

# AUTOSTRADA VALDASTICO

## A31 NORD

### 1° LOTTO

### Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

## PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

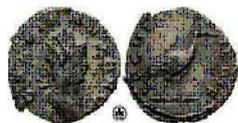
#### COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA  
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA  
PER LA PROGETTAZIONE  
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:  
**CONSORZIO RAETIA**



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:  
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:

**IGRA PROGETTI**



ELABORATO: STUDI PER LA CONOSCENZA DEL CONTESTO  
IDRAULICA  
RELAZIONE IDRAULICA

Progressivo Rev.  
**03 11 01 001 02**

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	GIRPA	M.SORGE	S.POSSATI	NOME FILE: J16L1_03_11_01_001_0101_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	GIRPA	M.SORGE	S.POSSATI	CM.      PROGR.                      FG.      LIV.      REV. J16L1_03_11_01_001_0101_OPD_02
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	GIRPA	M.SORGE	S.POSSATI	

**AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD**  
**1° LOTTO**  
**PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO**

*Committente:*



*Progettazione:*

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE IDRAULICA

## INDICE

<b>PREMESSA</b>	<b>7</b>
<b>A. Normativa</b>	<b>8</b>
<b>A.1 Compatibilità idraulica delle interferenze principali</b>	<b>8</b>
<i>A.1.1 Aspetti introduttivi</i>	8
<i>A.1.2 Prescrizioni normative del Ministero dei Lavori Pubblici</i>	8
<i>A.1.3 Prescrizioni normative ABPO</i>	9
<b>A.2 Compatibilità idraulica dell’opera di progetto</b>	<b>11</b>
<i>A.2.1 Aspetti introduttivi</i>	11
<i>A.2.2 Decreto Legislativo 152/2006</i>	11
<i>A.2.3 Piano di tutela delle acque, Norme tecniche di attuazione - Regione Veneto</i>	16
<b>B. Caratterizzazione qualitativa delle acque meteoriche</b>	<b>19</b>
<b>B.1 Premessa</b>	<b>19</b>
<b>B.2 Qualità chimico-fisica delle acque da trattare</b>	<b>20</b>
<b>B.3 Obiettivi depurativi</b>	<b>21</b>
<b>C. Sistema di drenaggio</b>	<b>23</b>
<b>C.1 Asse principale</b>	<b>23</b>
<i>C.1.1 Drenaggio in rilevato</i>	23
<i>C.1.2 Drenaggio in trincea</i>	24
<i>C.1.3 Viabilità in curva</i>	24
<i>C.1.4 Drenaggio da viadotto</i>	25
<i>C.1.5 Drenaggio in galleria</i>	26
<b>C.1 Svincoli</b>	<b>27</b>
<b>D. Analisi delle interferenze principali in moto permanente</b>	<b>28</b>
<b>D.1 Il Programma HEC-RAS</b>	<b>29</b>
<i>D.1.1 Coefficiente di Scabrezza</i>	30
<i>D.1.2 Condizioni al contorno</i>	31
<b>D.2 Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo</b>	<b>32</b>
<i>D.2.1 Classe A</i>	33
<i>D.2.2 Classe B</i>	35
<i>D.2.3 Classe C</i>	36
<b>E. Analisi delle interferenze idrauliche principali</b>	<b>37</b>
<b>E.1 Portate di verifica</b>	<b>37</b>
<b>E.2 Sintesi delle verifiche condotte nel progetto definitivo</b>	<b>38</b>
<b>E.3 Il fiume Astico – viadotto Piovene</b>	<b>38</b>

---

<b>E.4</b>	<b>Il torrente Assa – viadotto Assa</b>	<b>42</b>
<b>E.5</b>	<b>Il fiume Astico – viadotto Settecà</b>	<b>45</b>
<b>E.6</b>	<b>Il fiume Astico – viadotto Molino</b>	<b>48</b>
<b>F.</b>	<b>Scalzamento al piede delle pile</b>	<b>52</b>
<b>F.1</b>	<b>L’approccio di Breusers</b>	<b>52</b>
<b>F.2</b>	<b>Verifica di resistenza della protezioni</b>	<b>57</b>
<b>F.3</b>	<b>Spinta sulle pile</b>	<b>64</b>
<b>G.</b>	<b>Opere di attraversamento del corpo stradale</b>	<b>65</b>
<b>G.1</b>	<b>Risoluzione delle interferenze idrografiche minori</b>	<b>65</b>
<b>G.2</b>	<b>Schemi di verifica idraulica</b>	<b>65</b>
<i>G.2.1</i>	<i>Condizioni all’imbocco (inlet control)</i>	<i>66</i>
<i>G.2.2</i>	<i>Condizioni di moto uniforme</i>	<i>67</i>
<i>G.2.3</i>	<i>Condizioni allo sbocco (outlet control)</i>	<i>67</i>
<b>G.3</b>	<b>Calcolo delle portate di progetto dei tombini</b>	<b>68</b>
<b>G.4</b>	<b>Risultati delle verifiche idrauliche sui tombini</b>	<b>69</b>
<b>G.5</b>	<b>Verifica idraulica dei fossi di guardia</b>	<b>74</b>
<b>H.</b>	<b>Metodologia di dimensionamento dei collettori</b>	<b>76</b>
<b>H.1</b>	<b>Dimensionamento delle tubazioni</b>	<b>77</b>
<b>I.</b>	<b>Dimensionamento degli elementi marginali di piattaforma</b>	<b>86</b>
<b>I.1</b>	<b>Dimensionamento della canaletta grigliata 20x25 in PEAD</b>	<b>86</b>
<b>I.2</b>	<b>Dimensionamento della canaletta rettangolare 35x35 in CLS</b>	<b>88</b>
<b>I.3</b>	<b>Smaltimento delle acque meteoriche in viadotto</b>	<b>89</b>
<b>J.</b>	<b>Impianti di trattamento e laminazione delle acque di piattaforma</b>	<b>92</b>
<b>J.1</b>	<b>Schema impiantistico</b>	<b>92</b>
<b>J.2</b>	<b>Descrizione dell’impianto di trattamento e laminazione completo</b>	<b>95</b>
<b>J.3</b>	<b>Prima pioggia</b>	<b>99</b>
<i>J.3.1</i>	<i>Introduzione</i>	<i>99</i>
<i>J.3.2</i>	<i>Metodo di calcolo dei volumi e delle portate di prima pioggia</i>	<i>100</i>
<b>J.4</b>	<b>Sistema di fitodepurazione misto</b>	<b>102</b>
<i>J.4.1</i>	<i>Sistema di irrigazione vasche</i>	<i>103</i>
<b>J.5</b>	<b>Pacco lamellare</b>	<b>105</b>
<b>J.6</b>	<b>Bacino di compenso</b>	<b>106</b>
<b>J.7</b>	<b>Portata massima in ingresso agli impianti</b>	<b>108</b>
<b>J.8</b>	<b>Gestione dello Spill – Off: sistemi di trattenuta dello sversamento accidentale</b>	<b>109</b>
<i>J.8.1</i>	<i>Determinazione dei volumi e delle portate di prima pioggia</i>	<i>109</i>
<i>J.8.2</i>	<i>Dimensionamento del sistema di fitodepurazione</i>	<i>112</i>

<i>J.8.3 Dimensionamento dei bacini di compenso</i>	116
<b><i>Analisi idrologica della situazione ante operam</i></b>	116
<i>J.8.4 Calcolo dei volumi con il metodo delle sole piogge</i>	119
<b>Allegato A</b>	<b>132</b>
<b>Profili e sezioni delle interferenze idrauliche principali</b>	<b>132</b>
<b>J.9 Il fiume Astico – viadotto Piovene</b>	<b>133</b>
<b>J.1 Il torrente Assa – viadotto Assa</b>	<b>163</b>
<b>J.1 Il fiume Astico – viadotto Settecà</b>	<b>195</b>
<b>J.1 Il fiume Astico – viadotto Molino</b>	<b>236</b>

### Indice delle tabelle

Tabella 1 - Agenti inquinanti e fonti di emissioni provenienti dal solo traffico stradale.....	15
Tabella 2 - elenco dei principali inquinanti che si depositano sulle superfici di dilavamento stradale (fonte: Federal Highway Administration) .....	20
Tabella 3 - Comparazione in termini di qualità chimica delle acque meteoriche raccolte da aree di diversa natura (Kadlec and Knight, “Treatment Wetlands”, 1996) .....	20
Tabella 4 - Concentrazioni e carichi dei principali inquinanti nelle acque di dilavamento autostradale .....	21
Tabella 5 - condizioni al contorno della sezione di valle.....	32
Tabella 6 - Coefficiente di resistenza tipica per diversi tipi di pile.....	34
Tabella 7 - Coefficiente di Yarnell (K) per diversi tipi di pile .....	35
Tabella 8 - Valori di coefficiente K per la condizione di moto di classe 1b .....	36
Tabella 9 - Portate di verifica delle tratte fluviali con tempo di ritorno duecentennale .....	37
Tabella 10 - Caratteristiche di deflusso del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene – Portata duecentennale – Stato attuale .....	40
Tabella 11 - caratteristiche di deflusso del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene – Portata duecentennale – Post Operam .....	41
Tabella 12 - Caratteristiche di deflusso del torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa – Portata duecentennale – Stato attuale .....	43
Tabella 13 - Caratteristiche di deflusso del torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa – Portata duecentennale – Post Operam .....	44
Tabella 14 - Caratteristiche di deflusso del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà – Portata duecentennale – Stato attuale .....	47
Tabella 15 - Caratteristiche di deflusso del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà – Portata duecentennale – Post Operam .....	48
Tabella 16 - Caratteristiche di deflusso del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino – Portata duecentennale – Stato attuale .....	50

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

---

Tabella 17 - Caratteristiche di deflusso del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino – Portata duecentennale – Post Operam .....	51
Tabella 18 Portate di progetto tombini .....	69
Tabella 19 - Verifica inlet control delle opere circolari .....	70
Tabella 20 - Verifica inlet control delle opere scatolari .....	71
Tabella 21 - Verifica in moto uniforme delle opere circolari .....	72
Tabella 22 - Verifica in moto uniforme delle opere scatolari .....	72
Tabella 23 - Verifica outlet control delle opere circolari .....	73
Tabella 24 - Verifica outlet control delle opere scatolari .....	74
Tabella 25 - Verifica dei fossi di guardia .....	75
Tabella 26 Capacità di smaltimento della canaletta prefabbricata in PEAD con grado di riempimento pari al 70%. .....	86
Tabella 27 – Capacità di smaltimento della canaletta rettangolare in CLS con grado di riempimento pari al 70%. .....	88
Tabella 28 – Verifica griglia canalina in pead (lunghezza 2,0 m) .....	91
Tabella 29 - Elenco degli impianti previsti con indicazione del relativo tratto autostradale di competenza .....	94
Tabella 30 - Elenco impianti e relativa area scolante .....	95
Tabella 31 - Conservazione della portata di invarianza idraulica .....	98
Tabella 32 – Esempio del calcolo di altezza di pioggia per un tratto di strada di 1250 m .....	101
Tabella 33 - Altezze di prima pioggia da adottare per una infrastruttura sviluppata in lunghezza .....	101
Tabella 34 Quote dimensionamento pozzi .....	104
Tabella 35 Parametri pacco lamellare .....	106
Tabella 36 - Dimensionamento delle luci di efflusso dal bacino di compenso .....	107
Tabella 37 - Portata massima in ingresso agli impianti di trattamento (Tr = 50 anni).....	109
Tabella 38 - Portata e volume di prima pioggia per singolo impianto .....	110
Tabella 39 - Dimensionamento moduli vasche di prima pioggia.....	111
Tabella 40 - Verifica delle forometrie di ingresso alle vasche di prima pioggia.....	112
Tabella 41 Portate inviate al trattamento fitodepurativo .....	114
Tabella 42 - Dimensionamento del sistema di fitodepurazione a flusso libero (a Lemna).....	115
Tabella 43 - Dimensionamento del sistema di fitodepurazione a flusso sub superficiale orizzontale (canneto).....	115
Tabella 44 Tempi di concentrazione Ante Operam .....	117
Tabella 45 Portate di invarianza .....	119
Tabella 46 Volumi di compenso.....	131

**Indice delle figure**

Figura 1 Sistema di drenaggio in rilevato in corrispondenza del pozzetto .....	23
Figura 2 Sistema di drenaggio in trincea in corrispondenza del pozzetto sifonato .....	24
Figura 3 - Asse principale – dettaglio canalina di drenaggio centro curva .....	25

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

---

Figura 4 Sistema di drenaggio su viadotto.....	26
Figura 5 Sistema di drenaggio in galleria .....	27
Figura 6 Schematizzazione delle variabili geometriche nella formula di Breusers .....	53
Figura 7 Effetto dell’angolo di attacco in funzione delle caratteristiche della pila nella formula di Breusers .....	54
Figura 8 Viadotto Settecà protezione pile 7 e 6, viadotto Sud .....	59
Figura 9 Viadotto Settecà protezione pile 5, 4 e 3, viadotto Sud .....	60
Figura 10 Viadotto Settecà protezione pile 2 e 1 e spalla Sud, viadotto Sud .....	60
Figura 11 Viadotto Settecà protezione pile 7 e 6 viadotto Nord .....	60
Figura 12 Viadotto Settecà protezione pile 5, 4 e 3 viadotto Nord .....	61
Figura 13 Viadotto Settecà protezione pile 2, 1 e spalla lato Sud, viadotto Nord .....	61
Figura 14 Viadotto Settecà planimetria delle protezioni con massi sciolti .....	62
Figura 15 Viadotto Molino protezione pila P5 viadotto Sud.....	62
Figura 16 Viadotto Molino protezione pile P4 e P5 viadotto Nord .....	63
Figura 17 Viadotto Molino planimetria delle protezioni con massi sciolti .....	63
Figura 18 - Portata massima convogliabile dai collettori in funzione della pendenza del collettore .....	77
Figura 19 - Schema complessivo impianti di trattamento e laminazione.....	93
Figura 20 - Manufatto di bypass dell’impianto 0 – sezione .....	96
Figura 21 - Manufatto di regolazione delle Seconde Piogge dell’impianto 0 – sezione .....	96
Figura 22 - Vasche di trattamento acque di prima pioggia –sezione.....	99
Figura 23 - Bacino di fitodepurazione a flusso libero – sezione tipo .....	102
Figura 24 - Bacino di fitodepurazione a flusso orizzontale subsuperficiale – sezione tipo.....	103
Figura 25 Posizione tipo delle pompe di irrigazione.....	104
Figura 26 - Manufatto di scarico dal bacino di compenso – sezione .....	108
Figura 27 Volume di invaso impianto 0 .....	121
Figura 28 Volume di invaso impianto 1A e 1B .....	122
Figura 29 Volume di invaso impianto 2A e 2B .....	123
Figura 30 Volume di invaso impianto 3.....	124
Figura 31 Volume di invaso impianto 4 .....	125
Figura 32 Volume di invaso impianto 5 .....	126
Figura 33 Volume di invaso impianto 5 CPP .....	127
Figura 34 Volume di invaso impianto 6 .....	128
Figura 35 Volume di invaso impianto 7 .....	129
Figura 36 Volume di invaso impianto 7 .....	130

## **PREMESSA**

La presente relazione illustra i criteri adottati per il dimensionamento dei manufatti che costituiscono il sistema di smaltimento delle acque meteoriche nell’ambito del Progetto Definitivo del 1° lotto funzionale dell’autostrada A31 Vicenza –Piovene Rocchette – Trento, come prolungamento dell’attuale tratto in esercizio da Longare (a sud di Vicenza) fino a Piovene Rocchette (a nord di Vicenza).

Si è provveduto alla progettazione del sistema di captazione e convogliamento delle acque di dilavamento superficiale sulla piattaforma autostradale e sulle zone di pertinenza, nonché alla progettazione degli impianti di accumulo e trattamento delle acque definite di prima pioggia e al sistema di smaltimento finale delle acque stesse ai recapiti superficiali.

Nel primo capitolo verranno descritti i riferimenti normativi per il progetto degli attraversamenti fluviali e per la verifica di compatibilità idraulica dell’opera.

Nel secondo capitolo verranno introdotti gli aspetti legati alla qualità delle acque da trattare e agli obiettivi depurativi da ottenere attraverso il trattamento delle acque di dilavamento negli appositi.

Nei successivi due capitoli verranno esposti le metodologie di calcolo e risultati ottenuti per la modellazione dell’idraulica fluviale dei corsi d’acqua attraversati dalla strada di progetto.

Successivamente trattate (capitolo 5) le metodologie di calcolo delle interferenze idrografiche minori e le relative risultanze.

Verranno quindi affrontato (capitolo 6) il tema dell’idraulica di piattaforma, definendo i criteri di progetto e caratteristiche dimensionali dei collettori di smaltimento delle acque di piattaforma.

Infine verrà trattato lo schema impiantistico del trattamento delle acque di dilavamento con descrizione e dimensionamento dei vari elementi che lo costituiscono.

## **A. Normativa**

### *A.1 Compatibilità idraulica delle interferenze principali*

#### *A.1.1 Aspetti introduttivi*

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

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

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

#### *A.1.2 Prescrizioni normative del Ministero dei Lavori Pubblici*

In Italia i riferimenti normativi ai quali si deve attenere il progettista degli attraversamenti fluviali sono contenuti nel Decreto Ministeriale del 2 agosto 1980 e in quello del 4 maggio 1990, ai quali ha fatto seguito la Circolare n. 34233 emanata in data 25 febbraio 1991 dal Ministero dei Lavori Pubblici, recante "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali". Recentemente il DM 14/01/08 più noto come "Norme Tecniche per le Costruzioni" al capitolo 5.1.2.4 "compatibilità idraulica" e successivamente la Circolare esplicativa n. 617 del 2-2-2009 ha integrato in alcune

parti, riguardanti prevalentemente le azioni da prevedere per i calcoli statici, le norme dei precedenti decreti.

Le norme prescrivono di assumere normalmente quale portata di progetto quella corrispondente a un tempo di ritorno non inferiore a duecento anni per la quale i calcoli idraulici dovranno verificare la sussistenza di un franco minimo tra il livello di massima piena e l'impalcato del ponte (di  $1,5 \div 2$  m).

Viene inoltre suggerito di stimare la frequenza probabile dell'evento di piena che dà luogo all'annullamento del franco ed in ogni caso si stabilisce che, per i corsi d'acqua arginati, la quota di sottotrave del ponte deve essere non inferiore a quella della sommità arginale.

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo (anche se non viene fornita alcuna indicazione su quale parte dell'alveo debba intendersi come corso d'acqua attivo) e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

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

Nel complesso, le norme emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici fissano il quadro di riferimento per lo sviluppo della relazione sugli aspetti idrologici, idrografici ed idraulici prescritta a corredo della progettazione dell'attraversamento fluviale, delineando anche i criteri generali che devono guidare l'articolazione di tale relazione.

#### A.1.3 *Prescrizioni normative ABPO*

Per quanto riguarda i criteri di progetto e di compatibilità adottati nella progettazione delle opere di attraversamento, per quanto non specificatamente indicato nelle Norme di attuazione del PAI dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione, si è fatto riferimento a quanto espresso nella *“Direttiva n. 4 –Criteri per la valutazione della compatibilità*

*idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all’interno delle fasce A e B”* allegata alle Norme di Attuazione dell’Autorità di Bacino del fiume PO.

Lo studio di compatibilità è stato pertanto finalizzato a valutare che l’inserimento della struttura sia coerente con l’assetto idraulico del corso d’acqua e non comporti alterazioni delle condizioni di rischio idraulico.

I criteri di compatibilità adottati possono essere pertanto sintetizzati in quanto segue:

*1. Portata di piena di progetto.*

Per quanto riguarda gli scenari di riferimento presi in considerazione nelle verifiche di compatibilità idraulica degli attraversamenti principali, in ottemperanza a quanto stabilito dalle norme, è stato assunto il Tempo di ritorno di 200 anni.

*2. Franco minimo.*

Il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte è stato assunto non inferiore ad 1,5 m, risultando tuttavia ampiamente verificato.

*3. Posizionamento del ponte rispetto all’alveo.*

L’insieme delle opere costituenti l’attraversamento non deve comportare condizionamenti al deflusso della piena e indurre modificazioni all’assetto morfologico dell’alveo. L’orientamento delle pile (ed eventualmente delle spalle) deve essere parallelo al filone principale della corrente. In particolare devono essere rispettate le seguenti condizioni:

- per i corsi d’acqua non arginati le pile e le spalle devono essere poste al di fuori delle sponde incise dell’alveo; in via eccezionale la pila può interessare la sponda, purché sia integrata con opportuni accorgimenti di difesa e di rivestimento;
- nei casi in cui il ponte sia inserito in un tratto di corso d’acqua interessato da altre opere di attraversamento poste in adiacenza, a monte o a valle, è necessario che le pile in alveo (ed eventualmente le spalle) siano allineate con quelle esistenti in modo che le pile presenti, considerate congiuntamente, non riducano la luce effettiva disponibile, anche ai fini del rischio di ostruzione da parte del materiale trasportato in piena;
- la struttura deve consentire il mantenimento della continuità della pista di servizio in fregio al corso d’acqua ovvero sul rilevato arginale.

*4. Effetti idraulici indotti dal ponte.*

La soluzione progettuale per il ponte e per i relativi rilevati di accesso deve garantire l’assenza di effetti negativi indotti sulle modalità di deflusso in piena; in particolare il profilo idrico di rigurgito eventualmente indotto dall’insieme delle opere di attraversamento deve essere compatibile con l’assetto difensivo presente e non deve comportare un aumento delle condizioni di rischio idraulico per il territorio circostante. Vanno inoltre verificati seguenti aspetti aggiuntivi:

- assenza di riduzione della superficie delle aree allagabili per effetto del ponte al fine di evitare effetti di minore laminazione della piena lungo l’asta fluviale;
- compatibilità dell’opera e delle eventuali sistemazioni idrauliche connesse con gli effetti indotti da possibili ostruzioni delle luci ad opera di corpi flottanti trasportati dalla piena ovvero di deposito anomalo di materiale derivante dal trasporto solido, soprattutto nel caso possano realizzarsi a monte invasi temporanei di dimensione significativa.

## *A.2 Compatibilità idraulica dell’opera di progetto*

### *A.2.1 Aspetti introduttivi*

La realizzazione di un’infrastruttura stradale come nel progetto in esame e più in generale di un’opera che trasforma il naturale assetto territoriale, può comportare un significativo impatto sulla quantità e qualità delle acque che giungono ai corpi idrici ricettori, pertanto al fine di minimizzare questo impatto ciascun intervento deve essere progettato garantendo la compatibilità idraulica dell’opera.

I principali riferimenti normativi per la progettazione dell’opera in oggetto sono:

- Decreto Legislativo 3 aprile 2006 n.152, “Norme in materia ambientale”
- Piano di tutela delle acque, Norme tecniche di attuazione - Regione Veneto approvato con delibera del Consiglio regionale n.107 il 5 novembre 2009

Si riporta una sintesi dei punti fondamentali dei principali riferimenti normativi relativi alla compatibilità idraulica di un’opera, prima di giungere alla descrizione degli approcci metodologici, dei parametri idraulici e della formule applicate per il dimensionamento dei presidi idraulici di piattaforma e degli impianti di trattamento e laminazione delle acque di dilavamento stradale.

### *A.2.2 Decreto Legislativo 152/2006*

Il Decreto Legislativo 152/2006 nel Capo 1, articolo 61 cita:

*“Le regioni, ferme restando le attività da queste svolte nell’ambito delle competenze del Servizio nazionale di protezione civile, ove occorra d’intesa tra loro, esercitano le funzioni e i compiti ad esse spettanti nel quadro delle competenze costituzionalmente determinate e nel rispetto delle attribuzioni statali, ed in particolare:*

*a) collaborano nel rilevamento e nell’elaborazione dei piani di bacino dei distretti idrografici secondo le direttive assunte dalla Conferenza istituzionale permanente di cui all’articolo 63, comma 4, ed adottano gli atti di competenza;*

*b) formulano proposte per la formazione dei programmi e per la redazione di studi e di progetti relativi ai distretti idrografici;*

- c) provvedono alla elaborazione, adozione, approvazione ed attuazione dei piani di tutela di cui all'articolo 121;*
- d) per la parte di propria competenza, dispongono la redazione e provvedono all'approvazione e all'esecuzione dei progetti, degli interventi e delle opere da realizzare nei distretti idrografici, istituendo, ove occorra, gestioni comuni;*
- e) provvedono, per la parte di propria competenza, all'organizzazione e al funzionamento del servizio di polizia idraulica ed a quelli per la gestione e la manutenzione delle opere e degli impianti e la conservazione dei beni;*
- f) provvedono all'organizzazione e al funzionamento della navigazione interna, ferme restando le residue competenze spettanti al Ministero delle infrastrutture e dei trasporti;*
- g) predispongono annualmente la relazione sull'uso del suolo e sulle condizioni dell'assetto idrogeologico del territorio di competenza e sullo stato di attuazione del programma triennale in corso e la trasmettono al Ministro dell'ambiente e della tutela del territorio entro il mese di dicembre;*
- h) assumono ogni altra iniziativa ritenuta necessaria in materia di conservazione e difesa del territorio, del suolo e del sottosuolo e di tutela ed uso delle acque nei bacini idrografici di competenza ed esercitano ogni altra funzione prevista dalla presente sezione.”*

Come si può notare con questo decreto legislativo lo Stato coinvolge le regioni, secondo le proprie competenze, nella stesura delle norme in materia di difesa del suolo.

La Regione Veneto con il Piano di Tutela delle Acque individua gli strumenti per la protezione e la conservazione della risorsa idrica, in applicazione del Decreto Legislativo del 3 aprile 2006, n. 152 e in conformità agli obiettivi e alle priorità d'intervento formulati dalle autorità di bacino.

### **Disciplina degli scarichi**

Le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio sono riconducibili alle acque reflue industriali e pertanto sono trattate con idonei sistemi di depurazione, soggette al rilascio dell'autorizzazione allo scarico ed al rispetto dei limiti di emissione nei corpi idrici superficiali o nel sottosuolo.

Per quanto concerne il Decreto Legislativo 152/2006 gli scarichi di acque reflue industriali in acque superficiali devono rispettare gli articoli 101, commi 1 e 2, in funzione del perseguimento degli obiettivi di qualità, dell'articolo 103 comma 1 per quanto riguarda gli scarichi sul suolo, l'articolo 104 comma 1, 2, 3, 4 per gli scarichi nel sottosuolo e l'articolo 105 comma 1 per scarichi in acque superficiali.

Il decreto legislativo 152/2006 con l’articolo 103 e 113 regola gli scarichi negli strati superficiali del sottosuolo delle acque reflue industriali, delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia, vietandone lo scarico o l’immissione diretta; in particolare:

- *Articolo 103 “E’ vietato lo scarico sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, fatta eccezione:*

*c) per gli scarichi di acque reflue urbane e industriali per i quali sia accertata l'impossibilità tecnica o l'eccessiva onerosità, a fronte dei benefici ambientali conseguibili, a recapitare in corpi idrici superficiali, purché gli stessi siano conformi ai criteri ed ai valori-limite di emissione fissati a tal fine dalle regioni ai sensi dell'articolo 101, comma 2. Sino all'emanazione di nuove norme regionali si applicano i valori limite di emissione della Tabella 4 dell'Allegato 5 alla parte terza del presente decreto;*

*e) per gli scarichi di acque meteoriche convogliate in reti fognarie separate;*

- *Articolo 113 “4. E’ comunque vietato lo scarico o l’immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee”*

In deroga agli articoli riportati vi sono i limiti qualitativi che le acque devono rispettare ai fini di ottenere l’autorizzazione allo scarico anche nei corsi d’acqua superficiali (art.105 comma 1 152/06); tali limiti sono riportati nell’articolo 101 del D.lgs 152/2006.

- *Articolo 101*

(criteri generali della disciplina degli scarichi)

- 1. Tutti gli scarichi sono disciplinati in funzione del rispetto degli obiettivi di qualità dei corpi idrici devono comunque rispettare i valori limite previsti nell’Allegato 5 alla parte terza del presente decreto. L’autorizzazione può in ogni caso stabilire specifiche deroghe ai suddetti limiti e idonee prescrizioni per i periodi di avviamento e di arresto e per l’eventualità di guasti nonché per gli ulteriori periodi transitori necessari per il ritorno alle condizioni di regime.*
- 2. Ai fini di cui al comma 1, le regioni, nell’esercizio della loro autonomia, tenendo conto dei carichi massimi ammissibili e delle migliori tecniche disponibili, definiscono i valori-limite di emissione, diversi da quelli di cui all’Allegato 5 alla parte terza del presente decreto, sia in concentrazione massima ammissibile sia in quantità massima per unità di tempo in ordine ad ogni sostanza inquinante e per gruppi o famiglie di sostanze affini. Le regioni non possono stabilire valori limite meno restrittivi di quelli fissati nell’Allegato 5 alla parte terza del presente decreto:*
  - a. nella Tabella 1, relativamente allo scarico di acque reflue urbane in corpi idrici superficiali;*

- b. nella Tabella 2, relativamente allo scarico di acque reflue urbane in corpi idrici superficiali ricadenti in aree sensibili;
- c. nella Tabella 3/A, per i cicli produttivi ivi indicati;
- d. nelle Tabelle 3 (di interesse per gli scarichi industriali nelle acque superficiali e quindi allegata) e 4, per quelle sostanze indicate nella Tabella 5 del medesimo Allegato.

**Tabella 3. Valori limiti di emissione in acque superficiali e in fognatura.**

Numero parametro	PARAMETRI	unità di misura	Scarico in acque superficiali	Scarico in rete fognaria(*)
1	pH		5,5-9,5	5,5-9,5
2	Temperatura	°C	(1)	(1)
3	colore		non percettibile con diluizione 1:20	non percettibile con diluizione 1:40
4	odore		non deve essere causa di molestie	non deve essere causa di molestie
5	materiali grossolani		assenti	assenti
6	Solidi sospesi totali (2)	mg/L	≤80	≤200
7	BOD <sub>5</sub> (come O <sub>2</sub> ) (2)	mg/L	≤40	≤250
8	COD (come O <sub>2</sub> ) (2)	mg/L	≤160	≤500
9	Alluminio	mg/L	≤1	≤2,0
10	Arsenico	mg/L	≤0,5	≤0,5
11	Bario	mg/L	≤20	-
12	Boro	mg/L	≤2	≤4
13	Cadmio	mg/L	≤0,02	≤0,02
14	Cromo totale	mg/L	≤2	≤4
15	Cromo VI	mg/L	≤0,2	≤0,20
16	Ferro	mg/L	≤2	≤4
17	Manganese	mg/L	≤2	≤4
18	Mercurio	mg/L	≤0,005	≤0,005
19	Nichel	mg/L	≤2	≤4
20	Piombo	mg/L	≤0,2	≤0,3
21	Rame	mg/L	≤0,1	≤0,4
22	Selenio	mg/L	≤0,03	≤0,03
23	Stagno	mg/L	≤10	
24	Zinco	mg/L	≤0,5	≤1,0
25	Cianuri totali (come CN)	mg/L	≤0,5	≤1,0
26	Cloro attivo libero	mg/L	≤0,2	≤0,3
27	Solfuri (come H <sub>2</sub> S)	mg/L	≤1	≤2
28	Solfiti (come SO <sub>3</sub> )	mg/L	≤1	≤2
29	Solfati (come SO <sub>4</sub> ) (3)	mg/L	≤1000	≤1000
30	Cloruri (3)	mg/L	≤1200	≤1200
31	Fluoruri	mg/L	≤6	≤12
32	Fosforo totale (come P) (2)	mg/L	≤10	≤10
33	Azoto ammoniacale (come NH <sub>4</sub> ) (2)	mg /L	≤15	≤30
34	Azoto nitroso (come N) (2)	mg/L	≤0,6	≤0,6
35	Azoto nitrico (come N) (2)	mg /L	≤20	≤30
36	Grassi e olii animali/vegetali	mg/L	≤20	≤40

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

37	Idrocarburi totali	mg/L	≤5	≤10
38	Fenoli	mg/L	≤0,5	≤1
39	Aldeidi	mg/L	≤1	≤2
40	Solventi organici aromatici	mg/L	≤0,2	≤0,4
41	Solventi organici azotati	mg/L	≤0,1	≤0,2
42	Tensioattivi totali	mg/L	≤2	≤4
43	Pesticidi fosforati	mg/L	≤0,10	≤0,10
44	Pesticidi totali (esclusi i fosforati)	mg/L	≤0,05	≤0,05
	tra cui:			
45	- aldrin	mg/L	≤ 0,01	≤0,01
46	- dieldrin	mg/L	≤ 0,01	≤0,01
47	- endrin	mg/L	≤ 0,002	≤0,002
48	- isodrin	mg/L	≤ 0,002	≤0,002
49	Solventi clorurati	mg/L	≤1	≤2
50	Escherichia coli (4)	UFC/100mL	nota	
51	Saggio di tossicità acuta (5)		il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 50% del totale	il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 80% del totale

Nella tabella sottostante è riportato un elenco delle principali fonti di emissione e delle relative sostanze emesse dal traffico stradale; a questi agenti vanno aggiunte le eventuali sostanze versate in caso di incidente. Si osserva che gli agenti inquinanti riportati in tabella sono soggetti a limiti di concentrazione con riferimento alle tabelle 3, A1, A2, e A4; si evince quindi la necessità del trattamento delle acque di piattaforma.

Agenti inquinanti	Principali fonti di emissione
Particolato	Consumo della pavimentazione, deposizione atmosferica, manutenzione stradale
Azoto e fosforo	Deposizione atmosferica, fertilizzanti utilizzati sul bordo della strada
Piombo	Gas di scarico, consumo freni, oli lubrificanti, grassi, consumo cuscinetti
Zinco	Usura dei pneumatici, olio motore, grassi, corrosione dei guard-rail
Ferro	Usura della parti meccaniche dei veicoli, corrosione delle carrozzerie, strutture in ferro sulle strade (pannelli, guard-rail, segnaletica)
Rame	Usura freni, carrozzeria veicoli, usura della parti meccaniche, insetticidi e anticrittogamici
Cadmio	Usura pneumatici
Cromo	Carrozzeria veicoli, consumo freni e frizione
Nichel	Combustione a diesel, oli lubrificanti, carrozzerie, asfalto, consumo freni
Manganese	Usura parti meccaniche
Sodio, calcio, cloro	Prodotti antigelo
Zolfo	Benzine, prodotti antigelo
Petrolio	Perdite dai motori, asfalti e bitume
Bromo	Gas di scarico dei motori
Gomma	Consumo pneumatici
Amianto	Consumo freni e frizione

Tabella 1 - Agenti inquinanti e fonti di emissioni provenienti dal solo traffico stradale.

In accordo al Decreto Legislativo n 152 del 3 aprile 2006 i consorzi di bonifica e di irrigazione, sono interessati anche attraverso appositi accordi di programma con le competenti autorità, alla realizzazione di azioni di salvaguardia ambientale e di risanamento delle acque con particolare

riguardo alla prevenzione e riduzione dell’inquinamento dei corpi idrici ed alla mitigazione degli effetti delle inondazioni.

### A.2.3 *Piano di tutela delle acque, Norme tecniche di attuazione - Regione Veneto*

Di seguito vengono riportati gli articoli e commi salienti del Piano di tutela delle acque da dover rispettare in fase progettuale.

Il divieto allo scarico è sancito pure nell’articolo 30 e 37 del PTA del Veneto riguardanti rispettivamente gli scarichi al suolo e le acque reflue industriali.

Tali divieti vengono superati dalla normativi del veneto; il PTA infatti nell’articolo 39 cita:

*“5) Per le strade pubbliche e private le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio, convogliate in condotte ad esse riservate, possono essere recapitate in corpo idrico superficiale o sul suolo, fatto salvo quanto previsto dalla normativa vigente in materia di nulla osta idraulico e fermo restando quanto stabilito ai commi 8 e 9. Nei casi previsti dal presente comma negli insediamenti esistenti, laddove il recapito in corpo idrico superficiale o sul suolo non possa essere autorizzato dai competenti enti per la scarsa capacità dei recettori o non si renda convenientemente praticabile, il recapito potrà avvenire anche negli strati superficiali del sottosuolo, purché sia preceduto da un idoneo trattamento in continuo di sedimentazione e, se del caso, di disoleazione della acque ivi convogliate.*

*13) Le acque di seconda pioggia, tranne che nei casi di cui al comma 1, non necessitano di trattamento, non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico fermo restando la necessità di acquisizione del nulla osta idraulico, possono essere immesse negli strati superficiali del sottosuolo e sono gestite e smaltite a cura del comune territorialmente competente o di altri soggetti da esso delegati”.*

### **Problemi specifici: qualità e quantità delle acque**

Tra i problemi specifici a livello normativo possiamo senz’altro menzionare quelli qualitativi e quelli quantitativi. A livello qualitativo si parla di acque di prima pioggia e sversamenti accidentali, mentre nel livello quantitativo rientra la laminazione delle portate.

Di seguito viene riportato l’articolo 39 del Piano di tutela delle acque che si pone come norma necessaria ai fini del conseguimento degli obiettivi di qualità previsti ai sensi dell’art. 113 del D.Lgs. 152/2006.

### *Comma 3*

*“Le acque di prima pioggia sono riconducibili alle acque reflue industriali, devono essere stoccate in un bacino a tenuta e, prima dello scarico, opportunamente trattate, almeno con sistemi di sedimentazione accelerata o altri sistemi equivalenti per efficacia; se del caso, deve essere previsto anche un trattamento di disoleatura; lo scarico è soggetto al rilascio dell’autorizzazione e al rispetto dei limiti di emissione nei corpi idrici superficiali o sul suolo o in fognatura, a seconda dei casi. Le acque di seconda pioggia non necessitano di trattamento e non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico.”*

#### Comma 4

*“I volumi da destinare allo stoccaggio delle acque di prima pioggia e di lavaggio devono essere dimensionati in modo da trattenere almeno i primi 5 mm di pioggia distribuiti sul bacino elementare di riferimento. Il rilascio di detti volumi nei corpi recettori, di norma, deve essere attivato nell’ambito delle 48 ore successive all’ultimo evento piovoso. Si considerano eventi di pioggia separati quelli fra i quali intercorre un intervallo temporale di almeno 48 ore. Ai fini del calcolo delle portate e dei volumi di stoccaggio, si dovranno assumere quali coefficienti di afflusso convenzionali il valore 0,9 per le superfici impermeabili, il valore 0,6 per le superfici semipermeabili, il valore 0,2 per le superfici permeabili, escludendo dal computo le superfici coltivate. Qualora il bacino di riferimento per il calcolo, che deve coincidere con il bacino idrografico elementare (bacino scolante) effettivamente concorrente alla produzione della portata destinata allo stoccaggio, abbia un tempo di corrivazione superiore a 15 minuti primi, il tempo di riferimento deve essere pari a:*

- al tempo di corrivazione stesso, qualora la porzione di bacino il cui tempo di corrivazione è superiore a 15 minuti primi, sia superiore al 70% della superficie totale del bacino;*
- al 75% del tempo di corrivazione, e comunque al minimo 15 minuti primi, qualora la porzione di bacino il cui tempo di corrivazione è superiore a 15 minuti primi sia inferiore al 30% e superiore al 15% della superficie del bacino;*
- al 50% del tempo di corrivazione, e comunque al minimo 15 minuti primi, qualora la porzione di bacino il cui tempo di corrivazione è superiore a 15 minuti primi sia inferiore al 15% della superficie del bacino.”*

#### Comma 5

*“Per le strade pubbliche e private le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio, convogliate in condotte ad esse riservate, possono essere recapitate in corpo idrico superficiale o sul suolo, fatto salvo quanto previsto dalla normativa vigente in materia di nulla osta idraulico e fermo restando quanto stabilito ai commi 8 e 9. Nei casi previsti dal presente comma negli insediamenti esistenti, laddove il recapito in corpo idrico superficiale o sul suolo non possa essere*

*autorizzato dai competenti enti per la scarsa capacità dei recettori o non si renda convenientemente praticabile, il recapito potrà avvenire anche negli strati superficiali del sottosuolo, purché sia preceduto da un idoneo trattamento in continuo di sedimentazione e, se del caso, di disoleazione delle acque ivi convogliate.”*

*Comma 7*

*“Per tutte le acque di pioggia collettate, quando i corpi recettori sono nell’incapacità di drenare efficacemente i volumi in arrivo, è necessaria la realizzazione di sistemi di stoccaggio, atti a trattenerle per il tempo sufficiente affinché non siano scaricate nel momento di massimo afflusso nel corpo idrico.”*

*Comma 9*

*“Per le canalizzazioni a servizio delle reti autostradali e più in generale delle pertinenze delle grandi infrastrutture di trasporto, che recapitano le acque nei corpi idrici superficiali significativi o nei corpi idrici di rilevante interesse ambientale, le acque di prima pioggia saranno convogliate in bacini di raccolta e trattamento a tenuta in grado di effettuare una sedimentazione prima dell’immissione nel corpo recettore. Se necessario, dovranno essere previsti anche un trattamento di disoleatura e andranno favoriti sistemi di tipo naturale quali la fitodepurazione o fasce filtro/fasce tampone.”*

*Comma 13*

*“Le acque di seconda pioggia, tranne che nei casi di cui al comma 1, non necessitano di trattamento, non sono assoggettate ad autorizzazione allo scarico fermo restando la necessità di acquisizione del nulla osta idraulico, possono essere immesse negli strati superficiali del sottosuolo e sono gestite e smaltite a cura del comune territorialmente competente o di altri soggetti da esso delegati.”*

*Comma 14*

*“La Regione incentiva la realizzazione delle opere per la gestione delle acque di prima pioggia. La Regione incentiva altresì la realizzazione di opere volte a favorire il riutilizzo delle acque meteoriche.”*

## B. Caratterizzazione qualitativa delle acque meteoriche

### B.1 Premessa

Nei primi minuti di un evento piovoso, le acque meteoriche che dilavano una sede stradale raccolgono e convogliano verso il reticolo idrografico le sostanze presenti sulla piattaforma stradale stessa ed in particolare quelle inquinanti che si depositano sull’asfalto per effetto:

- dell’esercizio della strada (perdita di carburanti incombusti, detriti di pneumatici, gocciolamento di sostanze detergenti e anticongelanti, abrasione di conglomerato bituminoso, ecc.) e della sua manutenzione (vernici per demarcazione della segnaletica orizzontale, sostanze chimiche utilizzate per la pulizia dei segnali verticali, ecc.);
- di eventi accidentali (dispersione sostanze solubili e insolubili in acqua, liquidi infiammabili, ecc.);
- di altri fattori inquinanti come la perdita e la frantumazione di materiali da costruzione (inerti, cementi, ecc.), depositi di componenti di vegetazione (fogliame, residui dello sfalcio dell’erba, pollini), escrementi, resti di animali morti, ecc..

Le principali sostanze inquinanti che si depositano sull’asfalto sono riassunte nel prospetto riportato in tabella 2.

Agenti inquinanti	Principali fonti di emissione
Elementi particellari	Logorio della pavimentazione, operazioni di manutenzione, atmosfera
Nitrati e fosfati	Fertilizzanti provenienti dalle fasce di pertinenza, atmosfera
Piombo	Gas di scarico, consumo di pneumatici (additivi minerali), olii lubrificanti, grassi, consumo cuscinetti
Zinco	Consumo pneumatici (additivi minerali), olio motore (additivi stabilizzanti)
Ferro	Ruggine carrozzeria, elementi complementari della strada (barriere, segnali), parti mobili del motore
Rame	Rivestimenti metallici, consumo cuscinetti, boccole e ferodi, parti mobili del motore, fungicidi, pesticidi usati nelle operazioni di manutenzione
Cadmio	Consumo pneumatici (additivi minerali), applicazione di insetticidi
Cromo	Rivestimenti metallici, parti mobili del motore, consumo dei ferodi
Nickel	Gas di scarico dei motori, olii lubrificanti, rivestimenti metallici, consumo boccole e ferodi
Manganese	Parti mobili del motore
Bromo	Gas di scarico dei motori
Cianuro	Sostanze agglutinanti usate nei sali disgelanti
Sodio, Calcio	Sali disgelanti, grassi
Cloruri	Sali disgelanti
Solfati	Spillamento e perdite di lubrificanti, antigelo, fluidi idraulici, bitumi fissati
PCB	Insetticidi a base di PCB
Organici persistenti (IPA, etc)	Residui di combustione nei motori a scoppio
Batteri patogeni (indicatori)	Rifiuti vari, sostanze organiche putrescibili
Gomma	Consumo dei pneumatici
Amianto	Consumo frizione freni
Grassi idrocarburi	Olii lubrificanti a base di n-paraffine, anticongelanti, fluidi per comandi idraulici

Tabella 2 - elenco dei principali inquinanti che si depositano sulle superfici di dilavamento stradale (fonte: Federal Highway Administration)

Oltre a produrre un carico organico in buona parte biodegradabile (oli e grassi, alcani, alcheni, ecc.), ma contenente una piccola frazione a lentissima degradabilità e di notevole pericolosità ambientale (idrocarburi policiclici aromatici, furani, ecc.), i manti stradali veicolano mediante le acque di dilavamento notevoli quantità di solidi inerti (sali inorganici di varia natura), nutrienti (azoto e fosforo) e metalli pesanti.

### *B.2 Qualità chimico-fisica delle acque da trattare*

E’ ben noto che le acque meteoriche di dilavamento del manto autostradale sono caratterizzate da fenomeni di inquinamento generalmente altrettanto ben conosciuti, come riportato in numerosi testi scientifici.

COMPOSIZIONI MEDIE DELLE ACQUE DI DILAVAMENTO DI SUOLI STRADALI					
Parametri (mg/l)	Aree urbane	Aree industriali	Aree residenziali/ commerciali	Aree agricole	Aree incolte
BOD <sub>5</sub>	20 (7-56)	9.6	20	3.8	1.45
COD	75 (20-275)	-	-	-	-
TSS	150 (20-2890)	93.9	140	55.3	11.1
NH <sub>4</sub> -N	0.582	-	-	0.48	-
TN	2	1.79	2.8	2.32	1.25
TP	0.36	0.31	0.51	0.344	0.053
Rame	0.05	-	-	-	-
Piombo	0.18	0.202	0.214	-	-
Zinco	0.2	0.122	0.170	-	-
Ferro	8.7	-	-	-	-
Mercurio	0.00005	-	-	-	-
Nickel	0.022	-	-	-	-
Cianuri	0.0025	-	-	-	-
Fenoli totali	0.0137	-	-	-	-
Oli e grassi	2.6	-	-	-	-

Tabella 3 - Comparazione in termini di qualità chimica delle acque meteoriche raccolte da aree di diversa natura (Kadlec and Knight, “Treatment Wetlands”, 1996)

I dati riportati in tabella 3 evidenziano come le aree impermeabilizzate interessate da traffico veicolare o da attività umane siano importanti sorgenti di inquinamento diffuso. I valori di concentrazione di tali inquinanti nelle acque di dilavamento dipendono da numerosi fattori come l’entità e la tipologia del traffico veicolare, l’intensità dell’evento meteorico e la distanza temporale tra due successivi eventi di pioggia. Per questi motivi non è semplice fornire valori di riferimento validi in termini assoluti. In letteratura sono peraltro disponibili numerosi studi, effettuati in diverse situazioni e condizioni, sulla base dei quali e dei dati meteorologici locali e delle superfici di raccolta interessate nel caso specifico, sono stati assunti come riferimento per il presente progetto i valori di concentrazione riportati nella tabella 4.

Sono in particolare indicati i valori caratteristici minimo e massimo (intervallo di concentrazione osservato) e, dove disponibile, il valore medio per l’evento meteorico. Sono riportati nella stessa tabella anche gli intervalli di variazione dei carichi apportati per unità di area drenata.

INQUINANTE	CONCENTRAZIONE			CARICO	
	Intervallo valori		valore medio	Intervallo valori	
	min (mg/l)	max (mg/l)	mg/l	min (kg/ha/anno)	Max (kg/ha/anno)
Solidi Sospesi Totali	110	5700	260	815	6289
Solidi Volatili Totali	18	86	39	45	861
BOD <sub>5</sub>	10	32	24	90	172
COD	89	209	114	181	3865
NH <sub>4</sub> -N	0,02	2,8		0,8	6,1
Azoto Totale	0,17	3,55	2,95	5,1	13,5
Fosforo			0,36		
Piombo	0,34	34	0,96	1,1	13
Zinco			0,41	1,9	19
Coliformi fecali (UFC/100ml)			10-10 <sup>2</sup>		
Cloro	159	2174		770	11610
Rame	0,05	0,69		0,4	3,7
Oli e idrocarburi	7,5	400		0,01	43,3

Tabella 4 - Concentrazioni e carichi dei principali inquinanti nelle acque di dilavamento autostradale

Le concentrazioni peraltro dipendono in buona parte da quanto può essere lungo il periodo di tempo secco antecedente all’evento meteorico.

### B.3 Obiettivi depurativi

L’utilizzo dello schema di trattamento considerato permette una efficace rimozione di tutte le principali classi di inquinanti presenti nelle acque di dilavamento della superficie stradale.

A livello normativo in Italia non è chiaro come si debbano considerare le acque di dilavamento autostradale ed in generale molti casi di inquinamento diffuso. Secondo il “Codice dell’Ambiente” (D.L. 152/06) se le acque meteoriche vengono raccolte ed immesse nel reticolo idrografico, devono rispettare determinati limiti allo scarico o comunque non creare situazioni tali da peggiorare la qualità dei corpi idrici.

Cautelativamente l’obiettivo depurativo preso a riferimento è stato quello di Tabella 3 All. 5 Parte Terza D.L. 152/06 per lo scarico in acque superficiali.

Considerando invece termini ancor più restrittivi, per l’ottenimento dell’obiettivo “qualità delle acque” si ritiene necessario fissare una rimozione minima degli inquinanti pari al 60-70% dei carichi sversati annualmente che corrisponde al coefficiente di rimozione minimo fissato dalle linee guida di svariati paesi per il trattamento delle acque di dilavamento di superfici stradali, valore ritenuto adeguato per ottenere un minimo impatto sui ricettori finali (acque superficiali e sotterranee o suolo).

I sistemi di trattamento adottati avranno come principale funzione l’abbattimento, mediante meccanismi chimico-fisici e biologici, delle sostanze facilmente biodegradabili e delle particelle facilmente filtrabili o sedimentabili, e di “bloccare” all’interno dell’area di trattamento tutti gli inquinanti “pericolosi” presenti in basse concentrazioni, come i metalli pesanti e gli organici persistenti. Sia i primi che i secondi, una volta trattenuti all’interno del sistema, mediante fenomeni di sedimentazione, filtrazione ed adsorbimento, ed avendo quindi un tempo di ritenzione estremamente lungo, saranno soggetti a meccanismi di degradazione.

Considerando quindi che il volume di prima pioggia, pari a 5 mm in 15 minuti, consente di bloccare circa l’85%, il sistema depurativo dovrà avere una capacità di rimozione del BOD media pari a circa il 80-85% delle quantità di massa annuali in ingresso.

## C. Sistema di drenaggio

In questo capitolo vengono brevemente descritti i diversi sistemi di drenaggio utilizzati nella presente progettazione.

### C.1 Asse principale

#### C.1.1 Drenaggio in rilevato

Nei tratti in cui la viabilità si sviluppa in rilevato le acque defluenti dalla piattaforma stradale vengono raccolte ai margini da una canaletta prefabbricata continua in PEAD con dimensioni interne 25x20 cm con copertura grigliata disposta parallelamente all’asse autostradale. La canaletta è interrotta, a prefissata distanza, da un pozzetto che cattura la portata fluente per avviarla ad una tubazione in PEAD (DN variabile tra 400 e 500) disposta sotto la corsia di emergenza. L’elemento prefabbricato costituente la canaletta ha forma rettangolare mentre il pozzetto è caratterizzato da uno scarico di fondo che si allaccia con tubo in PEAD DN160 mm al collettore di smaltimento verso gli impianti di trattamento.

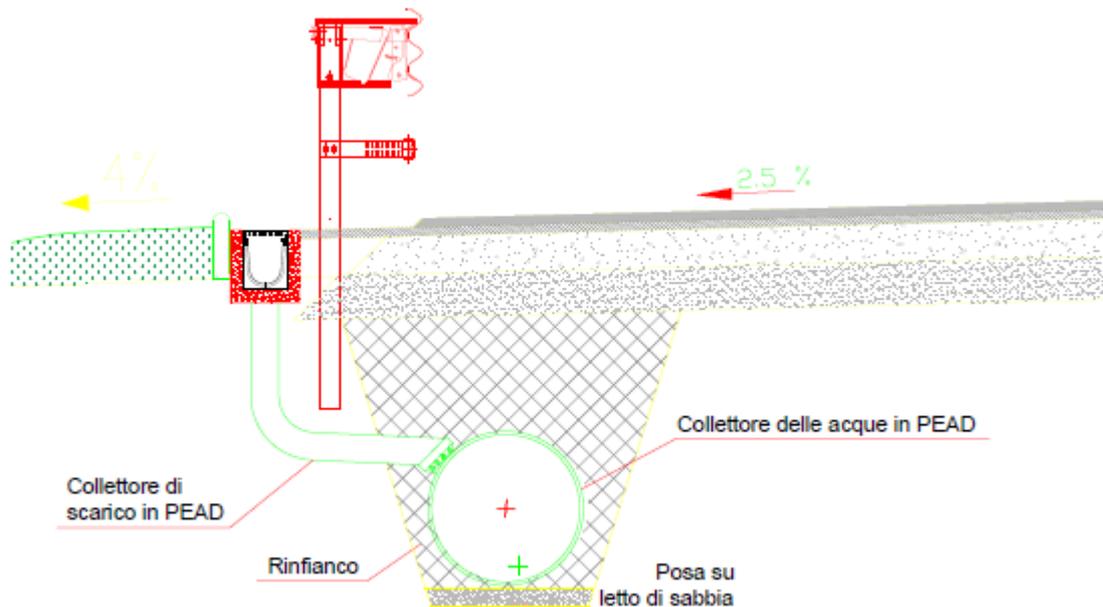


Figura 1 Sistema di drenaggio in rilevato in corrispondenza del pozzetto

L’ispezione sarà realizzata in corrispondenza della corsia d’emergenza con pozzetti dotati di chiusini in ghisa classe D400 ogni 50 m, tali chiusini in ghisa carrabile saranno al livello dello strato d’usura e lasciati scoperti come si può notare nella sezione tipologica riportata in seguito.

### C.1.2 Drenaggio in trincea

Nei tratti in cui la viabilità si sviluppa in trincea il sistema di raccolta delle acque è composto da una canaletta rettangolare in cls con dimensioni interne 35x35 cm disposta ai margini parallelamente all’asse autostradale. La canaletta è interrotta, a prefissata distanza, da un pozzetto che consente alla portata di defluire nella tubazione in PEAD (DN variabile) sottostante, oltre a garantire l’ispezionabilità della tubazione stessa. Il pozzetto è dotato di una griglia carrabile in ghisa sferoidale di classe D400.

Il sistema intercetta e smaltisce anche le portate provenienti dalla scarpata della trincea.

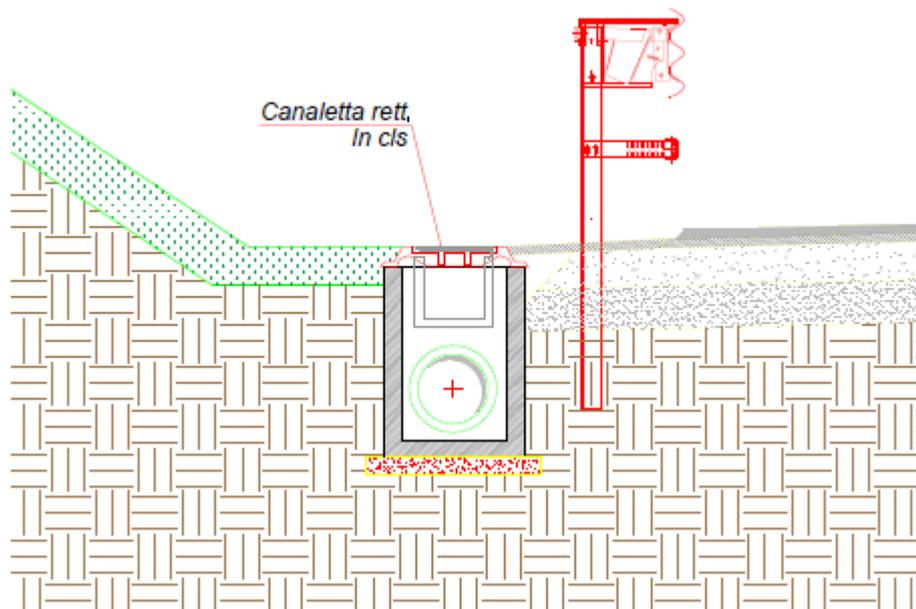


Figura 2 Sistema di drenaggio in trincea in corrispondenza del pozzetto sifonato

### C.1.3 Viabilità in curva

La viabilità in curva prevede la raccolta delle acque di piattaforma della carreggiata esterna al centro delle due carreggiate mediante una canaletta grigliata prefabbricata continua in PEAD 20x35 cm disposta parallelamente all’asse autostradale. La canaletta è interrotta, a prefissata distanza, da un pozzetto a “T” in PEAD con chiusino in ghisa sferoidale di classe C250. La portata fluente dalla canaletta viene intercettata nei pozzetti ed avviata ad una tubazione sottostante in PEAD (DN variabile tra 400 e 500) disposta nel margine interno.

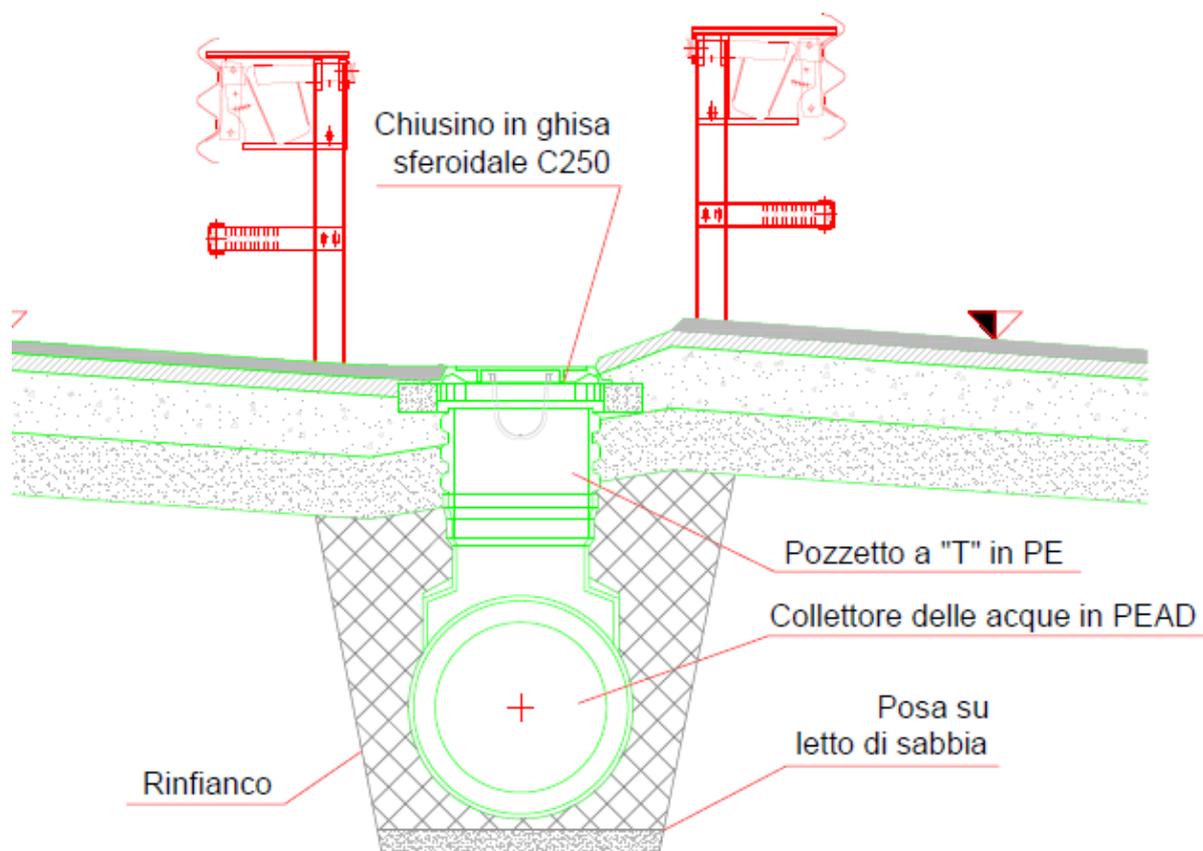


Figura 3 - Asse principale – dettaglio canalina di drenaggio centro curva

Al termine della curva le acque vengono scaricate verso il margine esterno della carreggiata con una condotta di attraversamento trasversale in PEAD.

#### C.1.4 Drenaggio da viadotto

Lungo la viabilità in viadotto le acque meteoriche sono captate dai appositi bocchettoni dotati di griglia in ghisa carrabile di classe UNI EN 124 C250 che scaricano direttamente nelle tubazioni sottostanti, poste sul ciglio interno od esterno, rispettivamente in curva o in rettilo.

Lo scarico avviene mediante tubazione PVC DN160 mm, alle tubazioni correnti previste anch'esse in PVC con diametro variabile da DN400 a DN500, appese alla struttura dell'impalcato tramite collari e pendini in acciaio inox.

Poiché le condotte sono esposte agli sbalzi termici, il loro montaggio deve essere fatto tenendo conto delle dilatazioni proprie e di quelle della struttura alla quale sono ancorati; si sono quindi previsti opportuni manicotti che consentono la libera dilatazione della condotta.

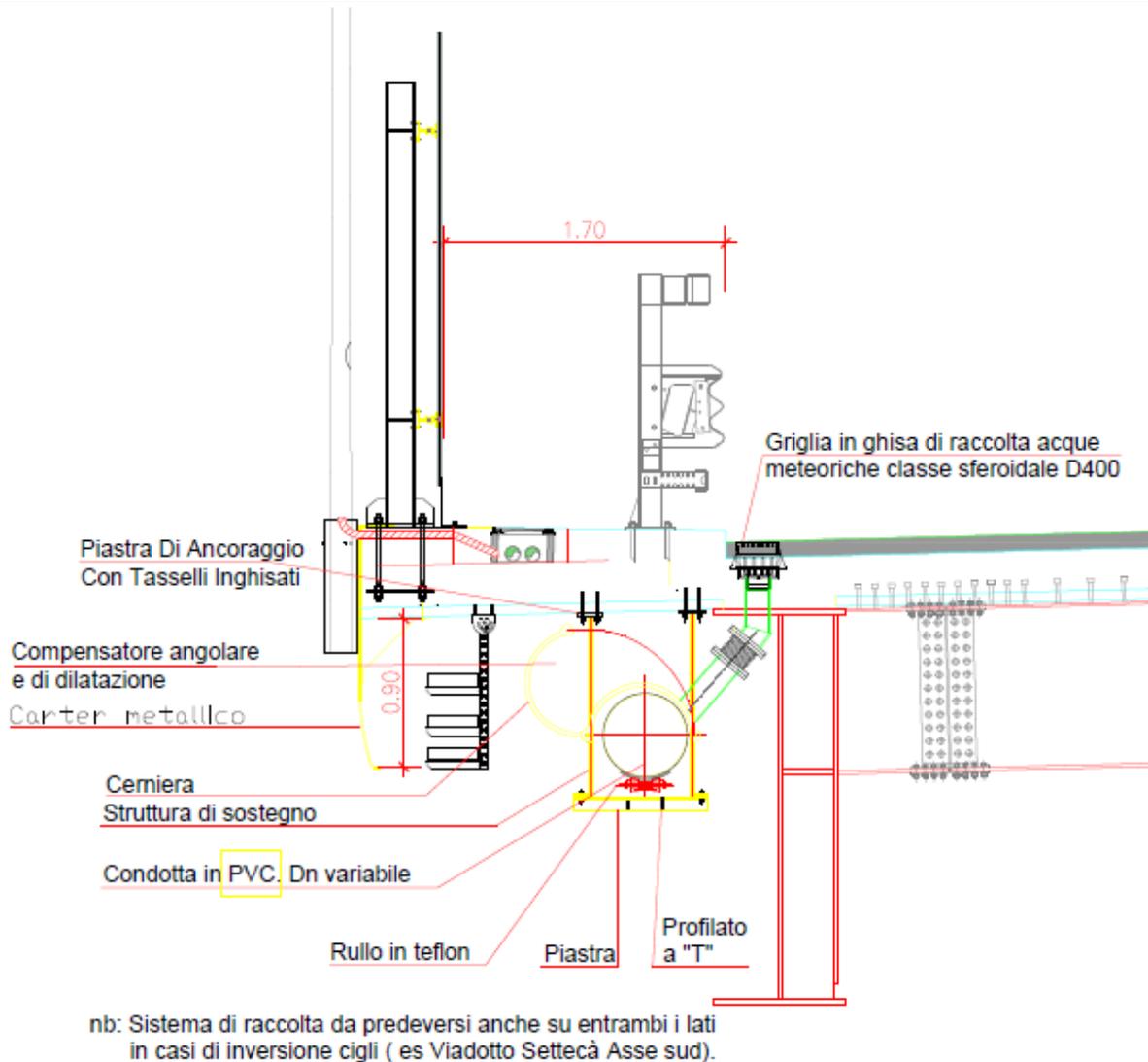


Figura 4 Sistema di drenaggio su viadotto

### C.1.5 Drenaggio in galleria

Per quanto riguarda le gallerie il drenaggio è realizzato tramite una canaletta prefabbricata in PEAD 20x25 cm, in grado di raccogliere la portata e convogliarla all'interno di pozzetti sifonati d'intercettazione in calcestruzzo polimerico. Tra questi pozzetti scorre una tubazione in PEAD con diametro variabile (minimo DN 315) che consente di portare le acque di piattaforma e di pulizia all'esterno della galleria. Le tubazioni sono ispezionabili in corrispondenza dei pozzetti sifonati rompitratta.

La conformazione del sistema è costituita da pozzetti sifonati posti ad interasse di 25 m lungo le condotte di raccolta e convogliamento. Il sistema è stato studiato per permettere lo spegnimento delle eventuali fiamme del liquido in entrata, in modo da evitare il propagarsi dell'incendio anche a settori attigui delle gallerie.

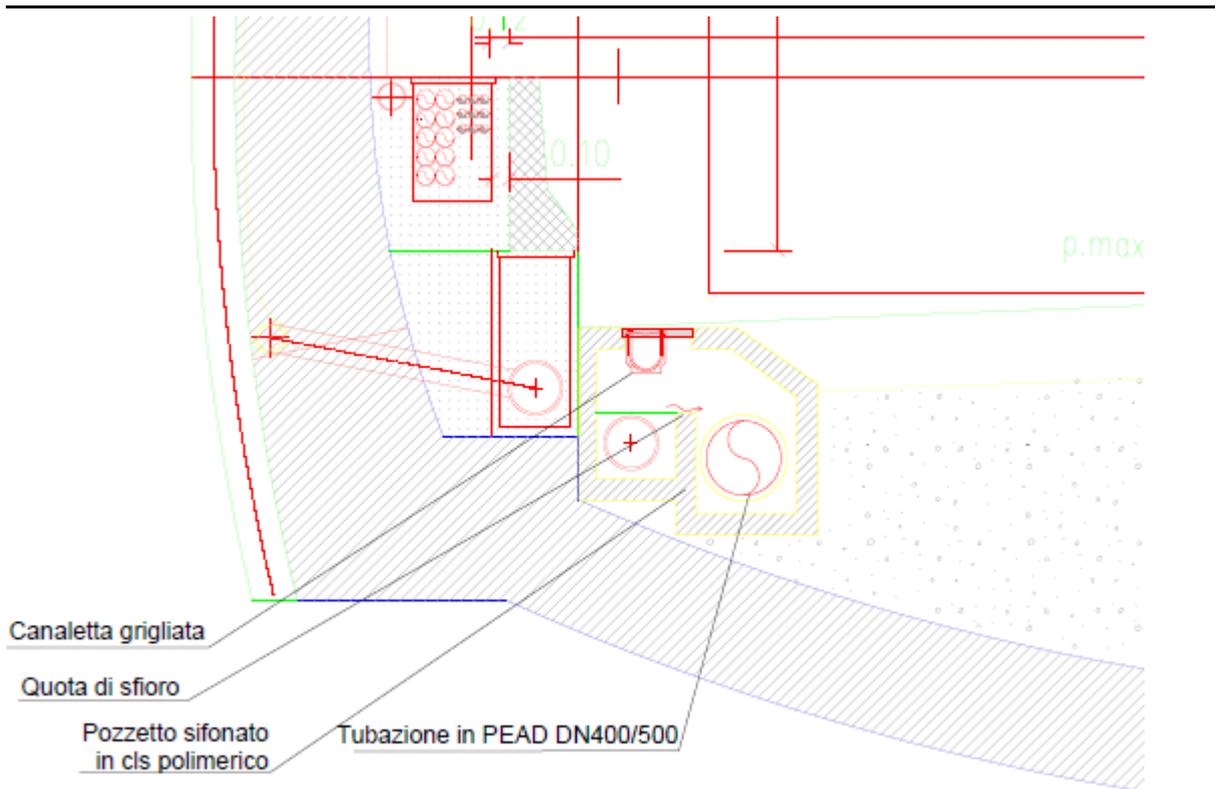


Figura 5 Sistema di drenaggio in galleria

### C.1 Svincoli

Gli svincoli presenti lungo il 1° lotto del tracciato autostradale sono due: lo svincolo di Cogollo del Cengio e lo svincolo di Pedemonte Valle dell’Astico. Il sistema di smaltimento delle acque sulle rampe è simile a quanto già visto per la viabilità principale.

#### **D. Analisi delle interferenze principali in moto permanente**

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

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

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

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

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

### D.1 Il Programma HEC-RAS

#### **Profili di corrente**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### Metodo di risoluzione

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

- a. la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1);
- b. si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati *a)* e della geometria della sezione;
- c. la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni;
- d. si assume una quota dell'acqua alla successiva sezione 2 e se ne calcola il raggio idraulico e l'area sulla base della geometria della sezione stessa. Quindi si determina un valore medio della capacità di deflusso delle due sezioni. La capacità di deflusso di una sezione di un alveo è, per una determinata altezza d'acqua, la portata che può transitare nell'alveo con una pendenza piezometrica unitaria;
- e. si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata;
- f. si calcola il carico cinetico pesato,  $\alpha V^2/2g$ , nella seconda sezione;
- g. si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione sulla base di quanto determinato in *f)*;
- h. si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico;
- i. si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota calcolata in *h)*;
- j. si calcola l'errore tra il livello d'acqua nella sezione 2 assunto in *d)* e quello calcolato in *i)*;
- k. se l'errore è minore di 1 cm la procedura è ripetuta per le sezioni successive dell'alveo, altrimenti è ripetuta per le stesse due sezioni ma con una nuova stima iniziale dell'altezza d'acqua nella sezione 2 (punto *d)*).

#### D.1.1 *Coefficiente di Scabrezza*

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

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura

vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell’asta fluviale di interesse.

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

Per la determinazione del coefficiente di scabrezza di Manning, un metodo di comprovata affidabilità al quale si è fatto riferimento è riportato in *“Open Channel Hydraulics”* (Chow, 1994):

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

dove:

- $n$**  è il coefficiente di Manning
- $n_0$**  è un coefficiente che dipende dalla natura del materiale costituente l’alveo variabile tra 0.020 e 0.028 passando da terra a roccia e fino ad alluvioni grossolane;
- $n_1$**  è un coefficiente che dipende dall’entità dell’irregolarità della superficie della sezione, variabile tra 0.000 e 0.020 all’aumentare di questa.
- $n_2$**  è un coefficiente che dipende dalla gradualità e frequenza della variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale, variabile tra 0.000 e 0.015 all’aumentare di queste.
- $n_3$**  è un coefficiente che tiene in conto l’eventuale entità di effetti locali relativi alla presenza di ostacoli puntuali, variabile tra 0.000 a 0.040
- $n_4$**  è un coefficiente che dipende dall’effetto della vegetazione sulla resistenza al moto dell’acqua, variabile tra 0.000 e 0.0100
- $n_5$**  è un coefficiente che dipende dal grado di sinuosità longitudinale del corso d’acqua, variabile tra 1.00 e 1.30 all’aumentare di questo.

Sulla base di quanto riportato in letteratura e confermato dall’esperienza, per il coefficiente di Manning sono stati adottati valori sufficientemente cautelativi pari a **0.03** e **0.06**  $m^{-1/3}$  s, rispettivamente per l’alveo e le aree golenali.

#### D.1.2 Condizioni al contorno

L’esatta definizione delle condizioni al contorno costituisce una delle fasi più critiche della modellazione poiché è molto difficile individuarne il valore esattamente coincidente con il fenomeno fisico che si realizza, ed inoltre possono essere mutevoli nel tempo, pertanto è

opportuno estendere il dominio di calcolo a sufficiente distanza dal tratto di interesse ed è prassi progettuale imporre condizioni sufficientemente cautelative. La condizione di valle è quella che ha la maggiore influenza sul profilo di corrente soprattutto per un moto in condizioni di alveo a debole pendenza, pertanto si impone l’altezza di moto uniforme; la condizione di monte generalmente ha un’influenza meno marcata ed è preferibile imporre una condizione di corrente critica anche ai fini di risolubilità dell’equazione del moto.

Nelle simulazioni condotte sulle aste fluviali esaminate è stato adottato questo approccio.

Per assegnare le altezze idrauliche al contorno del modello è sufficiente definire la tipologia di condizione da imporre e nel caso di moto uniforme, anche la pendenza del fondo, poiché il programma è in grado di definire in automatico le altezze corrispondenti.

Si riportano nella tabella seguente i valori di pendenza del fondo, così come definiti nella geometria del modello, utilizzati per determinare le condizioni al contorno di valle.

<b>Nome Attraversamento</b>	<b>Pendenza del fondo [-]</b>
Fiume Astico - Viadotto Piovene	0.006
Fiume Assa - Viadotto Assa	0.017
Fiume Astico - Viadotto Settecà	0.008
Fiume Astico - Viadotto Molino	0.044

Tabella 5 - condizioni al contorno della sezione di valle

### *D.2 Effetto di rigurgito provocato dalla presenza di strutture in alveo*

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

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

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

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

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

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

Nelle simulazioni compiute per le valutazioni sulle aste fluviali oggetto di analisi è stata utilizzata l’equazione di continuità dell’energia per calcolare il sovrizzo a monte dei ponti; nel seguito saranno brevemente riassunte tutte le formulazioni usualmente utilizzate per il calcolo nelle varie condizioni di moto, fra le quali è presente anche quella scelta.

#### D.2.1 Classe A

Un deflusso di tipo A si verifica quando una corrente lenta incontra un restringimento e lo supera restando sempre in condizioni di corrente lenta, ossia con un livello della superficie idrica superiore al valore dell’altezza critica.

Per tale tipologia di deflusso sono disponibili in letteratura numerose formule sperimentali per determinare il sovrizzo rispetto all’altezza del moto indisturbato:

##### **Equazione dell’energia**

Questo metodo si basa sull’applicazione dell’equazione di continuità dell’energia, alle sezioni immediatamente a monte ed a valle del ponte ed a due ulteriori sezioni opportunamente derivate all’ingresso ed all’uscita del ponte.

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

##### **Equazione del momento della quantità di moto**

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

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

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

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

dove  $A_2$  e  $A_{BD}$  = Area attiva di deflusso alla sezione S2 e BD, rispettivamente;

$A_{PBD}$  = Area ostruita dalle pile del ponte nella sezione di valle del ponte;

$Y_2, Y_{BD}$  = Distanza verticale tra la superficie idrica ed i baricentri delle aree  $A_2$  e  $A_{BD}$ ;

$g =$  Accelerazione di gravità.

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

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

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

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

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

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

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

Tabella 6 - Coefficiente di resistenza tipica per diversi tipi di pile

### **Formula di Yarnell**

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

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

L’espressione è la seguente:

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

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

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

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

Tabella 7 - Coefficiente di Yarnell (K) per diversi tipi di pile

### **Formula di Rehbock**

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

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

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

#### **D.2.2 Classe B**

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

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

Per la classe b1 si può inoltre fare ricorso anche ad una formula empirica che fornisce direttamente un valore ben approssimato dell’altezza a monte:

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

dove:

$b_o$  = Larghezza dell’alveo a monte del restringimento;

$F_{lim}$  = Numero di Froude in funzione del rapporto di contrazione  $r$ ;

$K$  = Coefficiente dipendente dalla forma dell’ostruzione.

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

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

Tabella 8 - Valori di coefficiente K per la condizione di moto di classe 1b

### D.2.3 Classe C

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

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

### E. Analisi delle interferenze idrauliche principali

Vengono nel seguito riportati i risultati delle verifiche idrauliche condotte sui corsi d’acqua interferiti dagli assi stradali in progetto.

Le tratte fluviali sottoposte ad analisi sono le seguenti:

- Fiume Astico in corrispondenza dell’attraversamento in viadotto Piovene, progressive di tracciato stradale Km 0+824 e 1+110;
- Torrente Assa in corrispondenza dell’omonimo viadotto, progressive di tracciato stradale Km 11+246 e 11+353;
- Fiume Astico in corrispondenza dell’attraversamento in viadotto Settecà, progressive di tracciato stradale Km 13+208 e 13+620.
- Fiume Astico in corrispondenza dell’attraversamento in viadotto Molino, progressive di tracciato stradale Km 17+350 e 17+600.

#### E.1 Portate di verifica

Le analisi e le verifiche idrauliche sono state sviluppate per gli attraversamenti principali sulla base dei valori di portata corrispondenti agli scenari di riferimento riportati nella Relazione Idrologica. Vengono riportate di seguito le aree afferenti ad ogni attraversamento ed i relativi coefficienti per il calcolo della portata centennale Q100 tramite il metodo Trentino. Successivamente tramite l’adozione del coefficiente di crescita, opportunamente tarato, è stata calcolata la portata di verifica con tempo di ritorno duecentennale Q200.

Nome Attraversamento	Bacini Afferenti	Area [Km <sup>2</sup> ]	m [-]	n [-]	Q100 [m <sup>3</sup> /s]	C [-]	Q200 [m <sup>3</sup> /s]
Fiume Astico - Viadotto Piovene	Astico 1, Astico 2, Astico 3, Astico 4, Astico 5, Astico 6, Astico 7, Torto, Malo, Val Morta, Assa 1, Assa 2, Assa 3, Assa 4, Renzola, Galmarra, Ghelpach, Freddo, La Zara, Posina 1, Posina 2, Posina 3	570	8.8	0.68	675	1.1	742
Fiume Assa - Viadotto Assa	Assa 1, Assa 2, Assa 3, Assa 4, Renzola, Galmarra, Ghelpach	248	8.8	0.68	375	1.2	480
Fiume Astico - Viadotto Settecà	Astico 1, Astico 2, Astico 3, Astico 4, Torto, Malo, Val Morta	135	8.8	0.68	252	1.2	300
Fiume Astico - Viadotto Molino	Astico 1, Astico 2, Astico 3, Torto, Malo	88	8.8	0.68	188	1.2	225

Tabella 9 - Portate di verifica delle tratte fluviali con tempo di ritorno duecentennale

### *E.2 Sintesi delle verifiche condotte nel progetto definitivo*

Il tracciato di progetto corre approssimativamente parallelo all’alveo del Fiume Astico ed interferisce, dal punto di vista idrologico in merito ai corsi d’acqua principali, due volte con lo stesso Fiume Astico e con il Torrente Assa; si tratta di alvei piuttosto incisi ed acclivi soprattutto il Torrente Assa. Per l’attraversamento dei corsi d’acqua maggiori sono previsti i seguenti viadotti: 1) Settecà (L=412 m, 9 campate) per il Fiume Astico; 2) Assa (L=107 m, 2 campate) per il Torrente Assa; Piovene (L=286 m, 5 campate senza pile in alveo) per il Fiume Astico.

Per ciascun viadotto si sono valutati il livello idrico corrispondente ad una piena con tempo di ritorno 200 e la presenza di un adeguato franco di sicurezza compatibile con la normativa vigente. In ogni caso le spalle sono previste sempre al di fuori dell’area di deflusso duecentennale.

### *E.3 Il fiume Astico – viadotto Piovene*

Circa 1 km a Nord dell’inizio del tratto stradale di progetto il tracciato supera per la prima volta il corso d’acqua denominato Fiume Astico, circa 1 Km a monte dell’imbocco della galleria artificiale S. Agata.

L’attraversamento del corso d’acqua è previsto tra le progressive 0+824.20 e 1+110.00 con un viadotto a cavalletto senza pile in alveo (Viadotto Piovene) di lunghezza pari a circa 285.

La geometria e l’elevato dislivello tra la quota d’impalcato del ponte e il fondo dell’alveo fanno sì che non ci sia riduzione della sezione rispetto la situazione ante operam, pertanto non si ha influenza sulle condizioni di moto e sui livelli nel tratto interessato dalla nuova infrastruttura, e ciò è confermato, come si vedrà nel seguito della presente, dal fatto che nessuna parte dell’opera interagisce con il livello idrico della piena di progetto duecentennale.

Il Fiume Astico alla sezione di interferenza con il viadotto Piovene presenta un bacino di superficie pari a circa 570 kmq.

L’alveo ordinario si presenta, nel tratto di interesse, mediamente inciso con pendenza di fondo pari a circa lo 0.7%.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare, come facilmente attendibile, la compatibilità idraulica dell’opera sia rispetto alla sicurezza dell’infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d’acqua nelle condizioni post-operam.

### **Condizioni ante-operam**

Lo studio dell’andamento dei livelli idrici di piena del Fiume Astico, nella condizione ante operam è stata condotta tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d’acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 580 m.

La geometria del corso d’acqua è stata assegnata mediante n. 23 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nelle figure in allegato e nella Planimetria delle aree di esondazione.

