



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



S.S. n° 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

cortina
2021

Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI

IL GEOLOGO:

Geol. Emanuela AMICI

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Dott. Marco FORMENTELLO

Arch. Lisa ZANNONER

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gabriella MANGINELLI

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

IDROLOGIA E IDRAULICA ELABORATI GENERALI Studio di compatibilità idraulica

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

MSVE14 D 1718

NOME FILE

T00ID00IDRRE02_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00ID00IDRRE02

B

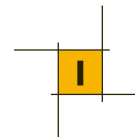
-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C					
B	REVISIONE	GENNAIO 2018			
A	EMISSIONE	LUGLIO 2017			

**Piano straordinario “Cortina 2021”
SS 51 “di Alemagna”
Variante di San Vito di Cadore**

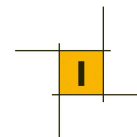
PROGETTO DEFINITIVO

Studio di compatibilità idraulica



INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	2
2.1.	Localizzazione dell'area d'intervento e descrizione del tracciato	2
2.2.	Pianificazione di Assetto Idrogeologico	3
2.3.	Il Piano di Assetto del Territorio P.A.T.	7
2.4.	Interferenze idrauliche	8
3.	IDROLOGIA	10
4.	IDRAULICA FLUVIALE	11
4.1.	Introduzione	11
4.2.	Riferimenti normativi	11
4.3.	Metodo di Calcolo	14
4.4.	Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo	17
4.5.	Analisi delle interferenze idrauliche	20
4.6.	Analisi del trasporto solido	21
5.	INVARIANZA IDRAULICA	32
6.	CONCLUSIONI	36
7.	APPENDICE: RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA RU SEC	37



1. PREMESSA

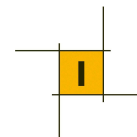
Nella presente Relazione viene sviluppato lo Studio di Compatibilità Idraulica eseguito nell'ambito del progetto definitivo della variante di San Vito di Cadore, compresa tra gli interventi per il Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021.

Il presente SCI va esaminato congiuntamente alla Relazione Idrologica e Idraulica allegata al progetto, nell'ambito della quale è stata sviluppata l'analisi idrologica della regione che, per evitare appesantimenti del testo, non viene riportata nella presente relazione.

Lo SCI è articolato nei seguenti capitoli:

- inquadramento dello stato di attuazione della Pianificazione di Assetto Idrogeologico nell'area di intervento;
- caratterizzazione dell'area e individuazione delle principali problematiche dal punto di vista idrologico e idraulico;
- individuazione dei principali bacini idrografici interagenti con l'opera di progetto e loro caratterizzazione idrologica e morfometrica;
- richiami sintetici dello studio idrologico finalizzato alla determinazione delle portate massime attese con diversi tempi di ritorno in corrispondenza degli attraversamenti principali;
- analisi dell'interferenza tra la viabilità di progetto e l'idrografia superficiale;
- valutazione delle variazioni apportate al regime idraulico dei recettori dalle portate meteoriche provenienti dalla piattaforma stradale e verifica dell'invarianza idraulica.

Per quanto attiene alla definizione del sistema di drenaggio e alla quantificazione delle portate di origine stradale immesse nel reticolo idrografico naturale si fa riferimento a quanto riportato nella Relazione Idrologica e Idraulica (elaborato T00ID00IDRRE01), che deve essere considerata parte dello Studio di compatibilità idraulica.



2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1. Localizzazione dell'area d'intervento e descrizione del tracciato

Il tracciato di progetto ha un percorso complessivo di circa 2.3 km e inizia con una rotatoria leggermente disassata rispetto all'attuale sede della SS51, all'ingresso meridionale dell'abitato, in località La Scura. Da questa rotatoria il tracciato segue il fianco sinistro della valle del Boite con un percorso in curva (prima in sinistra e poi in destra) e in discesa fino ad intersecare l'attuale Via Senes (che viene deviata). Il tracciato scavalca quindi, in viadotto, l'incrocio tra la Via Senes e la Via per Serdes (quest'ultima attraversa il torrente con un ponte). Quindi risale in quota con un percorso sub-parallelo a quello del Boite, attraversa con un ponte il Ru Sec (affluente di sinistra del Boite) e con un'ampia curva si reinnesta alla sede attuale in corrispondenza dell'incrocio per il Cimitero e la Via del Lago. Il reinnesto è previsto con una rotatoria che consente tutte le manovre in entrata e in uscita alla nuova strada.



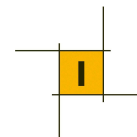
Figura 1: Tracciato di progetto della variante di San Vito di Cadore

Le opere d'arte principali presenti lungo il tracciato sono rappresentate dal viadotto di scavalco della Via Senes e dal Ponte di attraversamento del Ru Sec. Sono presenti anche gallerie artificiali di lunghezza massima 170 m.

La prima opera presenta una certa complessità di inserimento a causa dei vincoli della livelletta stradale (quella di progetto e quella della Via Senes vincolata dall'innesto al ponte sul Boite esistente) e inoltre dalla forte obliquità dei due tracciati. Non si prevedono però criticità idrauliche.

Per quanta riguarda lo scavalco del Ru Sec, si è ritenuto di studiare una soluzione che potesse consentire di limitare l'impatto paesaggistico introducendo al contempo una struttura di ampia luce, tale da scavalcare ampiamente il corso d'acqua, perimetrato dal PAI con una fascia fluviale.

La scelta è ricaduta su una struttura a travata unica in c.a.p. a cassone, che limita gli spessori strutturali dando ampia luce idraulica al di sotto della strada (70m).



2.2. Pianificazione di Assetto Idrogeologico

Relativamente agli aspetti connessi alla difesa del suolo, l'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali.

La normativa di riferimento in materia di valutazione e gestione del rischio di alluvioni è la Direttiva europea 2007/60/CE conosciuta anche come "Direttiva Alluvioni".

La Direttiva, recepita nell'ordinamento italiano con il Decreto Legislativo 23 febbraio 2010 n. 49, in analogia a quanto predispone la Direttiva 2000/60/CE in materia di qualità delle acque, vuole creare un quadro di riferimento omogeneo a scala europea per la gestione dei fenomeni alluvionali e si pone, pertanto, l'obiettivo di ridurre i rischi di conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture.

Il recepimento della normativa europea da parte della legislazione nazionale ha portato alla definizione dei Distretti idrografici, soggetti competenti per gli adempimenti previsti dalla Normativa, tra i quali fondamentale importanza ha la redazione delle mappe di pericolosità idraulica e rischio idraulico. In Italia, sono stati individuati 8 Distretti Idrografici. Il territorio dei Distretti è stato a sua volta suddiviso in Unit of Management (UoM) ovvero unità territoriali omogenee di riferimento per la gestione del rischio di alluvione corrispondenti ai principali bacini idrografici, ognuna delle quali fa riferimento alla relativa Autorità Competente o Competent Authority (CA).

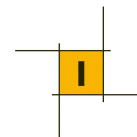
L'Autorità di Distretto delle Alpi Orientali opera sui bacini idrografici nelle regioni Friuli Venezia Giulia e Veneto e marginalmente in Lombardia, nelle Province Autonome di Trento e di Bolzano, nonché su alcuni bacini transfrontalieri al confine con Svizzera, Austria e Slovenia.

L'ambito territoriale copre circa 40.000 km², in cui vivono circa 7,1 milioni di abitanti.

Al Distretto delle Alpi orientali appartengono 14 bacini idrografici:

- il bacino idrografico dell'Adige, già bacino nazionale
- i bacini idrografici dell'Isonzo, del Tagliamento, del Livenza, del Piave e del Brenta - Bacchiglione, già bacino nazionale;
- i bacini idrografici del Lemene e del Fissero – Tartaro - Canalbianco, già bacini interregionali
- il bacino dello Slizza (ricadente nel bacino del Danubio), del Levante, quello dei tributari della Laguna di Marano-Grado, quello della pianura tra Piave e Livenza, quello del Sile e quello scolante della Laguna di Venezia, già bacini regionali.

Strumento fondamentale dell'Autorità di Distretto è il Piano di Bacino idrografico, definito come "lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono individuate e programmate le azioni finalizzate alla conservazione, alla difesa e alla valorizzazione del suolo e la corretta utilizzazione delle acque".



L'attività di pianificazione in tema di difesa del suolo e gestione delle risorse idriche nel distretto idrografico si concretizza perciò nel Piano di Bacino, realizzato attraverso "piani stralcio", in particolare il Piano di Gestione delle Acque ed il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni PGRA.

Il Comitato istituzionale (con delibera n. 1 del 17.12.2015) ha stabilito che il PGRA non costituisce automatica variante dei PAI dei bacini componenti il distretto idrografico delle Alpi Orientali, che continuano a costituire riferimento per gli strumenti urbanistici di pianificazione e gestione del territorio, nonché per la pianificazione di settore che consideri l'assetto idrogeologico del territorio. Pertanto, ai fini della verifica della rispondenza del progetto agli strumenti di pianificazione territoriale, si fa riferimento al piano redatto dalla Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (Autorità di Bacino dei fiumi dell'Alto Adriatico), competente sull'area in esame precedentemente all'entrata in vigore della Direttiva Alluvioni.

Questa Autorità ha redatto ed adottato con delibera del Comitato istituzionale del 3/03/2004 un Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI), previsto dalle Leggi 267/'98 e 365/'00, configurato come stralcio funzionale del settore della pericolosità idraulica ed idrogeologica del Piano generale di bacino previsto dalla L. 183/'89.

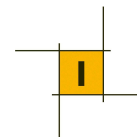
Tale Piano ha recepito quanto già prodotto dall'Autorità di Bacino riguardo ai bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione e Livenza.

Il Piano è costituito fondamentalmente dalle fasi conoscitiva, propositiva, programmatica, contenute in una relazione generale, e dalla cartografia con la perimetrazione delle aree pericolose ed a rischio.

Si ritiene opportuno sottolineare che nella prima redazione del piano non sono state perimetrate, in considerazione delle conoscenze disponibili, tutte le aree pericolose presenti sul territorio. Pertanto le cartografie allegate al Piano devono considerarsi un documento preliminare, e non esaustivo, delle reali e potenziali pericolosità idrauliche e geologiche presenti nei bacini idrografici. In particolare questa casistica si presenta per i territori sottesi dalla rete idrografica montana, che interessa il territorio in cui ricade il tracciato di progetto, dove gli studi di settore sono in corso di elaborazione. In attesa di tali approfondimenti il piano pertanto individua precisi criteri da utilizzare da parte del pianificatore in assenza di specifiche perimetrazioni.

Per le finalità generali dei Piani stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (art. 3 della L. 183/89 e dall'art. 1, comma 1 della L. 267/98), il PAI costituisce lo strumento conoscitivo, normativo, tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate le azioni e le norme d'uso riguardanti l'assetto idraulico ed idrogeologico del bacino.

Il Progetto di Piano stralcio per la sicurezza idraulica del medio e basso corso, che è indubbiamente strettamente connesso con il Piano per l'assetto idrogeologico, ha come fine quello di assicurare al territorio afferente al bacino idrografico del fiume Piave, con particolare riferimento al medio e basso corso



dell'asta principale, un livello di sicurezza compatibile con l'utilizzo antropico del territorio e rispettoso del principio di precauzione.

Il progetto individua un sistema integrato di interventi strutturali e non strutturali da realizzare nel breve, medio e lungo periodo. Gli interventi proposti nel progetto di Piano rappresentano un sistema integrato ed organizzato di interventi che permette di verificare in progress gli effetti dei vari interventi sull'idrosistema garantendo comunque l'esecuzione di parti finite e funzionali di opere. La priorità degli interventi strutturali e non strutturali è finalizzata pertanto a massimizzare il rapporto efficacia-costi allo scopo di ottenere subito i maggiori risultati in termini di sicurezza acquisibile in un'ottica di conservazione del "territorio fluviale", mantenendo comunque la possibilità di limitare eventualmente le opere programmate nel medio e lungo periodo in relazione alle nuove ed ulteriori informazioni acquisite attraverso l'attuazione delle azioni programmate nel breve periodo.

Il Piano si prefigge l'obiettivo di garantire al territorio del bacino un livello di sicurezza adeguato rispetto ai fenomeni di dissesto idraulico e geologico, attraverso il ripristino degli equilibri idraulici, geologici ed ambientali, il recupero degli ambiti fluviali e del sistema delle acque, la programmazione degli usi del suolo ai fini della difesa, della stabilizzazione e del consolidamento dei terreni.

Il Piano persegue finalità prioritarie di protezione di abitati, infrastrutture, luoghi e ambienti di pregio paesaggistico e ambientale interessati da fenomeni di pericolosità, nonché di riqualificazione e tutela delle caratteristiche e delle risorse del territorio.

Dall'analisi delle planimetrie del rischio idraulico allegate al PGRA, nell'area di San Vito non sono segnalate aree aventi Rischio Idraulico, pertanto il progetto è pienamente compatibile con il PGRA. Analogamente, non si segnalano interferenze del tracciato con aree aventi pericolosità idraulica secondo le perimetrazioni del PAI dell'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione.

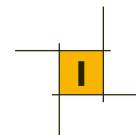


Figura 2: Planimetrie delle aree con Rischio Idraulico del PGRA

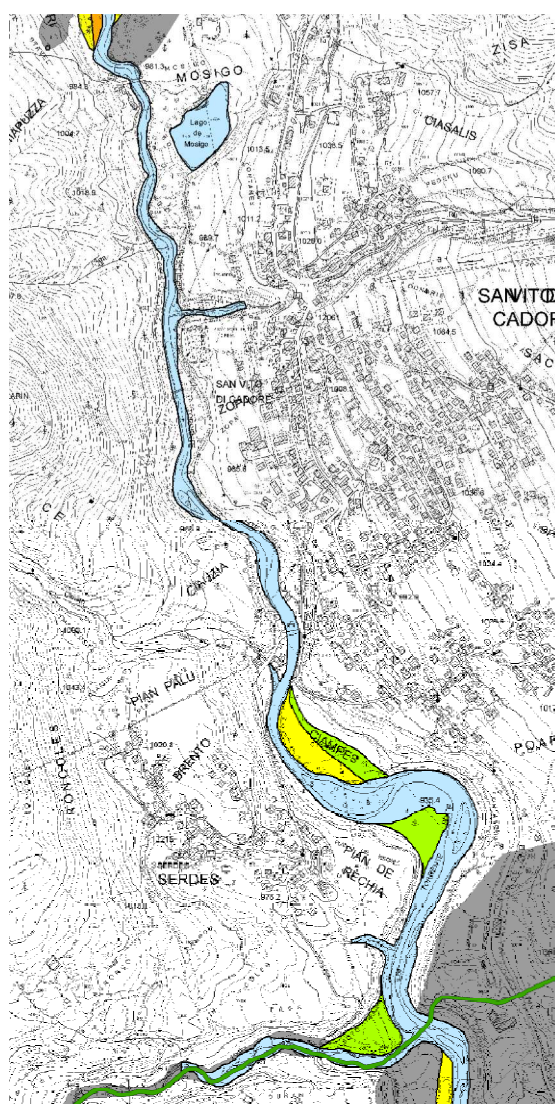


Figura 3: aree con Pericolosità Idraulica secondo il PAI

2.3. Il Piano di Assetto del Territorio P.A.T.

Il Piano di Assetto del Territorio (PAT), come definito dall'articolo 13 della legge regionale 11 del 2004, fissa gli obiettivi e le condizioni di sostenibilità degli interventi e delle trasformazioni ammissibili ed è redatto, dai Comuni, sulla base di previsioni decennali. Il P.A.T. (che sostituisce il Piano Regolatore Generale) determina le scelte strategiche di assetto e di sviluppo del territorio comunale

All'interno del P.A.T. è contenuta la Valutazione di Compatibilità Idraulica (VCI), documento che contiene le valutazioni sulle situazioni di dissesto del territorio ed evidenzia la relativa compatibilità con le previsioni urbanistiche nelle "Zone di attenzione idraulica", definite nell'art. 5 NTA del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini idrografici dei fiumi dell'Alto Adriatico (adottato con delibera n.3 CI 09/11/2012).

Dalla sovrapposizione del tracciato con la "Carta di compatibilità idraulica" allegata alla VCI si evince come il tracciato non vada ad interferire con zone perimetrate come Aree con Pericolosità Idraulica a seguito delle modellazioni eseguite nell'ambito della VCI.

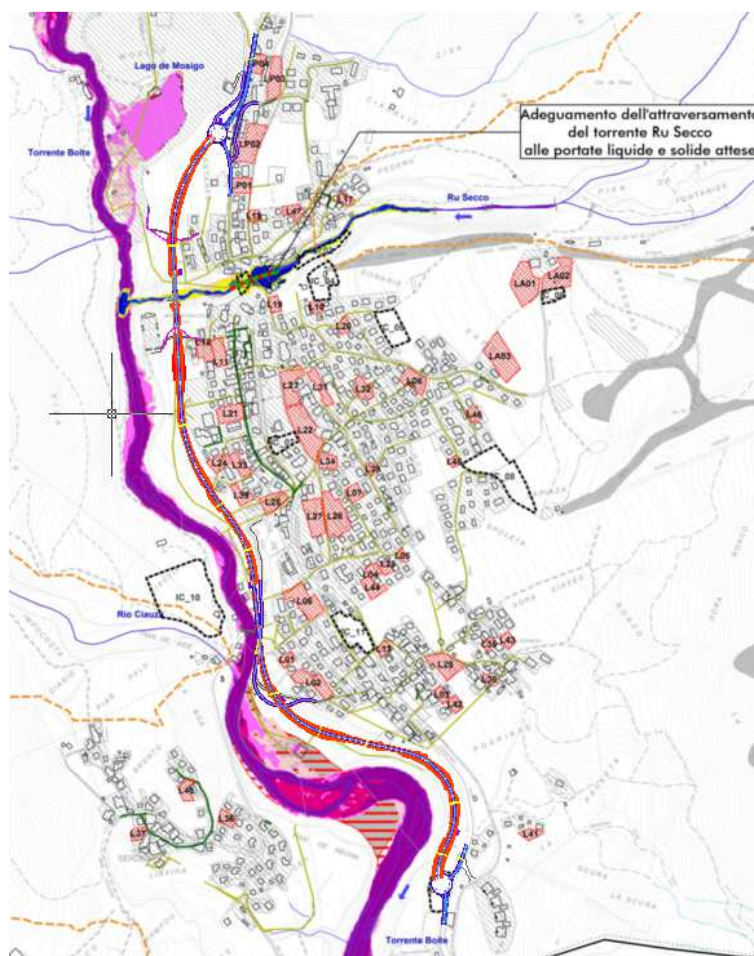
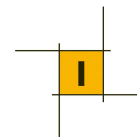


Figura 4: sovrapposizione del tracciato alla Carta di Compatibilità Idraulica del P.A.T. di San Vito di Cadore



La VCI presentata per il P.A.T. di San Vito di Cadore contiene analisi idrologiche di dettaglio, i cui risultati saranno assunti come riferimento nel prosieguo del presente studio.

2.4. Interferenze idrauliche

La principale e unica interferenza del tracciato in progetto con il reticolo idrografico principale è costituito dall'attraversamento del Torrente Ru Sec (affluente di sinistra del Boite) risolto con un ponte ad un'unica luce di 70m.

Per il resto del tracciato le interferenze sono relativi all'intercettazione di aree di compluvio e fossi minori il cui deflusso è verso il torrente Boite.

Nell'ambito del presente studio si è posta attenzione nel valutare gli effetti idraulici indotti dalla realizzazione delle opere proposte sia direttamente sul corso d'acqua, sia indirettamente sul territorio a questo limitrofo. In particolare è stata effettuata una analisi di compatibilità idraulica delle opere in linea con gli indirizzi formulati dal P.A.I. per le interferenze con i corsi d'acqua principali, valutando mediante un modello monodimensionale in condizioni di regime di moto permanente le variazioni dei caratteri idraulici del deflusso in alveo di un evento di piena con tempo di ritorno duecentennale.

Tutti gli altri manufatti idraulici minori sono stati verificati idraulicamente, seppur con un modello semplificato, rispetto ad eventi di piena con tempi di ritorno centennali.

2.4.1. Il bacino del Boite

Tra i maggiori affluenti del Piave, nel quale confluisce presso il paese di Perarolo di Cadore, il Torrente Boite nasce alle falde meridionali della Croda del Becco e, nel suo percorso di 45 km attraversa la Conca Ampezzana e la parte occidentale del Cadore.

Il bacino del torrente ha un'estensione di 395 km², quindi, un decimo dell'estensione dell'intero bacino montano del Piave. Il suo spartiacque unisce alcune delle più alte e note montagne quali le Tofane, il M. Cristallo e il M. Antelao che dall'alto dei suoi 3264 m domina le montagne circostanti.

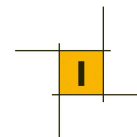
Per estensione del bacino imbrifero il corso d'acqua è, tra gli affluenti del fiume Piave secondo solo al Torrente Cordevole, il cui corso caratterizza la parte sud-orientale della provincia di Belluno.

L'asta principale del torrente attraversa, con direzione da nord-ovest verso sud-est tutta la Conca Ampezzana e la parte iniziale della Valboite fino all'altezza di Borca di Cadore. Di qui il suo corso si porta in direzione da Ovest ad Est, mantenendo tale andamento fino alla confluenza.

I terreni solcati dal torrente sono in prevalenza dolomitici e calcareo-dolomitici, pur con la presenza di formazioni triassiche con facies arenacee e calcareo-marnose presso Cortina e nella parte finale del suo corso. L'alveo scorre su roccia a partire, all'incirca, dall'abitato di Borca.

La variazione nella natura dei terreni attraversati è rispecchiata dalla variazione nella morfologia della valle a cavallo di questo paese.

A monte si hanno pendii relativamente dolci di terreni con forte componente argillosa, una valle ampia con estesi terrazzamenti (si pensi all'ampiezza della valle presso S. Vito o alla "Dogana Vecia").



A valle di Borca, invece, il torrente scorre incassato tra sponde rocciose sub-orizzontali alte fino a parecchie decine di metri, presso Valle di Cadore la gola arriva ad essere profonda anche 150 m.

Il Boite non viene attraversato dal tracciato di progetto, ma corre parallelo ad esso per tutta la sua lunghezza. Come evidenziato in precedenza, l'alveo incassato e la notevole pendenza longitudinale nell'area di progetto fanno sì che non si determinino situazioni di interferenza fra i livelli di piena ed il tracciato di progetto.

Il P.A.T. di San Vito di Cadore fornisce i valori di portata per il Boite in corrispondenza delle frazioni di Chiapuzza e Villanova, rispettivamente a nord e sud di San Vito, che vengono riassunti nella seguente tabella:

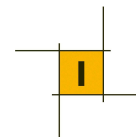
Sezione	Superficie Bacino [km ²]	Q ₁₀₀ [m ³ /s]	u ₁₀₀ [m ³ /s/km ²]
Boite a Chiapuzza	244.24	360	1.47
Boite a Villanova	297.37	440	1.48

2.4.2. Il Bacino del Ru Sec

Il Ru Sec è un affluente in sponda sinistra del torrente Boite. Nasce dalle alture a tergo dell'abitato di San Vito di Cadore, il suo bacino è delimitato dal monte Antelao (3264 m di altezza), dalla Cima Bel Prà (2917) e dalla Cima Scoter (2674). La Forcella Piccola (2120) separa il bacino del Ru Sec da quello del torrente Otén.

Numerosi sono le incisioni che contribuiscono alla formazione del Ru Sec, la principale è costituita dal Ru de Salvella che nasce alle pendici dell'Antelao e lungo il suo corso riceve i contributi provenienti dalla Valle della Forcella Piccola, dal Ru da Sacco e dal Ru de Rociai.

Dal punto di vista geomorfologico, il Ru Sec presenta, come molti tributari del Boite, un alveo modellato prevalentemente in terreni sciolti, alluvionali o morenici, talora detritici e di frana, in cui è evidente un'intensa attività di erosione e trasporto solido. Nel corso di intensi e prolungati eventi piovosi si possono ivi verificare fenomeni di erosione di sponda, esondazione e deposito alluvionale. Solo brevi tratti degli alvei sono modellati in rocce lapidee tenaci, poco suscettibili all'erosione.



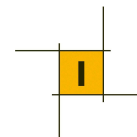
3. IDROLOGIA

L'analisi idrologica è stata sviluppata nella Relazione Idrologica alla quale si rimanda per i dettagli. nella tabella seguente si riassumono i risultati del calcolo delle portate.

Tabella 1: portate di progetto

Corso d'acqua			tc	pioggia netta				Portate di progetto				cx udometrico			
Codice	Denominazione	km		hn ₅₀	hn ₁₀₀	hn ₂₀₀	hn ₃₀₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Q ₂₀₀	Q ₃₀₀	u ₅₀	u ₁₀₀	u ₂₀₀	u ₃₀₀
			ore	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s/km ²)	(m ³ /s/km ²)	(m ³ /s/km ²)	(m ³ /s/km ²)
1	Ru de La Roa	R1 - 0+060	0.25	3.87	4.84	5.89	6.53	2.24	2.80	3.41	3.78	4.30	5.38	6.54	7.25
2	-	R1 - 0+240	0.25	4.45	5.50	6.63	7.32	0.17	0.21	0.25	0.28	4.94	6.11	7.37	8.13
3	-	0+280	0.25	5.10	6.25	7.47	8.21	0.36	0.44	0.52	0.57	5.67	6.95	8.30	9.12
4	Ru Sec	0+450	0.78	10.29	12.43	14.68	16.03	32.48	39.24	46.33	50.62	3.66	4.42	5.22	5.70
5	-	0+780	0.25	7.51	8.96	10.46	11.36	0.60	0.72	0.84	0.91	8.35	9.95	11.62	12.62
6	-	1+008	0.25	7.51	8.96	10.46	11.36	0.41	0.49	0.57	0.62	8.35	9.95	11.62	12.62
7	-	0+340 via Senes	0.25	6.63	7.97	9.38	10.23	0.91	1.10	1.29	1.41	7.36	8.86	10.42	11.36
8	-	1+690	0.25	5.10	6.25	7.47	8.21	0.20	0.25	0.30	0.33	5.67	6.95	8.30	9.12
9	-	2+255	0.25	6.63	7.97	9.38	10.23	0.86	1.04	1.22	1.33	7.36	8.86	10.42	11.36

Si noti come il valore di portata del Ru Sec con tempo di ritorno 100 anni, valutato pari a 39.42 m³/s, sia sostanzialmente in accordo con l'analogo valore ricavato nella Valutazione di Compatibilità Idraulica allegata al P.A.T. di San Vito di Cadore (pari a 38 m³/s)



4. IDRAULICA FLUVIALE

4.1. Introduzione

L'analisi delle interazioni che si verificano fra la corrente idrica, l'alveo del corso d'acqua in cui questa defluisce e le strutture in alveo degli attraversamenti fluviali è stata oggetto negli ultimi anni di una rinnovata attenzione da parte di progettisti e ricercatori.

La presenza di un attraversamento, infatti, quand'anche si prescindano dai problemi derivanti da un suo eventuale collasso o danneggiamento, può indurre conseguenze rilevanti sulla morfologia dell'alveo fluviale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e sullo stesso regime delle portate di piena. Ad esempio, si possono verificare migrazioni laterali d'alveo indotte dalla presenza in alveo delle infrastrutture del ponte, in particolare dei rilevati di accesso, riduzione della capacità di deflusso e conseguente rialzo dei livelli del pelo libero di monte, e formazione di invasi a monte del manufatto di attraversamento che possono essere amplificati dalla parziale ostruzione delle luci del ponte ad opera di detriti lapidei e vegetali trasportati dalla corrente. La formazione di tali invasi temporanei può avere conseguenze particolarmente rilevanti, poiché da un lato può provocare un sensibile rialzamento dei livelli a monte e conseguente sormonto dell'impalcato, dall'altro l'insorgenza di sollecitazioni anomale sia sulle pile dei ponti che soprattutto sull'impalcato. Ciò può portare al collasso del ponte, fenomeno che si sviluppa usualmente in tempi piuttosto brevi; si verifica così lo svaso rapido del volume idrico accumulato a monte, che si traduce in un incremento anche notevole del valore di portata del colmo di piena transitante a valle rispetto alla situazione di alveo indisturbato.

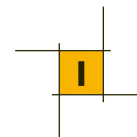
Nei paragrafi seguenti, dopo una sintesi dei principali riferimenti normativi relativi alla progettazione ed alla verifica della sicurezza degli attraversamenti fluviali, sono brevemente descritte gli approcci metodologici, i parametri idraulici e le formule applicative utilizzate per la valutazione quantitativa dei fenomeni di rigurgito della corrente a monte degli attraversamenti e dei fenomeni erosivi alla base delle strutture in alveo.

4.2. Riferimenti normativi

4.2.1. Prescrizioni normative del Ministero dei Lavori Pubblici

In Italia i riferimenti normativi ai quali si deve attenere il progettista degli attraversamenti fluviali sono contenuti nel Decreto Ministeriale del 2 agosto 1980 e in quello del 4 maggio 1990, ai quali ha fatto seguito la Circolare n. 34233 emanata in data 25 febbraio 1991 dal Ministero dei Lavori Pubblici, recante "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali". È in vigore inoltre il DM 14/1/2008

Le norme prescrivono di assumere normalmente quale portata di progetto quella corrispondente a tempo di ritorno centennale per la quale i calcoli idraulici dovranno verificare la sussistenza di un franco minimo tra il livello di massima piena e l'impalcato del ponte. Viene inoltre suggerito di stimare la frequenza probabile dell'evento di piena che dà luogo all'annullamento del franco ed in ogni caso si stabilisce che, per i



corsi d'acqua arginati, la quota di sottotrave del ponte deve essere non inferiore a quella della sommità arginale.

Nello studio idraulico dell'opera, devono essere oggetto d'indagine i seguenti problemi: classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna; valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni delle pile, delle spalle, delle fondazioni nonché dei rilevati; valutazione degli effetti dovuti all'eventuale presenza di correnti veloci; esame delle conseguenze della presenza di eventuali corpi natanti, flottanti e trasportati dalle acque, ove ricorra detta possibilità, nonché delle conseguenze di eventuali ostruzioni delle luci, specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte, sia in fase costruttiva, sia durante l'esercizio delle opere. In situazioni particolarmente complesse si suggerisce di sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli fisici in scala ridotta.

Nel complesso, le norme emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici fissano il quadro di riferimento per lo sviluppo della relazione sugli aspetti idrologici, idrografici ed idraulici prescritta a corredo della progettazione dell'attraversamento fluviale, delineando anche i criteri generali che devono guidare l'articolazione di tale relazione. Non vengono fornite invece specifiche indicazioni circa le procedure di calcolo che devono essere eseguite per redigere la relazione idraulica né prescrizioni vincolanti sulle caratteristiche costruttive del manufatto di attraversamento in relazione alle sue interferenze con l'alveo fluviale in cui viene a collocarsi ed in particolare sui limiti ammissibili per il franco idraulico, lasciando in tal modo ampi margini all'estensore della relazione medesima.

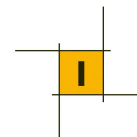
Utili riferimenti in tal senso possono essere desunti dalle indicazioni date dal Magistrato per il Po per i ponti sul Fiume Po, che di seguito si riassumono in breve sintesi:

- a) la luce netta fra le pile deve risultare non inferiore a 60 m;
- b) il franco minimo per la portata di massima piena deve risultare non inferiore a 2 m se il tratto non è navigabile e 5 m se navigabile, valori che devono essere assicurati per 2/3 della luce fra le pile, e comunque per un tratto non inferiore a 40 m qualora l'intradosso del ponte non sia rettilineo;
- c) l'argine deve essere innalzato e ringrossato in corrispondenza dell'attraversamento e la scarpata lato fiume deve essere rivestita in pietrame al di sotto della quota di massima piena;
- d) le pile in alveo devono essere poste a distanza non minore di 25 m dal bordo lato fiume della sommità arginale mentre la spalla lato campagna deve distare non meno di 35 m dallo stesso punto.

4.2.2. Prescrizioni normative dell'Autorità di Bacino dei Fiumi dell'Alto Adriatico

Dall'analisi delle norme attuative ad oggi emanate, non risultano prescrizioni relative, in particolare, ai franchi da assumere per i rilevati arginali, per le opere di contenimento, e per le opere di attraversamento.

L'art 17 delle vigenti norme attuative sancisce peraltro che, nelle more dell'emanazione del piano stralcio delle fasce di pertinenza fluviali, fermo restando l'efficacia di esistenti misure di salvaguardia o di norme di piano, i territori compresi all'interno degli argini, di qualsiasi categoria, o delle sponde dei corpi idrici



costituenti la rete idrografica sono classificati nel grado di pericolosità idraulica P4 e pertanto per gli stessi valgono le corrispondenti norme previste nel Piano.

Riguardo agli interventi di realizzazione o ampliamento di infrastrutture viarie nelle aree classificate a pericolosità idraulica molto elevata P4, l'art.15 delle suddette norme attuative prescrive che può esserne consentita l'esecuzione, purché siano realizzati a quote compatibili con la piena di riferimento e non comportino significativo ostacolo o riduzione apprezzabile della capacità di invaso delle aree stesse.

Dall'analisi della documentazione cartografica allegata al PGRA del Distretto Alpi Orientali si è riscontrato che l'intervento in progetto non risulta interessare alcuna area perimetrata a pericolosità o rischio idraulico.

Il Ru Sec è perimetrato in fascia fluviale.

Nella carta della pericolosità geologica del PAI non sono individuate aree a rischio ad eccezione del corso del torrente Ru Sec. Tale situazione di rischio idrogeologico non era segnalata nelle precedenti mappature del PAI che ora sono state aggiornate con la segnalazione di una zona di "dissesto franoso delimitato".

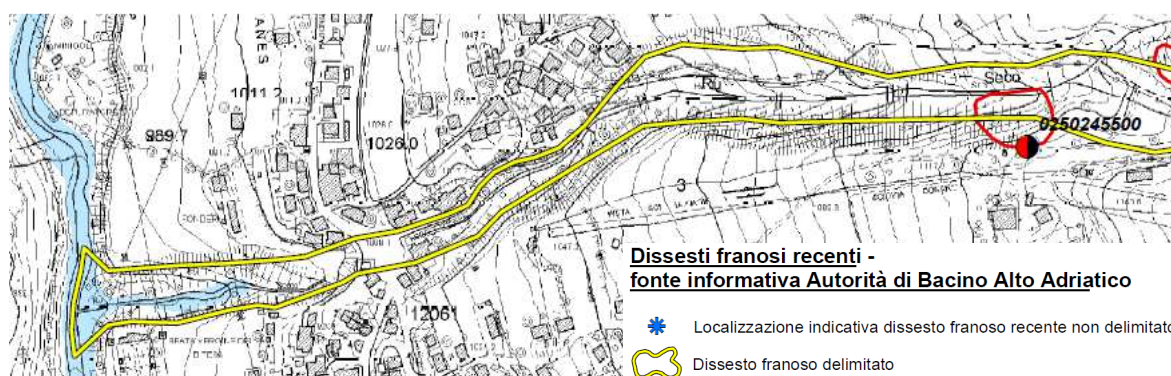


Figura 5: Estratto della Carta della pericolosità geologica del PAI

A questi elementi di vincolo si devono aggiungere le problematiche legate al dissesto idrogeologico che ha interessato questo territorio il 4 agosto 2015 e che ha provocato danni ingenti (anche in termini di vite umane) a causa della piena del Torrente Ru Sec che sottopassa (con "tombinatura") l'abitato di San Vito. In quell'evento una colata di detrito ha investito la zona della seggiovia "San Marco" e, nell'abitato di San Vito, ha causato il crollo parziale di un edificio e l'evacuazione di altre abitazioni.

I resti del forte trasporto solido sono ancora evidenti nell'alveo (v. foto seguente in corrispondenza dell'attraversamento di progetto); sono stati eseguiti lavori di regimazione e protezione, a monte e a valle dell'abitato, che in ogni caso non eliminano completamente i rischi di deflusso selvaggio e trasporto solido.



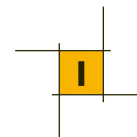


FOTO 1 – Il Ru Sec in corrispondenza dell'attraversamento di progetto

4.3. Metodo di Calcolo

I fenomeni di deflusso in esame si caratterizzano per la prevalenza di una dimensione rispetto alle altre, ed appare quindi del tutto ragionevole l'accettazione della ipotesi di monodimensionalità del moto che, consentendo notevoli semplificazioni del sistema di equazioni differenziali che governando il fenomeno, ne assicurano la risolubilità con tempi di calcolo ragionevoli. Tale ipotesi, ancorché generalmente adottata, deve essere tuttavia attentamente valutata in presenza di estesi fenomeni di esondazione o in prossimità di ostacoli presenti in alveo quali ponti, soglie, o briglie, cui consegue per il moto l'acquisizione di spiccati caratteri di bi o tridimensionalità.

Un ragionevole compromesso tra accuratezza e sforzo computazionale è quindi quello di limitare la simulazione, in condizioni di portate estreme, all'ipotesi di condizioni di quasi stazionarietà concomitanti con il passaggio del colmo di piena, ed adottando differenti coefficienti di scabrezza e di ragguglio delle velocità per le aree golenali, rispetto all'alveo vero e proprio. Anche in tali condizioni, assai incerte rimangono le determinazioni relative all'effettiva direzione del moto e al conseguente fenomeno di riduzione delle distanze, per effetto dei tagli temporanei di eventuali curve e delle conseguenti accentuazioni della pendenza idrica locale.

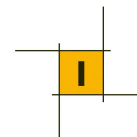
Infine, la determinazione del coefficiente di scabrezza da assegnare a ciascun tronco di alveo, unitamente alla ipotesi di indeformabilità dei contorni costituenti la sezione, palesemente non veritiera specialmente durante accentuati eventi di piena, costituiscono altrettanti limiti alla attendibilità delle valutazioni ottenibili. Peraltro, alla luce della convenzionalità della definizione di rischio potenziale, soprattutto per elevati valori del tempo di ritorno caratteristico dell'evento esaminato, la metodologia prevista appare ragionevolmente corretta anche se suscettibile di affinamenti sia concettuali che applicativi.

