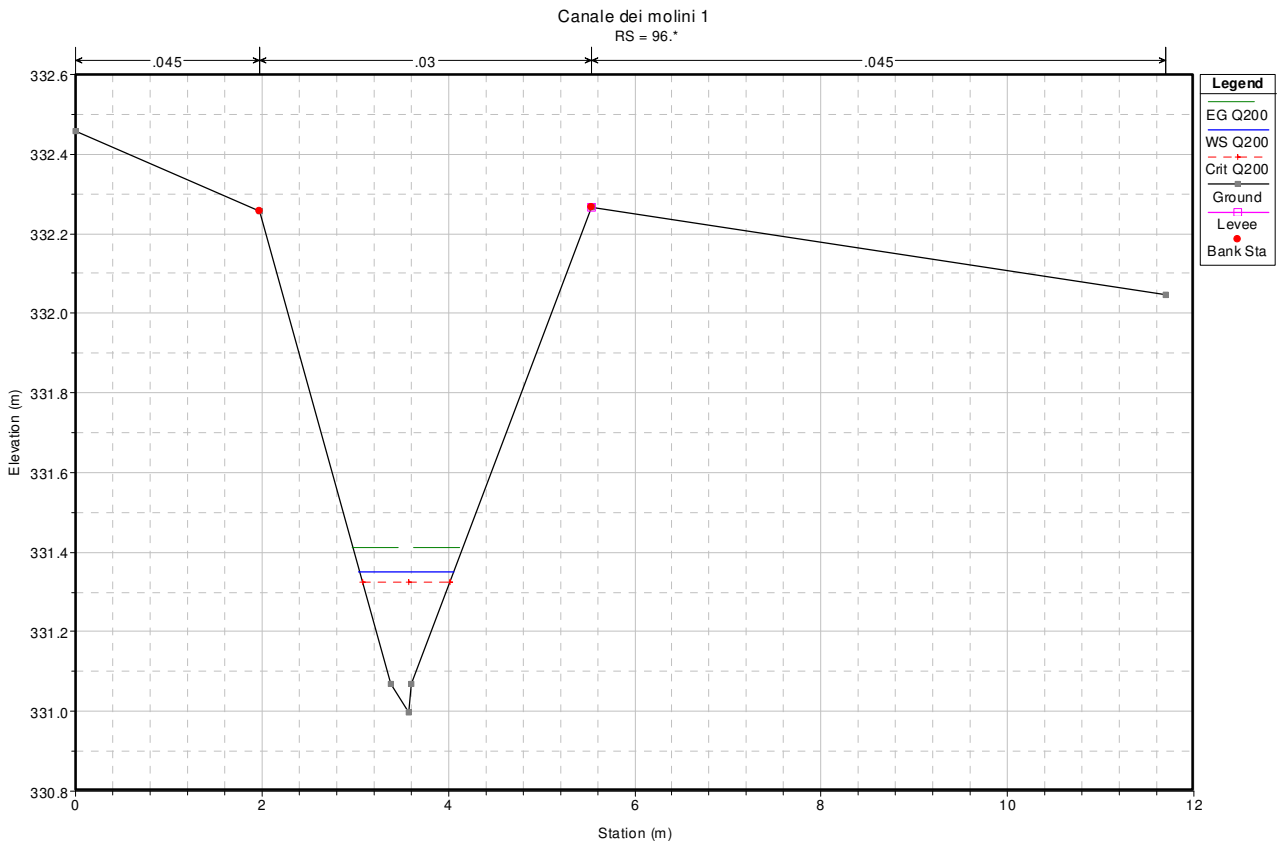
ALLEGATO E

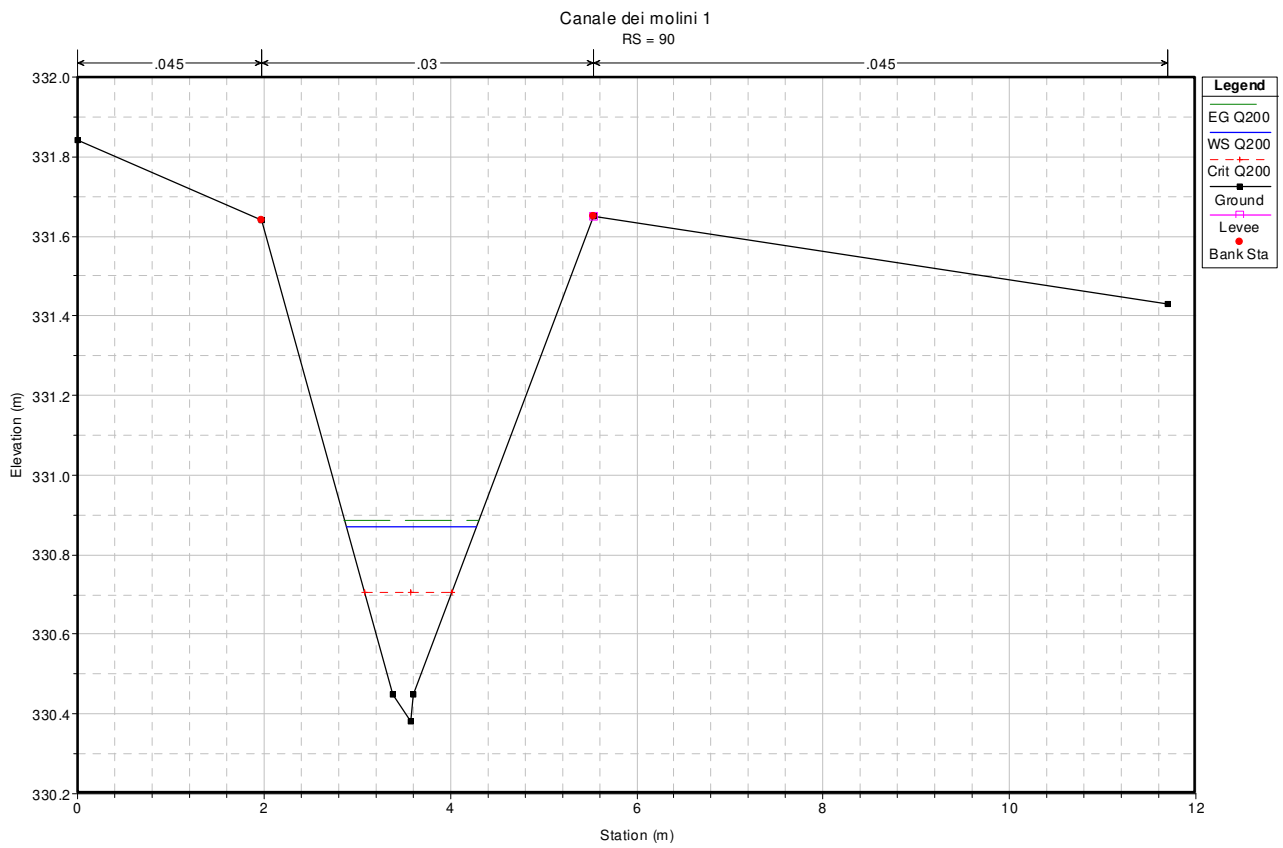
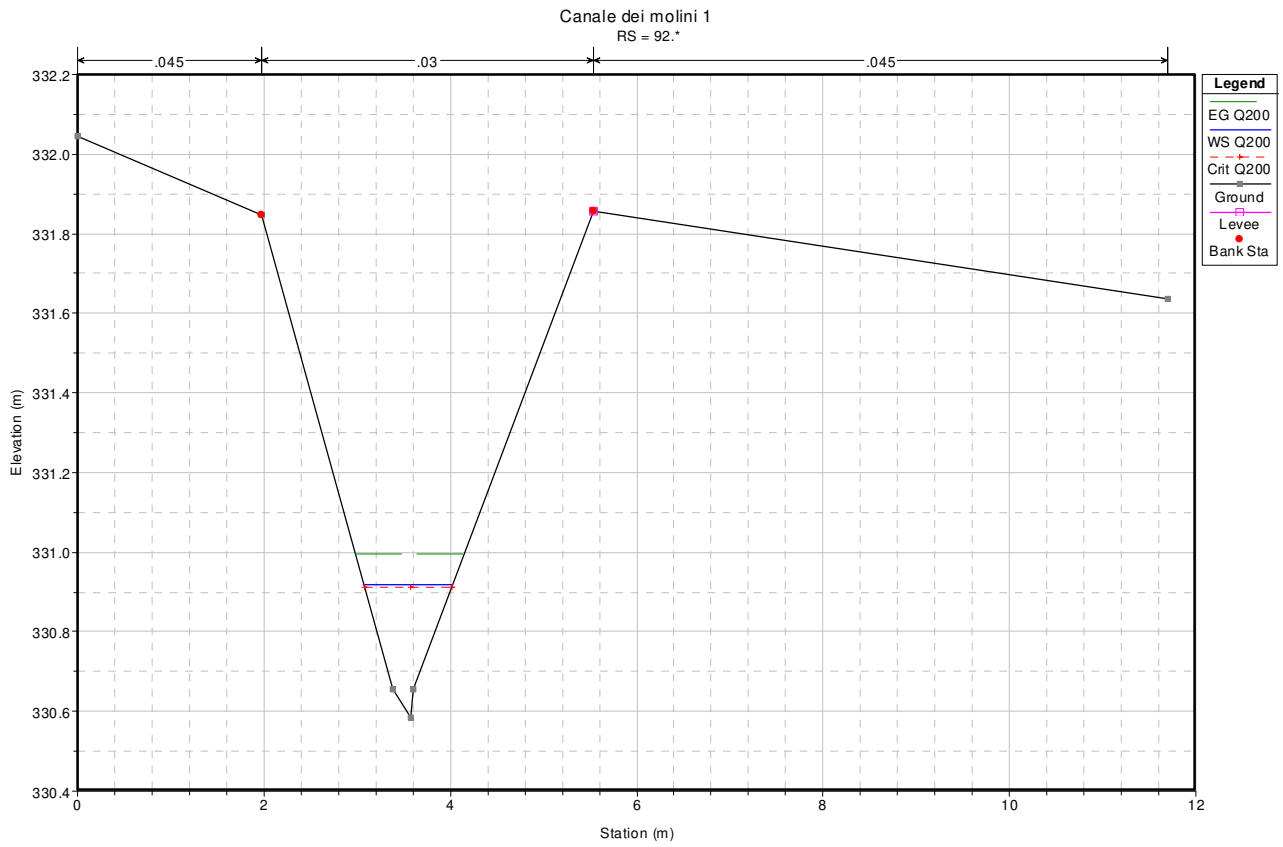
**RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE
CANALE DEI MOLINI I – STATO DI PROGETTO**

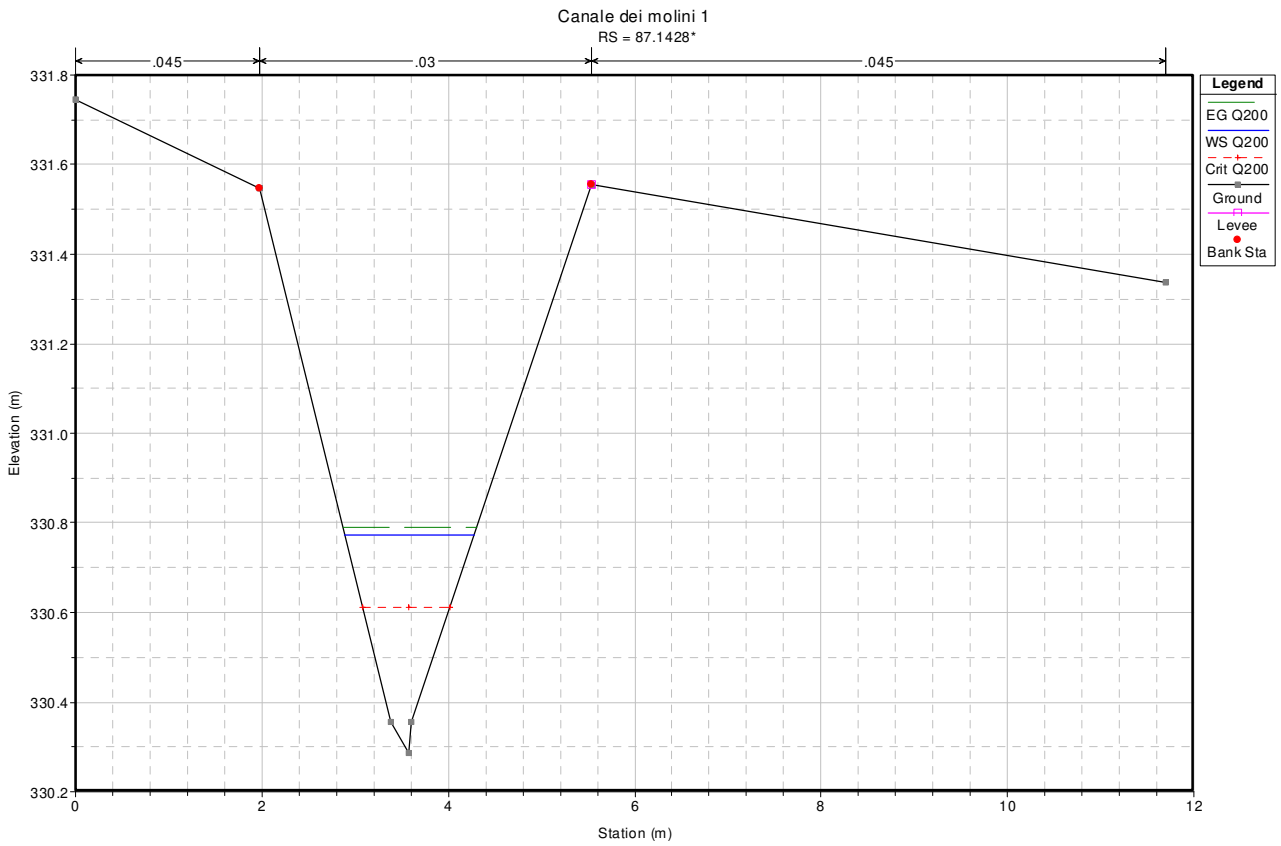
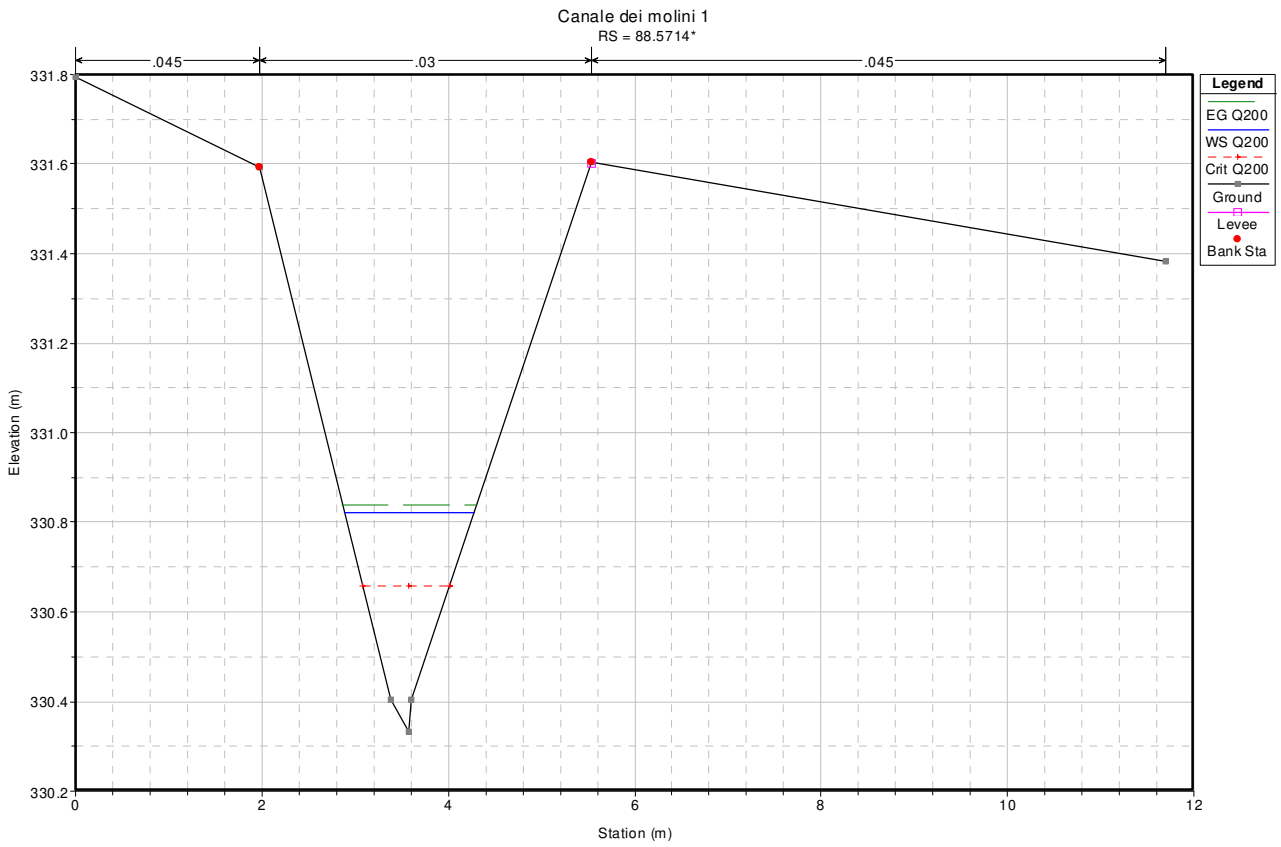


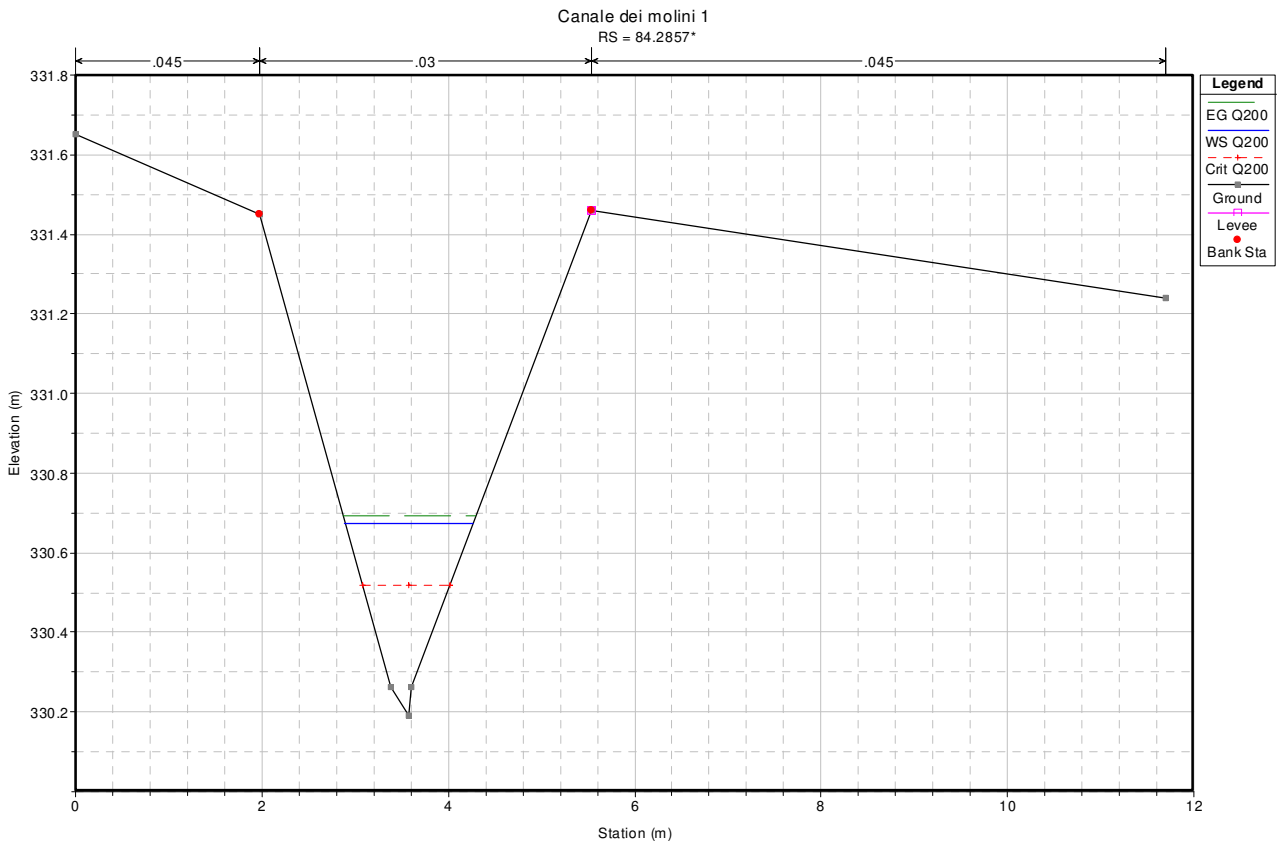
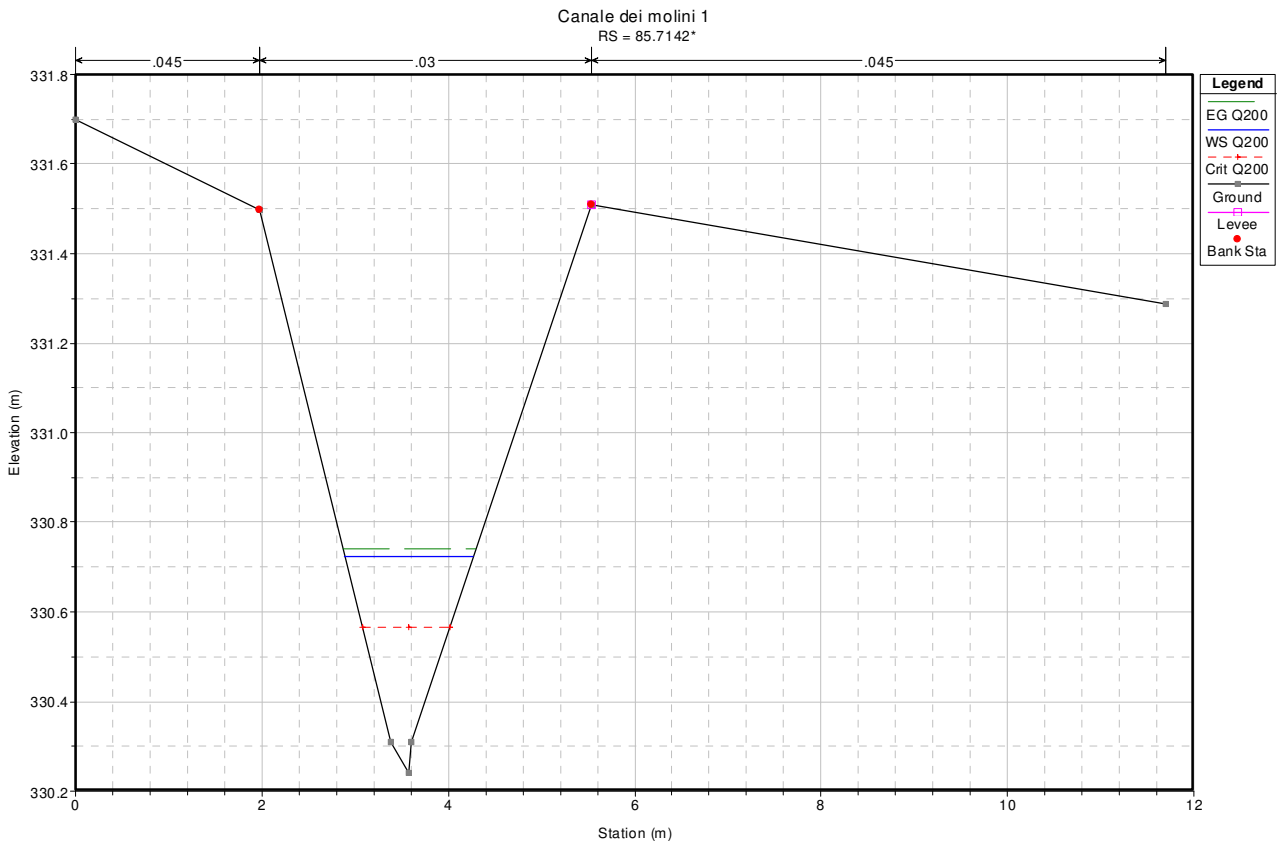


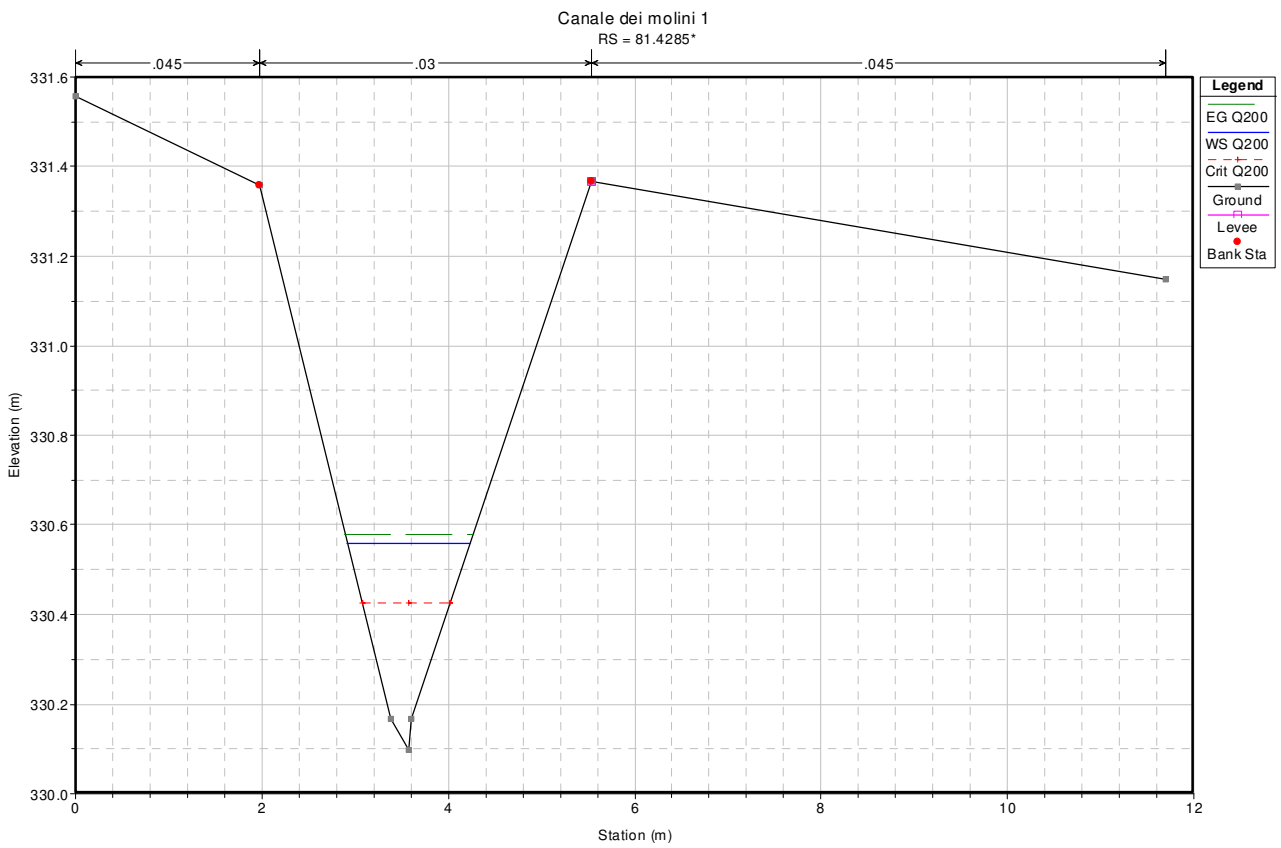
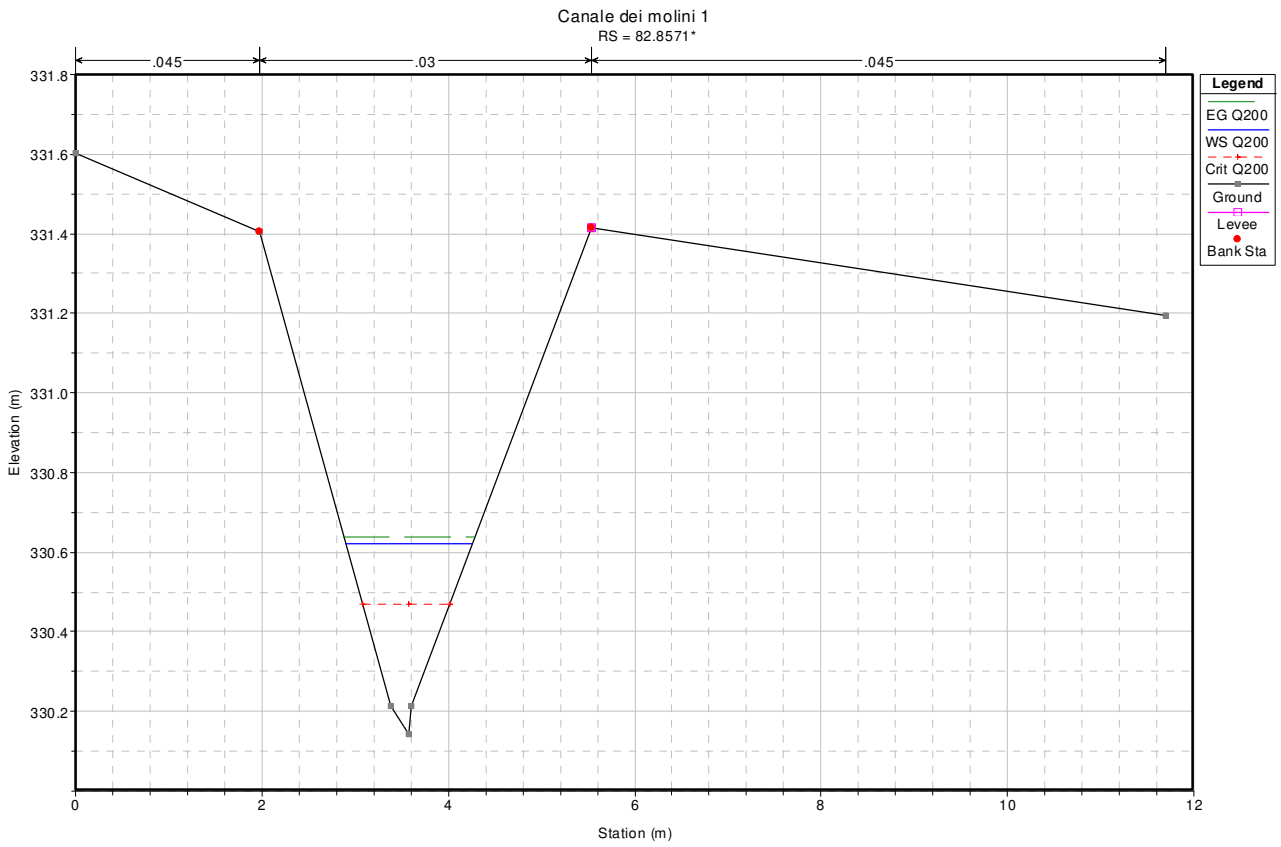


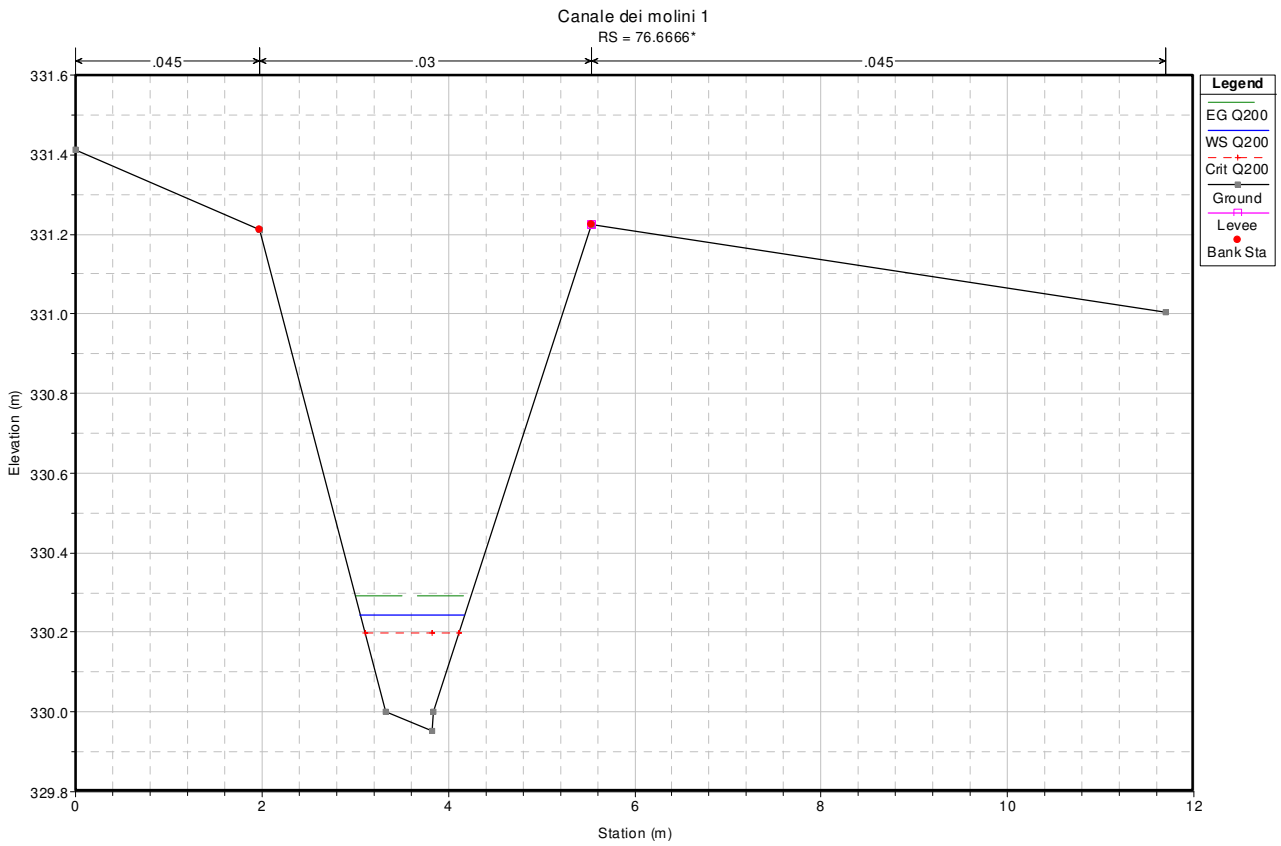
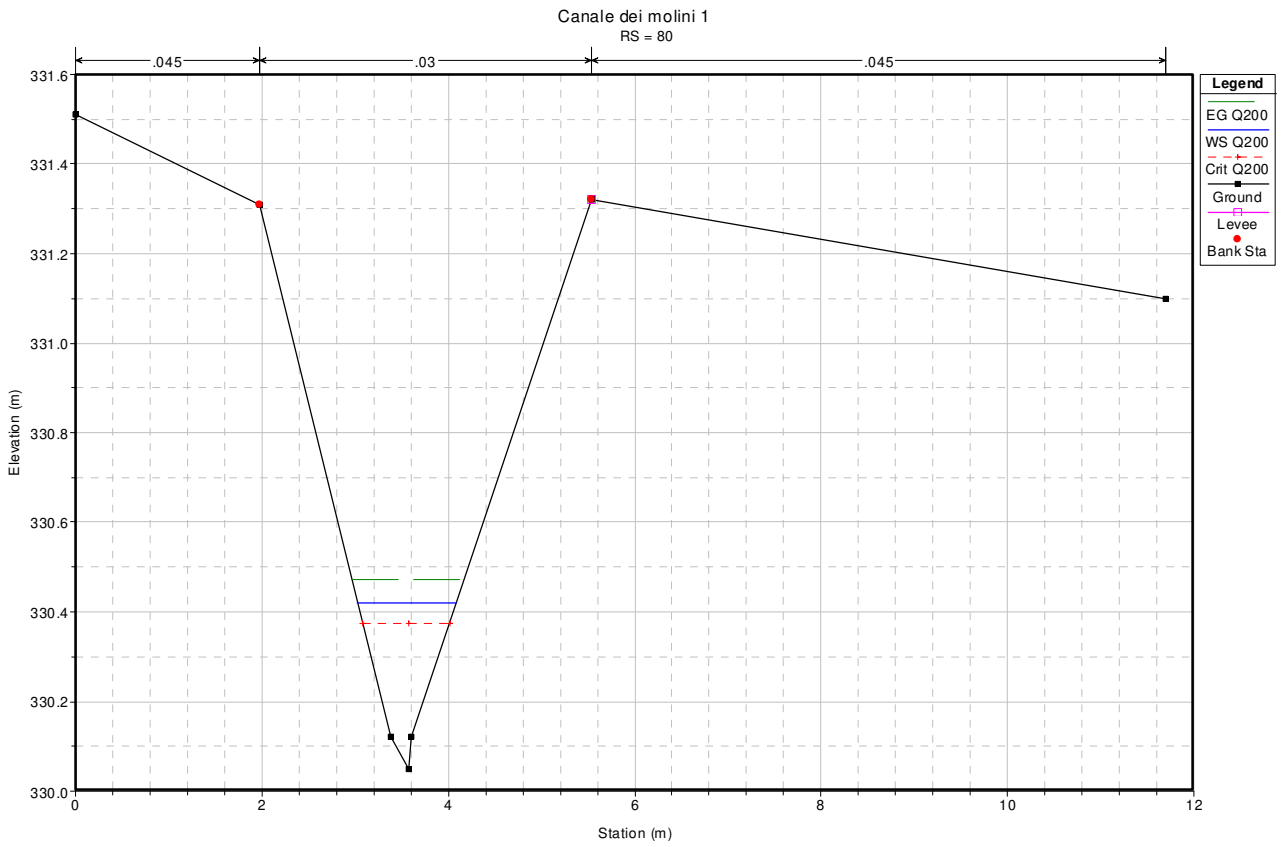


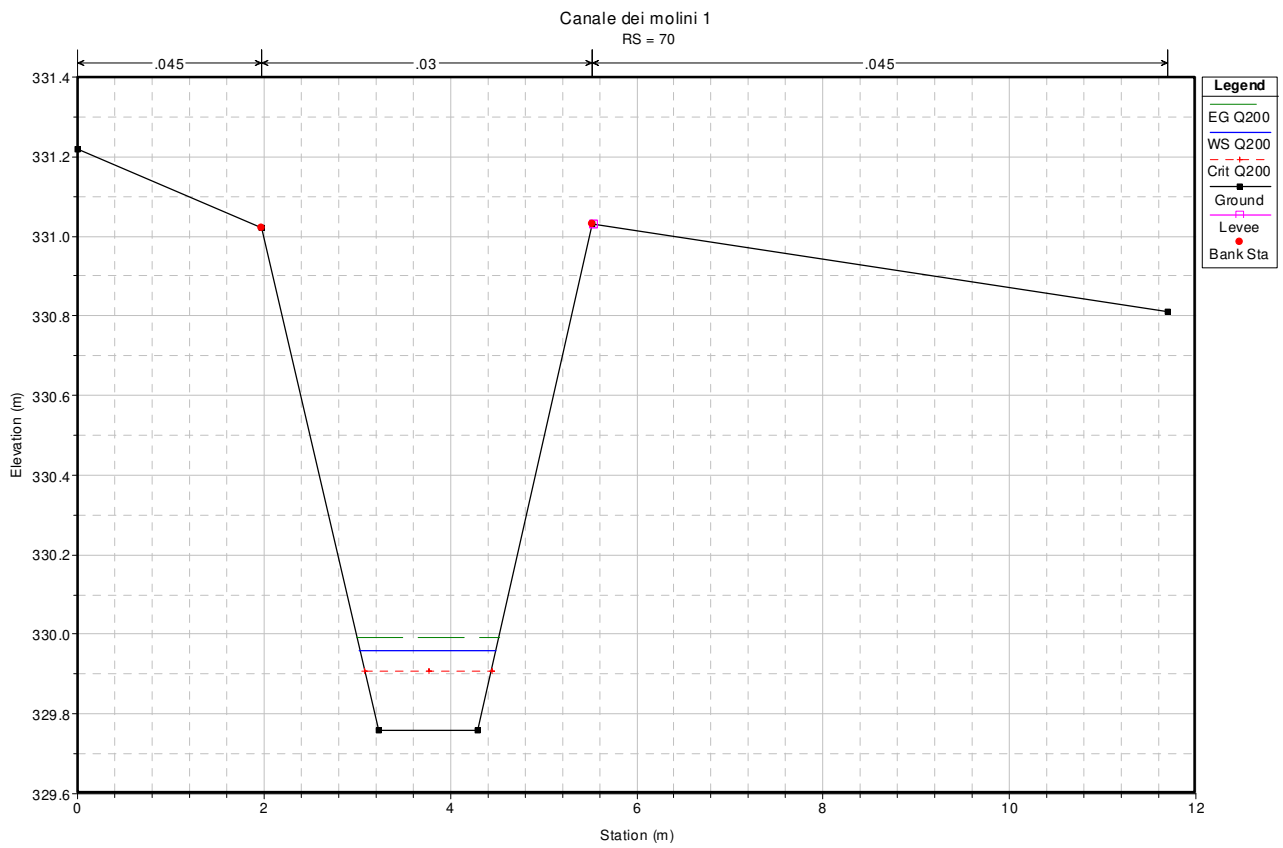
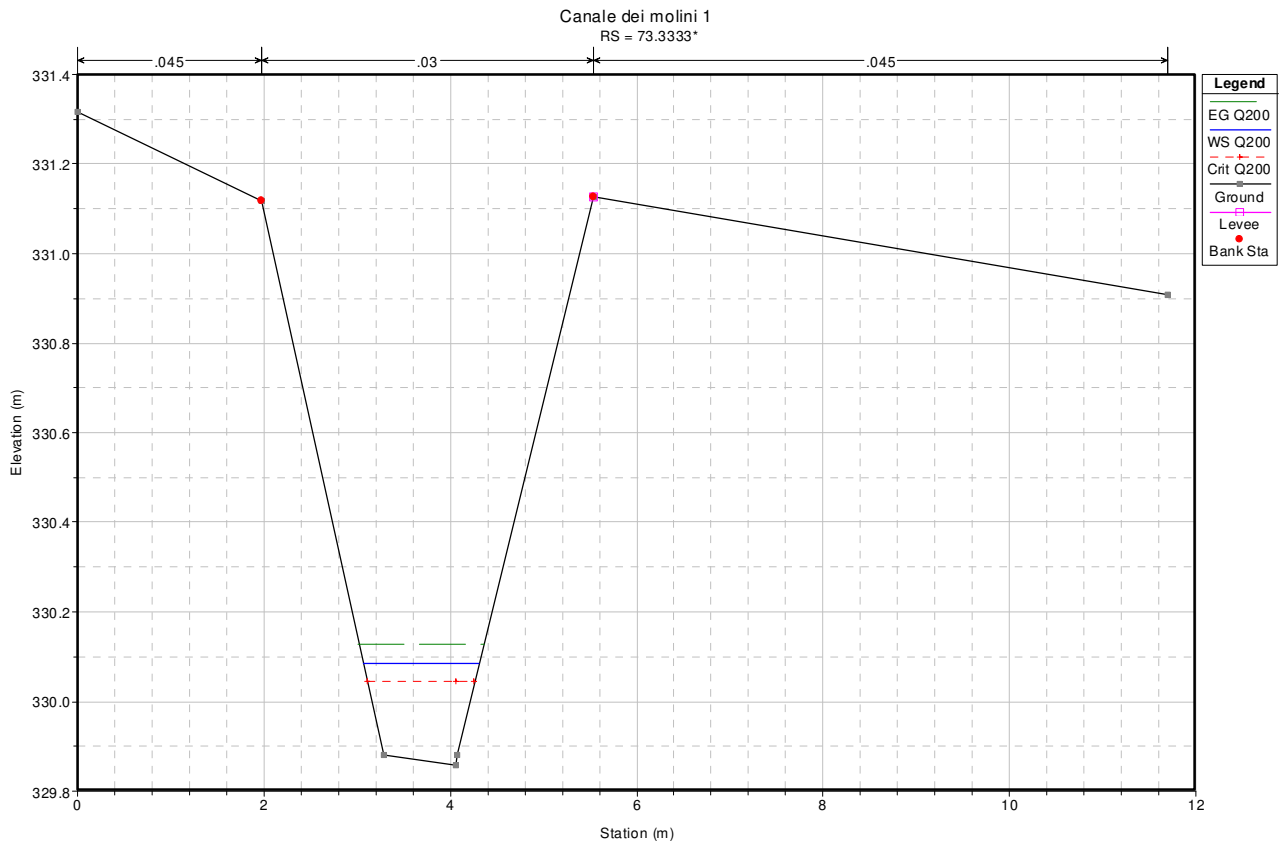