Tali sezioni sono state ricavate dal modello digitale del terreno (DTM), ricavato dal rilievo celerimetrico in scala 1:2000 alla base della progettazione.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo delle massime piene in assenza dell’opera da realizzarsi (ante operam). Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con per una portata con tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinato nella sezione di chiusura di valle del relativo sottobacino.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del Fiume Astico, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo dei profili di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l’altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle mostrano i parametri caratteristici del deflusso per  $T_r = 200$  anni, ovvero:

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

HEC-RAS Plan: AO1 River: Astico\_Piovene Reach: Astico\_Piovene Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chi
Astico_Piovene	220	PF 1	740.00	203.56	208.23	207.63	209.37	0.004055	4.74	156.14	41.50	0.78
Astico_Piovene	210	PF 1	740.00	203.36	208.18		209.28	0.003749	4.65	159.27	41.02	0.75
Astico_Piovene	200	PF 1	740.00	203.31	207.85	207.56	209.20	0.005167	5.14	143.97	41.53	0.88
Astico_Piovene	190	PF 1	740.00	203.26	207.83	207.45	209.11	0.004741	5.01	147.63	41.55	0.85
Astico_Piovene	180	PF 1	740.00	203.09	207.76	207.29	208.97	0.004411	4.86	152.22	42.07	0.82
Astico_Piovene	170	PF 1	740.00	202.97	207.95		208.75	0.004592	3.96	186.94	74.52	0.80
Astico_Piovene	160	PF 1	740.00	202.88	207.95	207.03	208.62	0.004251	3.61	205.07	89.89	0.76
Astico_Piovene	150	PF 1	740.00	202.75	207.88	207.01	208.48	0.004122	3.43	216.03	99.02	0.74
Astico_Piovene	140	PF 1	740.00	202.61	206.68	206.68	208.22	0.006856	5.49	134.76	43.63	1.00
Astico_Piovene	130	PF 1	740.00	202.48	206.02	206.38	207.95	0.010117	6.15	120.25	44.51	1.20
Astico_Piovene	120	PF 1	740.00	202.40	205.99	206.29	207.79	0.009585	5.93	124.72	47.02	1.16
Astico_Piovene	110	PF 1	740.00	202.30	205.72	206.03	207.64	0.009012	6.12	120.87	41.28	1.14
Astico_Piovene	100	PF 1	740.00	202.07	204.46	205.25	207.13	0.017958	7.23	102.31	48.12	1.58
Astico_Piovene	90	PF 1	740.00	201.96	204.71	205.17	206.72	0.011198	6.27	117.97	48.28	1.28
Astico_Piovene	80	PF 1	740.00	201.78	205.46	204.94	206.44	0.003829	4.37	169.39	53.04	0.78
Astico_Piovene	70	PF 1	740.00	201.64	205.07	204.83	206.28	0.005802	4.86	152.30	55.59	0.94
Astico_Piovene	60	PF 1	740.00	201.39	205.12	204.97	205.99	0.005843	4.13	179.38	84.88	0.91
Astico_Piovene	50	PF 1	740.00	201.04	205.06		205.80	0.005042	3.81	194.11	92.54	0.84
Astico_Piovene	40	PF 1	740.00	200.48	204.75	204.64	205.59	0.006353	4.04	183.13	95.85	0.93
Astico_Piovene	30	PF 1	740.00	200.00	204.70		205.38	0.004595	3.63	203.58	98.02	0.81
Astico_Piovene	20	PF 1	740.00	199.77	204.48		205.23	0.004930	3.86	191.77	87.94	0.83
Astico_Piovene	10	PF 1	740.00	199.58	204.54	203.18	205.03	0.003202	3.10	238.72	110.48	0.67
Astico_Piovene	0	PF 1	740.00	199.45	203.20	203.10	204.72	0.006000	5.47	135.40	40.84	0.96

Tabella 10 - Caratteristiche di deflusso del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene – Portata duecentennale – Stato attuale

Si riporta sotto il profilo longitudinale in cui si evidenziano:

- Profilo di corrente per  $Tr=200$  anni;
- Linea dell’energia;
- Profilo di corrente critica.

Come si evince facilmente dalle tabelle i tiranti idrici in asse sono mediamente tra 3,5 e 4,7 metri.

Il deflusso nelle condizioni attuali avviene per quasi tutto il tratto in corrente lenta, ad eccezione di un breve tratto centrale in cui c’è passaggio in corrente veloce, dove è localizzato il ponte di progetto. Le velocità sono comprese tra i 3,1 ed i 7,1 m/s.

### Condizioni post-operam

Nelle condizioni post-operam, come più sopra richiamato, insiste l’attraversamento in viadotto denominato Piovene.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo delle massime piene in presenza dell’opera da realizzarsi (post operam).

Le sezioni considerate sono mostrate schematicamente nelle figure in allegato.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle ed in forma grafica nelle figure del profilo e delle aree di esondazione, mostrano come, a seguito della realizzazione delle opere, il deflusso della corrente di piena di progetto non subisce modifiche della tipologia di condizioni di corrente, manifestatesi nella configurazione di ante operam. In definitiva, come atteso, e non si hanno interferenze con il viadotto in progetto.

Inoltre risultano assicurati, tra l’intradosso dell’impalcato e le quote idrometriche, idonei franchi di sicurezza.

HEC-RAS Plan: PO1 River: Astico\_Piovene Reach: Astico\_Piovene Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Astico_Piovene	220	PF 1	740.00	203.56	208.23	207.63	209.37	0.004055	4.74	156.14	41.50	0.78
Astico_Piovene	210	PF 1	740.00	203.36	208.18		209.28	0.003749	4.65	159.27	41.02	0.75
Astico_Piovene	200	PF 1	740.00	203.31	207.85	207.56	209.20	0.005167	5.14	143.97	41.53	0.88
Astico_Piovene	190	PF 1	740.00	203.26	207.83	207.45	209.11	0.004741	5.01	147.63	41.55	0.85
Astico_Piovene	180	PF 1	740.00	203.09	207.76	207.29	208.97	0.004411	4.86	152.22	42.07	0.82
Astico_Piovene	170	PF 1	740.00	202.97	207.95		208.75	0.004592	3.96	186.94	74.52	0.80
Astico_Piovene	160	PF 1	740.00	202.88	207.95	207.03	208.62	0.004251	3.61	205.07	89.89	0.76
Astico_Piovene	150	PF 1	740.00	202.75	207.88	207.01	208.48	0.004122	3.43	216.03	99.02	0.74
Astico_Piovene	140	PF 1	740.00	202.61	206.68	206.68	208.22	0.006856	5.49	134.76	43.63	1.00
Astico_Piovene	130	PF 1	740.00	202.48	206.02	206.38	207.95	0.010117	6.15	120.25	44.51	1.20
Astico_Piovene	120	PF 1	740.00	202.40	205.99	206.29	207.79	0.009585	5.93	124.72	47.02	1.16
Astico_Piovene	110	PF 1	740.00	202.30	205.72	206.03	207.64	0.009012	6.12	120.87	41.28	1.14
Astico_Piovene	105		Bridge									
Astico_Piovene	100	PF 1	740.00	202.07	204.47	205.25	207.12	0.017710	7.20	102.76	48.14	1.57
Astico_Piovene	90	PF 1	740.00	201.96	204.73	205.17	206.70	0.010933	6.22	118.88	48.32	1.27
Astico_Piovene	80	PF 1	740.00	201.78	205.46	204.94	206.44	0.003829	4.37	169.39	53.04	0.78
Astico_Piovene	70	PF 1	740.00	201.64	205.07	204.83	206.28	0.005802	4.86	152.30	55.59	0.94
Astico_Piovene	60	PF 1	740.00	201.39	205.12	204.97	205.99	0.005843	4.13	179.38	84.88	0.91
Astico_Piovene	50	PF 1	740.00	201.04	205.06		205.80	0.005042	3.81	194.11	92.54	0.84
Astico_Piovene	40	PF 1	740.00	200.48	204.75	204.64	205.59	0.006353	4.04	183.13	95.85	0.93
Astico_Piovene	30	PF 1	740.00	200.00	204.70		205.38	0.004595	3.63	203.58	98.02	0.81
Astico_Piovene	20	PF 1	740.00	199.77	204.48		205.23	0.004930	3.86	191.77	87.94	0.83
Astico_Piovene	10	PF 1	740.00	199.58	204.54	203.18	205.03	0.003202	3.10	238.72	110.48	0.67
Astico_Piovene	0	PF 1	740.00	199.45	203.20	203.10	204.72	0.006000	5.47	135.40	40.84	0.96

Tabella 11 - caratteristiche di deflusso del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene – Portata duecentennale – Post Operam

Riguardo all’attraversamento del Viadotto Piovene il franco idraulico tra la quota dell’intradosso dell’impalcato e il massimo livello idrico (per Tr=200 anni) risulta di circa 51,8 m essendo in corrispondenza della sezione di attraversamento il livello idrico a quota 205,72 m.s.m, mentre l’intradosso d’impalcato risulta a quota 257,5 m.s.m circa.

Come si evince dalla planimetria, riportata in allegato, dell’area di esondazione, la piena duecentennale non interessa le pile.

#### *E.4 Il torrente Assa – viadotto Assa*

Circa 6 km a Nord dallo svincolo di Cogollo il tracciato supera il corso d’acqua denominato Torrente Assa, in prossimità della sua immissione al fiume Astico.

L’attraversamento del corso d’acqua è previsto tra le progressive 11+234.31 e 11+341.51 con un viadotto a due campate (Viadotto Assa) di lunghezza pari a circa 107 m.

L’intradosso dell’impalcato del ponte si trova a circa 22 metri dal fondo del torrente pertanto non riduce la sezione libera per il deflusso del corso d’acqua, tuttavia è presente una pila in alveo di cui si deve valutare l’interferenza.

Il Torrente Assa alla sezione di interferenza con il viadotto Assa presenta un bacino di superficie pari a circa 248 kmq. L’alveo ordinario si presenta, nel tratto di interesse, piuttosto inciso con pendenza di fondo pari a circa 1.7%.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell’opera sia rispetto alla sicurezza dell’infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d’acqua nelle condizioni post-operam.

#### **Condizioni ante-operam**

Lo studio dell’andamento dei livelli idrici di piena del Torrente Assa, nella condizione ante operam è stata condotta tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d’acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 620 m.

La geometria del corso d’acqua è stata assegnata mediante n. 21 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nelle figure in allegato e nella Planimetria delle aree di esondazione, alle quali sono state aggiunte alcune sezioni interpolari per definire meglio la geometria in prossimità del ponte e delle briglie presenti in alveo.

Tali sezioni sono state ricavate dal modello digitale del terreno (DTM), ricavato dal rilievo celerimetrico in scala 1:2000 alla base della progettazione.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo delle massime piene in assenza dell’opera da realizzarsi (ante operam). Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con per una portata con tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinato nella sezione di chiusura di valle del relativo sottobacino.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del torrente Assa, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo dei profili di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l’altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle mostrano i parametri caratteristici del deflusso per  $Tr= 200$  anni, ovvero:

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

HEC-RAS Plan: PO2 River: Torrente Assa Reach: Torrente Assa Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Torrente Assa	200	PF 1	480.00	335.70	340.02	340.02	341.27	0.007396	4.97	96.67	38.89	1.01
Torrente Assa	190	PF 1	480.00	334.64	338.51	339.16	340.86	0.013414	6.79	70.68	28.59	1.38
Torrente Assa	180	PF 1	480.00	333.01	337.04	338.14	340.22	0.015753	7.89	60.80	20.19	1.45
Torrente Assa	170	PF 1	480.00	331.74	334.66	336.02	339.10	0.031989	9.33	51.44	24.99	2.08
Torrente Assa	160	PF 1	480.00	330.82	333.88	335.03	337.63	0.024952	8.57	55.99	25.74	1.86
Torrente Assa	150	PF 1	480.00	330.10	333.34	334.48	336.96	0.024947	8.43	56.93	26.13	1.82
Torrente Assa	145	PF 1	480.00	330.64	333.67	334.57	336.59	0.017944	7.56	63.48	26.96	1.57
Torrente Assa	140	PF 1	480.00	328.02	331.27	332.81	336.36	0.035569	9.99	48.06	21.04	2.11
Torrente Assa	130	PF 1	480.00	326.11	330.29	331.86	335.21	0.035326	9.83	48.85	22.65	2.14
Torrente Assa	120	PF 1	480.00	326.15	330.08	331.37	333.98	0.028198	8.75	54.83	24.81	1.88
Torrente Assa	110	PF 1	480.00	326.17	329.86	330.86	333.11	0.030515	7.99	60.05	33.29	1.90
Torrente Assa	100	PF 1	480.00	326.29	329.61	330.62	332.94	0.029733	8.08	59.41	33.50	1.94
Torrente Assa	95	PF 1	480.00	326.40	329.82	330.65	332.52	0.021894	7.28	65.95	34.61	1.68
Torrente Assa	90	PF 1	480.00	324.21	327.96	329.26	332.29	0.039486	9.22	52.06	29.15	2.20
Torrente Assa	80	PF 1	480.00	323.94	327.47	328.46	331.02	0.054547	8.35	57.47	44.96	2.36
Torrente Assa	70	PF 1	480.00	323.38	326.68	327.63	329.81	0.040107	7.84	61.25	47.00	2.19
Torrente Assa	60	PF 1	480.00	323.53	328.17	327.05	328.56	0.001929	2.78	172.87	62.44	0.53
Torrente Assa	55	PF 1	480.00	324.86	327.51	327.51	328.47	0.007303	4.35	110.29	57.35	1.00
Torrente Assa	50	PF 1	480.00	321.20	325.51	326.39	328.16	0.021791	7.22	66.51	33.87	1.64
Torrente Assa	40	PF 1	480.00	320.77	324.24	325.07	327.00	0.024004	7.36	65.17	37.10	1.77
Torrente Assa	30	PF 1	480.00	320.77	324.63	324.96	326.33	0.010918	5.77	83.22	36.45	1.22
Torrente Assa	20	PF 1	480.00	320.46	324.06	324.55	325.92	0.016048	6.03	79.57	43.15	1.42
Torrente Assa	10	PF 1	480.00	320.22	324.13	324.45	325.69	0.011363	5.52	86.91	42.00	1.23
Torrente Assa	0	PF 1	480.00	319.73	322.67	323.46	325.25	0.037527	7.12	67.42	40.69	1.77

Tabella 12 - Caratteristiche di deflusso del torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa – Portata duecentennale – Stato attuale

Si riporta sotto il profilo longitudinale in cui si evidenziano:

- Profilo di corrente per  $Tr=200$  anni;
- Linea dell’energia;
- Profilo di corrente critica.

Come si evince facilmente dalle tabelle i tiranti idrici in asse sono mediamente intorno i 4 metri.

Il deflusso nelle condizioni attuali avviene per quasi tutto il tratto in corrente veloce e le velocità sono comprese tra i 2,8 ed i 10 m/s.

### **Condizioni post-operam**

Nelle condizioni post-operam, come più sopra richiamato, insiste l’attraversamento in viadotto denominato Assa.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo delle massime piene in presenza dell’opera da realizzarsi (post operam).

Le sezioni considerate sono mostrate schematicamente negli allegati riportati in fondo.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle ed in forma grafica nelle figure del profilo e delle aree di esondazione presenti in allegato, mostrano come, a seguito della realizzazione delle opere, il deflusso della corrente di piena di progetto non subisce modifiche della tipologia di condizioni di corrente, manifestatesi nella configurazione di ante operam. In definitiva, l’interferenza con il viadotto in progetto è marginale in quanto il flusso della piena di riferimento duecentennale arriva a lambire in minima parte le pile.

Risultano assicurati, tra l’intradosso dell’impalcato e le quote idrometriche, idonei franchi di sicurezza.

HEC-RAS Plan: PO2 River: Torrente Assa Reach: Torrente Assa Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Torrente Assa	200	PF 1	480.00	335.70	340.02	340.02	341.27	0.007396	4.97	96.67	38.89	1.01
Torrente Assa	190	PF 1	480.00	334.64	338.51	339.16	340.86	0.013414	6.79	70.68	28.59	1.38
Torrente Assa	180	PF 1	480.00	333.01	337.04	338.14	340.22	0.015753	7.89	60.80	20.19	1.45
Torrente Assa	170	PF 1	480.00	331.74	334.66	336.02	339.10	0.031989	9.33	51.44	24.99	2.08
Torrente Assa	160	PF 1	480.00	330.82	333.88	335.03	337.63	0.024952	8.57	55.99	25.74	1.86
Torrente Assa	150	PF 1	480.00	330.10	333.34	334.48	336.96	0.024947	8.43	56.93	26.13	1.82
Torrente Assa	145	PF 1	480.00	330.64	333.67	334.57	336.59	0.017944	7.56	63.48	26.96	1.57
Torrente Assa	140	PF 1	480.00	328.02	331.27	332.81	336.36	0.035569	9.99	48.06	21.04	2.11
Torrente Assa	130	PF 1	480.00	326.11	330.29	331.86	335.21	0.035326	9.83	48.85	22.65	2.14
Torrente Assa	125	Bridge										
Torrente Assa	120	PF 1	480.00	326.15	330.10	331.37	333.92	0.027379	8.65	55.47	24.98	1.85
Torrente Assa	115	Bridge										
Torrente Assa	110	PF 1	480.00	326.17	329.86	330.86	333.11	0.030461	7.99	60.10	33.31	1.90
Torrente Assa	100	PF 1	480.00	326.29	329.61	330.62	332.93	0.029678	8.07	59.45	33.51	1.94
Torrente Assa	95	PF 1	480.00	326.40	329.82	330.65	332.52	0.021851	7.27	65.99	34.62	1.68
Torrente Assa	90	PF 1	480.00	324.21	327.96	329.26	332.29	0.039459	9.22	52.08	29.16	2.20
Torrente Assa	80	PF 1	480.00	323.94	327.47	328.46	331.02	0.054522	8.35	57.48	44.97	2.36
Torrente Assa	70	PF 1	480.00	323.38	326.68	327.63	329.81	0.040095	7.84	61.26	47.01	2.19
Torrente Assa	60	PF 1	480.00	323.53	328.17	327.05	328.56	0.001929	2.78	172.87	62.44	0.53
Torrente Assa	55	PF 1	480.00	324.86	327.51	327.51	328.47	0.007303	4.35	110.29	57.35	1.00
Torrente Assa	50	PF 1	480.00	321.20	325.51	326.39	328.16	0.021791	7.22	66.51	33.87	1.64
Torrente Assa	40	PF 1	480.00	320.77	324.24	325.07	327.00	0.024004	7.36	65.17	37.10	1.77
Torrente Assa	30	PF 1	480.00	320.77	324.63	324.96	326.33	0.010918	5.77	83.22	36.45	1.22
Torrente Assa	20	PF 1	480.00	320.46	324.06	324.55	325.92	0.016048	6.03	79.57	43.15	1.42
Torrente Assa	10	PF 1	480.00	320.22	324.13	324.45	325.69	0.011363	5.52	86.91	42.00	1.23
Torrente Assa	0	PF 1	480.00	319.73	322.67	323.46	325.25	0.037527	7.12	67.42	40.69	1.77

Tabella 13 - Caratteristiche di deflusso del torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa – Portata duecentennale – Post Operam

Riguardo l’attraversamento del viadotto Assa il franco idraulico tra la quota dell’intradosso dell’impalcato e il massimo livello idrico (per  $Tr=200$  anni) risulta di circa 18,2 m essendo in corrispondenza della sezione di attraversamento il livello idrico a quota 330,29 m.s.m, mentre l’intradosso d’impalcato risulta a quota 348,5 m.s.m circa.

Come si evince dalla planimetria dell’area di esondazione in allegato, la piena duecentennale interessa in modo marginale le pile del viadotto.

#### *E.5 Il fiume Astico – viadotto Settecà*

Circa 1,5 km a Nord dallo viadotto Assa il tracciato supera nuovamente il corso d’acqua denominato fiume Astico. L’attraversamento del corso d’acqua è previsto tra le progressive 13+208.50 e 11+620.75 con un viadotto a nove campate (Viadotto Settecà) di lunghezza pari a circa 412 m.

La geometria del ponte e la presenza di diverse pile in alveo inducono sicuramente un’interferenza sulle condizioni di moto sui livelli nel tratto interessato dalla nuova infrastruttura, che deve essere verificata.

Il fiume Astico alla sezione di interferenza con il viadotto Settecà presenta un bacino di superficie pari a circa 135 kmq. L’alveo ordinario si presenta, nel tratto di interesse, mediamente inciso con pendenza di fondo pari a circa 0.7%.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell’opera sia rispetto alla sicurezza dell’infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d’acqua nelle condizioni post-operam.

#### **Condizioni ante-operam**

Lo studio dell’andamento dei livelli idrici di piena del fiume Astico, nella condizione ante operam è stata condotta tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d’acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 800 m.

La geometria del corso d’acqua è stata assegnata mediante n. 17 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente e nella Planimetria delle aree di esondazione, alle quali sono state aggiunte alcune sezioni interpolari per definire meglio la geometria in prossimità del ponte.

Tali sezioni sono state ricavate dal modello digitale del terreno (DTM), ricavato dal rilievo celerimetrico in scala 1:2000 alla base della progettazione.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo delle massime piene in assenza dell’opera da realizzarsi (ante operam). Il calcolo del profilo di corrente

è stato quindi condotto con per una portata con tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinato nella sezione di chiusura di valle del relativo sottobacino.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del fiume Astico, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo dei profili di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l’altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle mostrano i parametri caratteristici del deflusso per  $Tr= 200$  anni, ovvero:

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

Si riporta inoltre il profilo longitudinale in cui si evidenziano:

- Profilo di corrente per  $Tr=200$  anni;
- Linea dell’energia;
- Profilo di corrente critica.

Come si evince facilmente dalle tabelle i tiranti idrici in asse sono mediamente intorno ai 3 metri e le velocità sono comprese tra i 2,0 ed i 4,9 m/s.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

HEC-RAS Plan: Plan 08 River: Astico\_Settecà Reach: Astico\_Settecà Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Astico_Settecà	160	PF 1	300.00	321.98	324.95	324.39	325.37	0.002898	2.87	104.43	49.80	0.63
Astico_Settecà	150	PF 1	300.00	321.96	324.27	324.27	325.12	0.007166	4.20	79.92	49.00	0.98
Astico_Settecà	140	PF 1	300.00	321.82	323.42	323.74	324.63	0.016321	4.87	61.64	49.99	1.40
Astico_Settecà	130	PF 1	300.00	320.84	322.92	323.15	324.01	0.011894	4.62	64.92	44.73	1.22
Astico_Settecà	120	PF 1	300.00	320.39	322.90	322.77	323.54	0.006146	3.55	84.59	52.97	0.90
Astico_Settecà	110	PF 1	300.00	320.11	322.80	322.55	323.32	0.004911	3.20	93.72	58.04	0.80
Astico_Settecà	105.00*	PF 1	300.00	320.10	322.40	322.40	323.15	0.007962	3.85	77.91	54.00	1.01
Astico_Settecà	100	PF 1	300.00	320.10	322.24	322.19	322.91	0.006692	3.78	93.29	66.19	0.94
Astico_Settecà	95.000*	PF 1	300.00	320.03	322.08	322.08	322.75	0.006563	3.83	97.49	75.34	0.94
Astico_Settecà	90	PF 1	300.00	319.95	321.60	321.80	322.53	0.011198	4.57	85.41	76.35	1.19
Astico_Settecà	85.000*	PF 1	300.00	319.84	321.60	321.63	322.25	0.007333	3.84	102.59	85.96	0.98
Astico_Settecà	80	PF 1	300.00	319.73	321.33	321.44	322.04	0.009304	3.99	97.60	92.25	1.08
Astico_Settecà	75.000*	PF 1	300.00	319.46	320.97	321.15	321.75	0.012519	3.99	83.91	92.71	1.20
Astico_Settecà	70	PF 1	300.00	319.19	321.09	320.89	321.43	0.004502	2.63	126.48	112.61	0.74
Astico_Settecà	65.000*	PF 1	300.00	318.99	321.05	320.73	321.32	0.003352	2.38	140.95	113.46	0.65
Astico_Settecà	60	PF 1	300.00	318.78	321.01	320.60	321.24	0.002703	2.19	154.01	114.87	0.58
Astico_Settecà	55.000*	PF 1	300.00	318.63	320.97	320.37	321.17	0.001988	2.01	152.73	124.04	0.51
Astico_Settecà	50	PF 1	300.00	318.48	320.88	320.28	321.11	0.002383	2.13	141.00	93.36	0.55
Astico_Settecà	45.000*	PF 1	300.00	318.19	320.77	320.13	321.03	0.002106	2.29	137.20	113.01	0.54
Astico_Settecà	40	PF 1	300.00	317.89	320.22	320.22	320.89	0.006140	3.80	98.65	89.33	0.91
Astico_Settecà	35.000*	PF 1	300.00	317.51	319.67	319.92	320.65	0.011415	4.58	80.94	77.94	1.21
Astico_Settecà	30	PF 1	300.00	317.12	319.28	319.57	320.31	0.014858	4.82	81.73	86.53	1.35
Astico_Settecà	20	PF 1	300.00	317.14	319.24	319.24	319.79	0.007776	3.37	99.72	101.03	0.96
Astico_Settecà	10	PF 1	300.00	316.59	319.07	318.61	319.47	0.003042	2.82	113.70	73.32	0.65
Astico_Settecà	0	PF 1	300.00	316.34	318.56	318.56	319.22	0.007507	3.61	86.60	76.73	0.96

Tabella 14 - Caratteristiche di deflusso del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà – Portata duecentennale – Stato attuale

### Condizioni post-operam

Nelle condizioni post-operam, come più sopra richiamato, insiste l’attraversamento in viadotto denominato Settecà.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo delle massime piene in presenza dell’opera da realizzarsi (post operam).

Data la geometria del ponte e la presenza di molteplici interferenze strutturali in alveo sono state modellate più sezioni rappresentanti la presenza delle pile e dell’impalcato stesso. In particolare, al fine di determinare l’interferenza reale dei piloni sulle condizioni di moto e sui livelli nel tratto interessato dalla nuova infrastruttura, sono state valutate, nel corso delle simulazioni, le proiezioni delle pile per tener conto del reale ingombro di quest’ultime.

Le sezioni considerate sono mostrate schematicamente in allegato.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle ed in forma grafica nelle figure del profilo e delle aree di esondazione, mostrano come, a seguito della realizzazione delle opere, il deflusso della corrente di piena di progetto subisce modifiche poco significative con un aumento dei tiranti di massimo 22 cm. In definitiva, l’interferenza con il viadotto in progetto non induce incrementi significativi dei tiranti e delle velocità sulla piena di riferimento duecentennale.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Risultano assicurati, tra l’intradosso dell’impalcato e le quote idrometriche, idonei franchi di sicurezza.

HEC-RAS Plan: Plan 08 River: Astico\_Settecà Reach: Astico\_Settecà Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Astico_Settecà	160	PF 1	300.00	321.98	324.95	324.39	325.37	0.002898	2.87	104.43	49.80	0.63
Astico_Settecà	150	PF 1	300.00	321.96	324.27	324.27	325.12	0.007166	4.20	79.92	49.00	0.98
Astico_Settecà	140	PF 1	300.00	321.82	323.42	323.74	324.63	0.016321	4.87	61.64	49.99	1.40
Astico_Settecà	130	PF 1	300.00	320.84	322.92	323.15	324.01	0.011894	4.62	64.92	44.73	1.22
Astico_Settecà	120	PF 1	300.00	320.39	322.88	322.77	323.53	0.006373	3.59	83.57	52.81	0.91
Astico_Settecà	110	PF 1	300.00	320.11	322.77	322.55	323.31	0.005218	3.27	91.90	57.76	0.82
Astico_Settecà	105.00*	PF 1	300.00	320.10	322.45	322.40	323.15	0.007003	3.71	81.10	55.55	0.95
Astico_Settecà	100	PF 1	300.00	320.10	322.46		322.97	0.004291	3.29	108.25	68.00	0.77
Astico_Settecà	95.000*	PF 1	300.00	320.03	322.44	322.08	322.86	0.003247	3.06	124.61	76.78	0.68
Astico_Settecà	92.5		Bridge									
Astico_Settecà	90	PF 1	300.00	319.95	322.00		322.50	0.004597	3.41	116.65	78.66	0.79
Astico_Settecà	85.000*	PF 1	300.00	319.84	322.01	321.63	322.37	0.003131	2.90	138.08	88.11	0.66
Astico_Settecà	82.5		Bridge									
Astico_Settecà	80	PF 1	300.00	319.73	321.52	321.44	322.03	0.005819	3.42	115.08	92.85	0.87
Astico_Settecà	75.000*	PF 1	300.00	319.46	321.57	321.15	321.86	0.002770	2.48	140.13	95.23	0.61
Astico_Settecà	72.5		Bridge									
Astico_Settecà	70	PF 1	300.00	319.19	321.12	320.89	321.44	0.004180	2.57	129.64	112.68	0.71
Astico_Settecà	65.000*	PF 1	300.00	318.99	321.08	320.73	321.34	0.003093	2.32	144.66	113.63	0.62
Astico_Settecà	62.5		Bridge									
Astico_Settecà	60	PF 1	300.00	318.78	321.02	320.60	321.25	0.002672	2.18	154.57	114.89	0.58
Astico_Settecà	57.5		Bridge									
Astico_Settecà	55.000*	PF 1	300.00	318.63	320.97	320.37	321.17	0.001987	2.01	152.74	124.04	0.51
Astico_Settecà	50	PF 1	300.00	318.48	320.88	320.28	321.11	0.002383	2.13	141.01	93.37	0.55
Astico_Settecà	47.5		Bridge									
Astico_Settecà	45.000*	PF 1	300.00	318.19	320.78	320.13	321.04	0.002048	2.27	138.90	114.52	0.53
Astico_Settecà	42.5		Bridge									
Astico_Settecà	40	PF 1	300.00	317.89	320.22	320.22	320.89	0.006140	3.80	98.65	89.33	0.91
Astico_Settecà	35.000*	PF 1	300.00	317.51	320.01	319.92	320.58	0.005183	3.55	109.92	90.96	0.84
Astico_Settecà	32.5		Bridge									
Astico_Settecà	30	PF 1	300.00	317.12	319.58	319.57	320.17	0.006665	3.71	109.05	92.39	0.93
Astico_Settecà	20	PF 1	300.00	317.14	319.24	319.24	319.79	0.007776	3.37	99.72	101.03	0.96
Astico_Settecà	10	PF 1	300.00	316.59	319.07	318.61	319.47	0.003042	2.82	113.70	73.32	0.65
Astico_Settecà	0	PF 1	300.00	316.34	318.56	318.56	319.22	0.007507	3.61	86.60	76.73	0.96

Tabella 15 - Caratteristiche di deflusso del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà – Portata duecentennale – Post Operam

Riguardo l’attraversamento del viadotto Settecà il franco idraulico tra la quota dell’intradosso dell’impalcato e il massimo livello idrico (per Tr=200 anni) risulta di circa 3,5 m essendo in corrispondenza della sezione di attraversamento il livello idrico a quota 322,46 m.s.m, mentre l’intradosso d’impalcato risulta a quota 326 m.s.m circa. Come si evince dalla planimetria dell’area di esondazione messa in allegato non si ha un significativo incremento delle aree di esondazione.

### E.6 Il fiume Astico – viadotto Molino

In prossimità dello svincolo di Pedemonte il tracciato supera nuovamente il corso d’acqua denominato fiume Astico. L’attraversamento del corso d’acqua è previsto tra le progressive 17+350 e 17+600 mediante il viadotto Molino, che prosegue a nord ben oltre il corso d’acqua con una lunghezza complessiva di circa 490 metri distribuita su 12 campate.

Il viadotto presenta alcune pile sulle sponde del corso d’acqua, senza mai interessare l’alveo che risulta piuttosto incassato ed inoltre la quota d’intradosso dell’impalcato è molto elevata rispetto alle sponde dell’alveo; per queste motivazioni l’interferenza dell’opera risulta poco significativa al regolare deflusso delle acque nel corpo idrico.

Il fiume Astico alla sezione di interferenza con il viadotto Molino presenta un bacino di superficie pari a circa 88 kmq. L’alveo ordinario si presenta, nel tratto di interesse, molto inciso con pendenza di fondo pari a circa 2.5% e regolarizzato con briglie.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica dell’opera sia rispetto alla sicurezza dell’infrastruttura che alle modifiche indotte sul regime di deflusso del corso d’acqua nelle condizioni post-operam.

### **Condizioni ante-operam**

Lo studio dell’andamento dei livelli idrici di piena del fiume Astico, nella condizione ante operam è stata condotta tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d’acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 550 m.

La geometria del corso d’acqua è stata assegnata mediante n. 11 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente e nella Planimetria delle aree di esondazione, alle quali sono state aggiunte alcune sezioni interpolari per definire meglio la geometria in prossimità del ponte.

Tali sezioni sono state ricavate dal modello digitale del terreno (DTM), ricavato dal rilievo celerimetrico in scala 1:2000 alla base della progettazione.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le attuali modalità di deflusso in alveo delle massime piene in assenza dell’opera da realizzarsi (ante operam). Il calcolo del profilo di corrente è stato quindi condotto con per una portata con tempo di ritorno di 200 anni. La portata nel modello è stata assunta costante, utilizzando il valore di portata determinato nella sezione di chiusura di valle del relativo sottobacino.

Non essendo disponibili in questa fase della progettazione informazioni di dettaglio in merito al regime dei livelli idrometrici in nessuna sezione del fiume Astico, quali misure idrometriche o di portata, scale di deflusso, presenza di sezioni di controllo, ecc., si è imposto come condizione al contorno per il calcolo dei profili di corrente, nella sezione di valle o di monte, a seconda delle condizioni di moto subcritico o supercritico, la coincidenza del livello idrico con l’altezza di moto uniforme, assunta la pendenza locale pari alla pendenza del fondo.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle mostrano i parametri caratteristici del deflusso per  $T_r = 200$  anni, ovvero:

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero;

- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude).

Si riporta inoltre il profilo longitudinale in cui si evidenziano:

- Profilo di corrente per Tr=200 anni;
- Linea dell’energia;
- Profilo di corrente critica.

Come si evince facilmente dalle tabelle i tiranti idrici in asse sono mediamente intorno ai 2 metri e le velocità sono comprese tra i 3,1 ed i 9,9 m/s.

HEC-RAS Plan: AO1 River: Astico-Molino Reach: Astico-Molino As Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Astico-Molino As	100	PF 1	225.00	405.22	407.68	407.68	408.76	0.008172	4.60	48.95	23.99	1.03
Astico-Molino As	90	PF 1	225.00	402.90	404.90	405.84	407.92	0.030735	7.71	29.19	18.18	1.94
Astico-Molino As	80	PF 1	225.00	401.40	403.30	404.11	405.92	0.028553	7.18	31.33	20.72	1.86
Astico-Molino As	70	PF 1	225.00	400.34	402.81	403.27	404.56	0.013874	5.86	38.43	19.67	1.34
Astico-Molino As	60	PF 1	225.00	398.86	400.87	401.66	403.44	0.024261	7.11	31.66	18.44	1.73
Astico-Molino As	50	PF 1	225.00	397.49	399.48	400.35	402.08	0.024915	7.15	31.49	18.06	1.73
Astico-Molino As	40	PF 1	225.00	395.63	400.94	399.31	401.45	0.002821	3.17	70.96	23.11	0.58
Astico-Molino As	37	PF 1	225.00	395.56	400.93		401.43	0.002748	3.15	71.53	23.02	0.57
Astico-Molino As	35	PF 1	225.00	398.30	400.35	400.35	401.38	0.008513	4.49	50.07	24.55	1.00
Astico-Molino As	33	PF 1	225.00	395.56	396.58	397.65	401.02	0.085073	9.34	24.10	24.18	2.98
Astico-Molino As	30	PF 1	225.00	394.84	396.24	397.18	399.72	0.056808	8.26	27.25	23.30	2.44
Astico-Molino As	20	PF 1	225.00	394.35	397.42	397.15	398.29	0.005550	4.13	54.42	22.09	0.84
Astico-Molino As	16			Bridge								
Astico-Molino As	15	PF 1	225.00	393.14	396.25	396.25	397.36	0.007944	4.66	48.25	21.91	1.00
Astico-Molino As	10	PF 1	225.00	391.31	392.79	393.79	396.32	0.048429	8.32	27.03	20.23	2.30
Astico-Molino As	0	PF 1	225.00	387.96	389.96	391.09	393.14	0.035528	7.90	28.47	17.61	1.98

Tabella 16 - Caratteristiche di deflusso del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino – Portata duecentennale – Stato attuale

### **Condizioni post-operam**

Nelle condizioni post-operam, come più sopra richiamato, insiste l’attraversamento in viadotto denominato Molino.

La simulazione condotta è stata finalizzata a ricostruire le modalità di deflusso in alveo delle massime piene in presenza dell’opera da realizzarsi (post operam).

Le sezioni considerate sono mostrate schematicamente nella relativa figura in allegato.

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle ed in forma grafica nelle figure del profilo e delle aree di esondazione, mostrano come, a seguito della realizzazione delle opere, il deflusso della corrente di piena di progetto non subisce modifiche significative. Risultano assicurati, tra l’intradosso dell’impalcato e le quote idrometriche, idonei franchi di sicurezza.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

HEC-RAS Plan: P.O.1 River: Astico-Molino Reach: Astico-Molino As Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Astico-Molino As	100	PF 1	225.00	405.22	407.71	407.71	408.75	0.007805	4.53	49.70	24.05	1.01
Astico-Molino As	90	PF 1	225.00	402.90	404.89	405.84	407.94	0.030967	7.73	29.11	18.16	1.95
Astico-Molino As	80	PF 1	225.00	401.40	403.30	404.11	405.92	0.028551	7.18	31.33	20.72	1.86
Astico-Molino As	70	PF 1	225.00	400.34	402.81	403.27	404.56	0.013874	5.86	38.43	19.67	1.34
Astico-Molino As	60	PF 1	225.00	398.86	400.87	401.66	403.44	0.024261	7.11	31.66	18.44	1.73
Astico-Molino As	55	Bridge										
Astico-Molino As	50	PF 1	225.00	397.49	399.52	400.28	401.99	0.023062	6.96	32.33	18.19	1.67
Astico-Molino As	40	PF 1	225.00	395.63	400.90	399.31	401.45	0.002413	3.29	68.57	20.13	0.55
Astico-Molino As	37	PF 1	225.00	395.56	400.89	399.25	401.43	0.002347	3.25	69.26	20.09	0.54
Astico-Molino As	35	PF 1	225.00	398.30	400.35	400.35	401.38	0.008330	4.48	50.19	24.55	1.00
Astico-Molino As	33	PF 1	225.00	395.56	396.58	397.65	401.02	0.085084	9.34	24.10	24.18	2.98
Astico-Molino As	30	PF 1	225.00	394.84	396.24	397.18	399.72	0.056808	8.26	27.25	23.30	2.44
Astico-Molino As	20	PF 1	225.00	394.35	397.42	397.15	398.29	0.005551	4.14	54.41	22.09	0.84
Astico-Molino As	16	Bridge										
Astico-Molino As	15	PF 1	225.00	393.14	396.25	396.25	397.36	0.007945	4.66	48.25	21.91	1.00
Astico-Molino As	10	PF 1	225.00	391.31	392.79	393.79	396.32	0.048429	8.32	27.03	20.23	2.30
Astico-Molino As	0	PF 1	225.00	387.96	389.94	390.97	393.28	0.033533	8.09	27.82	16.18	1.97

Tabella 17 - Caratteristiche di deflusso del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino – Portata duecentennale – Post Operam

Riguardo l’attraversamento del viadotto Molino il franco idraulico tra la quota dell’intradosso dell’impalcato e il massimo livello idrico (per Tr=200 anni) risulta di circa 13,5 m essendo in corrispondenza della sezione di attraversamento il livello idrico a quota 399,48 m.s.m, mentre l’intradosso d’impalcato risulta a quota 413 m.s.m circa. Come si evince dalla planimetria dell’area di esondazione presente in allegato non si ha incremento delle aree di esondazione.

## F. Scalzamento al piede delle pile

La stima della profondità di scavo attorno alle pile dei viadotti è essenziale per la progettazione delle fondazioni delle opere in alveo e delle loro eventuali opere di protezione. Una sottostima degli effetti dello scalzamento locale che si verifica in corrispondenza delle pile in alveo può condurre infatti ad una crisi dell’intera opera di attraversamento. Le formule disponibili per la stima dello scalzamento sono basate generalmente sulla regressione della profondità di scavo in funzione di parametri idrodinamici, geometrici dell’opera e granulometrici del fondo alveo, desunte nella maggior parte dei casi da un numero limitato di esperienze di laboratorio.

Purtroppo l’applicazione dei risultati di laboratorio ai casi reali non è sempre diretta, a causa delle semplificazioni insite nelle esperienze sperimentali, quali ad esempio la schematizzazione della forma della sezione e delle caratteristiche dei materiali con cui vengono ricostruite le sponde dell’alveo, che, nel tentativo di fornire un approccio generale al problema, vengono riprodotte in modo estremamente semplificato. Lo scavo locale che si verifica per elevate portate di progetto intorno alla pila di un ponte è un fenomeno molto complesso che deriva dall’interazione tra il flusso attorno alla pila e il letto erodibile che la circonda, qualora questo non sia costituito da fondo roccioso.

Da un punto di vista idraulico, la presenza di una pila in alveo causa infatti un aumento localizzato della velocità in corrispondenza della pila stessa. Si ha l’addensamento delle linee di corrente e la formazione di un grosso vortice – che generalmente assume una forma a ferro di cavallo - che interessa planimetricamente tutta l’area circostante la pila fino alla linea di separazione del vortice, il quale è il principale responsabile dell’erosione.

Nel presente progetto l’argomento è stato affrontato attraverso l’applicazione della formula più nota tra quelle disponibili in letteratura (Breusers, 1977) che ha il vantaggio di un approccio parsimonioso e robusto; essa fornisce un indicatore delle condizioni di inizio scavo.

Per la formulazione implementata, i parametri idrodinamici (tiranti idrici, velocità e numeri di Froude) sono stati desunti dal progetto idraulico predisposto nella presente progettazione definitiva attraverso le simulazioni HEC-RAS.

### F.1 L’approccio di Breusers

Assunta come riferimento una pila di forma generica, la profondità di scavo  $d_s$  può essere descritta come funzione delle seguenti variabili (Breusers e al., 1977):

$$\frac{d_s}{s} = f \left\{ \frac{v_0}{v_c(d_{50})}, \frac{l}{s}, \text{forma}, \alpha \right\}$$

essendo:

- $d$   $s$  la profondità di scavo misurata a partire dal fondo dell’alveo indisturbato;
- $s$   $l$  la larghezza della pila di lunghezza;
- $v$   $v_0$  la velocità media della corrente indisturbata;
- $v$   $v_c(d)$  la velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale del fondo d’assegnato diametro  $d$ ;
- $d$   $d_{50}$  la dimensione mediana del materiale in alveo;
- $\alpha$   $\alpha$  l’angolo che la corrente indisturbata forma con la pila.

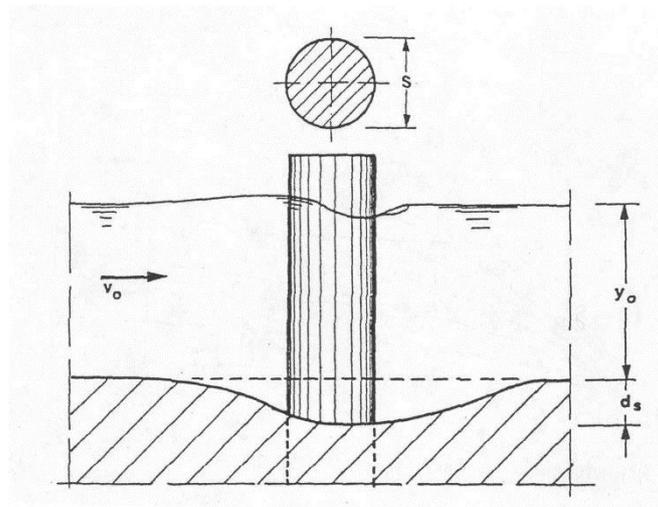


Figura 6 Schematizzazione delle variabili geometriche nella formula di Breusers

Nelle verifiche fatte si è utilizza comunemente la seguente formula sperimentale:

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

nella quale:

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

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

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

$$f_2(forma) = 1,00 \quad \text{per pile circolari o con fronti arrotondate;}$$

$$f_2(forma) = 0,75 \quad \text{per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente;}$$

$$f_2(forma) = 1,30 \quad \text{per pile rettangolari;}$$

$$f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right)$$

ricavabile dal grafico della figura seguente

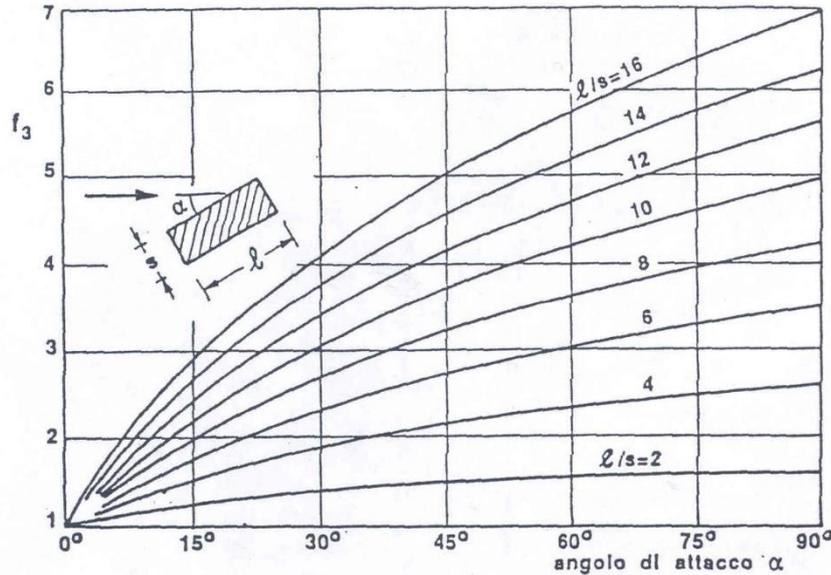


Figura 7 Effetto dell’angolo di attacco in funzione delle caratteristiche della pila nella formula di Breusers

Per i terreni eterogenei si adotta  $d=d_{50}$ ; la velocità critica  $v_c$  si può ottenere dalla:

$$v_c = 0,85 \sqrt{2g d_{50} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}}$$

ove si è indicato con  $\gamma_s$  il peso specifico del materiale di fondo (per il quale è stato assunto il valore di  $2600 \text{ kg/m}^3$ ) e con  $\gamma$  quello dell’acqua.

Per quanto riguarda le caratteristiche idrauliche ( $v_0$  ed  $y_0$ ) si sono prese quelle relative ad un tempo di ritorno di 200 anni. Si è assunto per ciascun viadotto la combinazione derivante dalla pila con il tirante più elevato risultante dalle condizioni di moto permanente, adottando il valore massimo tra il tirante a monte e quello a valle. Anche la velocità è stata calcolata come valore massimo tra la velocità nella sezione di monte del ponte e in quella di valle.

La verifica viene in una prima fase eseguita sulla base della geometria della pila come indicate nelle tavole relative alle opere.

I risultati dell’applicazione sono riportati nella tabella successiva; il significato delle diverse grandezze è quello precedentemente indicato.

*Risultati dell’applicazione della formula di Breusers (verifica preliminare profondità di scalzamento)*

- Per quanto riguarda il viadotto Piovene, come segnalato nelle verifiche in moto permanente non vi è interazione tra la piena di progetto e le opere di sostegno;

- Per quanto riguarda il viadotto Assa, le spalle non risultano interessate dalla piena di progetto, mentre le fondazioni della pila centrale risultano impostate sul substrato roccioso, posto peraltro a modesta profondità, come risulta dalla relazione geologica. Non si ritiene quindi andare a proteggere la fondazione, dal momento che il materiale litoide su cui è impostata non è soggetto a fenomeni di scalzamento.
- Per quanto riguarda il viadotto Settecà, lo studio geologico mette in luce la consistenza dei depositi alluvionali fino alle massime profondità indagate; le velocità della corrente in occasione della piena con tempo di ritorno di progetto non sono compatibili con il mantenimento del materiale presente in alveo. Lo scalzamento atteso, infatti, andrebbe ad interessare la platea di fondazione (come da tabella seguente). E' dunque necessaria una protezione della fondazione e della pila con massi sciolti, che interessa le pile da P1 a P7 sia del viadotto Sud sia del viadotto Nord.

La spalla nord non è interessata dal flusso. Per quanto riguarda la spalla sud, interessate da tiranti di circa 50 cm, è stata prevista una protezione in massi analoga a quella delle pile.

VIADOTTO			Settecà
tipologia di pila			pila circolare
Grandezza	simbolo	u.m.	
velocità max di riferimento	v	[m/s]	3
peso specifico materiale	g	[kg/m <sup>3</sup> ]	2600
diametro medio delle particelle	D	[m]	0.1
	vcr	[m/s]	2.13
fattore di velocità	f1		1
tirante massimo sulla sezione			2.3
tirante sulla pila più profonda	h		2.3
fattore di forma	f2		
	circolari arrotondate		1
	profilate		0.75
	rettangolari		1.33
spessore pila	s	[m]	3
lunghezza pila	l	[m]	3
rapporto	l/s		1
angolo	a	[gradi]	0
	f3		1
$\Delta s/s$			0.97
$\Delta s$ (scalzamento atteso)		[m]	2.90

- Anche per quanto riguarda il viadotto Molino lo studio geologico mette in luce la consistenza dei depositi alluvionali sulle quali si attesta la platea di fondazione; le velocità della corrente in occasione della piena con tempo di ritorno di progetto non sono compatibili con il mantenimento del materiale presente in alveo. Lo scalzamento atteso, infatti, andrebbe ad interessare la platea di fondazione della pila P4 e P5 del viadotto Nord e della pila P5 del viadotto Sud. E’ dunque necessaria una protezione della fondazione di tali pile con massi sciolti.

In sponda settentrionale la protezione della pila P5 del viadotto Nord si congiunge ad una sistemazione con massi sciolti di grande diametro della sponda stessa. Per quanto riguarda la sponda meridionale, è già presente un rivestimento della sponda con materiale lapideo.

Viadotto			Molino
tipologia di pila			pila circolare
Grandezza	simbolo	u.m.	valore
velocità di riferimento	v	[m/s]	2.5
peso specifico materiale	g	[kg/m <sup>3</sup> ]	2600
diametro medio delle particelle	D	[m]	0.1
	vcr	[m/s]	2.1
fattore di velocità	f1		1
tirante massimo sulla sezione			3
tirante sulla pila più profonda	h		3
fattore di forma	f2		
	circolari arrotondate		1
	profilate		0.75
	rettangolari		1.33
spessore pila	s	[m]	3
lunghezza pila	l	[m]	3
rapporto	l/s		1
angolo	alpha	[gradi]	0
	f3		1
$\Delta s/s$			1.52
$\Delta s$ (scalzamento atteso)		[m]	4.57

## F.2 Verifica di resistenza della protezioni

In questa sezione si verifica la resistenza delle protezioni delle pile e fondazioni, previste in massi sciolti, nei confronti dello sforzo tangenziale della corrente.

Si definisce stabile un rivestimento costituito, sia da massi di pietrame sciolti, sia da gabbioni o materassi metallici, quando non si hanno spostamenti degli elementi litoidi sciolti o all’interno della rete metallica di contenimento. La condizione di inizio del movimento di questi elementi si assume, quindi, come limite di stabilità del rivestimento. Le verifiche idrauliche sono state eseguite applicando il metodo delle tensioni di trascinamento, che prevede il confronto tra le tensioni esercitate dall’acqua sul rivestimento (tensioni agenti) e le resistenze che si sviluppano nel pietrame che costituisce il rivestimento (tensioni resistenti).

### Calcolo delle tensioni agenti

Facendo riferimento alle condizioni che si hanno sul fondo di un alveo fluviale o di un canale, che risultano le più gravose dal punto di vista delle tensioni di trascinamento, la tensione tangenziale massima sul fondo fluviale riferita al raggio idraulico,  $R$ , si esprime:

$$\tau_b = \gamma_w \cdot R \cdot J \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

dove:

$\gamma_w$  è il peso specifico dell’acqua, pari a  $1000 \text{ kg/m}^3$ ,

$R$  è il raggio idraulico della sezione fluviale, in  $m$ ,

$J$  è la pendenza piezometrica.

Per i corsi d’acqua naturali e i canali sufficientemente larghi il raggio idraulico si può porre, con sufficiente approssimazione, pari al tirante idrico. La tensione agente può essere espressa, per un punto del fondo posizionato alla generica profondità  $y$ :

$$\tau_b = \gamma_w \cdot y \cdot J \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

dove  $y$  è il tirante idrico locale, in  $m$ .

### Calcolo delle tensioni resistenti

Considerando il diametro equivalente del pietrame contenuto nella rete metallica o quello dei massi sciolti uguale al diametro medio  $d_{50}$ , ossia il diametro del vaglio che consente il passaggio del 50% in peso del materiale litoide, si definisce coefficiente di Shields la grandezza adimensionale:

$$C_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_m} \quad (2.3)$$

dove :

$\tau_c$  è la tensione tangenziale di trascinamento nella situazione critica di inizio movimento, in  $kg/m^2$ ;

$\gamma_s$  è il peso specifico dell’inerte, stabilito pari a  $2600 kg/m^3$ .

$d_m$  è il diametro medio  $d_{50}$ , in  $m$ .

Il denominatore della risulta proporzionale alla tensione normale sul fondo dovuta al peso immerso del materiale litoide.

La tensione tangenziale sul fondo, che può essere, quindi, raggiunta senza che il materiale litoide si sposti, definita tensione tangenziale critica, si esprime:

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

Nel caso dei soli materassi o gabbioni metallici si deve considerare il peso specifico relativo dei singoli elementi costituenti il rivestimento:

$$\gamma_r = \gamma_s (1 - r) + \gamma_w r$$

dove  $r$  è il coefficiente di riempimento del singolo materasso o gabbione (rappresenta la percentuale di acqua presente nell’elemento costituente il rivestimento). Si è scelto un riempimento pari a 0,3.

Se, poi, si tiene anche conto dell’effetto stabilizzante della rete metallica, che consente deformazioni per insaccamento del pietrame contenuto, si può ammettere che la tensione tangenziale sul fondo sia incrementata del 20%. Conseguentemente per i materassi o gabbioni la tensione tangenziale critica diventa:

$$\tau_c' = 1,2 \cdot C_* \cdot (\gamma_r - \gamma_w) \cdot d_m$$

Il valore del coefficiente  $C_*$  per pietrame contenuto in una rete metallica (materassi o gabbioni) è pari a circa 0,10, nel caso, invece, di massi di pietrame sciolti  $C_*$  è pari a circa 0,047; a parità di dimensioni, quindi, il pietrame di riempimento di materassi o gabbioni metallici sopporta una tensione tangenziale più che doppia rispetto ai massi sciolti, grazie all’azione di contenimento della rete metallica.

Verifica idraulica di stabilità

Il rivestimento sul fondo risulta stabile se è verificata la disuguaglianza che si ottiene confrontando l’equazione le tensioni agenti con quelle resistenti, ossia nel caso di massi di pietrame sciolto:

$$\tau_b \leq \tau_c$$

oppure, nel caso di materassi o gabbioni metallici:

$$\tau_b \leq \tau_c'$$

Le verifiche eseguite sono riportate per la pila di viadotto soggetta al tirante più elevato nella seguente tabella.

Nel caso di verifica al trascinamento delle protezioni in sponda Nord del viadotto Molino (protezione da realizzarsi in modo congiunto alla protezione della pila P5Nord), ottenuta anch’essa attraverso massi sciolti, sebbene l’andamento del corso d’acqua si sostanzialmente rettilineo su questo tratto, si è moltiplicata la tensione agente per un fattore correttivo pari a 1,1 per tenere conto della potenziale azione erosiva sul lato esterno della curva.

*Verifica al trascinamento delle protezioni*

		Viadotto Settecà	Viadotto Molino	Sponda Nord viadotto Molino
tirante idrico	[m]	2.3	3	2
pendenza del fondo	[m/m]	0.01	0.024	0.024
protezione		Massi sciolti	Massi sciolti	Massi sciolti
Incremento per curva		[-]	[-]	1.1
$\tau_b$	[kg/m <sup>2</sup> ]	225	676	508
d50	[m]	0.8	1	1
C*	[-]	0.047	0.047	0.047
$\tau_c$	[kg/m <sup>2</sup> ]	565	753	753

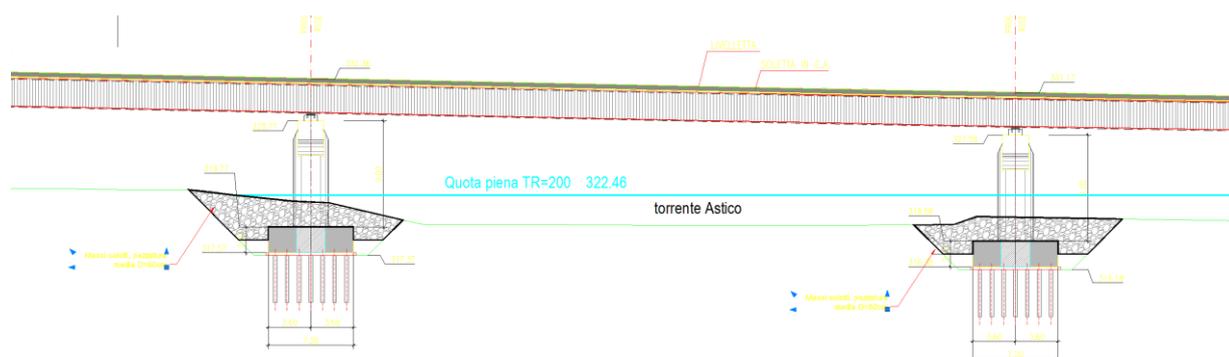


Figura 8 Viadotto Settecà protezione pile 7 e 6, viadotto Sud

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

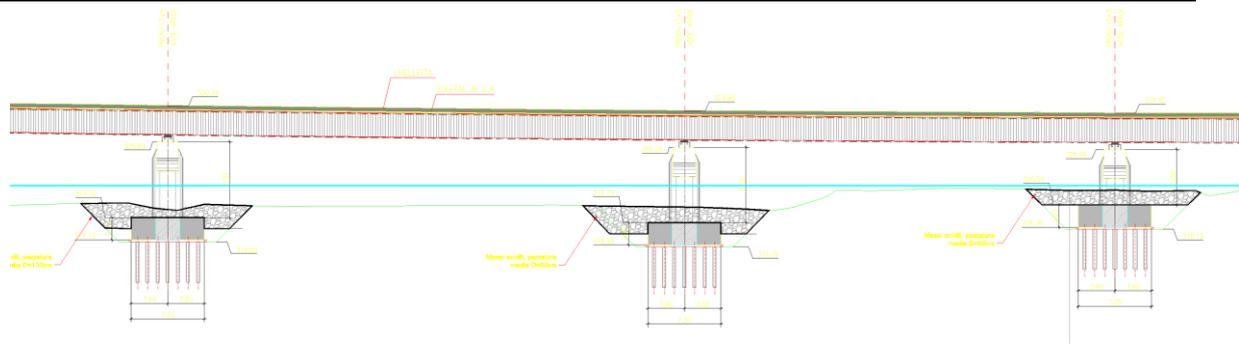


Figura 9 Viadotto Settecà protezione pile 5, 4 e 3, viadotto Sud

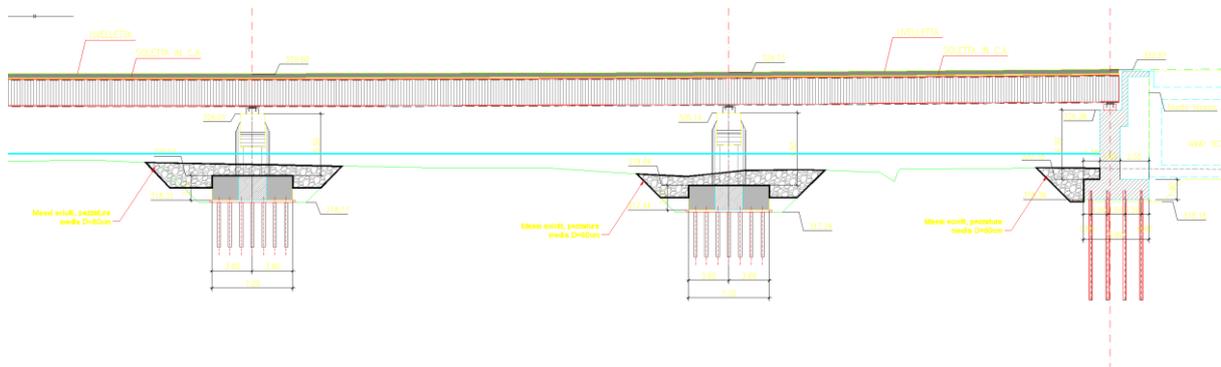
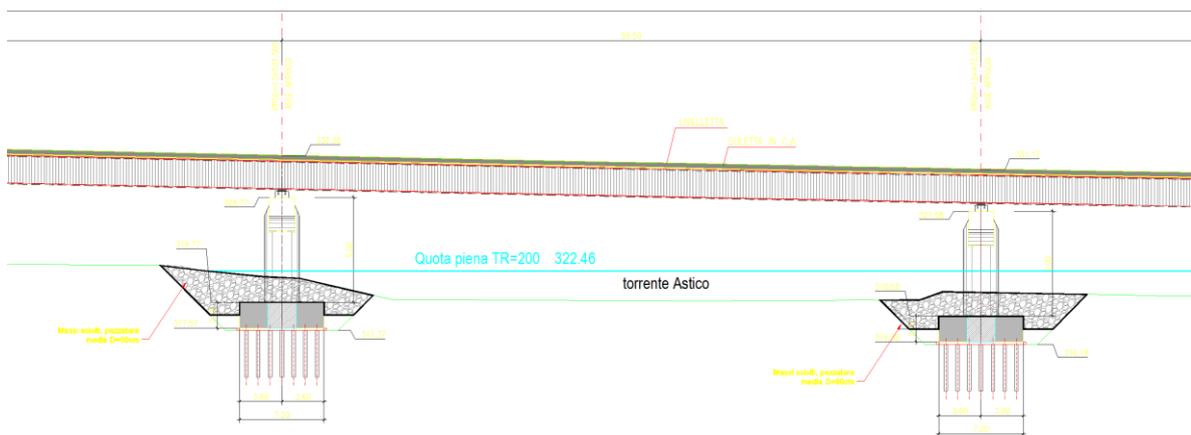


Figura 10 Viadotto Settecà protezione pile 2 e 1 e spalla Sud, viadotto Sud



.07\_01... / J16L1\_07\_01... / J16L1\_07\_01... /

Figura 11 Viadotto Settecà protezione pile 7 e 6 viadotto Nord

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

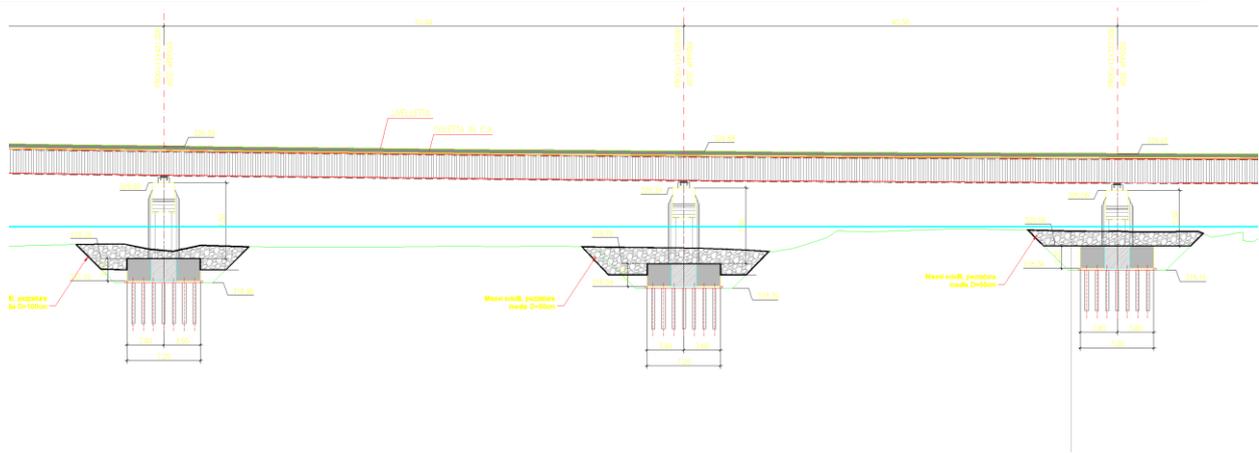


Figura 12 Viadotto Settecà protezione pile 5, 4 e 3 viadotto Nord

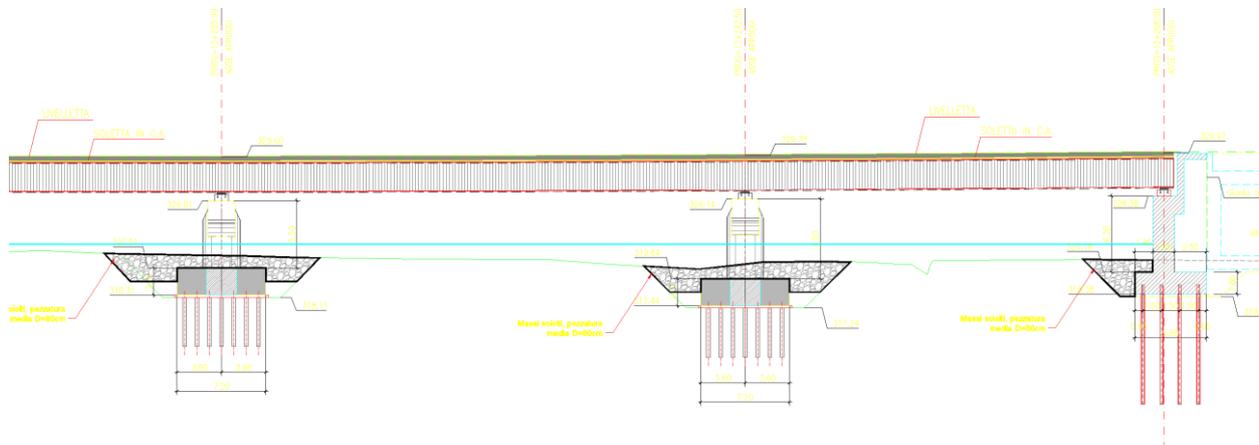


Figura 13 Viadotto Settecà protezione pile 2, 1 e spalla lato Sud, viadotto Nord

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



Figura 14 Viadotto Settecà planimetria delle protezioni con massi sciolti

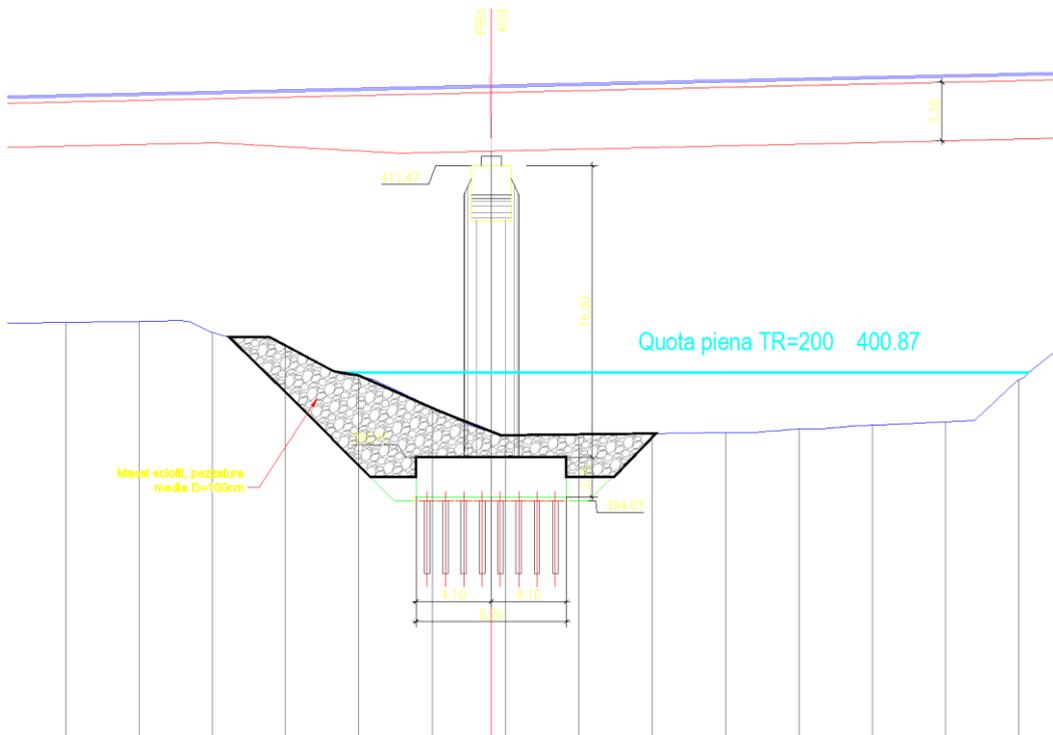


Figura 15 Viadotto Molino protezione pila P5 viadotto Sud

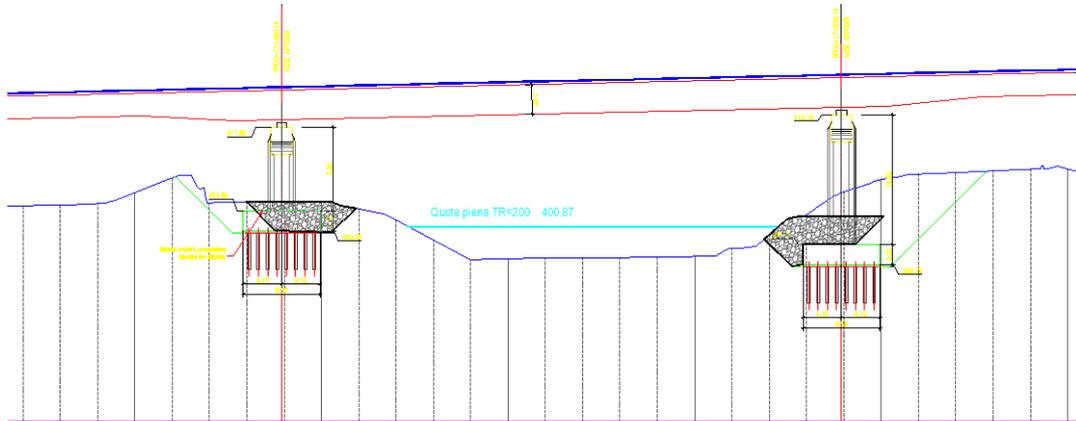


Figura 16 Viadotto Molino protezione pile P4 e P5 viadotto Nord

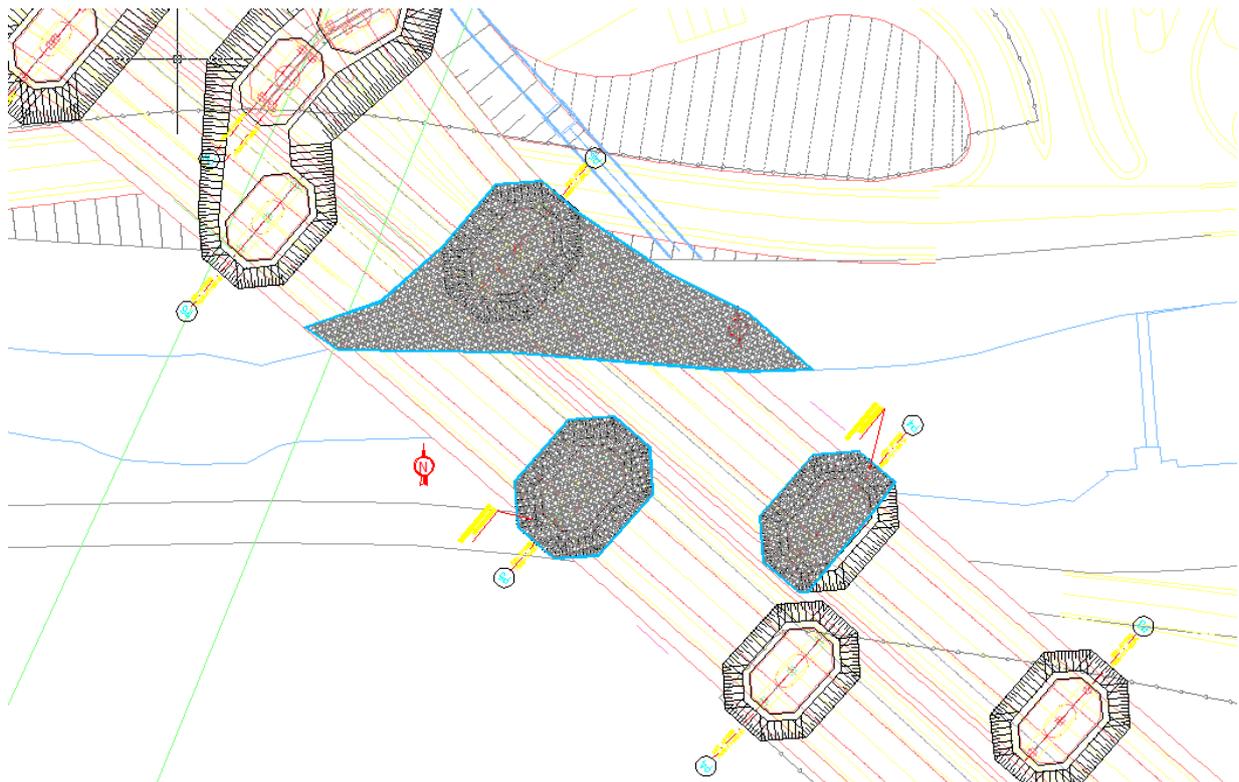


Figura 17 Viadotto Molino planimetria delle protezioni con massi sciolti

### F.3 Spinta sulle pile

Per il calcolo delle spinte agenti sulle pile di progetto si sono considerate:

1. I valori di velocità più elevati tra le diverse sezioni del corso d’acqua
2. I valori di tirante più elevati sulla sezione
3. Le pile con sezione interessata dalla spinta dell’acqua più estesa tra quelle di progetto

La spinta statica è valutata come  $S1 = \rho g \omega h_B$

Con  $h_B$  valore del tirante sul baricentro della sezione e  $\omega$  sezione investita dal flusso

La spinta dinamica è valutata come  $S2 = \rho Q v$  con  $v$  velocità stimata sulla sezione.

I risultati sono nella tabella che segue.

		Viadotto Assa	Viadotto Settecà	Viadotto Molino
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1000	1000	1000
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	9.81	9.81	9.81
$v$	[m/s <sup>2</sup> ]	9.8	3.7	7.11
$\omega$	[m <sup>2</sup> ]	3.5	3.95	9.5
$h$	[m]	4.2	2.5	3.3
<b>Spinte</b>				
dinamica	[kN]	96	14	51
statica	[kN]	72	48	154
totale	[kN]	168	62	204

## **G. Opere di attraversamento del corpo stradale**

### *G.1 Risoluzione delle interferenze idrografiche minori*

Il progetto prevede la risoluzione di interferenze idrografiche minori, costituite da canali, fossi e compluvi attraverso la realizzazione di attraversamenti secondari, costituiti da tombini circolari e scatolari di dimensione variabile. La maggior parte dei corsi d’acqua la cui interferenza viene risolta attraverso la realizzazione di un tombino ha un bacino drenante inferiore a 10 ha.

Le tipologie e dimensioni di opere adottate sono:

- tombini circolari diametro DN 1500 [mm] in CLS;
- tombini circolari DN800 [mm] in PEAD;
- tombini scatolari 2x2 [m] in CLS;
- tombini scatolari 2,5x2,5 [m] in CLS.

Ove le elevate pendenze longitudinali dei corsi d’acqua interessati lo richiedessero, è stato realizzato un sistema di salti a gradoni per la dissipazione dell’energia all’interno della canna del tombino.

### *G.2 Schemi di verifica idraulica*

Il funzionamento idraulico di tali manufatti di attraversamento, a sezione chiusa, dipende in generale da numerosi fattori quali:

- la pendenza;
- la sezione;
- la forma e la geometria dell’imbocco;
- la scabrezza.

Le verifiche necessarie per garantire la compatibilità idraulica dei tombini sono di diverso tipo a seconda che si consideri di determinarne il funzionamento all’imbocco (inlet control), il funzionamento all’interno della canna per le quali possono ritenersi cautelative le condizioni di moto uniforme e il possibile effetto di rigurgito da valle (outlet control).

Le verifiche idrauliche compiute sono state finalizzate a verificare l’adeguatezza idraulica delle sezioni delle opere di progetto rispetto alla portata caratterizzata da un tempo di ritorno di 50 anni in accordo con quanto indicato in relazione idrologica. Esse sono consistite nella determinazione delle condizioni di deflusso all’imbocco, allo sbocco e di quelle all’interno della canna. Tali verifiche vengono trattate separatamente nel seguito.

### G.2.1 Condizioni all’imbocco (inlet control)

La sola verifica di moto uniforme, rappresentativa delle condizioni di deflusso nella canna per tombini idraulicamente lunghi, non garantisce tuttavia in generale dal possibile funzionamento in pressione che può generarsi in corrispondenza dell’imbocco, a causa della modifica della geometria della sezione e della necessaria variazione di pendenza all’interno dell’opera realizzata.

Al fine di determinare in modo cautelativo la capacità idraulica della sezione di progetto dell’opera, si è verificata la capacità della sezione d’imbocco, considerando che in corrispondenza dello stesso possano verificarsi condizioni di passaggio attraverso lo stato critico (transizione da corrente lenta a corrente veloce). In tale condizioni, appare comunque adeguatamente cautelativo fare riferimento alle quote del carico idraulico totale a monte dell’opera stessa, includendo le perdite di carico che possono verificarsi in corrispondenza dell’imbocco stesso.

Per quanto riguarda le determinazioni delle caratteristiche del deflusso in corrispondenza dell’imbocco si è ipotizzato il passaggio attraverso le condizioni critiche, caratterizzate per la sezione generica dall’equazione

$$\left. \frac{dE}{dh} \right|_{cr} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\Omega^3} \frac{d\Omega}{dh} = 0$$

- Q portata di progetto (m<sup>3</sup>/s);
- g costante di gravità (m/s<sup>2</sup>);
- Ω area della sezione bagnata (m<sup>2</sup>);
- α coefficiente di Coriolis.

l’equazione precedente può essere risolta numericamente per le sezioni circolari, mentre per quelle rettangolari ci si avvale della formula esplicita:

$$h_{cr} = \left( \frac{\alpha Q^2}{gb^2} \right)^{1/3}$$

Affinché il passaggio avvenga in condizioni critiche, l’energia che ci si deve attendere a monte dell’imbocco deve essere pari all’energia minima per l’attraversamento della sezione chiusa con la portata assegnata (e dunque l’energia in condizioni critiche), data da

$$E_{cr} = h_{cr} + \frac{\alpha Q^2}{2g\Omega_{cr}^2}$$

Nel caso specifico di corrente critica si ha che l’energia specifica  $E_{cr}$  è pari a 1.5 l’altezza  $h_{cr}$ .

L’innalzamento del livello idrico all’imbocco non potrà in ogni caso superare dunque il valore ottenuto di tale energia, a meno delle perdite di carico all’imbocco (generalmente rappresentate da una modesta aliquota dell’altezza cinetica). Nel proseguo si suppone a favore di sicurezza che le perdite di carico rappresentino il 30% dell’altezza cinetica nelle condizioni critiche, che sommate all’energia specifica  $E_{cr}$  determinano il carico  $E'$  a monte dell’imbocco.

Il funzionamento a superficie libera è garantito nel caso in cui l’energia e monte dell’opera non superi 1,5 volte l’altezza del tombino, ossia  $E' \leq 1,5D$

Si è ritenuto tuttavia di operare in modo più cautelativo, anche per tenere conto della notevole capacità di trasporto solido di alcuni alvei e della potenziale parziale ostruzione della sezione di passaggio, imponendo che la capacità della sezione di imbocco sia verificata se il riempimento  $r$  calcolato come segue

$$r = \frac{E'}{D}$$

dove  $E'$  è carico idraulico a monte dell’imbocco e  $D$  è l’altezza totale dell’opera.

La verifica risulta soddisfatta se  $r$  risulta pari o inferiore ad 1.

### G.2.2 Condizioni di moto uniforme

Le condizioni di moto uniforme sono utili alla determinazione dei tiranti e delle velocità che sono da attendersi nel caso la canna dell’opera abbia sufficiente lunghezza da permettere l’instaurarsi di un regime di condizioni uniformi. Tali verifiche sono state utilizzate per determinare in modo congiunto dimensioni trasversali e pendenze longitudinali dell’opera di modo da contenere le velocità all’interno dei tombini. Tali velocità sono state limitate a 5 m/s in considerazione della resistenza e durabilità dei materiali e all’azione abrasiva dell’acqua e del materiale trasportato in sospensione e sul fondo.

Le verifiche sono state effettuate considerando la formula di Chezy.

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

nella quale:

- $A$  è l’area della sezione bagnata ( $\text{m}^2$ );
- $R$  è il raggio idraulico (m);
- $i$  la pendenza di progetto (m/m);
- $K$  il coefficiente di scabrezza, per il quale è stato utilizzata l’espressione alla Manning:
- $K = R^{1/6}/n$ , per la quale è stato utilizzato il valore di  $0,020 \text{ sm}^{-1/3}$ .

La soluzione in forma implicita dell’equazione di Chezy fornisce i valori di tirante e velocità una volta assegnate per tentativo la geometria della sezione e la pendenza longitudinale dell’opera.

### G.2.3 Condizioni allo sbocco (outlet control)

Infine, le verifiche allo sbocco sono necessarie per determinare quei casi di possibile funzionamento rigurgitato dei tombini, con conseguente insufficienza di capacità determinata dalle condizioni di valle. Tale verifica è motivata in tutti quei casi in cui l’in-alveazione posta a valle

dell’opera di attraversamento, a causa della difformità della geometria della sezione o della pendenza longitudinale rispetto alla sezione dell’opera stessa, possa rappresentare una effettiva riduzione dei franchi o un incremento del rapporto di riempimento.

Per tali casi si è verificato che il rapporto di riempimento, inteso come il rapporto tra l’altezza del livello idrico nella sezione inalveata a valle e l’altezza della canna del tombino fosse inferiore all’80%.