Un aspetto assai rilevante ai fini della valutazione qualitativa dei risultati conseguibili dalla adozione di un modello numerico siffatto, è rappresentato dalle caratteristiche di affidabilità delle determinazioni relative alle "condizioni al contorno", in termini di livelli idrici nelle sezioni di controllo del sistema. La particolare natura delle aste fluviali considerate consiglia l'adozione dell'ipotesi semplificativa di raggiungimento delle condizioni di moto uniforme alla estremità di monte o di valle del tronco fluviale analizzato.

Nel seguito verranno espone le metodologie impiegate per le verifiche idrauliche oggetto della presente relazione, evidenziando le ipotesi adottate di semplificazione teorica delle schematizzazioni concettuali dei fenomeni idraulici, ed i criteri di valutazione assunti per la quantificazione dei parametri sintetici.

4.3.1. Profili di corrente

Data la forte monodimensionalità del moto all'interno del corso d'acqua di interesse, in cui lo sviluppo pressoché rettilineo dell'asse domina per diversi ordini di grandezza sulle dimensioni della sezione trasversale interessata dal moto della corrente, ed in considerazione della regolarità della forma morfologica d'alveo, il calcolo dei profili di corrente è stato effettuato adottando le ipotesi di



monodimensionalità e di regime permanente del moto. Le verifiche idrauliche sono state quindi condotte con un modello numerico monodimensionale per il calcolo dei profili di corrente in moto permanente implementato dal *U.S. Army Corps of Engineers* in un programma per elaboratore elettronico di ampia diffusione e di consolidata pratica d'uso quale *HEC-RAS River Analysis System*.

Il modello prescelto simula il moto permanente gradualmente variato in canali aperti con contorni fissi. L'equazione base è quella della continuità dell'energia:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha V_1^2/2g = Z_2 + Y_2 + \alpha V_2^2/2g + h_e$$

dove Z è la quota del fondo del canale e Y il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni, α è un coefficiente che tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità dell'acqua, V è la velocità media dell'acqua, g l'accelerazione di gravità, h_e è la perdita di carico tra le sezioni 1 e 2. Nel caso di distribuzione uniforme della velocità e di assenza di perdita di carico la precedente si trasforma nell'equazione di Bernouille:

$$Z_i + Y_i + V_i^2/2g = \text{Costante}$$

L'equazione precedente è applicabile a canali a moderata pendenza, ovvero a corsi d'acqua con pendenza di fondo tale che il $\cos\theta$ sia circa pari all'unità. Il metodo di soluzione adottato da HEC-RAS per l'equazione di continuità dell'energia applicata al moto permanente gradualmente vario richiede l'assunzione che la perdita di carico in una sezione sia la stessa che si avrebbe in moto uniforme a parità di sezione e velocità dell'acqua. HEC-RAS usa la formula del moto uniforme di Manning per valutare le perdite di carico:

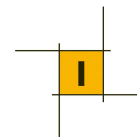
$$V = (1/n) R^{2/3} S_f^{1/2}$$

dove V (m/s) è la velocità media dell'acqua nella sezione, n è il coefficiente di scabrezza, R (m) il raggio idraulico della sezione bagnata ed S_f la pendenza della linea piezometrica dovuta alle perdite di carico ripartite lungo l'alveo. Le due equazione consentono la determinazione del profilo idrico della corrente una volta note la geometria e la scabrezza dell'alveo e le condizioni del moto alla sezione dalla quale deve iniziare il calcolo del profilo. Poiché due differenti altezze idriche possono produrre la stessa energia specifica (carico cinetico più altezza idrica), è necessario specificare lo stato iniziale della corrente (lenta o veloce).

4.3.2. Metodo di risoluzione

HEC-RAS impiega lo "*standard step method*" per risolvere l'equazione di conservazione dell'energia in alvei a sezione variabile. Il programma quindi per approssimazioni successive determina l'altezza dell'acqua alla successiva sezione di calcolo. In generale la procedura è la seguente:

- a) la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1)
- b) si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati a) e della geometria della sezione
- c) la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni
- d) si assume una quota dell'acqua alla successiva sezione 2 e se ne calcola il raggio idraulico e l'area sulla base della geometria della sezione stessa. Quindi si determina un valore medio della capacità di deflusso delle due sezioni. La capacità di deflusso di una sezione di un alveo è, per una determinata altezza d'acqua, la portata che può transitare nell'alveo con una pendenza piezometrica unitaria



- e) si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata
- f) si calcola il carico cinetico pesato, $\alpha V^2/2g$, nella seconda sezione.
- g) si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione sulla base di quanto determinato in f)
- h) si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico
- i) si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota calcolata in h)
- j) si calcola l'errore tra il livello d'acqua nella sezione 2 assunto in d) e quello calcolato in i)
- k) se l'errore è minore di 1 cm la procedura è ripetuta per le sezioni successive dell'alveo, altrimenti è ripetuta per le stesse due sezioni ma con una nuova stima iniziale dell'altezza d'acqua nella sezione 2 (punto d))

4.3.3. Coefficiente di Scabrezza

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale rappresenta una misura globale della resistenza al moto della corrente, in cui si compendiano una molteplicità di fattori tra i quali la forma e la regolarità della sezione, la presenza quali-quantitativa di vegetazione e le caratteristiche litologiche del materiale d'alveo.

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell'asta fluviale di interesse.

Nella pratica tecnica il valore numerico del coefficiente rappresentativo del termine di resistenza nell'equazione del moto può essere determinato facendo ricorso a relazioni e tabelle di natura sperimentale ampiamente disponibili in letteratura tecnica. Tali relazioni forniscono il valore del coefficiente di scabrezza sulla base di analogie delle caratteristiche morfologiche e vegetazionali dell'alveo di interesse ad una serie di situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali già investigate sperimentalmente.

Nel seguito, la determinazione del coefficiente di scabrezza di Manning, utilizzato nelle calcolazioni idrauliche in moto permanente ed uniforme, verrà effettuata facendo riferimento al metodo di comprovata affidabilità, riportato in "Open Channel Hydraulics" (Chow, 1994):

$$n=(n_0+n_1+n_2+n_3+n_4) n_5$$

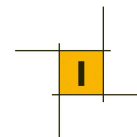
dove:

n è il coefficiente di Manning

n_0 è un coefficiente che dipende dalla natura del materiale costituente l'alveo variabile tra 0.020 e 0.028 passando da terra a roccia e fino ad alluvioni grossolane;

n_1 è un coefficiente che dipende dall'entità dell'irregolarità della superficie della sezione, variabile tra 0.000 e 0.020 all'aumentare di questa.

n_2 è un coefficiente che dipende dalla gradualità e frequenza della variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale, variabile tra 0.000 e 0.015 all'aumentare di queste.



- n_3 è un coefficiente che tiene in conto l'eventuale entità di effetti locali relativi alla presenza di ostacoli puntuali, variabile tra 0.000 a 0.040
- n_4 è un coefficiente che dipende dall'effetto della vegetazione sulla resistenza al moto dell'acqua, variabile tra 0.000 e 0.0100
- n_5 è un coefficiente che dipende dal grado di sinuosità longitudinale del corso d'acqua, variabile tra 1.00 e 1.30 all'aumentare di questo.

4.4. Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo

Nella progettazione di un ponte e di sue eventuali opere complementari che costituiscano una singolarità geometrica dell'alveo, a causa del restringimento imposto alla sezione idraulica per la presenza di strutture rigide quali pile o spalle, occorre porre grande attenzione alla valutazione delle modificazioni da questo indotte sulle altezze idrometriche della corrente.

Il calcolo del sovrizzo a monte del restringimento va effettuato, nell'ambito della costruzione del profilo idrico, attraverso l'impiego delle usuali formulazioni della letteratura scientifica, in funzione della modalità di deflusso attraverso la sezione contratta.

Nel caso in cui il deflusso attraverso la sezione del ponte avvenga a superficie libera è possibile distinguere tre diverse classi di moto:

Classe A: il deflusso attraverso il restringimento avviene e rimane in corrente lenta

Classe B: il deflusso avviene con transizione da corrente lenta a corrente veloce o viceversa.

Classe C: il deflusso attraverso il restringimento avviene e rimane in corrente veloce

Nel seguito saranno brevemente riassunte le formulazioni usualmente utilizzate per il calcolo nelle varie condizioni di moto.

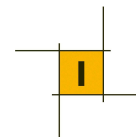
4.4.1. Classe A

Un deflusso di tipo A si verifica quando una corrente lenta incontra un restringimento e lo supera restando sempre in condizioni di corrente lenta, ossia con un livello della superficie idrica superiore al valore dell'altezza critica. Per tale tipologia di deflusso sono disponibili in letteratura numerose formule sperimentali per determinare il sovrizzo rispetto all'altezza del moto indisturbato:

Equazione dell'energia

Questo metodo si basa sull'applicazione dell'equazione di continuità dell'energia, così come esposta al par. 1.2, alle sezioni immediatamente a monte ed a valle del ponte ed a due ulteriori sezioni opportunamente derivate all'ingresso ed all'uscita del ponte.

La perdita di carico attraverso il ponte ed i livelli idrometrici di monte e valle vengono quindi calcolati trattando il ponte come una qualsiasi sezione trasversale del corso d'acqua naturale, avendo comunque ridotto l'area disponibile, incrementato il contorno bagnato e variato il coefficiente di scabrezza, per tenere in conto le modificazioni geometriche della sezione utile al deflusso indotte dalla presenza di spalle e pile.



Equazione del momento della quantità di moto

Questo metodo si basa sull'applicazione dell'equazione di equilibrio della quantità di moto tra la sezione immediatamente a monte ed immediatamente a valle del ponte.

Il calcolo procede operativamente in tre passi, applicando l'equazione di equilibrio prima tra la sezione d'alveo immediatamente a valle del ponte (indicata nel seguito con S2) e quella di valle del ponte (BD), poi tra questa e quella di monte del ponte (BU) ed infine tra questa e la sezione d'alveo immediatamente a monte del ponte (S1).

$$A_{BU} \bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} = A_{BD} \bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} + F_f - W_x$$

Per l'equilibrio tra la sezione d'alveo S2 e la sezione del ponte BD, risulta:

dove A_2 e A_{BD} = Area attiva di deflusso alla sezione S2 e BD, rispettivamente;
 A_{pBD} = Area ostruita dalle pile del ponte nella sezione di valle del ponte
 Y_2, Y_{BD} = Distanza verticale tra la superficie idrica ed i baricentri delle aree A_2 e A_{BD}
 g = Accelerazione di gravità

Per l'equilibrio tra le due sezioni di valle (BD) e di monte (BU) del ponte risulta:

$$A_{BD} \bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD} Q_{BD}^2}{g A_{BD}} = A_2 \bar{Y}_2 + \frac{\beta_2 Q_2^2}{g A_2} - A_{pBD} \bar{Y}_{pBD} + F_f - W_x$$

Infine per l'equilibrio tra la sezione di monte del ponte (BD) e quella di monte dell'alveo (S1) risulta:

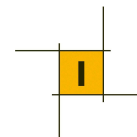
$$A_3 \bar{Y}_3 + \frac{\beta_3 Q_3^2}{g A_3} = A_{BU} \bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} + A_{pBU} \bar{Y}_{pBU} + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{pBU} Q_3^2}{g A_3^2} + F_f - W_x$$

dove C_D è un coefficiente di resistenza per il deflusso della corrente attorno alle pile.

Tale coefficiente viene utilizzato per stimare l'energia necessaria alla corrente per defluire attorno alla pila, dalla separazione del flusso davanti alla struttura, fino alla turbolenza di scia a valle di questa. Alcuni valori del coefficiente di resistenza sono stati determinati tramite studi sperimentali per diverse forme di pile di ponti, come riportato nella tabella seguente.

Coefficiente di resistenza tipica per diversi tipi di pile

Forma della pila	Coefficiente di resistenza C_D
Pile circolari	1.20
Pile allungate con retro semicircolare	1.33
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 2:1	0.60
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 4:1	0.32
Pile ellittiche con rapporto lunghezza-larghezza 8:1	0.29
Pile con fronti squadrate	2.00
Fronte triangolare con angolo di 30°	1.00
Fronte triangolare con angolo di 60°	1.39
Fronte triangolare con angolo di 90°	1.60
Fronte triangolare con angolo di 120°	1.72



Formula di Yarnell

La formula di Yarnell è un'equazione determinata empiricamente ed utilizzata per il calcolo del sovralzo a monte della corrente idrica a seguito del restringimento di sezione dovuto ad un ponte.

La formulazione si basa su oltre 2600 esperimenti su modelli fisici a varia grandezza, realizzati per diverse larghezze e lunghezze di ponti, per diverse forme di pile, nonché per diverse portate ed angoli di incidenza della corrente.

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{V_2^2}{2g}$$

L'espressione è la seguente:

dove: H_{3-2} = Sovralzo del livello idrico da monte a valle del ponte
 K = Coefficiente di forma delle pile
 V_2 = Velocità nella sezione di valle
 α = Rapporto tra l'area ostruita dalle pile nella sezione di valle e l'area totale disponibile al deflusso.

L'equazione di Yarnell dipende dalla forma delle pile, rappresentata dal coefficiente K , dall'area ostruita dalle pile, e dalla velocità dell'acqua. Il metodo risulta indipendente dalla forma della luce del ponte in particolare qualora la perdita di energia risulti principalmente associata alla presenza delle pile. La tabella seguente riporta gli usuali valori del coefficiente K per varie tipologie di pile da ponte.

Coefficiente di Yarnell (K) per diversi tipi di pile

Forma della pila	Coefficiente di Yarnell (K)
Fronte e retro semicirculari	0.90
Pile con coppia di cilindri con setto di collegamento	0.95
Pile con coppia di cilindri senza setto di collegamento	1.05
Fronte e retro triangolari con angolo di 90°	1.05
Fronte e retro squadrati	1.25

Formula di Rehbock

La formula di Rehbock, determinata per via sperimentale, calcola il sovralzo della corrente idrica tramite

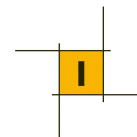
$$\Delta y = K_R(1 - r)V_2^2 / 2g$$

l'espressione:

dove $K_R=1$ per pile e rostri arrotondati e $K_R=2$ per pile a spigoli vivi.

4.4.2. Classe B

Il deflusso di tipo B si verifica nel caso in cui il moto attraverso la sezione ristretta del ponte avviene con il passaggio in condizioni critiche. Tale passaggio può determinare, a seconda delle condizioni di moto della corrente a monte del ponte, una transizione da corrente lenta a corrente veloce (Classe b1) o una transizione da corrente veloce a corrente lenta (Classe b2).



In entrambe le sotto-tipologie di deflusso possono essere utilizzati i metodi dell'equazione di continuità dell'energia e dell'equilibrio del momento della quantità di moto per calcolare i livelli idrici a monte e a valle del ponte.

Per la classe b1 si può inoltre fare ricorso anche ad una formula empirica che fornisce direttamente un

$$y_o = K(Q^2 / (g \cdot b_o^2 \cdot F_{lim}^2))^{1/3}$$

valore ben approssimato dell'altezza a monte:

dove:

- b_o = Larghezza dell'alveo a monte del restringimento
- F_{lim} = Numero di Froude in funzione del rapporto di contrazione r
- K = Coefficiente dipendente dalla forma dell'ostruzione

La tabella sottostante riporta alcuni valori del coefficiente K in funzione della tipologia delle pile.

Valori di coefficiente K per la condizione di moto di classe 1b

Tipo di ostruzione	K
Pile con fronti squadrate	1.135
Pile con fronti triangolari	1.085
Pile con fronti semicircolari	1.050
Contrazione laterale ben accompagnata	1.030-1.020

4.4.3. Classe C

Un deflusso di classe C si verifica nel caso in cui una corrente veloce transita attraverso la sezione ristretta del ponte rimanendo sempre in condizioni di moto veloce. In tale caso il massimo dell'elevazione si ha nella sezione contratta ed è inferiore o al massimo uguale all'altezza critica.

Anche per quest'ultima tipologia di deflusso possono essere utilizzati i metodi dell'equazione di continuità dell'energia e dell'equilibrio del momento della quantità di moto per calcolare i livelli idrici a monte e a valle del ponte.

4.5. Analisi delle interferenze idrauliche

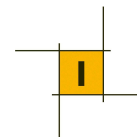
Vengono nel seguito riportati i risultati delle verifiche idrauliche condotte sull'unico corso d'acqua interferito dal tracciato di progetto, il Ru Sec.

4.5.1. Il Ru Sec

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 14 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata in Appendice assieme ai risultati delle modellazioni. Il modello si estende dalla sezione 110, ubicata a monte dell'esistente tombino sul Ru Sec presente nel centro di San Vito, fino alla confluenza nel Boite, per una lunghezza complessiva del tratto modellato pari a 512 m.

Tali sezioni, sono state ricavate dal modello matematico del terreno (DTM), ricavato dal rilievo topografico di dettaglio alla base della progettazione.

La prima simulazione condotta è stata quella finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo delle massime piene in assenza dell'opera da realizzarsi (ante operam), la seconda (post operam) a valutare l'effetto dell'inserimento dell'opera di attraversamento stradale (ponte sul Ru Sec).



Il calcolo dei profili di corrente è stato quindi condotto con la metodologia descritta in precedenza, per i valori di portata relativi ai tempi di ritorno pari a 100-200-300 anni.

Il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, avendo adottato la formulazione di Manning, è stato calcolato con l'espressione di cui al par. 4.3.3 ed assunto pari a:

- $0.040 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{1/3}$ per l'alveo ordinario
- $0.070 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{1/3}$ per le aree golenali

Date le pendenze dell'alveo, si è ipotizzato in prima istanza un regime di moto supercritico, pertanto sono state imposte condizioni al contorno sia a monte che a valle. In particolare:

- come condizione di monte è stata imposta l'altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo
- come condizione di valle, data la vicinanza dell'opera alla confluenza con il Boite, è stato imposto un livello idrico di 960 m s.m, in modo da simulare l'effetto di rigurgito del Boite in piena sul Ru Sec

I risultati della modellazione, riportati in forma numerica nelle tabelle ed in forma grafica nelle figure riportate in Appendice A, mostrano come a seguito della realizzazione del ponte sul Ru Sec, il deflusso della corrente di piena di progetto non risulti influenzato dalla presenza dell'opera. La portata con Tr200 anni transita sotto al ponte di progetto in regime di corrente veloce, con un livello di 975.53 m ed un franco rispetto all'intradosso dell'opera di circa 10 m.

4.6. Analisi del trasporto solido

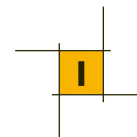
Come ampiamente discusso nella Relazione Geologica allegata al progetto, il corso del Ru Secco è caratterizzato da fenomeni di trasporto solido che possono evolvere in fenomeni di vero e proprio "debris flow". Tali fenomeni sono alla base degli eventi del 2015 che hanno provocato importanti danni nella zona dell'abitato, dove il corso d'acqua scorre tombinato sottopassando la piazza.

Una analisi specifica dei fenomeni di trasporto solido che accompagnano la propagazione delle onde di piena lungo i corsi d'acqua principali è stata sviluppata nello Studio di Compatibilità idraulica del PAT del Comune, dal quale sono estratti alcuni dati, elaborati e commentati nell'ottica dell'inserimento della nuova infrastruttura di progetto. Si deve evidenziare che tale studio è stato realizzato prima degli eventi citati del 2015.

Come è noto, affinché si stabiliscano le condizioni per l'attivazione di fenomeni di trasporto solido di intensità particolarmente elevata (debris flow) devono verificarsi particolari fattori geomorfologici:

- ✓ presenza di coltri detritiche incoerenti, anche se non molto potenti, su versanti ad elevata acclività;
- ✓ alveo con elevata pendenza longitudinale con sponde prive di protezioni/rivestimenti artificiali.

Il primo fattore assicura una notevole disponibilità di materiale solido che va ad alimentare la corrente di fondovalle attraverso un processo di erosione spondale (alimentazione solida laterale distribuita) e/o fenomeni gravitativi di versante concentrati (alimentazione solida laterale concentrata).



Il secondo fattore consente un'elevata capacità di trasporto solido dell'alveo ovvero la possibilità che la corrente sia accompagnata da elevate concentrazioni solide e che ingenti volumi di sedimento si propaghino verso valle.

Il bacino del Ru Secco e la relativa asta torrentizia nella parte a monte dell'abitato presentano entrambi i fattori prima citati. I depositi detritici hanno una granulometria molto grossolana, conseguenza del disfacimento della roccia fratturata, con presenza di blocchi anche di dimensioni notevoli.

Non mancano le cause di innesco, individuabili nei possibili distacchi franosi dai versanti.

Inoltre, la pendenza dell'asta torrentizia, soprattutto a monte dell'abitato, è in grado di fornire una componente gravitativa sufficiente a mantenere in movimento una massa di elevata viscosità come quella che si viene a formare in presenza di colate detritiche.

In alternativa, sono da attendersi processi di trasporto solido iperconcentrato, comunque temibili in quanto capaci, in caso di precipitazioni prolungate, di accumulare progressivamente significativi volumi di sedimento all'interno del collettore.

Nello Studio di Compatibilità idraulica del PAT è stata effettuata una valutazione della capacità di trasporto solido su basi teoriche sulla base di formulazioni che tengono conto delle caratteristiche della corrente e della

disponibilità di sedimento mobilizzabile lungo l'alveo.

Quest'ultima è di difficile determinazione e soggetta a fluttuazioni repentine e imprevedibili (fenomeni franosi, cedimenti spondali, ecc.).

La *capacità di trasporto solido* della corrente viene definita come la massima quantità di sedimento che può essere convogliata verso valle.

Per la valutazione della quantità di materiale mobilizzato nel corso di un evento di piena è possibile fare riferimento alla formula proposta da Schoklitsch (1962):

$$Q_s = \frac{K}{\rho_s} 12^{\frac{3}{2}} (Q - Q_c)$$

dove:

ρ_s è la densità dei sedimenti (kg/m^3);

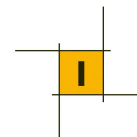
K un parametro che mediamente assume valore pari a 5000;

Q_c è la portata liquida (critica) che innesca il trasporto di fondo (m^3/s).

La portata critica può essere dedotta dalla:

$$Q_c = 0.6 \frac{d_{50}^{1.5}}{i^{7/6}} B$$

Una seconda espressione molto riconosciuta è quella proposta da Smart e Jaeggi (1983), ottenuta da esperienze di laboratorio condotte con concentrazioni solide spinte fino all'inizio della generazione di un debris flow. Tale espressione risulta particolarmente idonea alla modellazione di fenomeni particolarmente critici, per pendenze longitudinali molto elevate:



$$Q_s = 2.5i^{1.6}Q \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau}\right)$$

dove:

Q_s = la portata solida convogliata come trasporto di fondo (m^3/s);

Q = la portata liquida (m^3/s);

i = la pendenza media del collettore (m/m);

τ = lo sforzo tangenziale medio sul contorno in funzione di Q (N/m^2);

τ_c = lo sforzo tangenziale di incipiente trasporto solido (N/m^2).

Le suddette formulazioni sono state utilizzate nello studio del PAT per valutare il volume di sedimento solido che può essere trascinato a valle durante il passaggio di un'onda di piena per quattro torrenti presenti nel territorio comunale: Rio Frates, Rio Chianzia, Ru Secco e Rio Orsolina.

La sezione studiata per il Ru Secco è ubicata a monte dell'abitato, dove il corso d'acqua presenta una pendenza di circa il 20 %. Si è considerata una sezione di larghezza 8 m con sponde inclinate di 1/1.

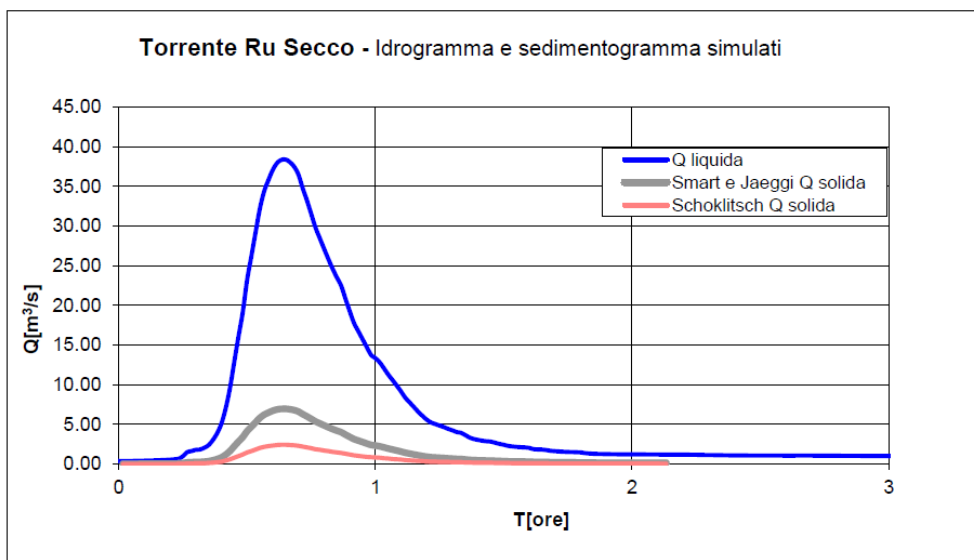
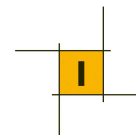
Data l'irregolarità del fondo e le dimensioni grossolane del materiale che costituisce l'alveo, ma soprattutto il contenuto elevato di solido trascinato, la scabrezza idraulica risulta molto elevata e nelle valutazioni idrauliche è stato considerato un coefficiente di scabrezza secondo Strickler pari a $15 m^{1/3}/s$ e un D_{50} di 5 cm.

Il bacino sotteso dal Ru Secco ha un'estensione di $7.05 km^2$. Lo studio del PAT ricava che in occasione dell'evento centenario, una precipitazione di durata oraria è in grado di produrre una portata di picco di $38 m^3/s$. L'equazione di Schoklitsch è stata applicata assumendo: $S=0.1$; $\rho_s = 2600 kg/m^3$.

La portata critica (Q_c) è risultata pari a $Q_c=0.5 m^3/s$, valore piuttosto alto se confrontato con le portate che compaiono negli idrogrammi di piena presi in esame.

Volendo simulare uno scenario particolarmente critico che prevede l'insorgere di fenomeni di trasporto solido iperconcentrato, è stata utilizzata anche la formula di Smart e Jaeggi (1983).

Nella seguente figura viene riportato lo scenario atteso con tempo di ritorno pari a 300 anni per il quale il volume complessivo mobilizzato è stato stimato in poco più di 25 000 e circa 72 000 m^3 rispettivamente per le formulazioni di Schoklitsch (1962) e Smart e Jaeggi (1983).



Qualora si innescassero fenomeni di tipo colata detritica, escludendo il collasso del fondo del canale, rivestito in massi cementati, applicando la formulazione di Costa (1984) si otterrebbero portate di picco circa doppie di quelle calcolate.

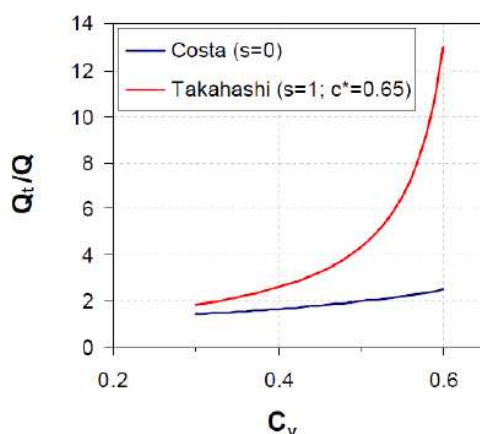
Viceversa, nel caso si verificasse il collasso del fondo varrebbe la formulazione di Takahashi, che fornisce portate pari a 10 volte la portata liquida, come indicato nel grafico seguente.

Takahashi, 1991:

$$Q_{d \max} = Q_{l \max} C_v / (C_v - C)$$

Costa, 1984:

$$Q_{s \max} = Q_{l \max} / (1 - C)$$

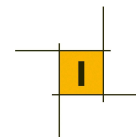


L'acqua liberata dal letto detritico aumenta notevolmente la portata solido-liquida complessiva Q_t .

Rapporto tra la portata totale del debrisflow e la portata liquida per grado di saturazione 0 (formula di Costa) e grado di saturazione 1 (formula di Takahashi) (D'Agostino 2008)

Il meccanismo di innesco di una colata detritica è essenzialmente idraulico. Il modello di innesco utilizzato si compone di un modello idrologico per la stima dei deflussi superficiali, un metodo per stabilire la capacità di questi di mobilitare un deposito di sedimenti di dimensioni e pendenza definite, un modello per la stima della portata di picco di una colata ed un bilancio di massa delle volumetrie solido-liquide.

L'insieme di questi fattori porta alla definizione di un idrogramma solido-liquido.



Il modello di innesco utilizzato nello studio del PAT per la determinazione dell'idrogramma solido liquido di colata detritica per un evento con tempo di ritorno 300 anni si compone di un modello idrologico per la stima dei deflussi superficiali e di una relazione che stabilisce il verificarsi di una colata di detrito note la portata liquida, le caratteristiche morfologiche del canale nel punto di generazione di una colata (larghezza ed inclinazione) e le caratteristiche granulometriche dei sedimenti presenti sul fondo del canale.

Acquisito l'idrogramma liquido si confronta il suo valore di picco Q_p con la portata critica Q_{CRIT} per la formazione della colata (Fig. A.1), determinata mediante relazioni per l'inizio del trasporto ad elevate pendenze.

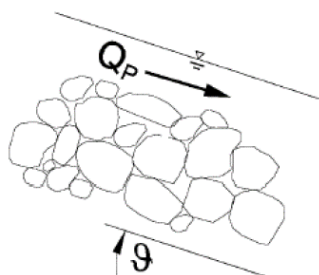


Fig. A. 1 *Trasporto di sedimenti da parte della colata di detrito (Gregoretti – Degetto 2012)*

Se risulta superiore si verifica la colata di detrito e si determina la parte di idrogramma liquido potenzialmente contribuente alla colata (Figura A. 2).

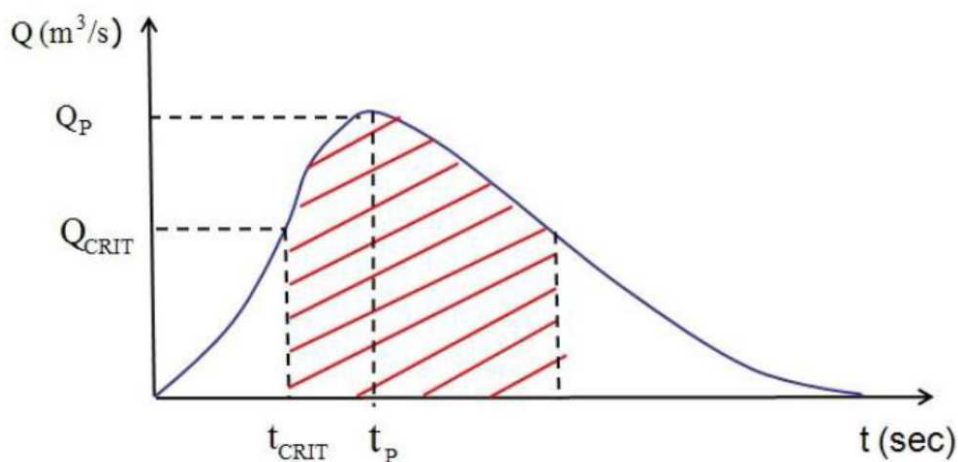


Fig. A. 2 *Volume di deflusso superficiale potenzialmente contribuente alla colata (Gregoretti-Degetto 2012)*

Le relazioni in letteratura che possono essere utilizzate per stimare la portata critica Q_{CRIT} sono rispettivamente quelle di Gregoretti & Dalla Fontana (2008) e Tognacca et al (2000):

$$q_{crit} = 0.78 \frac{d_M^{1.5}}{\tan\theta^{1.27}}$$
$$q_{crit} = 4 \frac{d_M^{1.5}}{\tan\theta^{1.27}}$$

Dove q_{crit} è la portata critica per unità di larghezza, d_M è il diametro medio dei sedimenti e θ l'angolo di inclinazione del canale. Entrambe le relazioni sono state ottenute per via empirica da dati sperimentali di laboratorio, relativi alla fase iniziale della colata la prima ed a una colata pienamente sviluppata la seconda. All'idrogramma solido-liquido, inoltre, vengono associate due possibili forme. La prima è quella dell'idrogramma liquido e la seconda è triangolare con lato ascendente quasi verticale. Il primo tipo di forma è relativo ad idrogrammi solido-liquido in corrispondenza dell'area di formazione di una colata mentre il secondo è relativo ad idrogrammi di una colata già sviluppata.

Il modello per l'individuazione dell'idrogramma liquido e dell'idrogramma solido liquido della colata detritica a partire dai deflussi superficiali costruito nello studio del PAT è stato implementato sulla piattaforma GIS sviluppata da Degetto – Gregoretti (2013) nell'ambito del progetto Interreg IIIb PARAMount dell'Alpine Space Programme.

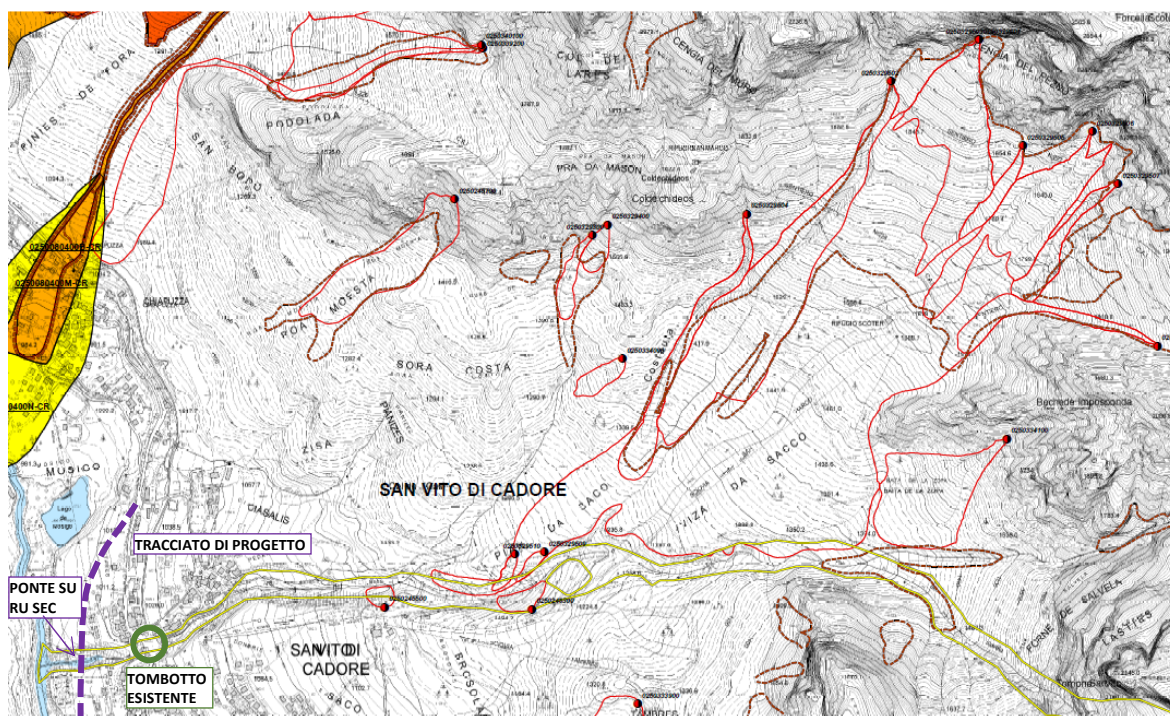


Fig. A. 3 Estratto dal PAI

La sezione di innesco è stata ubicata in modo da simulare l'effetto che potrebbe avere il distacco di una frana dal bacino di produzione segnalato in occasione di una piena del Ru Secco. Tale situazione rappresenta una criticità in quanto in corrispondenza dell'abitato di San Vito di Cadore la sezione utile al deflusso del corso d'acqua subisce un restringimento e poi una ostruzione per la presenza della tombinatura.

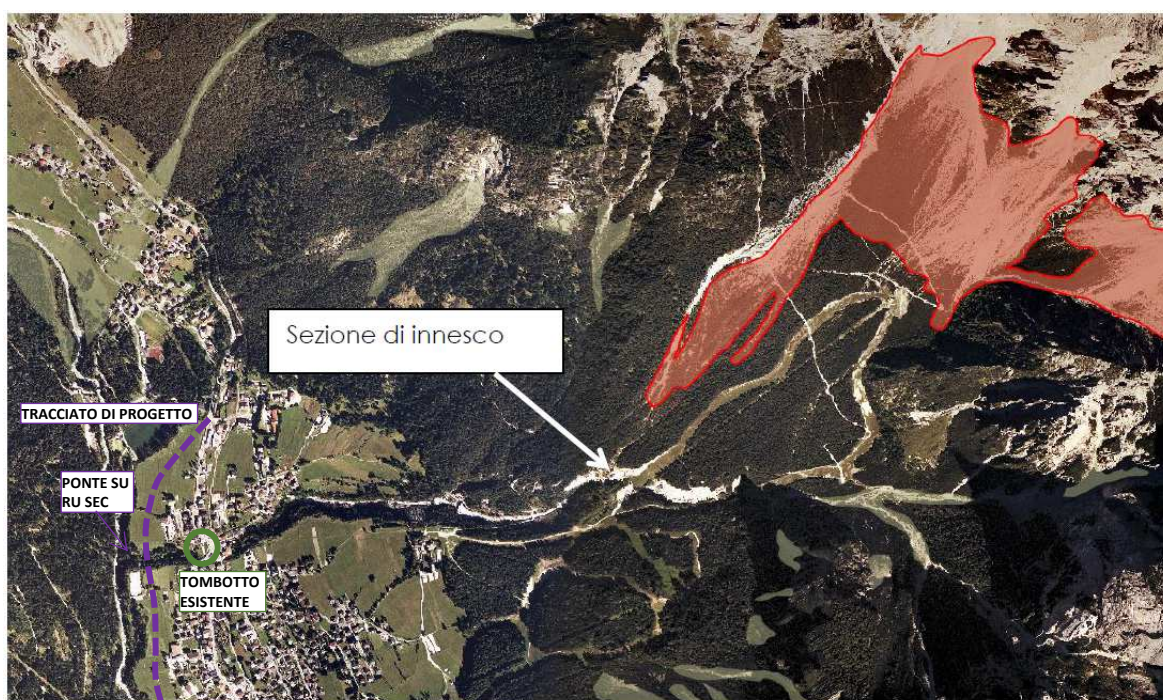
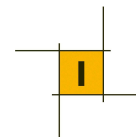


Fig. A. 4 Sezione di innesco rispetto all'infrastruttura di progetto

La sezione di innesco è stata ubicata a quota 1247 mslm.

