

AUTOSTRADA (A1) : MILANO – NAPOLI

AMPLIAMENTO ALLA QUARTA CORSIA DEL TRATTO MILANO SUD (Tang. Ovest) – LODI

PROGETTO ESECUTIVO

AU – AUTOSTRADA A1

IDROLOGIA E IDRAULICA

Interferenze Idrografiche

Relazione idrologico – idraulica

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Paolo De Paoli
Ord. Ingg. Pavia n.1739
**RESPONSABILE IDROLOGIA
E IDRAULICA**

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE


Ing. Francesca Di Noto
Ord. Ingg. Milano N. 30472

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496
PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:
Codice	Commessa	Lotto, Sub- Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	00	
1	19959	LL00	PEAU	IDR	I	I	000	000000	R	IDR	0010	-2	SCALA: VARIE	

	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE		
	Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830				n.	data	
					0	OTTOBRE 2017	
					1	DICEMBRE 2017	
					2	GENNAIO 2018	
REDDATTO:	-		VERIFICATO:	-		3	-
						4	-

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Stefano Storoni

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	PREMESSA	6
2	ASSETTO MORFOLOGICO E IDROGRAFICO ATTUALE	7
2.1	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	7
2.2	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	7
2.2.1	<i>Fiume Lambro</i>	<i>7</i>
2.2.2	<i>Idrografia Secondaria</i>	<i>7</i>
2.2.3	<i>Reti Irrigue Minori</i>	<i>8</i>
3	ANALISI IDROLOGICA DELLE INTERFERENZE IDROGRAFICHE	9
3.1	FIUME LAMBRO	9
3.1.1	<i>Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico inerente al Fiume Lambro</i>	<i>9</i>
3.1.2	<i>Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro – Olona (Fiume Lambro: Seconda parte – dalla confluenza del Deviatore Redefossi al Fiume Po)</i>	<i>11</i>
3.1.3	<i>Immissari a monte di Melegnano</i>	<i>12</i>
3.2	REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE RETI CONSORTILI	13
3.2.1	<i>Cavo Lorini-Marocco - Consorzio Naviglio Olona</i>	<i>13</i>
3.2.2	<i>Consorzio Muzza-Bassa Lodigiana</i>	<i>14</i>
3.3	FOSSI IRRIGUI PRIVATI	15
4	ANALISI IDRAULICA DELLE INTERFERENZE IDROGRAFICHE	16
4.1	FIUME LAMBRO	16
4.1.1	<i>Geometria del modello</i>	<i>16</i>
4.1.2	<i>Coefficienti di scabrezza</i>	<i>17</i>
4.1.3	<i>Condizioni al contorno</i>	<i>17</i>
4.1.4	<i>Risultati delle simulazioni</i>	<i>17</i>
4.1.5	<i>Verifica delle pile in riva sinistra alveo</i>	<i>27</i>
4.2	CAVO LORINI MAROCCO	29
4.3	CAVO SILLARO SALERANO	34
4.3.1	<i>Risultati dell'analisi idraulica</i>	<i>36</i>
4.5	ROGGIA BARBAVARA	43
4.5.1	<i>Risultati dell'analisi idraulica</i>	<i>44</i>
4.6	CALCOLO DI VERIFICA DELLE PORTATE MASSIME DEFLUIBILI IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE D'ARTE DEL RETICOLO IDROGRAFICO SECONDARIO	55
4.6.1	<i>Canali di competenza del consorzio Muzza – Bassa Lodigiana</i>	<i>55</i>
4.6.2	<i>Fossi privati</i>	<i>57</i>
5	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEGLI ALVEI	65
5.1	METODO DELLE TENSIONI DI TRASCINAMENTO	65
5.2	INTERVENTI SUL FIUME LAMBRO	66
5.2.1	<i>Soluzione di progetto</i>	<i>67</i>
5.2.2	<i>Modellazione di progetto del Fiume Lambro</i>	<i>70</i>
5.2.3	<i>Fasi costruttive</i>	<i>74</i>
5.3	INTERVENTI SUL LORINI MAROCCO	79
5.3.1	<i>FASI</i>	<i>82</i>
5.4	INTERVENTI SUL CAVO SILLARO SALERANO	87
5.4.1	<i>FASI</i>	<i>88</i>

5.5	INTERVENTI SULLA ROGGIA BARBAVARA.....	91
5.6	INTERVENTI SUGLI ALVEI DELLE OPERE D'ARTE SECONDARIE E MINORI.....	93
APPENDICE A: SOFTWARE HEC-RAS		95
APPENDICE B: MODELLAZIONE FIUME LAMBRO		97
APPENDICE C: MODELLAZIONE CAVO LORINI MAROCCO, CAVO SILLARO SALERANO E ROGGIA BARBAVARA.....		122

Indice delle Tabelle e delle Figure

TABELLA 2.1 INTERFERENZE DEL CONSORZIO MUZZA-BASSA LODIGIANA	8
TABELLA 3.1 – PORTATE DI RIFERIMENTO PAI PER IL FIUME LAMBRO	10
TABELLA 3.2 – ESTRATTO DELLO “STUDIO DI FATTIBILITÀ DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI CORSI D’ACQUA NATURALI E ARTIFICIALI ALL’INTERNO DELL’AMBITO IDROGRAFICO DI PIANURA LAMBRO – OLONA” CON LE PORTATE DI RIFERIMENTO PER LA SEZIONE DI INTERESSE.	11
FIGURA 1 – AREA DELIMITATA DALLE FASCE PAI A E B E AREA ALLAGATA RELATIVA ALLO “STUDIO DI FATTIBILITÀ DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI CORSI D’ACQUA NATURALI E ARTIFICIALI ALL’INTERNO DELL’AMBITO IDROGRAFICO DI PIANURA LAMBRO – OLONA” IN CORRISPONDENZA DELL’ATTRAVERSAMENTO AUTOSTRADALE SUL FIUME LAMBRO.	12
FIGURA 2 – NODO IDRAULICO ESISTENTE SUL LORINI MAROCCO A VALLE DEL PONTE SULL’AUTOSTRADA.	14
TABELLA 3.3 – PORTATE DI RIFERIMENTO FORNITE DAL CONSORZIO MUZZA – BASSA LODIGIANA.	15
FIGURA 3- GEOMETRIA UTILIZZATA PER LA MODELLAZIONE DEL FIUME LAMBRO.....	17
TABELLA 4.1- RISULTATI OTTENUTI DALLA SIMULAZIONE PER Q_{10_PAI}	18
FIGURA 4 – PROFILO IDRAULICO OTTENUTO PER Q_{10_PAI}	19
FIGURA 5: SEZIONE DI MONTE DEL VIADOTTO DEL LAMBRO CON DISTRIBUZIONE DELLE PORTATE PER Q_{10_PAI}	20
FIGURA 6: SEZIONE DI VALLE DEL VIADOTTO DEL LAMBRO CON DISTRIBUZIONE DELLE PORTATE PER Q_{10_PAI}	20
TABELLA 4.2- RISULTATI OTTENUTI DALLA SIMULAZIONE PER Q_{200_PAI}	21
FIGURA 7 – PROFILO IDRAULICO OTTENUTO PER Q_{200_PAI}	22
FIGURA 8: SEZIONE DI MONTE DEL VIADOTTO DEL LAMBRO CON DISTRIBUZIONE DELLE PORTATE PER Q_{200_PAI}	23
FIGURA 9: SEZIONE DI VALLE DEL VIADOTTO DEL LAMBRO CON DISTRIBUZIONE DELLE PORTATE PER Q_{200_PAI}	23
TABELLA 4.3- RISULTATI OTTENUTI DALLA SIMULAZIONE PER $Q_{200_REGIONE}$	24
FIGURA 10 – PROFILO IDRAULICO OTTENUTO PER $Q_{200_REGIONE}$	25
FIGURA 11: SEZIONE DI MONTE DEL VIADOTTO DEL LAMBRO CON DISTRIBUZIONE DELLE PORTATE PER $Q_{200_REGIONE}$	26
FIGURA 12: SEZIONE DI VALLE DEL VIADOTTO DEL LAMBRO CON DISTRIBUZIONE DELLE PORTATE PER $Q_{200_REGIONE}$	26
TABELLA 4.4 – MASSIME PROFONDITÀ DI SCALZAMENTO OTTENUTE PER LE PILE NELL’AREA GOLENALE IN SINISTRA IDRAULICA DEL FIUME LAMBRO.	28
FIGURA 13 – SCALZAMENTO DELLE PILE IN AREA GOLENALE DEL FIUME LAMBRO OTTENUTA TRAMITE HEC-RAS.....	28
FIGURA 14 - MODELLO IDRAULICO DEL CAVO LORINI MAROCCO.....	29
TABELLA 4.5: RISULTATI DELL’ANALISI IDRAULICA.....	30
FIGURA 15 – PROFILO IDRAULICO CONFIGURAZIONE ESISTENTE CAVO LORINI MAROCCO.....	32
FIGURA 16 - SEZIONE DEL CAVO LORINI MAROCCO ALLO STATO ATTUALE IN CORRISPONDENZA DELLA SEZIONE DI VALLE DEL PONTICELLO SULLA STRADA PODERALE.	33
FIGURA 17 - SEZIONE DEL CAVO LORINI MAROCCO ALLO STATO ATTUALE IN CORRISPONDENZA DELLA SEZIONE DI VALLE DEL VIADOTTO AUTOSTRADALE	33
FIGURA 18 – SEZIONE DEL CAVO LORINI MAROCCO ALLO STATO ATTUALE IN CORRISPONDENZA DELLE PARATOIE IN LINEA ESISTENTI.	34
FIGURA 19 – SISTEMAZIONE DEL CAVO SILLARO SALERANO.....	35
FIGURA 20 – SITUAZIONE DELLA CHIUSA A VALLE DEL VIADOTTO AUTOSTRADALE SUL CAVO SILLARO SALERANO IN OCCASIONE DEL SOPRALLUOGO EFFETTUATO NEL LUGLIO 2017	35
FIGURA 21 – MODELLO IDRAULICO DEL CAVO SILLARO SALERANO.....	36
FIGURA 22 – PROFILO IDRAULICO CAVO SILLARO SALERANO	37
FIGURA 23 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE RFI	38
FIGURA 24 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DELLO STRADELLO FERROVIARIO	38
FIGURA 25 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI PROGETTO (PROSPETTO IN CORRISPONDENZA DELL’AREA INTERCLUSA TRA L’AUTOSTRADA A1 E LA PASSERELLA PEDONALE).....	39
FIGURA 26 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI PROGETTO DELL’AUTOSTRADA A1 (PROSPETTO LATO OVEST)	39
FIGURA 27 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DELLA CHIUSA SUL CAVO SILLARO	40
FIGURA 28 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL TOMBINO CIRCOLARE SUL CAVO SILLARO	40
FIGURA 29 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTICELLO SUL CAVO SILLARO	41
TABELLA 4.6: RISULTATI DELL’ANALISI IDRAULICA.....	41

FIGURA 30 – SISTEMAZIONE DELLA ROGGIA BARBAVARA.....	43
FIGURA 31 – MODELLO IDRAULICO DELLA ROGGIA BARBAVARA.....	44
TABELLA 4.7: SCENARIO 1: RISULTATI DELL'ANALISI IDRAULICA.....	45
FIGURA 32 – PROFILO IDRAULICO ROGGIA BARBAVARA.....	46
FIGURA 33 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE RFI.....	47
FIGURA 34 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DELLA PASSERELLA STRADALE.....	47
FIGURA 35 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI PROGETTO (PROSPETTO IN CORRISPONDENZA DELL'AREA INTERCLUSA TRA L'AUTOSTRADA A1 E LA PASSERELLA STRADALE).....	48
FIGURA 36 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI PROGETTO DELL'AUTOSTRADA A1 (PROSPETTO IN CORRISPONDENZA DELL'AREA INTERCLUSA TRA L'AUTOSTRADA A1 E LA S.P. N° 140).....	48
FIGURA 37 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE S.P. N° 140.....	49
TABELLA 4.8: SCENARIO 2: RISULTATI DELL'ANALISI IDRAULICA.....	50
FIGURA 38 – PROFILO IDRAULICO ROGGIA BARBAVARA.....	51
FIGURA 39 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE RFI.....	52
FIGURA 40 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DELLA PASSERELLA STRADALE.....	52
FIGURA 41 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI PROGETTO (PROSPETTO IN CORRISPONDENZA DELL'AREA INTERCLUSA TRA L'AUTOSTRADA A1 E LA PASSERELLA STRADALE).....	53
FIGURA 42 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI PROGETTO DELL'AUTOSTRADA A1 (PROSPETTO IN CORRISPONDENZA DELL'AREA INTERCLUSA TRA L'AUTOSTRADA A1 E LA S.P. N° 140).....	53
FIGURA 43 – LIVELLO IDRICO MASSIMO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE S.P. N° 140.....	54
TABELLA 4.9 – VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI DEL CANALI DEL CONSORZIO MUZZA – BASSA LODIGIANA.....	56
DI SEGUITO SI RIPORTANO LE TABELLE CON I RISULTATI OTTENUTI. PER LE VERIFICHE DEI TOMBINI SCATOLARI SI FA RIFERIMENTO ALLA.....	57
TABELLA 4.10 – VERIFICHE DEI TOMBINI SCATOLARI ASSE PRINCIPALE.....	58
TABELLA 4.11 – VERIFICHE DEI TOMBINI SCATOLARI RAMPE.....	59
TABELLA 4.12 – VERIFICHE DEI TOMBINI SCATOLARI VIABILITÀ INTERFERITE.....	59
TABELLA 4.13 – VERIFICHE DEI TOMBINI CIRCOLARI ASSE PRINCIPALE.....	60
TABELLA 4.14 – VERIFICHE DEI TOMBINI CIRCOLARI RAMPE.....	61
TABELLA 4.15 – VERIFICHE DEI TOMBINI CIRCOLARI VIABILITÀ INTERFERITE.....	61
FIGURA 44 – STRALCIO PLANIMETRICO TC006 E TC007.....	63
TABELLA 4.16 – TOMBINI CON PENDENZE MODIFICATE TRAMITE RIEMPIMENTO.....	64
TABELLA 5.1 - COEFFICIENTI DI CURVATURA K_1	65
TABELLA 5.2 – VERIFICA PROTEZIONI IN MASSI PER IL FIUME LAMBRO.....	67
FIGURA 45 – STRALCIO PLANIMETRICO DELLA SISTEMAZIONE DEL FIUME LAMBRO.....	67
FIGURA 46 – SEZIONE DI PROGETTO DEL RIVESTIMENTO DELLA SPONDA DESTRA E DELLA SPONDA SINISTRA IN ASSE AL VIADOTTO SUL FIUME LAMBRO.....	68
FIGURA 47 – SEZIONE DI PROGETTO DEL RIVESTIMENTO DELLE PILE IN AREA GOLENALE NELLA SEZIONE DI MONTE DEL VIADOTTO SUL FIUME LAMBRO.....	69
FIGURA 48 – SEZIONE DI PROGETTO DEL RIVESTIMENTO DEL RILEVATO AUTOSTRADALE.....	69
TABELLA 5.3 – TABELLA RISULTATI NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO PER Q200_PAI.....	70
FIGURA 49 – PROFILO DEL FIUME LAMBRO NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO PER Q200_PAI.....	71
FIGURA 50 – SEZIONE DI VALLE DEL VIADOTTO SUL FIUME LAMBRO NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO PER Q200_PAI.....	71
TABELLA 5.4 – TABELLA RISULTATI NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO PER $Q_{LIMITE_REGIONE}$	72
FIGURA 51 – PROFILO DEL FIUME LAMBRO NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO PER $Q_{LIMITE_REGIONE}$	73
FIGURA 52 – SEZIONE DI MONTE DEL VIADOTTO SUL FIUME LAMBRO NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO PER $Q_{LIMITE_REGIONE}$. IL LIVELLO IDRICO LETTO IN TALE SEZIONE RAPPRESENTA IL LIVELLO SOGLIA PER L'AZIONAMENTO DELLE PARATOIE DI CUI NELL'ELABORATO AU-IDR-DP000-00000-R-IDR-0051-0 - RELAZIONE IDRAULICA DI PIATTAFORMA.....	73
FIGURA 53 – STRALCIO PLANIMETRICO FASE 1.....	74
FIGURA 54 – SEZIONE FASE 1.....	74
FIGURA 55 – STRALCIO PLANIMETRICO FASE 2.....	75
FIGURA 56 – SEZIONE FASE 2.....	76
FIGURA 57 – SEZIONE TIPOLOGICA DELL'ARGINE PROVVISORIALE PER LA REALIZZAZIONE DEI LAVORI SUL FIUME LAMBRO.....	77
FIGURA 58 – FASE 1 - SEZIONE IN CORRISPONDENZA DEL MASSIMO TIRANTE IDRICO PARI A 74.21 M S.L.M.	78

FIGURA 59 – FASE 2 – SEZIONE IN CORRISPONDENZA DEL MASSIMO TIRANTE IDRICO PARI A 74.21 M S.L.M.	78
FIGURA 60: PROFILO IDRAULICO IN CORRISPONDENZA DEL NODO DI REGOLAZIONE PER LO SCENARIO 1.....	80
FIGURA 61: PROFILO IDRAULICO IN CORRISPONDENZA DEL NODO DI REGOLAZIONE PER LO SCENARIO 2.....	81
FIGURA 62: PROFILO IDRAULICO IN CORRISPONDENZA DEL NODO DI REGOLAZIONE PER LO SCENARIO 3.....	81
FIGURA 63: PROFILO IDRAULICO IN CORRISPONDENZA DEL NODO DI REGOLAZIONE PER LO SCENARIO 4.....	82
TABELLA 5.5: RISULTATI DELL'ANALISI IDRAULICA.....	82
FIGURA 64 – FASE 2 – CAVO LORINI MAROCCO.....	83
FIGURA 65 – FASE 3 – CAVO LORINI MAROCCO.....	84
FIGURA 66 – FASE 4 – CAVO LORINI MAROCCO.....	84
FIGURA 67 – SEZIONE TIPOLOGICA DELLO SBARRAMENTO IN TERRA.....	85
FIGURA 68 - FASE 6 – CAVO LORINI MAROCCO.....	86
TABELLA 5.6 - VERIFICA PROTEZIONI IN MASSI PER IL CAVO SILLARO SALERANO.....	87
FIGURA 69 – PLANIMETRIA DELLA SISTEMAZIONE SPONDALE DEL CAVO SILLARO SALERANO.....	87
FIGURA 70 – SEZIONE TRASVERSALE DELLA SISTEMAZIONE DI MONTE DEL CAVO SILLARO SALERANO.....	88
FIGURA 71 – SEZIONE TRASVERSALE DELLA SISTEMAZIONE DI VALLE DEL CAVO SILLARO SALERANO.....	88
TABELLA 5.7 - VERIFICA PROTEZIONI IN MASSI PER LA ROGGIA BARBAVARA.....	91
FIGURA 72 – PLANIMETRIA DELLA SISTEMAZIONE SPONDALE DELLA ROGGIA BARBAVARA.....	92
FIGURA 73 – SEZIONE TRASVERSALE DELLA SISTEMAZIONE DI VALLE DELLA ROGGIA BARBAVARA.....	92
FIGURA 74 – AREA DI MANOVRA PER OPERAZIONI DI MANUTENZIONE SUGLI IMBOCCHI DEI TOMBINI.....	93
TABELLA 5.8 – TOMBINI CON PANCONATURE.....	94
FIGURA 75 – SEZIONE TIPO PANCONATURA.....	94

1 PREMESSA

Il presente studio è volto all'analisi idrologico-idraulica delle interferenze idrografiche indotte dai corsi d'acqua principali, secondari e minori, sia naturali che artificiali, intersecanti il corpo autostradale in oggetto, e gli interventi necessari per adeguare gli attraversamenti alla realizzazione della quarta corsia prevista dal progetto.

Tale analisi costituisce la premessa indispensabile per la definizione degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa da adottarsi.

Il tracciato di progetto risulta diviso dall'interferenza principale con il fiume Lambro, tributario in sinistra del fiume Po', in destra idraulica del Fiume Lambro si sviluppa il comprensorio del Consorzio di Bonifica Est Ticino – Villoresi che non ha nessun fosso interferito dal presente progetto, mentre in sinistra idraulica il comprensorio del Consorzio di Bonifica Muzza – Bassa Lodigiana che ha 13 fossi interferiti e il Cavo Lorini Marocco di competenza del Consorzio Naviglio Olona. Sono inoltre presenti numerosi fossi privati.

In corrispondenza delle interferenze principali, secondarie e minori descritte, l'allargamento autostradale richiederà opere strutturali di ampliamento simmetrico diversificate come segue.

- Opere d'arte maggiori, costituite dagli attraversamenti con luce maggiore di 5,00 m o caratterizzati da impalcati di tipologia particolare.
 - ponte sul Fiume Lambro, di luce 147,70 m;
 - ponte sul Cavo Lorini-Marocco, di luce 8,00 m;
 - ponte sul Cavo Sillaro, di luce 9,00 m;
 - ponte sulla Roggia Barbavara, di luce 9,00 m.

- Opere d'arte minori, costituite dagli attraversamenti con tombinature scatolari e circolari del restante reticolo idrografico secondario e minore di rogge e fossati.

Tali opere comporteranno, di conseguenza, la realizzazione di interventi sugli alvei posti a monte e a valle, qualora la struttura degli stessi dovesse richiedere modifiche o adeguamenti.

Nel seguito della presente relazione, dopo un'introduzione sull'assetto morfologico e idrografico attuale (Capitolo 2) e l'analisi idrologica delle interferenze idrografiche maggiori e minori (Capitolo 3) sono state sviluppate le analisi idrografiche dei corsi d'acqua (Capitolo 4). Infine nel Capitolo 5 vengono descritti gli interventi di progetto.

2 ASSETTO MORFOLOGICO E IDROGRAFICO ATTUALE

2.1 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il tracciato autostradale in oggetto si sviluppa su un contesto geo-morfologico alluvionale, depositato durante il Cataglaciale Wurniano e successivamente modellato dalle divagazioni idrografiche dell'Olocene recente.

Si tratta di depositi fluvio-glaciali a ghiaie e sabbie prevalenti, superiormente pedogenizzati, che costituiscono l'orizzonte dell'Alta Pianura lombarda posta a settentrione del Fiume Po.

Nell'area di interesse, tale morfologia è stata profondamente rielaborata dalla secolare attività antropica, non solo a livello di paesaggio, ma anche e soprattutto per quanto riguarda l'assetto idrografico.

Infatti, prescindendo dal corso del Fiume Lambro, il cui alveo conserva grosso modo la configurazione già presente in epoca storica, il restante reticolo idraulico è stato modificato ed esteso in funzione di una capillare regimazione irrigua.

Il solo Cavo Sillaro Salerano, in alcuni tratti a nord del tracciato autostradale, occupa tuttora i meandri di un antico paleoalveo, probabilmente del Fiume Adda.

2.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

Il tracciato autostradale in oggetto è interessato dall'attraversamento dell'alveo del Fiume Lambro, che ne determina l'interferenza principale, e da una complessa rete di canali, rogge e fossati irrigui, da considerarsi come interferenze secondarie o minori.

Facendo riferimento alla Corografia in scala 1:10.000 allegata (elaborato AU-IDR-CO000-00000-D-IDR-0003), il sistema idrografico presente nell'area risulta come segue.

2.2.1 Fiume Lambro

Il Fiume Lambro ha un bacino idrografico complessivo di 1.950 kmq e una lunghezza dell'asta principale di circa 137 km.

Nasce presso Pian del Rancio, nel Comune di Magreglio (CO) alla quota di 950 m s.l.m..

Sotto il profilo idraulico generale, può essere distinto in quattro tratte di differenti caratteristiche:

- tratta prelacuale, prima dell'immissione nel Lago Pusiano, a carattere torrentizio, con alveo incassato, forti pendenze e scarso livello di urbanizzazione;
- tratta settentrionale compresa tra il Lago Pusiano e Villasanta, con alveo abbastanza incassato e con livelli di urbanizzazione bassi;
- tratta centrale compresa tra Villasanta e la confluenza con il Deviatore Redefossi a S. Donato Milanese, in cui il fiume attraversa territori pianeggianti, fortemente antropizzati e urbanizzati con lunghi tratti canalizzati, vincolati da numerosi ponti ed attraversamenti; in questa tratta vengono raccolti i contributi idrici degli scaricatori delle reti fognarie comunali di Monza, Sesto San Giovanni e Milano;
- tratta meridionale a valle del Redefossi e fino alla confluenza nel Fiume Po, su territori pianeggianti, caratterizzati da un complesso reticolo irriguo; in questa tratta il Lambro sottopassa l'Autostrada fra le Progr. Km 11+728,57 e 11+874,79.

2.2.2 Idrografia Secondaria

La rete idrografica secondaria della zona è costituita da corsi d'acqua, alcuni naturali ma per lo più artificiali, indicati come cavi, canali, rogge, colatori, la cui portata è regolata a scopo irriguo e/o di scolo dai seguenti Consorzi di Bonifica:

- Consorzio di Bonifica Est Ticino-Villoresi, il cui comprensorio si estende in riva destra del Fiume Lambro;
- Consorzio di Bonifica Muzza-Bassa Lodigiana, con comprensorio in sinistra Lambro;
- Consorzio Irriguo Naviglio Olona, per quanto riguarda il solo Cavo Lorini-Marocco.

La rete idrografica dal comprensorio Est Ticino-Villoresi, interferisce con il tracciato autostradale in oggetto solamente con il reticolo irriguo minore di competenza e gestione privata, di cui fa parte la Roggia Viscontea. La Roggia Vettabbia, infatti, che costituisce la più rilevante struttura di scolo presente nell'area, unitamente al Cavo Redefossi, si mantiene parallela all'Autostrada, per scaricarsi nel Fiume Lambro a nord di Melegnano.

Il Cavo Lorini-Marocco, di competenza del Naviglio Olona, attraversa l'autostrada alla Progr. Km 13+262,44.

La totalità delle restanti interferenze idrografiche secondarie è indotta dal sistema irriguo e di scolo del Consorzio di Bonifica Muzza-Bassa Lodigiana.

Tabella 2.1 Interferenze del Consorzio Muzza-Bassa Lodigiana

	Progressiva
ROGGIA MAESTRA	13+777,67
ROGGIA S.MARIA NUOVA	14+704,33
ROGGIA BADIA	17+176,35
ROGGIA ASTESANA	17+319,37
ROGGIA TRIULZA	17+759,47
CAVO SILLARO SALERANO	18+432,94
ROGGIA BALZARINA	19+892,09
CAVO SILLARO BARGANA	19+993,62
ROGGIA URBANA	20+075,08
ROGGIA DENTINA	20+237,00
ROGGIA VITALONA	20+645,98
CAVO MUZZINO RAMO S.BASSIANO	20+802,71
ROGGIA BARBAVARA	21+327,10

2.2.3 Reti Irrigue Minori

Le interferenze idrografiche minori sono relative ad un'estesa rete di fossati di competenza privata, utilizzati per l'irrigazione agricola nel semestre estivo e per lo scolo delle colaticce nel semestre invernale. In accordo con il progetto definitivo la portata irrigua nei cavi è stimata pari a 200 l/s.

3 ANALISI IDROLOGICA DELLE INTERFERENZE IDROGRAFICHE

I corsi d'acqua principali, secondari e minori sopra descritti determinano interferenze con il tracciato autostradale in oggetto di rilevanza progressivamente decrescente passando dal Fiume Lambro, alle Rogge consorziali, ai più modesti fossati irrigui privati.

L'interferenza più rilevante è senza dubbio quella relativa al ponte sul Lambro, per il rischio idraulico connesso ai regimi idrometrici di tale fiume, in relazione all'estensione del suo bacino imbrifero e alle criticità dei suoi numerosi affluenti di monte.

Ben diversa è la situazione inerente ai restanti corsi d'acqua, le cui portate vengono per lo più regolate a scopo irriguo con paratoie, sostegni, partitori e altri manufatti dai rispettivi Consorzi.

Tale regolazione si ripercuote poi anche sul reticolo minore dei fossati gestiti dai privati.

3.1 FIUME LAMBRO

Prendendo in considerazione la tratta del Fiume Lambro posta a cavallo dell'attraversamento autostradale e fra gli abitati di Melegnano, Riozzo e Cerro al Lambro, sulla base della ricerca AVI (Aree Vulnerate Italiane) risultano a tutto il 2000 n° 3 eventi di esondazione a cui deve essere aggiunto l'importante evento di piena avvenuto nel Novembre 2002. Tali fenomeni sono stati determinati dagli apporti dell'intero sistema idrografico immissario di monte, nonché dai contributi di piena degli immissari poco a monte di Melegnano, costituiti dal Cavo Redefossi, dalla Roggia Vetabbia e dal Canale Addetta.

Per la definizione della portata di progetto per la verifica del Fiume Lambro ci si è basati sul Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e sullo "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro – Olona (Fiume Lambro: Seconda parte – dalla confluenza del Deviatore Redefossi al Fiume Po)" illustrati nei seguenti paragrafi.

3.1.1 Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico inerente al Fiume Lambro

Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) ha come obiettivo la definizione dei dati idrologici di riferimento per le procedure di valutazione della compatibilità idraulica delle opere di interesse pubblico, all'interno delle Face A e B di cui all'Art 38 delle Norme di attuazione del PAI.

Per quanto riguarda il Fiume Lambro, le serie storiche mostrano che, negli ultimi decenni, l'intervallo temporale tra eventi critici consecutivi è nell'ordine di 2÷3 anni.

I dati forniti dall'Autorità di Bacino del Fiume Po individuano le criticità maggiori nelle tratte idrografiche centro-meridionali del fiume, in corrispondenza delle aree più urbanizzate.

Tuttavia, per la tratta oggetto del presente studio, non sono stati forniti dati puntuali da parte dei rispettivi Comuni.

Pertanto, la stima delle portate di piena del Lambro è stata effettuata in n° 3 sole sezioni significative:

- Lambrugo, alla Progr. Km 20,43;
- Milano, alla Progr. Km 70,64;
- Confluenza Po, alla Progr. Km 137,43.

Tali portate sono state determinate per tempi di ritorno di 20,100,200 e 500 anni, come segue.

Tabella 3.1 – Portate di riferimento PAI per il Fiume Lambro

	Progr.	Sezione	Denomin.	Superficie	Q20	Q100	Q200	Q500
	km			km ²	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
Lambro	20.428	132	Lambrugo	170	80	100	120	140
Lambro	70.636	76	Milano	465	350	490	550	630
Lambro	137.400	1	Confluenza in Po	1950	650	950	1080	1200

Va evidenziato che, durante l'evento di piena del Novembre 2002, evento che in termini statistici può essere collocato su tempi di ritorno di circa 200 anni, sono state misurate portate al colmo di circa 100 m³/s a Lambrugo e di 160 m³/s a Milano.

Confrontando questi valori con i precedenti, risulta evidente uno scostamento significativo.

In effetti, a far data dalla prima entrata in funzione del 1958 della tratta autostradale in oggetto, in corrispondenza del ponte sul Lambro non si sono verificate criticità idrauliche di rilievo.

L'alveo fluviale e la parte di territorio limitrofo, costituente nel complesso la regione fluviale, sono oggetto della seguente articolazione in fasce:

- **Fascia di deflusso della piena (Fascia A)**, costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente, per la piena di riferimento, del deflusso della corrente, ovvero che è costituita dall'insieme delle forme fluviali riattivabili durante gli stati di piena;
- **Fascia di esondazione (Fascia B)**, esterna alla precedente, costituita dalla porzione di alveo interessata da inondazione al verificarsi dell'evento di piena di riferimento. Con l'accumulo temporaneo in tale fascia di parte del volume di piena si attua la laminazione dell'onda di piena con riduzione delle portate di colmo. Il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena di riferimento ovvero sino alle opere idrauliche esistenti o programmate di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento), dimensionate per la stessa portata.
- **Area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C)**, costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quelli di riferimento.

Definite come segue:

- **Fascia di deflusso della piena (Fascia A)**. Si assume la delimitazione più ampia tra le seguenti:
 - o fissato in 200 anni il tempo di ritorno (TR) della piena di riferimento e determinato il livello idrico corrispondente, si assume come delimitazione convenzionale della fascia la porzione ove defluisce almeno l'80% di tale portata. All'esterno di tale fascia la velocità della corrente deve essere minore o uguale a 0.4 m/s (criterio prevalente nei corsi d'acqua mono o pluricursali);
 - o limite esterno delle forme fluviali potenzialmente attive per la portata con TR di 200 anni (criterio prevalente nei corsi d'acqua ramificati);
- **Fascia di esondazione (Fascia B)**. Si assume come portata di riferimento la piena con TR di 200 anni. Il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena indicata ovvero sino alle opere idrauliche esistenti o programmate di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento), dimensionate per la stessa portata.

La delimitazione sulla base dei livelli idrici va integrata con:

- le aree sede di potenziale riattivazione di forme fluviali relitte non fossili, cioè ancora correlate, dal punto di vista morfologico, paesaggistico e talvolta ecosistemico alla dinamica fluviale che le ha generate;
 - le aree di elevato pregio naturalistico e ambientale e quelle di interesse storico, artistico, culturale strettamente collegate all'ambito fluviale.
- **Area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C).** Si assume come portata di riferimento la massima piena storicamente registrata, se corrispondente a un TR superiore a 200 anni, o in assenza di essa, la piena con TR di 500 anni. Per i corsi d'acqua non arginati la delimitazione dell'area soggetta ad inondazione viene eseguita con gli stessi criteri adottati per la fascia B, tenendo conto delle aree con presenza di forme fluviali fossili. Per i corsi d'acqua arginati l'area è delimitata unicamente nei tratti in cui lo rendano possibile gli elementi morfologici disponibili; in tali casi la delimitazione è definita in funzione della più gravosa delle seguenti due ipotesi (se entrambe applicabili) in relazione alle altezze idriche corrispondenti alla piena:
- altezze idriche corrispondenti alla quota di tracimazione degli argini,
 - altezze idriche ottenute calcolando il profilo idrico senza tenere conto degli argini.

3.1.2 Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro – Olona (Fiume Lambro: Seconda parte – dalla confluenza del Deviatore Redefossi al Fiume Po)

Lo studio in oggetto, fornito dalla Regione Lombardia, è stato sviluppato dall'Autorità di Bacino del Fiume Po nel Settembre 2004 tratta della modellazione del Fiume Lambro in base ad un approccio idrologico – idraulico dell'asta principale. Tale metodo tenta di riprodurre contemporaneamente i diversi meccanismi di formazione delle piene dei sottobacini urbani ed extraurbani e i fenomeni propagatori che alterano le stesse onde di piena in funzione delle numerose limitazioni di sezione, spesso accompagnate da esondazioni.

Tale approccio, rispetto a quello puramente idrologico utilizzato dal PAI, porta a determinare valori di portata al colmo inferiori in quanto si tiene in considerazione degli effetti delle limitazioni di sezioni e l'effetto d'invaso delle esondazioni.

Le portate e i livelli idrici di riferimento per la sezione dove è situato il viadotto sull'A1 sono illustrati nella seguente tabella.

Tabella 3.2 – Estratto dello “Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro – Olona” con le portate di riferimento per la sezione di interesse.

Sezione	Progressiva	Descrizione	Livello T=10	Portata T=10	Livello T=200	Portata T=200
LA 44.1	98002	Ponte Autostrada A1	73.18	210	74.39	370

Lo stesso studio definisce come portata 200ennale compatibile con lo stato attuale del Fiume Lambro in corrispondenza del viadotto autostradale la portata di 330 m³/s.

Dalla seguente si nota come le aree di allagamento ricavate dallo studio per il TR 200 anni siano ridotte rispetto alle fasce A e B del PAI.

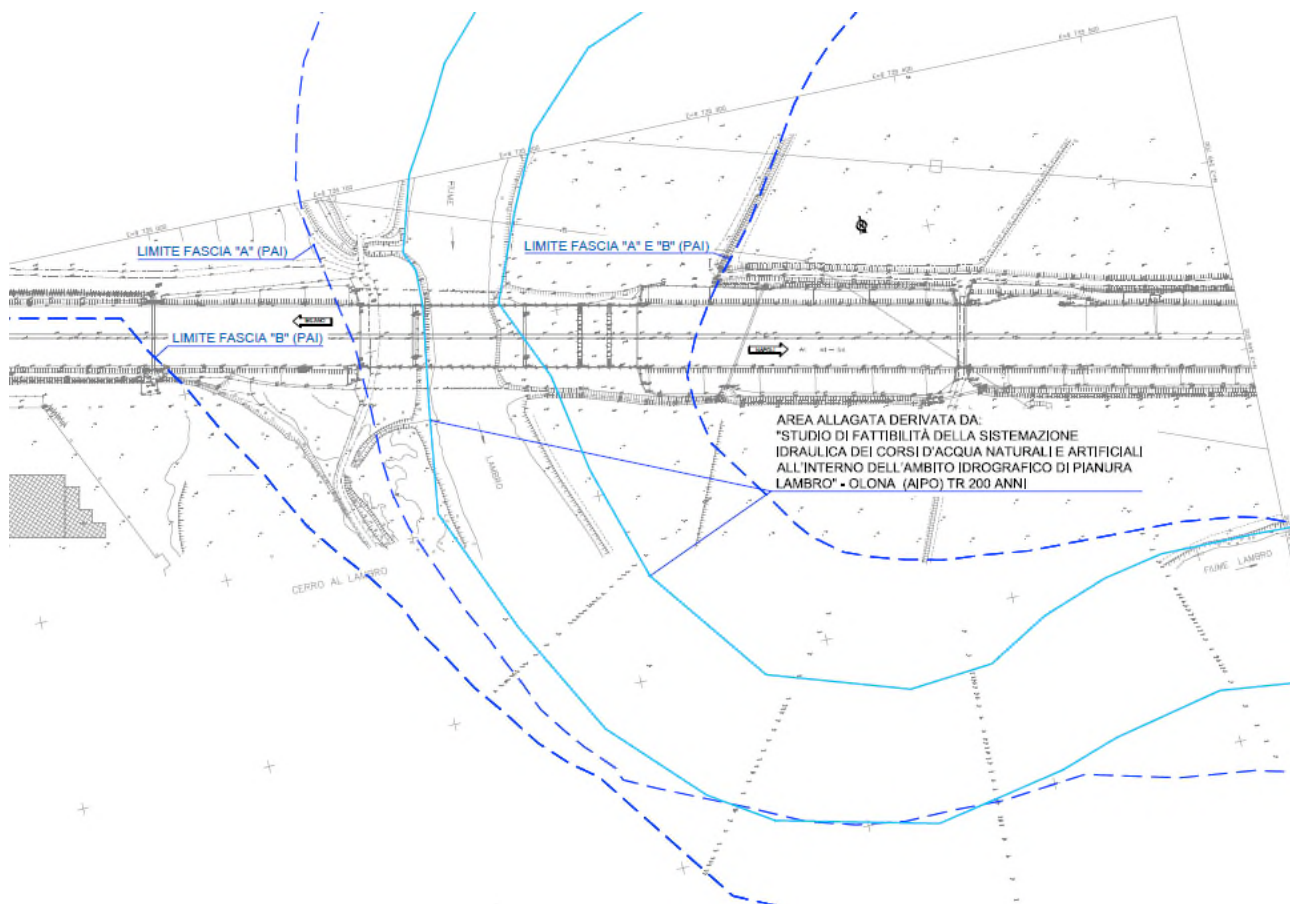


Figura 1 – Area delimitata dalle fasce PAI A e B e Area allagata relativa allo “Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d’acqua naturali e artificiali all’interno dell’ambito idrografico di pianura Lambro – Olona” in corrispondenza dell’attraversamento autostradale sul Fiume Lambro.

3.1.3 Immissari a monte di Melegnano

- Cavo Redefossi

Il Cavo Redefossi ha origine nel territorio di Milano, al ponte di Gabelle nei pressi di Porta Nuova, dove raccoglie le acque del torrente Seveso e del Naviglio della Martesana.

Originariamente il Redefossi usciva dal tratto tombinato nei pressi del confine comunale di Milano, sbucando a cielo aperto, con un alveo a sezione trapezia, per poi snodarsi a fianco della Via Emilia, fino ad immettersi nel Lambro poco a monte di Melegnano, dopo la confluenza con la Roggia Vettabbia.

Negli anni '60 sono stati realizzati interventi per difendere S. Donato e S. Giuliano Milanese dalle esondazioni del Redefossi, eliminando da questo le portate del Naviglio Martesana e del Torrente Trobbia, immesse nel Lambro, mediante un manufatto di regolazione munito di paratoie elettromeccaniche.

Successivamente, il Comune di Milano attuava ulteriori interventi volti ad alleggerire il carico idraulico sul cavo, quali lo scolmatore di Viale Forlanini e lo scaricatore di Nosedo al Lambro Meridionale.

Il tratto tombinato del Cavo Redefossi in Comune S. Donato Milanese è dimensionato per una portata massima di 140 m³/s che, a seguito dello scarico in Lambro di 65 m³/s, viene ridotta a 75 m³/s.

- Roggia Vettabbia

La Roggia Vettabbia scorre nel paleo-alveo del Torrente Seveso a valle di Milano e confluisce nel Cavo Redefossi alla periferia nord di Melegnano, poco prima della confluenza del Redefossi nel Lambro.

La Roggia Vettabbia ha svolto, per decenni, la funzione di collettore fognario di sud-est di Milano e solo con il funzionamento a pieno regime del depuratore di Nosedo sta recuperato un equilibrio quali-quantitativo delle acque. La Roggia Vettabbia è gestita dal Consorzio di Bonifica Est Ticino – Villorresi.

- Canale Addetta

Il Canale Addetta ha origine a Paullo dal Canale Muzza di competenza del Consorzio di Bonifica Muzza-Bassa Lodigiana e sfocia nel fiume Lambro a monte di Melegnano.

Il canale ripercorre un paleo-alveo del Fiume Adda e, pur svolgendo funzioni di canale irriguo, ha mantenuto le caratteristiche di corso d'acqua naturale. La derivazione dal Canale Muzza è regolata dall'impianto di Paullo gestito dal Consorzio Muzza.

3.2 REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE RETI CONSORTILI

Come già anticipato al precedente paragrafo i corsi d'acqua per lo più artificiali gestiti dai Consorzi Est Ticino-Villorresi, Muzza-Bassa Lodigiana e Naviglio Olona sono tutti regimati da manufatti idraulici, in modo tale da mantenersi entro i limiti idrometrici previsti all'atto della loro esecuzione o imposti dalle sezioni delle tratte in alveo naturale.

Qualsiasi evento meteorico che si verifichi a sistema invasato nel periodo irriguo, viene attentamente monitorato dalle guardie idrauliche consortili che, se necessario, regolano le derivazioni onde scongiurare tracimazioni.

Talchè, a tutt'oggi, in corrispondenza degli attraversamenti autostradali non risultano particolari problematiche di deflusso e tanto meno di insufficienza idraulica.

3.2.1 Cavo Lorini-Marocco - Consorzio Naviglio Olona

Questo canale ha origine del già citato Canale Addetta del Consorzio Muzza, con un manufatto di presa e regolazione dotato di scaricatore di emergenza nell'Addetta stessa.

Una volta sottopassato il ponte autostradale, quasi in fregio alla carreggiata sud, è presente un importante nodo idraulico, costituito da un sostegno sul canale a n°2 paratoie, con uno sfioratore a sifone laterale e un manufatto per la derivazione del canale di scarico in sinistra idrografica. Quest'ultimo è regolato da n° 2 paratoie alloggiate in piccolo fabbricato coperto. A valle di tale fabbricato, e prima del sostegno, è stato installato il sifone di sfioro per regolare ulteriormente la portata nel canale principale.

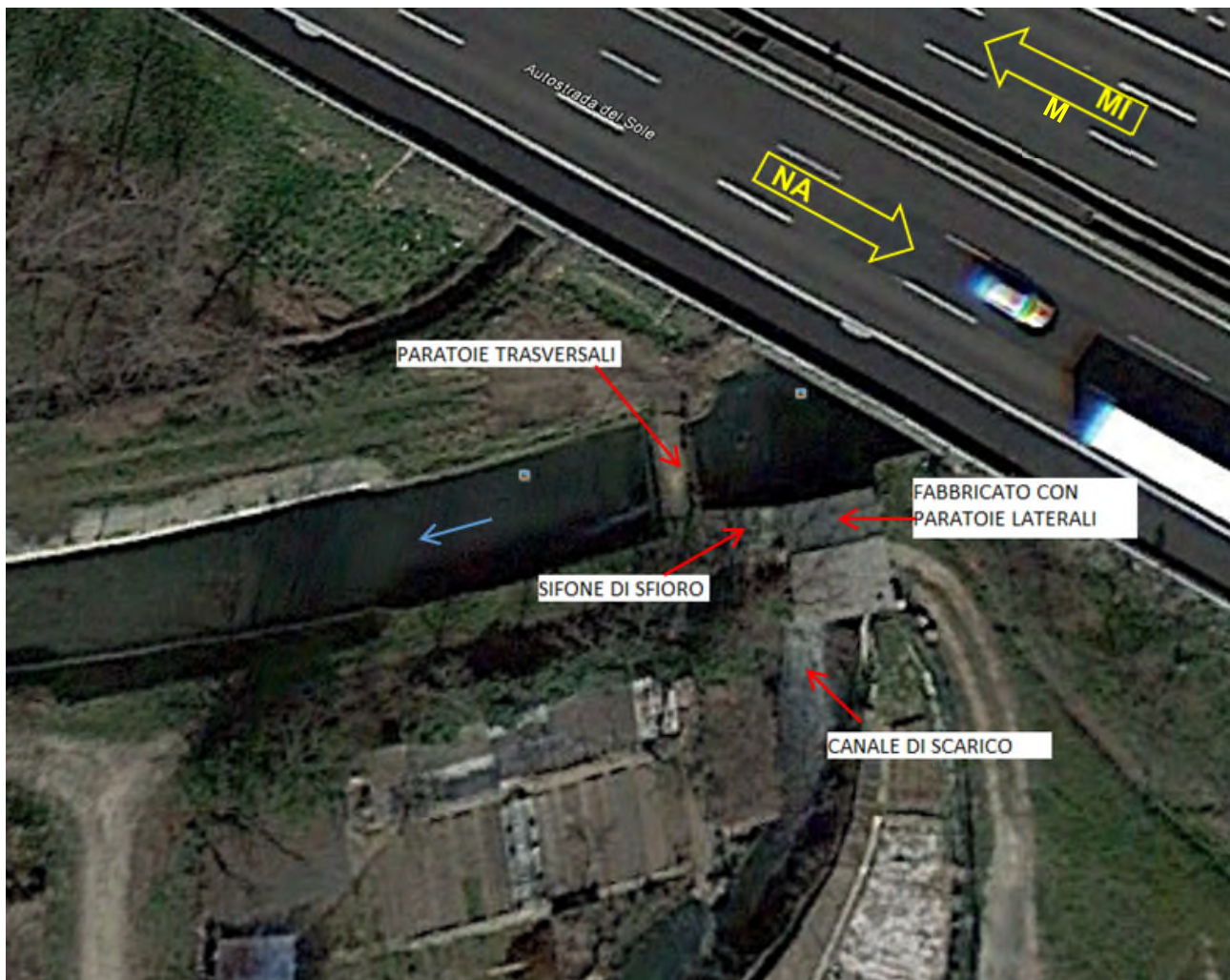


Figura 2 – Nodo idraulico esistente sul Lorini Marocco a valle del ponte sull'autostrada.

In regime irriguo estivo, la portata è fissata in 7,00 m³/s che possono salire a 10 m³/s in caso di eventi meteorici nella zona poiché il cavo Lorini Marocco raccoglie scoli di zone abitate a monte dell'attraversamento autostradale. La portata massima smaltibile considerando di deviare l'eccesso nello scolmatore è pari a 15m³/s, ciò si verifica nella condizione peggiore in cui siamo in stagione irrigua e le paratoie trasversali sono una chiusa e una aperta a metà.

Proseguendo poi a valle con una tratta rettilinea di circa 500 m, il canale stesso sovrappassa il Fiume Lambro per attuare l'irrigazione dei terreni a sud di Cerro al Lambro.

3.2.2 Consorzio Muzza-Bassa Lodigiana

Come esposto pocanzi la funzione delle rogge tabellate è promiscua, di irrigazione e di scolo, salvo i Cavi Sillaro Bargano e Salerano che hanno funzione solamente di scolo.

Durante il semestre estivo, che inizia ai primi di Aprile, il Consorzio regola un deflusso "nominale" che può raggiungere un valore massimo del 50% in più, al fine di assicurare le esigenze irrigue degli utenti. Nella seguente tabella sono illustrate le portate di riferimento fornite dal Consorzio. Per quanto riguarda la pendenza quella indicata, pari allo 0.04 %, è relativa all'intero corso dei corsi d'acqua, nei tratti considerati in corrispondenza con l'allargamento di progetto la pendenza può risultare maggiore.

Tabella 3.3 – Portate di riferimento fornite dal consorzio Muzza – Bassa Lodigiana.

NOME CANALE	PROGR.	Pendenza fosso	Portata
	km	m/m	m ³ /s
MAESTRA	13+777,67	0.0004	2.00
S.MARIA NUOVA	14+704,33	0.0004	0.80
BADIA	17+176,35	0.0004	1.20
ASTESANA	17+319,37	0.0004	0.80
TRIULZA	17+759,47	0.0004	0.60
SILLARO SALERANO	18+432,94	0.0004	15.00
BALZARINA	19+892,09	0.0004	1.40
SILLARO BARGANA	19+993,62	0.0004	1.70
URBANA	20+075,08	0.0004	0.50
DENTINA	20+237,00	0.0004	0.50
VITALONA	20+645,98	0.0004	1.00
MUZZINO RAMO S.BASSIANO	20+802,71	0.0004	0.70
BARBAVARA	21+327,10	0.0004	3.00

Le portate nominali irrigue indicate, determinano in tutti i casi un invaso di sicurezza dei rispettivi alvei, in modo da assicurare franchi sufficienti a recepire eventuali apporti imbriferi anche di forte intensità.

I Cavi Sillaro anzidetti sono invece “colatori”, cioè recepiscono le sole colaticce di monte, che possono presentare portate variabili, ma comunque ampiamente nei limiti degli alvei, non presentandosi mai in condizioni di invaso irriguo.

Il Cavo Sillaro Salerano e la Roggia Barbavara sono trattati con interferenze maggiori, poiché l'opera di attraversamento dell'autostrada è costituita da un viadotto.

3.3 FOSSI IRRIGUI PRIVATI

Un fitto reticolo di fossati e scoline sottopassa la tratta autostradale in oggetto con tombature circolari o scatolari e in qualche caso con ponticelli di luce ridotta.

Si tratta di una rete idrografica minore, anch'essa a funzionamento bivalente, di irrigazione estiva e di scolo invernale, che i rispettivi Consorzi hanno lasciato in carico ai proprietari agricoli frontisti, sia per quanto riguarda l'esercizio che la manutenzione.

Questa rete è alimentata dalle rogge consorziali predette mediante chiavichette, bocchelli, ecc, e pertanto entra in asciutta con lo svasso irriguo del sistema alimentatore.

Viste le modeste portate veicolate, anche questa rete capillare non ha a tutt'oggi evidenziato criticità particolari, se non sporadici casi dovuti essenzialmente a carenze manutentive.

4 ANALISI IDRAULICA DELLE INTERFERENZE IDROGRAFICHE

L'ampliamento simmetrico della piattaforma autostradale, pari a circa 4,00 m per ciascuna carreggiata, comporterà l'adeguamento di tutti i manufatti di attraversamento dell'articolato sistema idraulico principale, secondario e minore precedentemente descritto.

Tali adeguamenti dovranno essere realizzati in modo da non incrementare l'attuale grado di rischio idraulico per quanto attiene le interferenze principali e secondarie.

Per quanto riguarda le interferenze principali:

- Fiume Lambro
- Cavo Lorini-Marocco (Consorzio Naviglio Olona)
- Cavo Sillaro Salerano (Consorzio Muzza-Bassa Lodigiana)
- Roggia Barbavara (Consorzio Muzza-Bassa Lodigiana)

La modellazione idraulica in corrispondenza dell'attraversamento autostradale viene eseguita mediante il software HEC-RAS del Hydrogeologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers descritto in APPENDICE A: SOFTWARE HEC-RAS.

La modellazione idraulica delle aste idrografiche dimostra che il ridotto allungamento simmetrico delle strutture non comporterà variazioni significative nella propagazione delle onde di piena e quindi nelle altezze dei livelli idrici raggiunti in corrispondenza delle varie sezioni considerate.

Per i restanti corsi d'acqua secondari e minori, consortili e private, vengono invece utilizzate scale di deflusso in moto uniforme, volte alla verifica delle portate massime a pelo libero defluibili attraverso gli scotolari e le tombinature esistenti. Il limitato livello di rischio idraulico documentato per le interferenze secondarie e minori, conferma che l'allungamento delle strutture esistenti con altre dimensionalmente simili non determinerà criticità particolari.

4.1 FIUME LAMBRO

Per l'analisi dell'opera in esame, si è provveduto al calcolo e all'analisi delle variazioni del profilo idraulico del fiume indotte dalla presenza delle pile in alveo del viadotto.

Le pile in questione sono poste ai margini dell'alveo inciso e sull'area golenale in sinistra idraulica e sono nominate da 1 a 4 a partire dalla riva destra del fiume.

I profili idraulici per le varie portate, sono stati tracciati in moto permanente utilizzando un modello HEC-RAS di calcolo numerico monodimensionale.

Per il calcolo si sono utilizzate:

- le portate PAI $Q_{10_PAI} = 290 \text{ m}^3/\text{s}$ e $Q_{200_PAI} = 550 \text{ m}^3/\text{s}$
- la portata al colmo ricavata dallo "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali e artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro – Olona" pari a $Q_{200_Regione} = 370 \text{ m}^3/\text{s}$, di cui al paragrafo precedente.

4.1.1 Geometria del modello

Per le simulazioni effettuate, si sono utilizzate 14 sezioni trasversali rilevate, di cui n° 8 poste a monte del ponte autostradale e n°6 a valle di questo. Sono inoltre state aggiunte due sezioni estratte dal modello 3D del terreno in corrispondenza della sezione di monte e di quella di valle del viadotto autostradale. In totale è stato indagato un tratto di circa 1400 m.

Tutto il tratto è stato poi suddiviso in ulteriori sezioni ricavate tramite interpolazione con passo di 20 m.

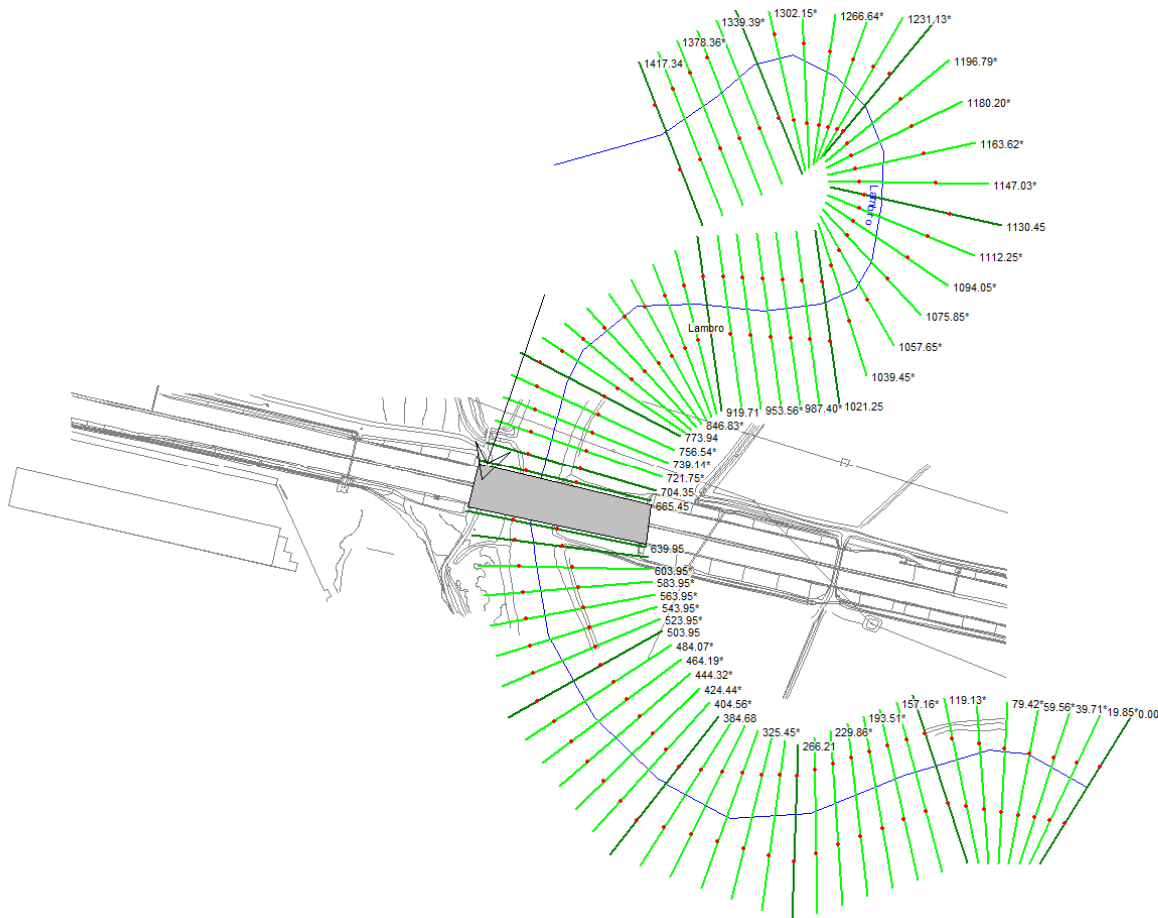


Figura 3- Geometria utilizzata per la modellazione del Fiume Lambro

4.1.2 Coefficienti di scabrezza

Come coefficiente di scabrezza è stato assunto del coefficiente di Manning pari a 0.03 per l'alveo inciso e 0.05 per le aree golenali.

4.1.3 Condizioni al contorno

Come condizioni al contorno di monte e di valle è stata assunta l'altezza di moto uniforme con pendenza dell'1,50 ‰.

4.1.4 Risultati delle simulazioni

Di seguito si riportano le tabelle con i risultati, i profili longitudinali e le sezioni, con le distribuzioni di velocità della corrente, in corrispondenza del viadotto per le tre portate considerate.

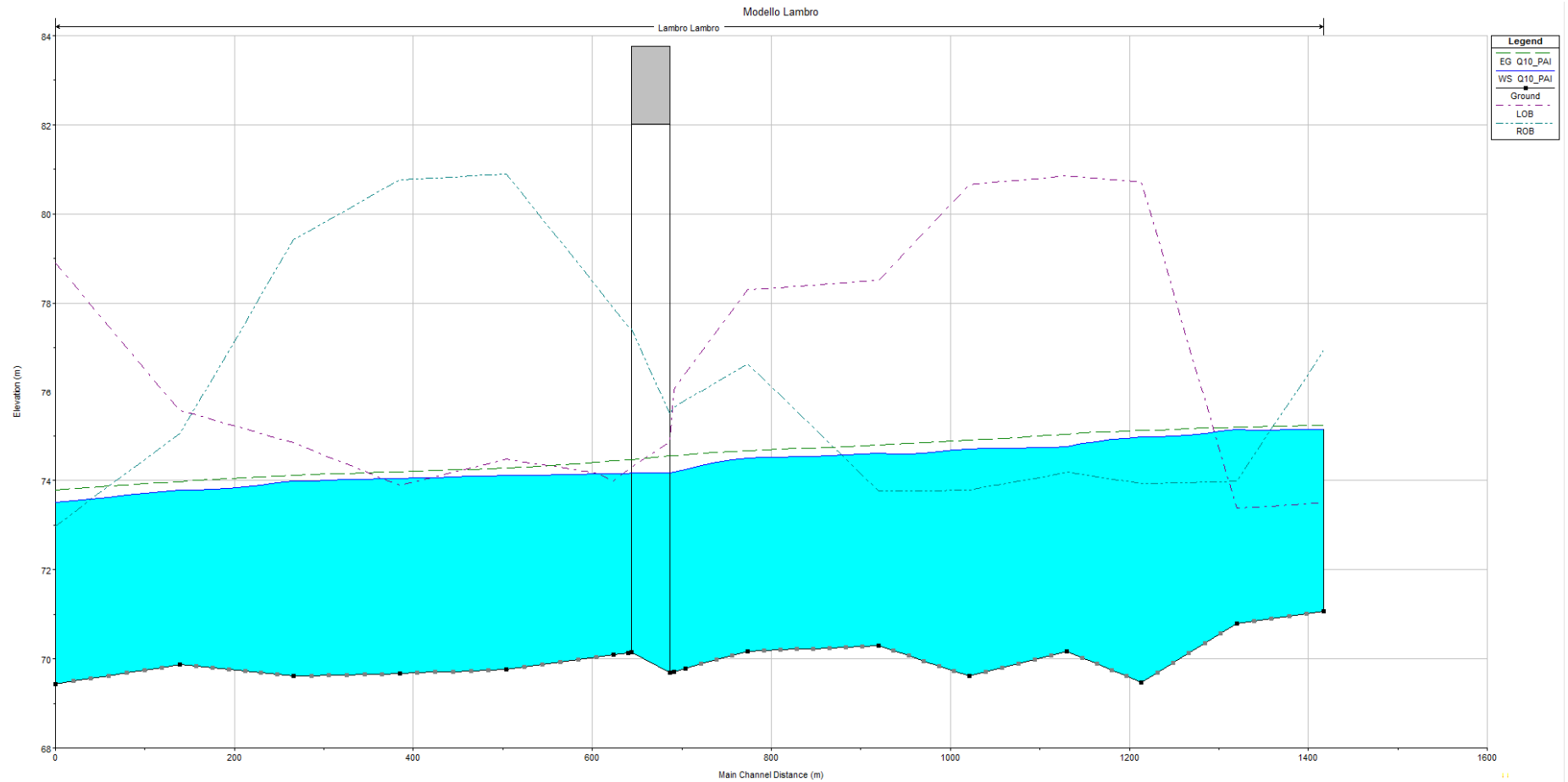
Per le restanti sezioni si veda in APPENDICE B: MODELLAZIONE FIUME LAMBRO.

In tabella sono riportate le seguenti grandezze per ognuna delle sezioni trasversali considerate:

- Nome e progressiva
 - Portata [m³/s]
 - Quota di fondo minima dell'alveo [m s.l.m.]
 - Quota del livello idrico [m s.l.m.]
 - Quota della linea dell'energia [m s.l.m.]
 - Cadente della linea energia [m/m]
 - Velocità media della corrente [m/s]
 - Area bagnata [m²]
 - Larghezza idrica [m]
 - Numero di Froude
- Q_{10 PAI}

Tabella 4.1- Risultati ottenuti dalla simulazione per Q_{10 PAI}.