### *G.3 Calcolo delle portate di progetto dei tombini*

I tombini sono stati progettati per smaltire le acque meteoriche provenienti dai fossi che intercettano le acque di versante defluenti verso le scarpate del corpo stradale.

La portata è stata calcolata in riferimento ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 50 anni come specificato nella relazione idrologica. Per il tempo di corrivazione, data la ridotta estensione dei bacini si è preso un valore pari a 15 minuti poiché è stato sempre verificato un valore inferiore con la formula di Kirkpich. Il coefficiente di deflusso è stato preso pari a 0,3 per terreni poco pendenti e 0,5 dove la pendenza è molto elevata.

Nella tabella seguente sono indicate le portate di ciascun attraversamento, riportando per ciascuno di essi:

1. l’ubicazione dell’attraversamento;
2. il nome identificativo;
3. i bacini afferenti;
4. la superficie totale;
5. la superficie equivalente;
6. la portata.

grandezza	nome	Bacini afferenti	Superficie totale	Superficie equivalente	portata
progressiva	nome	bacini	Stot	Seq	Q
	[-]	[-]	[ha]	[ha]	[m <sup>3</sup> /s]
3+566	IN01	4	6.08	1.82	0.71
3+550	IN03	4, 5, 5b	15.53	6.17	2.40
4+325	IN04	6, 7	6.81	3.41	1.33

grandezza	nome	Bacini afferenti	Superficie totale	Superficie equivalente	portata
progressiva	nome	bacini	Stot	Seq	Q
	[-]	[-]	[ha]	[ha]	[m <sup>3</sup> /s]
Svincolo Cogollo	IN05	8	2.09	0.63	0.24
Rotatoria svincolo Cogollo	IN06	8b	4.87	1.46	0.57
Viabilità locale	IN07	12	0.89	0.45	0.17
Viabilità locale	IN08	11	0.82	0.41	0.16
Scarico Astico - Settecà	IN09	16	16.1	8.05	3.13
Scarico Astico - Settecà	IN10	15	16.69	8.35	3.25
Scarico Astico - Molino	IN11	18	6.79	3.40	1.32
svincolo Pedemonte	IN12	19, 20	29.31	14.66	5.70

Tabella 18 Portate di progetto tombini

#### G.4 Risultati delle verifiche idrauliche sui tombini

Nella tabella seguenti sono riportati i calcoli delle verifiche descritte nei punti precedenti.

Nelle tabelle 1 e 2 , sono riportati i risultati delle verifiche di tipo inlet control, indicando per ciascuna delle opere di attraversamento:

1. l’ubicazione dell’attraversamento;
2. il nome identificativo;
3. la portata;
4. le dimensioni dell’opera di attraversamento;
5. la pendenza longitudinale;
6. l’altezza critica della corrente;
7. l’energia specifica minima (condizioni critiche);
8. l’altezza cinetica (con riferimento alle condizioni critiche);

9. l’energia specifica a monte dell’attraversamento, comprensiva dei termini di perdita di carico all’imbocco;

10. il rapporto tra l’energia specifica a monte dell’attraversamento e l’altezza dell’opera.

grandezza	nome identificativo	portata	opera	pendenza	altezza critica	energia specifica critica	velocità critica	energia specifica a monte dell’imbocco	rapporto tra energia specifica e altezza dell’opera
progressiva	nome	Q	sezione	i	hc	Ec	v	E'	E'/D
	[-]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m/m]	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[-]
3+566	IN01	0.71	DN 1500	0.030	0.44	0.59	1.67	0.63	0.42
Svincolo Cogollo	IN05	0.24	DN 800	0.003	0.31	0.44	1.47	0.47	0.71
Rotatoria svincolo Cogollo	IN06	0.57	DN 1500	0.010	0.39	0.53	1.56	0.57	0.38
Viabilità locale	IN07	0.17	DN 1500	0.030	0.21	0.27	1.06	0.29	0.19
Viabilità locale	IN08	0.16	DN 1500	0.030	0.21	0.27	1.06	0.29	0.19
Scarico Astico - Settecà	IN09	3.13	DN 1500	0.010	0.94	1.34	2.67	1.45	0.97
Scarico Astico - Settecà	IN10	3.25	DN 1500	0.010	0.96	1.37	2.72	1.48	0.99
Scarico Astico - Molino	IN11	1.32	DN 1500	0.010	0.60	0.82	2.00	0.88	0.59

Tabella 19 - Verifica inlet control delle opere circolari

grandezza	nome identificativo	portata	opera	pendenza	altezza critica	energia specifica critica	velocità critica	energia specifica a monte dell’imbocco	rapporto tra energia specifica e altezza dell’opera
progressiva	nome	Q	sezione	i	hc	Ec	v	E'	E'/D
	[-]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m/m]	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[-]
3+550	IN03	2.40	2x2	0.0025	0.53	0.79	2.27	0.87	0.44

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

4+325	IN04	1.33	2x2	0.0100	0.36	0.53	1.87	0.59	0.29
svincolo Pedemonte	IN12	5.70	2.5x2.5	0.0025	0.81	1.21	2.82	1.34	0.53

Tabella 20 - Verifica inlet control delle opere scatoari

La metodologia di verifica condotta per le condizioni inlet control garantisce un elevato grado di cautela, pertanto tale verifica si ritiene soddisfatta se tale rapporto  $E'/D$  è inferiore ad 1.

Nelle tabelle 3 e 4, sono riportati i risultati delle verifiche in moto uniforme, indicando per ciascuna delle opere di attraversamento:

1. l’ubicazione dell’attraversamento;
2. il nome identificativo;
3. la portata di progetto;
4. le dimensioni dell’opera di attraversamento;
5. la pendenza longitudinale;
6. l’altezza di moto uniforme;
7. il riempimento di moto uniforme. La verifica si intende soddisfatta se tale riempimento è inferiore all’ 80%;
8. Il tipo di corrente (lenta o veloce);
9. La velocità di moto uniforme.

grandezza	nome identificativo	portata	opera	pendenza	altezza di moto uniforme	riempimento di moto uniforme	tipo di corrente	velocità di moto uniforme
progressiva	nome	Q	sezione	i	$h_u$	r	tipo corrente	$v_u$
		$[m^3/s]$	$[m]$	$[m/m]$	$[m]$	$[-]$	$[-]$	$[m/s]$
3+566	IN01	0.71	DN 1500	0.03	0.30	0.2	VELOCE	2.77
Svincolo Cogollo	IN05	0.24	DN 800	0.003	0.31	0.42	LENTA	1.47
Rotatoria svincolo Cogollo	IN06	0.57	DN 1500	0.01	0.36	0.24	VELOCE	1.77
Viabilità locale	IN07	0.17	DN 1500	0.03	0.15	0.10	VELOCE	1.81

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Viabilità locale	IN08	0.16	DN 1500	0.03	0.15	0.10	VELOCE	1.81
Scarico Astico - Settecà	IN09	3.13	DN 1500	0.01	0.92	0.61	VELOCE	2.80
Scarico Astico - Settecà	IN10	3.25	DN 1500	0.01	0.93	0.62	VELOCE	2.82
Scarico Astico - Molino	IN11	1.32	DN 1500	0.01	0.56	0.37	VELOCE	2.25

Tabella 21 - Verifica in moto uniforme delle opere circolari

grandezza	nome identificativo	portata	opera	pendenza	altezza di moto uniforme	riempimento di moto uniforme	tipo di corrente	velocità di moto uniforme
progressiva	nome	Q	sezione	i	$h_u$	r	tipo corrente	$v_u$
	[-]	$[m^3/s]$	$[m]$	$[m/m]$	$[m]$	[-]	[-]	$[m/s]$
3+550	IN03	2.40	2x2	0.0025	<b>0.82</b>	<b>0.41</b>	LENTA	1.47
4+325	IN04	1.33	2x2	0.01	<b>0.33</b>	<b>0.17</b>	VELOCE	1.99
svincolo Pedemonte	IN12	5.70	2.5x2.5	0.0025	<b>1.25</b>	<b>0.50</b>	LENTA	1.82

Tabella 22 - Verifica in moto uniforme delle opere scatolari

Nelle tabelle 5 e 6, sono riportati i risultati delle verifiche in outlet control, indicando per ciascuna delle opere di attraversamento:

1. l’ubicazione dell’attraversamento;
2. il nome identificativo;
3. la portata di progetto;
4. le dimensioni dell’opera di attraversamento;
5. la sezione dell’inalveazione a valle;
6. la pendenza dell’inalveazione a valle;
7. il tirante idrico dell’inalveazione a valle;
8. il rapporto tra tirante idrico a valle e altezza della canna.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

grandezza	nome identificativo	portata	opera	inalveazione a valle	pendenza inalveazione	tirante dell'inalveazione a valle	rapporto tra tirante idrico a valle e altezza della canna
progressiva	nome	Q	sezione	sezione	$i_{inalv}$	$h_u$	$r''$
		$[m^3/s]$	$[m]$	$[cm]$	$[m/m]$	$[m]$	$[-]$
3+566	IN01	0.71	DN 1500	50x50 terra	0.03	0.35	0.23
Svincolo Cogollo	IN05	0.24	DN 800	50x50 rivestita	0.02	0.19	0.29
Rotatoria svincolo Cogollo	IN06	0.568167	DN 1500	50x50 terra	0.02	0.35	0.23
Viabilità locale	IN07	0.17	DN 1500	50x50 rivestita	0.10	0.10	0.07
Viabilità locale	IN08	0.16	DN 1500	50x50 rivestita	0.10	0.10	0.06
Scarico Astico - Settecà	IN09	3.13	DN 1500	100x100 rivestita	0.04	0.45	0.30
Scarico Astico - Settecà	IN10	3.25	DN 1500	100x100 rivestita	0.04	0.46	0.30
Scarico Astico - Molino	IN11	1.32	DN 1500	50x50 rivestita	0.04	0.38	0.25

Tabella 23 - Verifica outlet control delle opere circolari

grandezza	nome identificativo	portata	opera	inalveazione a valle	pendenza inalveazione	tirante dell'inalveazione a valle	rapporto tra tirante idrico a valle e altezza della canna
progressiva	nome	Q	sezione	sezione	$i_{inalv}$	$h_u$	$r''$
		$[m^3/s]$	$[m]$	$[cm]$	$[m/m]$	$[m]$	$[-]$
3+550	IN03	2.40	2x2	100x100 terra	0.02	0.56	0.28

4+325	IN04	1.33	2x2	50x50 rivestita	0.05	0.38	0.19
svincolo Pedemonte	IN12	5.70	2.5x2.5	100x100 rivestita	0.05	0.62	0.25

Tabella 24 - Verifica outlet control delle opere scatolari

### G.5 Verifica idraulica dei fossi di guardia

L’intercettazione delle acque di versante che defluiscono verso le scarpate delimitanti il corpo stradale è realizzata mediante fossi in terra di sezione trapezia. La pendenza dei fossi è variabile così da seguire il più possibile la superficie topografica pur conservando un corretto funzionamento idraulico.

La dove la pendenza del terreno è molto elevata, come nel caso dei fossi realizzati nei pressi delle spalle dei ponti, per evitare problemi di erosione vengono impiegati fossi rivestiti in cls di forma trapezia.

La portata è stata calcolata in riferimento ad un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 50 anni come specificato nella relazione idrologica. Per il tempo di corrivazione, data la ridotta estensione dei bacini si è preso un valore pari a 15 minuti poiché è stato sempre verificato un valore inferiore con la formula di Kirkpich. Il coefficiente di deflusso è stato preso pari a 0,3 per terreni poco pendenti e 0,5 dove la pendenza è molto elevata.

Il calcolo dei tirante e del grado di riempimento è stato effettuato in moto uniforme considerando la pendenza minima di ciascun fosso.

Le verifiche sono state effettuate impiegando la formula di Chezy

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

nella quale:

- A è l’area della sezione bagnata (m<sup>2</sup>);
- R è il raggio idraulico (m);
- i la pendenza di progetto (m/m);
- K il coefficiente di scabrezza, per il quale è stato utilizzata l’espressione alla Manning:
- $K = R^{1/6}/n$ , per la quale sono stati utilizzati i valori di  $n = 0,025$  e  $0,020 \text{ sm}^{-1/3}$  rispettivamente per i fossi in terra e quelli rivestiti in cls.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati di tali verifiche.

Per ciascuna fosso sono riportati:

1. Il bacino di riferimento;
2. la superficie totale;

3. il coefficiente di deflusso;
4. la superficie equivalente;
5. la portata di progetto;
6. la sezione del fosso;
7. la pendenza minima;
8. il grado di riempimento, per il quale si è sempre verificato un valore inferiore al 70%.

Bacino drenato	Superficie totale	Coefficiente di deflusso	Superficie equivalente	portata pioggia di progetto	sezione del fosso	pendenza fosso sotteso	riempimento
[-]	[ha]	[-]	[ha]	[m <sup>3</sup> /s]	[cm]	[m/m]	[%]
1	3.98	0.30	1.19	0.46	50x75	0.01	50
2	4.11	0.30	1.23	0.48	50x50	0.02	64
3	4.92	0.30	1.48	0.57	50x50	0.02	70
4	7.55	0.50	3.78	1.47	50x50 rivestito	0.06	64
5	6.08	0.30	1.82	0.71	50x50 rivestito	0.12	36
5b	1.90	0.30	0.57	0.22	50x50 rivestito	0.07	26
6	4.31	0.50	2.16	0.84	50x75	0.03	51
7	2.70	0.50	1.35	0.53	50x50	0.02	67
8	2.09	0.30	0.63	0.24	50x50	0.01	53
8b	4.87	0.30	1.46	0.55	50x50 rivestito	0.01	70
9	1.03	0.50	0.52	0.20	50x50 rivestito	0.06	21
10	3.92	0.50	1.96	0.76	50x50 rivestito	0.06	45
11	0.82	0.50	0.41	0.16	50x50 rivestito	0.05	18
12	0.89	0.50	0.45	0.17	50x50 rivestito	0.05	19
13	3.69	0.50	1.85	0.72	50x50 rivestito	0.05	43
14	6.34	0.50	3.17	1.23	50x50 rivestito	0.05	58
15	16.69	0.50	8.35	3.25	50x75 rivestito	0.05	67
16	16.10	0.50	8.05	3.13	50x75 rivestito	0.05	66
17	4.06	0.50	2.03	0.79	50x75 rivestito	0.01	49
18	6.79	0.50	3.40	1.32	50x75 rivestito	0.01	64
19	14.38	0.50	7.19	2.80	50x75 rivestito	0.03	69
20	14.93	0.50	7.47	2.90	50x75 rivestito	0.03	70

Tabella 25 - Verifica dei fossi di guardia

## **H. Metodologia di dimensionamento dei collettori**

I collettori costituiscono un sistema idraulico il cui compito è quello di trasportare verso i ricettori o i presidi idraulici le acque raccolte dalle caditoie, dalle canalette grigliate e dai bocchettoni in corrispondenza delle opere. Gli elementi superficiali recapitano le acque raccolte, al sistema di collettori quando la loro capacità idraulica non è in grado di smaltire la porta afferente.

I collettori nel corpo stradale sono costituiti in tubi in PEAD che corrono longitudinalmente la carreggiata hanno generalmente la stessa pendenza dell’elemento superficiale, fanno eccezioni i brevi tratti, tipicamente posti in prossimità dei ricettori, in cui la pendenza è stata modificata per consentire il corretto funzionamento del sistema ed evitare la formazione di accumuli di sedimento in tempo asciutto.

I collettori in PVC sono stati utilizzati in viadotto nei tratti interessati dalle acque raccolte dai bocchettoni. Nei tratti di idraulica chiusa i collettori longitudinali corrono in maniera continua tra il primo bocchettone posto in prossimità del massimo stradale e il presidio idraulico. Il posizionamento dei collettori in PVC ne consente, dove necessario, la modifica della pendenza longitudinale.

Il sistema di collettori è costituito da tubi circolari prefabbricati in polietilene ad alta densità PEAD di diametro variabile tra 400 mm e 800 mm, e da collettori in PVC di diametro variabile tra 400 e 800mm.

Nel dimensionamento dei collettori di collegamento tra i pozzetti di raccolta si è utilizzato un coefficiente di scabrezza di Manning pari a 0,009 ms<sup>-1/3</sup>. Il tempo di ritorno utilizzato nel calcolo di questi elementi è fissato a 25 anni, coerentemente con il valore fissato nel dimensionamento delle opere del drenaggio superficiale. Per fornire un adeguato margine di sicurezza e prevenire il funzionamento in pressione dei collettori le verifiche sono state condotte considerando un riempimento massimo del 60% con riferimento alle condizioni di moto uniforme per i diametri fino a 500 mm e un riempimento massimo del 70% per diametri superiori. La determinazione del tirante idrico interno al tubo come descritto precedentemente è stata effettuata con la legge di Chèzy utilizzata congiuntamente al modello cinematico. Uguagliando la portata determinata mediante la formula razionale alla legge di Chèzy si ottiene una funzione implicita del tirante che viene risolta in maniera iterativa.

Vengono riportate nella figura di seguito le portate massime per i collettori

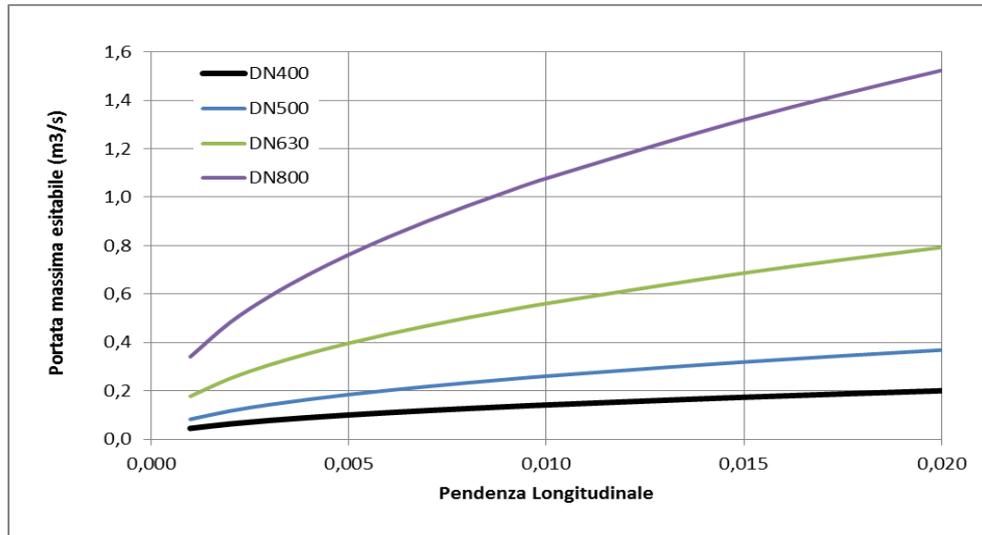


Figura 18 - Portata massima convogliabile dai collettori in funzione della pendenza del collettore

### H.1 Dimensionamento delle tubazioni

In questa sezione vengono riportate le verifiche idrauliche effettuate per i collettori.

Sono indicati:

- 1) Progr: le progressiva stradale di riferimento (inizio tratta)
- 2) Progr: le progressiva stradale di riferimento (fine tratta)
- 3) L: la lunghezza relativa del tratto di collettore
- 4) Area: l'area equivalente ( $A_{eq} = \sum A_i \varphi_i$ )
- 5) Jlon: la pendenza longitudinale
- 6) v: la velocità di scorrimento
- 7) tau: il tempo di concentrazione
  
- 6) i: l'intensità di precipitazione
- 7) Q: la portata di progetto
- 8) D: il diametro interno
- 9) DN: il diametro nominale della condotta
- 10) r : il riempimento

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

**Tubazioni con verso di scorrimento Nord**

da	a	estensione	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m2]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m3/s]	[m]	[mm]	[%]
3550	3600	50	820	0,020	2,30	0,09	200	0,046	0,35	DN400	26
3600	3650	50	1640	0,020	2,75	0,09	195	0,089	0,35	DN400	37
3650	3700	50	2460	0,020	3,04	0,10	191	0,131	0,35	DN400	46
3700	3750	50	3280	0,020	3,24	0,10	187	0,171	0,35	DN400	53
3750	3800	50	4100	0,020	3,42	0,11	184	0,210	0,44	DN500	42
3800	3850	50	4920	0,020	3,56	0,11	181	0,248	0,44	DN500	46
3850	3900	50	5785	0,020	3,70	0,11	179	0,287	0,44	DN500	51
3900	3950	50	6650	0,020	3,81	0,12	176	0,326	0,44	DN500	55
3950	4000	50	7470	0,020	3,90	0,12	174	0,361	0,44	DN500	58
4000	4050	50	8290	0,008	2,83	0,13	171	0,394	0,54	DN630	58
4050	4100	50	9230	0,008	2,88	0,13	168	0,432	0,54	DN630	62
4100	4150	50	10170	0,008	2,93	0,14	166	0,468	0,54	DN630	66
4150	4200	50	11110	0,008	2,96	0,14	163	0,504	0,54	DN630	70

da	a	estensione	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m2]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m3/s]	[m]	[mm]	[%]
4200	4250	50	1450	0,007	1,82	0,09	198	0,080	0,35	DN400	46
4250	4300	50	3650	0,007	2,26	0,10	193	0,195	0,44	DN500	55
4300	4350	50	5100	0,007	3,69	0,10	189	0,268	0,44	DN500	48
4350	4400	50	6550	0,007	2,59	0,11	185	0,337	0,54	DN630	55
4400	4450	50	8000	0,007	2,70	0,11	181	0,403	0,54	DN630	62
4450	4500	50	9450	0,007	2,77	0,12	178	0,467	0,54	DN630	69
4500	4550	50	10350	0,007	2,87	0,12	175	0,502	0,69	DN800	47
4550	4600	50	11250	0,007	2,92	0,13	172	0,537	0,69	DN800	49
4600	4650	50	12150	0,007	2,96	0,13	169	0,571	0,69	DN800	51

11300	11400	100	1400	0,002	1,11	0,11	184	0,071	0,44	DN500	44
-------	-------	-----	------	-------	------	------	-----	-------	------	-------	----

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

**Tubazioni con verso di scorrimento Sud**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m2]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m3/s]	[m]	[mm]	[%]
1100	1050	50	882,5	0,015	2,11	0,09	199	0,049	0,35	DN400	29
1050	1000	50	1765	0,015	2,52	0,10	194	0,095	0,35	DN400	41
1000	950	50	2647,5	0,015	2,77	0,10	190	0,140	0,35	DN400	52
950	900	50	3530	0,015	2,96	0,11	186	0,182	0,35	DN400	42
900	850	50	4412,5	0,015	3,12	0,11	183	0,224	0,44	DN500	47
850	800	50	5295	0,015	3,25	0,11	180	0,264	0,44	DN500	52
800	750	50	6177,5	0,015	3,36	0,12	177	0,303	0,44	DN500	57
750	700	50	7060	0,015	5,22	0,12	175	0,343	0,44	DN500	44
700	650	50	7942,5	0,015	5,37	0,12	173	0,383	0,44	DN500	47
650	600	50	8825	0,015	3,65	0,13	171	0,420	0,54	DN630	50
600	550	50	9707,5	0,015	3,73	0,13	169	0,456	0,54	DN630	52
550	500	50	10590	0,015	3,79	0,13	167	0,491	0,54	DN630	55

2150	2100	50	675	0,024	2,34	0,09	200	0,037	0,35	DN400	22
2100	2050	50	675	0,024	2,32	0,10	194	0,036	0,35	DN400	22
2050	2000	50	675	0,005	1,30	0,11	185	0,035	0,35	DN400	32
2000	1950	50	1305	0,005	1,52	0,12	179	0,065	0,35	DN400	45
1950	1850	100	2565	0,005	1,77	0,13	169	0,120	0,35	DN400	46
1850	1750	100	3825	0,005	1,93	0,15	161	0,172	0,44	DN500	57
1750	1700	50	4755	0,005	3,07	0,15	159	0,210	0,44	DN500	46
1700	1600	100	6615	0,005	2,19	0,16	154	0,282	0,54	DN630	55
1600	1500	100	8475	0,017	3,64	0,17	150	0,355	0,44	DN500	61
1500	1400	100	10335	0,017	5,77	0,17	149	0,427	0,44	DN500	49
1400	1350	50	11265	0,017	3,92	0,18	147	0,461	0,54	DN630	51
1350	1200	150	14055	0,017	4,08	0,19	144	0,562	0,54	DN630	58

da	a	estensione	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m2]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m3/s]	[m]	[mm]	[%]
13700	13700	50	9812.5	0.021	3.78	0.38	105	0.287	0.44	DN500	50
13700	13650	50	10625	0.021	3.85	0.39	105	0.310	0.44	DN500	52
13650	13600	50	11188	0.021	3.89	0.39	104	0.325	0.44	DN500	54
13600	13550	50	11750	0.005	2.28	0.40	104	0.339	0.54	DN630	62
13550	13500	50	12313	0.005	2.30	0.40	103	0.353	0.54	DN630	64
13500	13450	50	12875	0.005	2.32	0.41	102	0.366	0.54	DN630	65
13450	13400	50	13483	0.005	2.33	0.41	102	0.381	0.54	DN630	68
13400	13350	50	14135	0.005	2.34	0.42	101	0.397	0.54	DN630	70
13350	13300	50	14833	0.005	2.42	0.43	100	0.414	0.69	DN800	47
13300	13250	50	15575	0.005	2.45	0.43	100	0.433	0.69	DN800	48

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

da	a	estensione	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
18000	17950	50	562.5	0.023	2.19	0.09	199	0.031	0.35	DN400	20
17950	17900	50	1125	0.023	2.62	0.09	194	0.061	0.35	DN400	29
17900	17850	50	1687.5	0.023	2.90	0.10	190	0.089	0.35	DN400	35
17850	17800	50	2250	0.023	3.11	0.10	187	0.117	0.35	DN400	41
17800	17750	50	2812.5	0.023	3.28	0.11	183	0.143	0.35	DN400	46
17750	17700	50	3375	0.023	3.41	0.11	180	0.169	0.35	DN400	51
17700	17650	50	3937.5	0.023	3.53	0.12	178	0.195	0.35	DN400	56
17650	17600	50	4500	0.023	3.62	0.12	175	0.219	0.35	DN400	60
17600	17550	50	5062.5	0.023	3.74	0.12	173	0.243	0.35	DN400	44
17550	17500	50	5625	0.023	3.83	0.13	171	0.267	0.35	DN400	46
17500	17450	50	6187.5	0.023	3.91	0.13	169	0.290	0.44	DN500	49
17450	17400	50	6750	0.023	3.98	0.13	167	0.313	0.44	DN500	51
17400	17350	50	7312.5	0.023	4.05	0.14	165	0.335	0.44	DN500	53
17350	17300	50	7875	0.023	4.11	0.14	163	0.357	0.44	DN500	55
17300	17250	50	8437.5	0.023	4.16	0.14	161	0.379	0.44	DN500	58
17250	17200	50	9000	0.023	4.21	0.15	160	0.400	0.44	DN500	60

**Tubazioni delle rampe dello svincolo di Cogollo**

**tubo A**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	540	0,012	1,71	0,09	198	0,030	0,35	DN400	23
50	100	50	1080	0,012	2,03	0,10	191	0,057	0,35	DN400	33
100	150	50	1620	0,012	2,25	0,10	186	0,084	0,35	DN400	41
150	200	50	2160	0,012	2,40	0,11	182	0,109	0,35	DN400	48
200	250	50	2700	0,012	2,52	0,12	178	0,134	0,35	DN400	54
250	300	50	3240	0,012	2,62	0,12	175	0,157	0,35	DN400	60
300	350	50	3780	0,012	2,72	0,13	172	0,180	0,35	DN400	45
350	400	50	4320	0,012	2,80	0,13	169	0,203	0,44	DN500	48
400	468	68	5054,4	0,012	2,89	0,14	165	0,232	0,44	DN500	52

**tubo B**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	540	0,012	1,71	0,09	198	0,030	0,35	DN400	23
50	100	50	1080	0,012	2,03	0,10	191	0,057	0,35	DN400	33
100	150	50	1620	0,012	2,25	0,10	186	0,084	0,35	DN400	41
150	200	50	2160	0,012	2,40	0,11	182	0,109	0,35	DN400	48
200	250	50	2700	0,012	2,52	0,12	178	0,134	0,35	DN400	54
250	300	50	3240	0,012	2,62	0,12	175	0,157	0,35	DN400	60

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

300	350	50	3780	0,012	2,72	0,13	172	0,180	0,35	DN400	45
-----	-----	----	------	-------	------	------	-----	-------	------	-------	----

**tubo C**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr	[m]	[m2]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m3/s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	840	0,005	1,39	0,09	196	0,046	0,35	DN400	37
50	100	50	1680	0,005	1,64	0,10	189	0,088	0,35	DN400	55
100	150	50	2520	0,005	1,80	0,11	183	0,128	0,44	DN 500	47
150	200	50	3360	0,005	1,92	0,12	178	0,166	0,44	DN 500	55
200	250	50	4200	0,005	3,04	0,12	175	0,204	0,44	DN 500	45
250	300	50	5040	0,005	2,11	0,13	171	0,239	0,54	DN 630	49
300	350	50	5880	0,005	2,17	0,13	167	0,273	0,54	DN 630	54
350	400	50	6720	0,005	2,23	0,14	164	0,306	0,54	DN 630	58
400	450	50	7560	0,005	2,28	0,15	161	0,338	0,54	DN 630	62
450	500	50	8400	0,005	2,32	0,15	158	0,368	0,54	DN 630	66

**tubo E**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr	[m]	[m2]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m3/s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	840	0,005	1,39	0,09	196	0,046	0,35	DN400	37
50	100	50	1680	0,005	1,64	0,10	189	0,088	0,35	DN400	55
100	150	50	2520	0,005	1,80	0,11	183	0,128	0,44	DN500	47
150	200	50	3360	0,005	1,92	0,12	178	0,166	0,44	DN500	55
200	250	50	4200	0,005	3,04	0,12	175	0,204	0,44	DN500	45

**tubo F**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m2]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m3/s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	840	0,005	1,39	0,09	196	0,046	0,35	DN400	37
50	100	50	1680	0,005	1,64	0,10	189	0,088	0,35	DN400	55
100	150	50	2520	0,005	1,80	0,11	183	0,128	0,44	DN500	47
150	200	50	3360	0,005	1,92	0,12	178	0,166	0,44	DN500	55

**tubo G**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m2]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m3/s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	840	0,005	1,39	0,09	196	0,046	0,35	DN400	37
50	100	50	1680	0,005	1,64	0,10	189	0,088	0,35	DN400	55
100	150	50	2520	0,005	1,80	0,11	183	0,128	0,44	DN500	47
150	200	50	3360	0,005	1,92	0,12	178	0,166	0,44	DN500	55
200	250	50	4200	0,005	3,04	0,12	175	0,204	0,44	DN500	45

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

250	300	50	5040	0,005	2,11	0,13	171	0,239	0,54	DN630	49
300	350	50	5880	0,005	2,17	0,13	167	0,273	0,54	DN630	54
350	400	50	6720	0,005	2,23	0,14	164	0,306	0,54	DN630	58
400	450	50	7560	0,005	2,28	0,15	161	0,338	0,54	DN630	62
450	537	87	9021,6	0,005	2,33	0,16	156	0,391	0,54	DN630	69

**tubo H**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	840	0,005	1,39	0,09	196	0,046	0,35	DN400	37
50	100	50	1680	0,005	1,64	0,10	189	0,088	0,35	DN400	55
100	165	65	2772	0,005	1,84	0,11	181	0,140	0,44	DN500	50

**tubo I**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	840	0,005	1,39	0,09	196	0,046	0,35	DN400	37
50	100	50	1680	0,005	1,64	0,10	189	0,088	0,35	DN400	55
100	165	65	2772	0,005	1,84	0,11	181	0,140	0,44	DN500	50

**tubo L**

da	a	L	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	840	0,005	1,39	0,09	196	0,046	0,35	DN400	37
50	100	50	1680	0,005	1,64	0,10	189	0,088	0,35	DN400	55

**Tubazioni delle rampe dello svincolo di Pedemonte**

**tubo A – rampa Ped01 da progr. 0+090 a progr. 0+396**

da	a	estensione	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	495	0.025	2.185	0.090	199	0.027	0.35	DN400	0.187
50	100	50	990	0.025	2.608	0.095	194	0.053	0.35	DN400	0.264
100	150	50	1485	0.025	2.887	0.100	190	0.079	0.35	DN400	0.323
150	200	50	1980	0.025	3.099	0.104	187	0.103	0.35	DN400	0.373
200	250	50	2475	0.025	3.270	0.109	183	0.126	0.35	DN400	0.419
250	300	50	2970	0.025	3.412	0.113	180	0.149	0.35	DN400	0.460

**tubo B – rampa Ped02 da progr. 0+000 a progr. 0+622**

da	a	estensione	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

0	50	50	495	0.025	2.185	0.090	199	0.027	0.35	DN400	0.187
50	100	50	1065	0.025	2.659	0.095	194	0.058	0.35	DN400	0.274
100	150	50	1760	0.025	3.021	0.100	190	0.093	0.35	DN400	0.354
150	200	50	2455	0.025	3.279	0.104	187	0.128	0.35	DN400	0.421
200	250	50	3025	0.025	3.444	0.108	184	0.155	0.35	DN400	0.471
250	300	50	3520	0.005	1.942	0.115	179	0.175	0.44	DN500	0.572
300	350	50	4015	0.005	3.012	0.120	176	0.196	0.44	DN500	0.441
350	400	50	4510	0.005	3.090	0.124	173	0.217	0.44	DN500	0.467
400	450	50	5005	0.005	2.098	0.131	169	0.235	0.54	DN630	0.490
450	500	50	5500	0.005	2.135	0.137	165	0.253	0.54	DN630	0.512
500	550	50	5995	0.005	2.169	0.144	162	0.270	0.54	DN630	0.533
550	600	50	6490	0.005	2.200	0.150	159	0.287	0.54	DN630	0.554
600	625	25	6737.5	0.005	2.216	0.153	158	0.295	0.54	DN630	0.564

**tubo C – rampa Ped03 da progr. 0+000 a progr. 0+590**

da	a	estensione	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	615	0.025	2.315	0.089	200	0.034	0.35	DN400	0.209
50	100	50	1230	0.025	2.764	0.094	195	0.067	0.35	DN400	0.296
100	150	50	1845	0.025	3.060	0.099	191	0.098	0.35	DN400	0.364
150	200	50	2460	0.025	3.283	0.103	187	0.128	0.35	DN400	0.423
200	250	50	3075	0.025	3.460	0.107	184	0.158	0.35	DN400	0.476
250	300	50	3690	0.005	1.963	0.114	179	0.184	0.44	DN500	0.592
300	350	50	4305	0.005	3.068	0.119	176	0.211	0.44	DN500	0.459
350	400	50	4920	0.005	2.098	0.125	172	0.235	0.54	DN630	0.490
400	450	50	5535	0.005	2.147	0.132	168	0.259	0.54	DN630	0.519
450	500	50	6075	0.005	2.184	0.138	165	0.278	0.54	DN630	0.543
500	550	50	6615	0.005	2.217	0.144	162	0.297	0.54	DN630	0.567
550	590	40	7047	0.005	2.242	0.149	159	0.312	0.54	DN630	0.585

**tubo D – rampa Ped04 da progr. 0+000 a progr. 0+475**

da	a	estensione	Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
progr.	progr.	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
0	50	50	495	0.025	2.185	0.090	199	0.027	0.025	DN400	0.187
50	100	50	990	0.025	2.608	0.095	194	0.053	0.025	DN400	0.264
100	150	50	1485	0.025	2.887	0.100	190	0.079	0.025	DN400	0.323
150	200	50	1980	0.025	3.099	0.104	187	0.103	0.025	DN400	0.373
200	250	50	2475	0.025	3.270	0.109	183	0.126	0.025	DN400	0.419
250	300	50	2970	0.025	3.412	0.113	180	0.149	0.025	DN400	0.460
300	350	50	3465	0.025	3.533	0.117	178	0.171	0.025	DN400	0.500
350	400	50	3960	0.025	3.636	0.120	175	0.193	0.025	DN400	0.538
400	450	50	4455	0.025	3.724	0.124	173	0.214	0.025	DN400	0.575
450	475	25	4702.5	0.025	3.770	0.126	172	0.224	0.025	DN400	0.594

**tubo E – tubo di collegamento all’impianto di trattamento**

Area	Jlon	v	tau	i	Q	D	DN	r
[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[mm]	[%]
21457	0.003	2.270	0.310	116	0.689	0.003	DN1000	0.689

**Tubazioni dell’area casello allo svincolo di Cogollo**

Tronco	L	A	Jlon	v	i	Q	DN	r
	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[mm]	[-]
R1	133	1715	0.010	1.42	152	0.072	DN315	0.70
R2	89	950	0.010	1.23	152	0.040	DN315	0.46
R3	15	2665	0.010	1.60	152	0.112	DN400	0.55
R4	85	2126	0.008	1.37	152	0.090	DN400	0.50
R5	35	299	0.008	0.88	152	0.013	DN315	0.30
R6	42	1575	0.005	1.10	152	0.066	DN400	0.50
R25	109	1016	0.008	0.96	152	0.043	DN315	0.60
R9	44	7062	0.010	2.40	152	0.298	DN500	0.68
R7	118	817	0.005	0.94	152	0.034	DN315	0.56
R11	32	4195	0.008	1.73	152	0.177	DN500	0.62
R12	18	1594	0.008	1.27	152	0.067	DN315	0.70
R16	186	1322	0.008	1.24	152	0.056	DN315	0.63
R15	135	2061	0.010	1.60	152	0.087	DN400	0.60
R17	106	1077	0.008	1.43	152	0.045	DN400	0.55
R14	56	1668	0.008	1.40	152	0.070	DN315	0.66
R13	15	416	0.008	0.93	152	0.018	DN315	0.33
R22	48	1145	0.008	1.20	152	0.048	DN315	0.56
R21	43	945	0.008	1.13	152	0.040	DN315	0.50
R20	16	2090	0.008	1.40	152	0.088	DN400	0.52
R23	62	665	0.008	1.06	152	0.028	DN315	0.43
R24	189	1612	0.010	1.38	152	0.068	DN315	0.66
R19	35	3073	0.008	1.50	152	0.130	DN400	0.65
R18	21	5701	0.010	1.93	152	0.240	DN500	0.62
R10	26	2084	0.005	2.37	152	0.088	DN400	0.50
R8	141	8140	0.015	2.60	152	0.343	DN600	0.58
R26	7	18632	0.015	3.10	152	0.786	DN800	0.55

**Tubazioni del piazzale di manutenzione allo svincolo di Pedemonte**

Tronco	L	A	A <sub>eq,tot</sub>	jlon	v	tau	i	Q	DN	r
	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[mm]	[-]
A1	161	3388	3049	0.005	2.08	0.105	182	0.154	500	0.55
B1	110	2210	1989	0.005	1.73	0.101	185	0.102	400	0.60
C1	78	500	450	0.010	1.75	0.096	189	0.024	400	0.20

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Tronco	L	A	A <sub>eq,tot</sub>	j <sub>lon</sub>	v	tau	i	Q	DN	r
	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[m/s]	[h]	[mm/h]	[m <sup>3</sup> /s]	[mm]	[-]
A2	65	510	5947	0.010	2.99	0.111	178	0.294	630	0.45
D1	70	1515	1364	0.005	1.74	0.094	190	0.072	400	0.45
E1	45	605	545	0.005	1.21	0.094	191	0.029	400	0.30
F1	37	388	349	0.005	1.39	0.091	194	0.019	400	0.20
G1	70	1760	1584	0.005	1.77	0.094	190	0.084	400	0.50
G2	37	560	2982	0.003	1.66	0.101	185	0.153	500	0.60
I1	75	1185	1067	0.005	1.58	0.097	189	0.056	400	0.40
L1	45	812	731	0.005	1.32	0.093	192	0.039	400	0.35
G3	60	387	5127	0.003	1.80	0.110	178	0.254	630	0.60
A3	5	0	11075	0.003	2.20	0.110	178	0.548	630	0.65

## I. Dimensionamento degli elementi marginali di piattaforma

Per raccogliere le acque di piattaforma e convogliarle a gravità verso gli impianti di trattamento sono previsti i seguenti elementi marginali:

- Canaletta grigliata prefabbricata 20x25 cm in PEAD;
- Canaletta rettangolare 35x35 in CLS;
- Bocchettoni grigliati.

### I.1 Dimensionamento della canaletta grigliata 20x25 in PEAD

Ai fini della verifica della canalina è stata calcolata la capacità di smaltimento dell’elemento corrispondente ad un grado di riempimento massimo del 70% e ricostruendo la scala di deflusso per diverse pendenza.

Pendenza	Portata	Pendenza	Portata
%	l/s	%	l/s
0.1	11	0.6	28
0.2	16	0.7	30
0.3	20	0.8	32
0.4	23	0.9	34
0.5	25	1.0	36

Tabella 26 Capacità di smaltimento della canaletta prefabbricata in PEAD con grado di riempimento pari al 70%.

La verifica risulta soddisfatta se la portata massima attesa risulta inferiore alla capacità idraulica della canalina.

La portata che deve essere in grado di smaltire la canaletta dipende dalla superficie drenata e dall’intensità di pioggia j:

$$Q = f_i j A$$

L’evento di pioggia di progetto è univocamente definito considerando la curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di progetto di 25 anni ( $a=69$  mm/h,  $n=0,56$ ) e una durata della precipitazione critica pari a 5 minuti. Si ottiene un’intensità di pioggia  $j=191$  mm/h.

Posto un coefficiente di deflusso  $\phi =1,0$ ) e nota la larghezza della piattaforma stradale che defluisce verso la canaletta si ottiene la portata specifica per unità di larghezza  $q_0$  [l/s/m]:

$$q_0 = \Phi \cdot j \cdot b$$

E quindi la portata massima attesa si ottiene moltiplicando la portata specifica per la lunghezza del tratto considerato:

$$Q = q_0 L$$

Stabilita la capacità di smaltimento nella condizione più critica è possibile invertire la formula precedente e ricavare il massimo tratto di smaltimento delle acque che rispetti la capacità dell’elemento idraulico, al seguito del quale deve essere previsto uno scarico alla tubazione di collettamento.

Per lo smaltimento delle acque ai margini dei tratti in rettilineo in rilevato e a centro curva si deve considerare un’area influente pari ad una carreggiata, pertanto i due casi possono essere trattati allo stesso modo.

Il dimensionamento in questo caso consiste nell’individuare l’interasse degli scarichi al collettore in PEAD posto sotto la canaletta, facendo riferimento al tratto più critico con pendenza di 0,2% per la quale risulta una portata massima esitabile di 16 l/s.

Uguagliando la portata da smaltire con la massima esitabile dall’elemento marginale, avendo preso un tempo di pioggia critico di 5 minuti e la larghezza della carreggiata di 14 metri si ottiene una lunghezza massima di 22 metri.

A favore di sicurezza si adotta un interasse di scarico costante pari a 20 metri.

Bisogna infine verificare che lo scarico dei pozzetti, costituito da una tubazione PEAD DN160 mm sia in grado di trasferire la portata in arrivo alla tubazione sottostante; il moto dell’acqua dopo l’uscita dal pozzetto avviene, nelle peggiori condizioni, con caduta libera e può essere correttamente assimilato al moto in un pluviale.

La verifica dello scarico può farsi trattandolo, a seconda del carico, come soglia sfiorante a pianta circolare di diametro D o come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all’imbocco, la portata Q è:

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,35$$

$$Q_{sfioro} = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{con } C_q=0,60$$

Considerando che, in condizioni di massimo riempimento si ha un funzionamento a battente con carico h pari a circa 15 cm, si ha che la capacità di smaltimento Q della tubazione PEAD DN160 mm, nelle condizioni peggiori di funzionamento, risulta pari a:

$$Q = 26 \text{ l/s}$$

La capacità di scarico è superiore alla massima portata attesa di 16 l/s pertanto lo scarico risulta verificato.

*1.2 Dimensionamento della canaletta rettangolare 35x35 in CLS*

Allo stesso modo di come è stato fatto per la canaletta in PEAD, la capacità di smaltimento della canaletta rettangolare 35x35 in CLS è stata calcolata prevedendo un grado di riempimento massimo del 70% con un coefficiente di scabrezza di Manning pari a  $n=0,015$  e definendo la scala di portate per diverse pendenze riportata qui sotto.

<b>Pendenza</b>	<b>Portata</b>	<b>Pendenza</b>	<b>Portata</b>
<b>%</b>	<b>l/s</b>	<b>%</b>	<b>l/s</b>
0.1	39	0.6	97
0.2	56	0.7	104
0.3	68	0.8	112
0.4	79	0.9	118
0.5	88	1.0	125

Tabella 27 – Capacità di smaltimento della canaletta rettangolare in CLS con grado di riempimento pari al 70%.

La verifica idraulica risulta garantita se la capacità dell’elemento è maggiore della massima portata defluente. Quest’ultima può essere calcolata come già visto in funzione dell’area e dell’intensità di pioggia che per una durata critica di 5 minuti è pari a  $j=191$  mm/h.

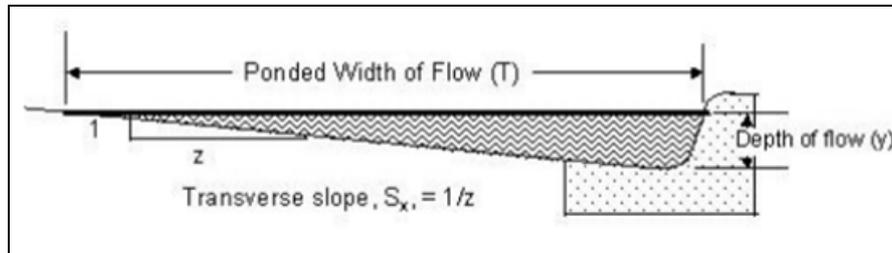
In questo caso devono essere smaltite le acque di piattaforma e della scarpata in trincea, per le quali si considerano i coefficienti di deflusso  $\phi$  rispettivamente di 1,0 e 0,6.

Come fatto in precedenza, stabilita la capacità di smaltimento nella situazione più critica e la larghezza delle superfici da drenare è possibile calcolare in favore di sicurezza l’interasse massimo di scarico alla tubazione in PEAD per garantire la funzionalità della canaletta in CLS.

Per l’autostrada di progetto la condizione più critica per la verifica della canaletta è rappresentata da una pendenza longitudinale di 0,2%, alla quale corrisponde una capacità di smaltimento al 70% del riempimento pari a 56 l/s. Considerando una larghezza di 14 metri pavimentati e 15 metri di trincea si può adottare un interasse massimo di 45 metri.

### 1.3 Smaltimento delle acque meteoriche in viadotto

Per lo smaltimento dei viadotti la captazione delle acque meteoriche stradali avviene con caditoie poste ad interasse di 15 metri; il calcolo dell’interasse necessario è stato condotto considerando la capacità di smaltimento della cunetta triangolare che viene a crearsi a ridosso del cordolo a sostegno delle barriere di sicurezza e valutando l’efficienza delle caditoie.



La capacità di convogliamento della cunetta è stata valutata considerando una pendenza trasversale della carreggiata pari al 2,5 % ed una pendenza minima longitudinale dello 0,1%.

Prendendo un grado di rimpimento massimo del 75% rispetto l’altezza disponibile del cordolo in c.a. di 7 cm e considerando un coefficiente di scabrezza Manning di 0,014, si ottiene una capacità di 11 l/s. L’interasse adottato è dunque di 15 metri poiché in questo tratto si ha una portata meteorica di 11 l/s.

La lunghezza l1 da assegnare alla caditoia, o più precisamente alla grata della caditoia, si determina sulla base della larghezza della caditoia l, e del carico sulla caditoia y.

Per il calcolo dell’altezza d’acqua y, nota la portata Q, vale la seguente formula:

$$y = z \left( \frac{QnS_x}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Equation 10-1.

where:

y = depth of water in the curb and gutter cross section (ft. or m)

Q = gutter flow rate (cfs or m<sup>3</sup>/s)

n = Manning's roughness coefficient

S = longitudinal slope (ft./ft. or m/m)

S<sub>x</sub> = pavement cross slope (ft./ft. or m/m)

z = 1.24 for English measurements or 1.443 for metric.

E’ possibile calcolare “l’efficienza frontale” della caditoia come rapporto tra la portata intercettata frontalmente Q<sub>1</sub> e quella totale Q proveniente da monte, attraverso la formula:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{\frac{8}{3}}$$

dove l e b sono rispettivamente la larghezza della caditoia e la larghezza della corrente.

Affinché la portata Q1 sia captata integralmente è però necessario che sia soddisfatta la condizione:

$$v_0 = 2.54L^{0.51} > v$$

dove v è la velocità di deflusso nella carreggiata. In tal caso rendimento di cattura frontale R1, pari al rapporto tra la portata frontale effettivamente captata e quella in arrivo, è massimo e pari ad 1.

Oltre all’efficienza frontale, va considerata “l’efficienza laterale”, che rappresenta la capacità della caditoia di captare il deflusso lateralmente.

Considerata Q2 la portata che “passa” lateralmente, pari a Q – Q1 è possibile calcolare il “rendimento laterale” della caditoia, con la seguente relazione empirica:

$$R_2 = \left( 1 + \frac{0.083 v^{1.8}}{j L^{2.3}} \right)^{-1}$$

dove J è la pendenza trasversale della carreggiata.

La portata totale captata dalla caditoia è allora pari alla somma del contributo frontale e di quello laterale.

Per la verifica dell’efficienza della griglia si è schematizzata una griglia di larghezza utile 20 cm lunghezza pari a 2,0 m

<b>Parametri</b>	<b>Simbolo</b>	<b>UM</b>	<b>Valore</b>
Larghezza trasversale strada afferente caditodia	B	m	14
Interasse tra caditoie	Int	m	15
Area Afferente alla caditoia	A	mq	210
Intensità di pioggia	j	mm/h	191
Altezza d'acqua in corrispondenza del bordo	y	cm	4.9
Portata	Q	l/s	11.0
Coefficiente di scabrezza (Manning)	n		0.014
Pendenza longitudinale della strada	S	m/m	0.001
Pendenza trasversale della strada	Sx	m/m	0.025
Coefficiente moltiplicativo per unità di misura	z		1.443
Larghezza corrente	T	m	1.96
Larghezza caditoia	b1	m	0.2
Lunghezza caditoia	l1	m	2

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

<i>Efficienza frontale della caditoia</i>	E0		0.25
<i>Frazione della portata frontale intercettata dalla caditoia</i>	Q1	l/s	2.7
<i>Velocità limite</i>	v <sub>0</sub>	m/s	3.62
<i>Velocità della corrente</i>	v	m/s	0.23
<i>Efficienza di cattura frontale</i>	R1		1.00
<i>Frazione della portata Q1 che non supera la grata</i>	Q1*	l/s	2.7
<i>Portata che sfugge lateralmente</i>	Q2	l/s	8.3
<i>Efficienza di cattura laterale</i>	R2		0.95
<i>Frazione della portata Q2 che non supera la grata</i>	Q2*	<b>l/s</b>	<b>7.9</b>
<i>Efficienza totale grata</i>	E		0.97

Tabella 28 – Verifica griglia canalina in pead (lunghezza 2,0 m)

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

La canalina deve risultare inoltre verificata rispetto alla capacità di assorbimento della griglia stessa, che dipende dalle sue dimensioni, dalla forma e dalle dimensioni delle aperture previste; l’assorbimento per la canalina scelta, così come riportato nei manuali dei produttori, risulta pari a circa 8-10 l/s\*m, di conseguenza la griglia risulta verificata rispetto alla massima portata attesa di circa 11 l/s.

Lo scarico della caditoia avviene invece per mezzo di una tubazione in PVC e diametro DN160; la verifica dello scarico può farsi trattandolo come luce sotto battente; detto h il carico sulla soglia all’imbocco, si ha:

$$Q_{battente} = C_q A \sqrt{2gh_s} \quad \text{con } C_q=0,60.$$

La verifica della capacità di scarico nella condizione più per efflusso sotto battente della tubazione (condizione maggiormente critica) risulta pari a circa 26 l/s (con carico h=15 cm, considerando il carico all’interno della caditoia) superiore alla massima portata attesa pari a circa 11 l/s, di conseguenza lo scarico risulta verificato.

## **J. Impianti di trattamento e laminazione delle acque di piattaforma**

### *J.1 Schema impiantistico*

L’impianto di trattamento previsto è composto dai seguenti elementi:

- un manufatto di bypass che riceve le acque dalla piattaforma stradale e consente di separare il volume di prima pioggia che viene stoccato in apposite vasche (vasche di sedimentazione e disoleazione), dalle portate di seconda pioggia che in parte vengono indirizzate direttamente al ricettore (nel rispetto del principio di invarianza idraulica) e nella parte eccedente entra in un bacino di compenso;
- una serie di vasche per l’accumulo delle acque di prima pioggia, in cui le acque subiscono un primo trattamento di sedimentazione, di trattenuta dei solidi sospesi e di disoleazione; tali vasche di prima pioggia sono dotate di una tubazione di sfioro superficiale per i liquidi galleggianti che immette in un invaso di stoccaggio;
- una vasca volano atta a laminare l’effetto dell’incremento di impermeabilizzazione sulle portate di picco;
- un successivo sistema depurativo per le acque di prima pioggia costituito da due diversi invasi: un primo invaso costituito da un invaso di fitodepurazione a flusso superficiale (vasca a Lemna) e un secondo impianto basato sulla fitodepurazione a flusso sommerso orizzontale in bacini interamente impermeabilizzati. Entrambi i sistemi sono in grado di assicurare alle acque più inquinate elevati tempi di ritenzione idraulica e conseguenti alte efficienze depurative;
- un sistema di regolazione delle portate in ingresso/uscita dall’impianto, che consente di limitare lo scarico nella rete idrografica superficiale entro i limiti stabiliti e di utilizzare così al meglio gli invasi disponibili per la laminazione delle piene.

Le acque in uscita dall’impianto sono smaltite direttamente a gravità nella rete idrografica superficiale.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Lo schema generale degli impianti di trattamento e laminazione è riportato nel grafico che segue:

LEGENDA LINEE	
—————	LINEA IN INGRESSO E IN USCITA
- - - - -	LINEA ACQUE DI PRIMA PIOGGIA
- · - · -	LINEA ACQUE DI SECONDA PIOGGIA
—————	SABBIE - SOSTANZE PESANTI
·····	SOSTENZE GALLEGGIANTI
- · - · -	IDROCARBURI

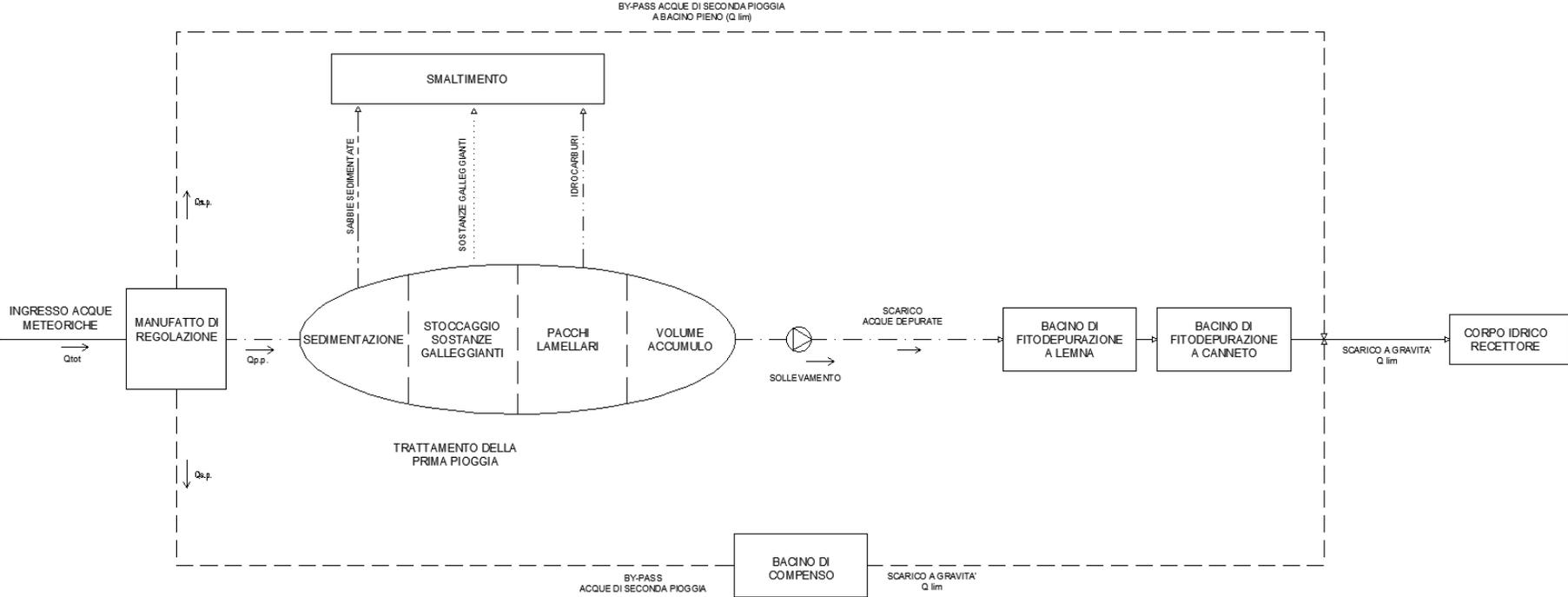


Figura 19 - Schema complessivo impianti di trattamento e laminazione

Oltre a questa tipologia di impianto in due casi si è optato, a causa dei limitati spazi a disposizione, ad uno schema semplificato in cui non è presente il sistema di fitodepurazione, garantendo comunque un’opportuna riduzione degli inquinanti sversati a carico delle vasche di prima pioggia e di disoleazione.

In seguente sono elencati tutti gli impianti previsti lungo il tracciato dell’autostrada in esame e per ciascuno la progressiva iniziale e quella finale del tratto di autostrada di cui si tratteranno le acque meteoriche e di sversamento accidentale raccolte.

<b>Impianto</b>	<b>Progr. Iniziale (km)</b>	<b>Progr. Finale (km)</b>
<b>0</b>	0-200	0+450
<b>1A</b>	0+450	1+250
<b>1B</b>	0+450	1+250
<b>2A</b>	1+250	3+500
<b>2B</b>	1+250	3+500
<b>3</b>	3+500	4+300
<b>4</b>	4+300	11+200
<b>5</b>	svincolo Cogollo del Cengio	
<b>6</b>	11+200	18+000
<b>7</b>	svincolo Valle dell’Astico	
<b>8</b>	svincolo Valle dell’Astico	

Tabella 29 - Elenco degli impianti previsti con indicazione del relativo tratto autostradale di competenza

Nelle tabelle seguenti vengono mostrati i dati geometrici necessari al fine di definire le caratteristiche idrauliche di ogni singolo tratto afferente agli impianti in progetto. La “lunghezza tratto” rappresenta il percorso idraulicamente più lungo afferente all’impianto: tale lunghezza è necessaria per il calcolo del tempo di concentrazione. Vengono poi indicate le aree totali, che rappresentano le superfici in pianta comprese tra l’asse autostradale e la recinzione estrema moltiplicata per l’intera estensione del tratto trattato (non della lunghezza del tratto che rappresenta semplicemente la distanza maggiore percorsa dall’acqua e utile al calcolo del tempo di corrivazione), e le aree impermeabili, che rappresentano l’estensioni delle superfici che effettivamente contribuiscono alla formazione dei volumi e delle portate convogliate agli impianti. Per ogni tipologia di superficie è stato scelto un coefficiente d’afflusso  $\phi$ , ricavato dalla letteratura e in accordo con le prescrizioni del PTA della Regione Veneto, diverso e consono con la tipologia di terreno o di rivestimento:

- Superficie stradale:  $\phi_{\text{stra}}=1$ ;

- Superficie scarpata:  $\phi_{sca} = 0.6$ ;

Moltiplicando la superficie specifica per il coefficiente d’afflusso si ricava l’area impermeabile per ogni tipologia. Sommando le aree ricavate si trova l’area impermeabile che contribuisce al convogliamento delle portate e dei volumi.

Impianto	Lunghezza tratto (m)	Area totale (ha)	Area equivalente (ha)
0	650	3.90	3.12
1A	775	1.90	1.62
1B	775	1.90	1.62
2A	950	2.35	2.04
2B	950	2.35	2.04
3	850	9.37	7.21
4	300	3.30	2.58
5	250	1.81	1.81
6	1250	4.74	4.35
7	700	2.51	2.44
8	230	1.23	1.23

Tabella 30 - Elenco impianti e relativa area scolante

### J.2 Descrizione dell’impianto di trattamento e laminazione completo

Le acque di dilavamento provenienti dalla piattaforma stradale giungono ad un manufatto bypass in grado di separare le prime piogge, maggiormente inquinate, che richiedono il trattamento di depurazione.

Le seconde piogge presentano concentrazioni di inquinanti molto ridotte e non necessitano di trattamento, ai sensi dell’Articolo 39 del PTA della regione Veneto, per il miglioramento della qualità, ma devono essere laminate per rispettare il Principio di Ivarianza Idraulica.

Il sistema di trattamento e laminazione della acque di piattaforma è stato pensato per rispondere alle esigenze descritte con un alto livello di efficienza e riducendo al minimo l’impatto ambientale.

Il funzionamento prevede che le acque di dilavamento stradale collettate dai presidi idraulici di piattaforma confluiscono nel manufatto di bypass, costituito da una cameretta in ca gettata in opera a 2 vie, che deriva le acque di Prima Pioggia in apposite vasche prefabbricate in cls e consente la prosecuzione in linea delle acque di Seconda Pioggia.

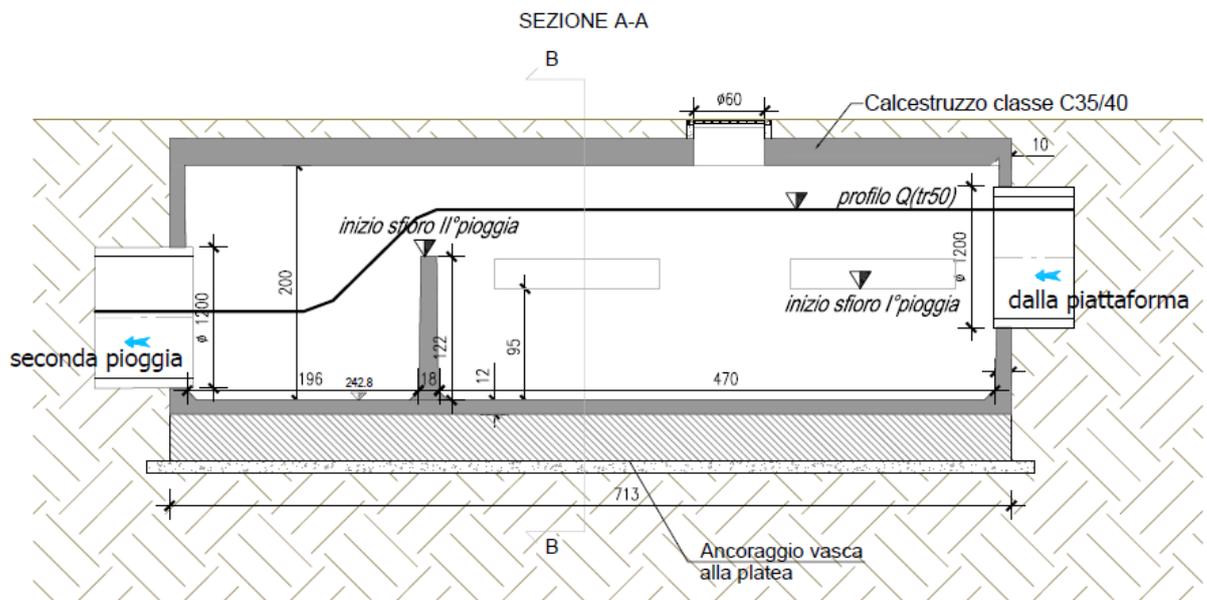


Figura 20 - Manufatto di bypass dell’impianto 0 – sezione

Le seconde piogge giungono in un secondo manufatto che regola le portate con l’obiettivo di rispettare il Principio di Invarianza Idraulica, pertanto in parte limitata proseguono verso il ricettore finale attraverso una forometria dimensionata, mentre la parte restante è convogliata in un bacino di compensazione. La presenza di una via diretta al ricettore finale in parallelo all’ingresso del bacino di compenso è volta ad una miglior gestione del bacino stesso.

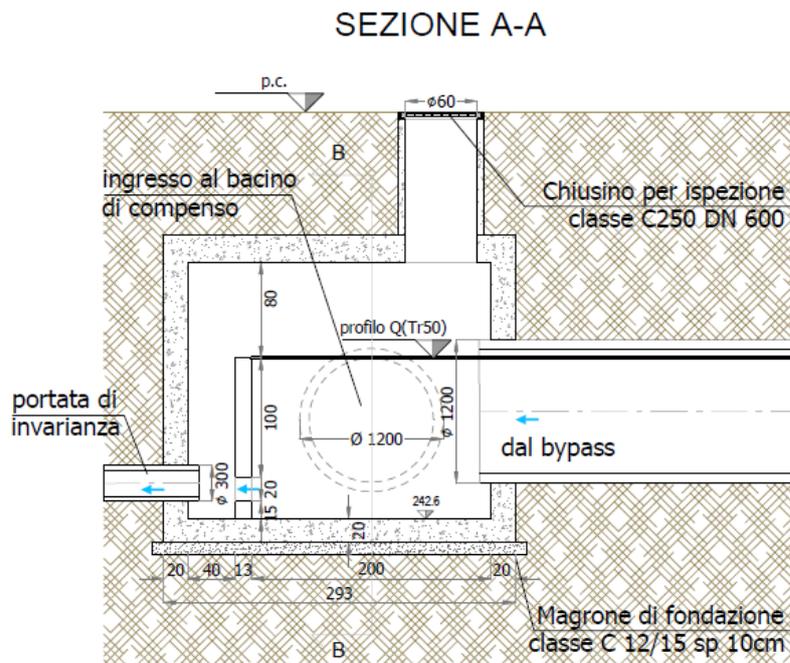


Figura 21 - Manufatto di regolazione delle Seconde Piogge dell’impianto 0 – sezione

Il bacino di compeso è in grado di ricevere in ingresso le portate al colmo e i volumi dell’evento di progetto con tempo di ritorno di 50 anni, restituendo in uscita una portata limitata da una bocca sotto battente; nello stesso bacino è presente ai fini di sicurezza un troppo pieno per smaltire volumi di pioggia eccedenti l’evento di progetto.

Ad inizio evento le prime acque in ingresso all’impianto sono indirizzate alle vasche di prima pioggia tramite le aperture nella parete laterale; una volta riempite le vasche, sale il livello nel pozzetto di bypass facendo stramazzare le acque in una seconda camera dalla quale parte una tubazione di collegamento con il manufatto di regolazione delle Seconde Piogge. In questo secondo manufatto di regolazione è presente una fessura dimensionata per limitare il deflusso al recapito finale entro valori compatibili sia con i criteri di calcolo adottati per il dimensionamento dei bacini, sia con la capacità idraulica dei recapiti. Per il dimensionamento è stata utilizzata la “legge di efflusso per bocca a battente”:

$$Q = A \cdot \mu \cdot \sqrt{2gH}$$

Dove:

- Q è la portata d’efflusso in uscita dalla fessura (m<sup>3</sup>/s);
- A è l’area della fessura (in questo caso rettangolare b x h) (m<sup>2</sup>)
- $\mu$  è il coefficiente di efflusso pari a 0,6;
- g è l’accelerazione di gravità pari 9.81 m/s<sup>2</sup>;
- H è il battente idraulico nel manufatto di regolazione posto pari a 1 m;

Nel caso in cui l’evento di sversamento accidentale si verifichi quando la vasca di prima pioggia è piena, la realizzazione della fessura nella parte bassa del manufatto consente di catturare l’inquinante nella prima parte della cameretta; infatti il livello d’acqua superiore rispetto all’altezza della fessura e la minor densità del liquido inquinante rispetto all’acque consentono di trattenere quest’ultimo in superficie a monte della fessura, scongiurando rischi di una eventuale contaminazione del corpo idrico ricettore.

A seguire parte una tubazione di piccolo diametro con pendenza 1% e funzionamento a superficie libera, dimensionate con un grado di riempimento massimo del 50%, con la formula di Chezy

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

nella quale:

- A è l’area della sezione bagnata (m<sup>2</sup>);
- R è il raggio idraulico (m);
- i la pendenza di progetto (m/m);
- K il coefficiente di scabrezza, per il quale è stato utilizzata l’espressione alla Manning:

$K = R^{1/6}/n$ , per il quale è stato utilizzato un valore di  $n = 0,009 \text{ sm}^{-1/3}$ .

Si riporta a seguire una tabella con le dimensioni delle foronomie suddette e i diametri delle tubazioni che smaltiscono la portata di invarianza corrispondenti a ciascun impianto di trattamento e laminazione.

IMPIANTO	portata di invarianza	altezza	larghezza	tubazione uscente
IMP	$Q_{INV}$	$a_{INV}$	$l_{INV}$	$DN_{INV}$
	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m]	[mm]
<b>0</b>	0.339	0.30	0.40	630
<b>1A</b>	0.165	0.15	0.40	400
<b>1B</b>	0.165	0.15	0.40	400
<b>2A</b>	0.204	0.15	0.50	400
<b>2B</b>	0.204	0.15	0.50	400
<b>3</b>	0.815	0.40	0.75	800
<b>4</b>	0.287	0.20	0.55	630
<b>5</b>	0.157	0.20	0.30	400
<b>6</b>	0.550	0.30	0.70	630
<b>7</b>	0.291	0.25	0.45	630
<b>8</b>	0.107	0.15	0.25	400

Tabella 31 - Conservazione della portata di invarianza idraulica

Le acque di prima pioggia, sono inviate alle specifiche vasche di trattamento, costituite da più elementi monoblocco prefabbricati in C.A.V. di pianta rettangolare con funzione di disoleazione, sedimentazione, trattenuta dei solidi galleggianti, accumulo e rilancio al sistema di fitodepurazione.

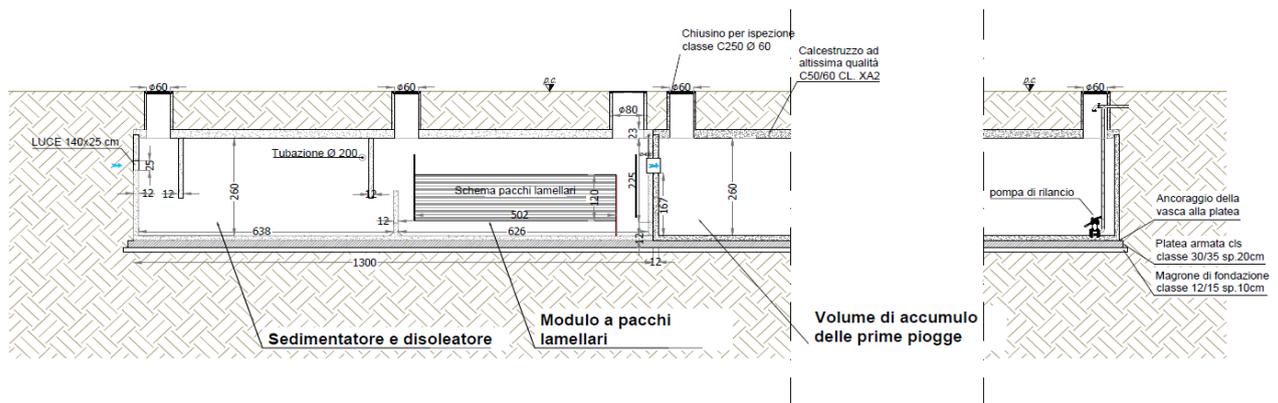


Figura 22 - Vasche di trattamento acque di prima pioggia –sezione

### J.3 Prima pioggia

#### J.3.1 Introduzione

Le osservazioni idrologiche evidenziano che gli eventi meteorici di piccola entità ma con alta frequenza concorrono alla formazione della maggior parte della quantità totale annua delle acque meteoriche di dilavamento stradale. Di conseguenza tali eventi generano anche la maggior parte del carico inquinante che grava sull’ambiente circostante alle superfici impermeabilizzate. Trattando in modo adeguato tali piogge è possibile mitigare in modo efficace gli impatti sulla qualità delle acque derivanti dalla realizzazione di un’infrastruttura viaria. Indipendentemente dalle condizioni meteo-climatiche locali si deve quindi stimare un volume minimo necessario al trattamento sia della maggior parte degli eventi meteorici di minore entità sia delle acque di prima pioggia di eventi più consistenti.

In ambito internazionale per il controllo della qualità delle acque viene generalmente individuato come scelta ottimale quella di trattare l’85% della quantità media annuale di acque meteoriche prevista nell’area di progetto.

Il PTA Regione Veneto e in generale i riferimenti normativi italiani sul tema fanno riferimento ai primi 5 mm, individuati cercando un compromesso tra l’intercettare l’acqua più inquinata e allo stesso tempo intercettare la più alta percentuale di acque su base annua. Il trattamento di portate minori o uguali di quelle corrispondenti ad un evento di tal genere consentono, alle nostre latitudini, di trattare volumi annuali corrispondenti all’80-90% della quantità media annuale di acque meteoriche.

### J.3.2 Metodo di calcolo dei volumi e delle portate di prima pioggia

Il PTA della Regione Veneto stabilisce che i volumi da destinare allo stoccaggio delle acque di prima pioggia devono trattenere almeno i primi 5 mm di pioggia distribuita sulla superficie scolante del bacino di riferimento. Per calcolare i volumi e le portate di prima pioggia si deve adottare un coefficiente di 0,9 per le superfici impermeabili e 0,6 per le superfici semipermeabili. La portata di prima pioggia si ottiene dividendo il volume per un tempo di riferimento come indicato all’articolo all’art. 39 comma 4 del PTA Regione Veneto.

Le autostrade sono infrastrutture lineari e nella valutazione del quantitativo di prima pioggia si possono avere delle variazioni anche sensibili rispetto al caso generale di area urbanizzata concentrata. In questi casi una corretta valutazione dei volumi da trattare deve tener conto del tempo di corrivazione delle particelle di pioggia cadute nei punti più lontani rispetto all’impianto di trattamento di recapito. Nelle fasi iniziali dell’evento piovoso alla vasca giungono le piogge precipitate più vicino ad essa e per tempi crescenti arrivano quelle cadute sempre più lontano, fino a quando corrivano le acque delle superfici all’estremità del bacino di riferimento. Volendo intercettare i primi 5 mm di pioggia provenienti dalle superfici più lontane, sarà necessario immagazzinare un’altezza di pioggia maggiore afferente alle superfici più prossime alle vasche di recapito.

La normativa di riferimento non dà indicazioni su come affrontare nello specifico la questione, limitandosi a richiedere il trattamento di almeno i primi 5 mm di pioggia su tutta la superficie del bacino elementare.

Si è deciso di affrontare la questione calcolando, sotto opportune ipotesi semplificative, le altezze di pioggia che devono essere stoccate per tratti stradali (lunghezze di riferimento di 250, 500, 750, 1000, 1250 metri) con stesso verso di scorrimento per fissate lunghezze.

Il generico tratto stradale di riferimento è stato suddiviso in segmenti di 250 metri e imponendo di raccogliere 5 mm dal segmento più lontano, si è calcolato l’incremento di altezza di pioggia per i segmenti via via più vicini.

L’incremento di pioggia per ciascun segmento  $j$  è pari a:

$$\Delta h_j = i \times \tau$$

Dove:

- $i$  è l’intensità di pioggia;
- $\tau$  è il tempo di corrivazione del segmento più lontano fino al segmento  $j$ , calcolato come rapporto tra la distanza dei segmenti e la velocità di corrente nella tubazione.

Quindi si ricava l’altezza di pioggia per i vari segmenti sommando l’incremento ai 5 mm ed in fine è stato definito un valore medio dell’altezza di pioggia per l’intero tratto, essendo tutti i

segmenti di lunghezza uguale. Questa valutazione è stata effettuata per tutte le lunghezze di riferimento.

L’intensità di pioggia è stata considerata costante e pari al valore di 20 mm/h, valore caratteristico quando si parla di prime piogge, corrispondente ad un’altezza di 5 mm in 15 minuti di pioggia.

Per calcolare i tempi di scorrimento si è posta una velocità di scorrimento pari a 0,5 m/s, valore sufficientemente cautelativo e realistico per lo smaltimento delle prime piogge come sono definite.

A titolo di esempio si riporta qui sotto una tabella con i risultati ottenuti per il tratto di lunghezza di 1250 metri.

<b>Distanza dall'impianto di recapito (m)</b>	<b>d</b>	1250	1000	750	500	250
<b>Incremento di altezza intercettata sul segmento j (mm)</b>	<b><math>\Delta h_j</math></b>	0	3	6	8	11
<b>Altezza di pioggia intercettata sul segmento j (mm)</b>	<b><math>h_j</math></b>	5	8	11	13	16

Tabella 32 – Esempio del calcolo di altezza di pioggia per un tratto di strada di 1250 m

Dalla media delle altezze di pioggia dei vari segmenti si ottiene un valore di 11 mm.

Per i tratti delle altre lunghezze di riferimento si sono ricavate le altezze di pioggia medie allo stesso modo; si riporta nella tabella sottostante la sintesi dei risultati ottenuti e utilizzati nel proseguio per definire i volumi della prima pioggia.

<b>Lunghezza del tratto stradale con unico verso di raccolta (m)</b>	250	500	750	1000	1250
<b>Altezza di prima pioggia (mm)</b>	5	6	8	9	11

Tabella 33 - Altezze di prima pioggia da adottare per una infrastruttura sviluppata in lunghezza

#### J.4 Sistema di fitodepurazione misto

L’introduzione di un sistema di fitodepurazione misto, composto da un bacino a flusso libero coltivato a Lemna e da un bacino a flusso orizzontale sub superficiale coltivato a canneto consente un’ottima efficacia di abbattimento dei diversi tipi di inquinanti presenti nelle acque di dilavamento, riducendo al minimo le necessità di gestione del sistema.

Le principali capacità depurative sono le seguenti:

- riduzione dei nutrienti, soprattutto azoto e fosforo;
- denitrificazione di eventuali nitriti e nitrati;
- abbattimento dei solidi sospesi;
- cattura dei metalli pesanti.

I due bacini sono completamente impermeabili e collegati tra loro mediante un sistema di tubazioni.

Il primo bacino è di tipo a flusso libero coltivato con l’essenza vegetale tipo Lemna, al quale le acque giungono dopo essere state rilanciate dalla vasca di prima pioggia, mediante un sistema di tubazioni che distribuisce la portata in ingresso su tutta la sezione. Le acque fuoriescono mediante una tubazione disposta nella parte alta del bacino, per mantenere sempre un livello idrico sufficiente alla sopravvivenza della vegetazione flottante sul pelo libero.

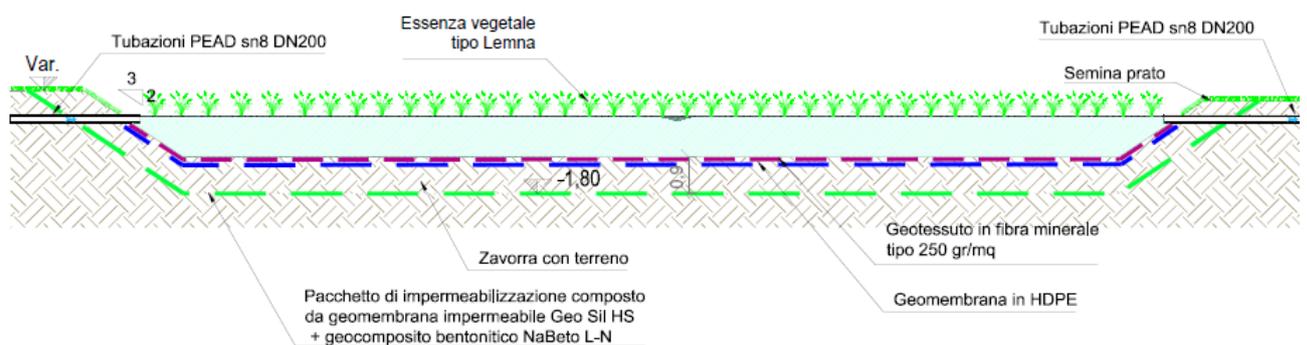


Figura 23 - Bacino di fitodepurazione a flusso libero – sezione tipo

Il secondo bacino è di tipo a flusso orizzontale subsuperficiale coltivato con l’essenza vegetale tipo Phragmites communis o australis disposta su un mezzo poroso filtrante realizzato con pietrisco di diametro 100-120 mm; questo secondo bacino riceve le acque che sfiorano in superficie dal primo mediante una serie di tubazioni in PEAD DN200. Lo scarico verso il ricettore avviene a gravità.

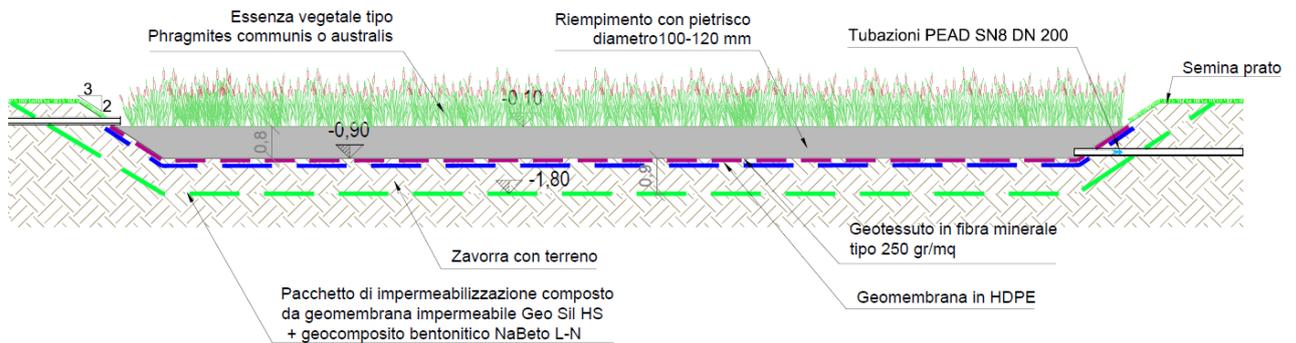


Figura 24 - Bacino di fitodepurazione a flusso orizzontale subsuperficiale – sezione tipo

L'impermeabilizzazione è ottenuta mediante l'accoppiamento di una geomembrana in HDPE con rivestimento con tessuto non tessuto (TNT) in fibra minerale del tipo 250 g/m<sup>2</sup> e in aggiunta sarà impermeabilizzato nei confronti della falda attraverso l'installazione di un pacchetto di impermeabilizzazione composto da geomembrana impermeabile Geo Sil HS + geocomposito bentonitico NaBeto L-N.