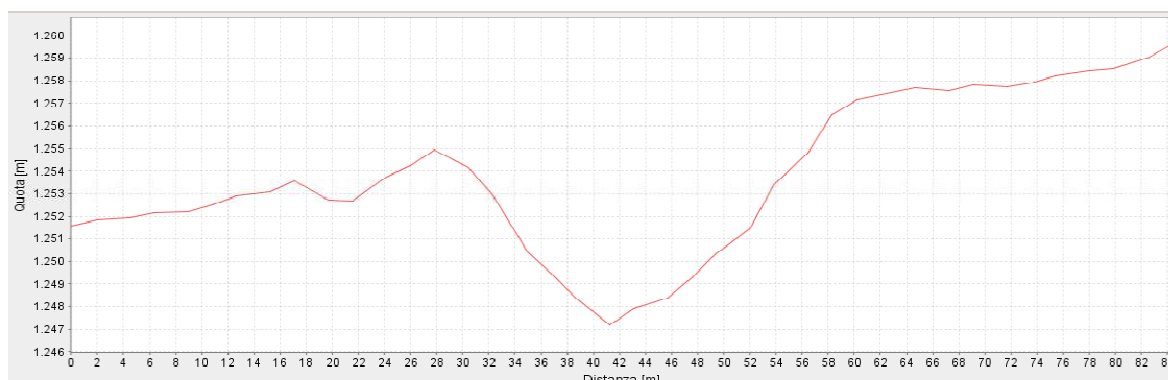


Fig. A. 5 Sezione di innesco

Sulla base del software modellistico utilizzato nella analisi, sono state effettuate le elaborazioni morfologiche necessarie alla caratterizzazione idrografica ed idrologica del bacino, necessarie al calcolo dell'idrogramma liquido. A partire dal DTM globale privo di depressioni, ritagliato sul bacino si ricava l'area drenata, ogni cella viene collegata alla cella della sezione di chiusura attraverso un percorso univoco che, definisce la lunghezza totale del percorso del deflusso superficiale da ogni cella alla sezione di chiusura (lunghezza dei percorsi).

La Figura seguente mostra l'area drenata calcolata col metodo sopra descritto nel tratto di canale a valle della piazza di deposito alta fino al Boite.

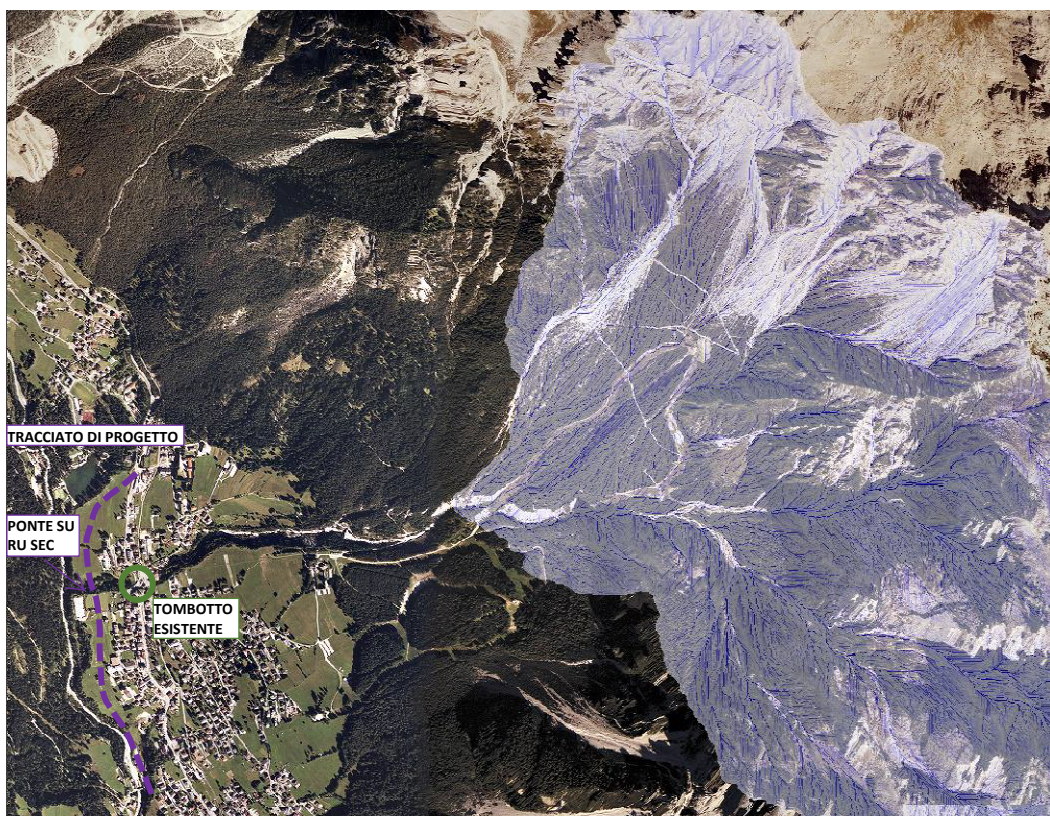
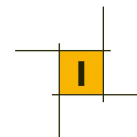


Fig. A. 6 Area drenata rispetto all'infrastruttura di progetto

Le velocità di versante utilizzate nella simulazione sono state ricavate da letteratura scientifica (Gregoretti e Degetto 2012); per le classi di copertura del suolo del bacino si sono utilizzati i valori della seguente Tabella.

Codice copertura del suolo	Descrizione copertura del suolo	Velocità di deflusso della lama d'acqua su versante (m/s)
322	Arbusti e cespugli su suoli ghiaiosi	0.1
332	Rocce e rupi	0.3
333	Aree nude ghiaiose con vegetazione sparsa	0.1
340	Ghiaioni ed erosioni attive	0.1

Per i dati pluviometrici si sono utilizzate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica LSPP di durata inferiore all'ora, della stazione meteorologica di Faloria ubicata a 2 240 m s.l.m

La velocità nella rete di drenaggio è assunta pari a quella corrispondente al picco simulato nella sezione di innesco calcolata tramite la legge di Gauckler-Strickler con coefficiente di scabrezza pari a $9^{1/3}$ m/s.

Idrogramma di debris flow

In assenza di rilievi eseguiti in campo, per la stima dei parametri sedimentologici della zona di innesco sono stati utilizzati valori di letteratura. In particolare si è fatto riferimento allo Studio interdisciplinare idraulico ed idrologico del bacino del Rio Chiesa (Regione Veneto – Genio Civile di Belluno 2009).

Nella sezione di innesco per i depositi detritici è stato assunto un diametro medio $d_M = 0.104$ m. La larghezza della sezione di deflusso B è pari a 5 m, mentre la pendenza s è pari al 20%.

La carta delle pendenze dal bacino di produzione è stata determinata mediante le analisi GIS.

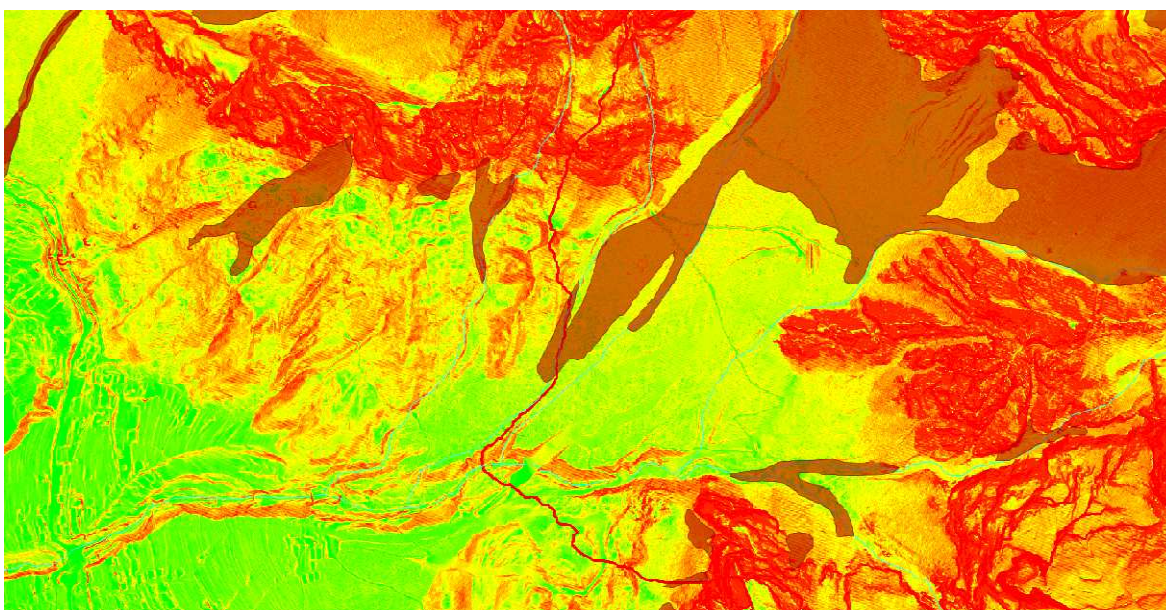
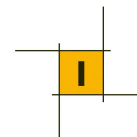
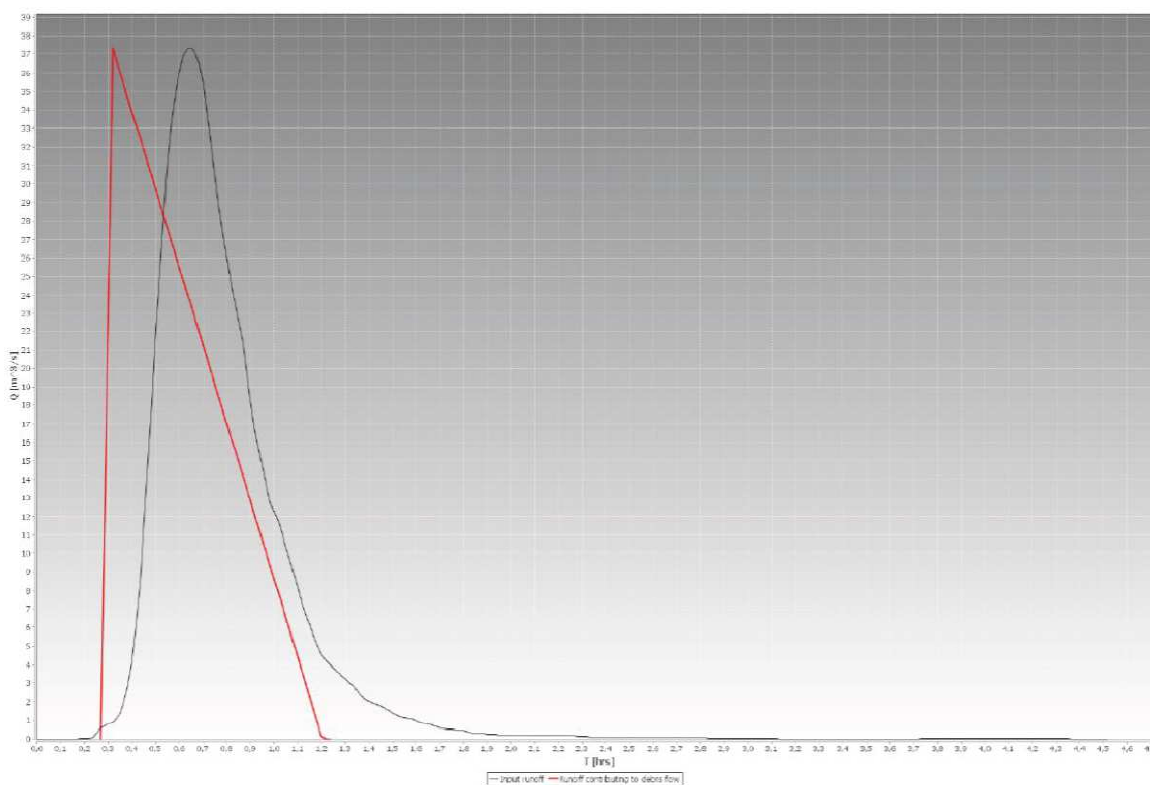


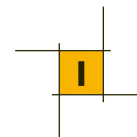
Fig. A. 7 Carta delle pendenze

Per quanto riguarda la concentrazione volumetrica dei sedimenti del deposito si è fatto riferimento a quelle di Gregoretti et al (2012) relative agli studi condotti sulla valle del Boite.

L'idrogramma solido liquido risultante dalle elaborazioni condotte è indicato nella seguente figura. La simulazione indica la **possibilità di innesco di un debris flow, alla portata critica 0.61 m³/s.**



Complessivamente vengono movimentati circa 5700 m³ di materiale solido che corrispondono ad una concentrazione media di 0.082.



Tale valore induce a considerare il fenomeno come al limite con il trasporto solido iperconcentrato. Confrontando questi risultati con le altre analisi riportate nello studio di Compatibilità Idraulica del PAT, si evidenzia che questo valore è decisamente inferiore a quello indicato per la frana di Chiappuzza, per la quale si stima un volume movimentabile di 26500 m³ di materiale solido.

Considerazioni circa l'interazione con la nuova infrastruttura.

Come evidenziato in precedenza e richiamato anche nello studio di Compatibilità Idraulica del PAT, l'evoluzione del debris flow del Ru Secco troverebbe nella tombinatura del paese una strozzatura che provocherebbe una possibile tracimazione (come sembra essere successo nell'evento del 2015). Questa situazione è ben evidenziata dalle figure A.4 e A.6.

L'infrastruttura di progetto si trova a valle del paese, quindi in un certo senso "protetta" dalla sorta di argine provocata dal piazzale del paese.

Peraltro la larghezza dell'alveo del torrente a valle dell'abitato è ben maggiore di quella, molto stretta, del tronco di alveo a monte dell'abitato stesso, con una larghezza sul fondo tra 30 e 40m e una ampiezza tra i due cigli delle sponde di circa 80m.

Per valutare l'interferenza della nuova opera si possono seguire due strade, una di tipo fisico-geometrico e l'altra di analisi idraulica semplificata.

La prima considerazione che si può fare, in maniera empirica, è quella di valutare una ipotesi, da ritenere poco realistica, che l'intero volume di 5700 m³ di materiale solido mobilizzabile possa defluire lungo l'alveo a valle (dopo aver attraversato il paese e/o defluito al di sotto della tombinatura). Questa colata si dovrebbe propagare a valle con una lingua la cui lunghezza dipenderà da vari fattori (velocità, pendenza, scabrezza delle superfici, densità della colata, ecc..).

La soluzione progettuale per l'attraversamento del Ru Secco è stata quella di realizzare un ponte ad unica luce a profilo arcuato molto snello, con le spalle posizionate e incassate nelle sponde in modo da non interferire minimamente con il regime idraulico del torrente e con il suo eventuale trasporto solido.

Assumendo un franco di 2m sotto l'estradosso del ponte, rimarrebbe una sezione libera di deflusso di circa 500 metri quadri (vedi sezione schematica seguente). Basterebbe quindi che la colata si propagasse con una lingua di una decina di metri di lunghezza affinché la colata stessa defluisca senza interagire con il ponte.

Si ritiene che una lingua di 10m di lunghezza sia alquanto improbabile poiché le colate si propagano in genere su corpi molto più allungati. Si ribadisce inoltre la scarsa probabilità (o inverosimiglianza) che il debris flow potenziale possa superare la strozzatura del paese mantenendo le stesse potenzialità di trasporto e le stesse caratteristiche geometriche e cinematiche fino al ponte di progetto.

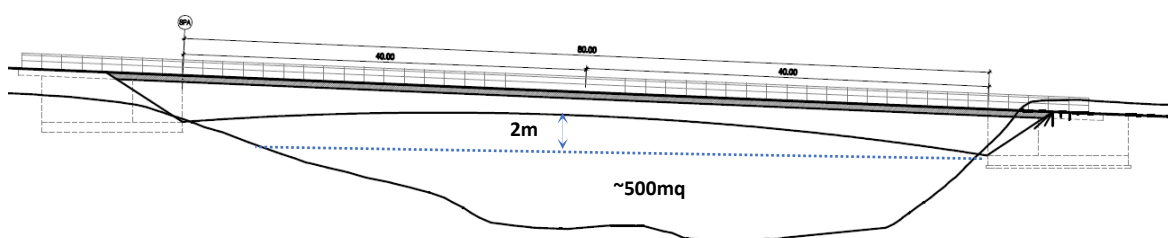


Fig. A.8 Soluzione del ponte sul Ru secco proposto nel progetto definitivo

Anche con queste ipotesi si può tuttavia ritenere che le condizioni di pericolo connesse ai fenomeni di debris flow rispetto all'inserimento dell'infrastruttura siano non significative.

Un'altra strada è quella di stimare la portata solido-liquida con i metodi prima descritti e poi procedere con la modellazione idraulica, con gli stessi criteri già sviluppati in precedenza.

La portata solida nella sezione d'innescò può essere ricavata dalla relazione Schoklitsch citata in precedenza

$$Q_s = \frac{K}{\rho_s} i^{\frac{3}{2}} (Q - Q_c)$$

Da cui si ottiene, considerando (cautelativamente) una pendenza del 30% (superiore al 20% effettivo e ben superiore alla pendenza nel tratto di attraversamento del ponte) e una portata Q 300ennale ($50.62 \text{ m}^3/\text{s}$):

- $Q_s = 15.8 \text{ m}^3/\text{s}$

che rappresenta il 30% circa del valore della portata $t_R = 300$ anni.

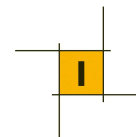
Sulla base di queste valutazioni, la modellazione idraulica è stata ripetuta considerando un aumento della portata trecentennale del 30%.

Ad ulteriore cautela, le analisi sono state ripetute considerando un aumento della portata trecentennale del 100% (raddoppio della portata).

In entrambi i casi la modellazione è stata effettuata considerando un flusso già transitato a valle del paese, cioè nell'ipotesi che la tominatura non esista, quindi l'ipotesi limite che venga realizzato un "varco" nel paese che lasci transitare liberamente la portata (si tratta ovviamente di una ipotesi quasi irrealistica).

In entrambi i casi i risultati indicano che le portate $t_R = 300$ anni aumentate del 30% e del 100% defluiscono sotto il ponte lasciando una luce libera sotto l'intradosso rispettivamente di 9.41 m e 9.18 m, ampiamente soddisfacenti e di assoluta garanzia.

Si ricorda ancora che le assunzioni circa le portate, le pendenze e le condizioni di deflusso attraverso il paese provengono da ipotesi ultra-cautelative, al limite del realistico, ma quindi (a maggior ragione) di assoluta garanzia per la **sicurezza dell'infrastruttura e per la dimostrazione dell'assenza di interferenze del ponte di progetto con le portate del Ru Secco.**



5. INVARIANZA IDRAULICA

Secondo il principio dell'invarianza idraulica, previsto dall'Allegato A della DGR 2948/09 "Modalità operative ed indicazioni tecniche relative alla valutazione di compatibilità idraulica per la redazione di strumenti urbanistici", per ogni intervento che trasformi la risposta idrologica del suolo (variazione del coefficiente di deflusso) deve essere prevista l'adozione di misure di mitigazione del rischio idraulico allo scopo di "trattenere le acque piovane per il tempo necessario a consentire un regolare smaltimento nella rete fognaria".

In particolare l'allegato introduce la seguente classificazione dimensionale degli interventi urbanistici in base alla quale scegliere il tipo di indagine idraulica da svolgere e le tipologie dei dispositivi da adottare (la superficie di riferimento è quella per la quale è prevista la modificazione di uso del suolo):

id	Classe di intervento	Definizione
0	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
1	Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 ha e 1 ha
2	Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha e interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con Imp. < 0.3
3	Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con Imp. > 0.3

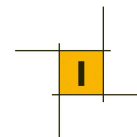
L'intervento in esame ricade nella classe 2, andando ad interessare una superficie di estensione pari a circa 3.3 ha, dei quali circa 2.8 pavimentati. Di questi, circa 0.5 ha sono in galleria e pertanto non contribuiscono alla formazione del deflusso superficiale.

Per definire gli interventi di mitigazione va innanzitutto valutata la variazione di coefficiente udometrico e le portate aggiuntive correlate alla realizzazione dell'intervento di progetto, secondo la formula razionale:

$$Q = h(Tr) S \varphi / t_p$$

Il valore di portata di riferimento è quello relativo ad un evento meteorico con $Tr = 50$ anni.

La Delibera stabilisce che i coefficienti di deflusso φ , ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti pari a 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,.....). Si ottiene la variazione riportata nella tabella seguente:



uso del suolo	φ	Superficie Ante operam	Superficie Post operam
		[m ²]	[m ²]
Impermeabile	0.9	8100	23000
Aree verdi	0.2	22000	10000
Aree agricole	0.1	2900	0
Cx deflusso medio		0.363	0.688

Il sistema di drenaggio, come descritto al paragrafo precedente, prevede la captazione delle portate generate dalla piattaforma stradale, che sono inviate alle vasche di prima pioggia prima di essere reimmesse nel reticolo idrografico.

Nel caso in esame, i recapiti finali delle acque di piattaforma in uscita dalla vasca di trattamento non sono costituiti dalla rete fognaria, bensì sono:

- torrente Ru Sec, in cui vengono immesse le portate provenienti da circa 9400 m² di superficie di cui circa 8400 pavimentata;
- Torrente Boite, in cui vengono immesse le portate provenienti da circa 17000 m² di superficie di cui circa 14700 pavimentata;

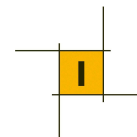
La Delibera afferma che:

“Nei casi in cui lo scarico delle acque meteoriche da una superficie giunga direttamente al mare o ad altro corpo idrico il cui livello non risulti influenzato dagli apporti meteorici, l'invarianza idraulica delle trasformazioni delle superfici è implicitamente garantita a prescindere dalla realizzazione di dispositivi di laminazione”

Nel caso in esame, l'infrastruttura di progetto corre in stretta adiacenza del torrente Boite e del torrente Ru Sec i quali presentano rispettivamente dei bacini di estensione 244 km² 9 km² circa, quindi di estensione molto superiore a quella delle aree interessate dall'incremento di coefficiente di deflusso.

Il Ru Sec, come calcolato nei paragrafi precedenti, presenta una portata Q₅₀ valutata in 32.48 m³/s, con coefficiente udometrico di 3.66 m³/s/km².

La portata Q₅₀ del Boite può essere ricavata con buona approssimazione applicando la formula di regionalizzazione fornita dall'Autorità di Bacino, che ha effettuato studi relativi alla regionalizzazione delle portate estreme finalizzati alla stima delle portate massime caratterizzate da prefissati tempi di ritorno in sezioni di corsi d'acqua naturali per le quali non esistono dati sperimentali e sia comunque incerta la loro valutazione, basata al più sulle classiche formule di letteratura.



Sono state individuate le seguenti equazioni di regionalizzazione delle portate estreme.

Per la portata massima media giornaliera si utilizza l'equazione:

$$\bar{Q} = Q_0(x)S * [1 + 0,5 * Y(T_r)]$$

dove

- S è la superficie del bacino
- $Q_0(x)$ è un parametro i cui valori sono stati determinati per zone in cui esso può ritenersi pressoché costante. Per la maggior parte del bacino dell'Alto Piave si è osservato che tale parametro assume un valore medio pari a circa 0,15.
- Y è la variabile ridotta secondo Gumbel, $Y(T_r) = -\ln(-\ln(1-1/T_r))$

mentre per ottenere la portata al colmo, la precedente è da combinare con un'ulteriore equazione che tenga conto del rapporto tra la portata al colmo e la portata massima media giornaliera, così strutturata:

$$Q_c = \bar{Q} * (1 + 30 * S^{-0,5})$$

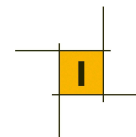
Combinando tra loro le due equazioni, la portata al colmo può essere scritta conseguentemente nel modo seguente:

$$Q_c = Q_0(x)S * [1 + 0,5 * Y(T_r)] * (1 + 30 * S^{-0,5})$$

Per il bacino del Boite si ottiene:

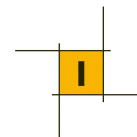
Sezione	Superficie Bacino [km ²]	Tc [ore]	Q ₅₀ [m ³ /s]	u ₅₀ [m ³ /s/km ²]
Boite a Chiapuzza	244.24	4.52	316	1.29
Boite a Villanova	297.37	5.06	361	1.21

Per valutare l'effetto della variazione del coefficiente di deflusso sul regime dei recettori, si valuta l'incremento di portata corrispondente per un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino del recettore ed un tempo di ritorno pari a 50 anni. Si ottiene:



torrente	Superficie Bacino [km ²]	Superficie stradale [m ²]	Tc [ore]	Q ₅₀ [m ³ /s]	Q stradale[m ³ /s]	ΔQ ₅₀ %
Boite a Chiapuzza	244.24	17000	4.52	316	0.053	0.017%
Ru Sec a San Vito	8.88	9400	0.78	32.48	0.078	0.24%

L'incremento di portate dovuto alla superficie stradale ammonta allo 0.05% della portata del Boite e allo 0.25% della portata del Ru Sec, con un impatto pertanto trascurabile sul regime idraulico dei suddetti corpi idrici. Pertanto l'invarianza idraulica è implicitamente garantita.



6. CONCLUSIONI

Nella presente Relazione, partendo dall'analisi del quadro normativo di riferimento, sono stati analizzati i vincoli in materia di compatibilità idraulica cui l'infrastruttura in progetto è soggetta.

Per le verifiche di compatibilità del ponte sul Ru Sec è stata utilizzata una modellazione in moto permanente monodimensionale confrontando le dinamiche di propagazione della piena nella configurazione ante-operam e post-operam per un evento con tempo di ritorno pari a 200 anni.

Le analisi sono state ripetute nell'ipotesi di trasporto solido derivati da fenomeni di colate di detrito, con assunzioni molto cautelative che prevedono un aumento delle portate del 30% e del 100% rispetto alle portate con tempo di ritorno 300 anni.

In tutti i casi si è verificato che per il ponte in progetto:

- non si rileva incremento della pericolosità o del rischio idraulico;
- viene abbondantemente garantito il franco idraulico di sicurezza

Per quanto attiene gli attraversamenti dei corsi d'acqua minori si è altresì verificato che il deflusso nei manufatti (tombini) sia garantito con adeguato franco di sicurezza anche per tenere conto del possibile trasporto solido e con sezioni tali da garantire la facilità di accesso per periodiche manutenzioni.

ooooo

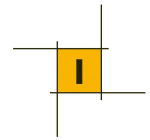
In conclusione, la variante oggetto del presente studio riguarda il progetto definitivo dell' "Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore" lungo la S.S. 51 di Alemagna compreso tra gli interventi del Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021.

Sulla base delle indagini condotte:

- 1) il tracciato in variante urbanistica oggetto della presente relazione non ricade in aree da ritenersi pericolose idraulicamente; in particolare il progetto in variante alla strumentazione vigente risulta compatibile alle norme tecniche del Piano di Assetto Idrogeologico, in accordo alle segnalazioni di pericolosità idraulica ivi condotte.
- 2) I volumi destinati alla laminazione delle acque di piattaforma risultano sufficienti a garantire il principio dell'invarianza idraulica, così come definito nel DGRV 2948/2009.

Ciò posto assevera che il progetto in variante urbanistica risulta compatibile idraulicamente ai sensi della DGRV 2948/2009 e di ciò si chiede di prendere atto.

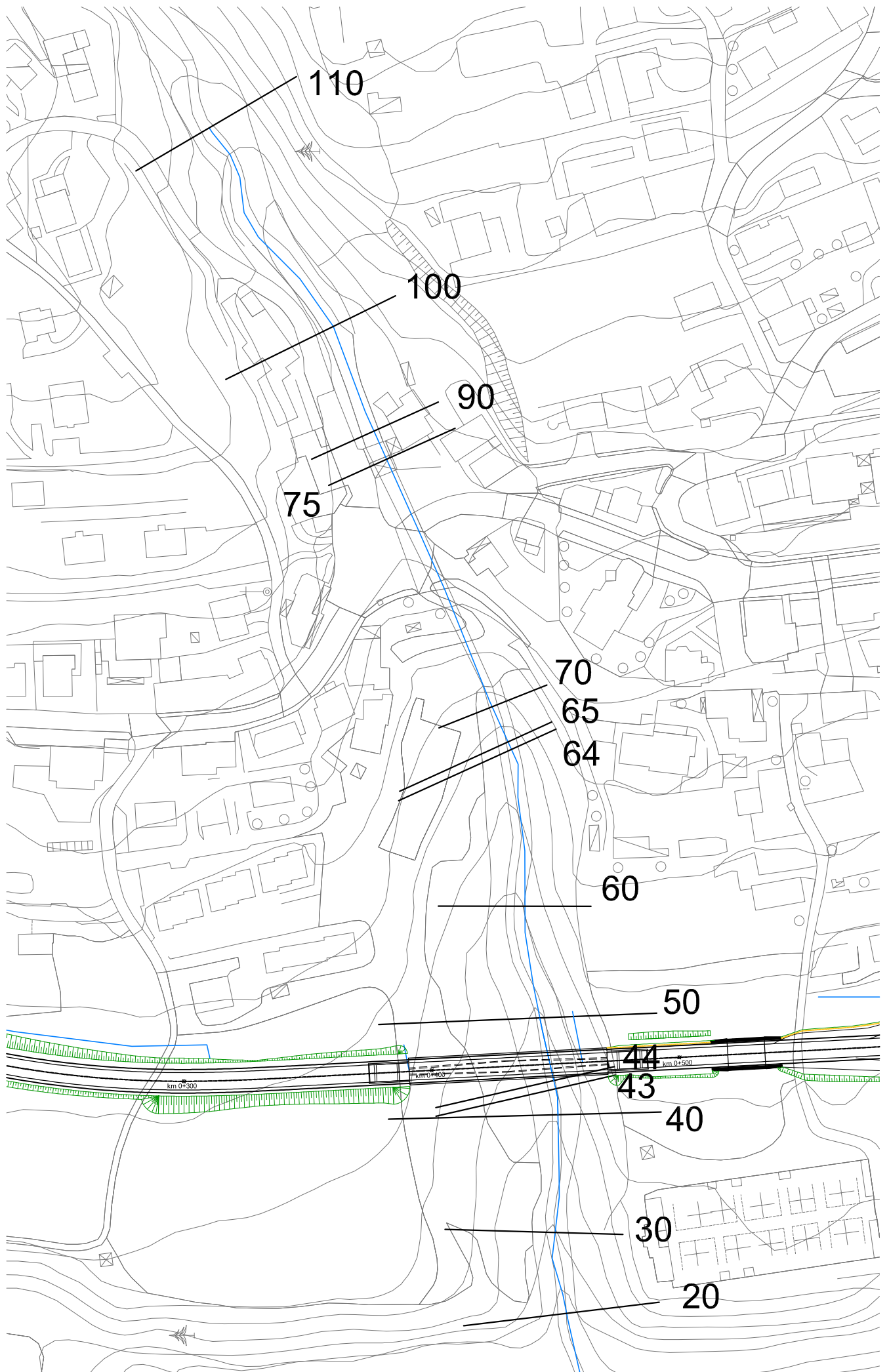
Sarà nostra cura trasmettere alla U.O. Genio Civile di Belluno la documentazione progettuale aggiornata secondo le indicazioni che verranno prescritte dalla Regione del Veneto o imposte da altre Amministrazioni in sede autorizzativa per dare conclusione all'iter approvativo.