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez 2	1417.34	290	71.06	75.14	73.36	75.24	0.0004	1.47	232.64	96.63	0.27
sez 3	1319.9	290	70.79	75.14		75.2	0.0003	1.11	312.82	148.07	0.21
sez 4	1213.37	290	69.47	74.97		75.12	0.0006	1.73	184.50	72.90	0.30
sez 5	1130.45	290	70.16	74.76		75.04	0.0012	2.40	136.85	62.37	0.44
sez 6	1021.25	290	69.62	74.71		74.91	0.0007	2.05	174.56	79.38	0.34
sez 7	919.71	290	70.29	74.61		74.79	0.0007	1.90	169.41	79.03	0.34
sez 8	773.94	290	70.17	74.51		74.67	0.0007	1.81	160.20	51.02	0.33
sez 9	704.35	290	69.79	74.25		74.58	0.0014	2.56	113.45	37.50	0.47
sez 9bis	690.82	290	69.72	74.20	72.85	74.56	0.0015	2.67	108.62	34.60	0.48
Viadotto Lambro su A1	665.45	Bridge									
sez 10bis	639.95	290	70.14	74.16	72.67	74.47	0.0013	2.46	118.04	37.56	0.44
sez 10	623.95	290	70.09	74.15		74.44	0.0013	2.39	124.87	59.99	0.44
sez 11	503.95	290	69.76	74.12		74.28	0.0007	1.80	161.39	55.44	0.34
sez 12	384.68	290	69.67	74.05		74.2	0.0006	1.73	184.48	105.94	0.30
sez 13	266.21	290	69.61	73.98		74.12	0.0007	1.64	176.37	64.24	0.32
sez 14	138.98	290	69.87	73.78		73.97	0.0009	1.94	149.87	55.91	0.38
sez 15	0	290	69.44	73.50	72.42	73.79	0.0015	2.39	130.47	77.22	0.48



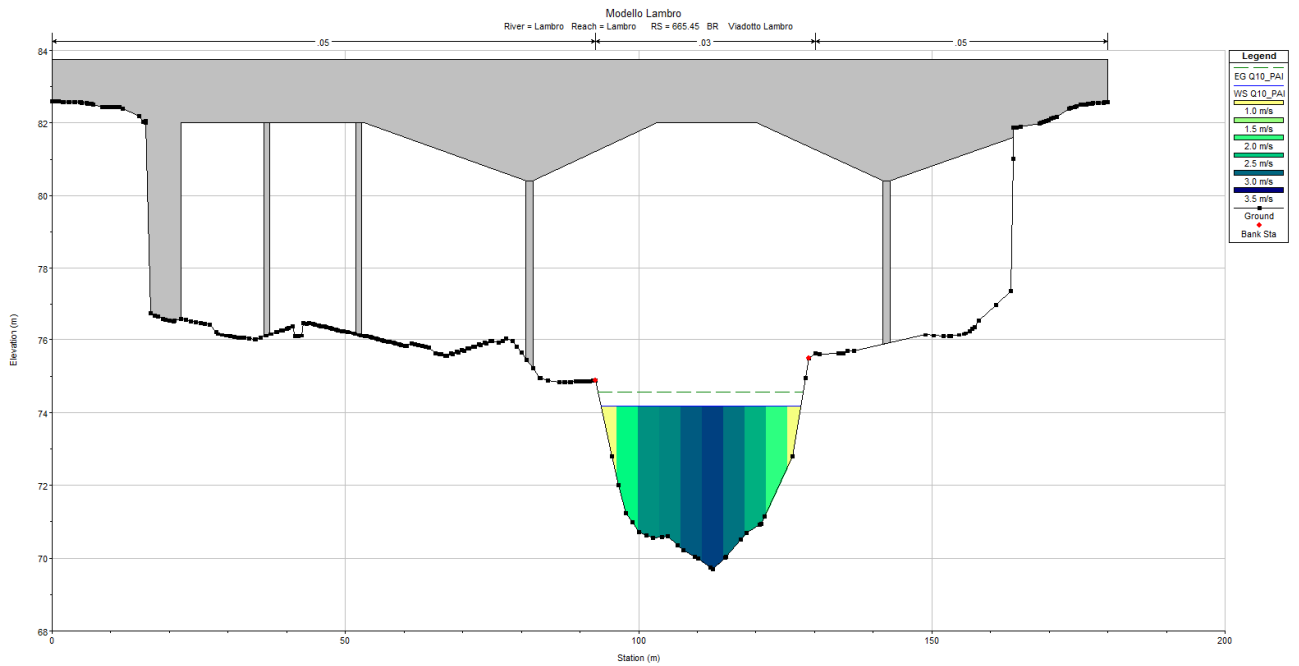


Figura 5: Sezione di monte del viadotto del Lambro con distribuzione delle portate per Q_{10_PAI} .

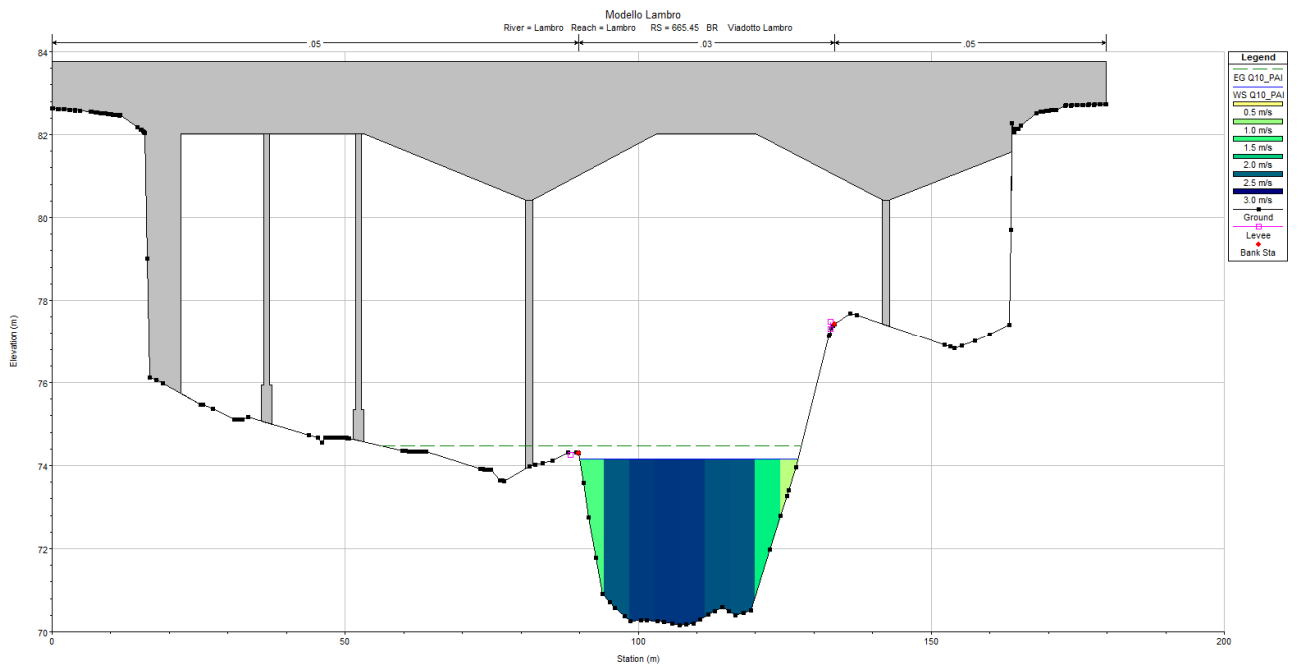


Figura 6: Sezione di valle del viadotto del Lambro con distribuzione delle portate per Q_{10_PAI} .

- **Q200 PAI**

Tabella 4.2- Risultati ottenuti dalla simulazione per Q_{200 PAI}.

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez 2	1417.34	550.00	71.06	76.56	74.16	76.70	0.000411	1.79	370.17	97.78	0.27
sez 3	1319.9	550.00	70.79	76.58		76.65	0.000217	1.29	527.03	148.72	0.20
sez 4	1213.37	550.00	69.47	76.36		76.58	0.000609	2.19	287.02	75.53	0.33
sez 5	1130.45	550.00	70.16	76.10		76.50	0.001211	2.92	222.14	64.78	0.46
sez 6	1021.25	550.00	69.62	76.08		76.35	0.000766	2.52	283.82	80.11	0.36
sez 7	919.71	550.00	70.29	75.99		76.24	0.000700	2.34	280.23	80.81	0.35
sez 8	773.94	550.00	70.17	75.82		76.11	0.000814	2.38	230.68	55.89	0.37
sez 9	704.35	550.00	69.79	75.46		76.00	0.001977	3.27	168.31	49.03	0.56
sez 9bis	690.82	550.00	69.72	75.31	73.98	75.96	0.002592	3.58	153.58	47.47	0.64
Viadotto Lambro su A1	665.45	Bridge									
sez 10bis	639.95	550.00	70.14	75.30	73.78	75.77	0.001510	3.16	214.75	101.24	0.50
sez 10	623.95	550.00	70.09	75.29		75.74	0.001427	3.06	219.79	102.50	0.49
sez 11	503.95	550.00	69.76	75.30		75.55	0.000770	2.27	286.70	117.23	0.36
sez 12	384.68	550.00	69.67	75.24		75.46	0.000637	2.18	310.96	107.28	0.33
sez 13	266.21	550.00	69.61	75.13		75.37	0.000768	2.16	262.80	94.49	0.36
sez 14	138.98	550.00	69.87	74.84		75.19	0.001178	2.60	211.74	60.28	0.44
sez 15	0	550.00	69.44	74.58	73.38	74.98	0.001502	2.94	223.72	89.27	0.50

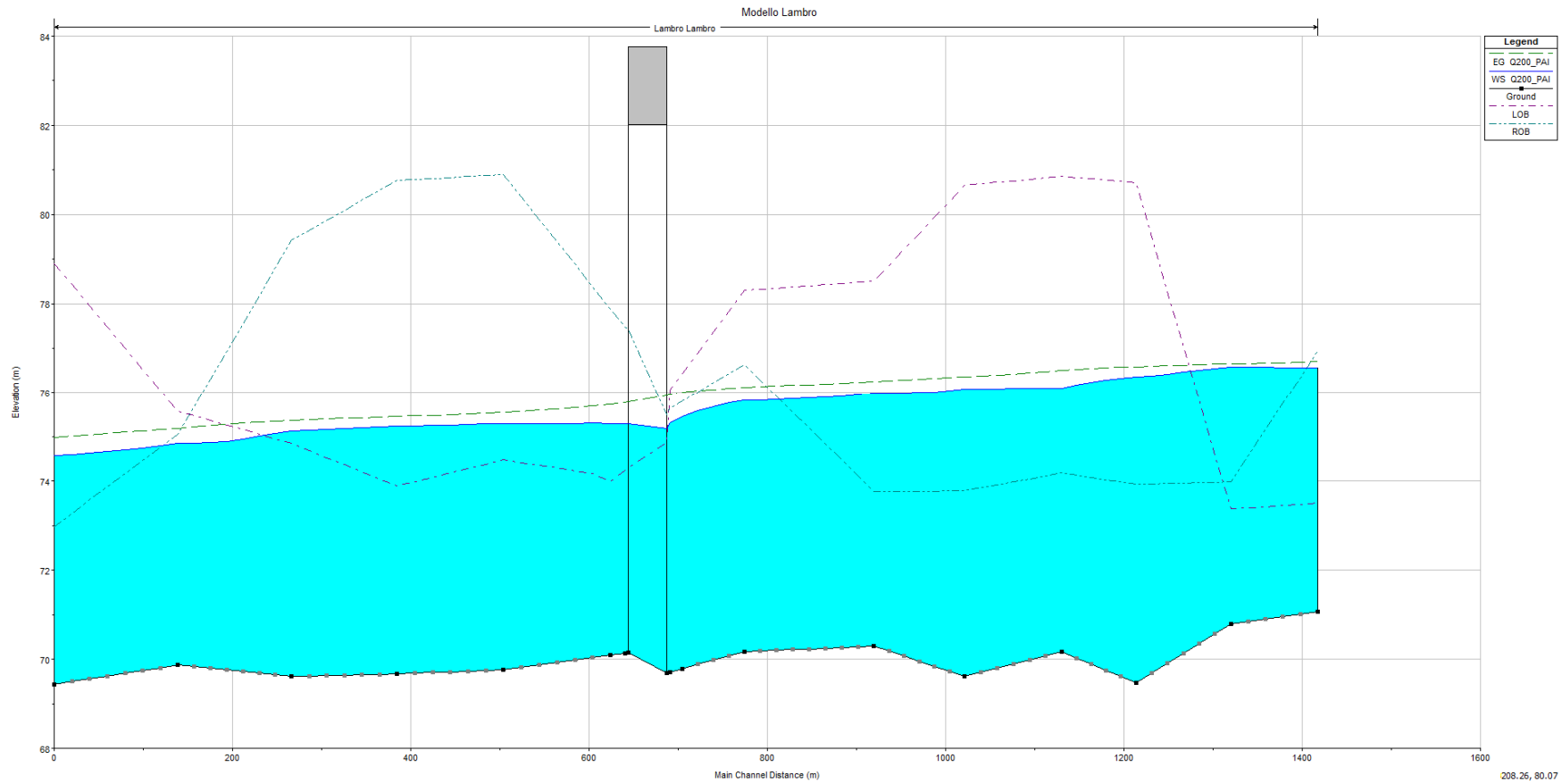


Figura 7 – Profilo idraulico ottenuto per Q_{200_PAI}.

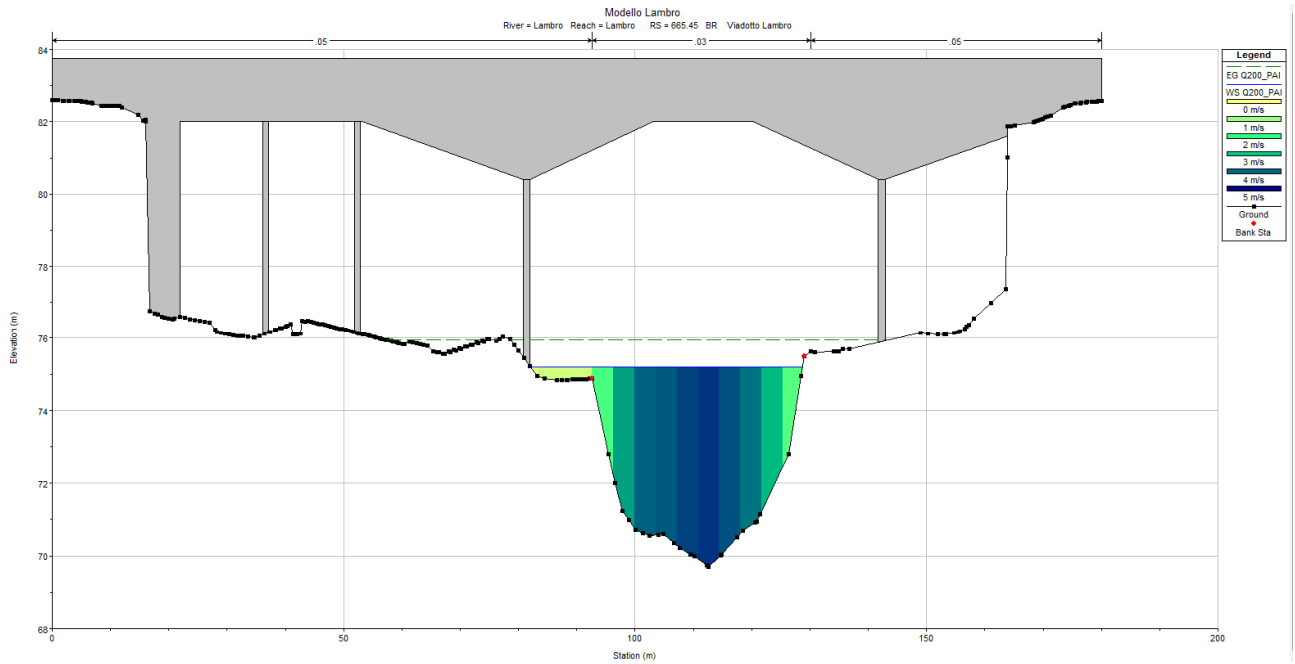


Figura 8: Sezione di monte del viadotto del Lambro con distribuzione delle portate per Q_{200_PAI} .

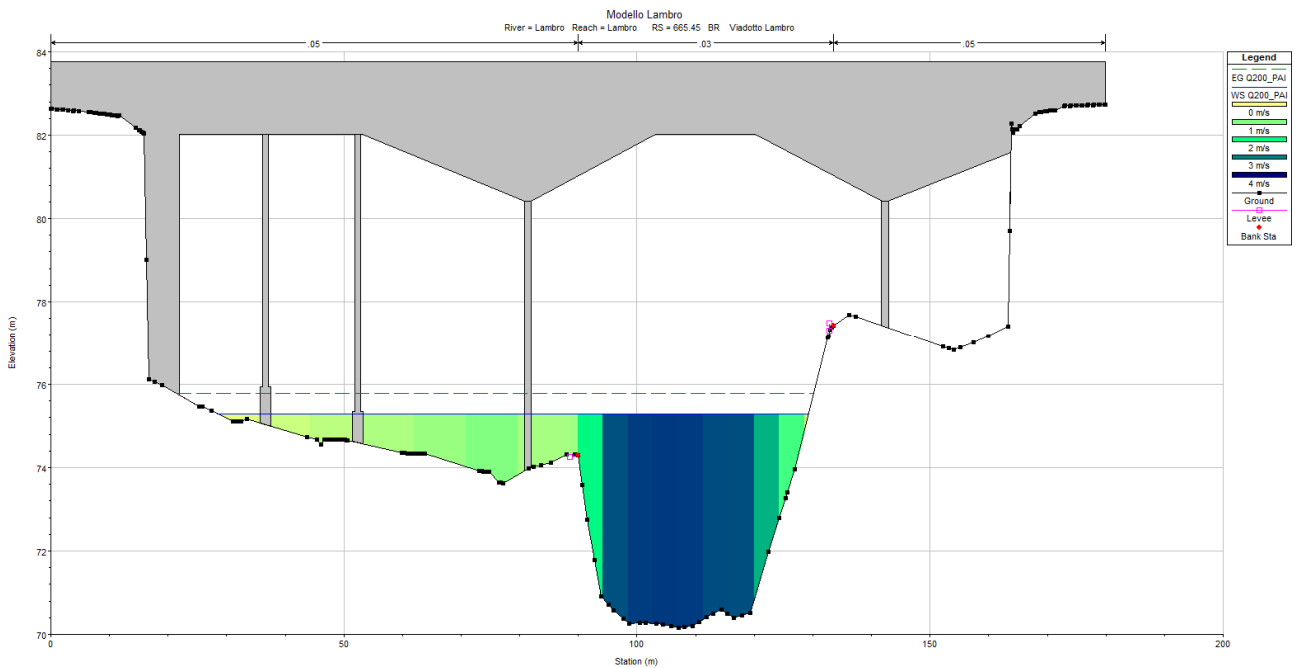


Figura 9: Sezione di valle del viadotto del Lambro con distribuzione delle portate per Q_{200_PAI} .

- **Q200 Regione**

Tabella 4.3- Risultati ottenuti dalla simulazione per Q_{200_Regione}.

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez 2	1417.34	370.00	71.06	75.63	73.66	75.75	0.000421	1.58	280.09	96.92	0.27
sez 3	1319.9	370.00	70.79	75.64		75.70	0.000247	1.16	387.09	148.72	0.20
sez 4	1213.37	370.00	69.47	75.46		75.63	0.000574	1.89	219.88	73.82	0.31
sez 5	1130.45	370.00	70.16	75.23		75.55	0.001205	2.57	166.46	63.22	0.44
sez 6	1021.25	370.00	69.62	75.19		75.41	0.000743	2.21	212.87	79.64	0.35
sez 7	919.71	370.00	70.29	75.10		75.30	0.000696	2.05	208.39	80.16	0.34
sez 8	773.94	370.00	70.17	74.97		75.18	0.000715	2.01	184.47	52.84	0.34
sez 9	704.35	370.00	69.79	74.68		75.08	0.001804	2.81	131.47	44.93	0.53
sez 9bis	690.82	370.00	69.72	74.58	73.23	75.05	0.001730	3.03	122.09	35.54	0.52
Viadotto Lambro su A1	665.45	Bridge									
sez 10bis	639.95	370.00	70.14	74.57	73.05	74.94	0.001391	2.72	148.92	75.10	0.47
sez 10	623.95	370.00	70.09	74.56		74.91	0.001337	2.64	152.26	76.50	0.46
sez 11	503.95	370.00	69.76	74.53		74.73	0.000764	1.99	197.22	115.65	0.35
sez 12	384.68	370.00	69.67	74.47		74.64	0.000597	1.89	229.26	106.42	0.32
sez 13	266.21	370.00	69.61	74.40		74.57	0.000688	1.82	203.09	65.61	0.33
sez 14	138.98	370.00	69.87	74.17		74.41	0.001002	2.15	171.92	57.72	0.40
sez 15	0	370.00	69.44	73.88	72.73	74.21	0.001501	2.59	162.14	88.06	0.48

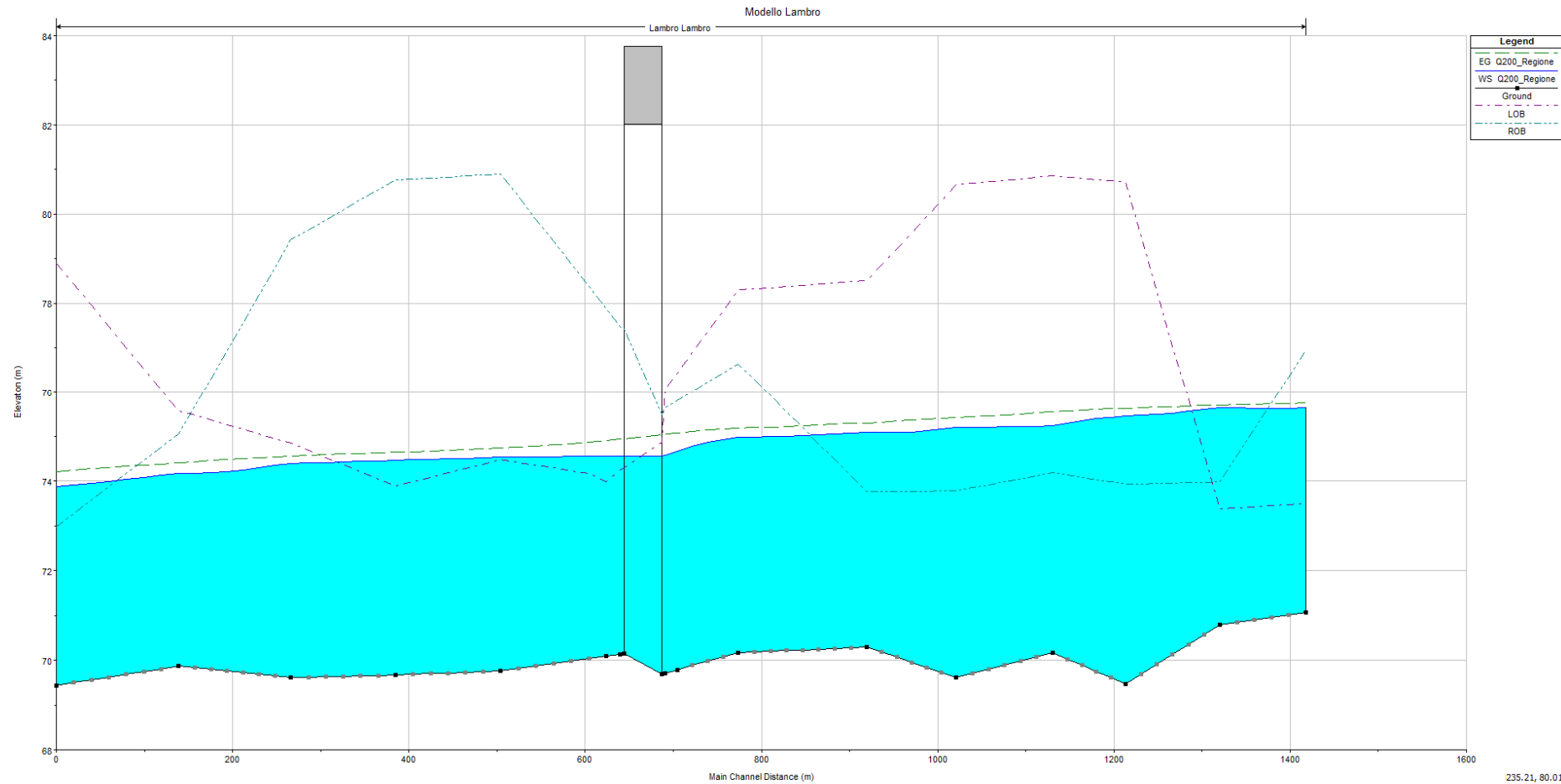


Figura 10 – Profilo idraulico ottenuto per Q_{200_Regione}.

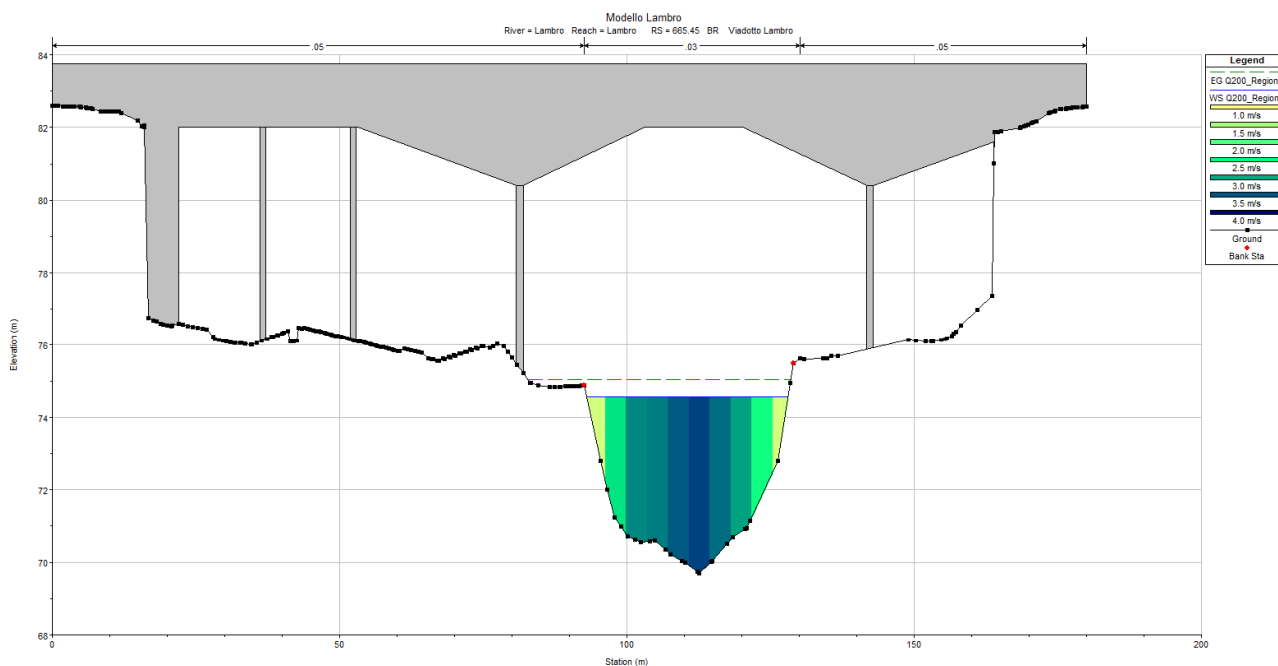


Figura 11: Sezione di monte del viadotto del Lambro con distribuzione delle portate per $Q_{200_Regione}$

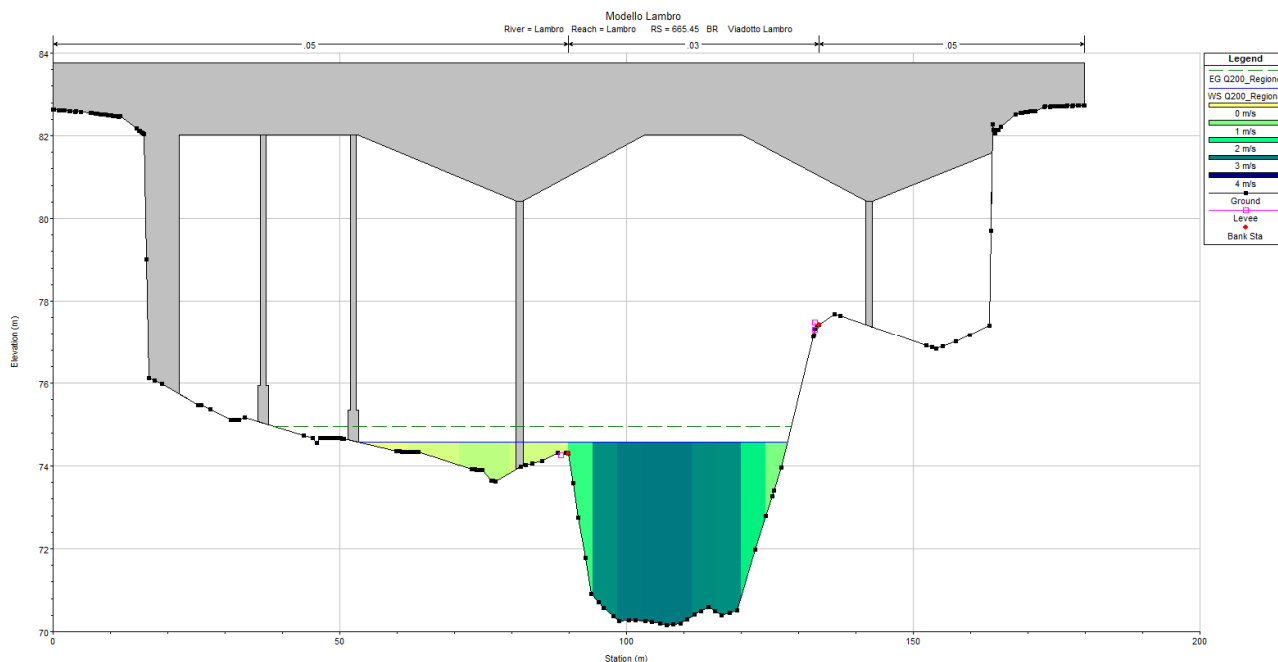


Figura 12: Sezione di valle del viadotto del Lambro con distribuzione delle portate per $Q_{200_Regione}$

Si nota che entrambe le portate 200ennali determinano tiranti idraulici che esondano nella banca golenale in riva sinistra. La portata del PAI ($550 \text{ m}^3/\text{s}$) comporta un allagamento che si spinge fino alla pila 4 (Figura 9) mentre considerando la portate dello studio fornito della Regione Lombardia pari a $370 \text{ m}^3/\text{s}$ l'allagamento è limitato alla pila 2 (Figura 12). Ciò è coerente con le aree allagate mostrate in Figura 1.

Il livello idrico ottenuto per la portata $Q_{200_Regione}$ è compatibile con quello riportato nello studio, considerando che nel modello qui sviluppato non sono state prese in considerazione le condizioni di valle date dalle altre opere presenti lungo il Lambro.

La presenza delle pile del ponte non influisce con il naturale deflusso delle portate all'interno dell'alveo.

4.1.5 Verifica delle pile in riva sinistra alveo

Noti i tiranti idrici in corrispondenza delle pile, utilizzando i valori relativi alle caratteristiche del moto, si procede al calcolo dello scalzamento in corrispondenza della condizione più sfavorevole, ovvero per la Q_{200_PAI} .

Per il calcolo delle massime erosioni localizzate in corrispondenza delle pile, si applica la formula di Richardson et Al. (Colorado State University Equation - 1990) direttamente implementata in HEC-RAS:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left[\frac{a}{y_1} \right]^{0.65} \cdot Fr_1^{0.43}$$

Essendo:

- y_s massima profondità di erosione [m];
- y_1 altezza della corrente a monte della pila [m];
- K_1 coefficiente correttivo dipendente dalla geometria della pila;
- K_2 coefficiente correttivo dipendente dall'angolo d'attacco della corrente;
- K_3 coefficiente correttivo dipendente dalla condizione del letto del fiume;
- K_4 coefficiente correttivo dipendente dalla granulometria dell'alveo;
- a larghezza della pila [m];
- Fr_1 Numero di Froude = $\frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}}$;
- v_1 velocità media del flusso a monte della pila [m/s].

Per pile con una geometria semplice e allineata con la corrente, la minima profondità di scalzamento calcolata con l'equazione, è limitata dalle seguenti formule:

$$y_s \leq 2.4a \quad \text{per } Fr < 0.8$$

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

Nel caso in esame la pila ha forma rettangolare e le teste della pila sono arrotondate ed è stata assunto un materiale d'alveo con caratteristiche $D_{50}=5\text{mm}$ e $D_{90}=20\text{mm}$.

I parametri di calcolo sono quindi:

$$\alpha = 10^\circ, K_1 = 1.0, K_2 = 1.81, K_3 = 1.1, K_4 = 1.0.$$

Con questi parametri, e fissando come portata la Q_{200_PAI} (550 m³/s) si ottengono i seguenti valori di massima profondità dello scalzamento:

Tabella 4.4 – Massime profondità di scalzamento ottenute per le pile nell'area golenale in sinistra idraulica del Fiume Lambro.

	Pila 4	Pila 3	Pila 2
y_1 [m]	0.3	0.85	1.3
K_1	1	1	1
K_2	1.81	1.81	1.81
K_3	1.1	1.1	1.1
K_4	1	1	1
a [m]	1	1	1.25
v [m/s]	0.3	0.6	0.8
Fr	0.17	0.21	0.22
y_s [m]	1.23	1.91	2.65

Nella seguente immagine si riporta la sezione con gli scalzamenti ottenuta tramite HEC-RAS.

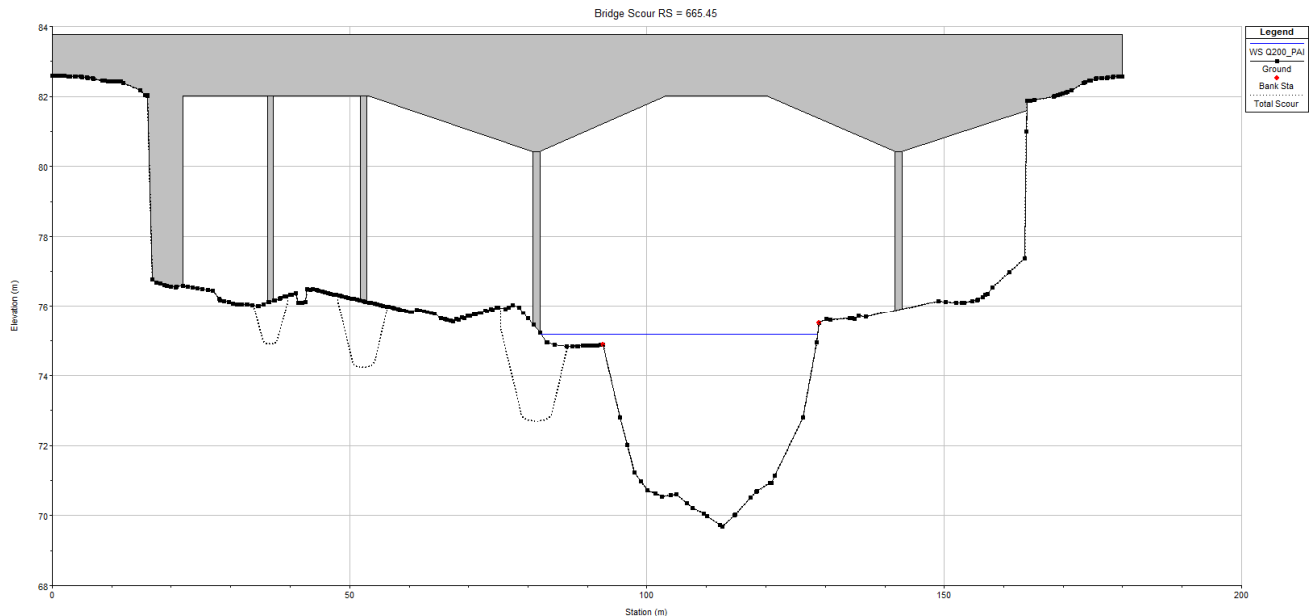


Figura 13 – Scalzamento delle pile in area golenale del Fiume Lambro ottenuta tramite HEC-RAS.

4.2 CAVO LORINI MAROCCO

Allo stato attuale il Cavo Lorini Marocco è regolato, appena a valle del ponte autostradale da un sistema costituito da:

- di n° 3 paratoie trasversali, ciascuna caratterizzata da un'apertura BxH=1.80 m x 1.80 m di cui le 2 laterali sono servite da paratoie mobili mentre la centrale è panconata.
- di n° 2 paratoie laterali, ciascuna caratterizzata da un'apertura BxH=1.15 m x 2.40 m servite da paratoie mobili.
- Un sifone di troppo pieno laterale posto immediatamente a valle della paratoie laterali e a monte di quelle trasversali.

Risultano le possibili modalità di gestione:

1. La portata che defluisce nel canale è pari a 7 m³/s: nella normale gestione, con tale quantitativo gli organi di scarico laterale sono inattivi, ovvero tutto il flusso deve essere contenuto nel canale.
2. La portata che defluisce nel canale è superiore a 7 m³/s: ovvero a monte del nodo di regolazione si possono registrare valori di deflusso sino a 10-15 m³/s, in questo caso l'aliquota eccedente i 7 m³/s viene indirizzata nel canale scaricatore tramite le opere laterali.

Per la sistemazione e le ipotesi di progetto si veda il paragrafo 5.3.

Di seguito si riporta la modellazione effettuata per la prima modalità di gestione ovvero considerando il normale deflusso dei 7 m³/s all'interno del canale principale.

Il modello geometrico implementato è stato ricostruito a partire dalle informazioni contenute nel rilievo eseguito nel 2017 per lo sviluppo del progetto esecutivo, il modello 3D del terreno e i manufatti interferiti dal canale stesso. Le sezioni sono state interpolate in modo tale da avere sezioni ad interasse di 10 m.

Le due paratoie in linea sono state considerate completamente aperte.

Come condizione al contorno di monte e di valle è stata assunta l'altezza critica. Per quanto riguarda i coefficienti di scabrezza è stato assunto un valore di n pari a 0.033 per l'alveo principale e 0.066 per le golene.

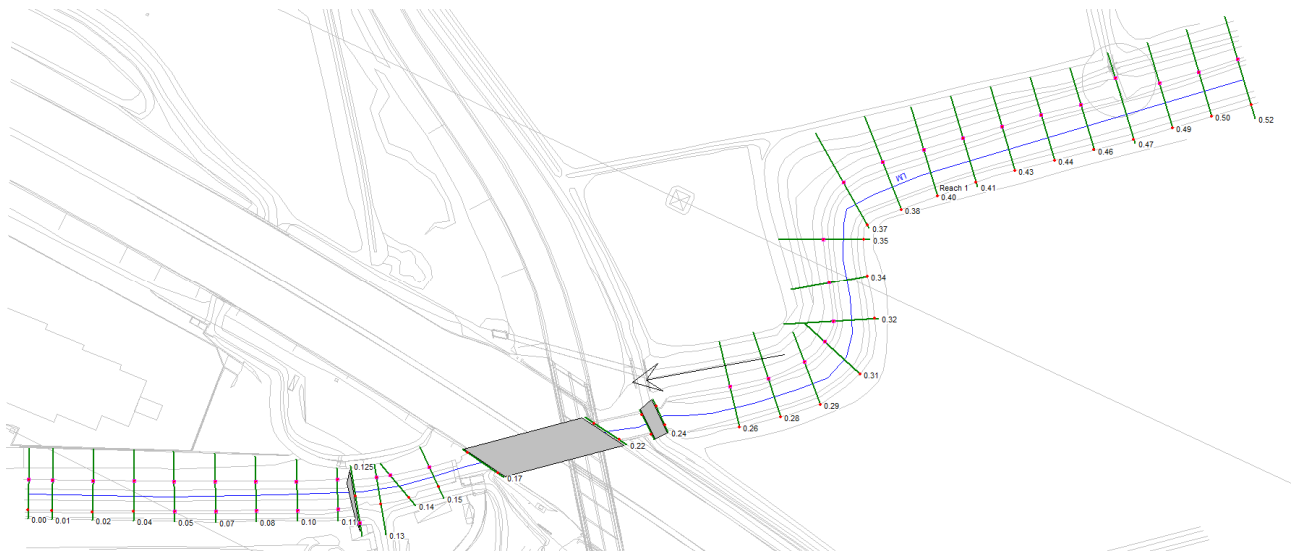


Figura 14 - Modello idraulico del cavo Lorini Marocco.

Nel seguito sono presentati sia in forma grafica sia tabellare, gli esiti della simulazione idraulica, presentando l'andamento longitudinale del profilo idrico e le sezioni trasversali in corrispondenza delle opere interferite.

In APPENDICE C: MODELLAZIONE CAVO LORINI MAROCCO, CAVO SILLARO SALERANO E ROGGIA BARBAVARA sono riportate tutte le sezioni modellate.

Tabella 4.5: Risultati dell'analisi idraulica

Sezione	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
0.52 1	7.00	81.28	82.32	81.65	82.34	0.0005	0.61	11.51	12.20	0.20
0.50 2	7.00	81.24	82.32	81.62	82.34	0.0005	0.61	11.55	12.14	0.20
0.49 3	7.00	81.21	82.31	81.60	82.33	0.0005	0.61	11.46	12.06	0.20
0.47 4	7.00	81.17	82.30	81.56	82.32	0.0004	0.59	11.91	11.90	0.19
0.46 5	7.00	81.13	82.30	81.51	82.32	0.0003	0.55	12.84	12.41	0.17
0.44 6	7.00	81.09	82.30	81.46	82.31	0.0003	0.53	13.29	12.39	0.16
0.43 7	7.00	81.05	82.29	81.44	82.31	0.0003	0.53	13.20	12.28	0.16
0.41 8	7.00	81.02	82.29	81.42	82.30	0.0003	0.55	12.62	11.45	0.17
0.40 9	7.00	80.99	82.27	81.40	82.29	0.0003	0.54	12.94	11.66	0.16
0.38 10	7.00	80.96	82.27	81.40	82.28	0.0003	0.51	13.66	12.41	0.16
0.37 11	7.00	80.93	82.26	81.34	82.27	0.0003	0.55	12.84	10.93	0.16
0.35 12	7.00	80.90	82.24	81.38	82.26	0.0005	0.66	10.66	9.34	0.20
0.34 13	7.00	80.87	82.24	81.33	82.26	0.0004	0.63	11.17	9.42	0.18
0.32 14	7.00	80.84	82.23	81.29	82.25	0.0003	0.58	12.03	10.09	0.17
0.31 15	7.00	80.82	82.22	81.21	82.24	0.0002	0.48	14.69	11.85	0.14
0.29 16	7.00	80.78	82.22	81.20	82.23	0.0002	0.51	13.82	10.88	0.14
0.28 17	7.00	80.76	82.20	81.26	82.22	0.0003	0.57	12.26	9.98	0.16
0.26 18	7.00	80.71	82.17	81.65	82.21	0.0012	0.87	8.00	9.99	0.31
0.24 19P	7.00	81.25	82.05	81.75	82.13	0.0032	1.26	5.56	7.40	0.46
0.235	Ponticello sulla poderale									
0.23 20P	7.00	81.29	82.02	81.78	82.11	0.0038	1.30	5.40	8.00	0.50
0.22 21PA	7.00	81.34	82.01	81.69	82.06	0.0020	0.96	7.27	10.92	0.38
0.175	Viadotto A1									
0.17 22PA	7.00	81.27	81.90	81.62	81.95	0.0025	1.02	6.83	10.87	0.41
0.15 23	7.00	80.63	81.85	81.27	81.92	0.0018	1.16	6.01	5.78	0.36
0.14 24	7.00	80.61	81.84	81.20	81.89	0.0012	0.97	7.24	7.29	0.31
0.13 25	7.00	80.60	81.82	81.24	81.88	0.0015	1.07	6.54	6.70	0.35
0.125	7.00	80.60	81.82	81.14	81.86	0.0011	0.92	7.57	7.02	0.28
0.115	Paratoie in linea									
0.11 26	7.00	80.59	81.76	81.22	81.82	0.0016	1.07	6.54	7.09	0.36
0.10 27	7.00	80.59	81.73	81.22	81.80	0.0018	1.12	6.24	6.96	0.38
0.08 28	7.00	80.59	81.70	81.22	81.77	0.0020	1.16	6.02	6.89	0.40
0.07 29	7.00	80.58	81.66	81.21	81.74	0.0022	1.20	5.85	6.85	0.41
0.05 30	7.00	80.58	81.62	81.21	81.70	0.0025	1.25	5.59	6.77	0.44

Sezione	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
0.04 31	7.00	80.58	81.57	81.21	81.66	0.0031	1.34	5.21	6.61	0.48
0.02 32	7.00	80.57	81.50	81.20	81.61	0.0037	1.44	4.86	6.46	0.53
0.01 33	7.00	80.56	81.40	81.19	81.54	0.0052	1.62	4.33	6.26	0.62
0.00 34	7.00	80.56	81.19	81.19	81.45	0.0144	2.28	3.07	5.74	1.00

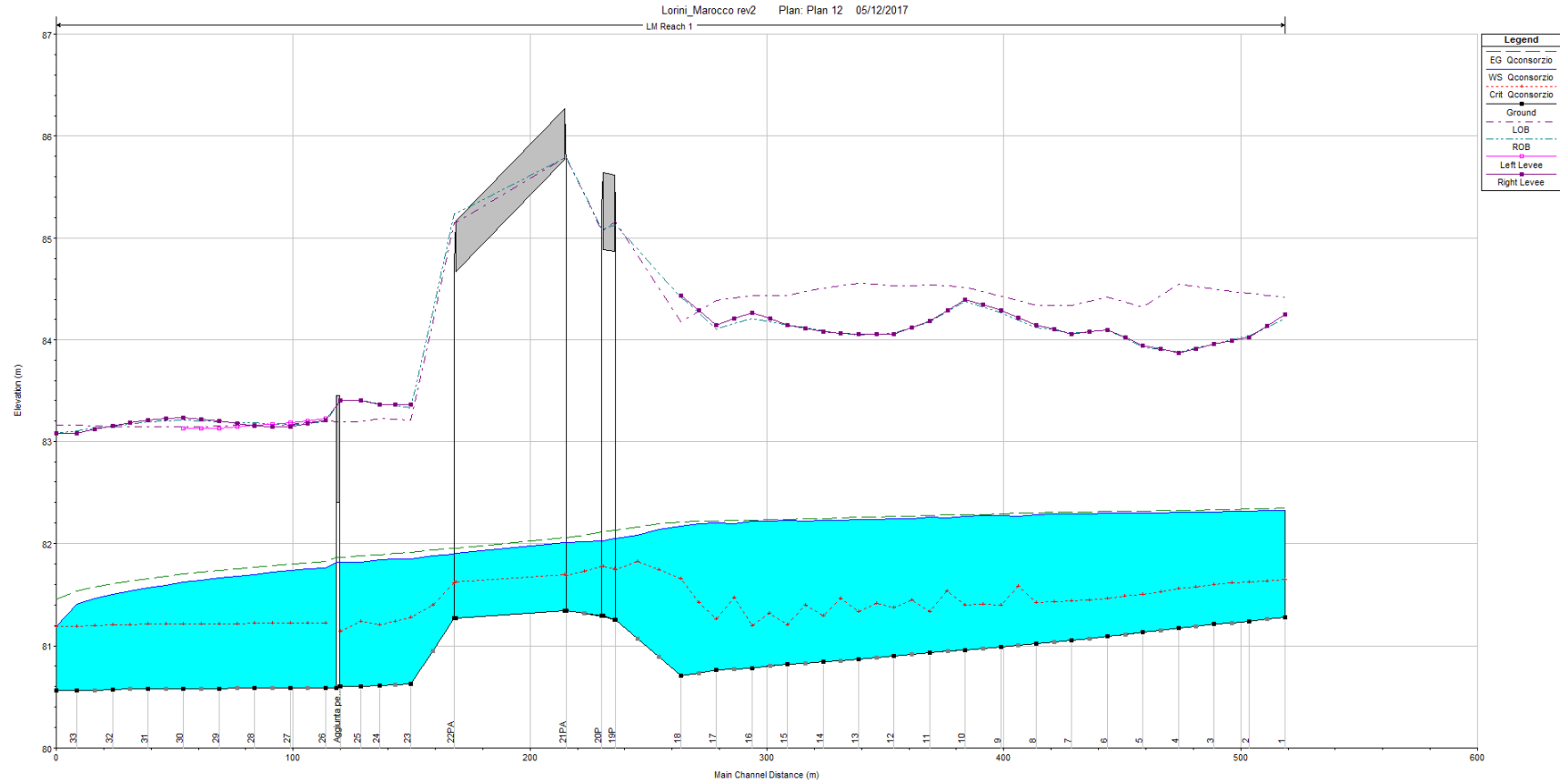


Figura 15 – Profilo idraulico configurazione esistente Cavo Lorini Marocco

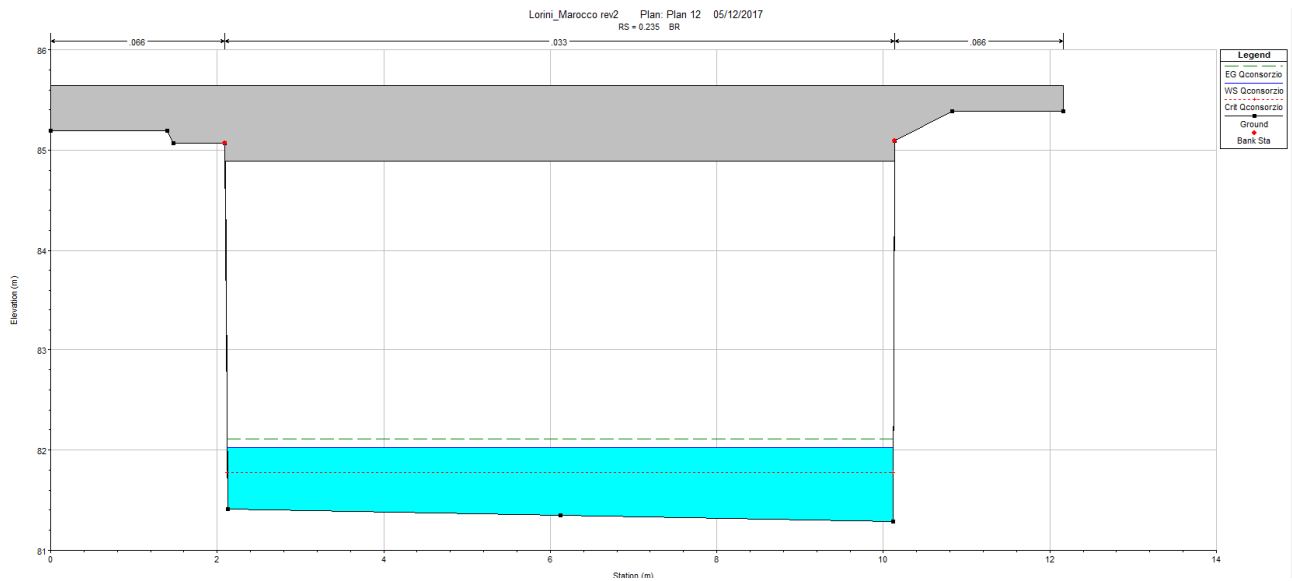


Figura 16 - Sezione del Cavo Lorini Marocco allo stato attuale in corrispondenza della sezione di valle del ponticello sulla strada poderale.

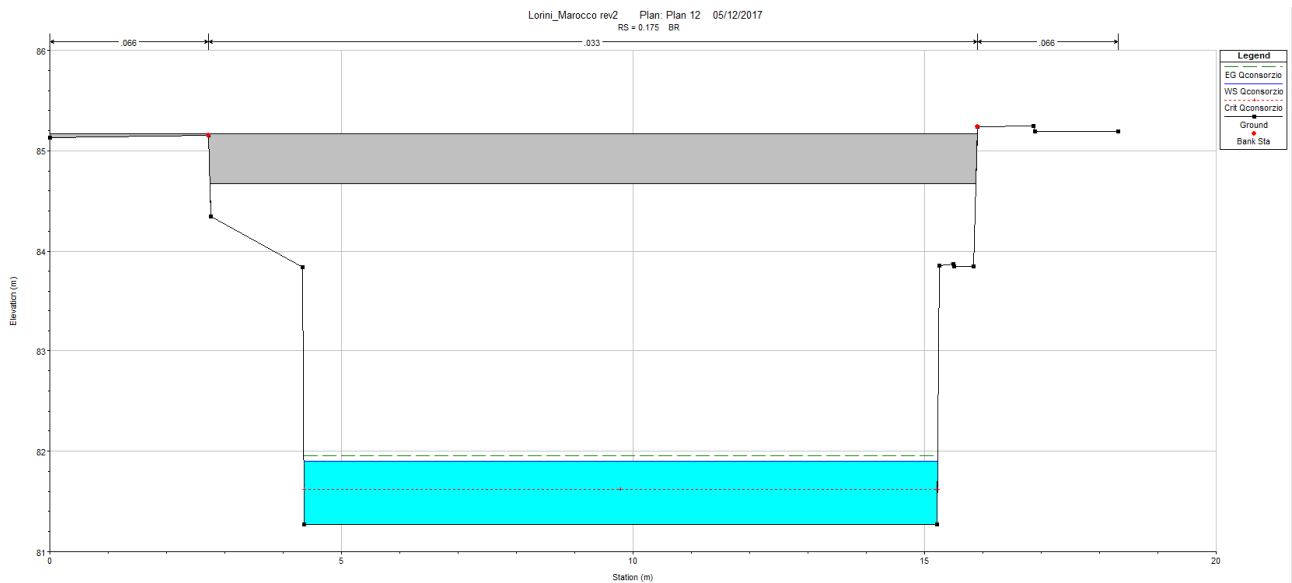


Figura 17 - Sezione del Cavo Lorini Marocco allo stato attuale in corrispondenza della sezione di valle del viadotto autostradale

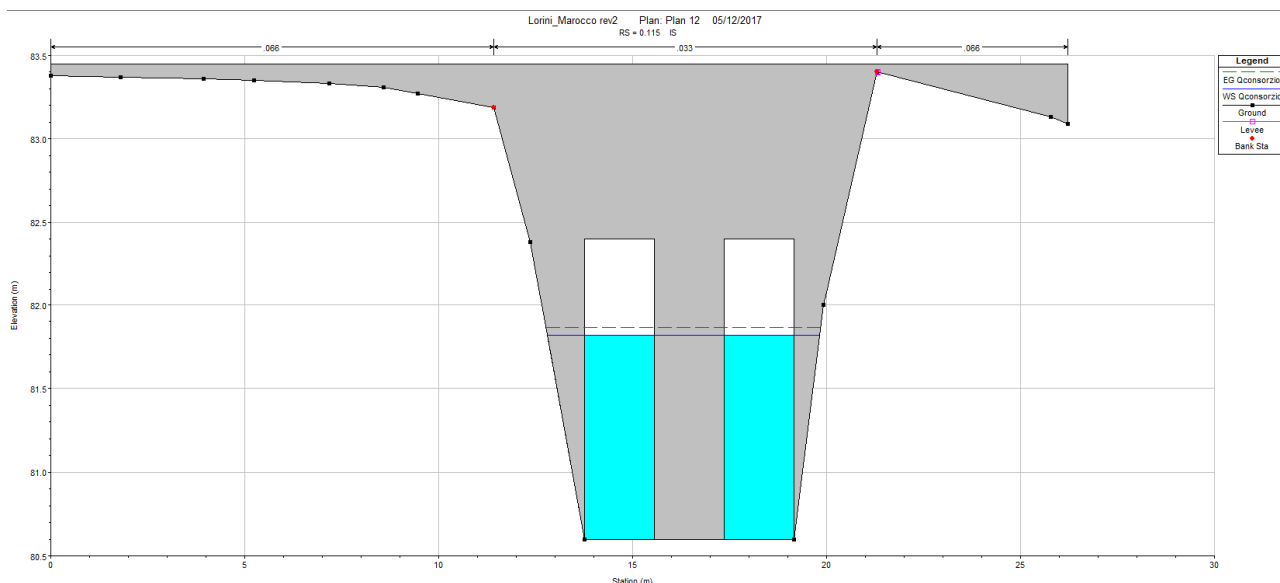


Figura 18 – Sezione del Cavo Lorini Marocco allo stato attuale in corrispondenza delle paratoie in linea esistenti.

I bassi livelli idrici ottenuti in corrispondenza del viadotto autostradale (franco idraulico di 3.76 m) fanno pensare che il deflusso della portata dei 7 m³/s avvenga le due paratoie parzialmente chiuse.

4.3 CAVO SILLARO SALERANO

L'ampliamento della piattaforma dell'autostrada, in corrispondenza dell'interferenza con il cavo Sillaro Salerano, comporta l'allungamento dell'opera di attraversamento esistente, senza la necessità di intervenire sulle opere di regolazione a valle dell'autostrada stessa e demandate alla gestione della partizione delle portate tra il cavo Sillaro e la Roggia Donna.

L'intervento sul cavo Sillaro prevede il rivestimento delle sponde e del fondo con massi di cava sciolti, intervenendo per un tratto di circa 13 m a monte della A1, nell'area interclusa tra l'autostrada e la ferrovia, e per 24 m a valle della stessa (Figura 19).

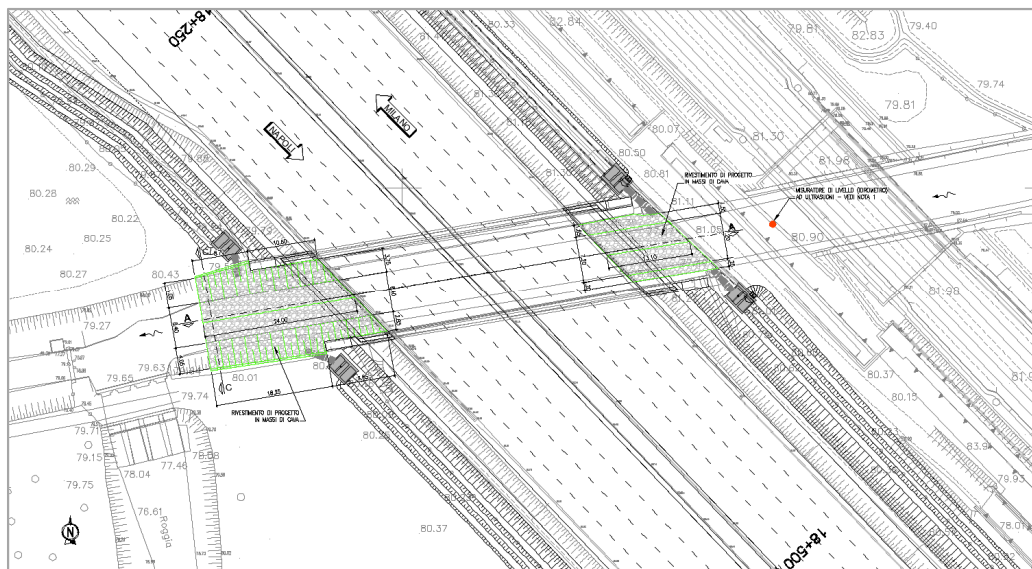


Figura 19 – Sistemazione del cavo Sillaro Salerano

Il dimensionamento e la successiva verifica idraulica dell'adeguatezza delle opere di progetto è stata effettuata con il modello di calcolo monodimensionale HEC-RAS.

Il modello geometrico implementato è stato ricostruito a partire dalle informazioni contenute nel rilievo eseguito nel 2017 per lo sviluppo del progetto esecutivo, contenente n° 12 sezioni trasversali e i relativi manufatti interferiti dal canale stesso. Al fine di descrivere in modo più dettagliato la geometria del canale, le sezioni trasversali sono state interpolate con scansione spaziale di 5 m.

La chiusa a valle del ponte dell'autostrada è stata ricostruita a partire dal rilievo e da quanto osservato durante i sopralluoghi (Figura 20)



Figura 20 – Situazione della chiusa a valle del viadotto autostradale sul cavo Sillaro Salerano in occasione del sopralluogo effettuato nel Luglio 2017

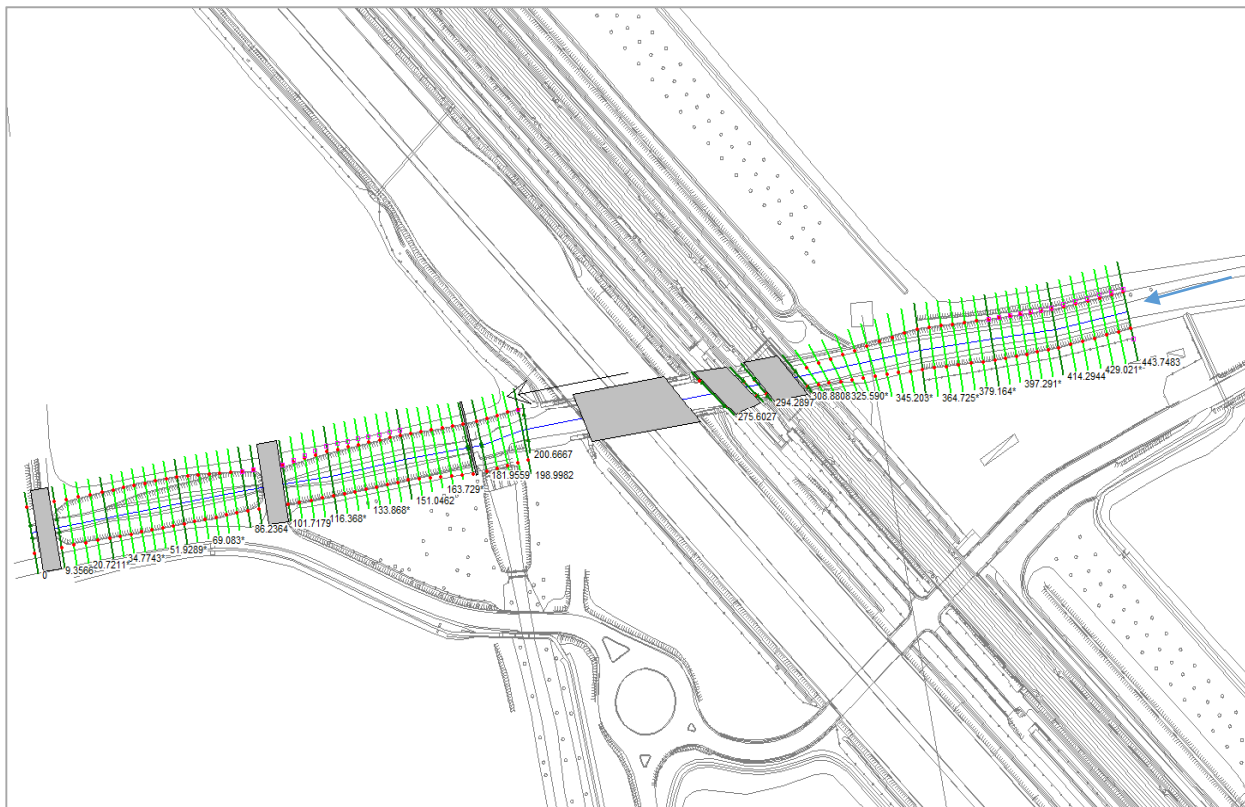


Figura 21 – Modello idraulico del cavo Sillaro Salerano

La portata transitante nel canale, considerata nella verifica è quella fornita dal Consorzio Muzza Bassa Lodigiana è pari a 15 m³/s. In prima approssimazione la paratoia in corrispondenza della chiusa è stata considerata completamente aperta.

4.3.1 Risultati dell'analisi idraulica

Nel seguito sono presentati sia in forma grafica sia tabellare, gli esiti della simulazione idraulica, presentando l'andamento longitudinale del profilo idrico e le sezioni trasversali in corrispondenza delle opere interferite.

In APPENDICE C: MODELLAZIONE CAVO LORINI MAROCCO, CAVO SILLARO SALERANO E ROGGIA BARBAVARA sono riportate tutte le sezioni modellate.