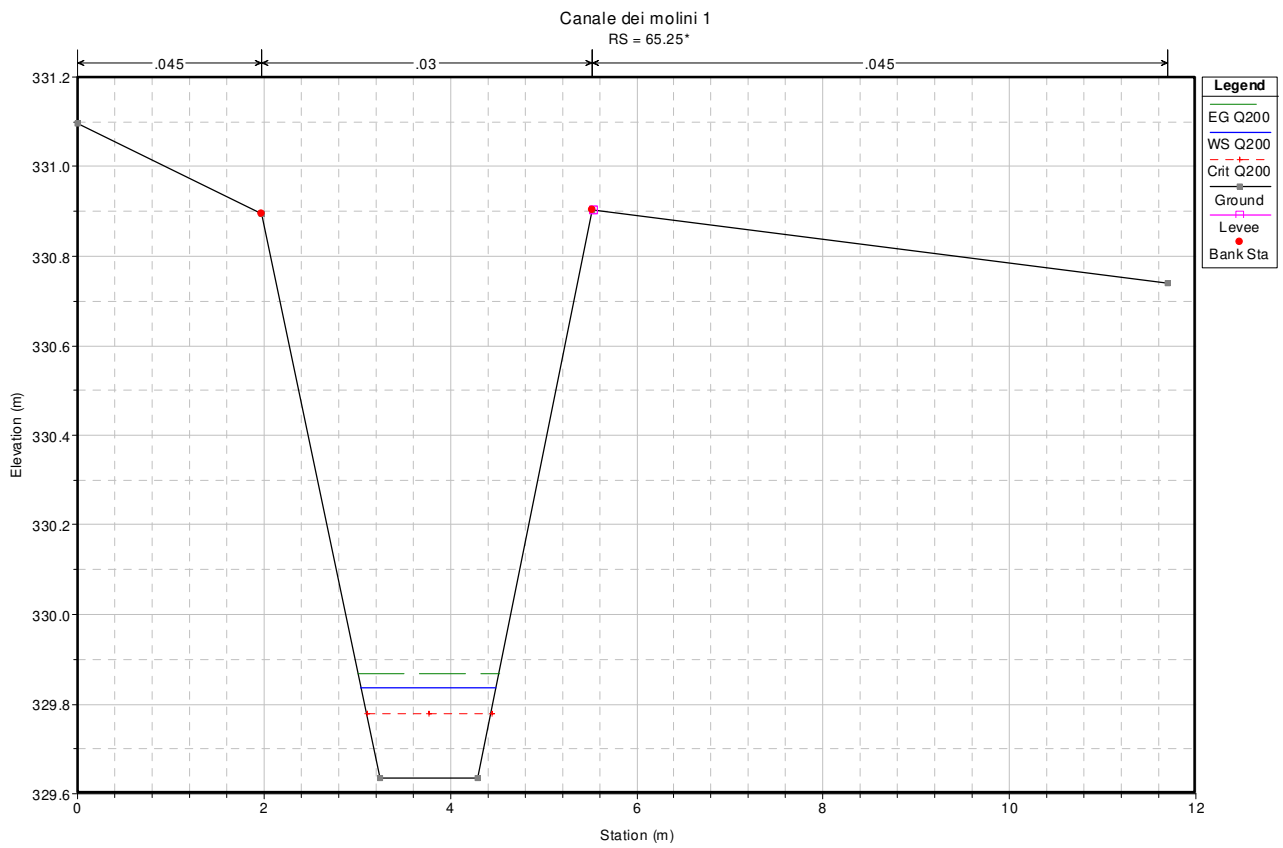
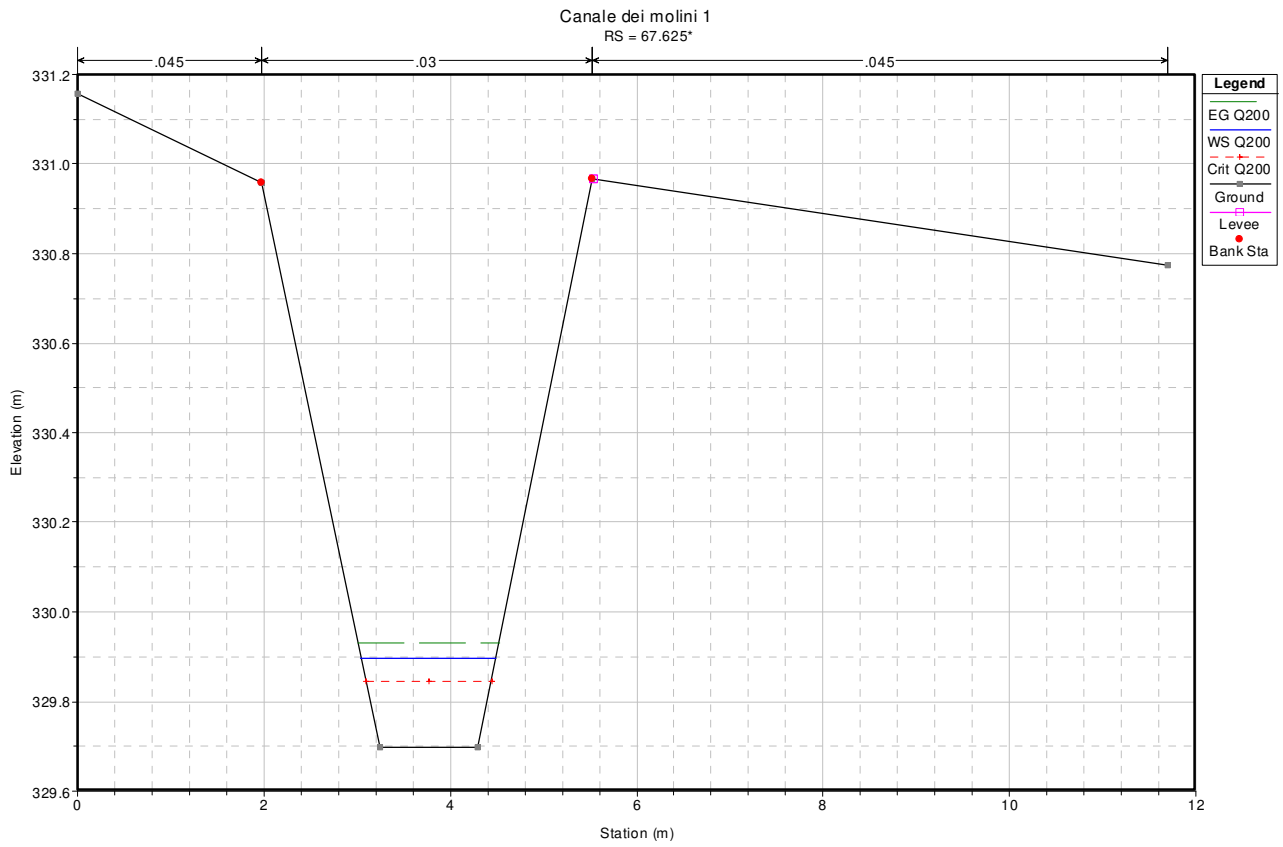


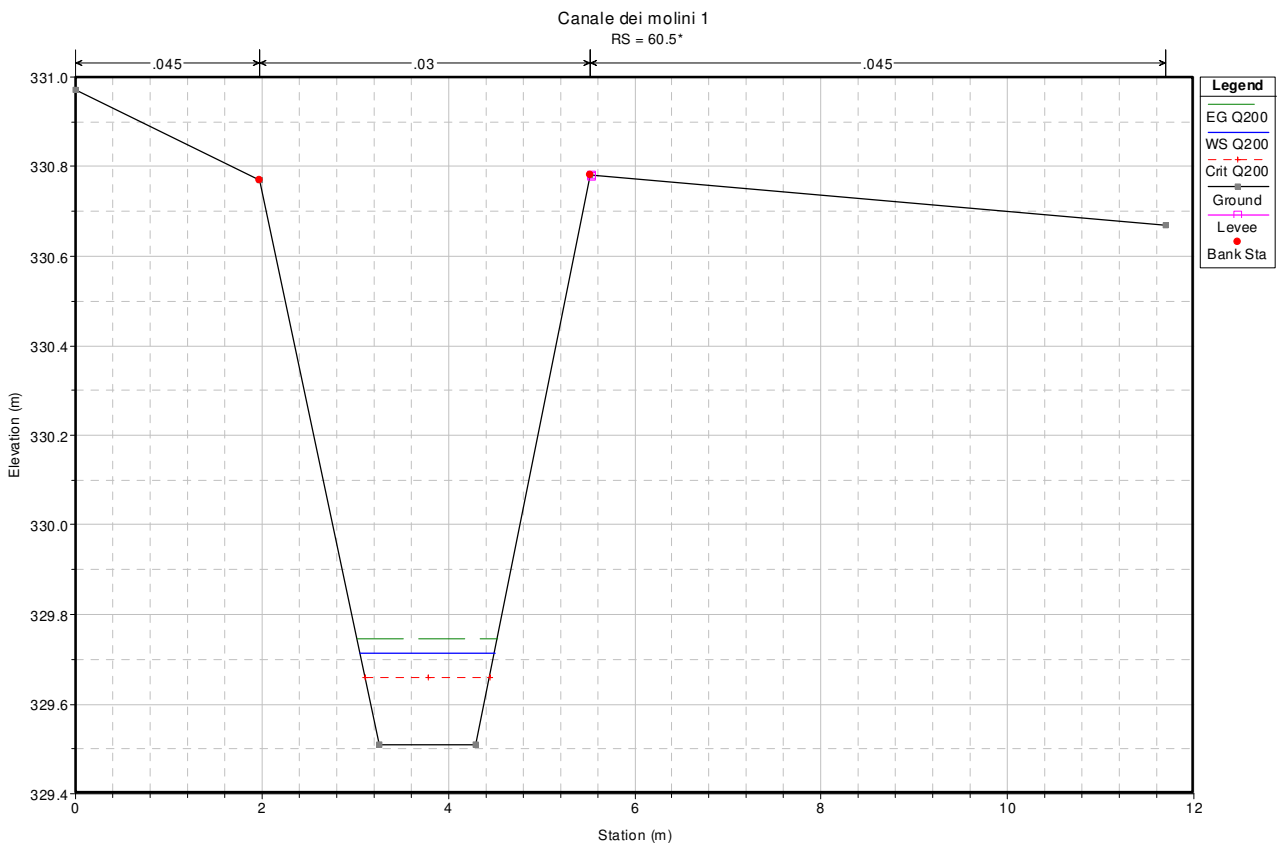
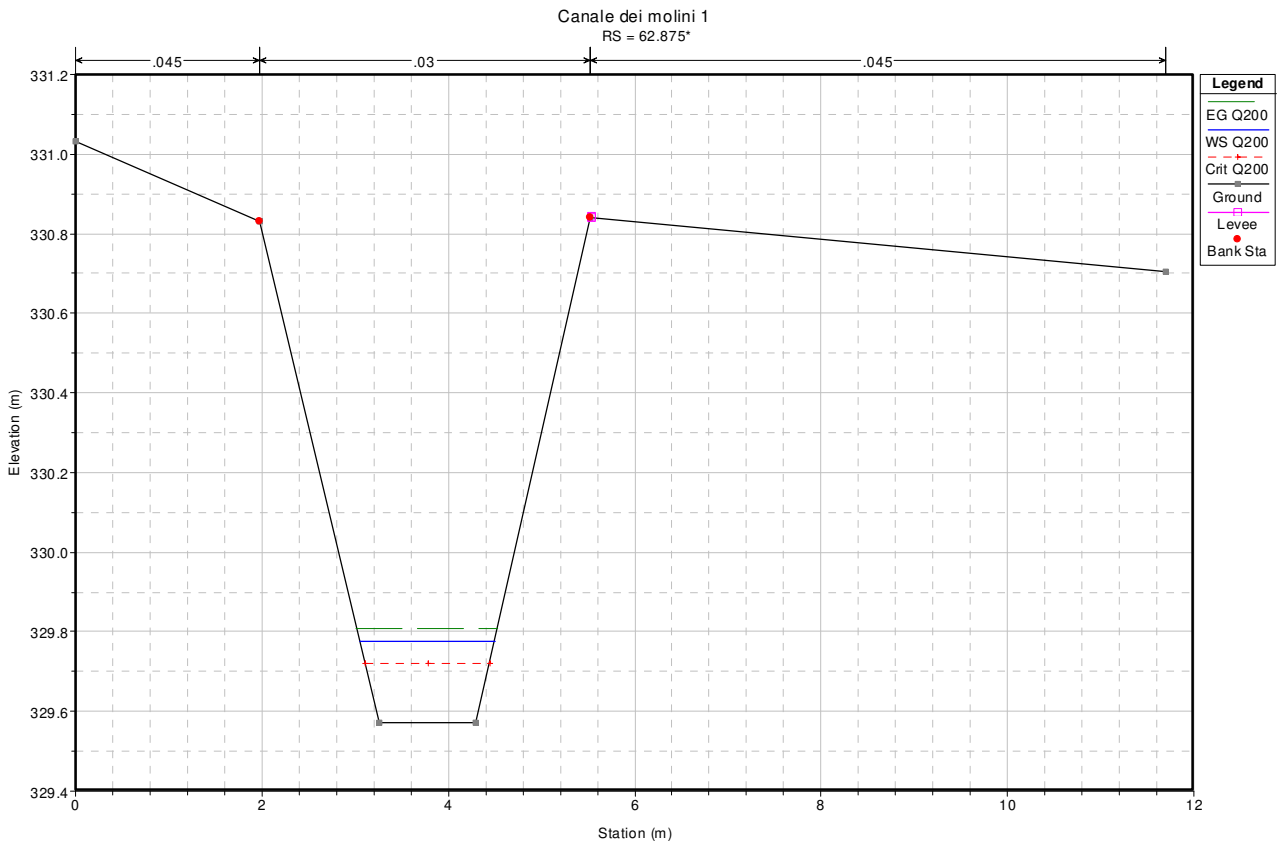


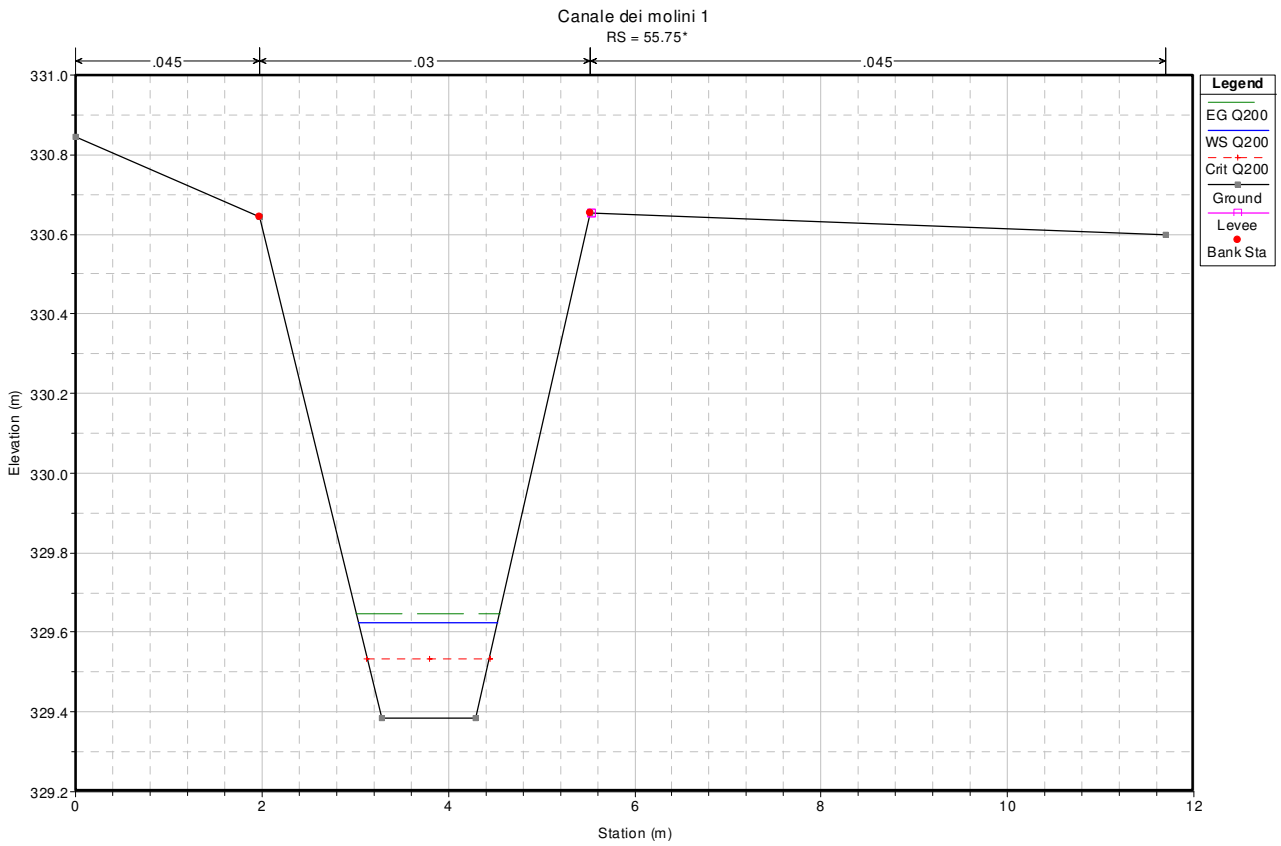
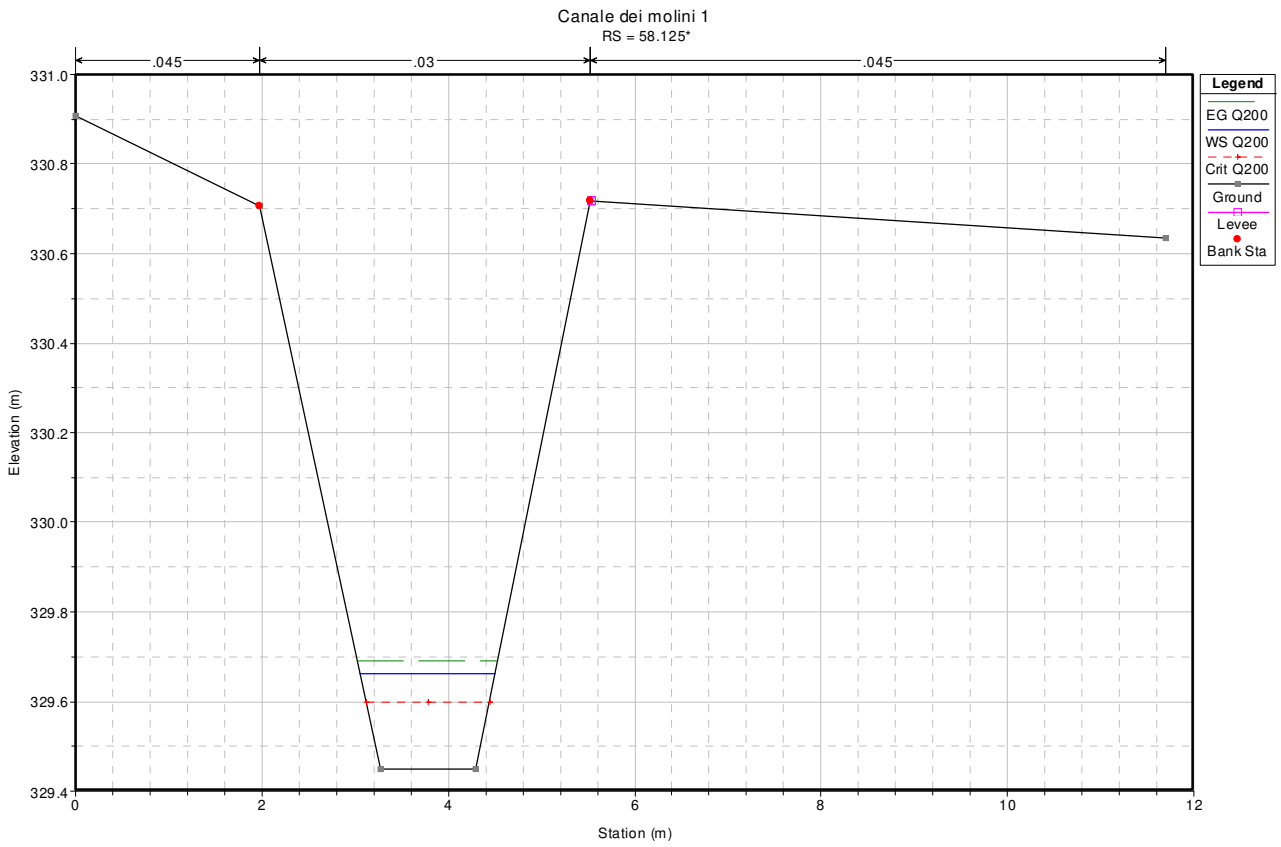


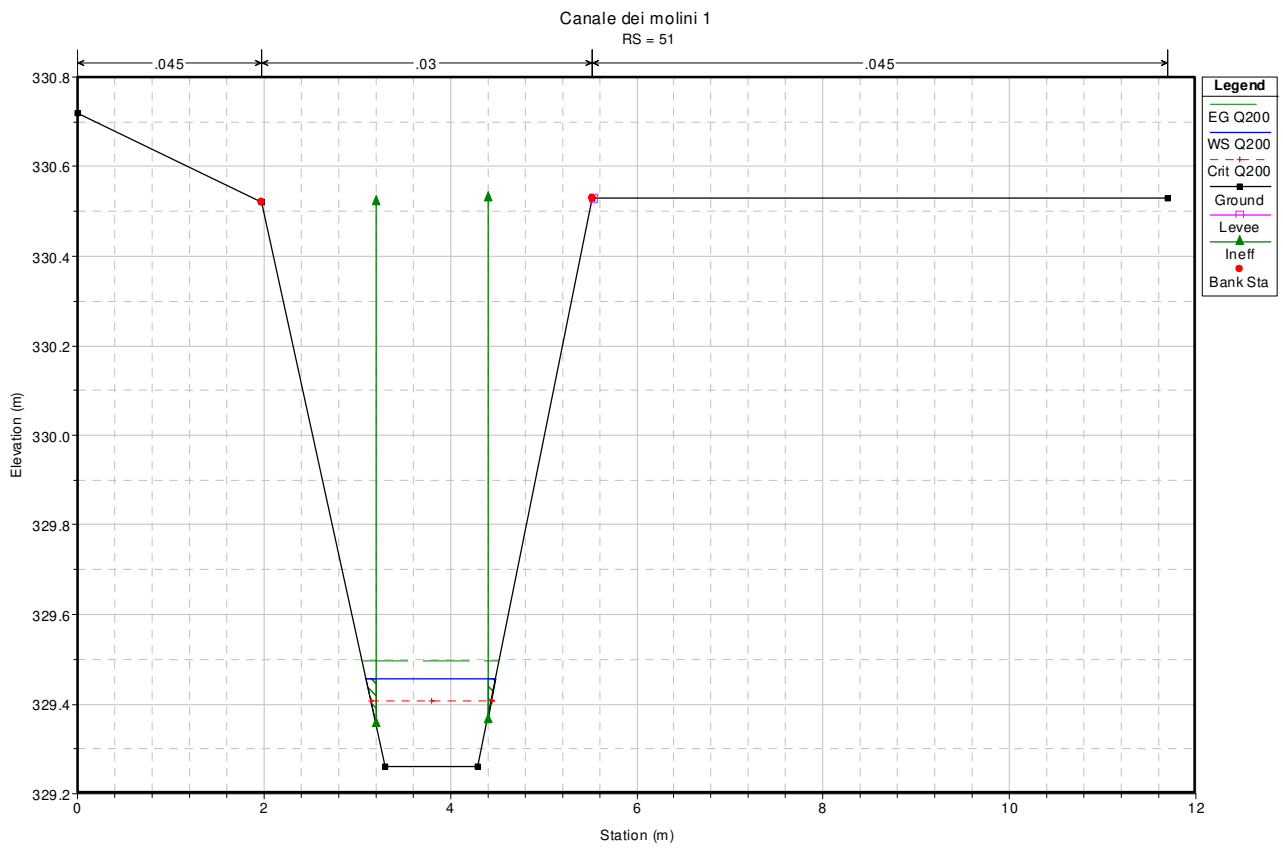
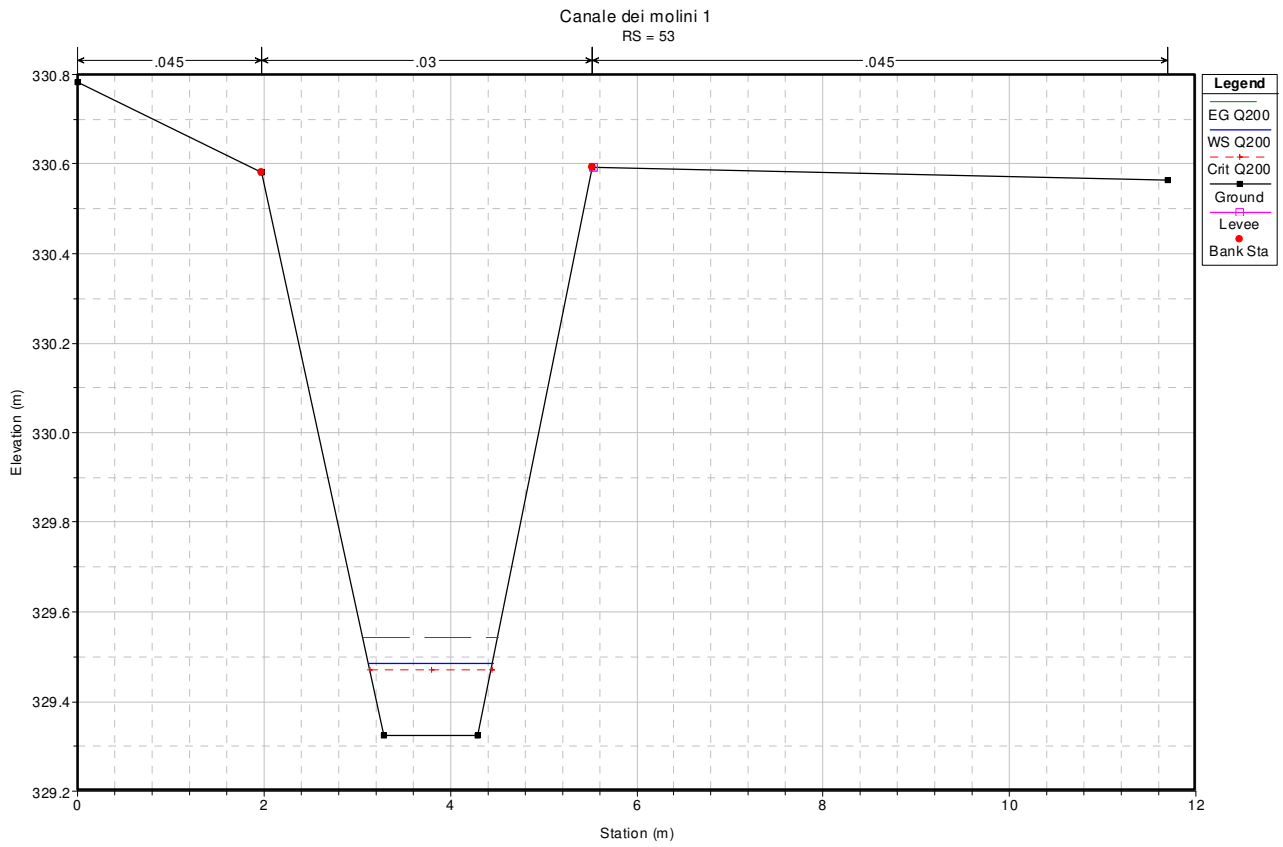


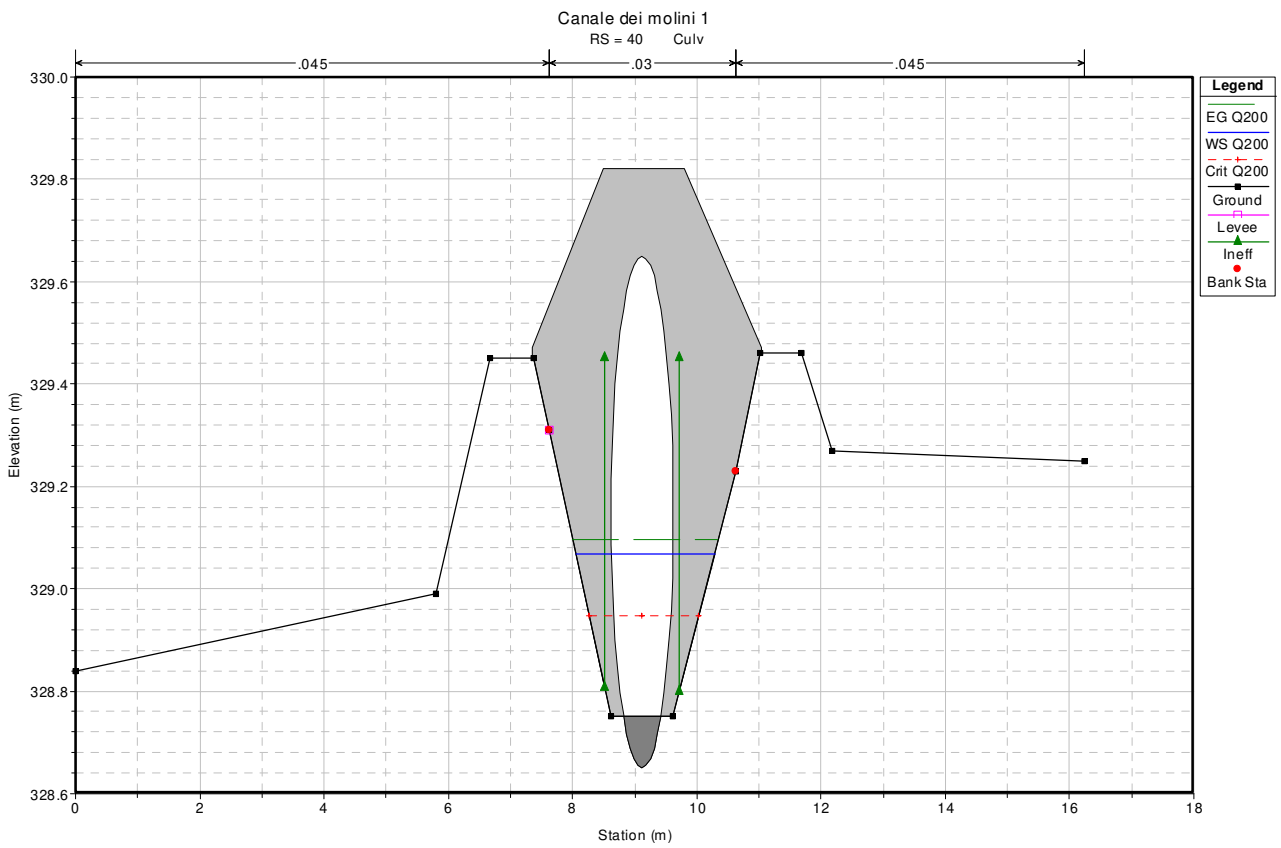
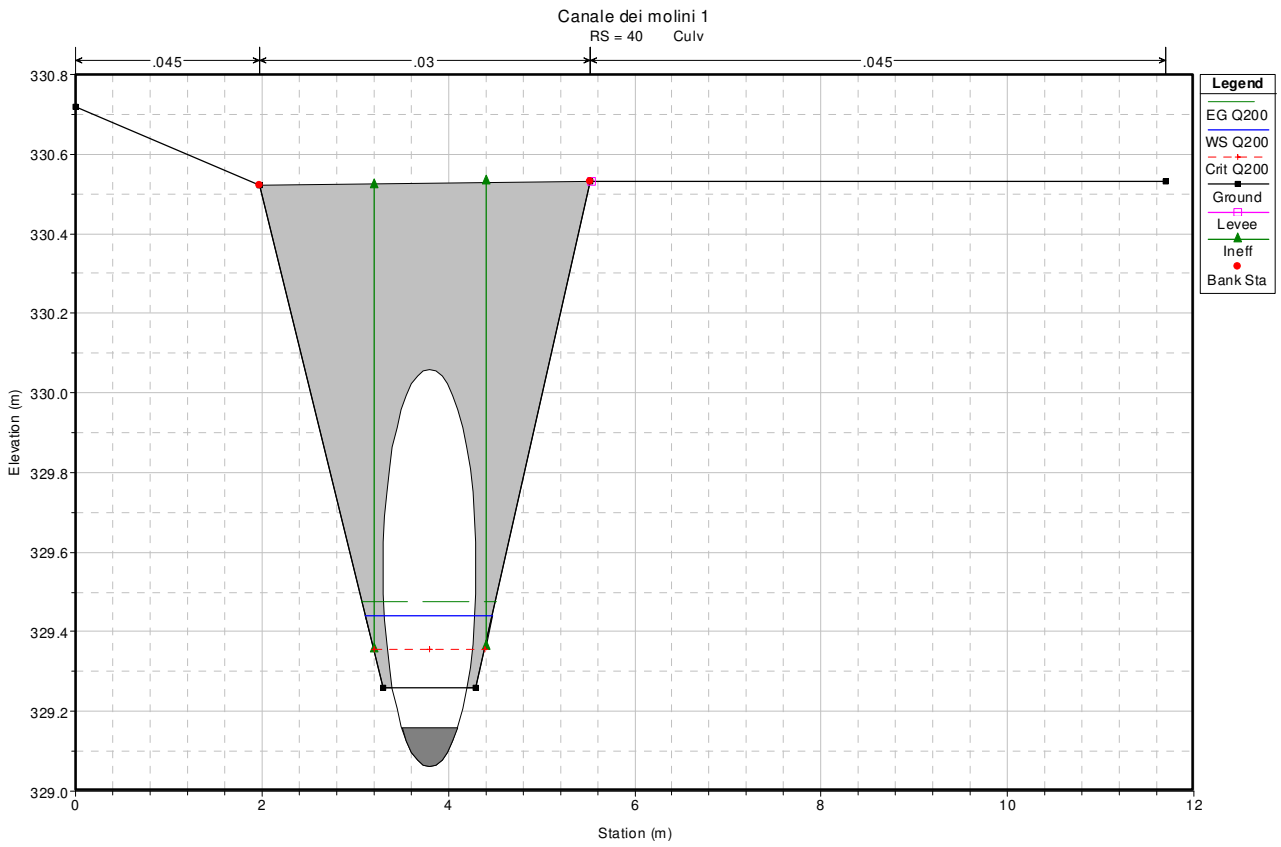


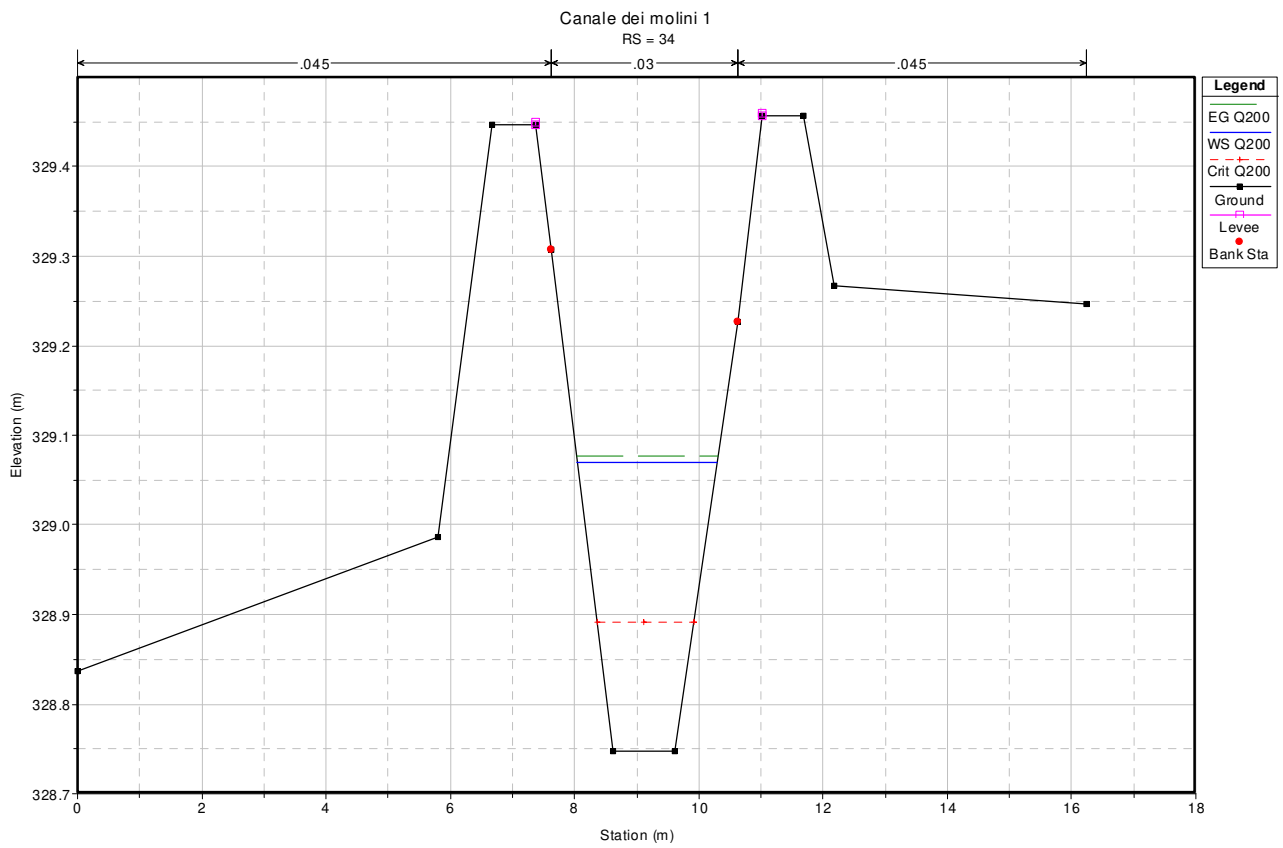
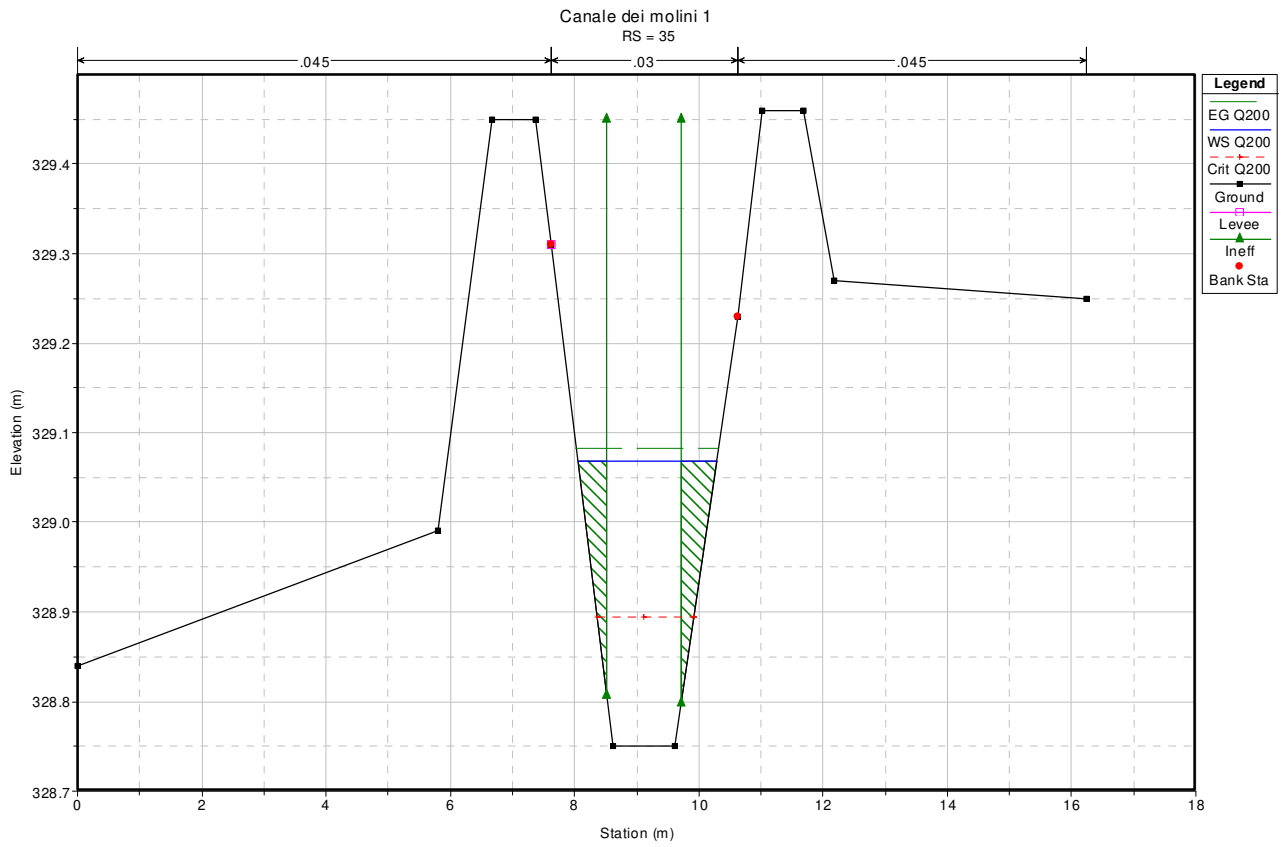


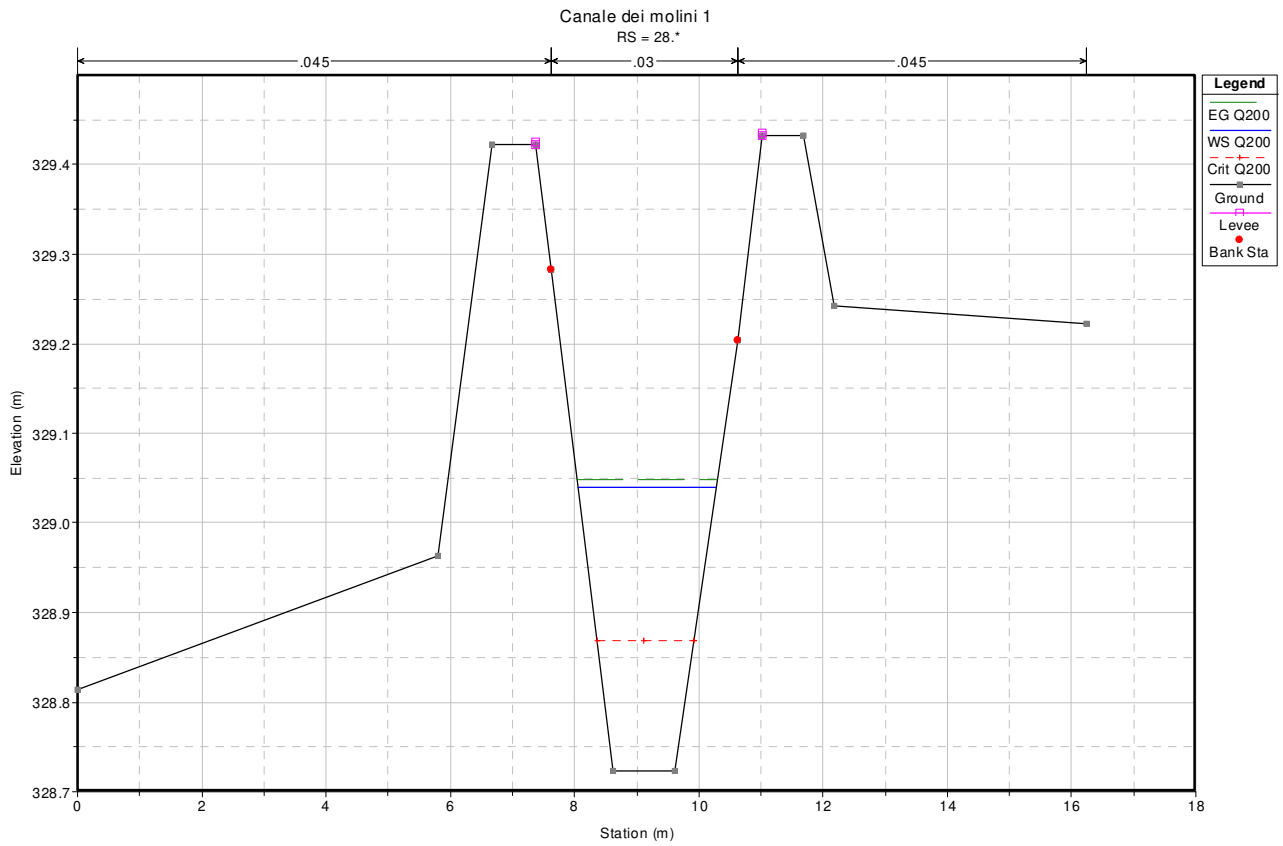
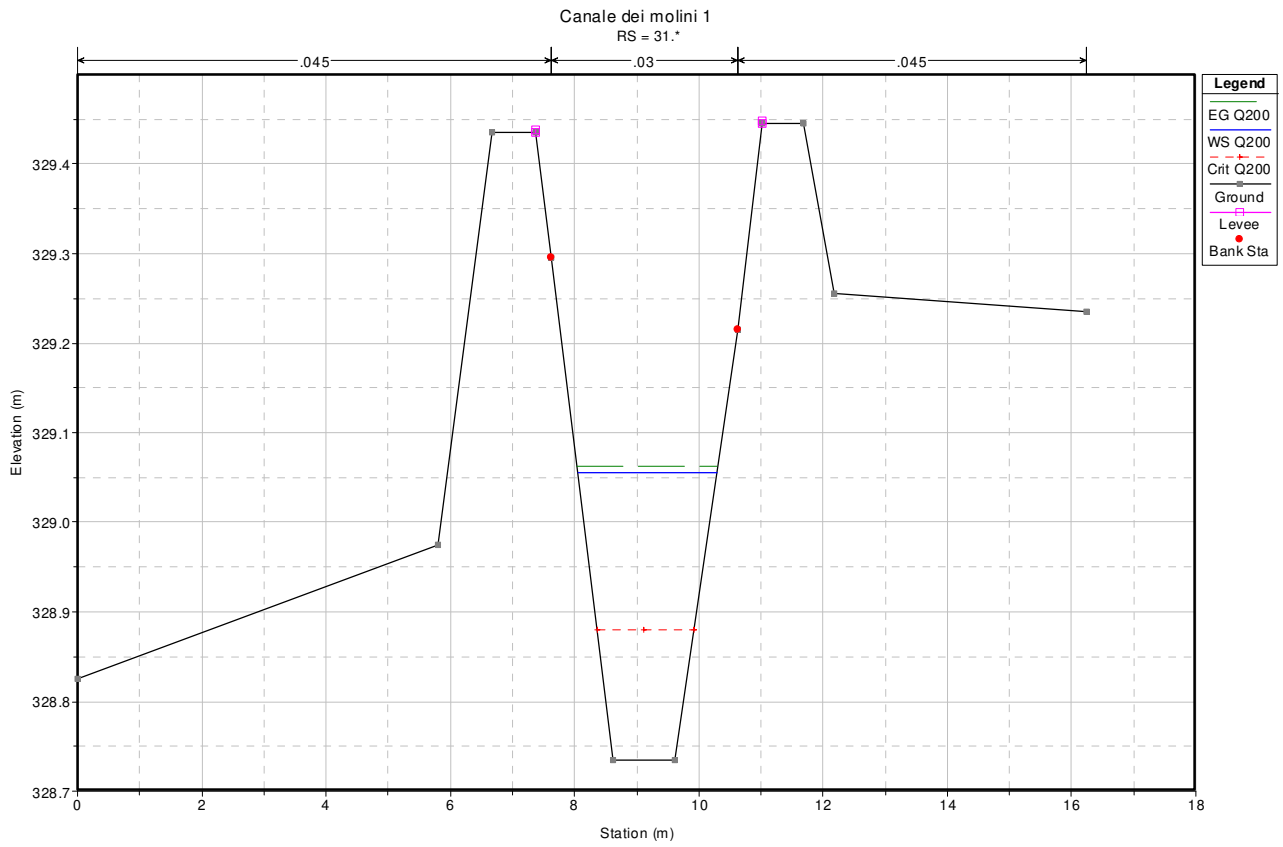