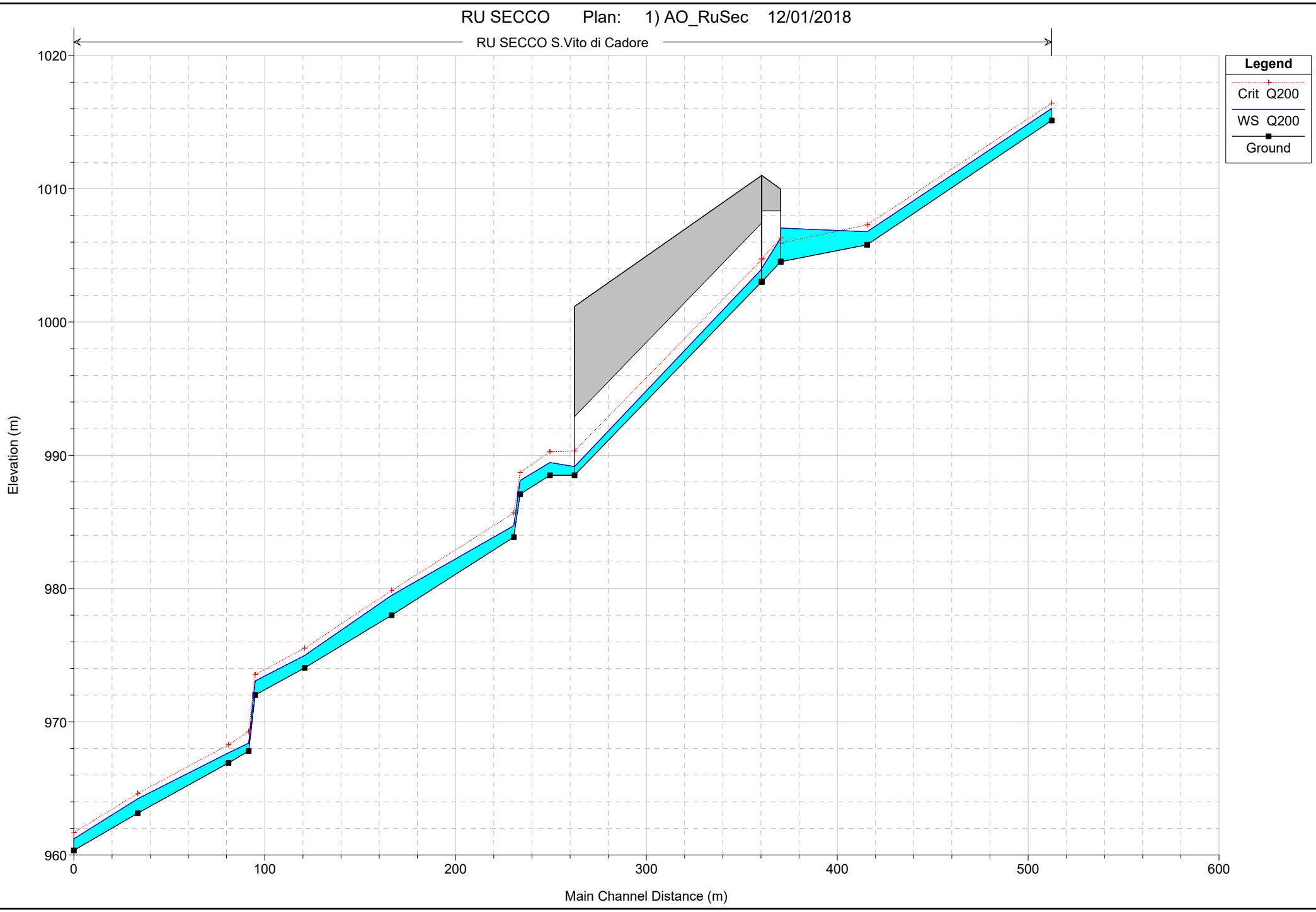
7. APPENDICE: RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA RU SEC

- Planimetria con ubicazione sezioni

- **Piena Q_{200}**
 - Tabulato di calcolo torrente Ru Sec (ante operam)
 - Profilo longitudinale torrente Ru Sec (ante operam)
 - Sezioni trasversali torrente Ru Sec (ante operam)
 - Tabulato di calcolo torrente Ru Sec (post operam)
 - Profilo longitudinale torrente Ru Sec (post operam)
 - Sezioni trasversali torrente Ru Sec (post operam)

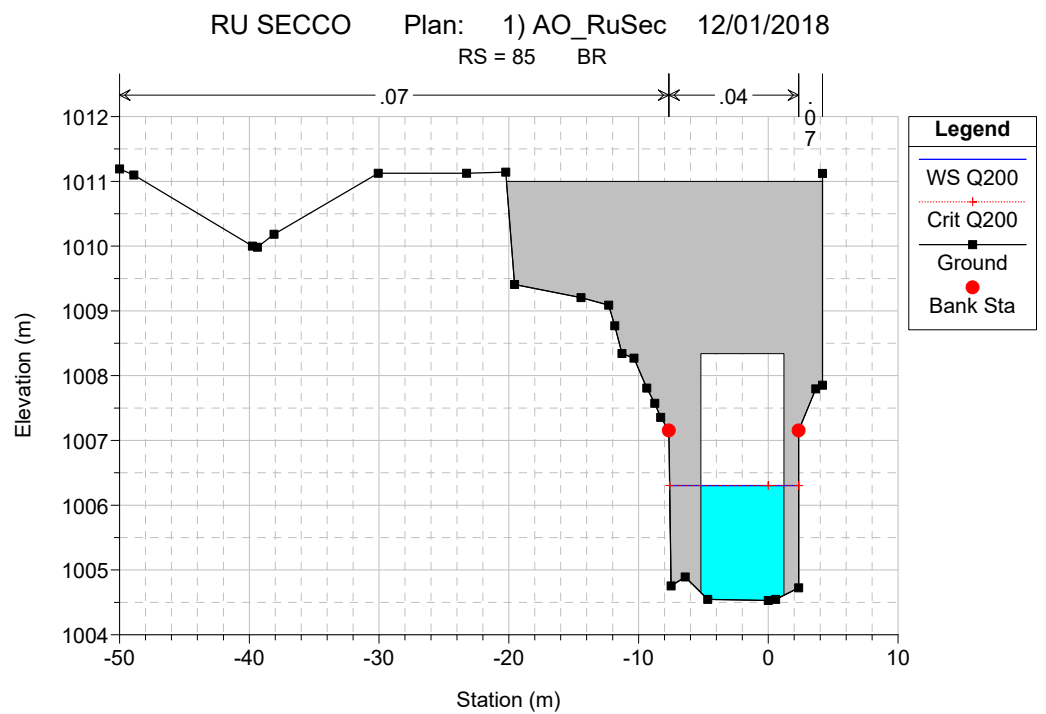
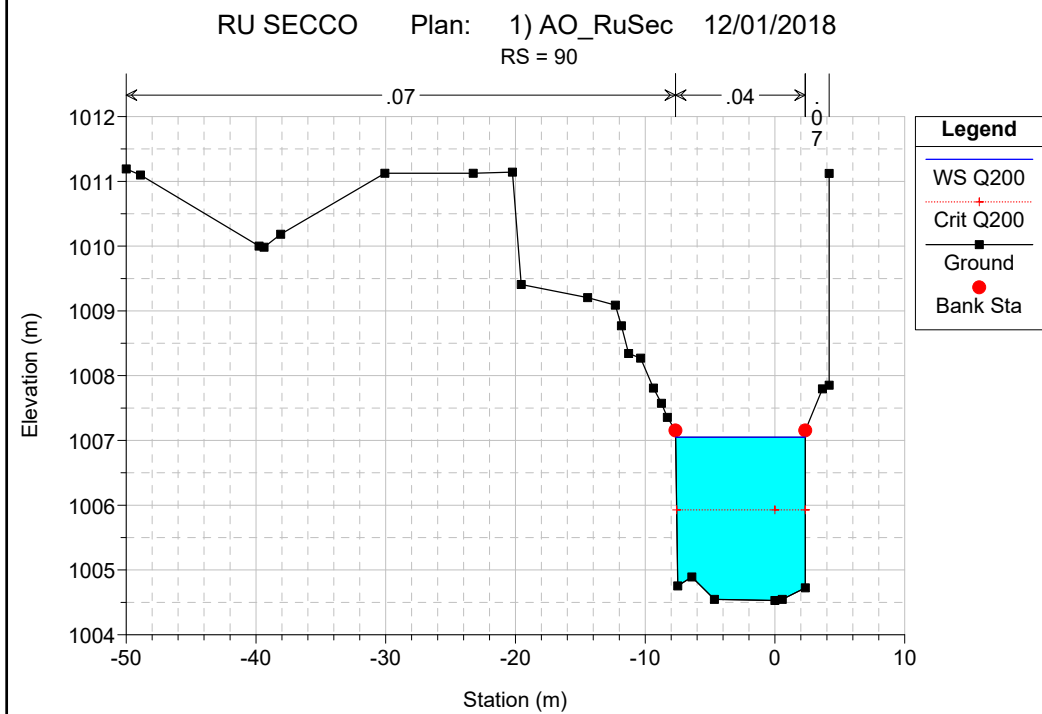
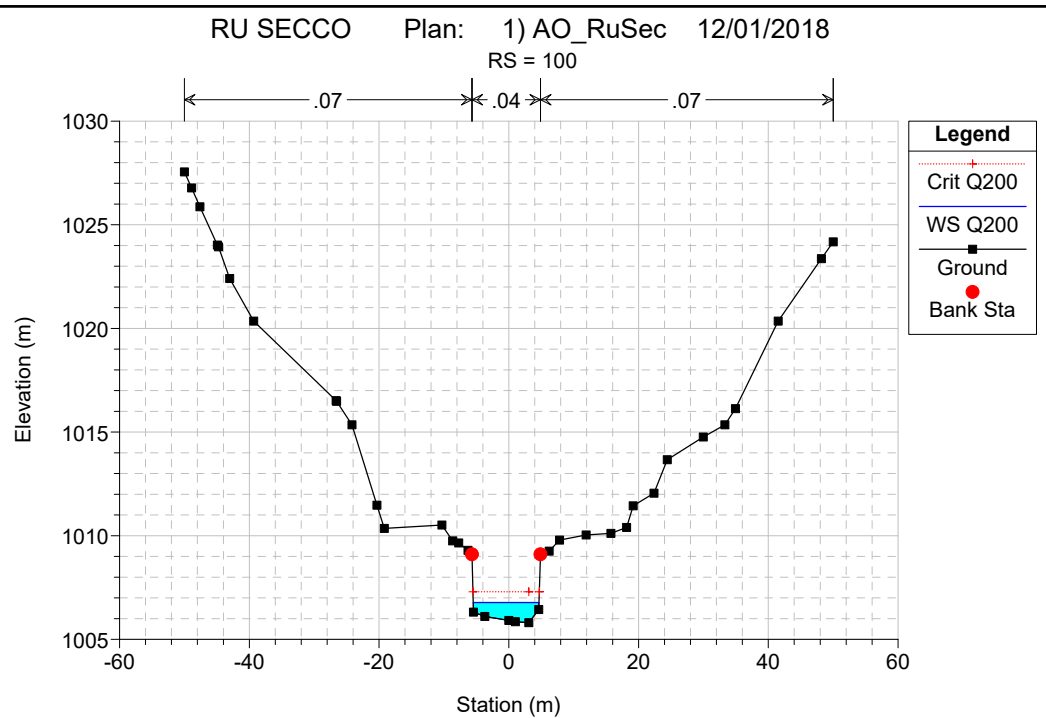
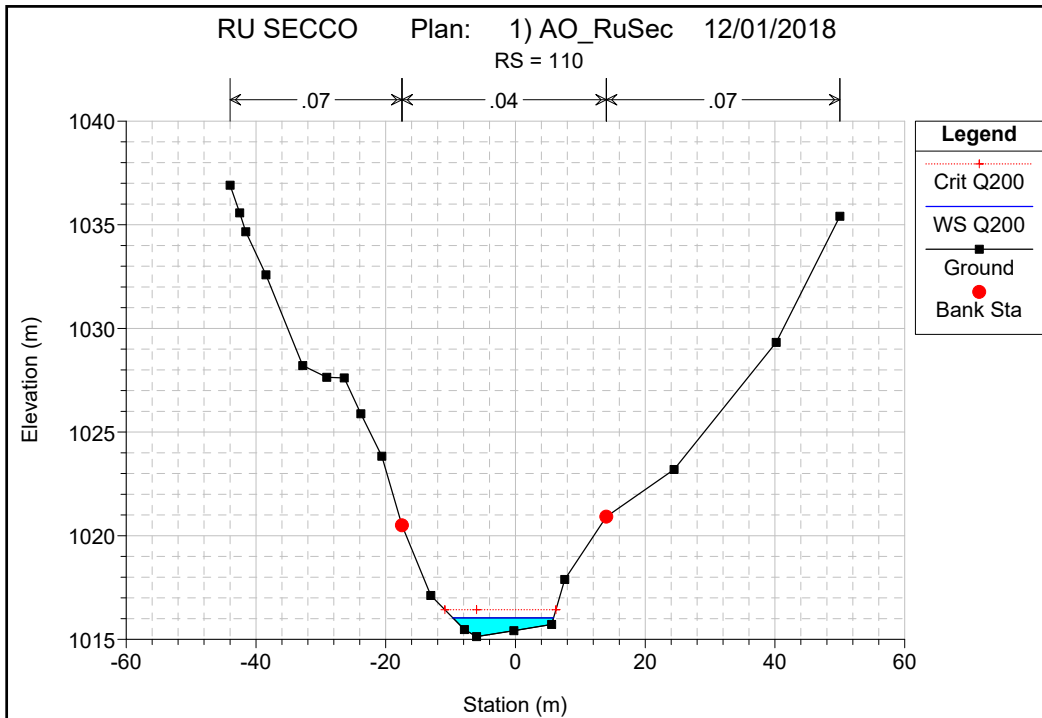


Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
S.Vito di Cadore	110	Q200	46.33	1015.13	1016.03	1016.43	1017.39	0.090002	5.16	8.99	15.50	2.16
S.Vito di Cadore	100	Q200	46.33	1005.80	1006.78	1007.30	1008.60	0.090897	5.97	7.76	10.13	2.18
S.Vito di Cadore	90	Q200	46.33	1004.53	1007.05	1005.93	1007.24	0.003018	1.92	24.07	9.99	0.40
S.Vito di Cadore	85	Bridge										
S.Vito di Cadore	80	Q200	46.33	1003.02	1003.94	1004.66	1006.56	0.125146	7.17	6.46	7.00	2.38
S.Vito di Cadore	75	Bridge										
S.Vito di Cadore	70	Q200	46.33	988.50	989.45	990.27	992.58	0.155282	7.84	5.91	7.62	2.84
S.Vito di Cadore	65	Q200	46.33	987.08	988.11	988.72	990.30	0.107743	6.57	7.05	9.30	2.41
S.Vito di Cadore	64	Q200	46.33	983.86	984.72	985.67	989.50	0.280545	9.69	4.78	7.19	3.79
S.Vito di Cadore	60	Q200	46.33	978.00	979.49	979.86	980.64	0.067404	4.76	9.74	13.93	1.82
S.Vito di Cadore	50	Q200	46.33	974.04	974.98	975.53	976.83	0.101834	6.03	7.68	11.39	2.35
S.Vito di Cadore	44	Q200	46.33	972.01	973.06	973.55	974.58	0.069112	5.52	9.25	16.85	1.96
S.Vito di Cadore	43	Q200	46.33	967.80	968.39	969.25	973.71	0.476309	10.21	4.54	9.59	4.74
S.Vito di Cadore	40	Q200	46.33	966.91	967.67	968.28	970.12	0.161723	6.94	6.68	11.40	2.89
S.Vito di Cadore	30	Q200	46.33	963.15	964.23	964.62	965.51	0.056842	5.03	9.22	11.51	1.79
S.Vito di Cadore	20	Q200	46.33	960.35	961.21	961.69	962.92	0.107253	5.79	8.00	13.27	2.38



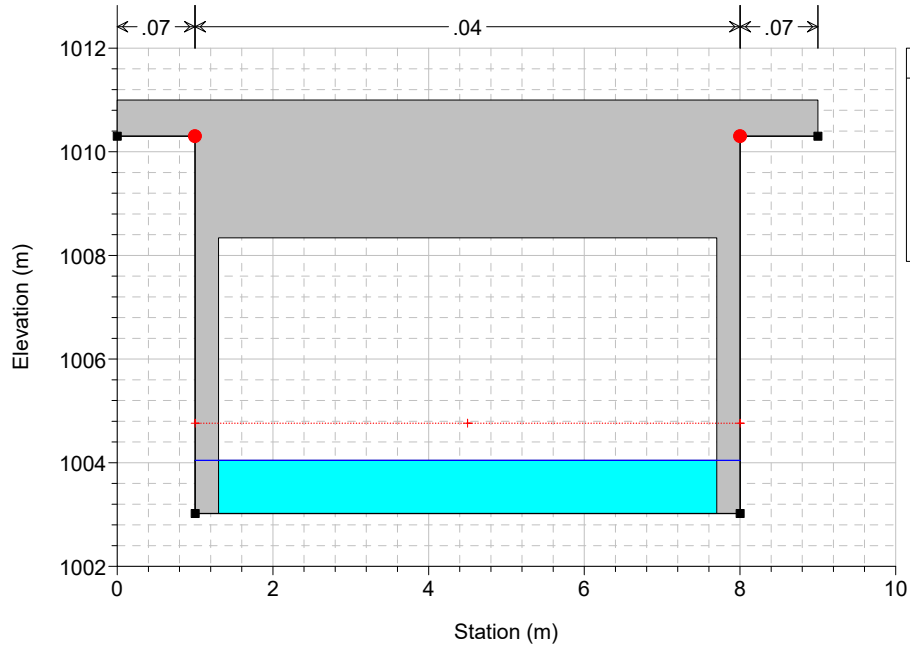
Legend

- Crit Q200
- WS Q200
- Ground



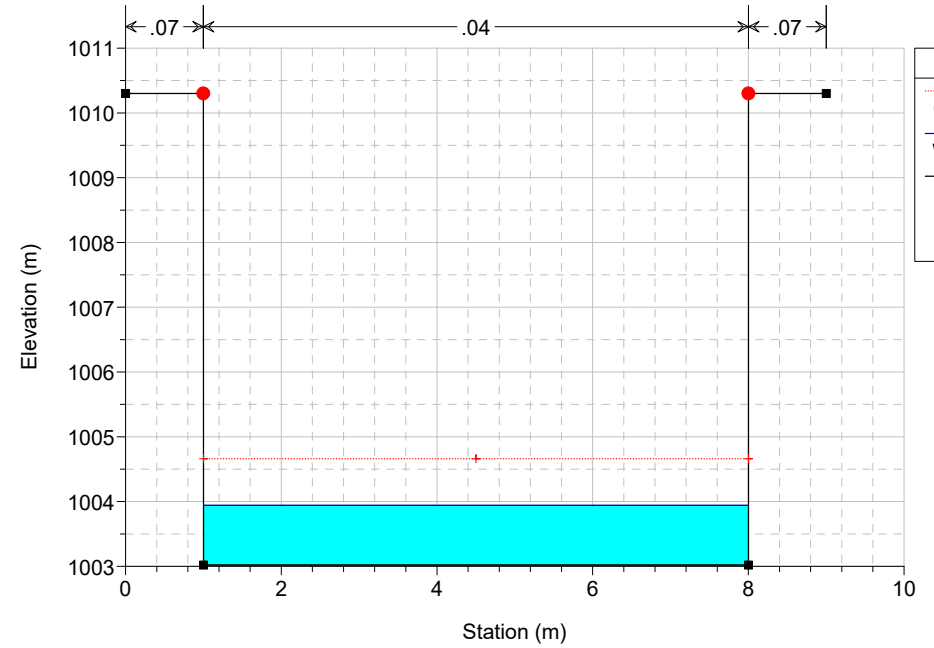
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 85 BR



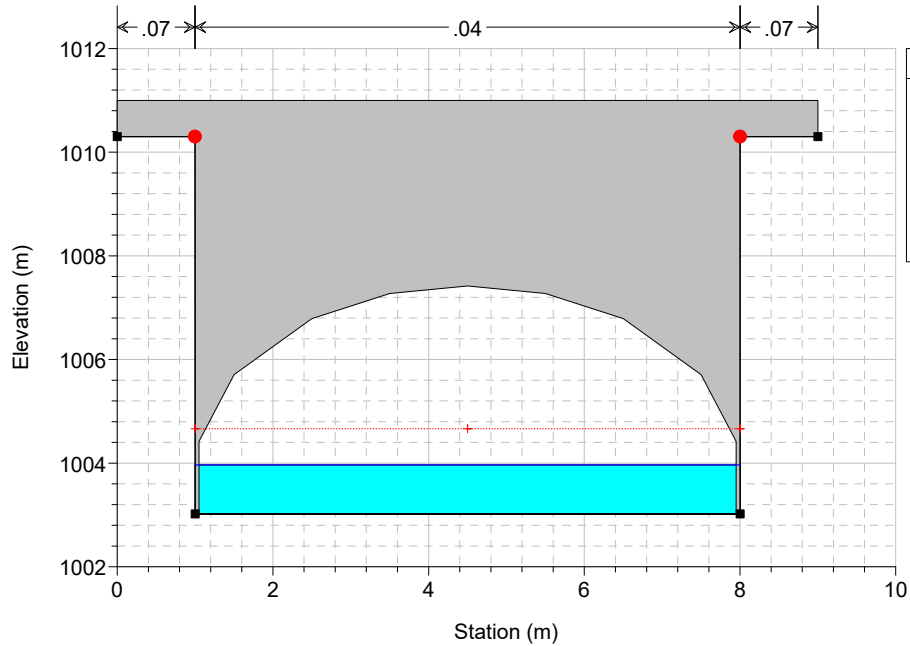
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 80



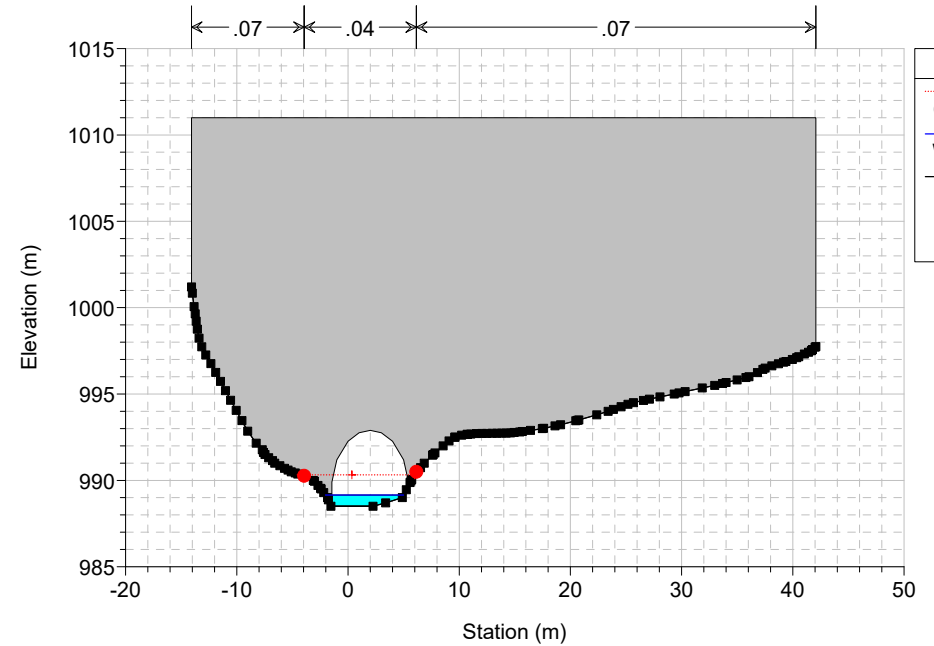
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 75 BR

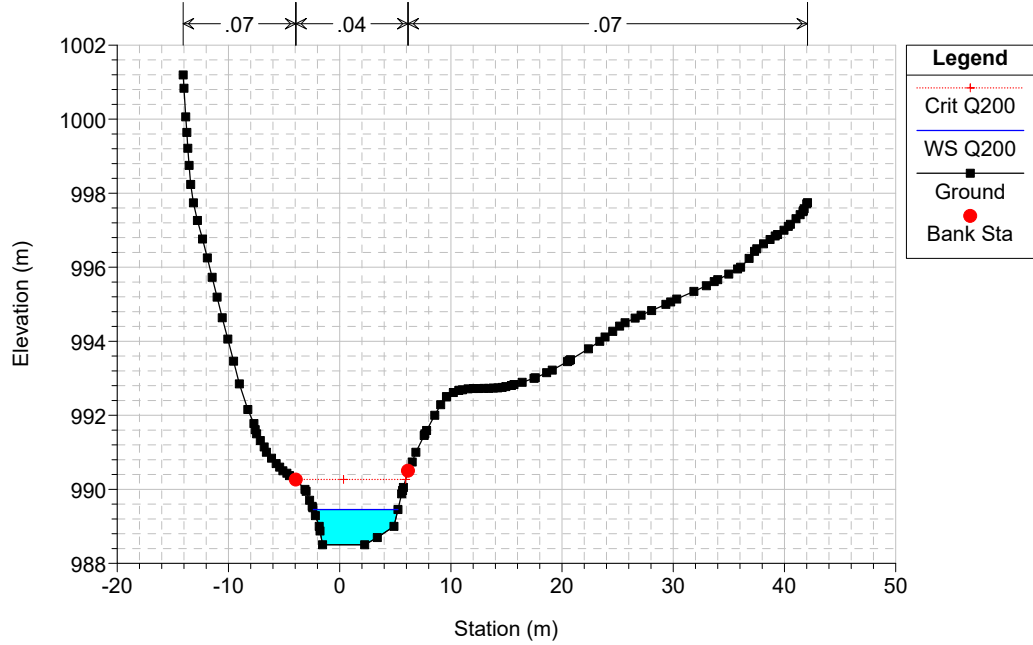


RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

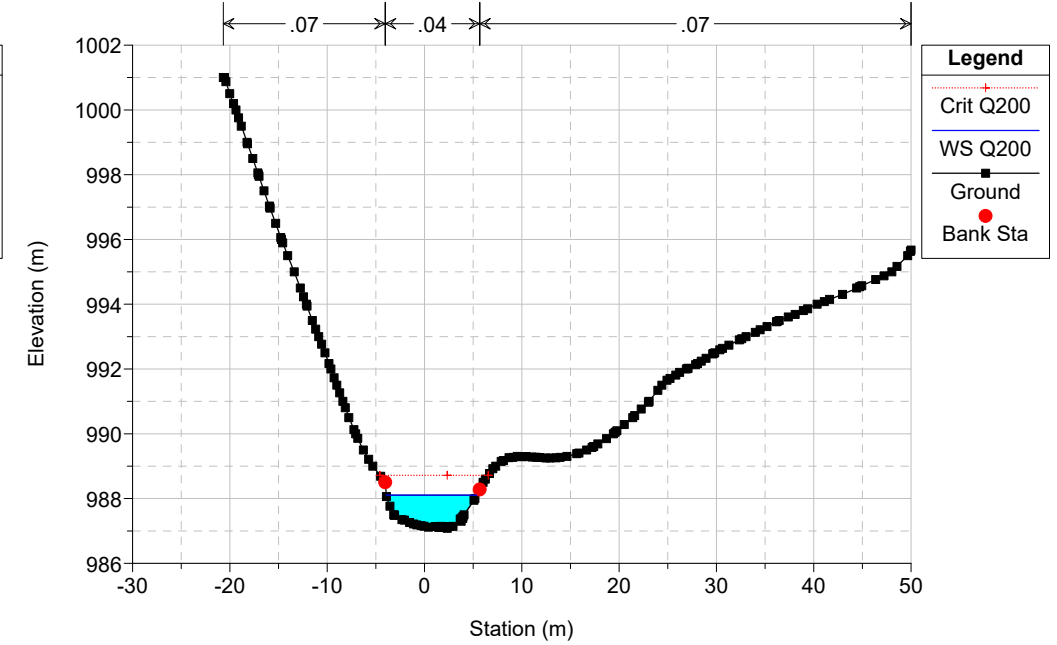
RS = 75 BR



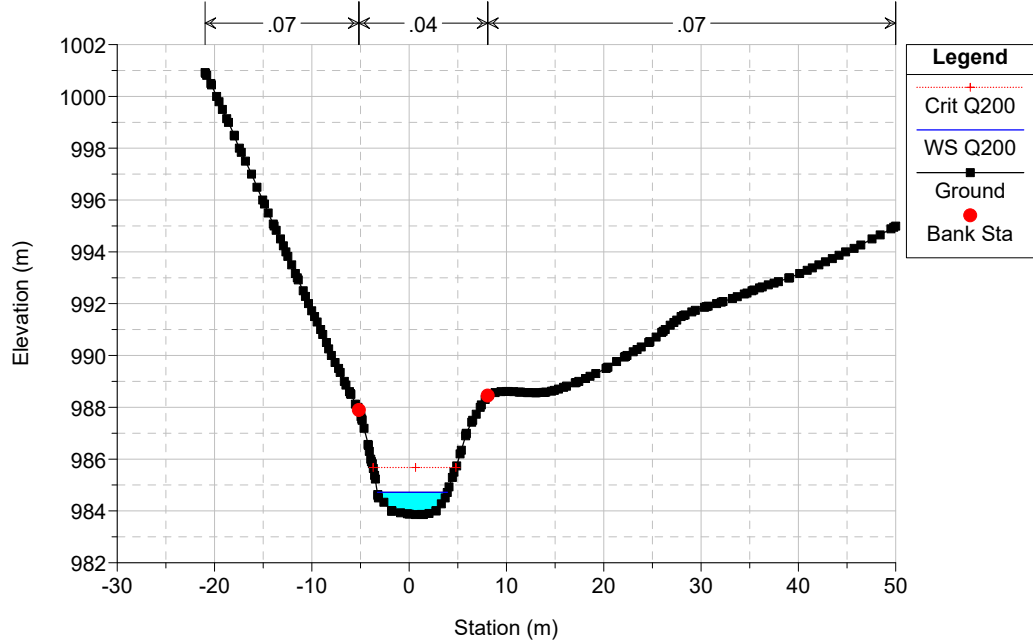
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 70



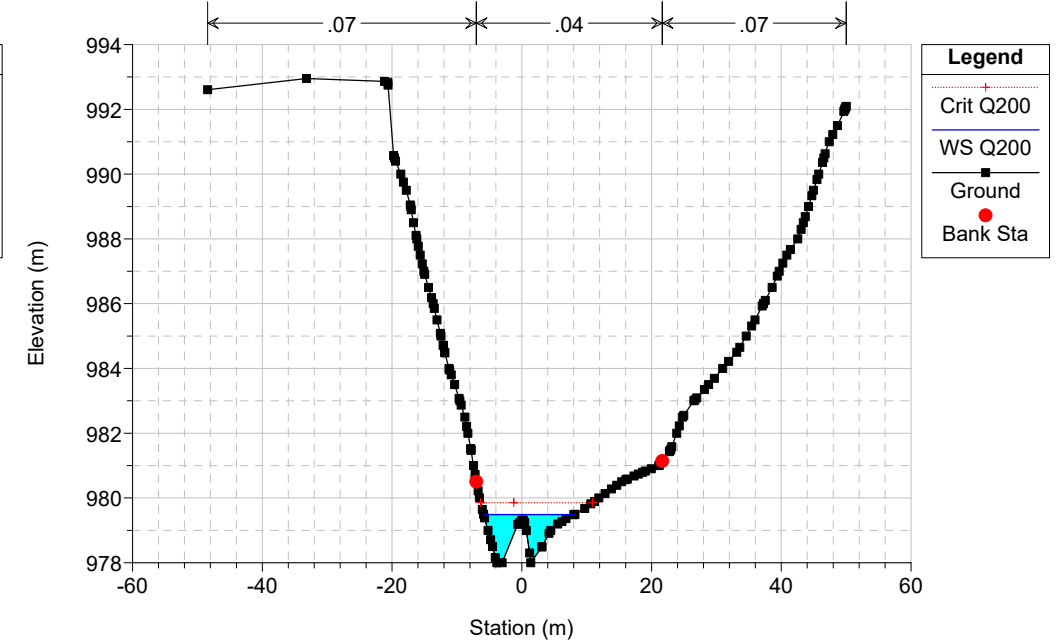
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 65

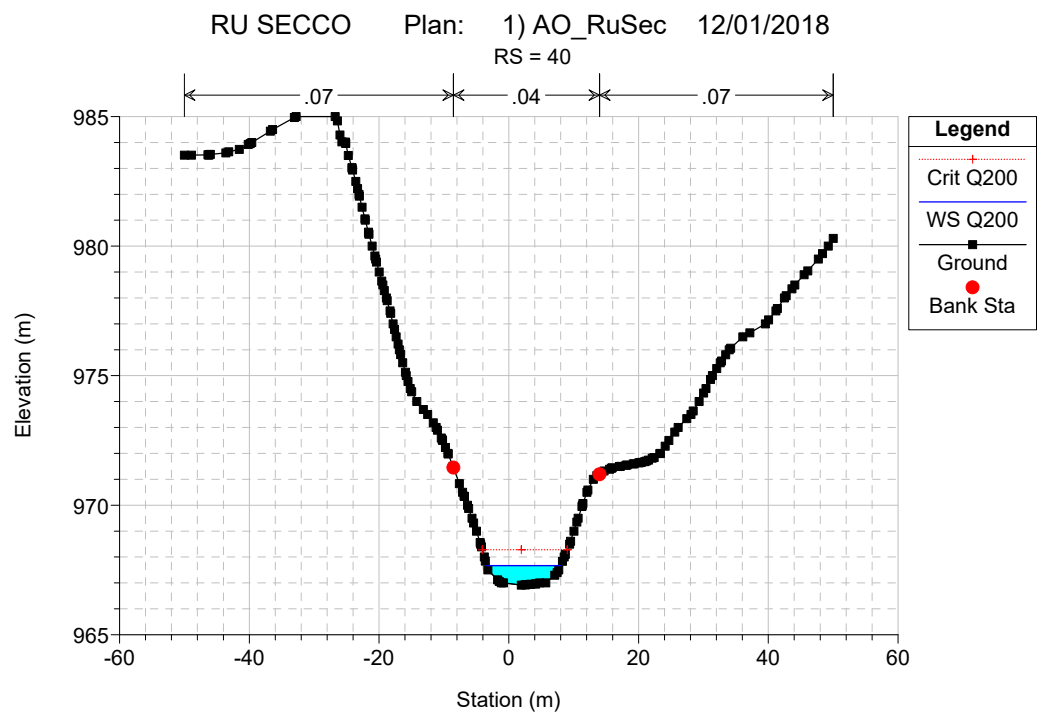
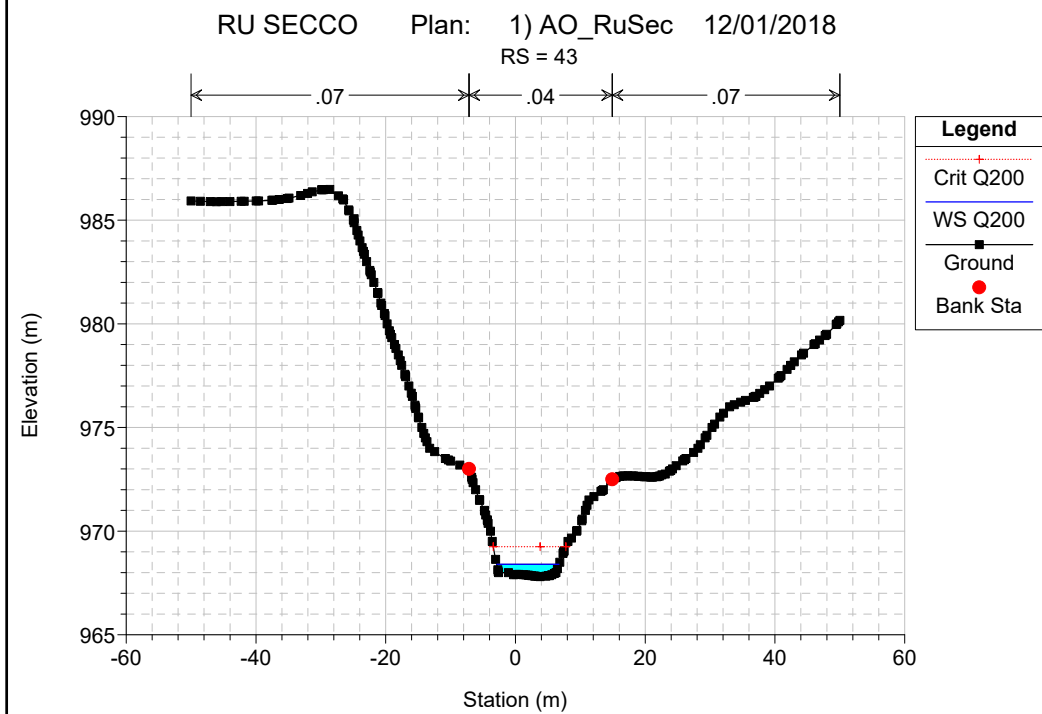
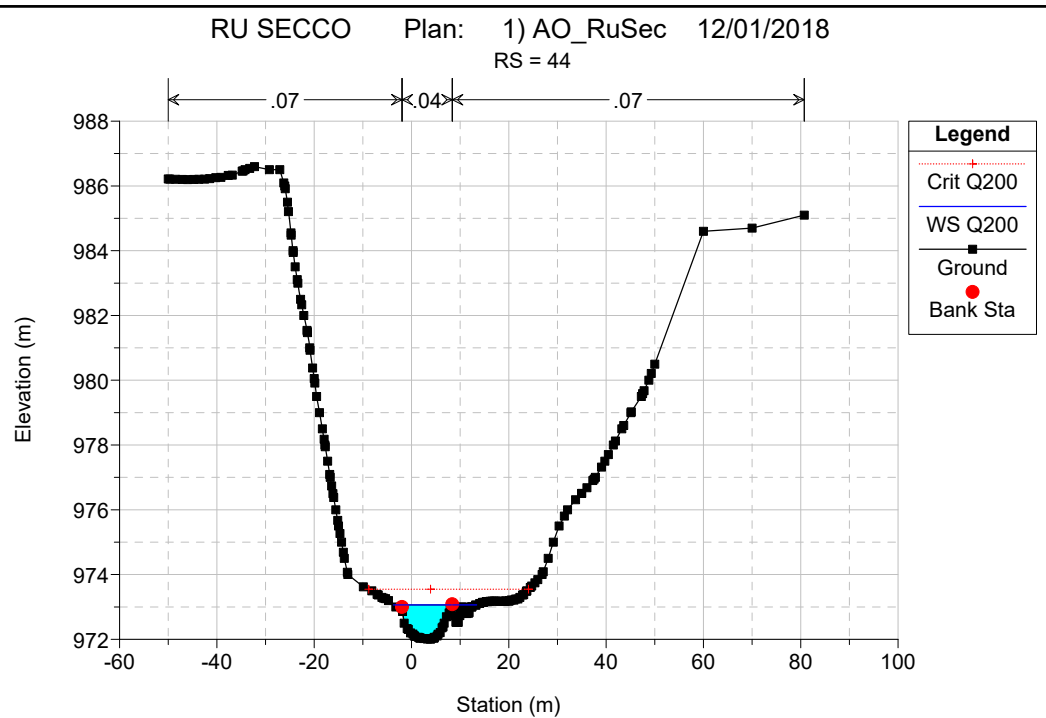
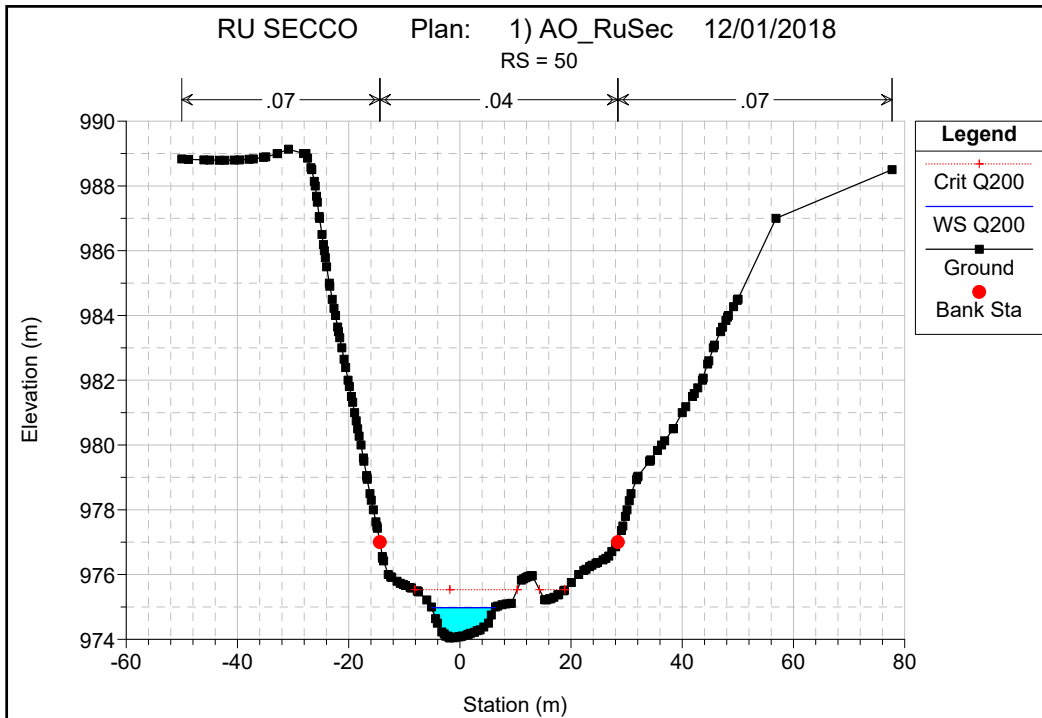


RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 64



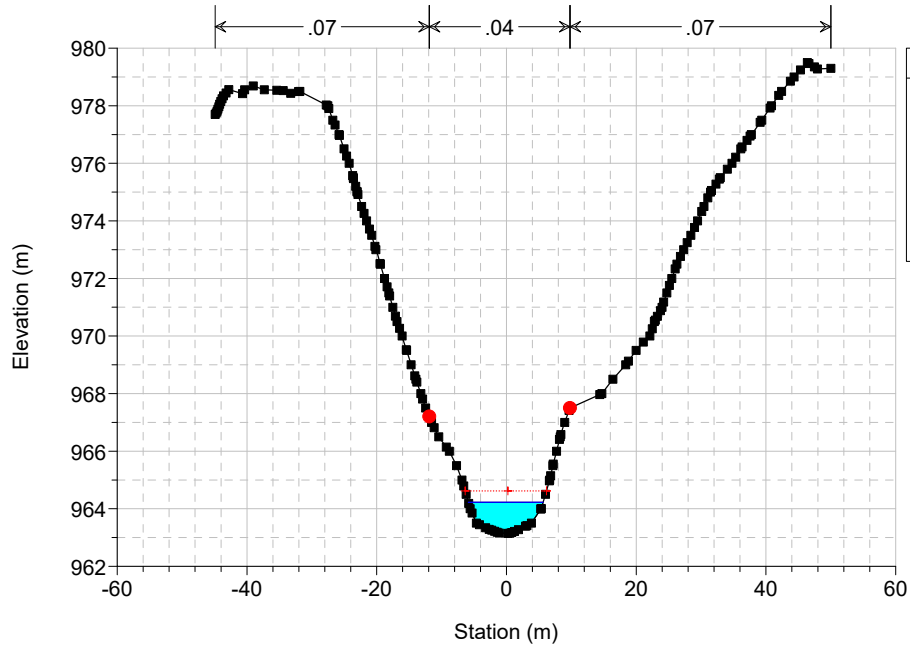
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 60