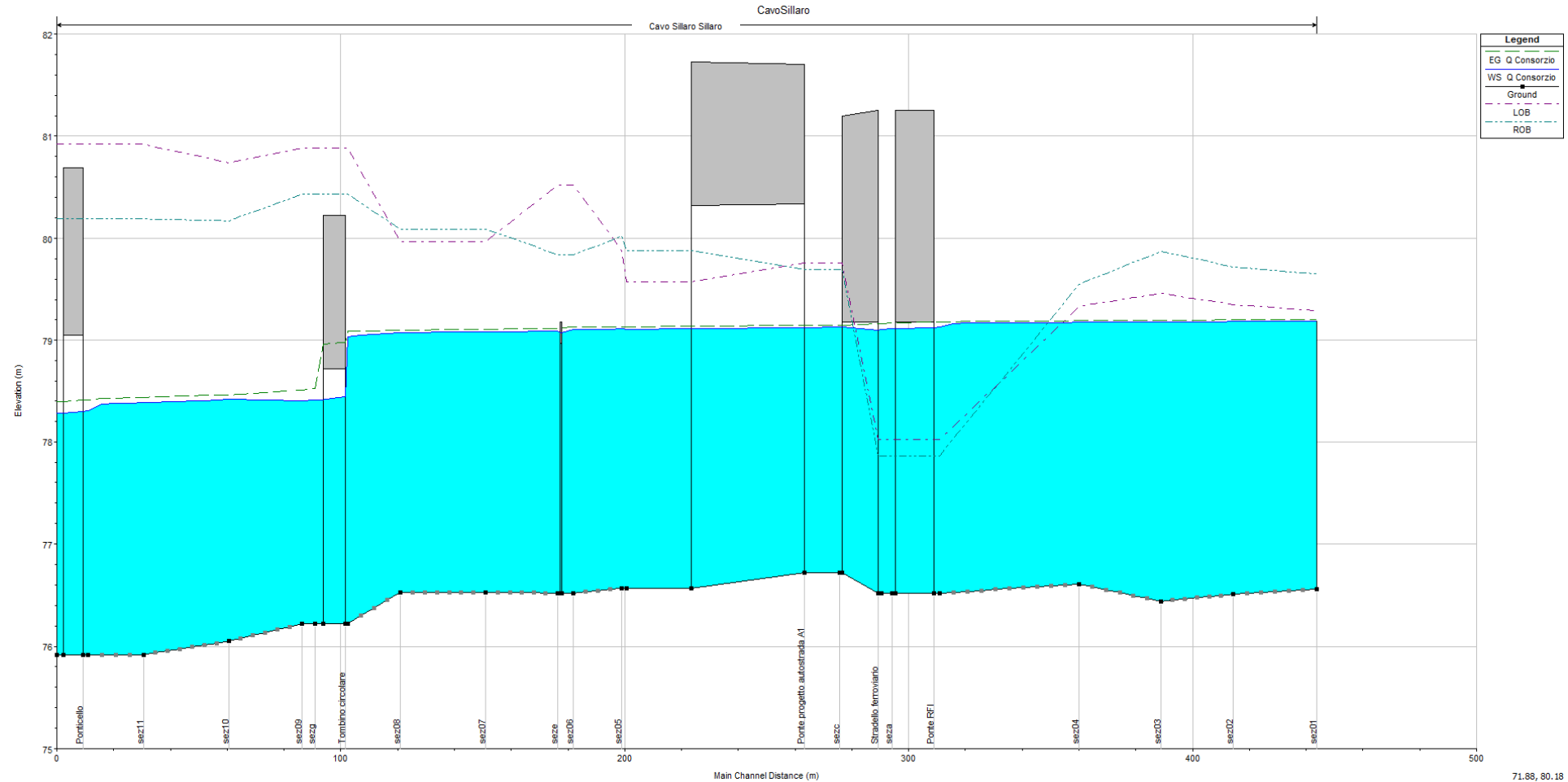


Figura 22 – Profilo idraulico cavo Sillaro Salarano

71.88, 80.18

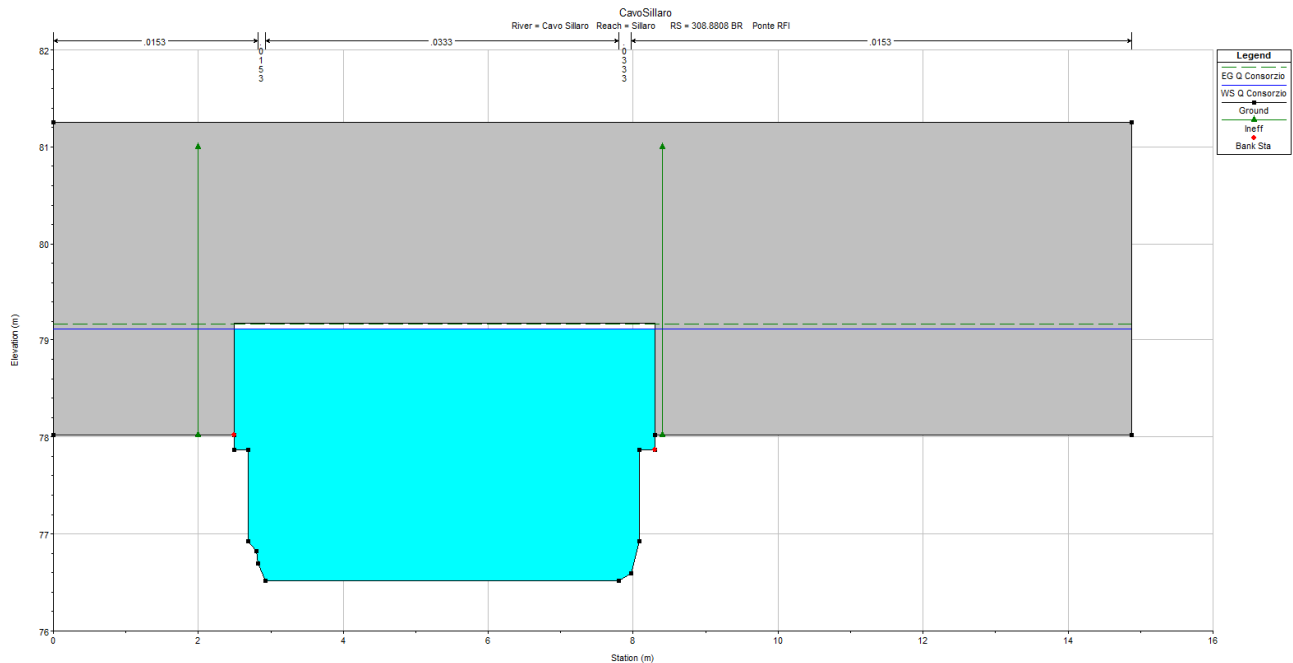


Figura 23 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte RFI

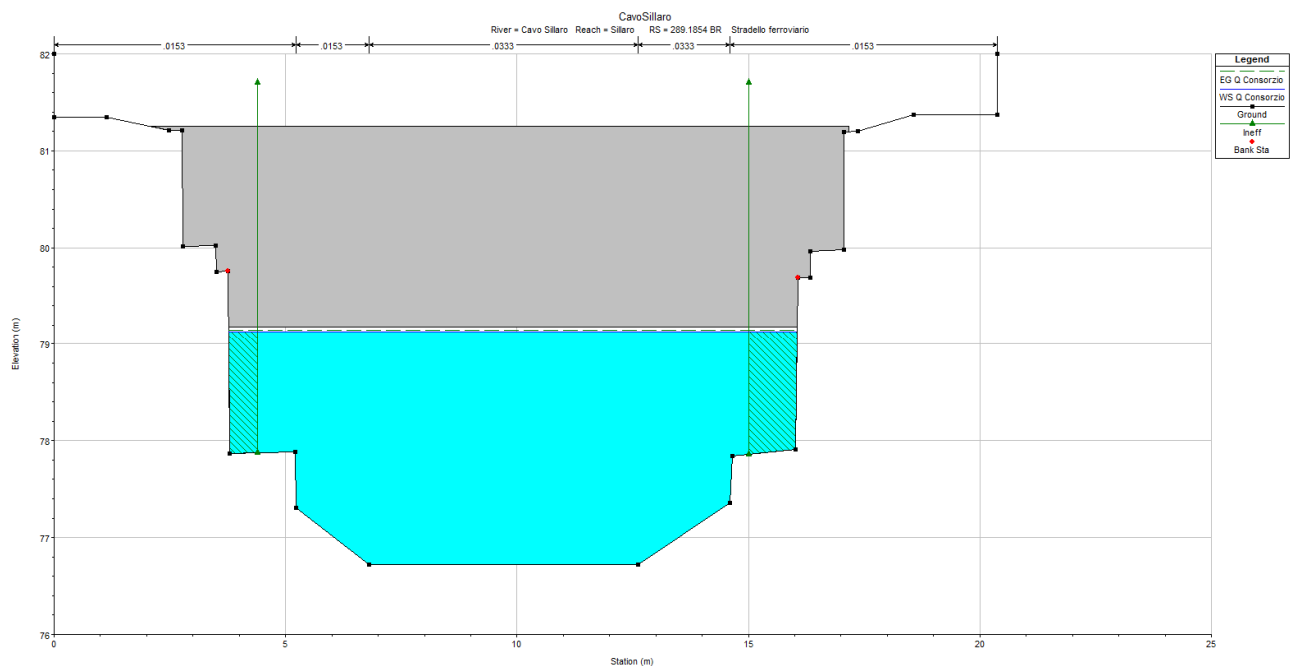


Figura 24 – Livello idrico massimo in corrispondenza dello stradello ferroviario

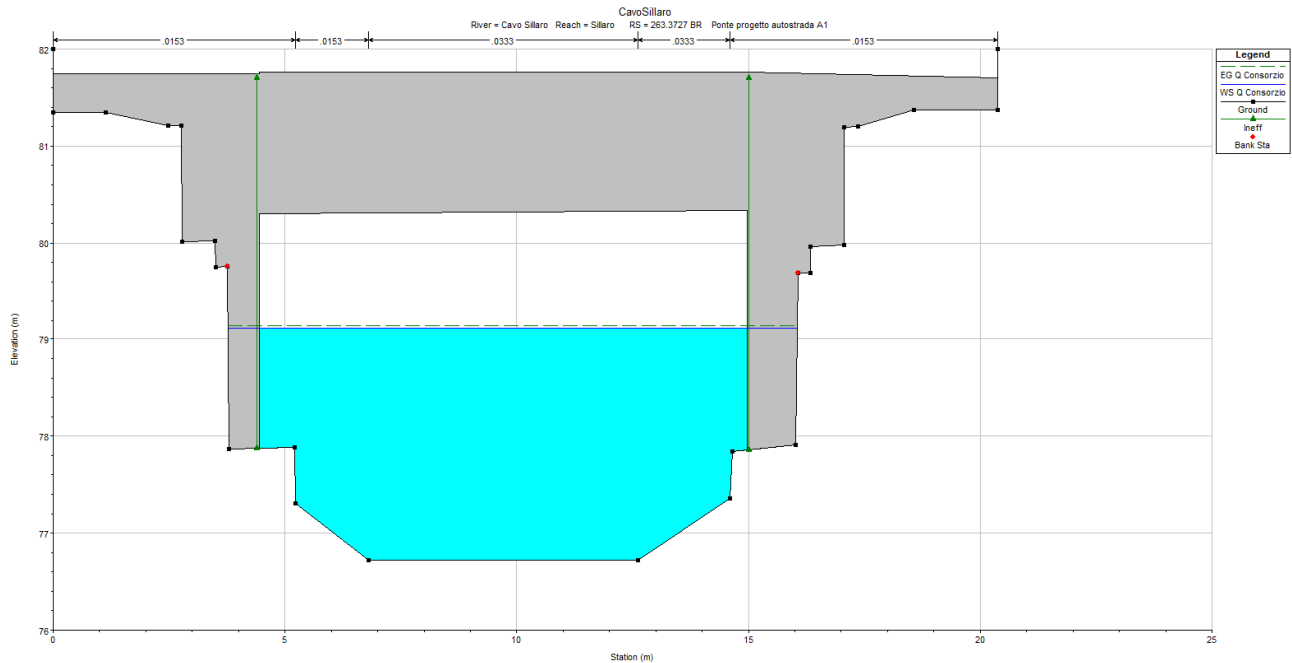


Figura 25 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte di progetto (prospetto in corrispondenza dell'area interclusa tra l'autostrada A1 e la passerella pedonale)

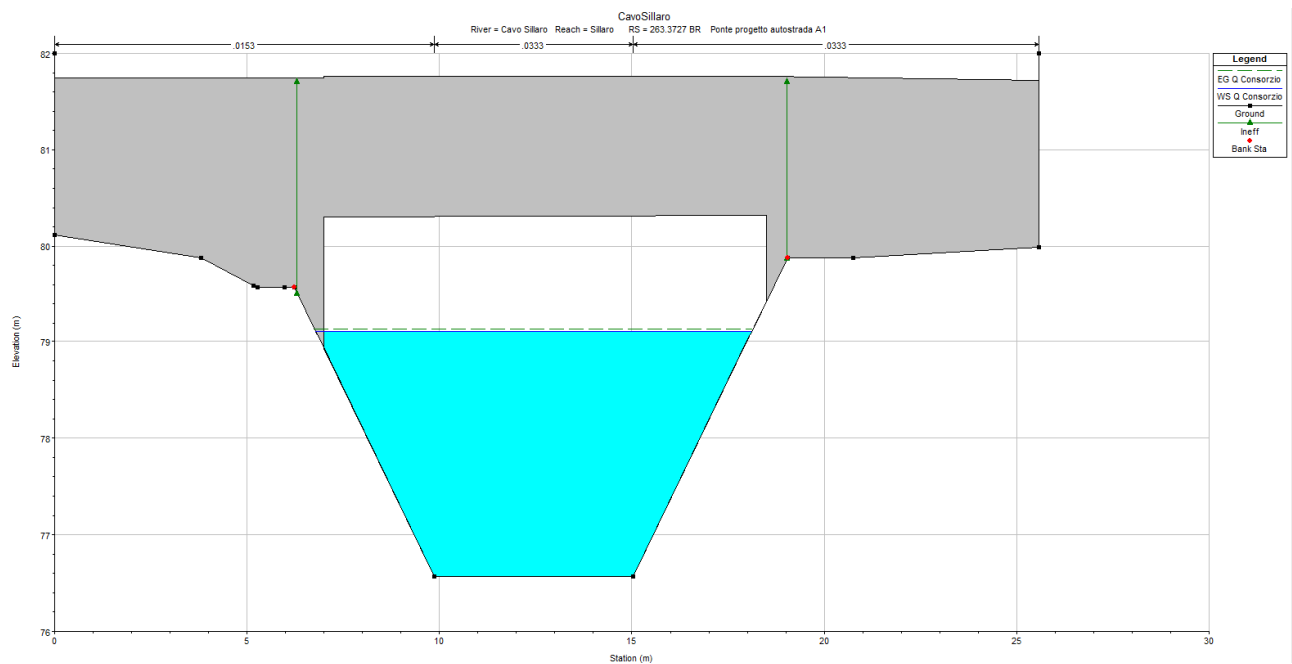


Figura 26 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte di progetto dell'autostrada A1 (prospetto lato Ovest)

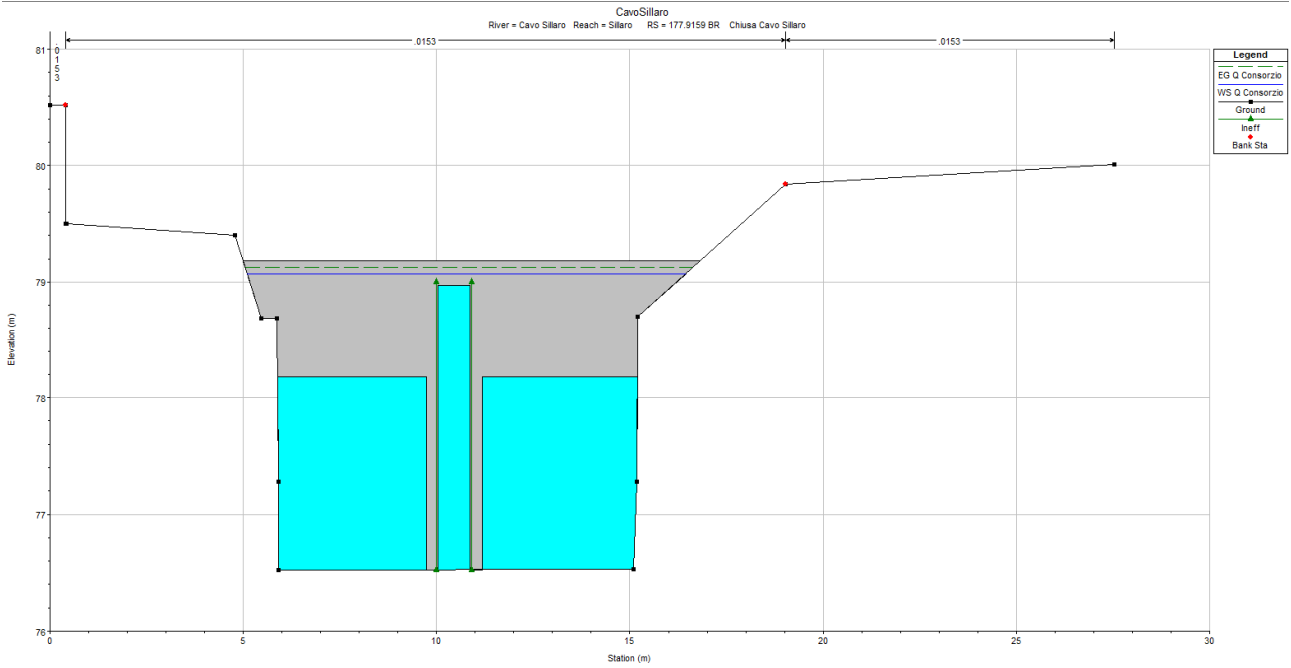


Figura 27 – Livello idrico massimo in corrispondenza della chiusa sul cavo Sillaro

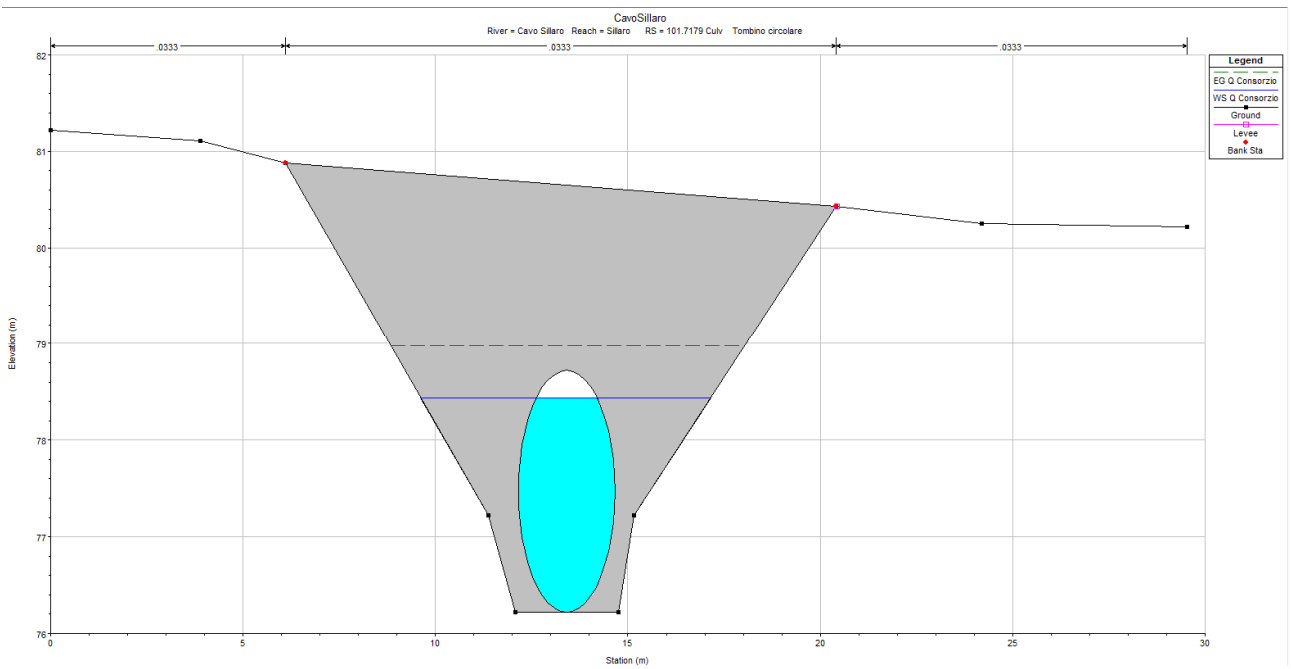


Figura 28 – Livello idrico massimo in corrispondenza del tombino circolare sul cavo Sillaro

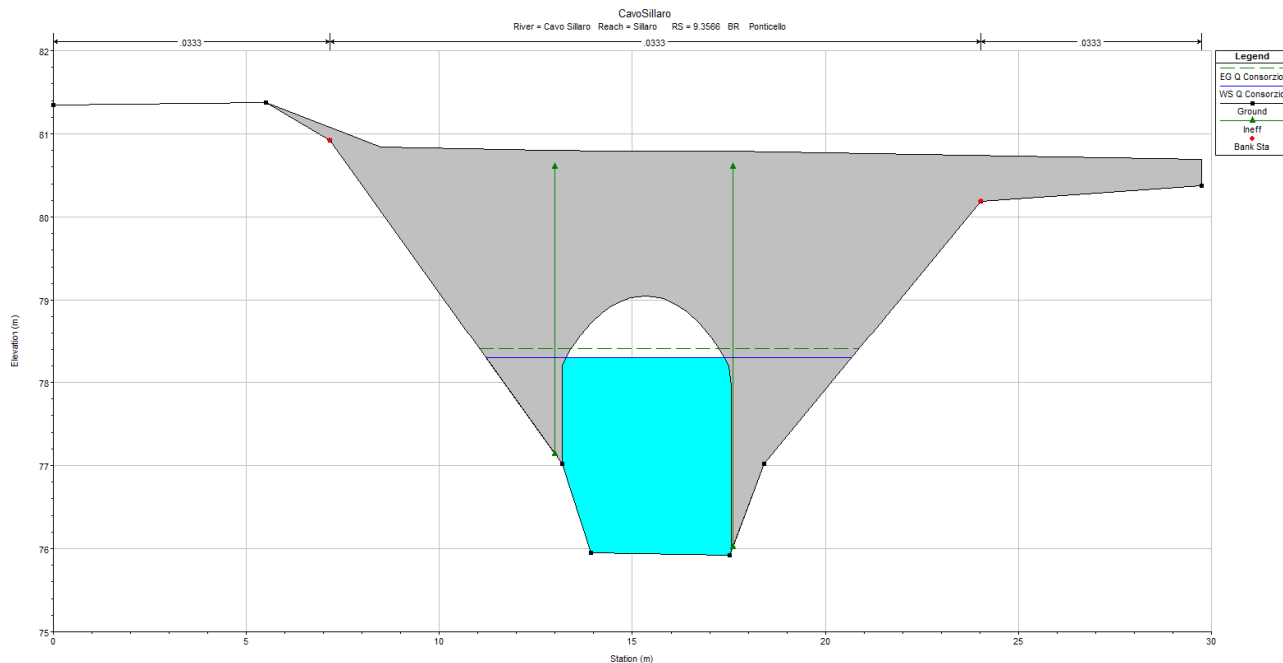


Figura 29 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponticello sul cavo Sillaro

Tabella 4.6: Risultati dell'analisi idraulica

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez01	443.7	15	76.56	79.19	77.39	79.21	0.0002	0.61	24.73	12.87	0.14
sez02	414.3	15	76.51	79.18	77.33	79.2	0.0002	0.58	26.01	13.24	0.13
sez03	388.8	15	76.44	79.18	77.24	79.2	0.0002	0.54	27.85	13.94	0.12
sez04	359.9	15	76.61	79.18		79.19	0.0002	0.54	27.56	14.14	0.12
sez04A-ProspettoNE	310.9	15	76.52	79.13	77.46	79.18	0.0003	0.98	15.16	14.87	0.20
	308.9	Ponte RFI									
seza	294.3	15	76.52	79.12	77.46	79.17	0.0003	0.98	15.10	14.87	0.20
sezb	290.3	15	76.52	79.11	77.51	79.17	0.0004	1.06	13.96	13.72	0.21
	289.2	Stradello ferroviario									
sezc	275.6	15	76.72	79.13	77.48	79.15	0.0001	0.65	23.03	12.28	0.14
	263.4	Ponte Autostrada A1									
sezd	200.7	15	76.57	79.11	77.45	79.13	0.0002	0.72	20.94	11.33	0.17
sez05	199	15	76.57	79.11	77.37	79.13	0.0002	0.62	24.11	13.17	0.15
sez06	182	15	76.52	79.11	79	79.13	0.0000	0.61	24.52	11.50	0.13
	177.9	Chiusa									
seze	176.4	15	76.52	79.09	79	79.11	0.0001	0.62	24.36	11.44	0.13
sez07	151	15	76.53	79.08	77.5	79.11	0.0003	0.68	21.93	13.14	0.17

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez08	121	15	76.53	79.07	77.5	79.1	0.0003	0.69	21.81	13.10	0.17
sezf	102.5	15	76.22	79.04	77.58	79.09	0.0008	0.99	15.21	9.38	0.25
	101.7	Tombino circolare									
sezg	90.8	15	76.22	78.41	77.59	78.53	0.0023	1.51	9.93	7.45	0.42
sez09	86.2	15	76.22	78.4	77.58	78.52	0.0024	1.52	9.84	7.41	0.42
sez10	60.5	15	76.05	78.41		78.46	0.0007	0.95	15.85	10.88	0.25
sez11	30.5	15	75.92	78.38		78.43	0.0008	1.00	14.98	9.74	0.26
sezh	11	15	75.92	78.3	77.09	78.41	0.0010	1.46	10.28	9.48	0.31
	9.4	Ponticello									
sezi	0	15	75.92	78.28	77.09	78.39	0.0010	1.48	10.16	9.39	0.32

Si nota come, nonostante la paratoia in corrispondenza della chiusa sia stata considerata aperta, la sezione corrispondente non sia compatibile con la portata di 15 m³/s. Tale sezione si presenta infatti in pressione e causa un rigurgito a monte che si riflette sui franchi idraulici ridotti osservati in corrispondenza del ponte RFI e dello stradello ferroviario.

Di seguito i risultati ottenuti in termini di franco idraulico per le diverse opere considerate:

- Ponte RFI = 0.06 m;
- Stradello ferroviario = 0.08 m;
- Ampliamento ponte autostradale = 1.20 m;
- Chiusa sul cavo Sillaro = in pressione
- Tombino circolare ϕ 2.5 m = 0.28 m;
- Ponticello sul cavo Sillaro = 0.76 m.

Si ipotizza quindi che una quota parte della portata venga convogliata nella Roggia Donna a monte della chiusa in modo tale da non mettere in crisi il sistema a monte e la sezione stessa della chiusa.

4.5 ROGGIA BARBAVARA

L'adeguamento dell'autostrada, in corrispondenza dell'interferenza con la roggia Barbavara, comporta l'allungamento dell'opera di attraversamento esistente.

L'intervento di sistemazione della roggia prevede il rivestimento delle sponde e del fondo con massi di cava sciolti per un tratto di circa 18 m a valle della A1, nell'area interclusa tra l'autostrada e la strada provinciale n° 140, mentre nel tratto a monte della A1 non si è reso necessario alcun tipo di intervento in quanto il canale esistente presenta già una sezione rivestita (Figura 30).

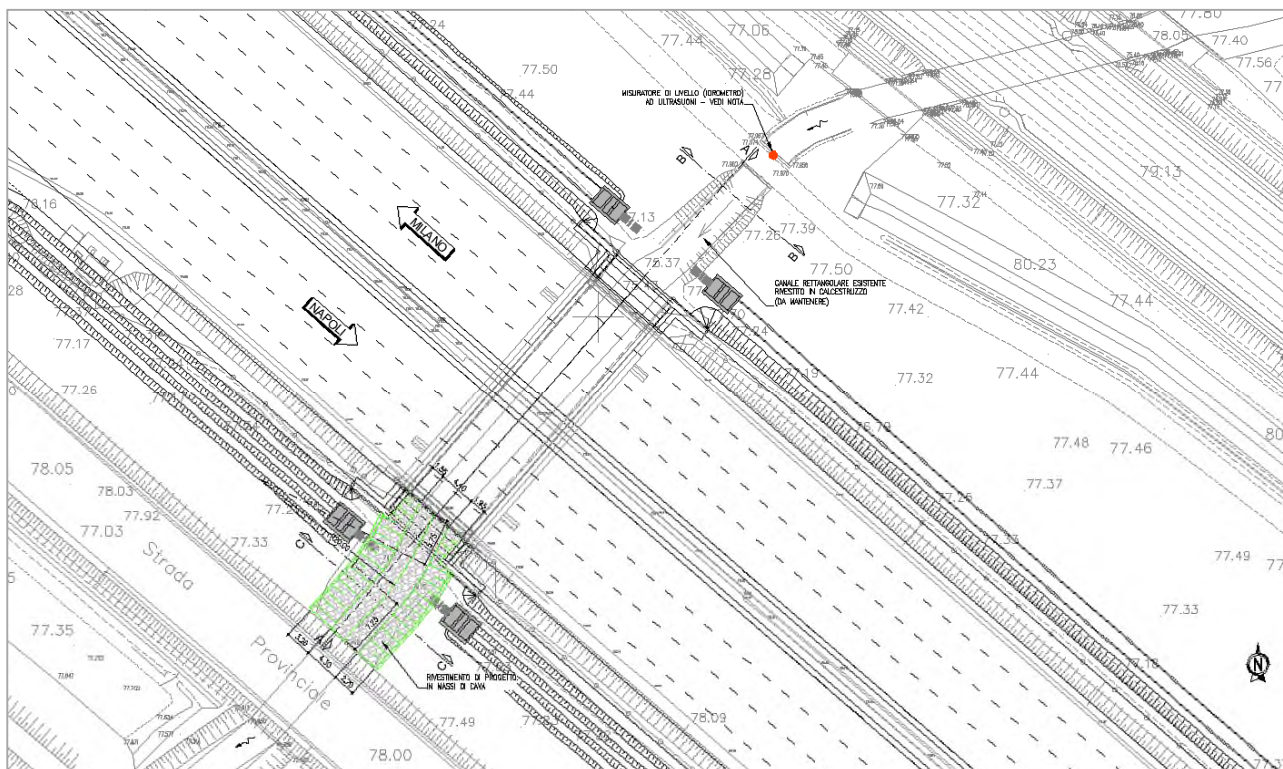


Figura 30 – Sistemazione della roggia Barbavara

Il dimensionamento e la successiva verifica idraulica dell'adeguatezza delle opere di progetto è stata effettuata con il modello di calcolo monodimensionale HEC-RAS.

Il modello geometrico implementato è stato ricostruito basandosi sulle informazioni contenute nel rilievo eseguito nel 2017 per lo sviluppo del progetto esecutivo, contenente n° 14 sezioni trasversali e i relativi manufatti interferiti dal canale stesso. Al fine di descrivere in modo più dettagliato la geometria del canale, le sezioni trasversali sono state interpolate con scansione spaziale di 5 m.

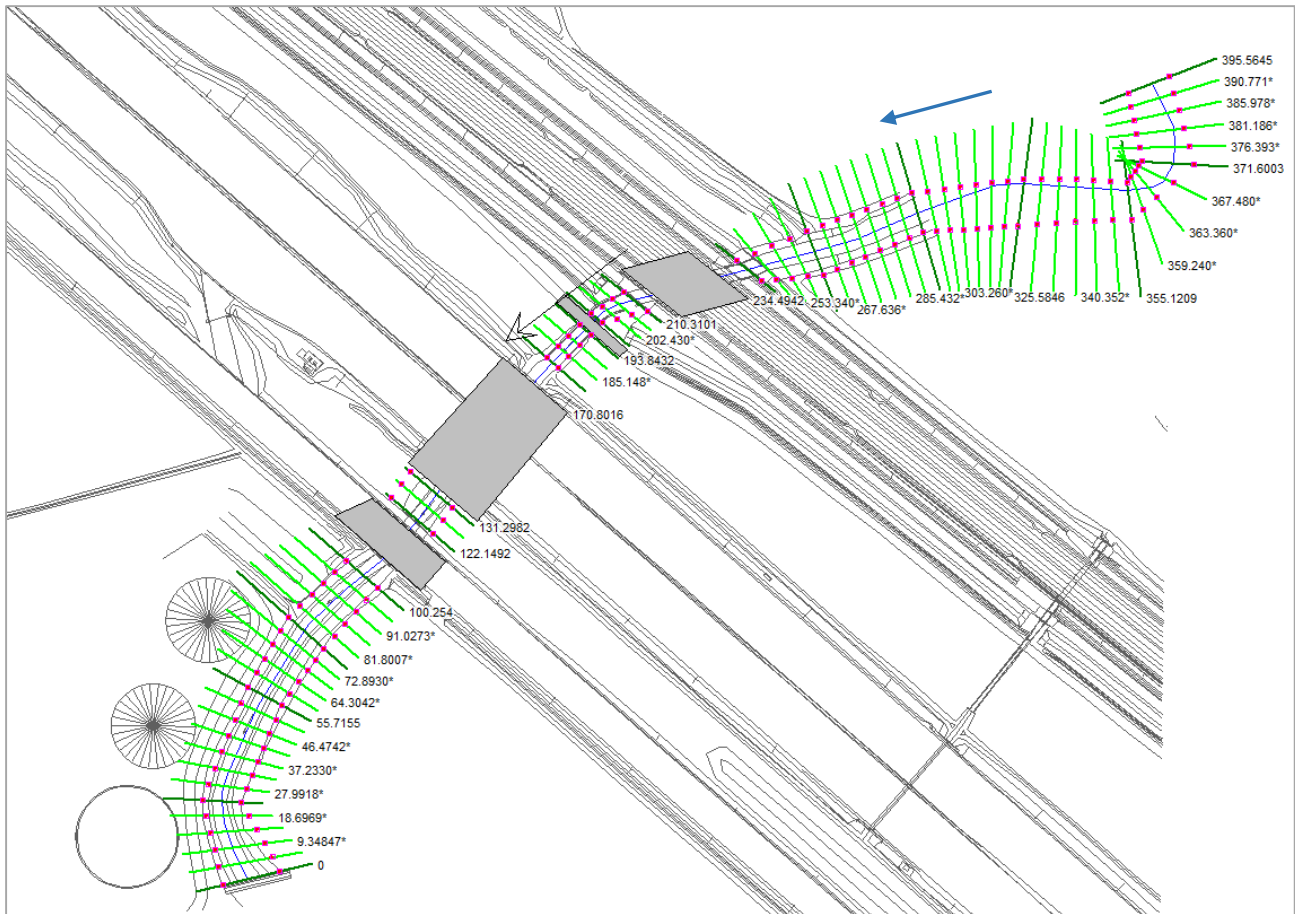


Figura 31 – Modello idraulico della roggia Barbavara

Gli scenari indagati sono i seguenti:

- Scenario 1: portata nel canale pari a 3.00 m³/s, come da indicazioni del consorzio.
- Scenario 2: portata nel canale pari a 10.5 m³/s, corrispondente al deflusso che genera il massimo riempimento senza provocare il superamento delle sponde e la conseguente esondazione delle aree in adiacenza alla roggia.

4.5.1 Risultati dell'analisi idraulica

Nel seguito sono presentati sia in forma grafica sia tabellare, gli esiti della simulazione idraulica per gli scenari sopra elencati, presentando l'andamento longitudinale del profilo idrico e le sezioni trasversali in corrispondenza delle opere interferite.

In APPENDICE C: MODELLAZIONE CAVO LORINI MAROCCO, CAVO SILLARO SALERANO E ROGGIA BARBAVARA sono riportate tutte le sezioni modellate.

- Scenario 1 – Q=3.00 m³/s

Tabella 4.7: Scenario 1: risultati dell'analisi idraulica

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez01	395.6	3	76.04	76.45	76.37	76.52	0.0075	1.2	2.49	7.71	0.68
sez02	371.6	3	75.67	76.4	76.11	76.42	0.0012	0.62	4.86	10.13	0.28
sez03	355.1	3	75.46	76.37	75.9	76.39	0.0011	0.69	4.32	6.86	0.28
sez04	325.6	3	75.45	76.34	75.88	76.36	0.0011	0.7	4.27	6.84	0.28
sez05	294.3	3	75.45	76.3	75.88	76.33	0.0013	0.75	4	6.65	0.31
sez06	263.2	3	75.39	76.26	75.8	76.29	0.0010	0.69	4.35	6.78	0.27
seza	243.5	3	75.39	76.17	75.78	76.22	0.0005	0.94	3.18	4.11	0.34
	234.5	Ponte RFI									
sez07	210.3	3	75.39	76.15	75.78	76.2	0.0005	0.97	3.1	4.11	0.36
sezb	198.5	3	75.43	75.99	75.81	76.08	0.0012	1.32	2.26	4.05	0.57
	197.5	Passerella stradale									
sezc	193.8	3	75.43	75.97	75.81	76.07	0.0014	1.39	2.16	4.05	0.61
sez08	180.8	3	75.43	75.94	75.81	76.05	0.0017	1.47	2.04	4.04	0.66
	170.8	Ponte autostrada A1									
sez09	131.3	3	75.22	75.94	75.58	75.97	0.0004	0.85	3.54	5.58	0.34
sezd	122.1	3	75.22	75.92	75.58	75.97	0.0004	0.95	3.15	5.55	0.36
	118.1	Ponte S.P. n°140									
sez10	100.3	3	75.24	75.83	75.65	75.92	0.0046	1.31	2.3	4.69	0.56
sez11	77.2	3	75.16	75.76	75.53	75.82	0.0031	1.04	2.89	5.53	0.46
sez12	55.7	3	75.09	75.65	75.49	75.73	0.0053	1.28	2.35	4.81	0.58
sez13	23.4	3	74.98	75.42	75.35	75.53	0.0088	1.47	2.04	5.09	0.74
sez14	0	3	74.9	75.33	75.17	75.38	0.0034	0.92	3.27	8.45	0.47

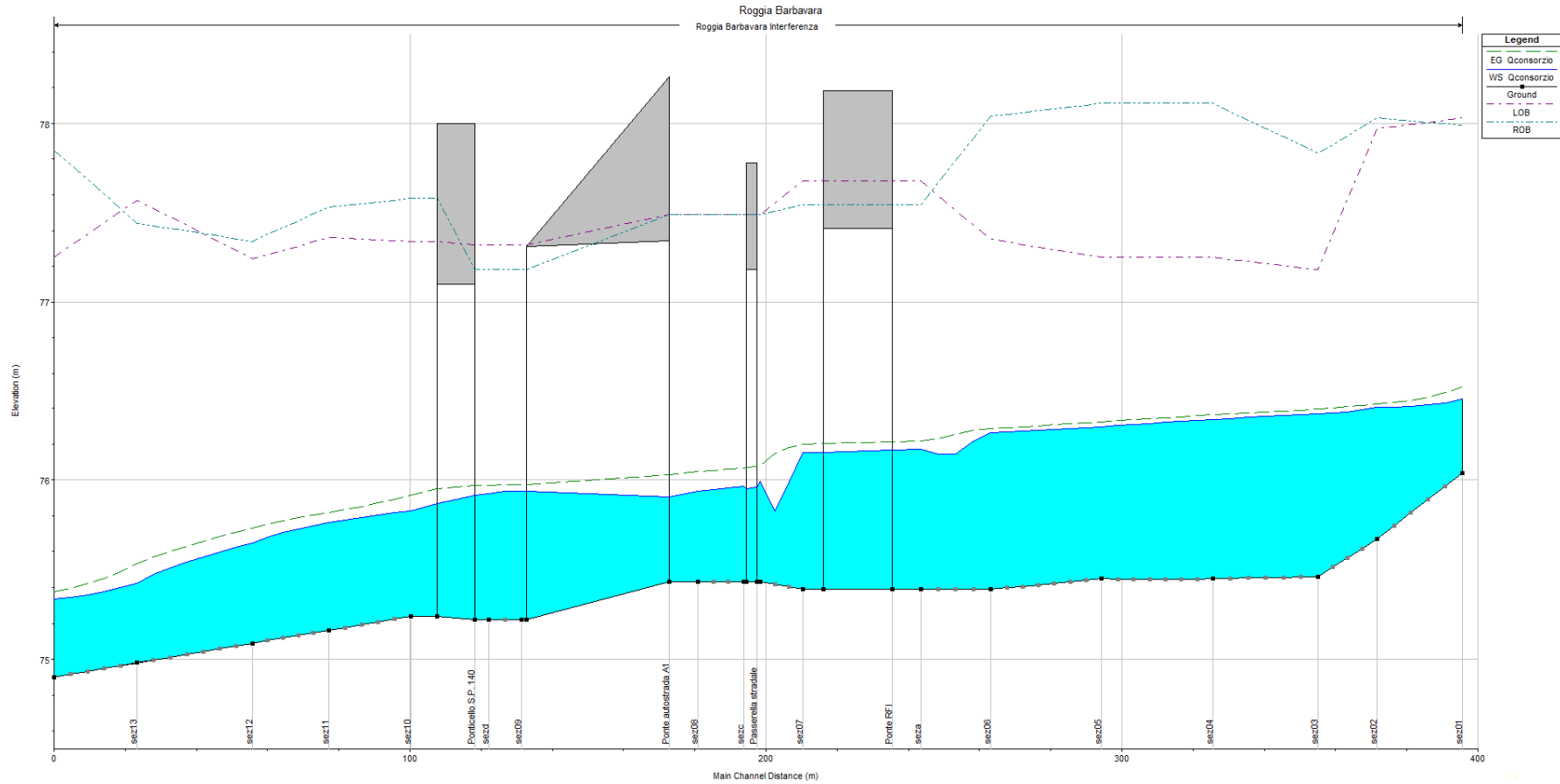


Figura 32 – Profilo idraulico roggia Barbavara

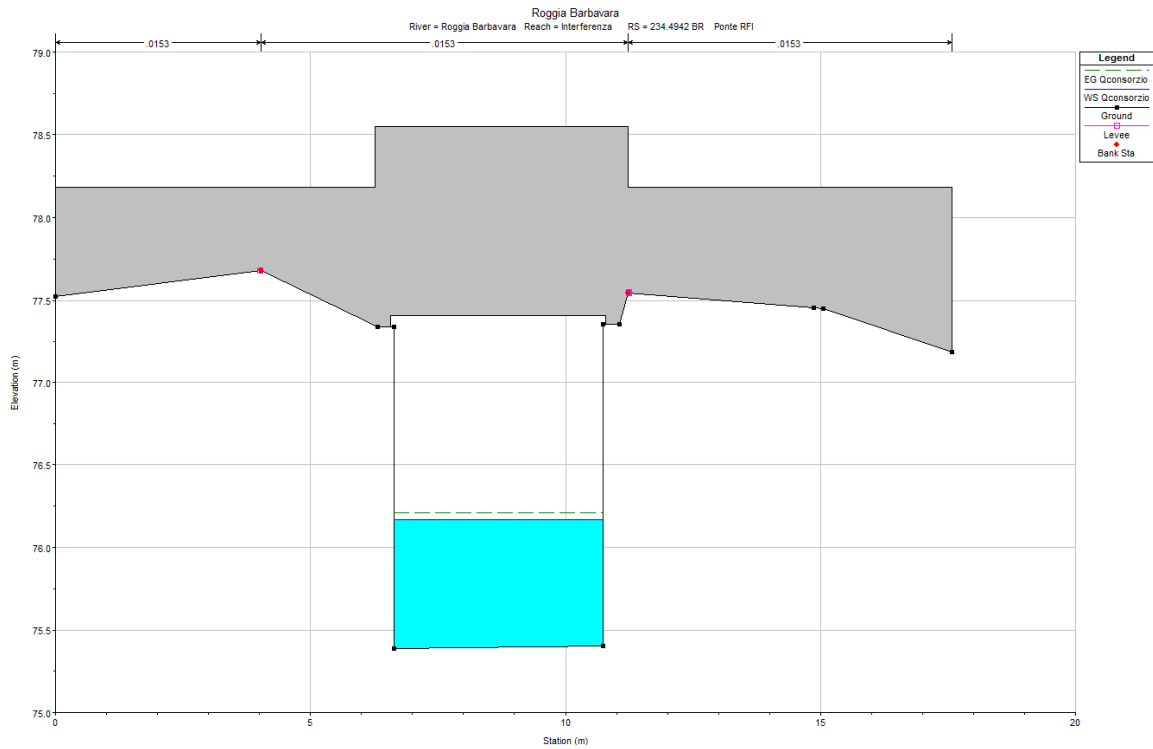


Figura 33 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte RFI

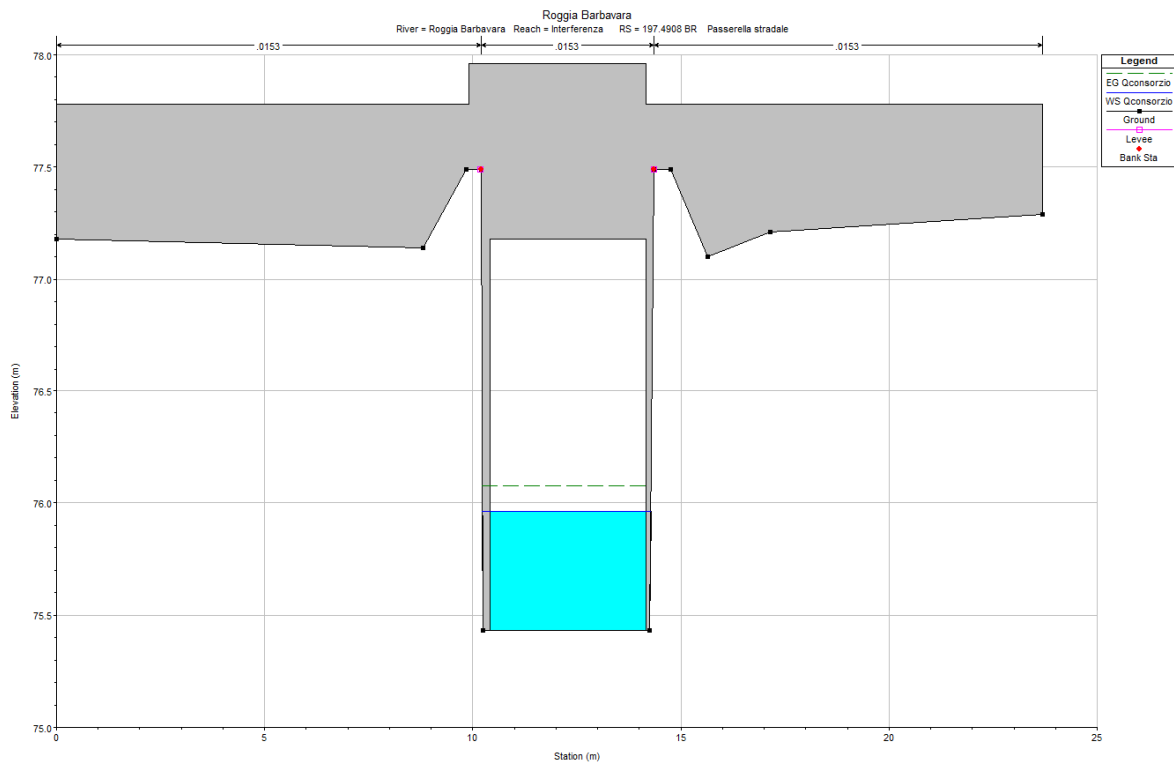


Figura 34 – Livello idrico massimo in corrispondenza della passerella stradale

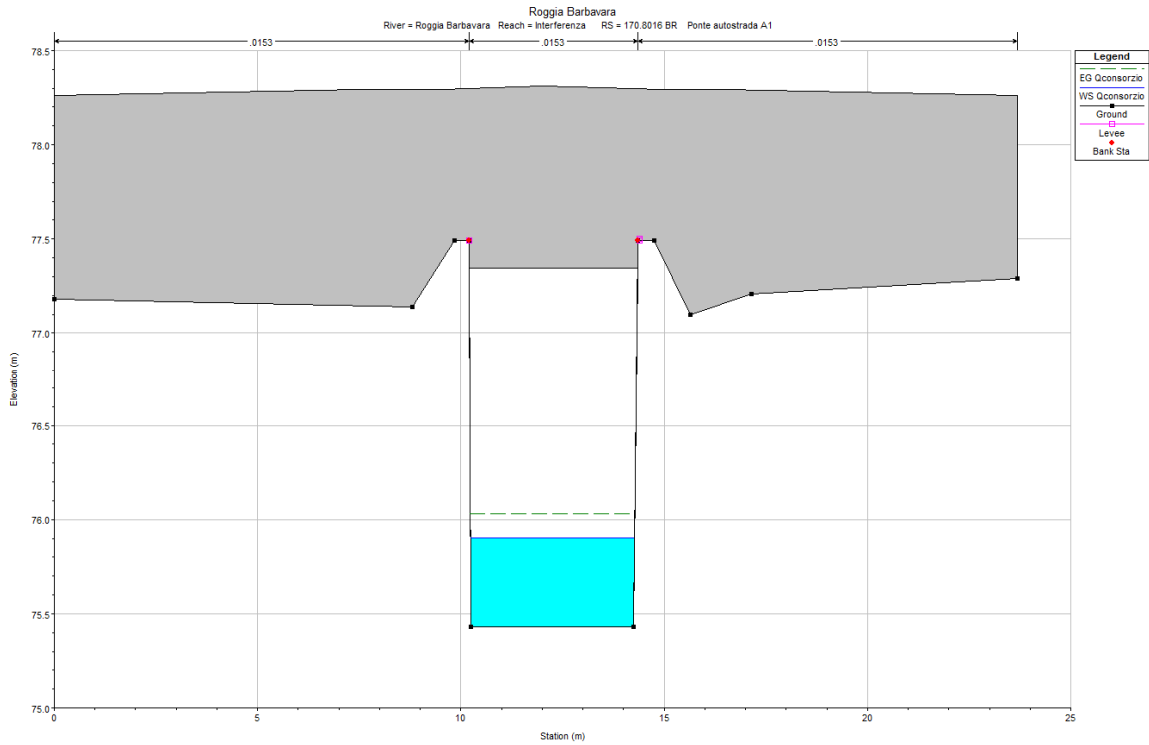


Figura 35 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte di progetto (prospetto in corrispondenza dell'area interclusa tra l'autostrada A1 e la passerella stradale)

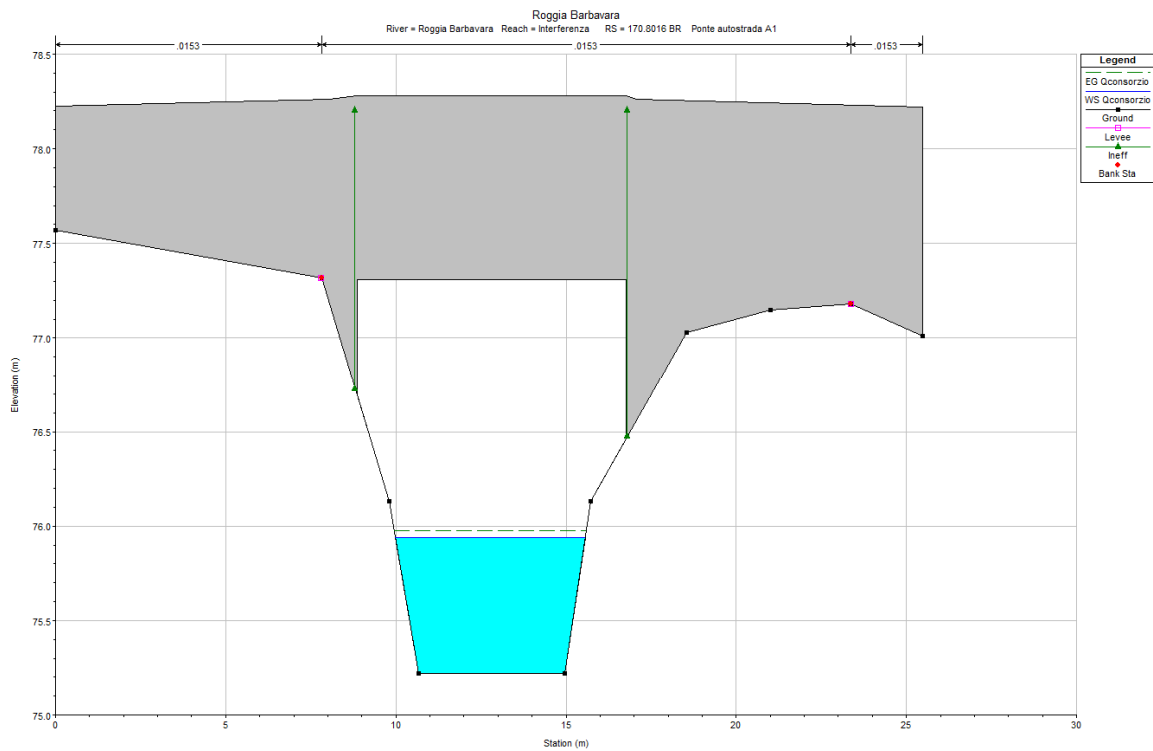


Figura 36 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte di progetto dell'autostrada A1 (prospetto in corrispondenza dell'area interclusa tra l'autostrada A1 e la S.P. n° 140)

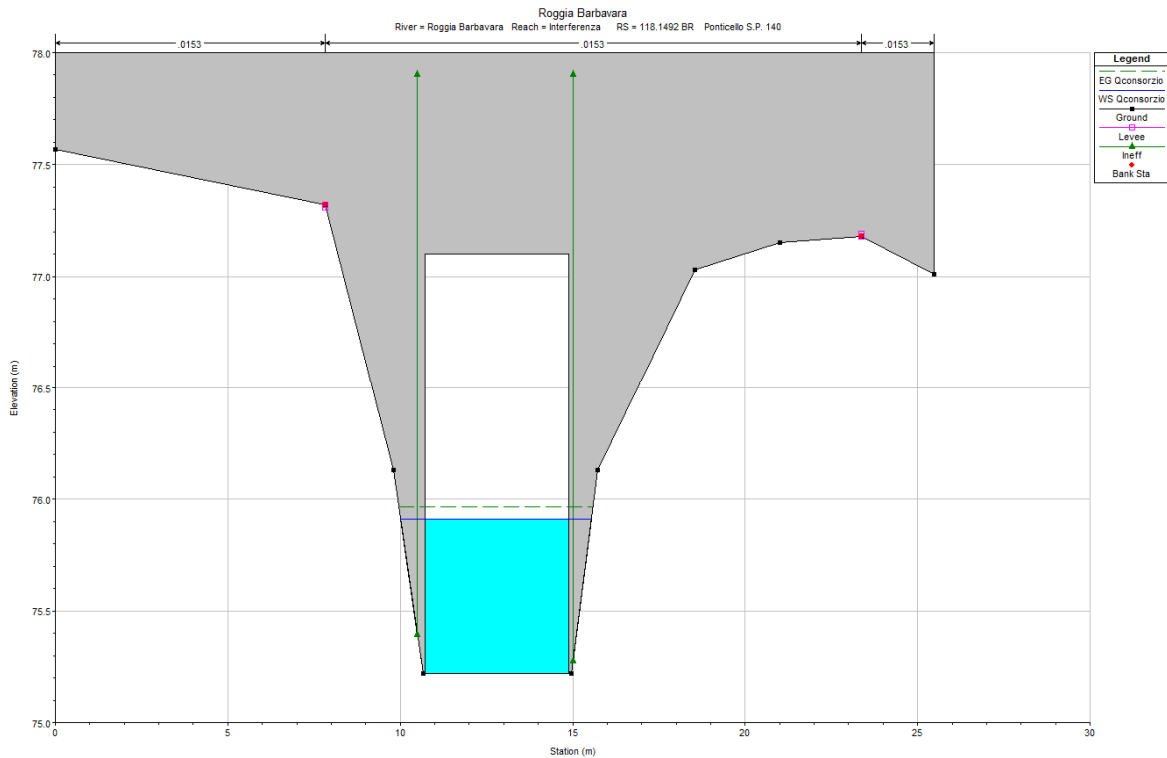


Figura 37 – Livello idrico massimo in corrispondenza del Ponte S.P. n° 140

Nel tratto di canale in studio e per la portata di verifica si instaura una corrente di tipo lento con velocità media di 1.12 m/s, e conseguentemente con bassa capacità erosiva nei confronti delle protezioni spondali esistenti e di progetto.

I risultati evidenziano inoltre l'adeguatezza in termini di franco idraulico di tutte le opere esistenti interferenti con la roggia e del ponte di progetto dell'ampliamento dell'autostrada A1:

- Ponte RFI = 1.25 m;
- Passerella stradale = 1.23 m;
- Ampliamento ponte autostradale = 1.37 m;
- Ponte S.P. n° 140 = 1.19 m.