#### J.4.1 Sistema di irrigazione vasche

Il sistema di fitodepurazione adottato essendo composto da piante elofite (canneto) e galleggianti (lemma), nei periodi secchi necessiterà rispettivamente, per la prima tipologia, di mantenere il piede bagnato, in condizioni di saturazione, per gran parte del ciclo vitale; mentre la seconda essendo galleggiante necessiterà di un livello idrico sufficiente alla sua sopravvivenza.

A tal proposito, per garantire i quantitativi d'acqua necessari sono stati inseriti, a servizio di ciascun impianto, pozzi per la captazione di acque irrigue. Il contenuto d'acqua all'interno delle vasche di depurazione con flusso orizzontale sub superficiale sarà monitorato tramite l'utilizzo di appositi igrometri disposti sul fondo delle stesse. Per quanto riguarda le vasche a flusso libero, il livello idrico minimo sarà garantito tramite la presenza di un galleggiante connesso alla mandata.

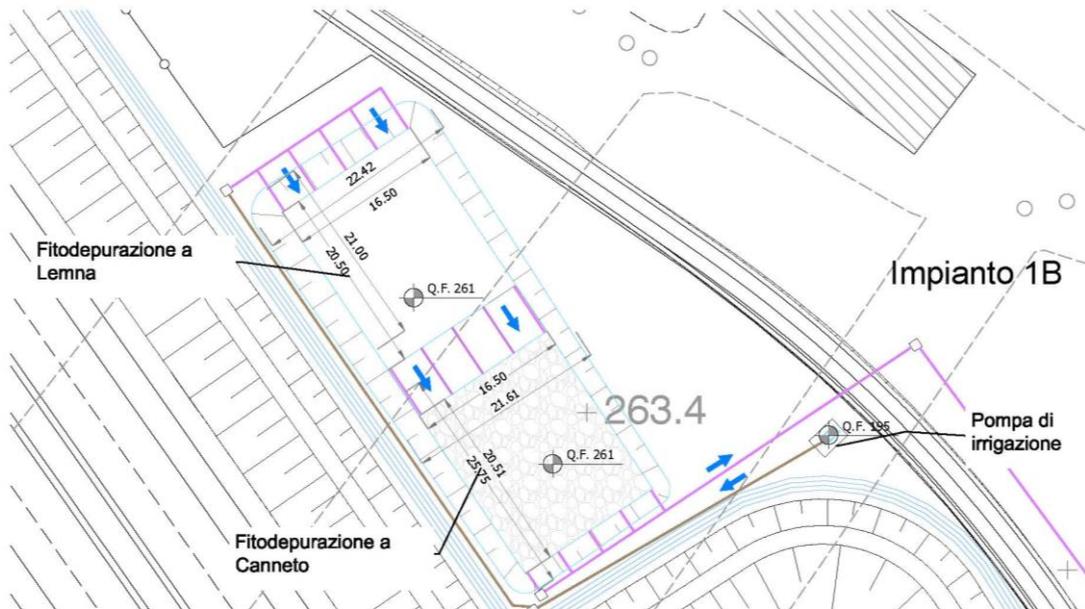


Figura 25 Posizione tipo delle pompe di irrigazione

Di seguito si riportano le prevalenze adottate e le portate da addurre per il dimensionamento dei pozzi al servizio dei sistemi di irrigazione degli impianti di trattamento:

IMPIANTO	Quota piano campagna	Quota falda	Dislivello	Portata irrigazione
IMP	H <sub>pc</sub>	H <sub>f</sub>	ΔH	Q
	[m.s.l.m]	[m.s.l.m]	[m]	[l/s]
<b>0</b>	250	190	60	3
<b>1A</b>	262	195	67	2
<b>1B</b>	263	195	68	2
<b>2A</b>	274	205	69	2
<b>2B</b>	272	205	67	2
<b>3</b>	290	260	30	8
<b>5</b>	297	265	32	1
<b>6</b>	320	316	4	6

Tabella 34 Quote dimensionamento pozzi

### *J.5 Pacco lamellare*

Prima dello scarico delle acque meteoriche nelle vasche di laminazione, è opportuno prevedere la riduzione della concentrazione di solidi.

Per risolvere tale problema è possibile prevedere a monte dello scarico finale, dunque all’interno delle vasche di prima pioggia, l’installazione di sedimentatori lamellari che rispetto ai sistemi convenzionali, consentono prestazioni di abbattimento migliori (soprattutto sulle particelle più fini) e ingombri spaziali contenuti.

La sedimentazione con pacchi lamellari, consente di moltiplicare la superficie di separazione tra acqua e fanghi facendo compiere alle acque in ingresso un moto ascensionale inclinato tra le lamelle.

Su una singola particella solida sono attive contemporaneamente la forza di gravità ed altre azioni dipendenti dalla sua geometria. La risultante di tali forze è un vettore con direzione pari a quella del moto che provoca l’impatto contro la superficie inclinata delle lamelle e causa la precipitazione dei solidi verso il fondo vasca.

I pacchi lamellari sono costruiti in materiale plastico antiusura, e sono composti da molteplici blocchi fatti in modo da ottenere un’elevata superficie elementare di separazione liquido–solido. Grazie a questa tecnica è possibile diminuire notevolmente la superficie di decantazione necessaria per una determinata portata di reflui.

Determinante nel dimensionamento del sistema a pacchi lamellari è la portata in ingresso, che è determinata in base ai parametri: superficie scolante allacciata, piovosità, pioggia critica di riferimento, eventuale presenza di sfioratori di scarico.

Il grado di efficacia degli impianti di sedimentazione dipende dal parametro  $q_A$  (carico superficiale) che si sceglie in base al grado di depurazione desiderato:

$$q_A = (Q_{pp}/A)$$

dove:

- $q_A$  carico superficiale [m/h]
- $Q_{pp}$  portata di prima pioggia in ingresso [m<sup>3</sup>/h]
- $A$  area del separatore [m<sup>2</sup>]

Il dimensionamento standard è stato eseguito con un carico superficiale di 18 m/h ed una velocità  $v \leq 5$  cm/s.

IMPIANTO	portata di prima pioggia	Carico Superficiale qA	Area Separatore	Velocità sedimentazione
	[m <sup>3</sup> /s]	[m/h]	[m <sup>2</sup> ]	[cm/s]
0	0.34	18	68	5.0
1A	0.147	18	29.4	5.0
1B	0.147	18	29.4	5.0
2A	0.196	18	39.2	5.0
2B	0.196	18	39.2	5.0
3	0.748	18	149.6	5.0
4	0.31	18	62	5.0
5	0.233	18	46.6	5.0
6	0.394	18	78.8	5.0
7	0.255	18	51	5.0
8	0.136	18	27.2	5.0

Tabella 35 Parametri pacco lamellare

All'interno delle vasche di prima pioggia sono stati previsti pacchi lamellari con canali inclinati di 60° rispetto all'orizzontale e aventi piani distanti 60 mm tra loro. La presenza dei pacchi lamellari facilita la sedimentazione in quanto la velocità di trascinamento delle particelle non è verticale come nei decantatori tradizionali ma inclinata, quindi i fiocchi di fango urtano contro la superficie inclinata dei pacchi e precipitano al fondo del sedimentatore.

#### *J.6 Bacino di compenso*

Il bacino di compensazione ha la funzione di laminare le acque prima del recapito finale al ricettore, in modo da garantire lo scarico della portata limite, successivamente descritta e calcolata, nel rispetto del Principio di Invarianza Idraulica.

Le acque di seconda pioggia provenienti giungono al manufatto di regolazione delle stesse e ad eccezione di una piccola parte, vengono derivate nel bacino di compenso che restituisce a gravità verso il ricettore finale la portata limite controllata da una luce sotto battente, per cui vale la “legge di efflusso per bocca a battente” vista in precedenza.

Si riporta sotto la tabella con i calcoli per la scelta del diametro.

<b>IMPIANTO</b>	<b>portata</b>	<b>battente</b>	<b>Sezione tubo necessaria</b>	<b>diámetro scelto</b>
<b>IMP</b>	<b>Q<sub>INV</sub></b>	<b>b<sub>INV</sub></b>	<b>Omega</b>	<b>D<sub>INV</sub></b>
	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m<sup>2</sup>]</b>	<b>[mm]</b>
<b>0</b>	0.339	<b>2.0</b>	0.090	400
<b>1A</b>	0.165	<b>2.0</b>	0.044	300
<b>1B</b>	0.165	<b>2.0</b>	0.044	300
<b>2A</b>	0.204	<b>2.5</b>	0.049	300
<b>2B</b>	0.204	<b>2.5</b>	0.049	300
<b>3</b>	0.815	<b>2.5</b>	0.194	500
<b>4</b>	0.287	<b>2.5</b>	0.068	300
<b>5</b>	0.157	<b>3.0</b>	0.034	300
<b>6</b>	0.550	<b>2.0</b>	0.146	500
<b>7</b>	0.291	<b>2.5</b>	0.069	300
<b>8</b>	0.107	<b>2.5</b>	0.025	300

Tabella 36 - Dimensionamento delle luci di efflusso dal bacino di compenso

Il tubo in uscita dal bacino di compenso prima di allacciarsi allo scarico diretto al ricettore, transita in un manufatto dotato di paratoia mobile per intercettare il flusso in uscita dal bacino. Questo accorgimento si rende necessario per isolare un eventuale sversamento che giunge fino al suddetto bacino, nel caso l’evento accidentale si verifichi quando la vasca di prima pioggia è piena.

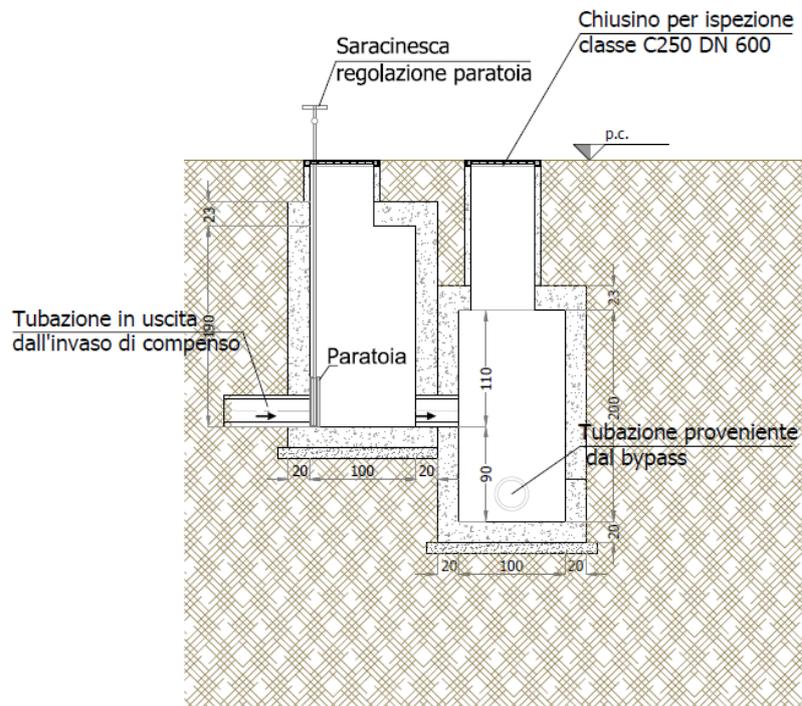


Figura 26 - Manufatto di scarico dal bacino di compenso – sezione

#### *J.7 Portata massima in ingresso agli impianti*

Le portate massime previste in ingresso agli impianti di trattamento delle acque di piattaforma dell’autostrada, sono state calcolate con riferimento ad eventi con tempo di ritorno di 50 anni.

Di seguito, per ciascun impianto previsto, è indicata la portata massima attesa all’ingresso dell’impianto con un evento meteorico con tempo di ritorno  $T=50$  anni, indicando in tabella l’area equivalente che contribuisce al convogliamento delle portate, come calcolata nel capitolo specifico.

<b>Impianto</b>	<b>Area equivalente (ha)</b>	<b>Q50 (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>0</b>	3.12	1.32
<b>1A</b>	1.62	0.66
<b>1B</b>	1.62	0.66
<b>2A</b>	2.04	0.78
<b>2B</b>	2.04	0.78
<b>3</b>	7.21	2.85
<b>4</b>	2.58	1.29
<b>5</b>	1.81	0.93
<b>6</b>	4.35	1.49

<b>Impianto</b>	<b>Area equivalente (ha)</b>	<b>Q50 (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>7</b>	2.44	1.02
<b>8</b>	1.23	0.64

Tabella 37 - Portata massima in ingresso agli impianti di trattamento (Tr = 50 anni)

### *J.8 Gestione dello Spill – Off: sistemi di trattenuta dello sversamento accidentale*

In caso di sversamento accidentale di liquidi o sostanze inquinanti, si prevedono diversi sistemi di ritenuta dello sversamento per garantire l’integrità ambientale dei corpi ricettori. A tal proposito l’impianto di trattamento possiede differenti livelli di sicurezza per limitare il più possibile la possibilità che l’inquinante possa giungere al ricettore.

Nel caso in cui lo sversamento avvenga nella condizione di vasche di prima pioggia vuote, questo può essere trattenuto dalle vasche prefabbricate, ed è possibile intervenire repentinamente attraverso la pulizia degli elementi costituenti le vasche di prima pioggia.

Il caso di maggior pericolo per quanto concerne lo sversamento nel corpo ricettore, si ha quando le vasche di prima pioggia sono piene e si attiva lo scarico delle acque al bacino di compensazione e al corpo idrico ricettore attraverso la fessura appositamente dimensionata per limitarne la portata.

Si prevede l’installazione di un sistema di blocco delle portate: una paratoia installata nel pozzetto di scarico del bacino di compenso e una paratoia subito a monte dello scarico verso il ricettore, con relativo accumulo nelle tubazioni dell’impianto di trattamento e nel bacino di compenso:

1. La paratoia posta nel pozzetto di scarico del bacino di compenso permette di bloccare il flusso inquinato verso il ricettore, isolando il volume all’interno del bacino stesso, nel quale è possibile poi intervenire con un’operazione di pulizia ad evento terminato;
2. La paratoia posta subito a monte dello scarico al ricettore consente di bloccare i volumi inquinati residuali che sfuggono al bacino di compenso attraverso la forometria nel manufatto di regolazione delle seconde piogge, quando il livello nel manufatto al termine dell’evento si abbassa.

#### *J.8.1 Determinazione dei volumi e delle portate di prima pioggia*

Le vasche di accumulo per le acque di prima pioggia sono state dimensionate per stoccare il volume d’acqua calcolato come prodotto tra l’altezza di prima pioggia e l’area equivalente relativi a ciascun impianto di trattamento.

Per ciascun impianto si ricorda che:

- Il valore di altezza di prima pioggia è preso in funzione della lunghezza del tratto idraulicamente più lungo, come descritto in precedenza;
- L’area equivalente si ottiene considerando valori dei coefficienti di deflusso pari a 1 e 0.6 rispettivamente per le aree pavimentate della carreggiata autostradale e le scarpate delle trincee.

La portata di prima pioggia è stata calcolata considerando la relativa altezza di prima pioggia caduta al suolo nel tempo di 15 minuti.

I risultati, suddivisi per ciascun impianto, sono riassunti nella successiva.

<b>Impianto</b>	<b>Area equivalente</b>	<b>Lunghezza caratteristica</b>	<b>Altezza 1° pioggia</b>	<b>Portata 1° pioggia</b>	<b>Volume 1° pioggia</b>
	<b>(ha)</b>	<b>(m)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>3</sup>)</b>
<b>0</b>	3.12	650	8	0.277	250
<b>1A</b>	1.62	775	9	0.162	146
<b>1B</b>	1.62	775	9	0.162	146
<b>2A</b>	2.04	950	9	0.203	183
<b>2B</b>	2.04	950	9	0.203	183
<b>3</b>	7.21	850	9	0.721	648
<b>4</b>	2.58	300	6	0.172	155
<b>5</b>	1.81	250	6	0.121	109
<b>6</b>	4.35	1250	11	0.531	478
<b>7</b>	2.44	700	8	0.217	196
<b>8</b>	1.23	230	5	0.068	62

Tabella 38 - Portata e volume di prima pioggia per singolo impianto

Per garantire un invaso corrispondente al volume di prima pioggia sono state previste vasche di accumulo componibili prefabbricate, che consentono una più agevole messa in opera dei manufatti stessi.

Le vasche in progetto sono composte da più moduli suddivisi a loro volta in due diverse tipologie in funzione della differente capacità di invaso: il primo modulo è un elemento capace di garantire un volume utile di 30 m<sup>3</sup>, mentre il secondo un volume pari a 37 m<sup>3</sup>.

Nella tabella seguente sono riportati, per ogni impianto di trattamento, il tipo ed il numero di vasche di accumulo utilizzate.

IMPIANTO	n° vani accumulo tipo 1 (30 m <sup>3</sup> )	n° vani accumulo tipo 2 (37 m <sup>3</sup> )	n° vani sedimentazione/ disoleazione	n° vano a pacchi lamellari
0	4	2	2	2
1A	0	4	2	2
1B	0	4	2	2
2A	0	6	2	2
2B	0	6	2	2
3	0	18	6	6
4	0	4	2	2
5	1	1	1	1
6	0	12	4	4
7	4	2	2	2
8	2	0	2	2

Tabella 39 - Dimensionamento moduli vasche di prima pioggia

A queste si aggiungono a monte i moduli di sedimentazione/disoleazione e i moduli a pacchi lamellari

E' sempre verificato che le fonometrie di ingresso alle vasche di prima pioggia consentono il deflusso di una portata minima pari a quella di prima pioggia.

La verifica è stata effettuata con l'equazione degli "stramazzi liberi":

$$Q = A \cdot \mu \cdot \sqrt{2gH}$$

Dove:

- Q è la portata d'efflusso in uscita dalla fessura (m<sup>3</sup>/s);
- A è l'area della luce rettangolare pari al prodotto tra larghezza l e altezza H;
- $\mu$  è il coefficiente di efflusso pari a 0.4;
- g è l'accelerazione di gravità pari 9.81 m/s<sup>2</sup>;
- H è l'altezza dell'apertura (m);

Si riporta sotto una tabella con i risultati della verifica in cui sono evidenti i valori delle portate di prima pioggia e la massima portata esitabile dalle aperture presenti.

IMPIANTO	portata di prima pioggia	Numero di aperture	Larghezza complessiva	altezza	massima portata esitabile
	[m <sup>3</sup> /s]	[-]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]
0	0.277	2	2.8	0.25	0.620
1A	0.162	2	2.8	0.25	0.620
1B	0.162	2	2.8	0.25	0.620
2A	0.203	2	2.8	0.25	0.620
2B	0.203	2	2.8	0.25	0.620
3	0.721	4	5.6	0.25	1.240
4	0.172	2	2.8	0.25	0.620
5	0.121	1	1.4	0.25	0.310
6	0.531	4	5.6	0.25	1.240
7	0.217	2	2.8	0.25	0.620
8	0.068	2	2.8	0.25	0.620

Tabella 40 - Verifica delle forometrie di ingresso alle vasche di prima pioggia

Come si nota la capacità di smaltimento delle forometrie è sempre maggiore delle portate di prima pioggia pertanto il sistema permette di raccogliere completamente le prime piogge fino al riempimento delle vasche appositamente dimensionate.

Le pompe installate nelle vasche di accumulo sono state dimensionate per consentire lo svuotamento del volume di prima pioggia in 24 ore, rispettando ampiamente il limite normativo di 48 ore previsto dal PTA della Regione Veneto.

### J.8.2 Dimensionamento del sistema di fitodepurazione

Come descritto precedentemente descritto nel paragrafo relativo, l’obiettivo depurativo con il quale è dimensionato il sistema di fitodepurazione è quello di un abbattimento dell’85% sulla concentrazione di BOD delle acque trattate.

Questo obiettivo è stato raggiunto imponendo un primo abbattimento dell’75% a carico del primo bacino e un successivo abbattimento del 35% a carico del secondo bacino di fitodepurazione.

Per il dimensionamento dei sistemi di fitodepurazione si è fatto riferimento alla metodologia ed alle linee guida di progettazione dell’EPA (1993) che tengono conto delle variabili del sistema ed in particolare della cinetica di decadimento degli inquinanti di riferimento (BOD).

La legge di decadimento della concentrazione di inquinante è espressa dalla formula:

$$\frac{C_e}{C_i} = \exp(-K_T \cdot t)$$

in cui:

- $C_e$ : è la concentrazione di BOD5 nell’effluente;
- $C_i$ : è la concentrazione di BOD5 nell’affluente;
- $K_t$  è la costante di decadimento dell’inquinante (giorni-1);
- $t_r$  è il tempo di ritenzione all’interno del sistema;

La costante cinetica di reazione si ottiene dalla relazione:

$$K_T = K_{20} \theta^{(T-20)}$$

in cui:

- $K_{20}$  è la costante cinetica alla temperatura di 20°
- $\theta$  è la costante microbica di attività microbica

I due parametri  $k_{20}$  e  $\theta$  si assumono rispettivamente 1.104 giorni-1 e 1.06 secondo l’EPA (1993). Il valore di temperatura considerato è pari a 10°.

Il bacino a flusso orizzontale sub superficiale è costituito da un substrato poroso all’interno del quale avviene il moto, pertanto è governato dalla legge di Darcy:

$$v = k_s i$$

Dove:

- $v$  è la velocità di filtrazione [m/s]
- $k_s$  è la permeabilità del mezzo poroso, trattandosi di pietrisco grossolano è posta pari a  $10^{-2}$  m/s;
- $i$  è la cadente piezometrica posta pari alla pendenza del fondo;

Quindi si ottiene la portata filtrante:

$$Q = v A_{tr} n$$

Dove:

- Q è la portata in m<sup>3</sup>/giorno;
- A<sub>tr</sub> è la sezione attraverso la quale avviene la filtrazione nel mezzo [m<sup>2</sup>];
- n è la porosità del mezzo, posta pari a 0.4.

Per garantire al bacino una capacità di filtrazione pari alla portata in ingresso si inverte la formula, esplicitando W:

$$W = \frac{Q}{K_s \cdot H \cdot i}$$

dove H è pari ad 1 metro.

Per entrambi i bacini il tempo di ritenzione idraulica è pari a:

$$t_r = V/Q$$

dove t<sub>r</sub> è il tempo di ritenzione idraulica e V è il volume di accumulo.

La portata utilizzata per il dimensionamento del sistema di fitodepurazione è pari a quella sollevata dalle vasche di prima pioggia.

impianto	Portata in ingresso
	Q [m <sup>3</sup> /g]
<b>0</b>	250
<b>1A</b>	146
<b>1B</b>	146
<b>2A</b>	183
<b>2B</b>	183
<b>3</b>	648
<b>5</b>	109
<b>6</b>	478

Tabella 41 Portate inviate al trattamento fitodepurativo

Per raggiungere gli obiettivi depurativi descritti in precedenza i due bacini sono stati dimensionati, sulla base delle formule e dei parametri definiti, con tempi di ritenzione idraulica rispettivamente di **2.3** e **0.7** giorni.

Adottando le formule ed i parametri sopra indicati sono state calcolate le dimensioni dei bacini a flusso libero e a flusso sub superficiale. Si riportano i risultati nelle tabelle sottostanti.

impianto	Portata in ingresso	Altezza	Larghezza	Lunghezza	tempo di ritenzione idraulica
	Q [m <sup>3</sup> /g]	H [m]	W [m]	L [m]	t <sub>pr</sub> [g]
<b>0</b>	250	1	25	23	2.3
<b>1A</b>	146	1	16	21	2.3
<b>1B</b>	146	1	16	21	2.3
<b>2A</b>	183	1	15	29	2.3
<b>2B</b>	183	1	15	29	2.3
<b>3</b>	648	1	32	47	2.3
<b>5</b>	109	1	11	23	2.3
<b>6</b>	478	1	30	37	2.3

Tabella 42 - Dimensionamento del sistema di fitodepurazione a flusso libero (a Lemna)

impianto	Portata in ingresso	Altezza	Larghezza	Lunghezza	pendenza letto	tempo di ritenzione idraulica
	Q [m <sup>3</sup> /g]	H [m]	W [m]	L [m]	i [%]	t <sub>pr</sub> [g]
<b>0</b>	250	0.8	31	19	1.0	0.7
<b>1A</b>	146	0.8	16	21	1.1	0.7
<b>1B</b>	146	0.8	16	21	1.1	0.7
<b>2A</b>	183	0.8	18	23	1.3	0.7
<b>2B</b>	183	0.8	18	23	1.3	0.7
<b>3</b>	648	0.8	40	38	2.0	0.7
<b>5</b>	109	0.8	14	19	1.0	0.7
<b>6</b>	478	0.8	37	30	1.6	0.7

Tabella 43 - Dimensionamento del sistema di fitodepurazione a flusso sub superficiale orizzontale (canneto)

### J.8.3 Dimensionamento dei bacini di compenso

#### **Invarianza idraulica**

L’intervento di realizzazione dell’opera in oggetto comporta, rispetto alla situazione attuale, un incremento delle portate generate dalle precipitazioni cadute al suolo sulla sede stradale e sulle aree di pertinenza, sia come valori massimi al colmo, sia come volume totale defluito. Ai fini dell’applicazione del principio di invarianza idraulica è necessario realizzare opere compensative in grado di laminare le portate restituendo ai corpi idrici ricettori valori compatibili con la situazione ante operam.

Le acque meteoriche sono raccolte dal sistema di drenaggio e collettamento ed avviate verso gli impianti di trattamento e laminazione. Le acque di dilavamento dopo essere trattate sia dal punto di vista della qualità sia dal punto di vista della quantità, vengono smaltite nei corsi d’acqua della rete idrografica superficiale.

La misura stabilita per regolare la quantità delle acque sversate nei corpi idrici ricettori è quella di inserire nel sistema idraulico dei bacini di compenso in grado di laminare le porte corrispondenti ad eventi pluviometrici molto intensi. In particolare il tempo di ritorno dell’evento di progetto è stato posto pari a 50 anni come imposto dalla normativa vigente.

#### **Analisi idrologica della situazione ante operam**

Il volume di compenso si ottiene dal bilancio tra la portata entrante (associata all’evento meteorico di riferimento) e quella uscente (definita nel rispetto del principio di invarianza).

Poiché in Veneto non vi è un riferimento normativo quantitativo che definisca le portate limite ammissibili ai corpi idrici ricettori, è stata compiuta un’analisi idrologica della condizione ante operam; in questo modo è possibile valutare le condizioni di deflusso attualmente esistenti e quindi definire le massime portate al colmo che è possibile recapitare per garantire il rispetto dell’invarianza idraulica.

Un aspetto importante è la definizione del tempo di concentrazione dei bacini elementari nella situazione attuale, esso è stato valutato mediante la formula di Kirkpich, comunemente usata per piccoli bacini naturali come è il caso in questione.

$$t_c [h] = 0,000325 * L^{0,77} / i^{0,385}$$

dove:

L è la lunghezza dell’asta principale [m];

i è la pendenza media del bacino.

Nella tabella sottostante si riportano i calcoli per determinate i tempi di concentrazione

IMPIANTO	Superficie Ante operam	Lunghezza asta principale	pendenza media	tempo di concentrazione
	[ha]	[m]	[m/m]	[min]
0	1.00	75	0.01	3.2
1A	8.56	580	0.01	14.3
1B	8.56	580	0.01	14.3
2A	13.71	670	0.02	13.2
2B	13.71	670	0.02	13.2
3	5.71	360	0.09	4.6
4	2.91	220	0.08	3.3
5	10.69	410	0.09	5.1
6	10.83	720	0.79	3.4
7	40.5	1120	0.50	5.7
8	40.5	1120	0.50	5.7

Tabella 44 Tempi di concentrazione Ante Operam

Trattandosi di piccoli bacini si è ottenuto in ogni caso un tempo di concentrazione inferiore a 15 minuti. La valutazione del tempo di concentrazione è un elemento di forte incertezza, infatti adottando formulazioni differenti presenti in letteratura si possono ottenere risultati significativamente diversi. Data l’elevata incertezza del calcolo si è deciso, a favore di sicurezza, di prendere un tempo di corrivazione pari a **30 minuti** per tutti i bacini ante operam.

L’altezza di pioggia si ottiene dalla curva di possibilità pluviometrica (CPP) degli scrosci corrispondente al tempo di ritorno di 50 anni, come definiti nel paragrafo corrispondente, adottando una durata pari al tempo di concentrazione. Si riportano per chiarezza i parametri della CPP di riferimento:

a=77,61

$n=0,574$

Si ottiene un'altezza di pioggia pari a 52 mm.

Si deve poi considerare la precipitazione efficace intesa come frazione della precipitazione complessiva, non trattenuta dal terreno e dalla vegetazione, che partecipa alla formazione del deflusso superficiale. Il rapporto fra precipitazione efficace e precipitazione lorda prende il nome di coefficiente di deflusso.

Il valore della precipitazione efficace dipende da diversi fattori fra i quali principalmente:

- *la permeabilità delle litologie superficiali*: ovviamente una maggiore permeabilità dei terreni superficiali favorisce l'infiltrazione dell'acqua meteorica, comportando una conseguente diminuzione del deflusso superficiale;
- *l'uso del suolo*: la destinazione del suolo influisce notevolmente sul volume del deflusso superficiale: una fitta copertura vegetale, per esempio, tende a diminuirlo, un'intensa urbanizzazione, diminuendo la permeabilità superficiale del terreno, tende viceversa ad aumentarlo.

Trattandosi di terreni naturali con elevata capacità di assorbimento, in riferimento a valori adottati in letteratura, sono stati usati coefficienti di deflusso di **0,3** e **0,4** rispettivamente per terreni a bassa pendenza e a pendenza maggiore.

La portata limite che può essere scaricato da ciascun impianto, per il principio di invarianza idraulica, deve essere pari alla portata relativa allo stesso bacino idrologico nella situazione attuale ante operam. A tal proposito è stato valutato il coefficiente udometrico relativo alla situazione attuale  $u$  [l/ s ha]:

$$u = 2.78 \phi h/t_c$$

dove:

$\phi$  è il coefficiente di deflusso;

$h$  è l'altezza di pioggia;

$t_c$  è il tempo di concentrazione.

Infine è possibile ricavare le portate di invarianza moltiplicando il coefficiente udometrico per l'area del bacino elementare sotteso ad ogni impianto.

IMPIANTO	Superficie totale	Coeff. deflusso	altezza di pioggia di progetto	coefficiente udometrico	Portata limite
	[ha]	[-]	[mm]	[l/s ha]	[m3/s]
0	3.90	0.3	52	87	0.34
1A	1.90	0.3	52	87	0.17
1B	1.90	0.3	52	87	0.17
2A	2.35	0.3	52	87	0.20
2B	2.35	0.3	52	87	0.20
3	9.37	0.3	52	87	0.81
4	3.30	0.3	52	87	0.29
5	1.81	0.3	52	87	0.16
6	4.74	0.4	52	116	0.55
7	2.51	0.4	52	116	0.29
8	1.23	0.4	52	116	0.14

Tabella 45 Portate di invarianza

#### J.8.4 *Calcolo dei volumi con il metodo delle sole piogge*

Note le massime portate ammissibili al corpo idrico ricettore è possibile calcolare i volumi di invaso necessari a garantire l’invarianza idraulica.

Uno dei modelli di calcolo più utilizzati a questo scopo è il metodo delle sole piogge.

Esso consente di valutare la durata di pioggia critica che massimizza il volume di compenso posta fissa la portata in uscita.

Il volume che ciascun impianto deve invasare è ricavato dalla differenza tra la portata in ingresso al sistema (ricavata dalla curva di possibilità pluviometrica cinquantennale) e quella in uscita pari alla portata limite ammissibile (definita al paragrafo precedente).

Di seguito vengono riportati i calcoli ottenuti per il dimensionamento, in termini di volumi di laminazione, di ciascun impianto.

Per definire la portata in ingresso sono state usate le curve di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di 50 anni. Si può notare che per quasi tutti gli impianti di laminazione si ha un tempo critico di circa 1 ora e comunque sempre inferiore alle 2, pertanto si è utilizzata la curva relativa agli scrosci (a=77.61 mm e n=0.574); nel caso specifico dell’impianto 5,

l’adozione della curva relativa agli scorsi porta ad un tempo critico superiore alle 2 ore sovrastimando irrealisticamente i volumi da invasare, pertanto in quest ultimo caso si è fatta un’analisi anche con la curva di possibilità pluviometrica per durate orarie ( $a=64.20$  mm e  $n=0.336$ ), prendendo come volume di comenso il valore medio tra i due.

**Bacino di laminazione Impianto 0**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<b><i>a</i></b>	77.61	mm
	<b><i>n</i></b>	0.574	-
<i>Superficie bacino</i>	<b><i>S</i></b>	39000	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	<b><i>S<sub>eq</sub></i></b>	31200	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	<b><i>u</i></b>	87	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<b><i>Q<sub>u</sub></i></b>	0.34	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<b><i>t<sub>c</sub></i></b>	1.35	h
<i>Volume entrato</i>	<b><i>V<sub>i</sub></i></b>	2882	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<b><i>V<sub>u</sub></i></b>	1654	m <sup>3</sup>
<i>Volume comenso</i>	<b><i>W</i></b>	1228	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<b><i>Wc</i></b>	393	m <sup>3</sup> /ha

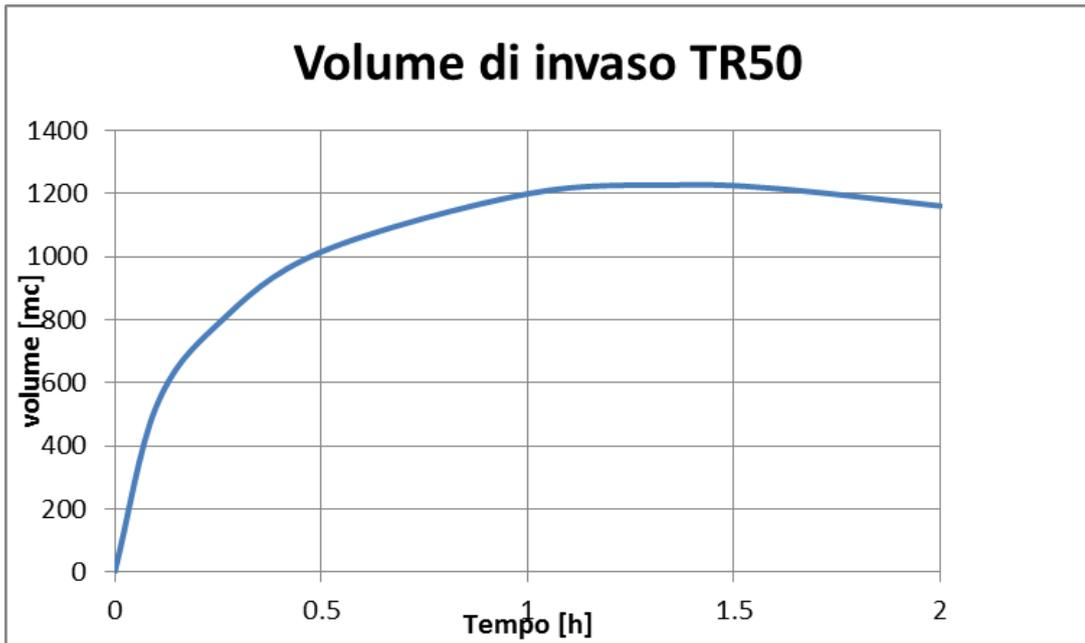


Figura 27 Volume di invaso impianto 0

**Bacino di laminazione Impianto 1A e 1B**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<i>a</i>	77.61	mm
	<i>n</i>	0.574	-
<i>Superficie totale</i>	<i>S</i>	19000	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	<i>S<sub>eq</sub></i>	15600	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	<i>u</i>	87	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<i>Q<sub>u</sub></i>	0.17	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<i>t<sub>c</sub></i>	1.44	h
<i>Volume entrato</i>	<i>V<sub>i</sub></i>	1492	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	857	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	<i>W</i>	636	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<i>Wc</i>	408	m <sup>3</sup> /ha

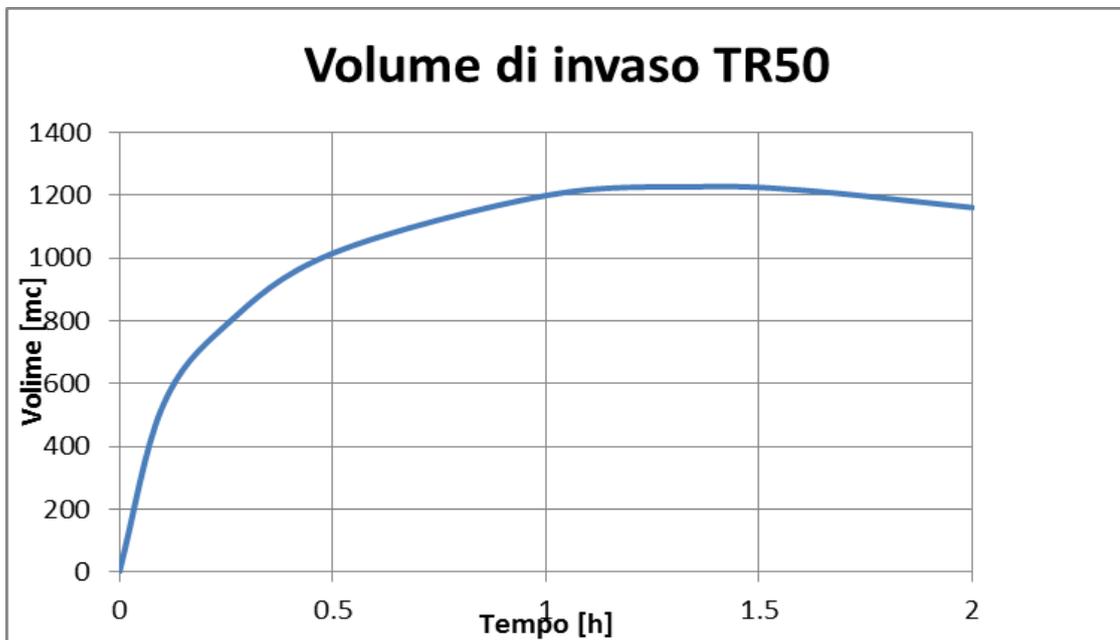


Figura 28 Volume di invaso impianto 1A e 1B

**Bacino di laminazione Impianto 2A e 2B**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<i>a</i>	77.611	mm
	<i>n</i>	0.574	-
<i>Superficie bacino</i>	<i>S</i>	23500	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	<i>S<sub>eq</sub></i>	20350	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	<i>u</i>	87	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<i>Q<sub>u</sub></i>	0.20	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<i>t<sub>c</sub></i>	1.63	h
<i>Volume entrato</i>	<i>V<sub>i</sub></i>	2091	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	1200	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	<i>W</i>	891	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<i>Wc</i>	438	m <sup>3</sup> /ha

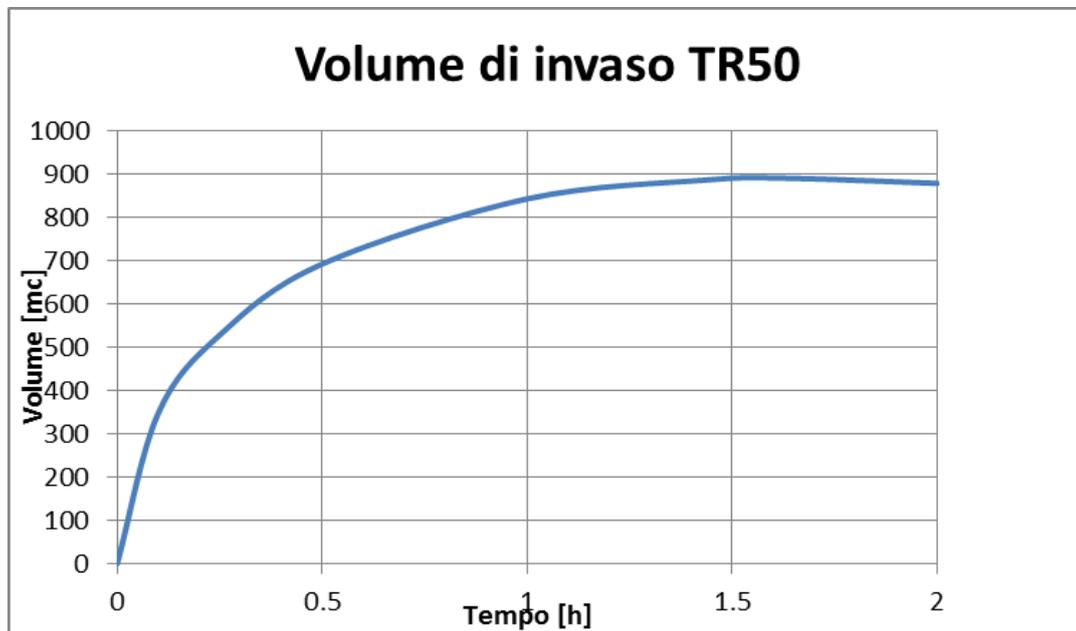


Figura 29 Volume di invaso impianto 2A e 2B

**Bacino di laminazione Impianto 3**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<i>a</i>	77.61	mm
	<i>n</i>	0.574	-
<i>Superficie bacino</i>	<i>S</i>	93600	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	<i>S<sub>eq</sub></i>	72100	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	<i>u</i>	87	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<i>Q<sub>u</sub></i>	0.81	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<i>t<sub>c</sub></i>	1.24	h
<i>Volume entrato</i>	<i>V<sub>i</sub></i>	6329	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	3633	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	<i>W</i>	2696	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<i>Wc</i>	374	m <sup>3</sup> /ha

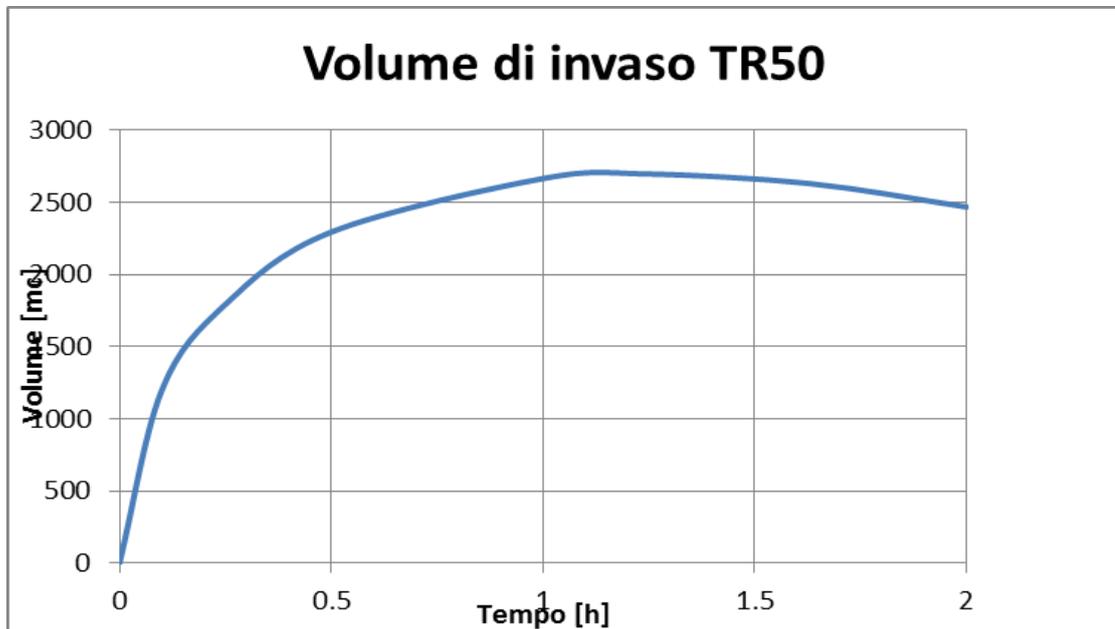


Figura 30 Volume si invaso impianto 3

**Bacino di laminazione Impianto 4**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<i>a</i>	77.61	mm
	<i>n</i>	0.574	-
<i>Superficie bacino</i>	<i>S</i>	33000	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	<i>S<sub>eq</sub></i>	25800	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	<i>u</i>	87	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<i>Q<sub>u</sub></i>	0.29	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<i>t<sub>c</sub></i>	1.28	h
<i>Volume entrato</i>	<i>V<sub>i</sub></i>	2310	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	1326	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	<i>W</i>	984	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<i>Wc</i>	381	m <sup>3</sup> /ha

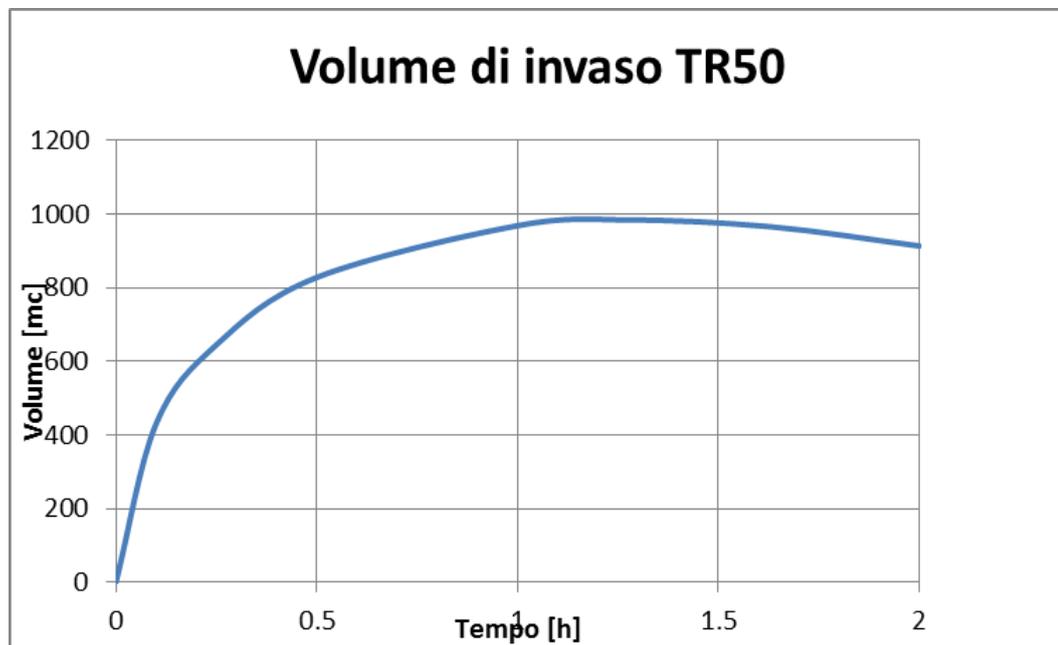


Figura 31 Volume di invaso impianto 4

**Bacino di laminazione Impianto 5**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<b>a</b>	77.610	mm
	<b>n</b>	0.574	-
<i>Superficie bacino</i>	<b>S</b>	18100	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	<b>S<sub>eq</sub></b>	18100	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	<b>u</b>	87	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<b>Q<sub>u</sub></b>	0.157	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<b>t<sub>c</sub></b>	2.29	h
<i>Volume entrato</i>	<b>V<sub>i</sub></b>	2258	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<b>V<sub>u</sub></b>	1296	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	<b>W</b>	962	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<b>Wc</b>	531	m <sup>3</sup> /ha

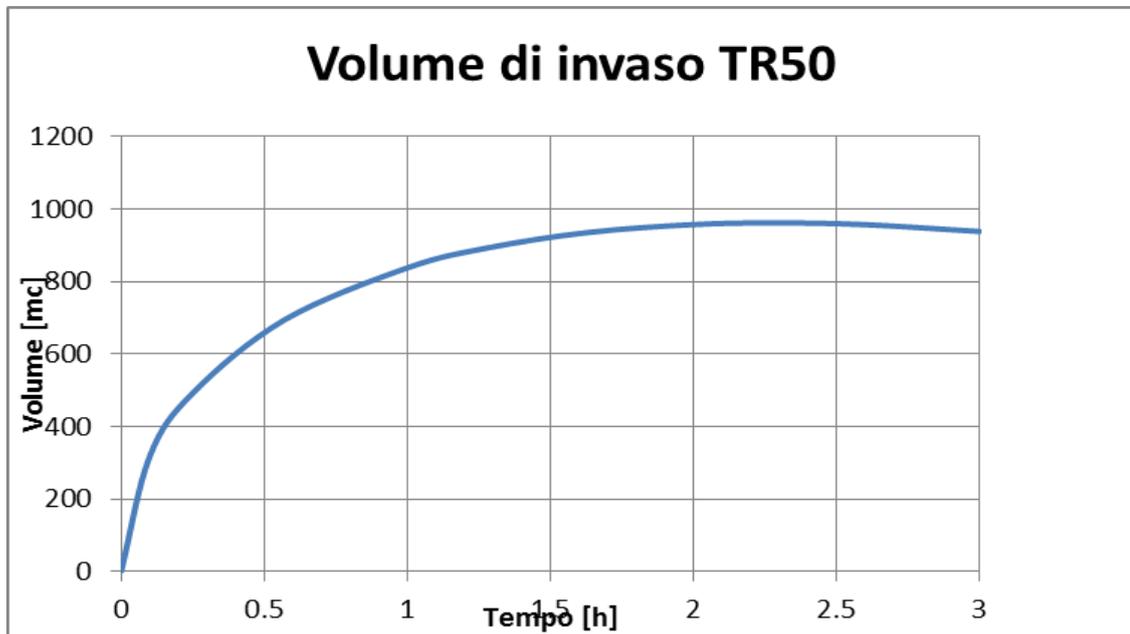


Figura 32 Volume di invaso impianto 5

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<i>a</i>	64.200	mm
	<i>n</i>	0.336	-
<i>Superficie bacino</i>	<i>S</i>	18100	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	<i>S<sub>eq</sub></i>	18100	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	<i>u</i>	87	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<i>Q<sub>u</sub></i>	0.16	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<i>t<sub>c</sub></i>	0.57	h
<i>Volume entrato</i>	<i>V<sub>i</sub></i>	962	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	323	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	<i>W</i>	639	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<i>Wc</i>	353	m <sup>3</sup> /ha

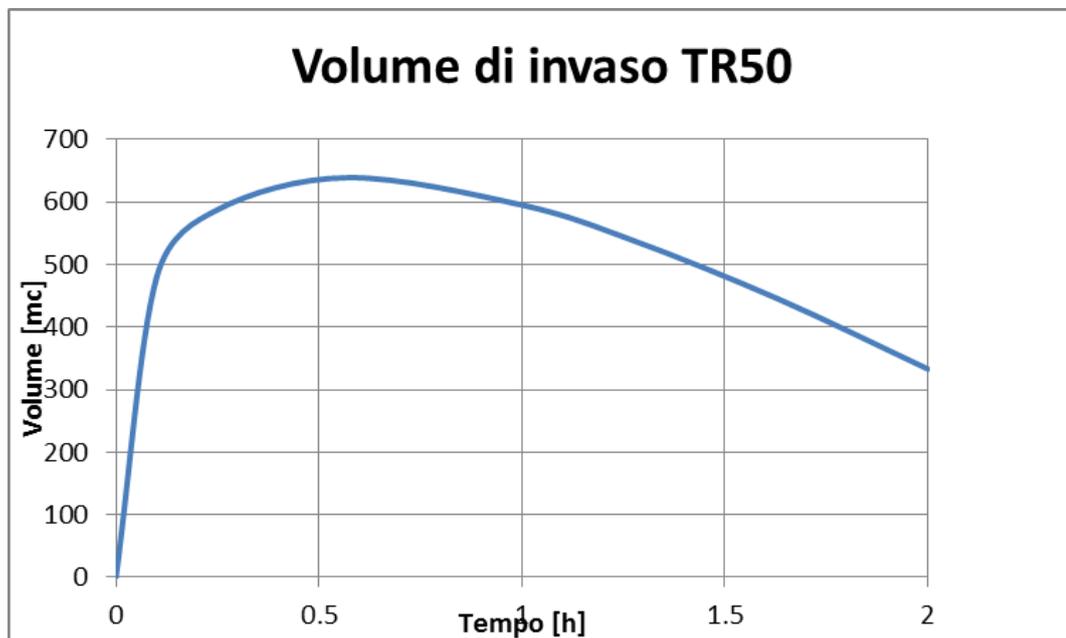


Figura 33 Volume di invaso impianto 5 CPP

Il volume minimo di compenso da considerare è pari al valore medio, ovvero 800 m<sup>3</sup>.

**Bacino di laminazione Impianto 6**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	$\alpha$	77.61	mm
	$n$	0.574	-
<i>Superficie bacino</i>	$S$	47400	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	$S_{eq}$	43500	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	$u$	116	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	$Q_u$	0.55	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	$t_c$	0.95	h
<i>Volume entrato</i>	$V_i$	3281	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	$V_u$	1883	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	$W$	1398	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	$Wc$	321	m <sup>3</sup> /ha

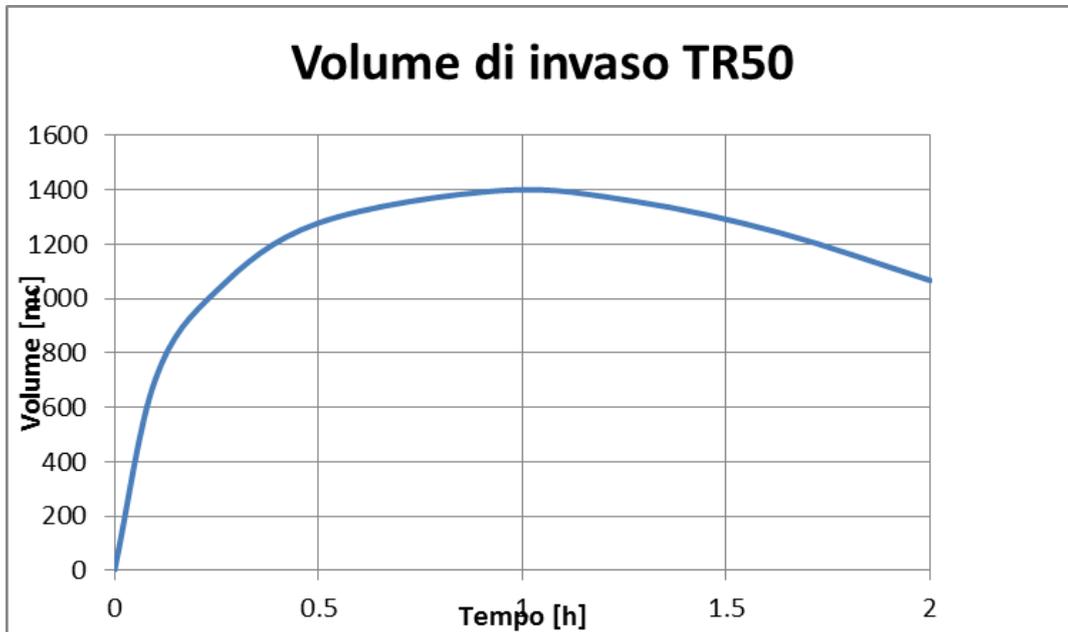


Figura 34 Volume di invaso impianto 6

**Bacino di laminazione Impianto 7**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<i>a</i>	77.611	mm
	<i>n</i>	0.574	-
<i>Superficie bacino</i>	<i>S</i>	25100	mq
<i>Superficie equivalente post</i>	<i>S<sub>eq</sub></i>	24400	mq
<i>coefficiente udometrico</i>	<i>u</i>	116	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<i>Q<sub>u</sub></i>	0.29	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<i>t<sub>c</sub></i>	1.09	h
<i>Volume entrato</i>	<i>V<sub>i</sub></i>	1989	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	1142	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	<i>W</i>	847	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<i>Wc</i>	347	m <sup>3</sup> /ha

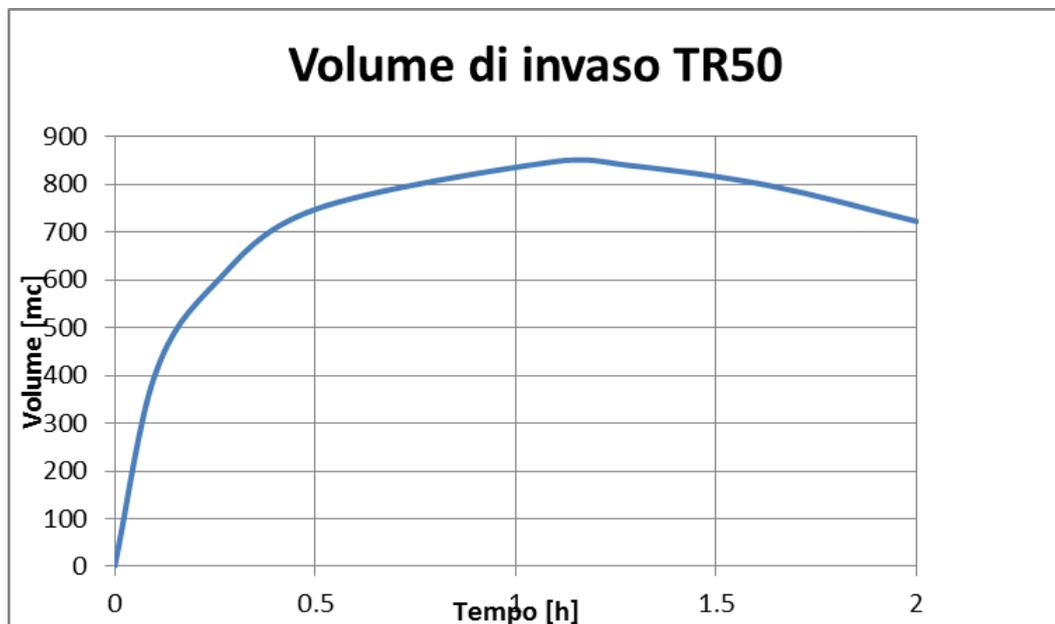


Figura 35 Volume di invaso impianto 7

**Bacino di laminazione Impianto 8**

Dati input			
<i>Parametri CPP</i>	<i>a</i>	77.611	mm
	<i>n</i>	0.574	-
<i>Superficie bacino</i>	<i>S</i>	12300	m <sup>2</sup>
<i>Superficie equivalente post</i>	<i>S<sub>eq</sub></i>	12300	m <sup>2</sup>
<i>coefficiente udometrico</i>	<i>u</i>	116	l*s/ha
<i>Portata in uscita</i>	<i>Q<sub>u</sub></i>	0.143	m <sup>3</sup> /s

Dati output			
<i>durata critica</i>	<i>t<sub>c</sub></i>	1.16	h
<i>Volume entrato</i>	<i>V<sub>i</sub></i>	1041	m <sup>3</sup>
<i>Volume uscito</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	598	m <sup>3</sup>
<i>Volume compenso</i>	<i>W</i>	444	m <sup>3</sup>
<i>Volume specifico</i>	<i>Wc</i>	361	m <sup>3</sup> /ha

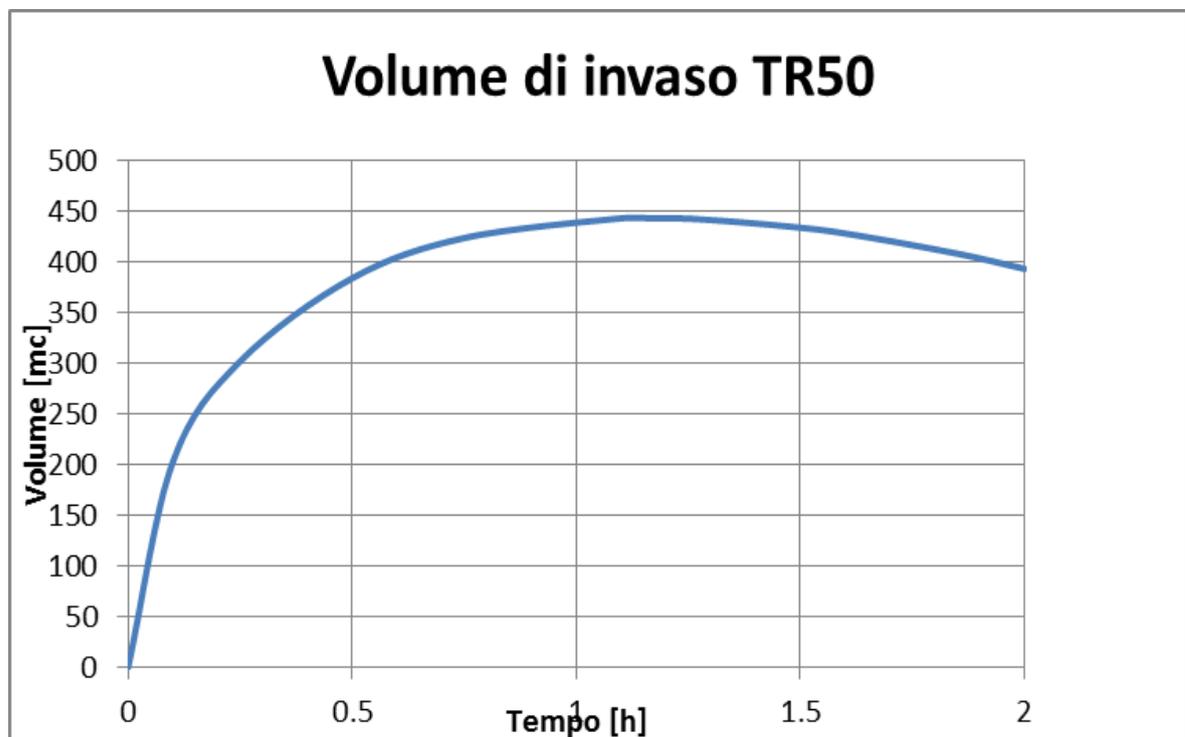


Figura 36 Volume di invaso impianto 7

Si riporta una tabella di sintesi con i volumi di compenso ottenuti

IMPIANTO	Volume	Volume specifico
	[m3]	[m3/ha]
0	1228	393
1A	636	408
1B	636	408
2A	891	438
2B	891	438
3	2696	374
4	984	381
5	800	442
6	1398	321
7	847	347
8	444	361

Tabella 46 Volumi di compenso

In ogni impianto è stato previsto uno scarico di troppo pieno del bacino di compensazione nel caso il livello nel bacino stesso superi la soglia di massimo riempimento.

## **Allegato A**

### ***Profili e sezioni delle interferenze idrauliche principali***

J.9 Il fiume Astico – viadotto Piovene

Ante Operam

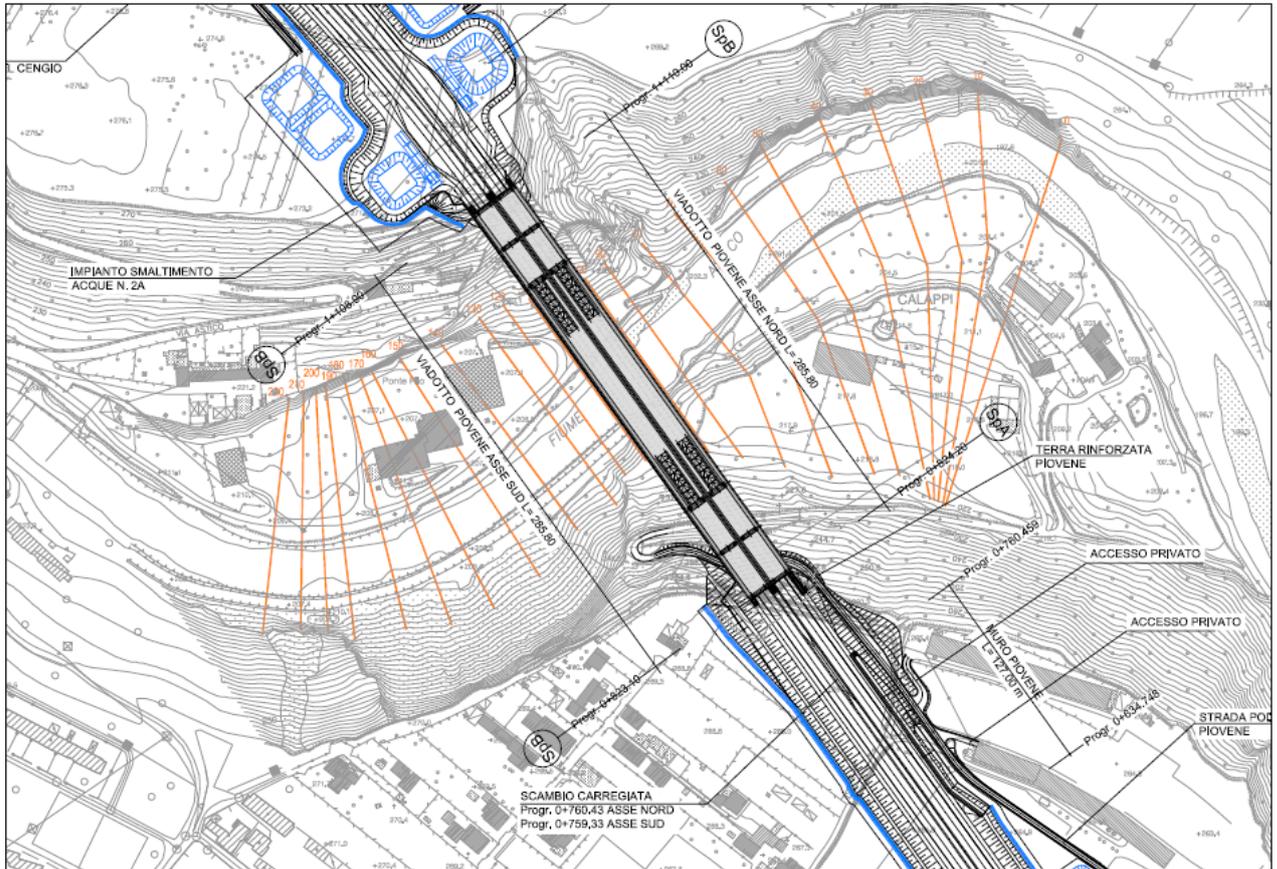


Fig. 1 Sezioni trasversali del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene - condizioni Ante Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

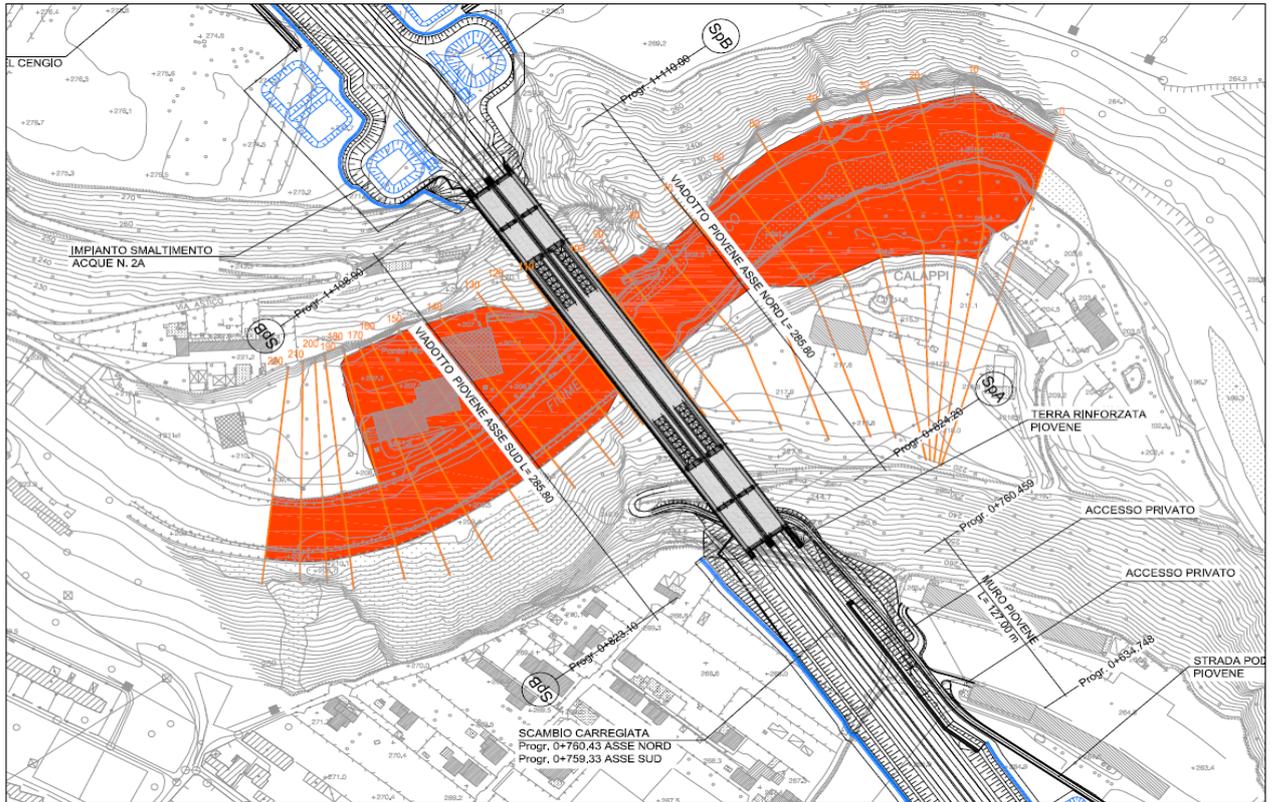


Fig. 2 Aree di esondazione del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene – Portata duecentennale – Stato attuale

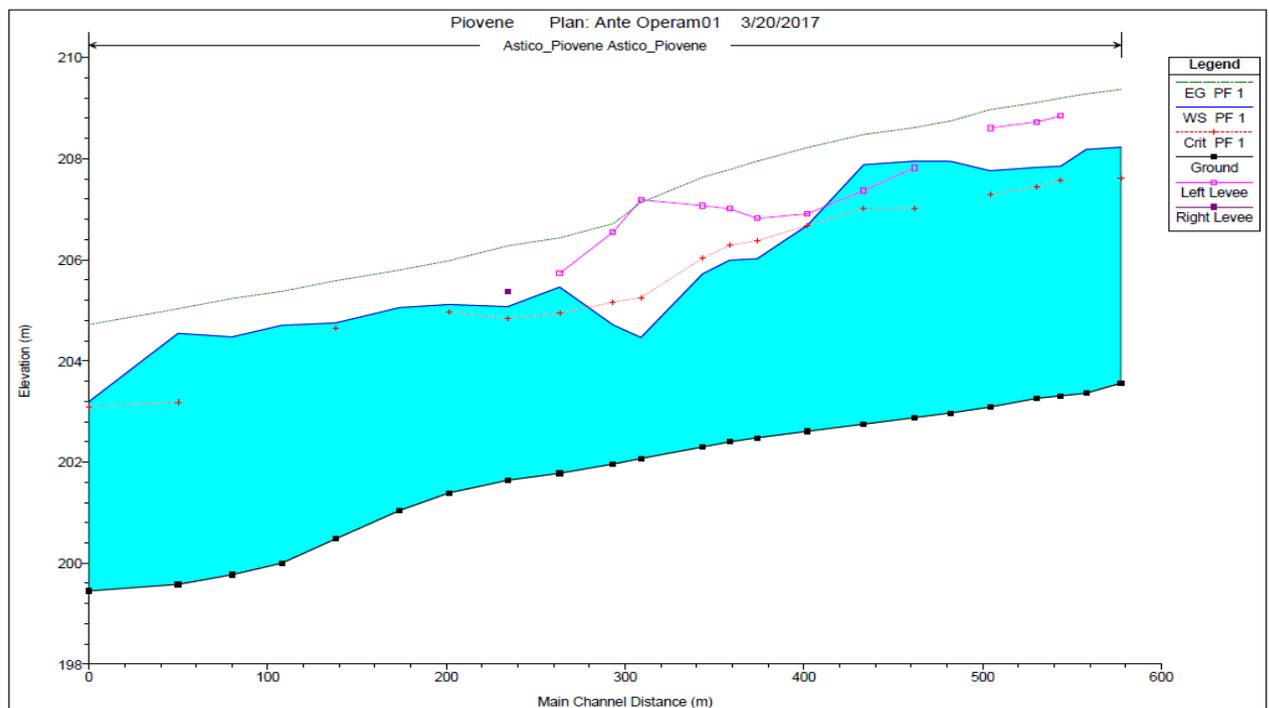


Fig. 3 - Profilo longitudinale del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene – Portata duecentennale – Stato attuale