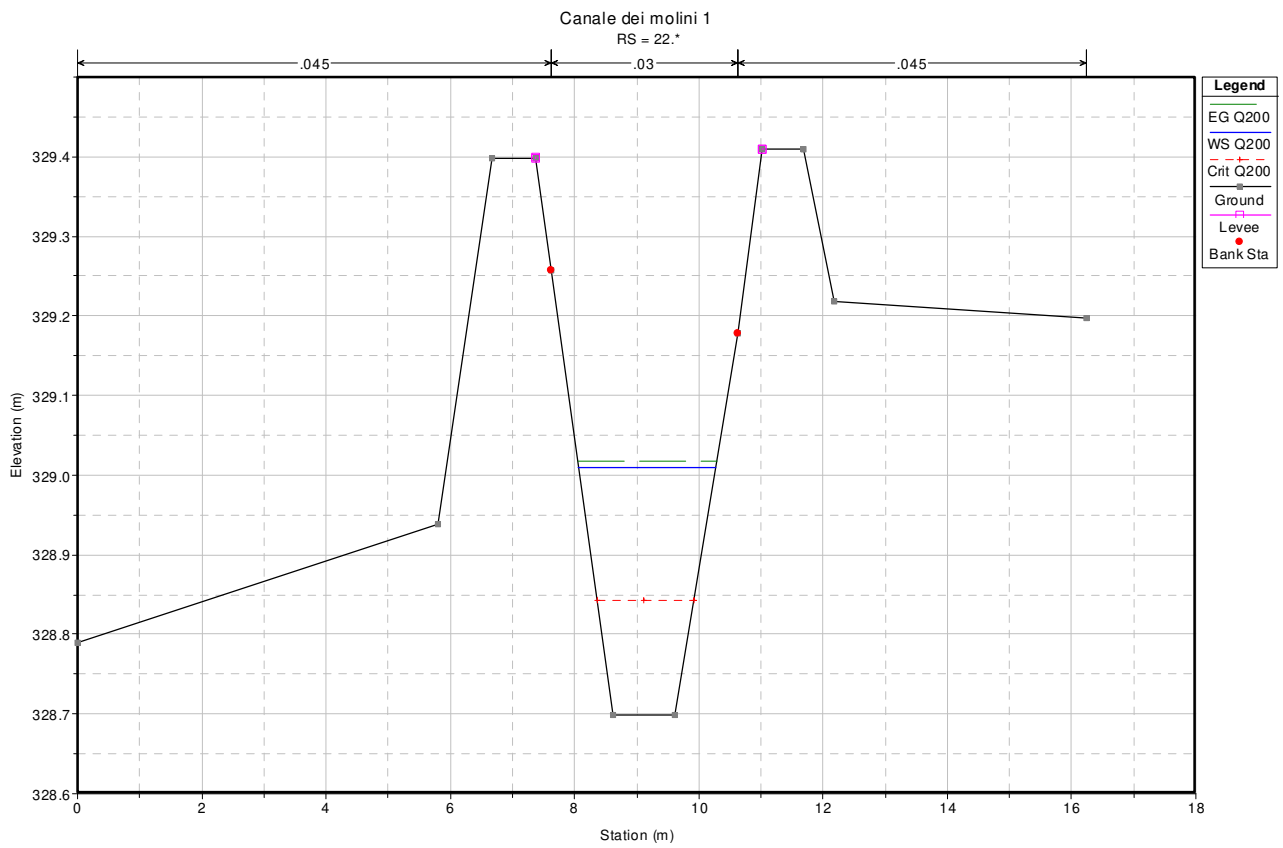
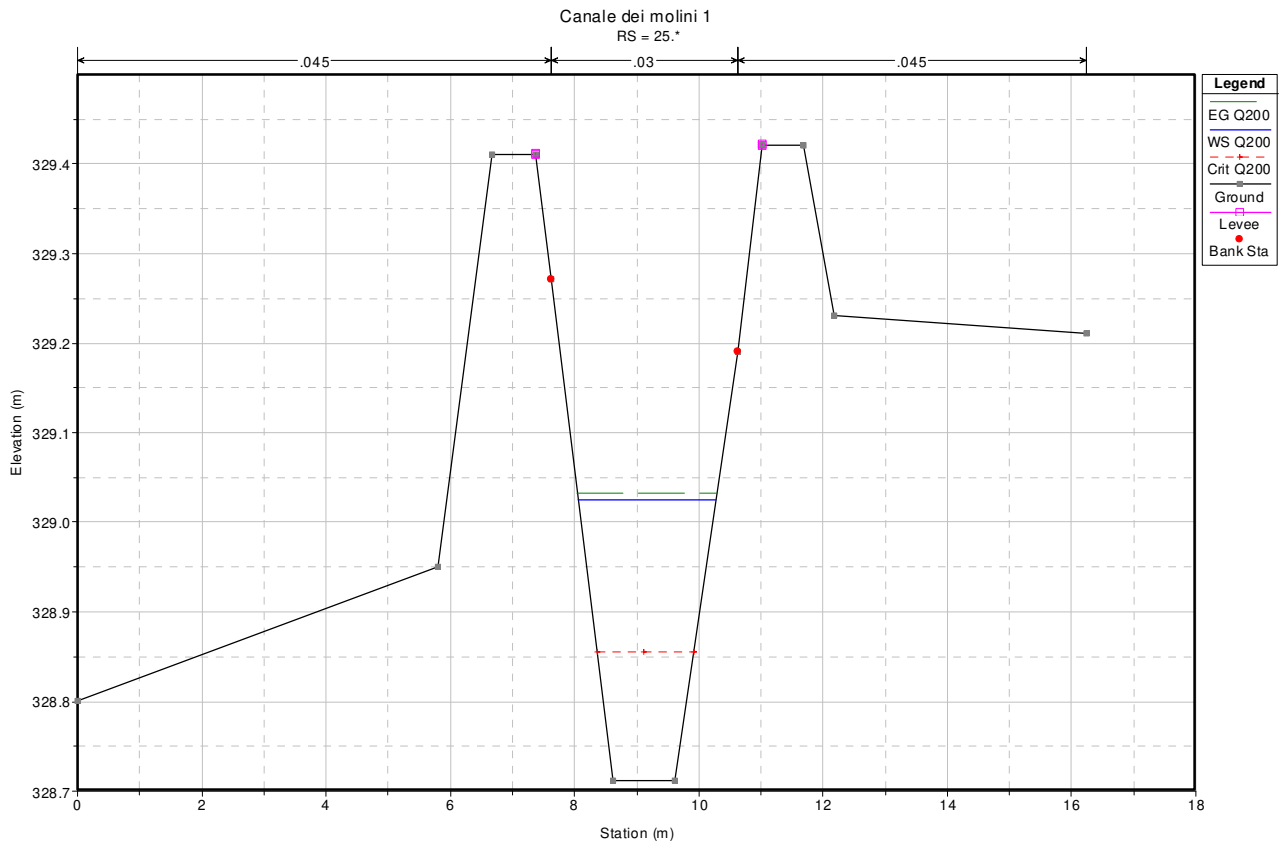


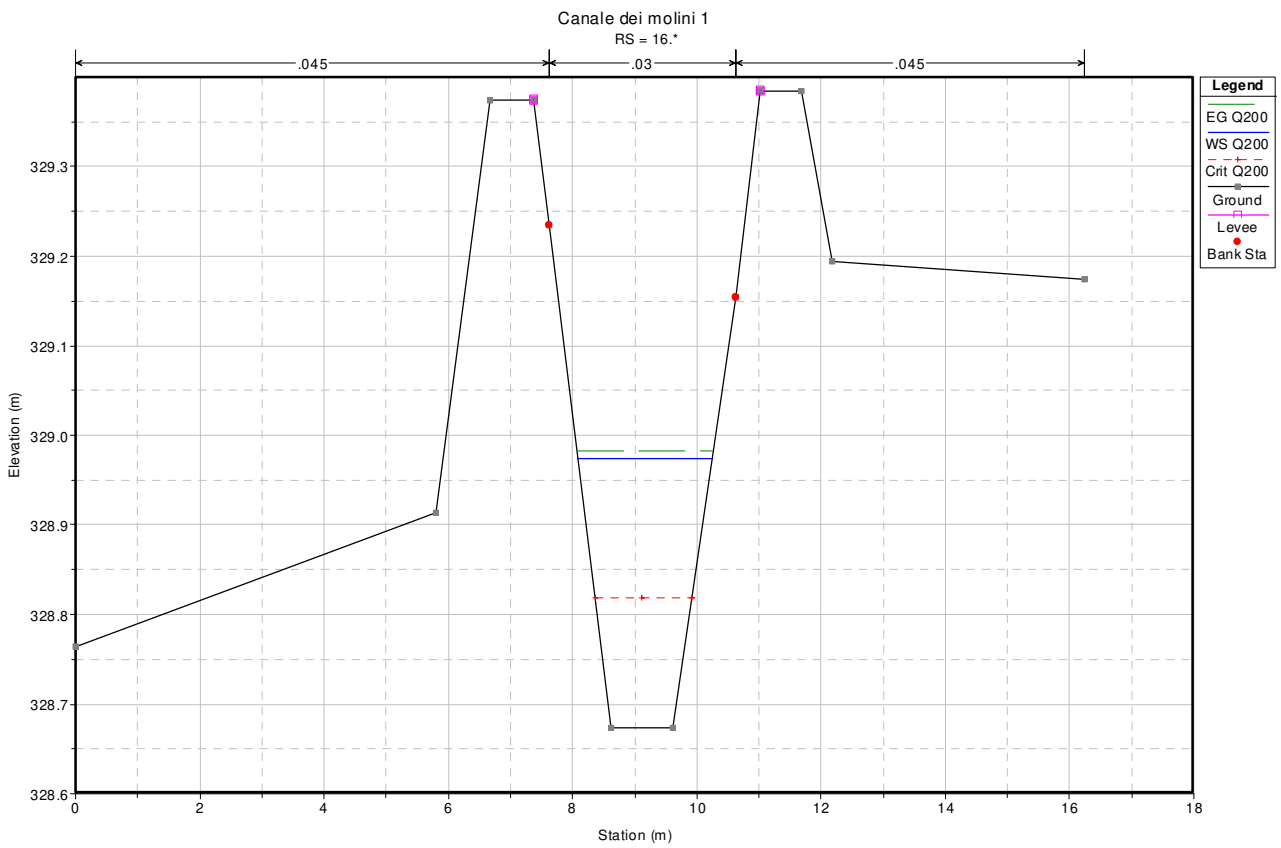
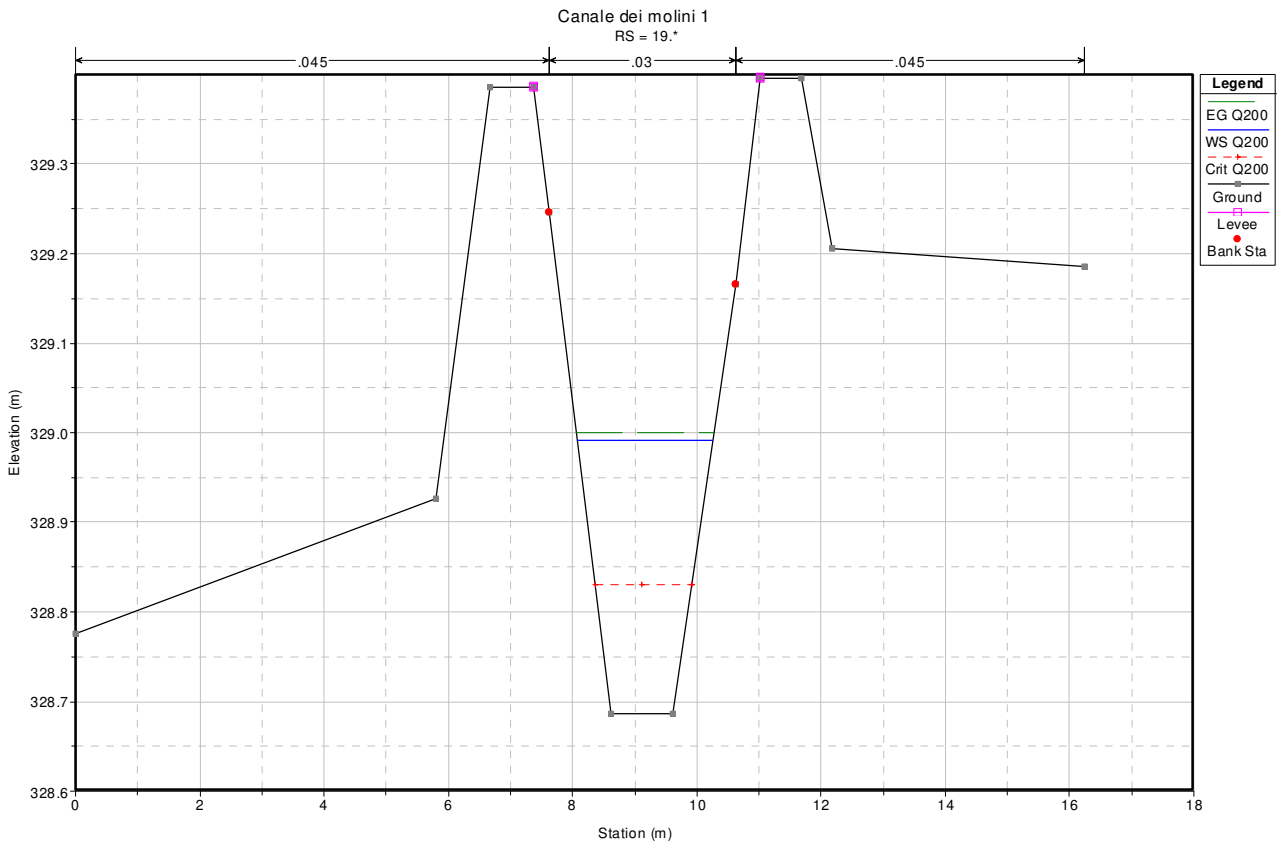


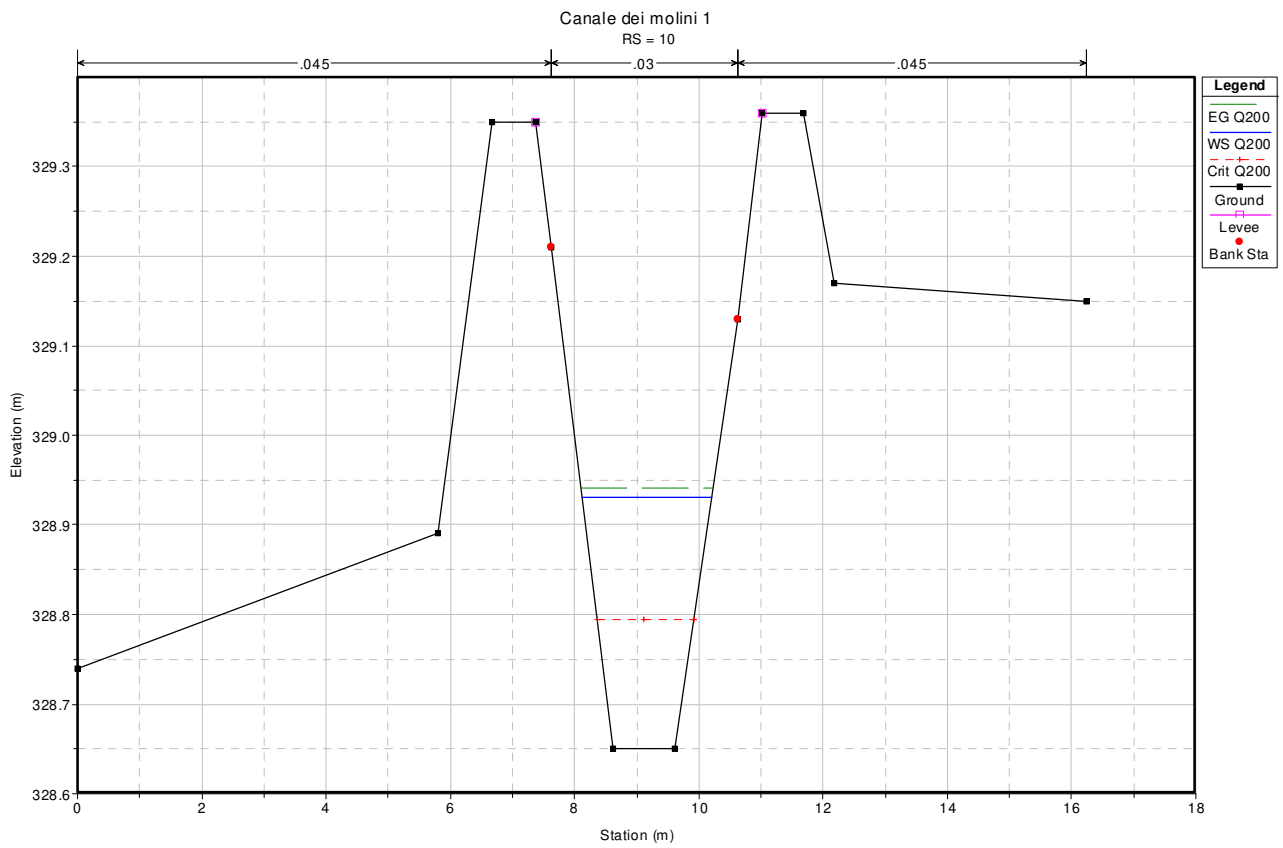
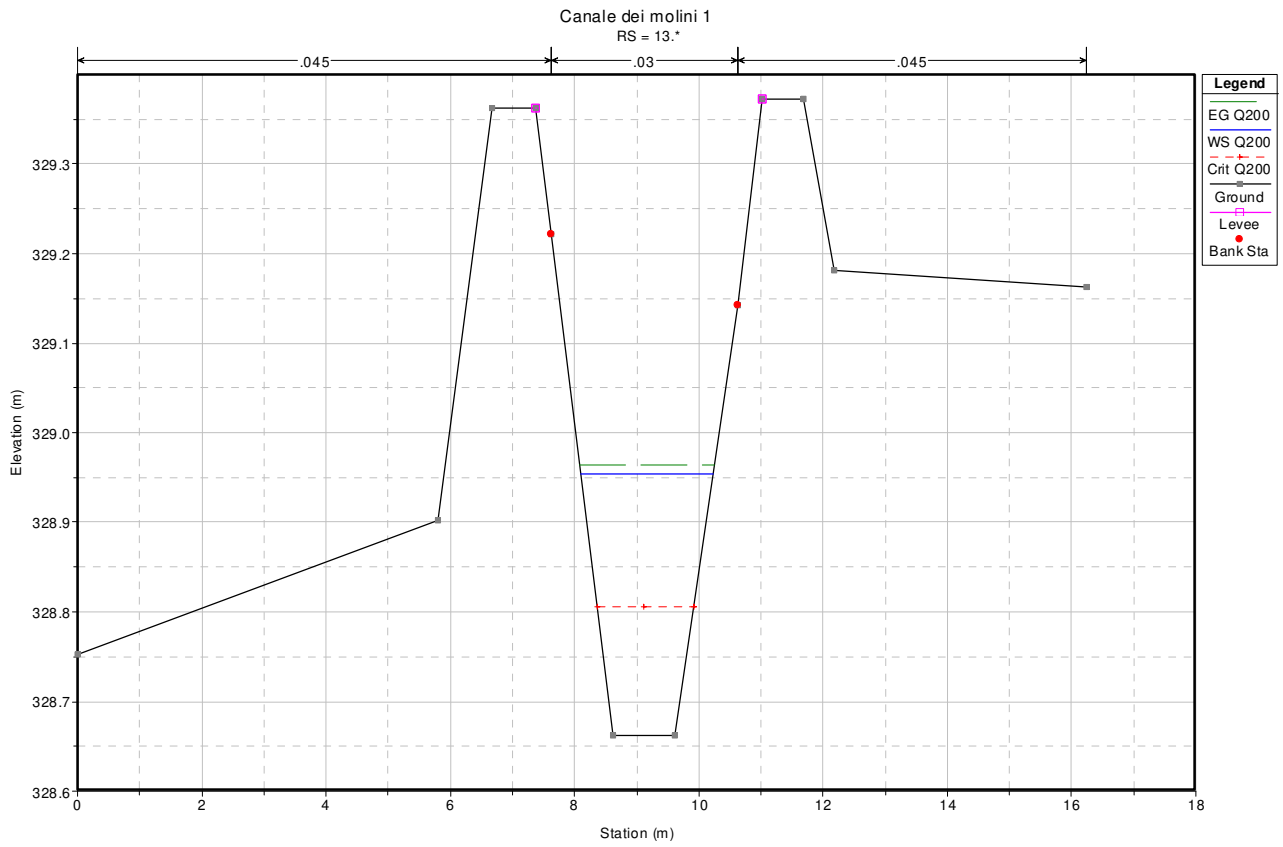










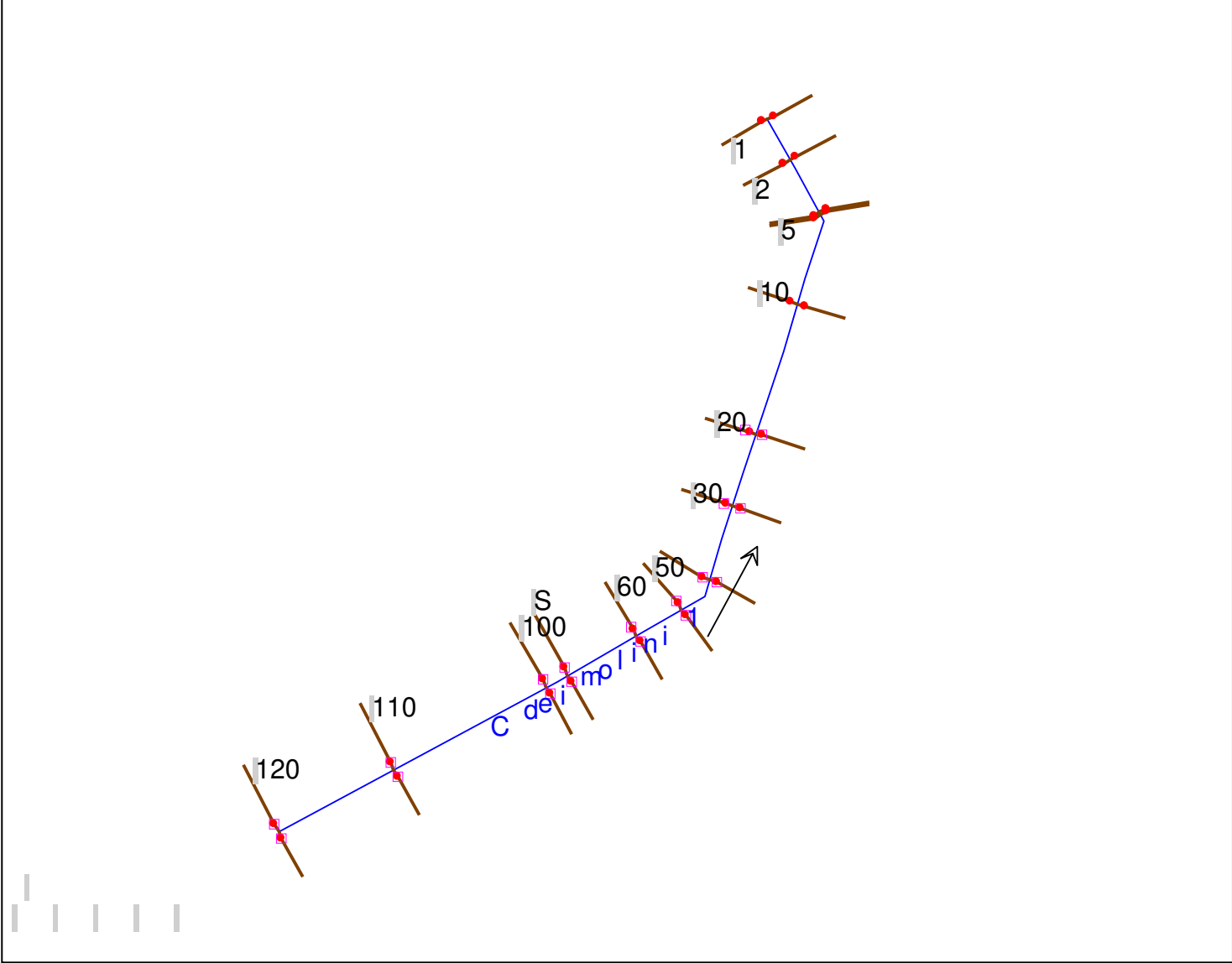


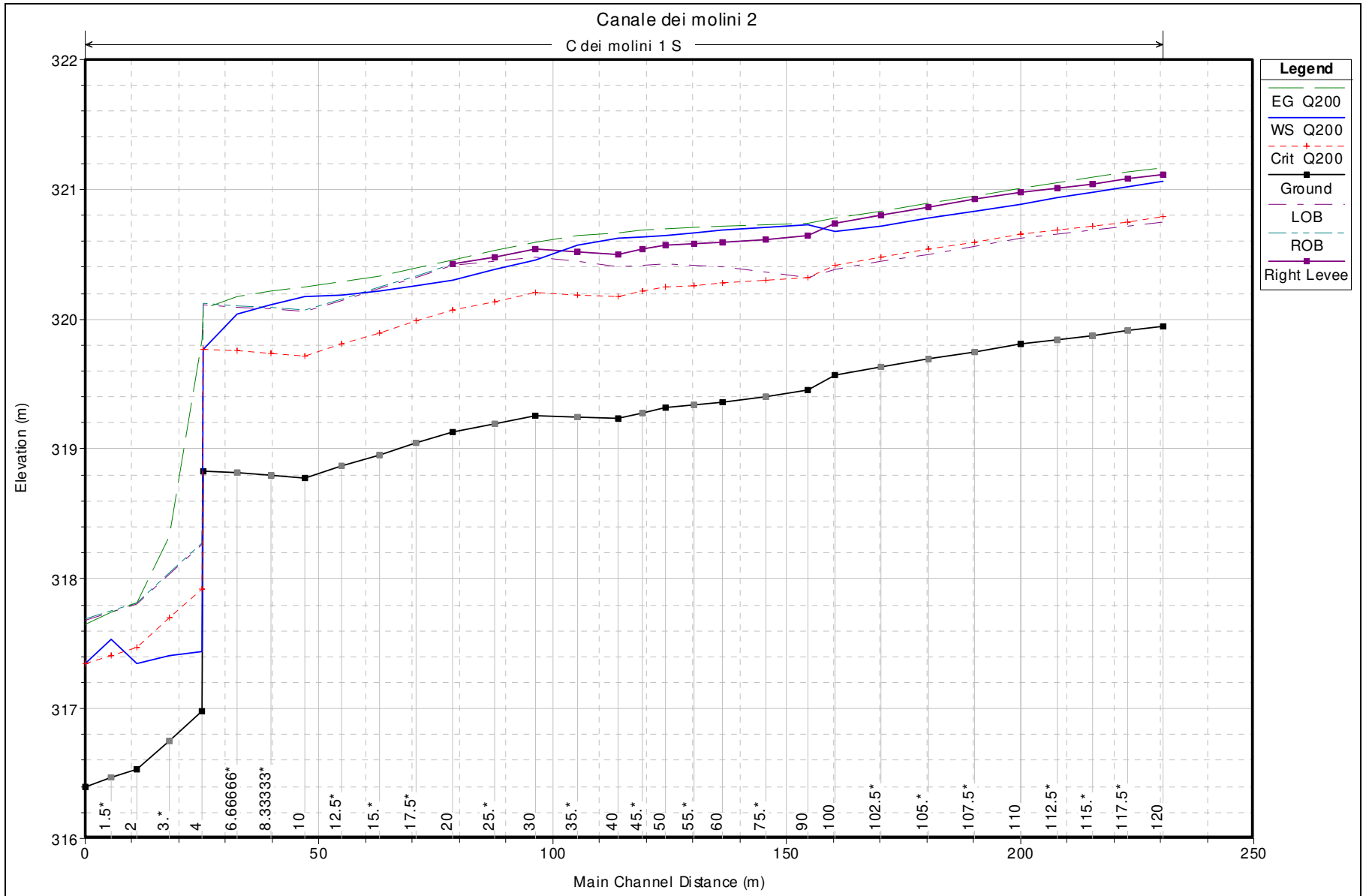
HEC-RAS Plan: prog River: C dei molini 0 Reach: V Profile: Q200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
attr_ril	100	Regione	0.2	331.41	331.77	331.74	331.83	0.013084	1.06	0.19	1.03	0.79
attr_ril	98.*	Regione	0.2	331.2	331.57	331.53	331.62	0.011659	1.02	0.2	1.05	0.75
attr_ril	96.*	Regione	0.2	331	331.35	331.32	331.41	0.014317	1.1	0.18	1.01	0.83
attr_ril	94.*	Regione	0.2	330.79	331.17	331.12	331.22	0.009604	0.95	0.21	1.09	0.69
attr_ril	92.*	Regione	0.2	330.59	330.92	330.91	331	0.019927	1.24	0.16	0.95	0.96
attr_ril	90	Regione	0.2	330.38	330.87	330.71	330.89	0.002586	0.58	0.35	1.39	0.37
attr_ril	88.5714*	Regione	0.2	330.33	330.82	330.66	330.84	0.002598	0.58	0.34	1.39	0.37
attr_ril	87.1428*	Regione	0.2	330.29	330.77	330.61	330.79	0.002632	0.58	0.34	1.39	0.37
attr_ril	85.7142*	Regione	0.2	330.24	330.72	330.56	330.74	0.002698	0.59	0.34	1.38	0.38
attr_ril	84.2857*	Regione	0.2	330.19	330.67	330.52	330.69	0.002758	0.59	0.34	1.38	0.38
attr_ril	82.8571*	Regione	0.2	330.14	330.62	330.47	330.64	0.002961	0.61	0.33	1.36	0.4
attr_ril	81.4285*	Regione	0.2	330.1	330.56	330.43	330.58	0.003499	0.65	0.31	1.32	0.43
attr_ril	80	Regione	0.2	330.05	330.42	330.38	330.47	0.0113	1	0.2	1.06	0.74
attr_ril	76.6666*	Regione	0.2	329.95	330.24	330.2	330.29	0.009546	0.95	0.21	1.12	0.7
attr_ril	73.3333*	Regione	0.2	329.86	330.09	330.04	330.13	0.00922	0.92	0.22	1.25	0.7
attr_ril	70	Regione	0.2	329.76	329.96	329.91	329.99	0.006802	0.79	0.25	1.46	0.61
attr_ril	67.625*	Regione	0.2	329.7	329.9	329.85	329.93	0.00689	0.8	0.25	1.46	0.61
attr_ril	65.25*	Regione	0.2	329.64	329.84	329.78	329.87	0.006807	0.79	0.25	1.45	0.61
attr_ril	62.875*	Regione	0.2	329.57	329.77	329.72	329.81	0.006824	0.8	0.25	1.45	0.61
attr_ril	60.5*	Regione	0.2	329.51	329.71	329.66	329.75	0.006577	0.79	0.25	1.44	0.6
attr_ril	58.125*	Regione	0.2	329.45	329.66	329.6	329.69	0.00577	0.75	0.27	1.45	0.56
attr_ril	55.75*	Regione	0.2	329.38	329.62	329.53	329.65	0.004069	0.67	0.3	1.5	0.48
attr_ril	53	Regione	0.2	329.32	329.48	329.47	329.54	0.015393	1.06	0.19	1.34	0.89
attr_ril	51	Regione	0.2	329.26	329.45	329.41	329.5	0.007344	0.89	0.22	1.39	0.66
attr_ril	40		Culvert									
attr_ril	35	Regione	0.2	328.75	329.07	328.89	329.08	0.001214	0.53	0.38	2.23	0.3
attr_ril	34	Regione	0.2	328.75	329.07	328.89	329.08	0.001004	0.38	0.52	2.25	0.25
attr_ril	31.*	Regione	0.2	328.74	329.06	328.88	329.06	0.001033	0.39	0.52	2.24	0.26
attr_ril	28.*	Regione	0.2	328.72	329.04	328.87	329.05	0.00107	0.39	0.51	2.23	0.26

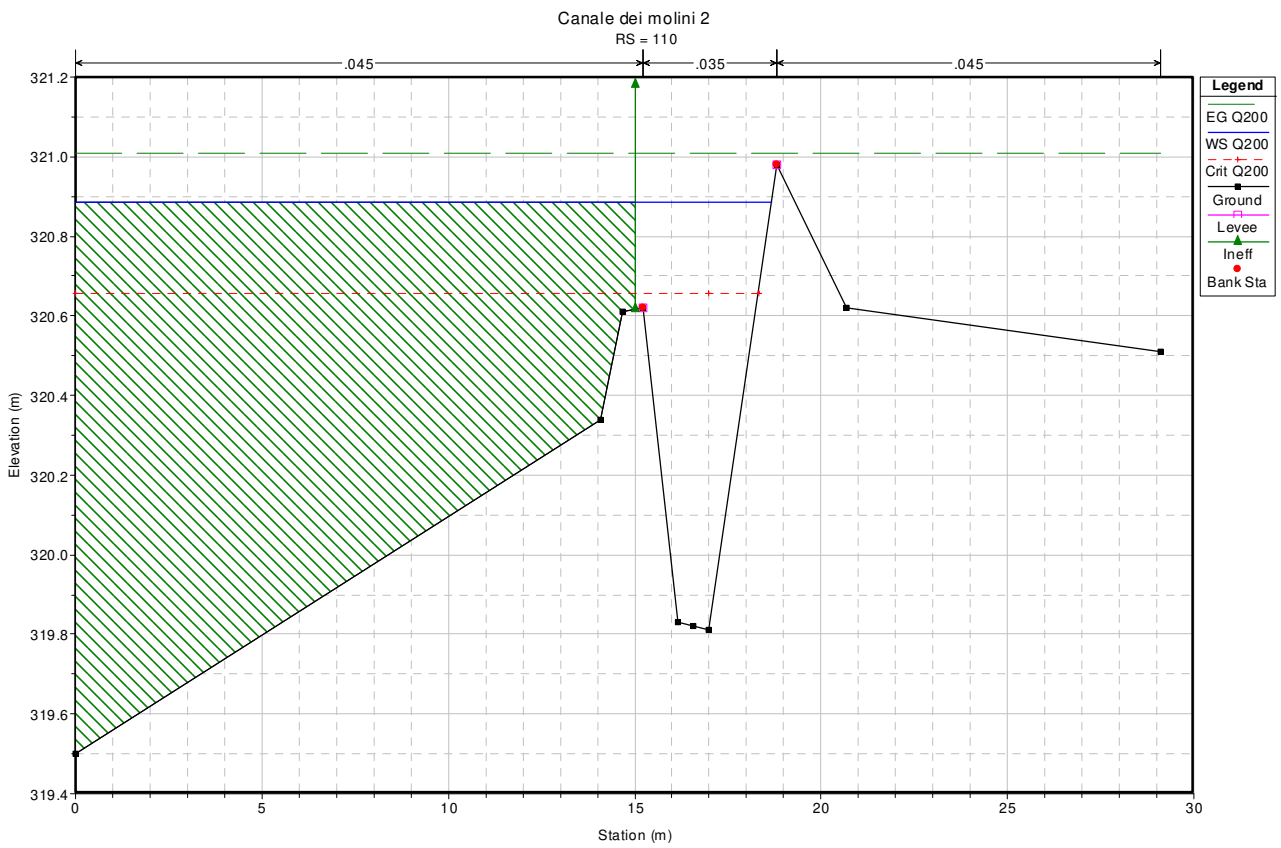
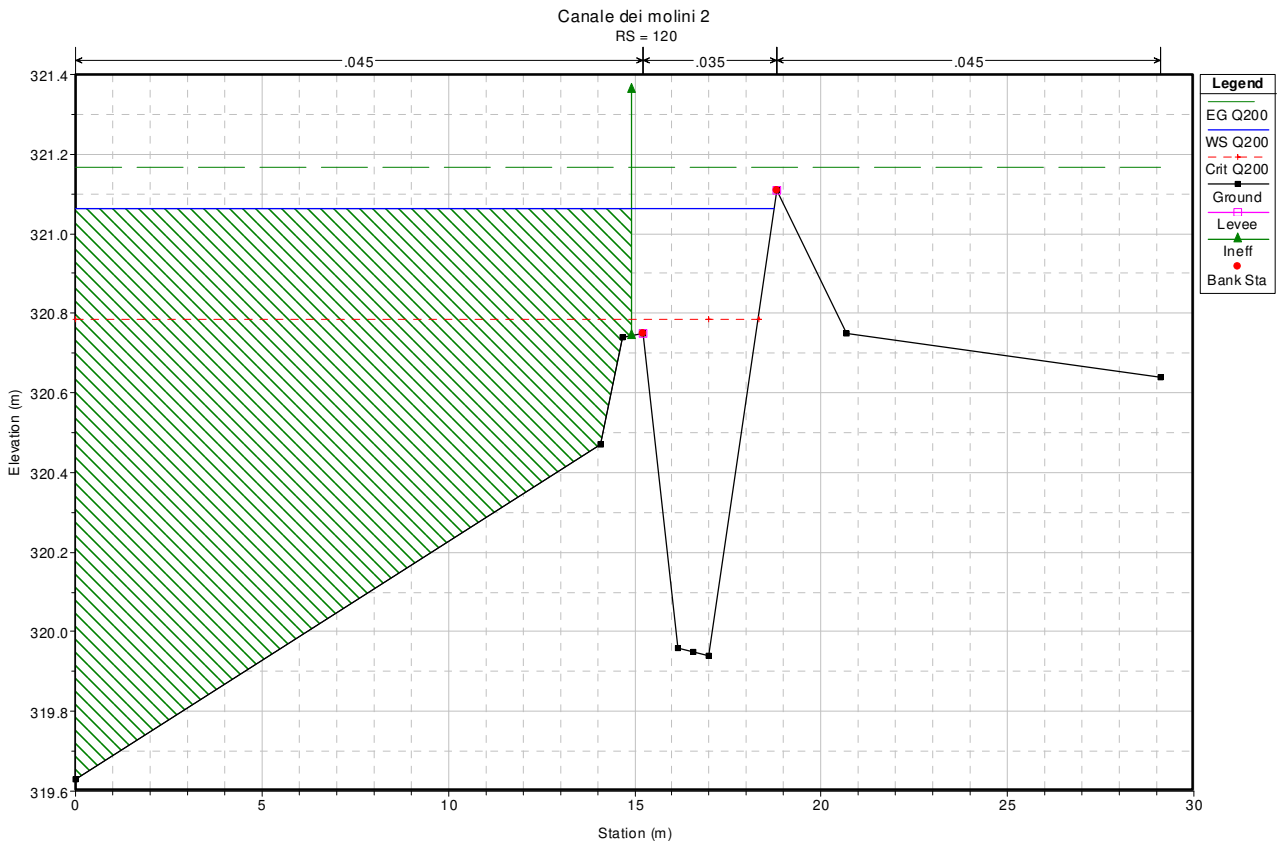
HEC-RAS Plan: prog River: C dei molini 0 Reach: V Profile: Q200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
attr_ril	25.*	Regione	0.2	328.71	329.02	328.86	329.03	0.001112	0.4	0.5	2.21	0.27
attr_ril	22.*	Regione	0.2	328.7	329.01	328.84	329.02	0.001156	0.4	0.5	2.2	0.27
attr_ril	19.*	Regione	0.2	328.69	328.99	328.83	329	0.001225	0.41	0.49	2.18	0.28
attr_ril	16.*	Regione	0.2	328.67	328.97	328.82	328.98	0.001326	0.42	0.47	2.16	0.29
attr_ril	13.*	Regione	0.2	328.66	328.95	328.81	328.96	0.001466	0.44	0.46	2.13	0.3
attr_ril	10	Regione	0.2	328.65	328.93	328.79	328.94	0.0017	0.46	0.43	2.09	0.32