- Scenario 2 – Q=10.5 m³/s

Tabella 4.8: Scenario 2: risultati dell'analisi idraulica

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez01	395.6	10.50	76.04	77.15	76.71	77.23	0.0021	1.22	8.62	9.83	0.42
sez02	371.6	10.50	75.67	77.15	76.40	77.18	0.0007	0.81	12.90	11.46	0.24
sez03	355.1	10.50	75.46	77.12	76.36	77.17	0.0011	0.96	10.93	10.80	0.31
sez04	325.6	10.50	75.45	77.08	76.33	77.13	0.0011	1.01	10.43	9.73	0.31
sez05	294.3	10.50	75.45	77.04	76.33	77.09	0.0013	1.05	10.03	9.57	0.33
sez06	263.2	10.50	75.39	77.00	76.24	77.06	0.0011	1.00	10.54	9.90	0.31
seza	243.5	10.50	75.39	76.84	76.27	77.00	0.0009	1.76	5.95	4.11	0.47
	234.5	Ponte RFI									
sez07	210.3	10.50	75.39	76.80	76.27	76.97	0.0010	1.82	5.78	4.11	0.49
sezb	198.5	10.50	75.43	76.68	76.32	76.90	0.0014	2.08	5.06	4.10	0.60
	197.5	Passerella stradale									
sezc	193.8	10.50	75.43	76.62	76.32	76.86	0.0016	2.18	4.81	4.10	0.64
sez08	180.8	10.50	75.43	76.58	76.32	76.84	0.0018	2.25	4.66	4.09	0.67
	170.8	Ponte autostrada A1									
sez09	131.3	10.50	75.22	76.65	76.02	76.73	0.0004	1.26	8.35	8.43	0.39
sezd	122.1	10.50	75.22	76.57	76.05	76.72	0.0005	1.74	6.05	8.02	0.48
	118.1	Ponte S.P. n°140									
sez10	100.3	10.50	75.24	76.38	76.15	76.63	0.0056	2.21	4.75	6.50	0.69
sez11	77.2	10.50	75.16	76.37	75.97	76.49	0.0035	1.55	6.79	7.55	0.52
sez12	55.7	10.50	75.09	76.18	75.96	76.39	0.0067	2.01	5.23	6.26	0.70
sez13	23.4	10.50	74.98	75.79	75.79	76.13	0.0141	2.59	4.05	5.88	1.00
sez14	0	10.50	74.90	75.79	75.49	75.89	0.0034	1.39	7.57	10.38	0.52

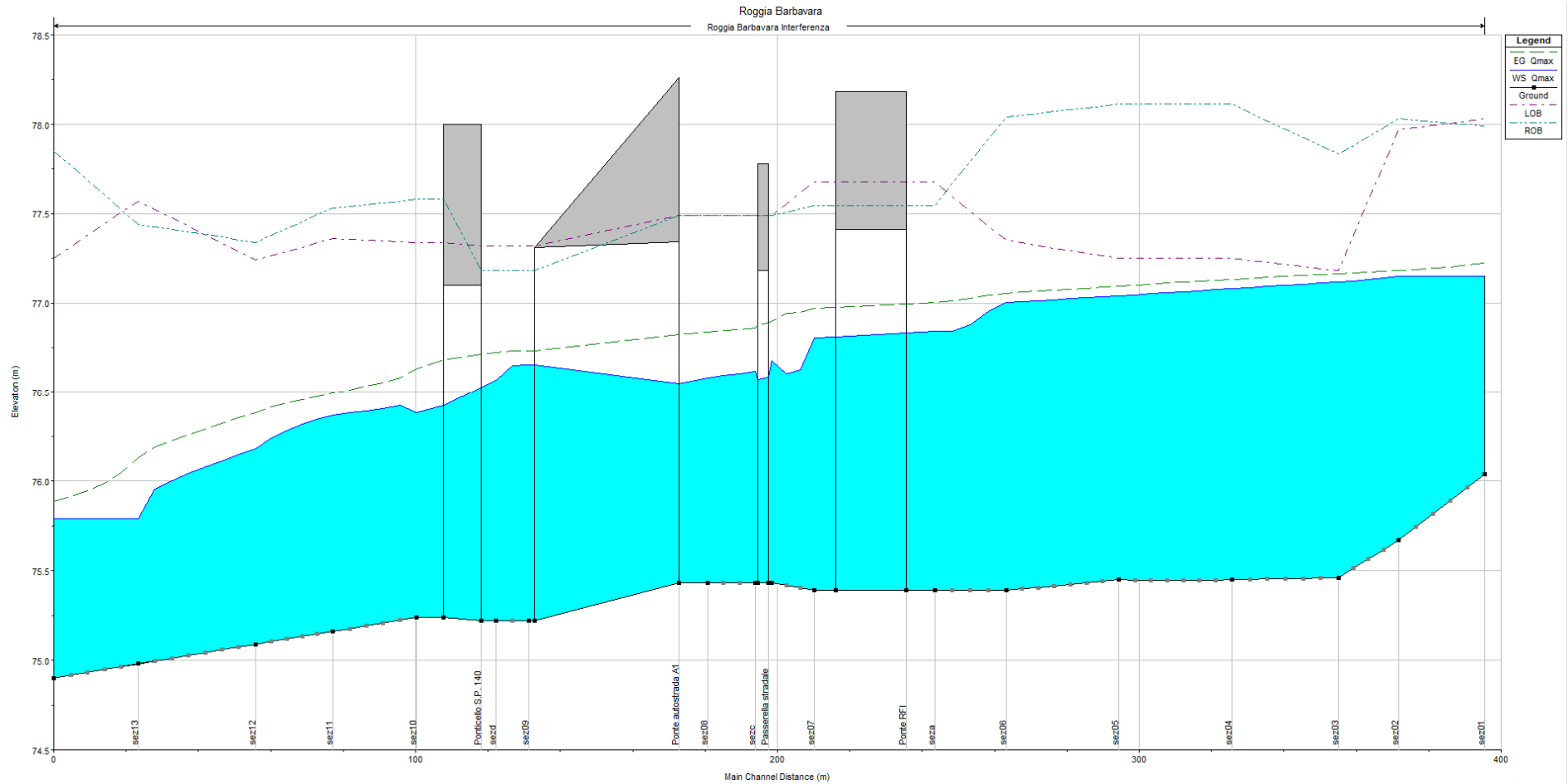


Figura 38 – Profilo idraulico roggia Barbavara

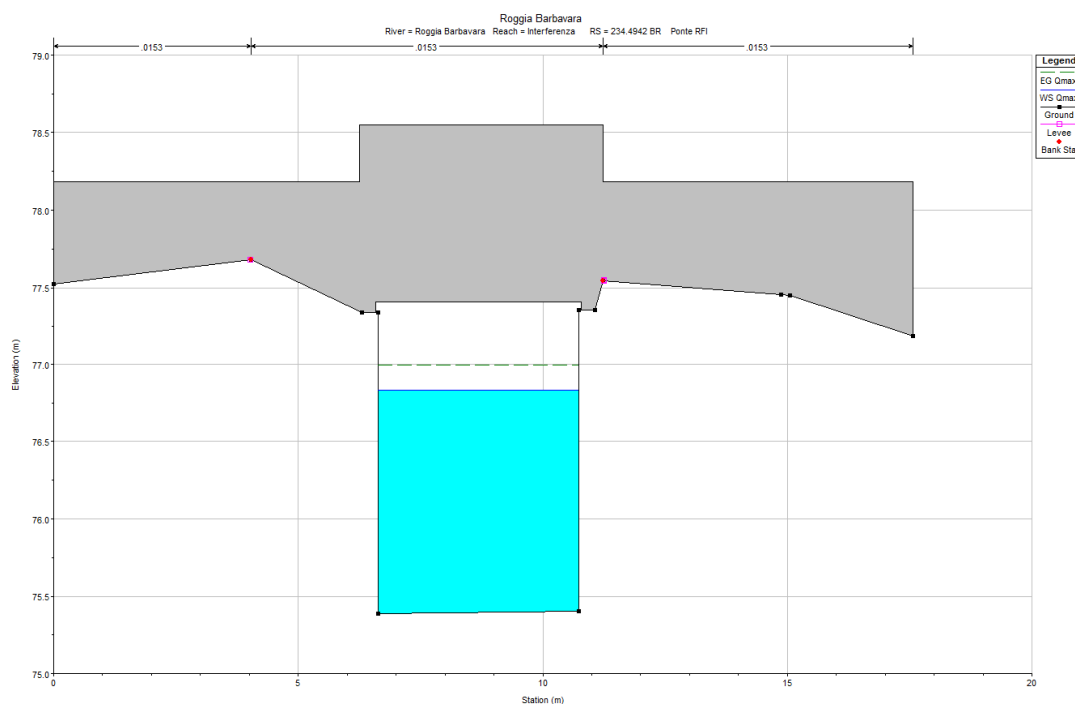


Figura 39 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte RFI

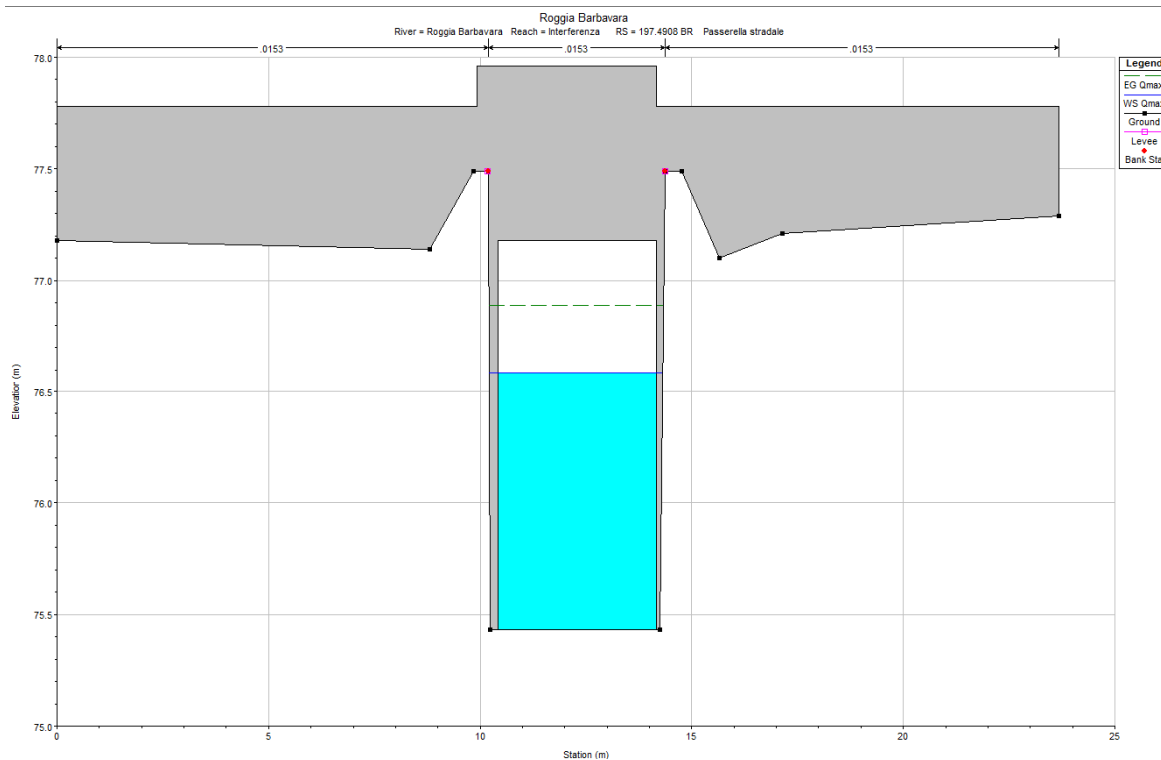


Figura 40 – Livello idrico massimo in corrispondenza della passerella stradale

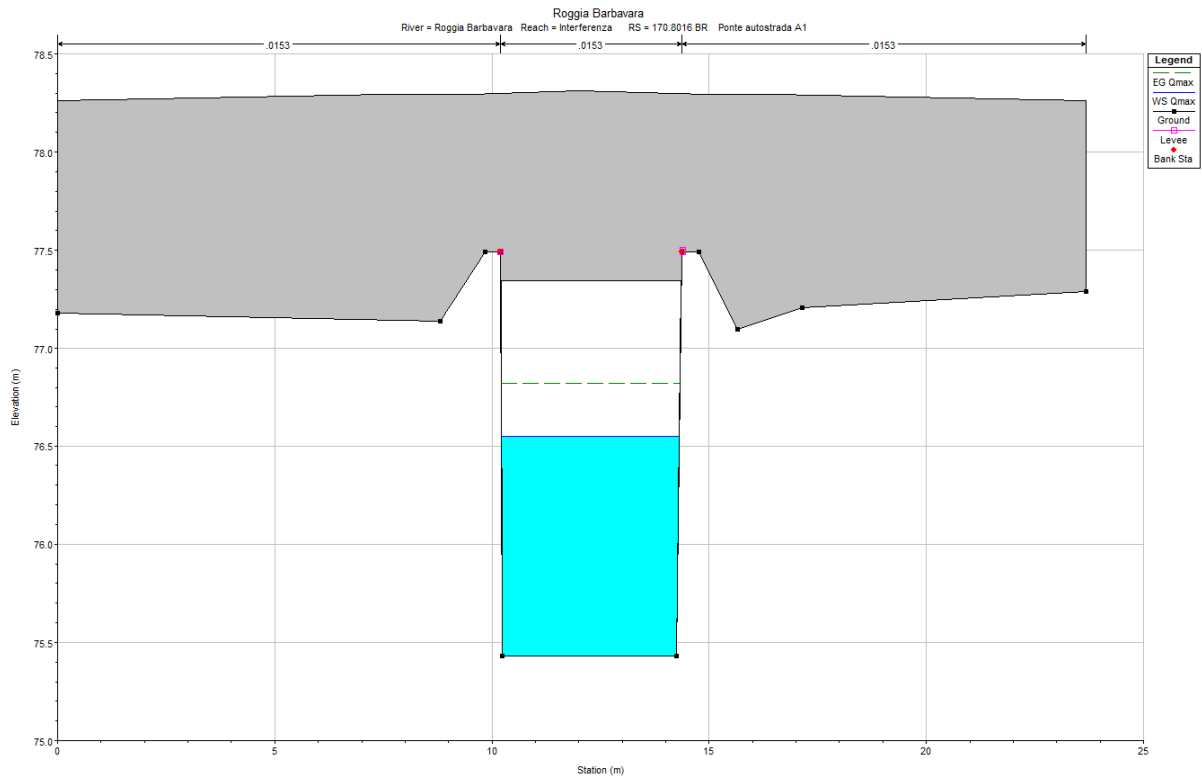


Figura 41 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte di progetto (prospetto in corrispondenza dell'area interclusa tra l'autostrada A1 e la passerella stradale)

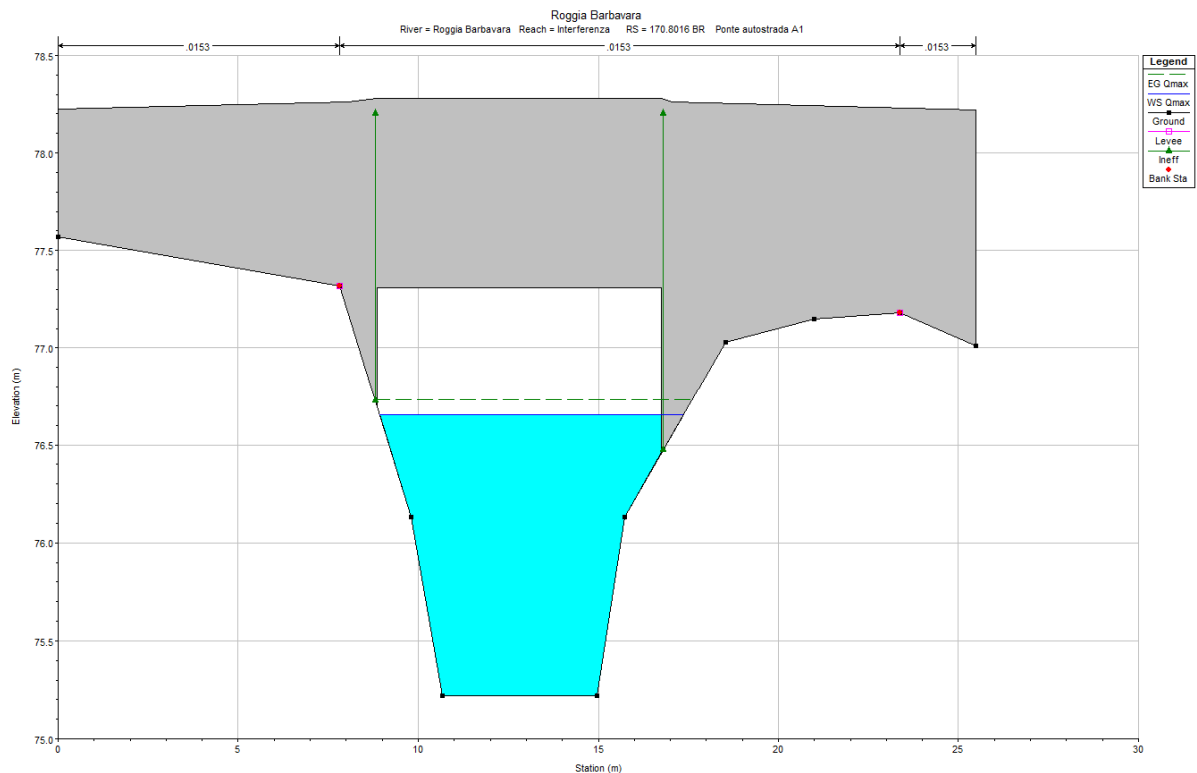


Figura 42 – Livello idrico massimo in corrispondenza del ponte di progetto dell'autostrada A1 (prospetto in corrispondenza dell'area interclusa tra l'autostrada A1 e la S.P. n° 140)

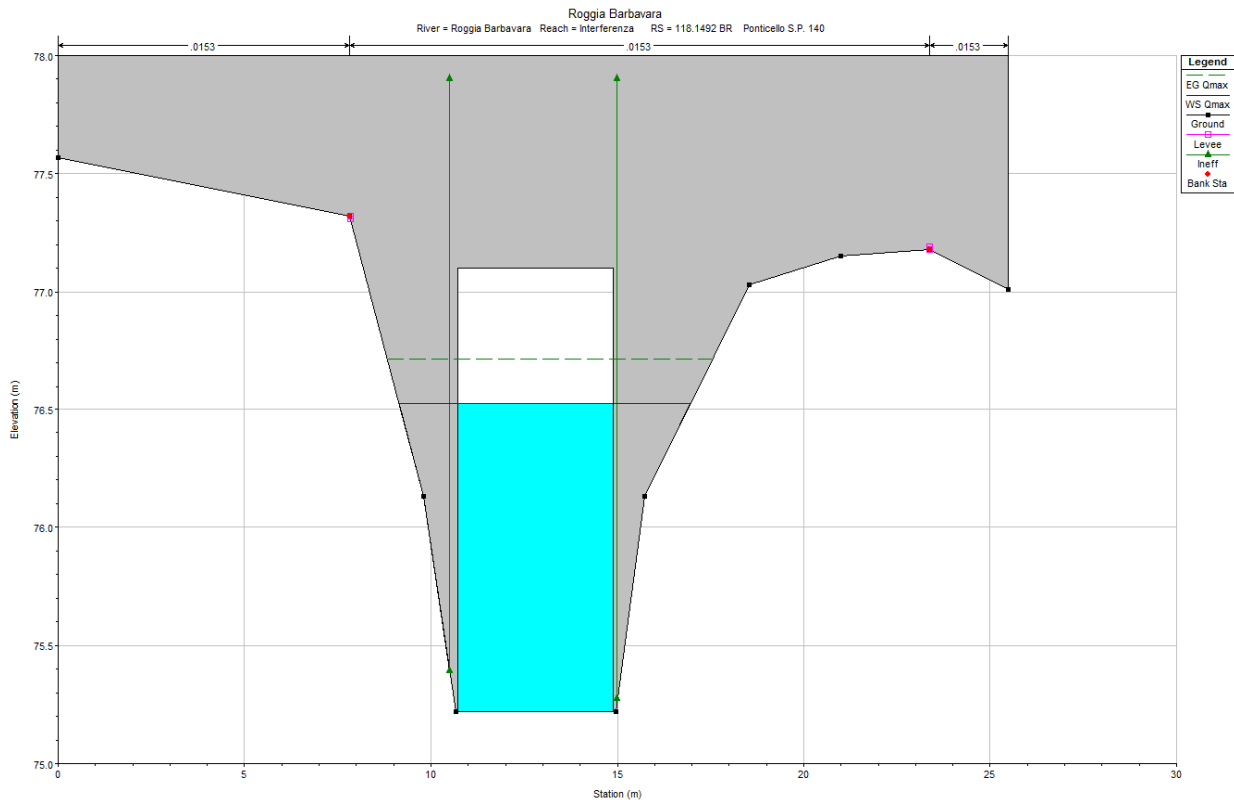


Figura 43 – Livello idrico massimo in corrispondenza del Ponte S.P. n° 140

Nel tratto di canale in studio e per la portata di verifica si instaura una corrente di tipo lento con velocità media di 1.6 m/s, e conseguentemente con ridotta capacità erosiva nei confronti delle protezioni spondali esistenti e di progetto.

I risultati evidenziano, in termini di franco idraulico e per una portata di 10.5 m³/s, che sia per il ponte di progetto dell'ampliamento dell'autostrada A1 sia per le opere esistenti interferenti con la roggia un ridotto margine tra la quota di intradosso dell'impalcato e il livello idrico:

- Ponte RFI = 0.58 m;
- Passerella stradale = 0.62 m;
- Ampliamento ponte autostradale = 0.82 m;
- Ponte S.P. n° 140 = 0.6 m.

4.6 CALCOLO DI VERIFICA DELLE PORTATE MASSIME DEFLUIBILI IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE D'ARTE DEL RETICOLO IDROGRAFICO SECONDARIO

4.6.1 Canali di competenza del consorzio Muzza – Bassa Lodigiana

Come già esposto, il reticolo idrografico risulta completamente regimato da monte ad opera del Consorzio irriguo di competenza.

In corrispondenza dei canali del consorzio Muzza, oltre al Cavo Sillaro Salerano e alla Roggia Barbavara, descritti come opere principali, sono stati individuati degli attraversamenti scatolari che verranno prolungati mantenendo l'area di deflusso e le dimensioni esistenti.

Come pendenza è stata assunta quella indicata la consorzio pari allo 0.04%, in alcuni casi si è osservato come il fondo in cls del tombino sia orizzontale, la pendenza sembra sia ottenuta mediante un riempimento in terra. La verifica è stata comunque effettuata in base alle pendenze e alle portate fornite dal consorzio.

In questa sede viene effettuato un calcolo di verifica volto a valutare il tirante associato alla portata di progetto in modo tale da valutare il franco idraulico e quindi il livello di sicurezza associato.

Per i calcoli, viene utilizzata la nota formula in moto uniforme di Chezy:

$$Q = \chi A \sqrt{Ri} = k \frac{A^{5/3}}{C^{2/3}} \sqrt{i}$$

Con:

- Q portata di dimensionamento della canalizzazione (m^3/s);
- $ks = 1/n$ coefficiente di scabrezza di Strickler ($m^{1/3}/s$);
- A area bagnata (m^2);
- C contorno bagnato (m);
- i pendenza media dell'opera (m/m);
- $R=A/C$ raggio idraulico (m).

Il valore di scabrezza ks è stato posto cautelativamente pari a 50 poiché i fondi in cls hanno un'ampia tendenza ad interrarsi.

I risultati sono illustrati nella seguente tabella dove per ogni corso d'acqua sono indicate:

- Opera associata
- Progressiva stradale
- Base (B) e altezza (H) dello scatolare
- Pendenza e portata fornite dal Consorzio
- Area (A), contorno bagnato (C) e raggio idraulico (R)
- Altezza di moto uniforme h calcolata
- Franco idraulico dato dall'altezza del canale H meno il livello di moto uniforme h
- Velocità di deflusso.

Dai risultati si nota come gli attraversamenti siano ampiamente verificati, il franco idraulico è infatti va da un minimo di 0.25 m in corrispondenza della Roggia Maestra ad un massimo pari a 1.79 in corrispondenza della Roggia Urbana. Le velocità di deflusso si mantengono tra un minimo di 0.44 e un massimo di 0.70 m/s.

Tabella 4.9 – Verifica degli attraversamenti dei canali del Consorzio Muzza – Bassa Lodigiana

Opera	Progressiva	Nome canale	B	H	i Pendenza	Portata consorzio	A	C	R	h moto uniforme	Franco idraulico	Velocità
	km		m	m	m/m	m ³ /s	m ²	m	m	m	m	m/s
TS026	13+777,67	Roggia Maestra	2.10	1.60	0.0004	2.00	2.84	4.80	0.59	1.35	0.25	0.70
TS029	14+704,33	Roggia S.Maria Nuova	2.00	1.85	0.0004	0.80	1.43	3.43	0.42	0.72	1.13	0.56
TS033	17+176,35	Roggia Badia	2.50	2.00	0.0004	1.20	1.95	4.06	0.48	0.78	1.22	0.61
TS034	17+319,37	Roggia Astesana	2.00	1.50	0.0004	0.80	1.43	3.43	0.42	0.72	0.78	0.56
TS035	17+759,47	Roggia Triulza	2.00	2.10	0.0004	0.60	1.17	3.17	0.37	0.58	1.52	0.51
TS040	19+892,09	Roggia Balzarina	3.00	2.50	0.0004	1.40	2.23	4.49	0.50	0.74	1.76	0.63
TS041	19+993,62	Roggia Sillaro Bargana	3.00	2.50	0.0004	1.70	2.55	4.70	0.54	0.85	1.65	0.67
TS042	20+075,08	Roggia Urbana	3.10	2.15	0.0004	0.50	1.13	3.83	0.29	0.36	1.79	0.44
TS043	20+237,00	Roggia Dentina	3.00	1.50	0.0004	0.50	1.12	3.75	0.30	0.37	1.13	0.45
TS044	20+645,98	Roggia Vitalona	3.00	2.20	0.0004	1.00	1.77	4.18	0.42	0.59	1.61	0.56
TS045	20+802,71	Cavo Muzzino Ramo S.Bassiano	1.00	2.10	0.0004	0.70	1.37	3.74	0.37	1.37	0.73	0.51

4.6.2 Fossi privati

I manufatti di attraversamento autostradale sono costituiti prevalentemente da tubazioni circolari in cemento di diametro da 800 a 1500 mm, e, in minor misura, da elementi scatolari in C.A. che vengono prolungati, nel caso di tombini esistenti, oppure progettati nel presente progetto, dove è risultato necessario, in particolare lungo le rampe e le viabilità secondarie connesse all' ampliamento dell'autostrada.

In caso di prolungamento di tombini esistenti esso è avvenuto in modo tale da mantenere la sezione esistente, dove ciò non è risultato possibile per problemi di ricoprimento della struttura, è stata modificata la sezione mantenendo invariata l'area disponibile per il deflusso.

Nel caso dei nuovi tombini inseriti le dimensioni sono state valutate in base ai fossi a cui devono dare continuità e alle dimensioni di altri tombini situati nelle adiacenze sul medesimo fosso in modo tale da non creare ostacoli e riduzioni di area al deflusso delle acque.

Le verifiche sono state effettuate valutando, per ogni tombino;

- $Q_{80\%}$: portata smaltibile dal tombino con un riempimento dell'80%.
Per ogni tombino è stata quindi ricostruita la scala delle portate ed è stato evidenziato il valore in corrispondenza dell'80% di riempimento.
In diversi casi ci si è trovati nella condizione di incontrare tombini esistenti con pendenza nulla, in questi casi il funzionamento avviene tramite l'innalzamento di livello dovuto alla manovra di manufatti di regolazione irrigua, è stata assunta una pendenza minima per il dimensionamento dei tombini pari allo 0.04%.
Il valore di scabrezza k_s per tutti i tombini è stato posto cautelativamente pari a $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ poiché i fondi in cls hanno un'ampia tendenza ad interrarsi.
- Q_{in} : portata in ingresso al tombino, valutata come segue:
 - o Portata convogliata dal fosso irriguo in ingresso al tombino considerando un riempimento pari al 80%, un k_s pari a $30.3 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e una pendenza pari allo 0.04%, così come assunto per i fossi di competenza del consorzio Muzza – Bassa Lodigiana.
 - o Portata scaricata dai manufatti posti in corrispondenza dei fossi di guardia dell'autostrada (si veda l'elaborato AU-IDR-DP000-00000-R-IDR-0051-0 - Relazione idraulica di piattaforma), nel caso in cui i tombini non diano continuità al reticolo idrografico ma servano solo per convogliare le acque di piattaforma laminate al recapito finale

Tali portate devono essere confrontate e deve risultare ovviamente:

$$Q_{80\%} \geq Q_{in}$$

Nel caso in cui i tombini mettano in comunicazione aree intercluse, raccolgano unicamente acqua di scarpata o siano panconati, come illustrato nel successivo paragrafo 5.6, è stata valutata solo la $Q_{80\%}$ ritenendola comunque ampiamente sufficiente.

Di seguito si riportano le tabelle con i risultati ottenuti. Per le verifiche dei tombini scatolari si fa riferimento alla

Tabella 4.10, per i tombini lungo l'asse principale dell'autostrada, alla Tabella 4.11 per i tombini presenti sulle rampe e alla Tabella 4.12 per i tombini sulle viabilità secondarie interferite.

Per le verifiche dei tombini circolari invece si fa rispettivamente riferimento alla Tabella 4.13, Tabella 4.14 e Tabella 4.15.

Oltre al nome dell'opera e alla progressiva stradale per ogni tombino vengono riportate le dimensioni BxH, la pendenza e la $Q_{80\%}$ calcolata con l'equazione di Chezy illustrata nel paragrafo 4.6.1. Per quanto riguarda i fossi ingresso si riportano la base minore, il tirante e la portata all'80% di riempimento. Per i manufatti la portata scaricata.

Per le nomenclature e le dimensioni dei fossi del reticolo si fa riferimento agli elaborati grafici AU-IDR-II000-00000-D-IDR-0014_0023-0-Risoluzione interferenze idrografiche minori e AU-IDR-II000-00000-D-IDR-0025-0-Tipologici sistemazione idraulica, mentre per i manufatti agli elaborati AU-IDR-DP000-00000-D-IDR-0052_0061-0-Planimetria Idraulica Drenaggio di Piattaforma e AU-IDR-DP000-00000-D-IDR-0069-0-Manufatti di controllo carpenteria Tav. 1 di 2.

Tabella 4.10 – Verifiche dei tombini scatolari asse principale

ASSE PRINCIPALE		TOMBINO				FOSSO/MANUFATTO			
OPERE	PROG.	SEZIONE		Q _{80%}	i		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		B	H						
		m	m	m ³ /s	m/m		m	m	m ³ /s
TS001	5+161,28	2.00	2.10	9.58	0.0061	FTN02	0.75	0.40	0.13
TS002	5+176,27	2.15	1.8	3.00	0.0007	FTN03	2	0.45	0.35
TS003	6+029,18	2.10	1.50	5.56	0.0042	FTS05	2.06	1.07	1.80
TS004	7+434,81	2.00	1.20	4.29	0.0052	FTN11	1.00	0.53	0.28
TS005	7+717,12	1.00	1.00	0.85	0.0022	FTN12	1.00	0.48	0.23
TS006	8+336,52	3.00	1.00	4.41	0.0032	FTN16	1.00	0.70	0.48
TS007	8+364,32	3.00	1.10	3.91	0.0019	FTN17	1.6	0.85	0.97
TS008	9+283,47	1.80	1.30	1.97	0.0012	fosso rettangolare	2.5	1.08	1.14
TS009	9+608,95	1.00	1.00	1.36	0.0056	fosso trapezio	0.9	0.96	0.87
TS011	9+913,37	1.00	1.00	0.89	0.0024	FTS25	1	0.60	0.35
TS012	9+978,14	1.00	1.00	1.93	0.0112	panconato			
TS013	10+184,36	1.60	1.40	2.92	0.0029	panconato			
TS014	10+367,50	2.00	1.60	3.95	0.0021	MCS22			0.39
TS015	10+517,31	1.00	1.20	21.49	0.8835	area interclusa			
TS016	10+654,91	1.50	2.00	18.31	0.0571	MCN26			0.06
TS018	10+890,44	1.25	0.8	0.36	0.0004	FTN23	1.00	0.60	0.35
TS021	12+280,55	1.00	2.00	3.21	0.0058	FTN25	1.0	0.60	0.35
TS022	12+524,80	1.40	2.20	1.95	0.0006	FTN26	1	0.69	0.56
TS023	13+134,68	2.00	2.50	8.61	0.0032	FR04	2	1.6	1.40
TS024	13+225,32	2.00	2.75	3.43	0.0004	FR04	2	1.6	1.40
TS025	13+563,02	1.50	1.40	3.29	0.0045	FTS30	1.80	0.69	0.71
TS027	14+129,65	1.50	1.75	1.30	0.0004	FTS33	1.00	0.60	0.35
TS028	14+669,49	1.80	2.00	1.99	0.0004	FTS38	1.30	0.91	0.95

ASSE PRINCIPALE		TOMBINO				FOSSO/MANUFATTO			
OPERE	PROG.	SEZIONE		Q _{80%}	i		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		B	H						
		m	m	m ³ /s	m/m		m	m	m ³ /s
TS030	15+403,13	1.50	1.70	1.26	0.0004	FTS40	0.50	0.69	0.33
TS031	16+226,57	2.25	1.60	1.96	0.0004	fosso trapezio	1.25	1.12	1.45
TS032	16+516,08	2.00	2.00	2.32	0.0004	FTS43	1.50	0.80	0.82
TS036	17+908,35	2.00	2.50	3.05	0.0004	FTS47	2.30	1.33	3.01
TS038	18+707,90	3.00	1.50	3.37	0.0009	fosso rettangolare	2.95	0.8	0.92
TC040 - MI	19+518,29	1.50	1.40	2.38	0.0033	FTS50	1	0.60	0.29
TS039	19+602,27	2.00	2.00	1.95	0.0004	FTS51	1	0.60	0.29
TC044 - prolungamento	21+482,76	1.00	0.80	0.39	0.0011	MCN73			0.07

Tabella 4.11 –Verifiche dei tombini scatolari rampe

RAMPE		TOMBINO				FOSSO/MANUFATTO			
OPERE	PROG.	SEZIONE		Q _{80%}	i		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		B	H						
		m	m	m ³ /s	m/m		m	m	m ³ /s
TS102	RAMPA D	2.00	1.20	2.92	0.0024	FTN11	1.00	0.53	0.28
TS109	RAMPA NEVE 5	1.80	1.20	1.47	0.0008	fosso rettangolare	2.5	1.08	1.14
TS115	RAMPA NEVE 5	1.20	1.00	0.70	0.0009	FTN20	0.75	0.60	0.29

Tabella 4.12 –Verifiche dei tombini scatolari viabilità interferite

VIAB INTERFERITE		TOMBINO				FOSSO/MANUFATTO			
OPERE	PROG.	SEZIONE		Q _{80%}	i		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		B	H						
		m	m	m ³ /s	m/m		m	m	m ³ /s
TS201	RP003 - Via Cascina Rancate	4.00	1.50	9.91	0.0025	FTS01	2.00	1.07	1.76
TS202	RP003 - Via Cascina Rancate	4.00	1.50	8.54	0.0019	FTS01	2.00	1.07	1.76
TS203	RP004 - Via Margignano	2.30	0.80	1.81	0.0020	FTS05	2.06	1.07	1.80

TS211	Strada poderale	1	0.8	0.85	0.0055	FTS41	1	0.64	0.35
-------	-----------------	---	-----	------	--------	-------	---	------	------

Tabella 4.13 –Verifiche dei tombini circolari asse principale

ASSE PRINCIPALE		TOMBINO			FOSSO IRRIGUO			
OPERE	PROG.	SEZIONE DN	i	Q _{80%}		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		mm		m ³ /s		m	m	m ³ /s
TC001	5+446,35	1200	0.007	2.06	panconato			
TC002	5+467,54	1000	0.0004	0.3	panconato			
TC003	6+044,71	1000	0.005	1.07	FTN06	2.2	0.64	0.35
TC004	6+091,40	800	0.014	0.99	panconato			
TC005	6+450,19	1000	0.0004	0.3	MCN05+MCN06			0.42
TC006	6+663,42	800	0.0004	0.17	FTN08	1	0.80	0.63
TC007	6+673,19	1000	0.003	0.77	FTN08	1	0.80	0.63
TC008 (85%)	6+878,21	800	0.001	0.28	FTS09	1	0.53	0.28
TC009	7+081,84	800	0.002	0.37	area interclusa			
TC010	7+177,88	800	0.002	0.37	FTS11	1	0.40	0.16
TC011	7+392,66	800	0.008	0.75	panconato			
TC012	7+421,55	1000	0.013	1.6	FTN10	1	0.53	0.28
TC013	7+836,02	1000	0.003	0.77	FTS16	1	0.53	0.28
TC014	7+981,63	1000	0.001	0.48	area interclusa			
TC015	8+070,37	1000	0.003	0.77	FTS18	1.2	0.40	0.18
TC016	8+116,62	1000	0.002	0.67	FTS19	0.75	0.69	0.40
TC023	11+620,41	1000	0.004	0.89	panconato			
TC024	11+930,49	1000	0.011	1.5	FTN24	1	0.60	0.35
TC025	12+245,11	1100	0.003	1.07	FTN25	1	0.60	0.35
TC026	12+851,12	1000	0.003	0.77	area interclusa			
TC027	13+399,98	800	0.0004	0.17	FTN28	0.75	0.40	0.13
TC028	13+744,34	800	0.0004	0.17	FTN30	0.75	0.60	0.29
TC029	14+319,29	800	0.0004	0.17	FTN34	0.75	0.60	0.29
TC030 (85%)	14+497,10	800	0.004	0.56	FTS37	0.75	0.80	0.54
TC031	14+908,83	800	0.0004	0.17	FTS39	1	0.40	0.16
TC032	15+184,28	800	0.005	0.59	MCS38			0.32
TC033	15+629,81	1000	0.001	0.48	FTN36	0.75	0.80	0.54
TC034	15+814,06	800	0.007	0.7	panconato			
TC035	15+840,30	1000	0.0004	0.3	FTN37	1	0.80	0.63
TC036	17+002,48	800	0.0004	0.17	FTN39	0.5	0.40	0.10

ASSE PRINCIPALE		TOMBINO			FOSSO IRRIGUO			
OPERE	PROG.	SEZIONE DN	i	Q _{80%}		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		mm		m ³ /s		m	m	m ³ /s
TS037 - circolare	18+061,91	800	0.0004	0.17	fosso rettangolare	1.5	1.2	0.65
TC037	18+121,85	1000	0.002	0.67	FTS48	0.75	0.60	0.29
TC038	18+307,70	1000	0.001	0.48	area interclusa			
TC039	19+407,00	1500	0.003	2.46	area interclusa			
TC040 - NA	19+518,29	1500	0.003	2.46	FTS50	0.75	0.60	0.29
TC041	19+695,67	1500	0.0004	0.89	fosso rettangolare	1.5	0.96	0.49
TC042	19+816,99	1500	0.0004	0.89	fosso rettangolare	1.5	1.12	0.60
TC043	21+116,15	1000	0.002	0.67	MCS69+MCS70			0.28
TC044 - esistente	21+482,76	1000	0.001	0.48	MCN73			0.07

Tabella 4.14 – Verifiche dei tombini circolari rampe

RAMPE		TOMBINO			FOSSO/MANUFATTO			
OPERE	PROG.	SEZIONE DN	i	Q _{80%}		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		mm		m ³ /s		m	m	m ³ /s
TC102	RAMPA C	1000	0.003	0.77	MCN12			0.15
TC111	RAMPA NEVE 1	800	0.003	0.46	FTN13	0.75	0.40	0.13
TC112	RAMPA NEVE 2	1000	0.028	2.37	FTN18	0.5	0.40	0.10
TC113	RAMPA NEVE 2	1000	0.028	2.37	FTN19	1.05	0.65	0.42
TC116	RAMPA NEVE 3	800	0.01	0.84	FOSSO DI GUARDIA INERBITO FS20	0.75	0.40	0.29
TC114	RAMPA NEVE 4	800	0.003	0.46	FTS23	0.75	0.40	0.13
TC330	RAMPA E	1000	0.001	0.48	FTN14	0.75	0.60	0.29
TC331	RAMPA G	1000	0.002	0.67	fosso trapezio	0.8	0.48	0.19

Tabella 4.15 – Verifiche dei tombini circolari viabilità interferite.

VIABILITA' INTERFERITE		TOMBINO			FOSSO/MANUFATTO			
OPERE	PROG.	SEZIONE DN	i	Q _{80%}		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		mm		m ³ /s		m	m	m ³ /s
TC201	RP004 - Via Margignano	800.00	0.002	0.37	FTN04	1	0.60	0.35
TC202	RP004 - Via Margignano	1000	0.005	1.07	FTN06	2.2	0.64	0.72

VIABILITA' INTERFERITE		TOMBINO			FOSSO/MANUFATTO			
OPERE	PROG.	SEZIONE DN	i	Q _{80%}		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		mm		m ³ /s		m	m	m ³ /s
TC203	RP004 - Via Margignano	1000	0.001	0.48	acqua scarpata			
TC206	RP005 - DEVIAZIONE DA PK 6+890 A PK 7+450	800	0.002	0.37	acqua scarpata			
TC207	RP005 - DEVIAZIONE DA PK 6+890 A PK 7+450	800	0.002	0.37	acqua scarpata			
TC210	RP006 - DEVIAZIONE DA PK 7+400 A PK 7+700	1000	0.008	1.35	FTN10	1	0.53	0.28
TC211	RP006 - DEVIAZIONE DA PK 7+400 A PK 7+701	1000	0.008	1.35	FTN11	1	0.53	0.28
TC212 (85%)	RP006 - DEVIAZIONE DA PK 7+400 A PK 7+702	800	0.001	0.28	FTN11	1	0.53	0.28
TC213	RP007 - DEVIAZIONE DA PK 11+900 A PK 12+600	1000	0.009	1.44	FTN24	1	0.60	0.35
TC214	RP007 - DEVIAZIONE DA PK 11+900 A PK 12+601	1200	0.002	1.10	FTN25	1	0.60	0.35
TC215	RP007 - DEVIAZIONE DA PK 11+900 A PK 12+602	1200	0.002	1.10	FTN25	1	0.60	0.35
TC216	RP008 - RIQUALIFICA VIABILITA' ALLA PK 12+044,65	1000	0.011	1.48	FTS27	1.5	0.80	0.82
TC222	DEVIAZIONE PK 13+296 / 13+420	800	0.001	0.26	FTN28	0.75	0.40	0.13
TC045 - S.Cons. della Cascina Bianca - Spingitubo	14+653.00	2000	0.009	9.15	FR06	2	1.6	1.40
TC046 - accesso campo	circa16+850	1200.00	0.0004	0.49	fosso trapezio	1.2	0.64	0.45
TC047	pk 11+714.64	800	0.016	1.00	MCN29			0.05
TC048	pk 11+730.29	800	0.005	0.53	MCS23			0.11

I tombini scotolari sono tutti verificati.

Per quanto riguarda i tombini circolari si nota come:

- I tombini TC008, TC030 e TC212 sono verificate ammettendo un grado di riempimento dell'85%
- Il tombino TC006 non è verificato ma il TC007 lo è, come illustrato nella seguente immagine, il TC006 ha unicamente una funzione di “troppo pieno”.

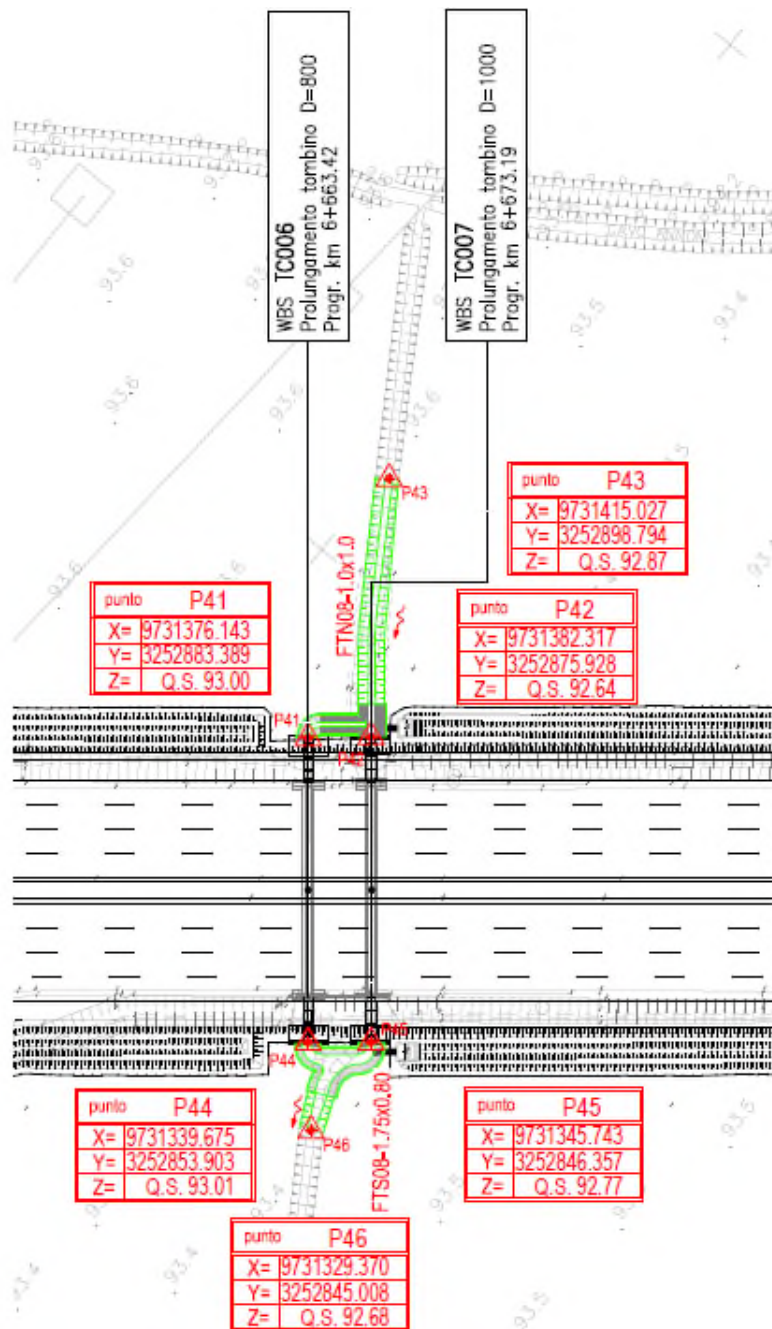


Figura 44 – Stralcio planimetrico TC006 e TC007

- I tombini TC005, TC028, TC029, TC033 E TS037 dovranno avere un adeguato riempimento in modo tale da creare una pendenza tale da garantire il convogliamento della portata in ingresso. Come illustrato nella seguente tabella.

Tabella 4.16 –Tombini con pendenze modificate tramite riempimento.

OPERE	PROG.	TOMBINO			FOSSO IRRIGUO			
		SEZIONE DN	i riempimento	Q _{80%}		B _{minore}	H _{80%}	Q _{in}
		mm		m ³ /s		m	m	m ³ /s
TC005	6+450,19	1000	0.0008	0.43	MCN05+MCN06			0.42
TC028	13+744,34	800	0.0015	0.32	FTN30	0.75	0.60	0.29
TC029	14+319,29	800	0.0015	0.32	FTN34	0.75	0.60	0.29
TC033	15+629,81	1000	0.0015	0.58	FTN36	0.75	0.80	0.54
TS037 - circolare	18+061,91	800	0.0060	0.65	fosso rettangolare	1.5	1.2	0.65

5 INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEGLI ALVEI

In corrispondenza delle interferenze principali, secondarie e minori descritte, l'allargamento autostradale prevede opere strutturali di ampliamento quali viadotti per le interferenze principali (Fiume Lambro, Cavo Lorini Marocco, Cavo Sillaro Salerano e Roggia Barbavara) e tombinature circolari e scatolari per le interferenze secondarie.

Gli alvei dei corsi d'acqua, analizzati al loro stato attuale nel precedente capitolo 4, sono stati oggetto di sistemazioni idrauliche, di seguito descritte, in accordo con gli enti di riferimento.

5.1 METODO DELLE TENSIONI DI TRASCINAMENTO

Ai fini della valutazione degli effetti antiersivi è necessario che lo sforzo tangenziale effettivo prodotto dalla corrente su ciascun punto della sezione sia minore dello sforzo tangenziale massimo agente sulla superficie del canale.

Il metodo delle tensioni di trascinamento asserisce che, se lo sforzo tangenziale effettivo è maggiore dello sforzo tangenziale massimo tollerabile dalla superficie, avviene un trasporto dinamico delle sostanze colloidali e successivamente del materiale più grossolano.

L'erosione crea instabilità su un tratto di corso d'acqua e successivamente progredisce interessando aree più estese.

Gli sforzi tangenziali effettivi vengono calcolati utilizzando i criteri idraulici convenzionali, mentre gli sforzi tangenziali massimi tollerabili dipendono dal tipo di protezione e dalla loro resistenza alla corrente.

Lo sforzo tangenziale effettivo agente su ogni punto della superficie del canale viene calcolato usando la seguente formula:

$$\tau_b = k_1 k_2 \gamma_w y_i i_{fiume}$$

dove:

- k_1 : coefficiente di curvatura (maggiore di 1 solamente per punti situati su tratti pendenti esterni di argini curvi). In questo caso i valori suggeriti vengono riportati nella tabella sottoriportata;
- k_2 : coefficiente angolare che è pari ad 1 per punti situati su superfici orizzontali e a 0.75 per superfici inclinate;
- γ_w : peso specifico dell'acqua (10 kN/m³);
- y_i : livello dell'acqua nel punto considerato;
- i_{fiume} : pendenza dell'alveo lungo il tratto preso in esame.

Nel coefficiente k_1 viene considerato un incremento di sforzo tangenziale sulla sponda esterna di un tratto in curva come conseguenza dell'accelerazione centrifuga. I valori del coefficiente k_1 sono riportati nella letteratura e dipendono dalla curvatura e dalla larghezza del corso d'acqua.

Tabella 5.1 - Coefficienti di curvatura k_1

Raggio di curvatura / Larghezza superficie libera	k_1 (coefficiente di curvatura)
8.0	1.2
6.0	1.4
4.5	1.6
3.2	1.8
2.0	2.0

La massima resistenza agli sforzi di taglio dell'opera in pietrame sciolto viene espressa in funzione del parametro di Shields:

$$\tau_c = K_s C^* (\gamma_s - \gamma_w) d_m$$

dove:

C^* : coefficiente di Shields (0.047);

γ_s : peso specifico delle rocce di riempimento (26 kN/m³);

γ_w : peso specifico dell'acqua (10 kN/m³);

d_m : diametro medio delle rocce di riempimento;

K_s : $\left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}\right)^{0.5}$ con θ angolo di inclinazione delle sponde e φ angolo di attrito dei massi, posto pari a 50°.

Quando gli argini hanno una pendenza superiore ai 35° ($\theta > 35^\circ$) si ha una limitazione nell'utilizzo del coefficiente K_s . In questo caso il fattore di riduzione viene assunto pari a 0.45.

Il dimensionamento dei massi deve avvenire in modo tale che il coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra τ_c e τ_b sia maggiore uguale a 1.3.

5.2 INTERVENTI SUL FIUME LAMBRO

Per il Fiume Lambro vista la tendenza erosiva della corrente osservata dalle analisi illustrate nel precedente paragrafo 4.1.5 sono state previste delle sistemazioni idrauliche per evitare che si instaurino fenomeni di erosione localizzata, dovuti alla velocizzazione della corrente, cercando di utilizzare le soluzioni meno impattanti dal punto di vista ambientale paesaggistico.

Ciò è risultato possibile attraverso l'utilizzo di scogliere di massi sciolti, la cui pezzatura viene dimensionata per resistere alla spinta della corrente così come illustrato nel seguente paragrafo relativo al metodo delle tensioni di trascinamento. E' prevista inoltre la stesura di un geotessile filtro per evitare l'erosione al piede dei massi. La protezione in massi è stata estesa anche alle pile per evitarne lo scalzamento al piede.

Il calcolo della resistenza all'erosione di una sezione viene eseguito valutando gli sforzi tangenziali prodotti dalla corrente e controllando se il materiale che costituisce il letto del fiume può resistere senza subire danni permanenti mediante il metodo delle tensioni di trascinamento descritto di seguito.

Il piede della scogliera verrà posizionato 50 cm al di sotto del thalweg del fiume in modo da mettersi al sicuro da eventuali fenomeni di scalzamento.

Oltre alla protezione dell'alveo principale sono previste anche delle protezioni delle pile in area golenale che, come visto, è interessata dalle portate 200 ennali.

In base a quanto esposto nel paragrafo 5.1, considerando:

- Sponde di progetto inclinate al 3/2
- Tirante idrico pari a 6 m
- Pendenza del fiume pari allo 0.15%
- K_1 pari a 1.8 e k_2 pari a 1
- Massi di diametro 0.45 m

Si ottengono i seguenti valori per τ_c e τ_b i valori riportati nella seguente tabella di verifica, corrispondenti a un fattore di sicurezza pari a 1.44.

Tabella 5.2 – Verifica protezioni in massi per il Fiume Lambro.

SFORZO TANGENZIALE EFFETTIVO		
γ_w	10	kN/m3
i fiume	0.0015	m/m
k1	1.8	
k2	1	
y1	6	
τ_b	0.162	

τ_c/τ_b 1.441

SFORZO TANGENZIALE MASSIMO			
C*	0.047		coefficiente di Shields
γ_s	26	kN/m3	peso specifico rocce riempimento
γ_w	10	kN/m3	peso specifico h2O
dm	0.45	m	diametro medio rocce riempimento
q sponde	0.59	rad	angolo pendenza sponde
φ	0.87	rad	angolo attrito rocce
Ks	0.689685		
τ_c	0.23		

5.2.1 Soluzione di progetto

In base alle precedenti valutazioni e alle osservazioni presentati nel paragrafo 4.1 sono state le protezioni illustrate nello stralcio planimetrico di Figura 45 e descritte di seguito.

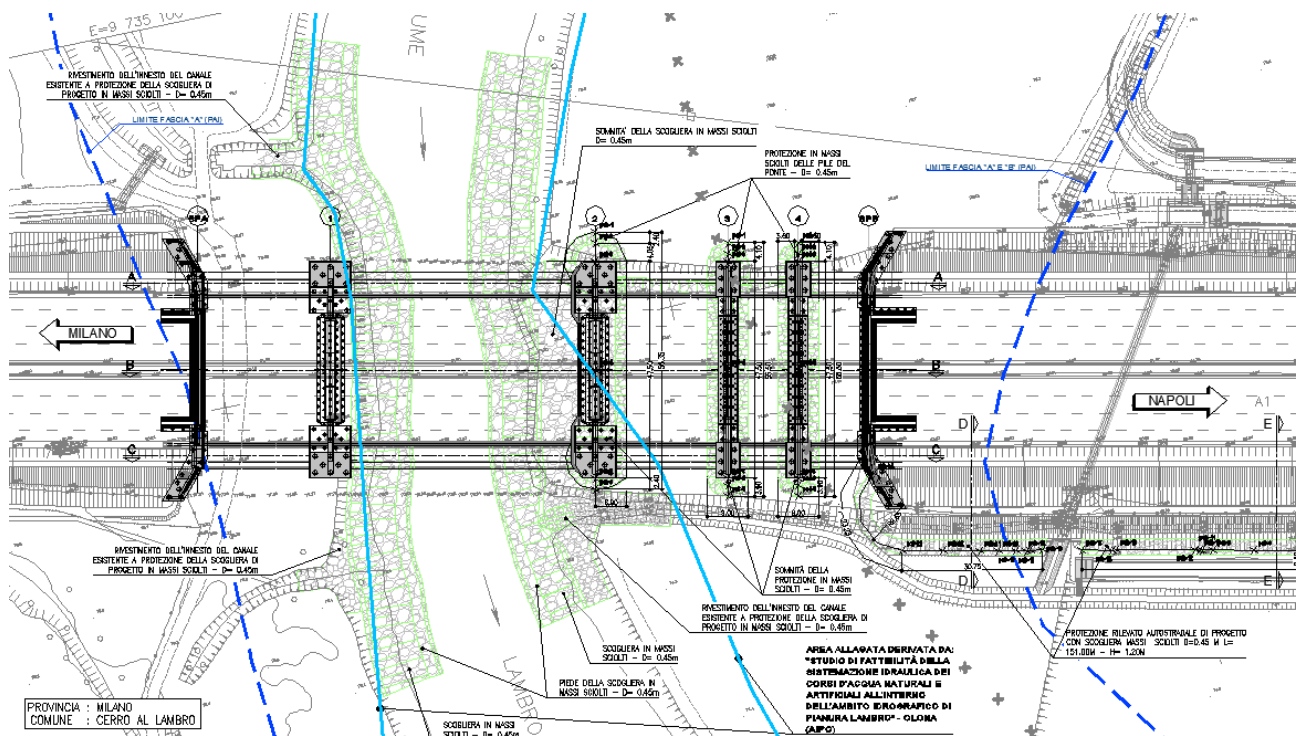


Figura 45 – Stralcio planimetrico della sistemazione del Fiume Lambro.

- Scogliera in riva destra con pendenza al 3/2 realizzata in massi sciolti di dimensioni 0.45 m con filtro in geotessile di peso 200g/mq e resistenza a trazione pari a 10kN/m in modo tale da proteggere la sponda ed evitare l'erosione di materiale fine. L'estradosso del piede della scogliera è posizionato 50 cm al di sotto del thalweg. La scogliera si estende per circa 140 m ed ingloba al suo interno gli sbocchi di due fossi, uno a monte e uno a valle del viadotto.
- Scogliera in riva sinistra con pendenza al 3/2 realizzata in massi sciolti di dimensioni 0.45 m con filtro in geotessile di peso 200g/mq e resistenza a trazione pari a 10kN/m in modo tale da proteggere la sponda ed evitare l'erosione di materiale fine. La quota di sommità di tale scogliera non è tale da confinare la portata 200ennale che naturalmente defluisce all'interno dell'area golenale. In corrispondenza delle pile del viadotto la scogliera viene estesa fino ad esse. L'estradosso del piede della scogliera è posizionato 50 cm al di sotto del thalweg. La scogliera si estende per circa 140 m ed ingloba al suo interno lo sbocco di un fosso a valle del viadotto.

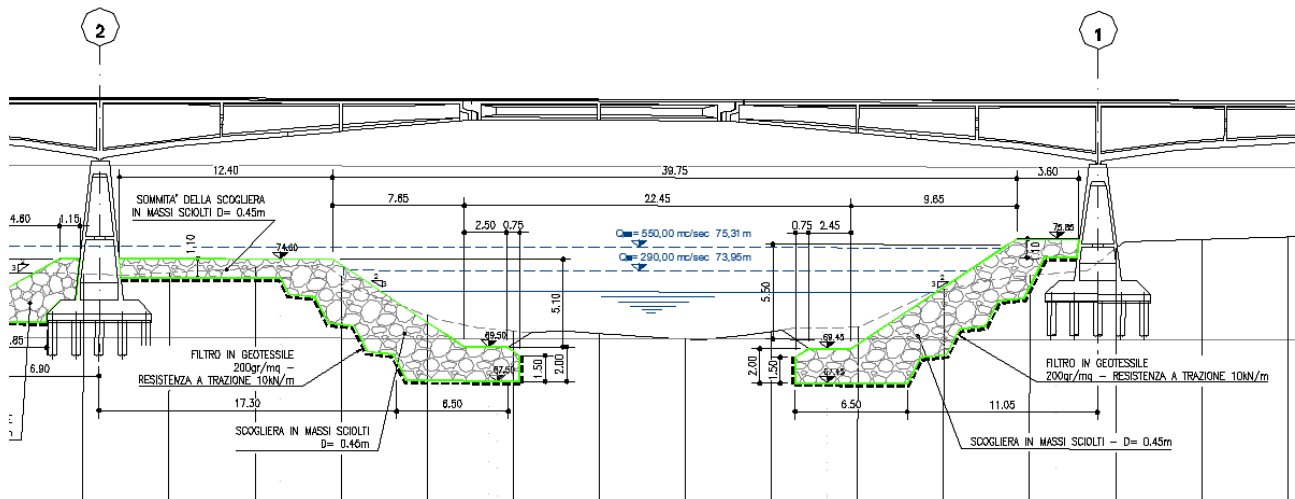


Figura 46 – Sezione di progetto del rivestimento della sponda destra e della sponda sinistra in asse al viadotto sul Fiume Lambro.

- Protezione delle pile in area golenale tramite rivestimenti in massi sciolti di dimensioni 0.45 m con filtro in geotessile di peso 200g/mq e resistenza a trazione pari a 10kN/m. La pila 2 verso l'area golenale ha un rivestimento largo 3.85 m dalla pila e con la quota superiore pari a quella della scogliera in sponda sinistra. La pila 3 e la pila 4 sono alte 1.70 m e alte 2.50 m per parte delle pile. La protezione in massi è stata estesa anche alla scarpatina presente a monte dell'area golenale.

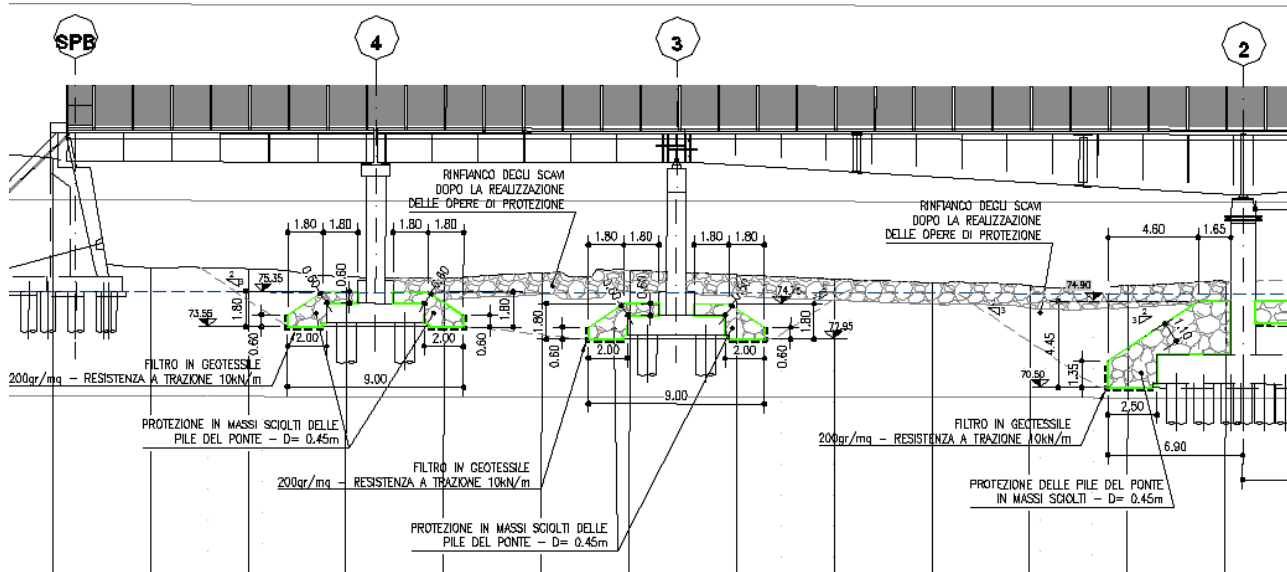


Figura 47 – Sezione di progetto del rivestimento delle pile in area golenale nella sezione di monte del viadotto sul Fiume Lambro.

- Rivestimento del rilevato autostradale mediante una scogliera in massi sciolti di dimensioni 0.45 m con filtro in geotessile di peso 200g/mq e resistenza a trazione pari a 10kN/m. Il rilevato è stato protetto per un'altezza di circa 1.40 m, corrispondente al massimo livello di piena. Il particolare è rappresentato in Figura 48.

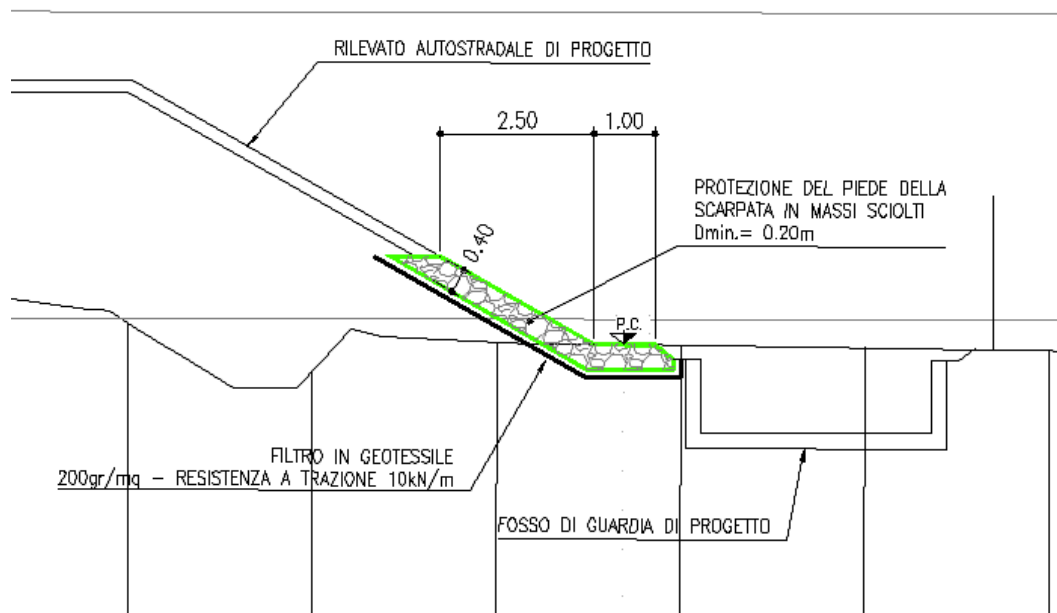


Figura 48 – Sezione di progetto del rivestimento del rilevato autostradale

5.2.2 Modellazione di progetto del Fiume Lambro

Il modello sviluppato tramite il software HEC-RAS presentato nel paragrafo 4.1 è stato aggiornato in modo tale da tenere conto della sistemazione di progetto. Le sezioni in corrispondenza della scogliera sono quindi state modificate ed infittite con quelle di progetto in modo tale da descrivere al meglio le opere di protezione spondale. Sono state utilizzate 9 sezioni aggiuntive rispetto a quelle dello stato di fatto.

Le portate considerate sono:

- La massima di progetto ovvero la $Q_{200_PAI}=550 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La portata compatibile definita dallo studio Lambro – Olona pari a $Q_{Limite_Regione}=330 \text{ m}^3/\text{s}$ per Tr pari a 200 anni. Tale modellazione è necessaria per definire il livello soglia in base al quale avviene la chiusura e l'apertura delle paratoie collocate sui fossi di guardia che scaricano nel Lambro, così come illustrato nell'elaborato AU-IDR-DP000-00000-R-IDR-0051-0 - Relazione idraulica di piattaforma.

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti in termini di tabella, profilo e la sezione di valle in corrispondenza del viadotto autostradale.

Per le restanti sezioni si veda in APPENDICE B: MODELLAZIONE FIUME LAMBRO.