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

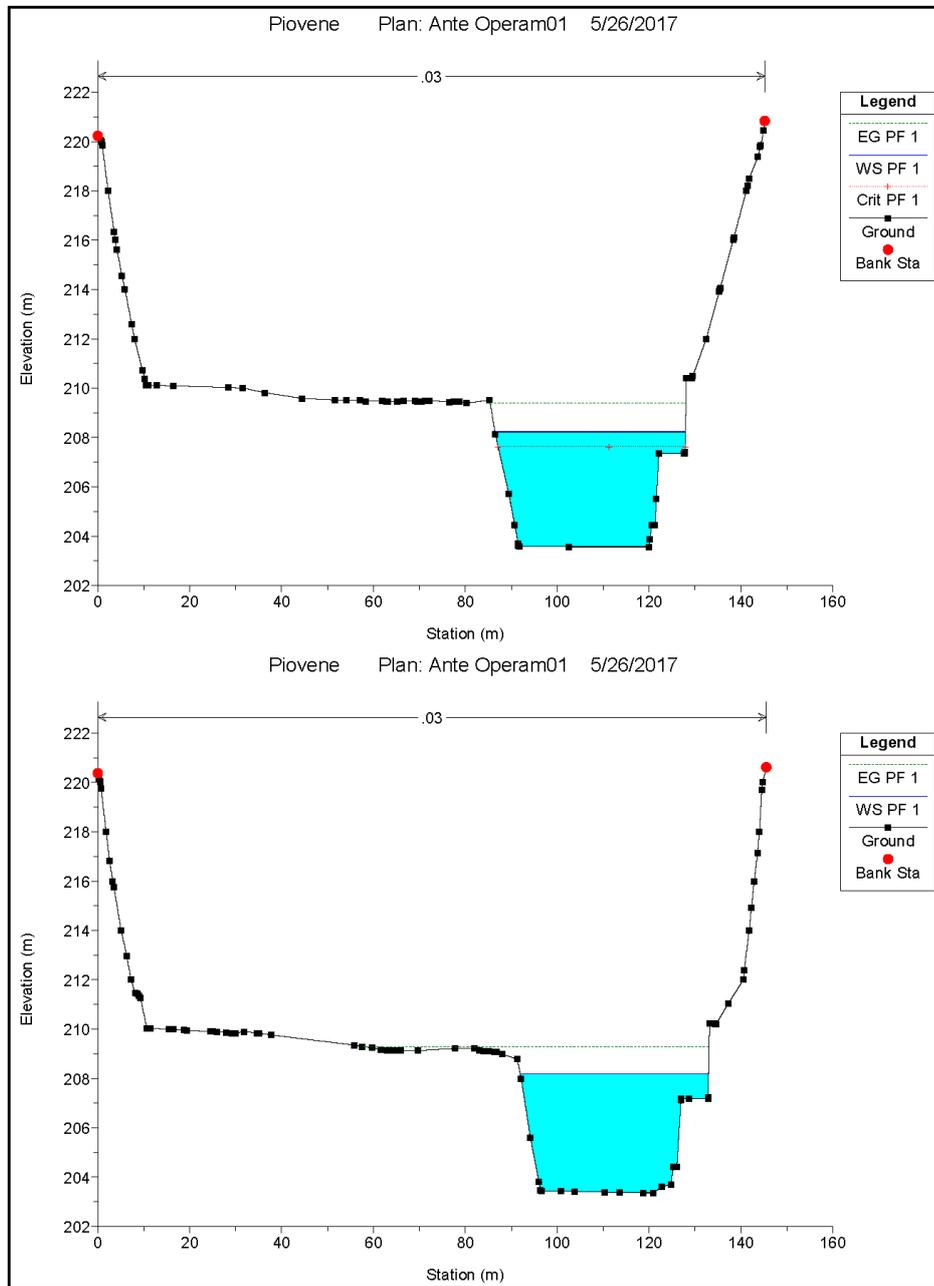


Fig. 4 Sezioni 220 e 210

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

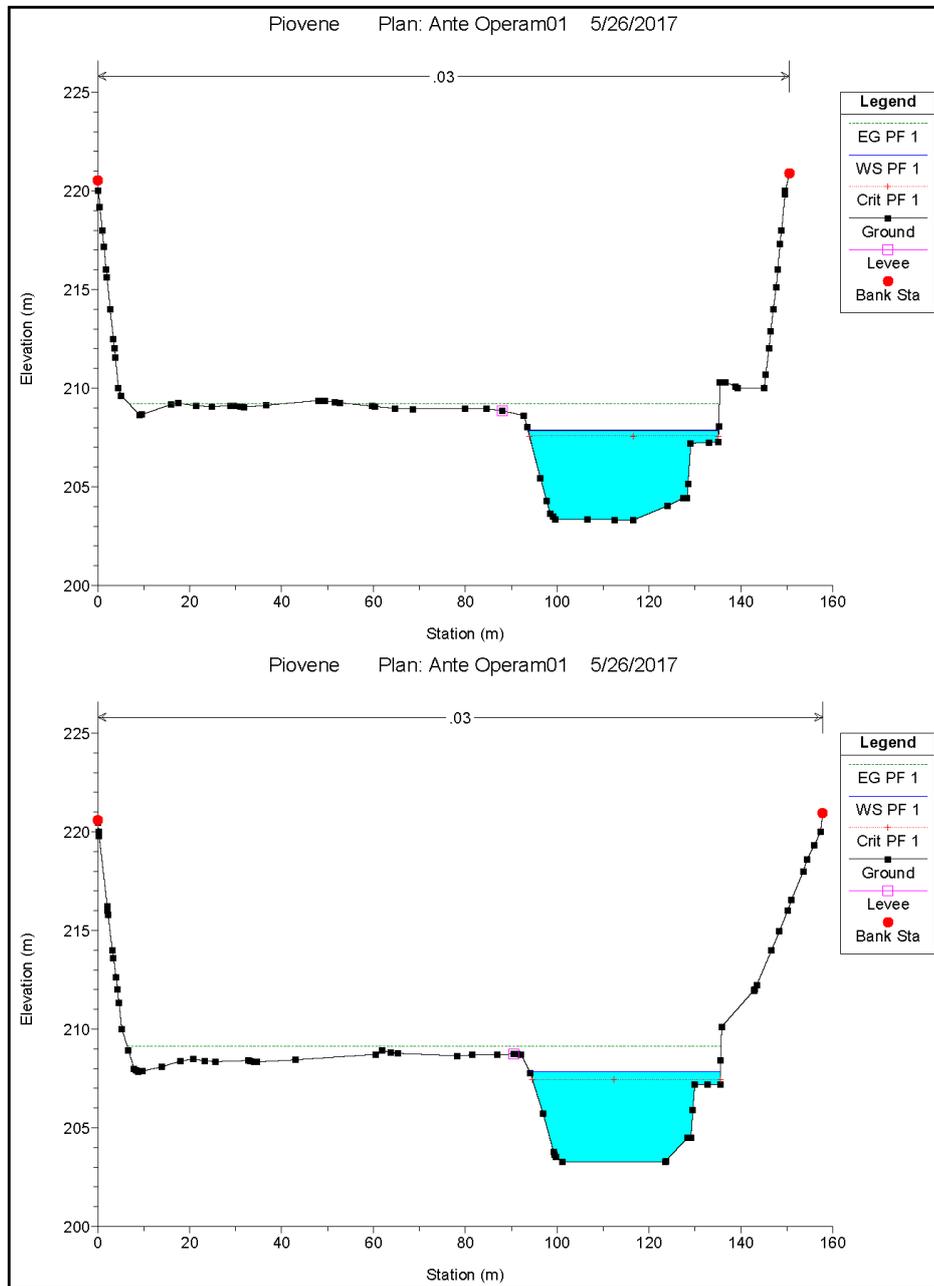


Fig. 5 Sezioni 200 e 190

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

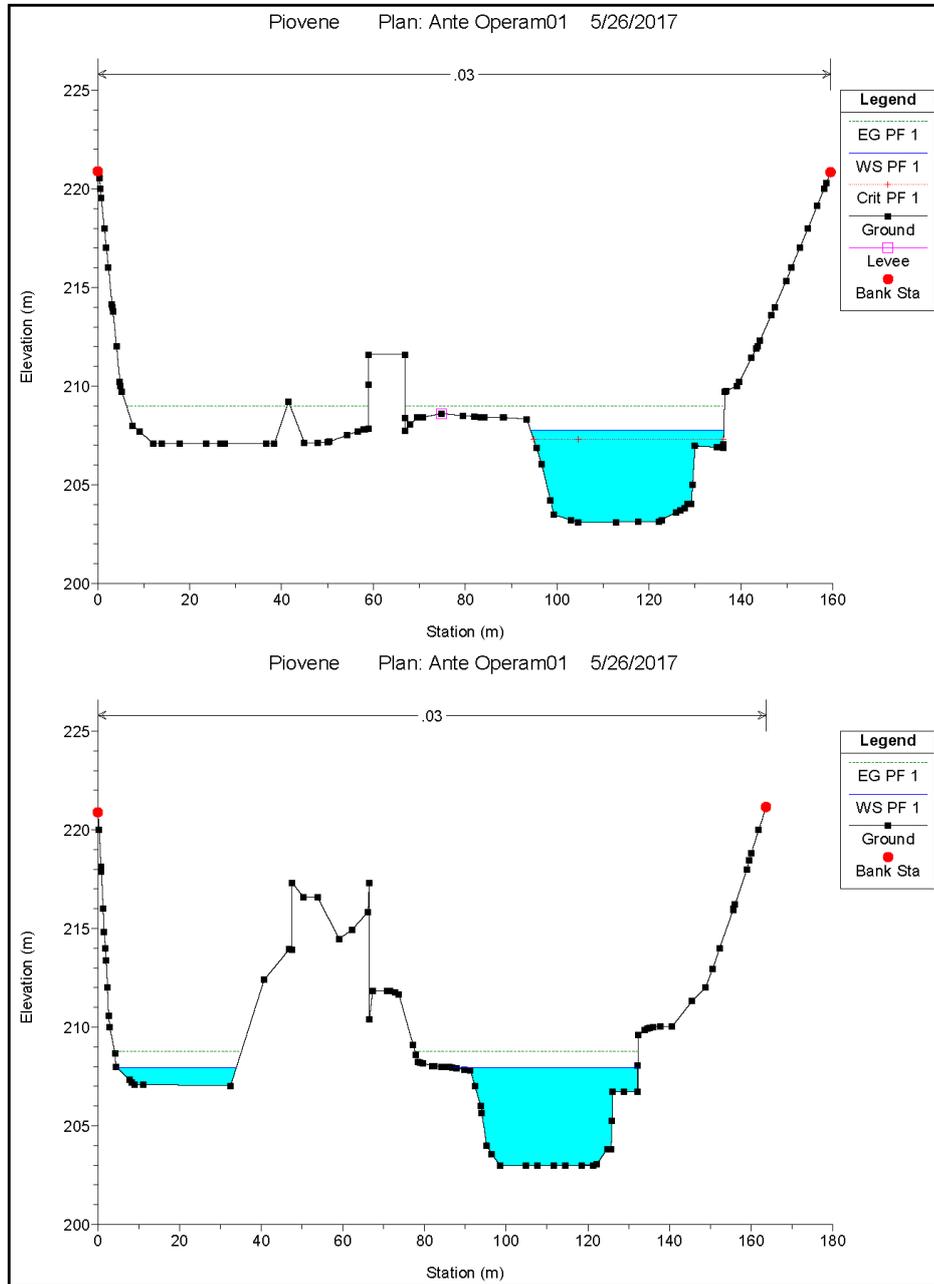


Fig. 6 Sezioni 180 e 170

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

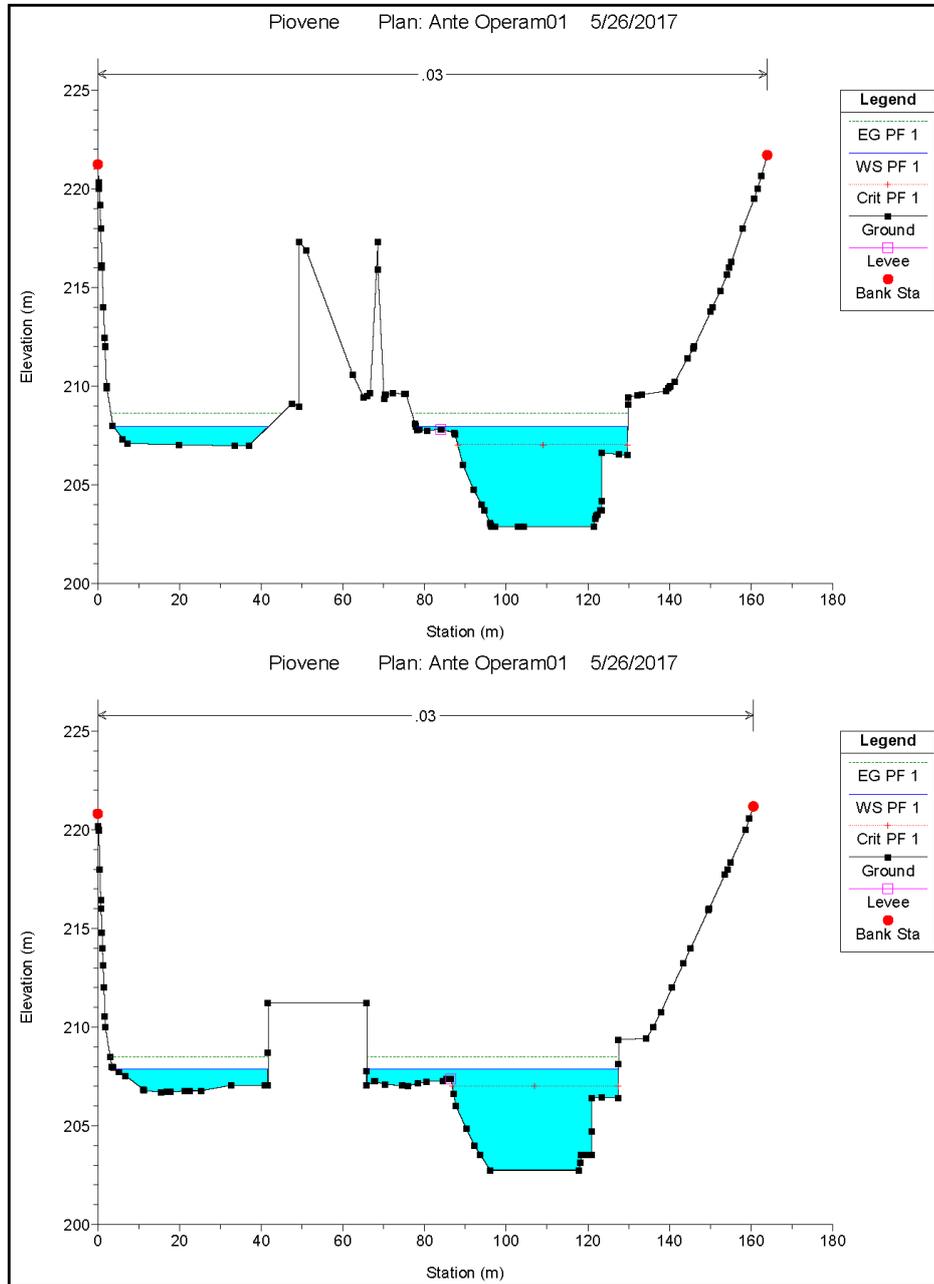


Fig. 7 Sezioni 160 e 150

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

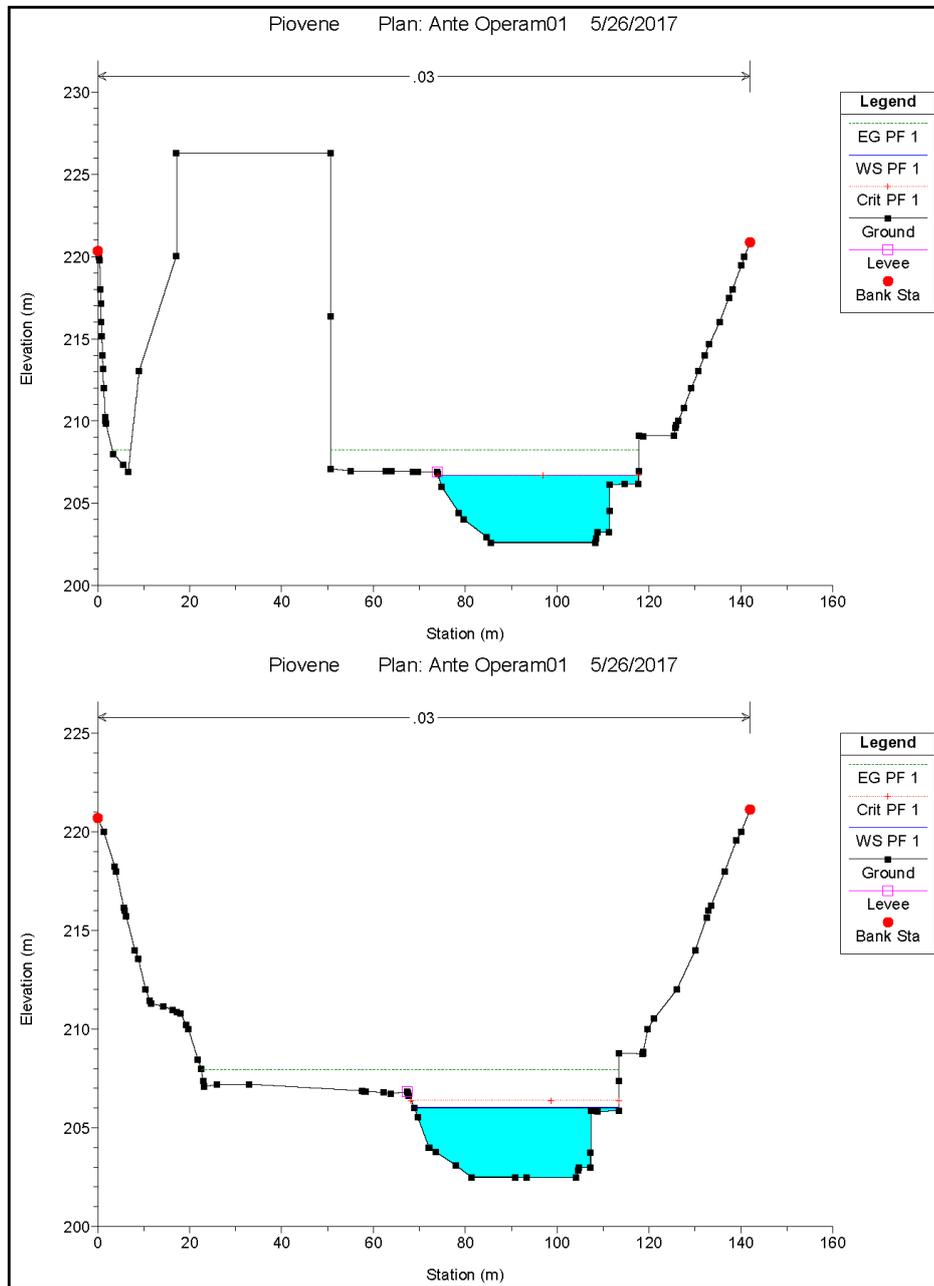


Fig. 8 Sezioni 140 e 130

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

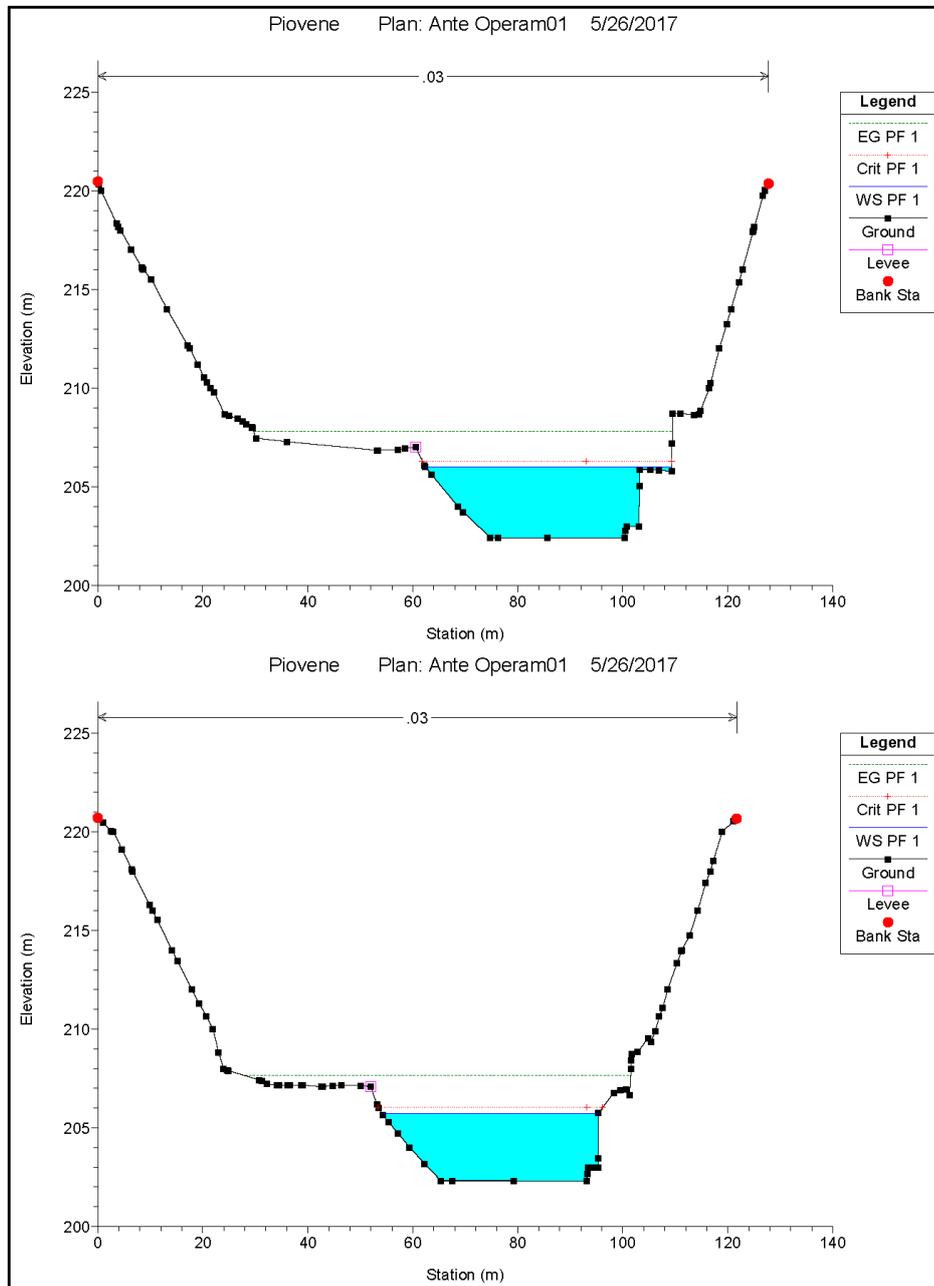


Fig. 9 Sezioni 120 e 110

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

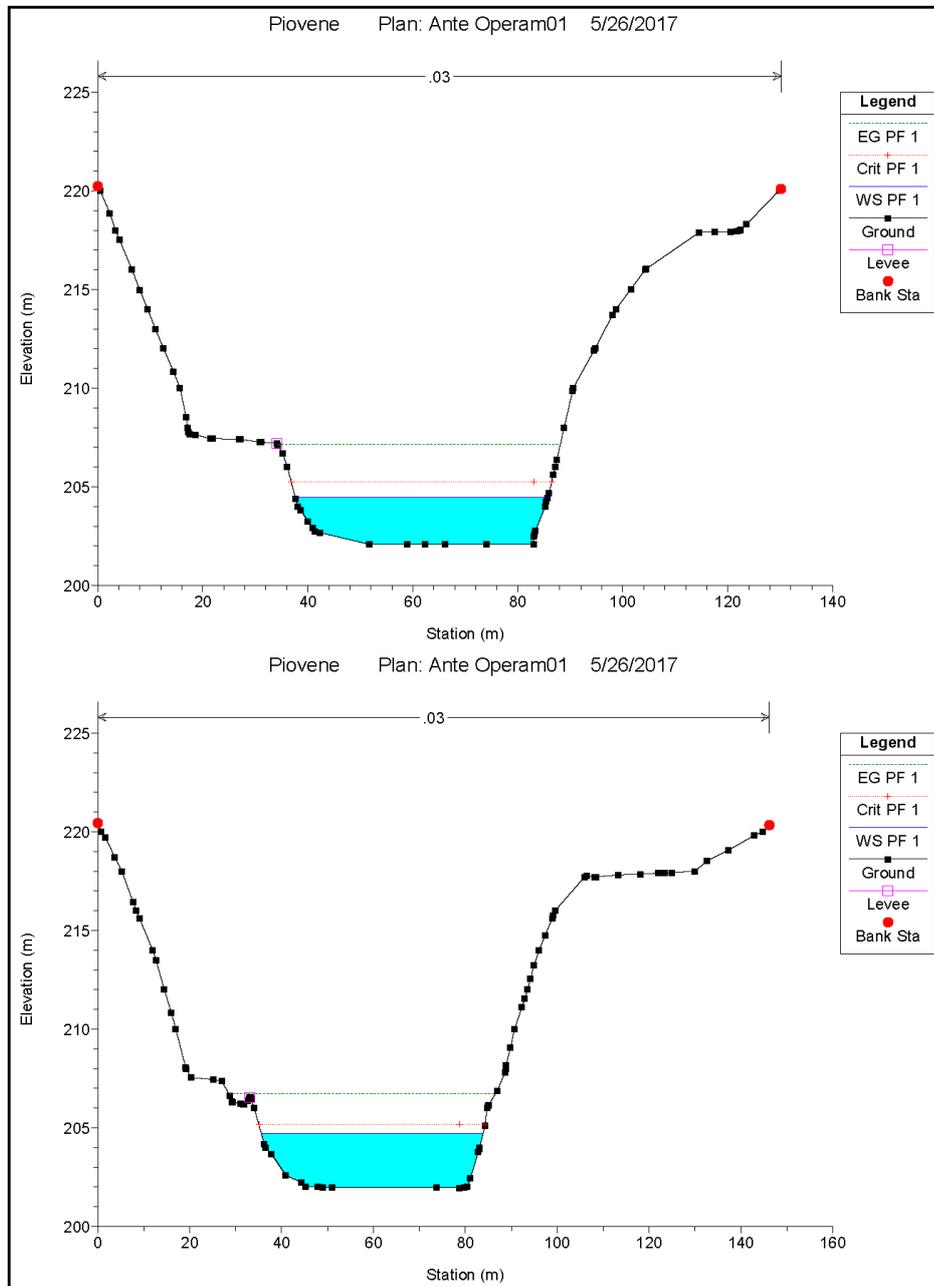


Fig. 10 Sezioni 100 e 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

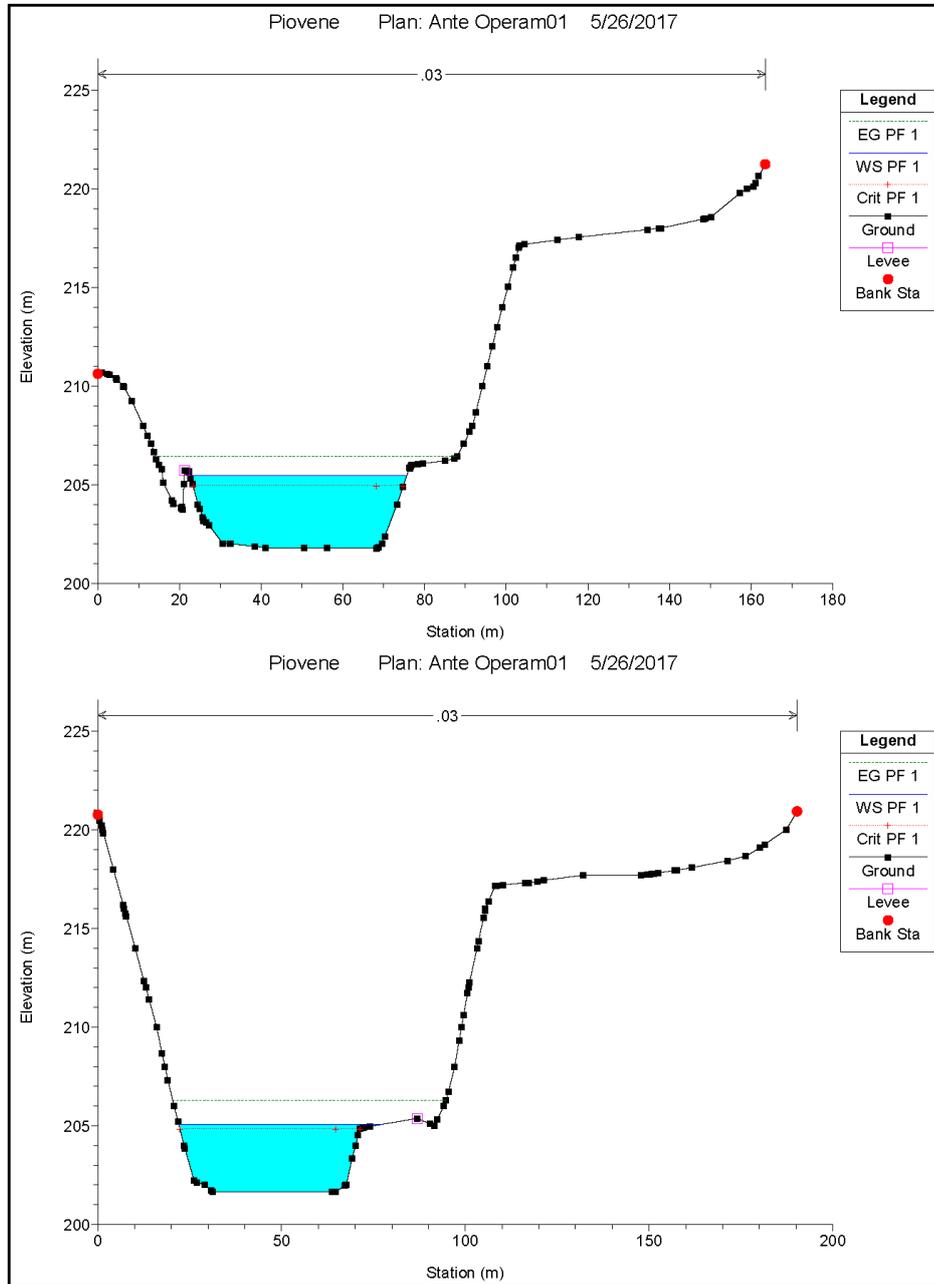


Fig. 11 Sezioni 80 e 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

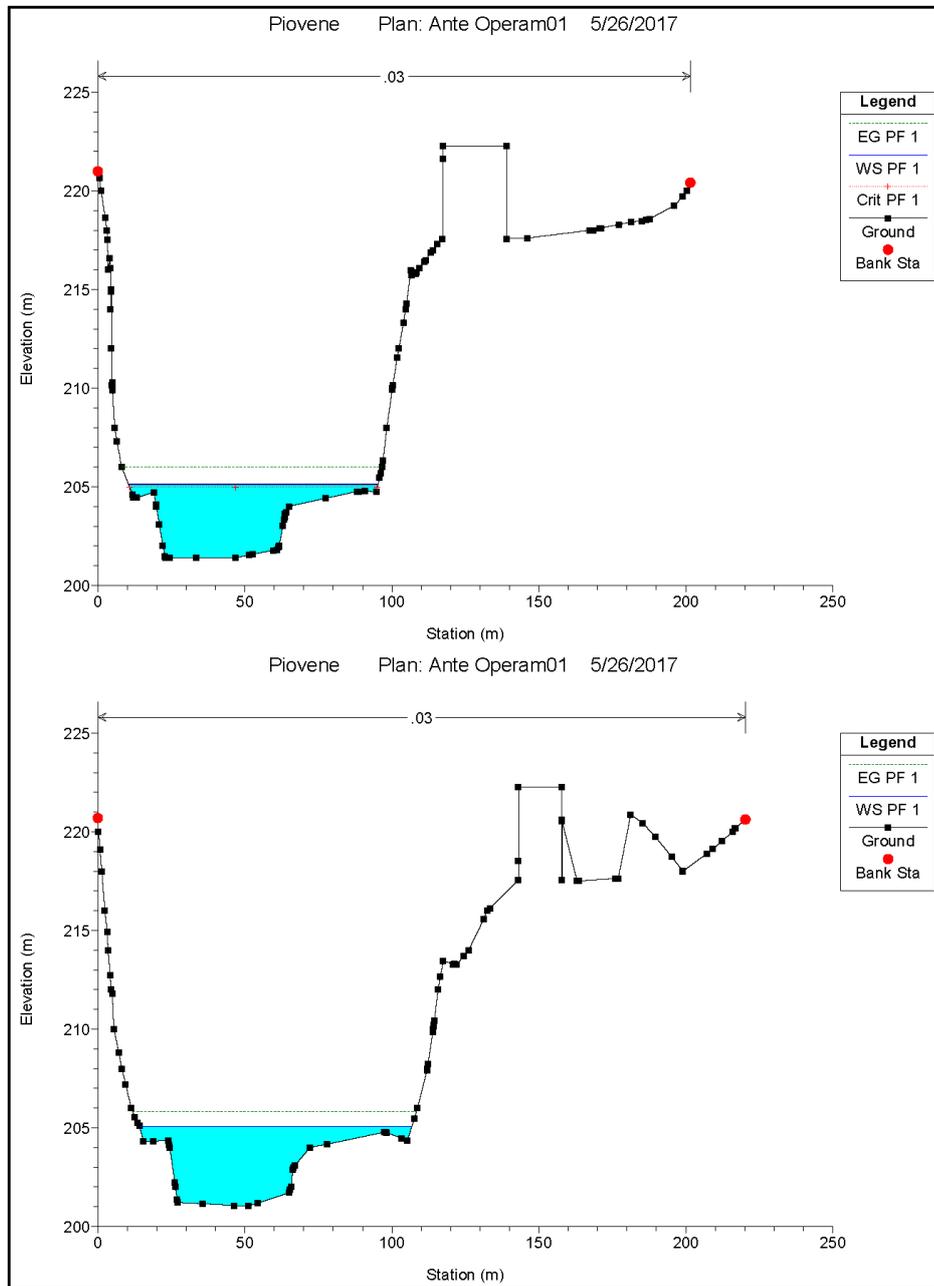


Fig. 12 Sezioni 60 e 50

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

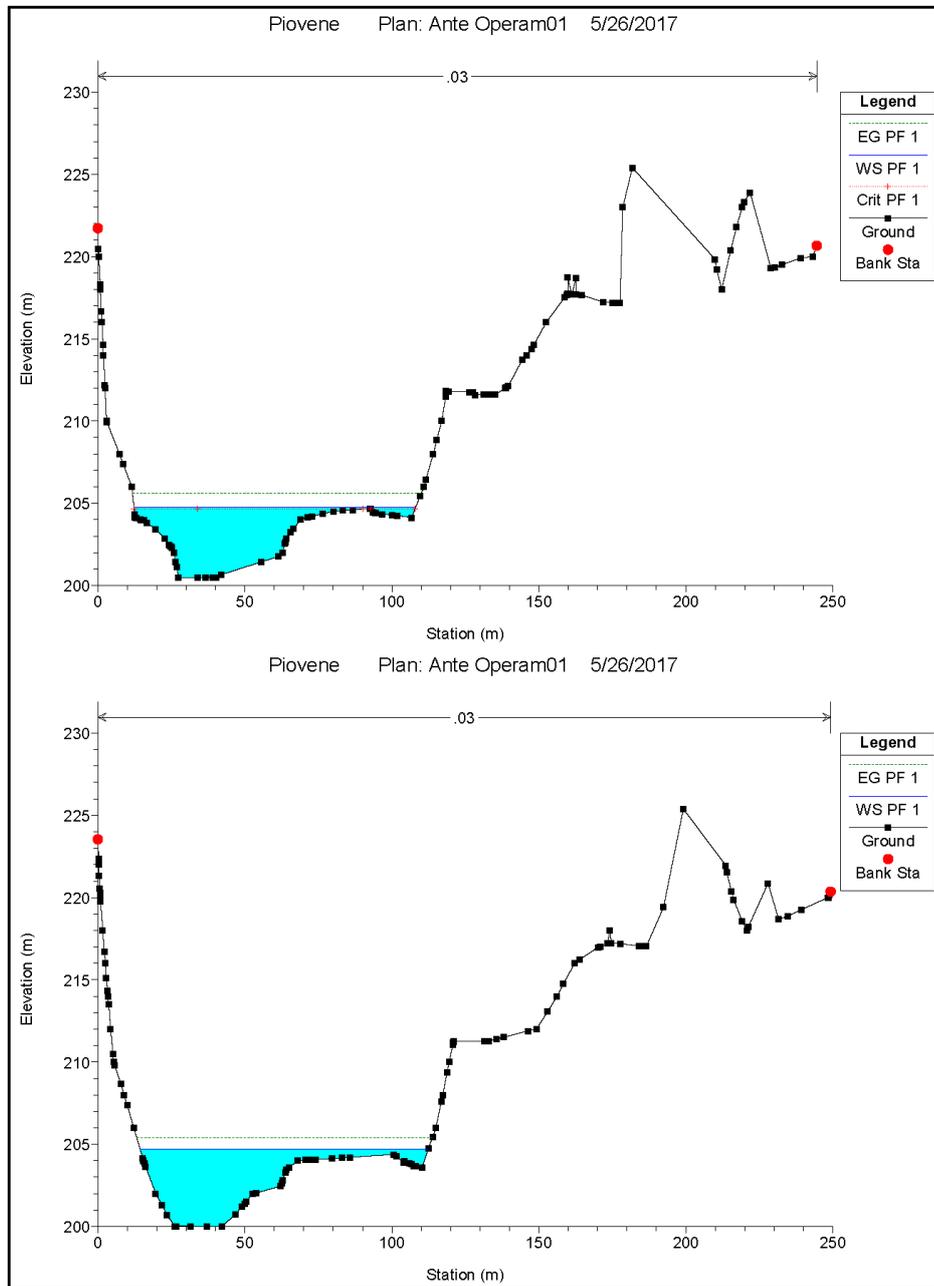


Fig. 13 Sezioni 40 e 30

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

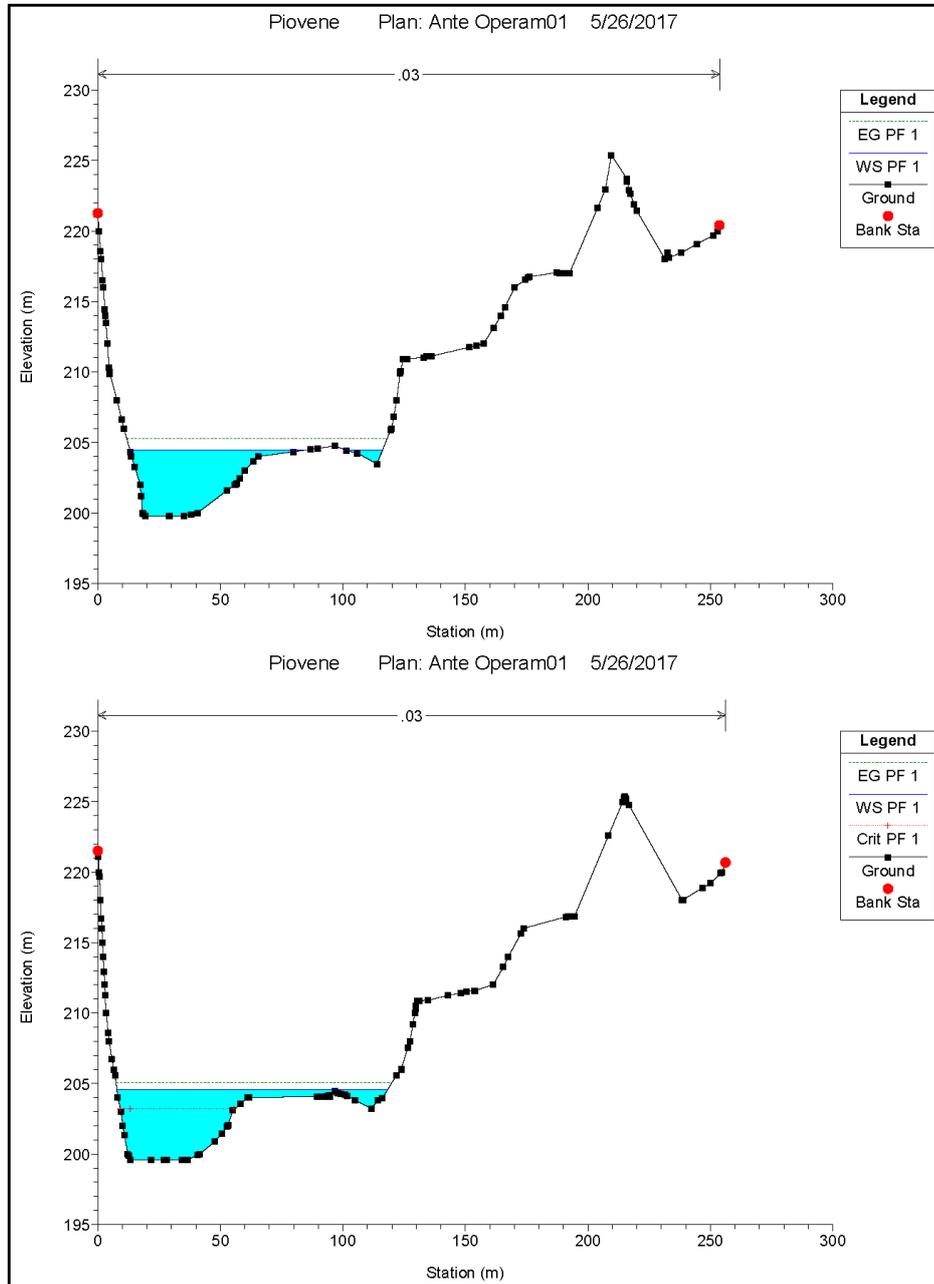


Fig. 14 Sezioni 20 e 10

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

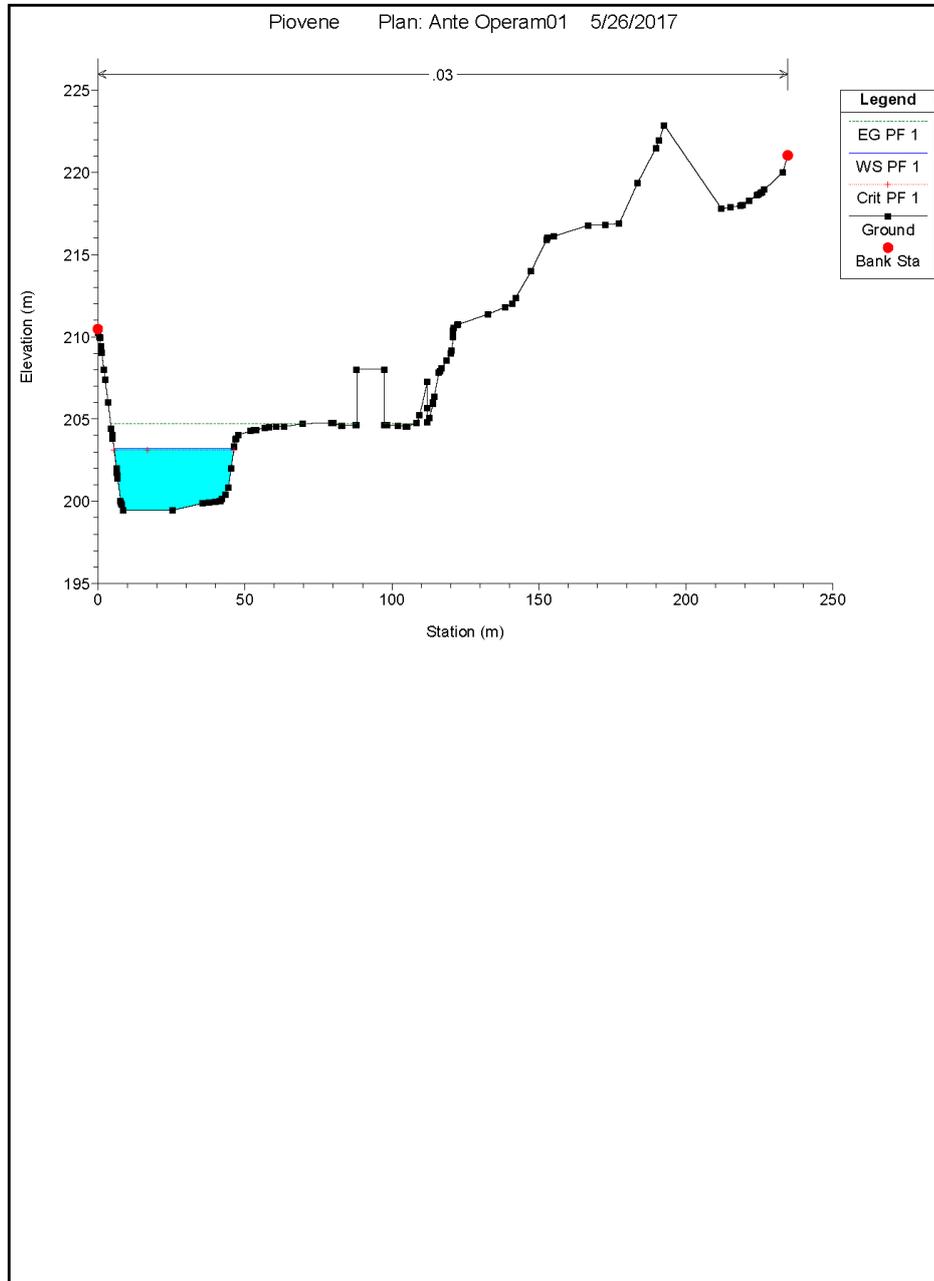


Fig. 15 Sezione 0

Post Operam

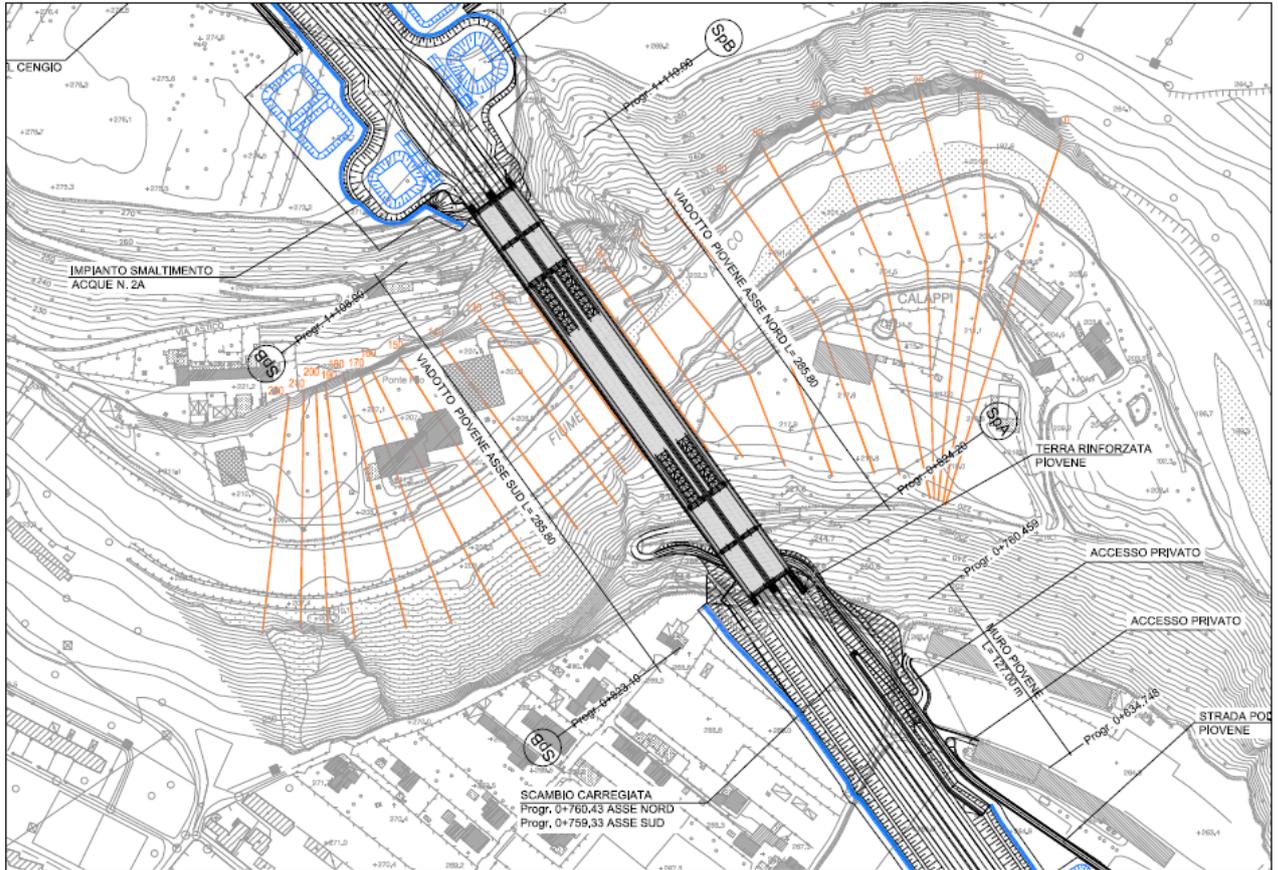


Fig. 16- Sezioni trasversali del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene - condizioni Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

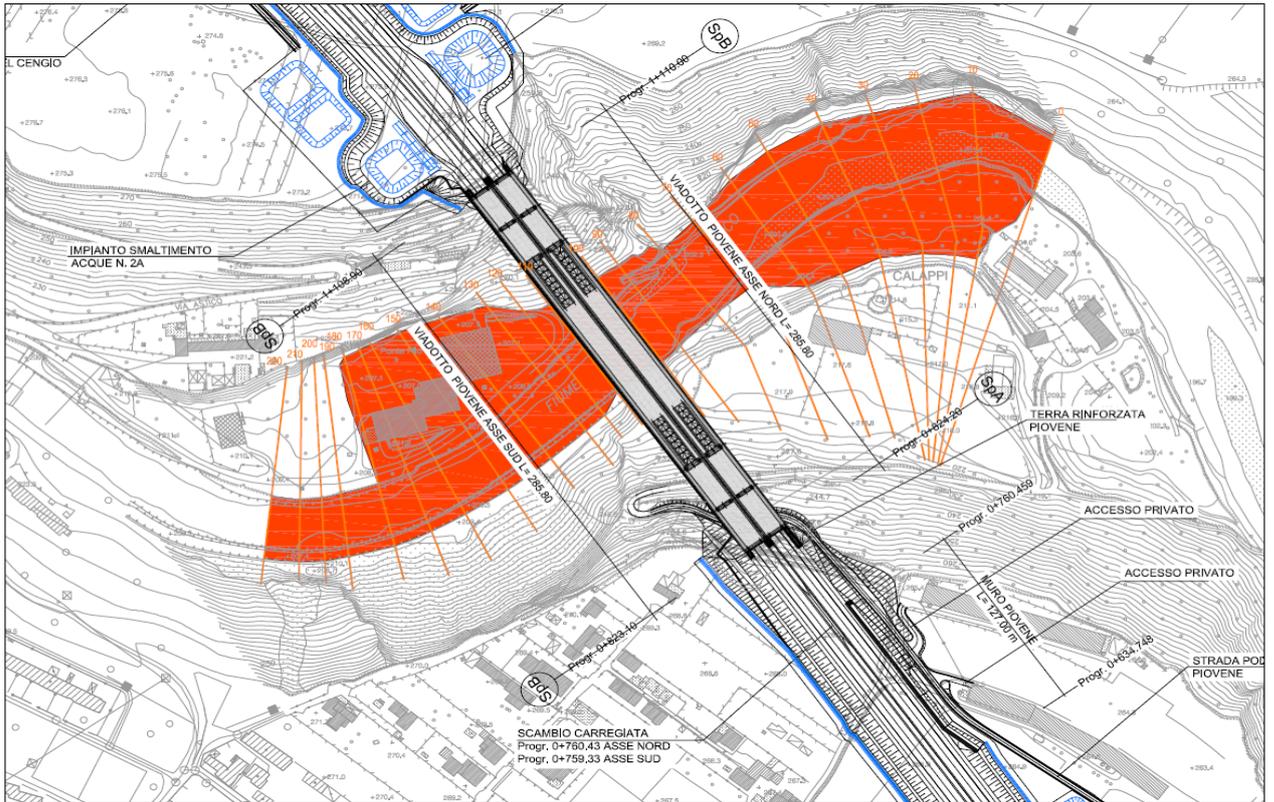


Fig. 17- Aree di esondazione del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene – Portata duecentennale – Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

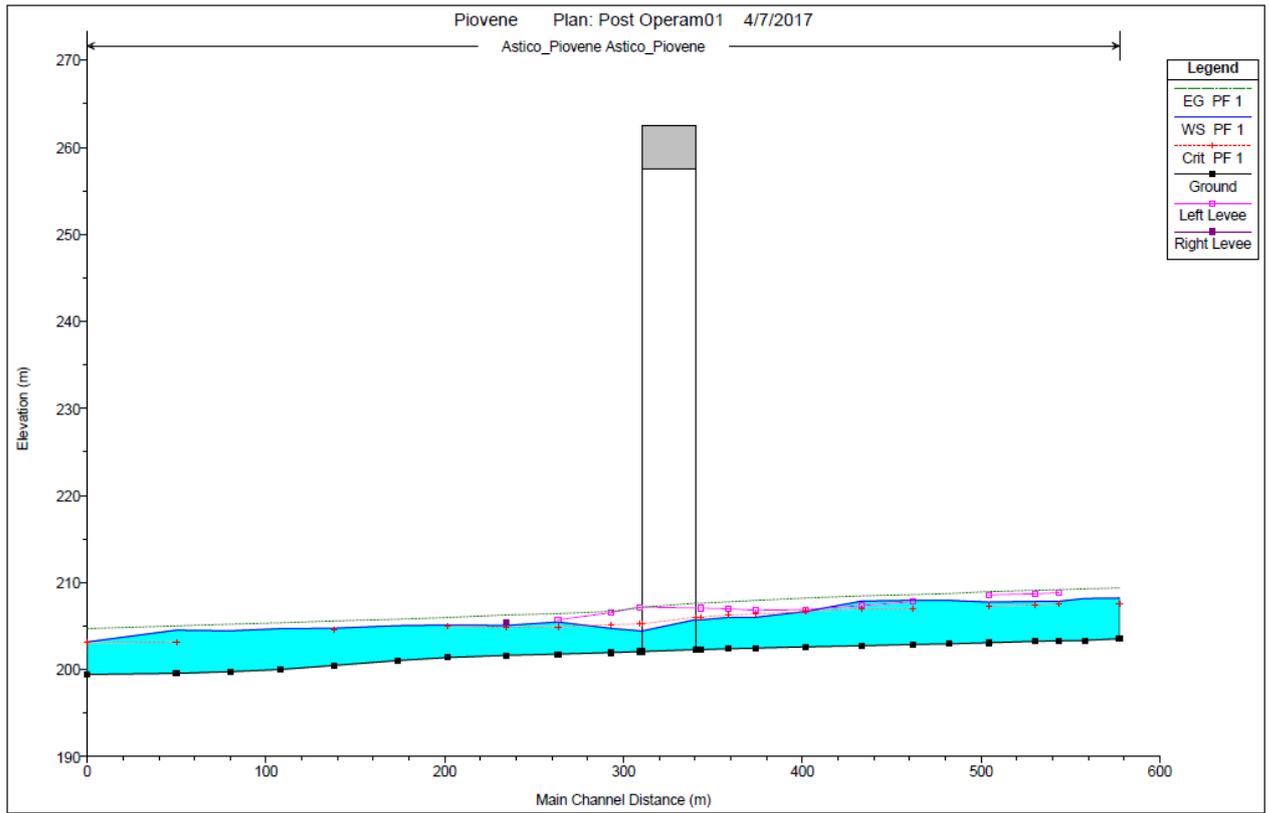


Fig. 18- Profilo longitudinale del Fiume Astico in corrispondenza del viadotto Piovene – Portata duecentennale – Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