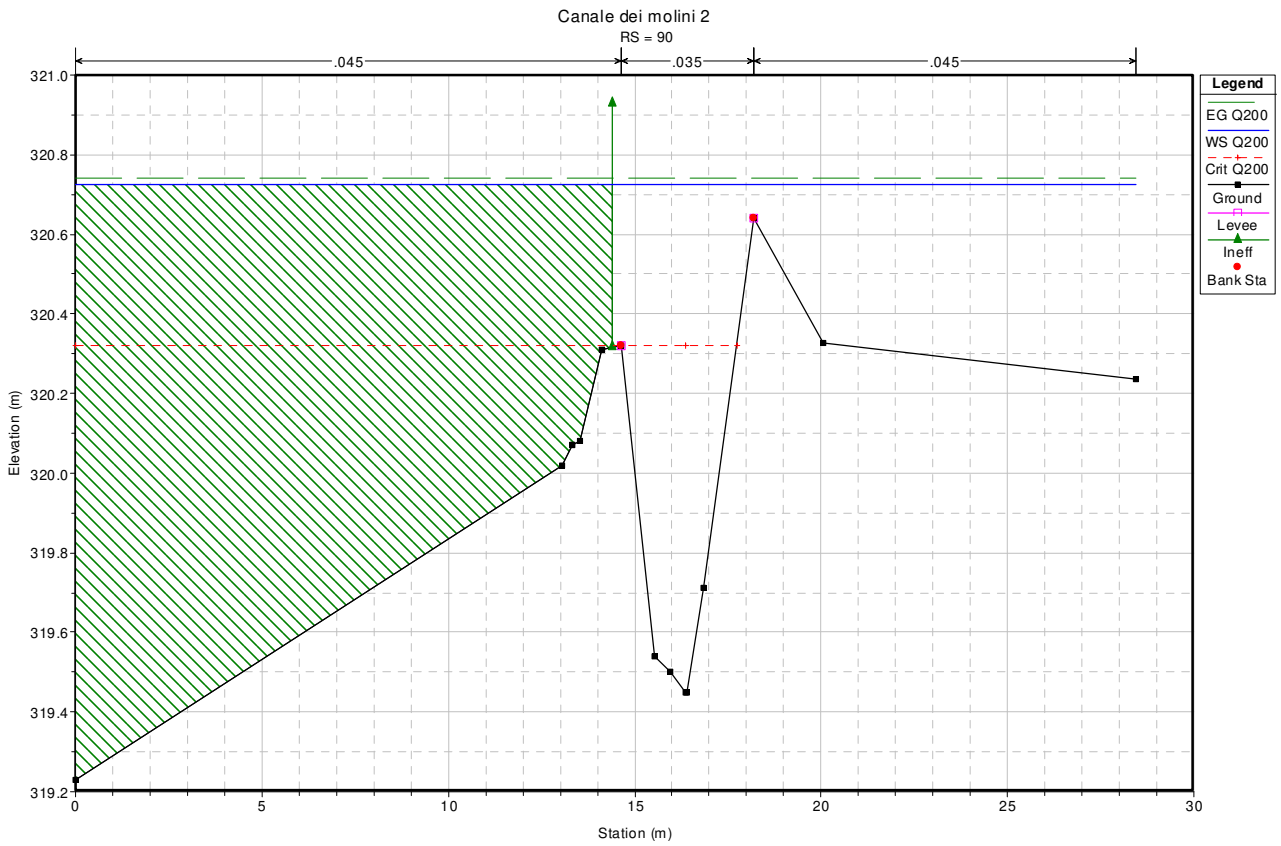
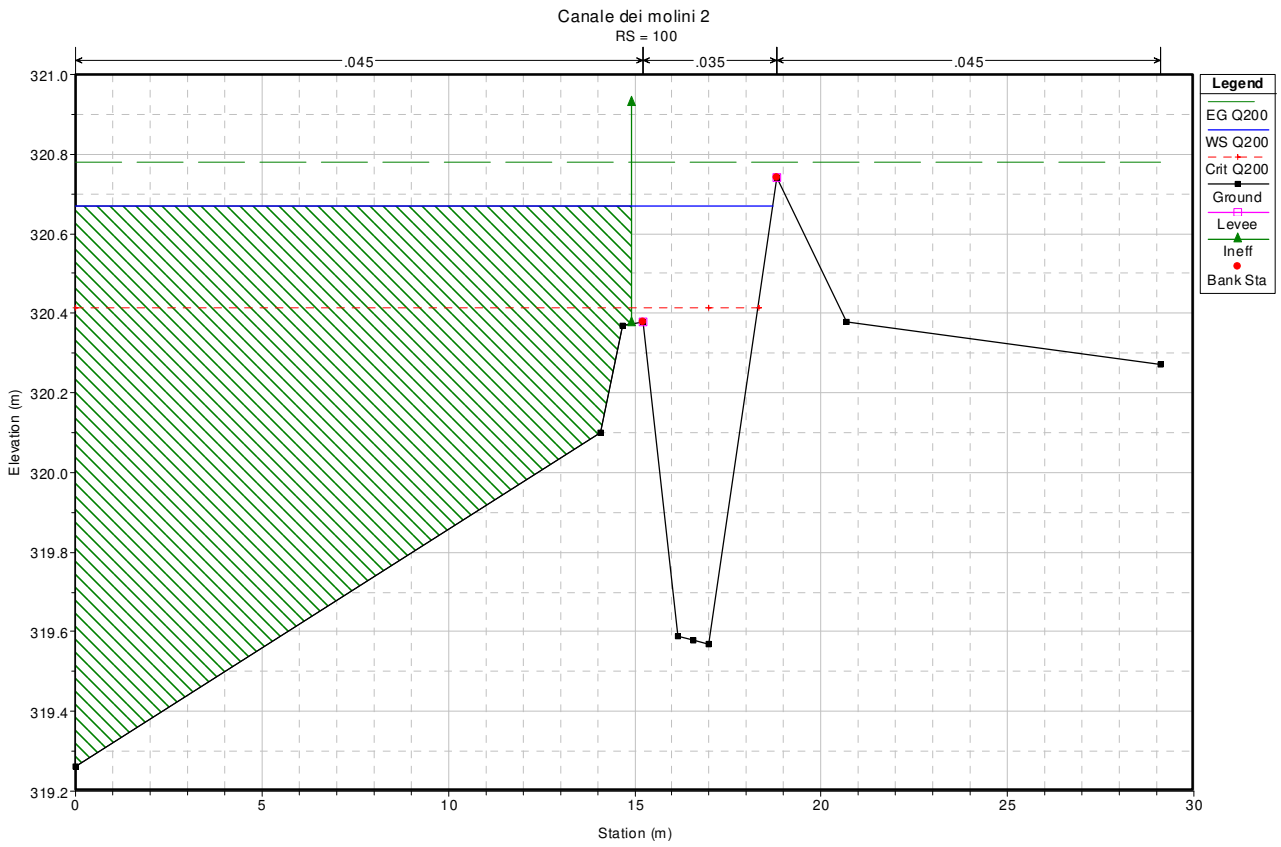
ALLEGATO F

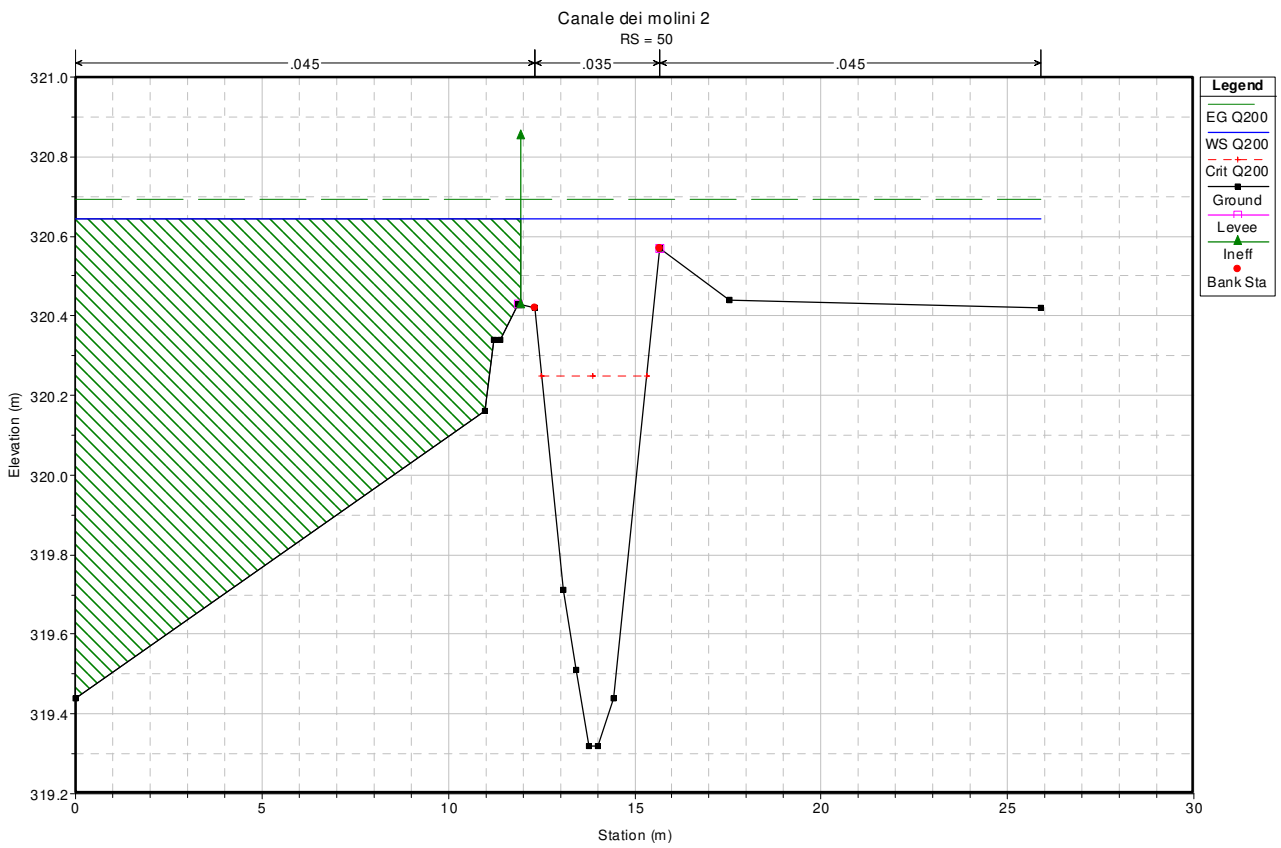
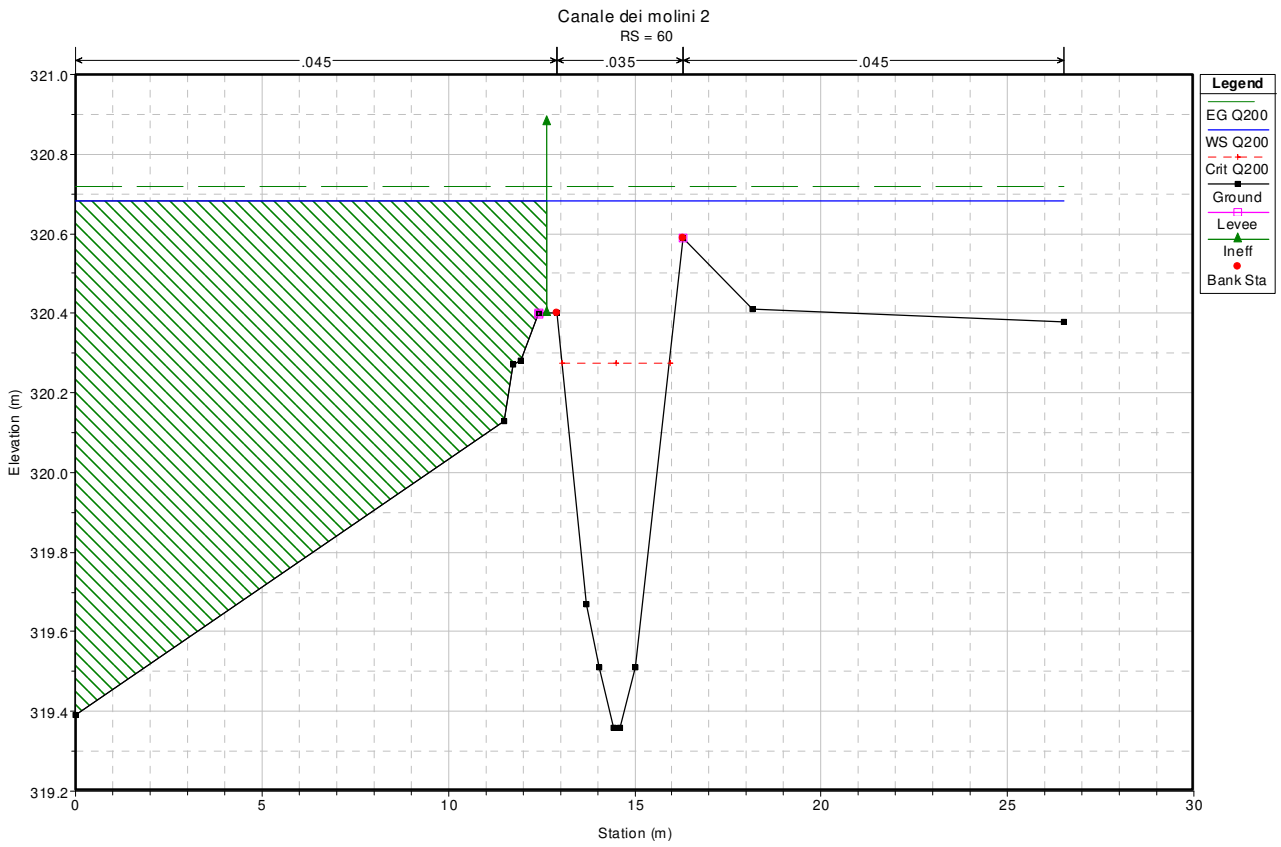
**RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE
CANALE DEI MOLINI II – STATO ATTUALE**

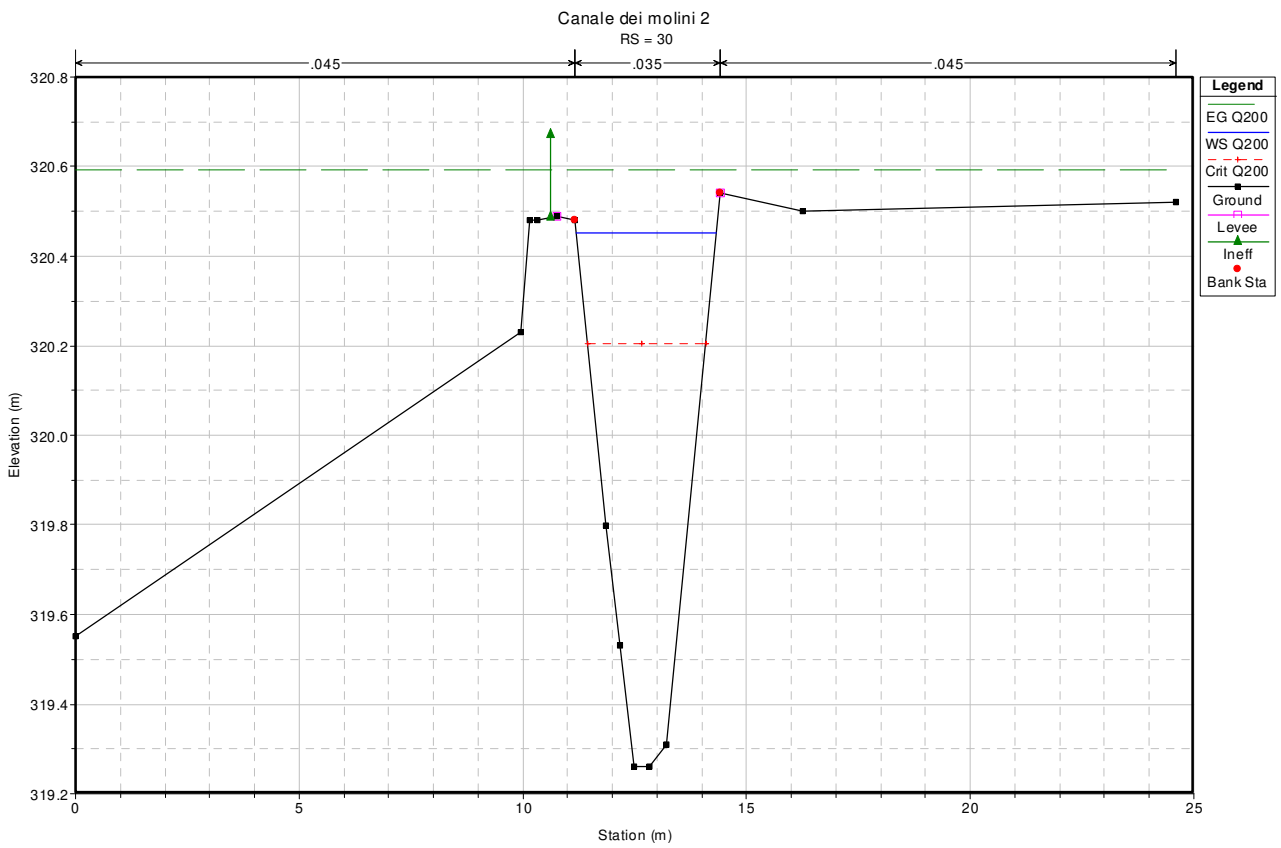
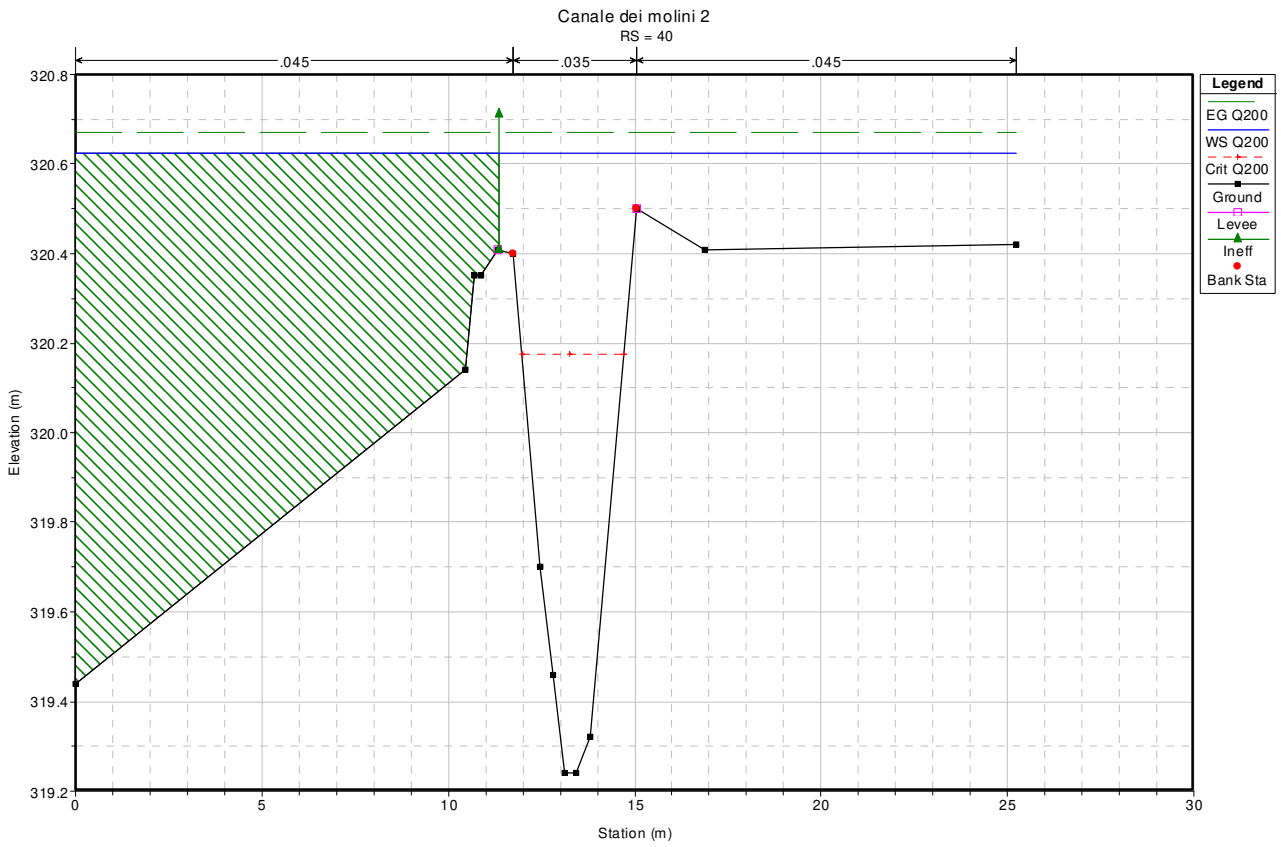


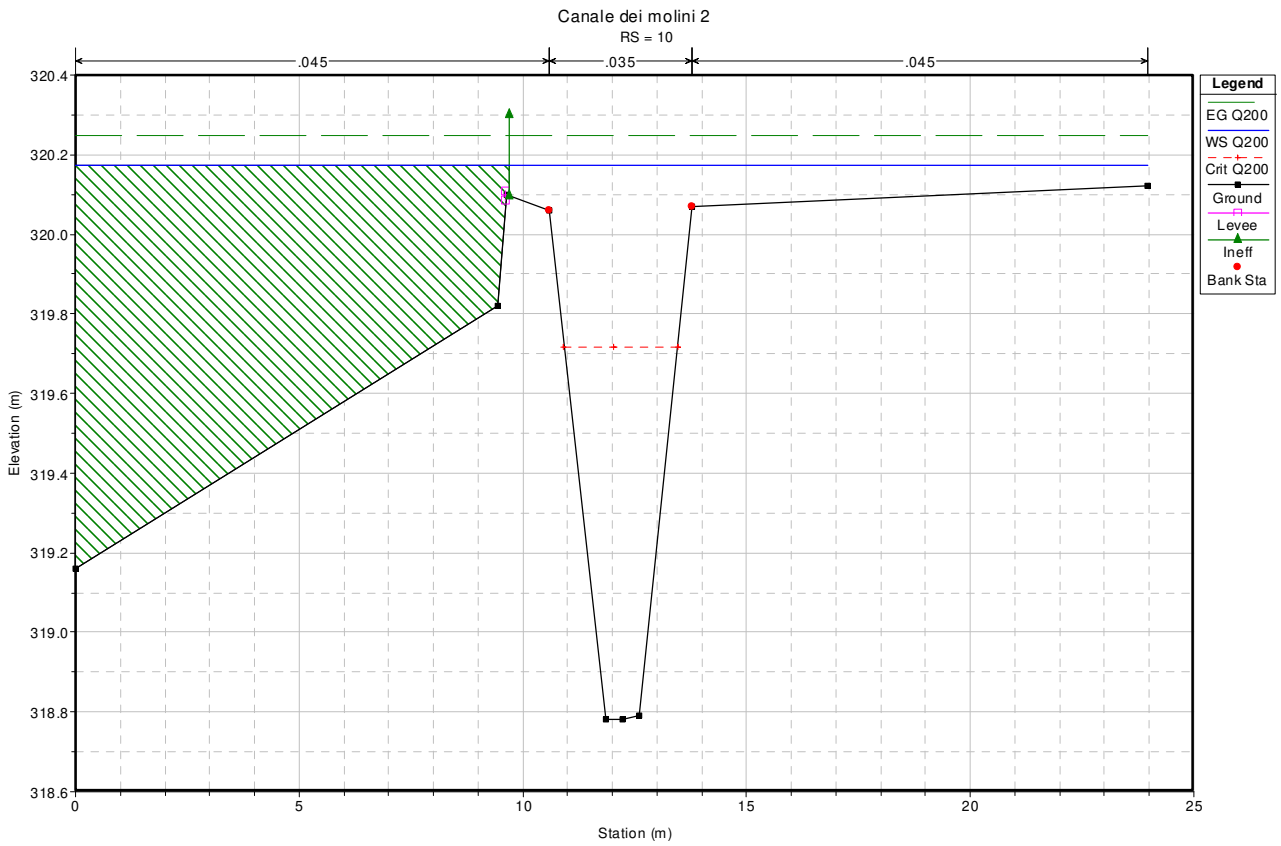
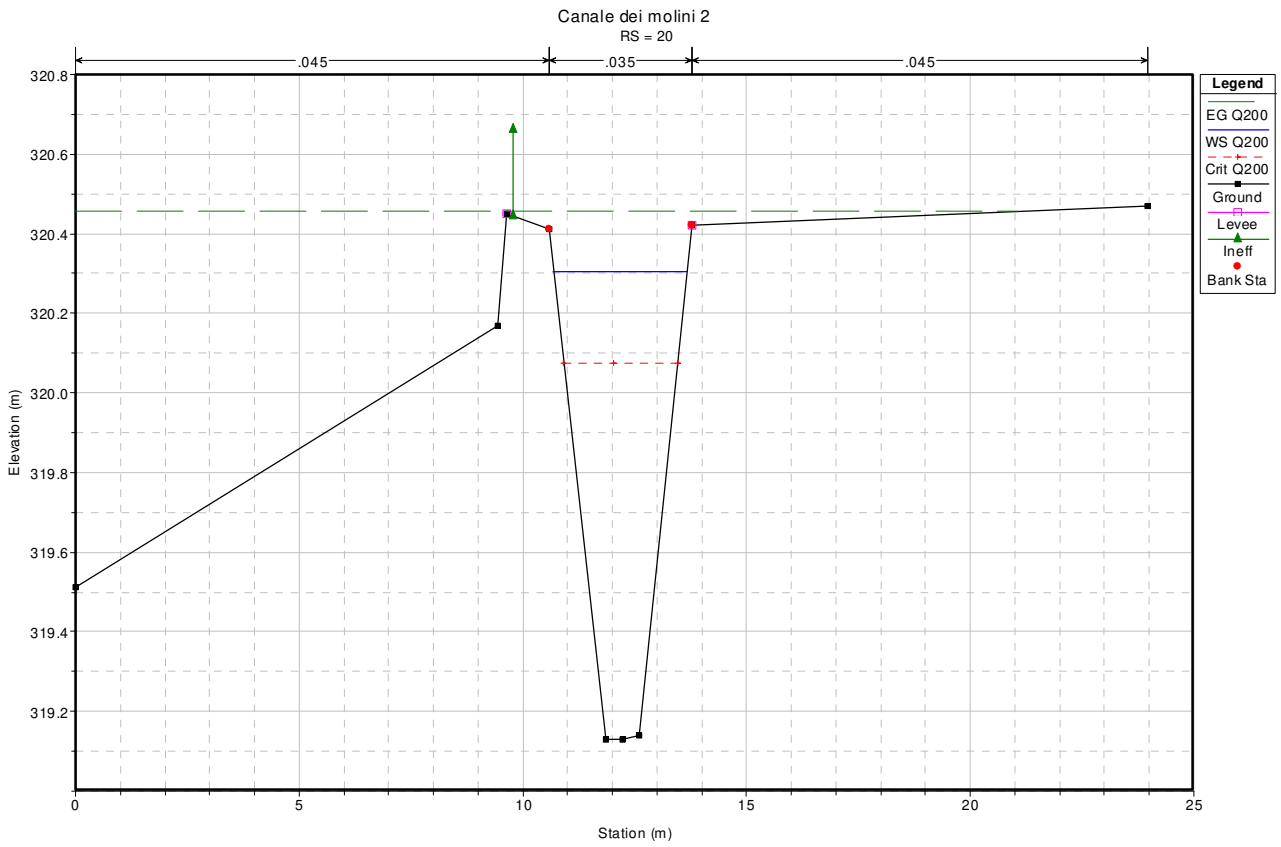


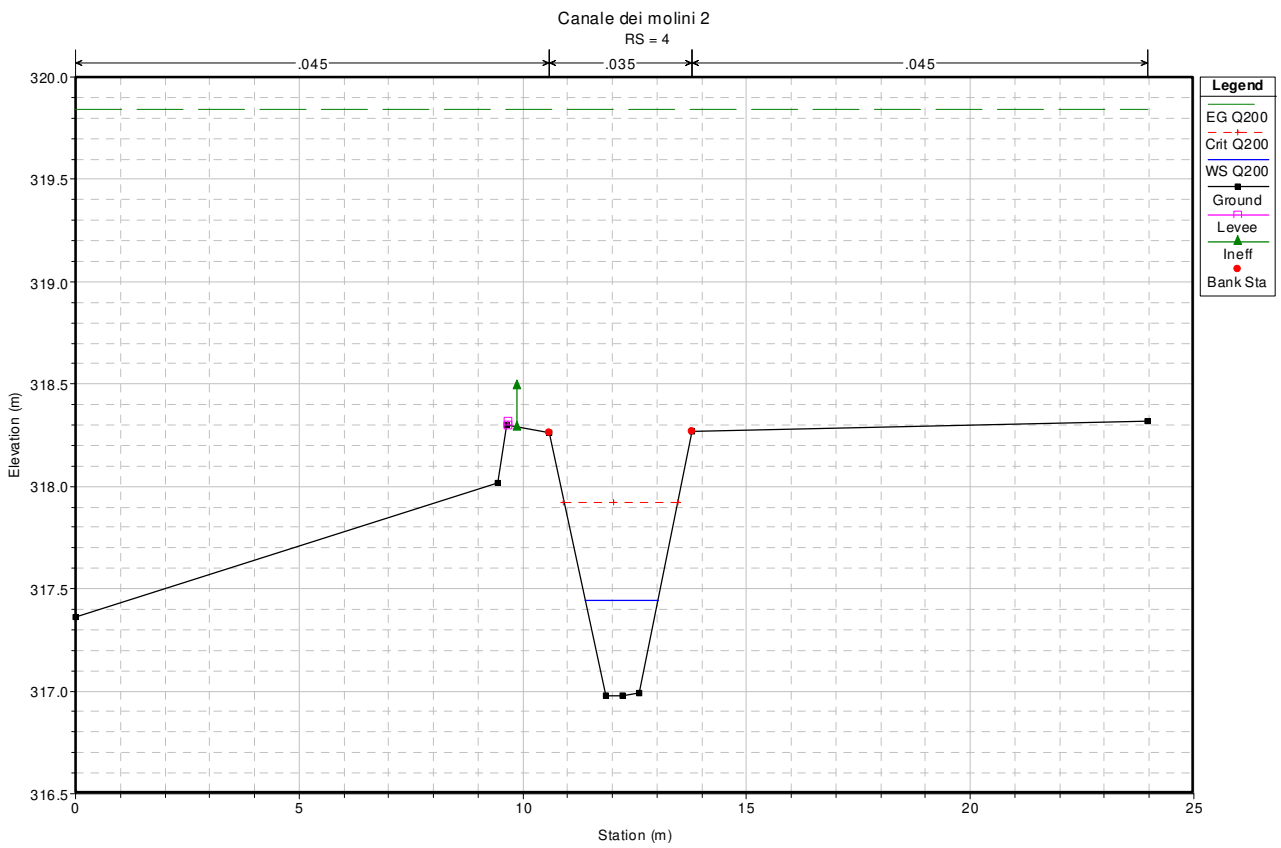
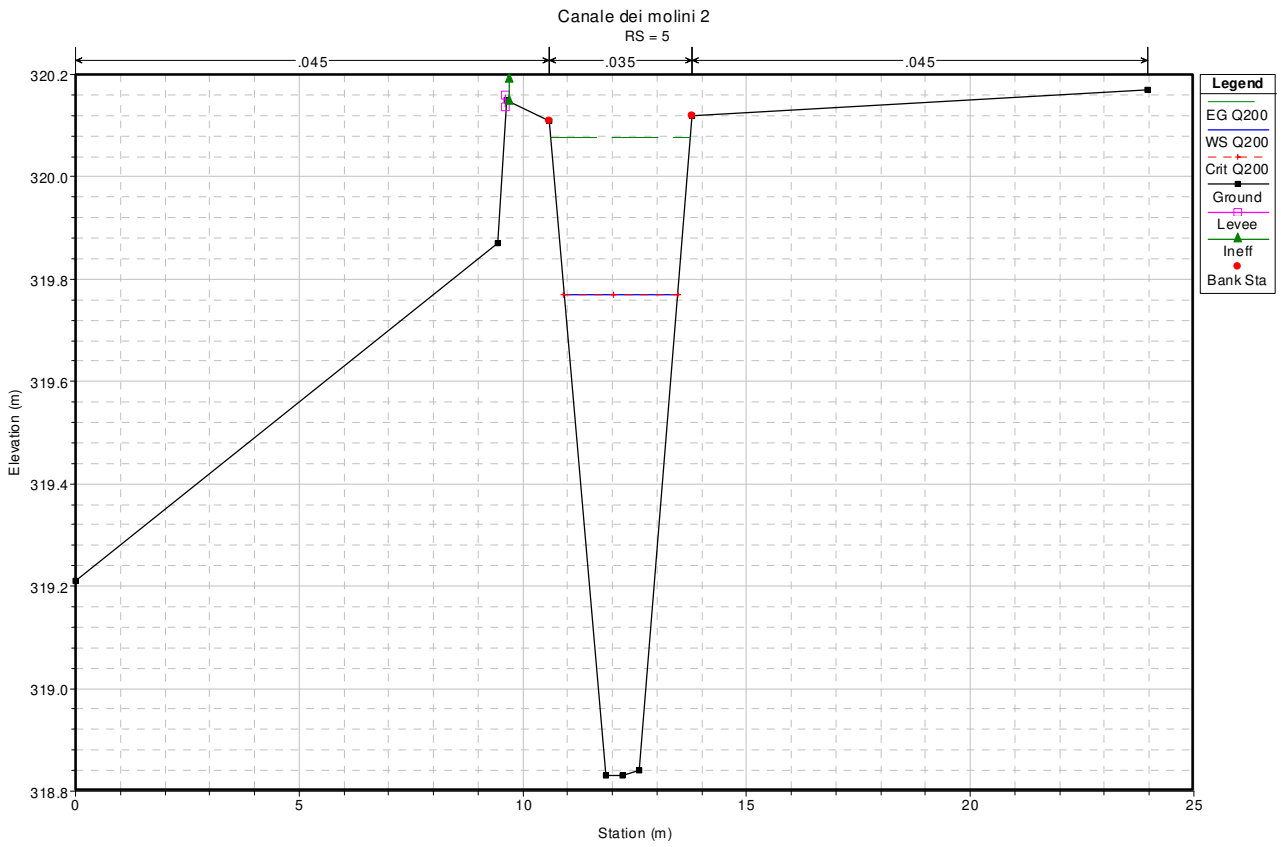


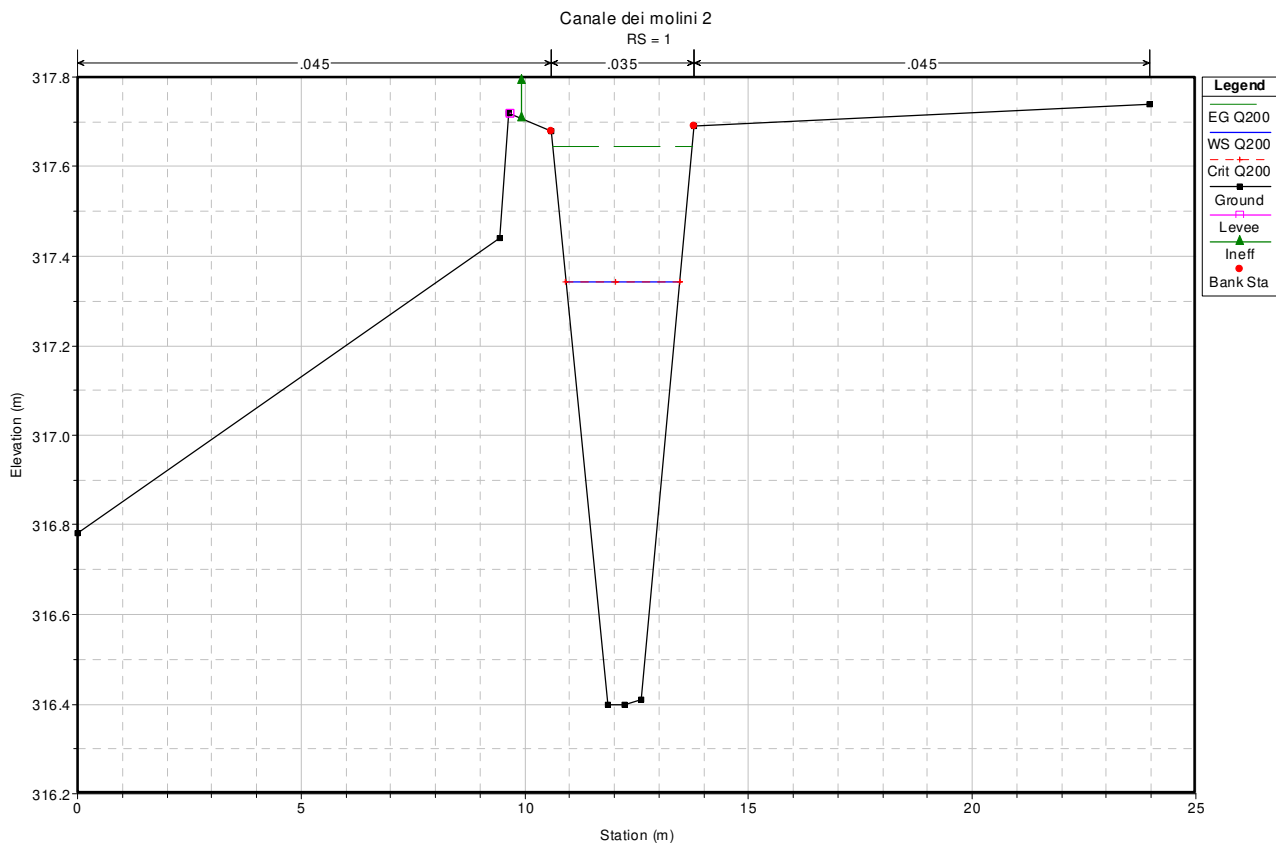
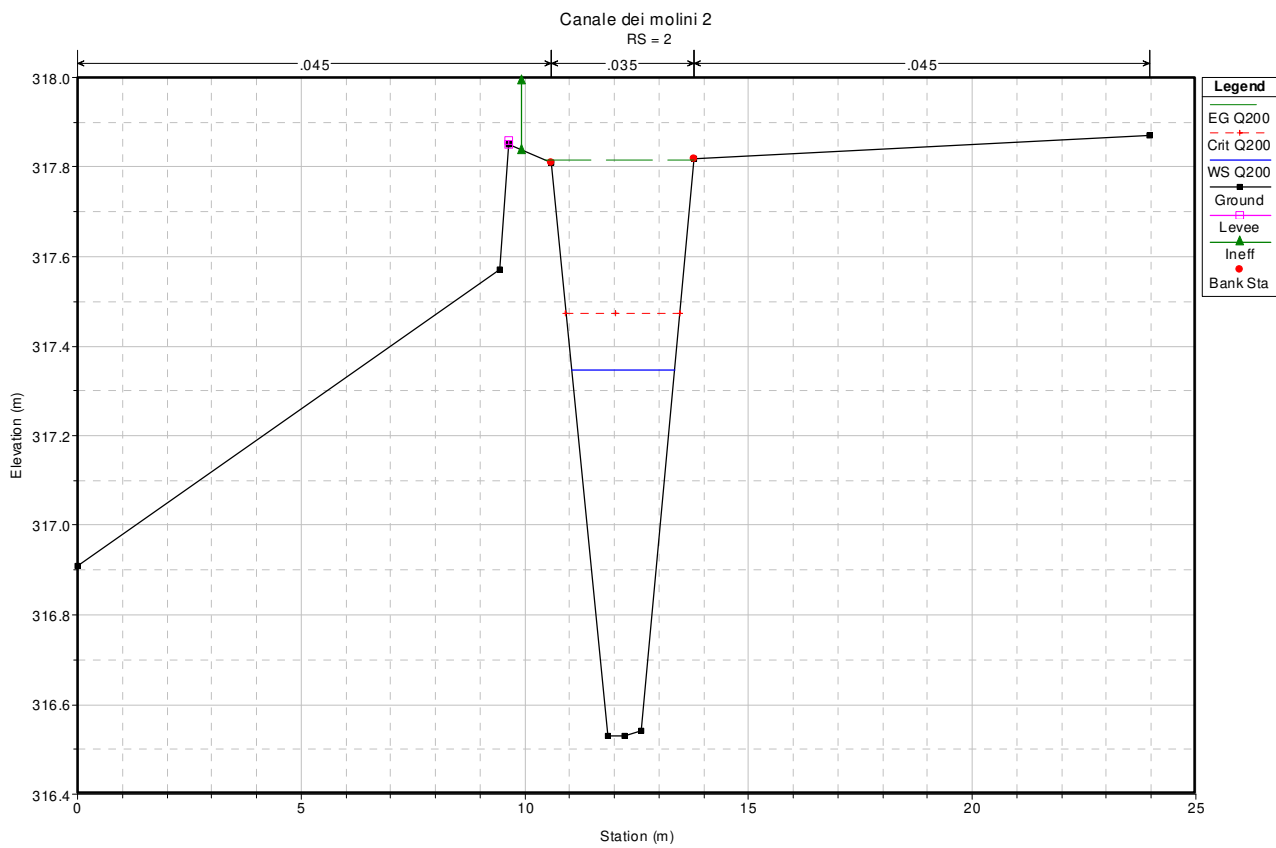










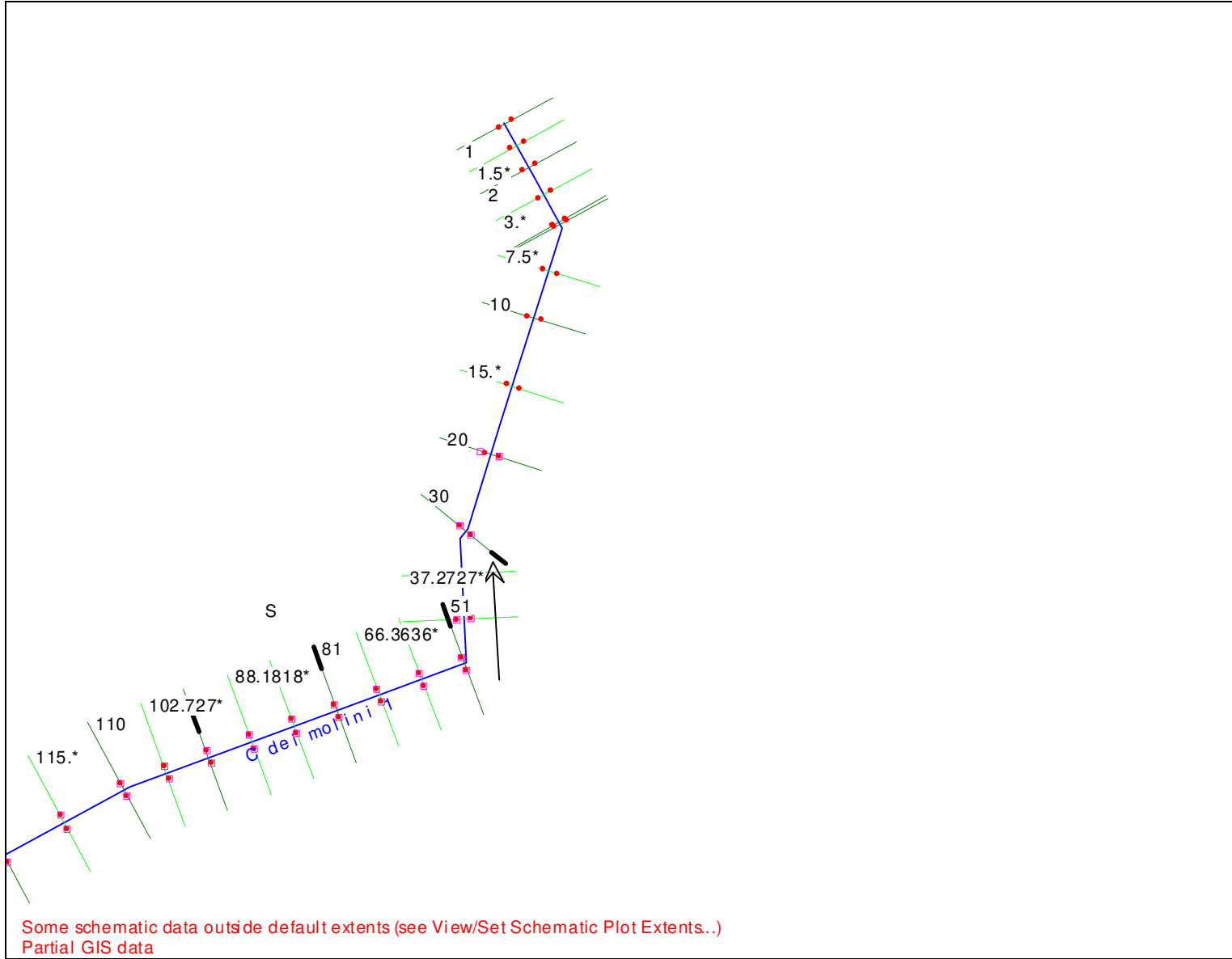


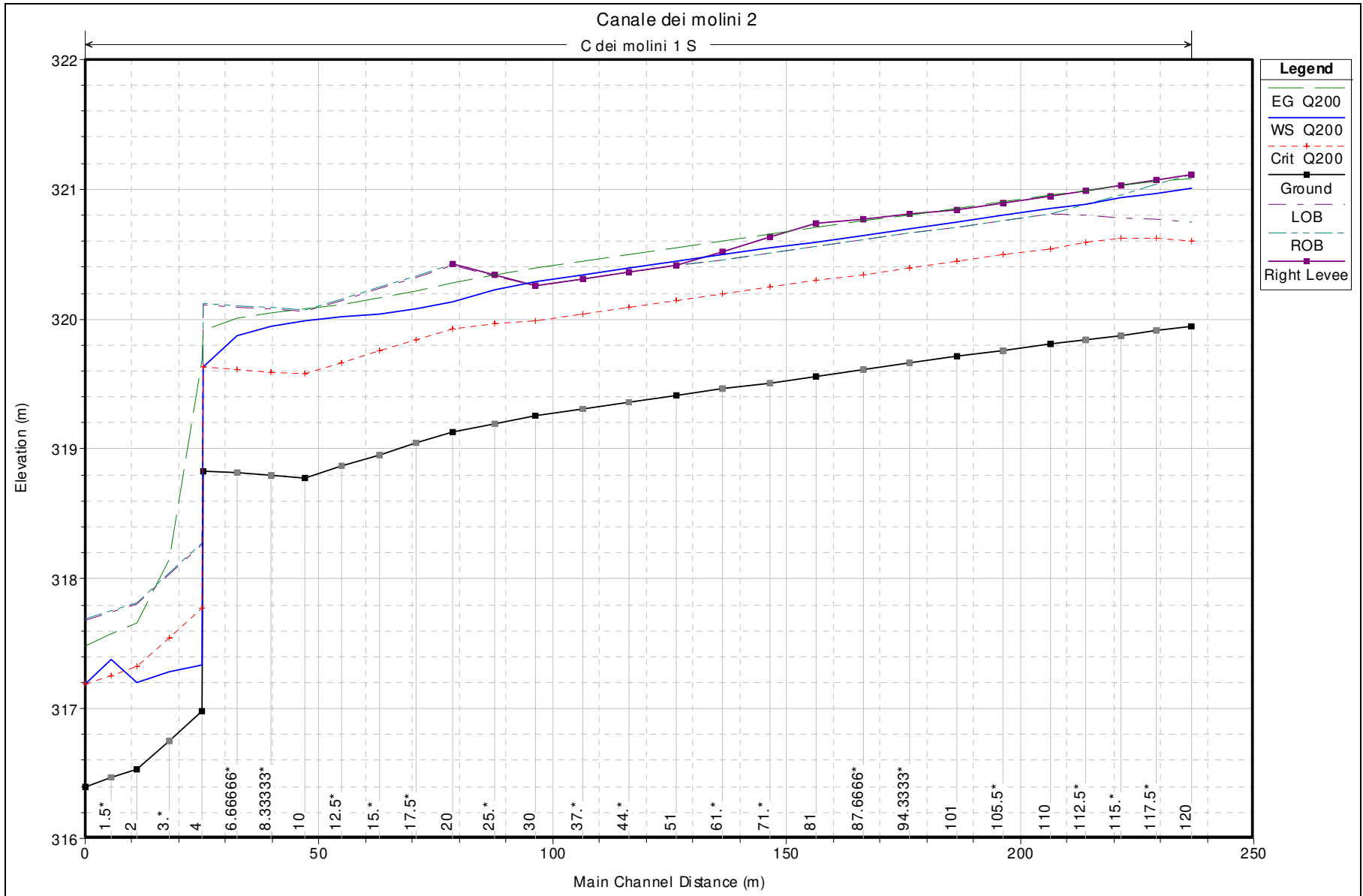
HEC-RAS Plan: Plan 06 River: C dei molini 1 Reach: S Profile: Q200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
viadotto	120	Q200	3.8	319.94	321.06	320.79	321.17	0.004792	1.44	2.68	18.75	0.54
viadotto	117.5*	Q200	3.8	319.91	321.02	320.75	321.13	0.00493	1.46	2.65	18.75	0.55
viadotto	115.*	Q200	3.8	319.88	320.98	320.72	321.09	0.005142	1.48	2.61	18.73	0.56
viadotto	112.5*	Q200	3.8	319.84	320.94	320.69	321.05	0.005428	1.51	2.55	18.71	0.57
viadotto	110	Q200	3.8	319.81	320.89	320.66	321.01	0.005835	1.55	2.48	18.68	0.59
viadotto	107.5*	Q200	3.8	319.75	320.83	320.59	320.95	0.005751	1.54	2.5	18.69	0.59
viadotto	102.5*	Q200	3.8	319.63	320.72	320.48	320.84	0.005466	1.51	2.56	18.71	0.57
viadotto	100	Q200	3.8	319.57	320.67	320.41	320.78	0.00525	1.49	2.6	18.72	0.56
viadotto	90	Q200	3.8	319.45	320.72	320.32	320.74	0.001008	0.73	7.29	28.45	0.25
viadotto	75.*	Q200	3.8	319.41	320.71	320.3	320.73	0.001276	0.82	6.57	27.48	0.28
viadotto	60	Q200	3.8	319.36	320.68	320.27	320.72	0.001687	0.93	5.77	26.52	0.32
viadotto	55.*	Q200	3.8	319.34	320.67	320.26	320.71	0.001938	0.99	5.41	26.2	0.34
viadotto	50	Q200	3.8	319.32	320.65	320.25	320.69	0.002275	1.06	5	25.88	0.37
viadotto	45.*	Q200	3.8	319.28	320.63	320.21	320.68	0.002141	1.04	5.07	25.56	0.35
viadotto	40	Q200	3.8	319.24	320.63	320.17	320.67	0.002009	1.02	5.15	25.24	0.34
viadotto	35.*	Q200	3.8	319.25	320.57	320.19	320.64	0.003611	1.28	3.79	24.91	0.45
viadotto	30	Q200	3.8	319.26	320.45	320.2	320.59	0.007259	1.66	2.29	3.14	0.62
viadotto	25.*	Q200	3.8	319.2	320.38	320.13	320.53	0.007589	1.69	2.26	3.07	0.63
viadotto	20	Q200	3.8	319.13	320.3	320.07	320.46	0.008109	1.73	2.2	2.99	0.64
viadotto	17.5*	Q200	3.8	319.04	320.25	319.99	320.39	0.007103	1.64	2.31	3.06	0.6
viadotto	15.*	Q200	3.8	318.95	320.21	319.89	320.34	0.006025	1.55	2.46	3.15	0.56
viadotto	12.5*	Q200	3.8	318.87	320.18	319.81	320.29	0.004852	1.44	2.72	9.12	0.51
viadotto	10	Q200	3.8	318.78	320.17	319.72	320.25	0.003228	1.25	3.76	23.95	0.42
viadotto	8.33333*	Q200	3.8	318.8	320.11	319.74	320.22	0.004879	1.44	2.71	8.84	0.51
viadotto	5	Q200	3.8	318.83	319.77	319.77	320.08	0.02048	2.45	1.55	2.55	1
viadotto	4	Q200	3.8	316.98	317.44	317.92	319.84	0.326416	6.86	0.55	1.64	3.77
viadotto	3.*	Q200	3.8	316.75	317.4	317.7	318.33	0.09	4.26	0.89	1.99	2.03
viadotto	2	Q200	3.8	316.53	317.35	317.47	317.82	0.036408	3.04	1.25	2.31	1.32
viadotto	1.5*	Q200	3.8	316.47	317.53	317.41	317.74	0.012017	2	1.9	2.79	0.78
viadotto	1	Q200	3.8	316.4	317.34	317.34	317.65	0.020196	2.44	1.56	2.55	0.99