- Q_{200 PAI}

Tabella 5.3 – Tabella risultati nella situazione di progetto per Q_{200 PAI}

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez 2	1417.3400	550	71.06	76.42	74.16	76.58	0.000458	1.85	356.92	97.66	0.28
sez 3	1319.9000	550	70.79	76.44		76.52	0.000244	1.33	506.81	148.72	0.21
sez 4	1213.3700	550	69.47	76.20		76.44	0.000686	2.28	275.05	75.23	0.35
sez 5	1130.4500	550	70.16	75.90		76.34	0.001435	3.09	208.97	64.41	0.49
sez 6	1021.2500	550	69.62	75.87		76.18	0.000908	2.67	266.69	80.00	0.39
sez 7	919.7100	550	70.29	75.75		76.04	0.000850	2.49	260.93	80.64	0.38
sez 8	773.9400	550	70.17	75.55		75.88	0.000995	2.55	215.55	54.92	0.41
sez 1 scogliera	735.2800	550	69.75	75.58		75.83	0.000592	2.21	248.52	51.60	0.32
sez 2 scogliera	725.5200	550	69.63	75.57		75.82	0.000582	2.21	250.63	56.85	0.32
sez 3 scogliera	715.6500	550	69.49	75.57		75.81	0.000572	2.21	250.52	55.06	0.32
sez 4 scogliera	705.8900	550	69.33	75.47		75.80	0.000792	2.55	215.64	44.50	0.37
sez 5 scogliera	695.8300	550	69.22	75.32	72.97	75.78	0.001162	2.99	183.81	39.32	0.44
Ponte	665.5600	Bridge									
sez 11 scogliera	635.1700	550	69.65	75.32		75.68	0.000945	2.73	235.33	102.21	0.40
sez 12 scogliera	623.9800	550	69.63	75.35		75.66	0.000786	2.52	269.46	104.19	0.37
sez 13 scogliera	615.0100	550	69.62	75.35		75.65	0.000751	2.48	252.87	76.54	0.36
sez 14 scogliera	605.9300	550	69.55	75.36		75.63	0.000664	2.36	278.26	107.62	0.34
sez 11	503.9500	550	69.76	75.30		75.55	0.000770	2.27	286.70	117.23	0.36
sez 12	384.6800	550	69.67	75.24		75.46	0.000637	2.18	310.95	107.28	0.33

Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez 13	266.2100	550	69.61	75.13		75.37	0.000768	2.16	262.80	94.49	0.36
sez 14	138.9800	550	69.87	74.84		75.19	0.001178	2.60	211.74	60.28	0.44
sez 15	0.0000	550	69.44	74.58	73.38	74.98	0.001502	2.94	223.72	89.27	0.50

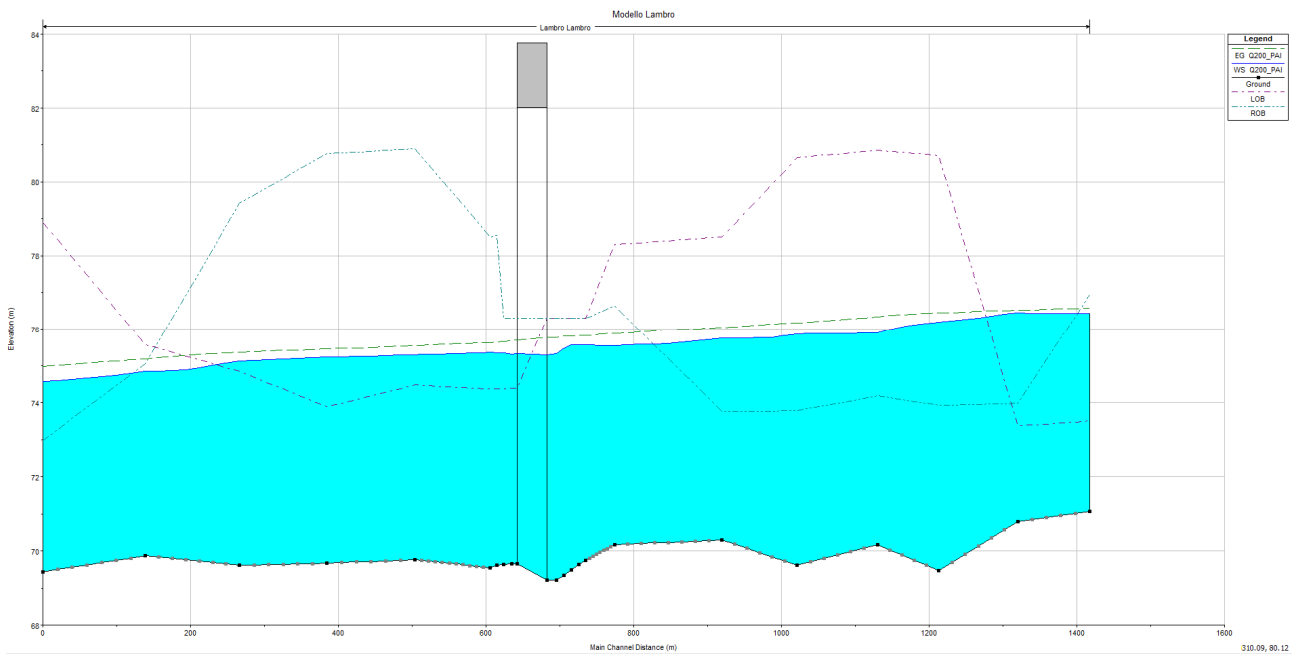


Figura 49 – Profilo del Fiume Lambro nella situazione di progetto per Q200_PAI

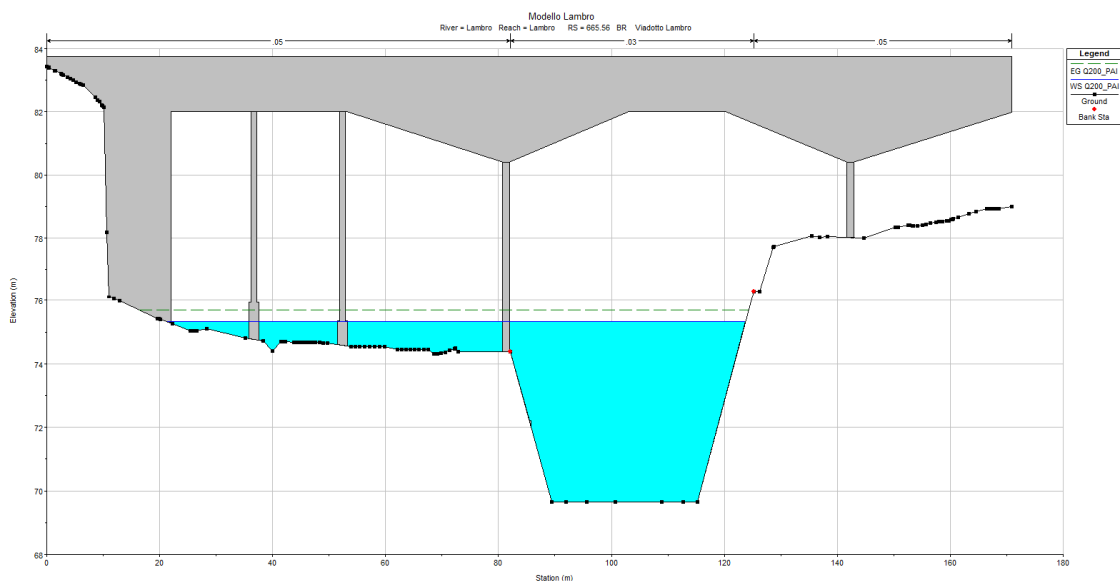


Figura 50 – Sezione di valle del viadotto sul Fiume Lambro nella situazione di progetto per Q200_PAI

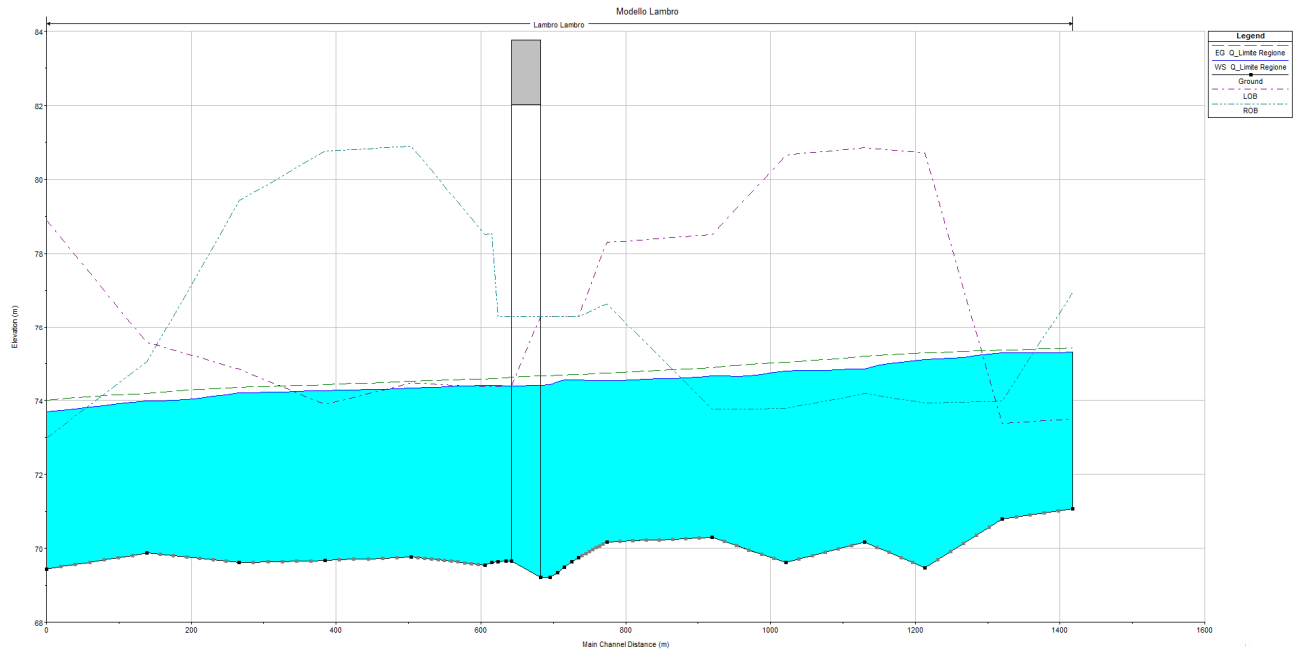


Figura 51 – Profilo del Fiume Lambro nella situazione di progetto per $Q_{Limite_Regione}$

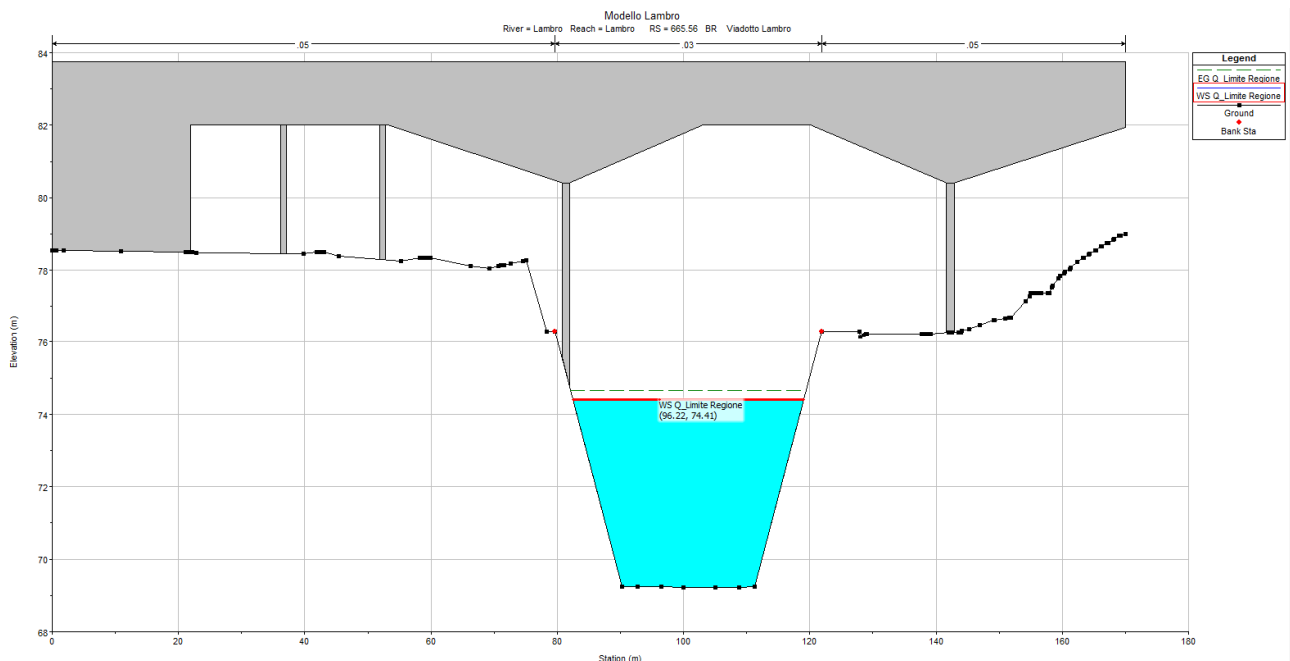


Figura 52 – Sezione di monte del viadotto sul Fiume Lambro nella situazione di progetto per $Q_{Limite_Regione}$. Il livello idrico letto in tale sezione rappresenta il livello soglia per l'azionamento delle paratoie di cui nell'elaborato AU-IDR-DP000-00000-R-IDR-0051-0 - Relazione idraulica di piattaforma.

Il livello soglia in base al quale verranno azionate le paratoie collocate a chiusura dei fossi di guardia dell'autostrada che scaricano nel Fiume Lambro è pari a 74.41 m s.l.m.

5.2.3 Fasi costruttive

Gli interventi previsti per la risoluzione dell'interferenza con il fiume Lambro prevedono l'allargamento dell'opera di attraversamento così come la posa di opere di protezione spondale sia in destra che sinistra idrografica per proteggere le strutture dall'azione erosiva dell'acqua.

Va quindi opportunamente gestita l'interferenza delle lavorazioni con il deflusso idrico.

A tale scopo le lavorazioni previste sulle sponde sono organizzate in 2 macrofasi al fine di consentire la possibilità di garantire la continuità del deflusso naturale in contemporanea alle lavorazioni, la fasistica è quindi organizzata come segue.

Fase 1

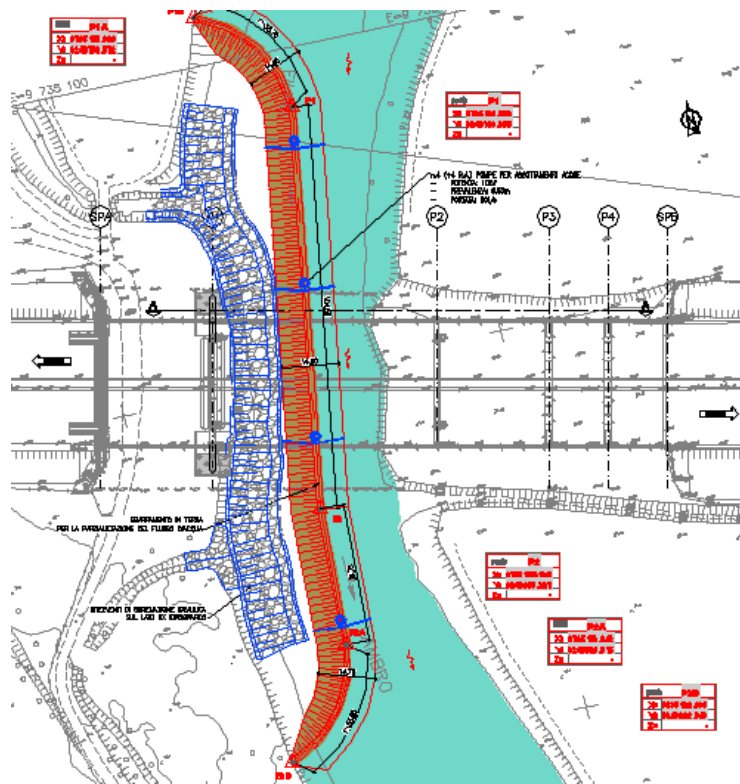


Figura 53 – Stralcio planimetrico fase 1

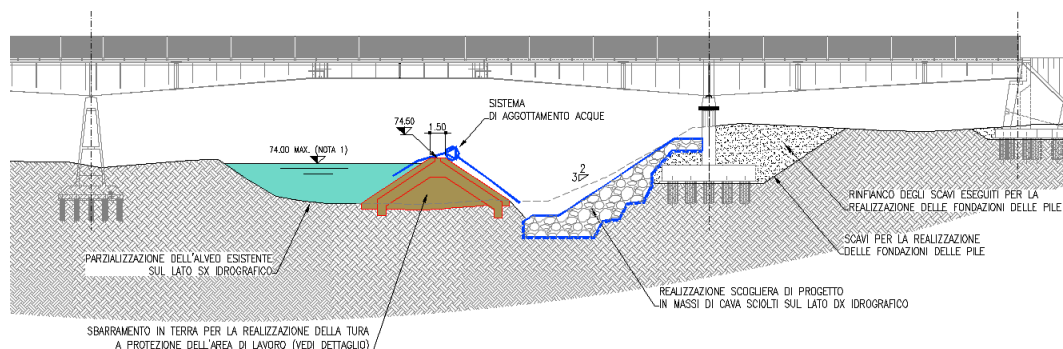


Figura 54 – Sezione fase 1

- Fase 1.1: realizzazione dello sbarramento in terra su lato sx idrografico per la parzializzazione del flusso del fiume;
- Fase 1.2: attivazione del sistema di aggotamento e messa in asciutta del lato dx idrografico;
- Fase 1.3: realizzazione degli scavi per la realizzazione delle pile e delle spalle e getto dei c.a. degli stessi elementi sul lato dx idrografico (spa-p1);
- Fase 1.4: rinfilanco e compattazione degli scavi delle pile e delle spalle fino alle quote di imposta delle scogliere di progetto (se previsto);
- Fase 1.5: realizzazione degli interventi di sistemazione idraulica in progetto sul lato dx idrografico;

Fase 2

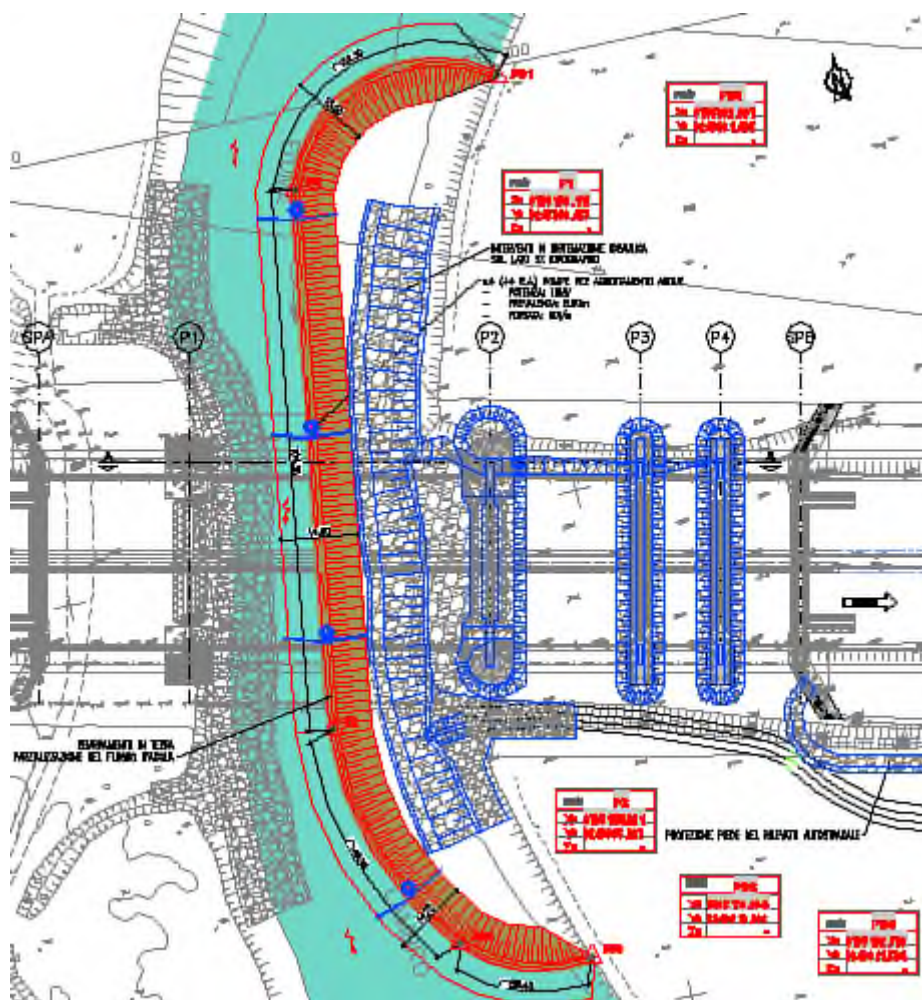


Figura 55 – Stralcio planimetrico fase 2.

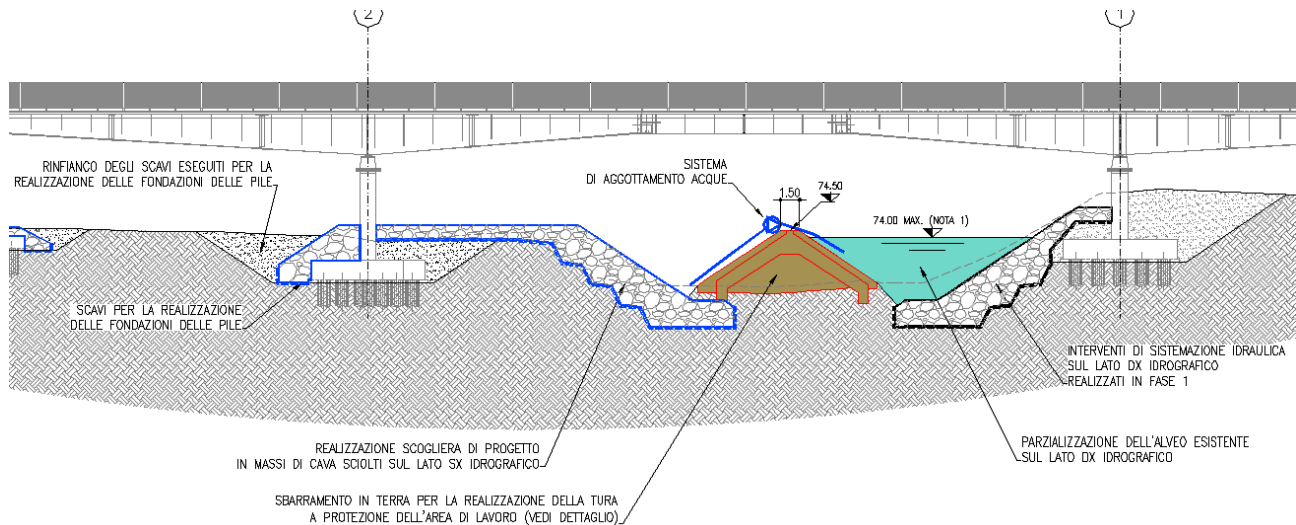


Figura 56 – Sezione fase 2

- Fase 2.1: spostamento dello sbarramento in terra da lato sx a lato dx idrografico per la parzializzazione del flusso del fiume;
- Fase 2.2: attivazione del sistema di aggottamento e messa in asciutta del lato sx idrografico;
- Fase 2.3: realizzazione degli scavi per la realizzazione delle pile e delle spalle e getto dei c.a. degli stessi elementi sul lato sx idrografico (p2-p3-p4-spb);
- Fase 2.4: rinfianco e compattazione degli scavi delle pile e delle spalle fino alle quote di imposta delle scogliere di progetto (se previsto);
- Fase 2.5: realizzazione degli interventi di sistemazione idraulica in progetto sul lato sx idrografico;
- Fase 2.6: smontaggio del sistema di aggottamento delle acque con conseguente allagamento dell'area di lavoro e smantellamento tura;

Per quanto riguarda le arginature sono impostate in maniera da consentire l'ottimizzazione delle fasi di lavoro, ovvero gran parte delle arginature sono funzionali sia alle lavorazioni in sponda destra che in sponda sinistra in quanto, a meno dei tratti di raccordo/chiusura alle sponde, la porzione longitudinale non viene dismessa e ricostituita; ciò consente un evidente guadagno di tempo nell'esecuzione dei lavori.

Le arginature sono progettate in maniera da evitare il moto di filtrazione all'interno del corpo ed inoltre i paramenti esposti sono rivestiti opportunamente per funzione antiersiva come illustrato nella seguente Figura 57.

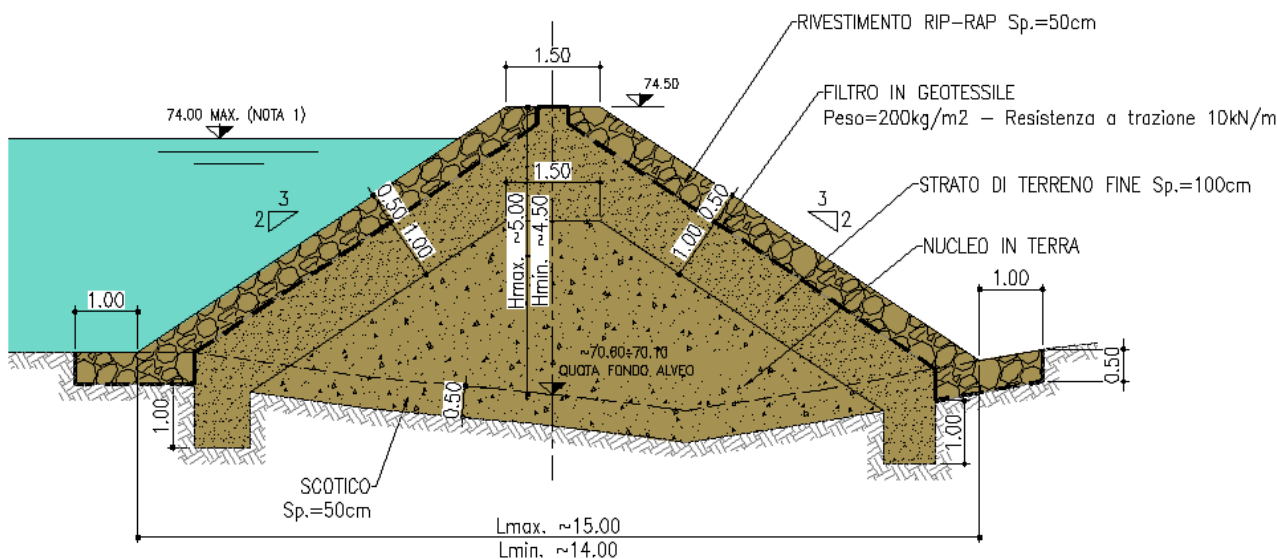


Figura 57 – Sezione tipologica dell'argine provvisoria per la realizzazione dei lavori sul Fiume Lambro.

La quota di imposta arginale è stata definita dal bilanciamento di due esigenze concorrenti:

1. Proteggere, con adeguato margine, l'area di lavoro in ragione della quota di coronamento prevista e delle dimensioni del rilevato arginale
2. Limitare l'interferenza con il deflusso idrico

Sono state quindi eseguite delle analisi idrauliche, tramite il software HEC-RAS, al fine di definire la quota e la geometria arginale ottimale, per tale scopo si è utilizzato il medesimo modello idraulico del Lambro discusso nei paragrafi precedenti opportunamente modificato per tener conto dell'ingombro delle arginature provvisorie sulla geometria dell'alveo attivo.

Dall'analisi risulta che impostando l'argine alla quota di 74.50 m s.l.m., si può garantire il deflusso in alveo di una portata sino a 100 m³/s; si ottiene infatti che il livello idrico massimo per tale valore di deflusso è pari a 74.21 m s.l.m. sia per la fase 1 che per la fase 2. Come livello di riferimento accettabile per le lavorazioni viene quindi assunto quello di 74.00 m s.l.m. in modo tale da assicurare 20 cm di sicurezza.

Nelle seguenti Figura 58 e Figura 59 sono rappresentate le sezioni di riferimento per la fase 1 e la fase 2, per i risultati completi del modello si rimanda all' APPENDICE B: MODELLAZIONE FIUME LAMBRO.

In base al livello idrico limite definito deve essere posto in opera un sistema di monitoraggio del livello idrico nell'alveo del Lambro per la gestione dell'eventuale rischio di allagamento dell'area di cantiere. A monte dell'area di intervento dovrà essere collocato un sensore di livello ad ultrasuoni collegato ad un sistema di allarme: nel caso in cui il livello salga al di sopra del livello limite assunto pari a 74.00 m s.l.m. le lavorazioni dovranno essere interrotte fino al rientro nelle condizioni di sicurezza.

Per mantenere all'asciutto l'area di lavoro, ipotizzando una portata infiltrata dalla tura pari a 1 l/s per metro lineare, si adottano 4 (+4) pompe di aggotamento con potenza pari a 10 kW, prevalenza di 8.50 m e portata di 50 l/s.

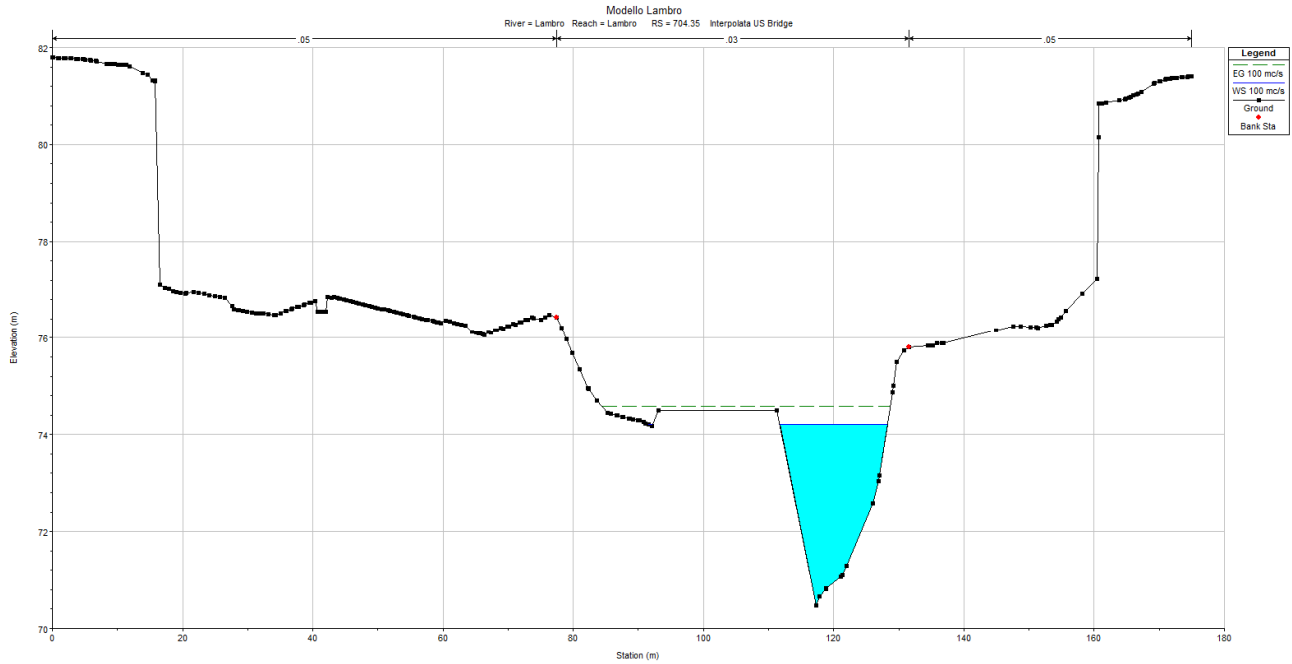


Figura 58 – Fase 1 - Sezione in corrispondenza del massimo tirante idrico pari a 74.21 m s.l.m.

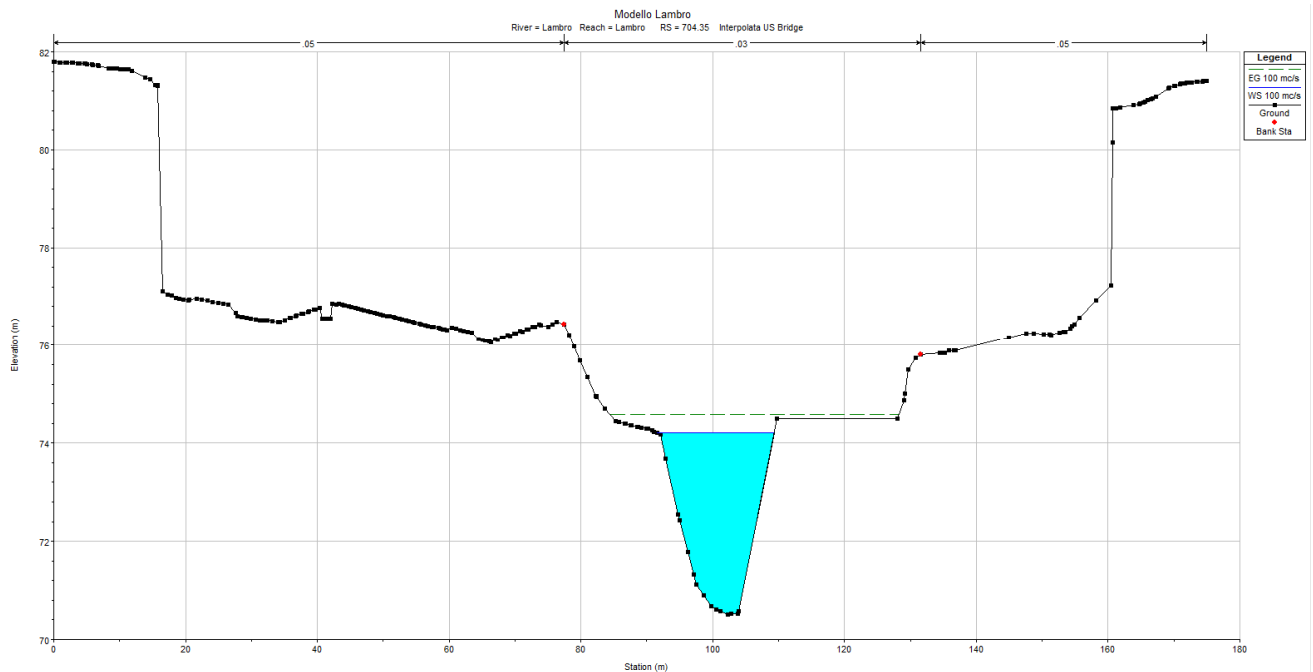


Figura 59 – Fase 2 - Sezione in corrispondenza del massimo tirante idrico pari a 74.21 m s.l.m.

5.3 INTERVENTI SUL LORINI MAROCCO

L'allargamento della piattaforma autostradale in corrispondenza dell'interferenza con il canale Lorini-Marocco comporta, oltreché l'allungamento dell'opera di attraversamento esistente, il rifacimento delle opere di regolazione idraulica che gestiscono la ripartizione delle portate al nodo presente allo sbocco di valle del manufatto di attraversamento autostradale esistente.

Il dimensionamento delle nuove opere di regolazione si è basato sulle seguenti considerazioni:

- Analisi delle opere esistenti sulla base dei disegni descrittivi messi a disposizione dal Consorzio.
- Verifica delle modalità di gestione dei manufatti di regolazione esistente sulla base di quanto emerso dai diversi sopralluoghi effettuati e dalle indicazioni ricevute dai tecnici del Consorzio.

nello specifico le opere di regolazione previste a progetto sono le seguenti:

- Rifacimento, a valle rispetto alla sede attuale, di n° 3 paratoie trasversali, ciascuna caratterizzata da un'apertura BxH=1.80 m x 1.80 m di cui le 2 laterali sono servite da paratoie mobili elettromeccaniche mentre la centrale è panconata.
- Rifacimento, a valle rispetto alla sede attuale, di n° 2 paratoie laterali, ciascuna caratterizzata da un'apertura BxH=1.15 m x 2.40 m servite da paratoie mobili elettromeccaniche.
- Nuova soglia laterale di sfioro, a sostituzione dell'esistente sifone, di lunghezza pari a 10 m.
- Rifacimento del primo tratto del canale scaricatore.

Risultano le possibili modalità di gestione:

1. La portata che defluisce nel canale è pari a 7 m³/s: nella normale gestione, con tale quantitativo gli organi di scarico laterale sono inattivi, ovvero tutto il flusso deve essere contenuto nel canale.
2. La portata che defluisce nel canale è superiore a 7 m³/s: ovvero a monte del nodo di regolazione si possono registrare valori di deflusso sino a 10-15 m³/s, in questo caso l'aliquota eccedente i 7 m³/s deve essere indirizzata nel canale scaricatore tramite le opere laterali. Nello specifico la gran parte della portata da scaricare sarà gestita attraverso la regolazione delle paratoie laterali lasciando allo sfioro una possibilità di scarico residuale non superiore a 1.5 m³/s.

L'analisi e il dimensionamento idraulico delle opere di regolazione è stato condotto con un modello di calcolo HEC-RAS.

L'assetto geometrico e le modalità di gestione attuali definiscono quindi i riferimenti per l'assetto di progetto, infatti essendo la quota spondale pari a 83.20 m s.l.m. si definisce sulla base di tale vincolo la quota di imposta dello sfioro laterale come:

$$83.20 - 0.20 \text{ (franco minimo)} - 0.20 \text{ (tirante massimo sullo sfioro)} = 82.80 \text{ m s.l.m.}$$

La quota di 82.80 m s.l.m. rappresenta quindi l'imposta del ciglio sfiorante laterale e parimenti il limite massimo a cui può essere regolato il deflusso della portata di 7 m³/s nel canale attraverso le paratoie trasversali di regolazione. Dalle analisi idrauliche si è quindi verificata l'efficacia della regolazione e le modalità di gestione correlando i profili idraulici che si realizzano per le portate di riferimento con le aperture da attuare per le paratoie.

Gli scenari indagati sono i seguenti:

- Scenario 1: portata nel canale pari a 7 m³/s, non c'è quindi necessità di scaricare alcuna aliquota di portata, si indaga la possibilità di regolazione delle paratoie nel poter stabilire il livello a monte al limite della quota di incipiente sfioro (82.80 m s.l.m.).
- Scenario 2: portata nel canale pari a 10 m³/s, c'è la necessità di dover scaricare un eccesso di 3 m³/s attraverso lo sfioro e le paratoie laterali.
- Scenario 3: portata nel canale pari a 15 m³/s, c'è la necessità di dover scaricare un eccesso di 8 m³/s attraverso lo sfioro e le paratoie laterali in modo tale da consentire il deflusso verso valle dei 7 m³/s.

- Scenario 4: caso critico in cui bisogna derivare la portata massima del cavo attraverso le opere di scarico laterali. portata nel cavo sarà quindi pari a 15 m³/s,

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dal software.

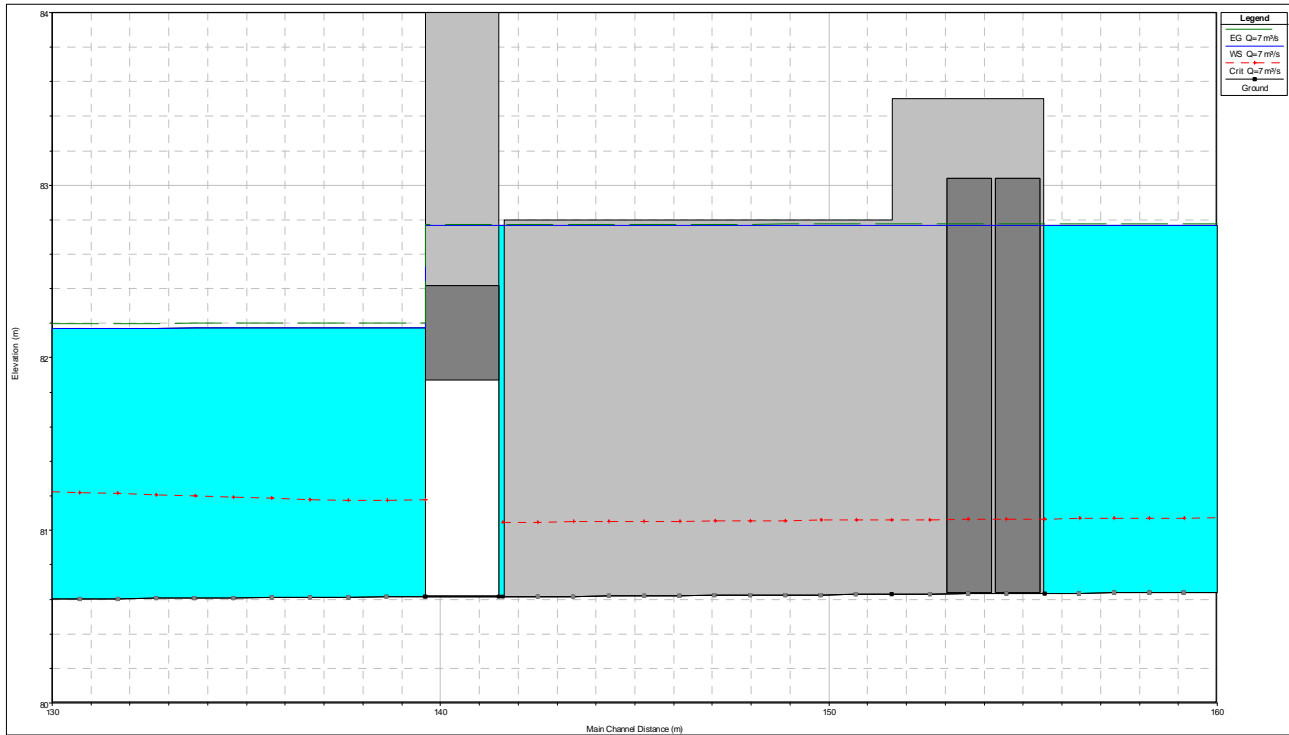


Figura 60: profilo idraulico in corrispondenza del nodo di regolazione per lo Scenario 1

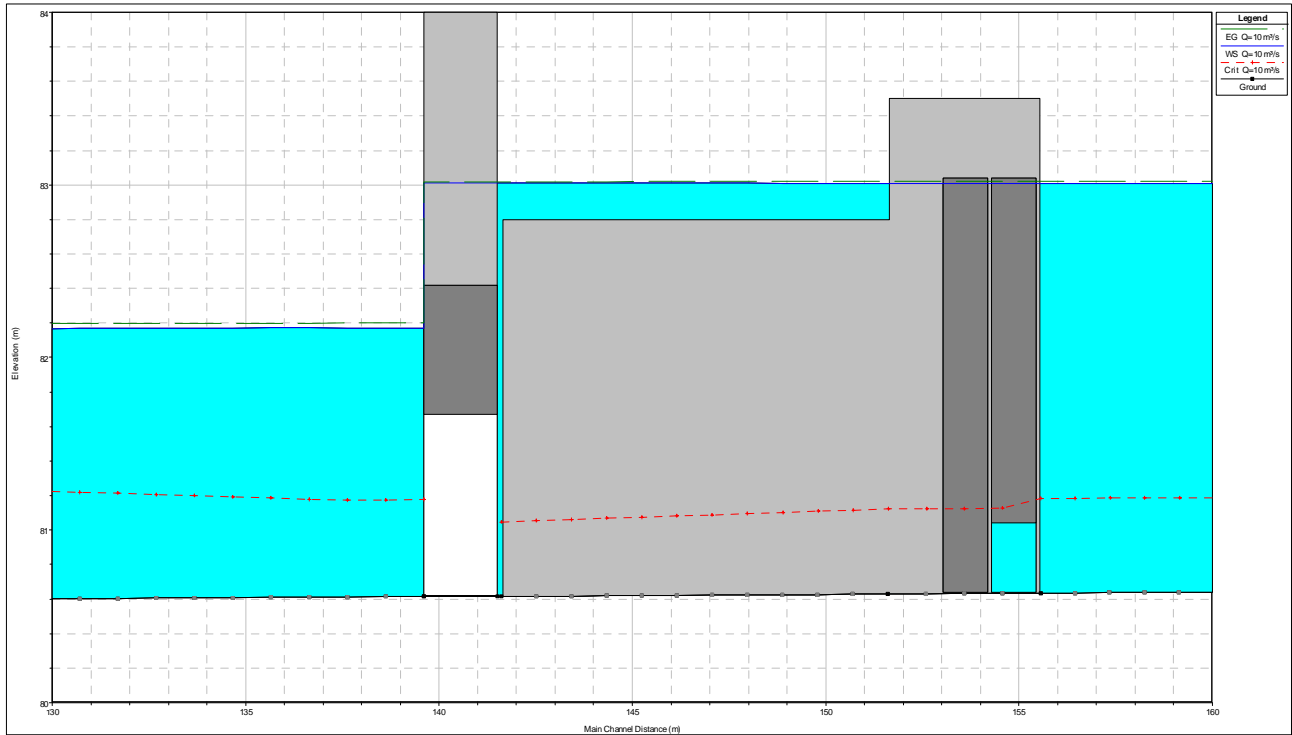


Figura 61: profilo idraulico in corrispondenza del nodo di regolazione per lo Scenario 2

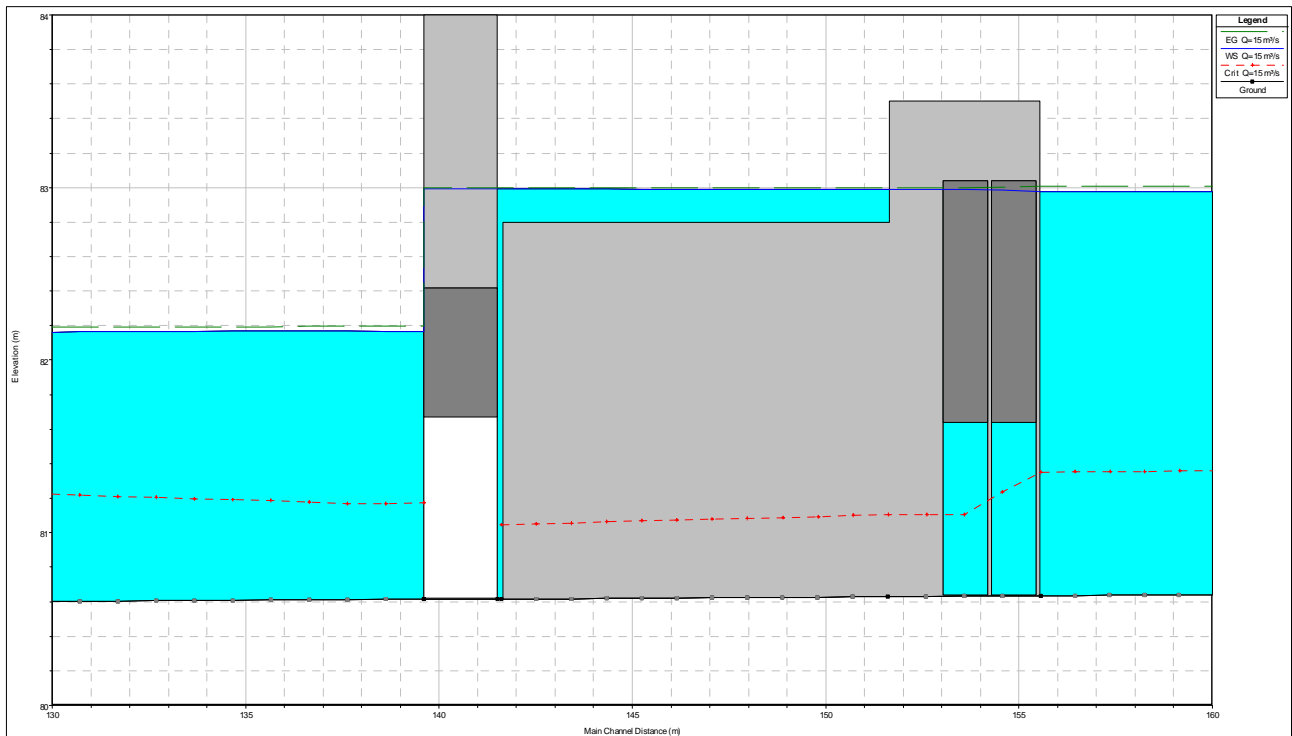


Figura 62: profilo idraulico in corrispondenza del nodo di regolazione per lo Scenario 3

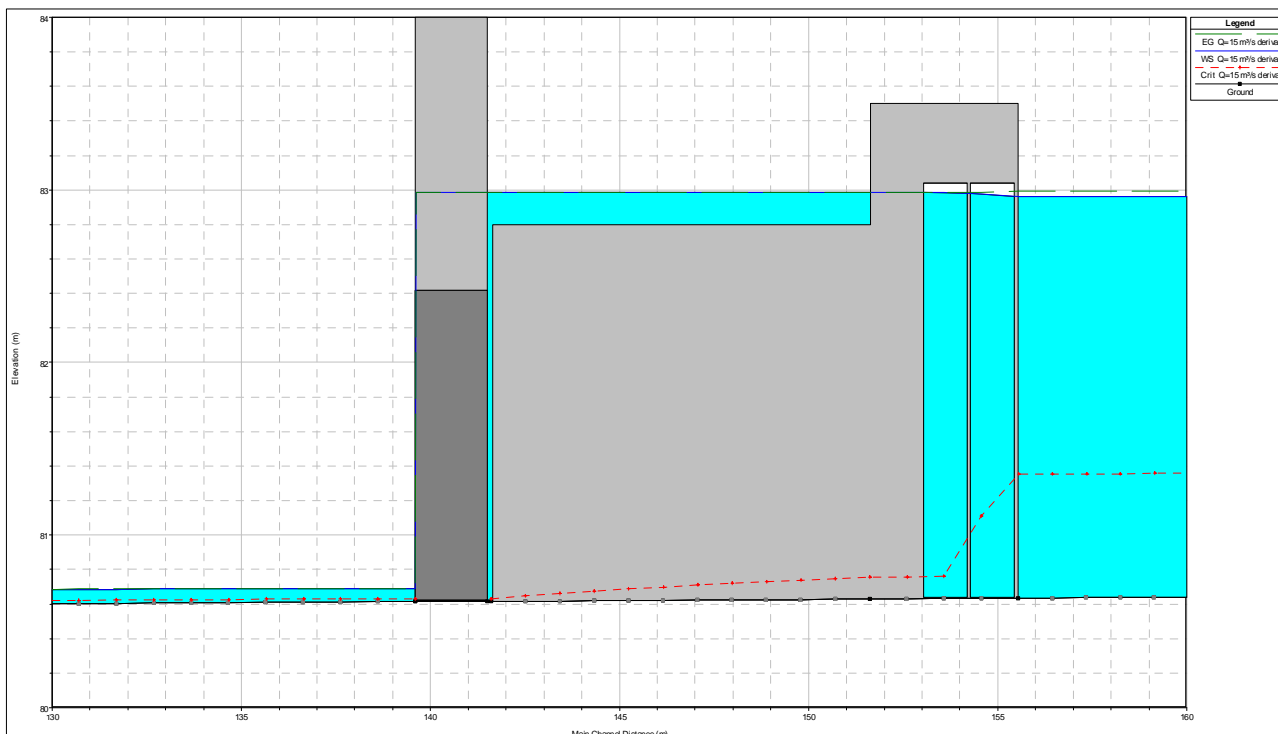


Figura 63: profilo idraulico in corrispondenza del nodo di regolazione per lo Scenario 4

Tabella 5.5: Risultati dell'analisi idraulica

Scenario	Q _{monte}	H _A	paratoie trasversali		Q _{scarico sfioro}	Q _{scarico paratoie}	paratoie laterali		Q _{valle}
			n° varchi aperti	apertura			n° varchi aperti	apertura	
-	m³/s	m slm	-	m	m³/s	m³/s	-	m	m³/s
1	7	82.77	1	1.25	0	0	0	0	0
2	10	83.01	1	1.05	1.65	1.35	1	0.4	7
3	15	82.99	1	1.05	1.4	6.6	2	1	7
4	15	82.98	0	0	1.35	13.65	2	2.4	0

Relativamente ai dati riportati nella precedente tabella, essi sono:

- Q_{monte}= portata presente nel canale a monte del nodo di regolazione.
- H_A= quota idrica subito a monte delle paratoie trasversali.
- Q_{scarico sfioro}= portata scaricata attraverso la soglia di sfioro laterale.
- Q_{scarico paratoie}= portata scaricata attraverso le paratoie laterali.
- Q_{valle}= portata rilasciata nel canale a valle del nodo di regolazione.

5.3.1 FASI

Per la realizzazione della sistemazione del cavo Lorini Marocco è stata individuata una sequenza operativa distinta in otto Fasi di intervento di seguito descritte.

I lavori dovranno essere eseguiti durante la stagione non irrigua ed in accordo con il Consorzio Naviglio Olona.

E' stata prevista l'installazione di un misuratore di livello ad ultrasuoni, da collocare a monte del ponticello sulla viabilità secondaria, per monitorare i livelli nel cavo; le lavorazioni nel canale dovranno essere interrotti qualora i livelli misurati non siano compatibili con la fase costruttiva.

Fase 1

- Fase 1.1: Apertura totale delle paratoie esistenti sul canale scolmatore;
- Fase 1.2: Chiusura totale delle paratoie trasversali esistenti e conseguente deviazione della portata nel canale scolmatore esistente

Fase 2

- Fase 2.1: Realizzazione di tutte le opere in progetto (nuove paratoie e manufatto sfioratore) a valle delle paratoie esistenti;
- Fase 2.2: Le nuove paratoie devono essere mantenute chiuse
- Fase 2.3: Realizzazione del nuovo canale scolmatore fino al punto di innesto sull'esistente.

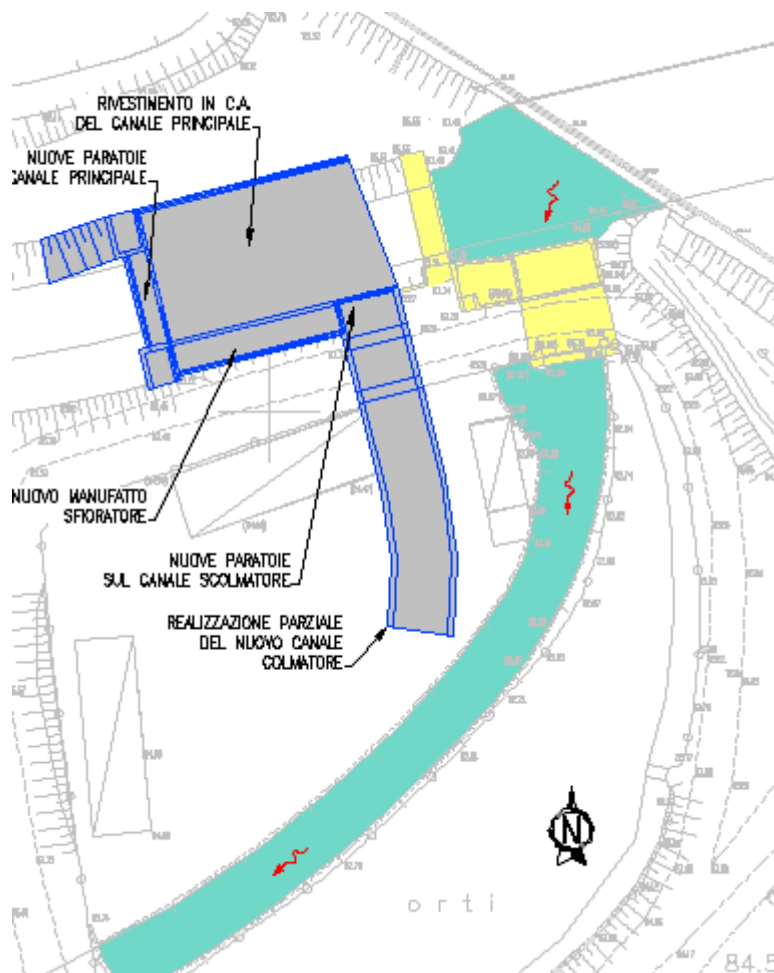


Figura 64 – Fase 2 – Cavo Lorini Marocco

Fase 3

- Fase 3.1: Apertura totale delle paratoie esistenti sul corso d'acqua principale;
- Fase 3.2: Chiusura totale delle paratoie esistenti sul canale scolmatore
- Fase 3.3: Demolizione delle paratoie esistenti sul corso principale.

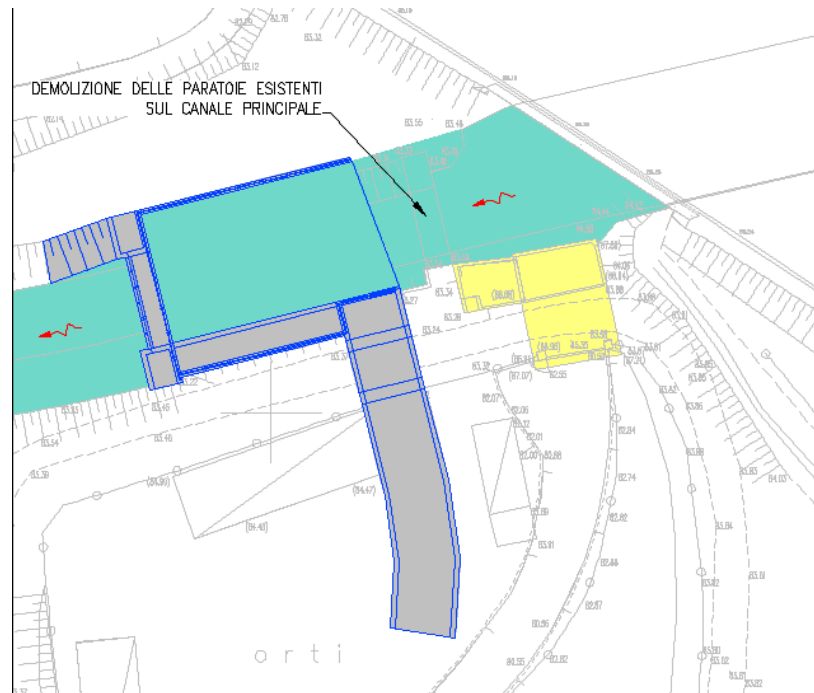


Figura 65 – Fase 3 – Cavo Lorini Marocco

Fase 4

- Fase 4.1: Completamento dell'innesto del nuovo canale scolmatore sul tracciato originale
- Fase 4.2: Realizzazione degli sbarramenti sul cavo a monte a valle del viadotto autostradale e posa in destra idraulica di due linee di tubazioni in PEAD SN4 ϕ 1200 per la parzializzazione dell'alveo.
- Fase 4.3: Attivazione del sistema di aggotamento e messa in asciutta delle aree di lavoro in sinistra idraulica.

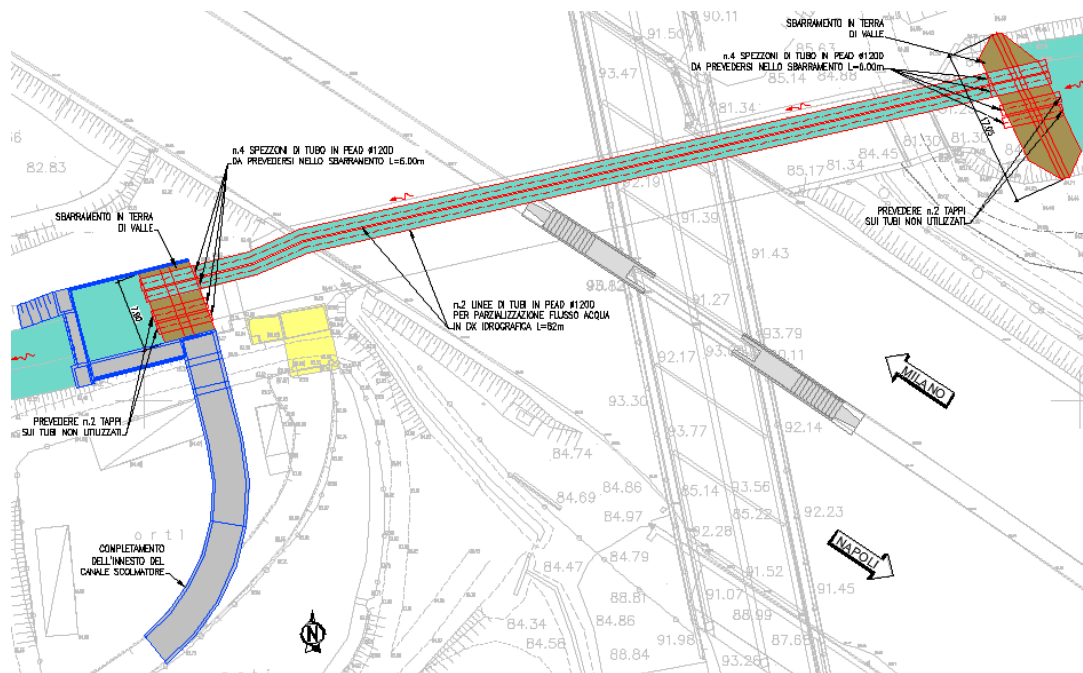


Figura 66 – Fase 4 – Cavo Lorini Marocco

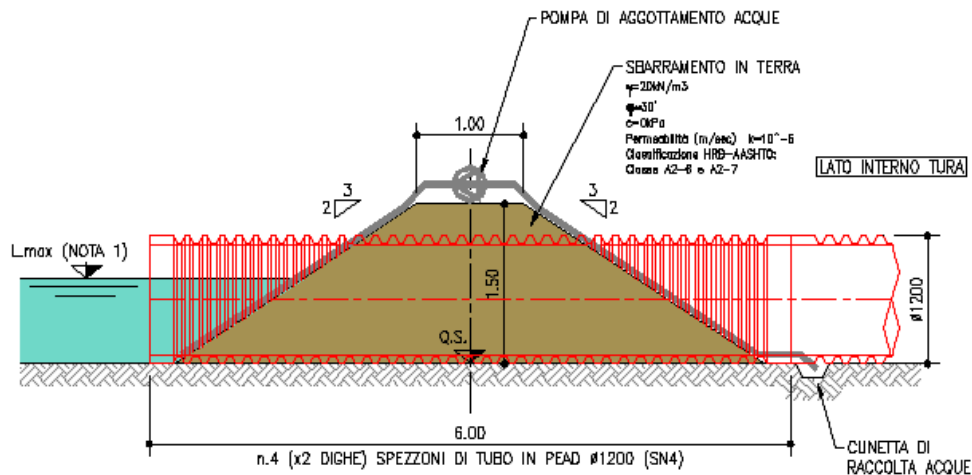


Figura 67 – Sezione tipologica dello sbarramento in terra.

Fase 5

- Fase 5.1: Demolizioni delle opere idrauliche rimaste sul canale scolmatore
- Fase 5.2: Realizzazione delle strutture di fondazione del prolungamento del ponte autostradale in sinistra idraulica.
- Fase 5.3: Realizzazione delle protezioni in c.a. di progetto e del ripristino in terra del fondo del cavo in sinistra idraulica.

Fase 6

- Fase 6.1: Chiusura con tappi delle due linee di tubi operative in fase 5, svuotamento dei tubi e loro spostamento in sinistra idrografica.
- Fase 6.2: Spostamento dei tappi di chiusura sugli spezzoni di tubo non utilizzati e attivazione del sistema di aggettamento
- Fase 6.3: Realizzazione delle strutture di fondazione del prolungamento del ponte autostradale in destra idraulica.
- Fase 6.4: Realizzazione delle protezioni in c.a. di progetto e del ripristino in terra del fondo del cavo in destra idraulica.

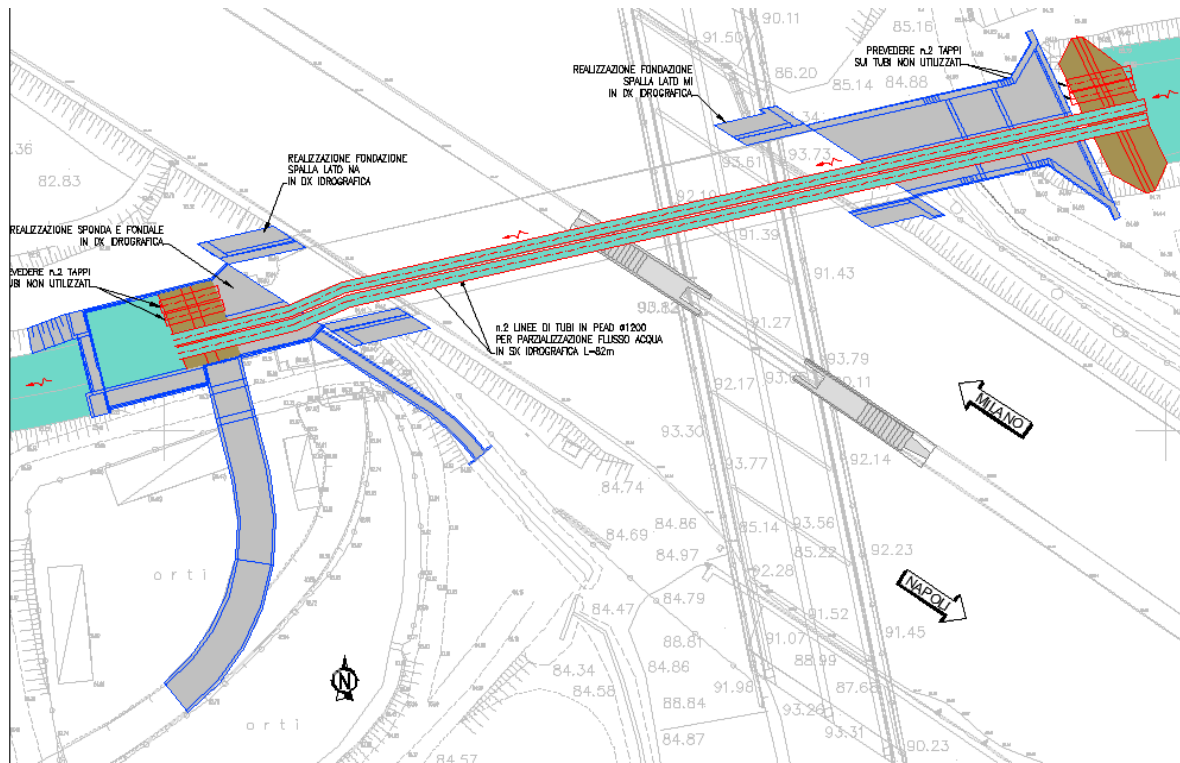


Figura 68 - Fase 6 – Cavo Lorini Marocco

Fase 7

- Fase 7.1: Rimozione delle due linee di collettori con conseguente allagamento della tura di fase 5 e 6
- Fase 7.2: Smontaggio del sistema di aggotamento e rimozione delle ture in terra di monte e valle
- Fase 7.3: Ripristino del deflusso d'acqua originale.
- Fase 7.4: Interramento del canale scolmatore dismesso e realizzazione delle sistemazioni superficiali
- Fase 7.5: Ripristino della viabilità poderale interferita

Fase 8

- Fase 8.1: Completamento dei lavori autostradali in accordo con il cronoprogramma.

5.4 INTERVENTI SUL CAVO SILLARO SALERANO

Per il Cavo Sillaro Salerano in accordo con il Consorzio Muzza – Bassa Lodigiana è stato progettato un rivestimento in massi sciolti sia a monte che a valle dell'attraversamento con sponde inclinate al 3/2.

Il diametro medio dei massi è stato stimato pari a 0.2 m tramite il metodo delle tensioni di trascinamento e considerando un tirante pari a 2.55 m e la pendenza dello 0.04% indicata dal consorzio. I risultati ottenuti e il coefficiente di sicurezza associato sono illustrati nella seguente tabella.

Tabella 5.6 - Verifica protezioni in massi per il Cavo Sillaro Salerano.

SFORZO TANGENZIALE EFFETTIVO		
γ_w	10	kN/m3
i fiume	0.0004	m/m
k1	1.8	
k2	1	
y1	2.55	
τ_b	0.018	

τ_c/τ_b 5.650

SFORZO TANGENZIALE MASSIMO			
C*	0.047		coefficiente di Shields
γ_s	26	kN/m3	peso specifico rocce riempimento
γ_w	10	kN/m3	peso specifico h20
dm	0.2	m	diametro medio rocce riempimento
q sponde	0.59	rad	angolo pendenza sponde
ϕ	0.87	rad	angolo attrito rocce
Ks	0.689685		
τ_c	0.10		

Il rivestimento è stato sviluppato sia per il fondo che per le sponde, oltre alla protezione in massi è previsto un filtro in geotessile di peso 200g/mq e resistenza a trazione pari a 10kN/m in modo tale da proteggere la sponda ed evitare l'asportazione di materiale fine.

Di seguito si riportano la planimetria di progetto e le sezioni di monte e di valle.