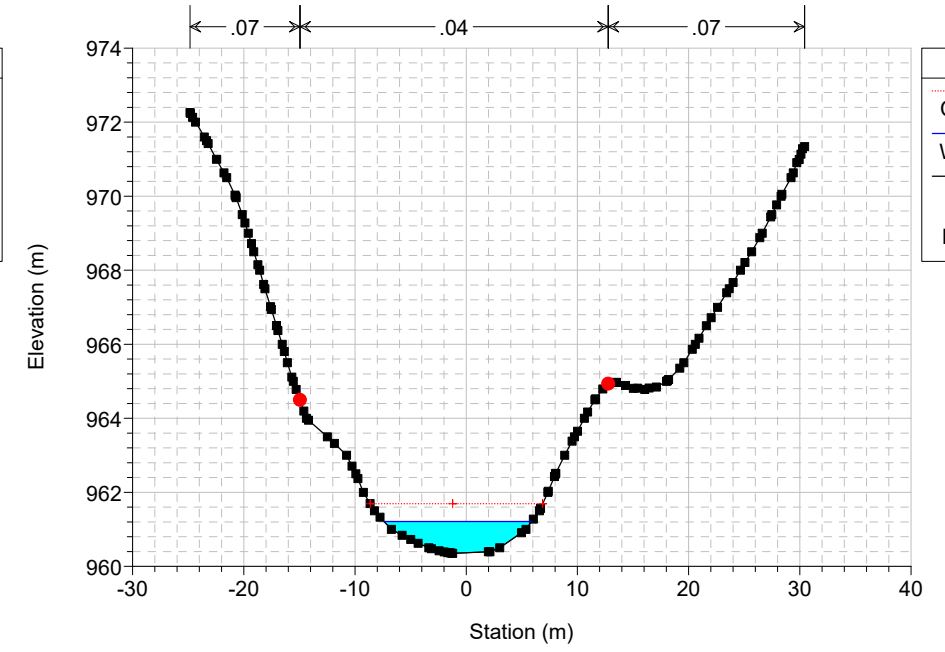
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 30

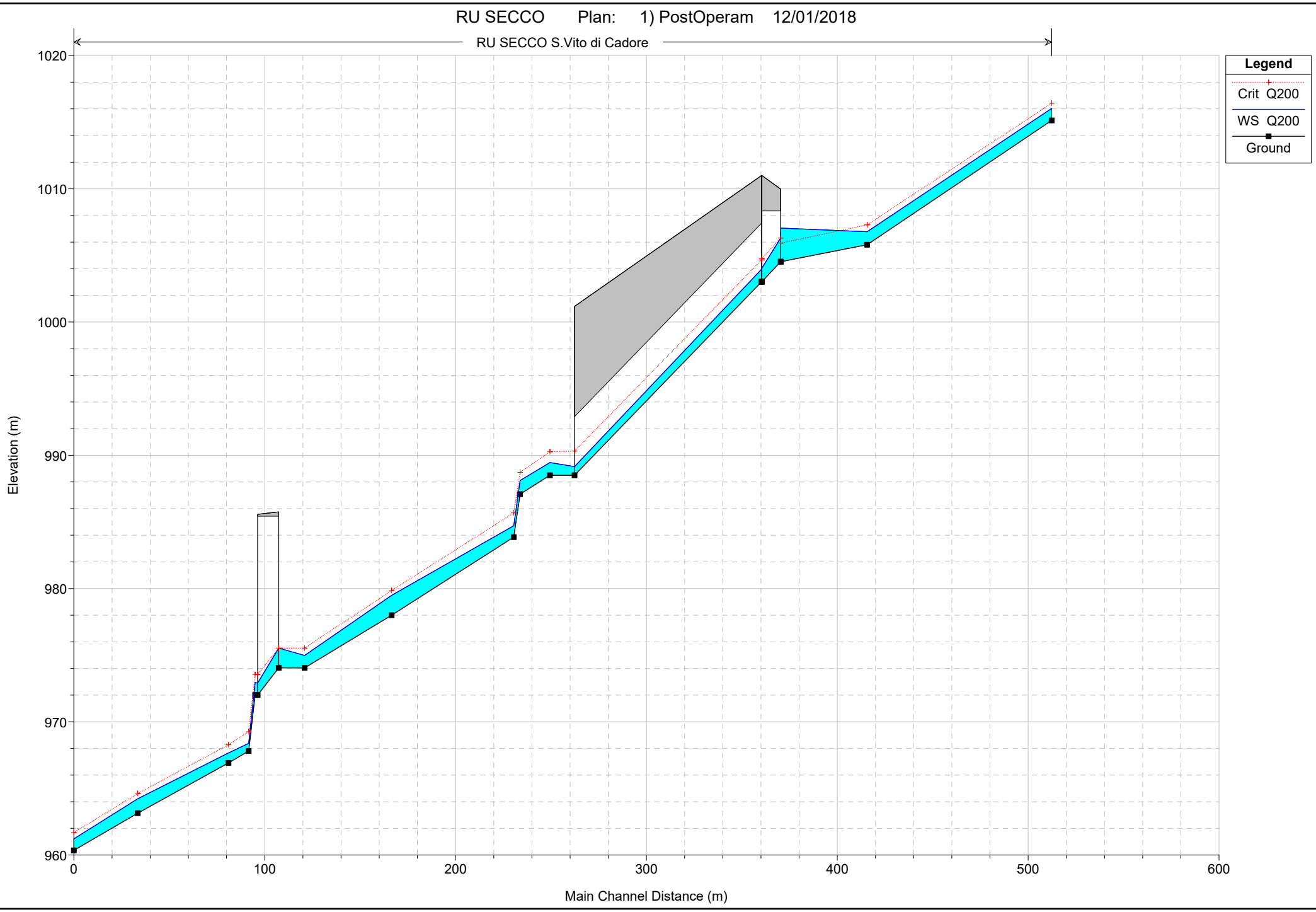


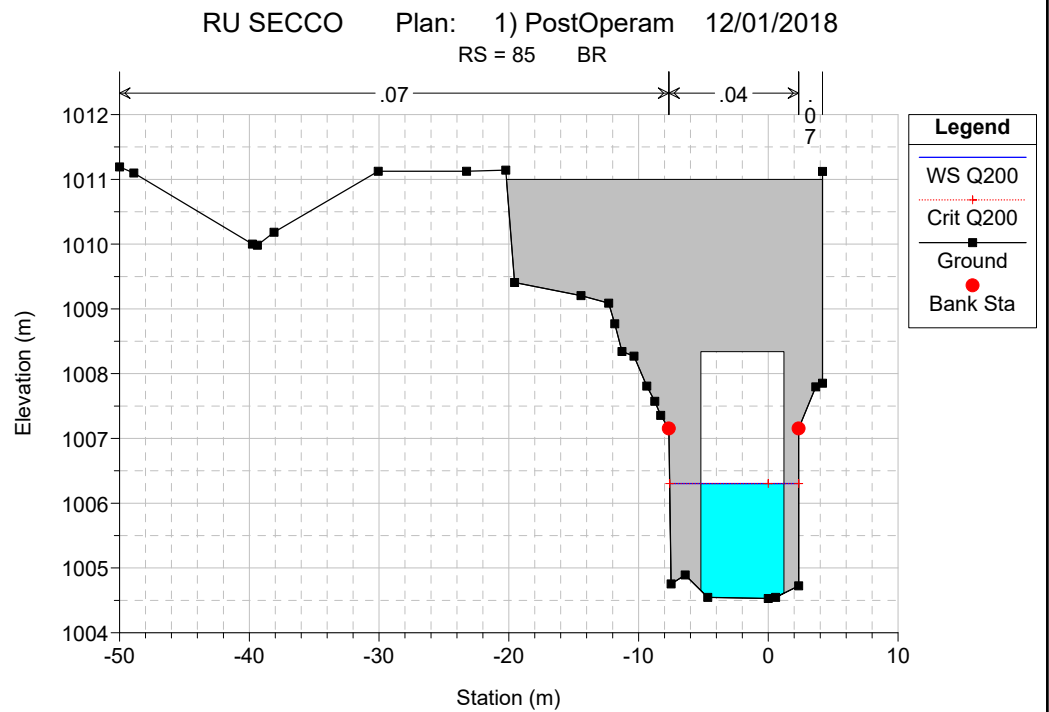
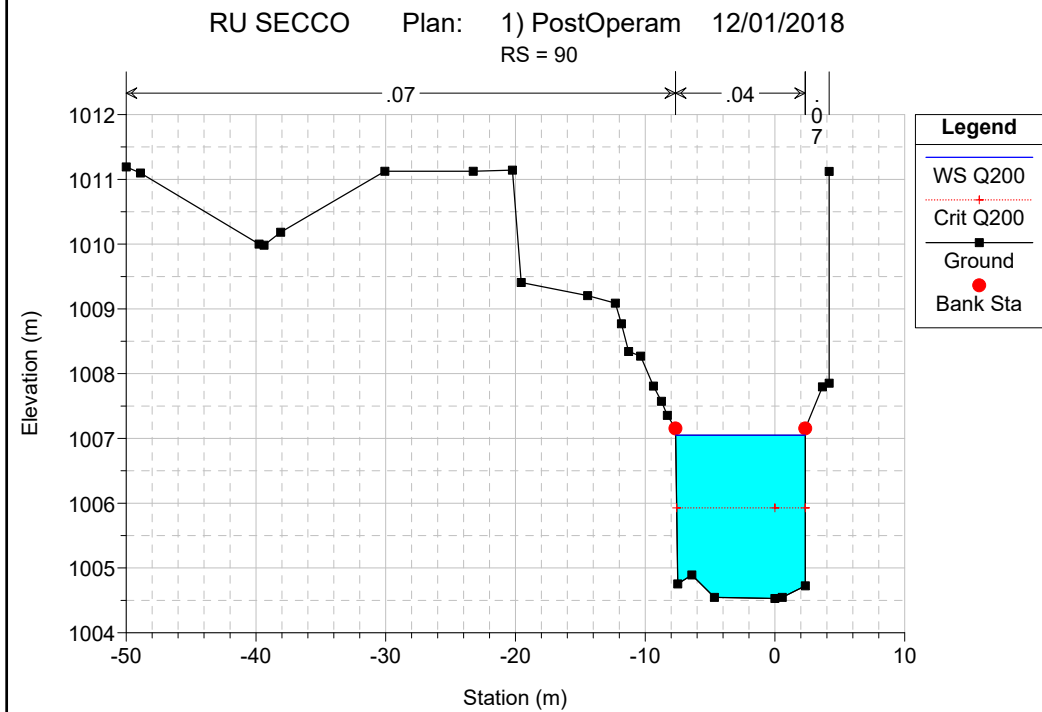
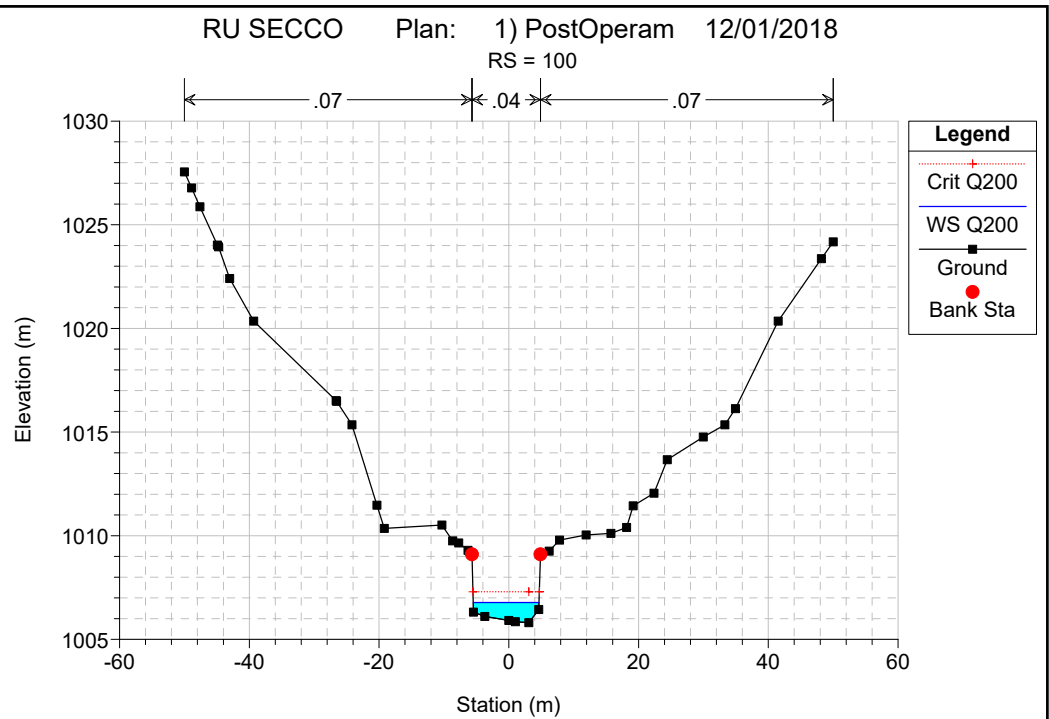
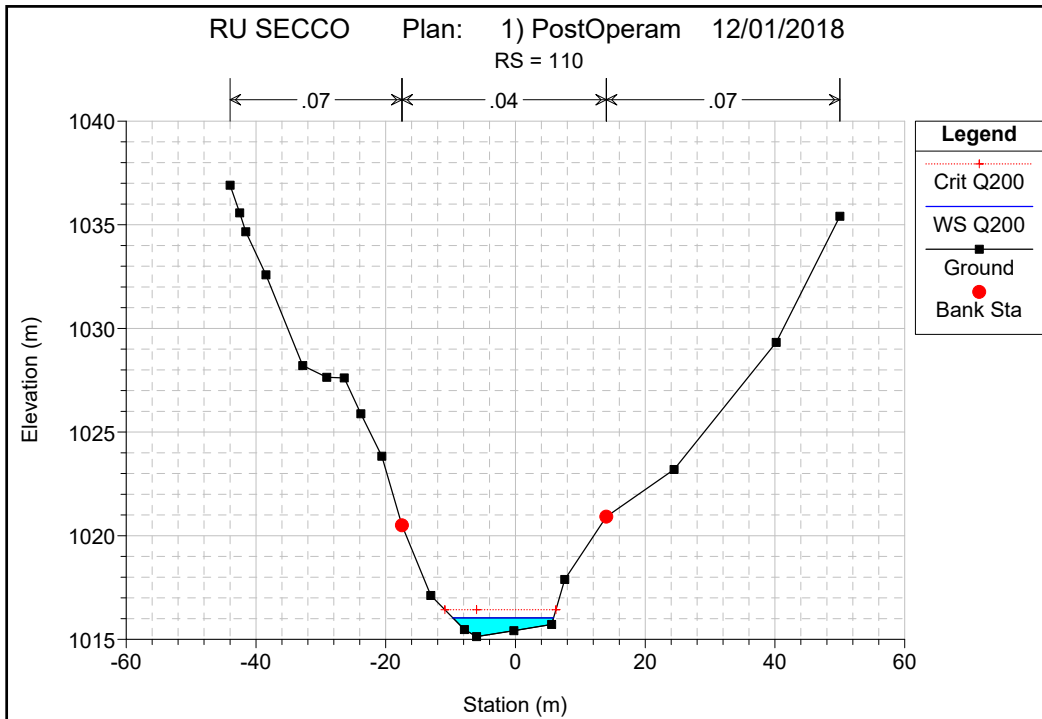
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 20



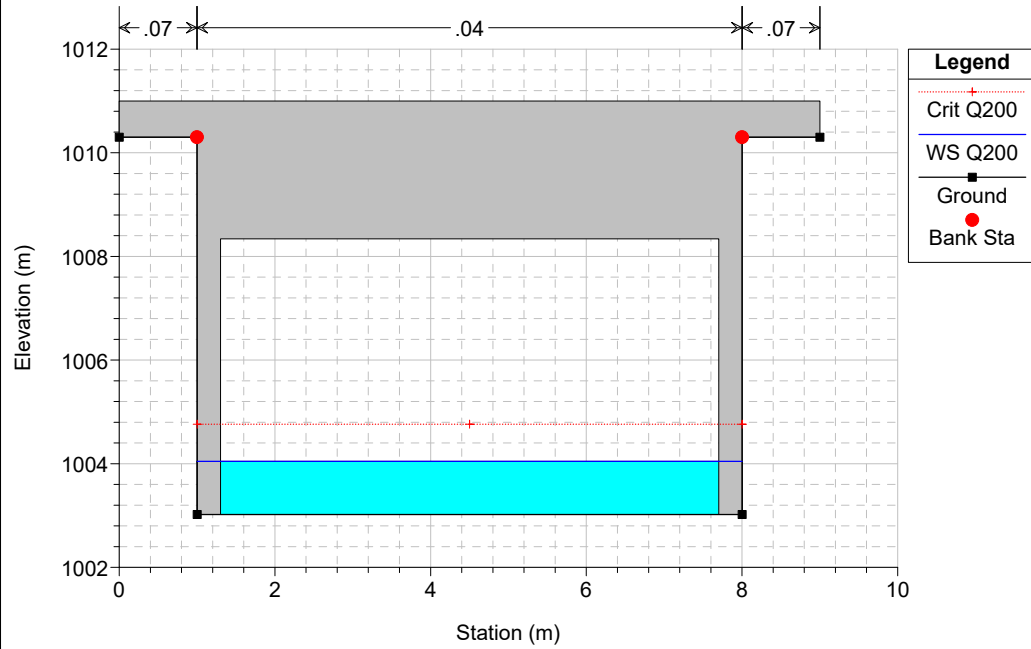
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
S.Vito di Cadore	110	Q200	46.33	1015.13	1016.03	1016.43	1017.39	0.090002	5.16	8.99	15.50	2.16
S.Vito di Cadore	100	Q200	46.33	1005.80	1006.78	1007.30	1008.60	0.090897	5.97	7.76	10.13	2.18
S.Vito di Cadore	90	Q200	46.33	1004.53	1007.05	1005.93	1007.24	0.003018	1.92	24.07	9.99	0.40
S.Vito di Cadore	85	Bridge										
S.Vito di Cadore	80	Q200	46.33	1003.02	1003.94	1004.66	1006.56	0.125146	7.17	6.46	7.00	2.38
S.Vito di Cadore	75	Bridge										
S.Vito di Cadore	70	Q200	46.33	988.50	989.45	990.27	992.58	0.155282	7.84	5.91	7.62	2.84
S.Vito di Cadore	65	Q200	46.33	987.08	988.11	988.72	990.30	0.107743	6.57	7.05	9.30	2.41
S.Vito di Cadore	64	Q200	46.33	983.86	984.72	985.67	989.50	0.280545	9.69	4.78	7.19	3.79
S.Vito di Cadore	60	Q200	46.33	978.00	979.49	979.86	980.64	0.067404	4.76	9.74	13.93	1.82
S.Vito di Cadore	50	Q200	46.33	974.04	974.98	975.53	976.83	0.101834	6.03	7.68	11.39	2.35
S.Vito di Cadore	45	Bridge										
S.Vito di Cadore	44	Q200	46.33	972.01	972.95	973.55	975.04	0.111554	6.46	7.59	12.81	2.45
S.Vito di Cadore	43	Q200	46.33	967.80	968.38	969.25	973.98	0.517792	10.48	4.42	9.56	4.92
S.Vito di Cadore	40	Q200	46.33	966.91	967.66	968.28	970.18	0.167995	7.02	6.60	11.38	2.95
S.Vito di Cadore	30	Q200	46.33	963.15	964.23	964.62	965.51	0.056379	5.01	9.24	11.52	1.79
S.Vito di Cadore	20	Q200	46.33	960.35	961.21	961.69	962.92	0.107569	5.80	7.99	13.26	2.38





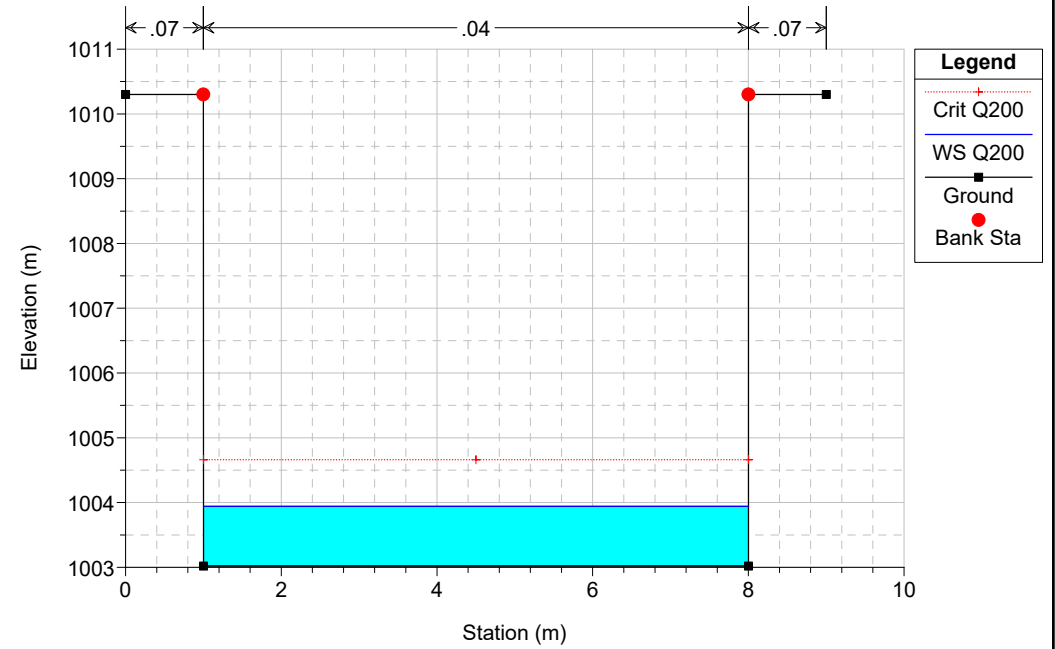
RU SECCO Plan: 1) PostOperam 12/01/2018

RS = 85 BR



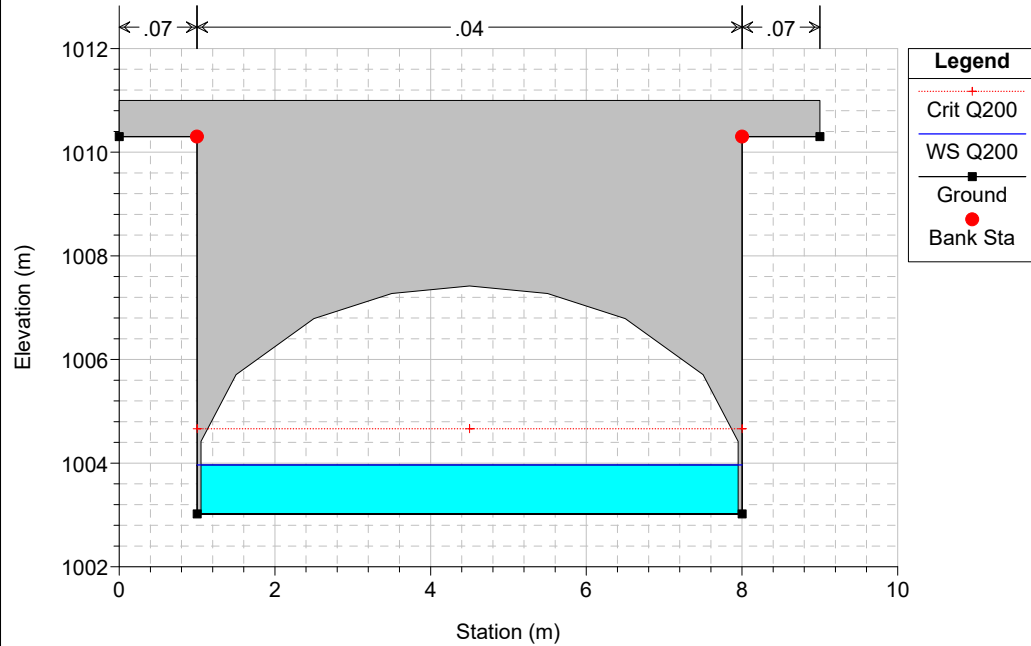
RU SECCO Plan: 1) PostOperam 12/01/2018

RS = 80



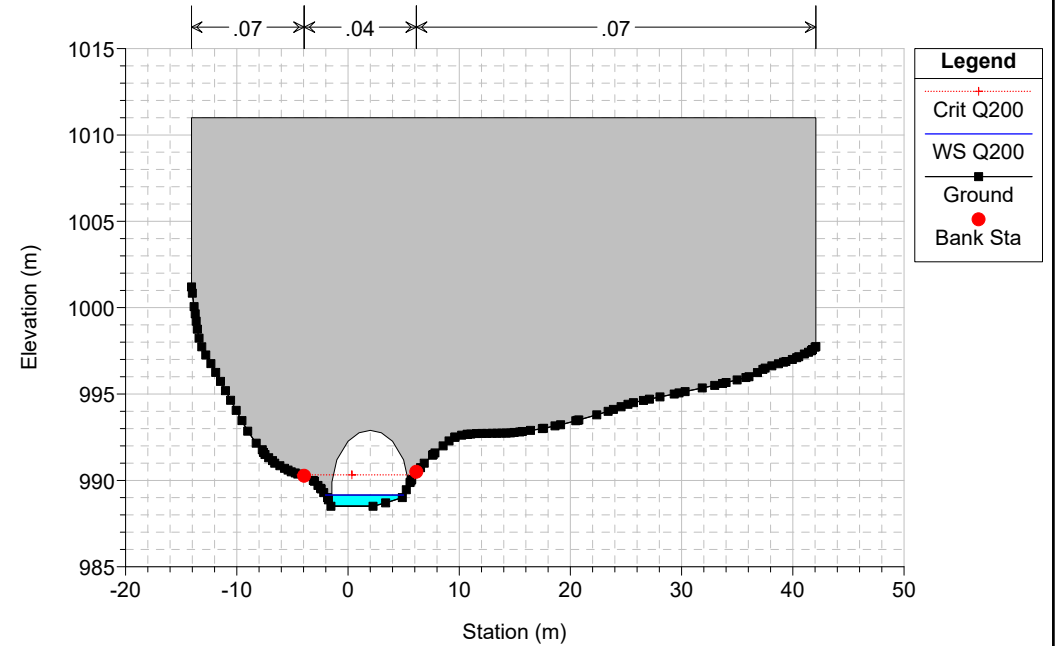
RU SECCO Plan: 1) PostOperam 12/01/2018

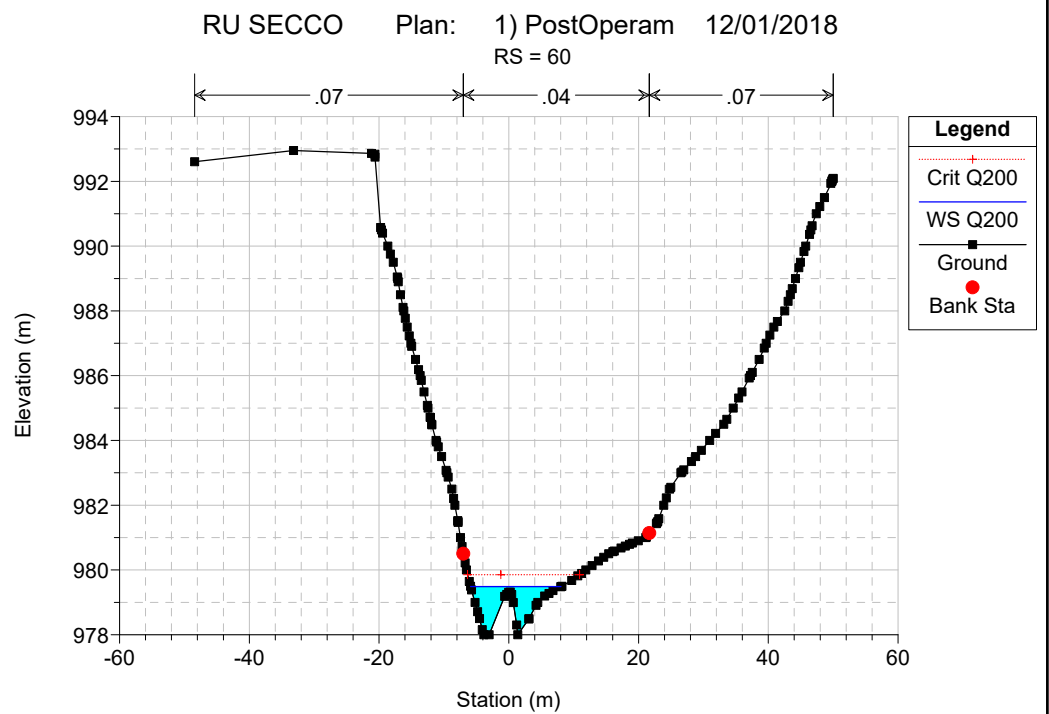
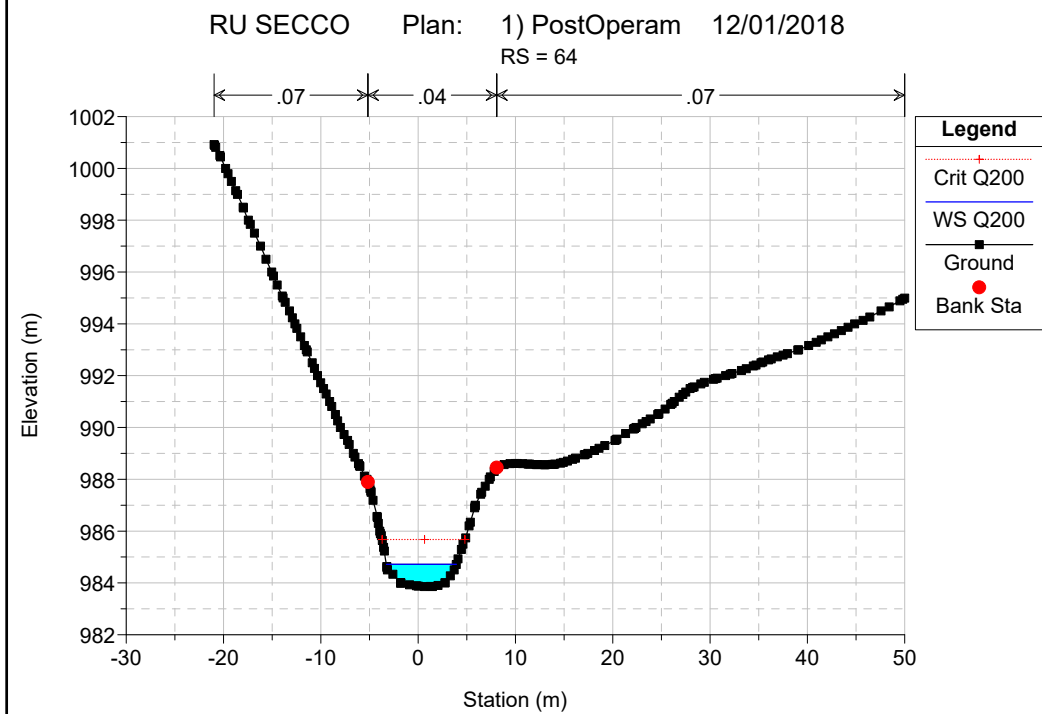
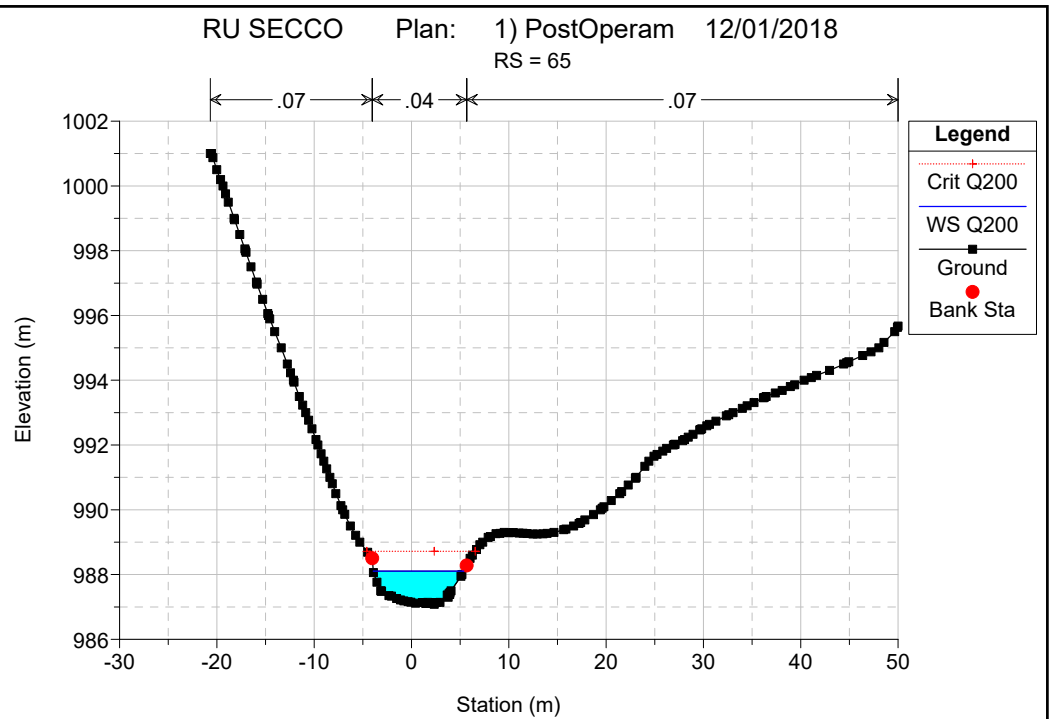
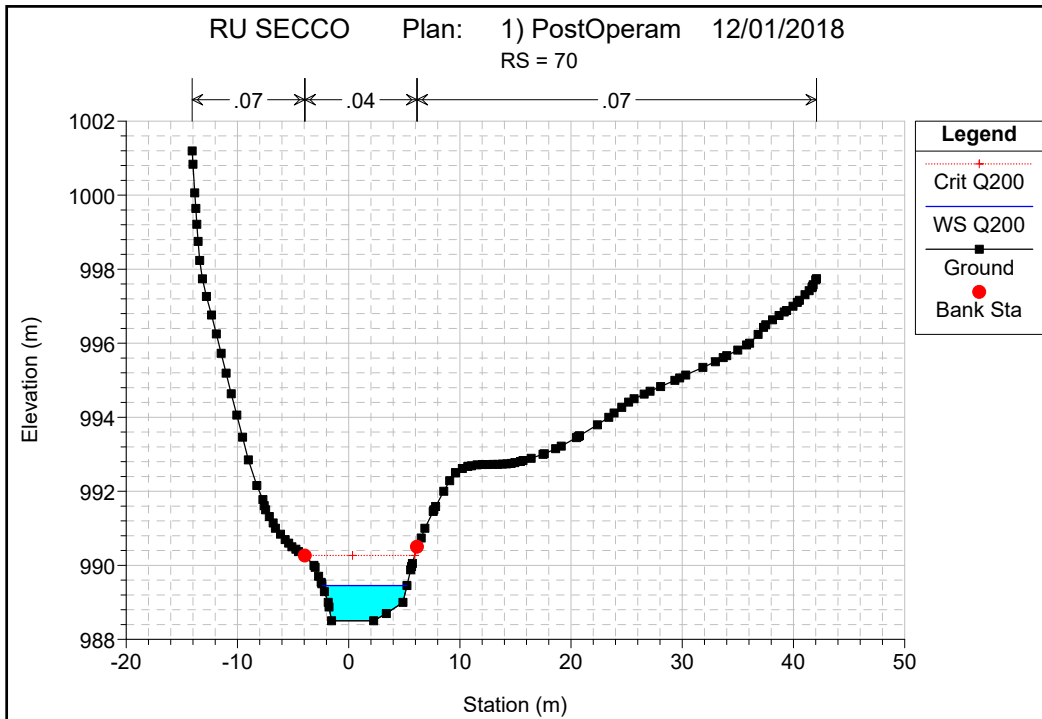
RS = 75 BR