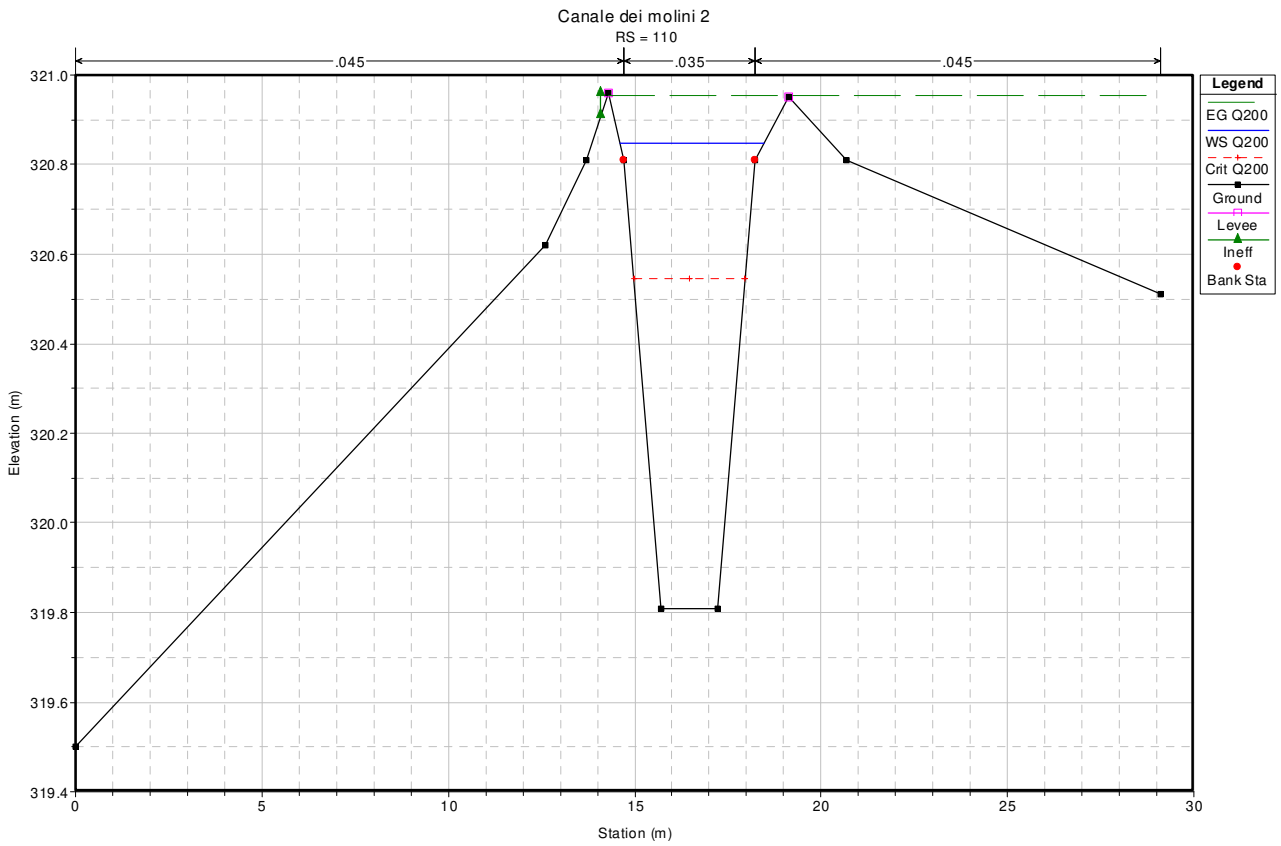
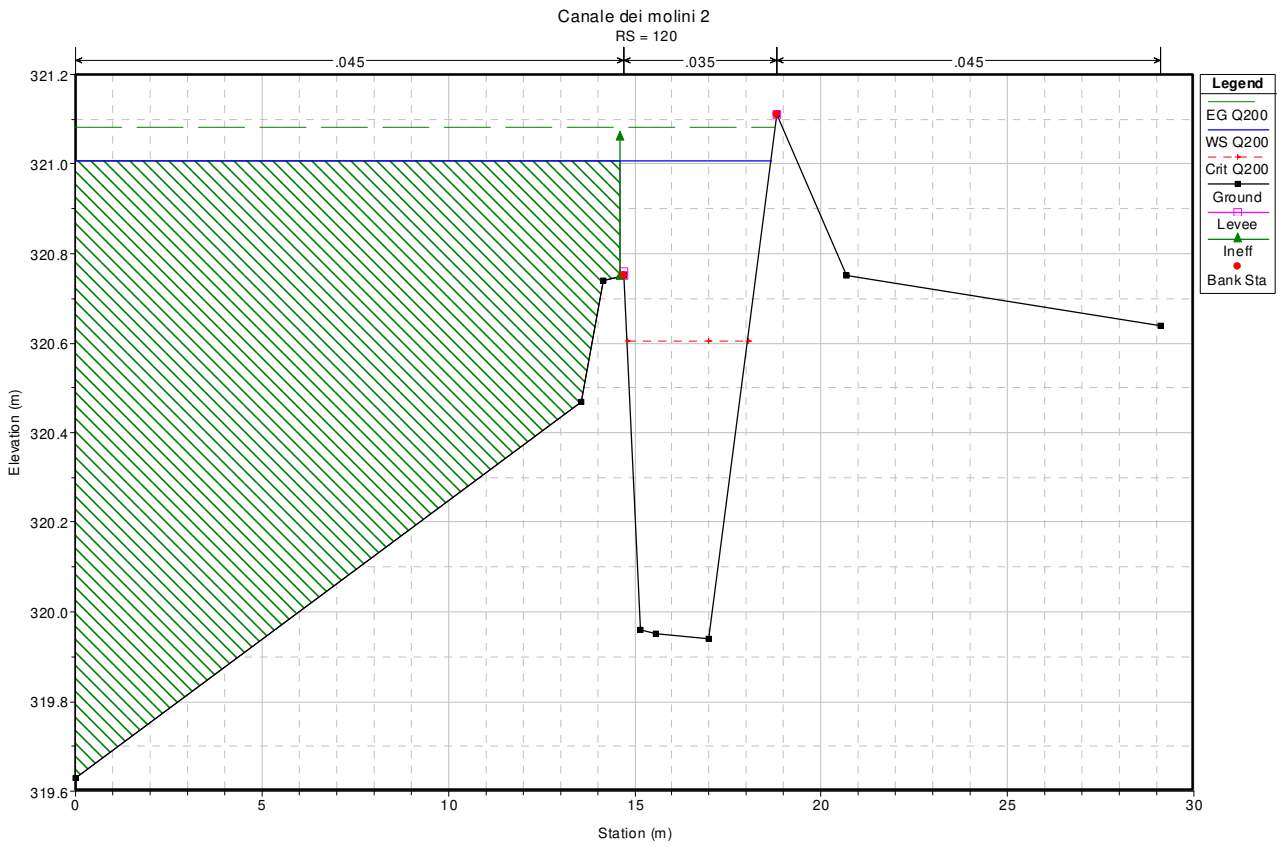
ALLEGATO G

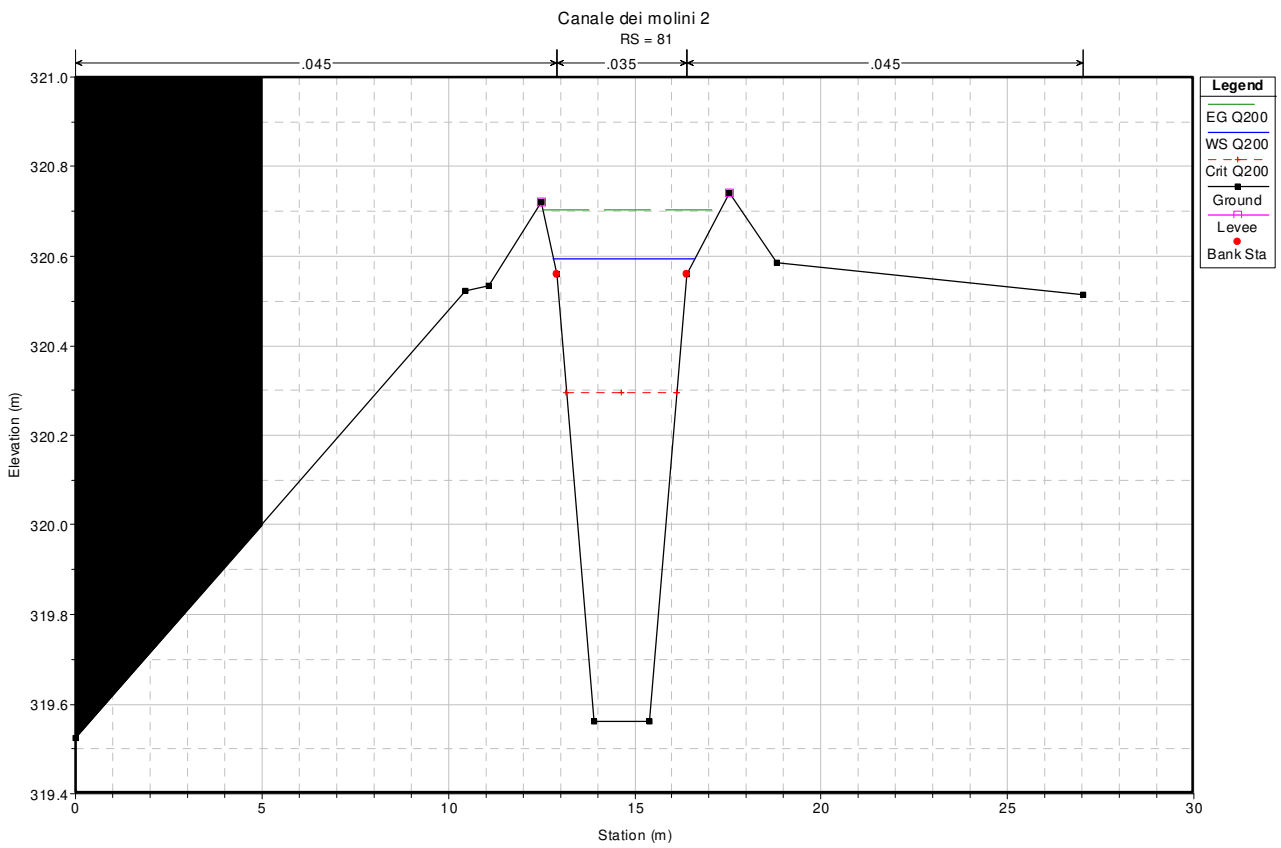
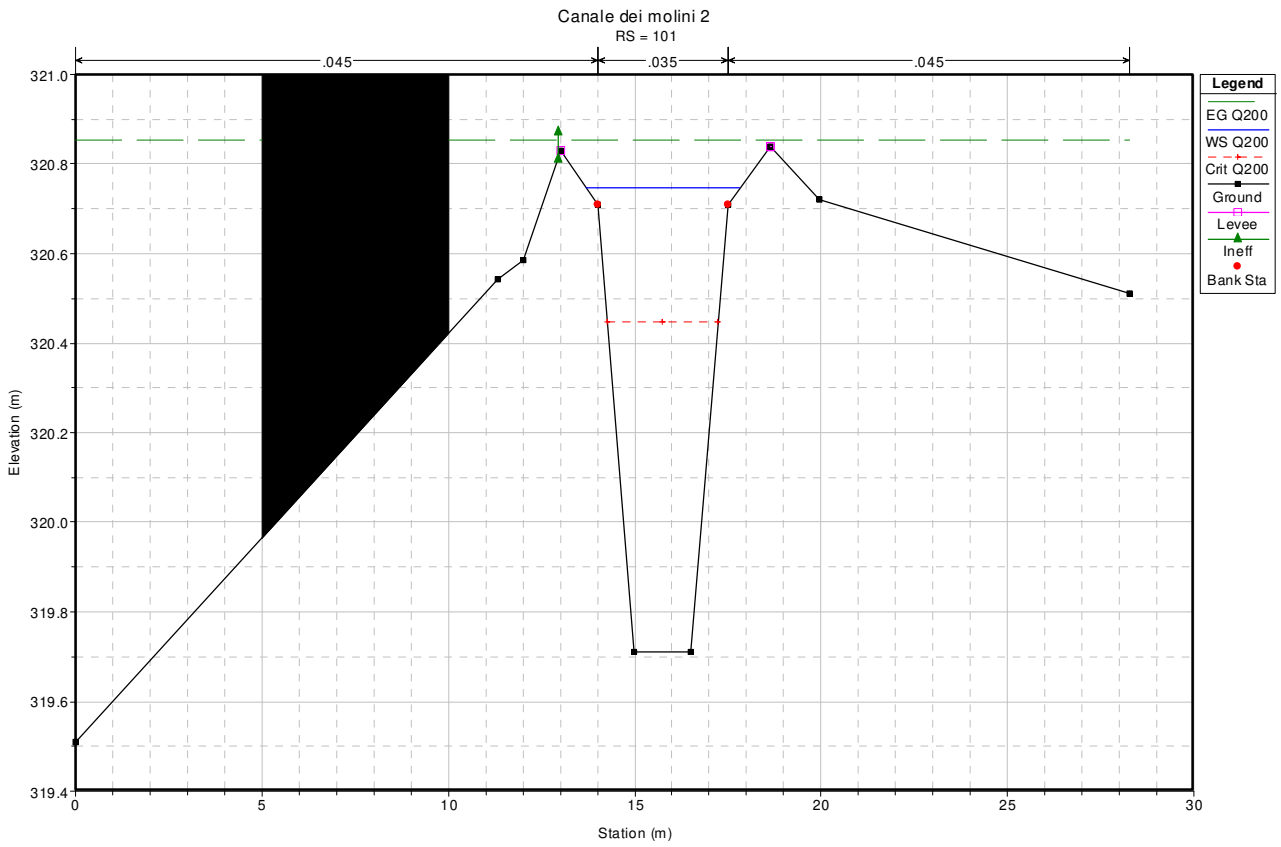
RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

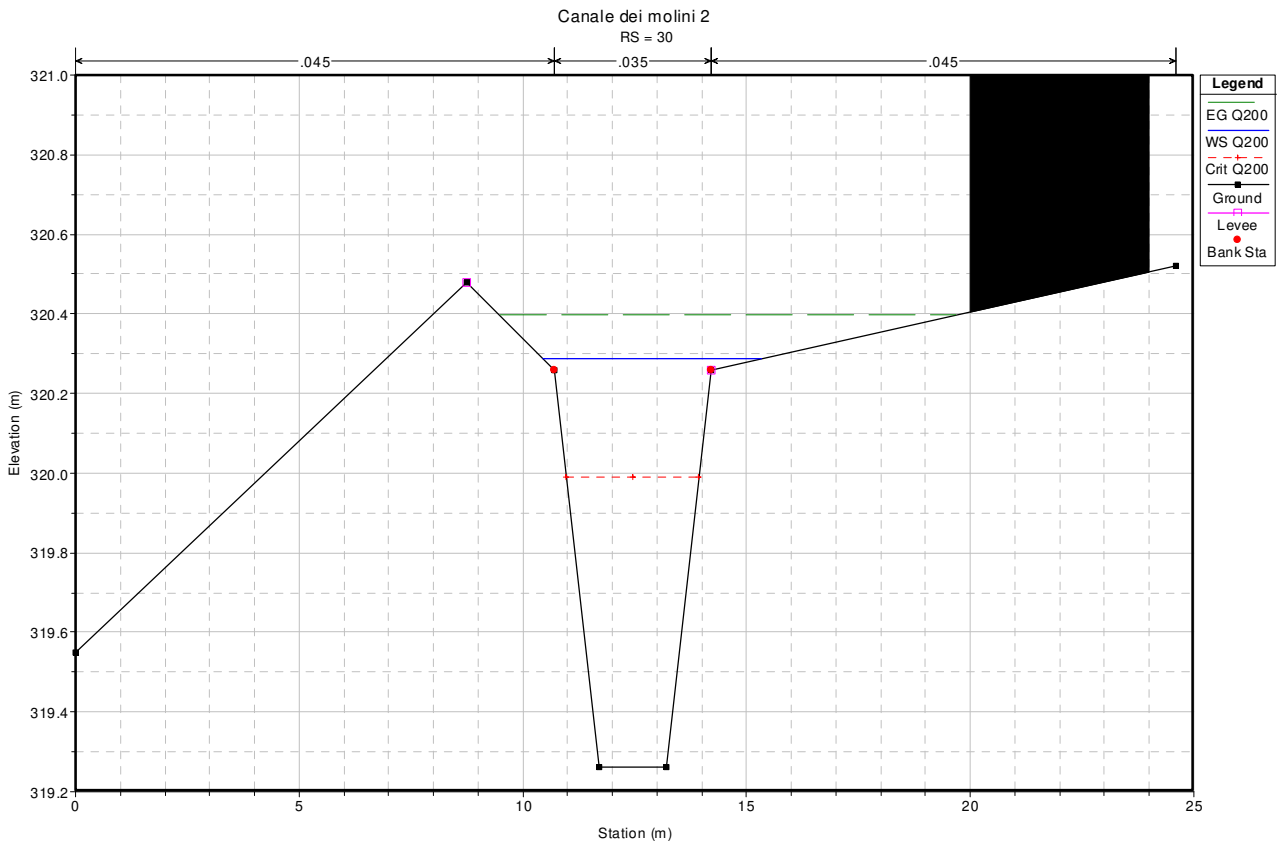
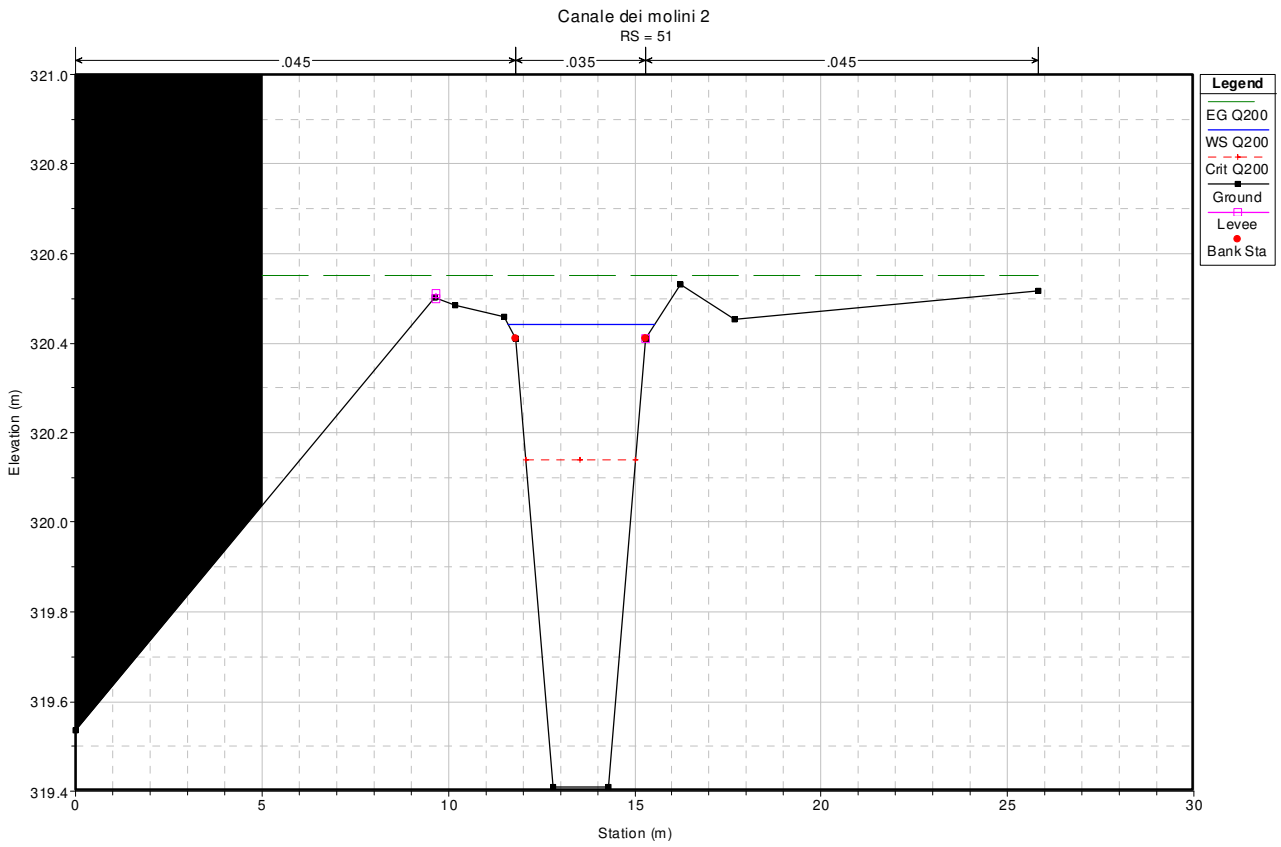
CANALE DEI MOLINI II – STATO DI PROGETTO

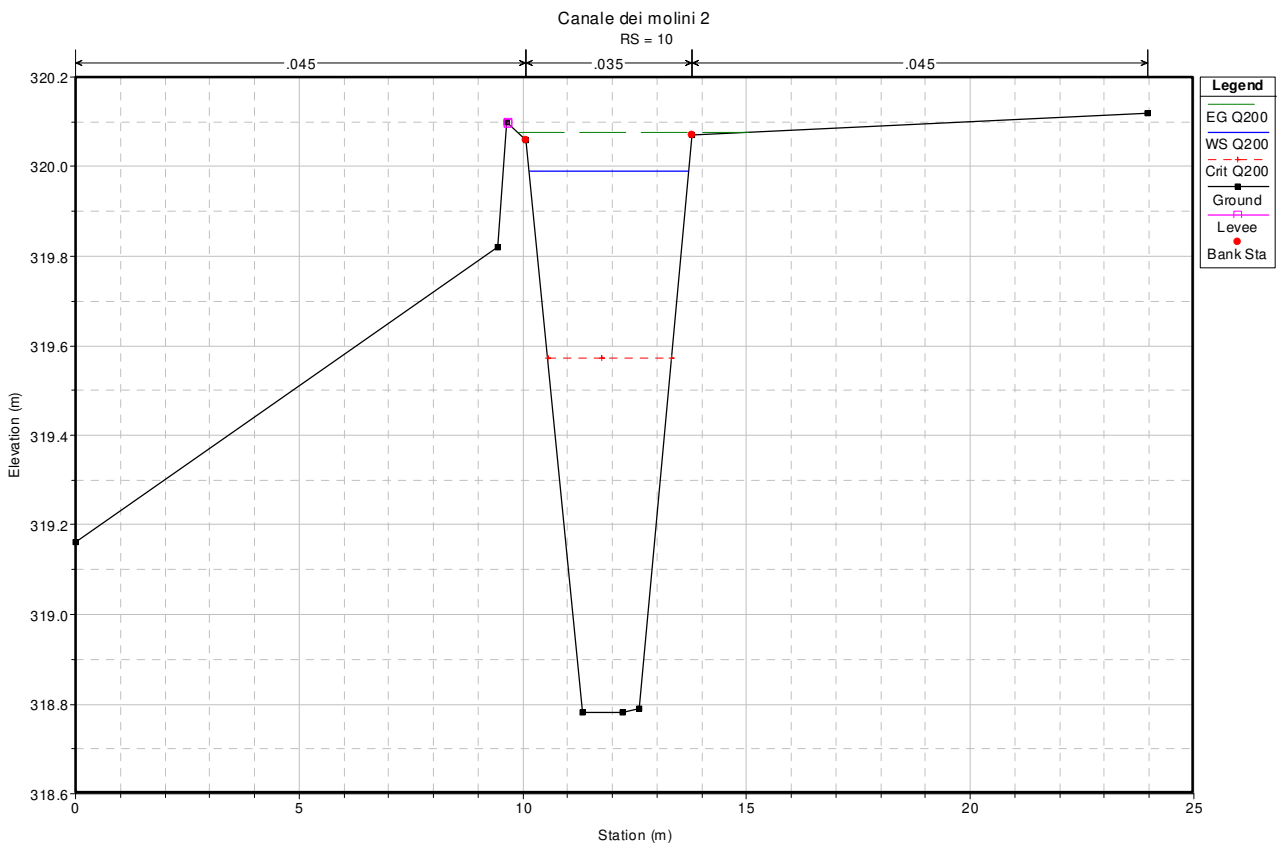
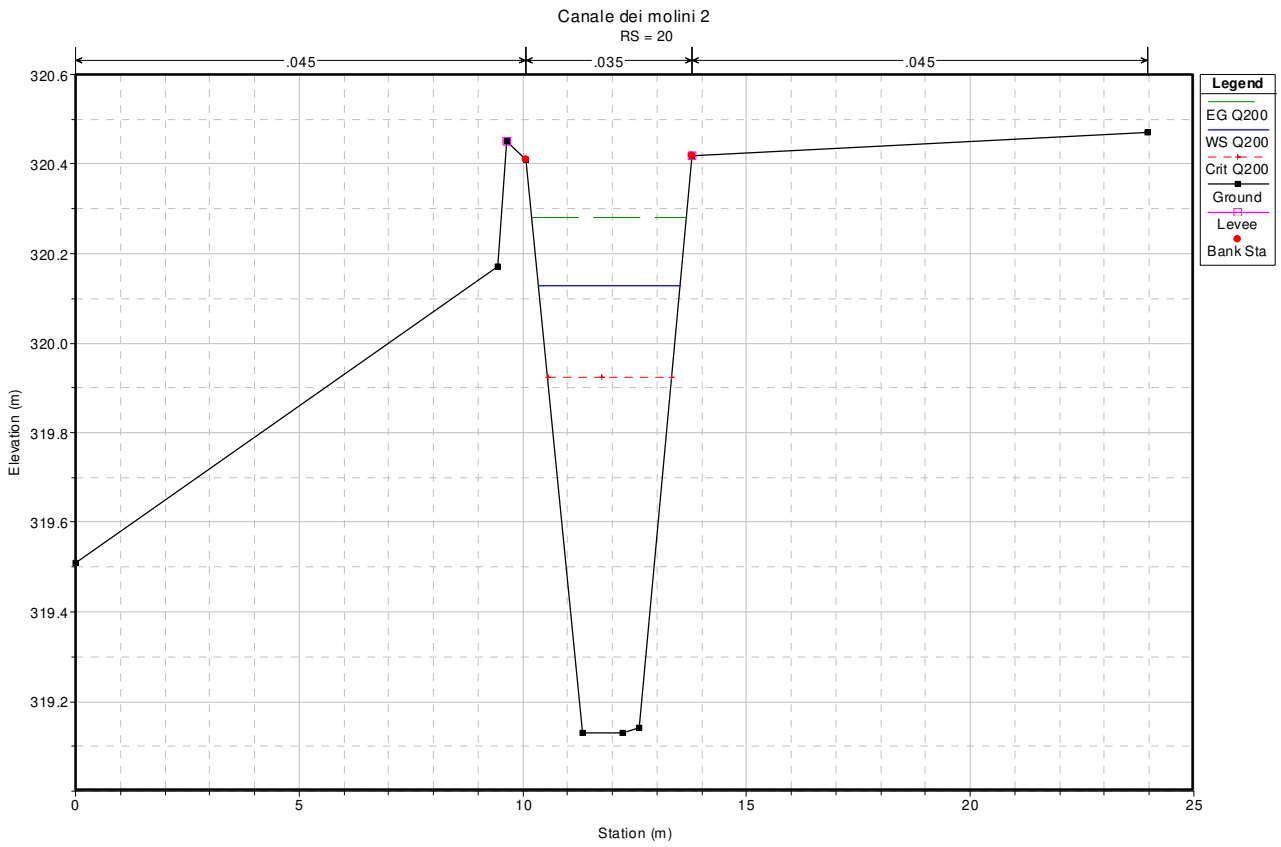


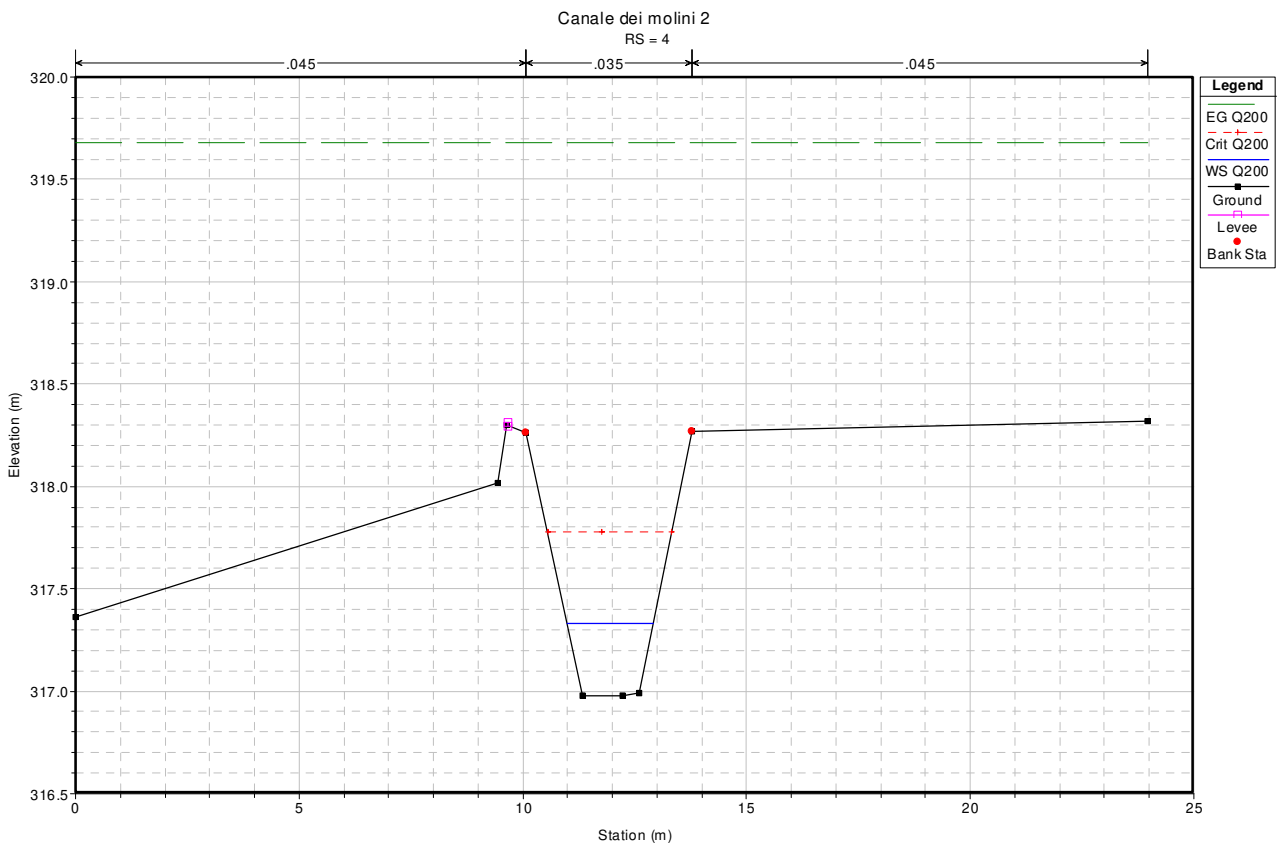
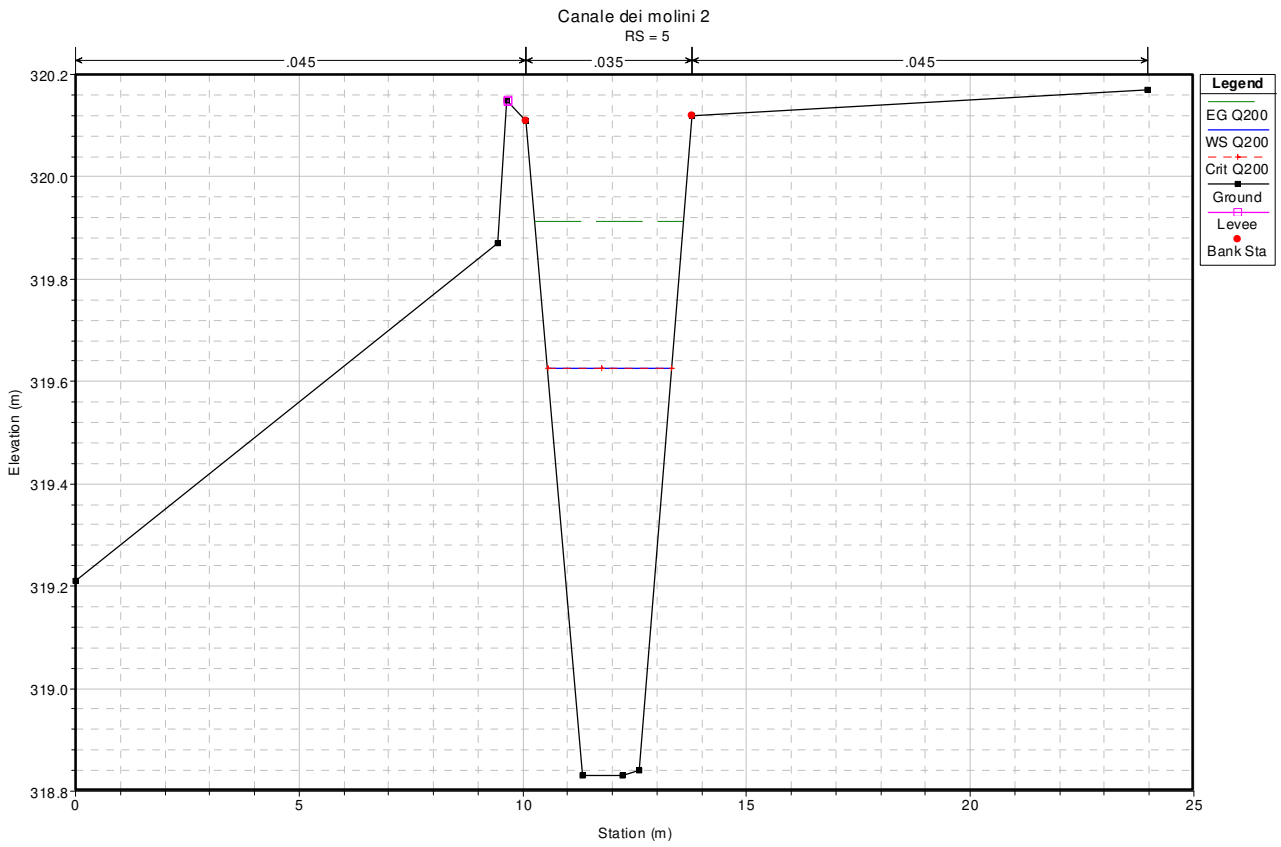


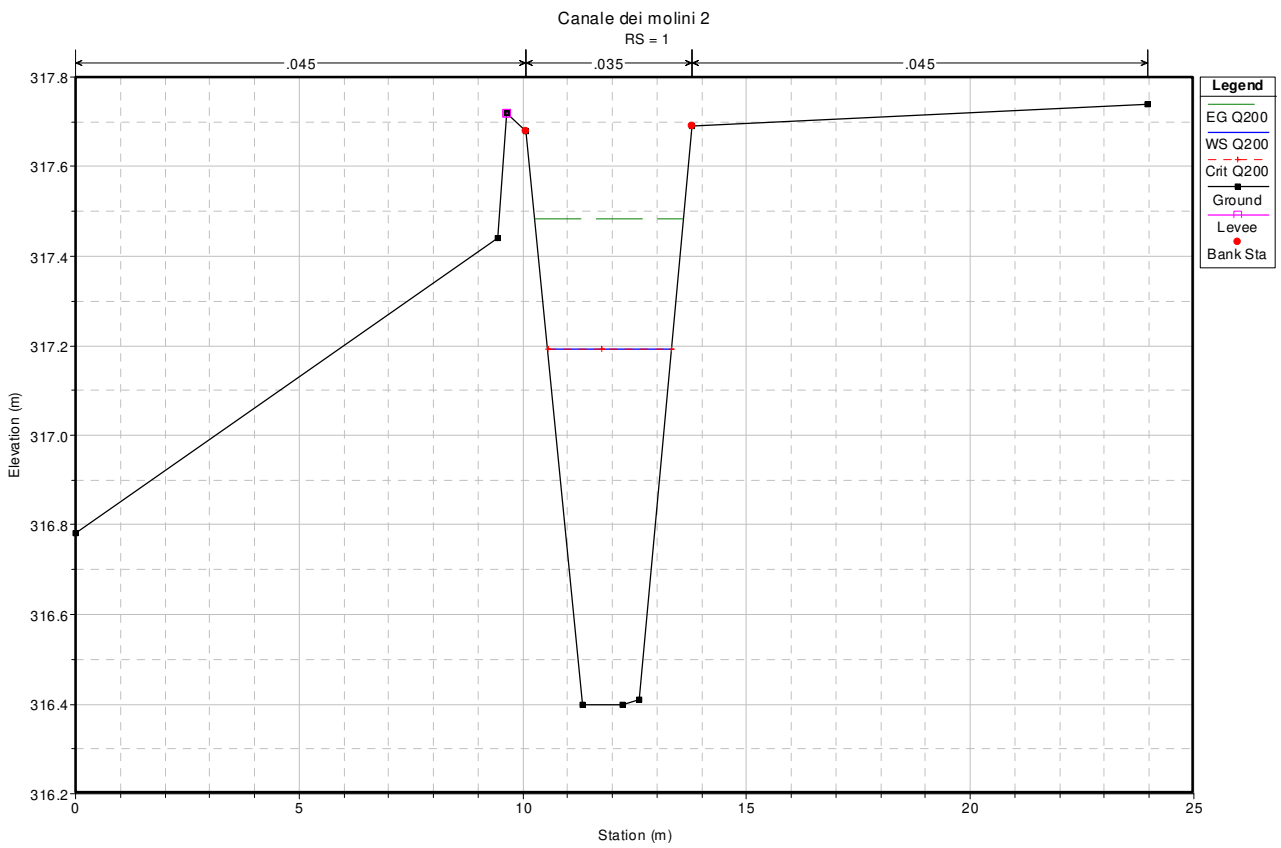
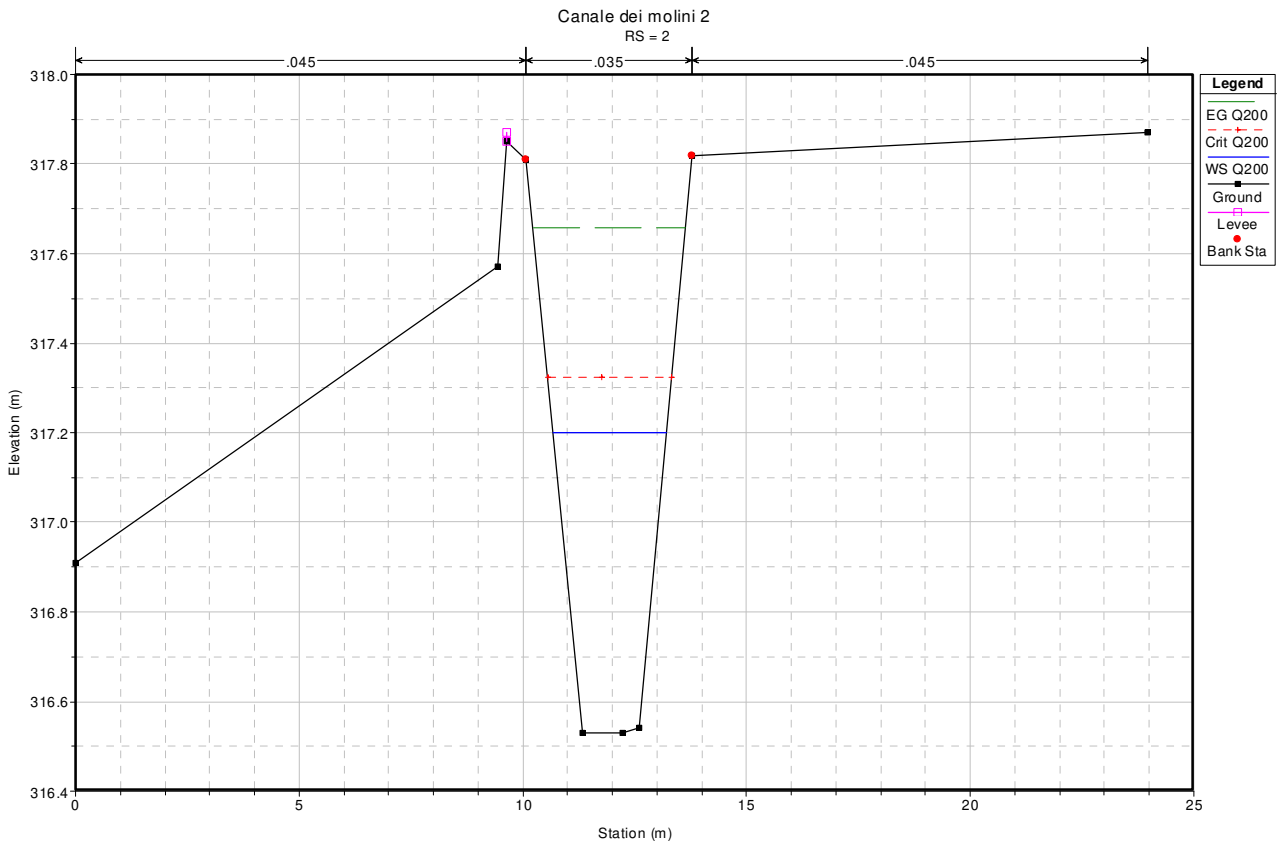