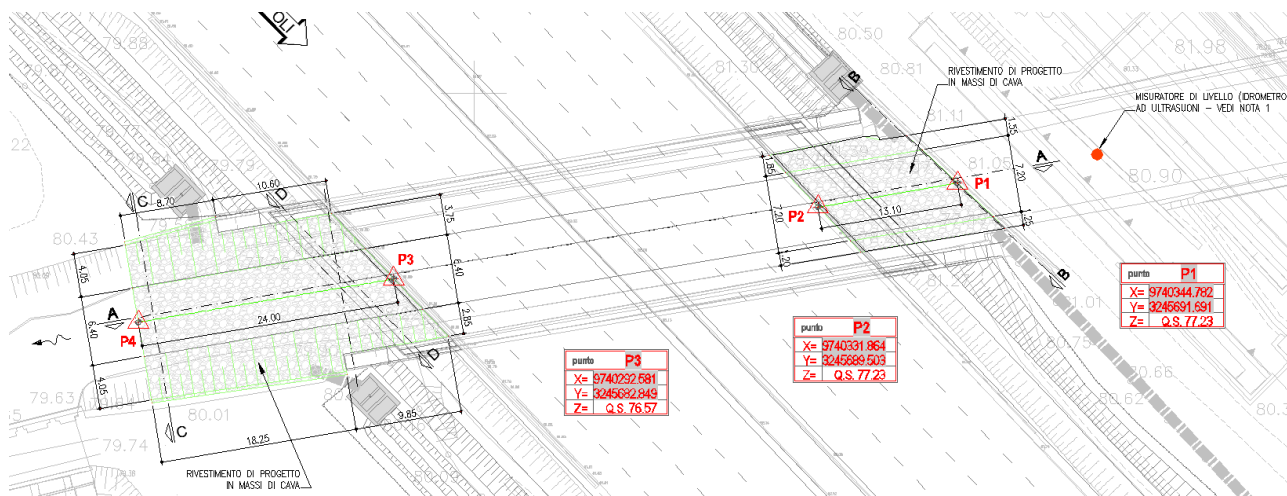


Figura 69 – Planimetria della sistemazione spondale del Cavo Sillaro Salerano.

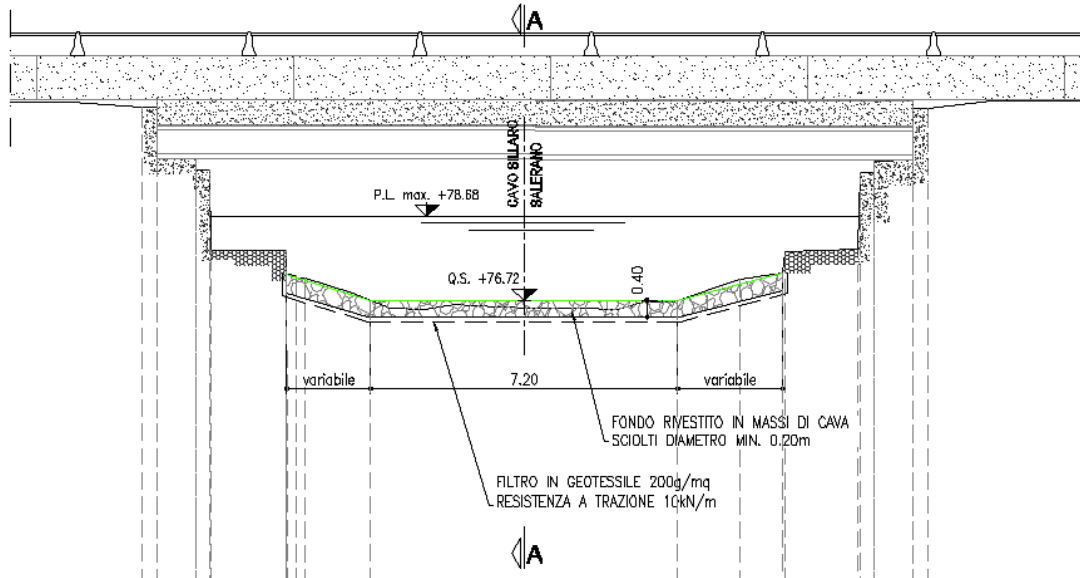


Figura 70 – Sezione trasversale della sistemazione di monte del Cavo Sillaro Salerano.

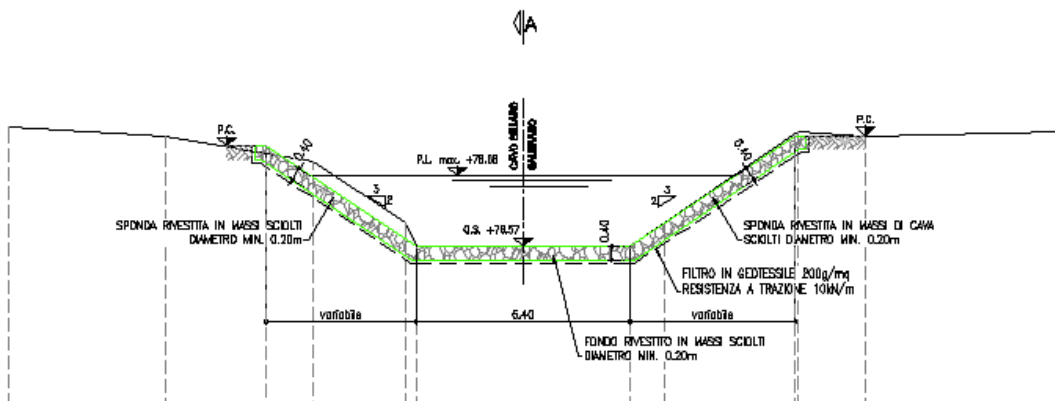


Figura 71 – Sezione trasversale della sistemazione di valle del Cavo Sillaro Salerano.

5.4.1 FASI

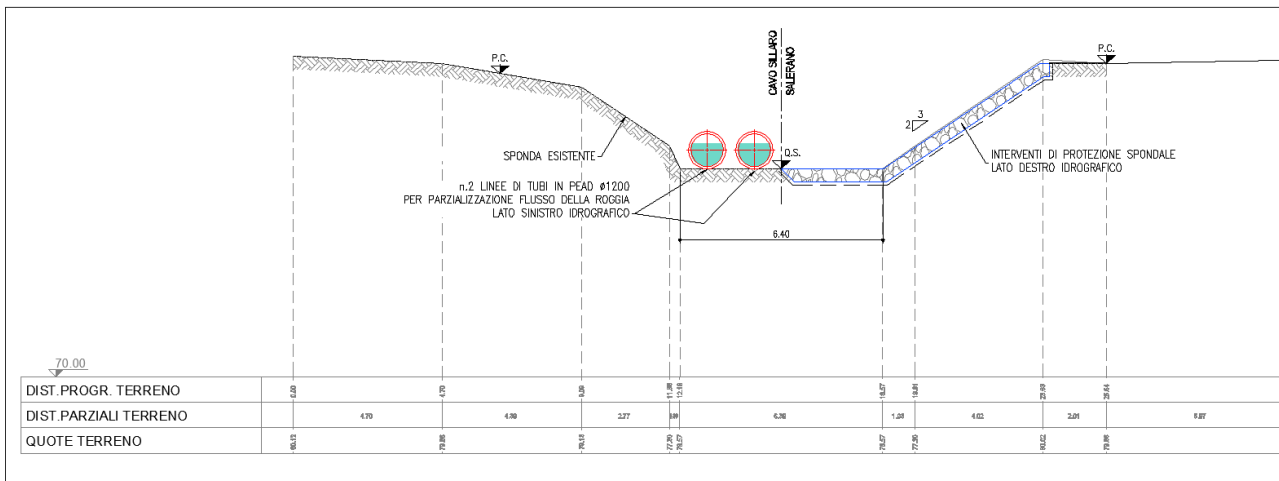
Per la realizzazione della sistemazione del cavo Sillaro Salerano è stata individuata una sequenza operativa distinta in tre Fasi di intervento di seguito descritte.

I lavori dovranno essere eseguiti durante la stagione non irrigua ed in accordo con il Consorzio Muzza Bassa Lodigiana. E' stata prevista l'installazione di un misuratore di livello ad ultrasuoni, da collocare a monte del ponticello sulla strada di servizio FS, per monitorare i livelli nella roggia; le lavorazioni nel canale dovranno essere interrotti qualora i livelli misurati non siano compatibili con la fase costruttiva.

Fase 1

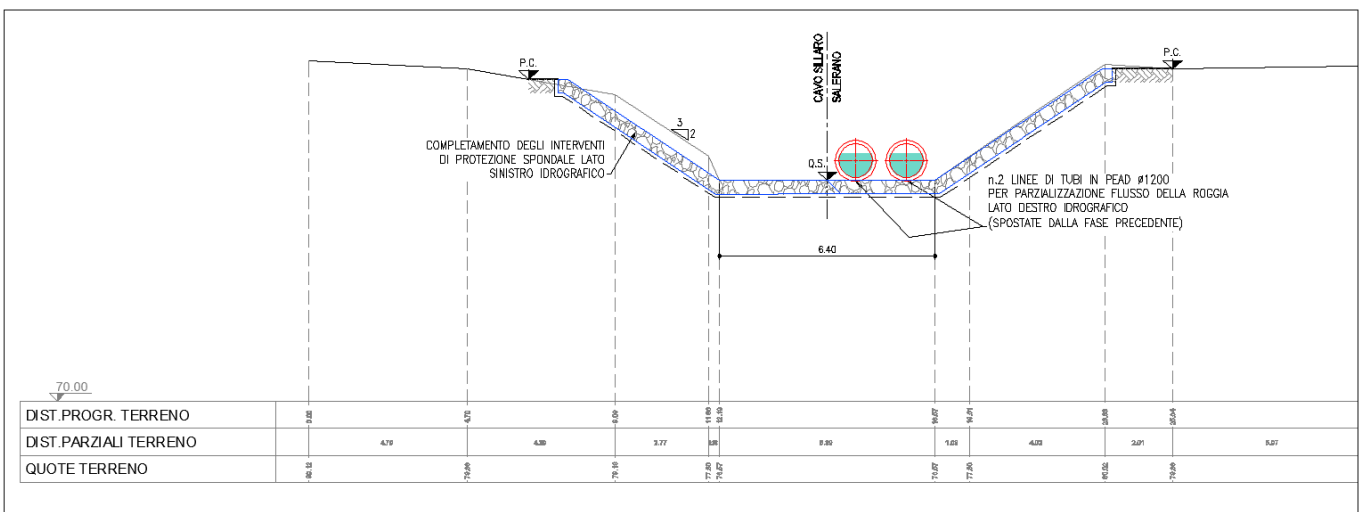
- Fase 1.1: realizzazione della tura di monte con inserimento di 4 tubi in PEAD SN 4 diametro 1200 mm;
- Fase 1.2: realizzazione della tura di valle con inserimento di 4 tubi in PEAD SN 4 dello stesso diametro di quelli previsti a monte;

- Fase 1.3: messa in opera di 2 linee di tubi in PEAD di connessione dei tubi precedentemente posati, con deviazione del flusso della roggia in sinistra idraulica;
- Fase 1.4: chiusura dei due tubi inseriti nello sbarramento non utilizzati in fase 1. Attivazione del sistema di aggotamento e messa in asciutta del tratto interessato dai lavori;
- Fase 1.5: realizzazione della protezione spondale per la porzione in destra idraulica per il tratto di roggia a valle dell'autostrada.



Fase 2

- Fase 2.1: chiusura delle 2 linee di tubi operative in Fase 1, svuotamento dall'acqua residue contenuta negli stessi, spostamento dei tubi in destra idrografica;
- Fase 2.2: chiusura dei due tubi inseriti nella tura e non utilizzati in Fase 2, aggotamento e messa in asciutta delle aree di lavoro;
- Fase 2.3: realizzazione della protezione spondale in sinistra idrografica, per il tratto di roggia a valle dell'autostrada.



5.5 INTERVENTI SULLA ROGGIA BARBAVARA

Per la Roggia Barbavara in accordo con il Consorzio Muzza – Bassa Lodigiana è stato progettato un rivestimento in massi sciolti. Si è reso necessario rivestire anche la zona al di sotto dell'impalcato per evitare l'erosione dell'alveo e lo scalzamento delle fondazioni del viadotto che sono collocate a una quota superiore rispetto al fondo dell'alveo. A monte la sezione esistente è in cls e viene mantenuta tale nel progetto.

Il diametro medio dei massi è stato stimato pari a 0.2 m tramite il metodo delle tensioni di trascinamento e considerando un tirante pari a 1.50 m e la pendenza dello 0.04% indicata dal consorzio. I risultati ottenuti e il coefficiente di sicurezza associato sono illustrati nella seguente tabella.

Tabella 5.7 - Verifica protezioni in massi per la Roggia Barbavara

SFORZO TANGENZIALE EFFETTIVO			SFORZO TANGENZIALE MASSIMO			
γ_w	10	kN/m ³	C*	0.047		coefficiente di Shields
i fiume	0.0004	m/m	γ_s	26	kN/m ³	peso specifico rocce riempimento
k1	1.8		γ_w	10	kN/m ³	peso specifico h ₂ O
k2	1		dm	0.2	m	diámetro medio rocce riempimento
y1	1.5		q sponde	0.59	rad	angolo pendenza sponde
τ_b	0.011		φ	0.87	rad	angolo attrito rocce
τ_c/τ_b	9.604		Ks	0.689685		
			τ_c	0.10		

Il rivestimento è stato sviluppato sia per il fondo che per le sponde, oltre alla protezione in massi è previsto un filtro in geotessile di peso 200g/mq e resistenza a trazione pari a 10kN/m in modo tale da proteggere la sponda ed evitare l'asportazione di materiale fine.

La Roggia Barbavara è una canale irriguo, non sono state quindi previste fasi realizzative in quanto si prescrive di realizzare le lavorazioni durante la stagione non irrigua. Si raccomanda comunque l'installazione di un idrometro sulla strada di servizio FS al fine di monitorare i livelli della roggia.

Di seguito si riportano la planimetria di progetto e la sezione di valle.

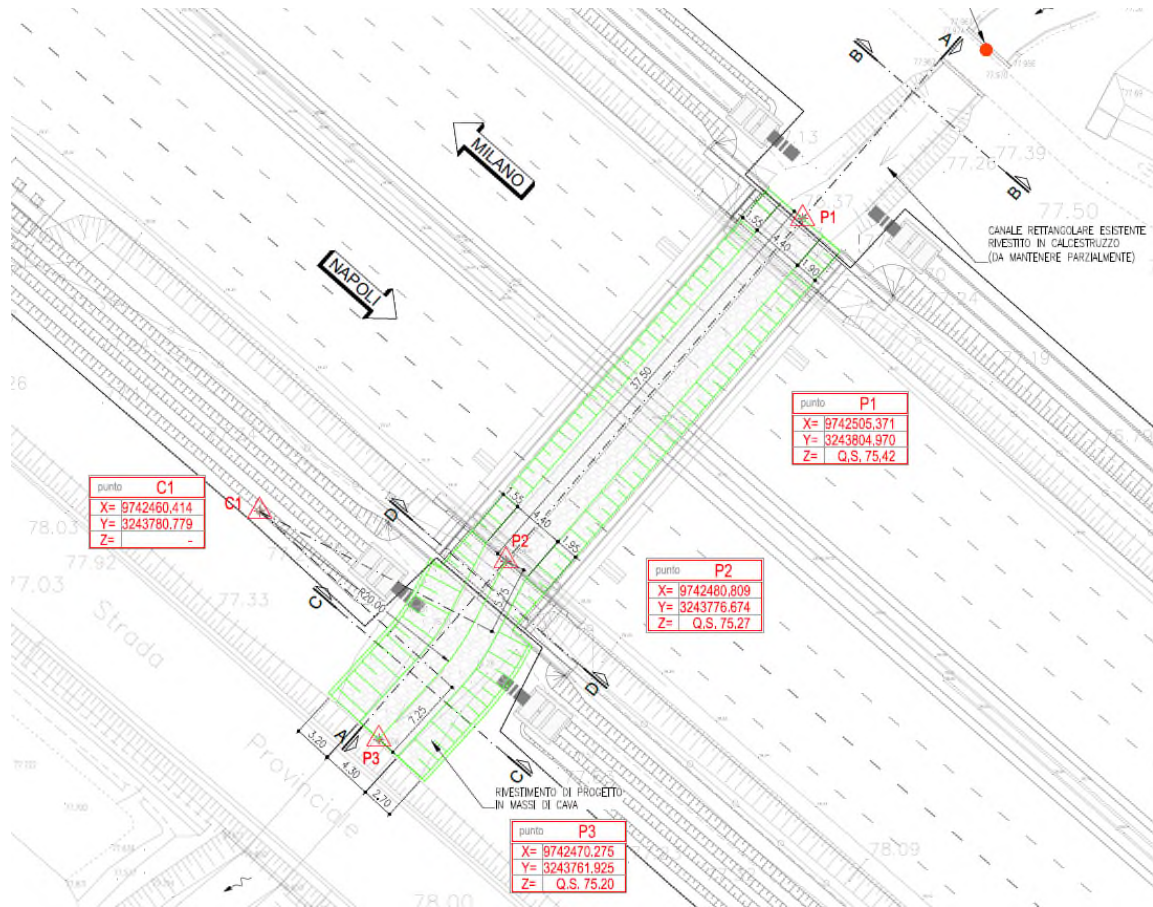


Figura 72 – Planimetria della sistemazione spondale della Roggia Barbavara

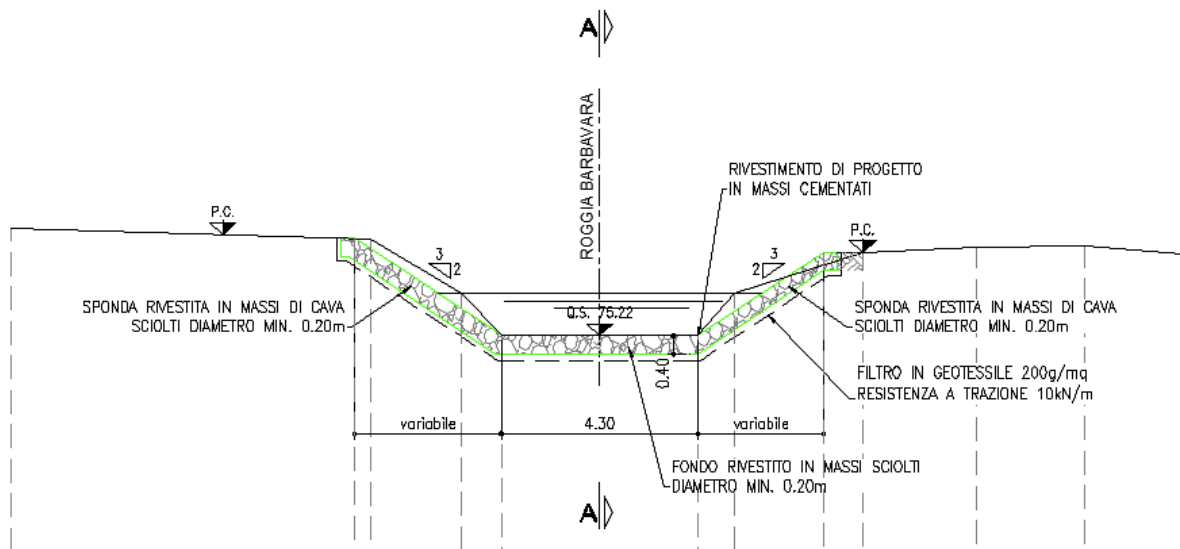


Figura 73 – Sezione trasversale della sistemazione di valle della Roggia Barbavara

5.6 INTERVENTI SUGLI ALVEI DELLE OPERE D'ARTE SECONDARIE E MINORI

L'ampliamento delle opere d'arte minori, ovvero dei tombini circolari e scatoari, nella maggior parte dei casi non richiederà particolari modifiche degli alvei originari a monte e a valle. Tuttavia, nei casi in cui l'allargamento autostradale presenti entità tale da sovrapporsi ad alvei posti strettamente a ridosso del sedime, sarà necessario attuare lo spostamento degli stessi e/o la rettifica di alcune loro tratte.

In corrispondenza dei fossi di competenza del Consorzio Muzza – Bassa Lodigiana, ed in accordo con esso, i fossi sono stati rivestiti per 5 m a monte a valle delle opere in massi sciolti, mentre per i fossi privati il rivestimento è stato previsto in cls.

Inoltre per consentire l'accesso per operazioni di manutenzione la recinzione autostradale è stata studiata in modo tale da lasciare 5 m di accesso da un lato del tombino così come illustrato nella seguente immagine.

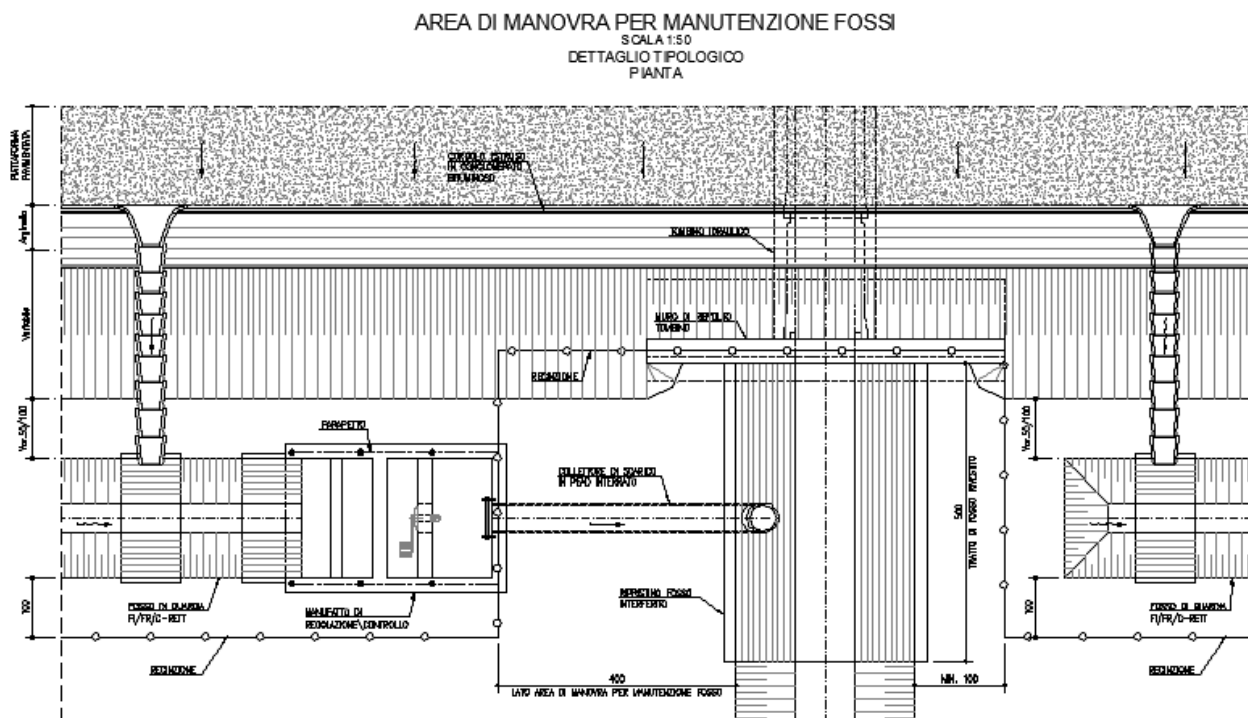


Figura 74 – Area di manovra per operazioni di manutenzione sugli imbocchi dei tombini.

I fossi trapezi sono stati ripristinati in modo tale da rispettarne l'area di deflusso e le quote di scorrimento con sponde inclinate del 3/2, a meno di alcuni casi specifici per i quali si sono adottate misure differenti. In particolare per la Roggia Badia e la Roggia Astesana il rivestimento è stato previsto in cls in modo tale da rispettare l'inclinazione delle sponde esistente che non consentiva la realizzazione di una protezione in massi sciolti.

Per i fossi che mettono unicamente in comunicazione fossi di guardia posti dai lati opposti dell'autostrada, Tabella 5.8, si prevedono delle panconature per evitare il sovraccarico del fosso collocato da lato di valle del tombino. La sezione tipo della panconatura è illustrata in

Tabella 5.8 – Tombini con panconature

	Panconatura lato MI	Dimensioni pancone lato MI	Panconatura lato NA	Dimensioni pancone lato NA
		LxH [m]		LxH [m]
TC001	X	1.05x0.80		
TC002	X	1.05x0.80		
TC004	X	0.85x0.80	X	0.85x0.80
TC011	X	1.05x0.80		
TS012	X	1.05x0.60	X	1.05x0.80
TS013	X	1.65x0.60	X	1.65x0.80
TC023	X	1.05x0.95	X	1.05x0.95
TC034	X	0.85x0.60	X	0.85x0.60

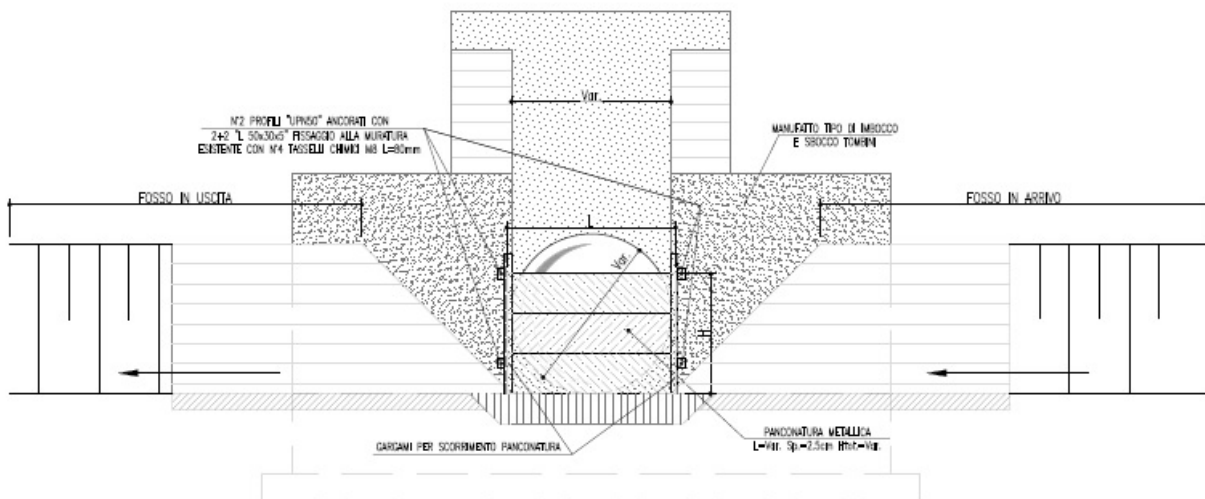


Figura 75 – Sezione tipo panconatura

APPENDICE A: SOFTWARE HEC-RAS

Il software Hec-Ras è un sistema integrato di software, progettato per uso iterativo in un ambiente multi utente; esso risulta costituito dai seguenti moduli:

- interfaccia grafica;
- routines per l'analisi idraulica;
- routines di memorizzazione e gestione dati;
- routines di graficizzazione e presentazione dei risultati.

Il programma può gestire un'intera rete di canali, un sistema ad albero o un singolo ramo; esso è in grado di modellare il moto permanente in regime di corrente lenta, rapida o mista.

La procedura utilizzata nei calcoli si basa sulla soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia, le perdite di carico valutate sono quelle distribuite (equazione di Manning) e quelle localizzate, causate dalla contrazione o espansione della vena liquida.

L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni.

Utilizzando un procedimento iterativo, il software determina il profilo di moto permanente risolvendo la seguente equazione:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

Y_1, Y_2 altezze d'acqua nella sezione trasversale (m);

Z_1, Z_2 quota del fondo nella sezione trasversale (m);

V_1, V_2 velocità media nella sezione trasversale (m/s);

α_1, α_2 coefficienti di Coriolis;

g accelerazione di gravità (m/s²);

h_e perdita di carico totale tra sezioni successive.

Le perdite di carico tra due sezioni comprendono sia la dissipazione localizzata che quella distribuita; l'equazione è la seguente:

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

con:

L distanza tra le due sezioni contigue 1 e 2 (m);

S_f pendenza della linea dell'energia;

C coefficiente per le perdite di carico localizzate.

Per la determinazione del valore pendenza motrice S_f il programma calcola la conduttanza totale della sezione trasversale sommando la conduttanza di tutte le parti della sezione trasversale comprese tra due punti contigui. La conduttanza può essere così definita:

$$Q = K \sqrt{S_f}$$

dove:

$$K = \frac{1.486}{n} A R_h^{2/3}$$

conduttanza della porzione di golena considerata;

n coefficiente di Manning;

A Area della sezione idrica (m²);

R_h raggio idraulico (m).

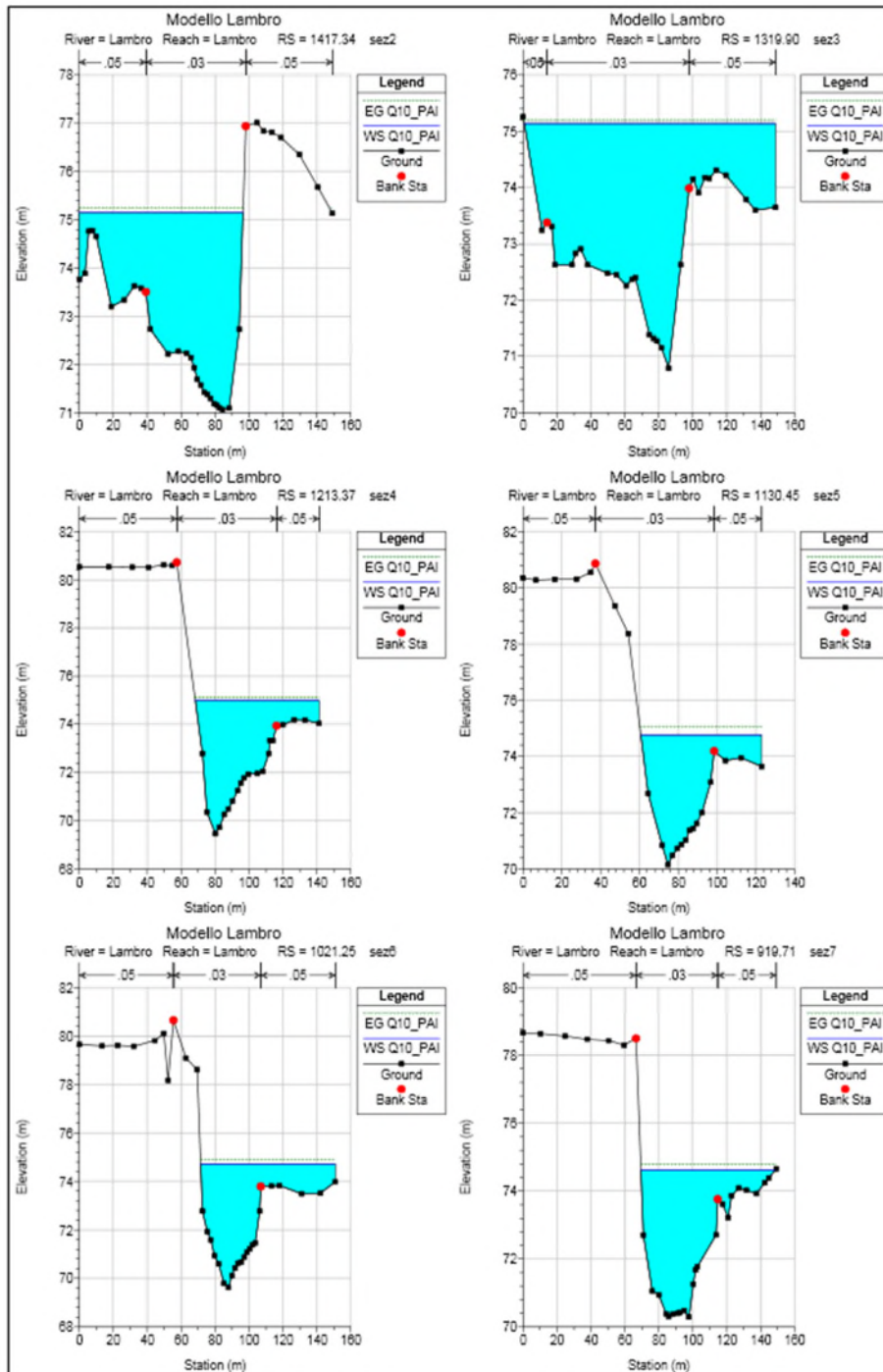
Per la determinazione delle perdite di carico localizzate, il programma valuta la variazione del termine cinetico tra due sezioni contigue e lo moltiplica per il coefficiente di contrazione/espansione della vena liquida.

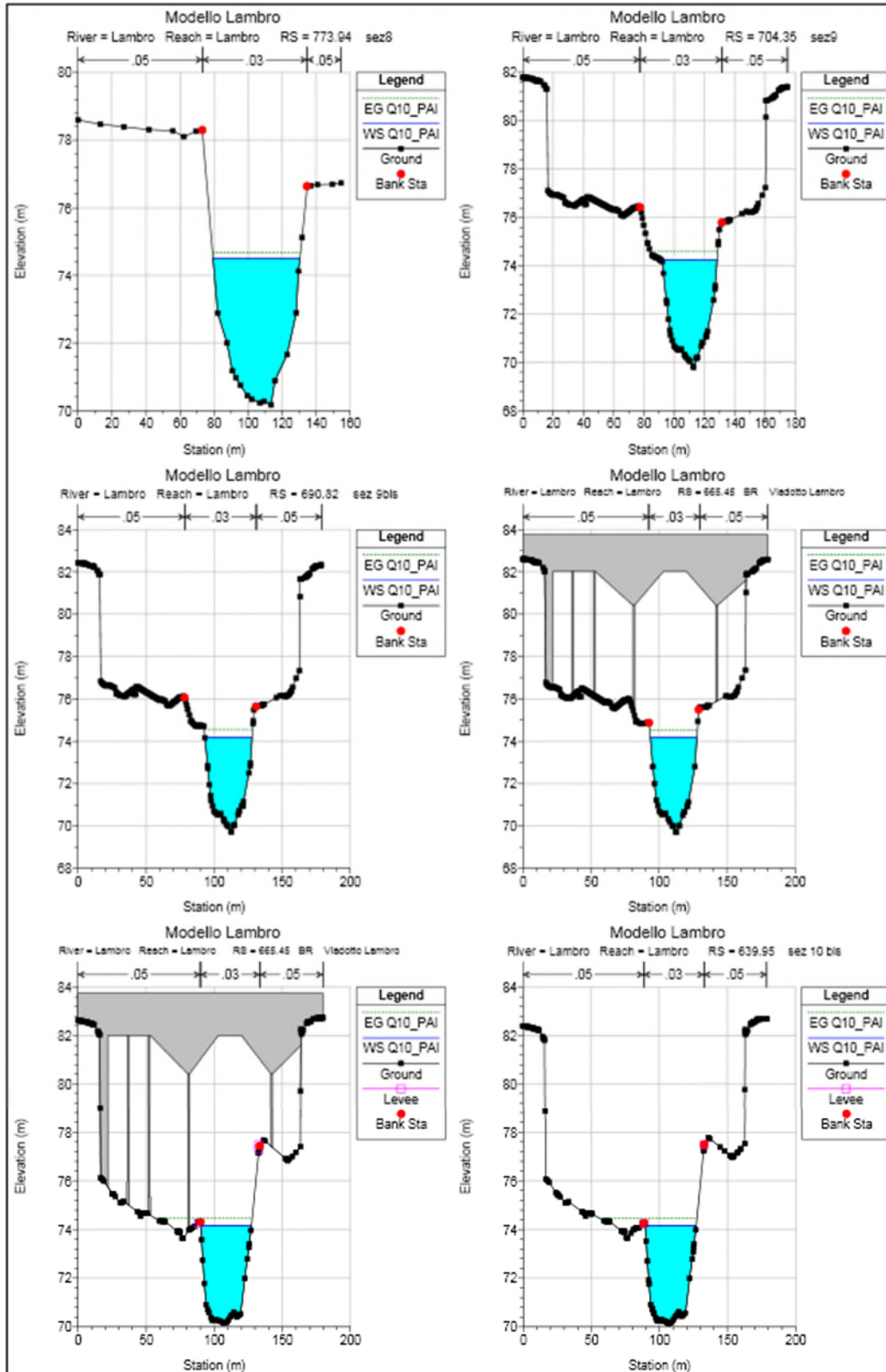
Dopo che il programma ha effettuato i calcoli dei profili di moto permanente è possibile visualizzare i risultati in forma grafica o tabellare.