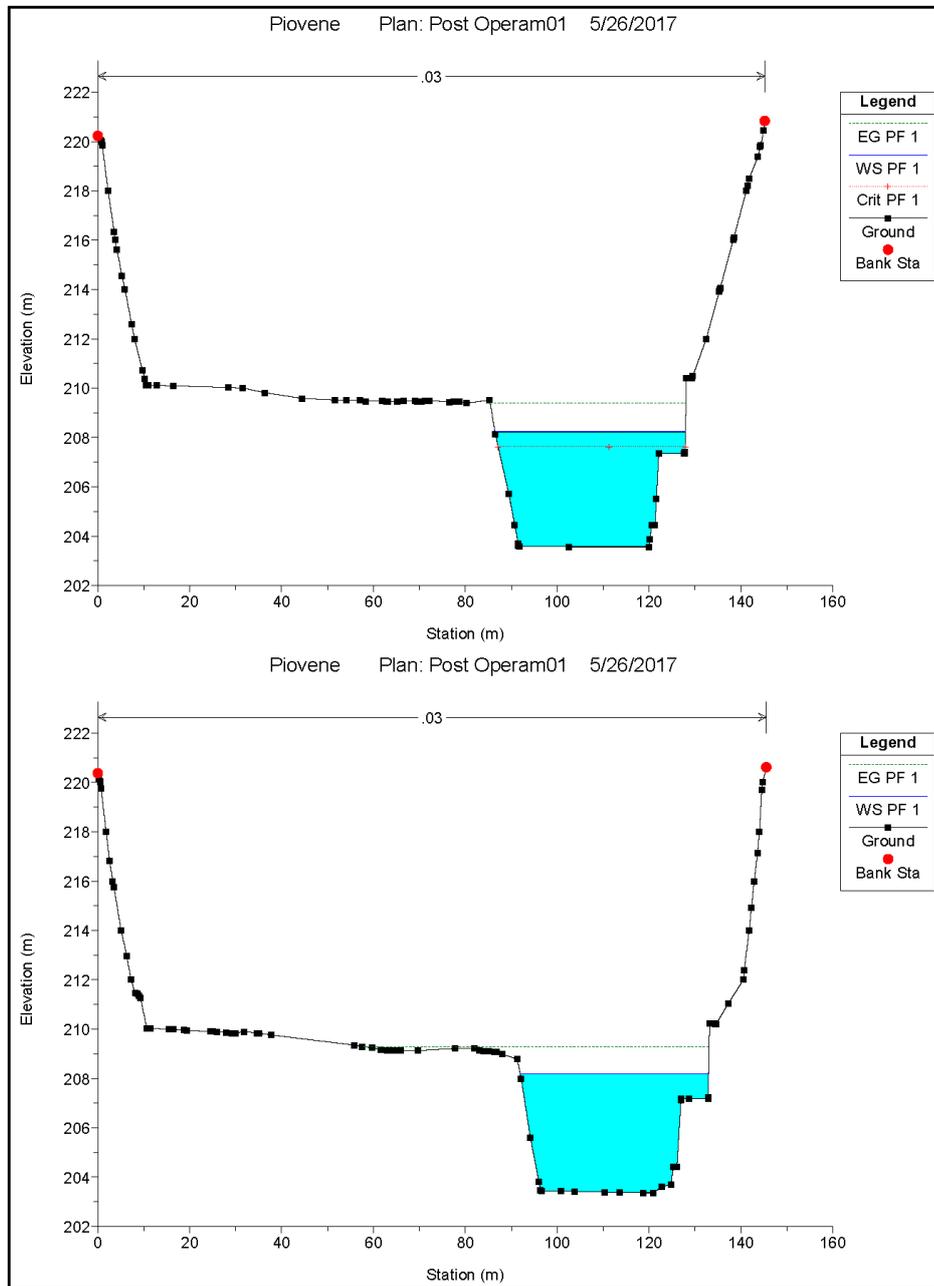


Fig. 19 Sezioni 220 e 210

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

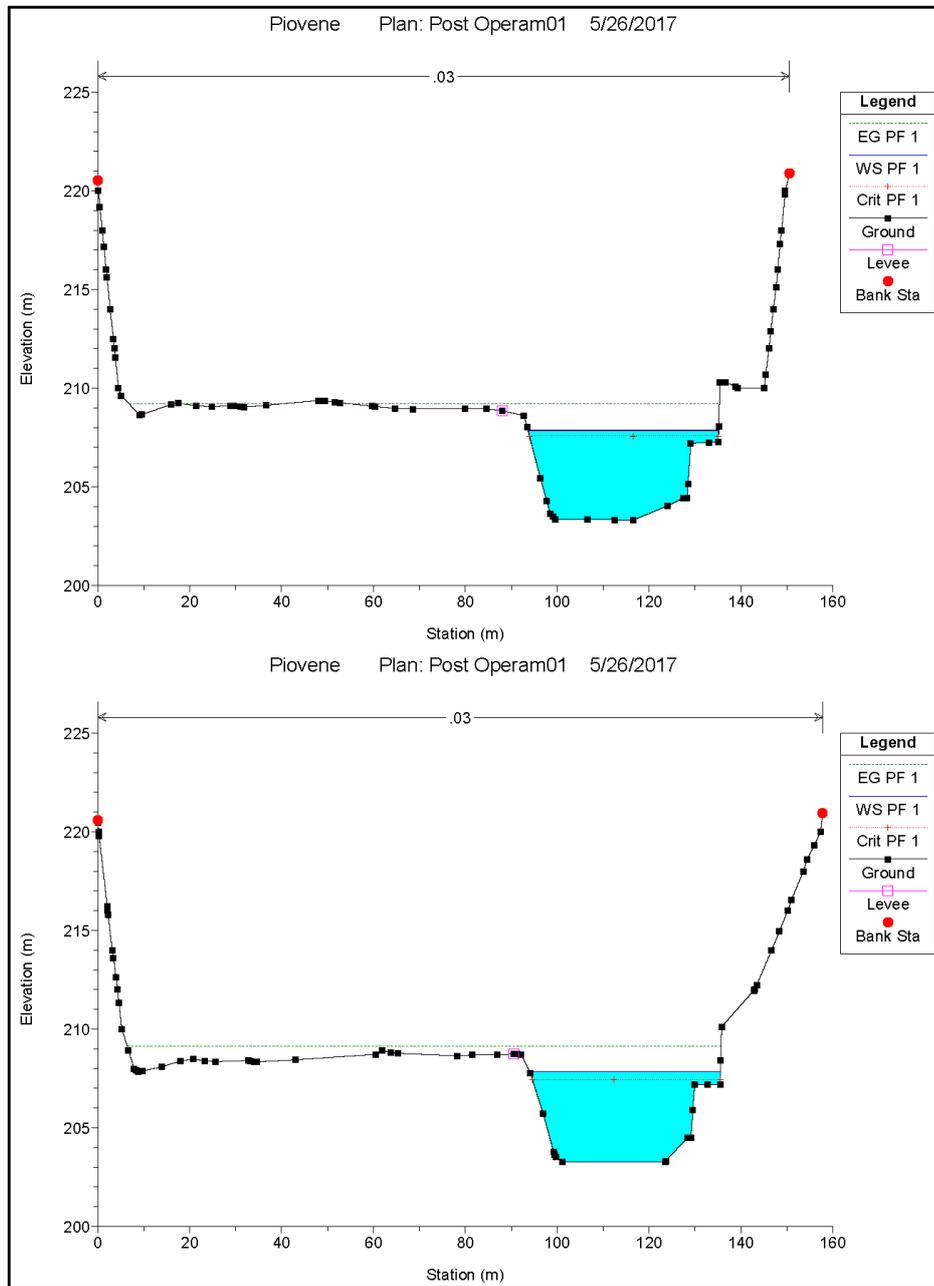


Fig. 20 Sezioni 200 e 190

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

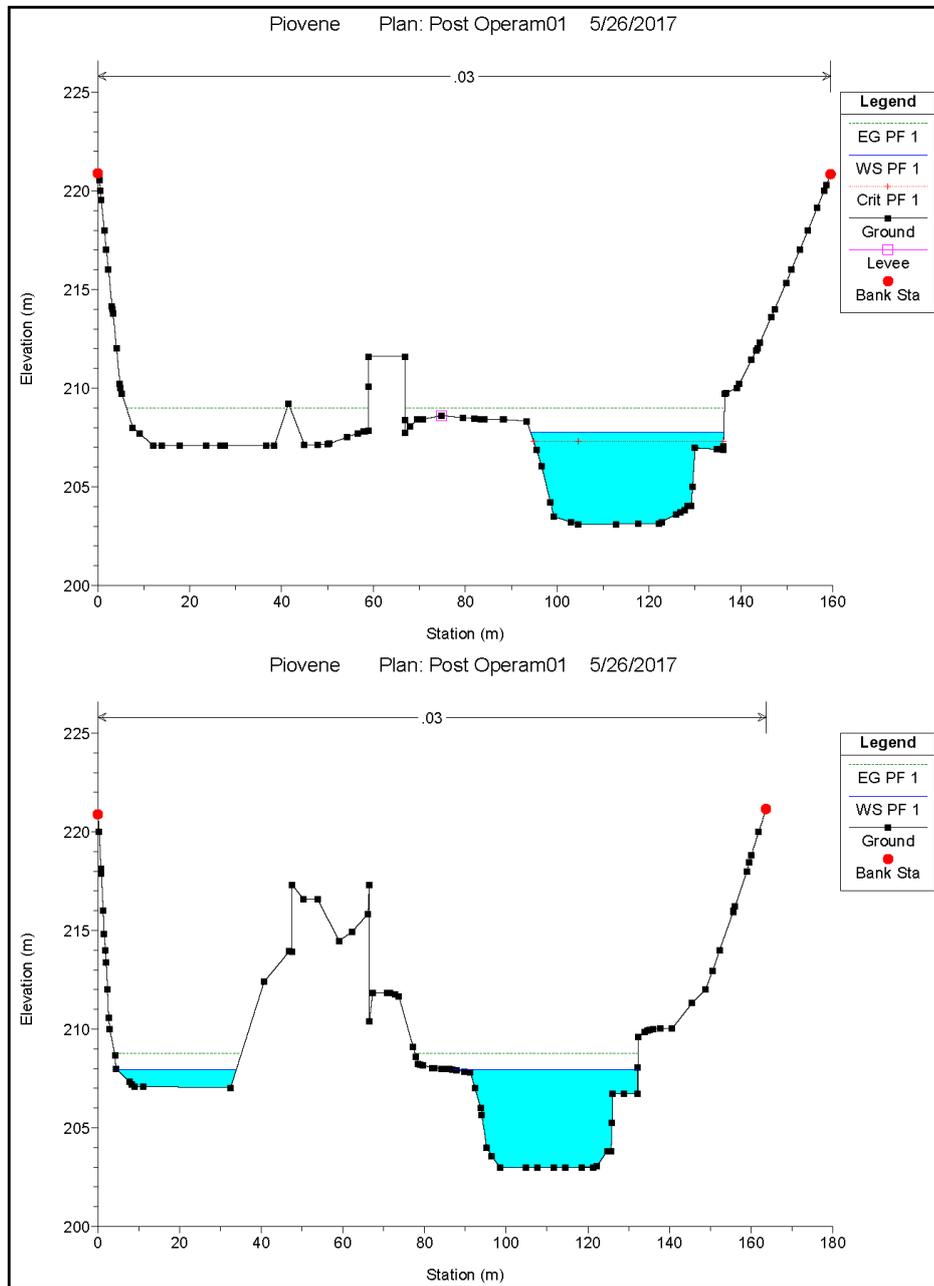


Fig. 21 Sezioni 180 e 170

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

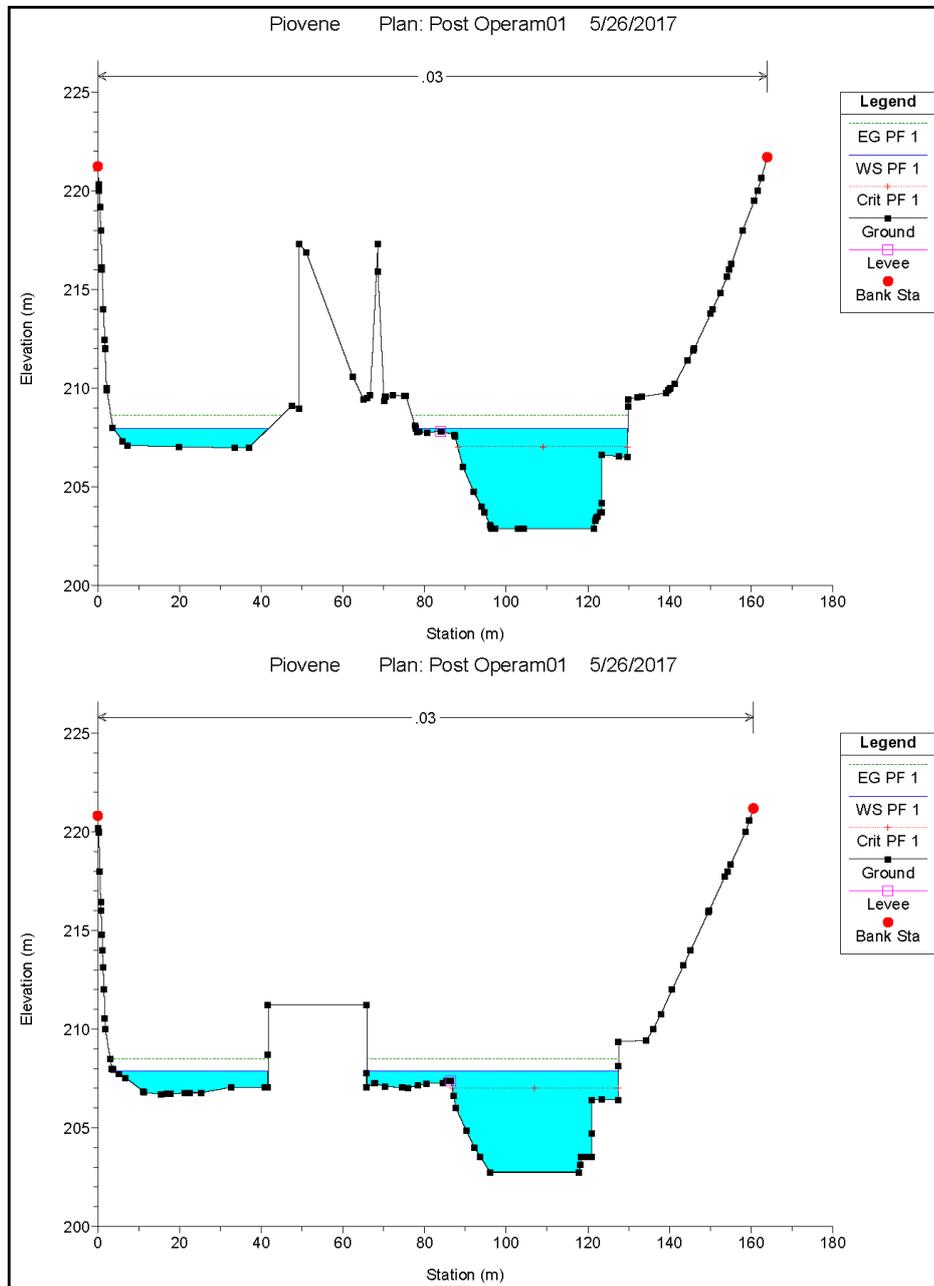


Fig. 22 Sezioni 160 e 150

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

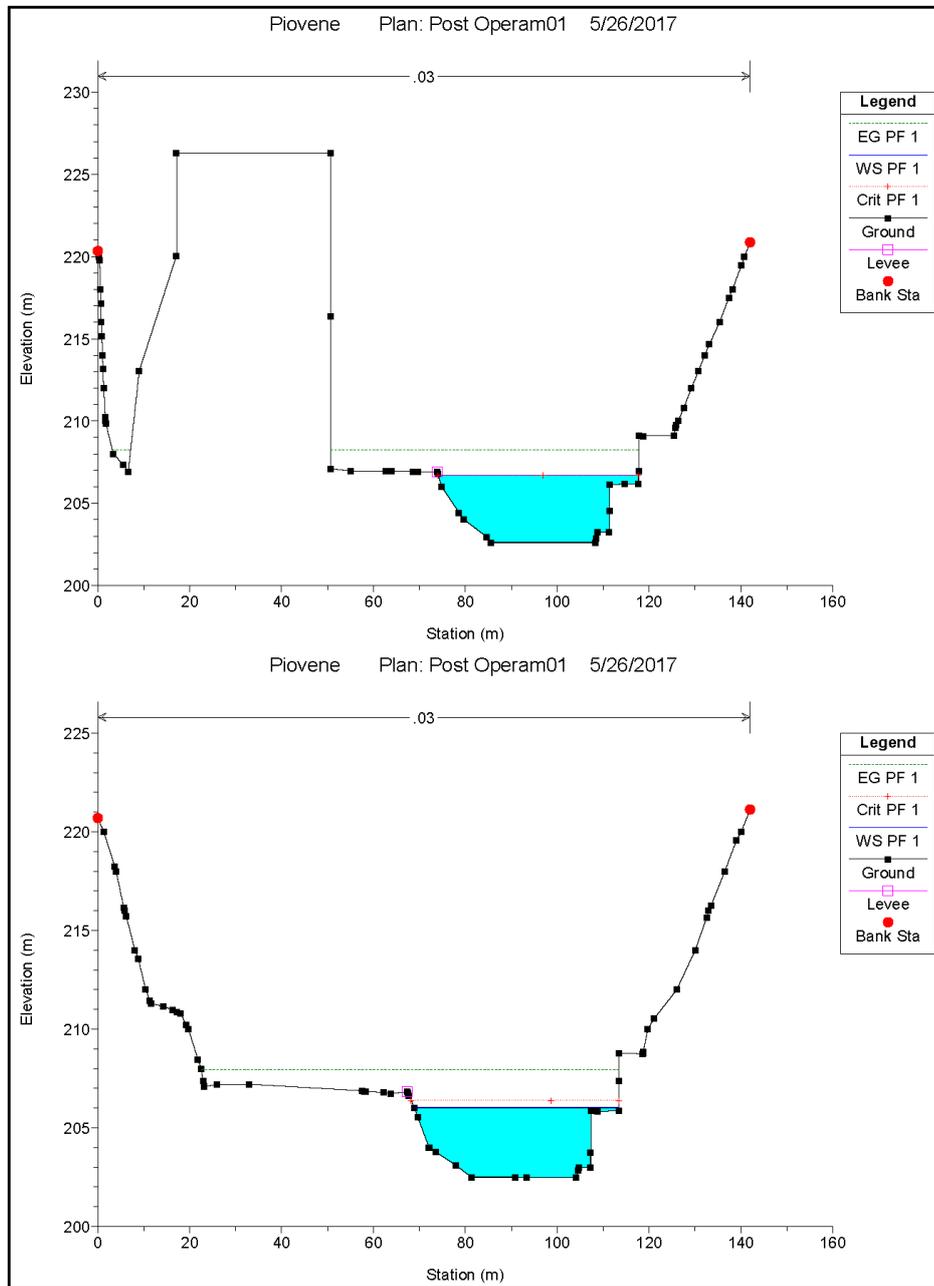


Fig. 23 Sezioni 140 e 130

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

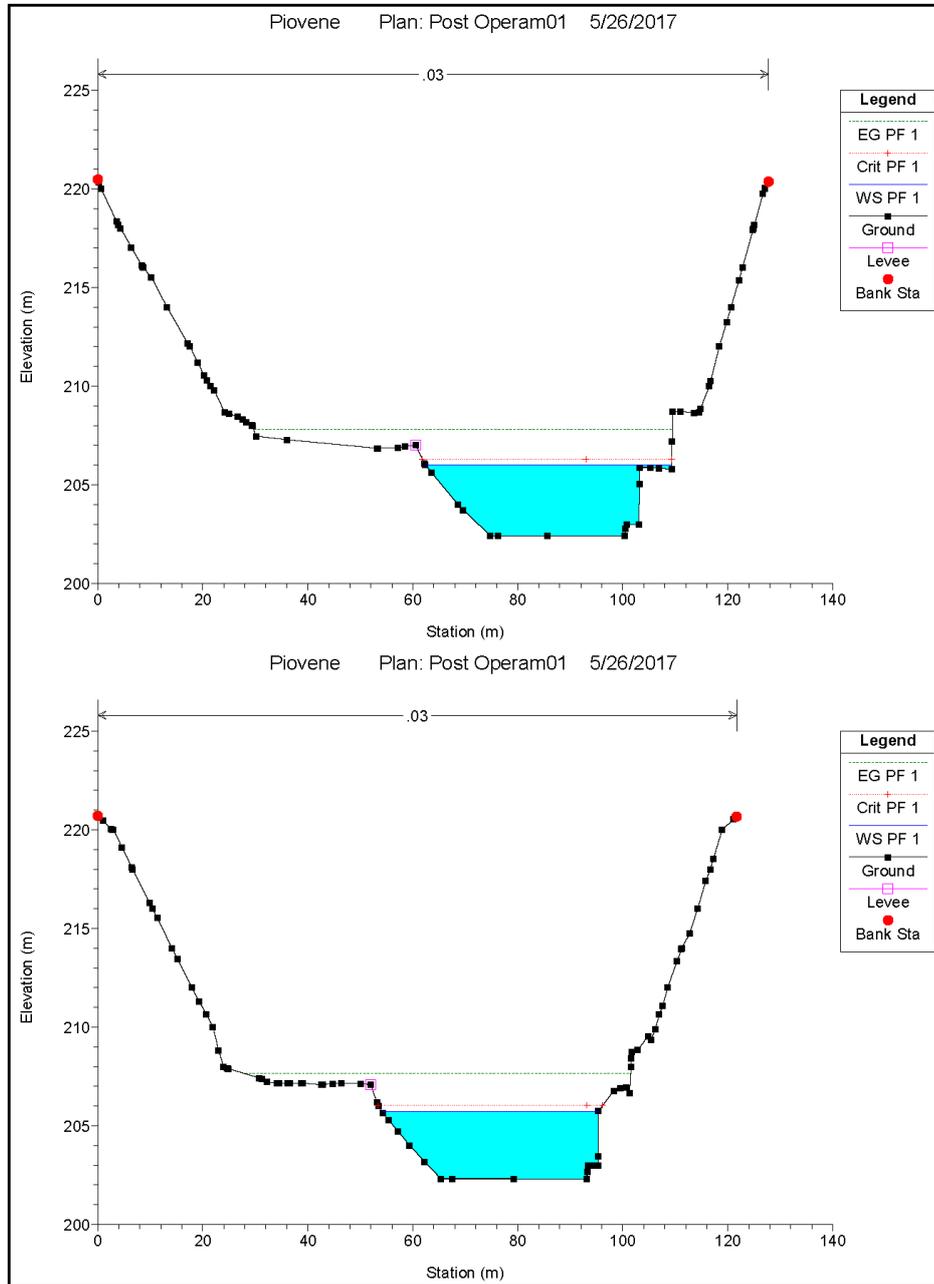


Fig. 24 Sezioni 120 e 110

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

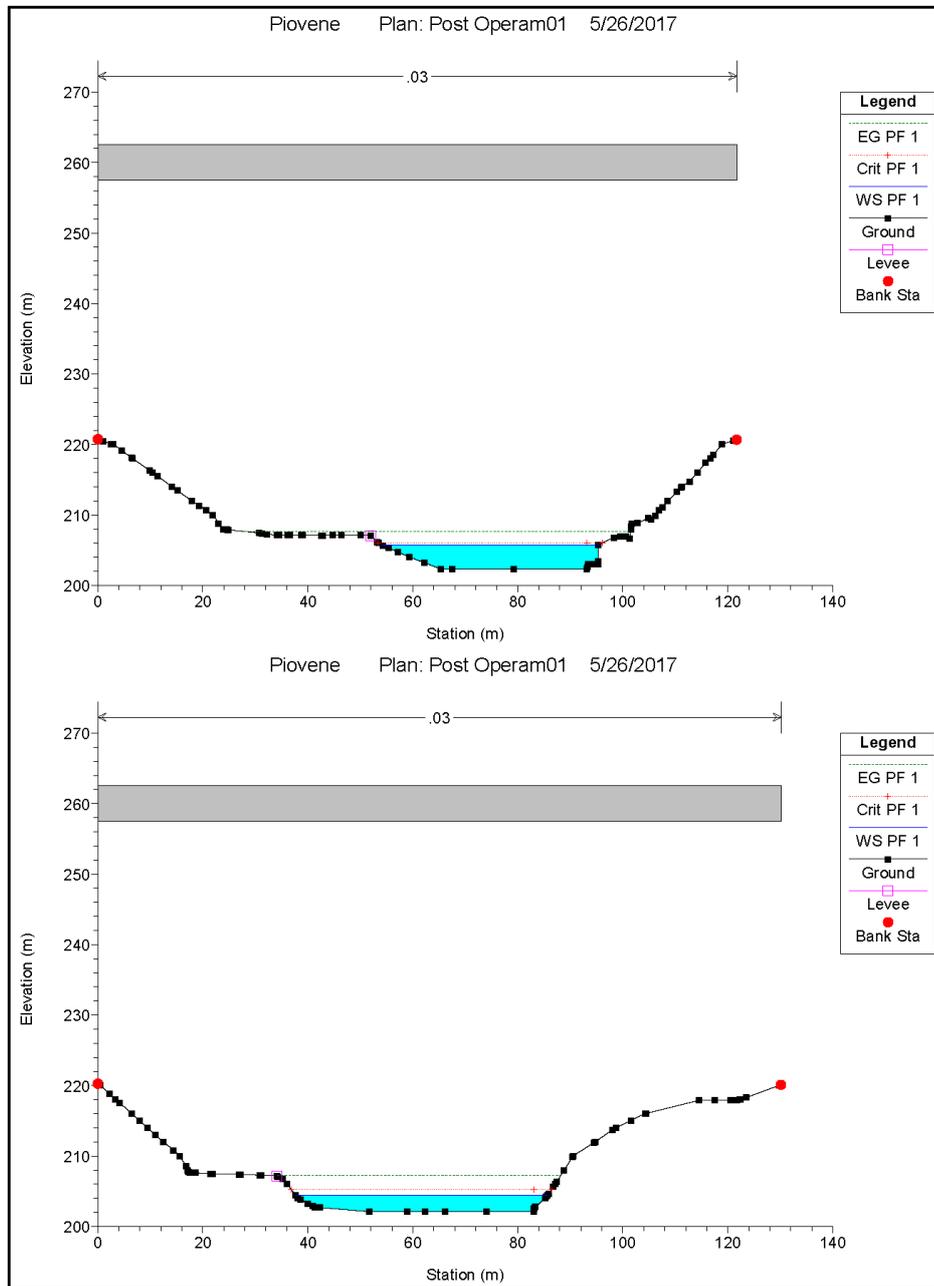


Fig. 25 Sezioni 105

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

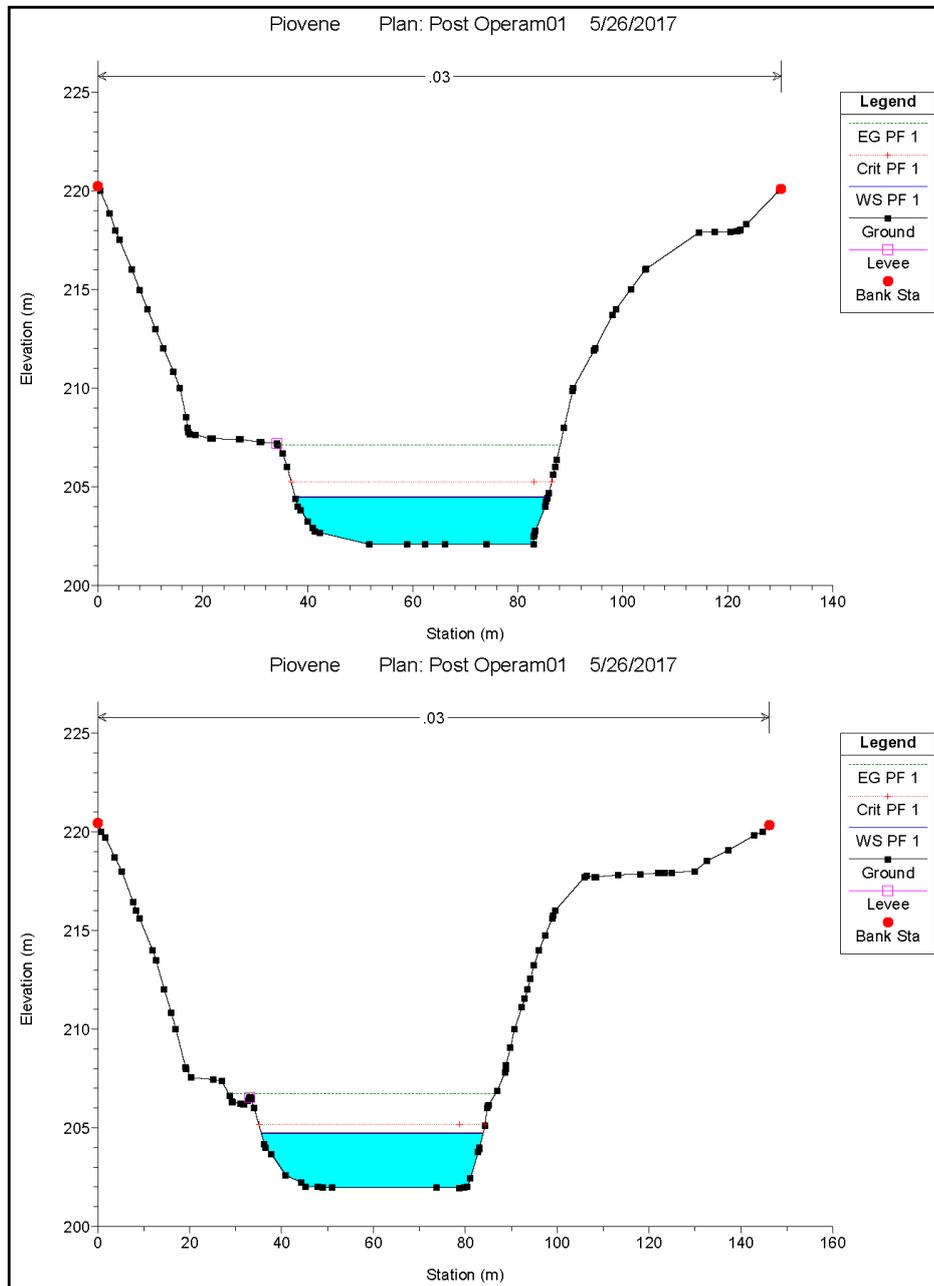


Fig. 26 Sezioni 100 e 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

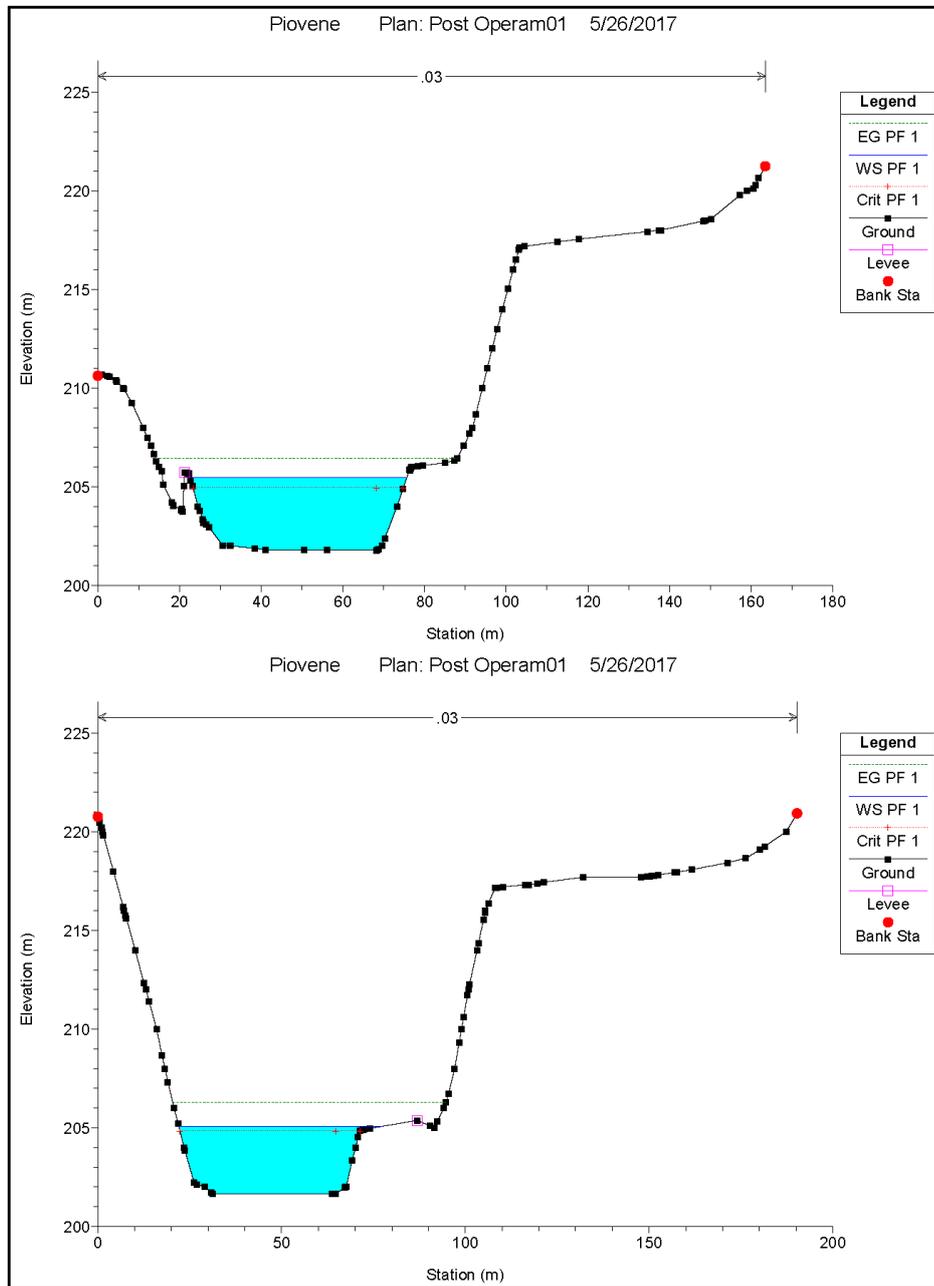


Fig. 27 Sezioni 80 e 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

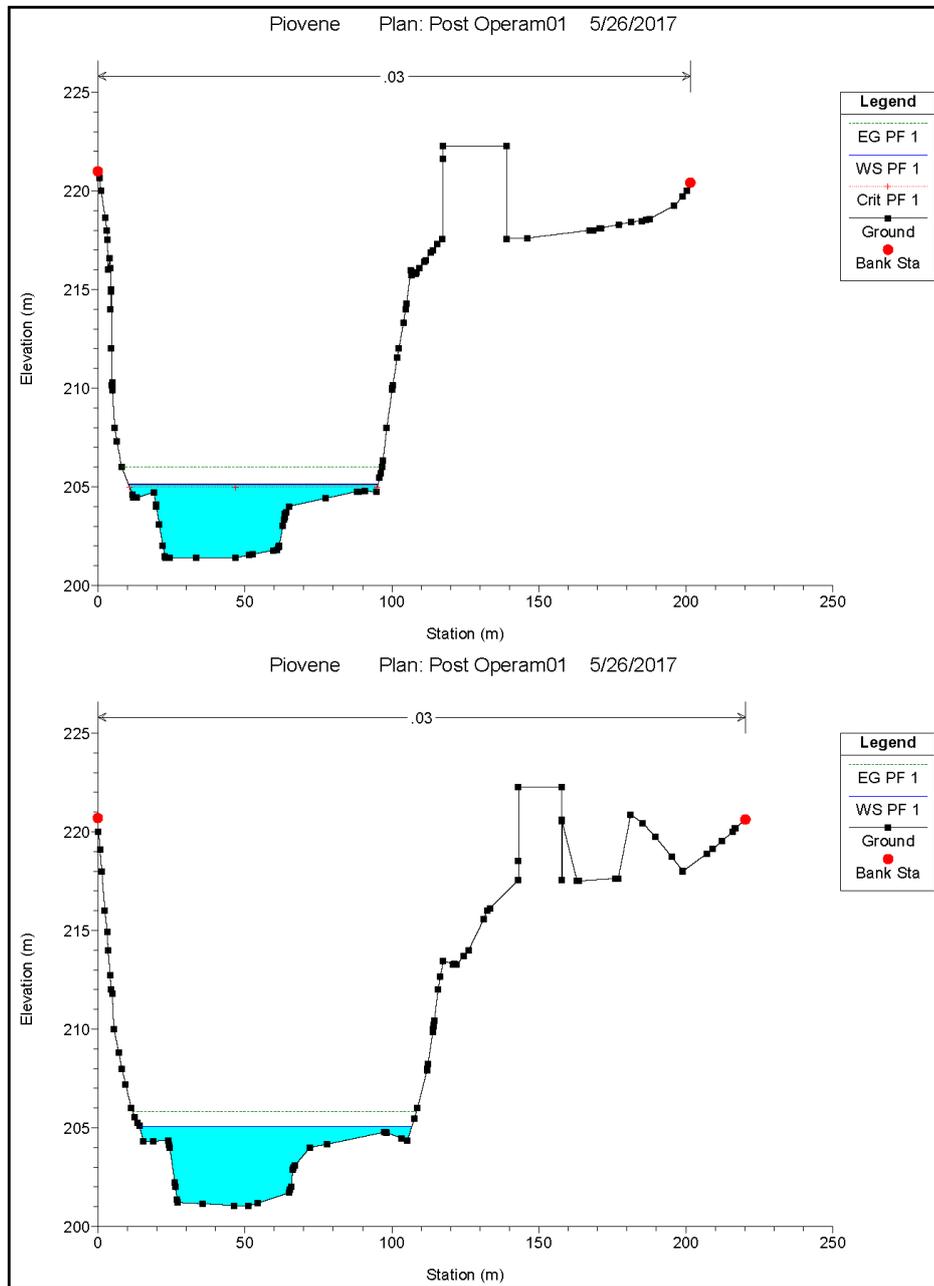


Fig. 28 Sezioni 60 e 50

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

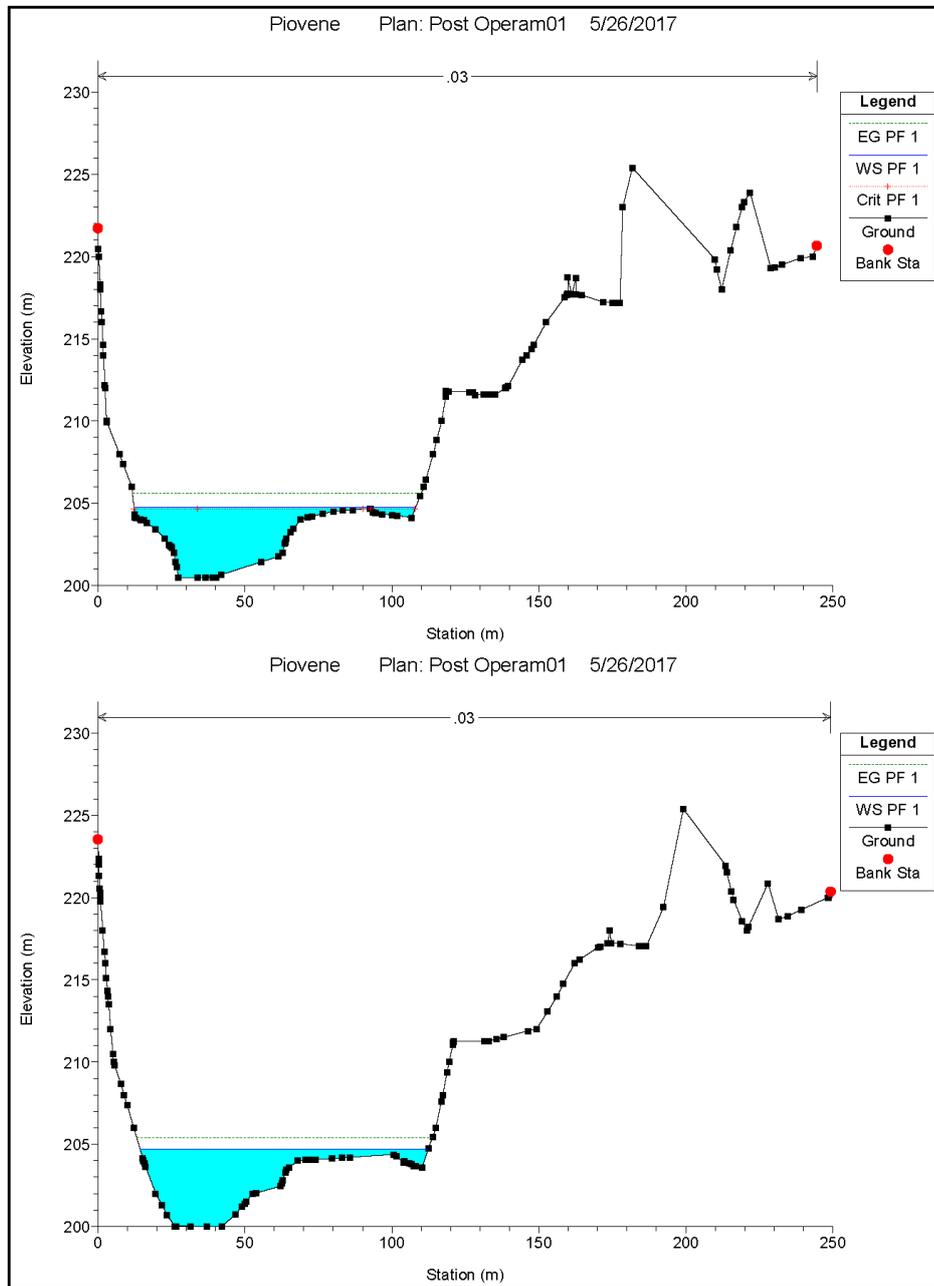


Fig. 29 Sezioni 40 e 30

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

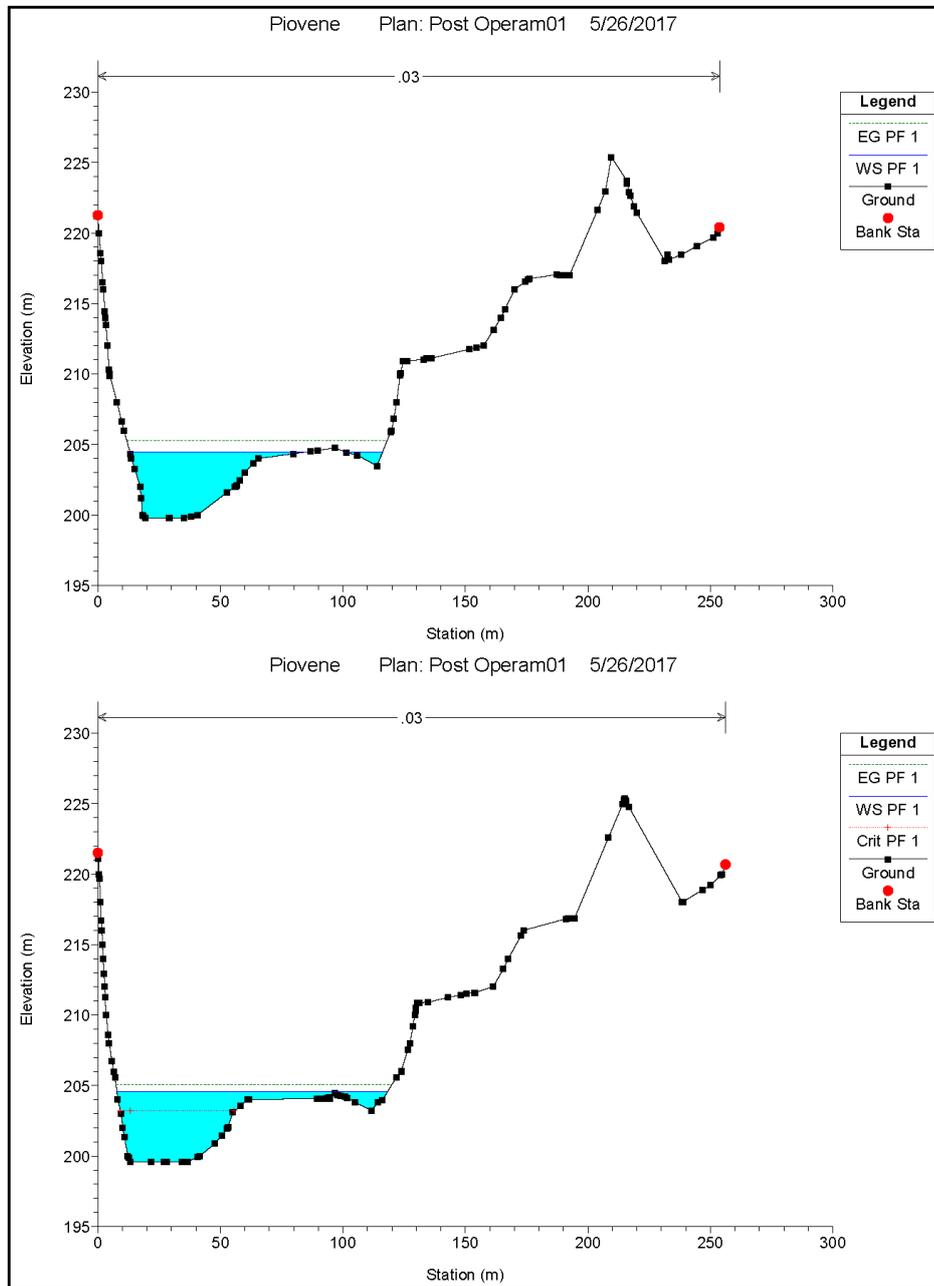


Fig. 30 Sezioni 20 e 10

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

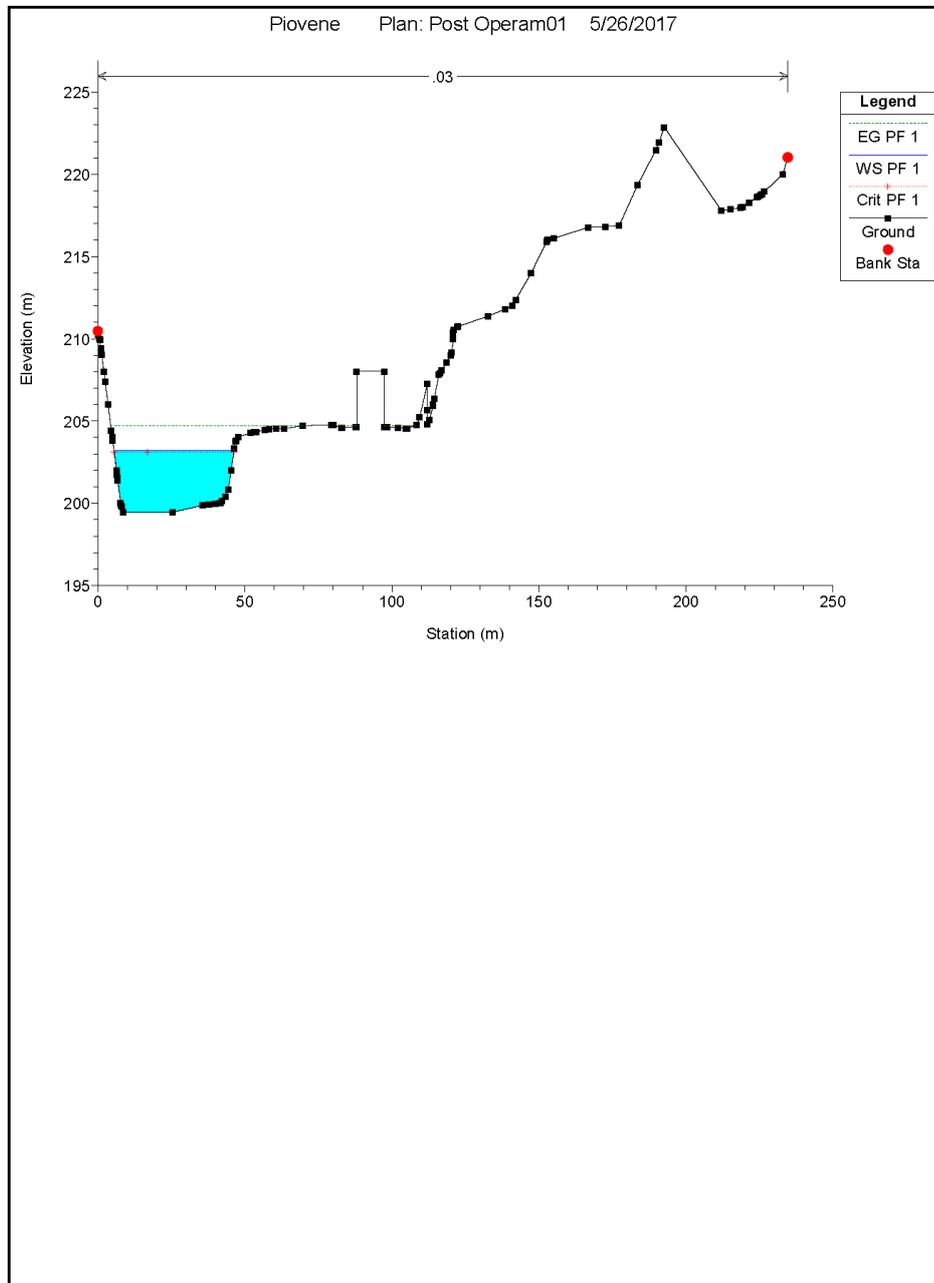


Fig. 31 Sezione 0

J.1 Il torrente Assa – viadotto Assa

Ante Operam

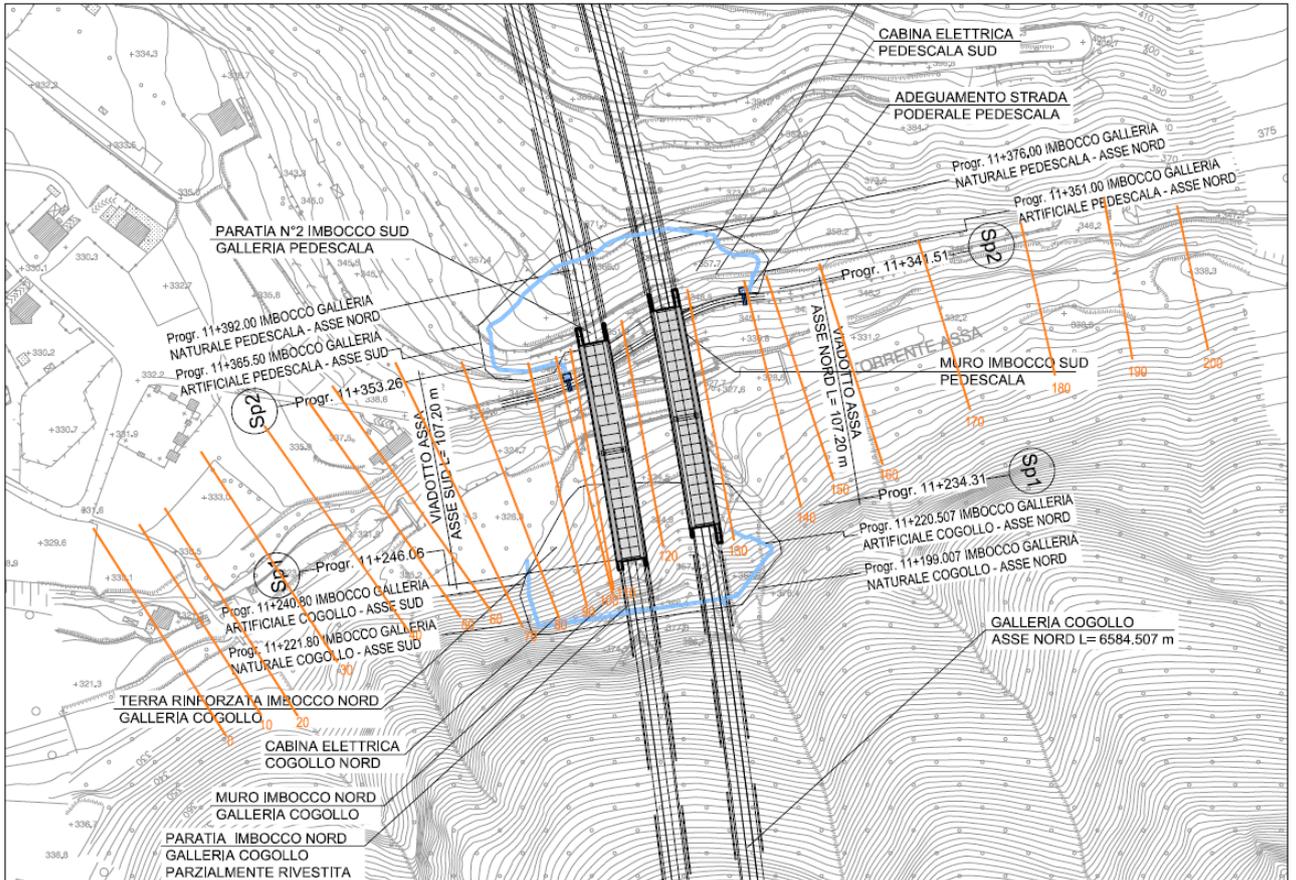


Fig. 32- Sezioni trasversali del Torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa - condizioni Ante Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

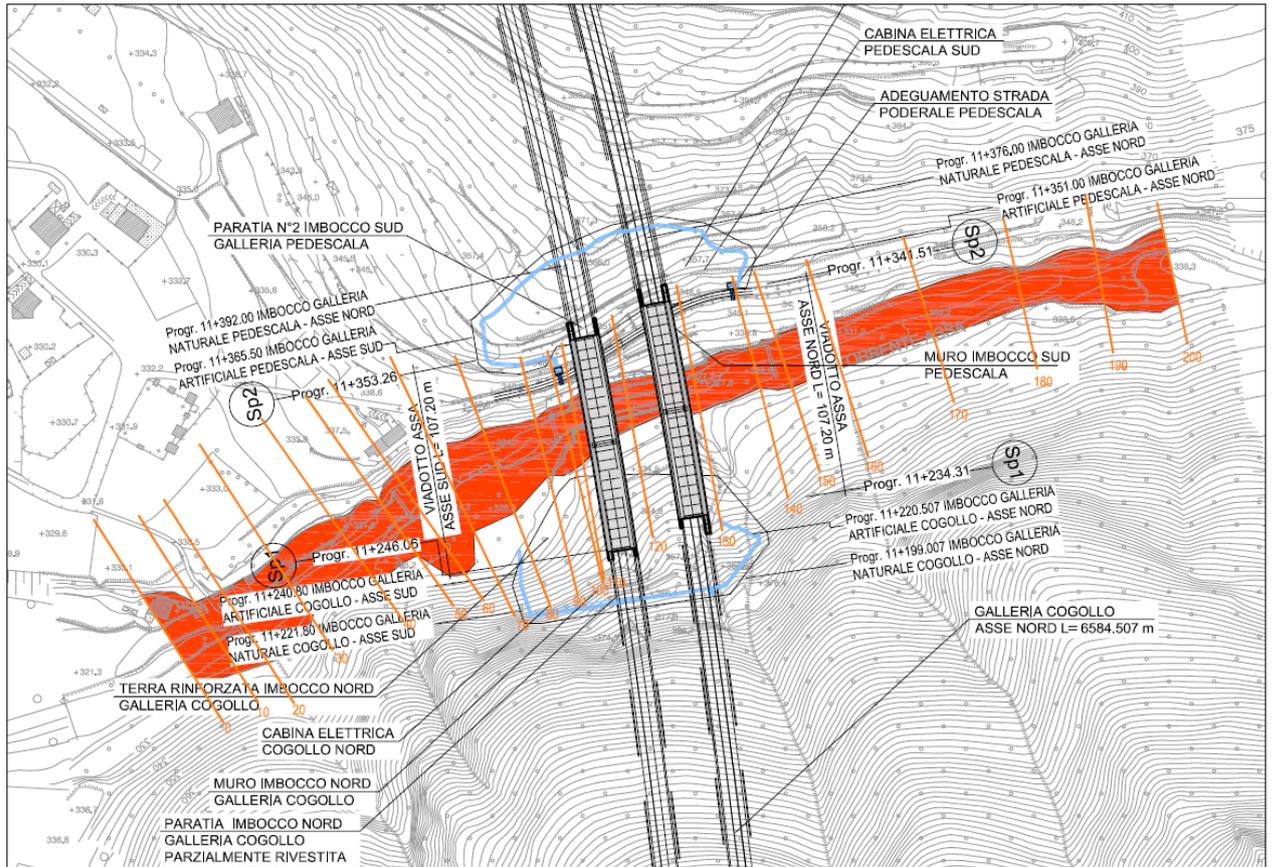


Fig. 33- Aree di esondazione del torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa – Portata duecentennale – Stato attuale

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

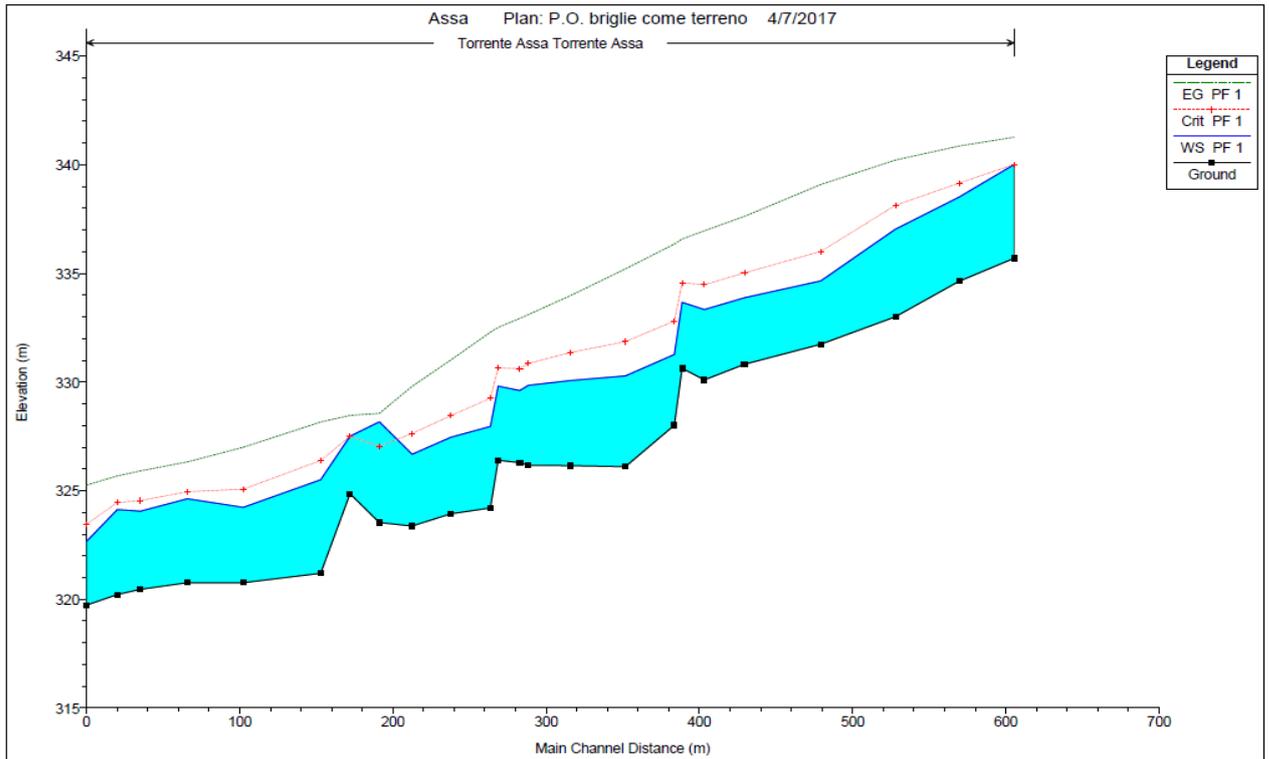


Fig. 34- Profilo longitudinale del torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa – Portata duecentennale – Stato attuale

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

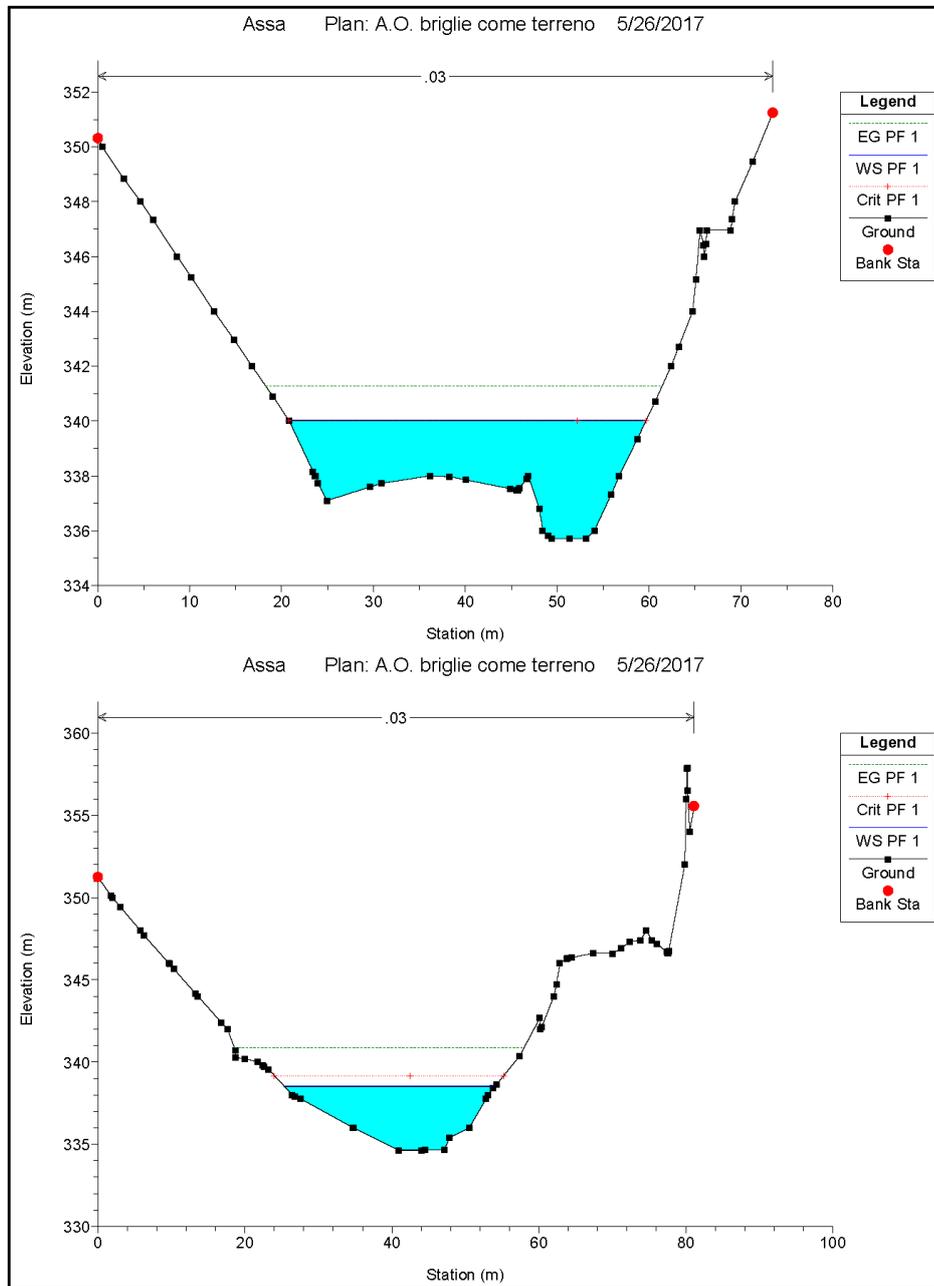


Fig. 35 Sezioni 200 e 190

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

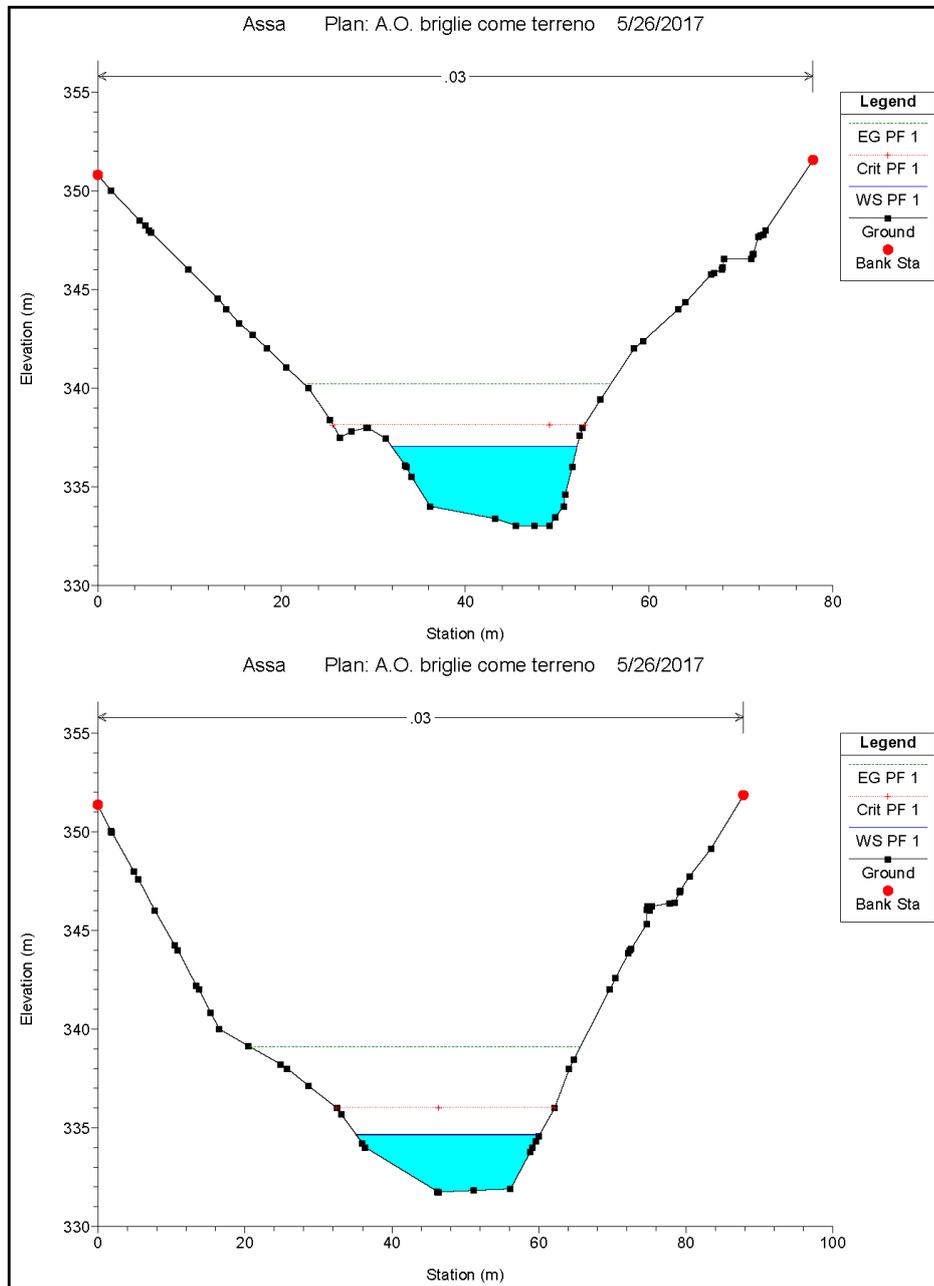


Fig. 36 Sezioni 180 e 170

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

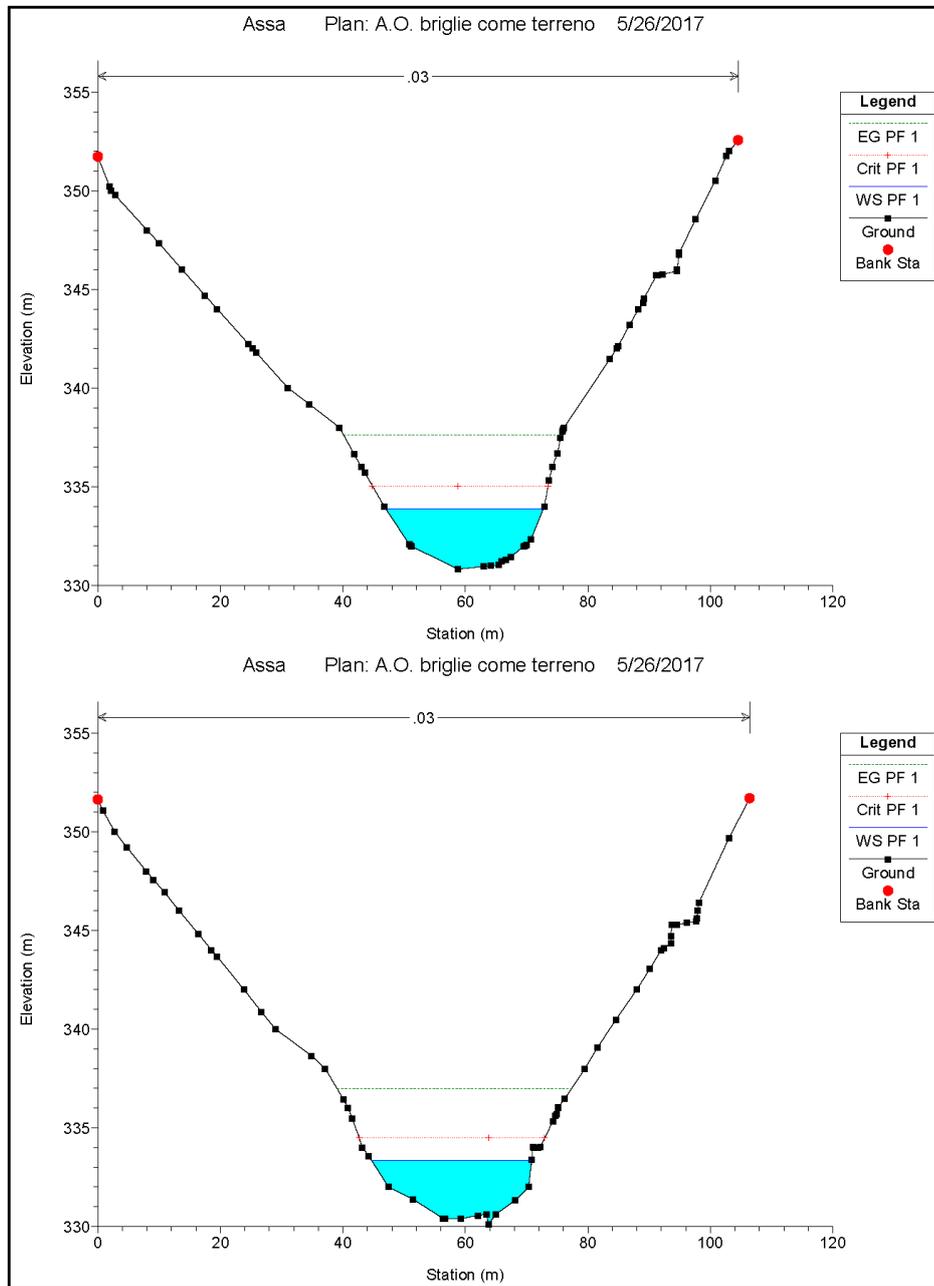


Fig. 37 Sezioni 160 e 150

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

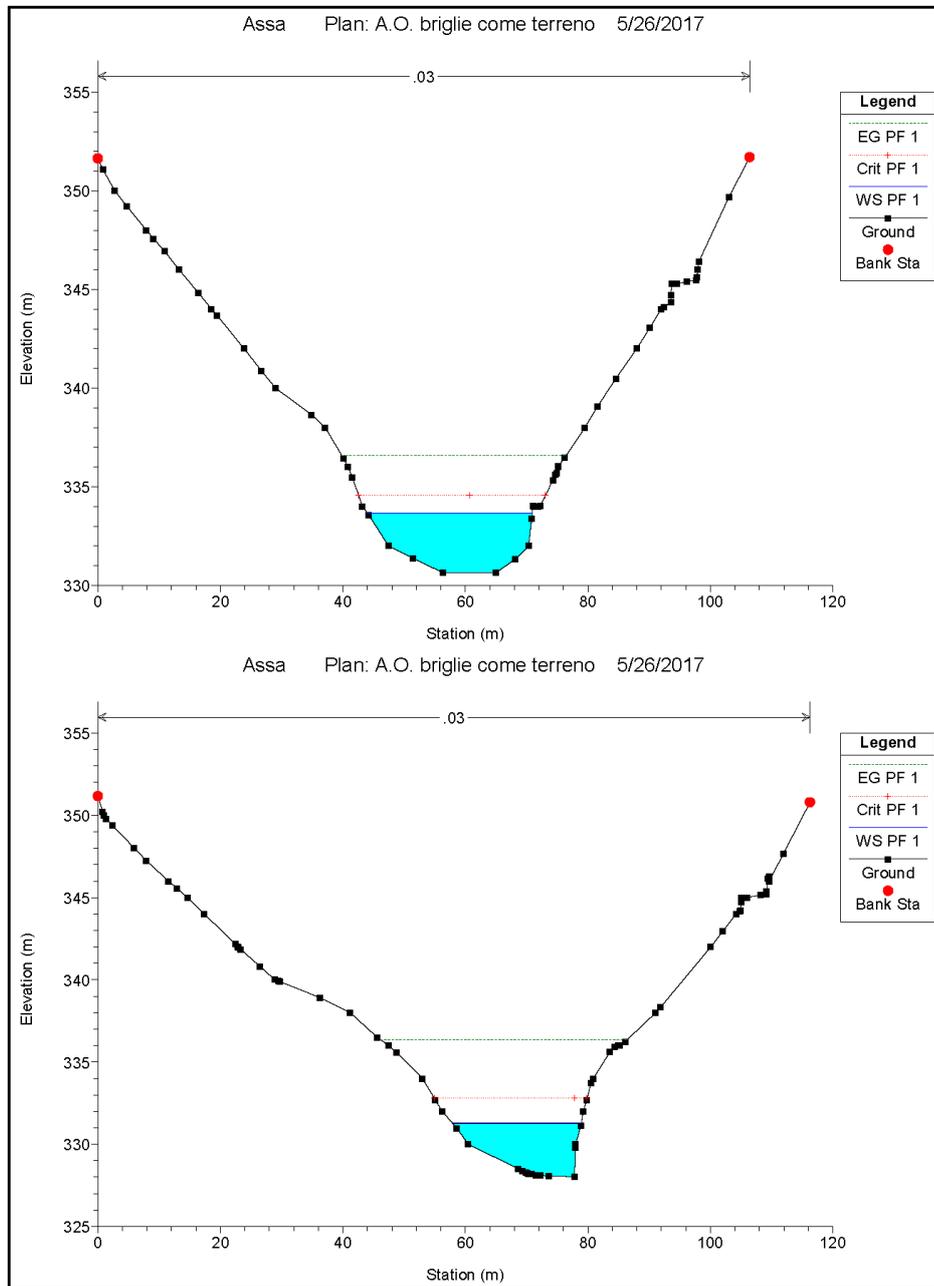


Fig. 38 Sezioni 145 e 140

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

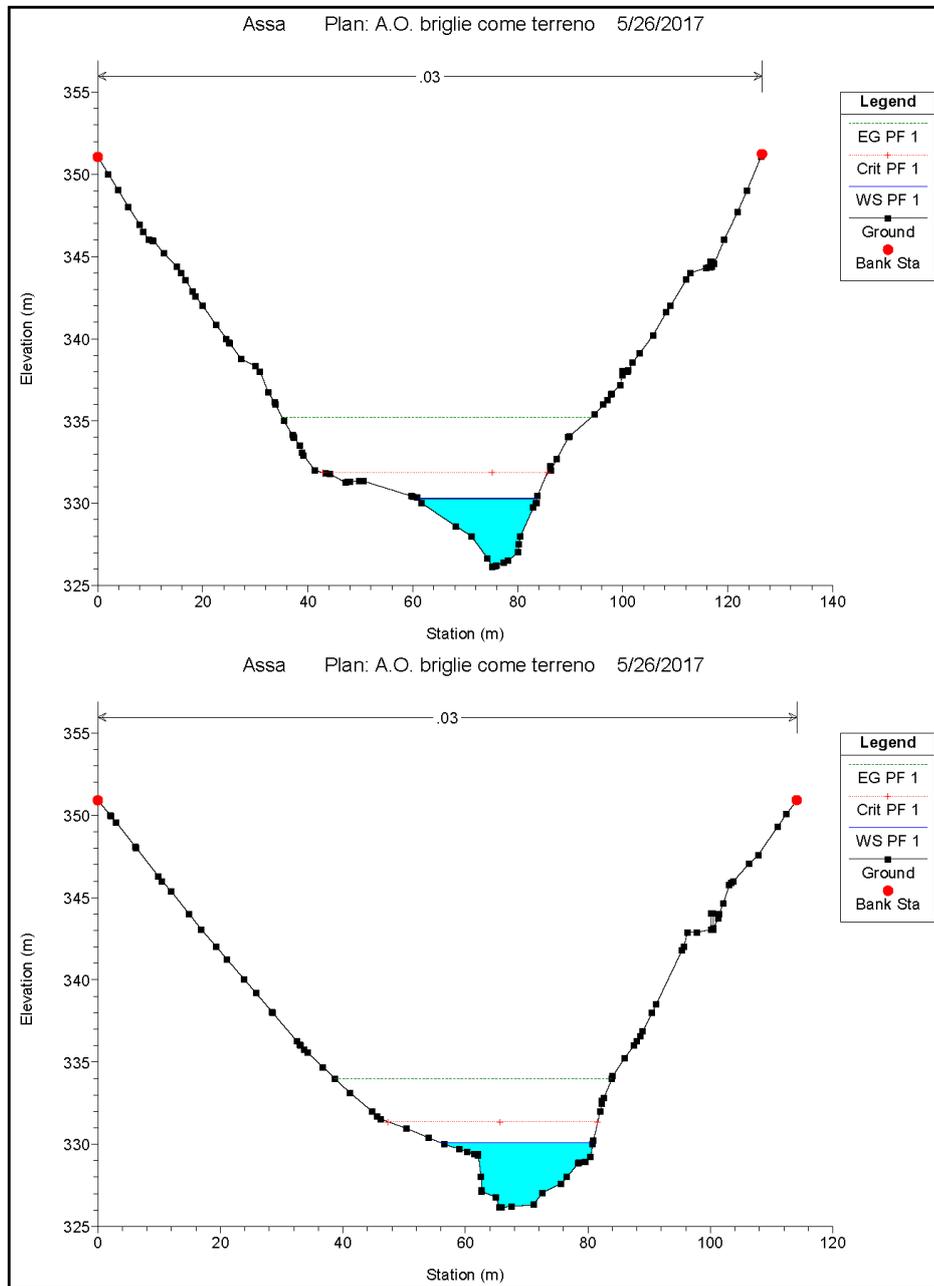


Fig. 39 Sezioni 130 e 120

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

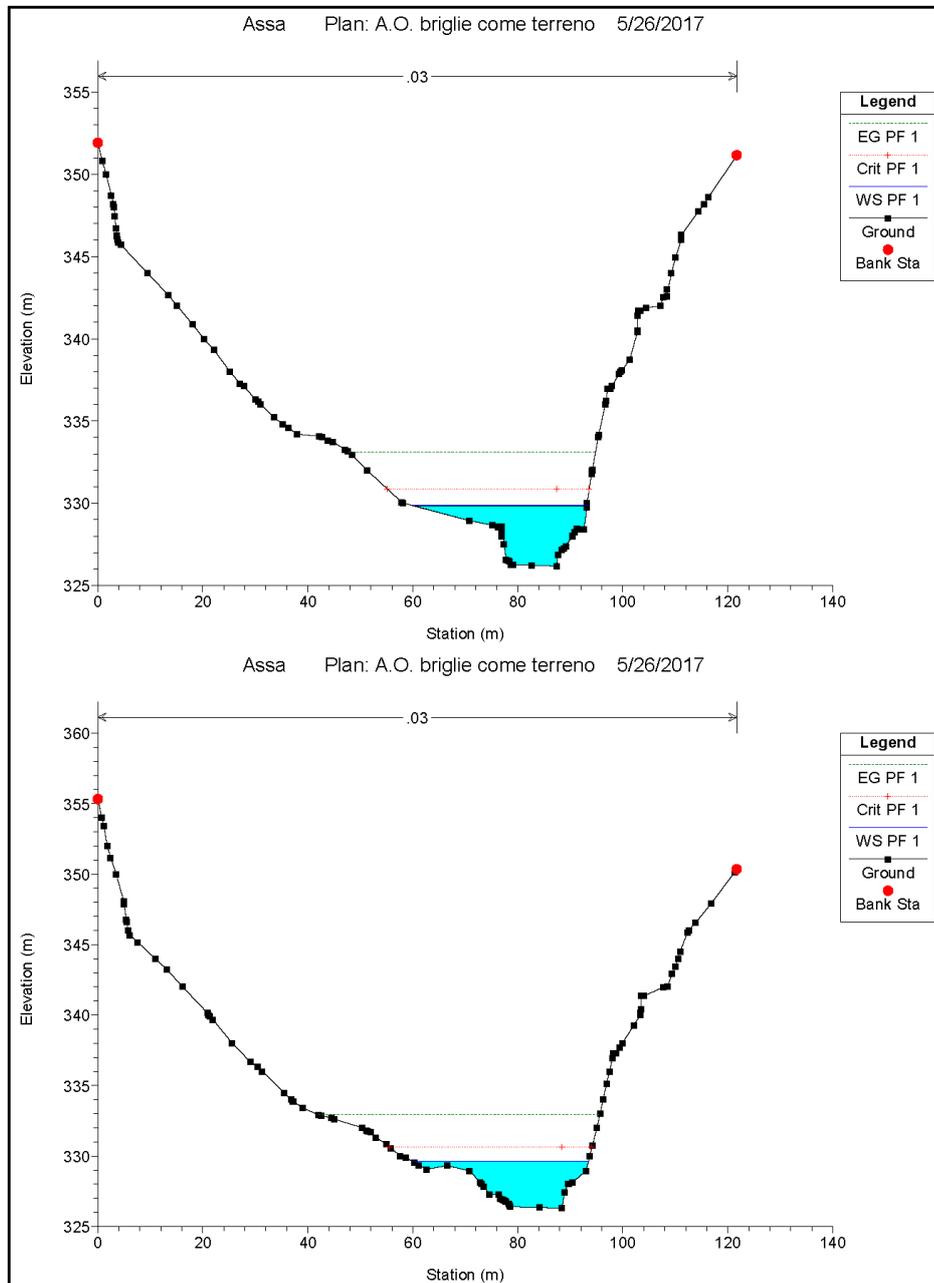


Fig. 40 Sezioni 110 e 100

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

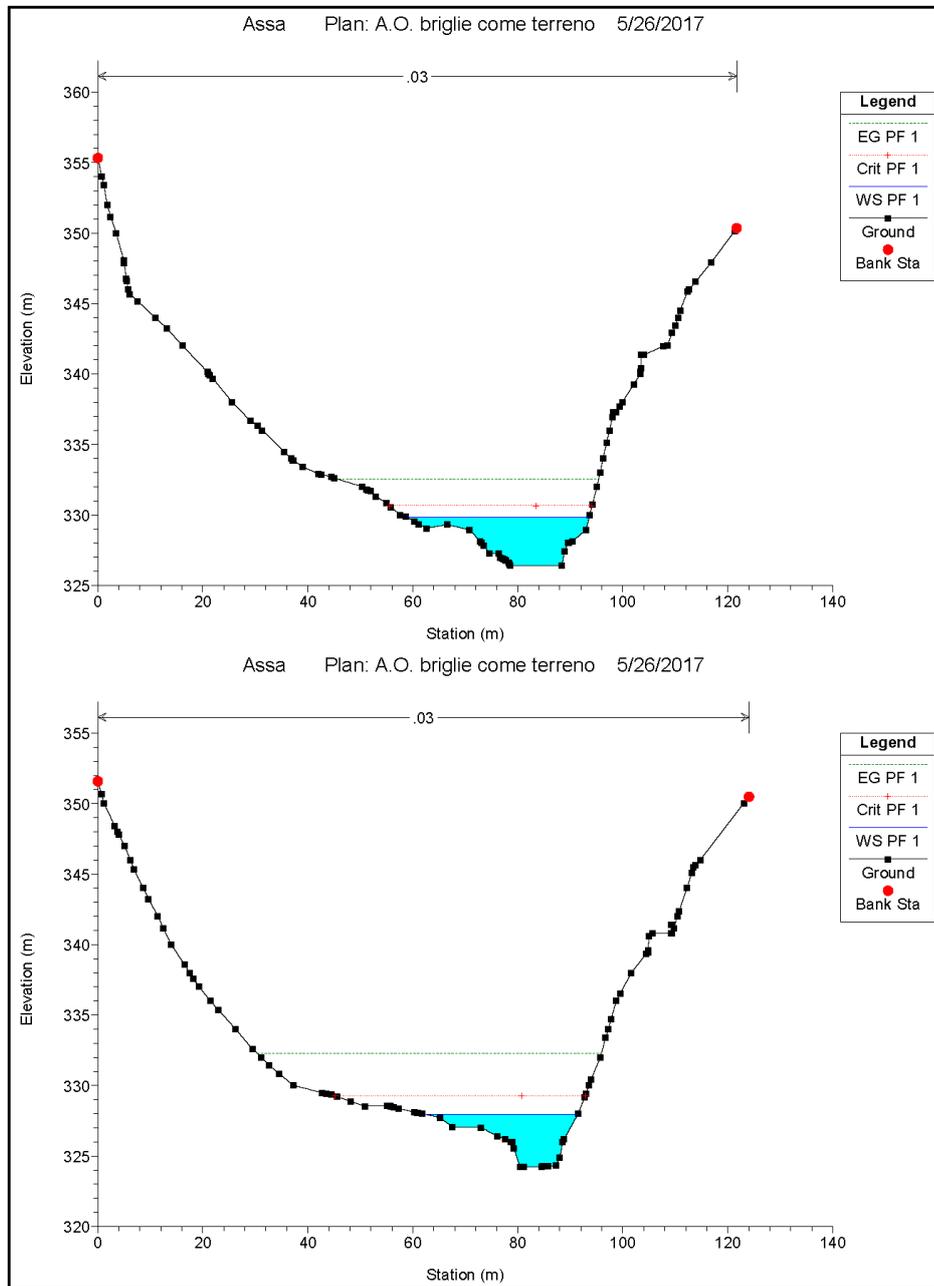


Fig. 41 Sezioni 95 e 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

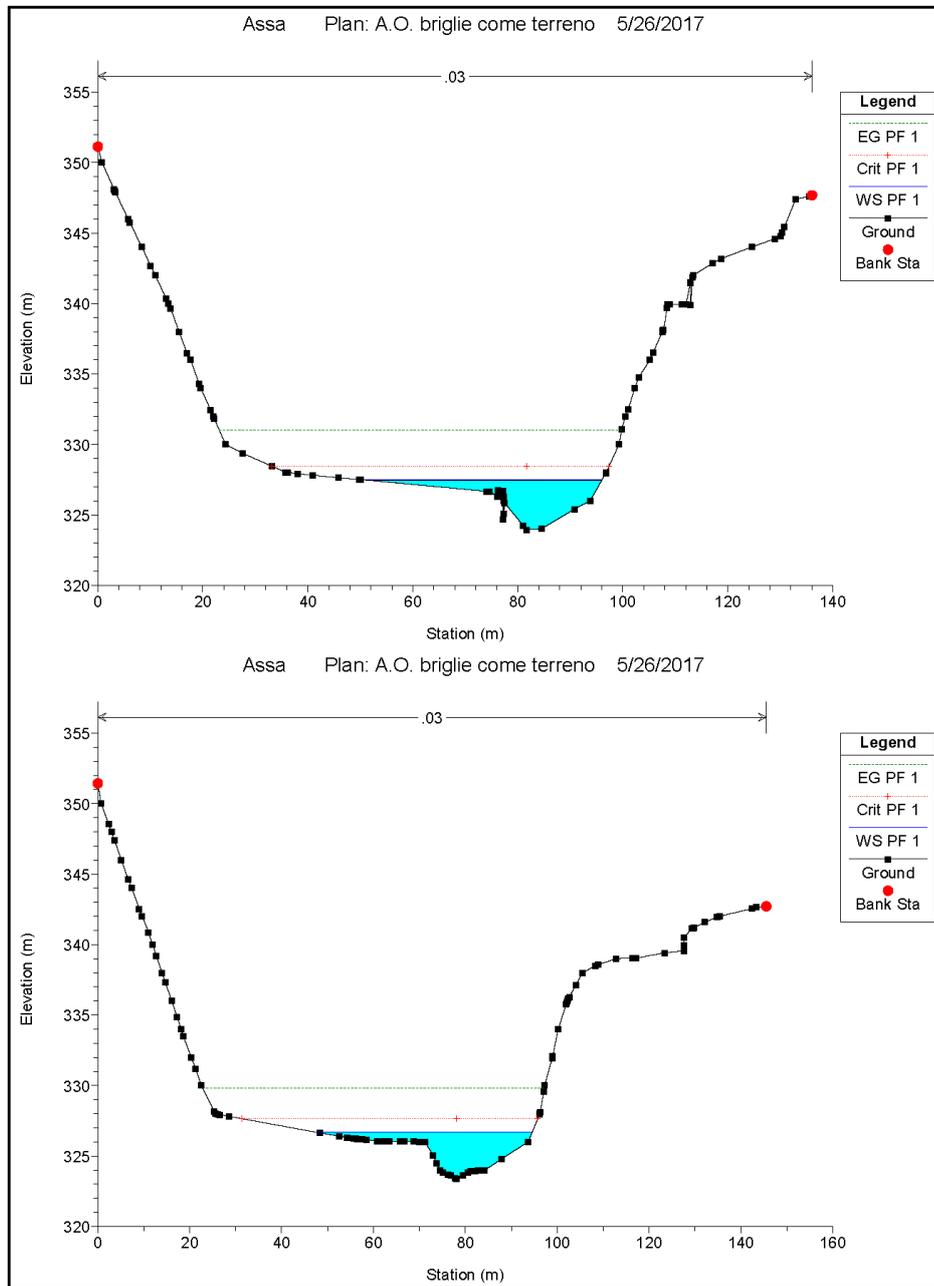


Fig. 42 Sezioni 80 e 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

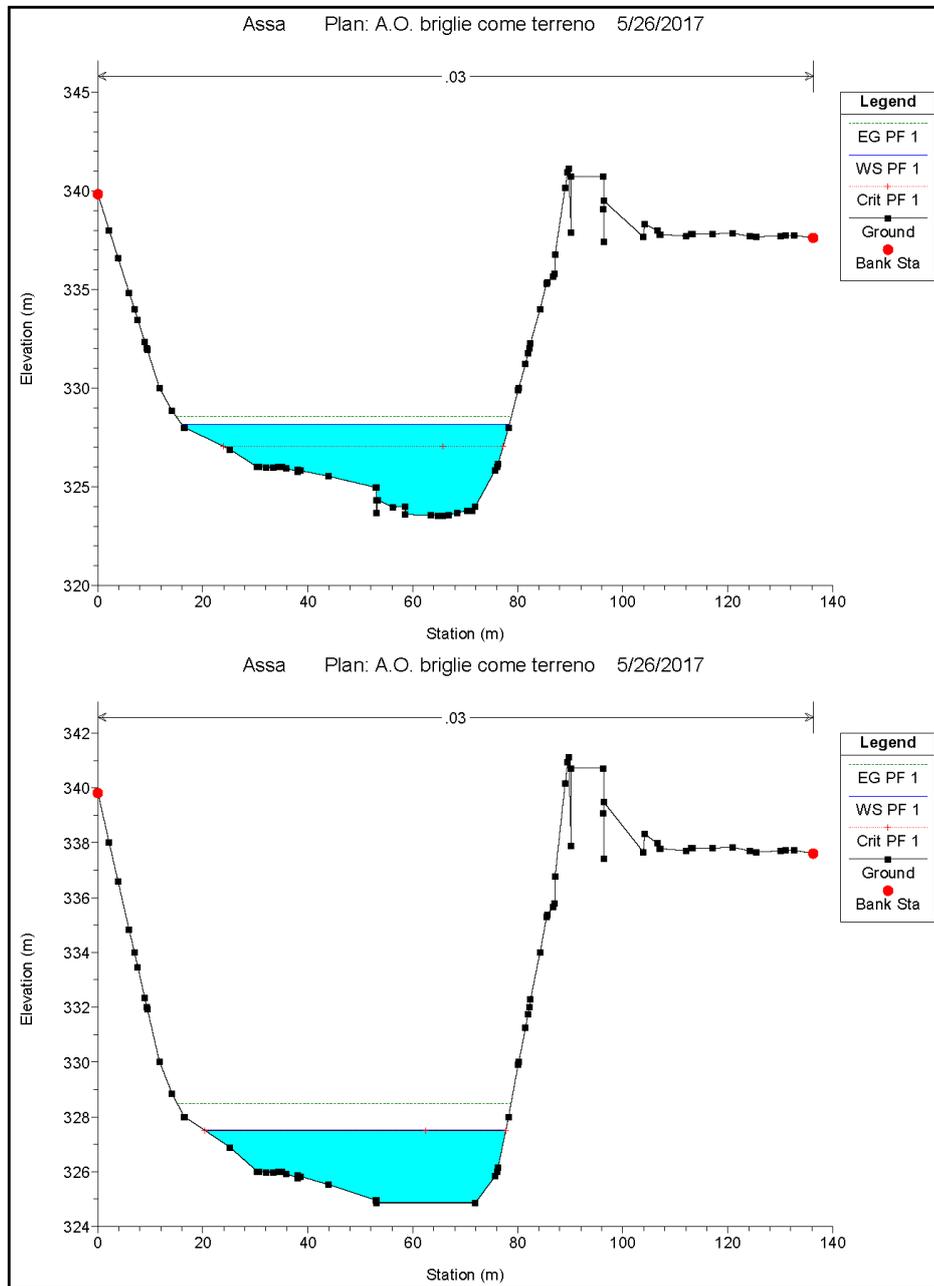


Fig. 43 Sezioni 60 e 55

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

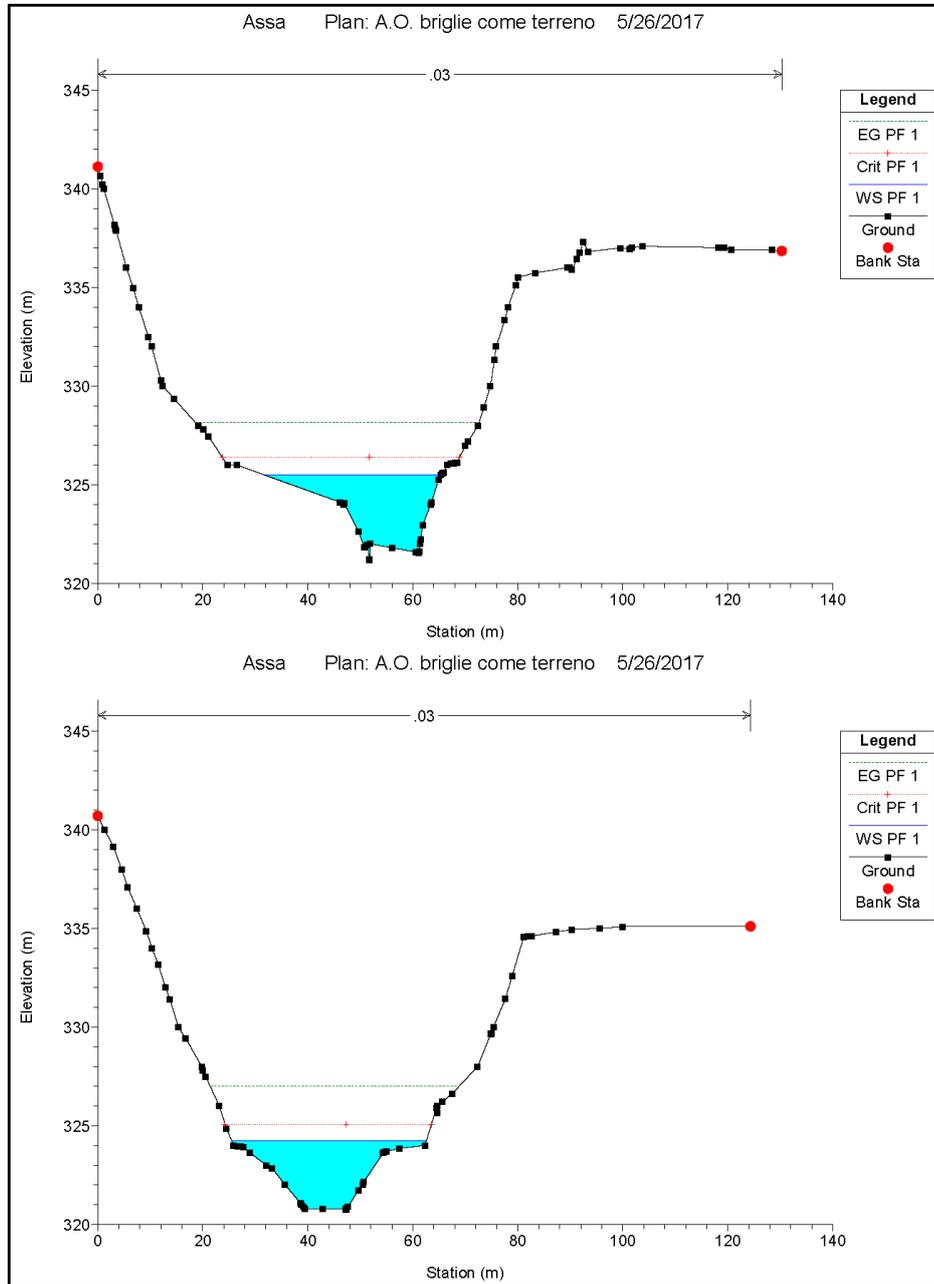


Fig. 44 Sezioni 50 e 40

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

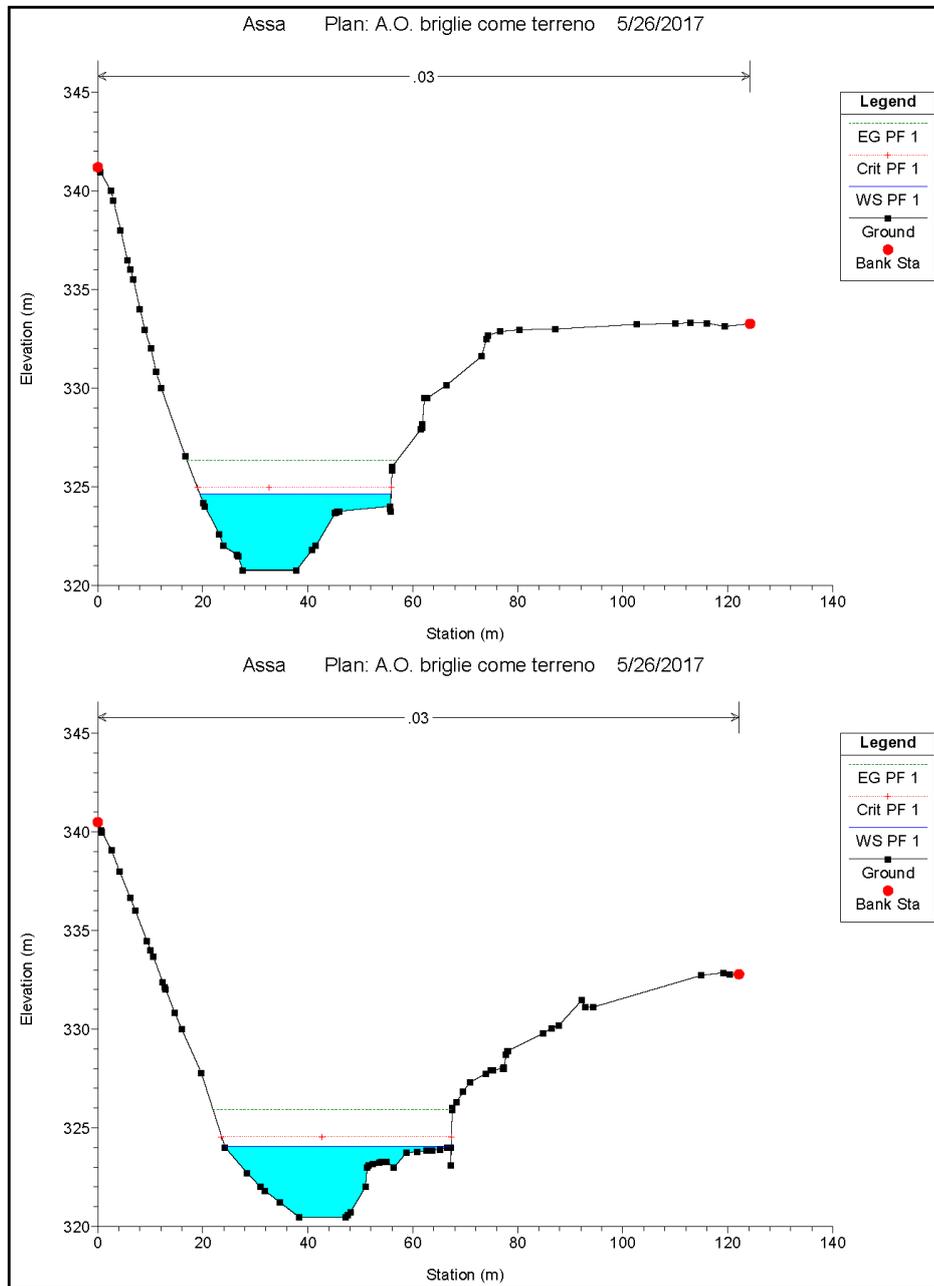


Fig. 45 Sezioni 30 e 20

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

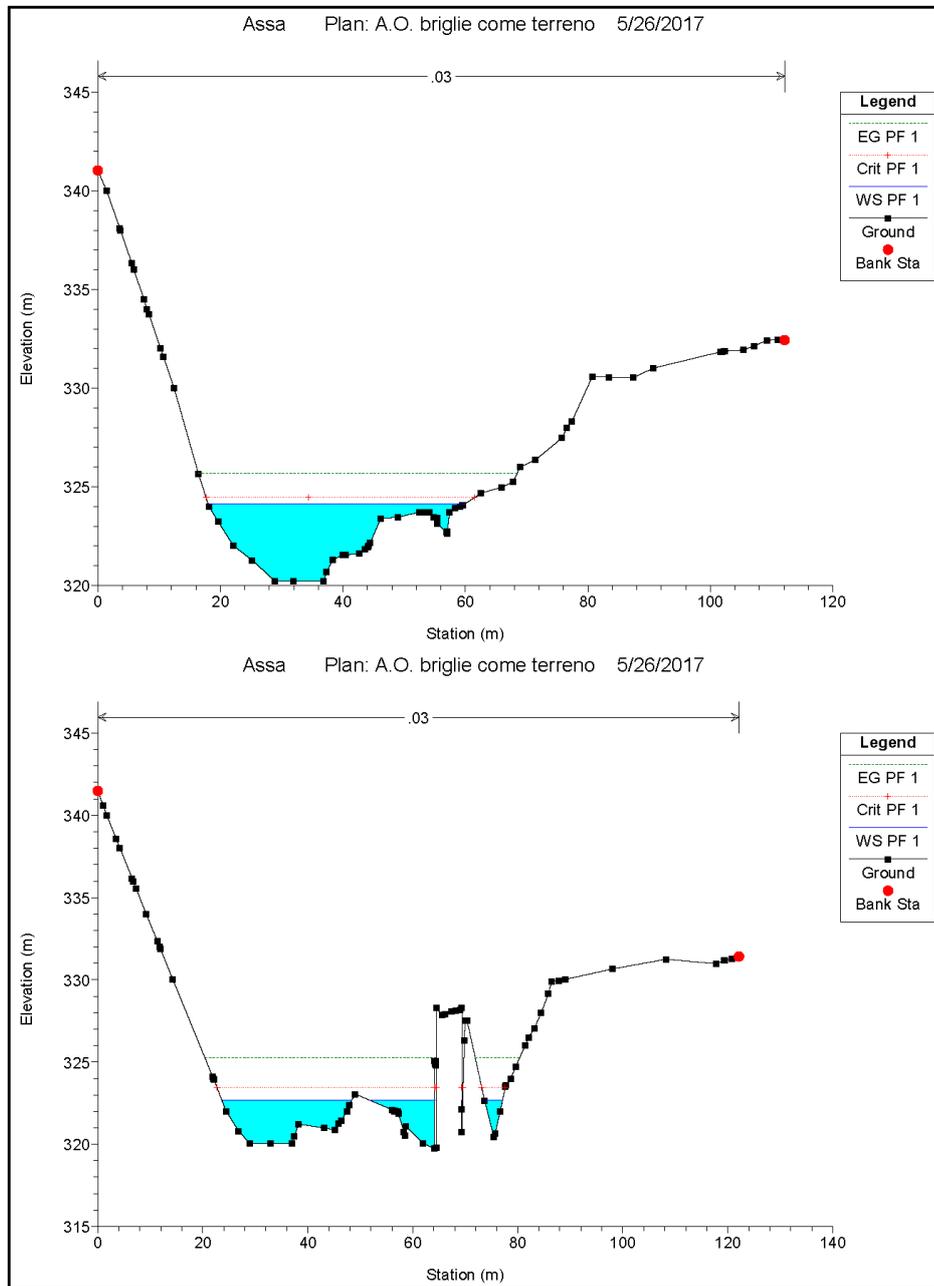


Fig. 46 Sezioni 10 e 0

Post Operam

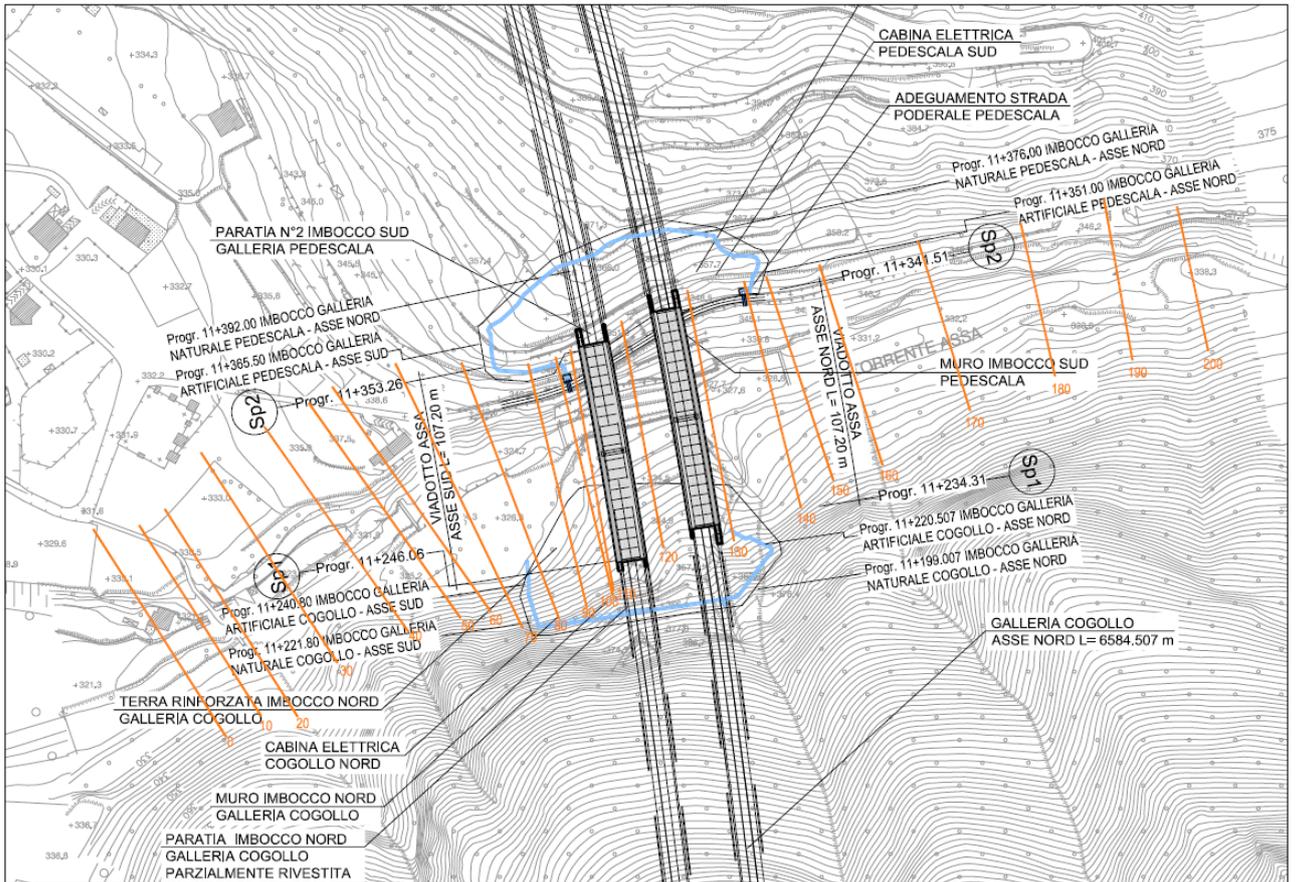


Fig. 47- sezioni trasversali del Torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa - condizioni Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

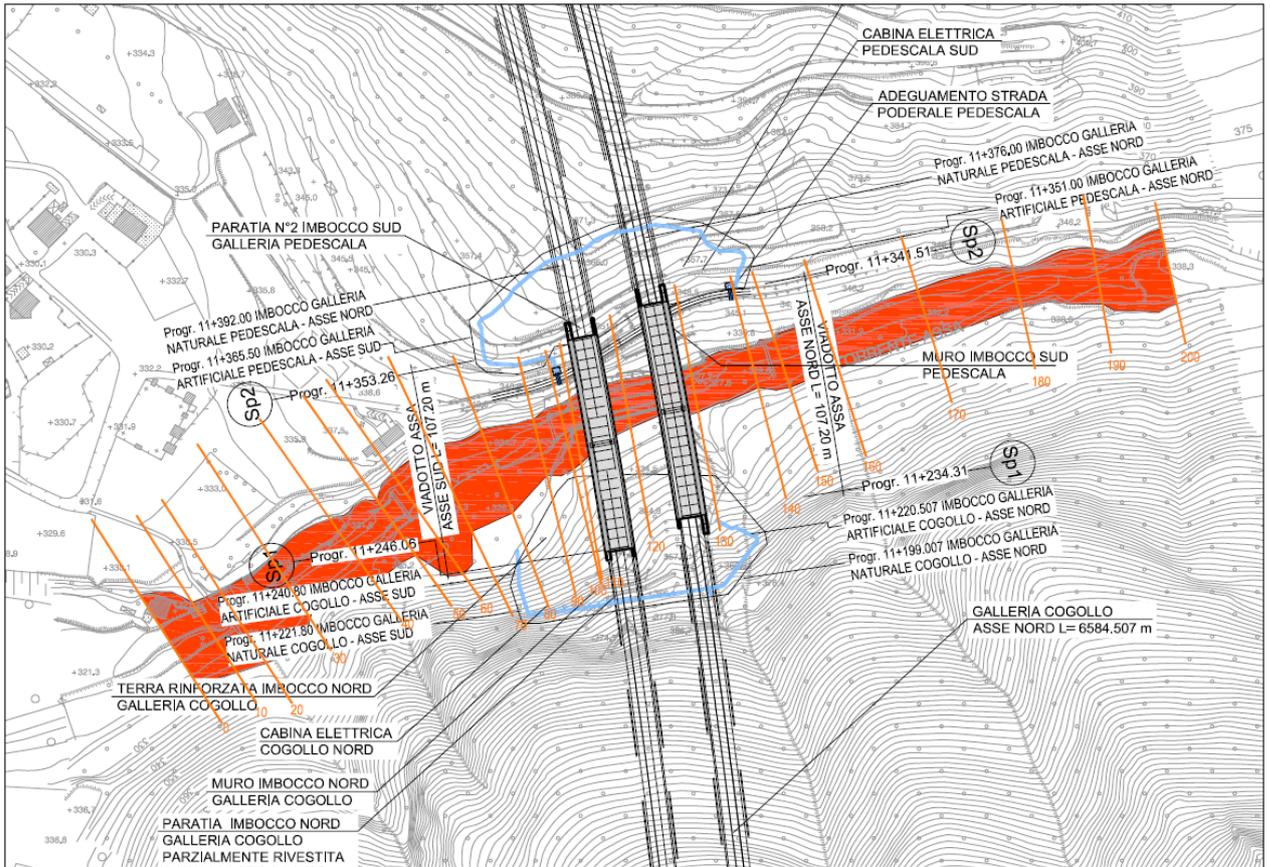


Fig. 48- Aree di esondazione del torrente Assa in corrispondenza del viadotto Assa – Portata duecentennale – Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

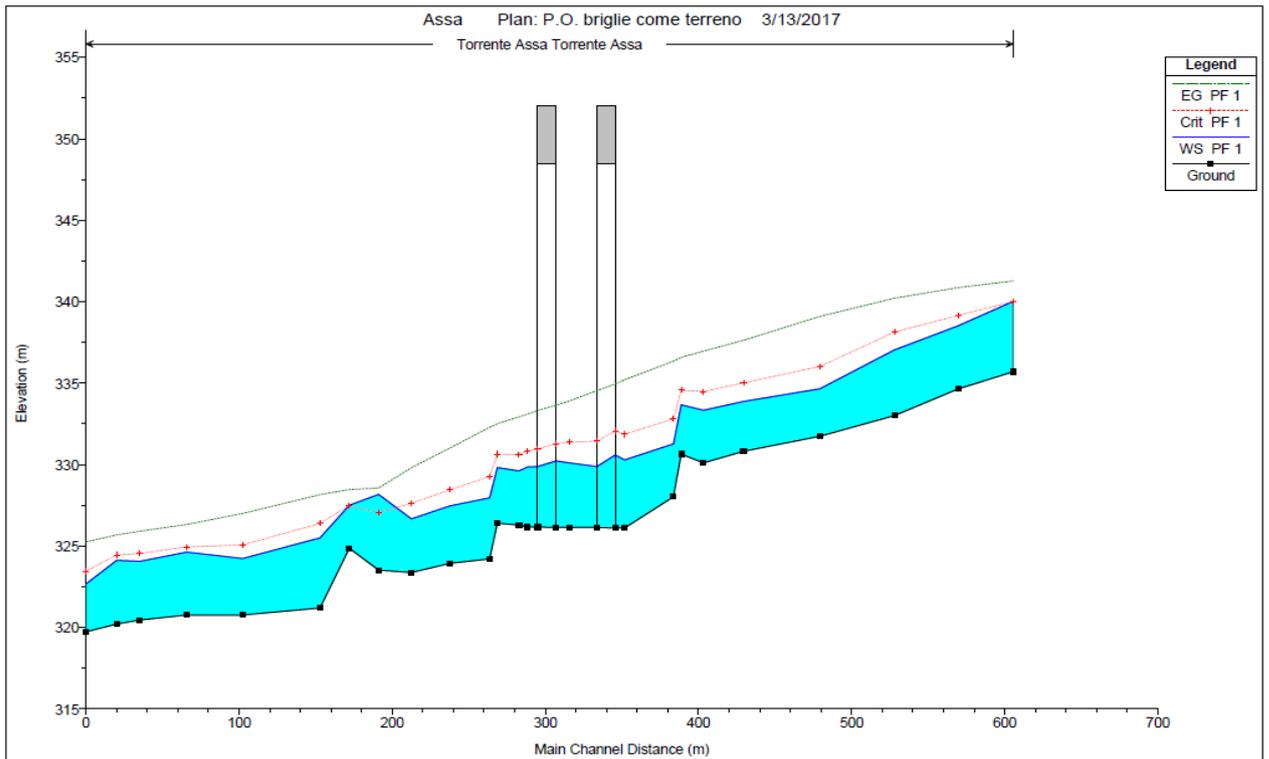


Fig. 49- Profilo longitudinale del torrente Asa in corrispondenza del viadotto Asa – Portata duecentennale – Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