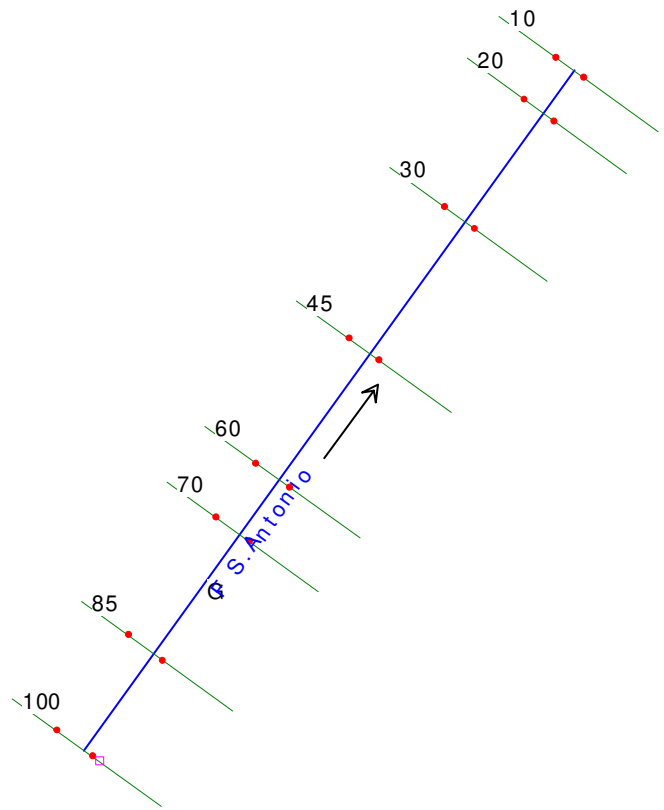


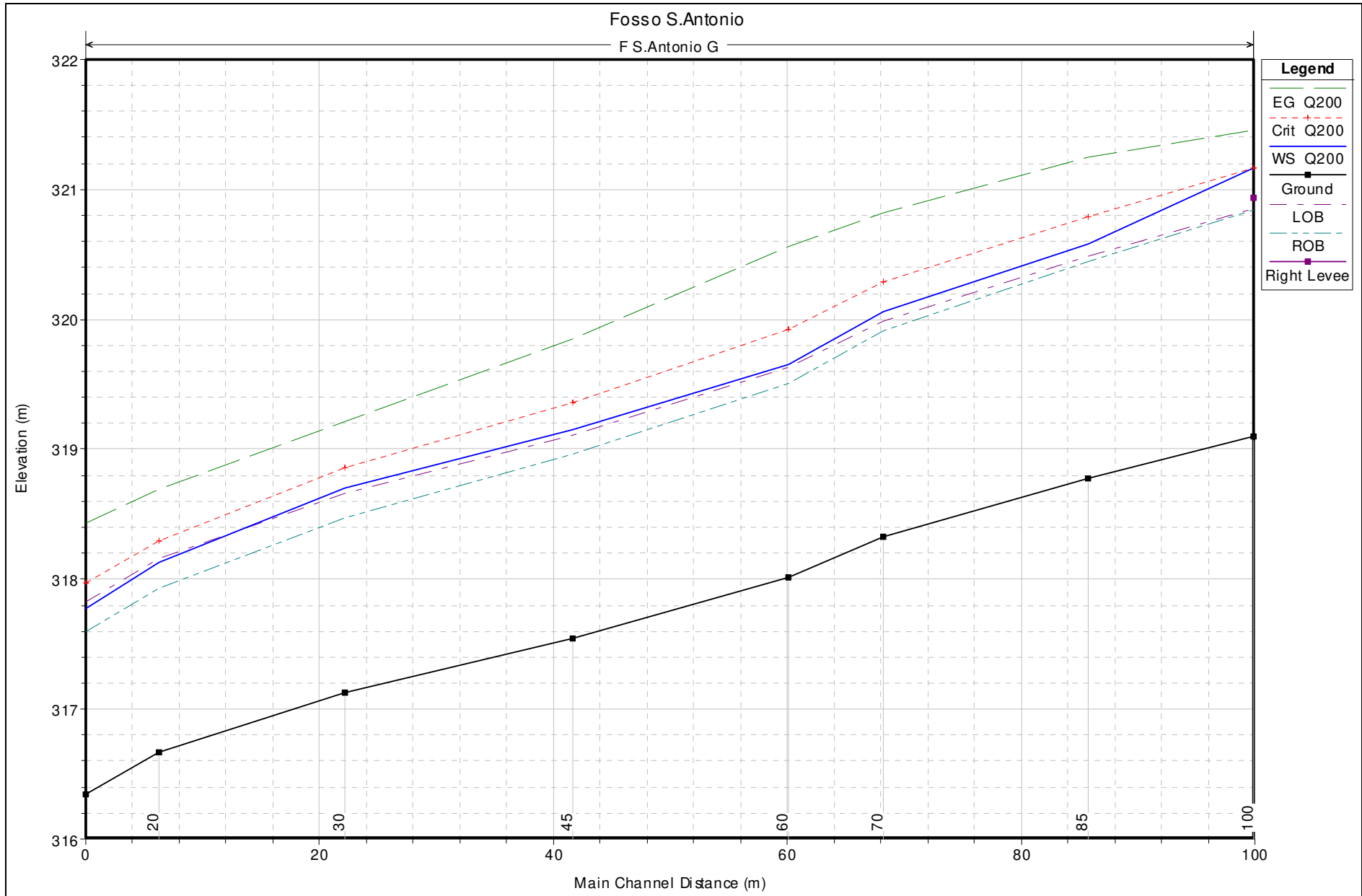
HEC-RAS Plan: progetto1 River: C dei molini 1 Reach: S Profile: Q200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
S	120	Q200	3.8	319.94	321.01	320.6	321.08	0.003097	1.21	3.17	18.67	0.43
S	117.5*	Q200	3.8	319.91	320.97	320.63	321.06	0.003709	1.29	2.98	18.59	0.47
S	115.*	Q200	3.8	319.88	320.93	320.62	321.03	0.004316	1.37	2.81	18.49	0.51
S	112.5*	Q200	3.8	319.84	320.89	320.59	320.99	0.004815	1.42	2.68	4.01	0.53
S	110	Q200	3.8	319.81	320.85	320.54	320.95	0.004955	1.44	2.64	3.85	0.53
S	105.5*	Q200	3.8	319.76	320.8	320.5	320.9	0.004994	1.45	2.63	3.93	0.53
S	101	Q200	3.8	319.71	320.75	320.45	320.85	0.005033	1.45	2.63	4.11	0.54
S	94.3333*	Q200	3.8	319.66	320.7	320.4	320.8	0.005033	1.45	2.63	3.95	0.54
S	87.6666*	Q200	3.8	319.61	320.65	320.35	320.75	0.005046	1.45	2.62	3.86	0.54
S	81	Q200	3.8	319.56	320.6	320.29	320.7	0.005045	1.45	2.62	3.81	0.54
S	71.*	Q200	3.8	319.51	320.54	320.25	320.65	0.005053	1.45	2.62	3.84	0.54
S	61.*	Q200	3.8	319.46	320.49	320.19	320.6	0.005062	1.45	2.62	3.88	0.54
S	51	Q200	3.8	319.41	320.44	320.14	320.55	0.005077	1.45	2.62	3.97	0.54
S	44.*	Q200	3.8	319.36	320.39	320.09	320.5	0.005091	1.46	2.62	4.06	0.54
S	37.*	Q200	3.8	319.31	320.34	320.04	320.45	0.005123	1.46	2.62	4.25	0.54
S	30	Q200	3.8	319.26	320.29	319.99	320.4	0.005165	1.46	2.62	4.88	0.54
S	25.*	Q200	3.8	319.2	320.22	319.96	320.35	0.006237	1.56	2.43	3.37	0.59
S	20	Q200	3.8	319.13	320.13	319.92	320.28	0.008073	1.72	2.21	3.16	0.66
S	17.5*	Q200	3.8	319.04	320.08	319.84	320.22	0.006971	1.63	2.33	3.23	0.61
S	15.*	Q200	3.8	318.95	320.04	319.75	320.16	0.00581	1.52	2.49	3.33	0.56
S	12.5*	Q200	3.8	318.87	320.01	319.66	320.11	0.004745	1.41	2.69	3.44	0.51
S	10	Q200	3.8	318.78	319.99	319.57	320.08	0.003825	1.3	2.91	3.56	0.46
S	8.333333*	Q200	3.8	318.8	319.94	319.59	320.04	0.004734	1.41	2.69	3.44	0.51
S	6.666666*	Q200	3.8	318.81	319.88	319.61	320	0.006364	1.58	2.41	3.28	0.59
S	5	Q200	3.8	318.83	319.63	319.63	319.91	0.019084	2.37	1.6	2.77	0.99
S	4	Q200	3.8	316.98	317.33	317.78	319.68	0.356312	6.79	0.56	1.93	4.02
S	3.*	Q200	3.8	316.75	317.28	317.55	318.15	0.088321	4.14	0.92	2.25	2.07
S	2	Q200	3.8	316.53	317.2	317.32	317.66	0.036102	2.99	1.27	2.53	1.35
S	1.5*	Q200	3.8	316.47	317.37	317.26	317.57	0.011622	1.97	1.93	2.99	0.78
S	1	Q200	3.8	316.4	317.19	317.19	317.48	0.019351	2.38	1.6	2.77	1

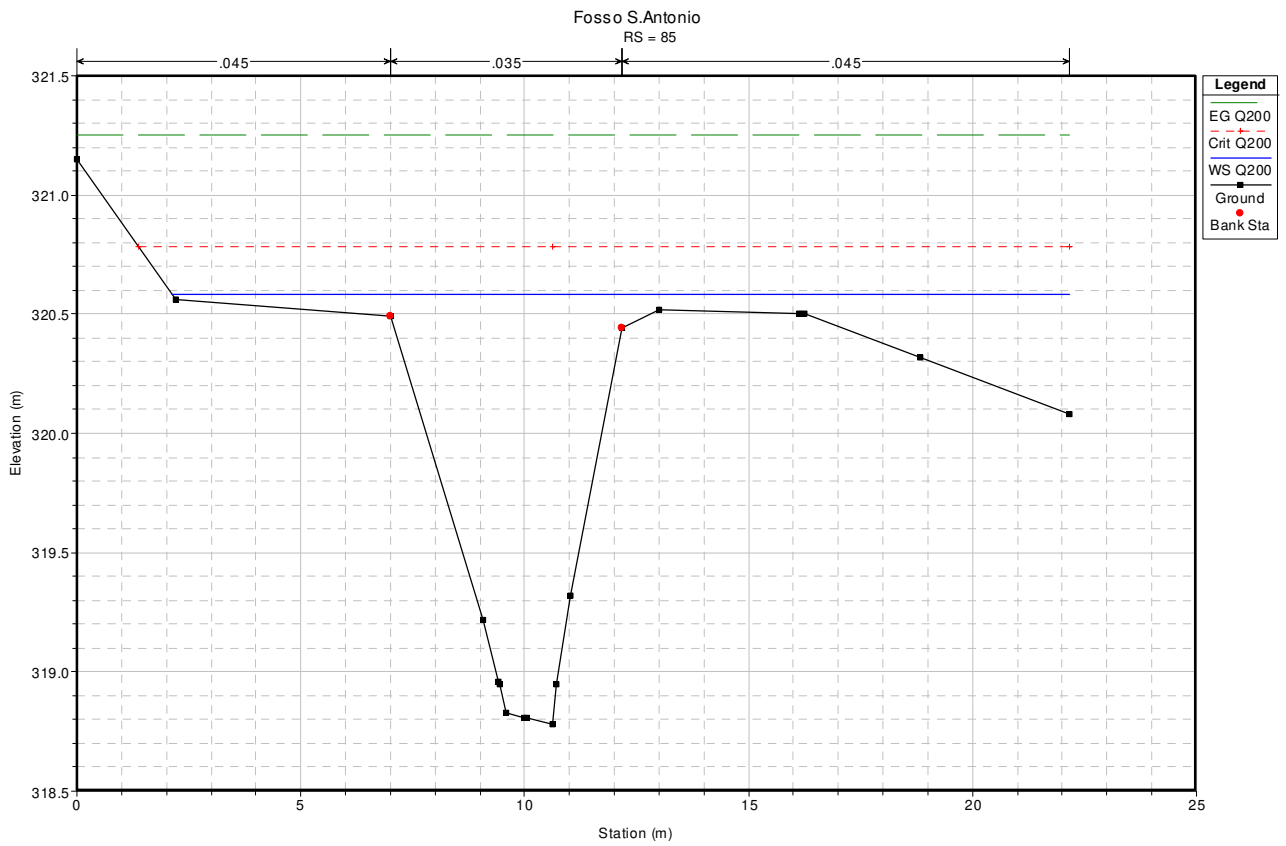
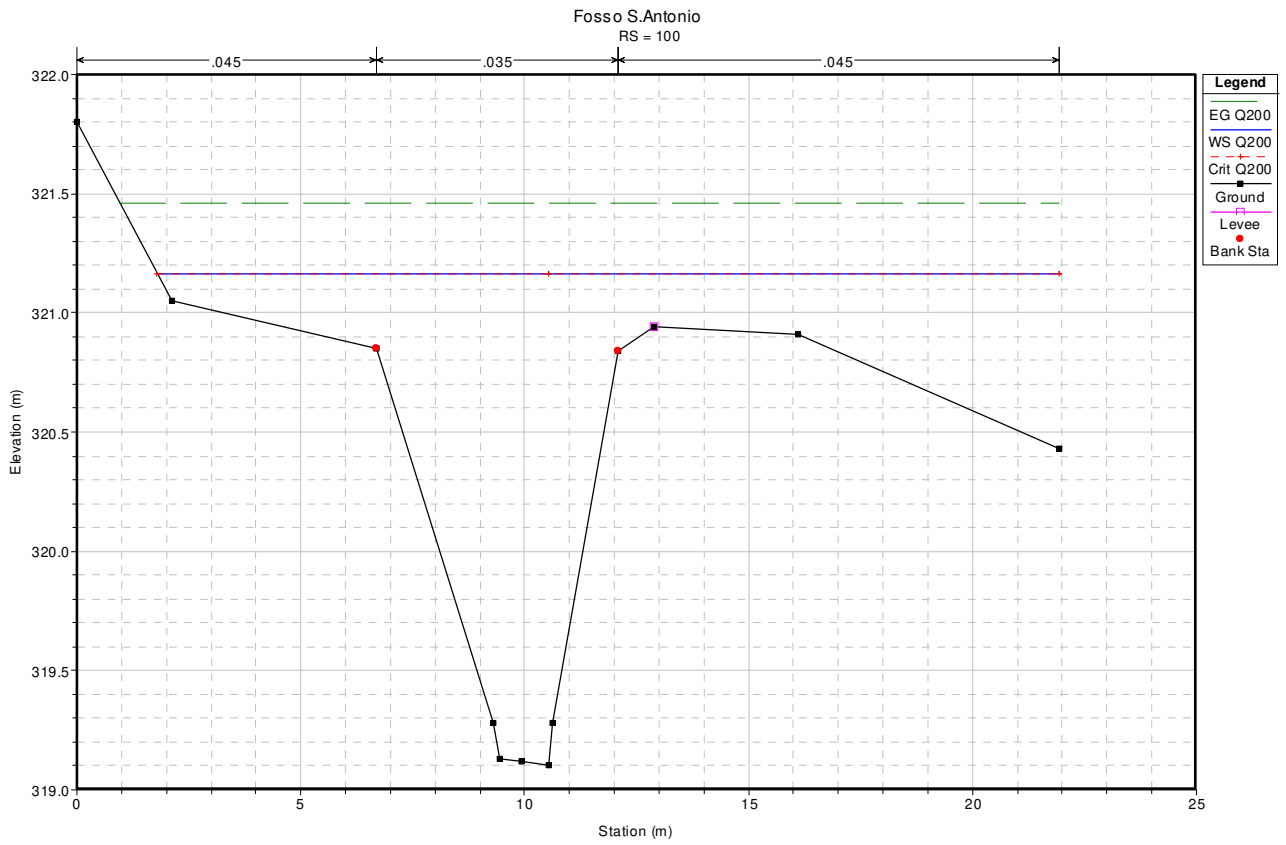
ALLEGATO H

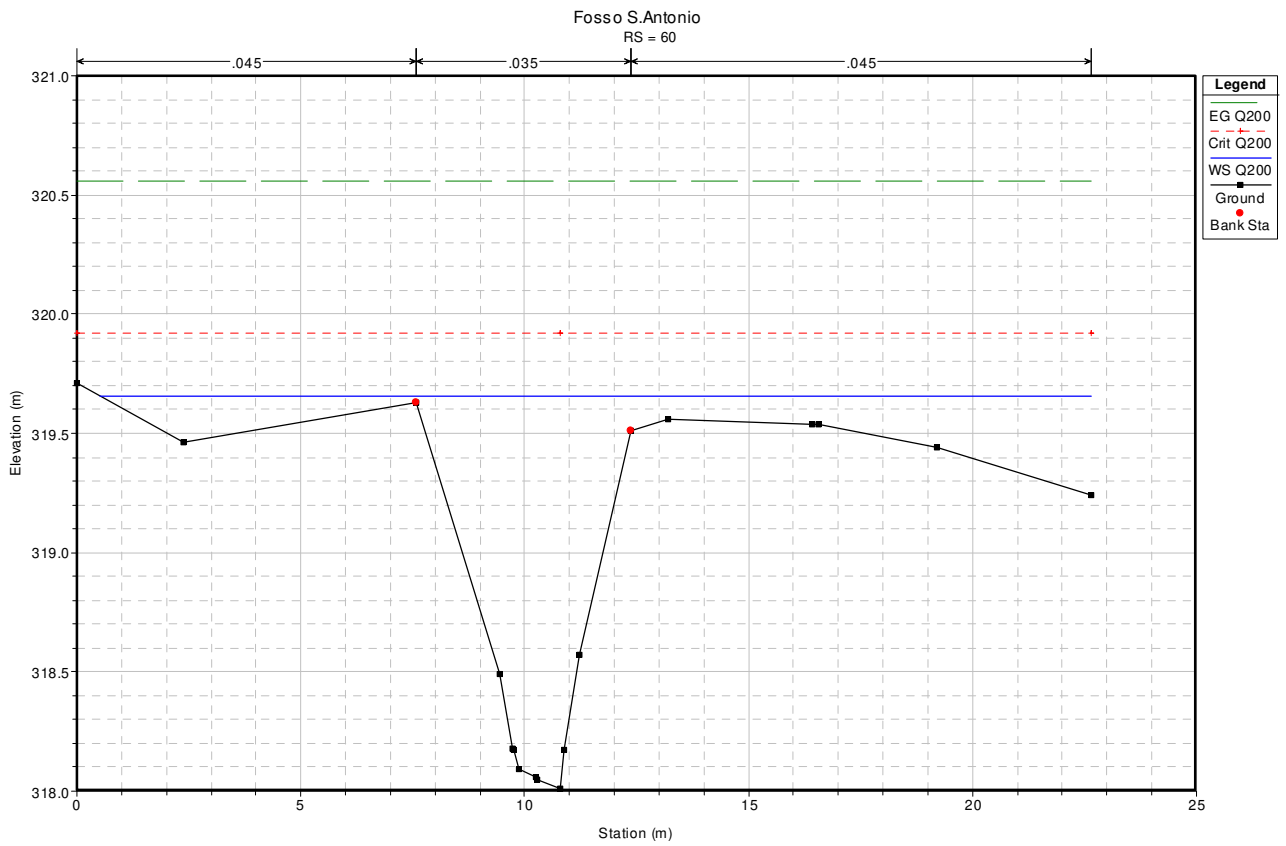
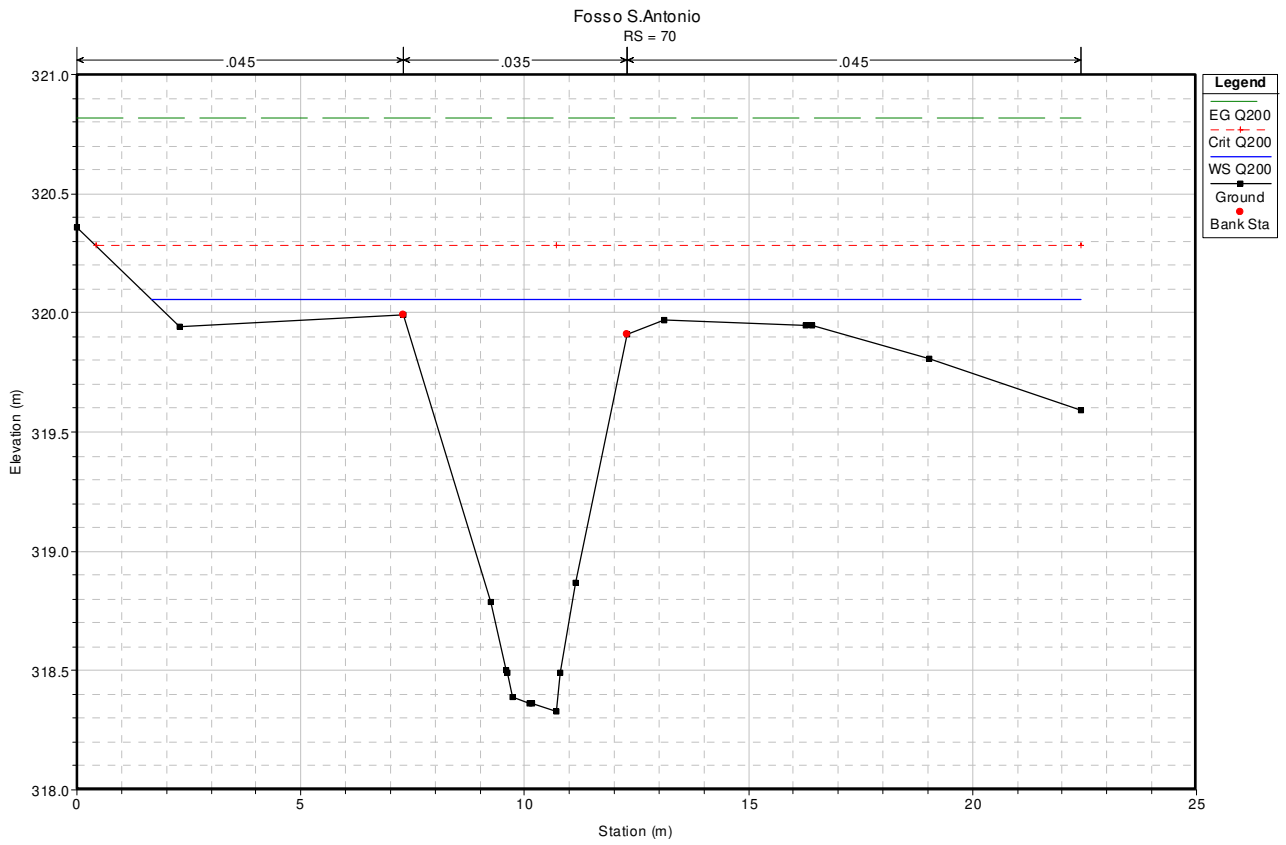
RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

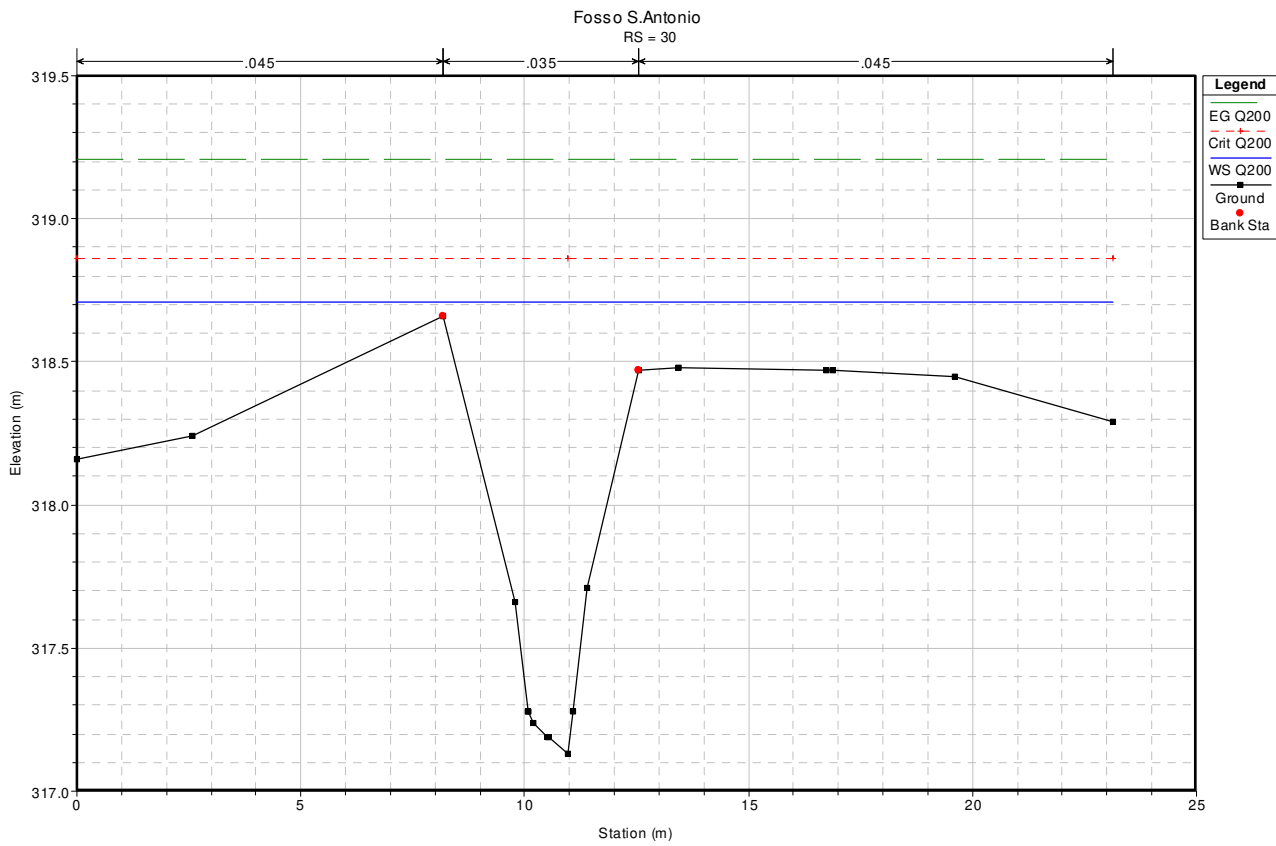
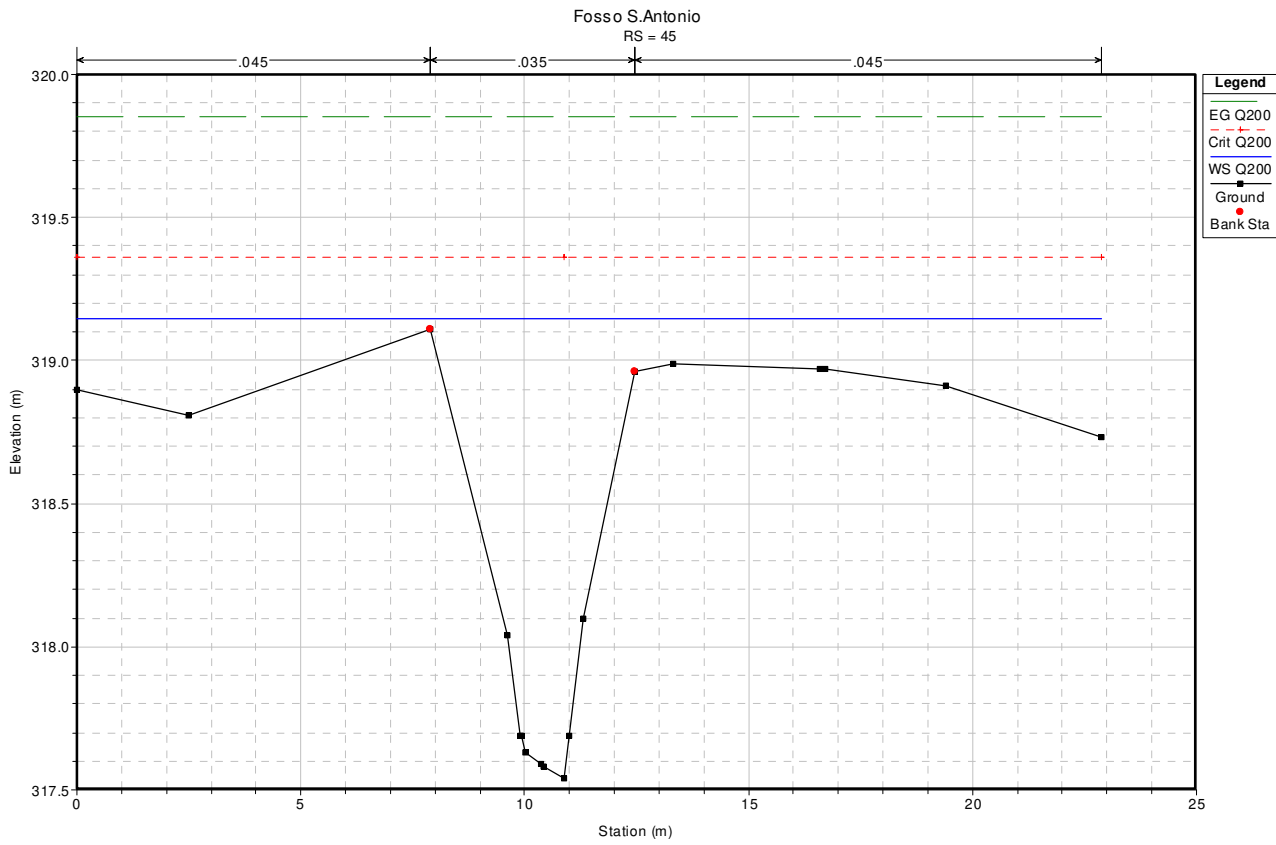
FOSSO S. ANTONIO – STATO ATTUALE

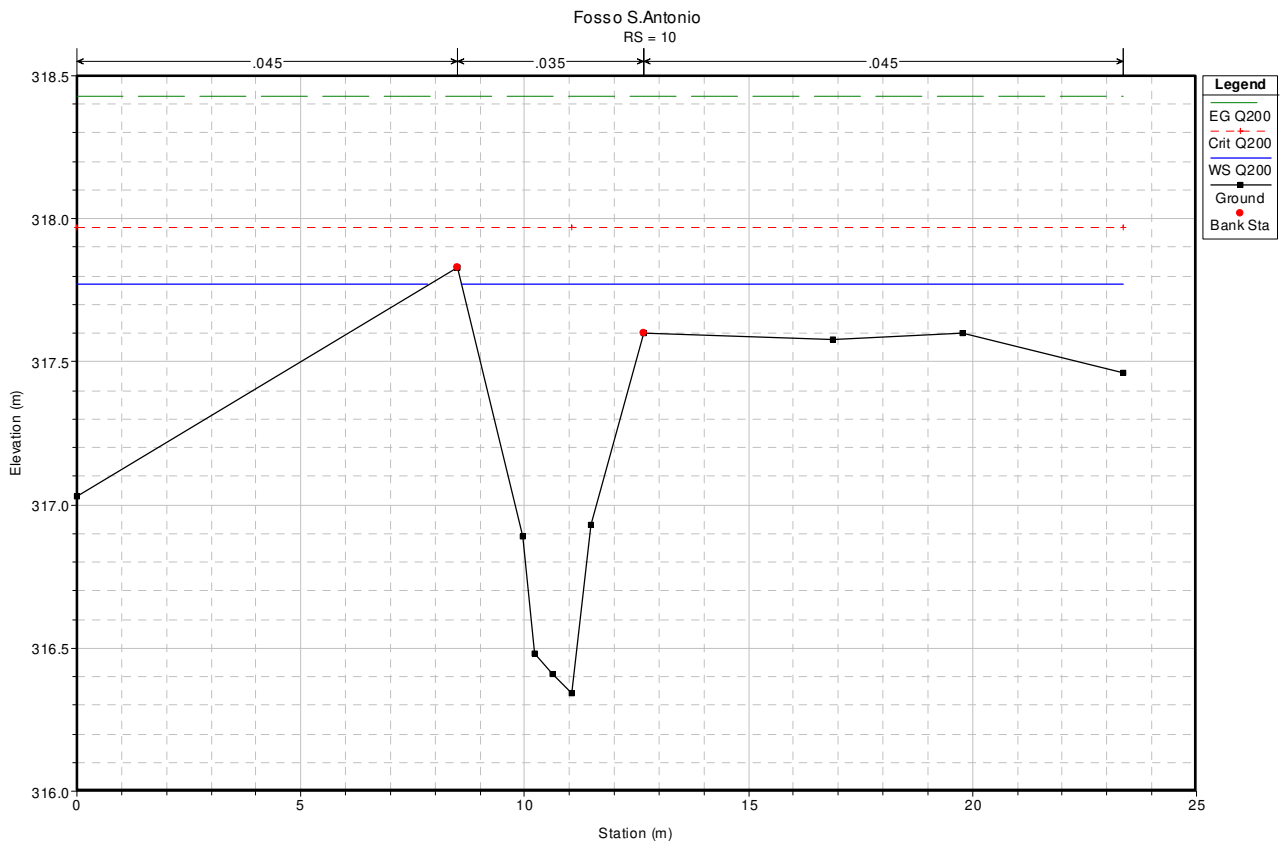
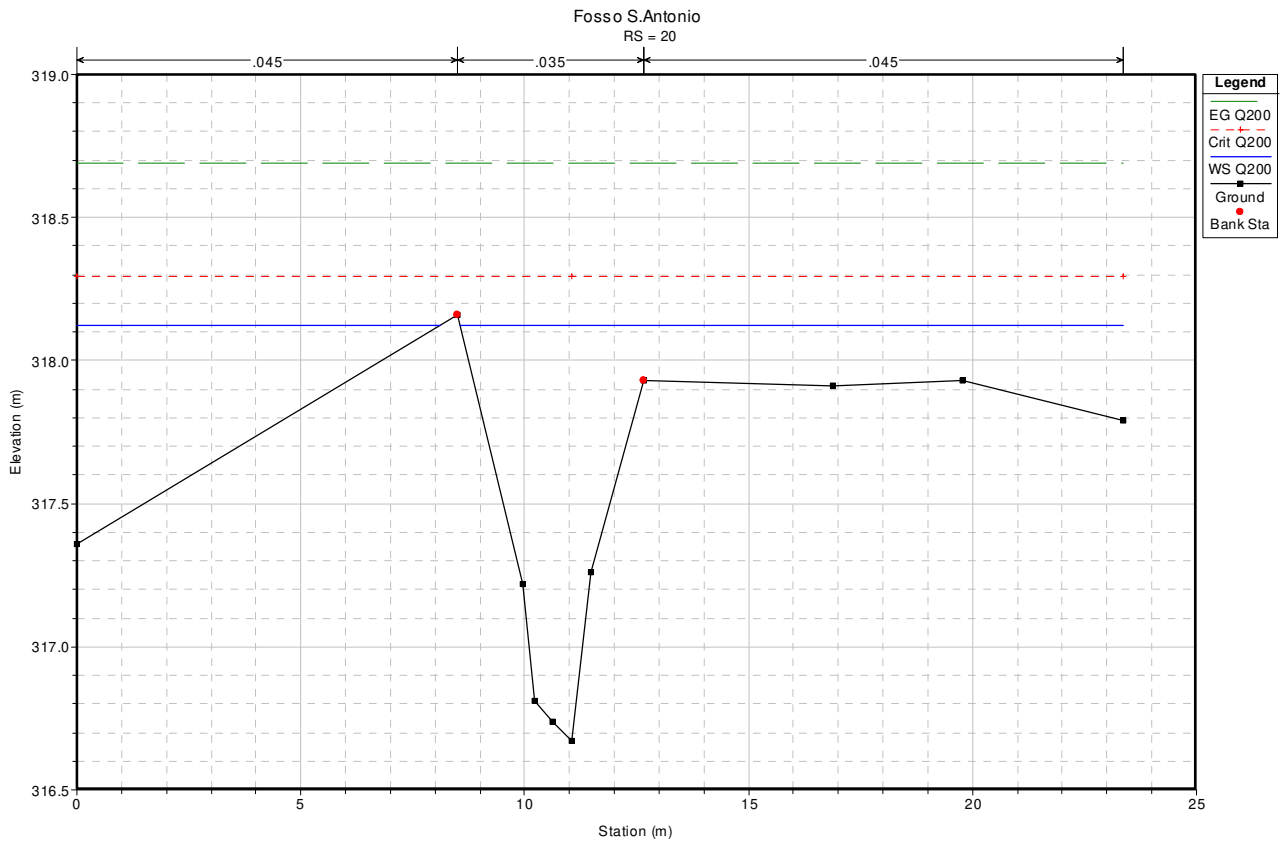








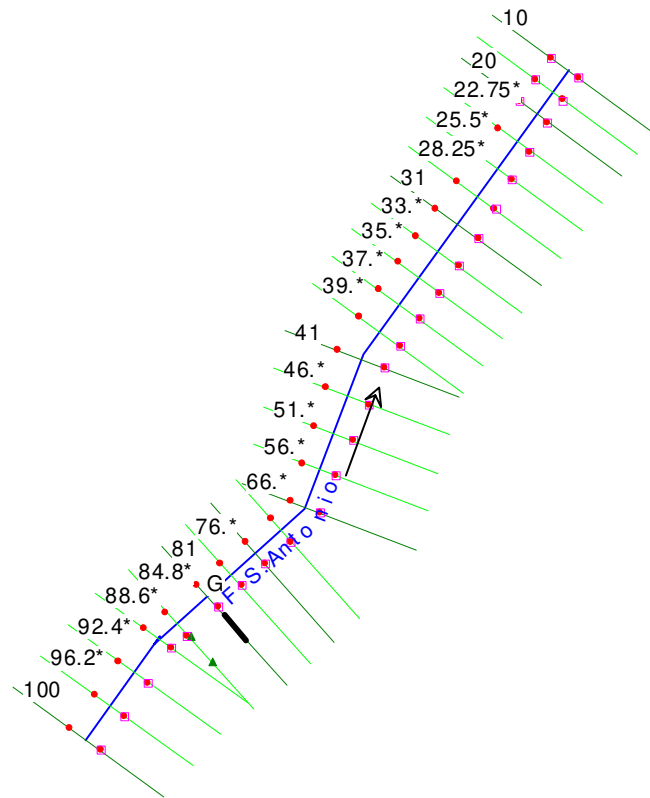




HEC-RAS Plan: att River: F S.Antonio Reach: G Profile: Q200												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
viadotto	100	Q200	23.6	319.1	321.16	321.16	321.46	0.007802	2.65	12.06	20.13	0.73
viadotto	85	Q200	23.6	318.78	320.58	320.78	321.25	0.02118	3.8	7.93	20.05	1.17
viadotto	70	Q200	23.6	318.33	320.06	320.28	320.82	0.026787	4.1	7.63	20.74	1.3
viadotto	60	Q200	23.6	318.01	319.66	319.92	320.56	0.036016	4.52	7.21	22.13	1.49
viadotto	45	Q200	23.6	317.54	319.15	319.36	319.85	0.032911	4.23	8.28	22.89	1.42
viadotto	30	Q200	23.6	317.13	318.71	318.86	319.21	0.02742	3.78	9.48	23.13	1.29
viadotto	20	Q200	23.6	316.67	318.12	318.3	318.69	0.038281	4.1	8.71	22.94	1.48
viadotto	10	Q200	23.6	316.34	317.77	317.97	318.43	0.045188	4.39	8.14	22.63	1.6