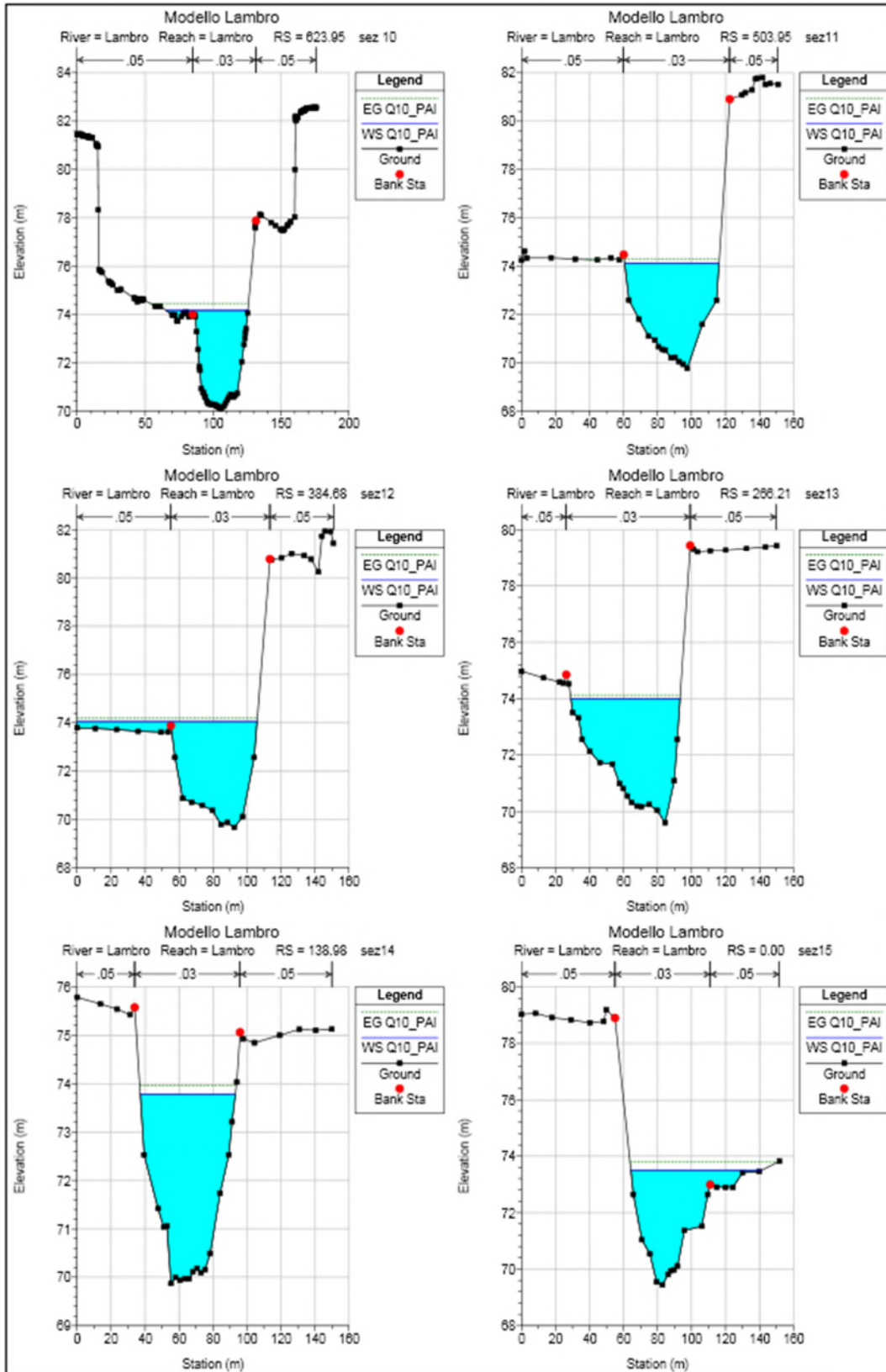
APPENDICE B: MODELLAZIONE FIUME LAMBRO

STATO ATTUALE

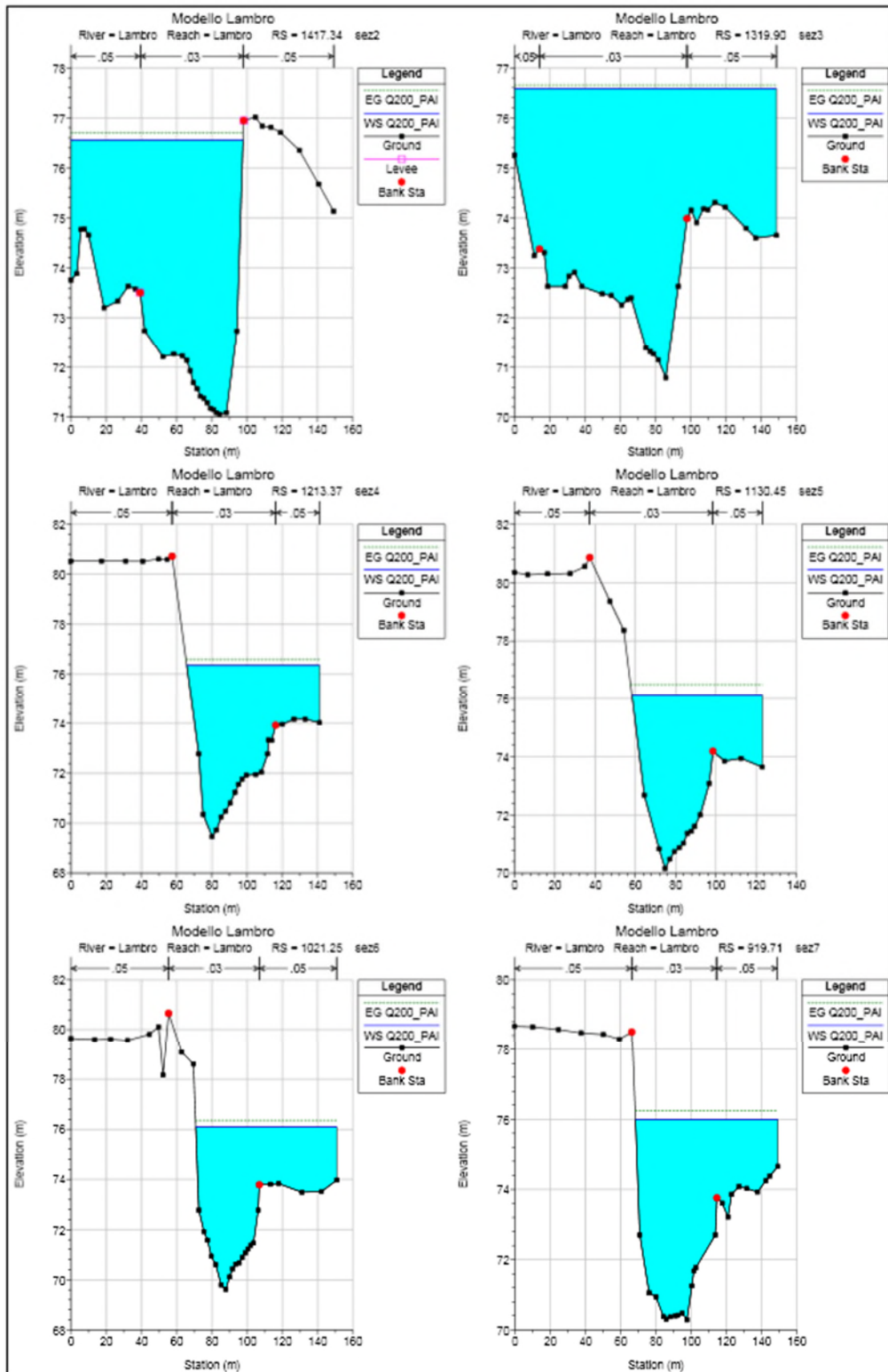
- Q_{10_PAI}-SEZIONI

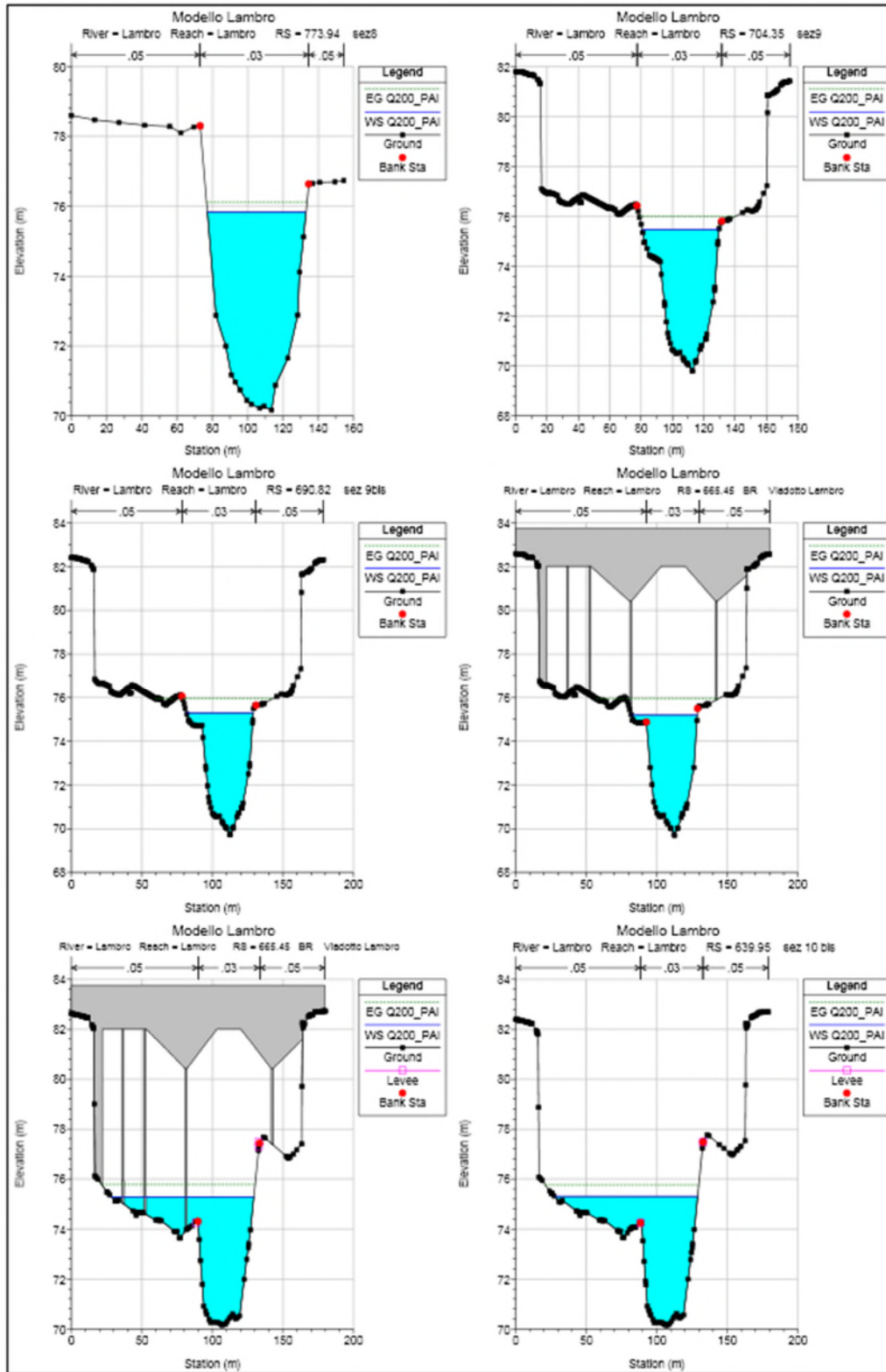


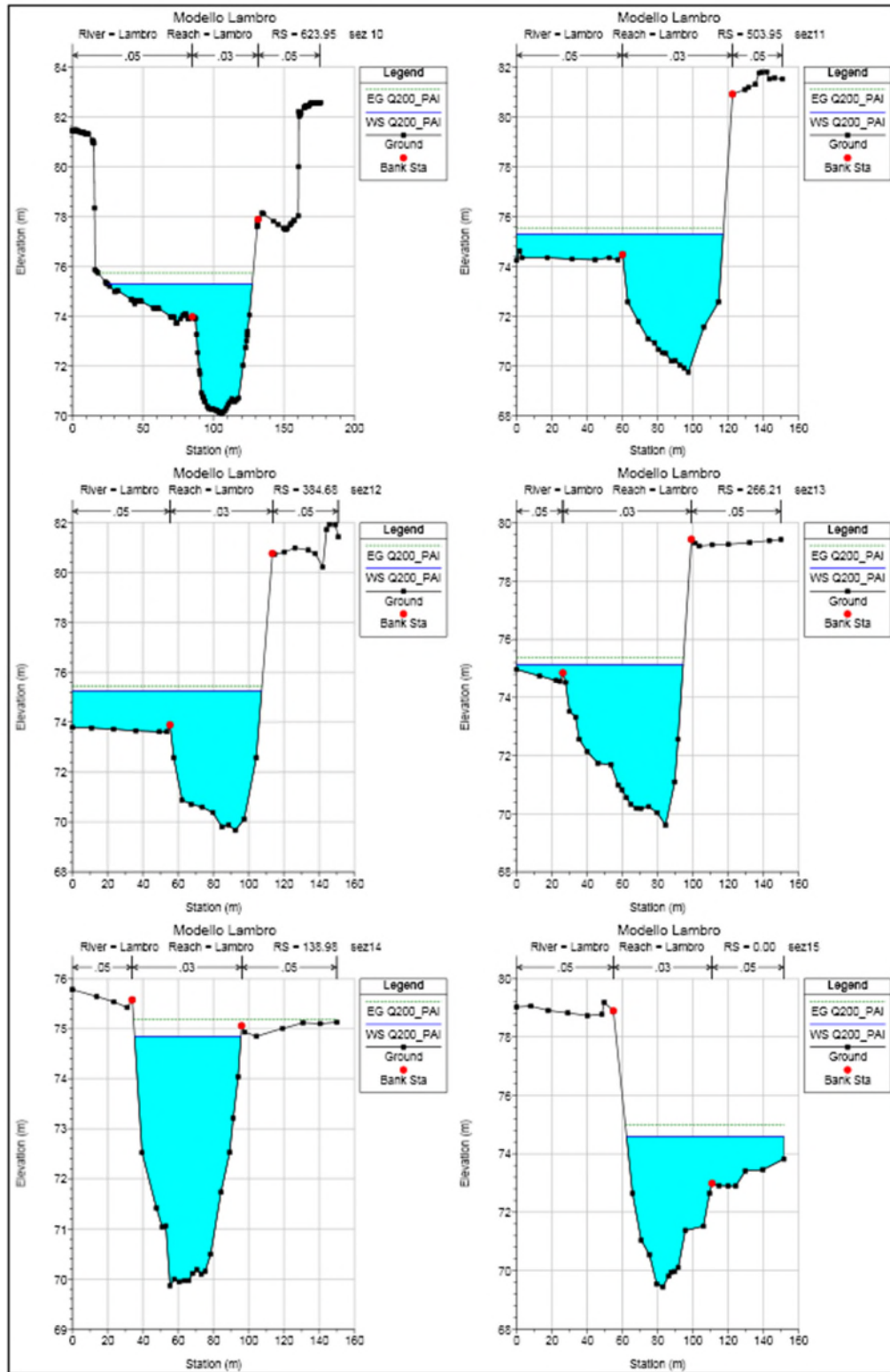




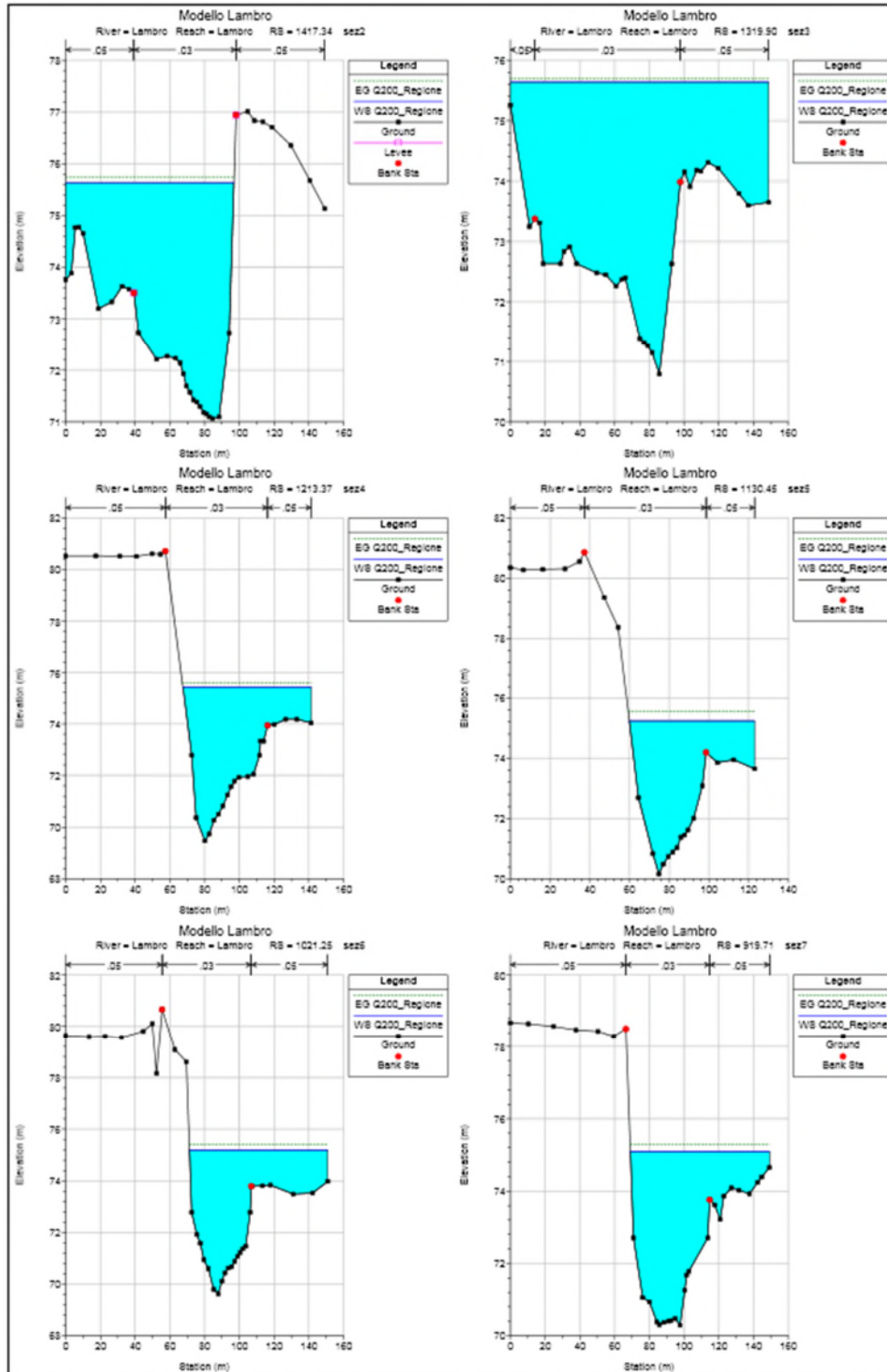
- Q₂₀₀_PAI - SEZIONI

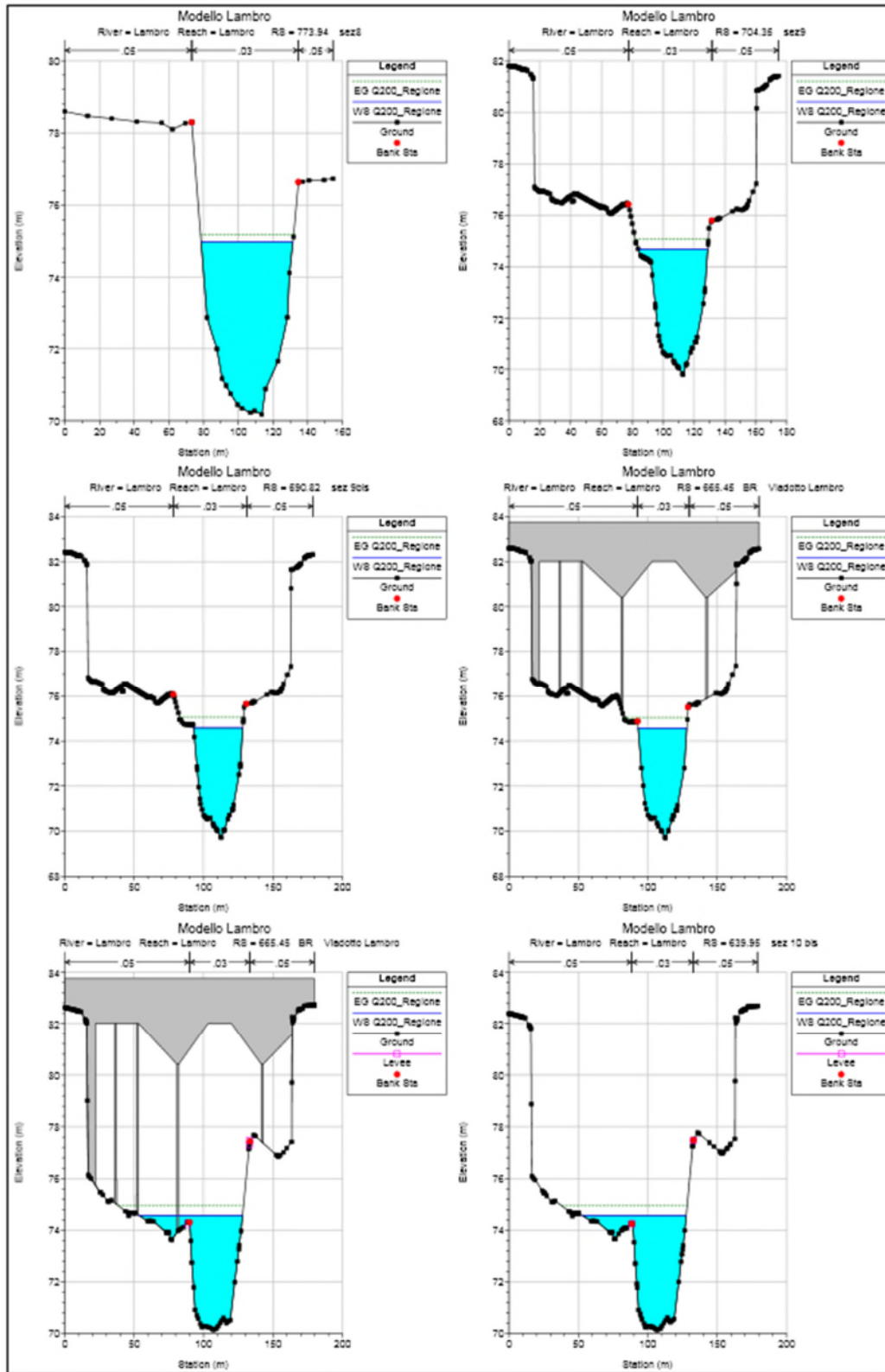


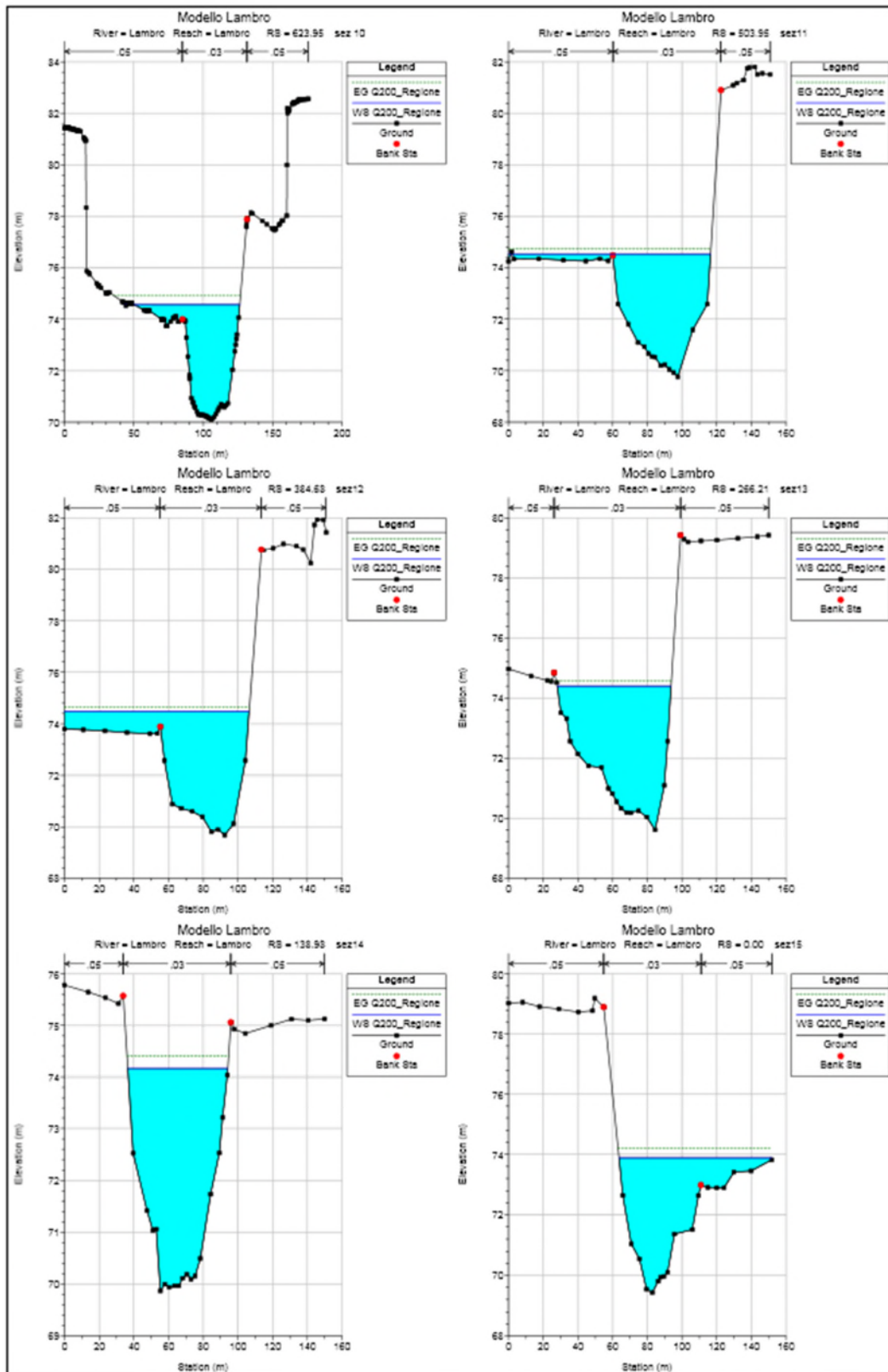




- Q200-Regione - SEZIONI

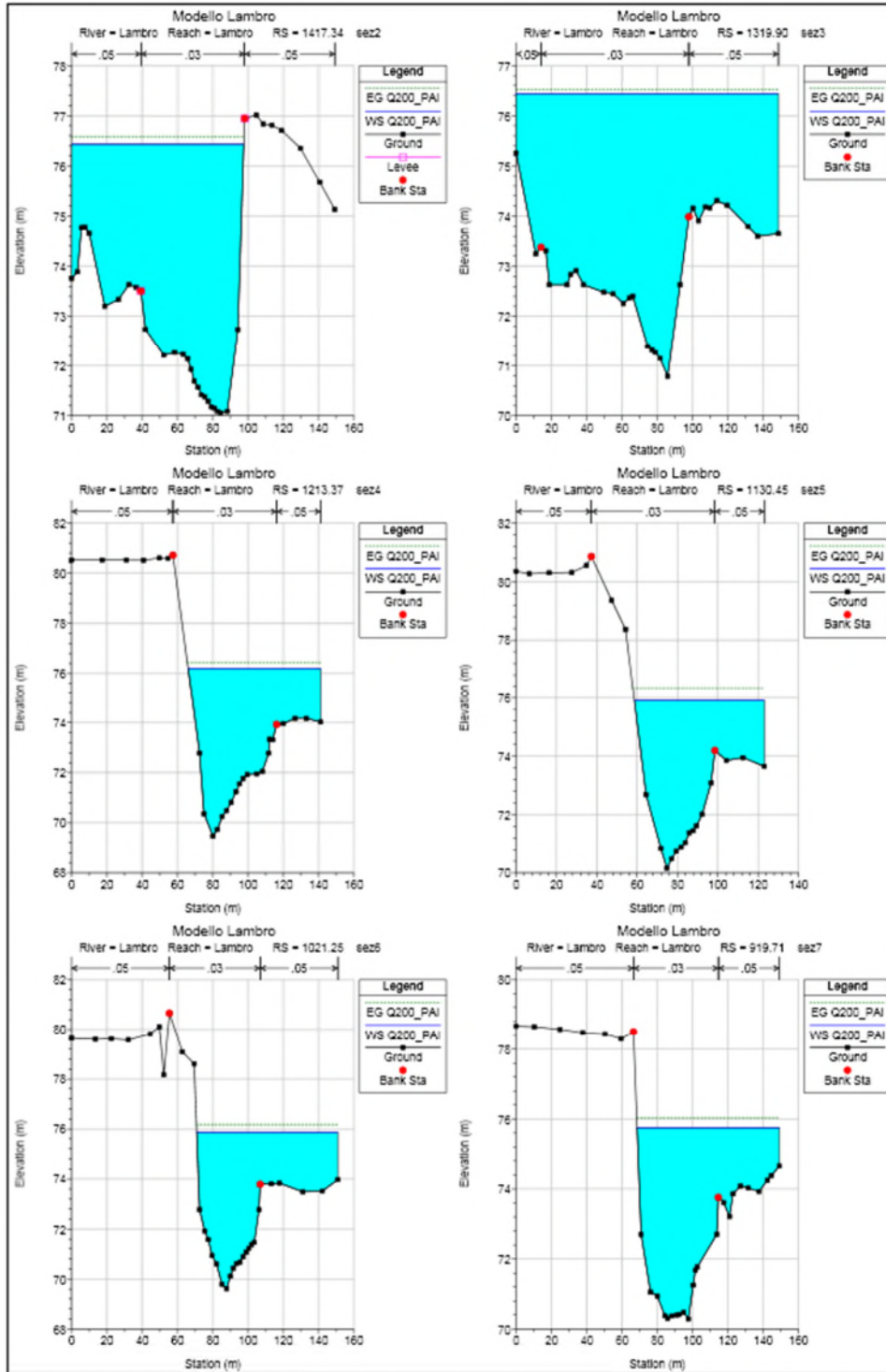


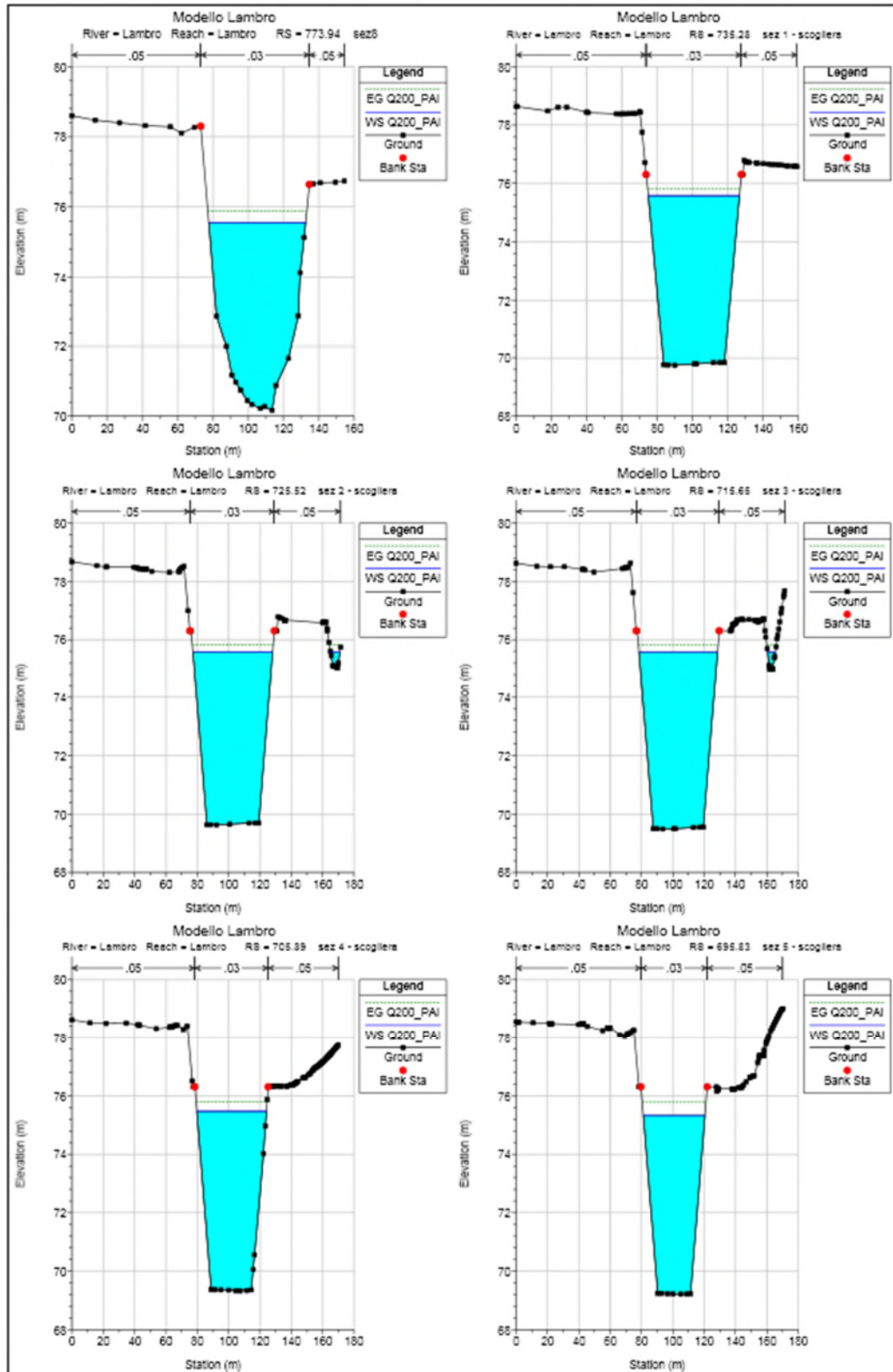


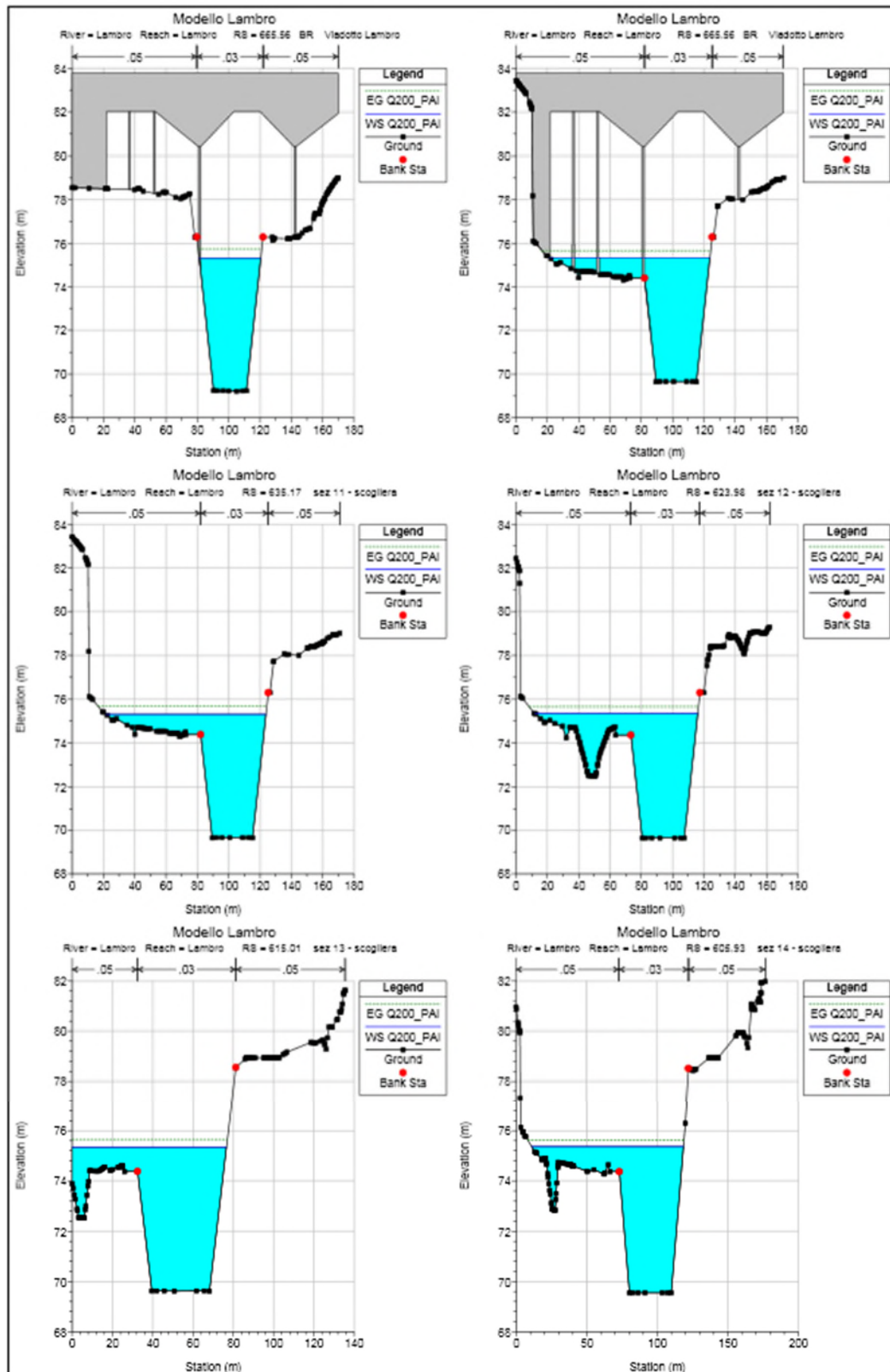


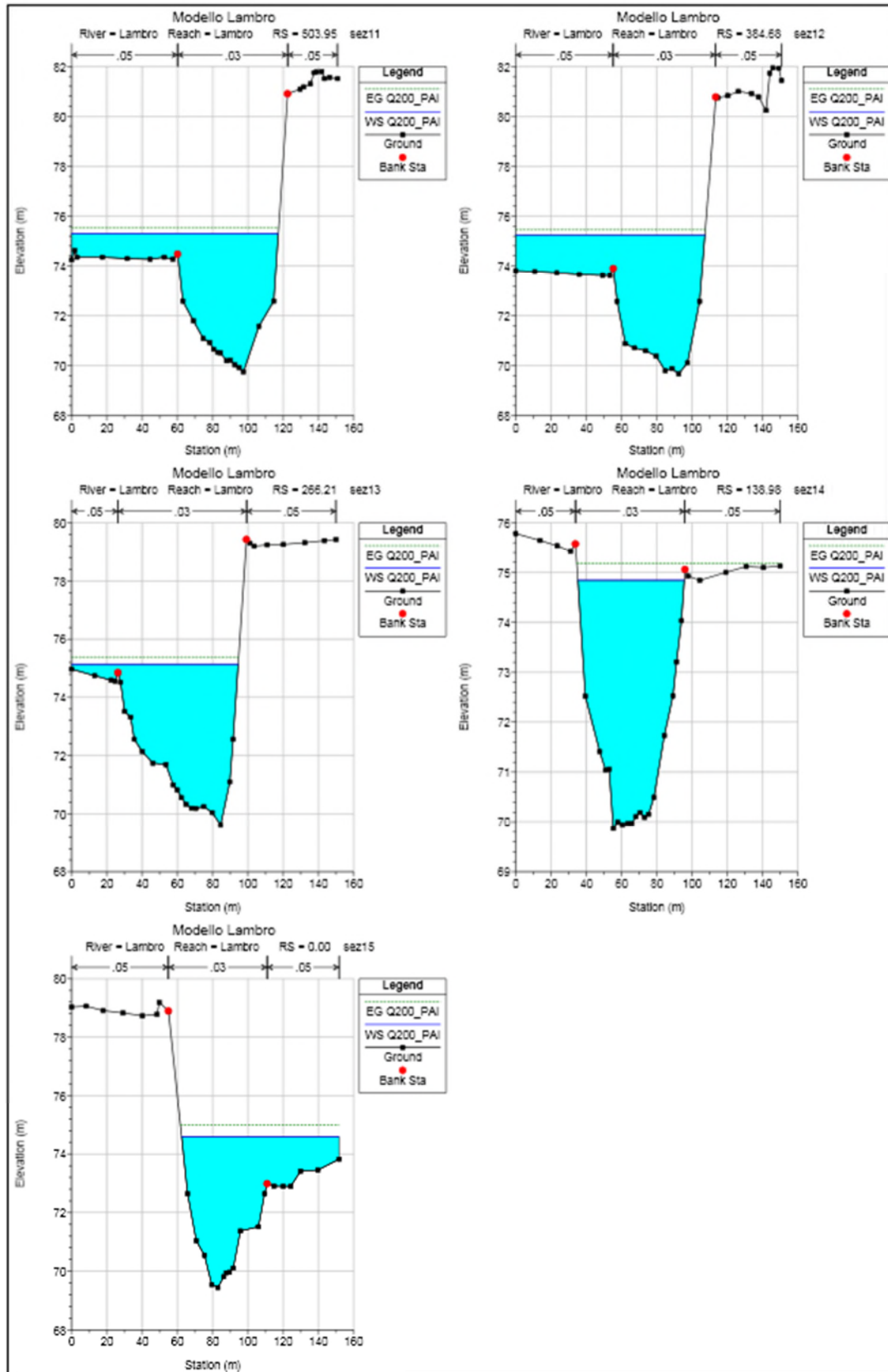
STATO DI PROGETTO

- Q₂₀₀-PAI - SEZIONI

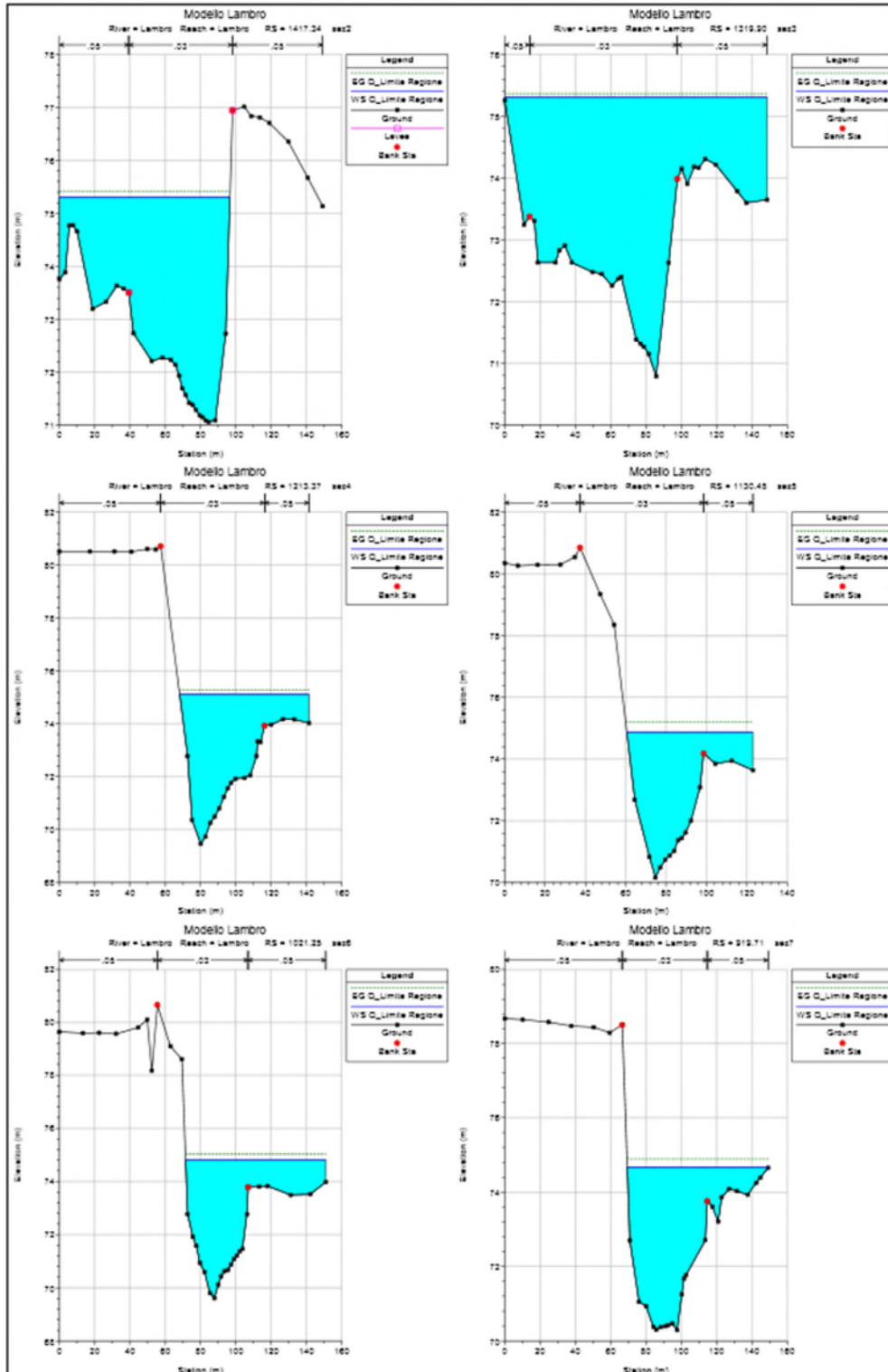


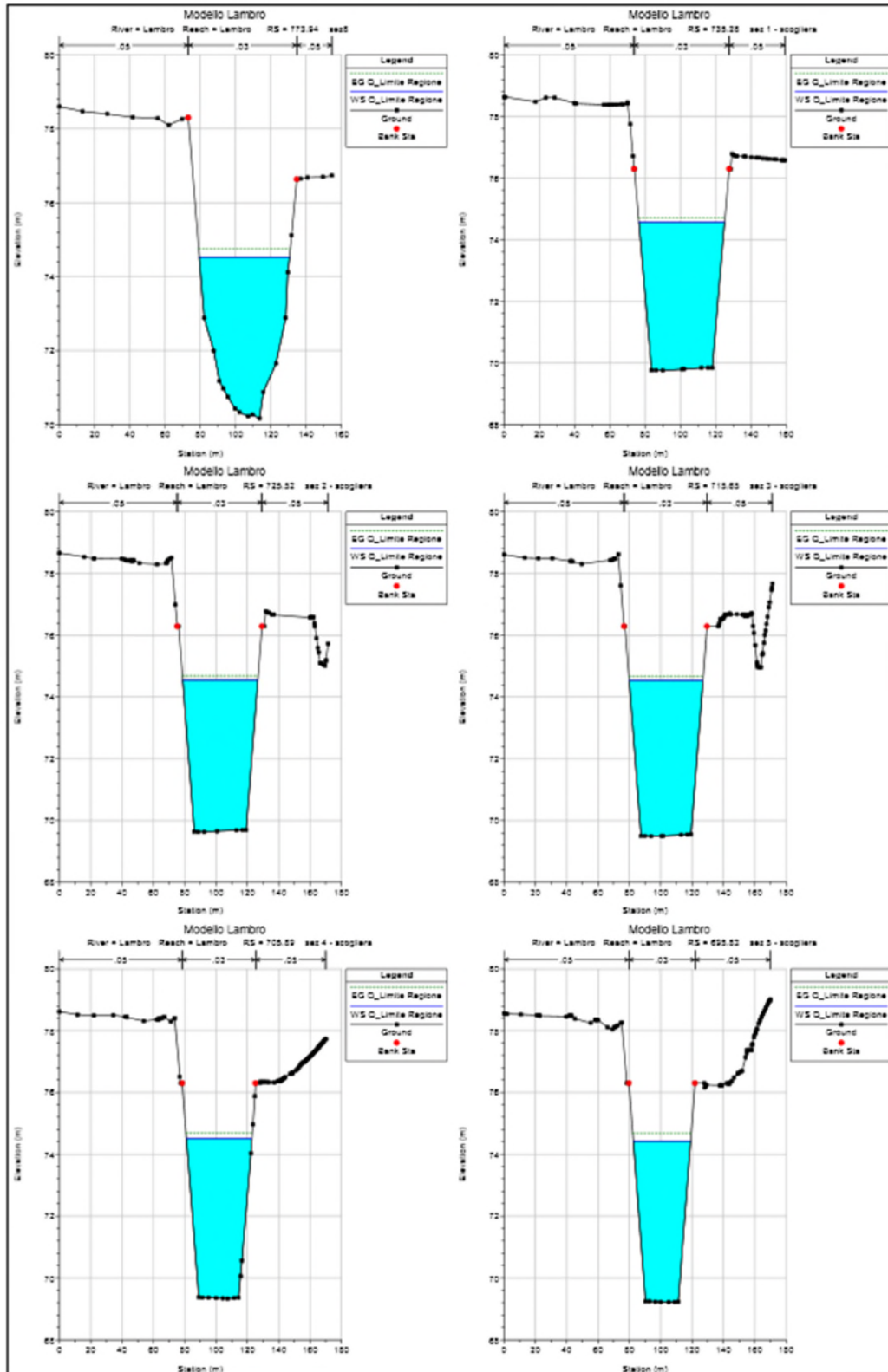


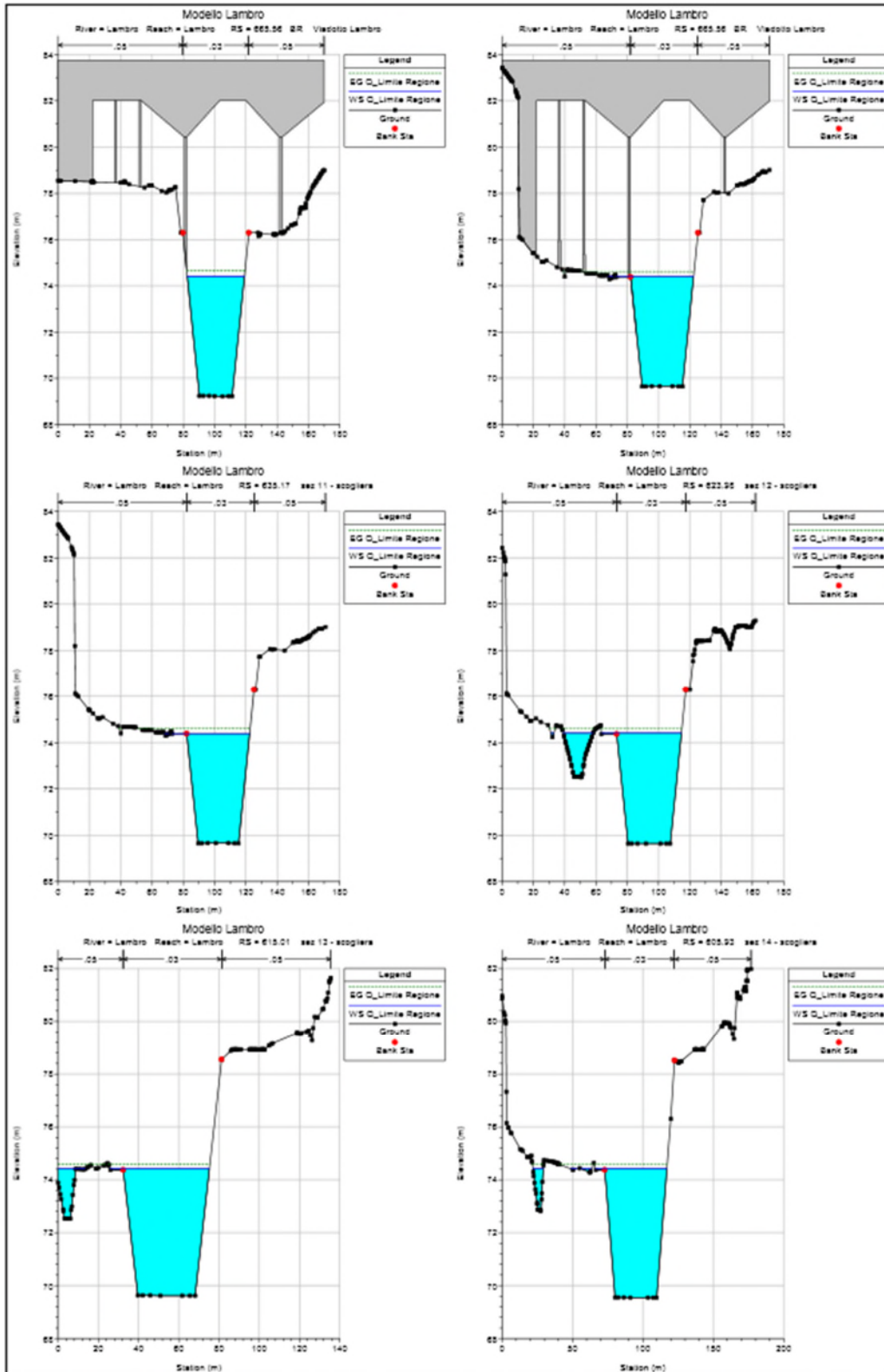


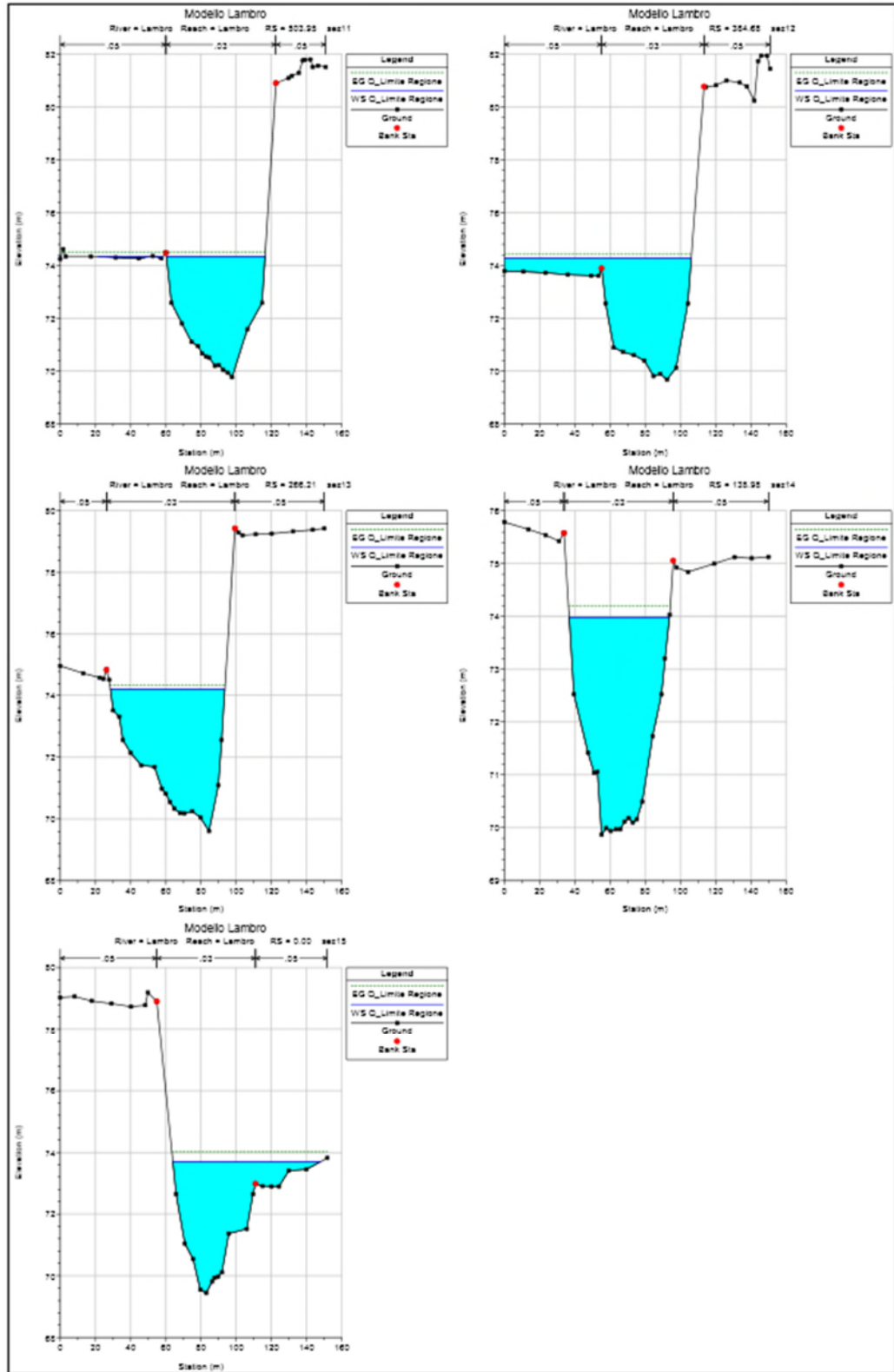


- Q_{Limite_Regione} - SEZIONI



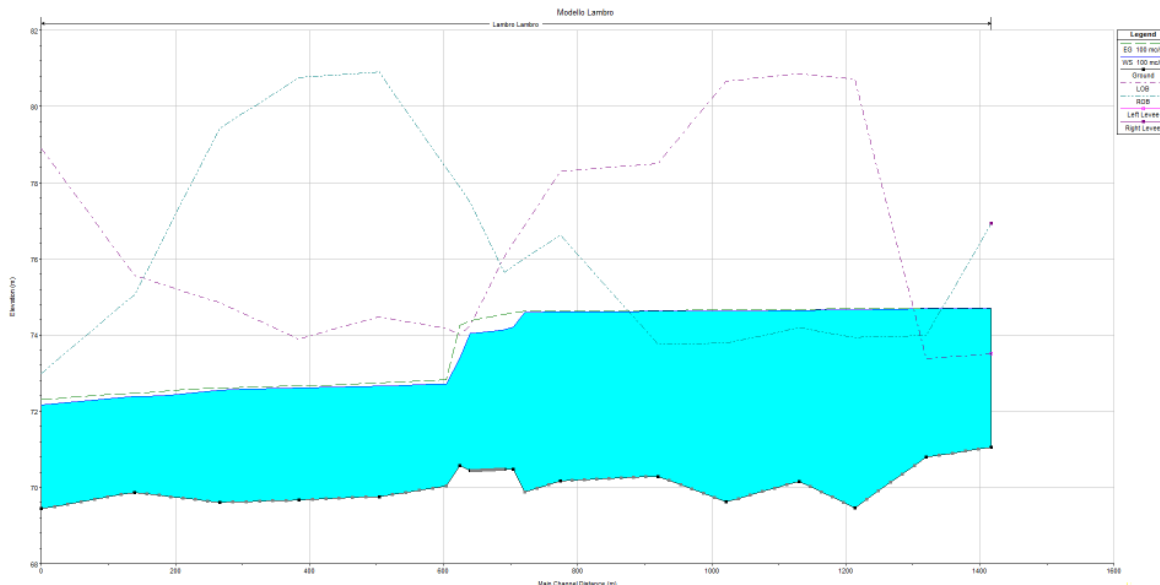




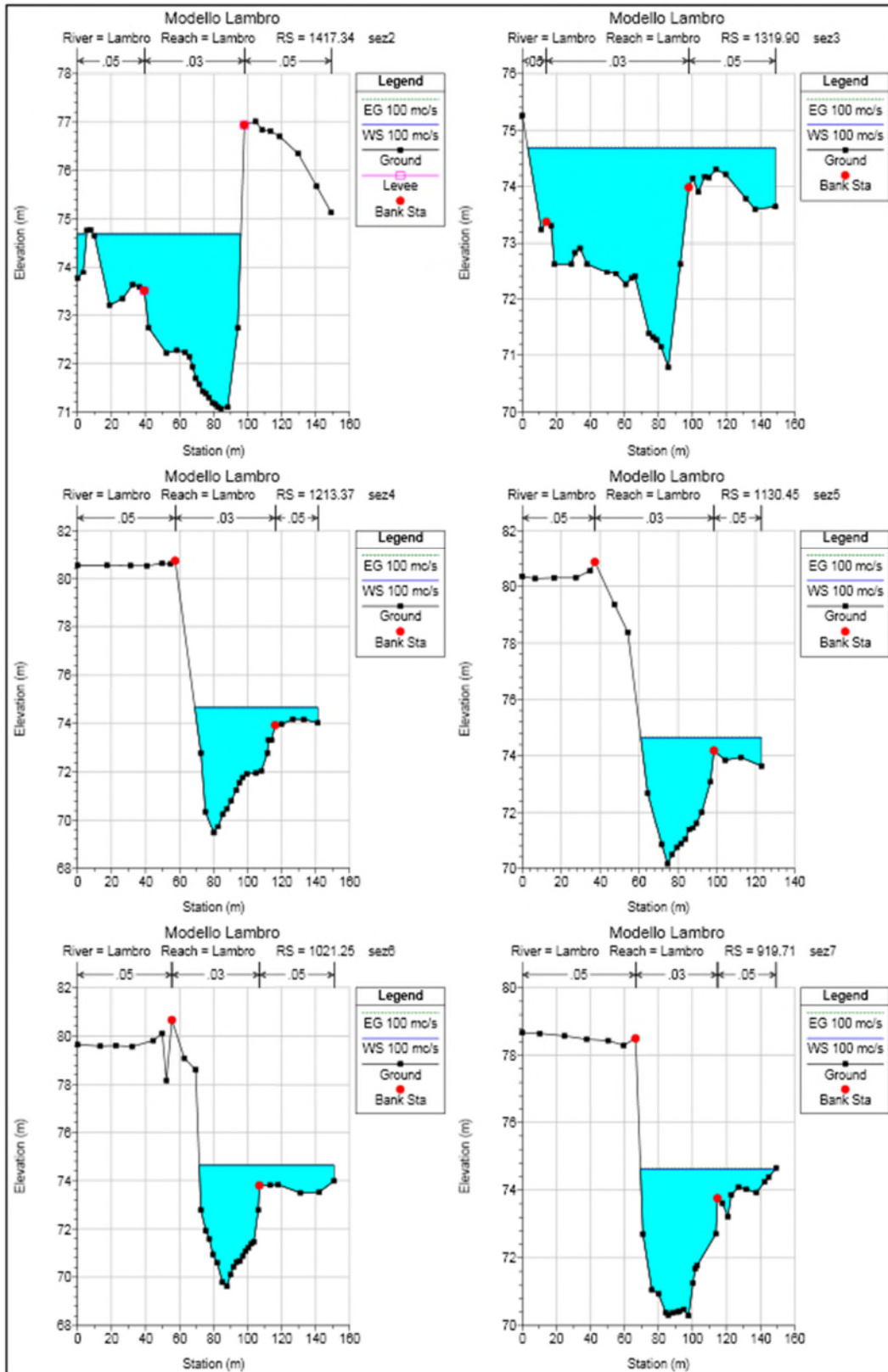


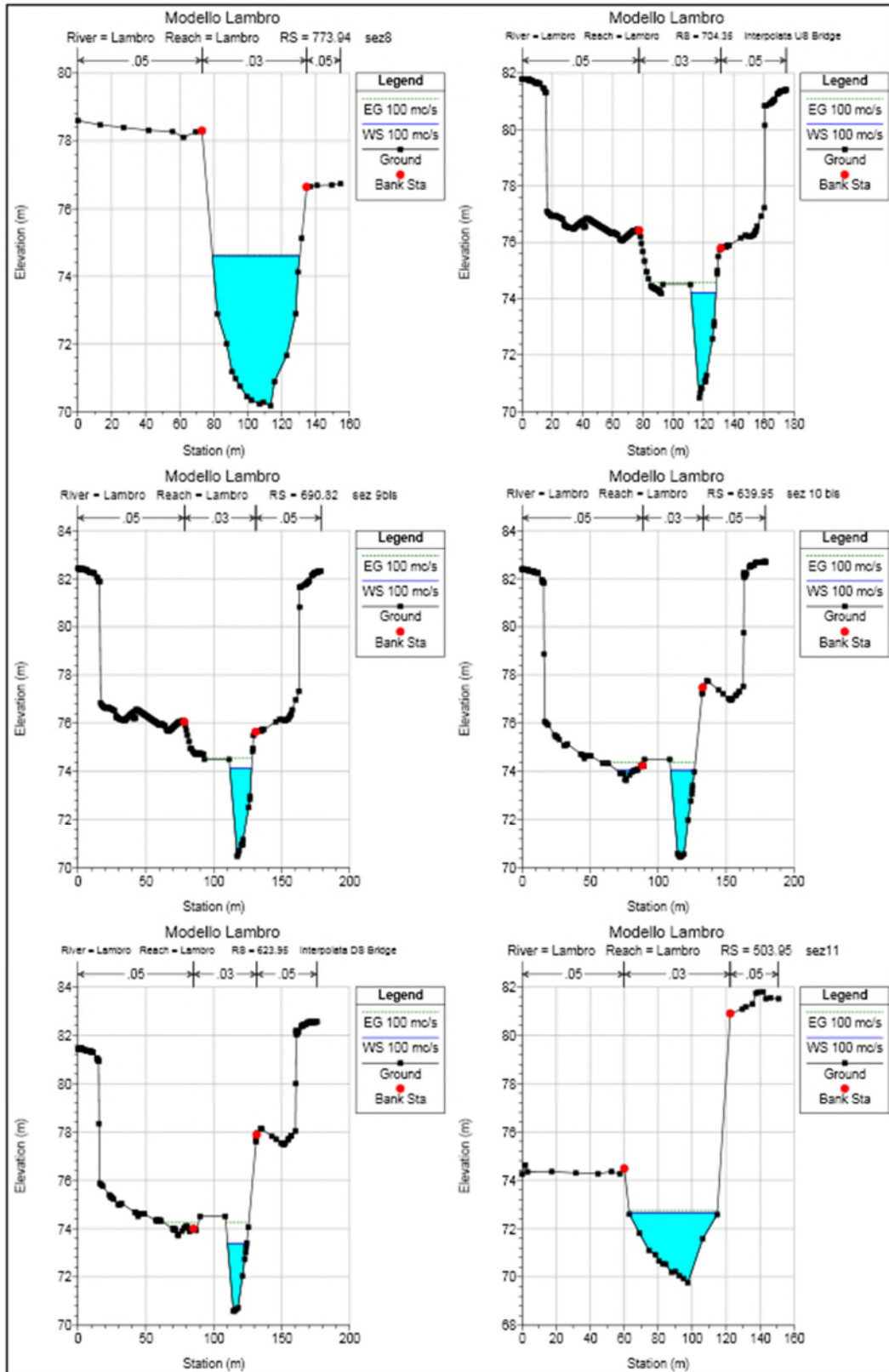
FASI DI CANTIERE

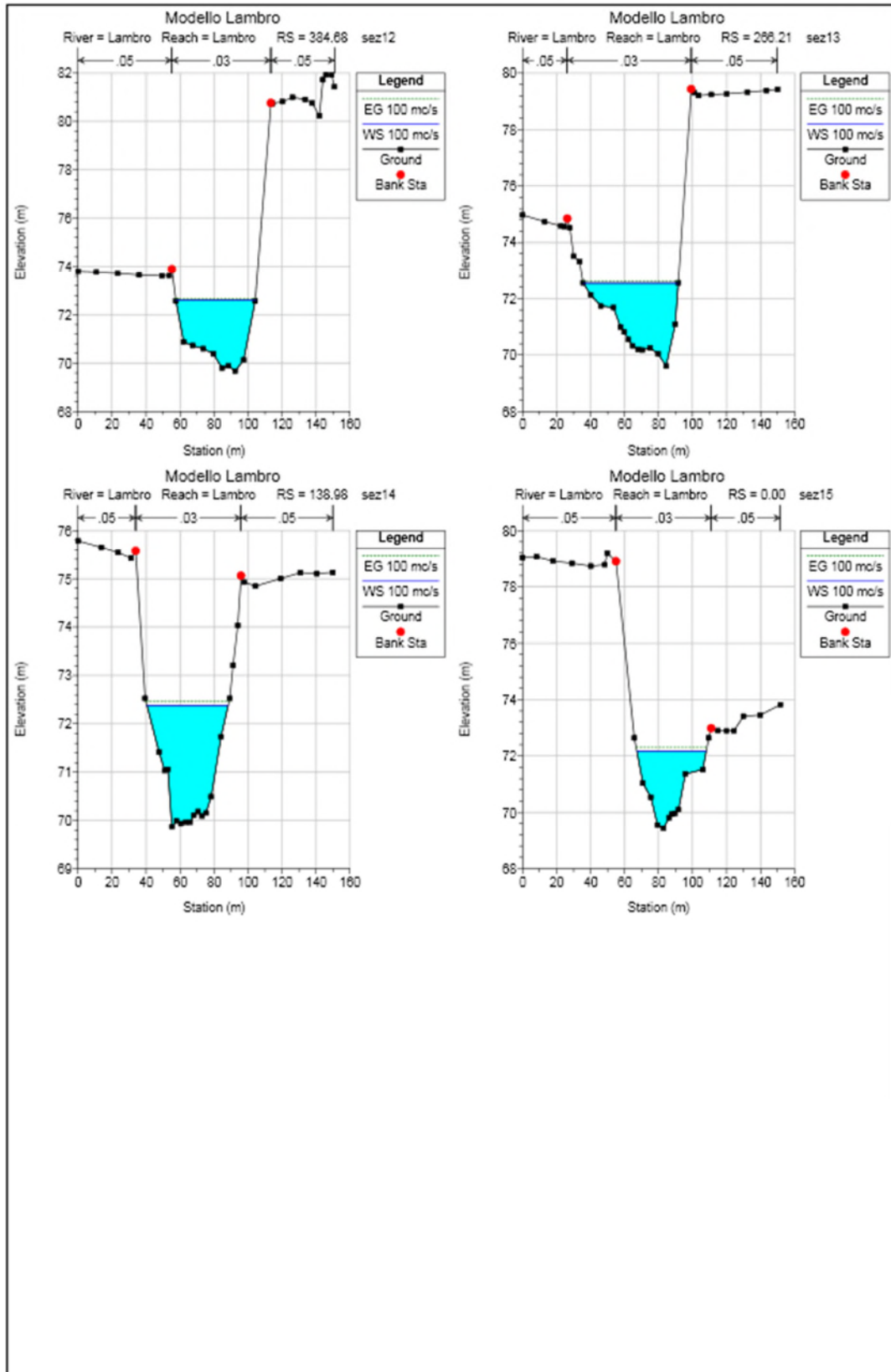
- Q=100 m³/s _ FASE 1



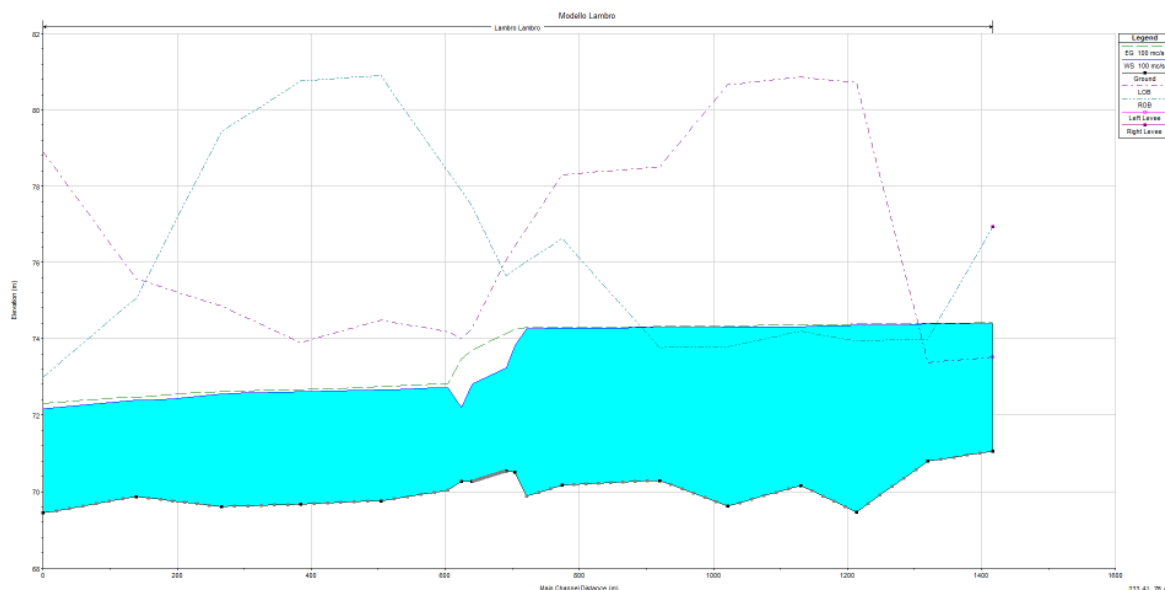
Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez 2	1417.34	100	71.06	74.69	72.57	74.71	0.000091	0.61	189.08	92.07	0.12
sez 3	1319.9	100	70.79	74.69		74.7	0.000064	0.47	246.33	145.6	0.1
sez 4	1213.37	100	69.47	74.66		74.68	0.000093	0.67	161.68	72.3	0.12
sez 5	1130.45	100	70.16	74.63		74.67	0.00017	0.87	128.86	62.14	0.16
sez 6	1021.25	100	69.62	74.63		74.65	0.000097	0.73	167.83	79.34	0.12
sez 7	919.71	100	70.29	74.62		74.64	0.000084	0.65	170.08	79.18	0.12
sez 8	773.94	100	70.17	74.61		74.63	0.000072	0.6	165.33	51.41	0.11
sez 9	704.35	100	70.48	74.21		74.58	0.002704	2.69	37.11	17.18	0.59
sez 9bis	690.82	100	70.48	74.13		74.54	0.002885	2.82	35.45	15.95	0.6
sez 10bis	639.95	100	70.44	74.04		74.37	0.002284	2.54	41.19	30.08	0.54
sez 10	623.95	100	70.58	73.39	73.39	74.25	0.008363	4.12	24.3	14.1	1
sez 11	503.95	100	69.76	72.66		72.73	0.000696	1.2	83.29	51.74	0.3
sez 12	384.68	100	69.67	72.61		72.67	0.000396	1.05	95.13	46.86	0.24
sez 13	266.21	100	69.61	72.55		72.61	0.000597	1.11	90.2	55.98	0.28
sez 14	138.98	100	69.87	72.38		72.47	0.000833	1.31	76.53	47.78	0.33
sez 15	0	100	69.44	72.16	71.32	72.3	0.0015	1.66	60.27	40.71	0.44



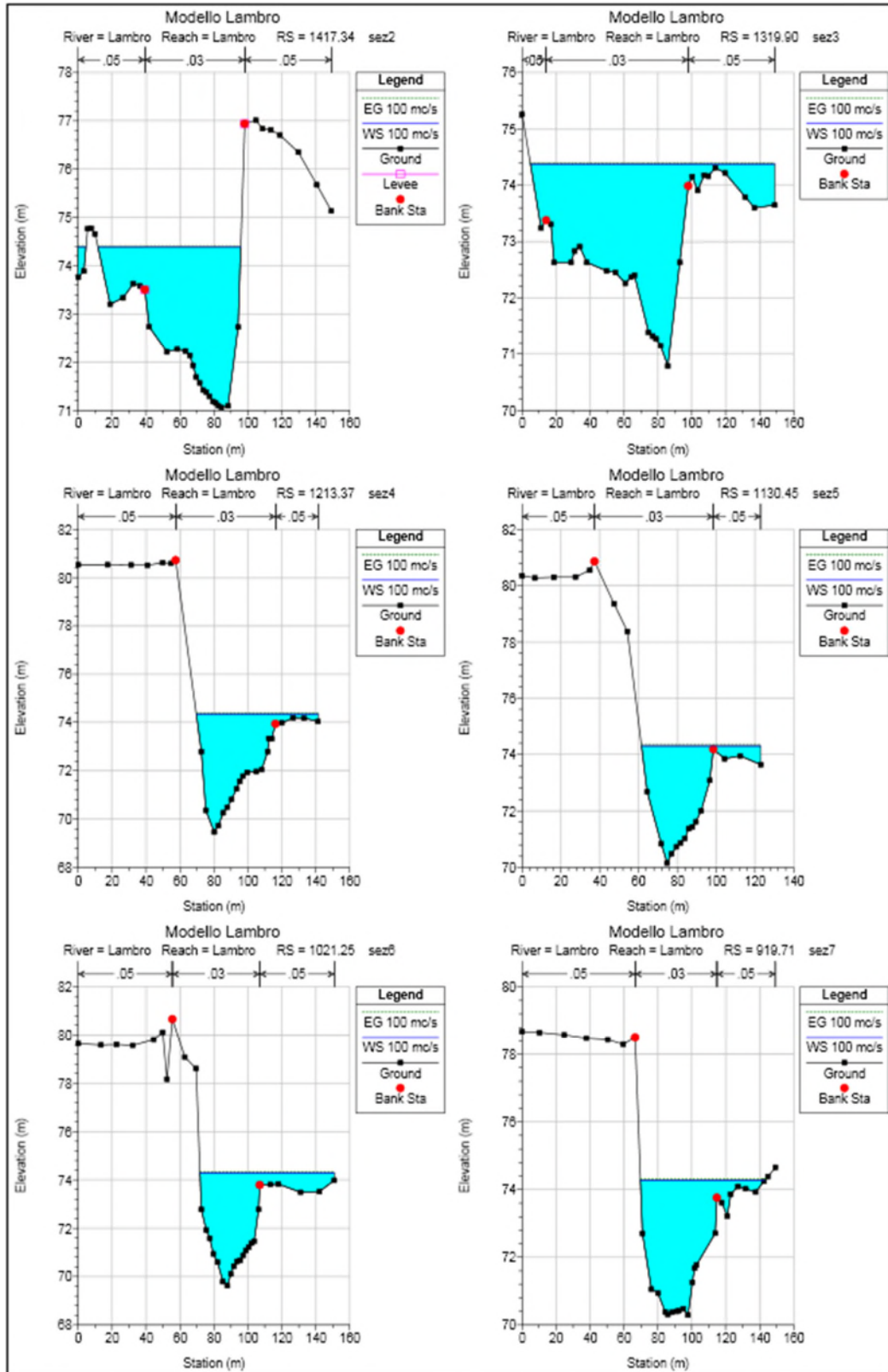


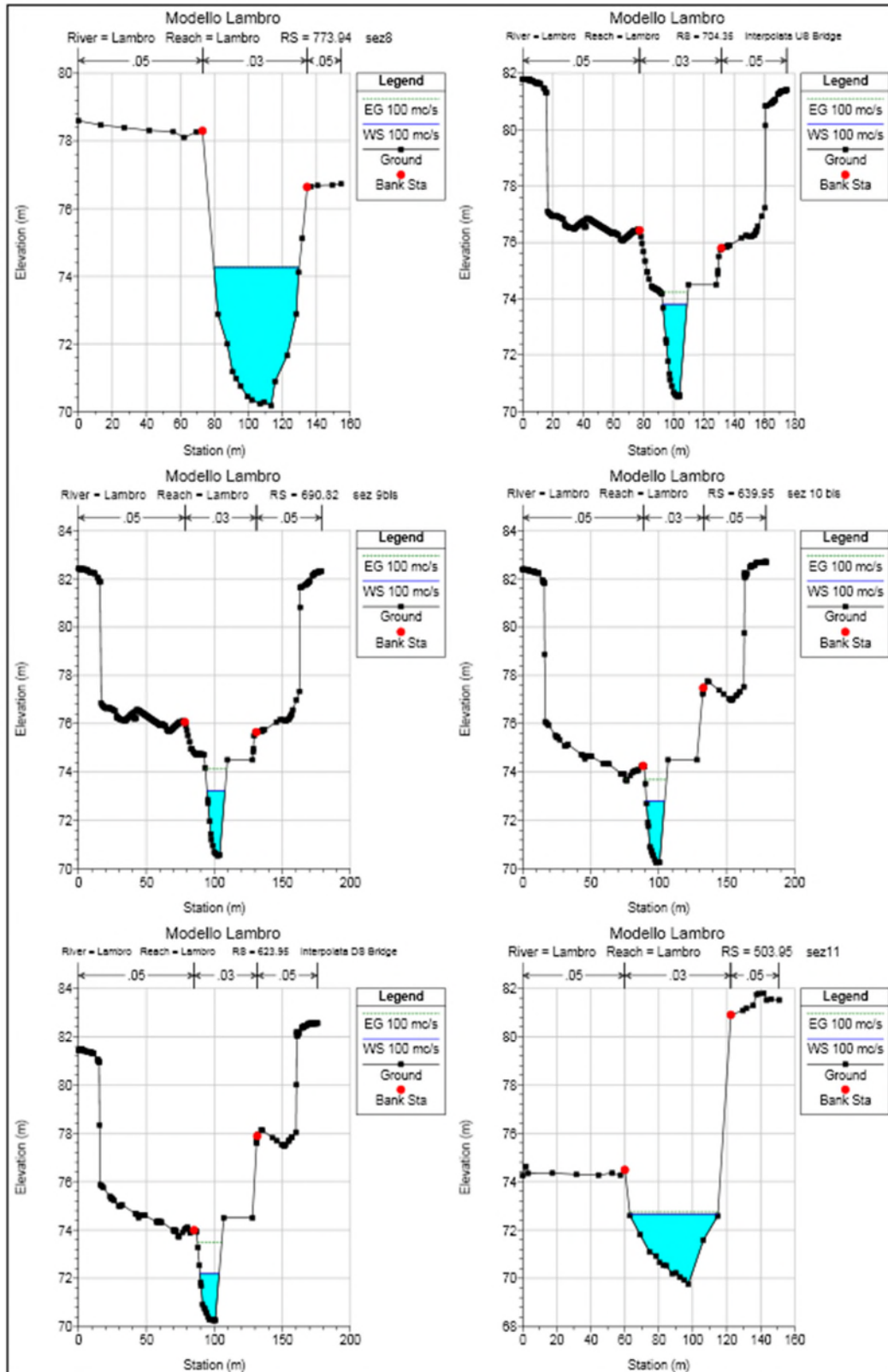


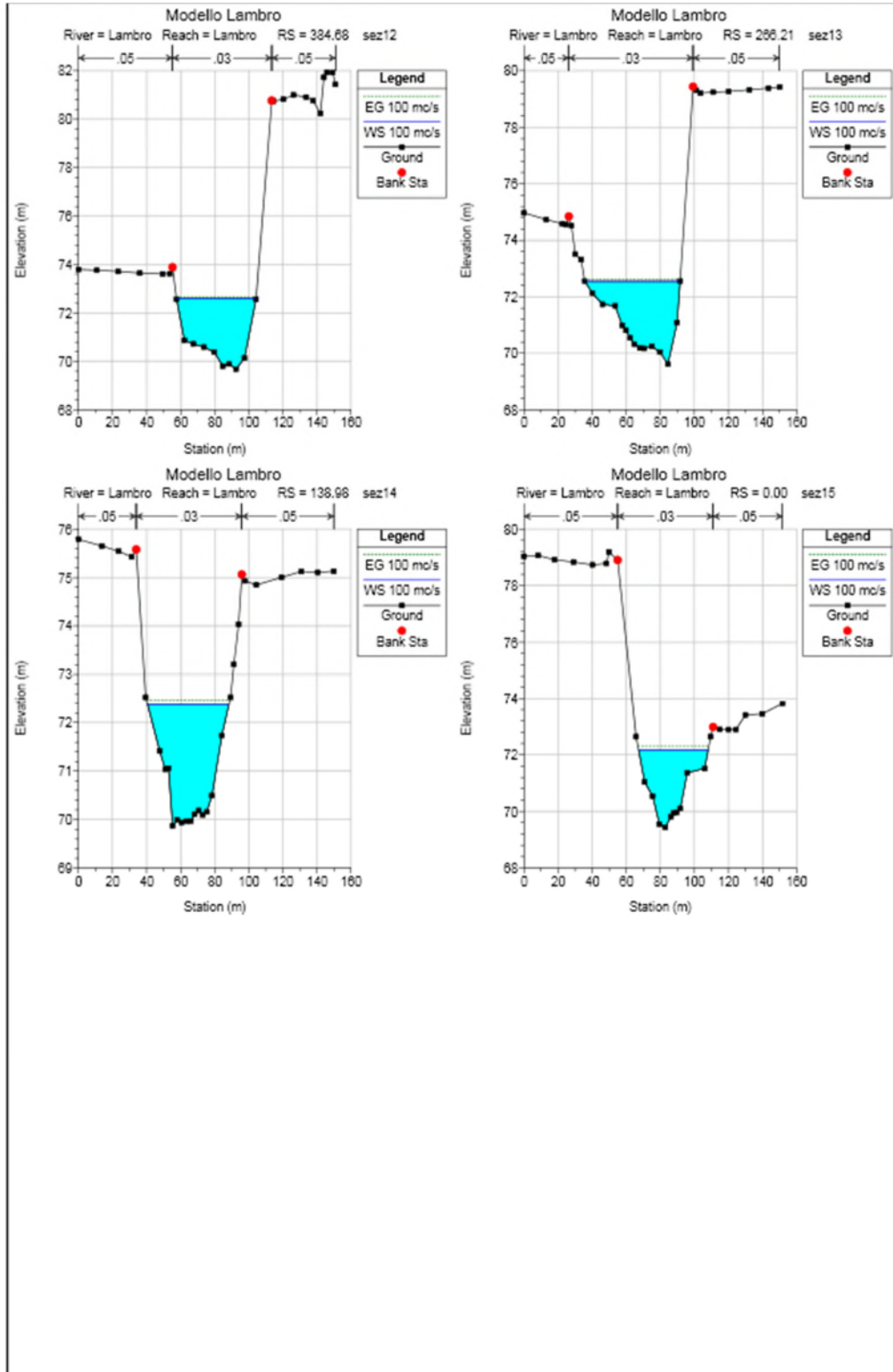
- Q=100 m³/s _ FASE 2



Sezione	Prog.	Q	Fondo alveo	Livello	Altezza critica	Linea Energia	Pendenza linea energia	Velocità	Area bagnata	Larghezza idrica	# Froude
	(m)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
sez 2	1417.34	100	71.06	74.39	72.57	74.41	0.000139	0.7	161.8	88.72	0.14
sez 3	1319.9	100	70.79	74.38		74.4	0.000107	0.56	202.05	143.92	0.12
sez 4	1213.37	100	69.47	74.34		74.37	0.000133	0.75	138.97	71.7	0.14
sez 5	1130.45	100	70.16	74.31		74.36	0.000256	1	108.63	61.55	0.2
sez 6	1021.25	100	69.62	74.3		74.33	0.000142	0.83	141.57	79.16	0.15
sez 7	919.71	100	70.29	74.28		74.31	0.000122	0.74	144.46	73.36	0.14
sez 8	773.94	100	70.17	74.27		74.29	0.0001	0.68	148.1	50.09	0.13
sez 9	704.35	100	70.51	73.81		74.24	0.003105	2.89	34.59	16.08	0.63
sez 9bis	690.82	100	70.54	73.22	73.22	74.12	0.008388	4.21	23.77	13.25	1
sez 10bis	639.95	100	70.27	72.79	72.79	73.69	0.008467	4.19	23.86	13.51	1.01
sez 10	623.95	100	70.27	72.19	72.52	73.47	0.015526	5.01	19.95	14.06	1.34
sez 11	503.95	100	69.76	72.66		72.73	0.000696	1.2	83.29	51.74	0.3
sez 12	384.68	100	69.67	72.61		72.67	0.000396	1.05	95.13	46.86	0.24
sez 13	266.21	100	69.61	72.55		72.61	0.000597	1.11	90.2	55.98	0.28
sez 14	138.98	100	69.87	72.38		72.47	0.000833	1.31	76.53	47.78	0.33
sez 15	0	100	69.44	72.16	71.32	72.3	0.0015	1.66	60.27	40.71	0.44