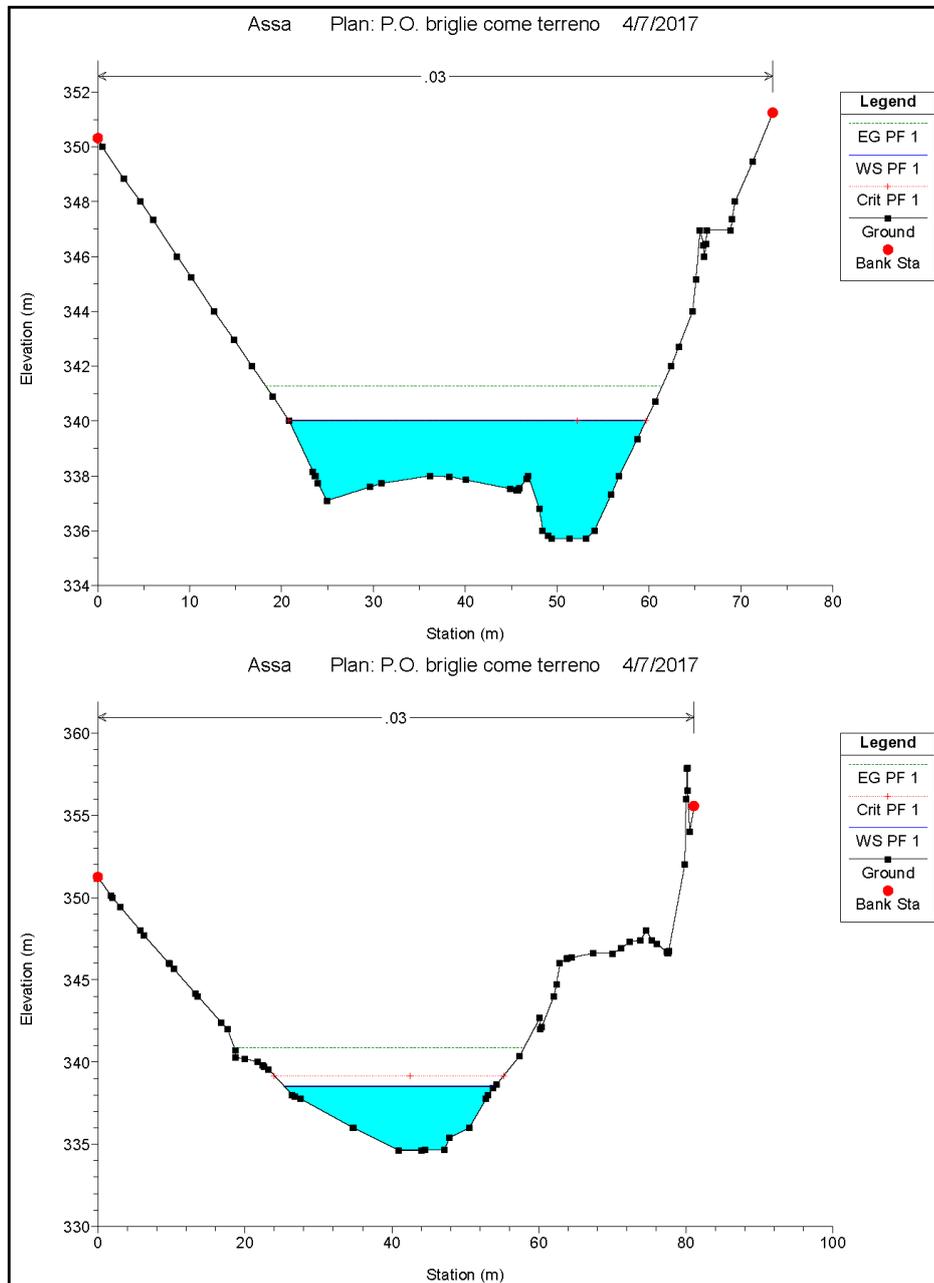


Fig. 50 Sezioni 200 e 190

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

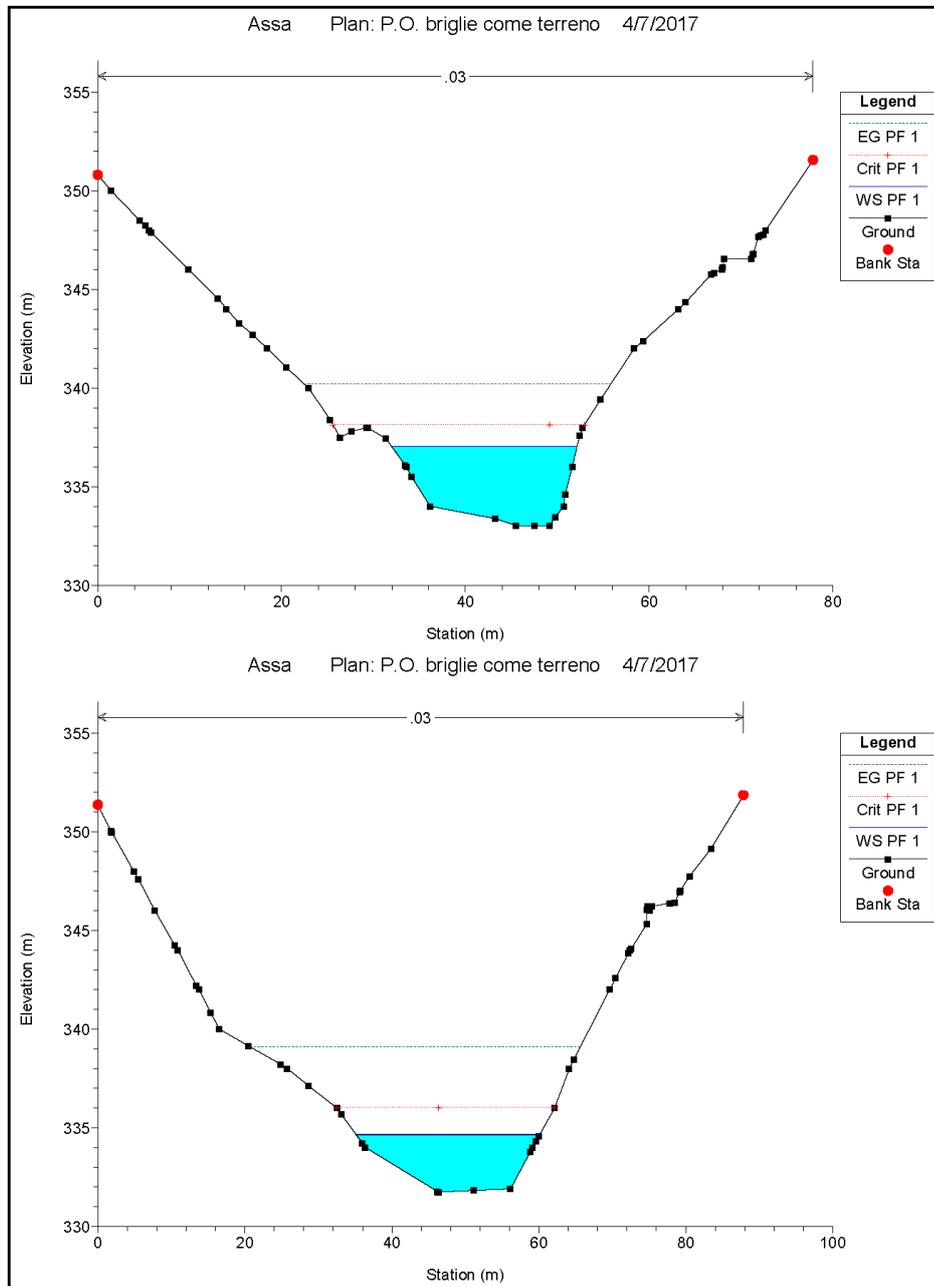


Fig. 51 Sezioni 180 e 170

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

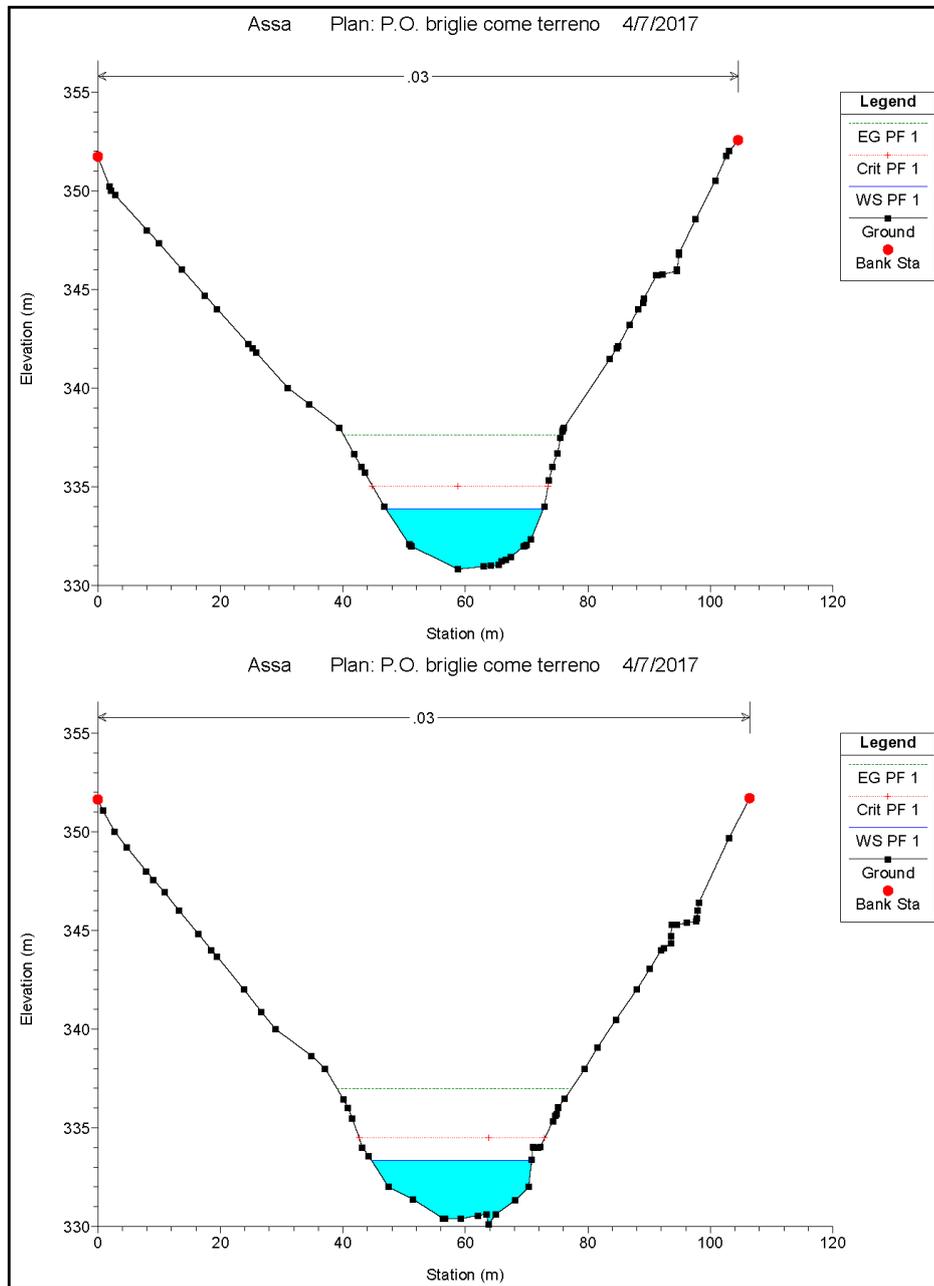


Fig. 52 Sezioni 160 e 150

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

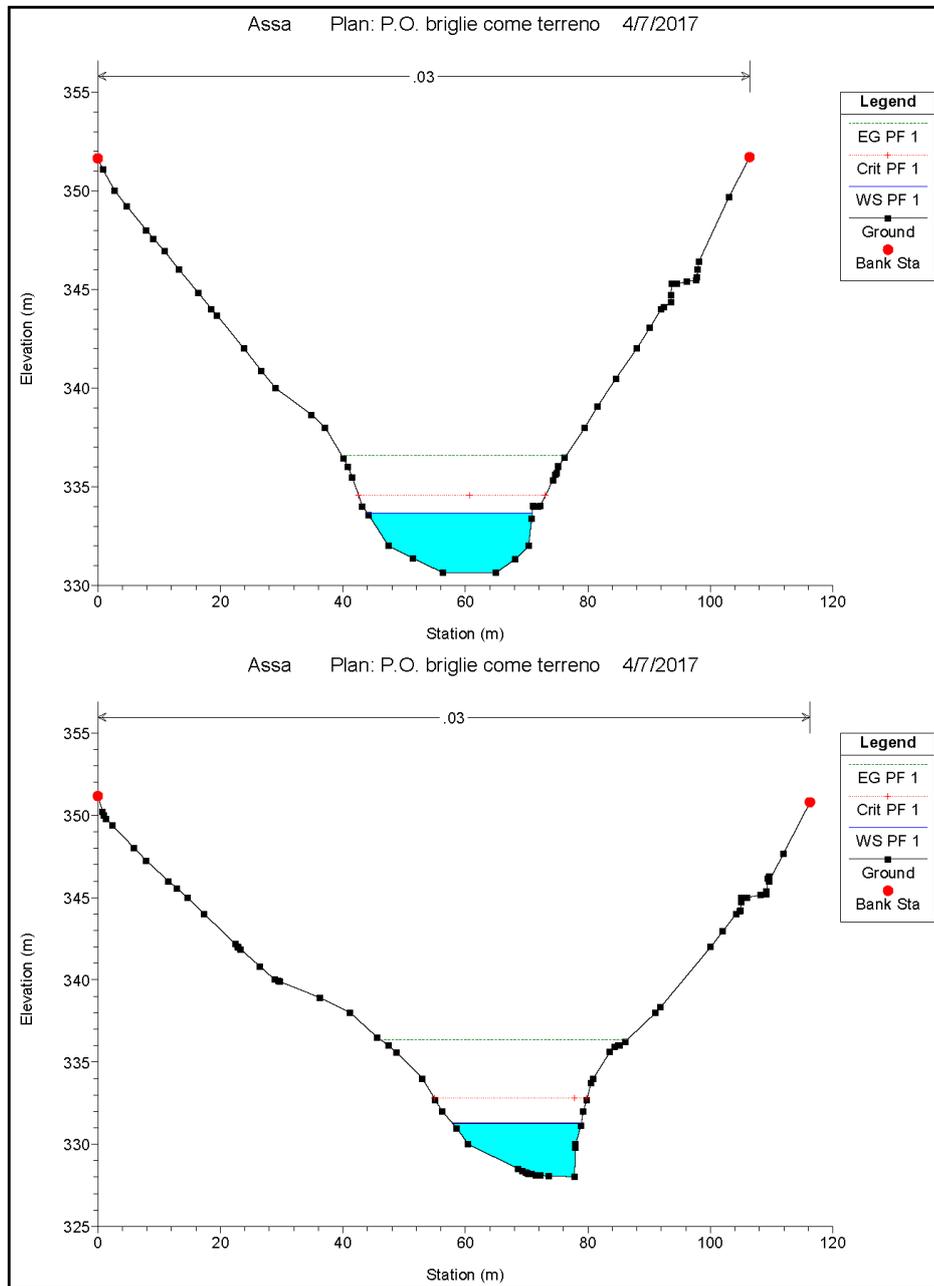


Fig. 53 Sezioni 145 e 140

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

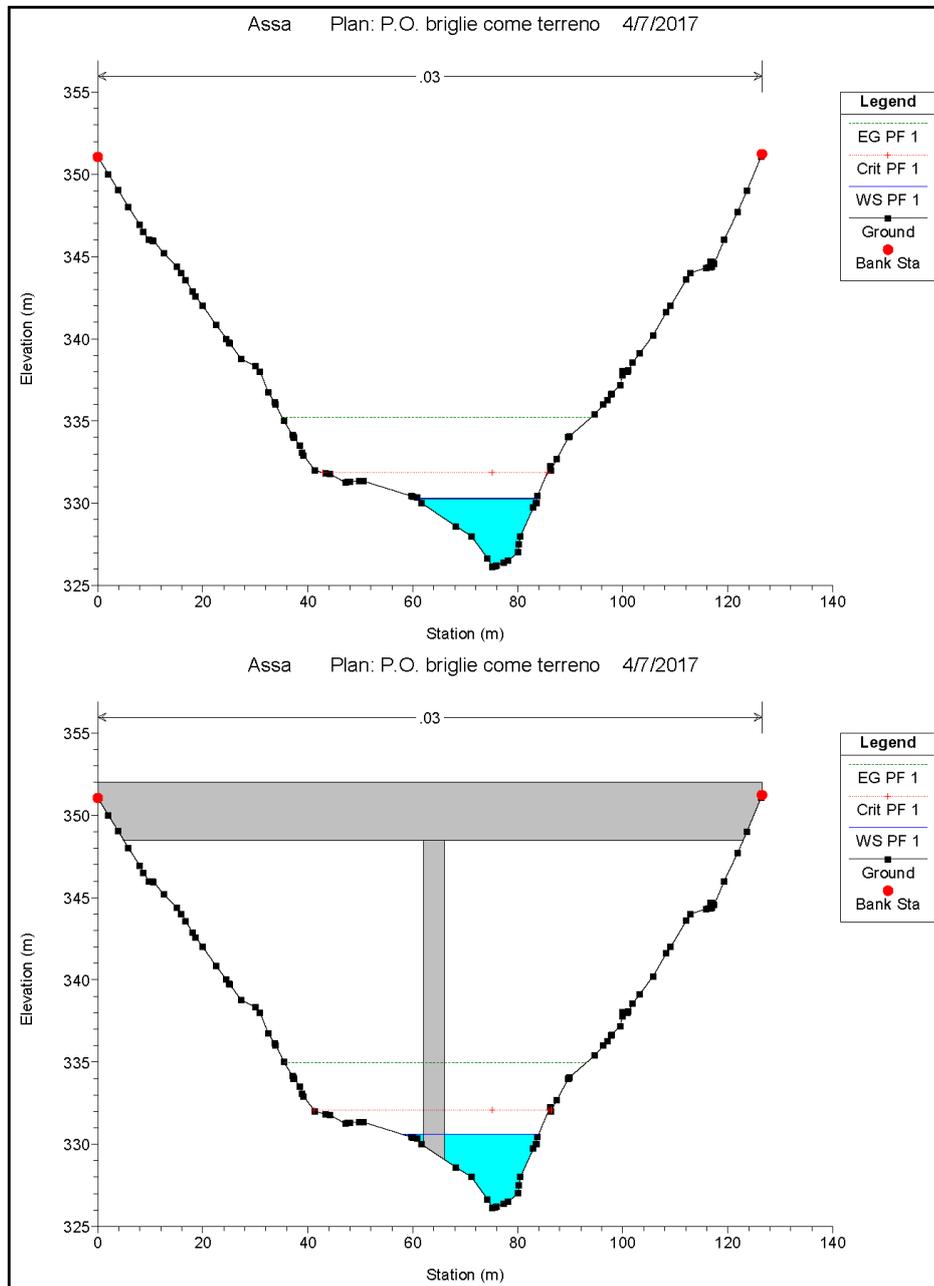


Fig. 54 Sezioni 130

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

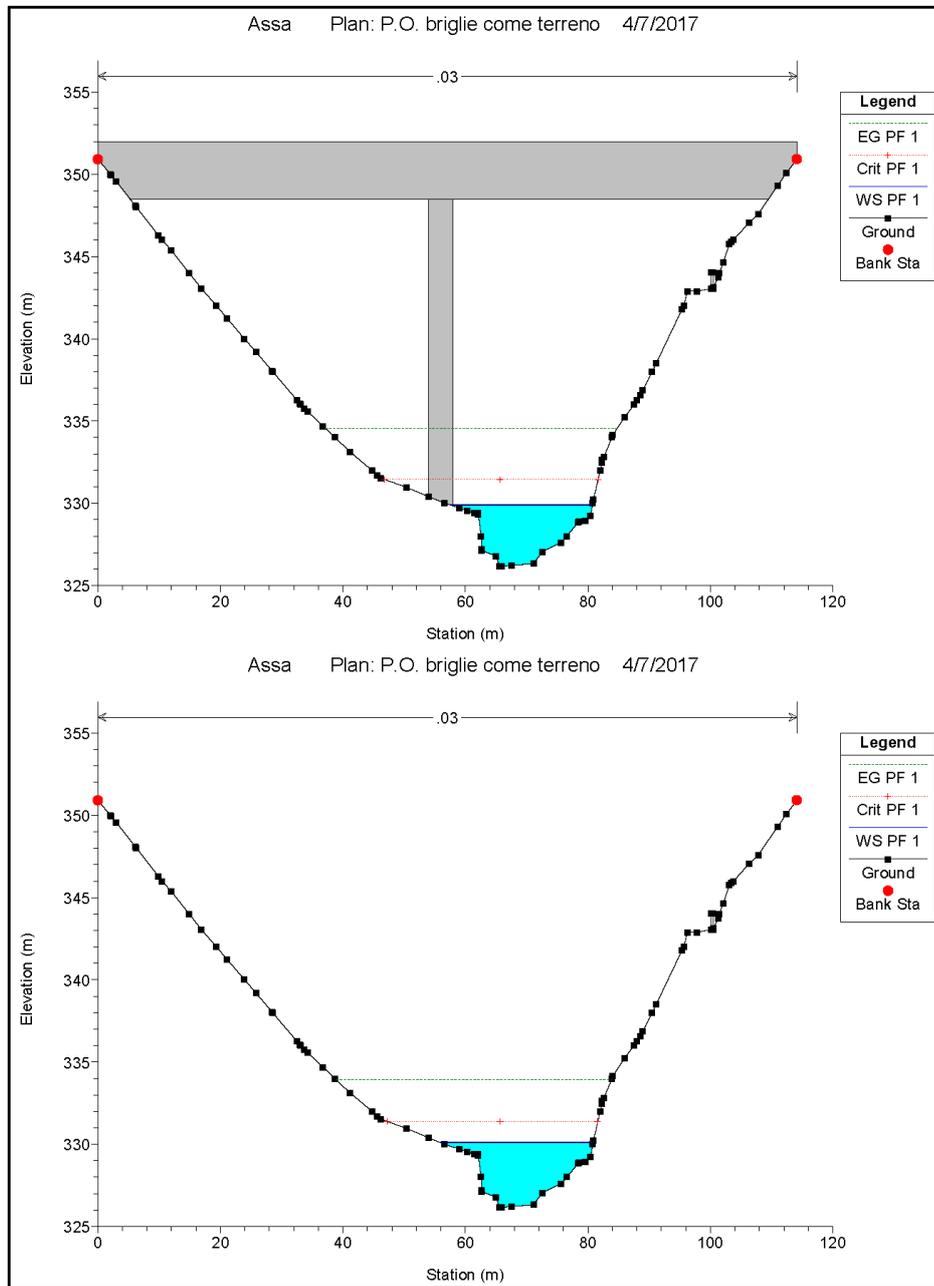


Fig. 55 Sezioni 130 e 120

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

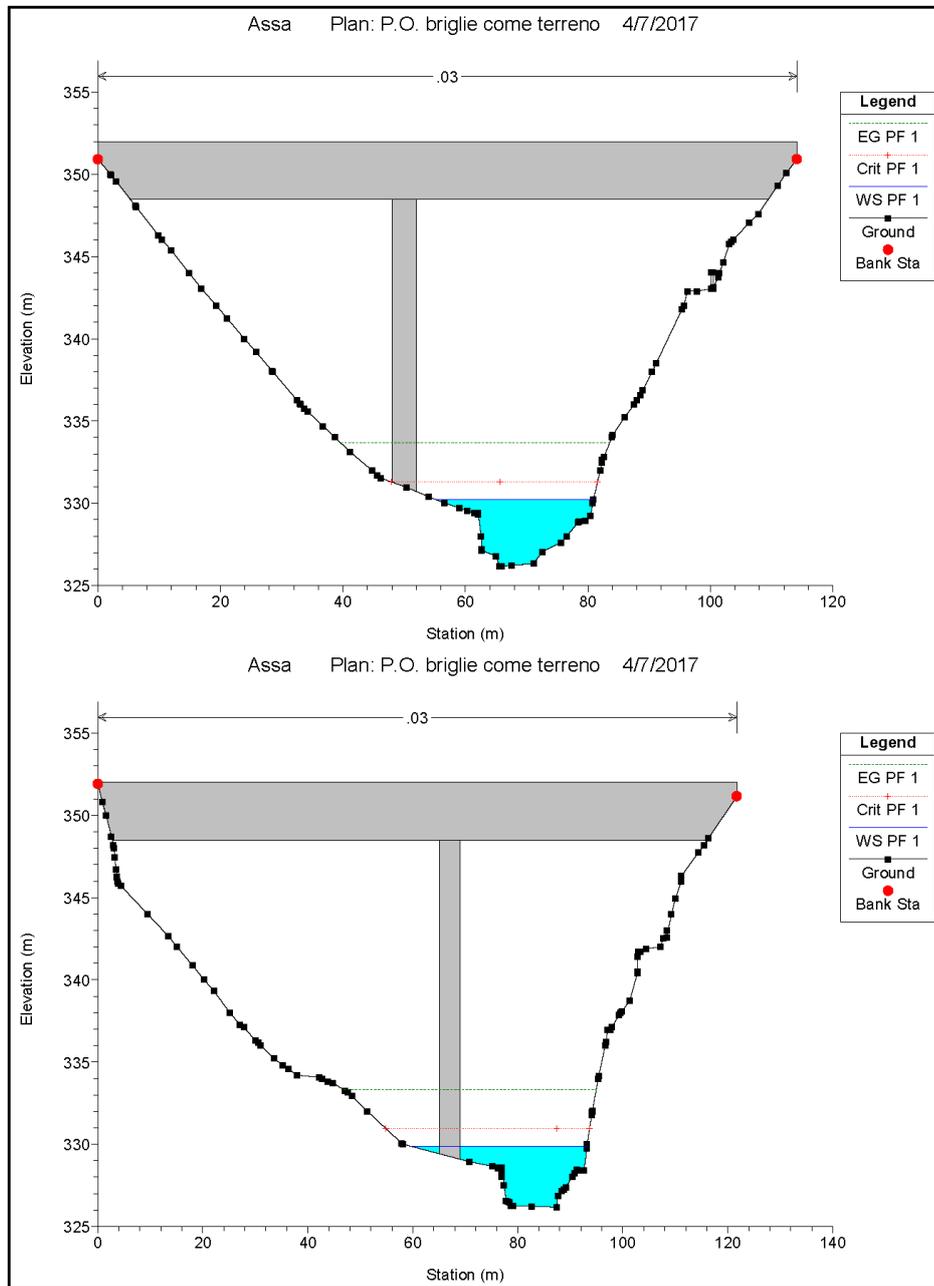


Fig. 56 Sezioni 120 e 115

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

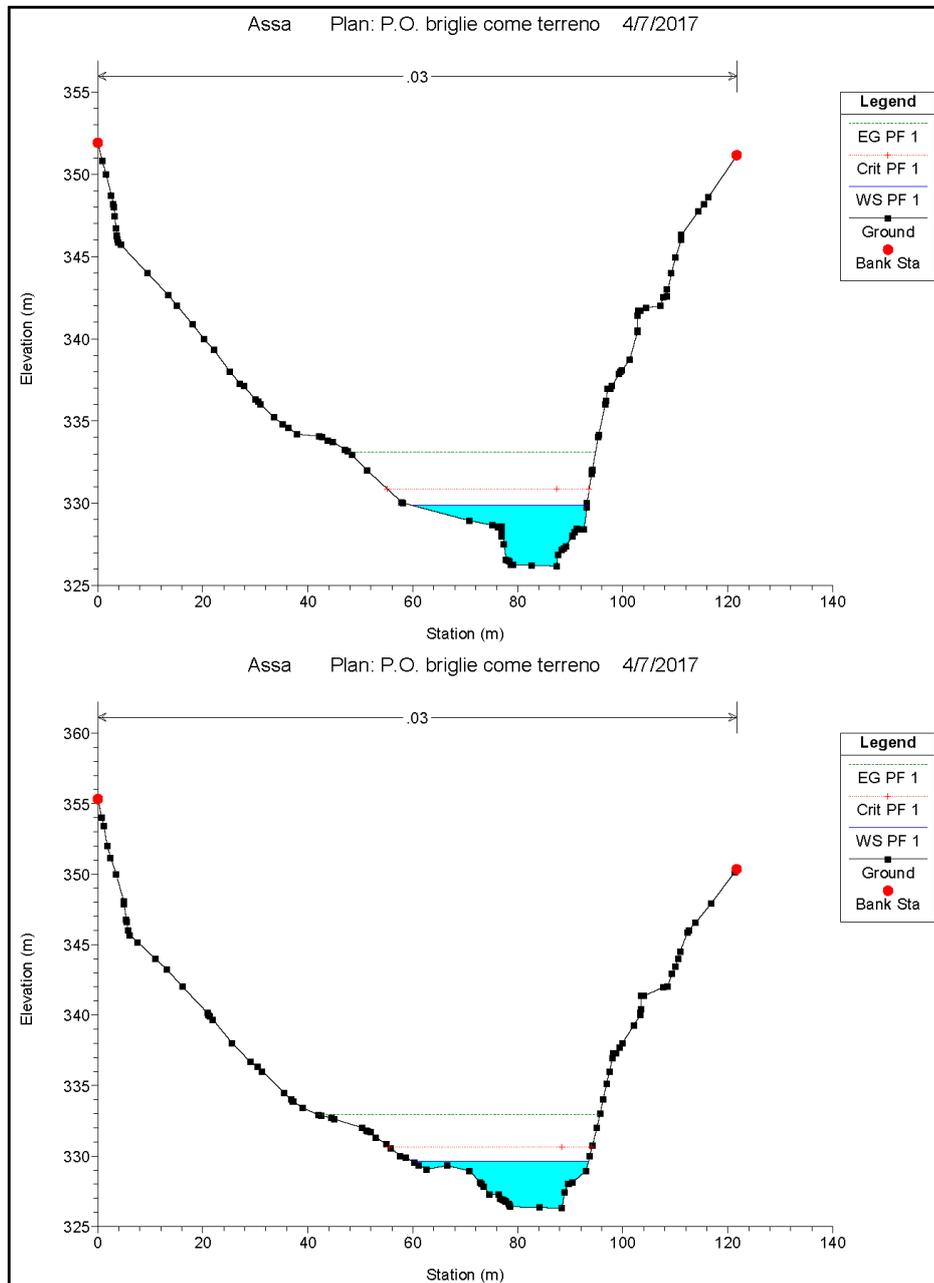


Fig. 57 Sezioni 110 e 100

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

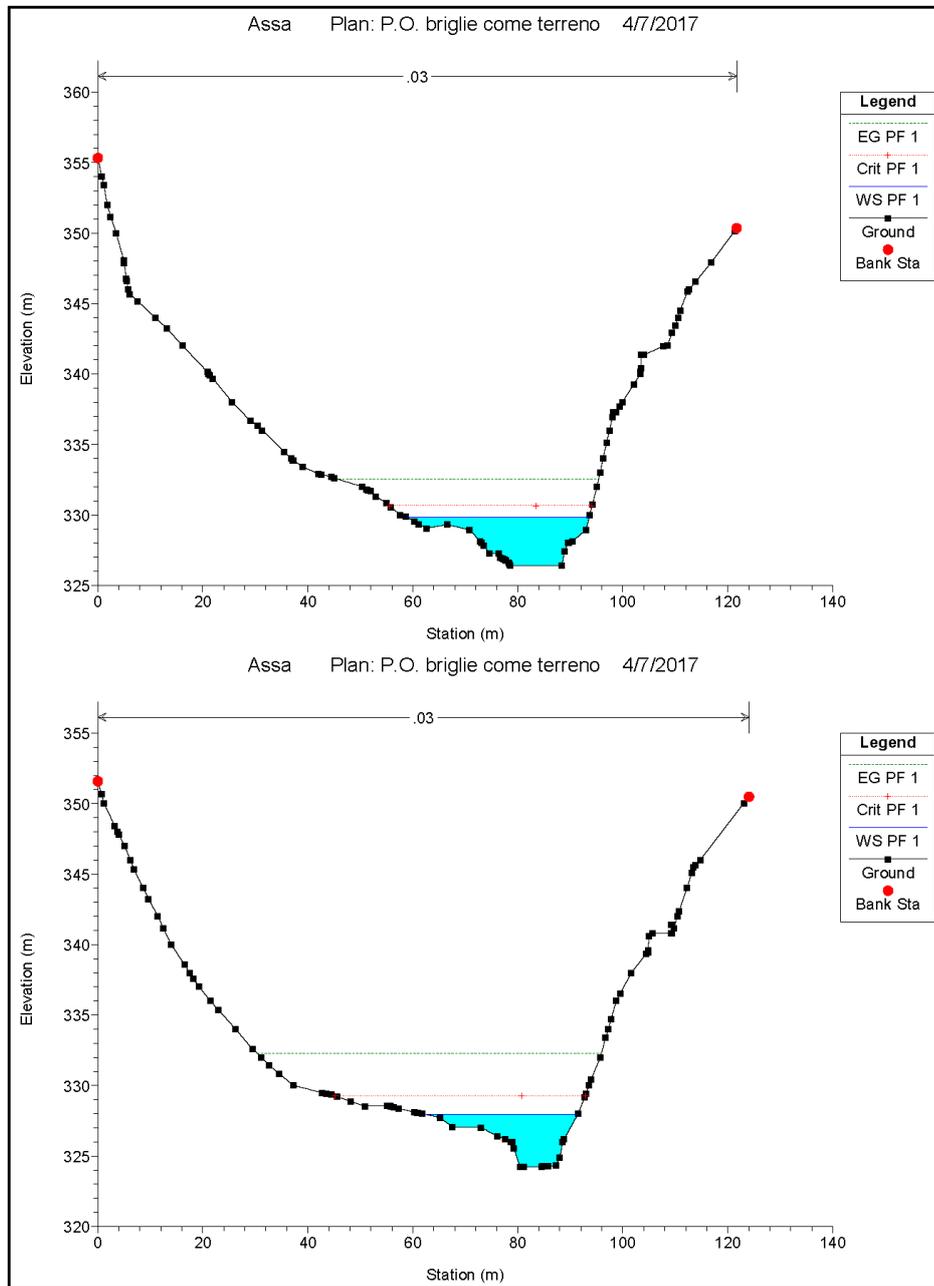


Fig. 58 Sezioni 95 e 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

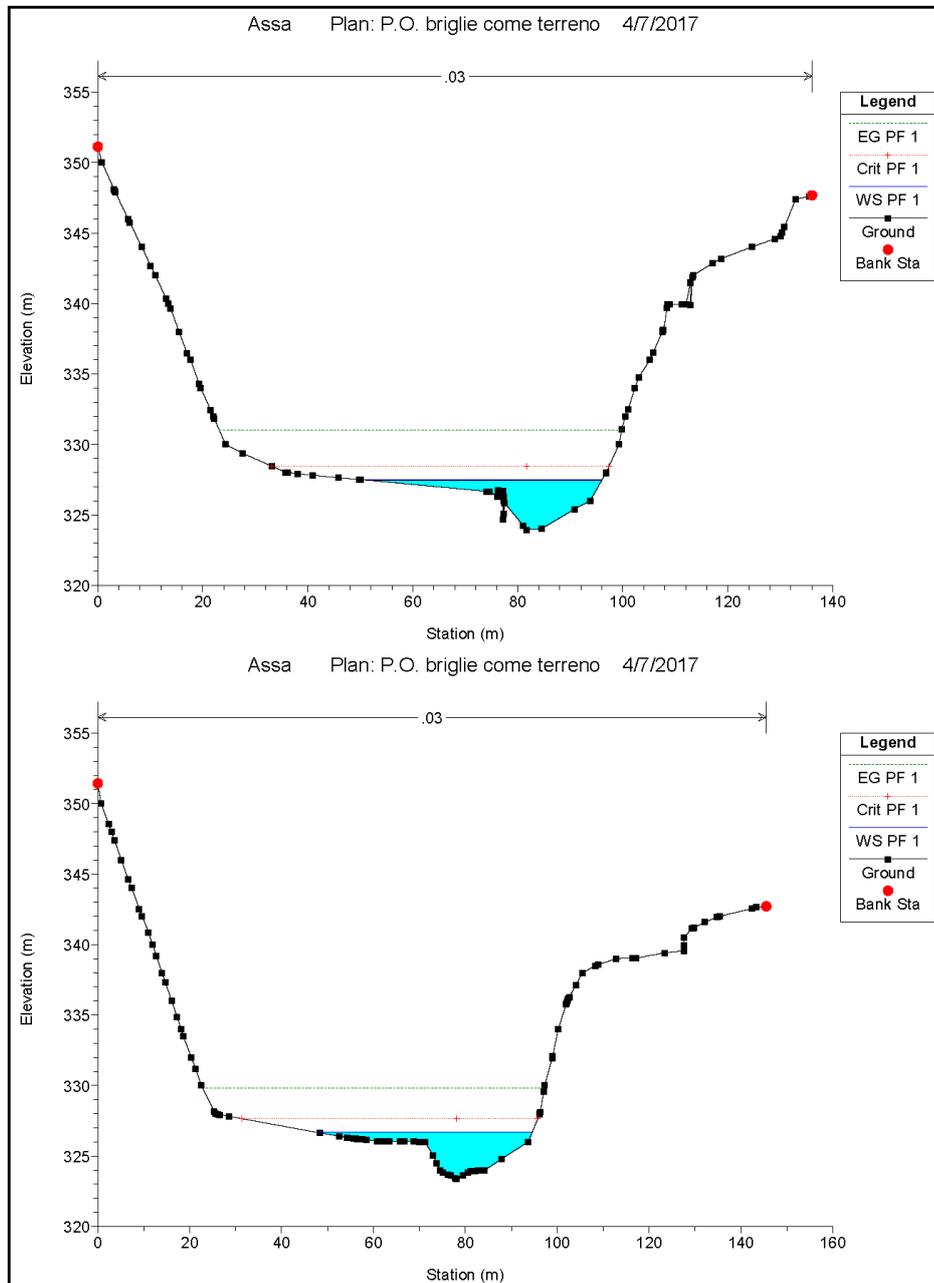


Fig. 59 Sezioni 80 e 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

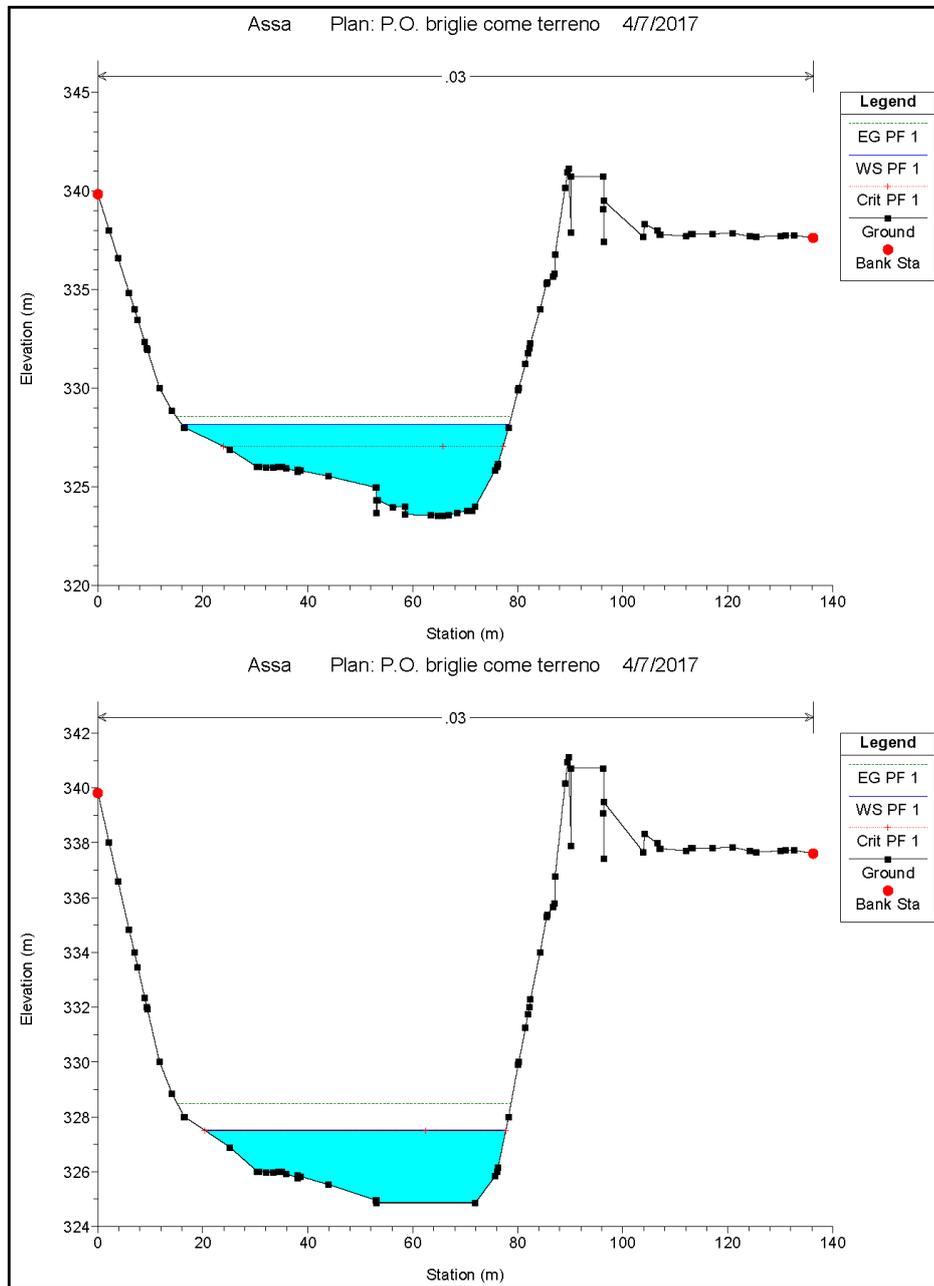


Fig. 60 Sezioni 60 e 55

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

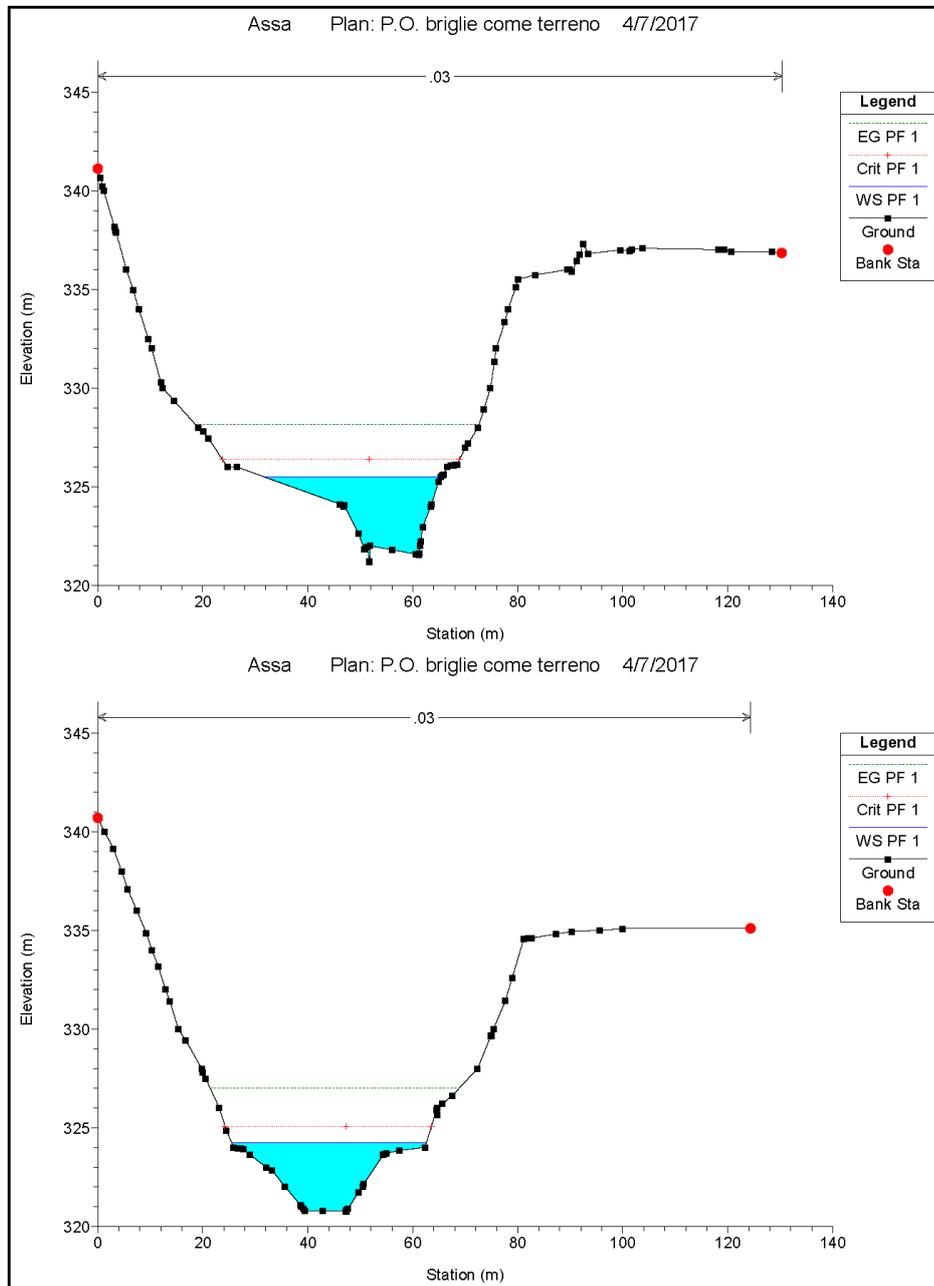


Fig. 61 Sezioni 50 e 40

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

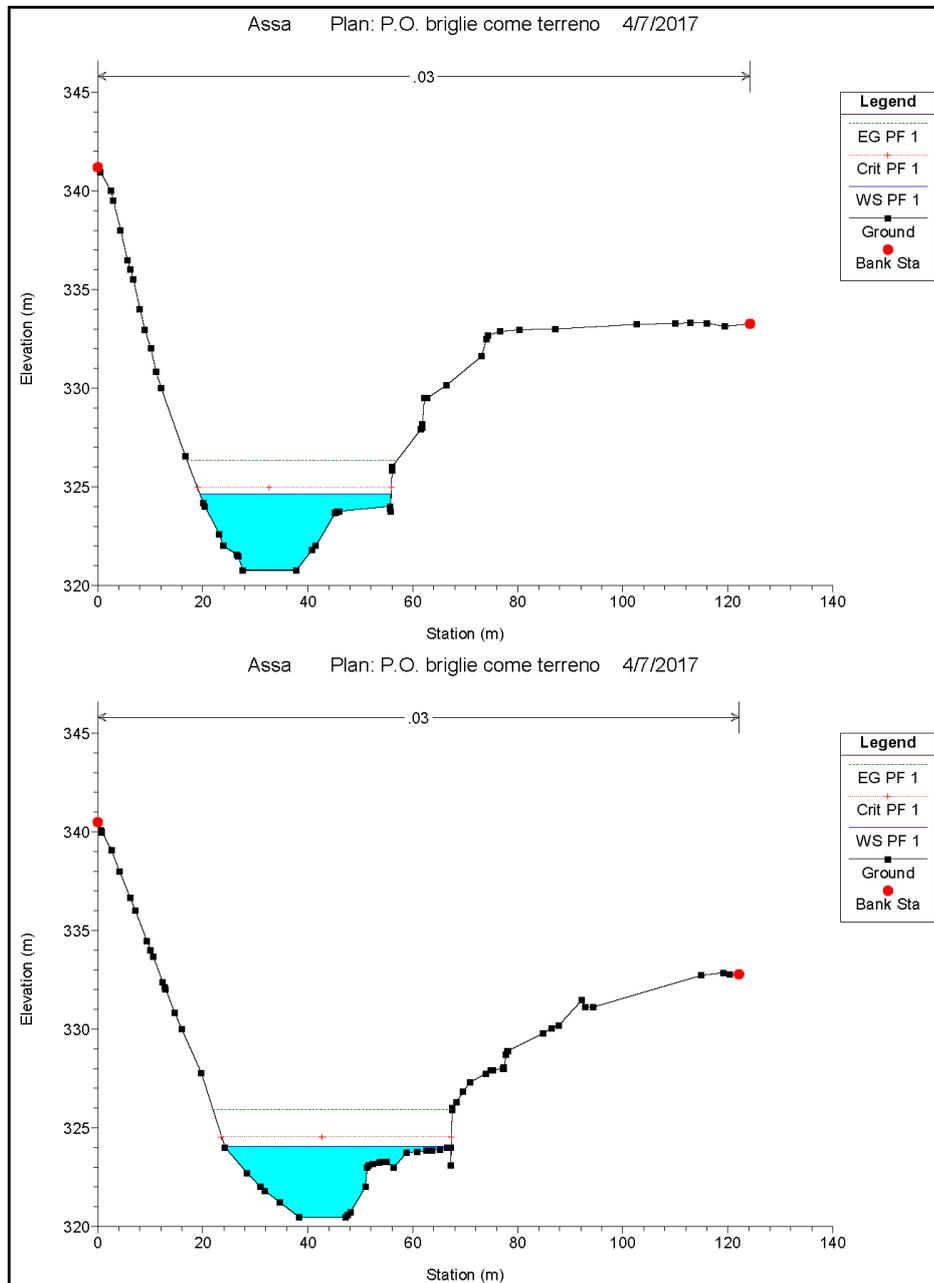


Fig. 62 Sezioni 30 e 20

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

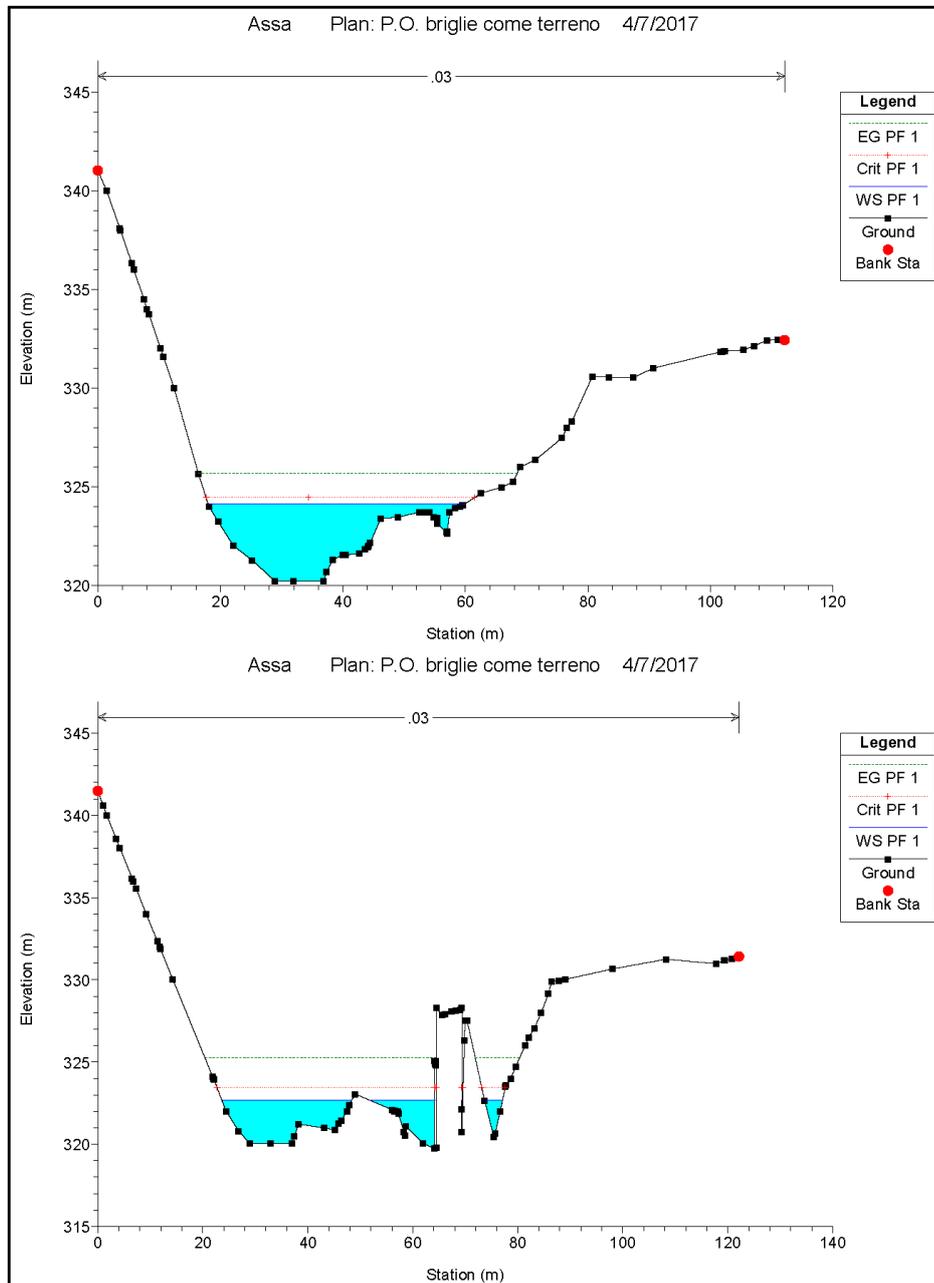


Fig. 63 Sezioni 10 e 0

J.1 Il fiume Astico – viadotto Settecà

Ante Operam

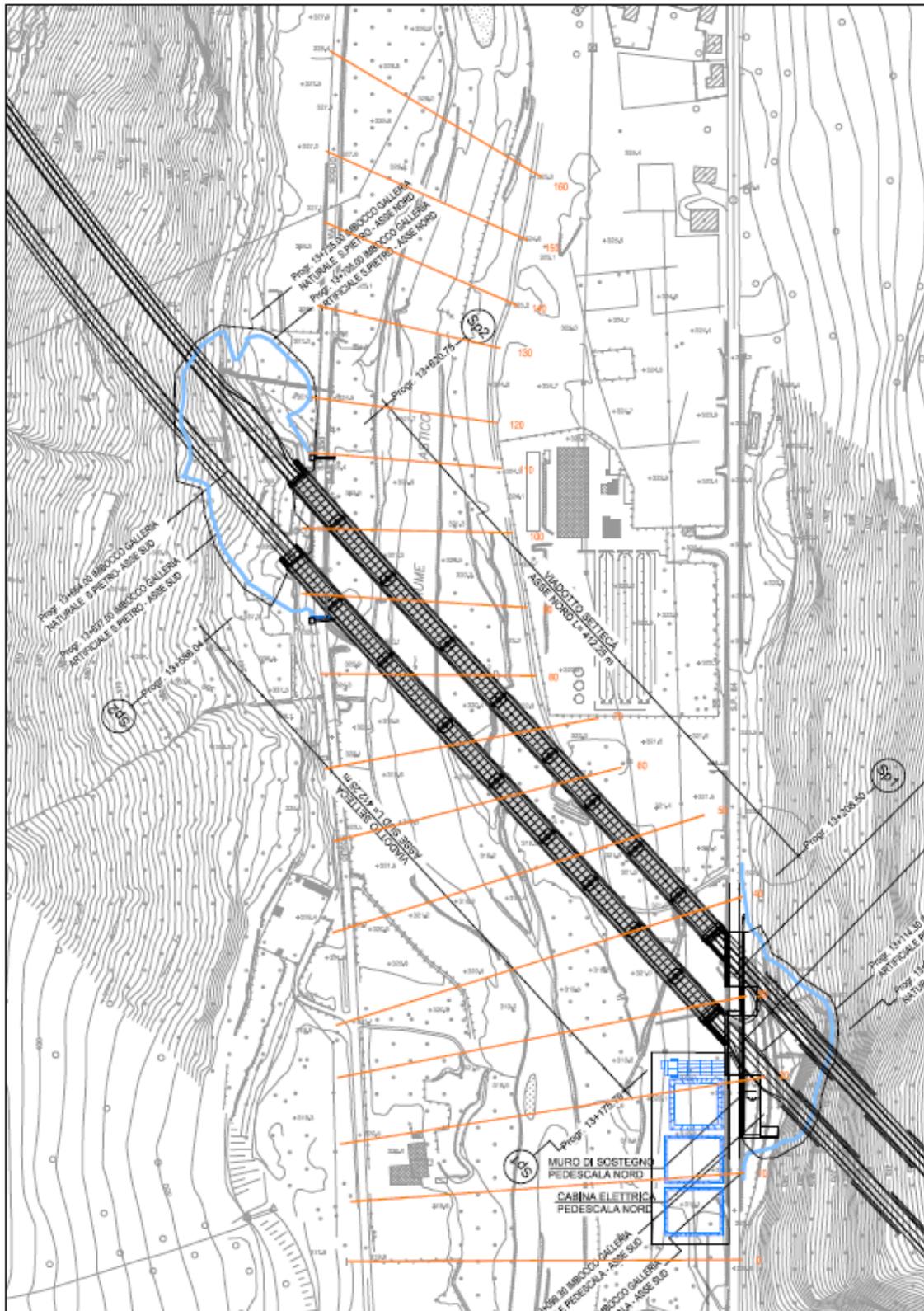


Fig. 64- Sezioni trasversali del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà - condizioni Ante Operam



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

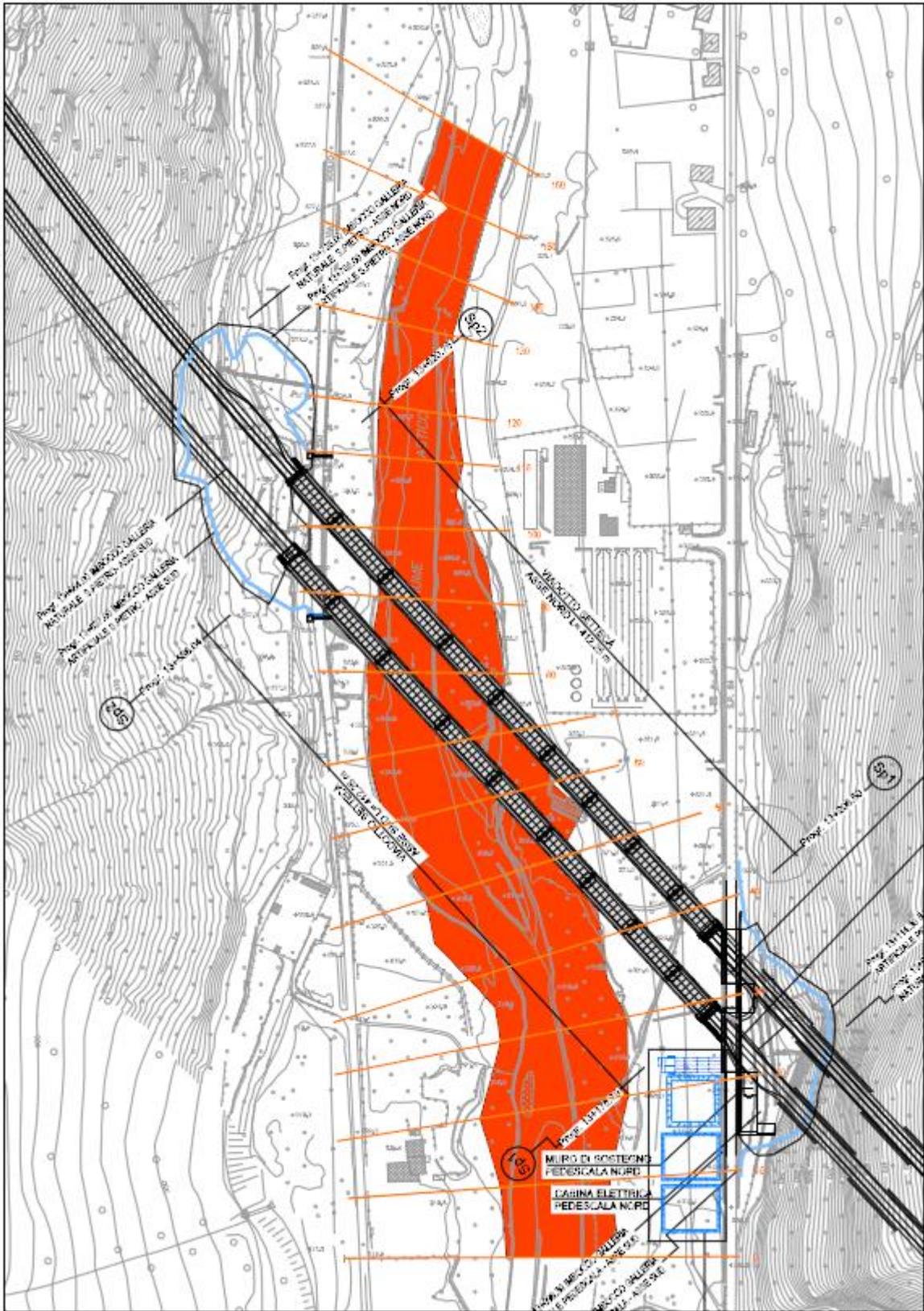


Fig. 65- Aree di esondazione del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà – Portata duecentennale – Stato attuale

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

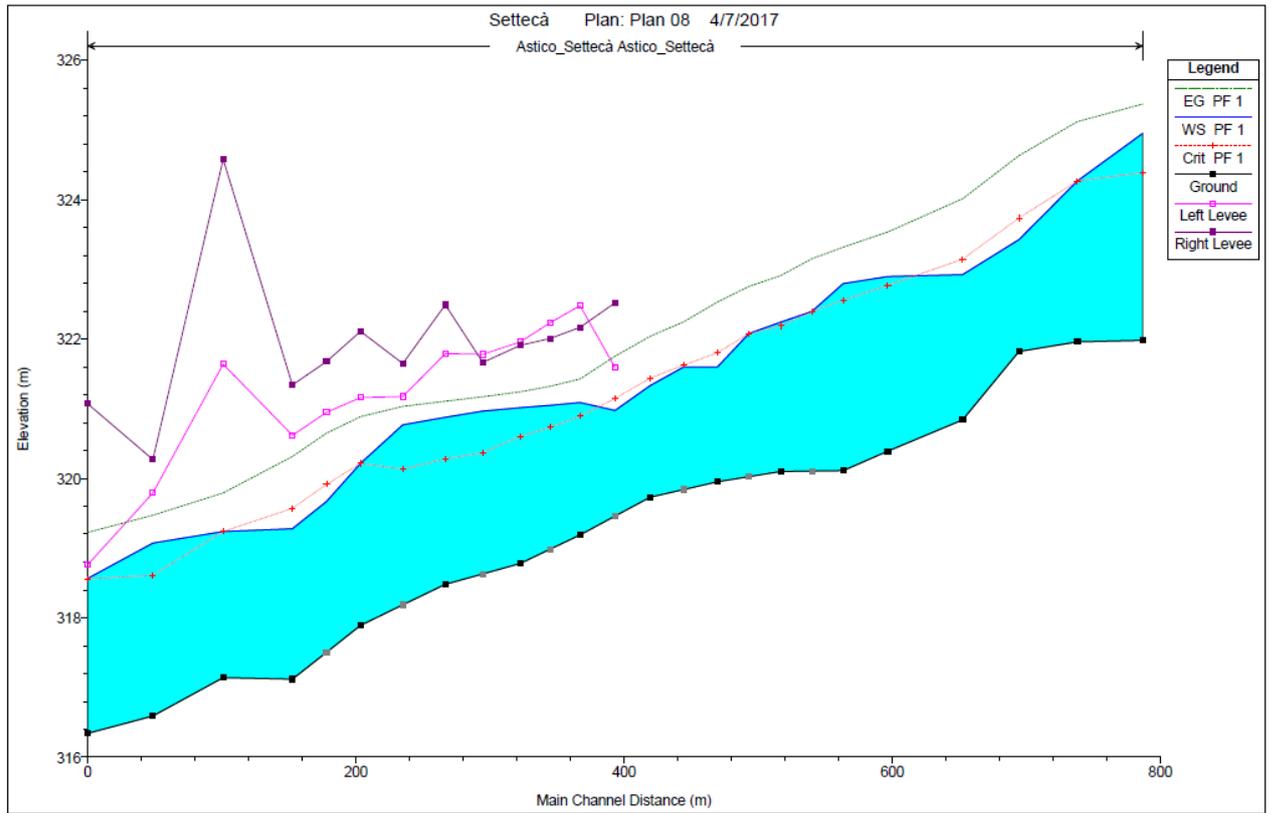


Fig. 66- Profilo longitudinale del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà – Portata duecentennale – Stato attuale