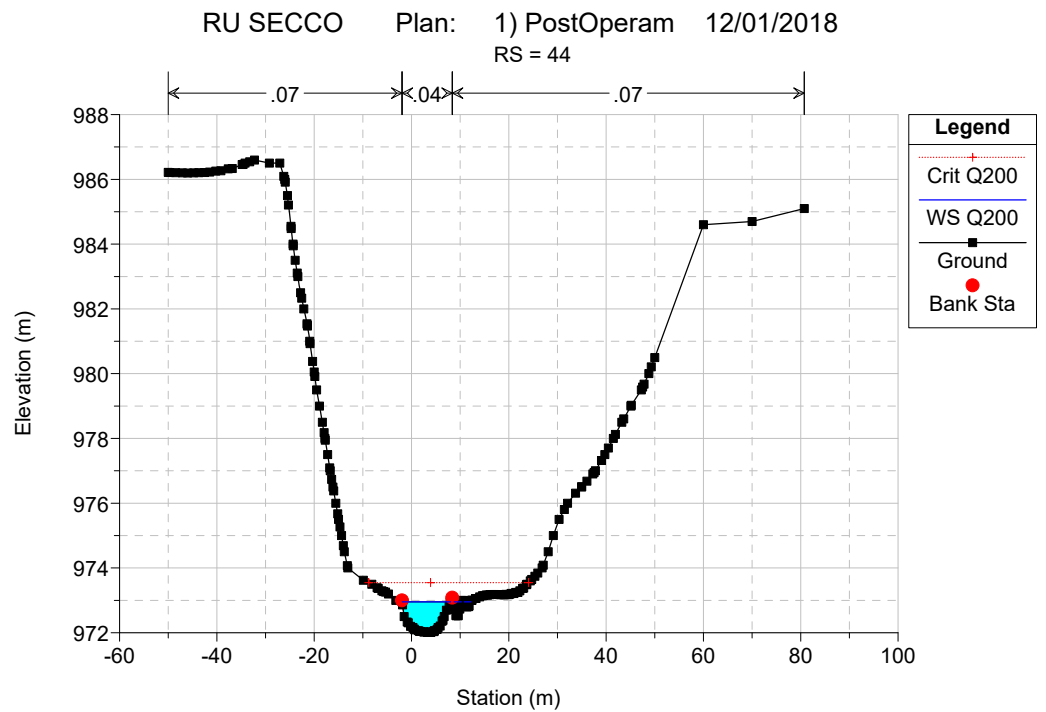
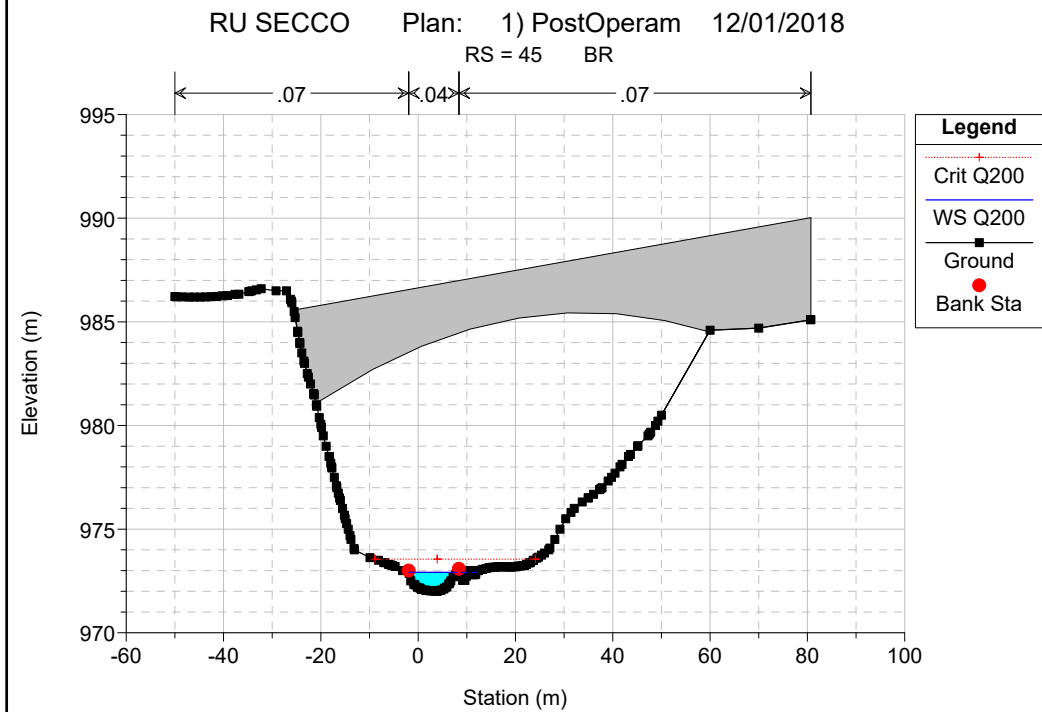
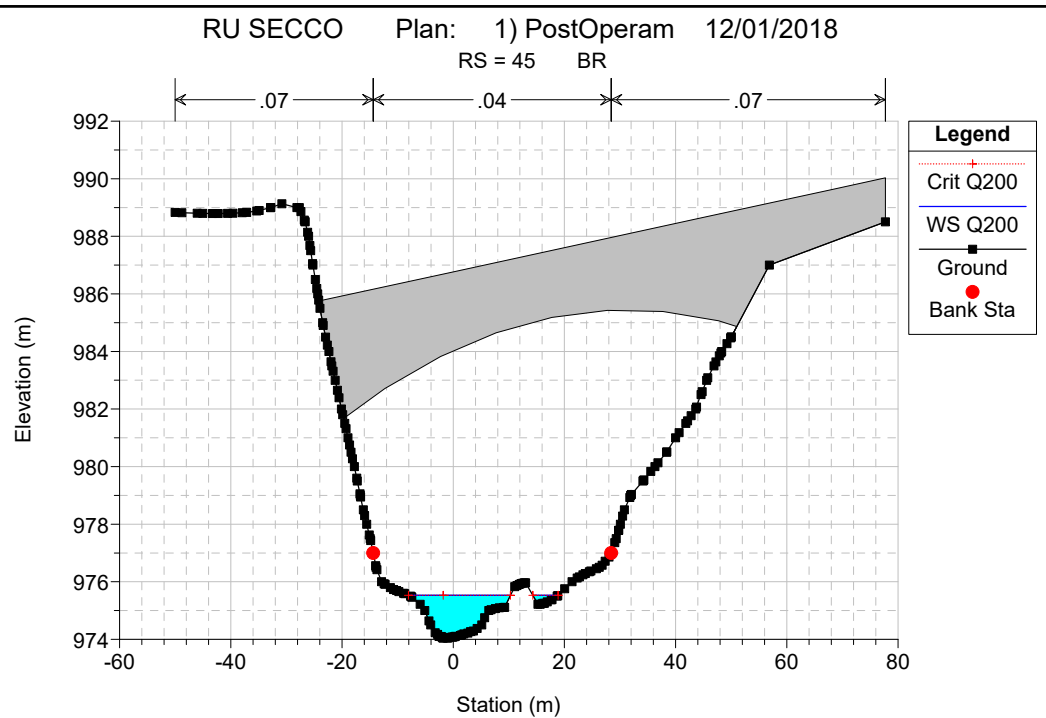
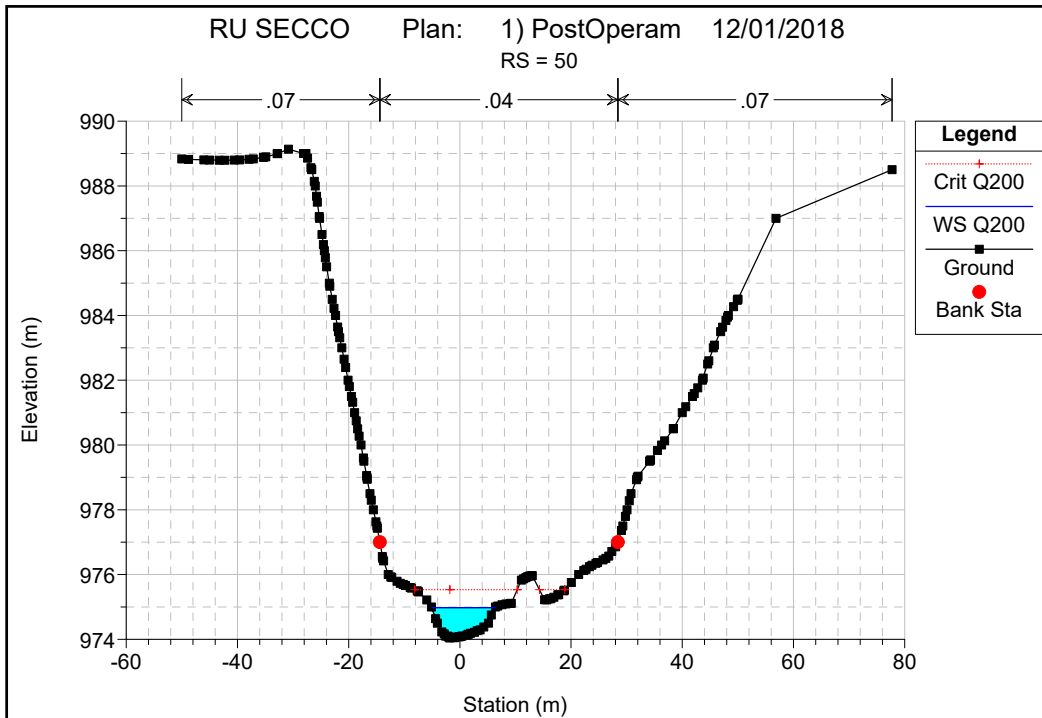


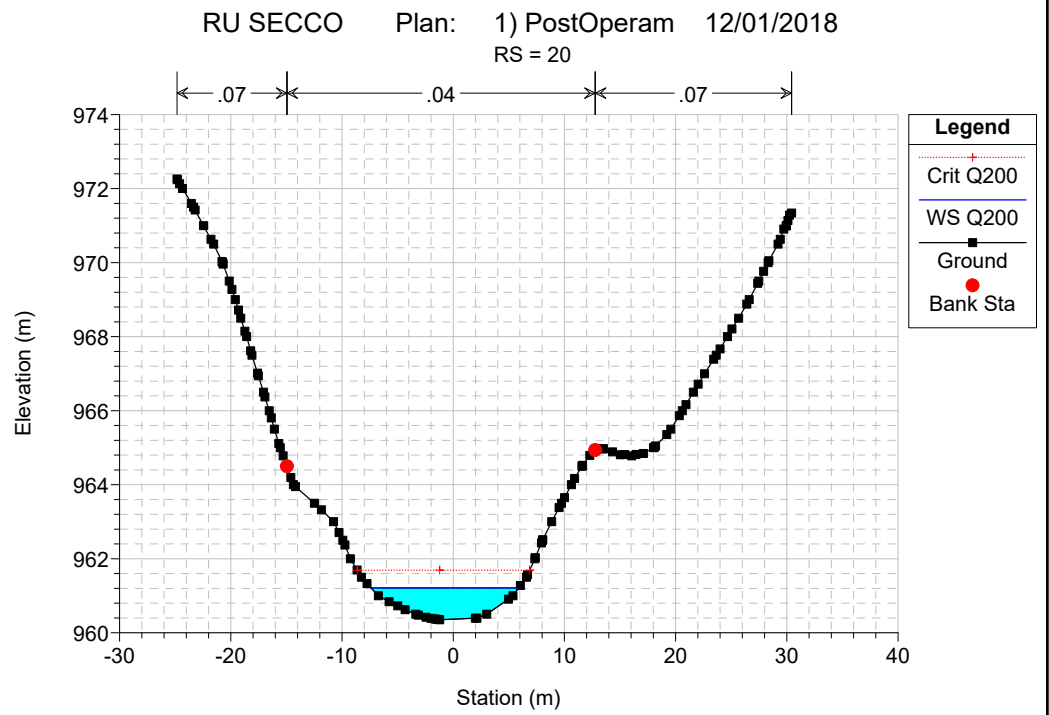
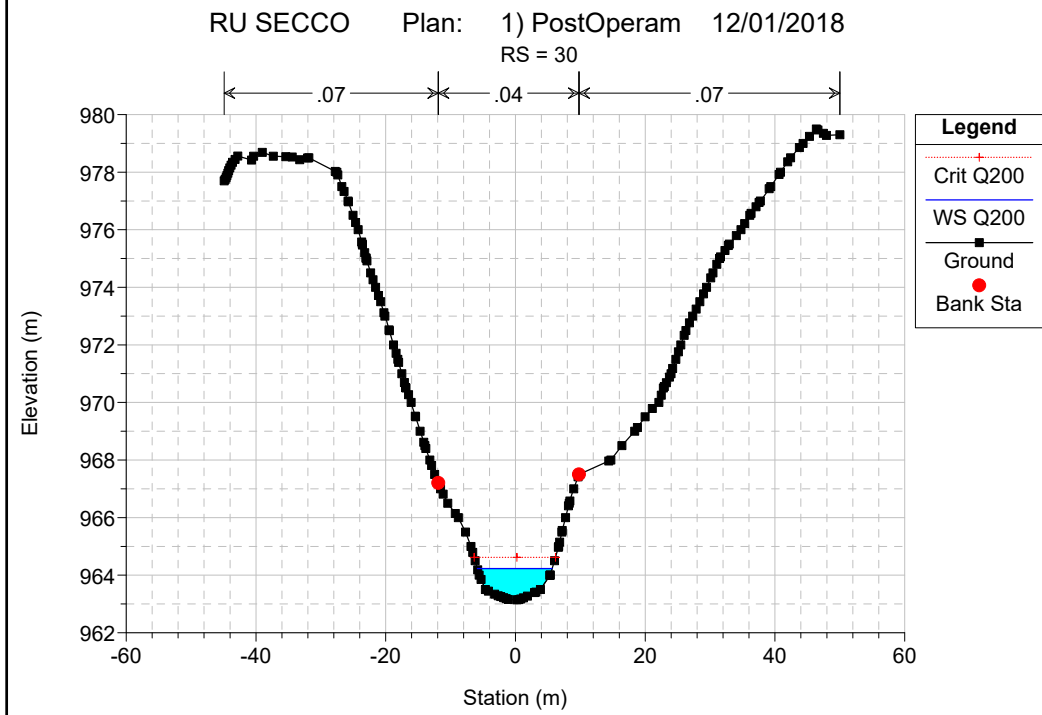
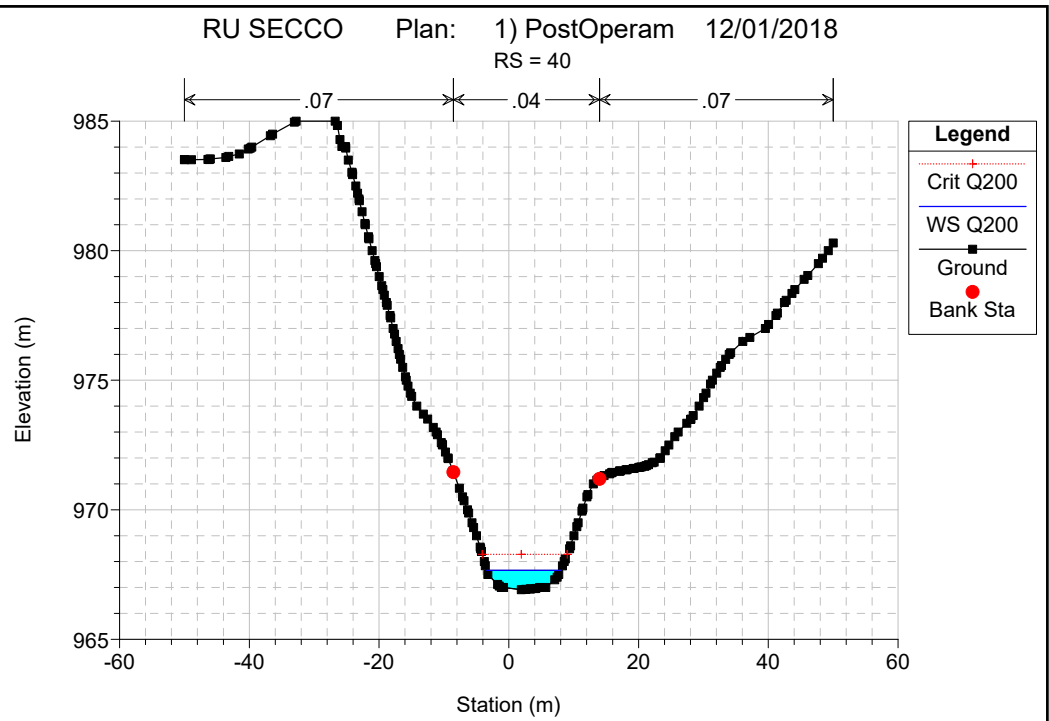
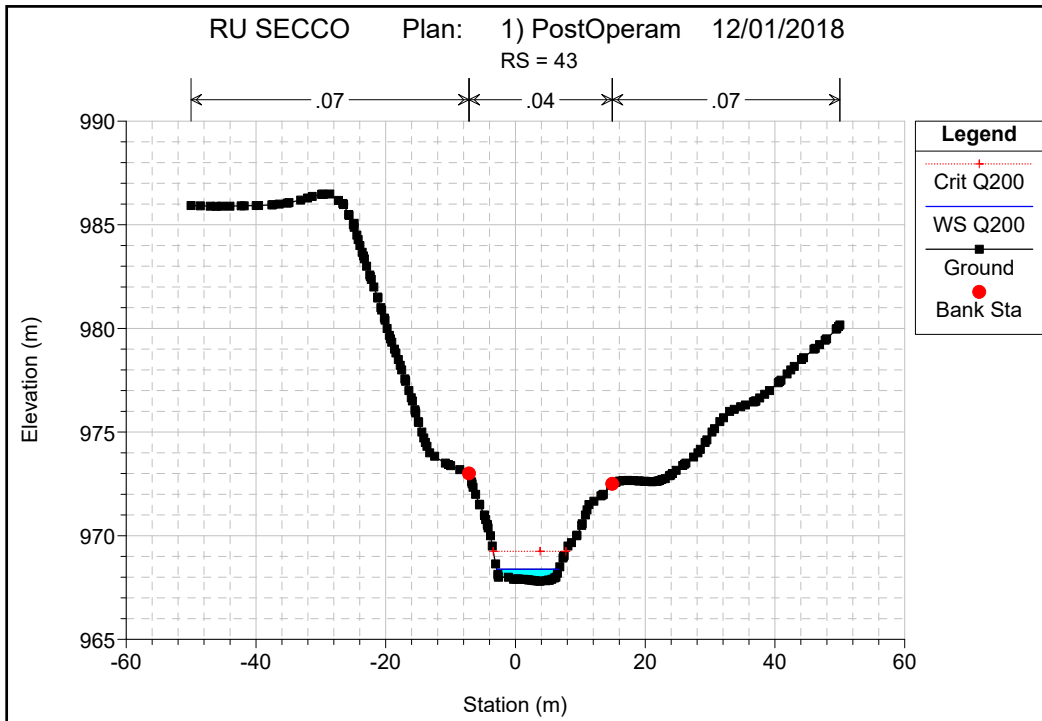
RU SECCO Plan: 1) PostOperam 12/01/2018

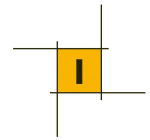
RS = 75 BR









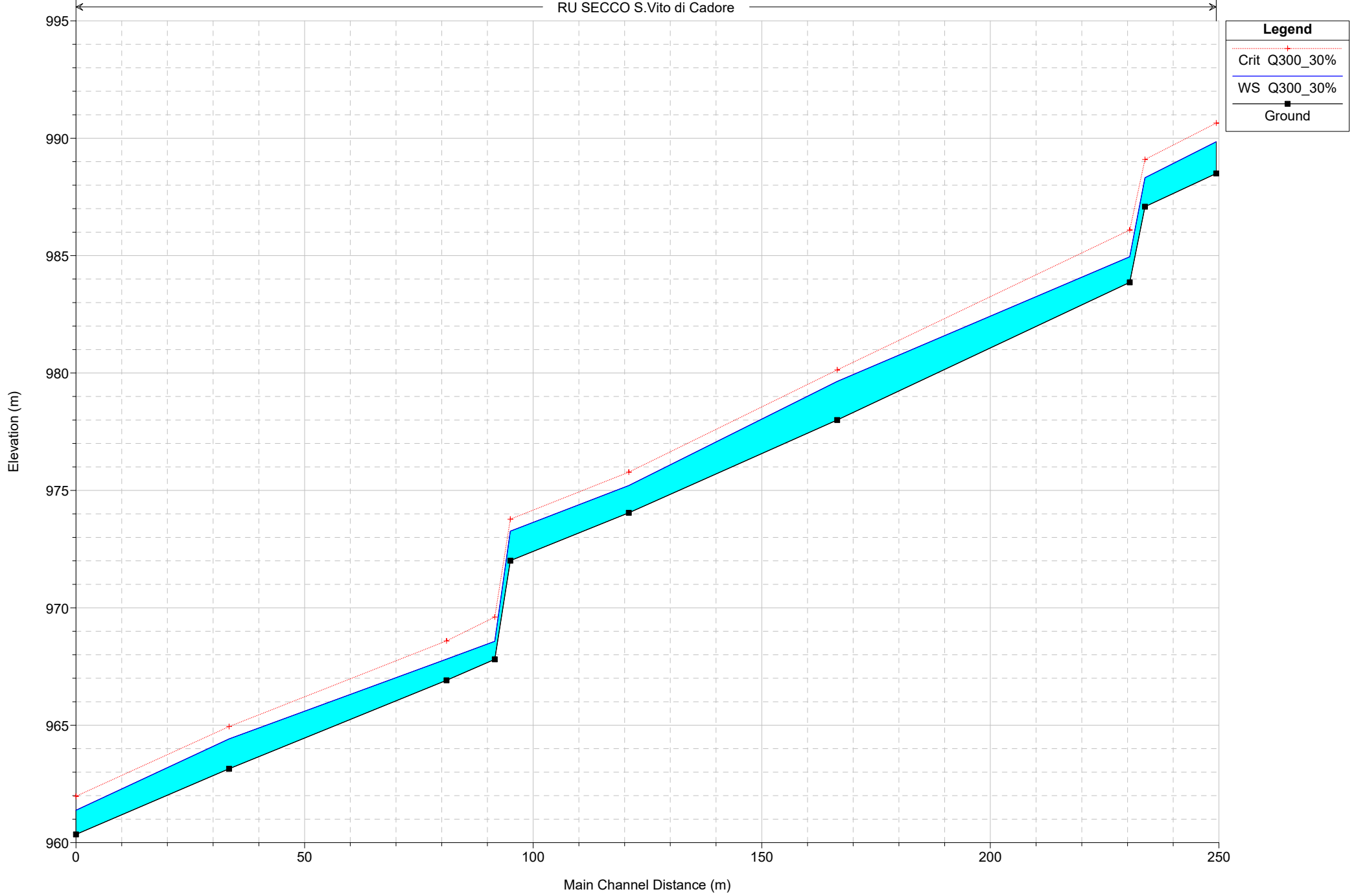


➤ **Piena Q_{300} * (aumentata del 30% circa per trasporto solido)**

- Tabulato di calcolo torrente Ru Sec (ante operam)
- Profilo longitudinale torrente Ru Sec (ante operam)
- Sezioni trasversali torrente Ru Sec (ante operam)
- Tabulato di calcolo torrente Ru Sec (post operam)
- Profilo longitudinale torrente Ru Sec (post operam)
- Sezioni trasversali torrente Ru Sec (post operam)

HEC-RAS Plan: AO_RuSec River: RU SECCO Reach: S.Vito di Cadore Profile: Q300_30%

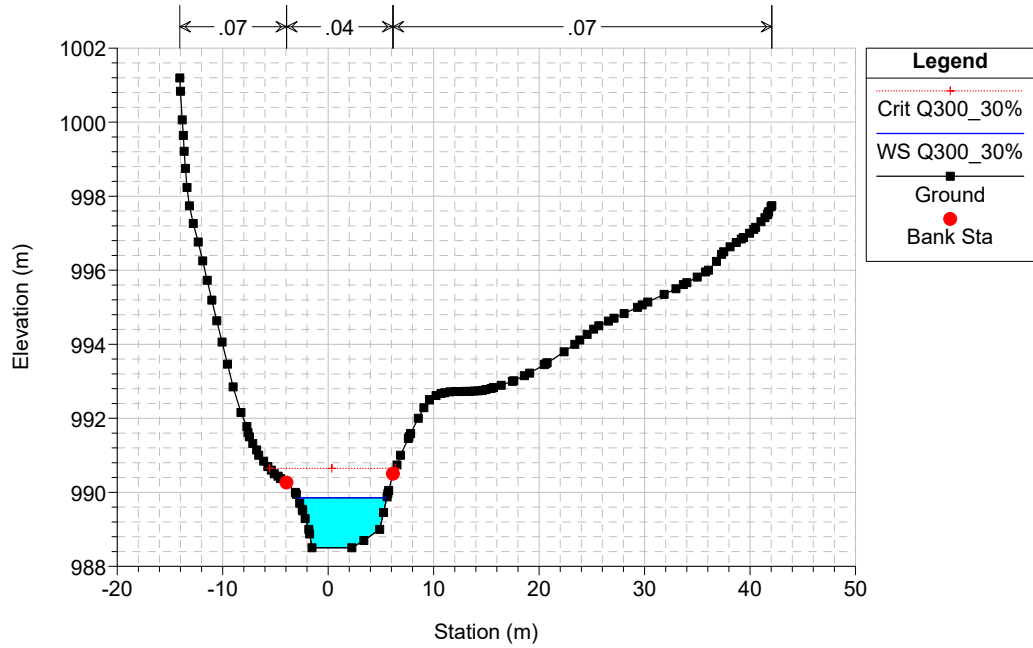
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
S.Vito di Cadore	70	Q300_30%	66.42	988.50	989.85	990.65	992.56	0.090063	7.29	9.11	8.46	2.24
S.Vito di Cadore	65	Q300_30%	66.42	987.08	988.32	989.09	991.06	0.103669	7.33	9.06	9.72	2.42
S.Vito di Cadore	64	Q300_30%	66.42	983.86	984.95	986.09	990.30	0.229741	10.25	6.48	7.47	3.51
S.Vito di Cadore	60	Q300_30%	66.42	978.00	979.64	980.13	981.19	0.077959	5.51	12.05	15.50	2.00
S.Vito di Cadore	50	Q300_30%	66.42	974.04	975.21	975.78	977.14	0.100238	6.15	10.79	15.40	2.35
S.Vito di Cadore	44	Q300_30%	66.42	972.01	973.27	973.78	975.05	0.063836	6.09	13.62	27.60	1.95
S.Vito di Cadore	43	Q300_30%	66.42	967.80	968.58	969.61	974.23	0.349319	10.54	6.30	9.92	4.22
S.Vito di Cadore	40	Q300_30%	66.42	966.91	967.81	968.59	971.04	0.166933	7.96	8.35	11.81	3.02
S.Vito di Cadore	30	Q300_30%	66.42	963.15	964.42	964.94	966.12	0.060017	5.78	11.49	12.01	1.89
S.Vito di Cadore	20	Q300_30%	66.42	960.35	961.38	961.97	963.49	0.103581	6.43	10.32	14.20	2.41



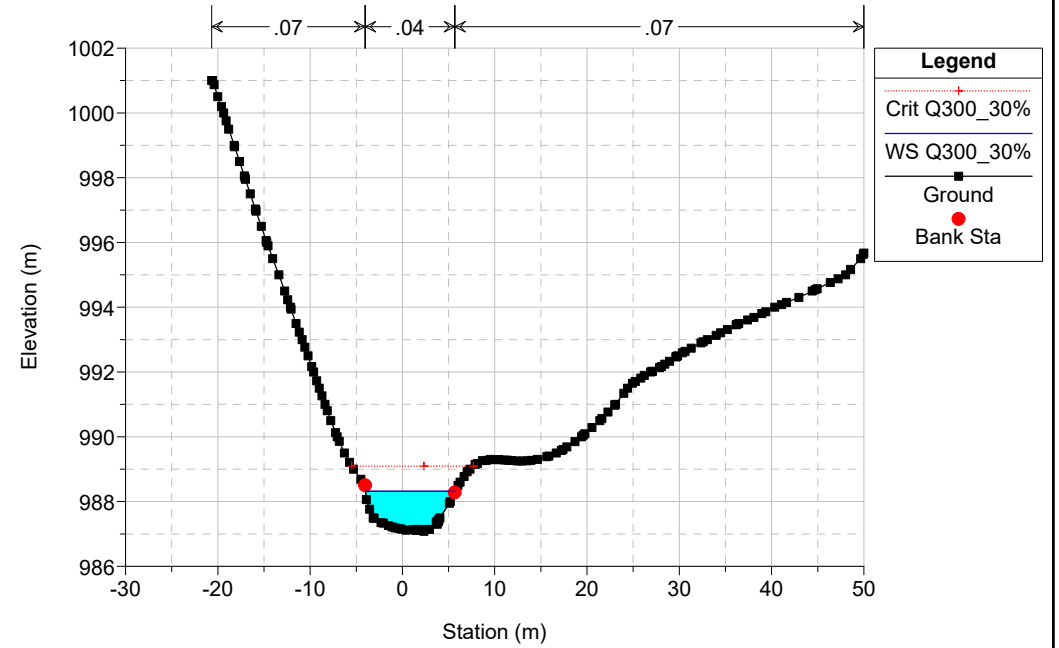
Legend

- Crit Q300_30% (Red dotted line with markers)
- WS Q300_30% (Blue solid line)
- Ground (Black solid line with squares)

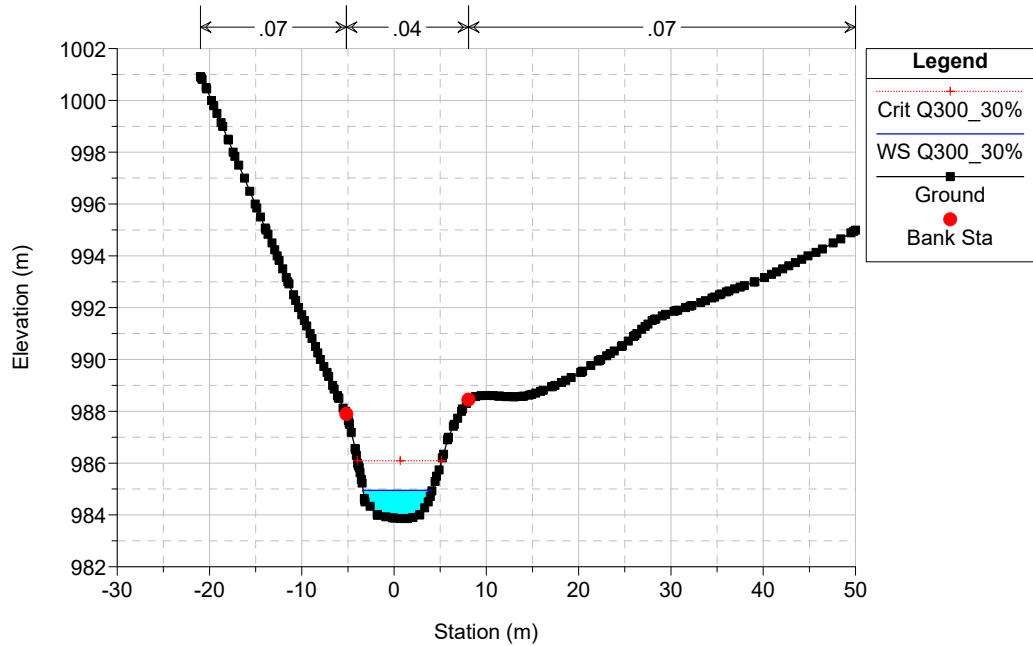
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 70



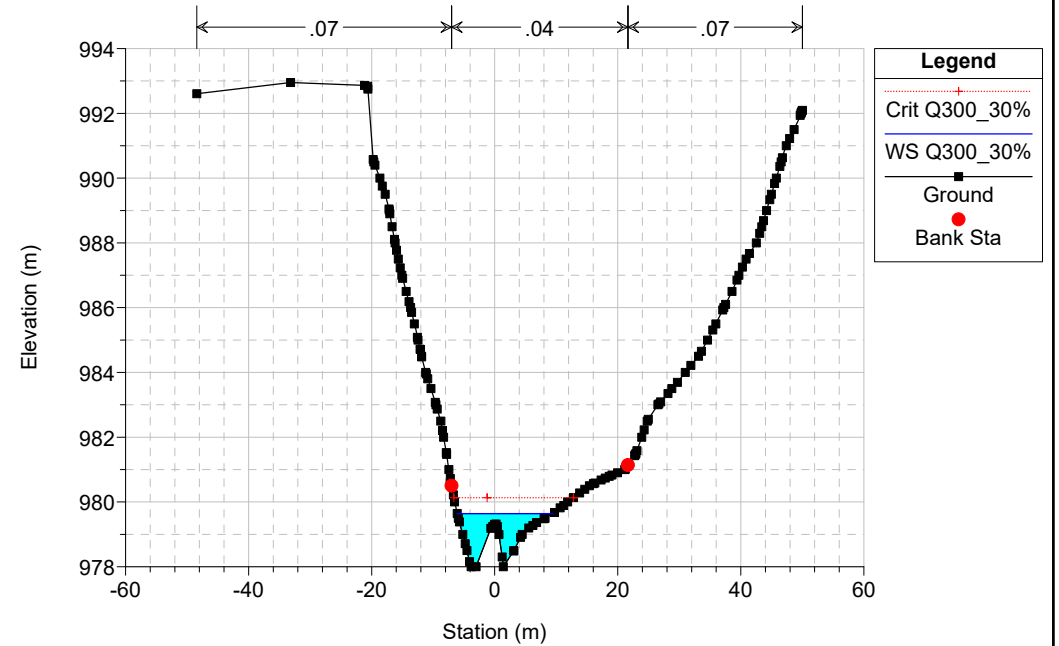
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 65

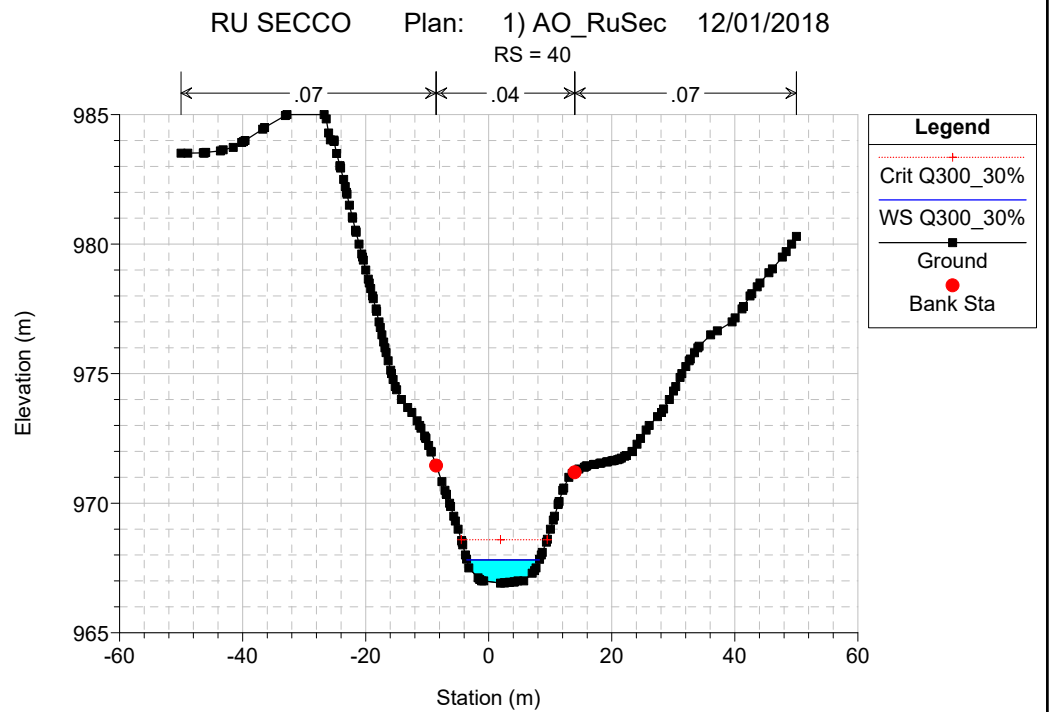
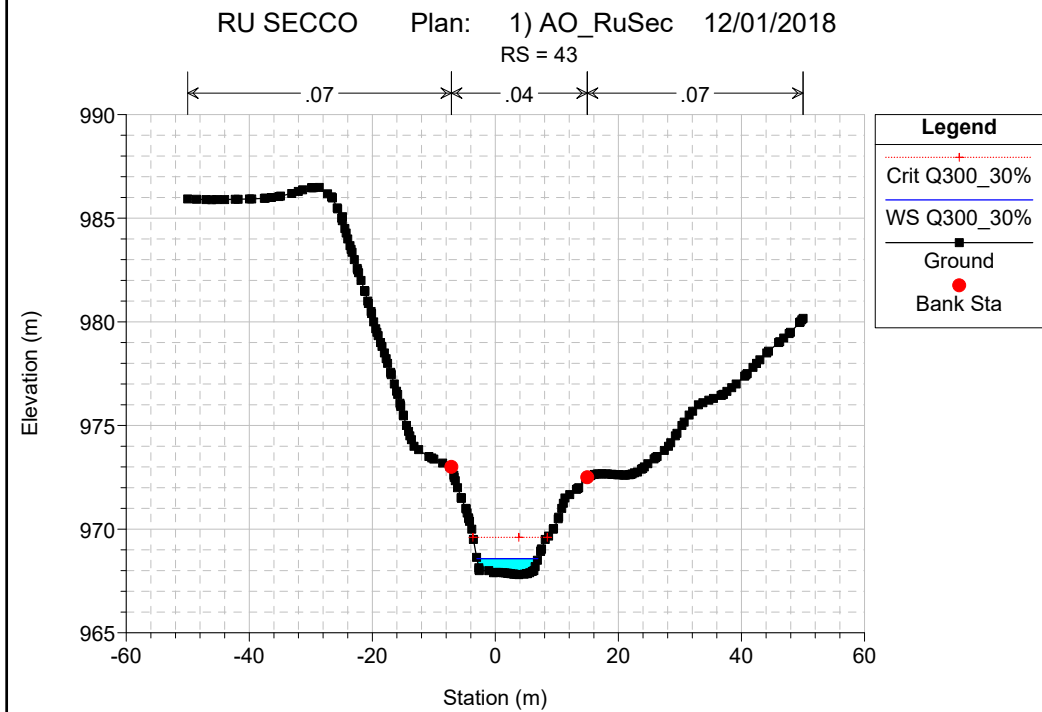
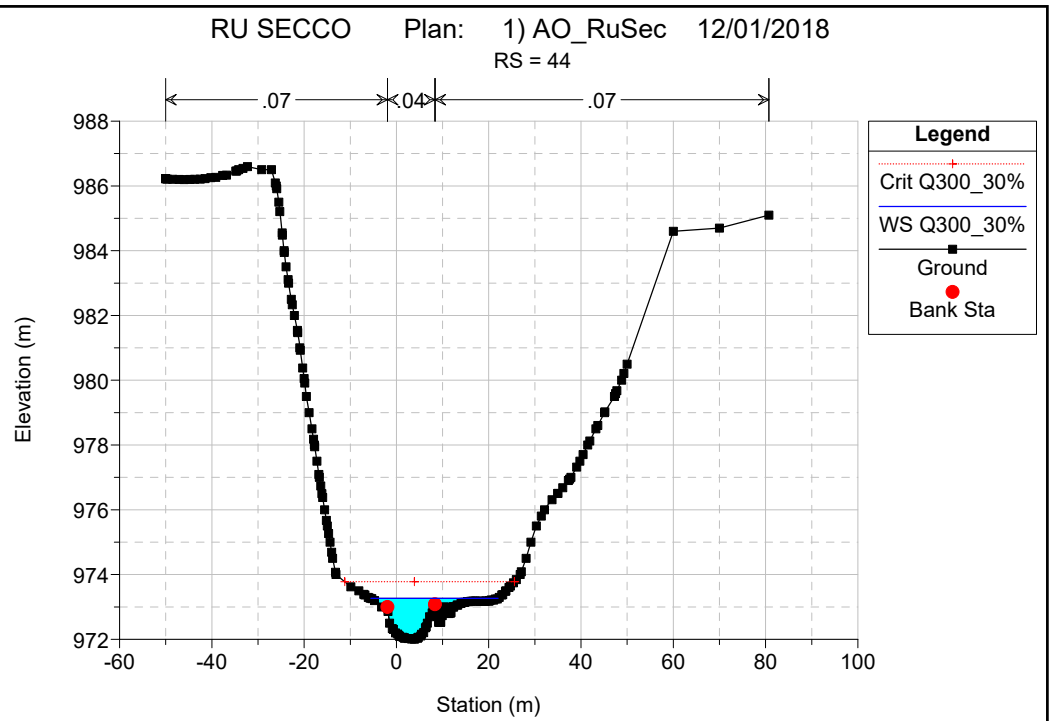
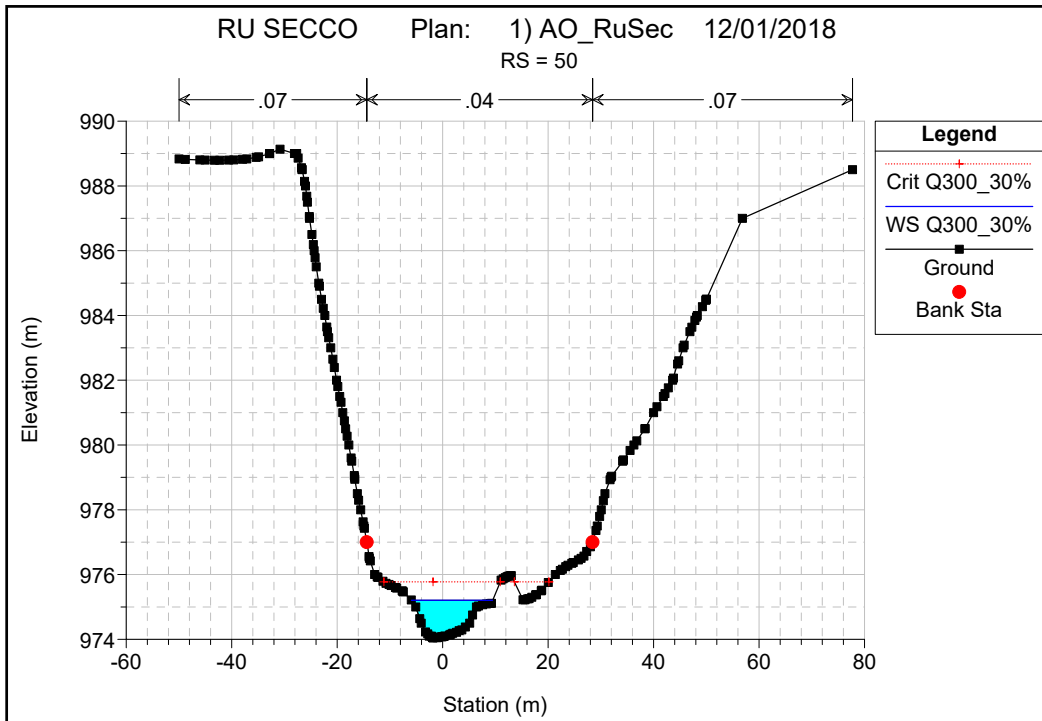


RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 64



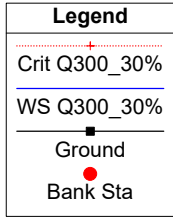
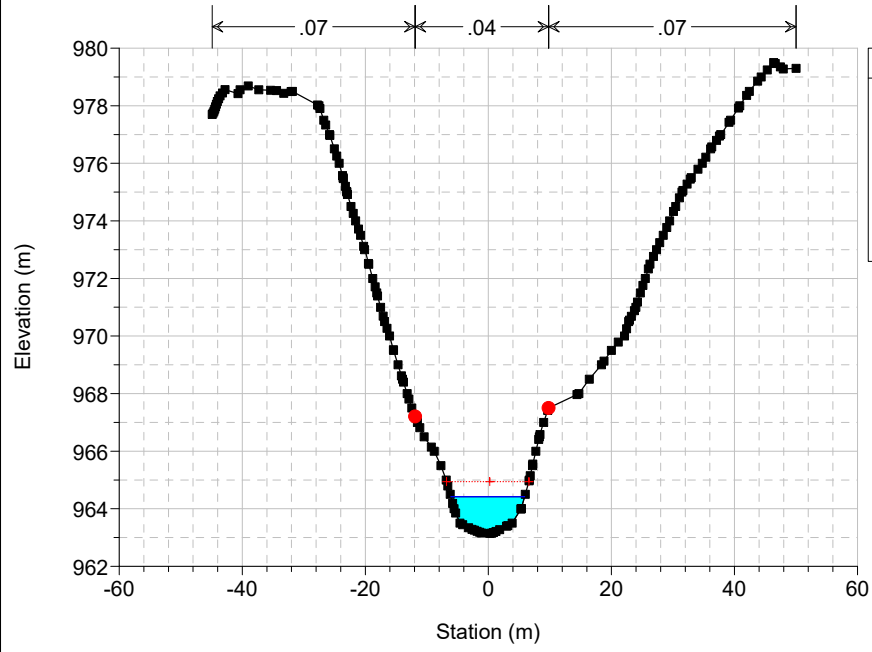
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 60





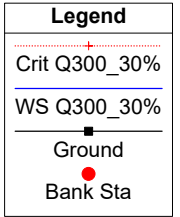
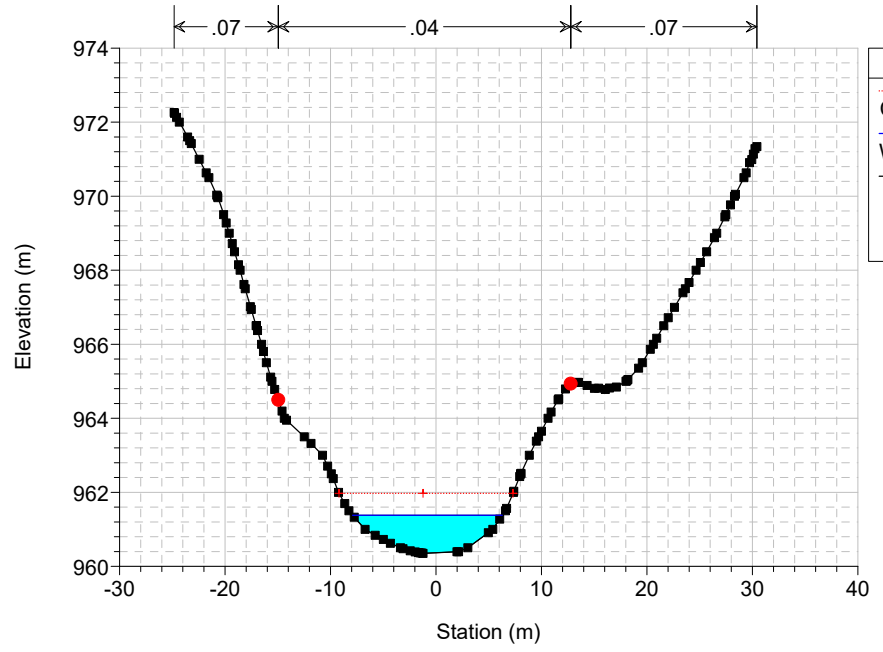
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 30

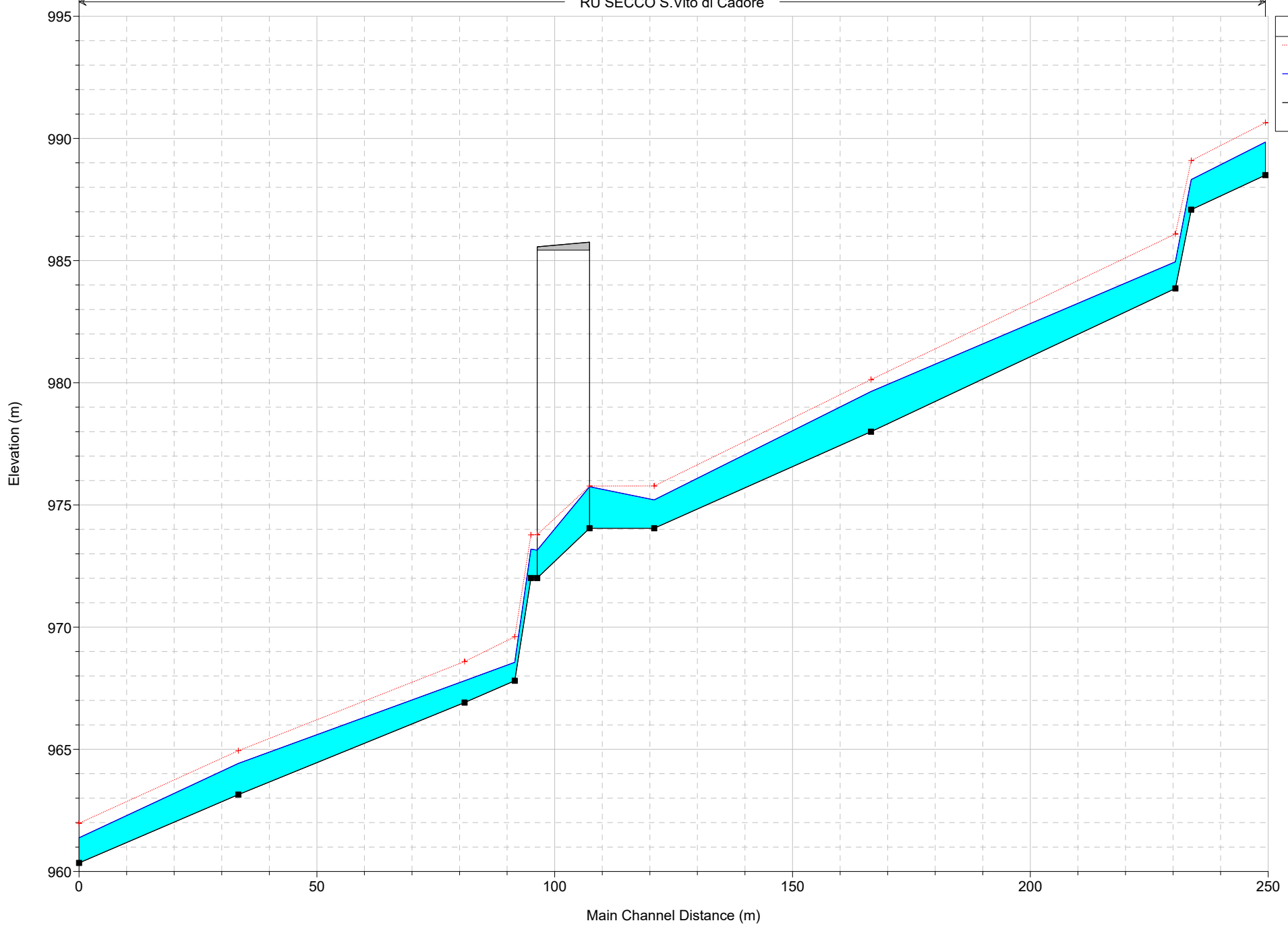


RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 20

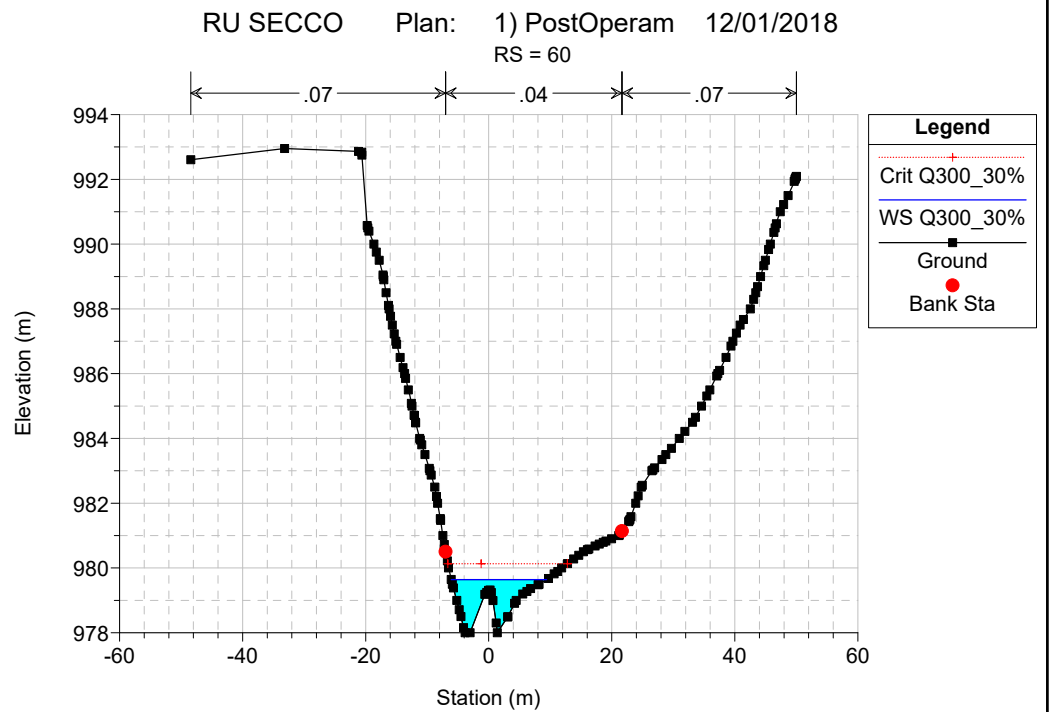
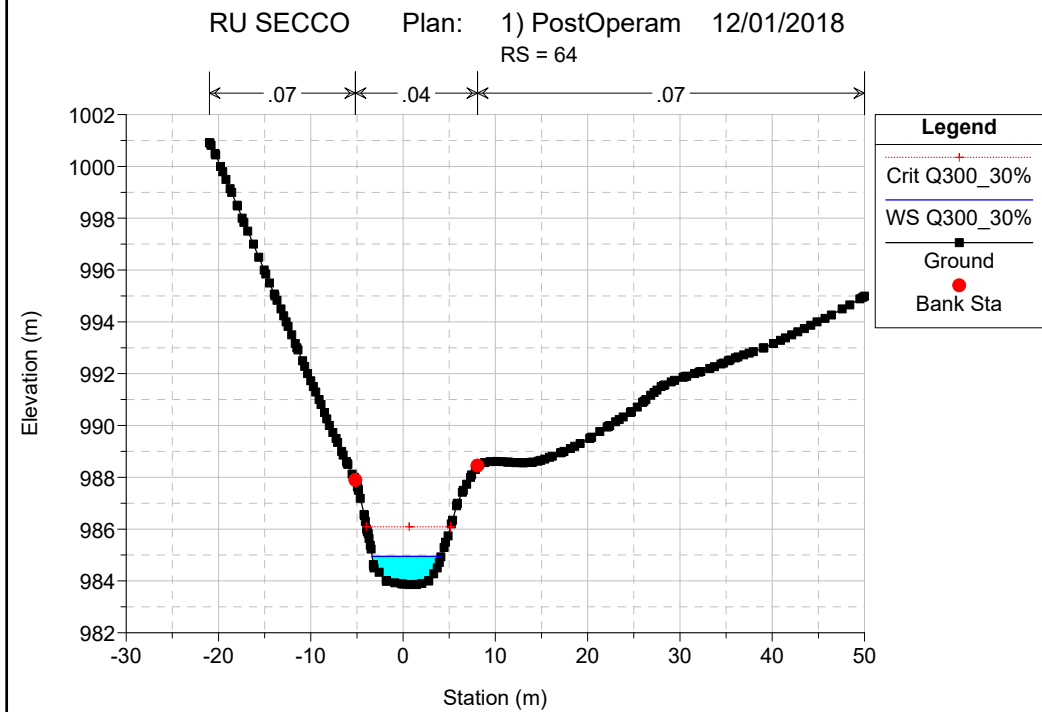
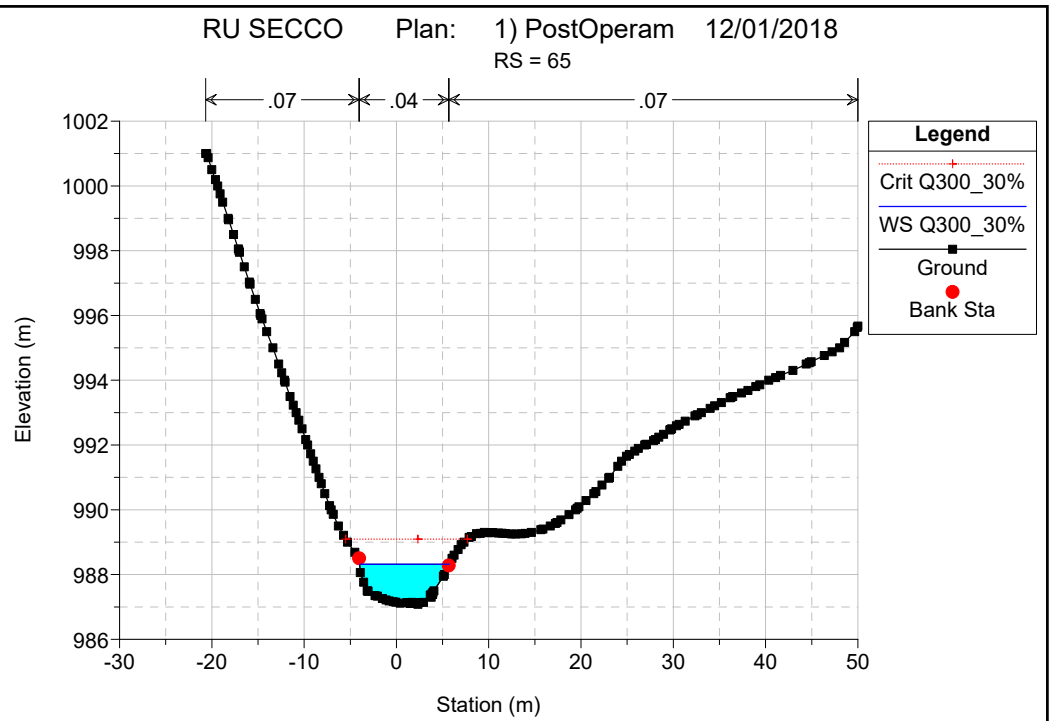
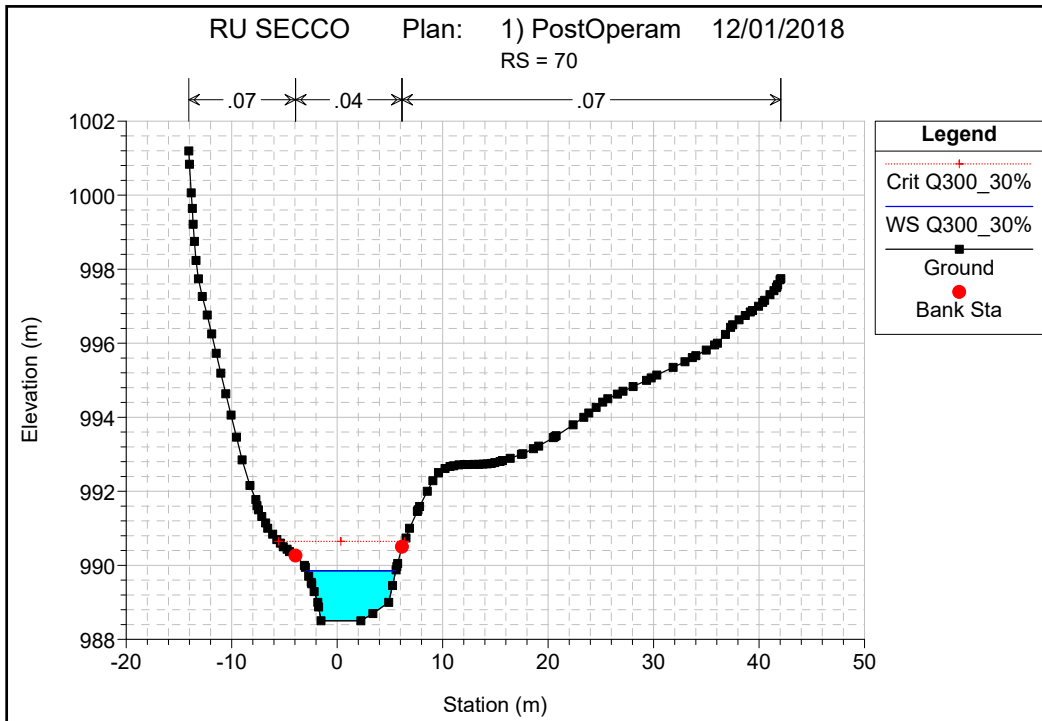


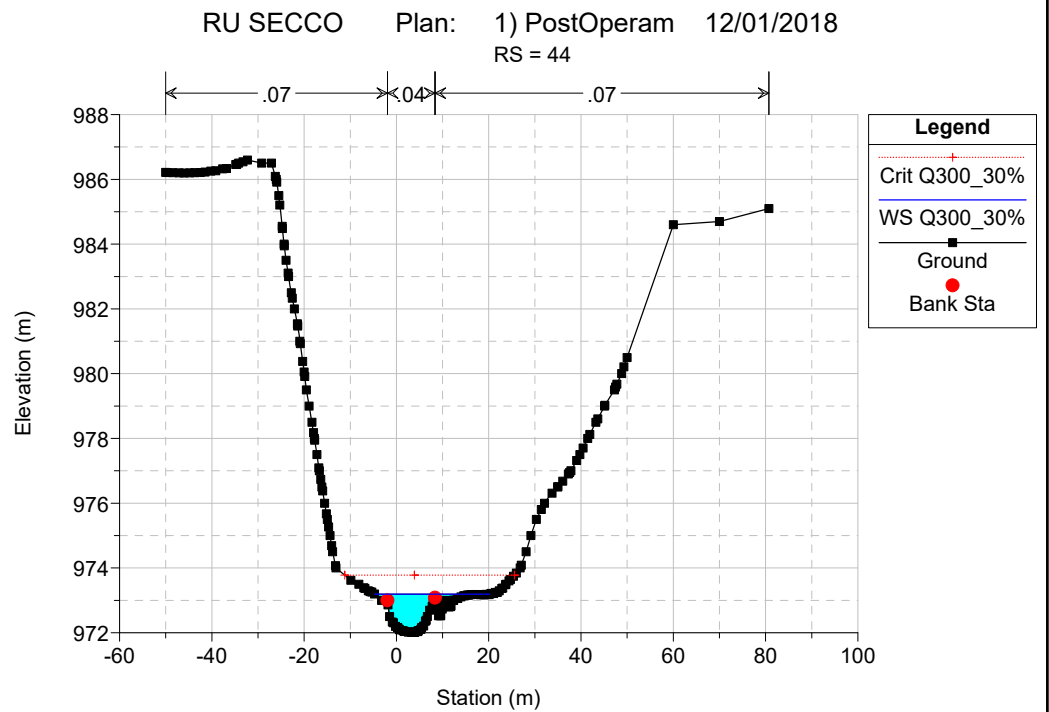
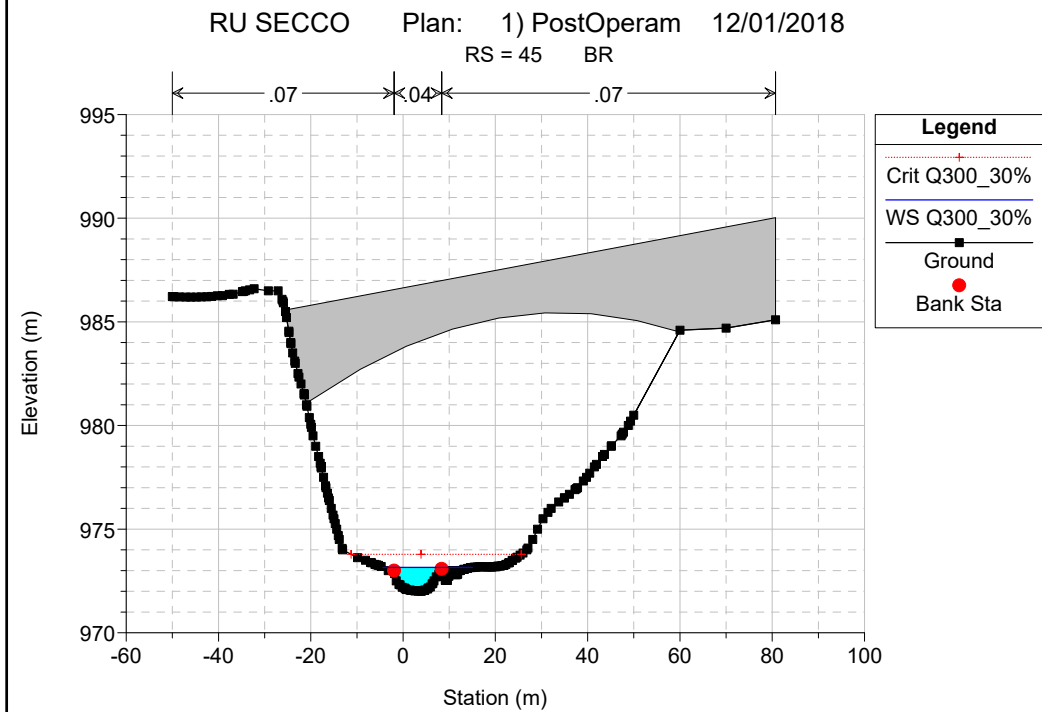
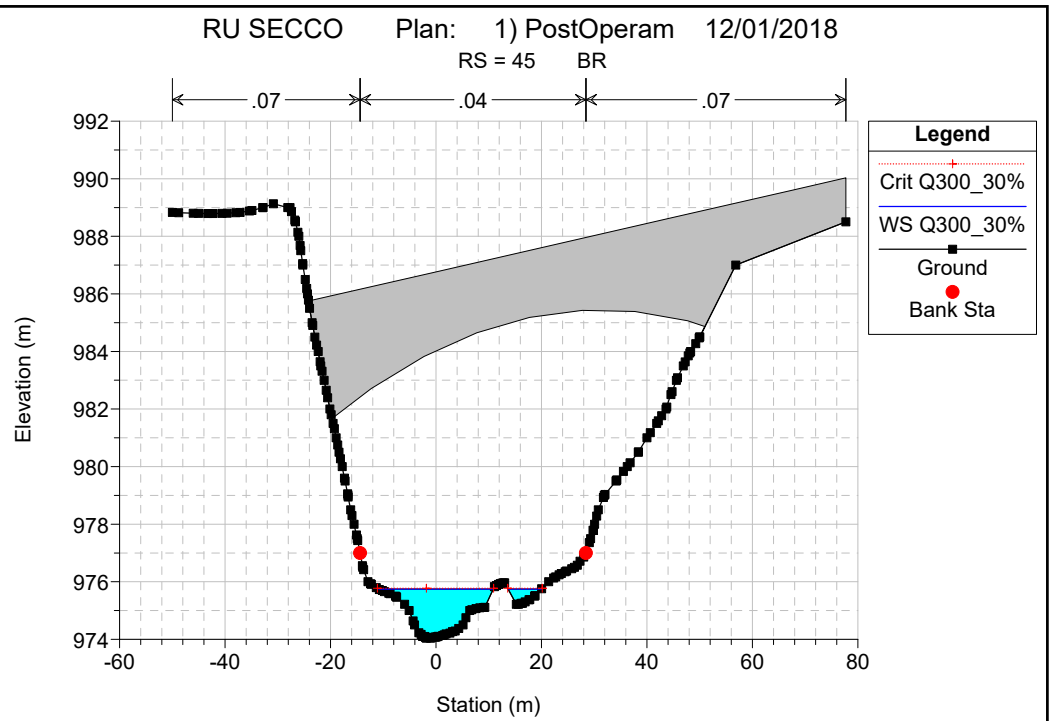
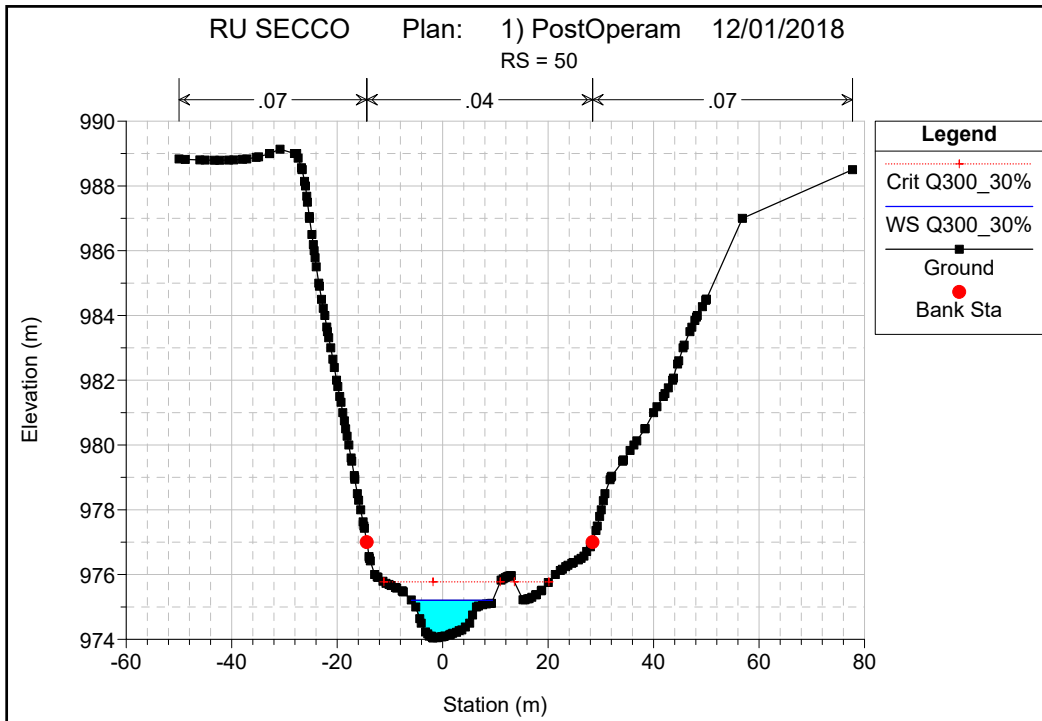
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
S.Vito di Cadore	70	Q300_30%	66.42	988.50	989.85	990.65	992.56	0.090063	7.29	9.11	8.46	2.24
S.Vito di Cadore	65	Q300_30%	66.42	987.08	988.32	989.09	991.06	0.103669	7.33	9.06	9.72	2.42
S.Vito di Cadore	64	Q300_30%	66.42	983.86	984.95	986.09	990.30	0.229741	10.25	6.48	7.47	3.51
S.Vito di Cadore	60	Q300_30%	66.42	978.00	979.64	980.13	981.19	0.077959	5.51	12.05	15.50	2.00
S.Vito di Cadore	50	Q300_30%	66.42	974.04	975.21	975.78	977.14	0.100238	6.15	10.79	15.40	2.35
S.Vito di Cadore	45		Bridge									
S.Vito di Cadore	44	Q300_30%	66.42	972.01	973.19	973.78	975.41	0.085853	6.72	11.73	24.93	2.24
S.Vito di Cadore	43	Q300_30%	66.42	967.80	968.56	969.61	974.50	0.376708	10.80	6.15	9.89	4.37
S.Vito di Cadore	40	Q300_30%	66.42	966.91	967.80	968.59	971.11	0.173333	8.06	8.25	11.78	3.07
S.Vito di Cadore	30	Q300_30%	66.42	963.15	964.42	964.94	966.12	0.059752	5.77	11.51	12.01	1.88
S.Vito di Cadore	20	Q300_30%	66.42	960.35	961.38	961.97	963.49	0.103612	6.44	10.32	14.20	2.41

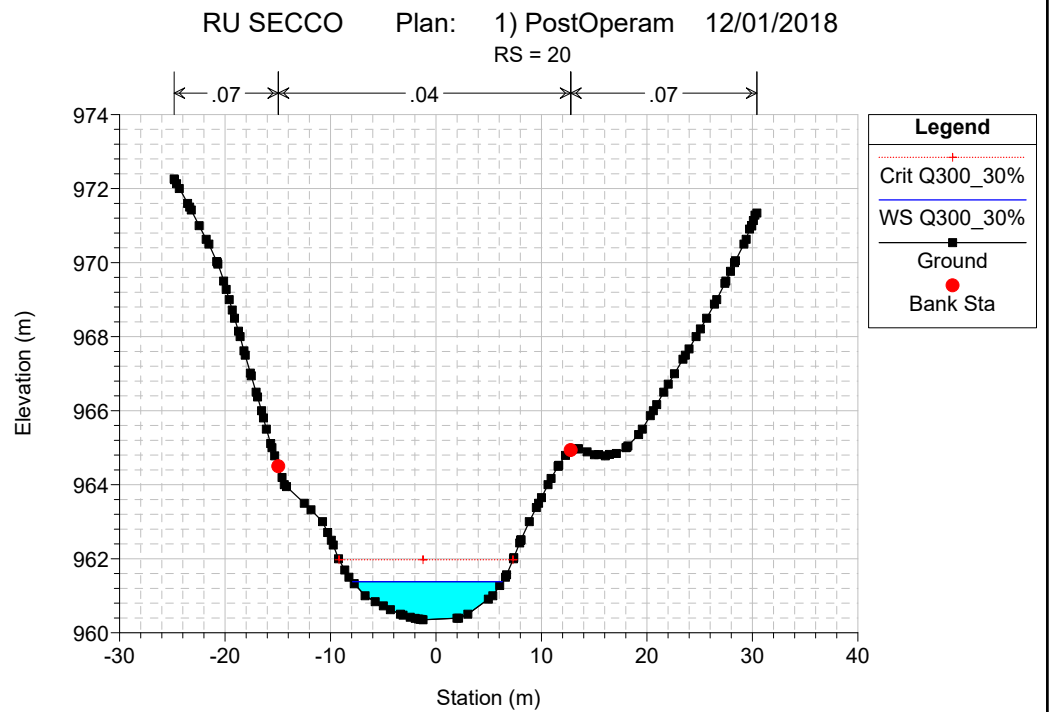
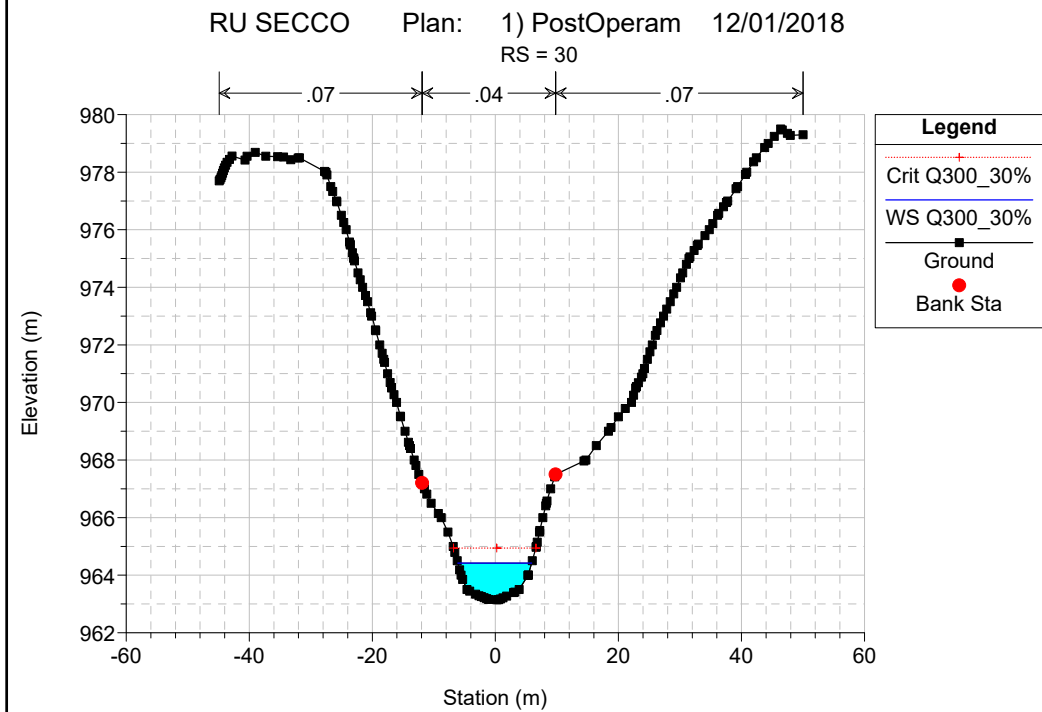
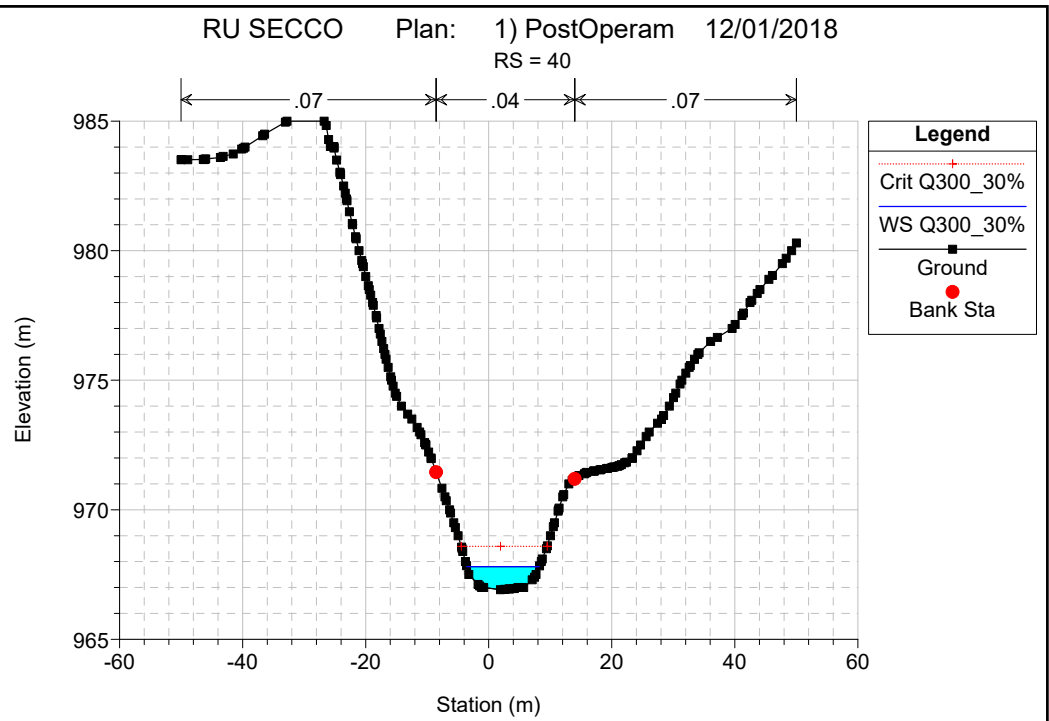
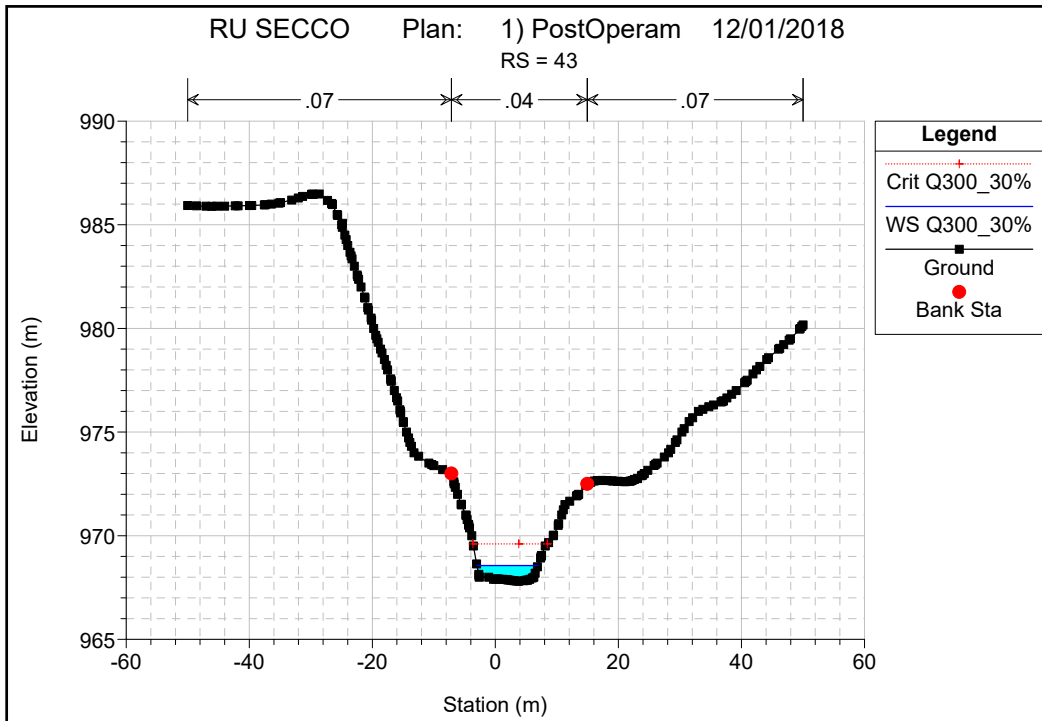