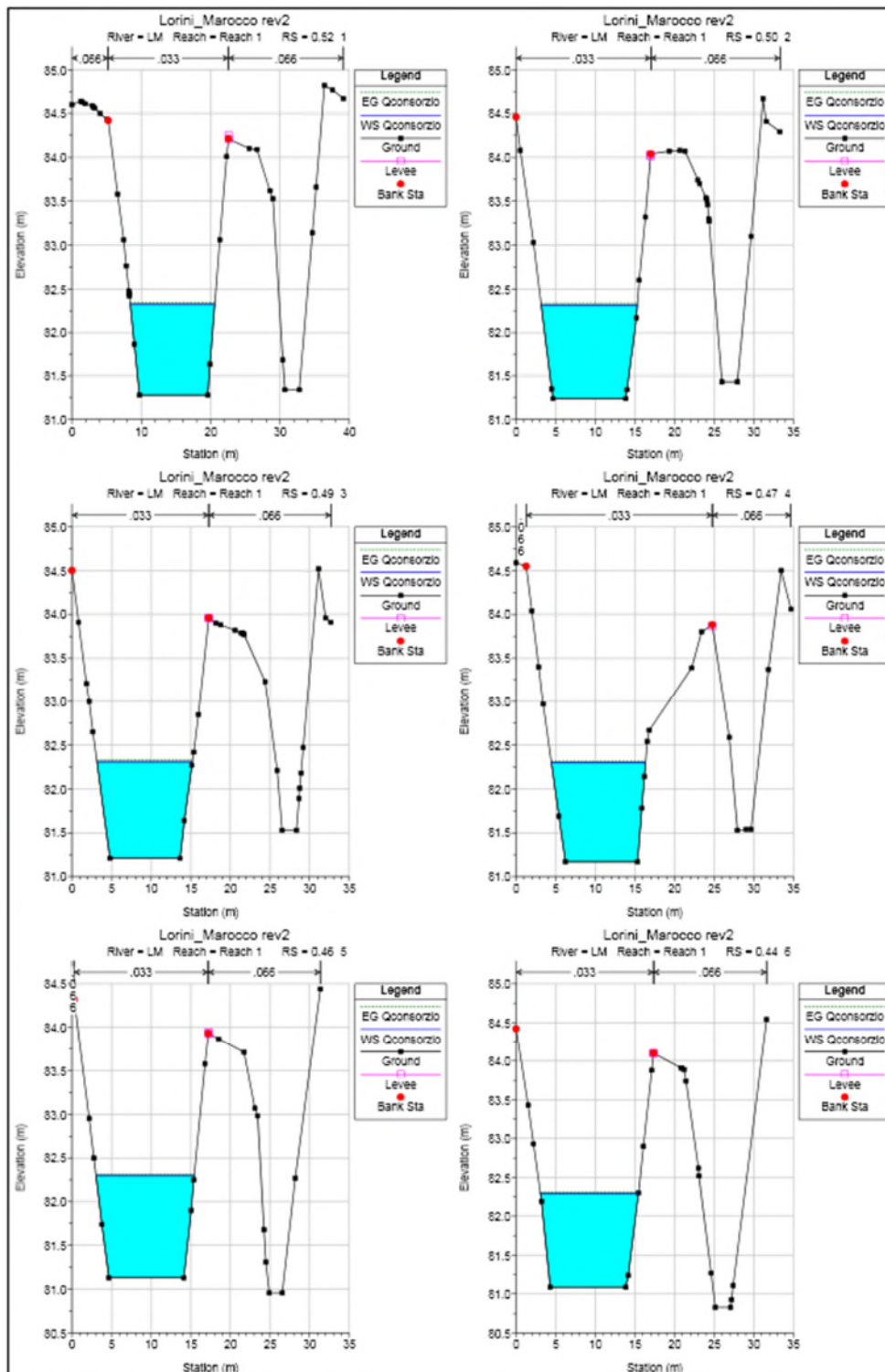


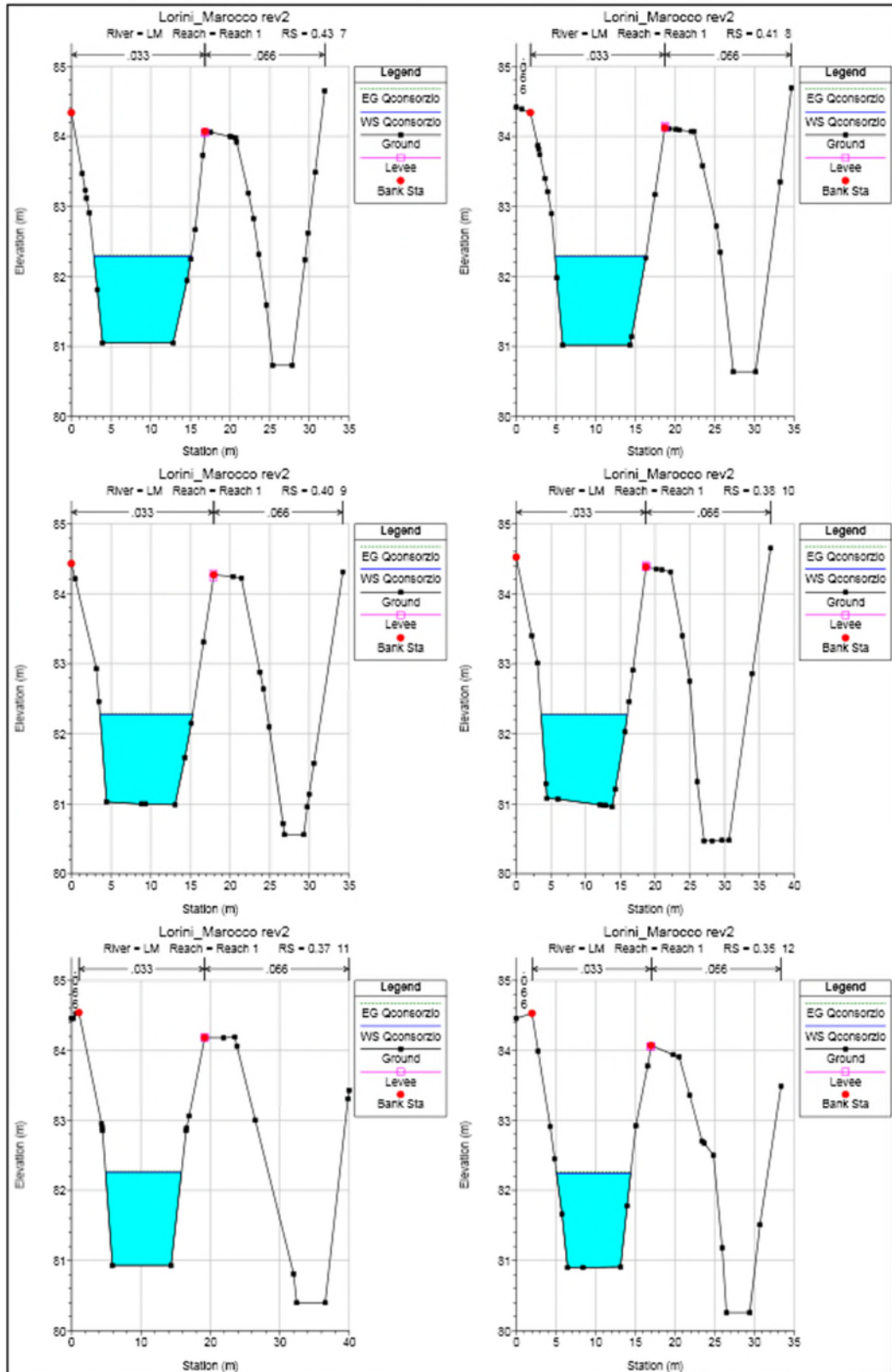


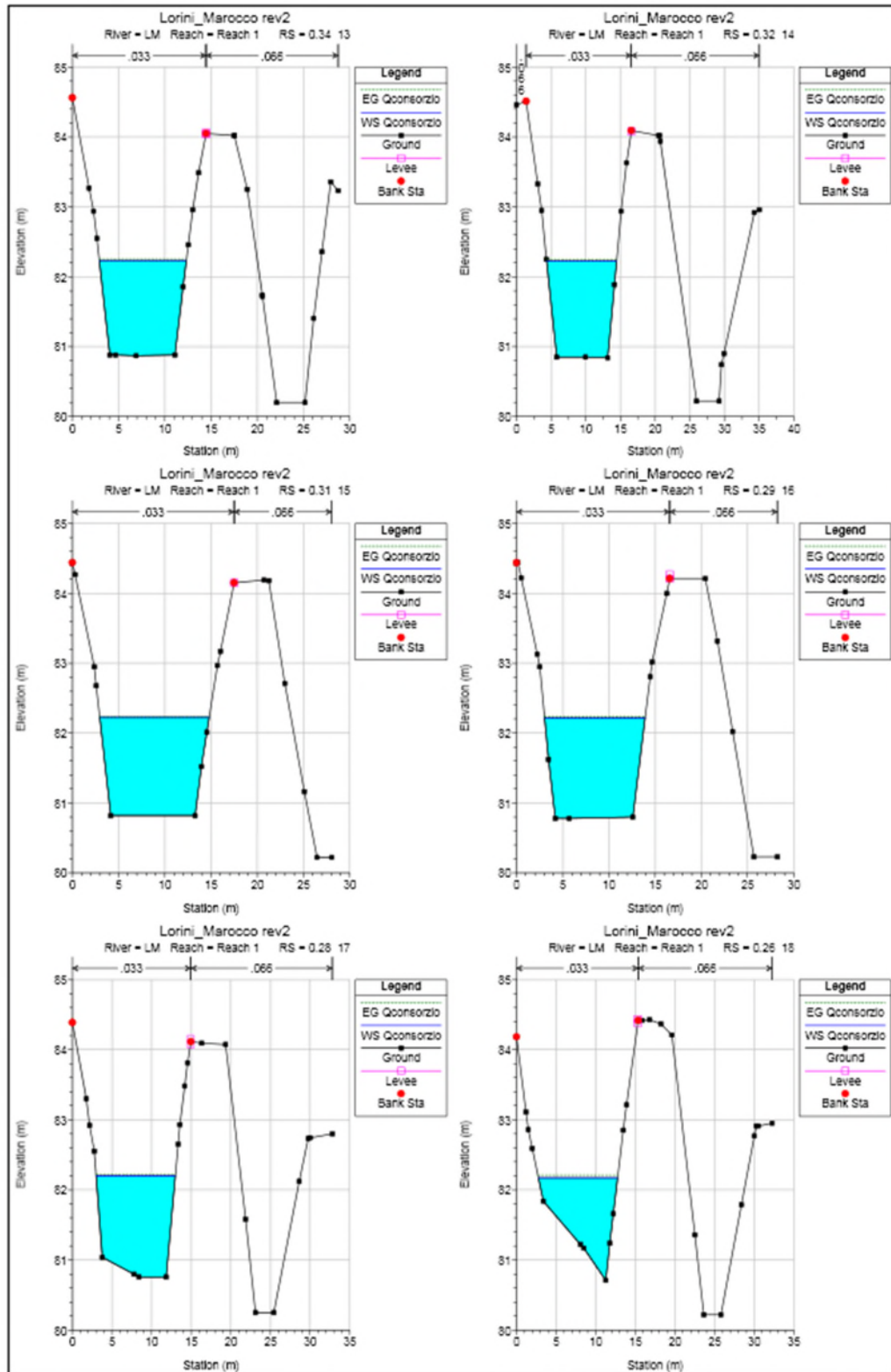


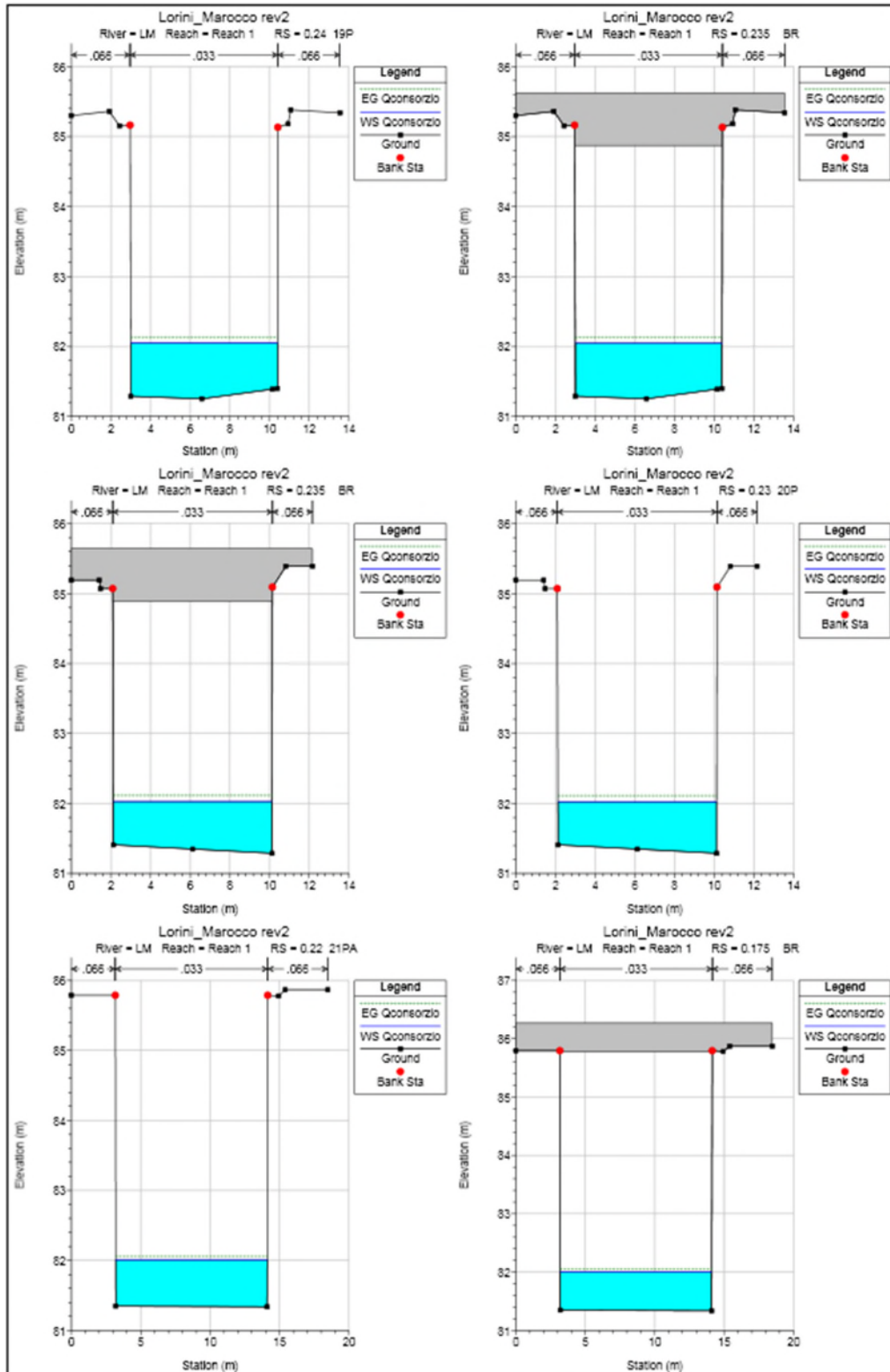
APPENDICE C: MODELLAZIONE CAVO LORINI MAROCCO, CAVO SILLARO SALERANO E ROGGIA BARBAVARA

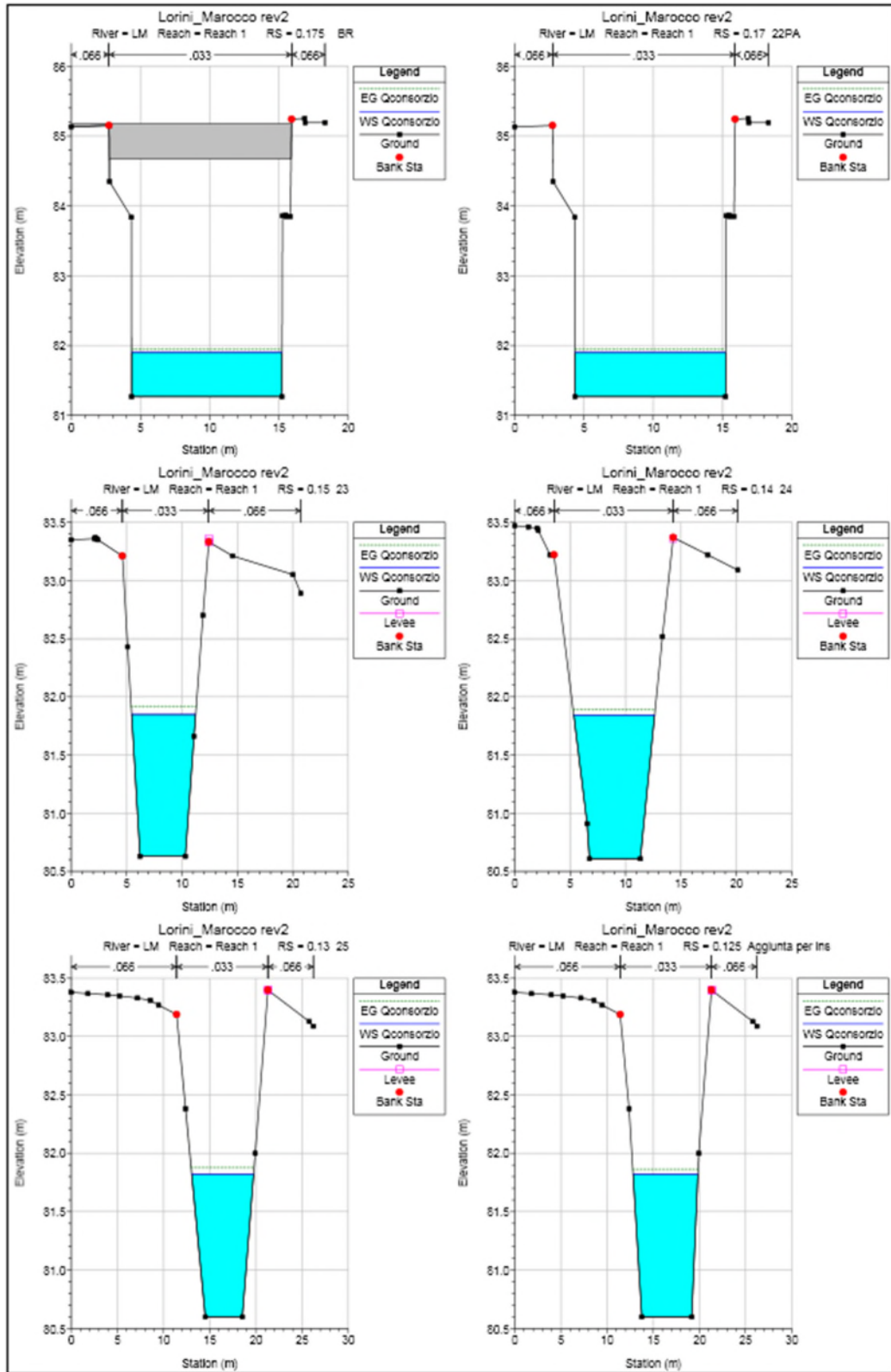
- Cavo Lorini Marocco – Sezioni Stato di fatto

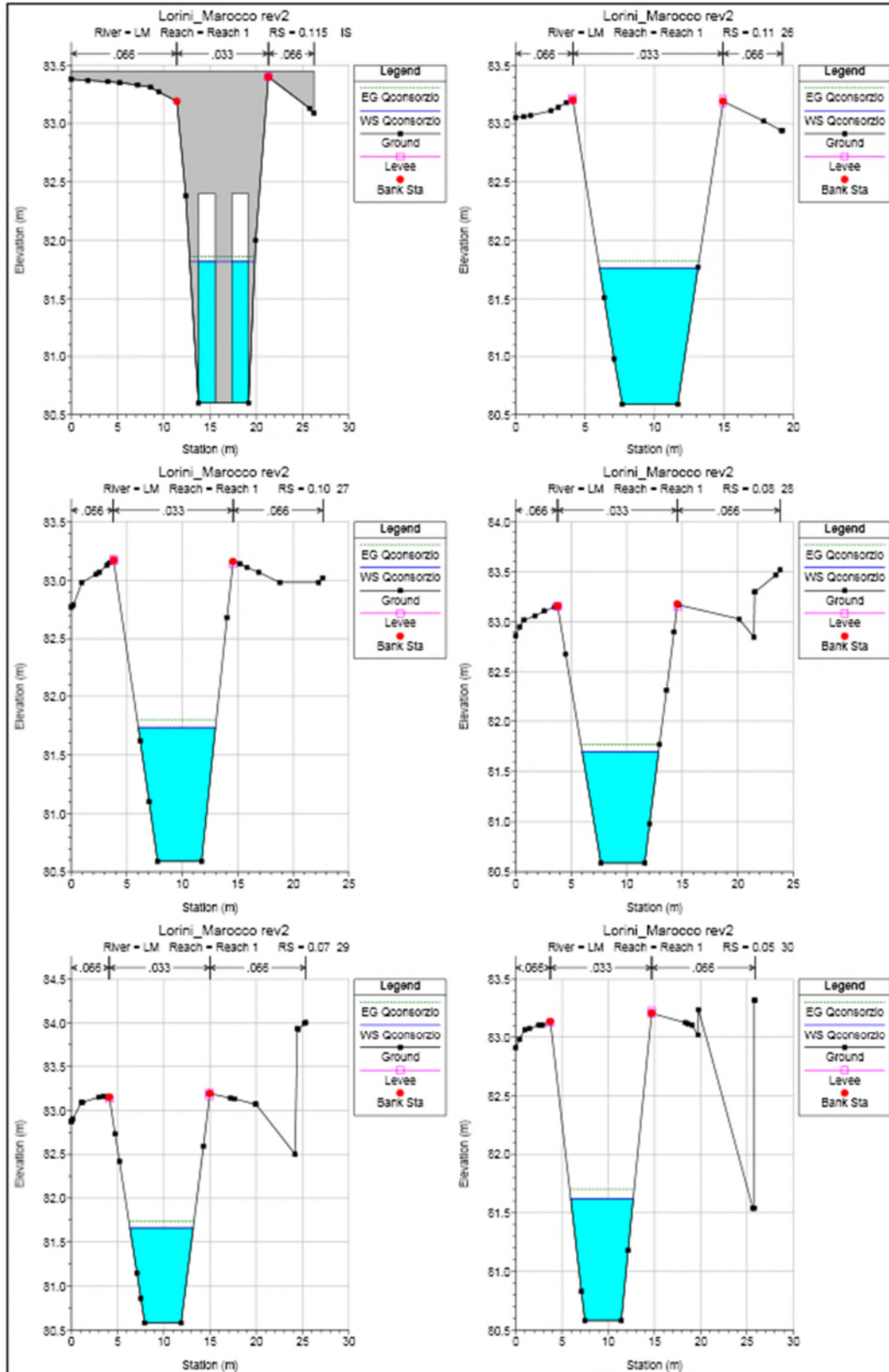


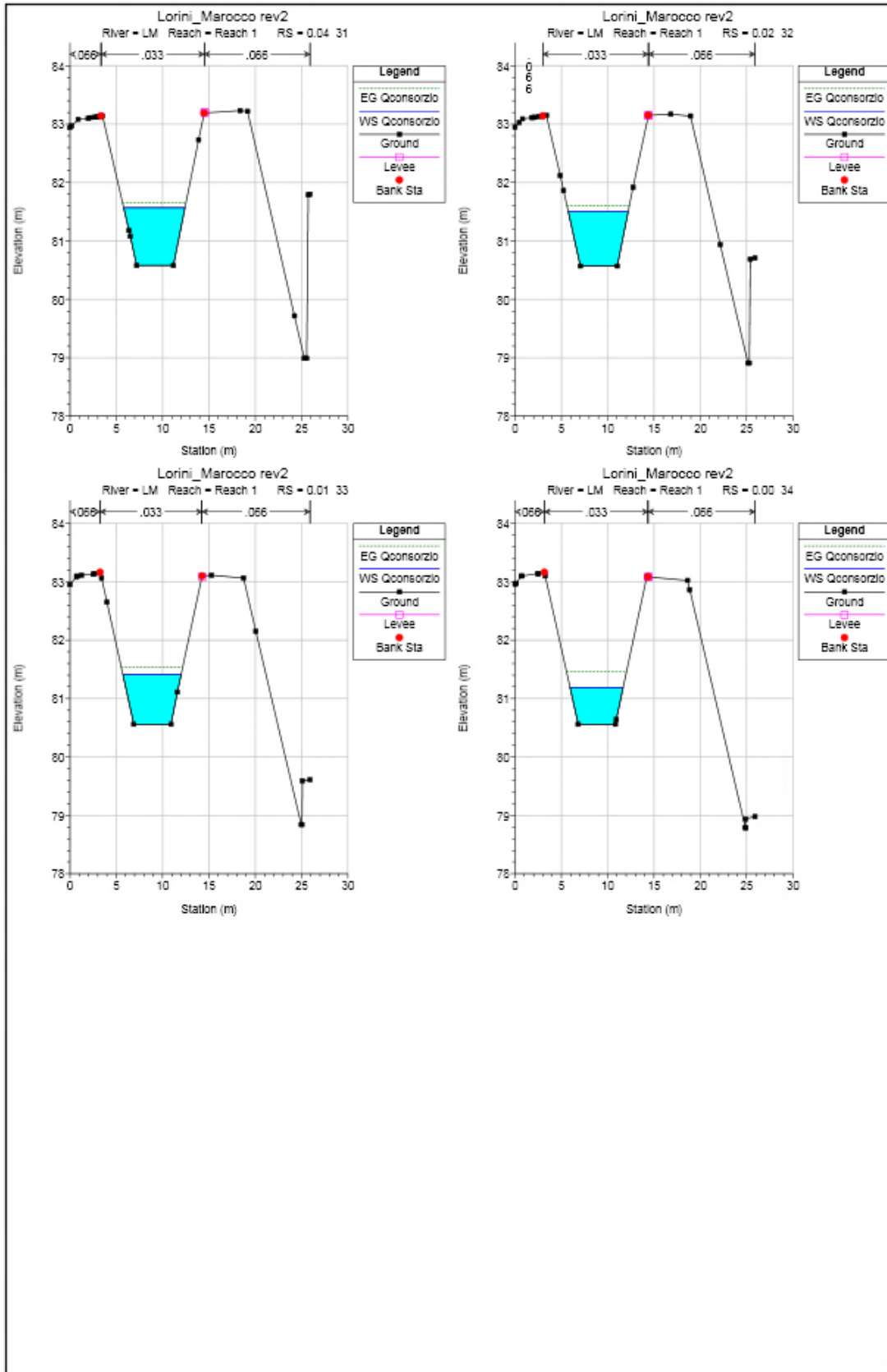




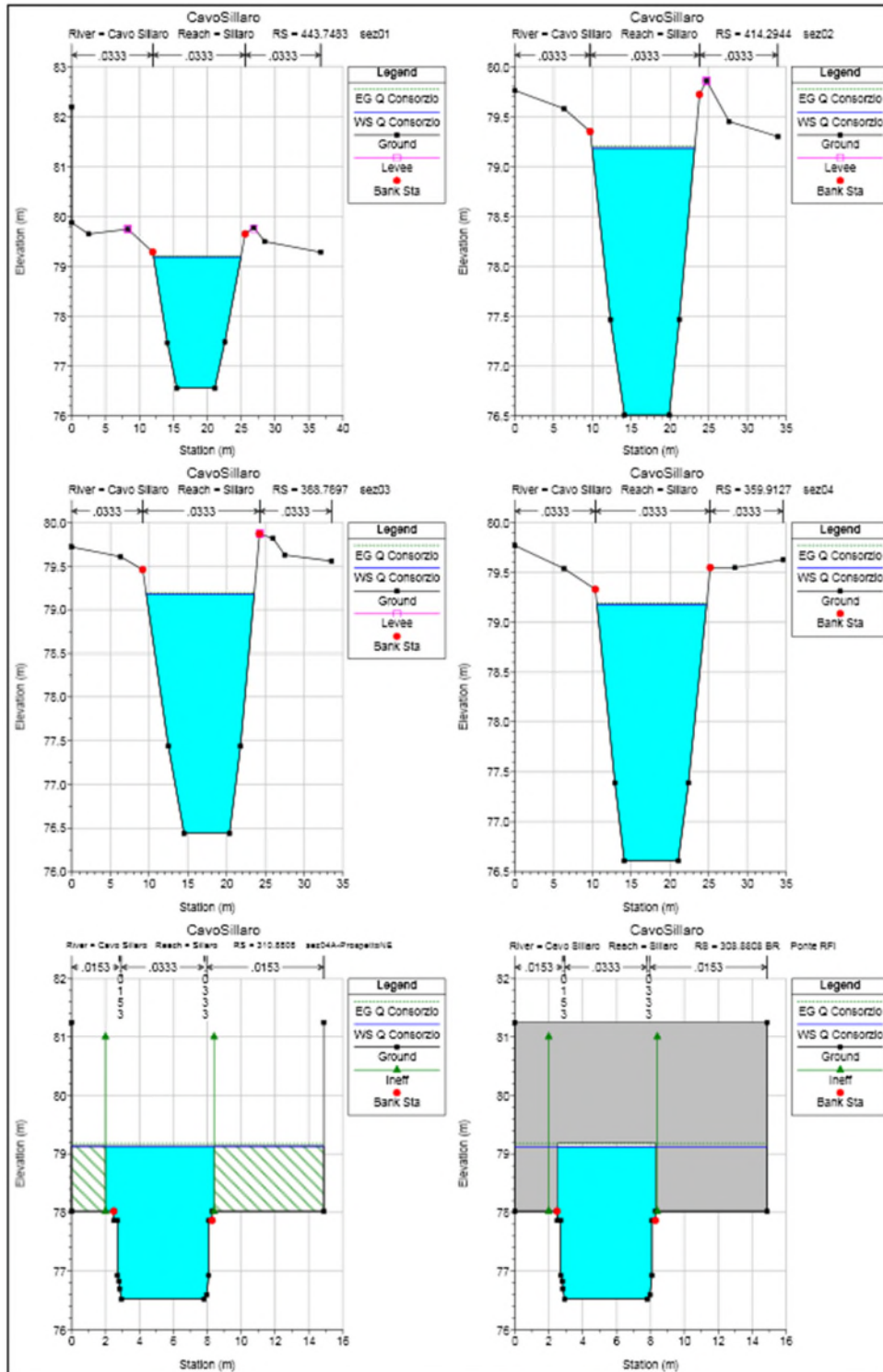


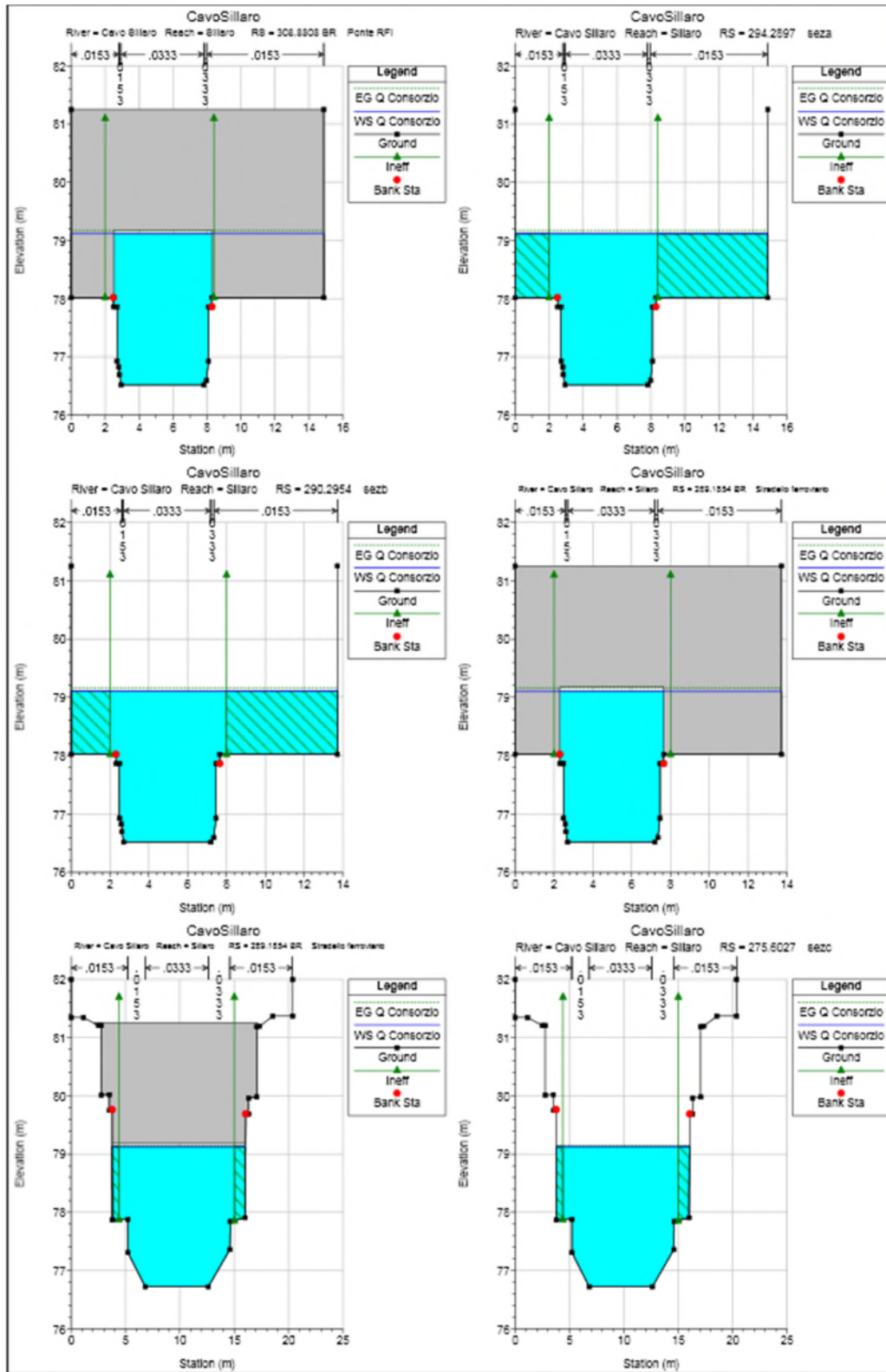


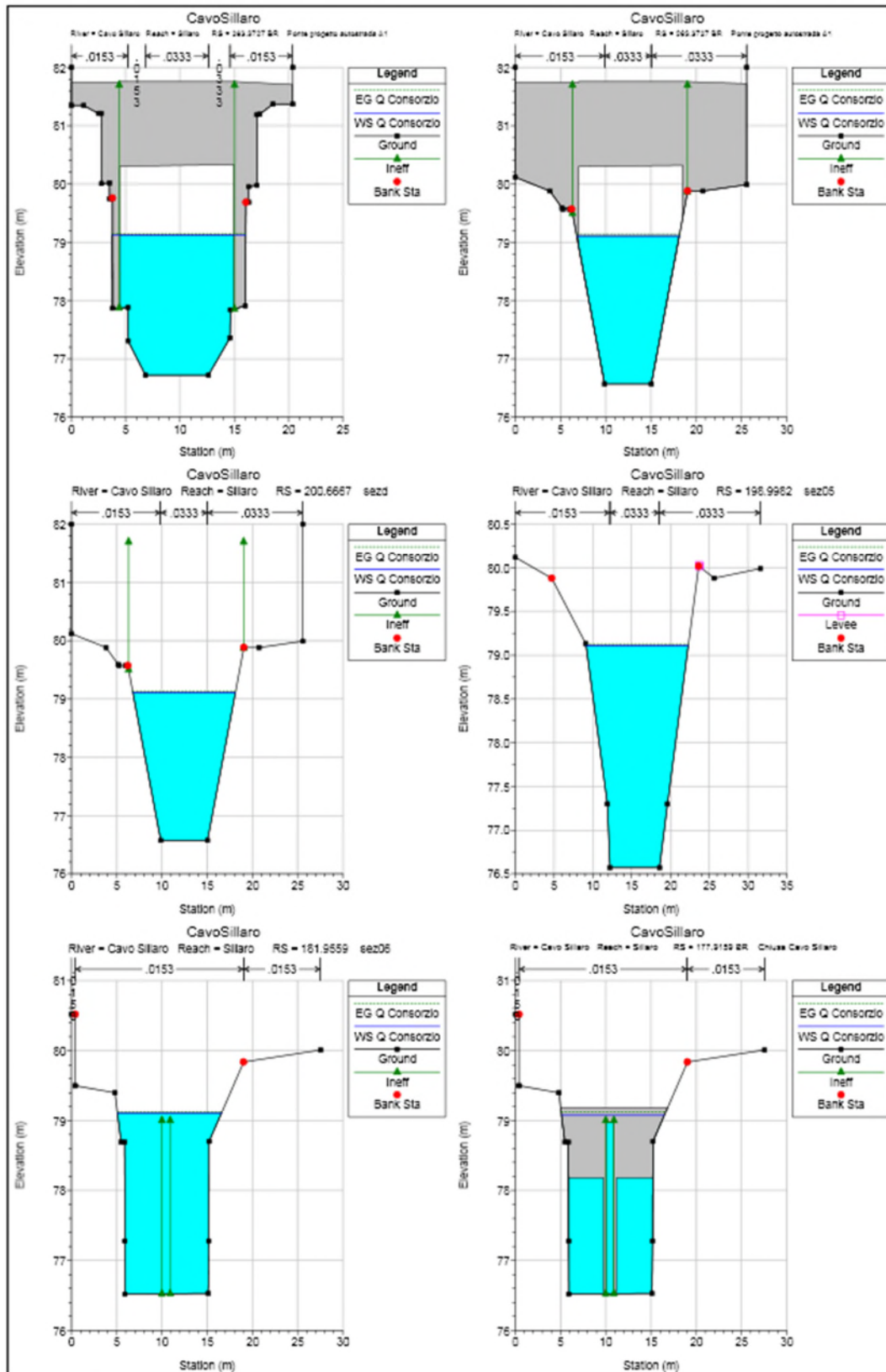


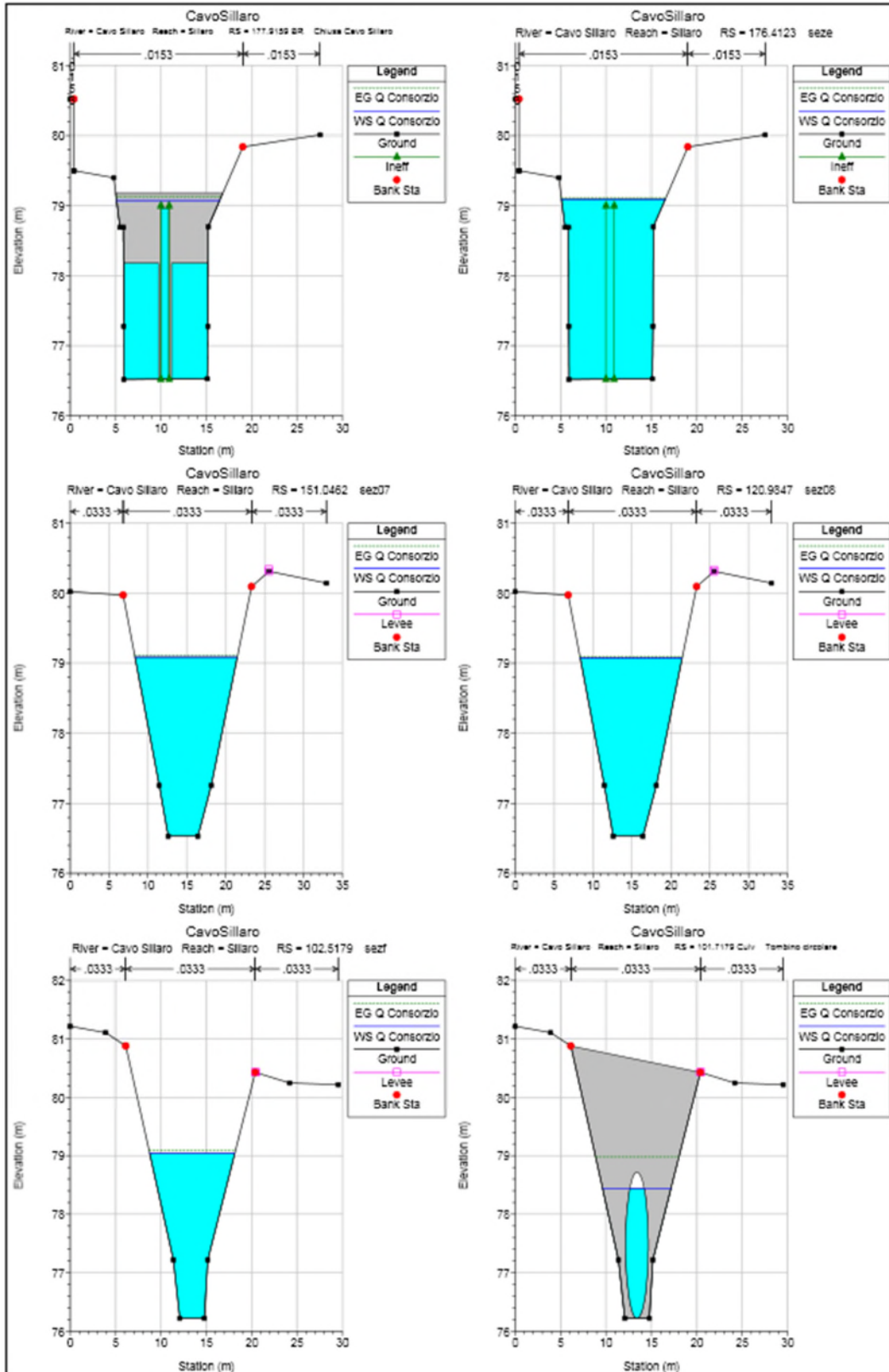


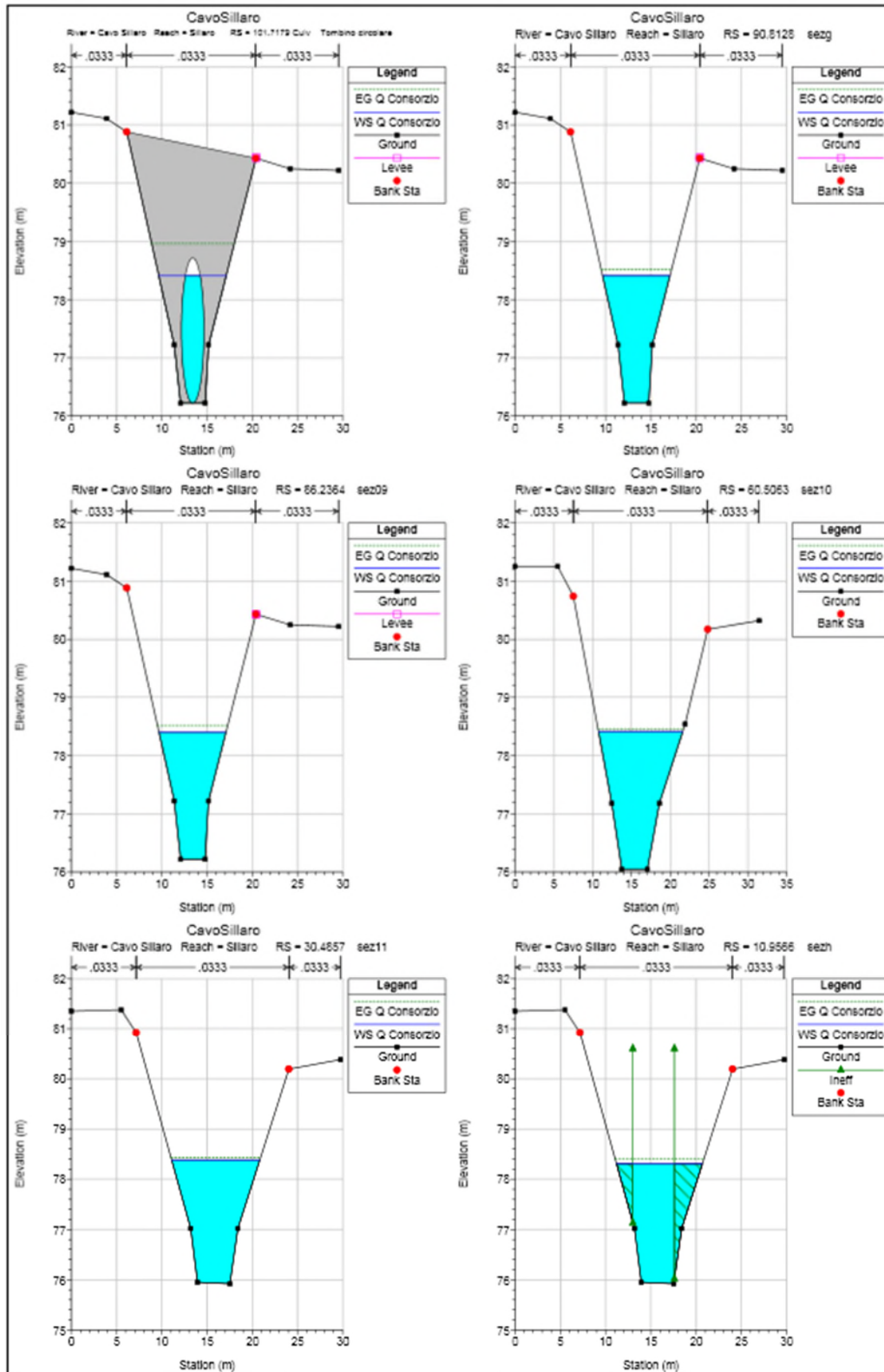
- Cavo Sillaro Salerano – Sezioni

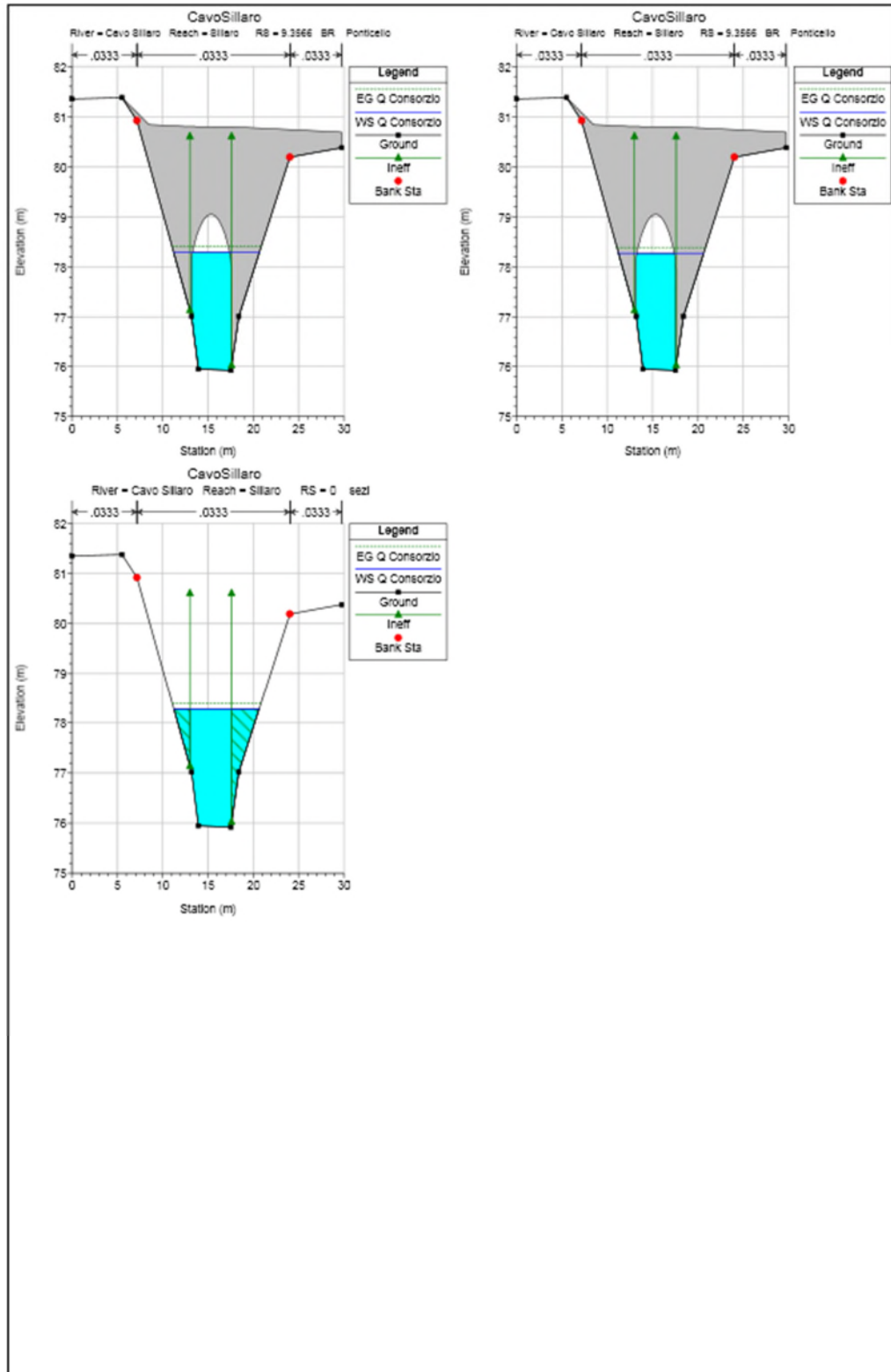




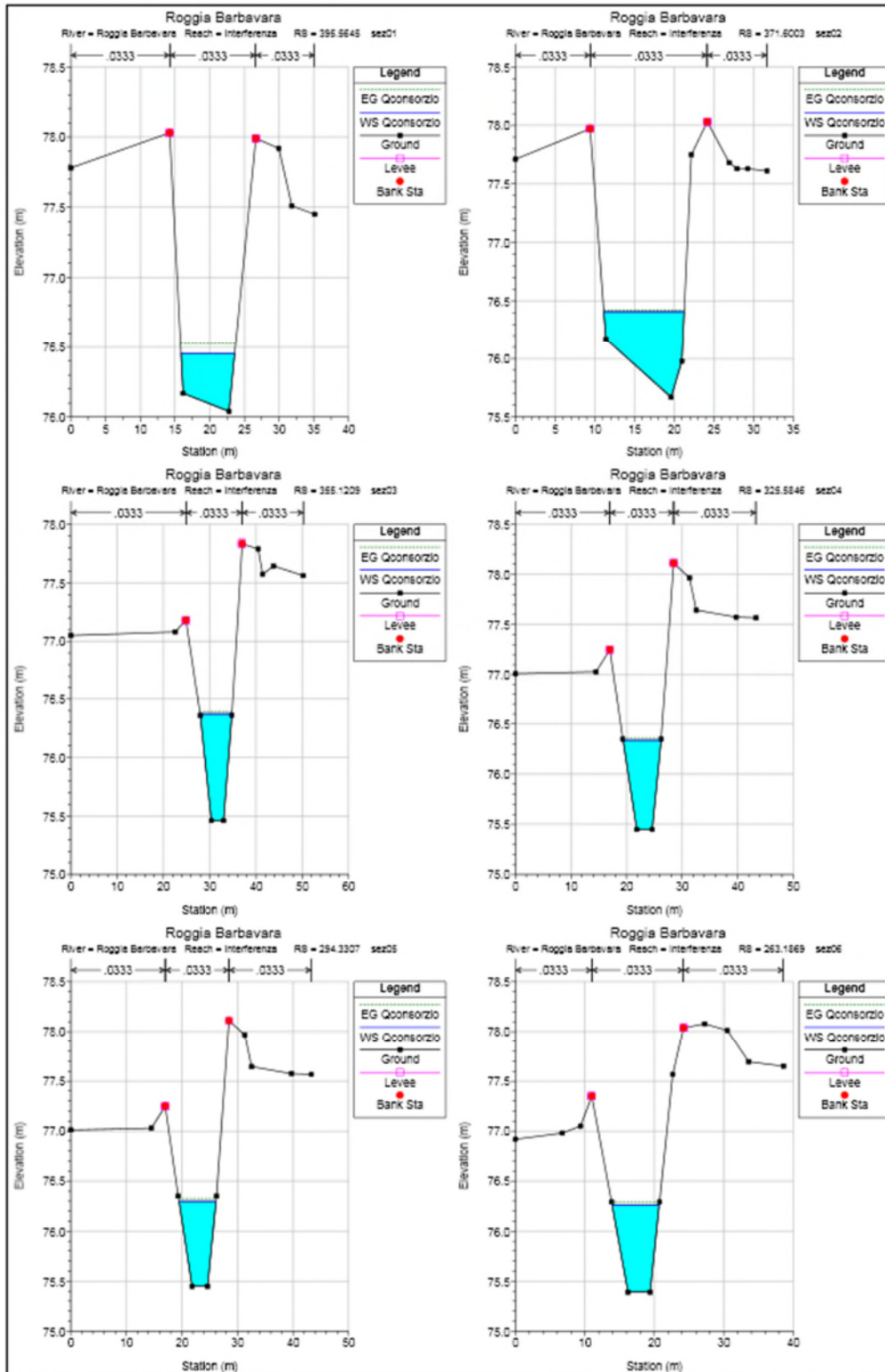


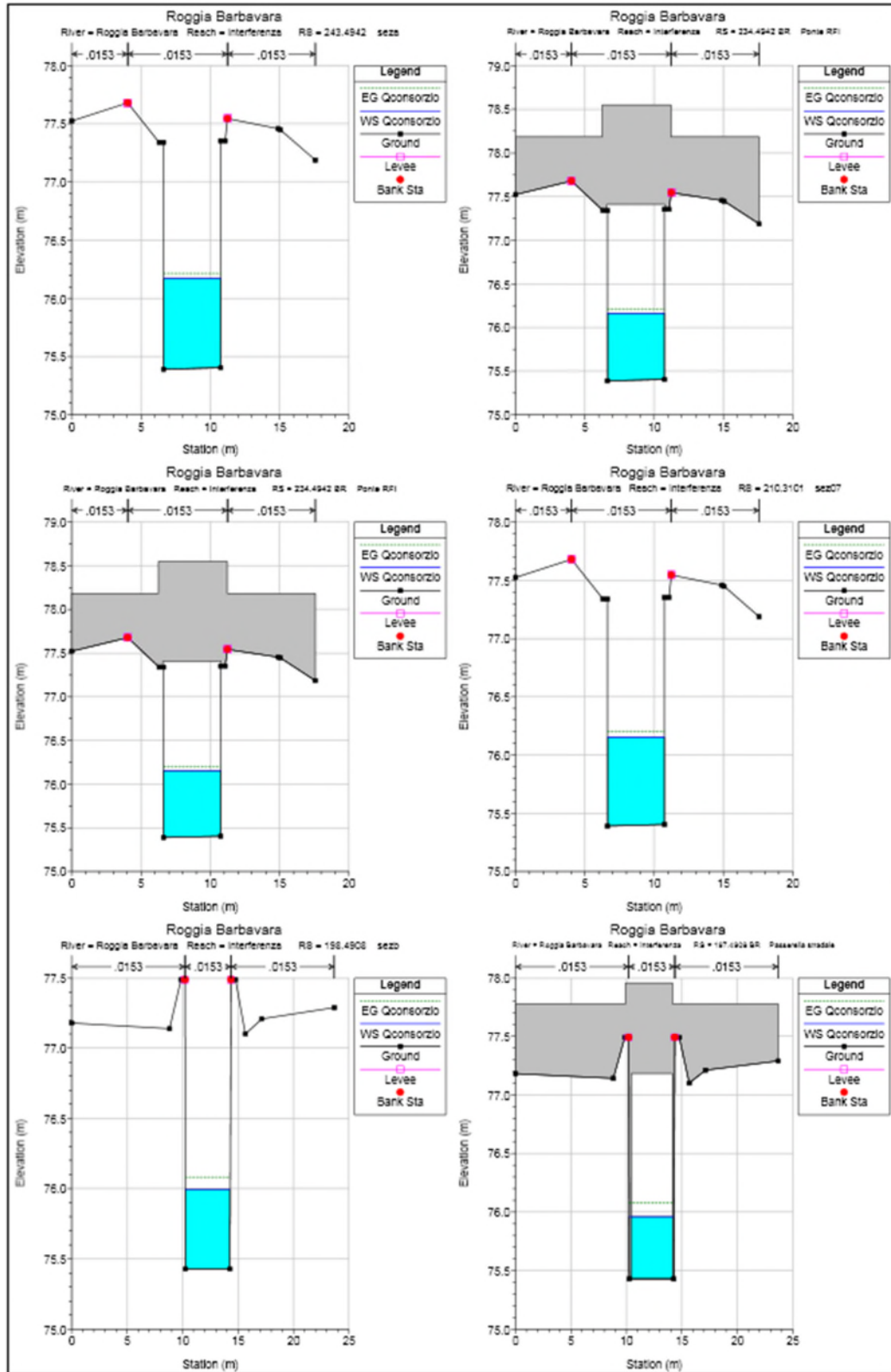


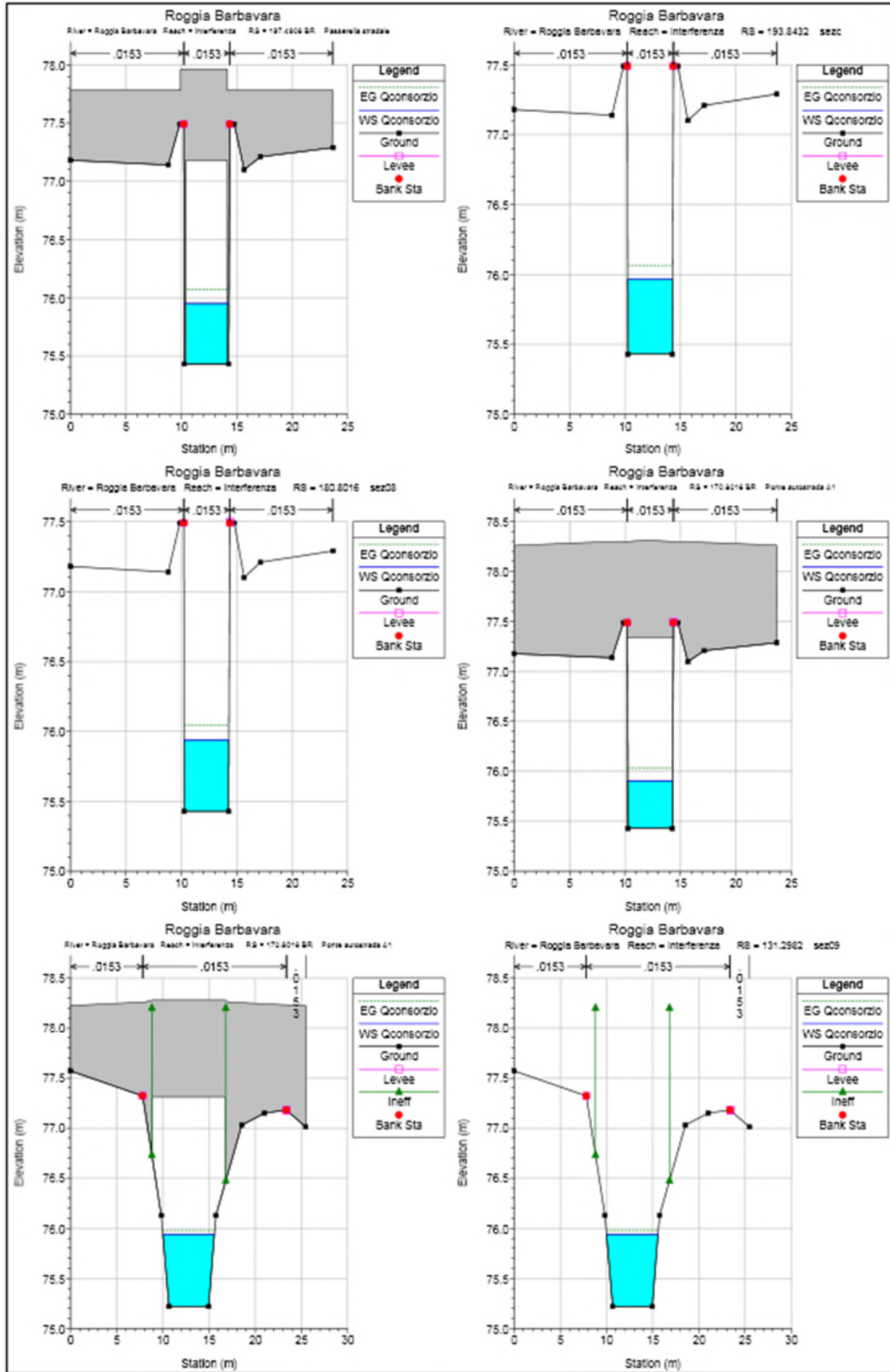


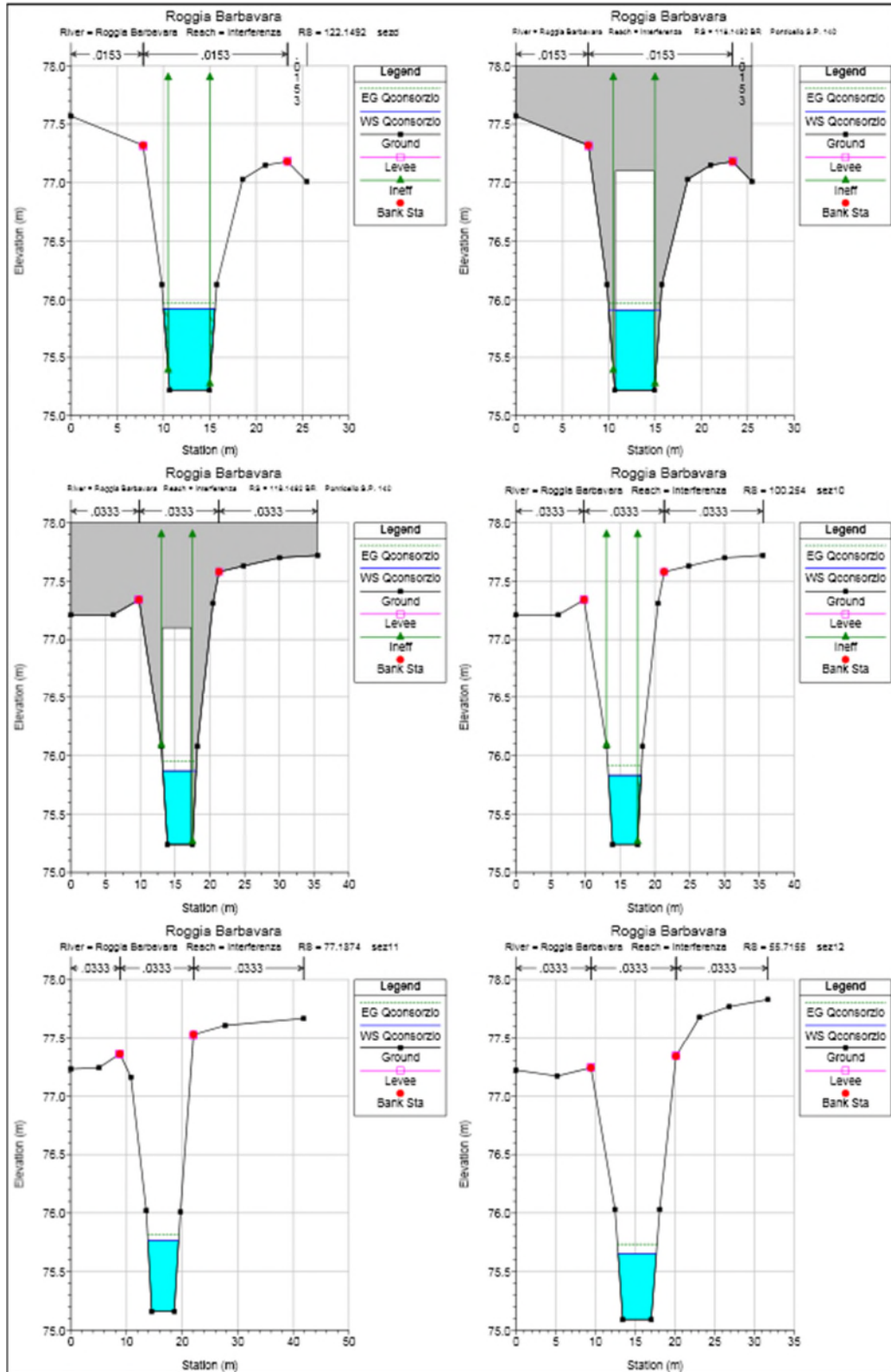


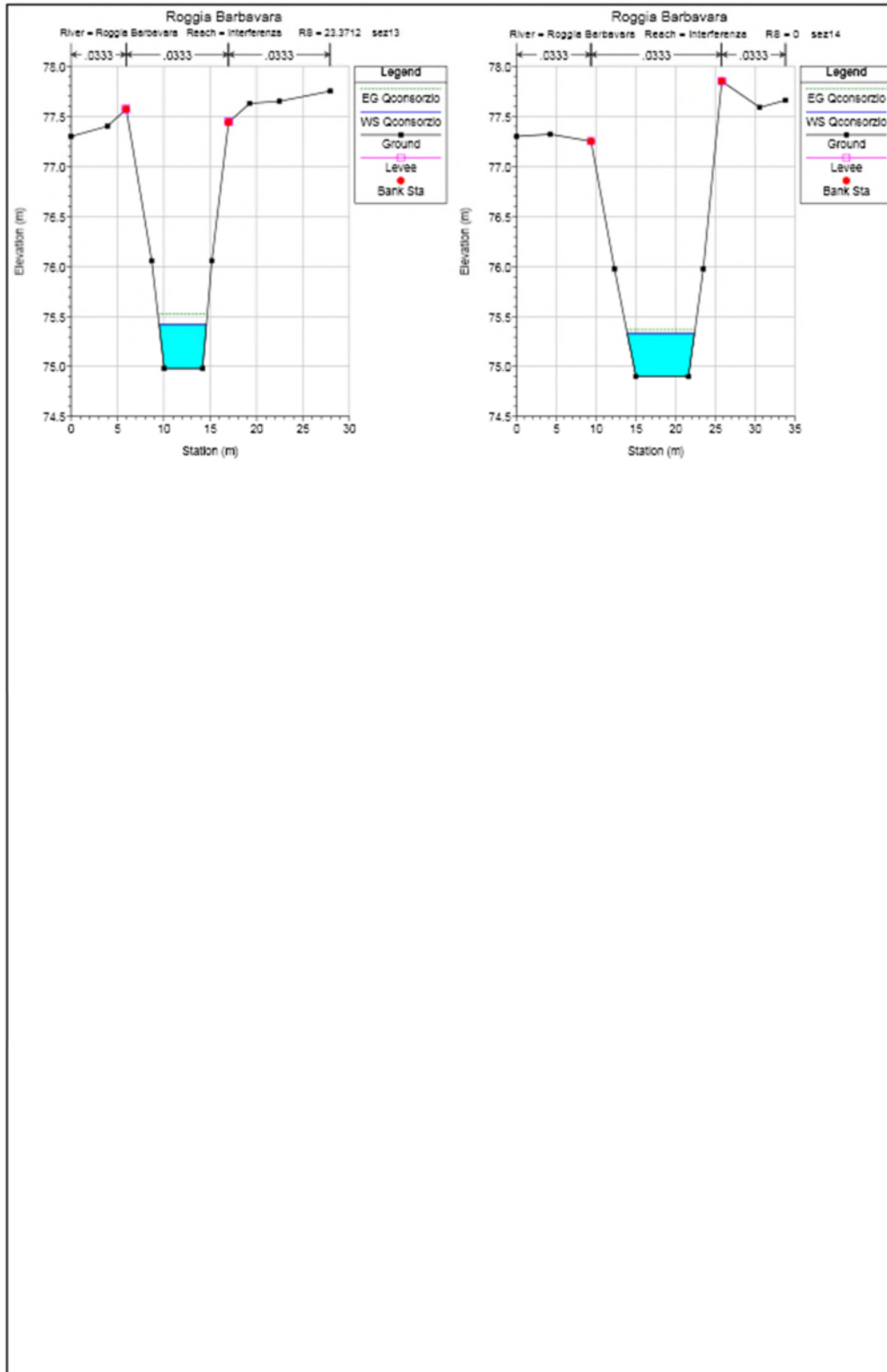
- Roggia Barbavara – Sezioni Scenario 1











- Roggia Barbavara – Sezioni Scenario 2