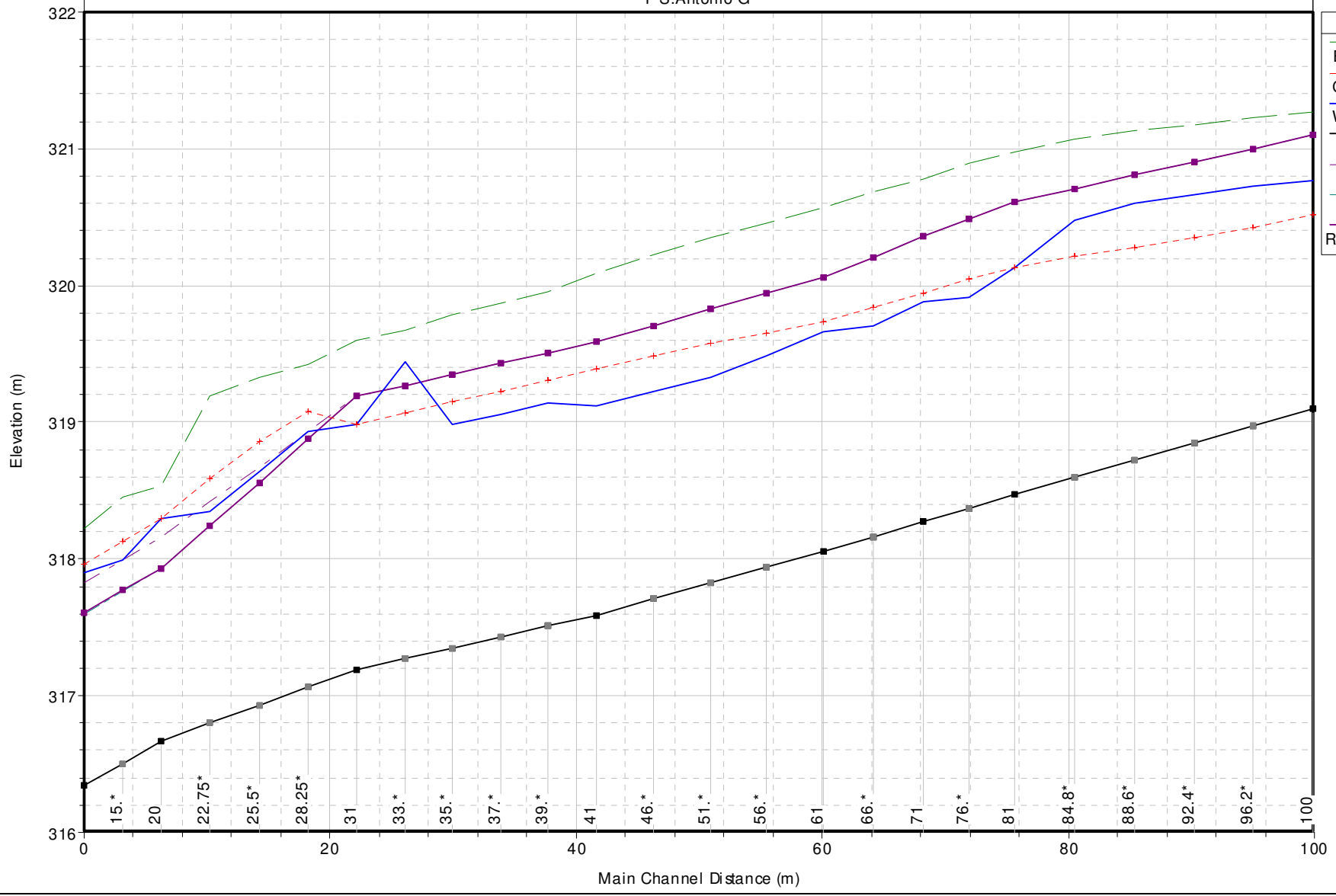
ALLEGATO I

**RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE
FOSSO S. ANTONIO – STATO DI PROGETTO**

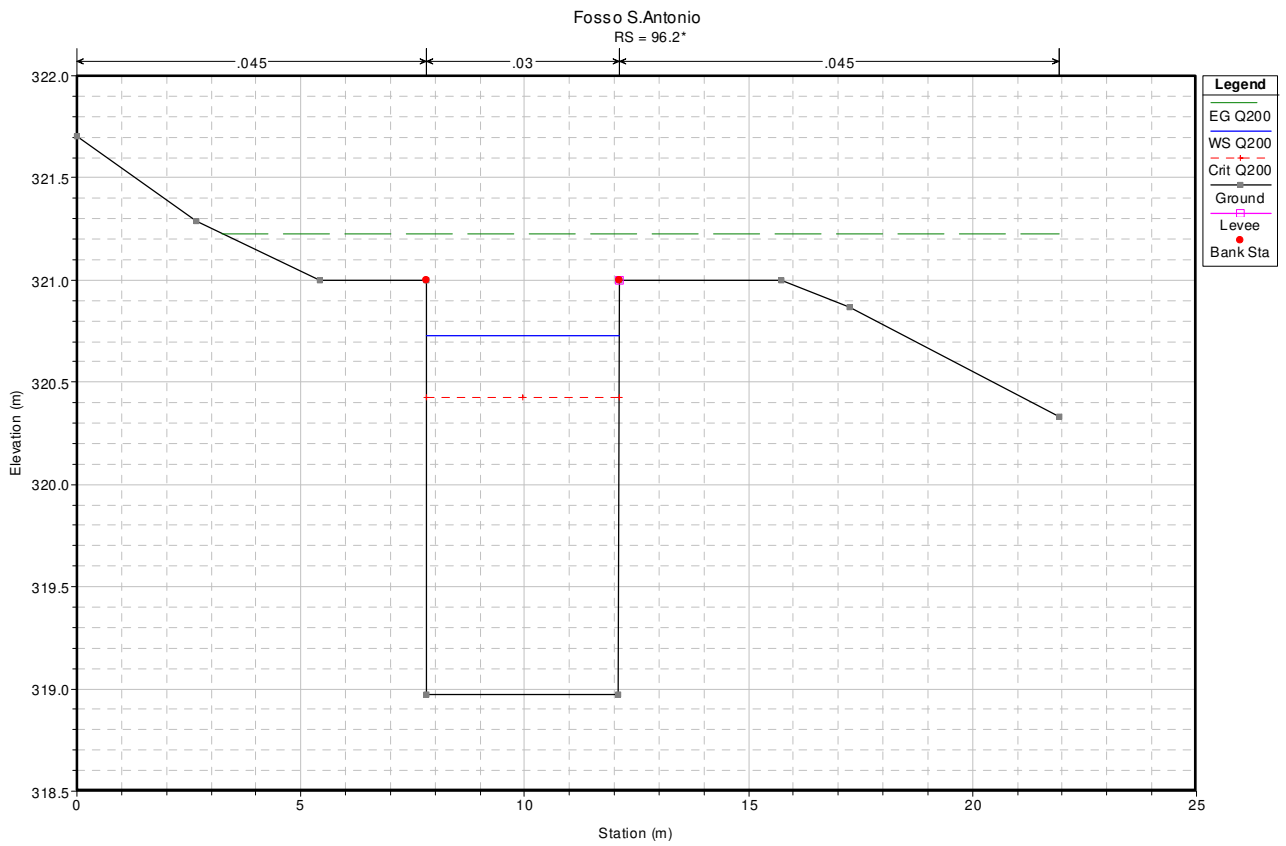
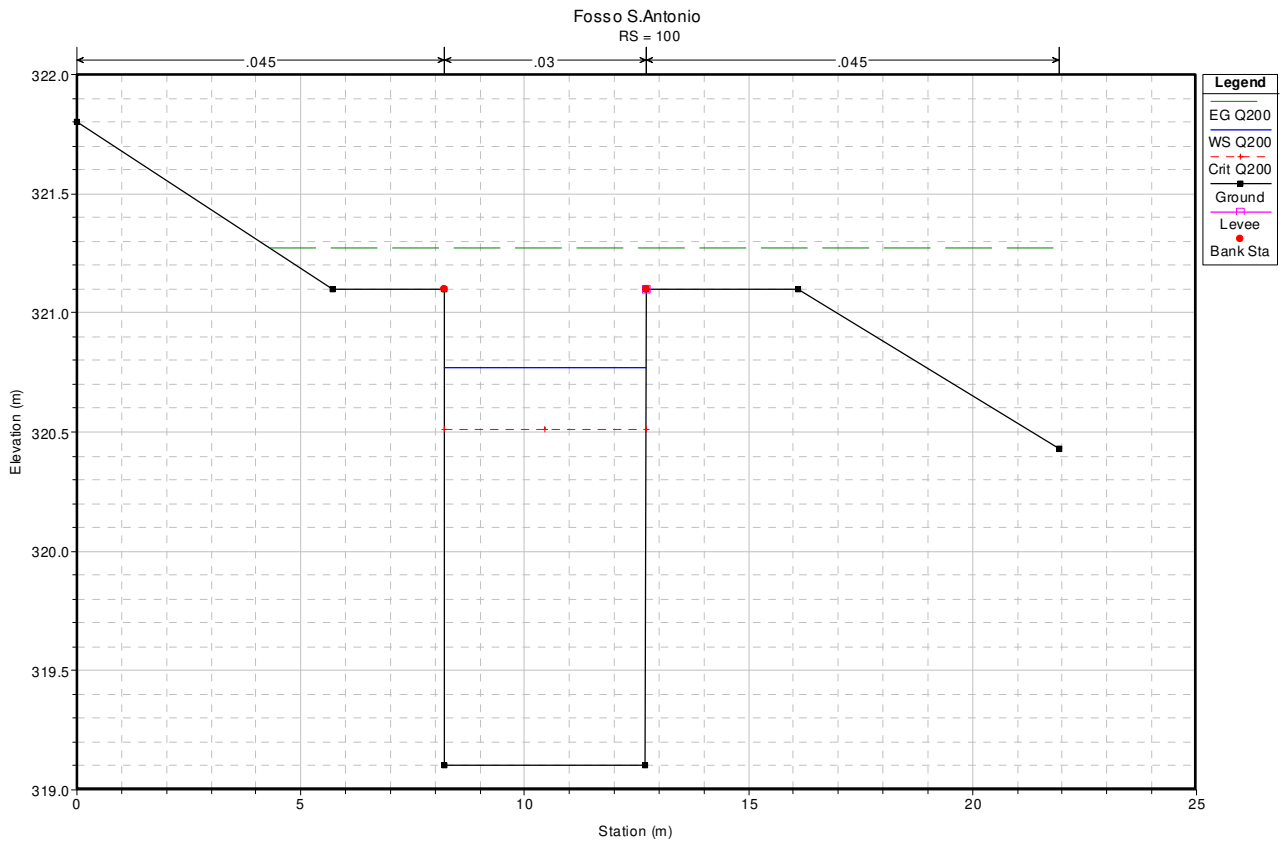


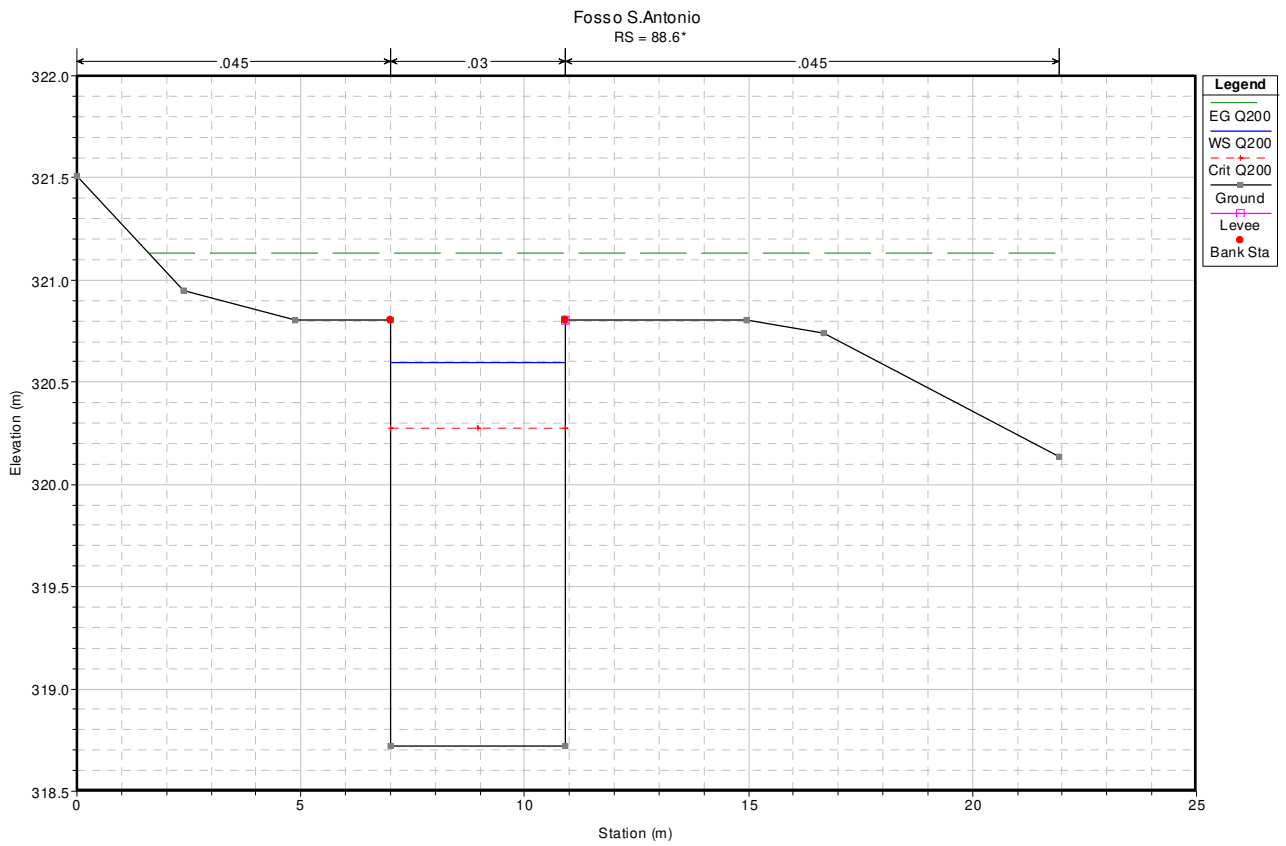
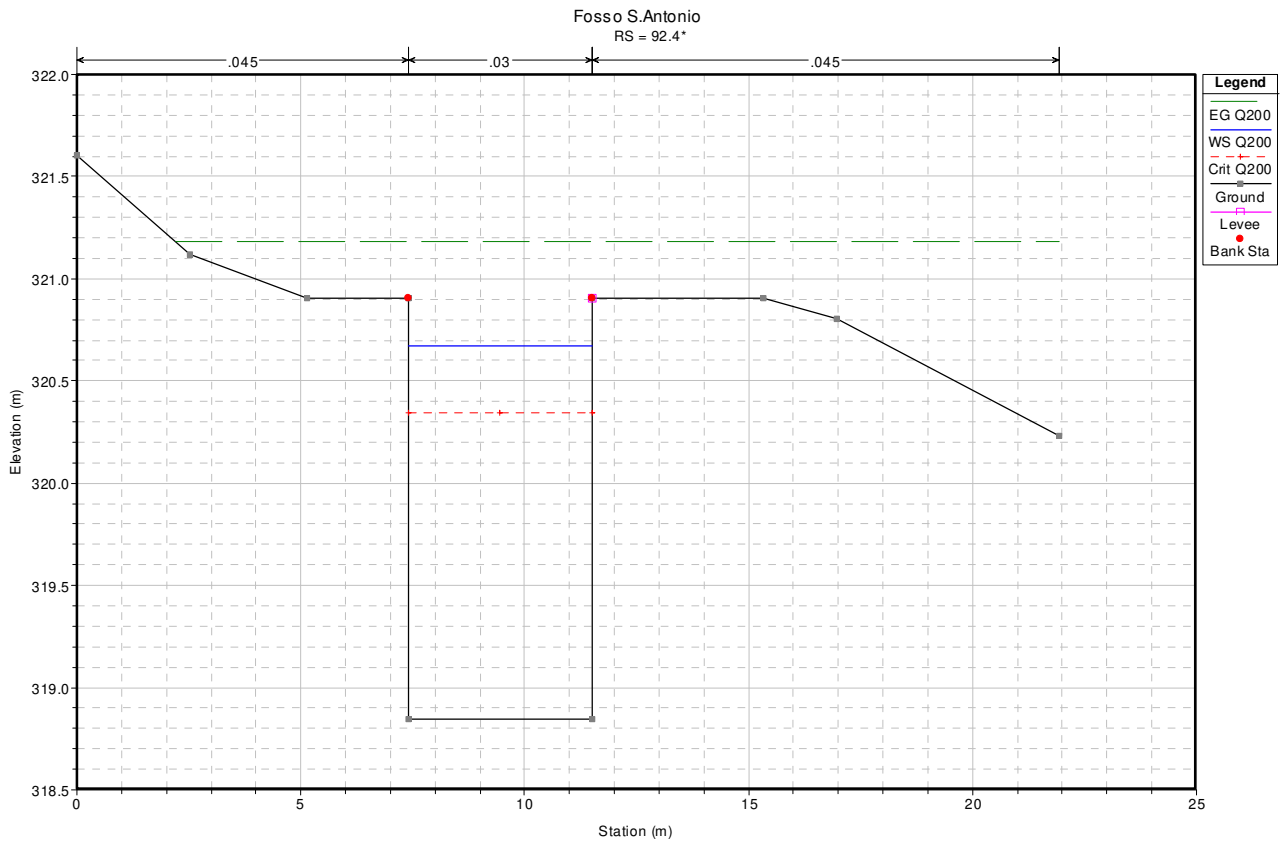
Fosso S. Antonio

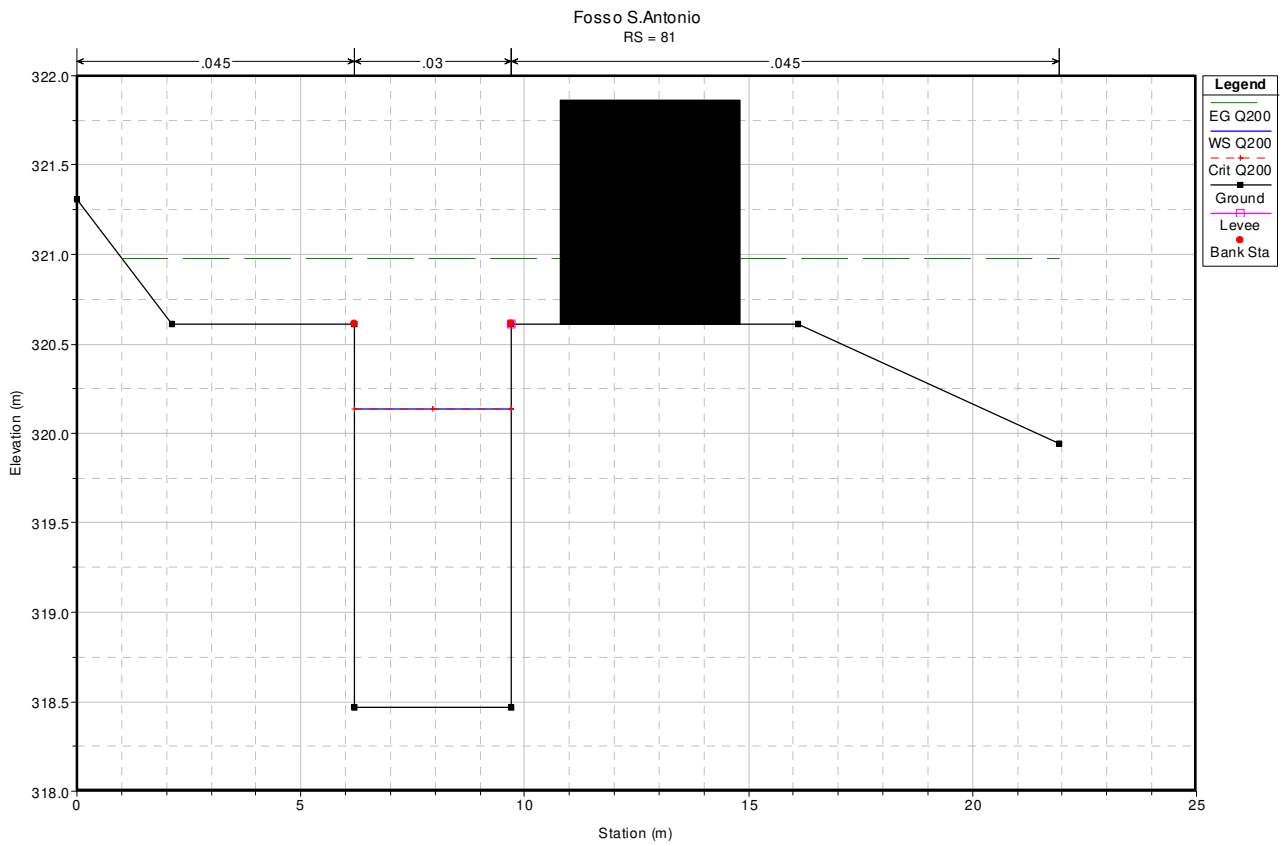
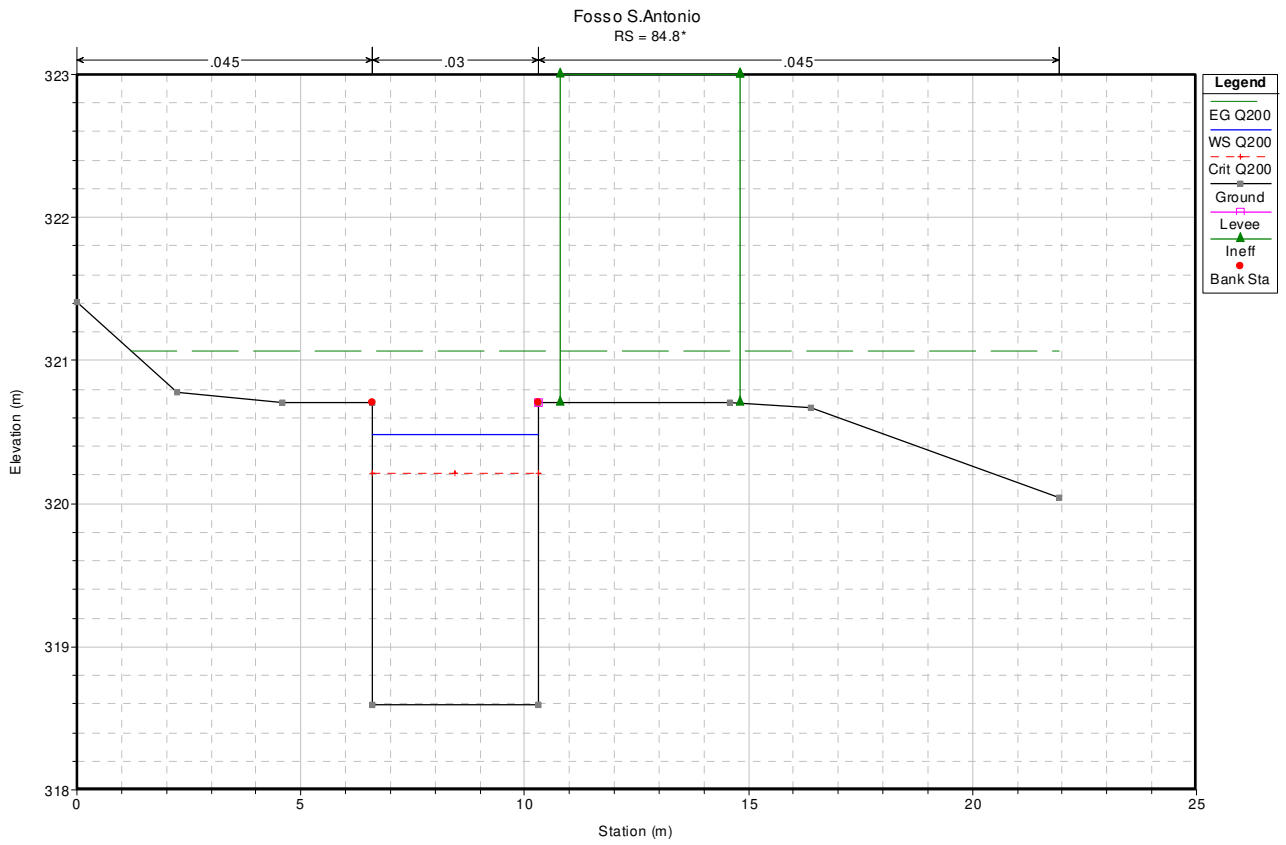
F. S. Antonio G

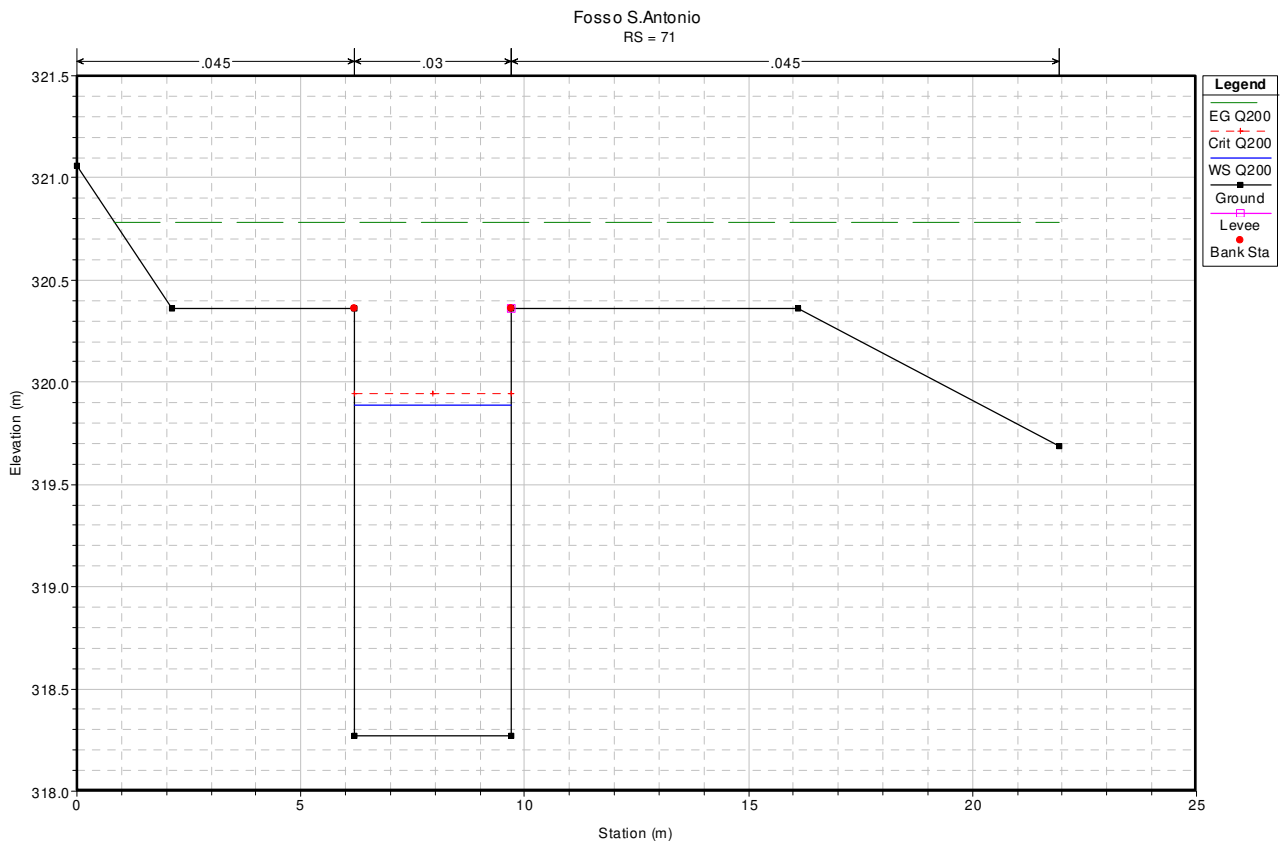
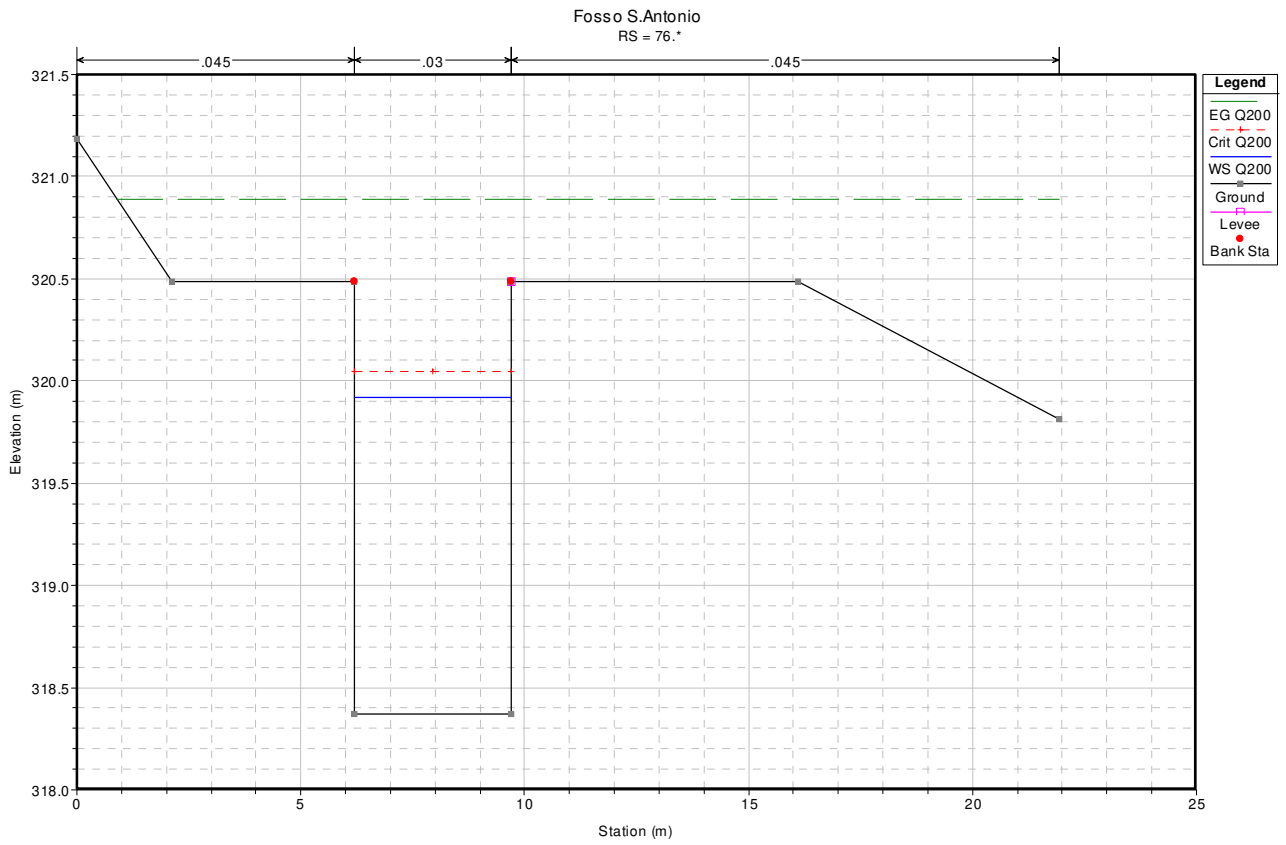


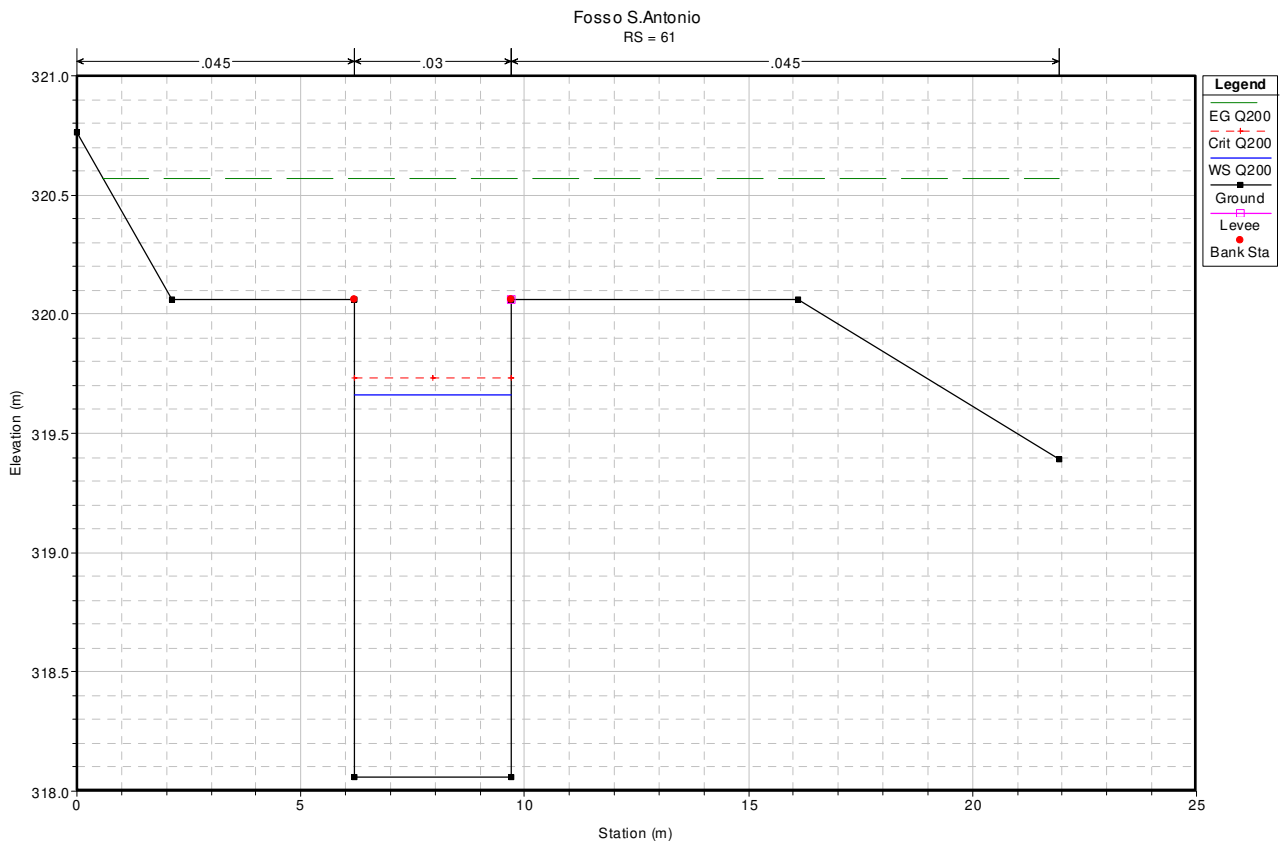
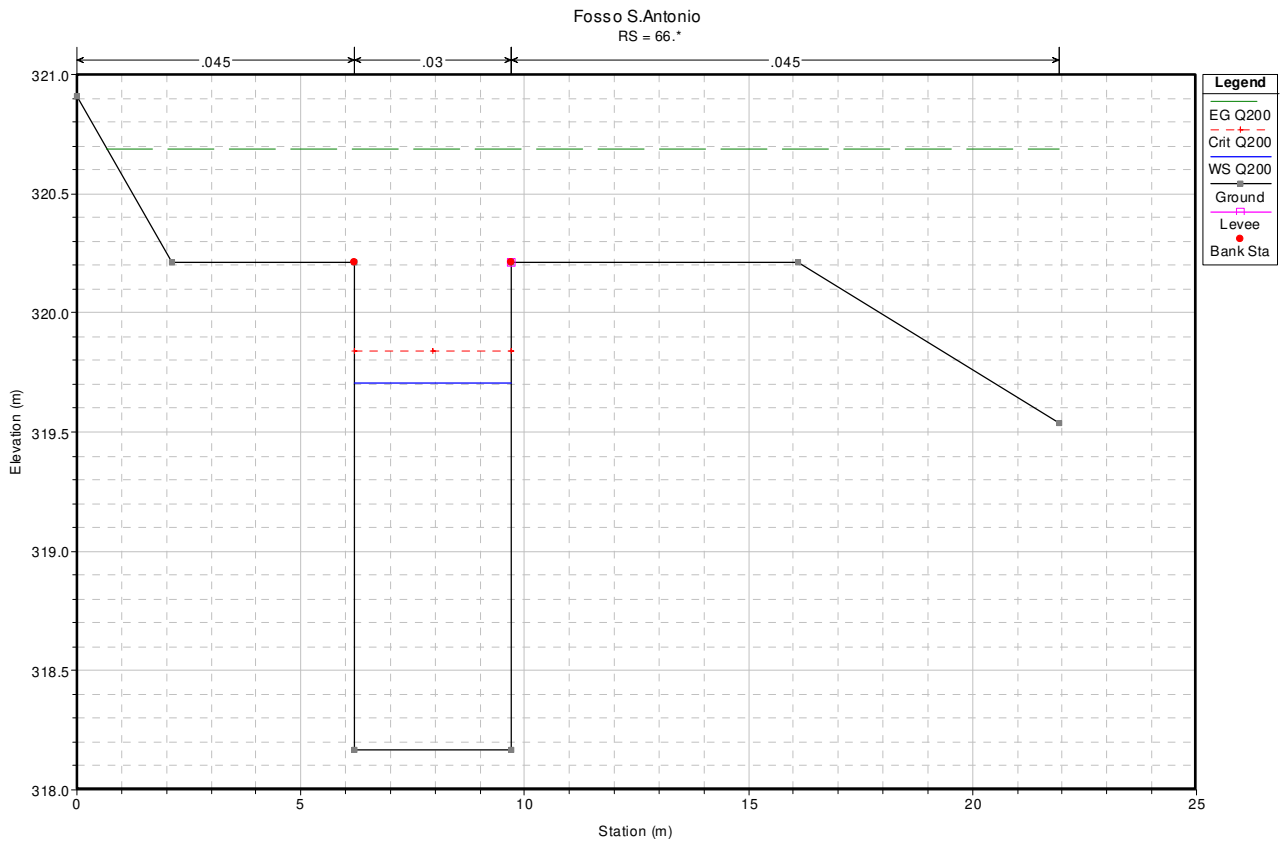
Legend	
EG Q200	Green dashed line
Crit Q200	Red dashed line with '+' markers
WS Q200	Blue solid line
Ground	Black solid line with square markers
LOB	Purple solid line
ROB	Purple dashed line
Right Levee	Purple solid line with square markers

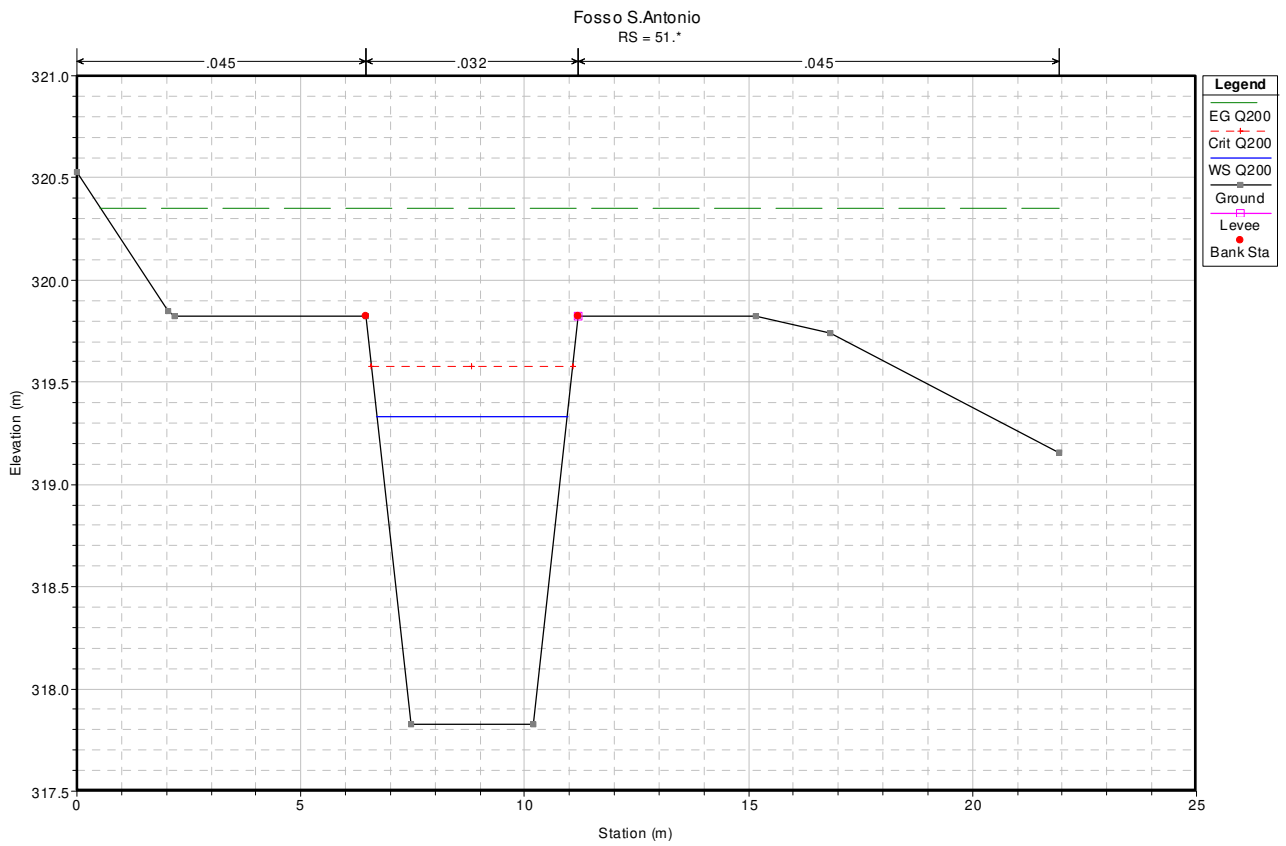
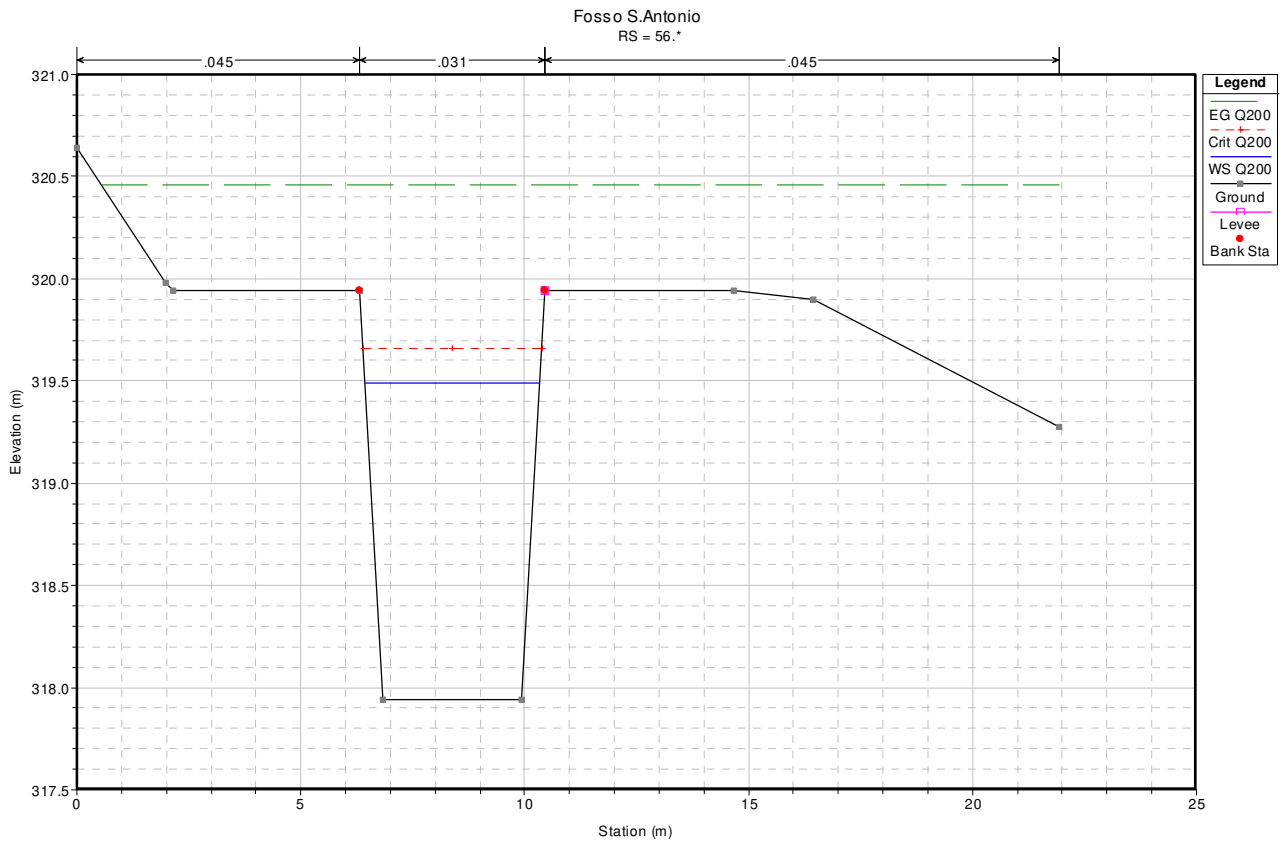