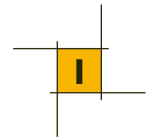
Legend

- Crit Q300_30%
- WS Q300_30%
- Ground







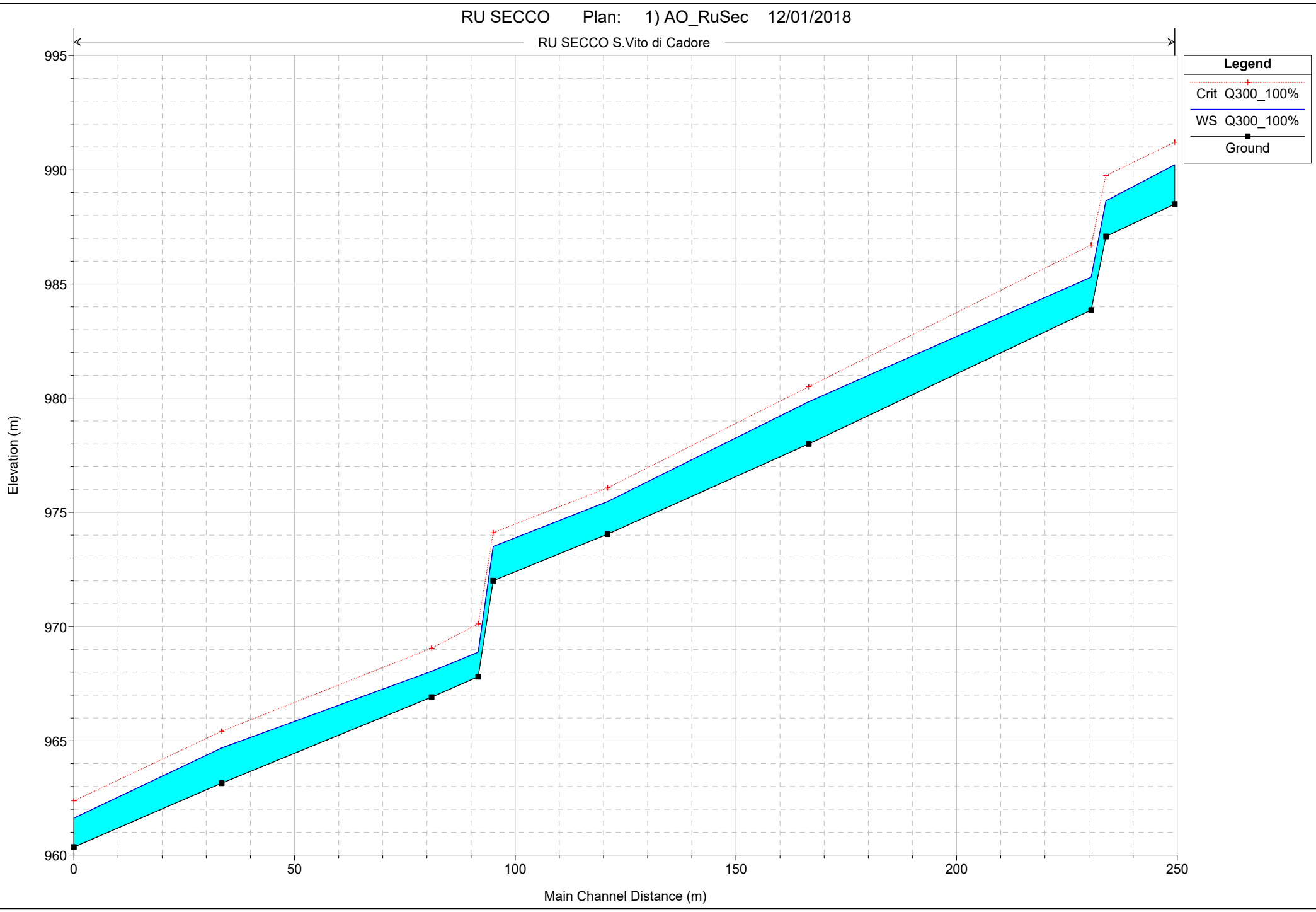


➤ **Piena Q_{300}^{**} (aumentata del 100% per trasporto solido)**

- Tabulato di calcolo torrente Ru Sec (ante operam)
- Profilo longitudinale torrente Ru Sec (ante operam)
- Sezioni trasversali torrente Ru Sec (ante operam)
- Tabulato di calcolo torrente Ru Sec (post operam)
- Profilo longitudinale torrente Ru Sec (post operam)
- Sezioni trasversali torrente Ru Sec (post operam)

HEC-RAS Plan: AO_RuSec River: RU SECCO Reach: S.Vito di Cadore Profile: Q300_100%

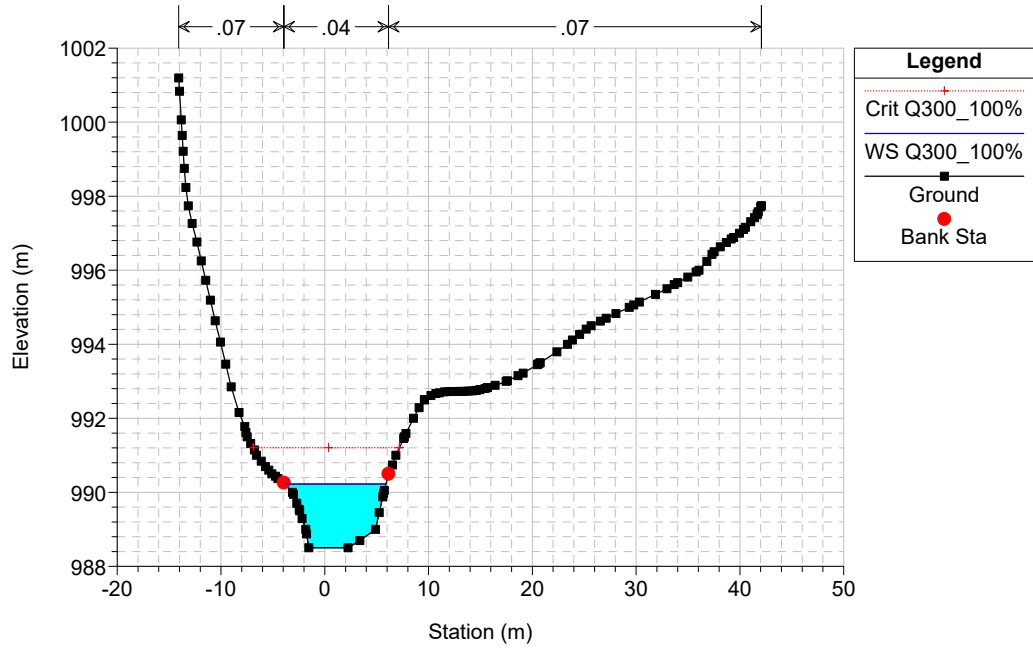
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
S.Vito di Cadore	70	Q300_100%	101.24	988.50	990.22	991.20	993.60	0.090077	8.14	12.43	9.70	2.30
S.Vito di Cadore	65	Q300_100%	101.24	987.08	988.63	989.75	992.16	0.092658	8.33	12.27	10.70	2.38
S.Vito di Cadore	64	Q300_100%	101.24	983.86	985.30	986.71	991.47	0.190007	11.00	9.20	7.96	3.27
S.Vito di Cadore	60	Q300_100%	101.24	978.00	979.84	980.50	982.07	0.092517	6.61	15.32	17.17	2.23
S.Vito di Cadore	50	Q300_100%	101.24	974.04	975.47	976.08	977.57	0.103563	6.42	15.77	21.64	2.40
S.Vito di Cadore	44	Q300_100%	101.24	972.01	973.51	974.11	975.55	0.059845	6.82	20.81	31.99	1.96
S.Vito di Cadore	43	Q300_100%	101.24	967.80	968.88	970.12	974.81	0.238526	10.79	9.38	10.48	3.64
S.Vito di Cadore	40	Q300_100%	101.24	966.91	968.04	969.05	972.24	0.160623	9.08	11.15	12.45	3.06
S.Vito di Cadore	30	Q300_100%	101.24	963.15	964.69	965.42	967.06	0.065291	6.83	14.83	12.71	2.02
S.Vito di Cadore	20	Q300_100%	101.24	960.35	961.62	962.37	964.35	0.100538	7.32	13.83	15.25	2.45



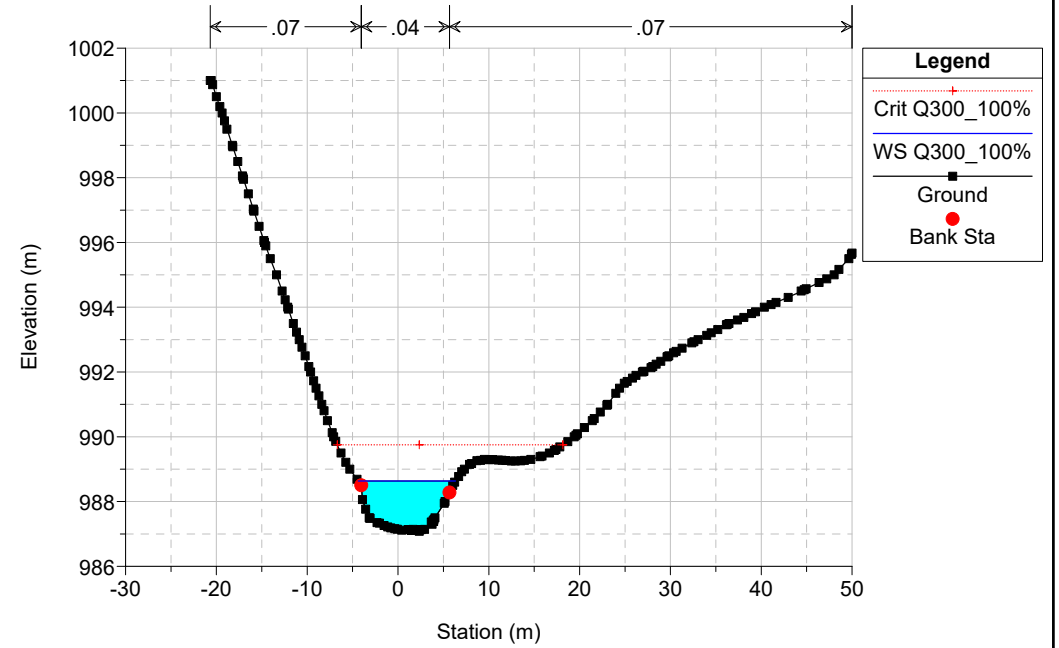
Legend

- Crit Q300_100%
- WS Q300_100%
- Ground

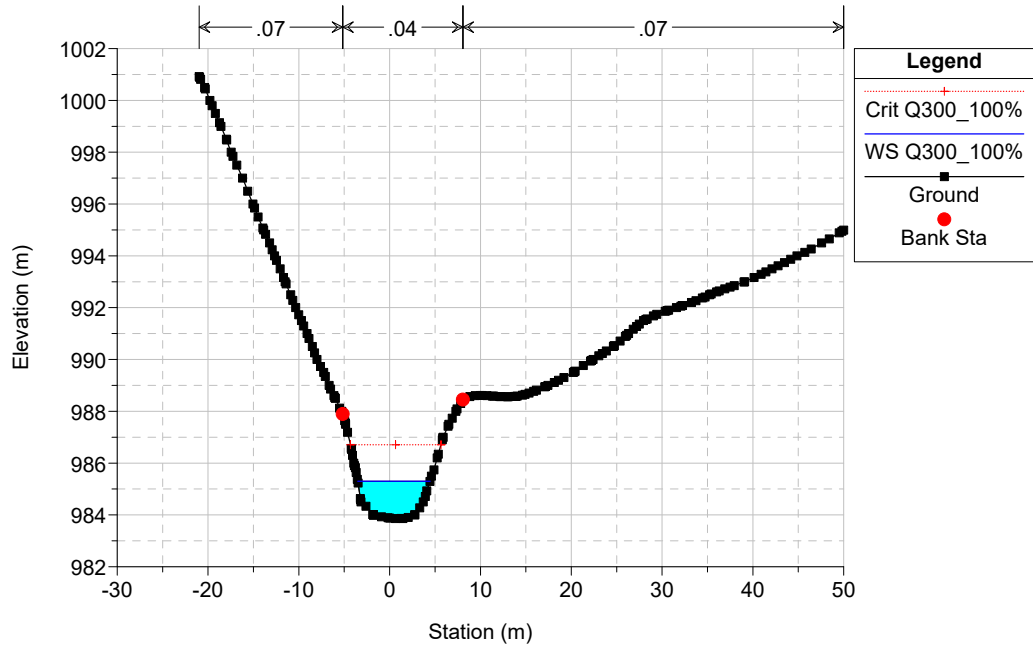
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 70



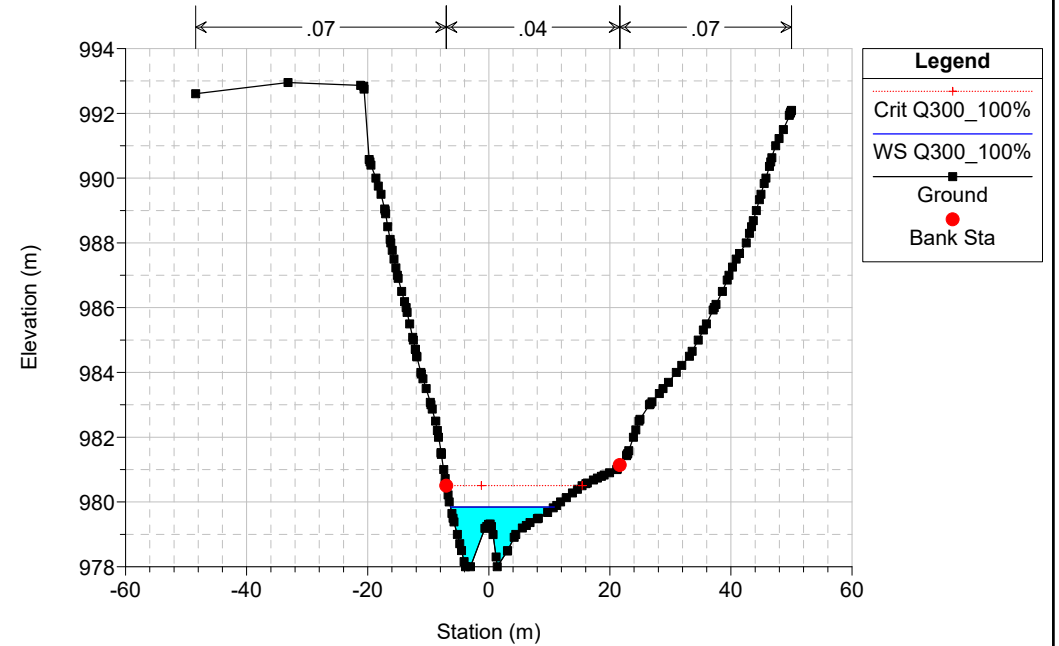
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 65

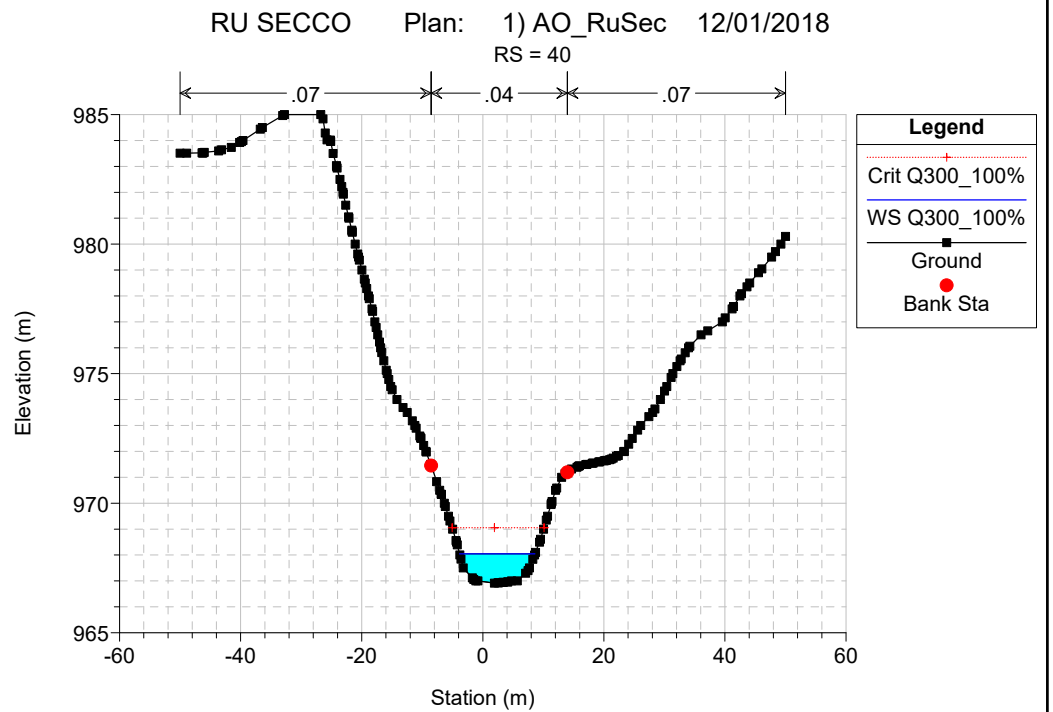
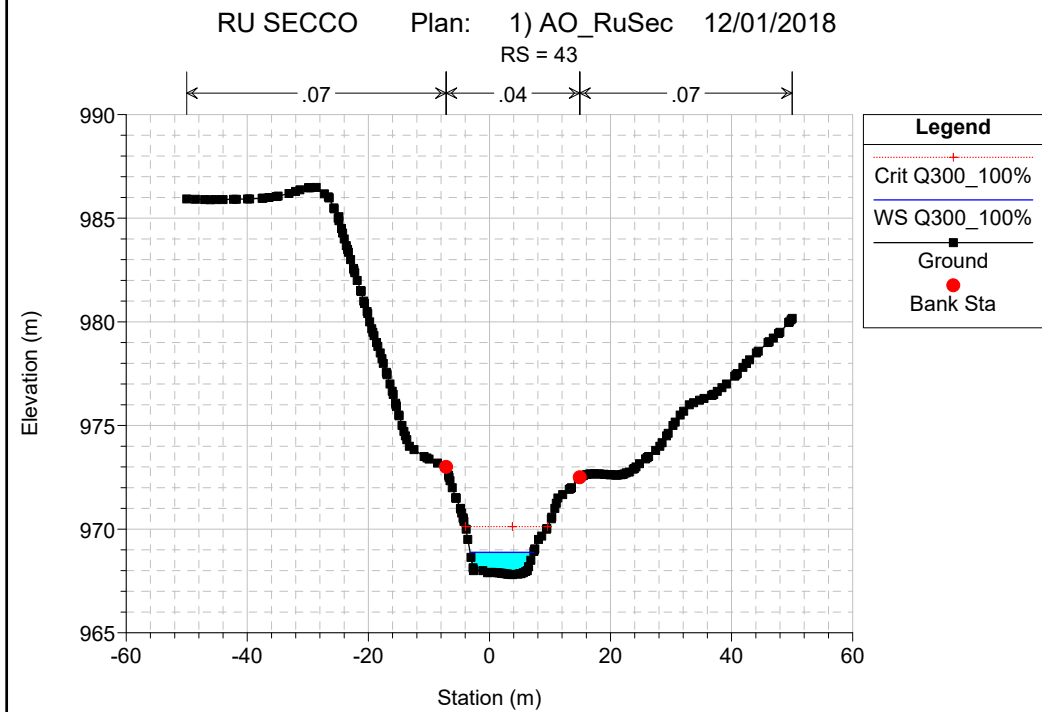
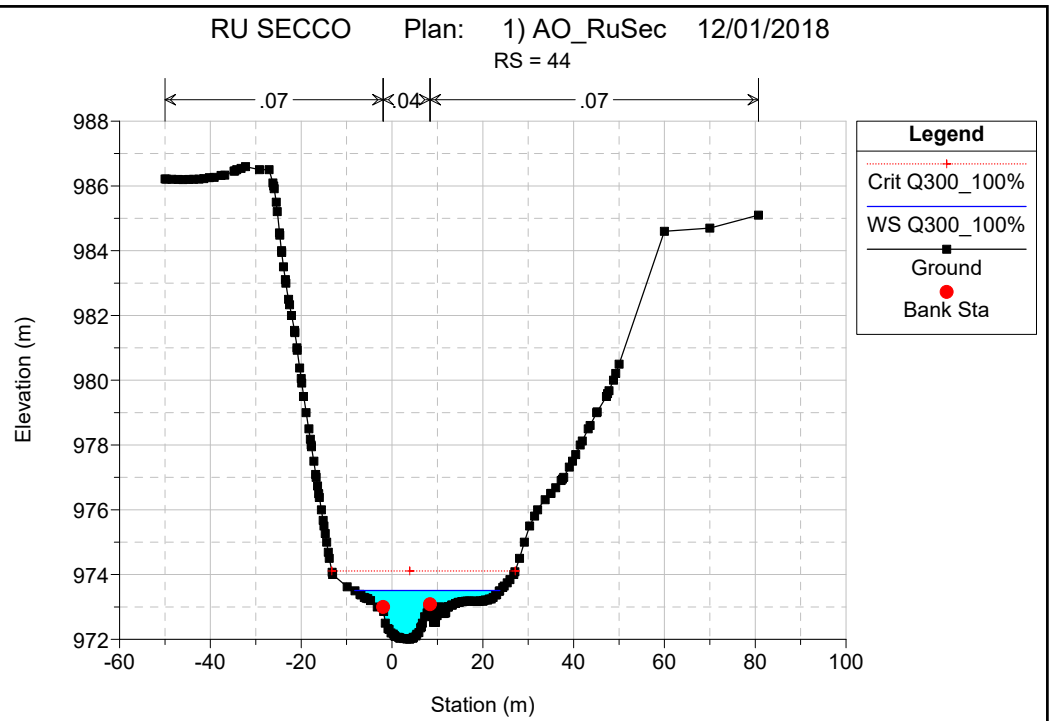
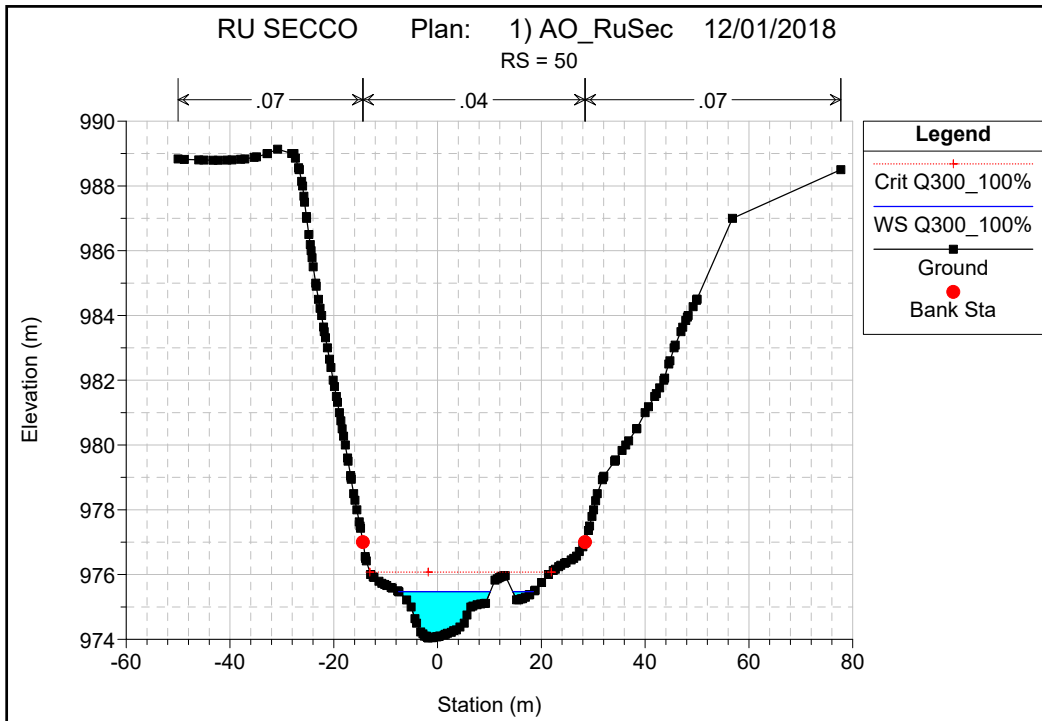


RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 64



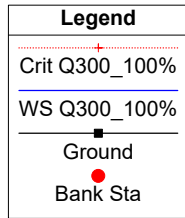
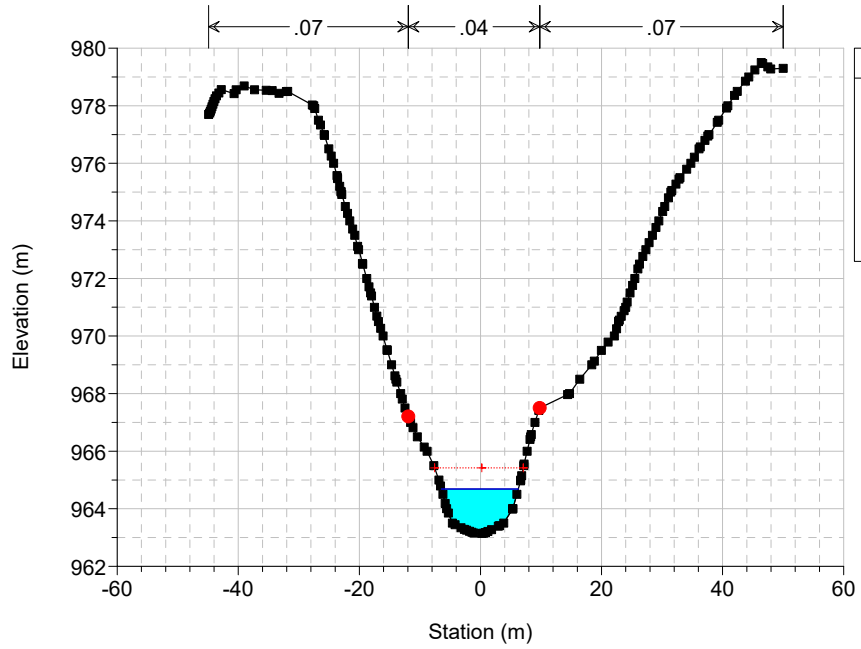
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018
RS = 60





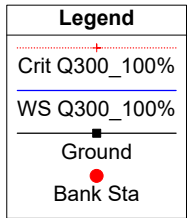
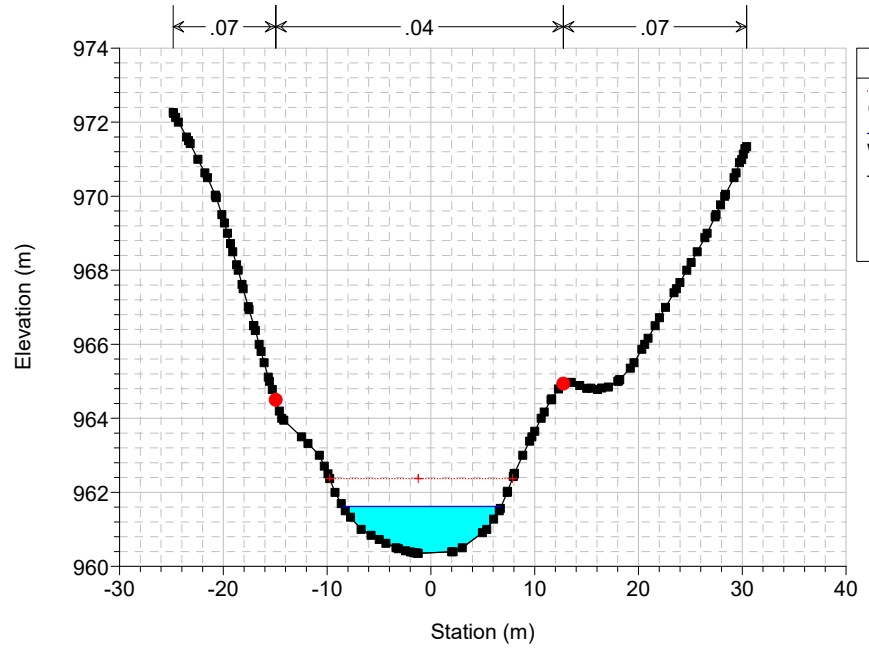
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 30



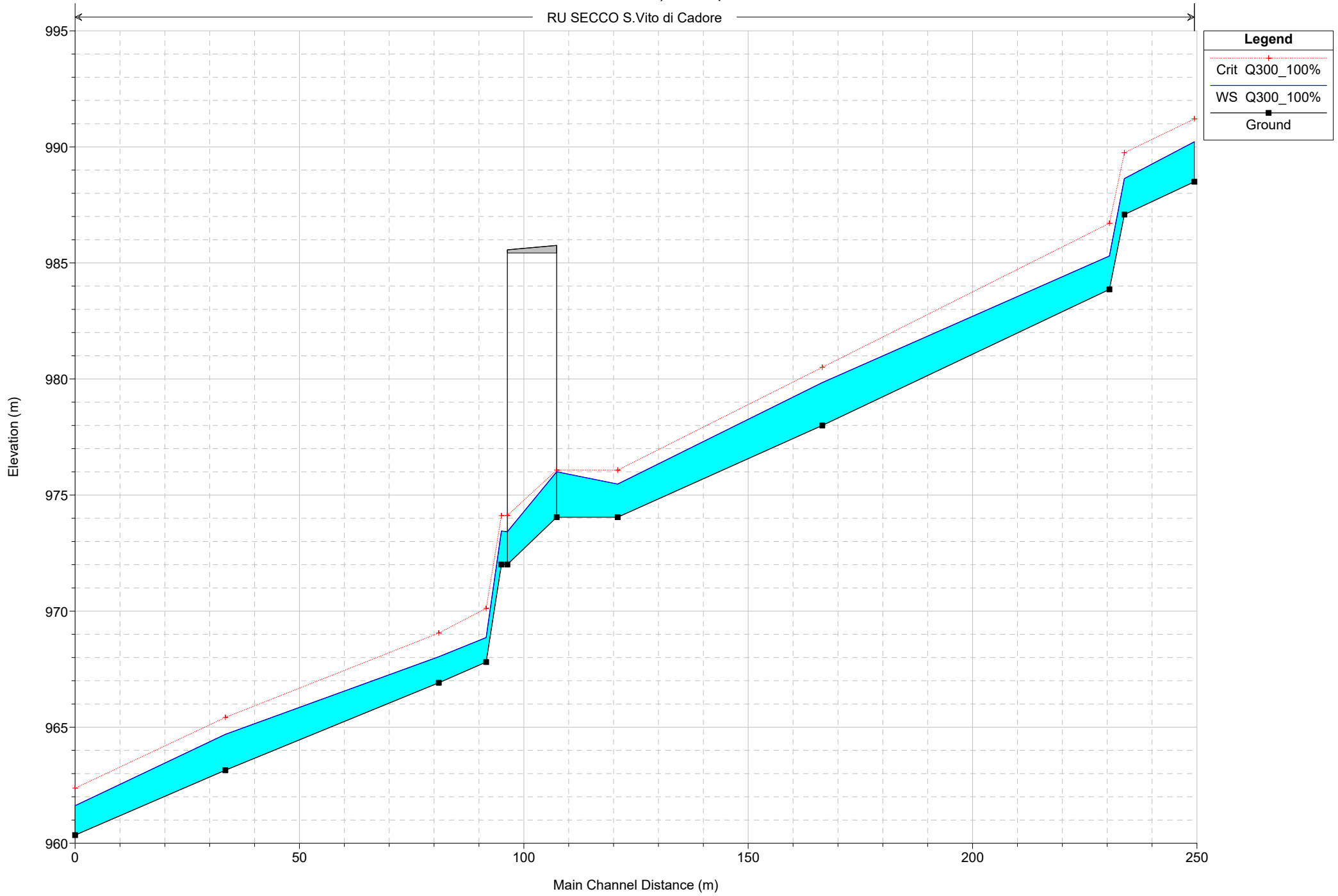
RU SECCO Plan: 1) AO_RuSec 12/01/2018

RS = 20



HEC-RAS Plan: PostOperam River: RU SECCO Reach: S.Vito di Cadore Profile: Q300_100%

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
S.Vito di Cadore	70	Q300_100%	101.24	988.50	990.22	991.20	993.60	0.090077	8.14	12.43	9.70	2.30
S.Vito di Cadore	65	Q300_100%	101.24	987.08	988.63	989.75	992.16	0.092658	8.33	12.27	10.70	2.38
S.Vito di Cadore	64	Q300_100%	101.24	983.86	985.30	986.71	991.47	0.190007	11.00	9.20	7.96	3.27
S.Vito di Cadore	60	Q300_100%	101.24	978.00	979.84	980.50	982.07	0.092517	6.61	15.32	17.17	2.23
S.Vito di Cadore	50	Q300_100%	101.24	974.04	975.47	976.08	977.57	0.103563	6.42	15.77	21.64	2.40
S.Vito di Cadore	45	Bridge										
S.Vito di Cadore	44	Q300_100%	101.24	972.01	973.45	974.11	975.85	0.073079	7.30	19.03	31.09	2.15
S.Vito di Cadore	43	Q300_100%	101.24	967.80	968.86	970.12	975.05	0.254507	11.02	9.19	10.45	3.75
S.Vito di Cadore	40	Q300_100%	101.24	966.91	968.03	969.05	972.33	0.166419	9.18	11.02	12.42	3.11
S.Vito di Cadore	30	Q300_100%	101.24	963.15	964.69	965.42	967.06	0.065217	6.82	14.83	12.71	2.02
S.Vito di Cadore	20	Q300_100%	101.24	960.35	961.62	962.37	964.35	0.100563	7.32	13.83	15.25	2.45



Legend

- Crit Q300_100%
- WS Q300_100%
- Ground