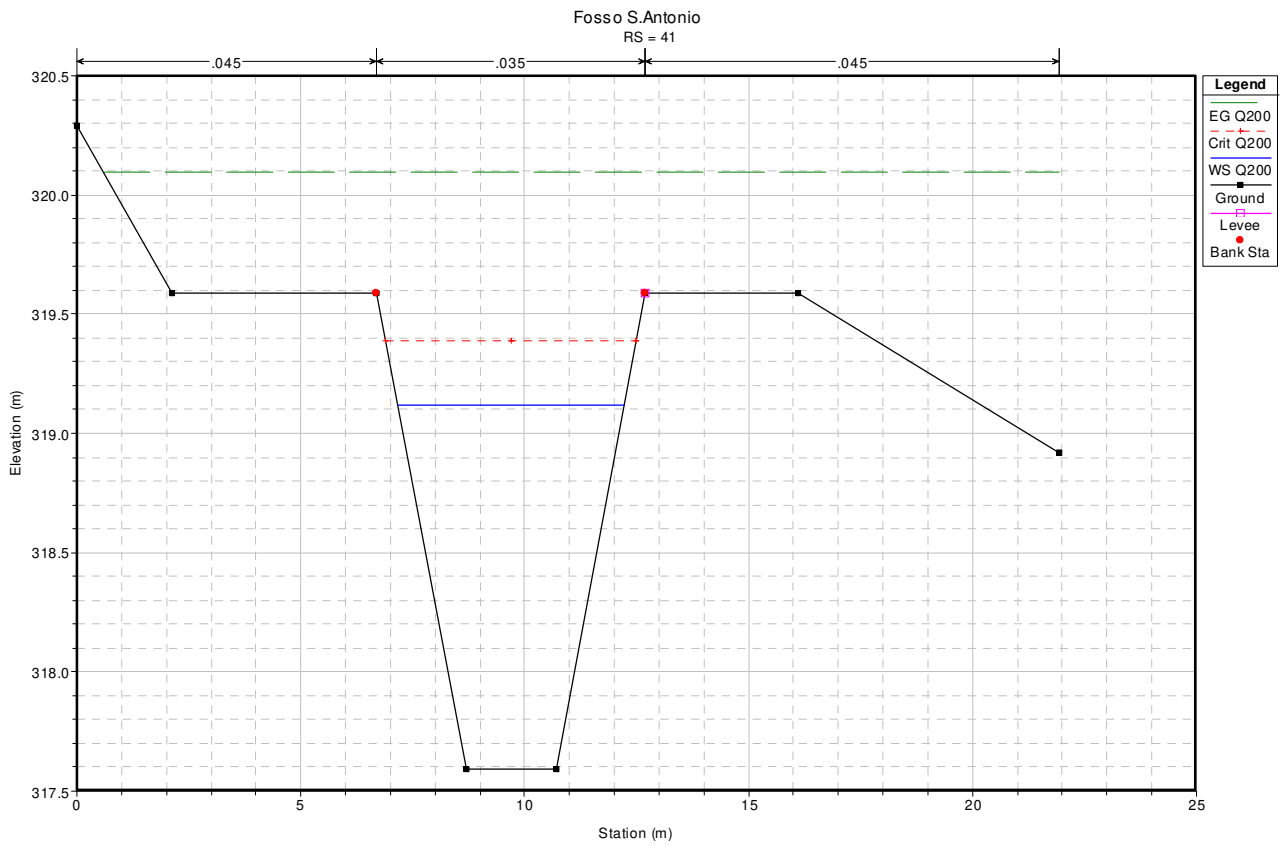
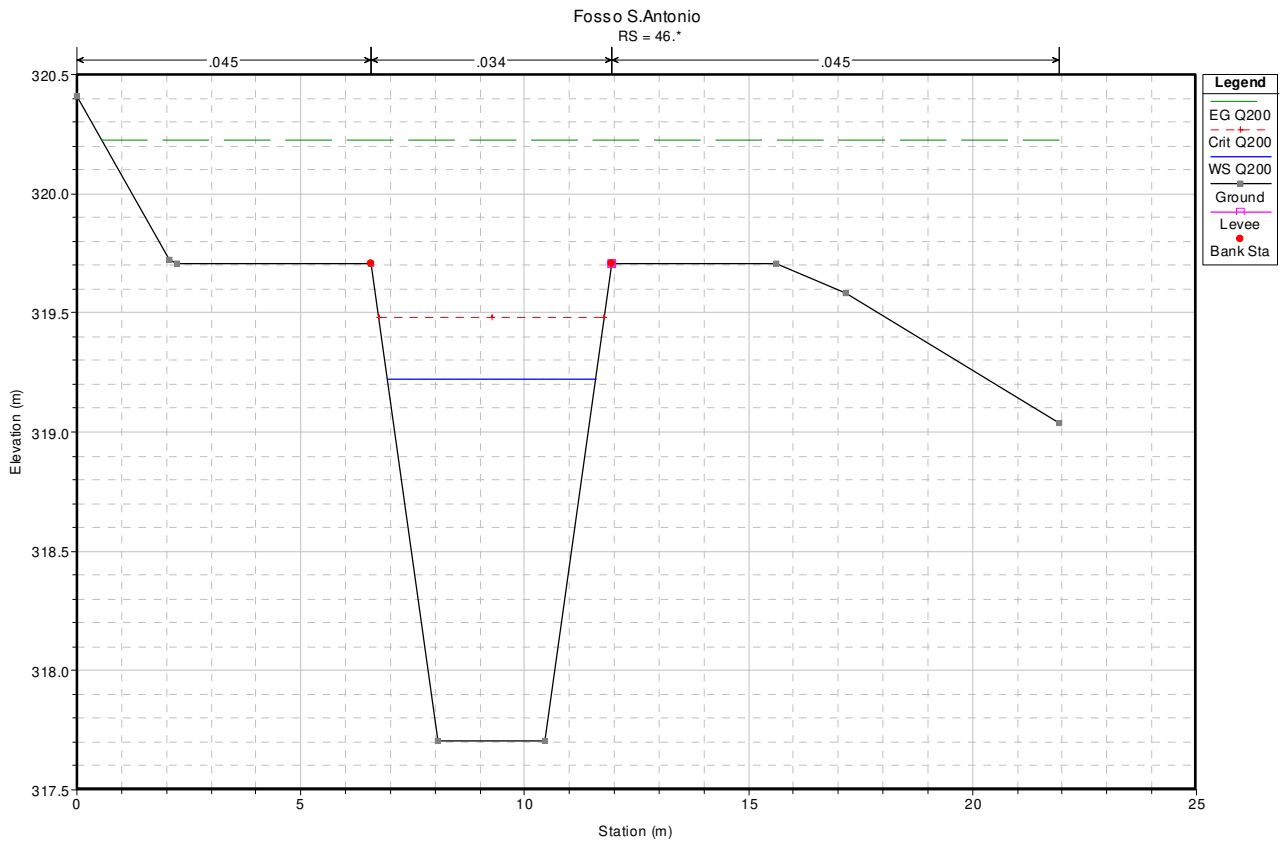


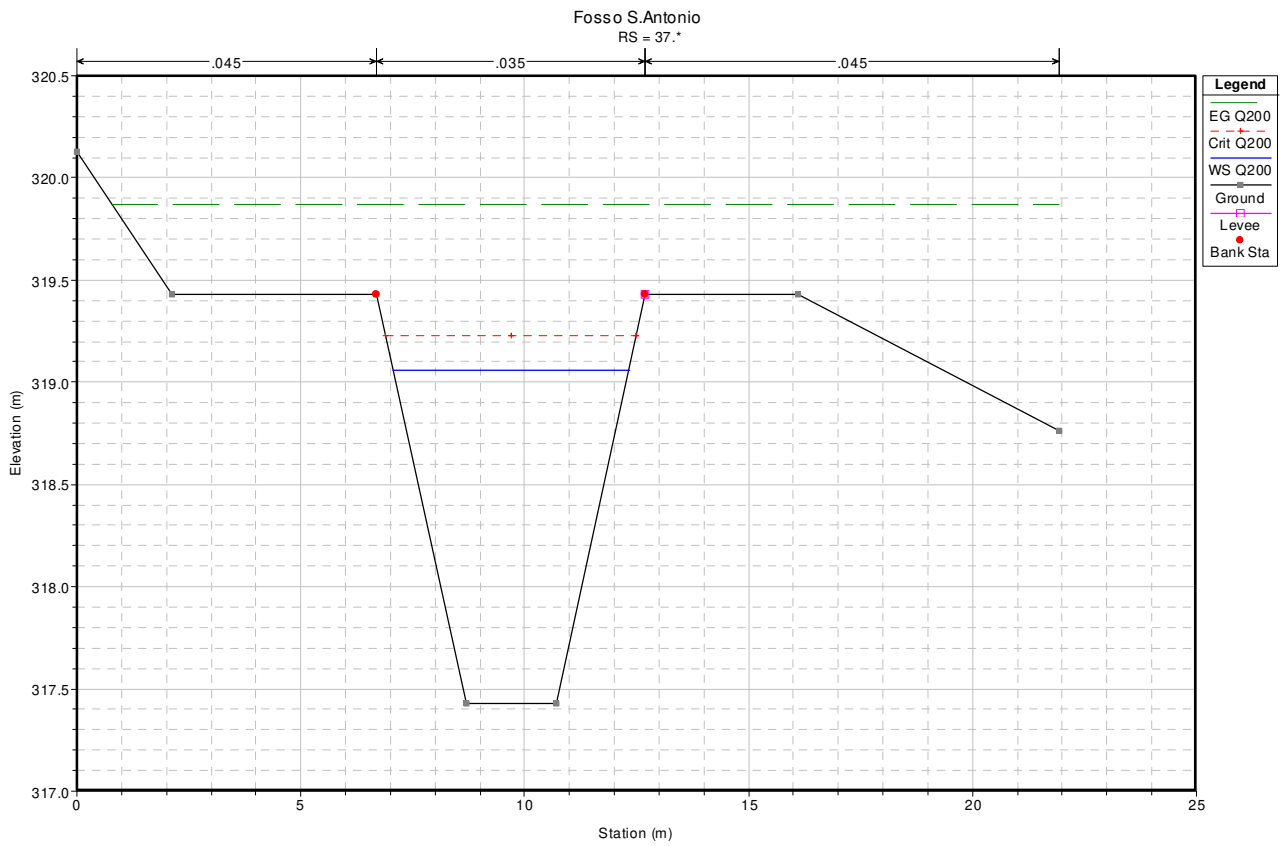
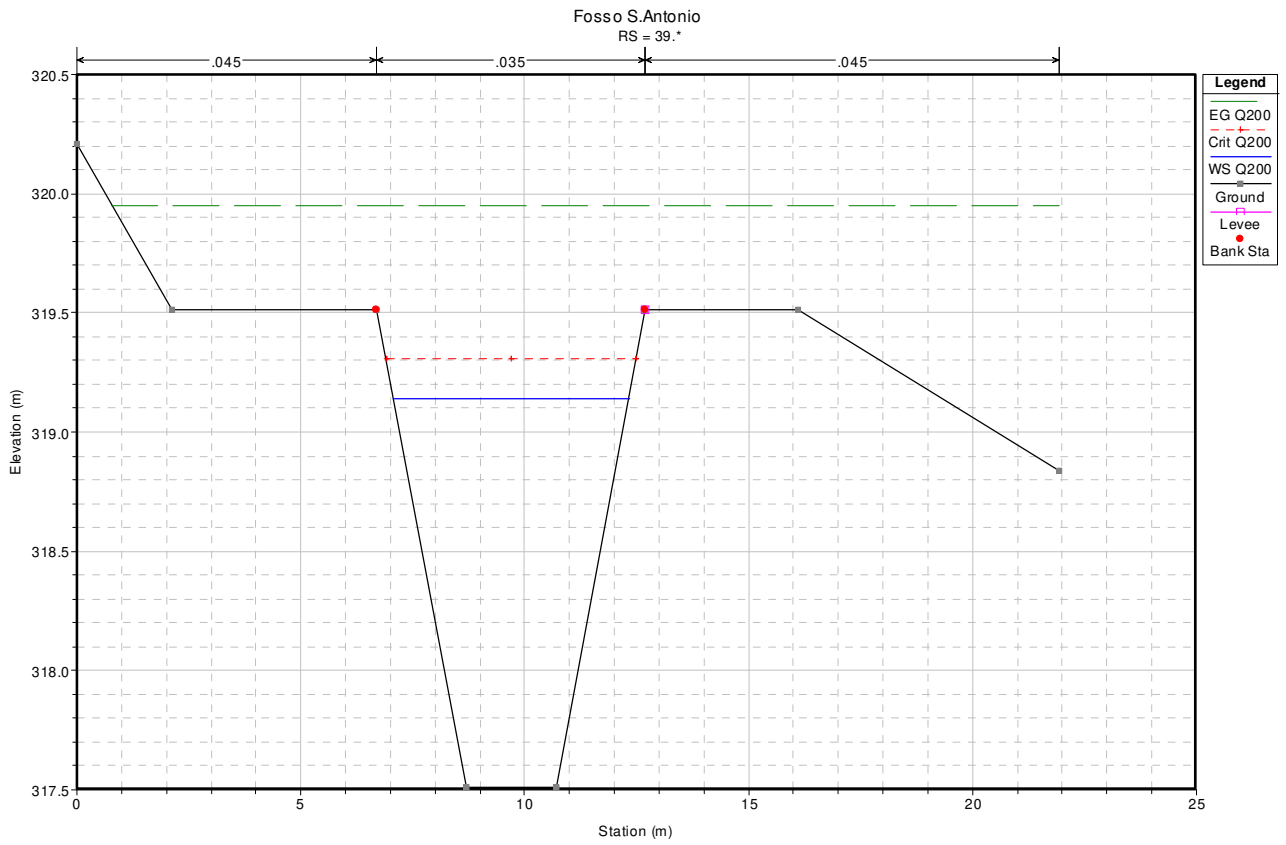


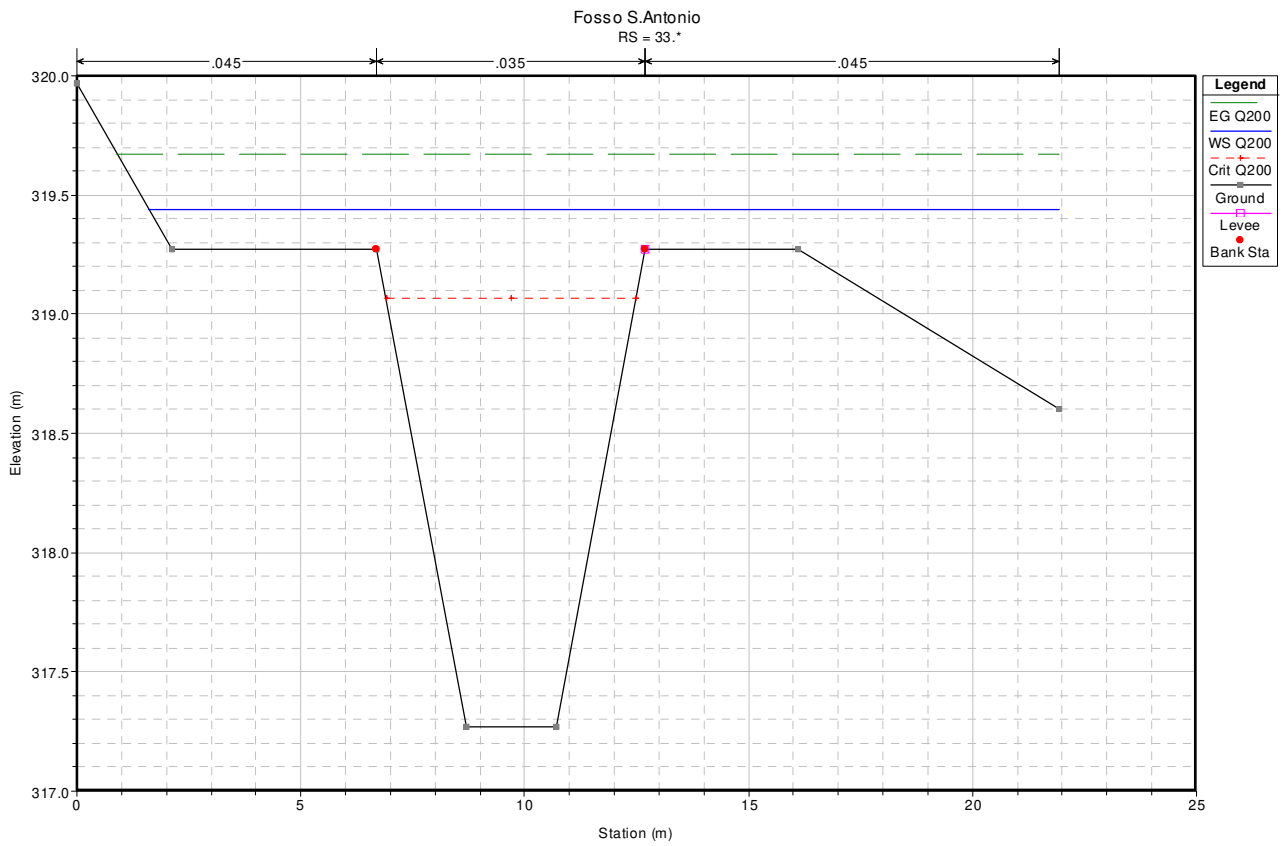
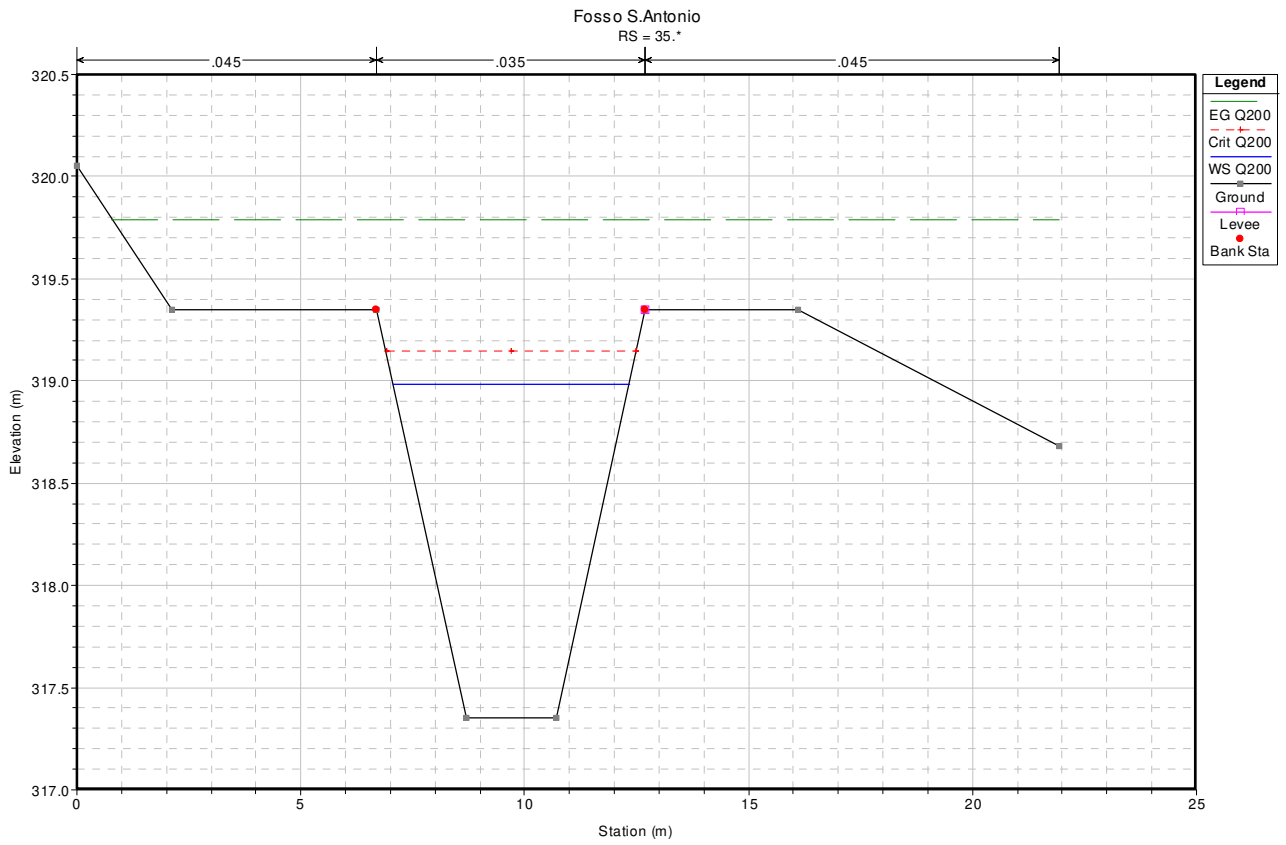


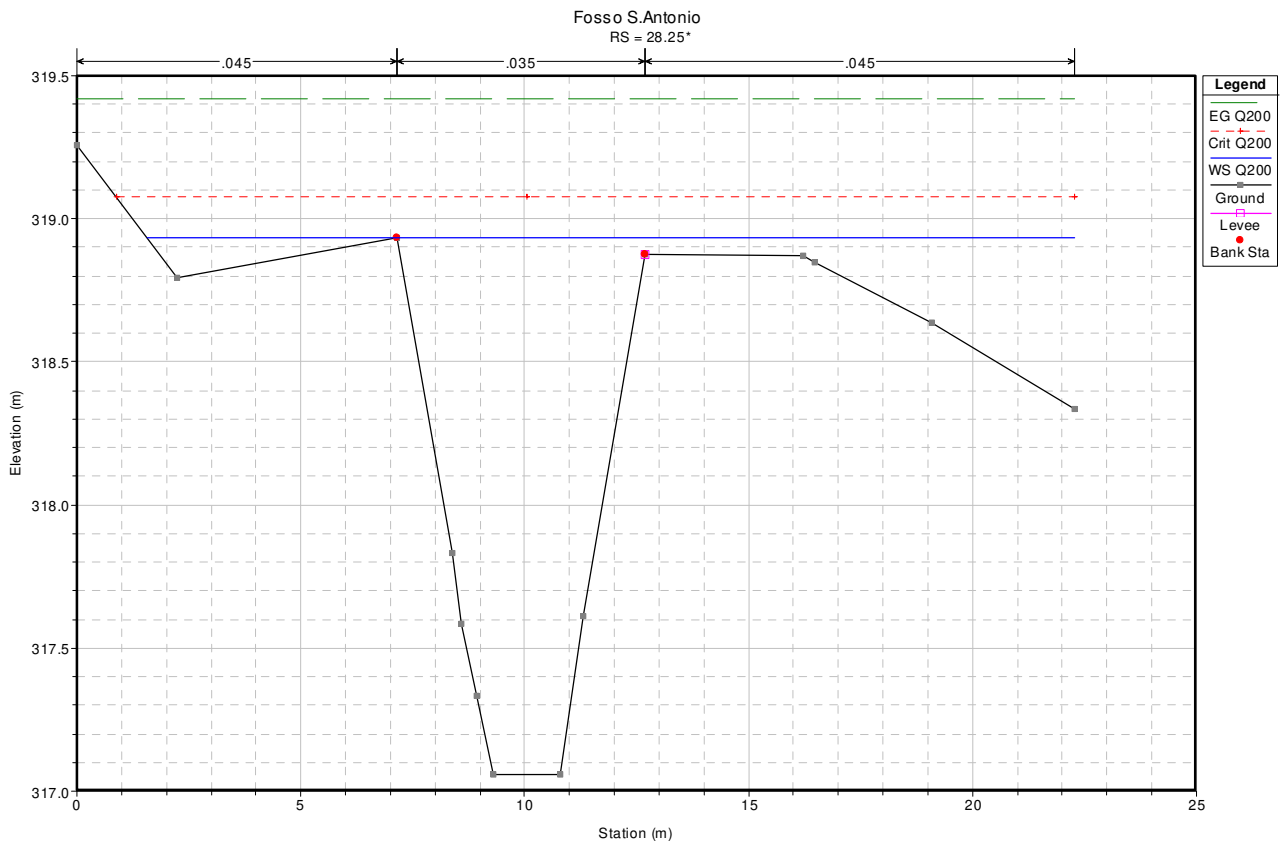
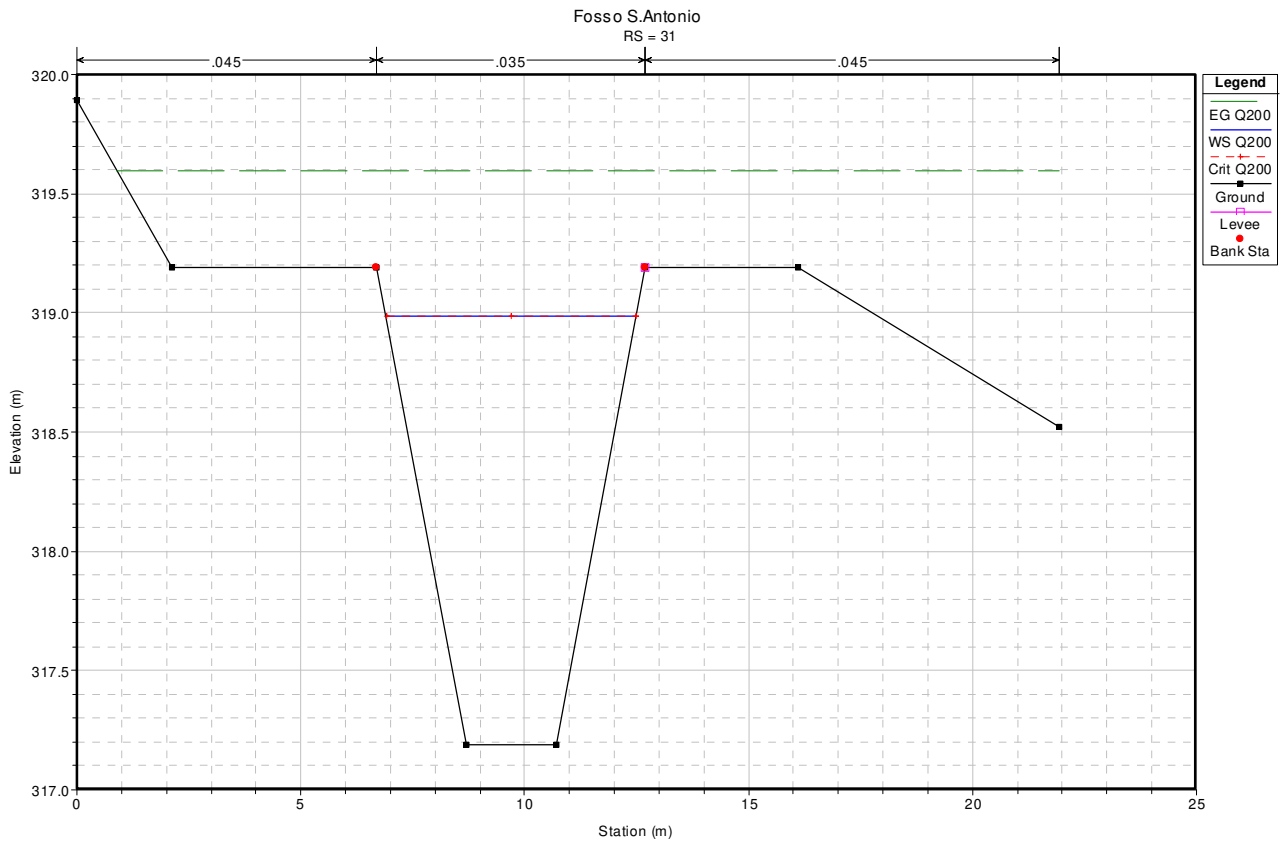


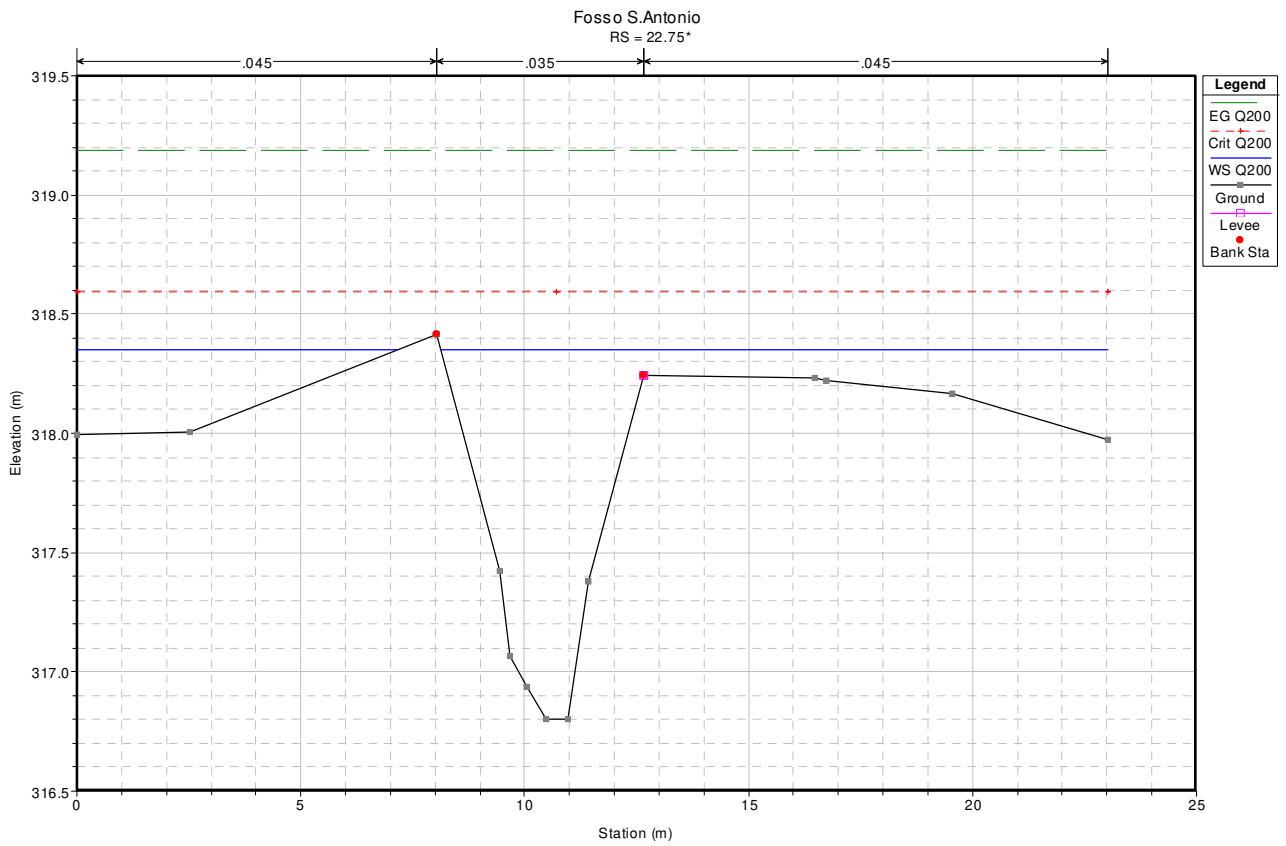
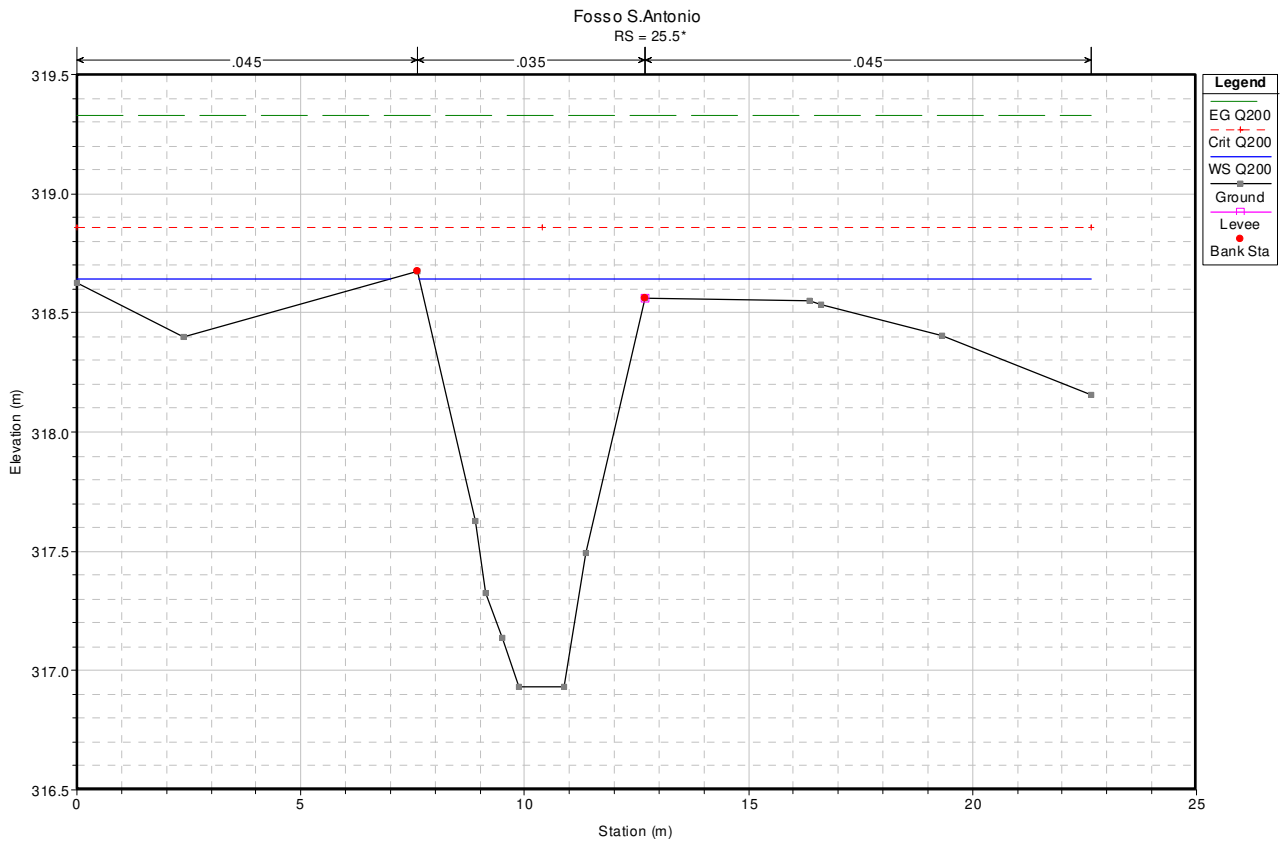


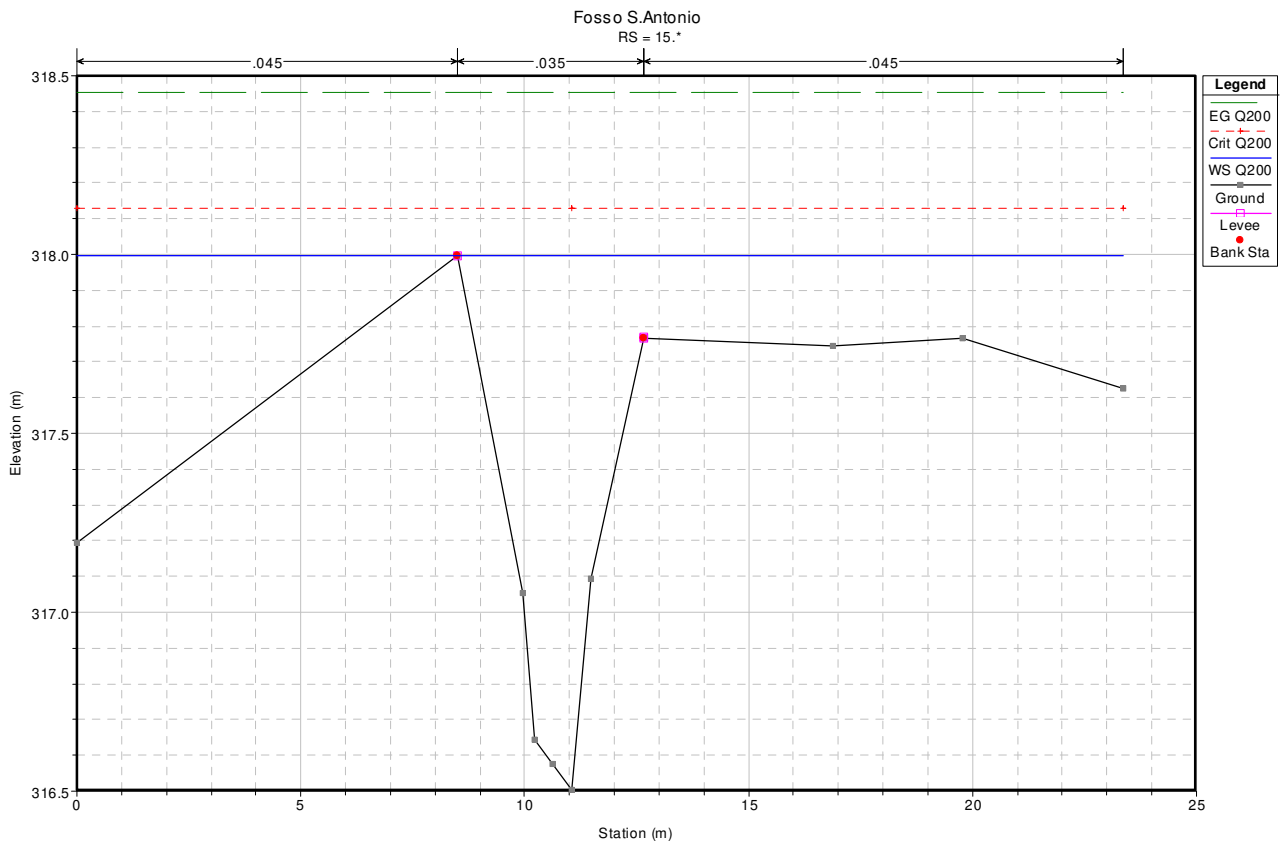
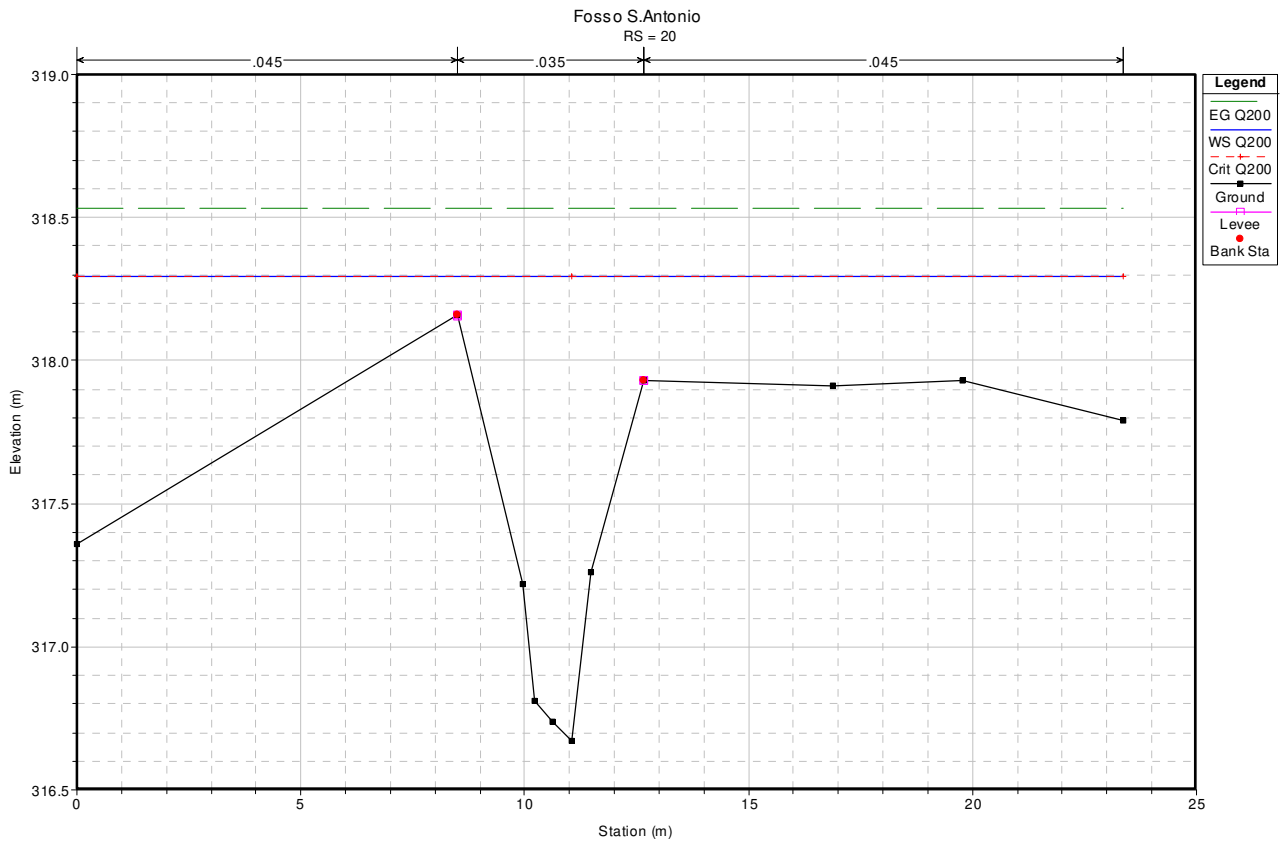




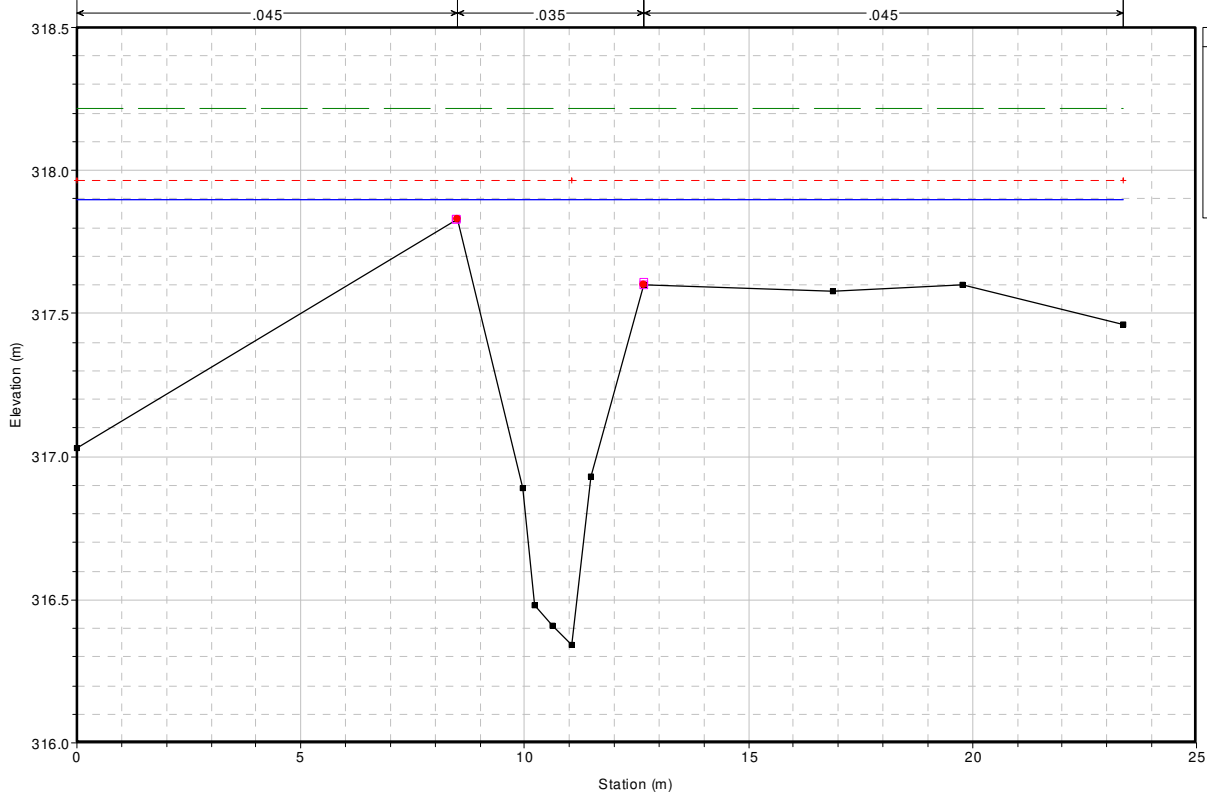








Fosso S. Antonio
RS = 10



- Legend**
- EG Q200
 - Crit Q200
 - WS Q200
 - Ground
 - Levee
 - Bank Sta

HEC-RAS Plan: prog River: F S.Antonio Reach: G Profile: Q200												
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)	
viadotto	100	Q200	23.6	319.1	320.77	320.51	321.27	0.009383	3.14	7.51	4.51	0.78
viadotto	96.2*	Q200	23.6	318.97	320.73	320.43	321.23	0.009275	3.14	7.52	4.31	0.76
viadotto	92.4*	Q200	23.6	318.85	320.67	320.35	321.18	0.00945	3.16	7.46	4.1	0.75
viadotto	88.6*	Q200	23.6	318.72	320.6	320.28	321.13	0.009992	3.23	7.3	3.9	0.75
viadotto	84.8*	Q200	23.6	318.6	320.48	320.21	321.07	0.011355	3.39	6.96	3.7	0.79
viadotto	81	Q200	23.6	318.47	320.14	320.14	320.98	0.018357	4.06	5.81	3.5	1.01
viadotto	76.*	Q200	23.6	318.37	319.92	320.05	320.89	0.022384	4.37	5.4	3.49	1.12
viadotto	71	Q200	23.6	318.27	319.89	319.94	320.78	0.01991	4.19	5.64	3.5	1.05
viadotto	66.*	Q200	23.6	318.17	319.71	319.84	320.69	0.022589	4.39	5.38	3.5	1.13
viadotto	61	Q200	23.6	318.06	319.66	319.73	320.57	0.020335	4.22	5.59	3.5	1.06
viadotto	56.*	Q200	23.6	317.94	319.49	319.66	320.46	0.022462	4.37	5.4	3.89	1.18
viadotto	51.*	Q200	23.6	317.83	319.33	319.58	320.35	0.02496	4.47	5.28	4.26	1.28
viadotto	46.*	Q200	23.6	317.71	319.22	319.48	320.23	0.027647	4.43	5.32	4.65	1.32
viadotto	41	Q200	23.6	317.59	319.12	319.39	320.09	0.028984	4.38	5.39	5.06	1.35
viadotto	39.*	Q200	23.6	317.51	319.14	319.31	319.95	0.022553	3.99	5.92	5.26	1.2
viadotto	37.*	Q200	23.6	317.43	319.06	319.23	319.87	0.022553	3.99	5.92	5.26	1.2
viadotto	35.*	Q200	23.6	317.35	318.98	319.15	319.79	0.022549	3.99	5.92	5.26	1.2
viadotto	33.*	Q200	23.6	317.27	319.44	319.07	319.67	0.005078	2.27	13.35	20.32	0.59
viadotto	31	Q200	23.6	317.19	318.99	318.99	319.6	0.015408	3.46	6.82	5.59	1
viadotto	28.25*	Q200	23.6	317.06	318.93	319.08	319.42	0.013569	3.22	9.21	20.71	0.94
viadotto	25.5*	Q200	23.6	316.93	318.64	318.86	319.33	0.023664	3.9	8.17	22.02	1.22
viadotto	22.75*	Q200	23.6	316.8	318.35	318.59	319.19	0.039445	4.54	7.6	22.04	1.54
viadotto	20	Q200	23.6	316.67	318.29	318.29	318.53	0.013643	2.76	12.62	23.37	0.91
viadotto	15.*	Q200	23.6	316.5	318	318.13	318.45	0.030518	3.74	9.55	23.37	1.33
viadotto	10	Q200	23.6	316.34	317.9	317.96	318.22	0.019739	3.18	11.12	23.37	1.09