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

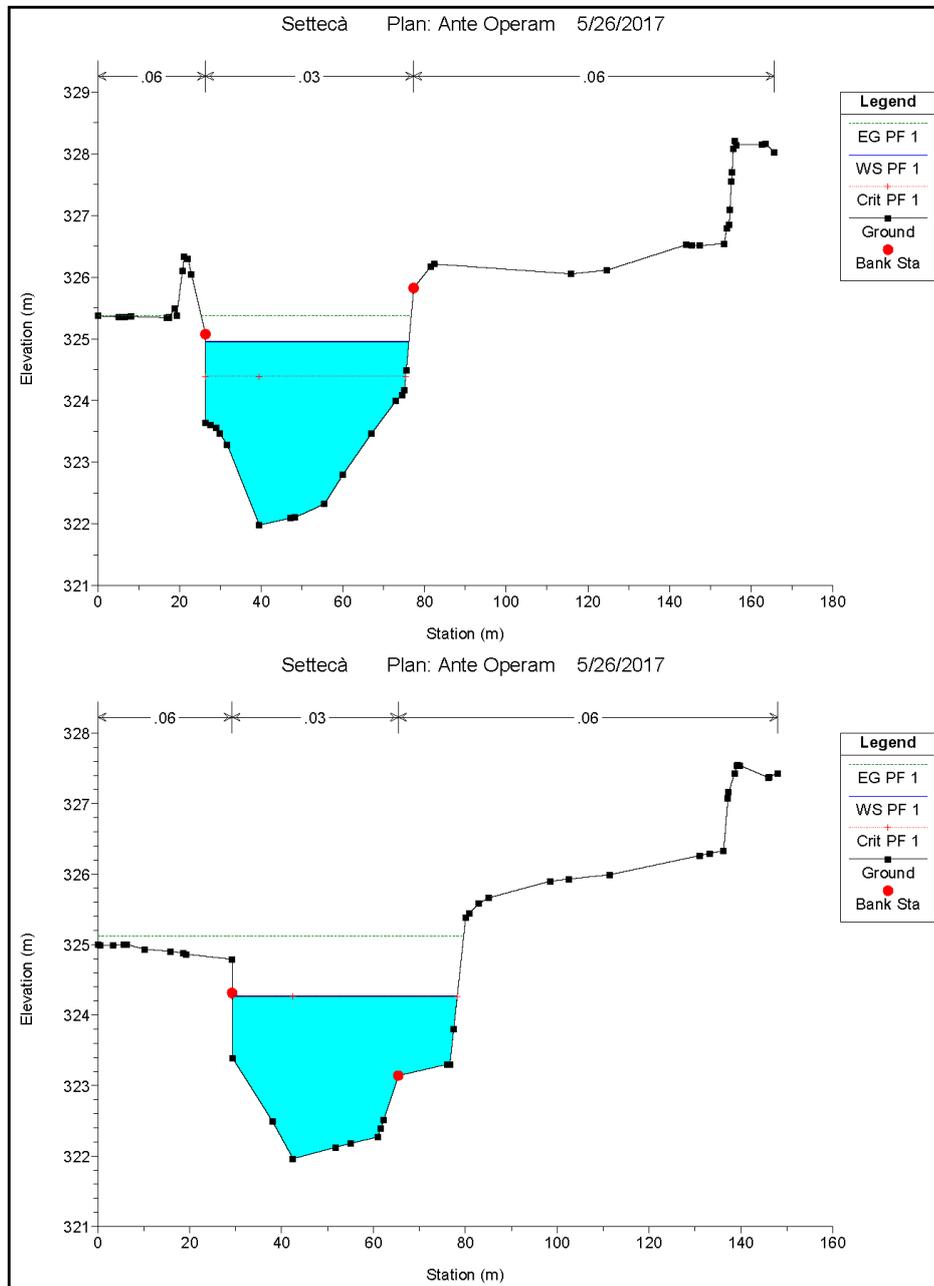


Fig. 67 Sezioni 160 e 150

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

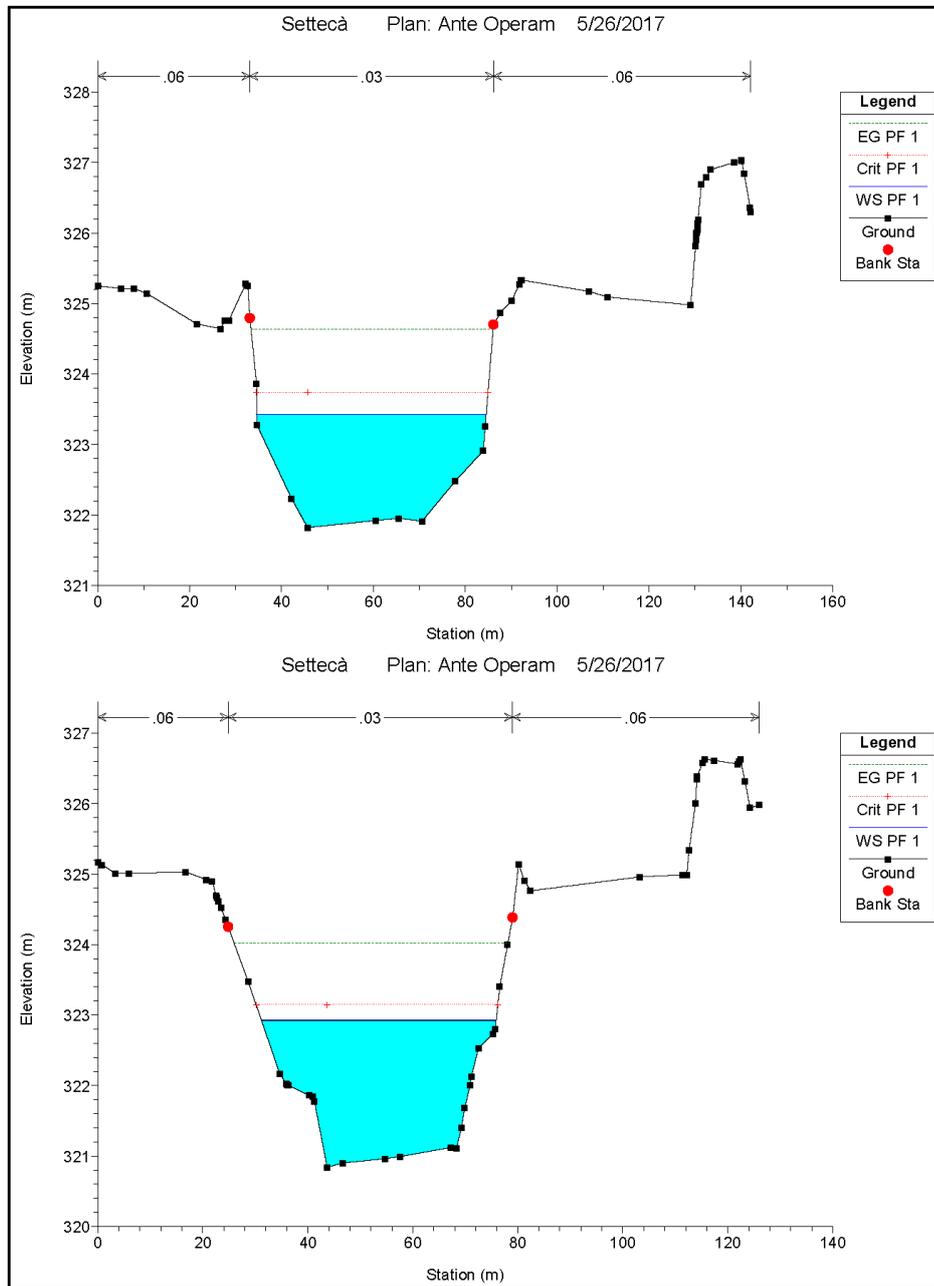


Fig. 68 Sezioni 140 e 130

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

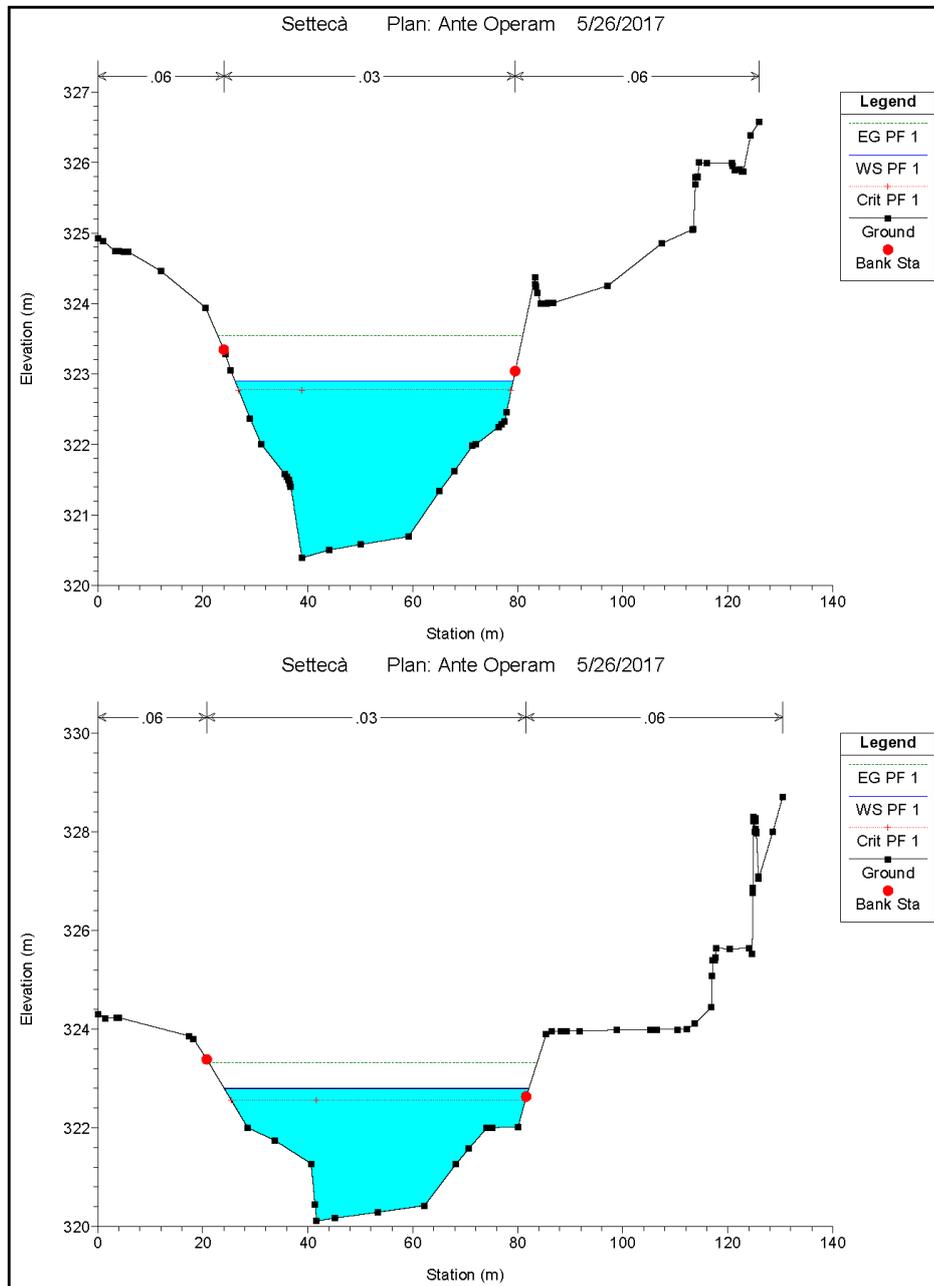


Fig. 69 Sezioni 120 e 130

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

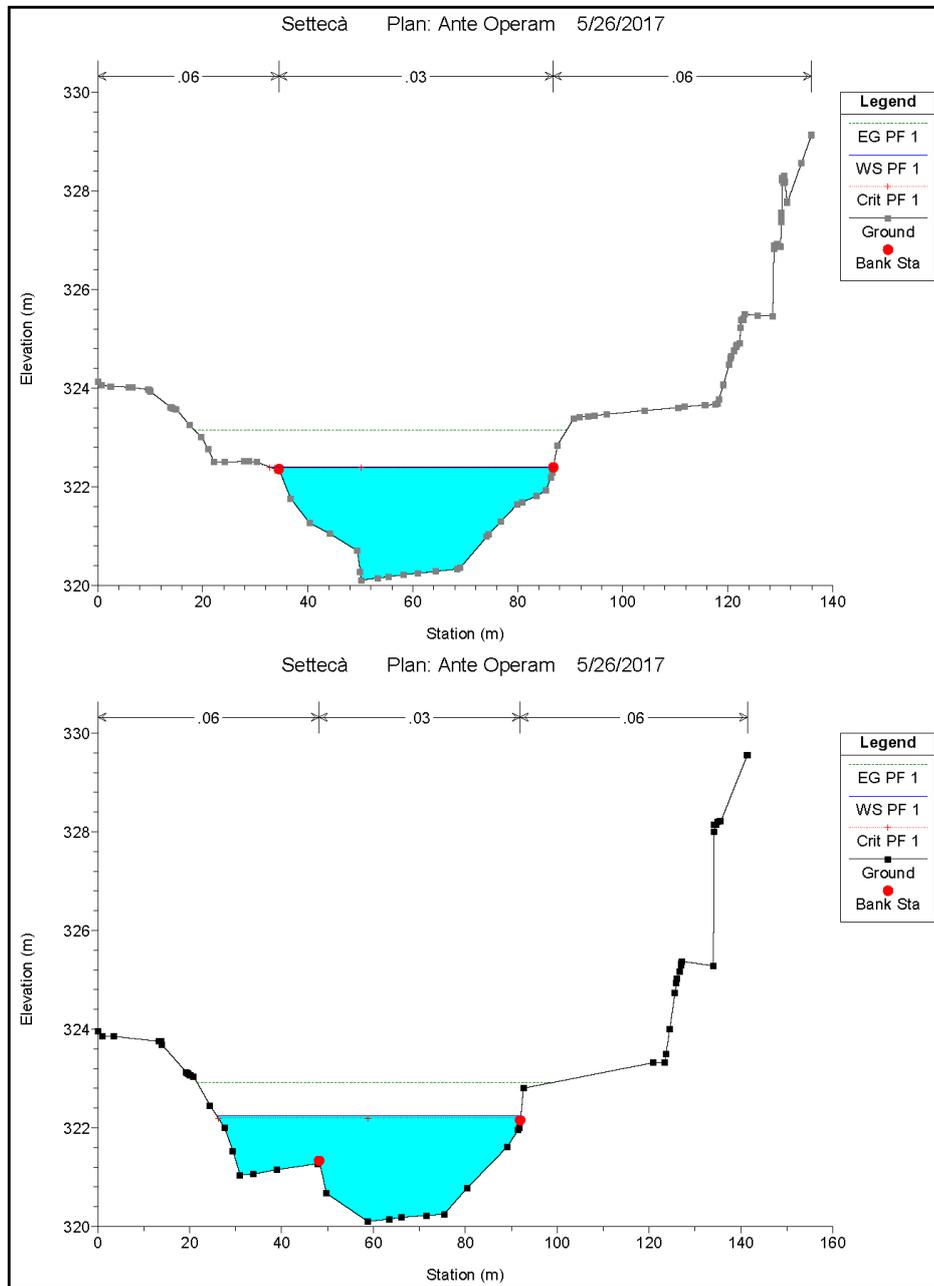


Fig. 70 Sezioni 105 e 100

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

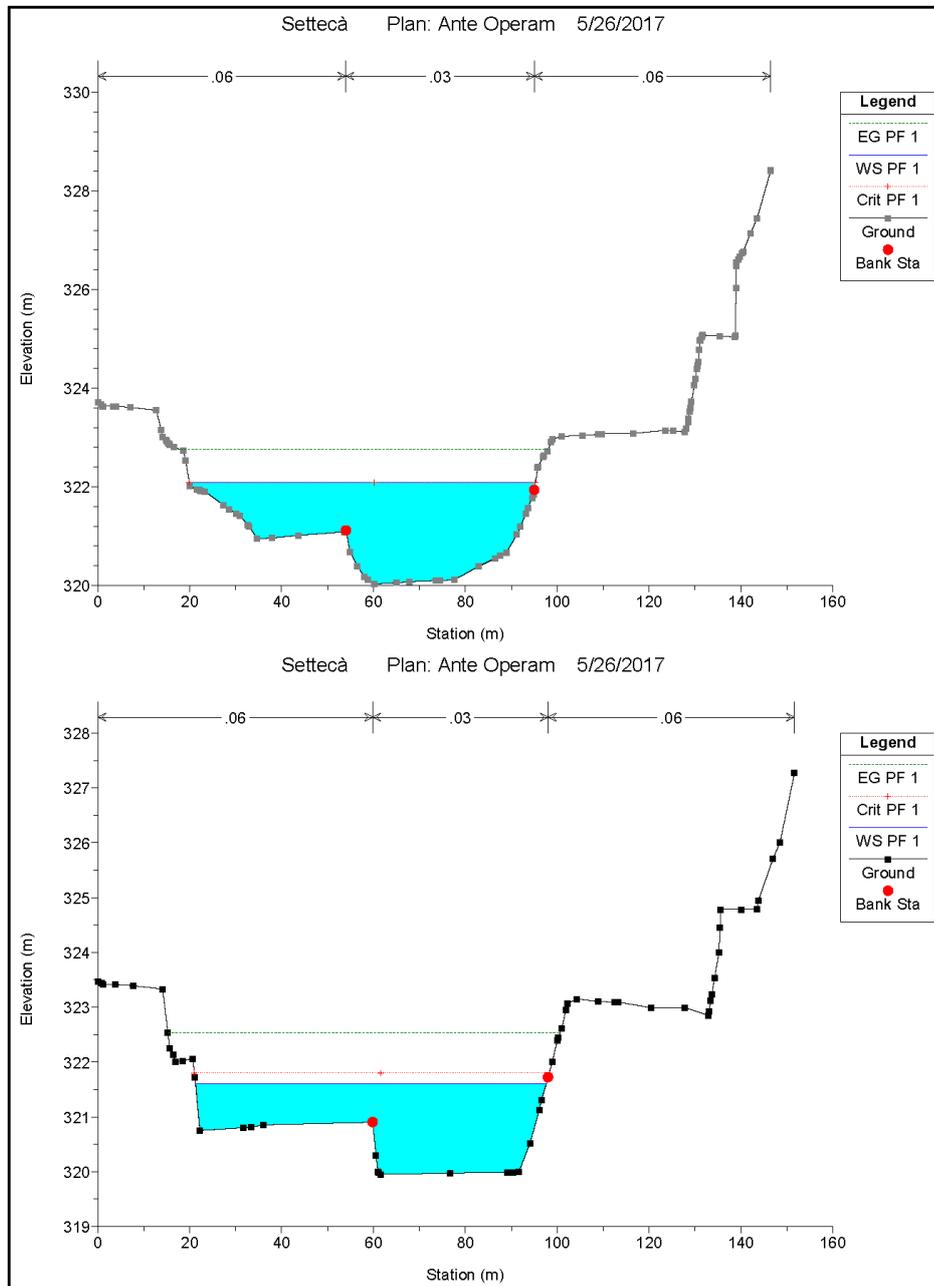


Fig. 71 Sezioni 95 e 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

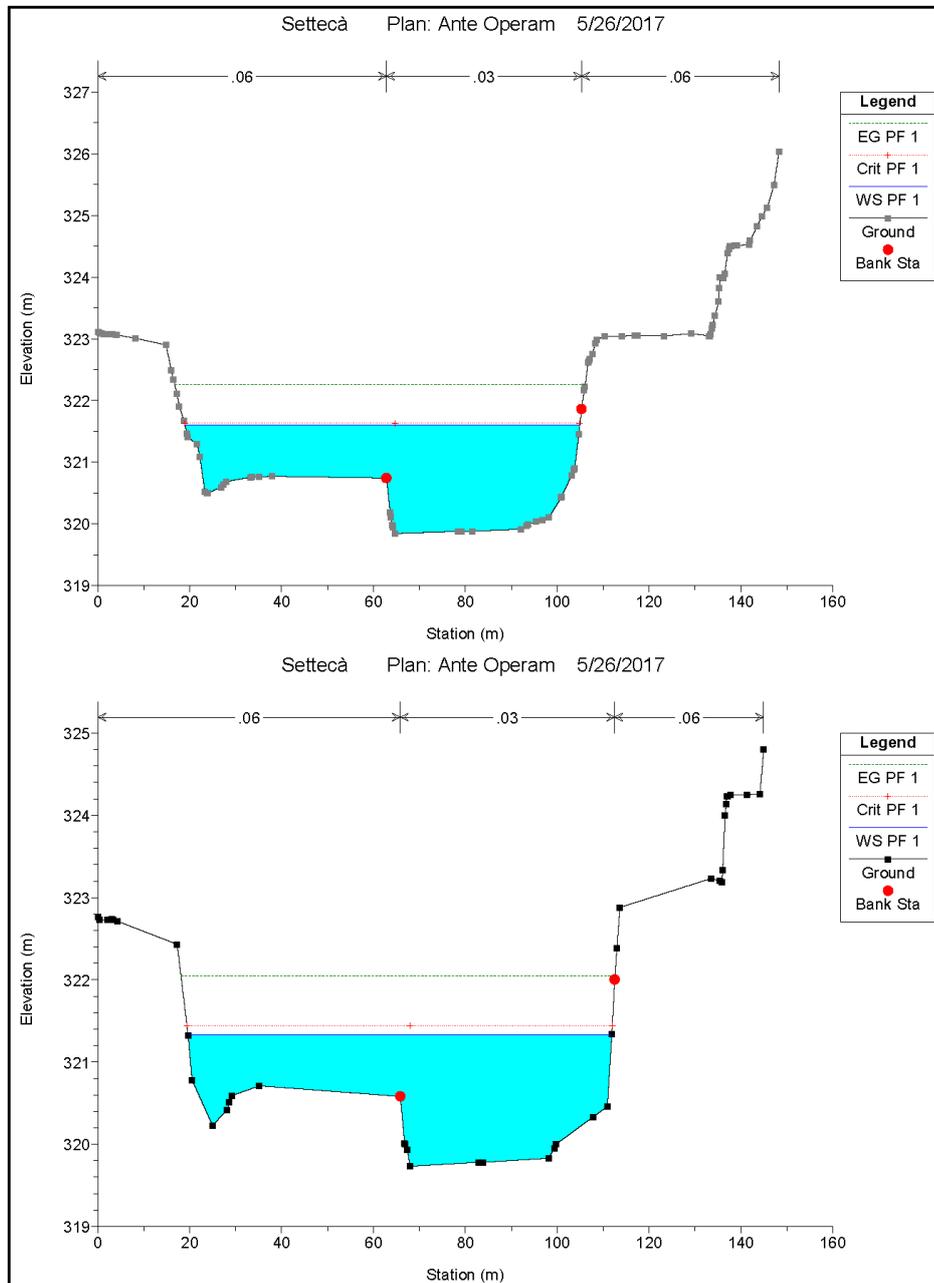


Fig. 72 Sezioni 85 e 80

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

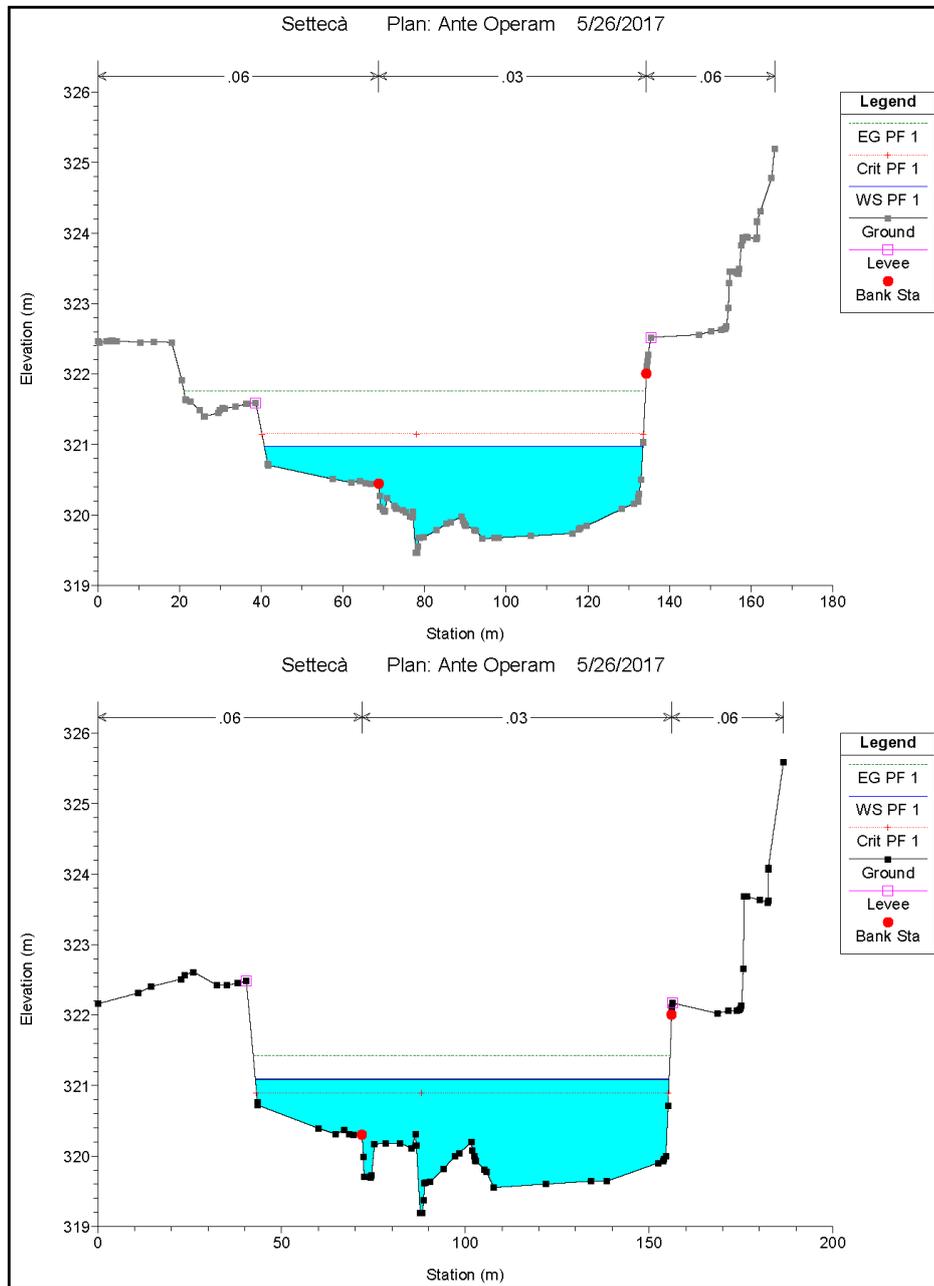


Fig. 73 Sezioni 75 e 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

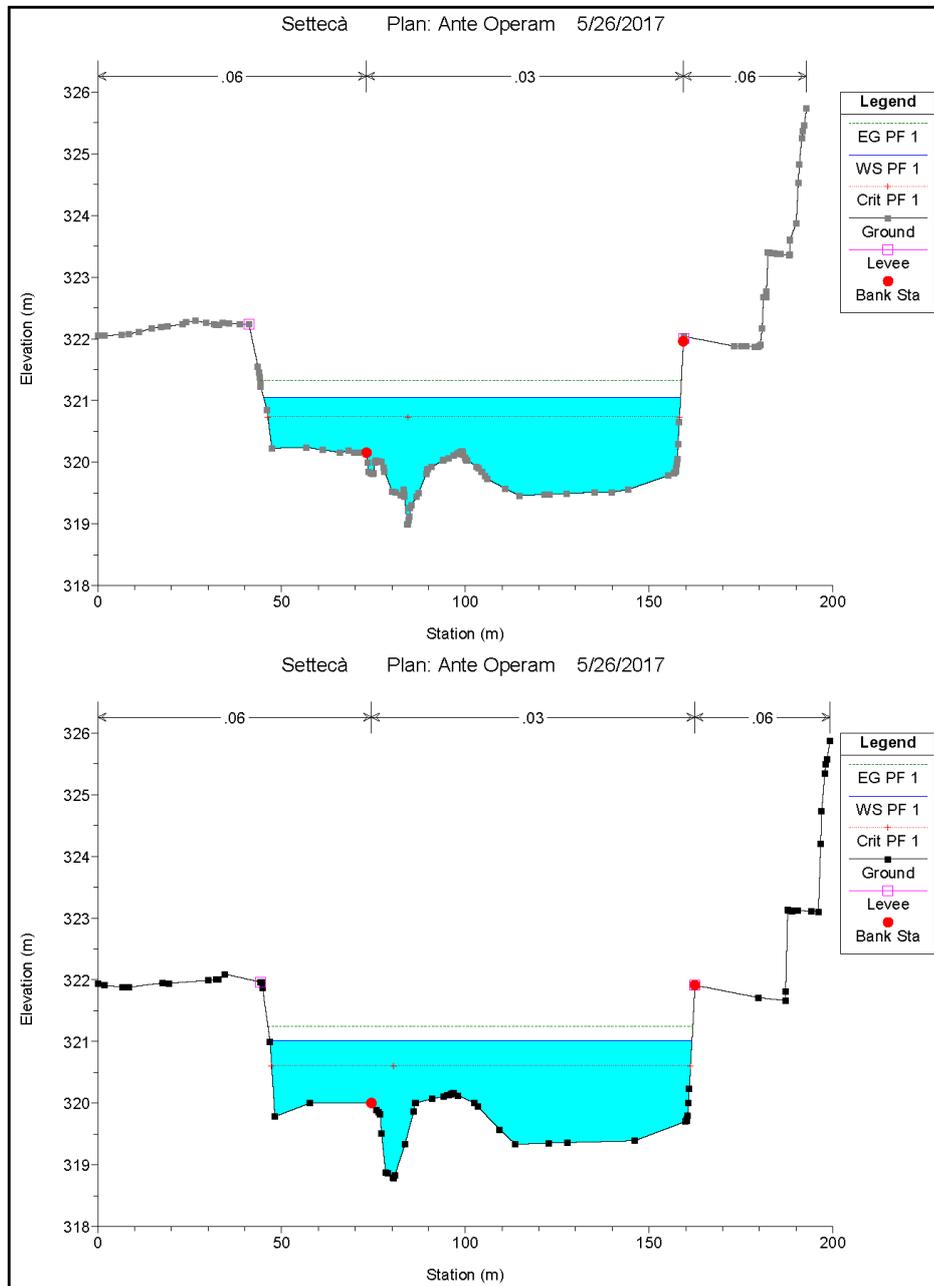


Fig. 74 Sezioni 65 e 60

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

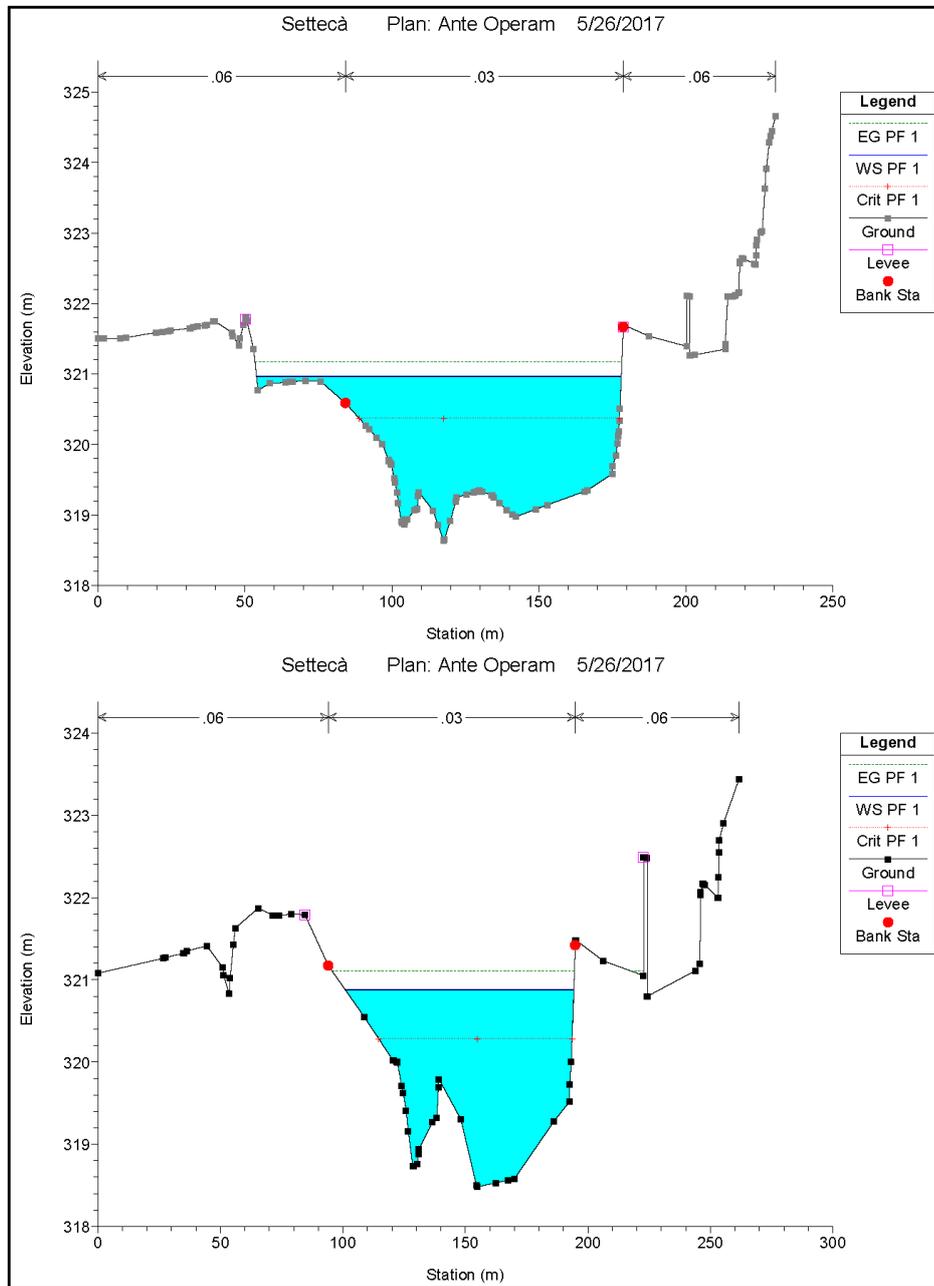


Fig. 75 Sezioni 55 e 50

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

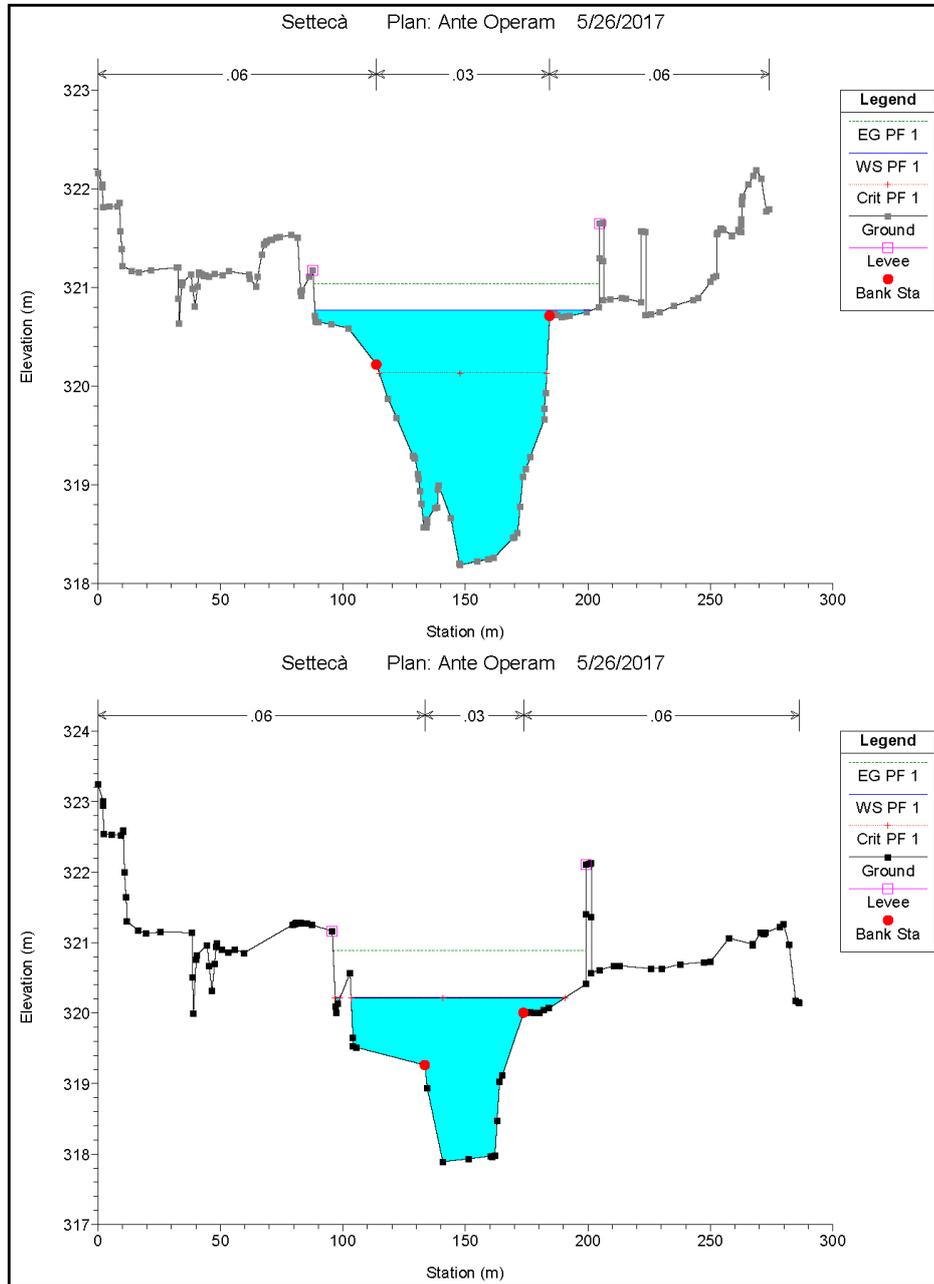


Fig. 76 Sezioni 45 e 40

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

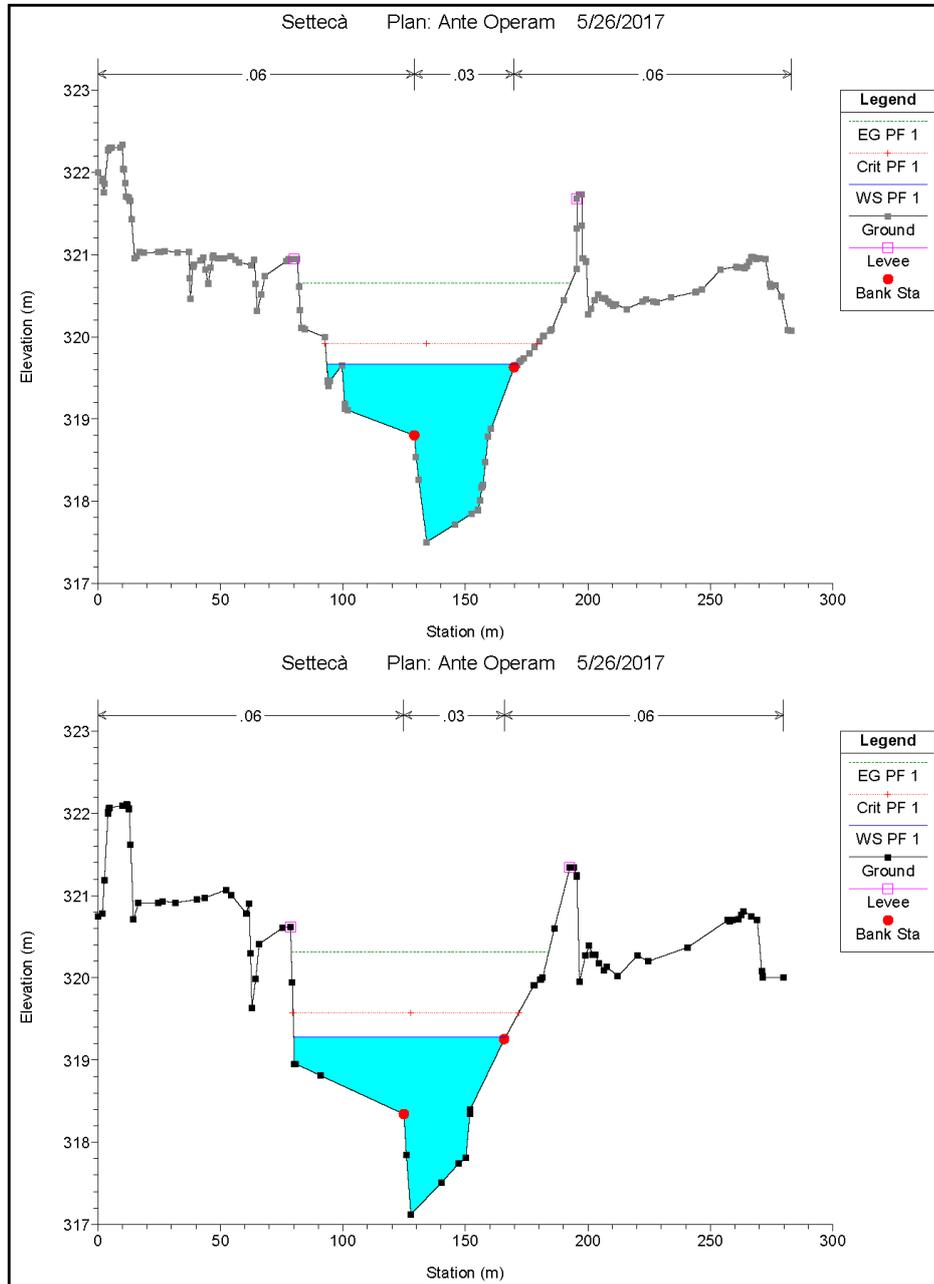


Fig. 77 Sezioni 35 e 30

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

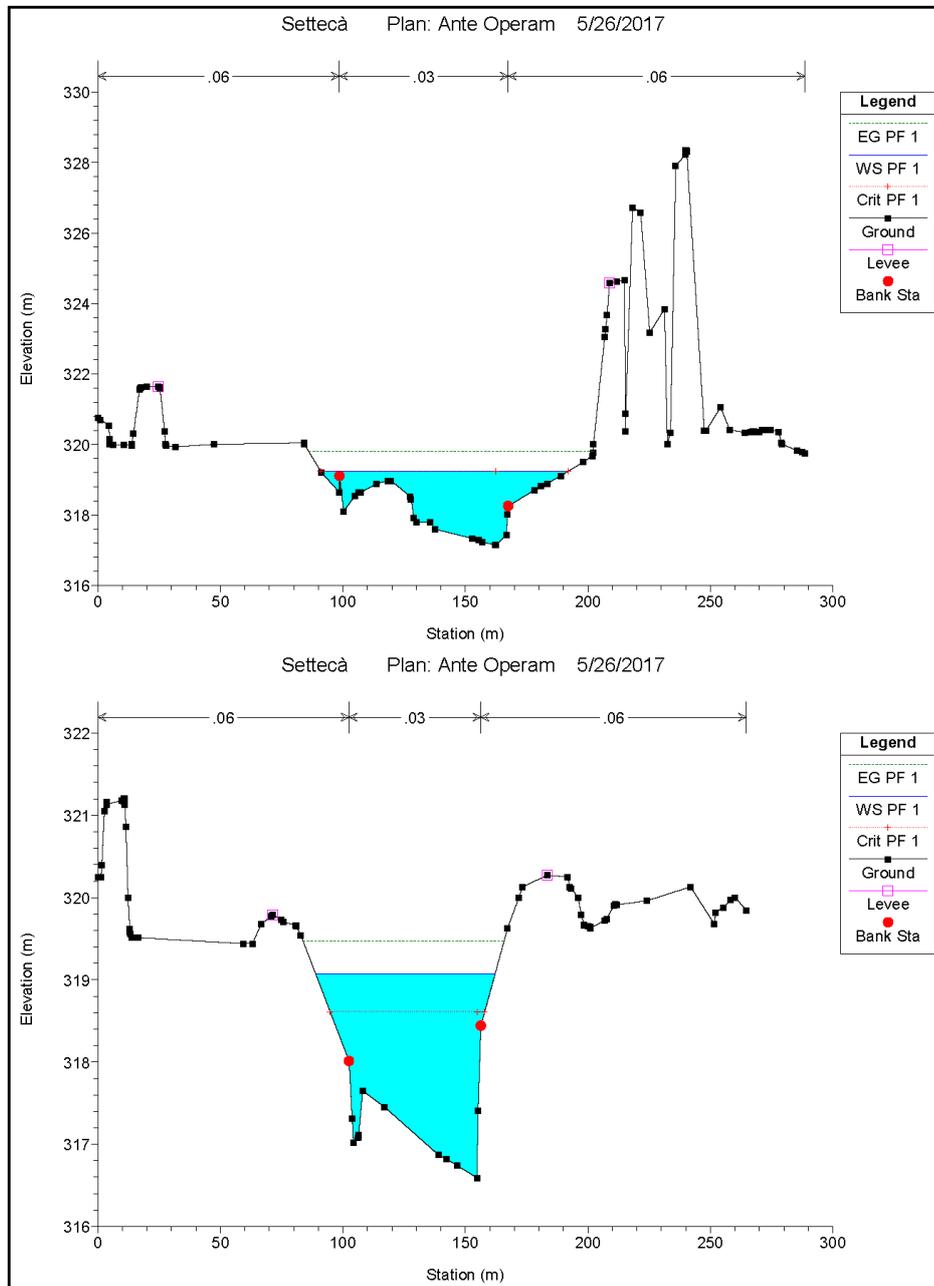


Fig. 78 Sezioni 20 e 10

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

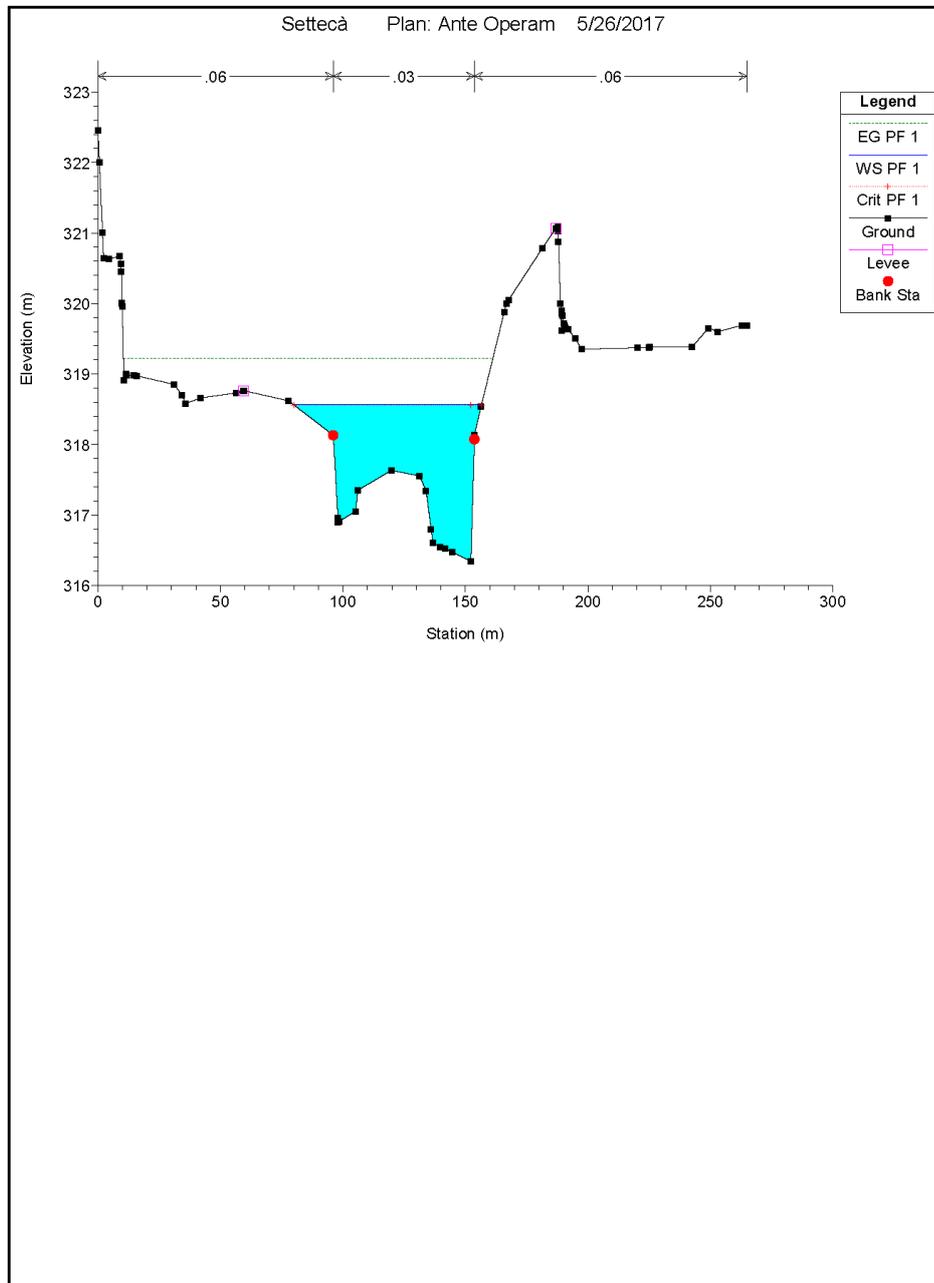


Fig. 79 Sezioni 10 e 0

Post Operam

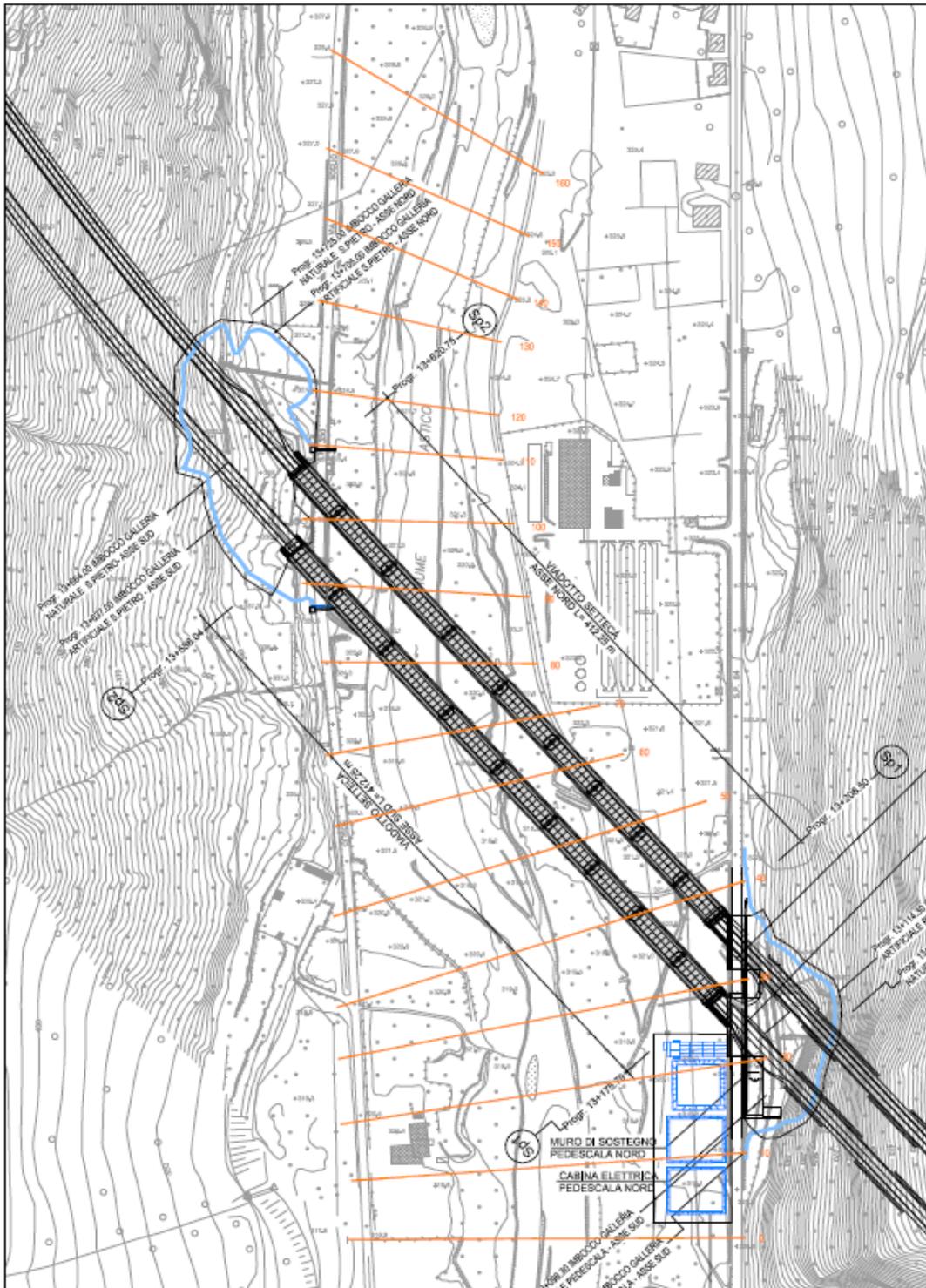


Fig. 80- sezioni trasversali del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà - condizioni Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

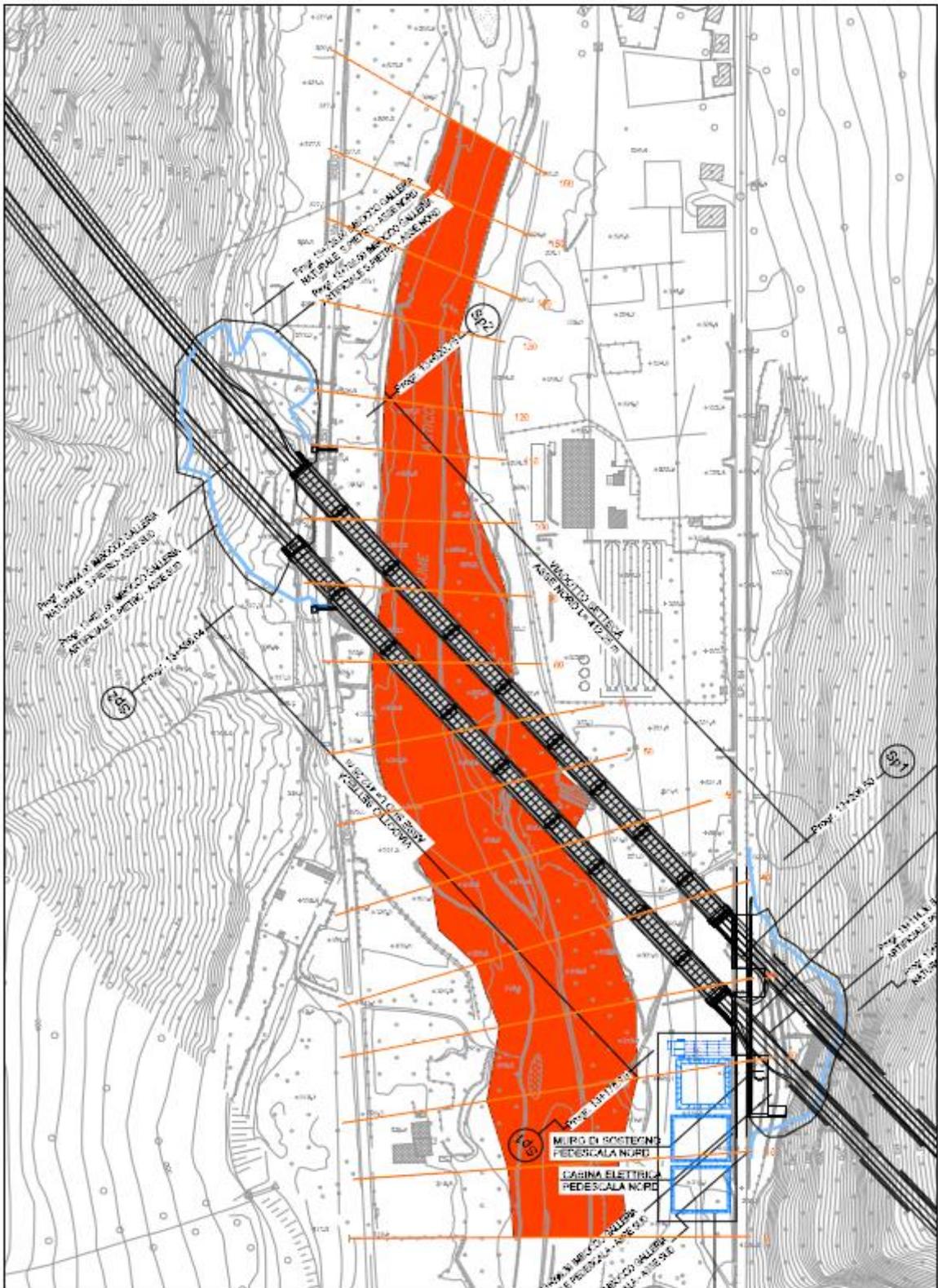


Fig. 81- Aree di esondazione del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà – Portata duecentennale – Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

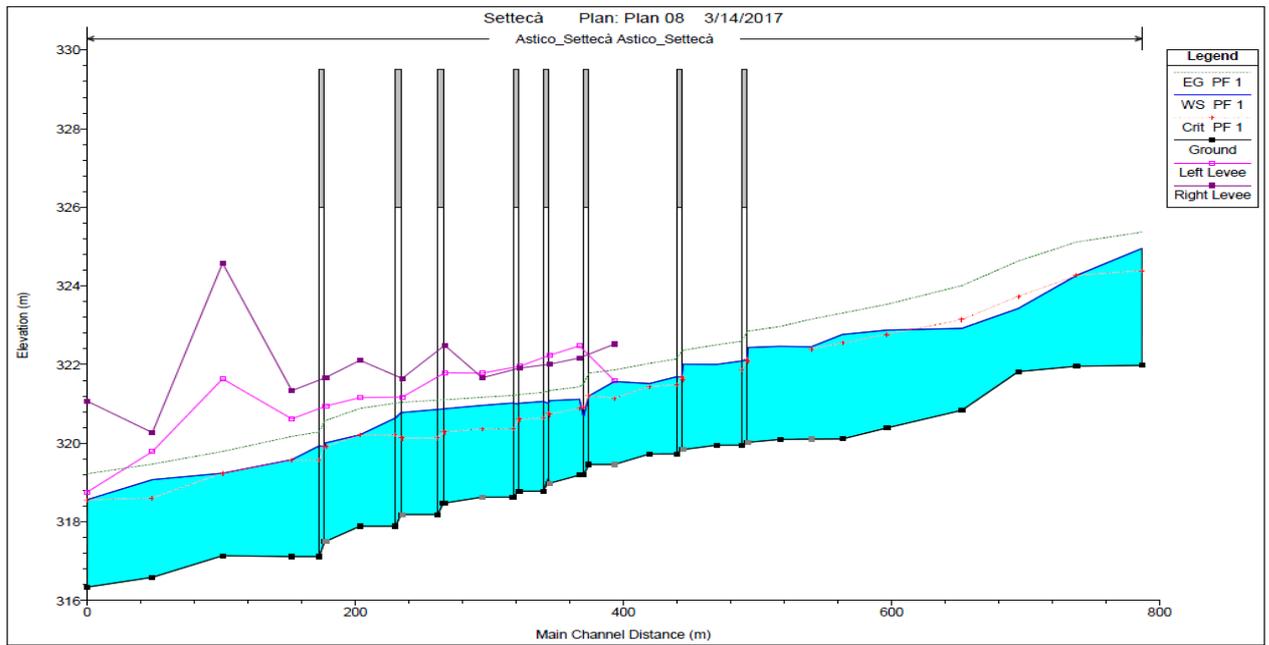


Fig. 82- Profilo longitudinale del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Settecà – Portata duecentennale – Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

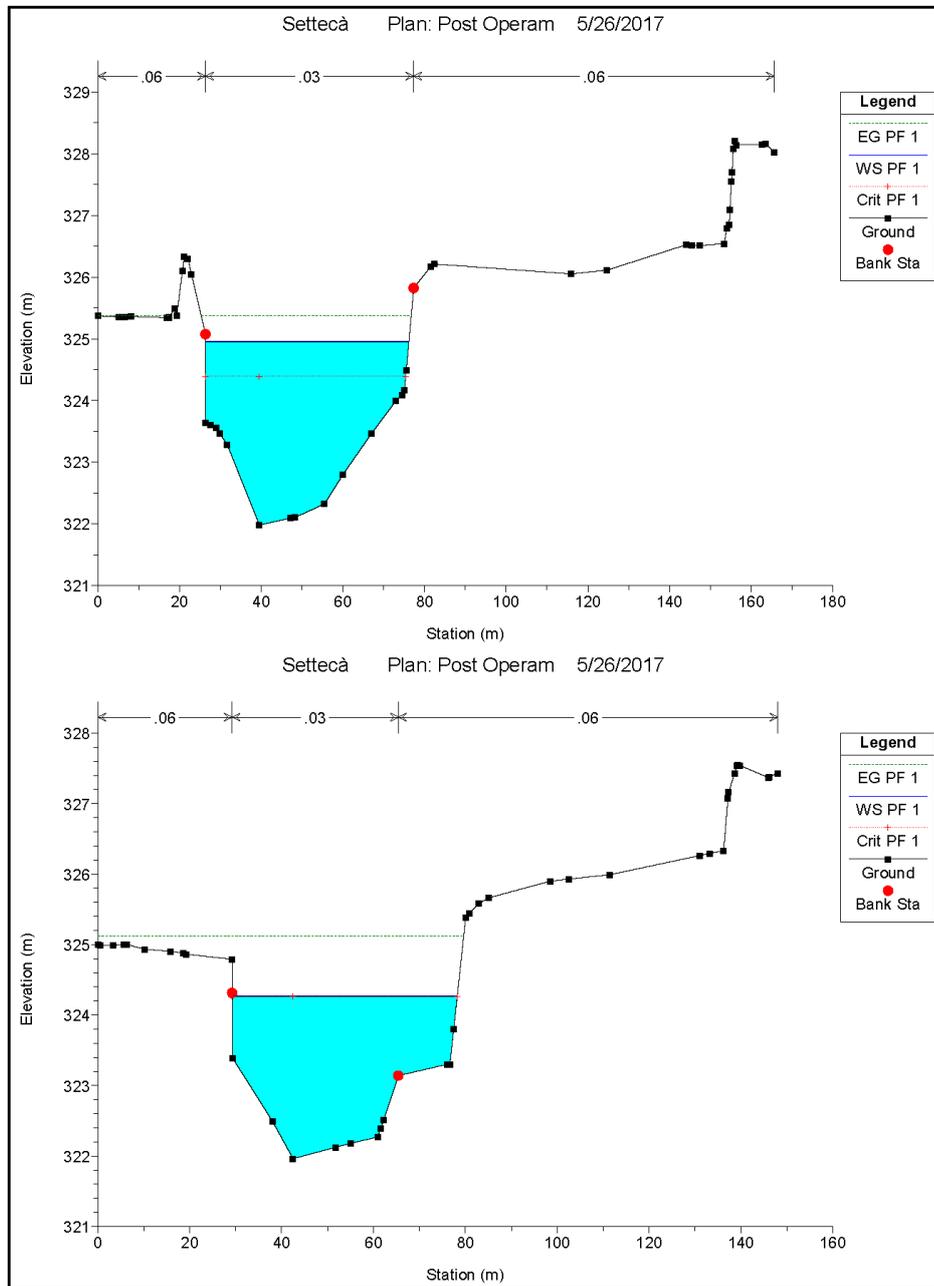


Fig. 83 Sezioni 160 e 150

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

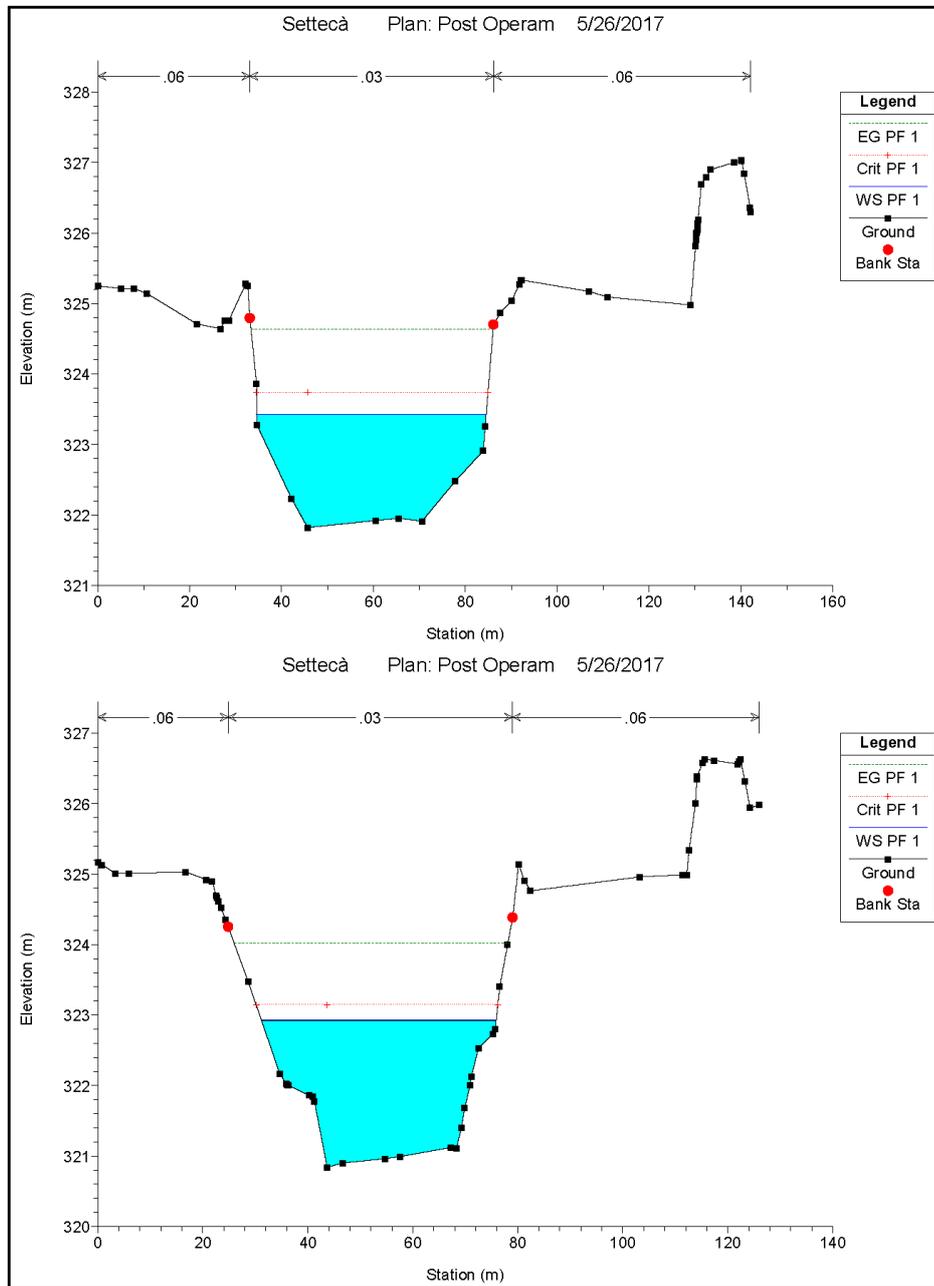


Fig. 84 Sezioni 140 e 130

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

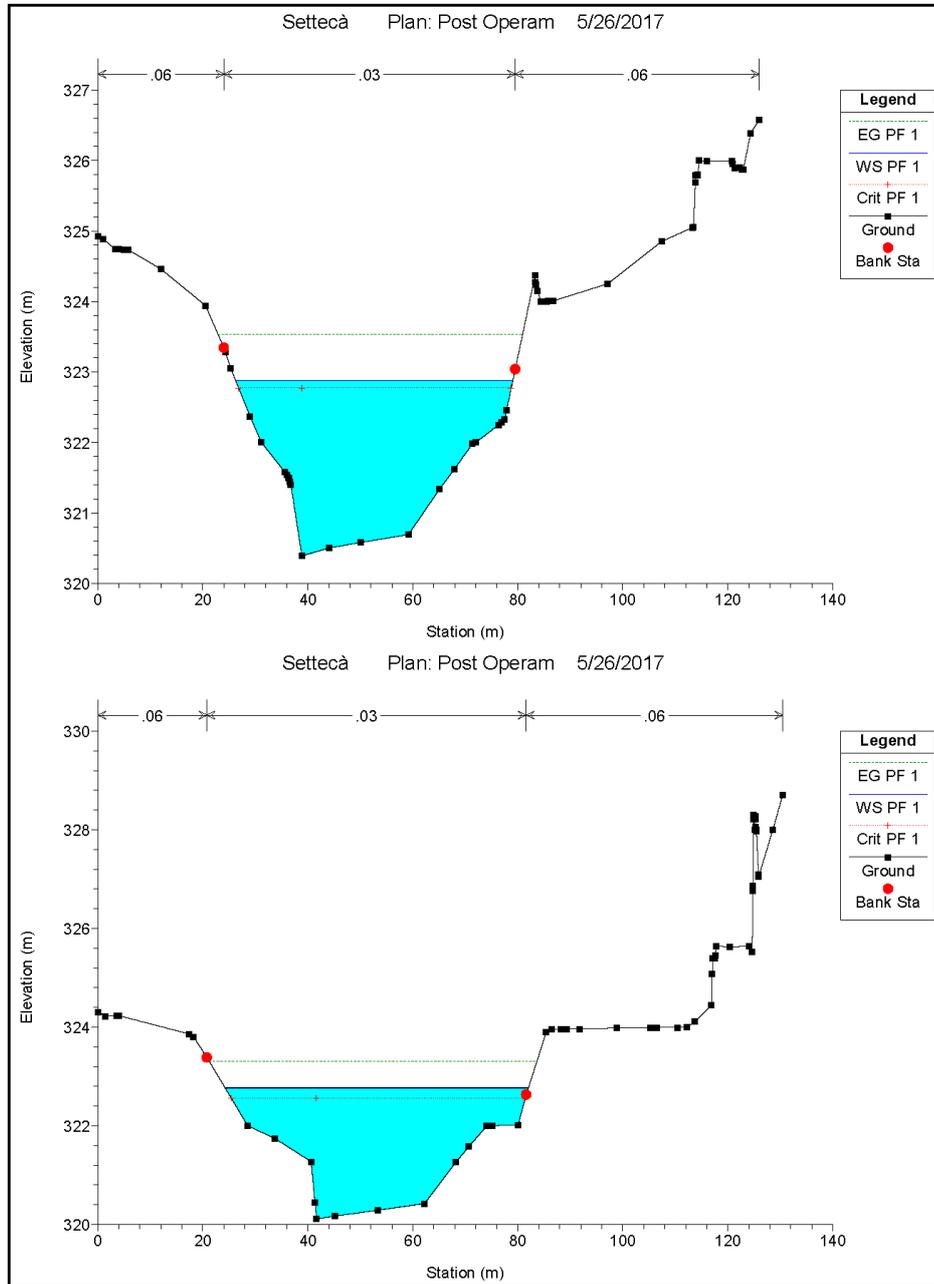


Fig. 85 Sezioni 120 e 110

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

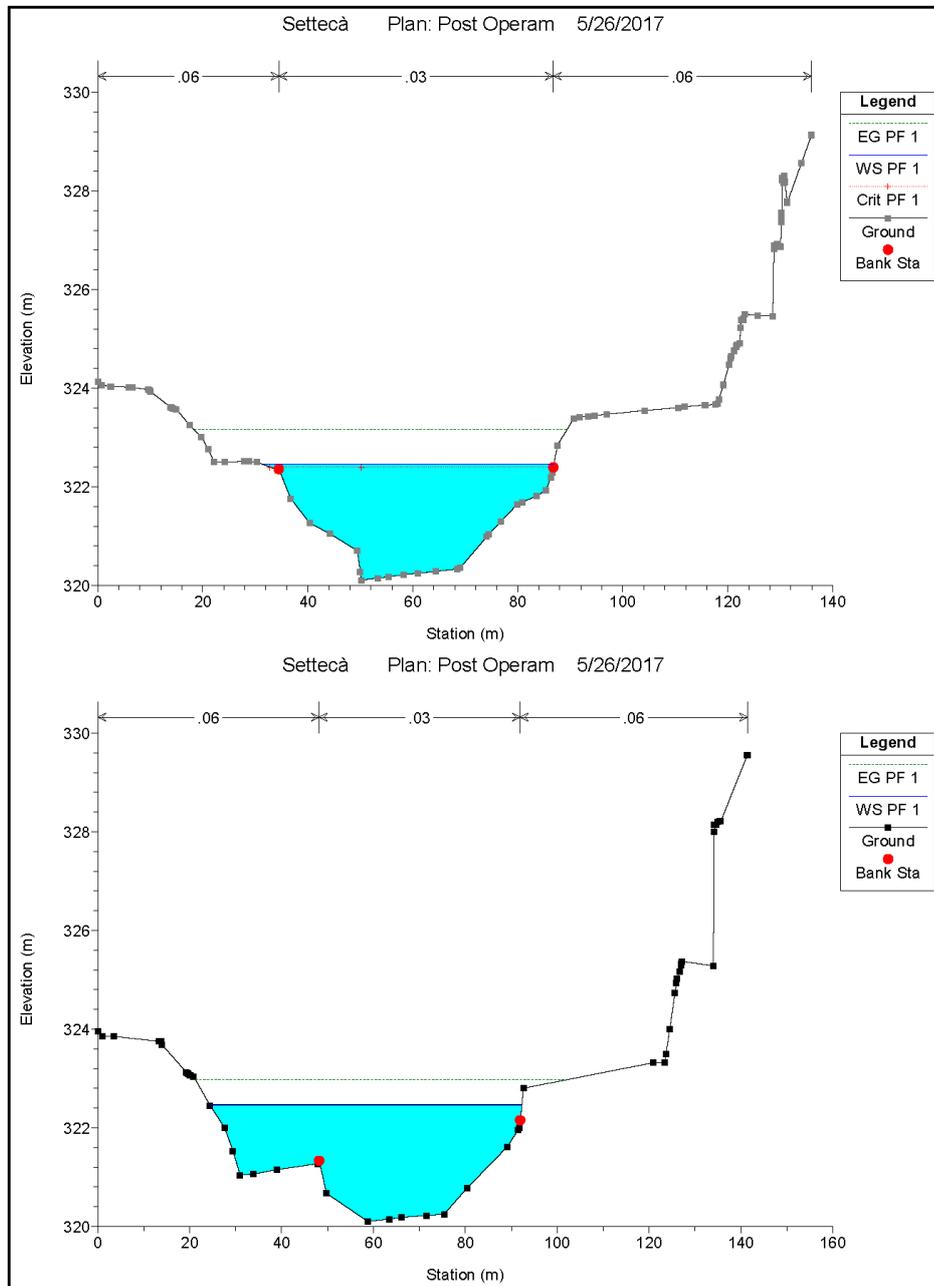


Fig. 86 Sezioni 105 e 100

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

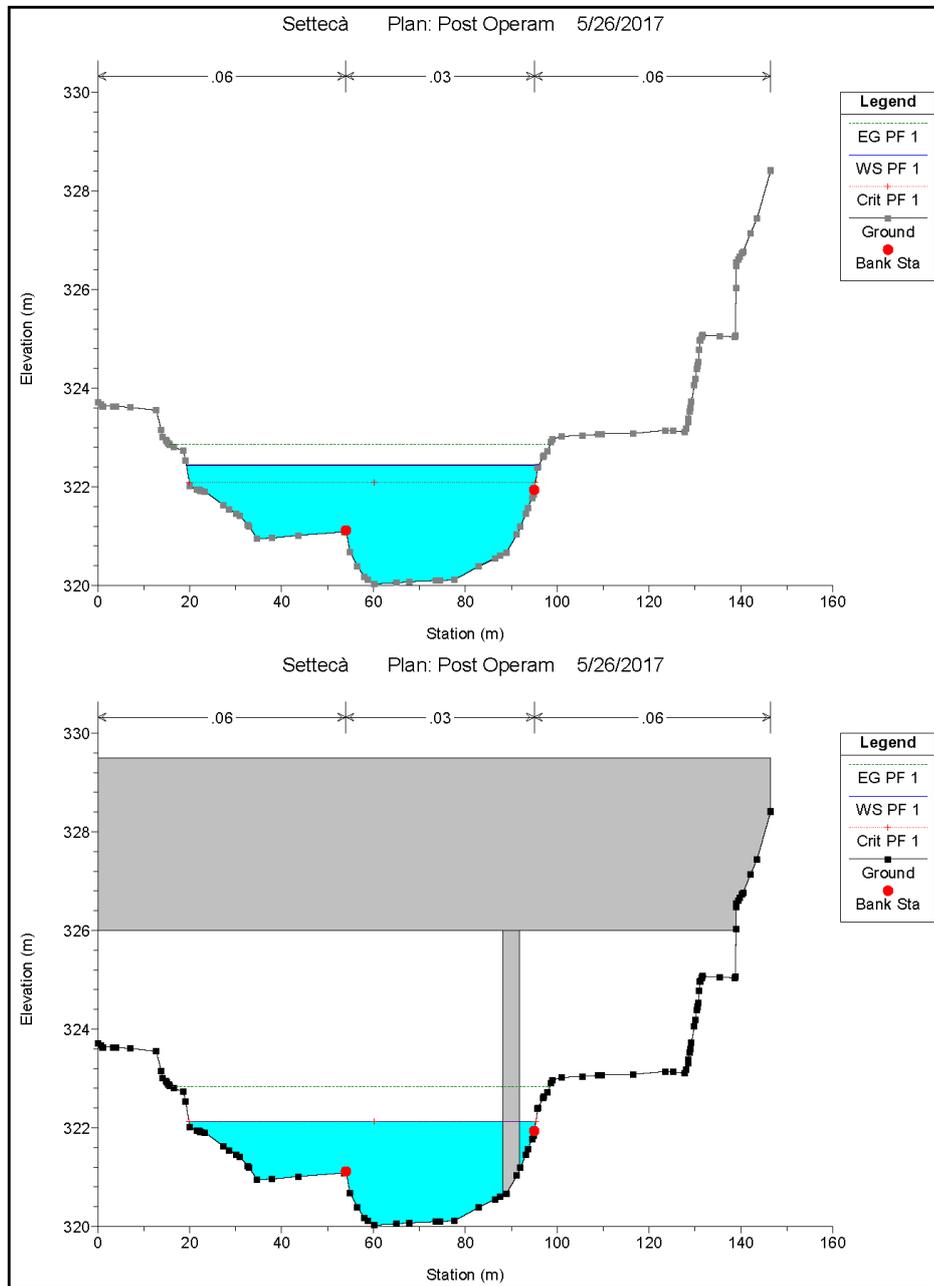


Fig. 87 Sezioni 95 e 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

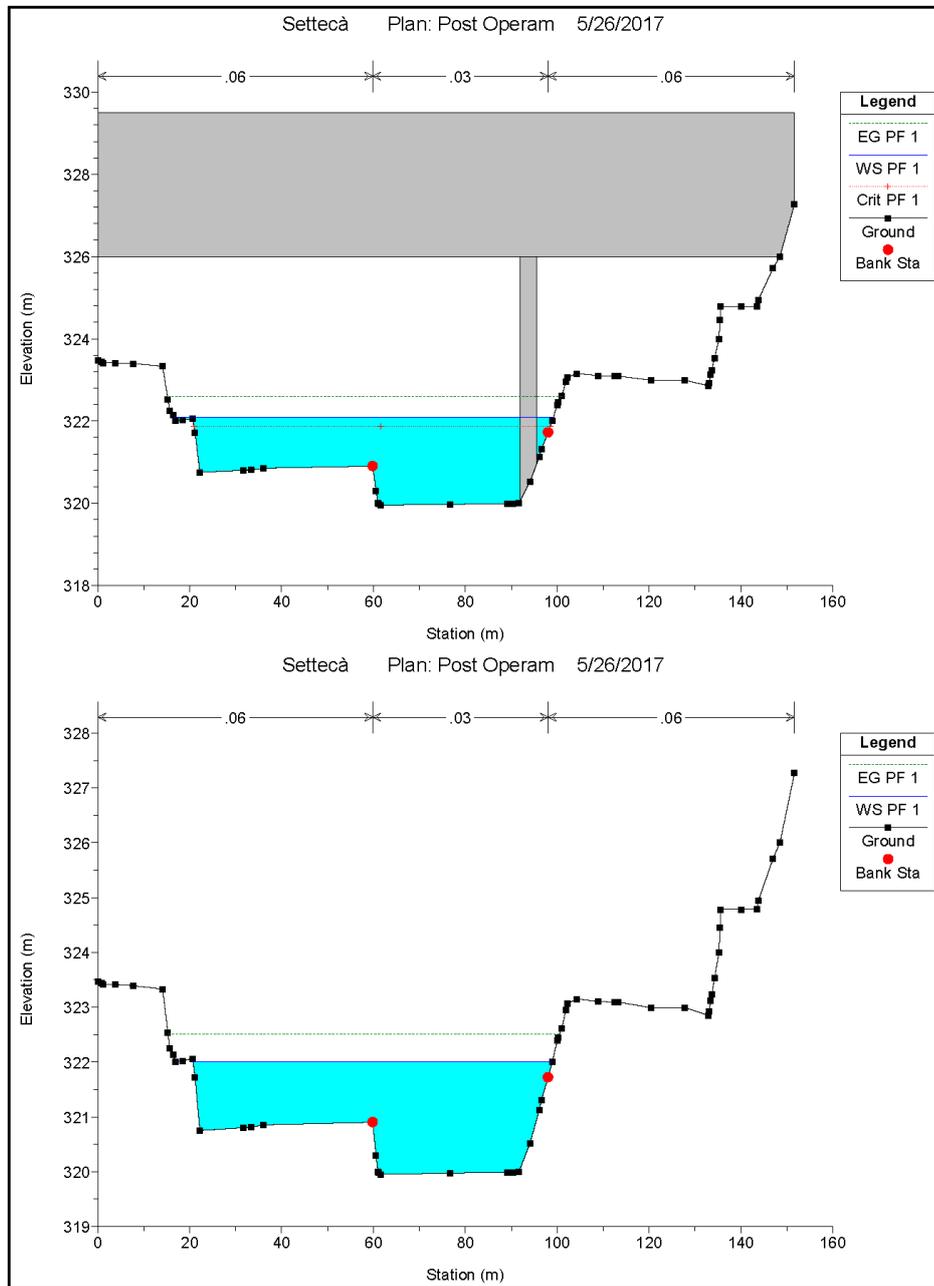


Fig. 88 Sezioni 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

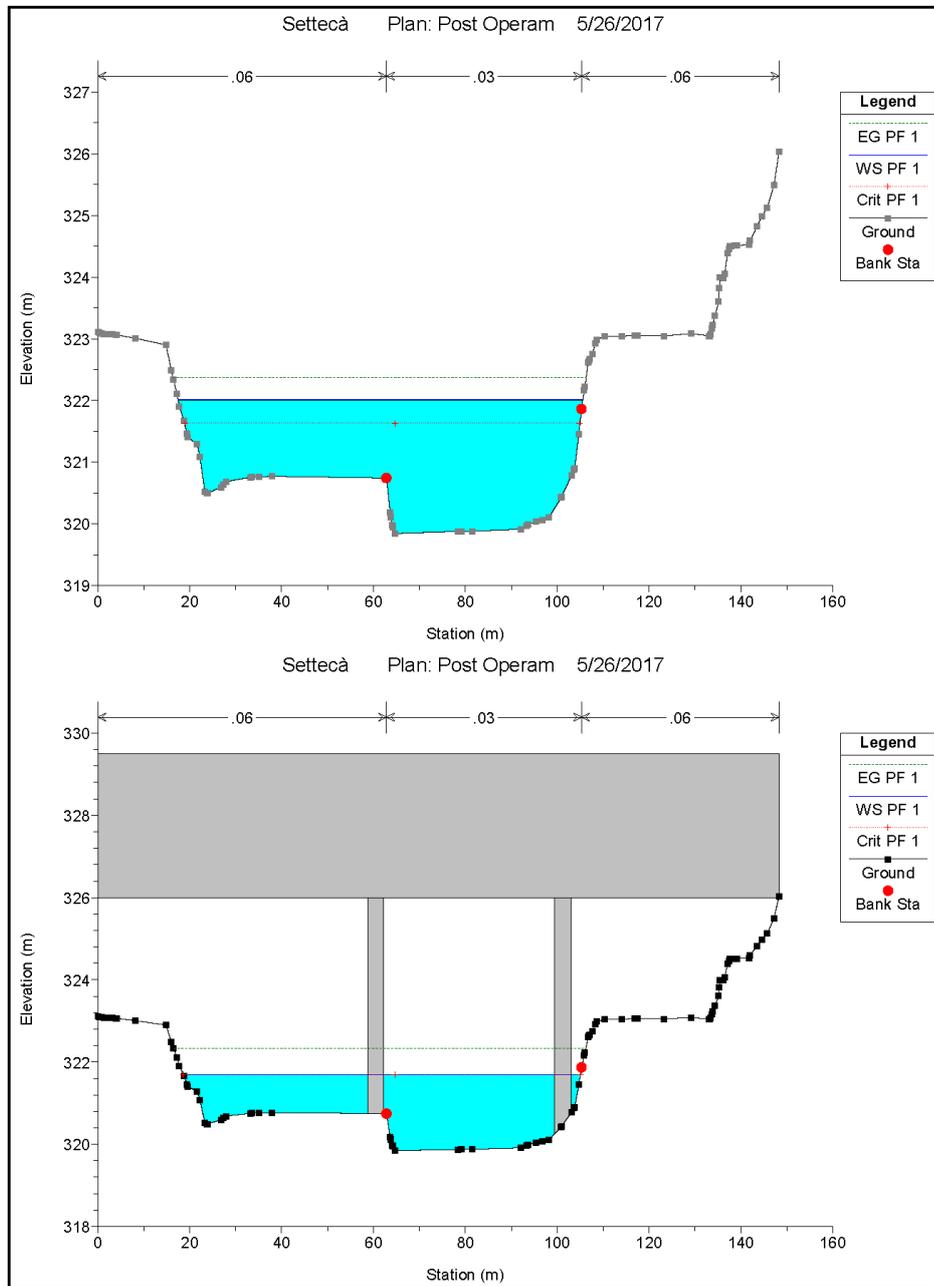


Fig. 89 Sezioni 85 e 80

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

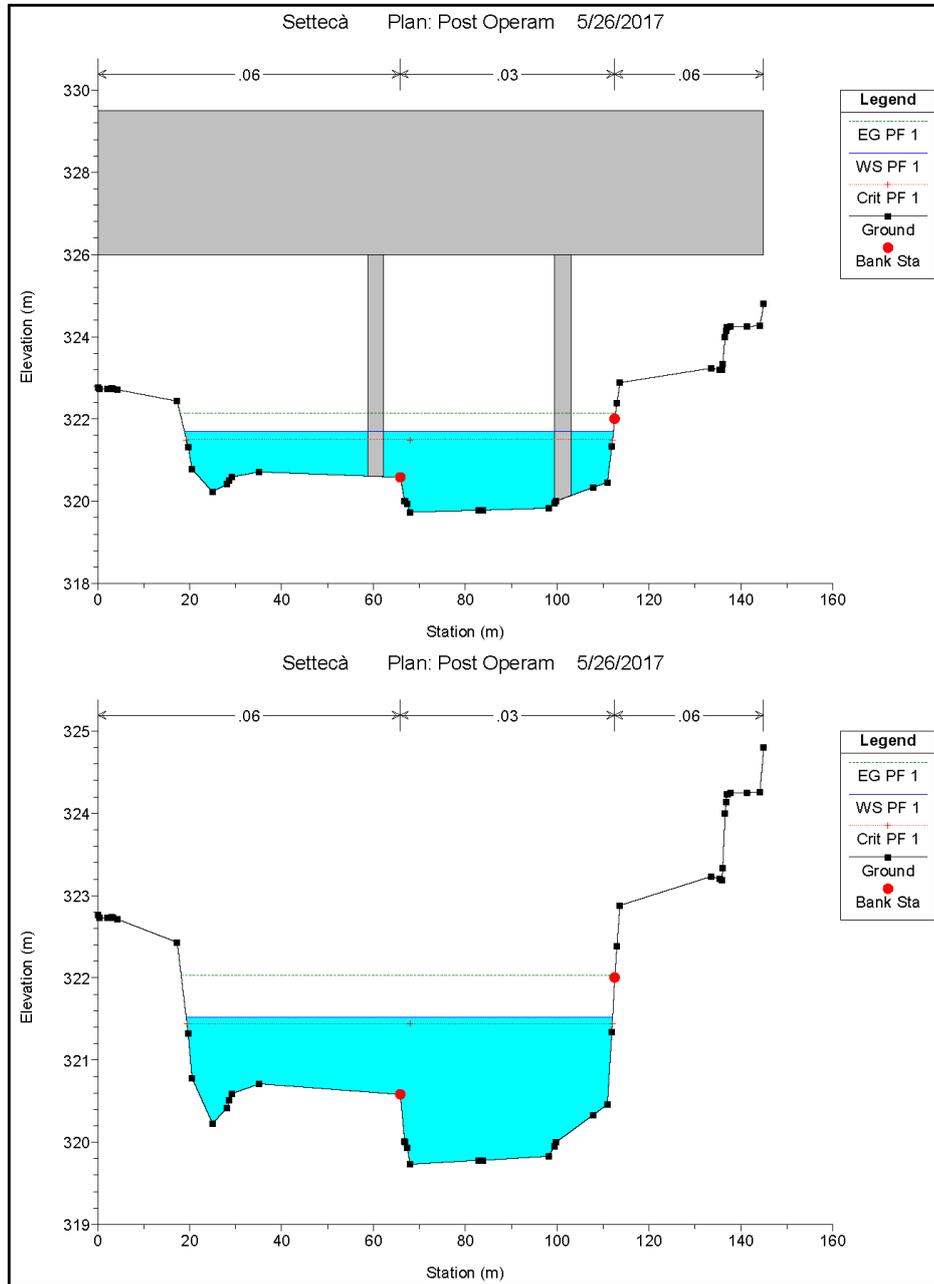


Fig. 90 Sezioni 80

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

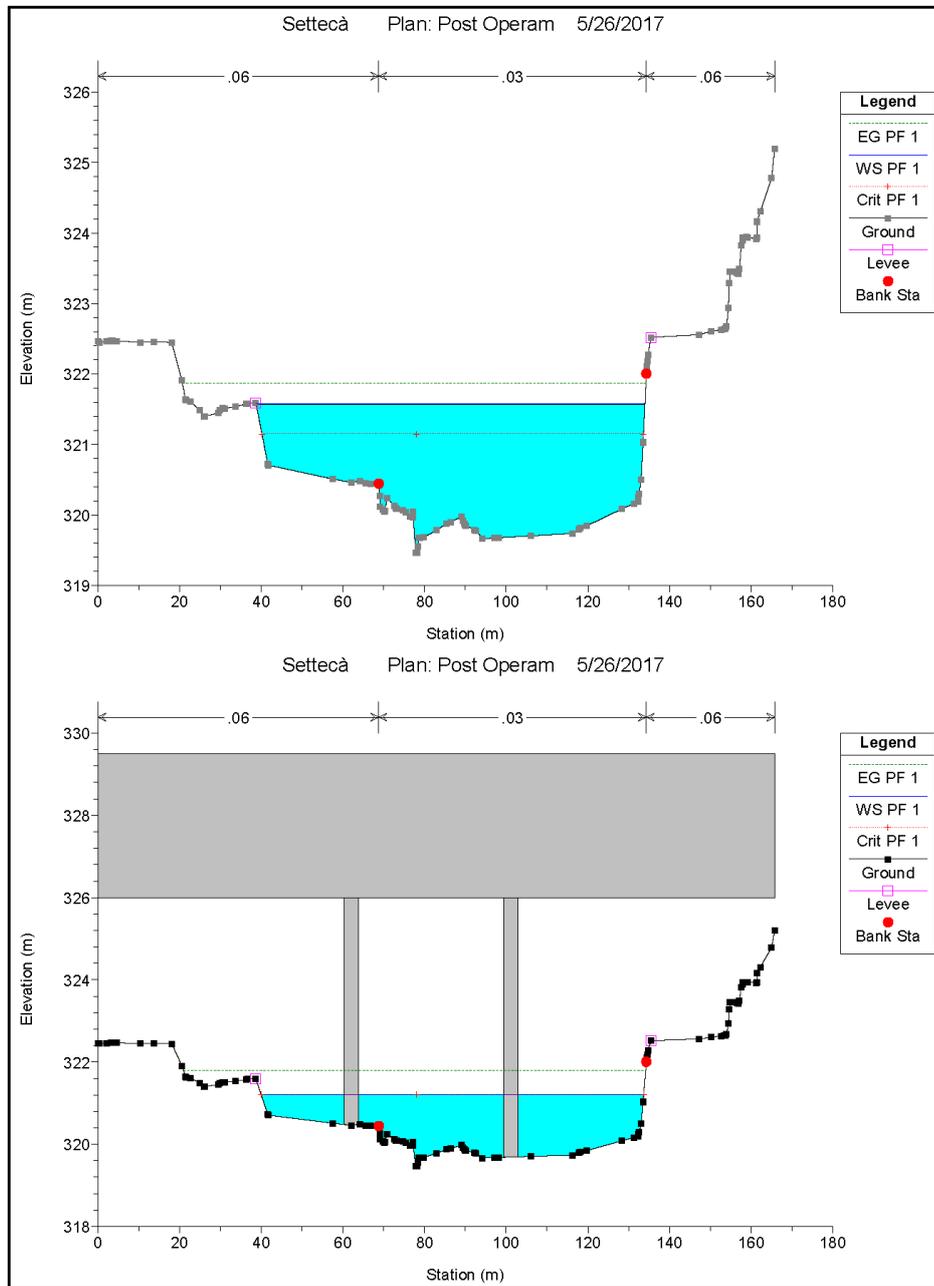


Fig. 91 Sezioni 75 e 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

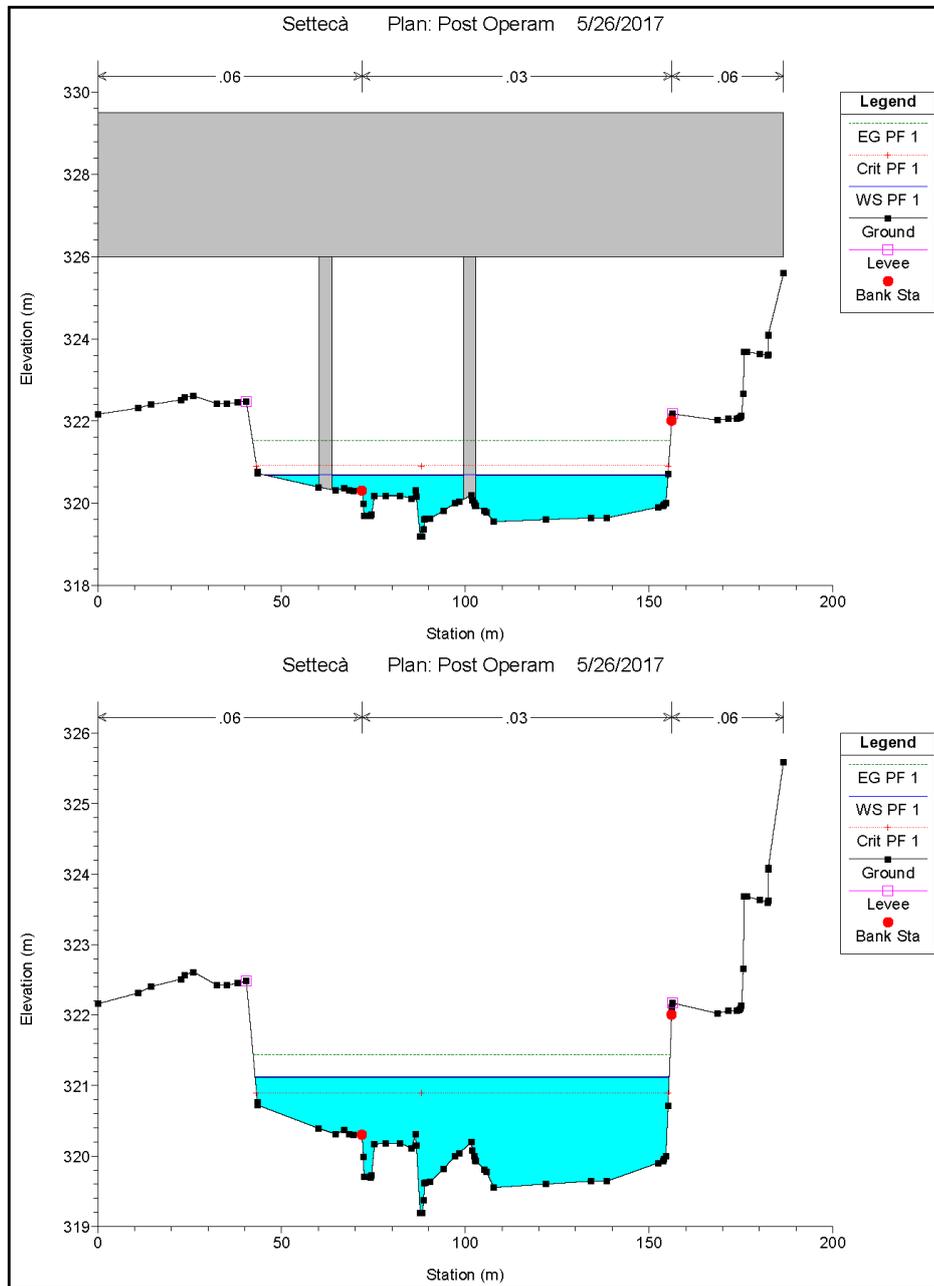


Fig. 92 Sezioni 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

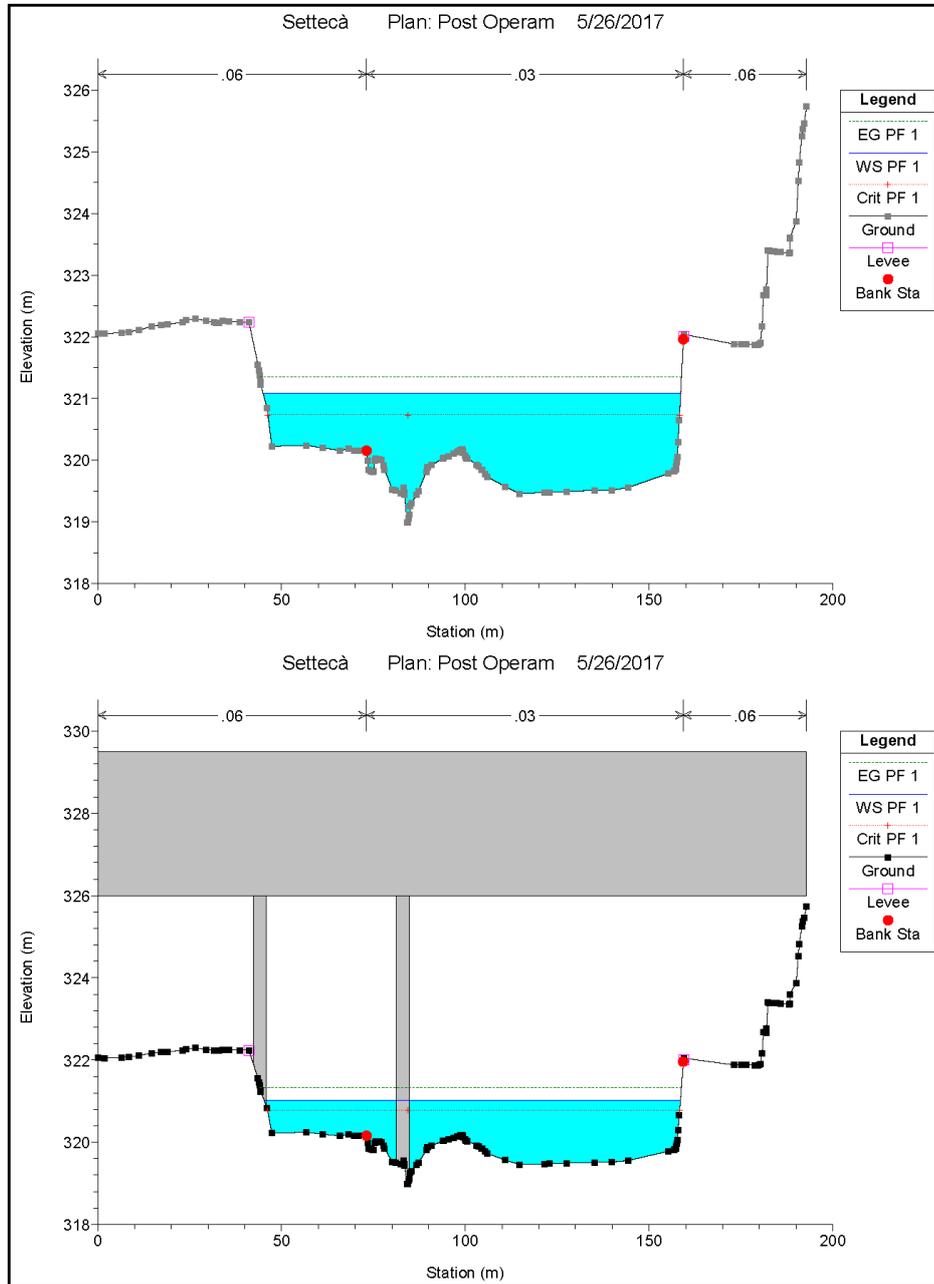


Fig. 93 Sezioni 65 e 60

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

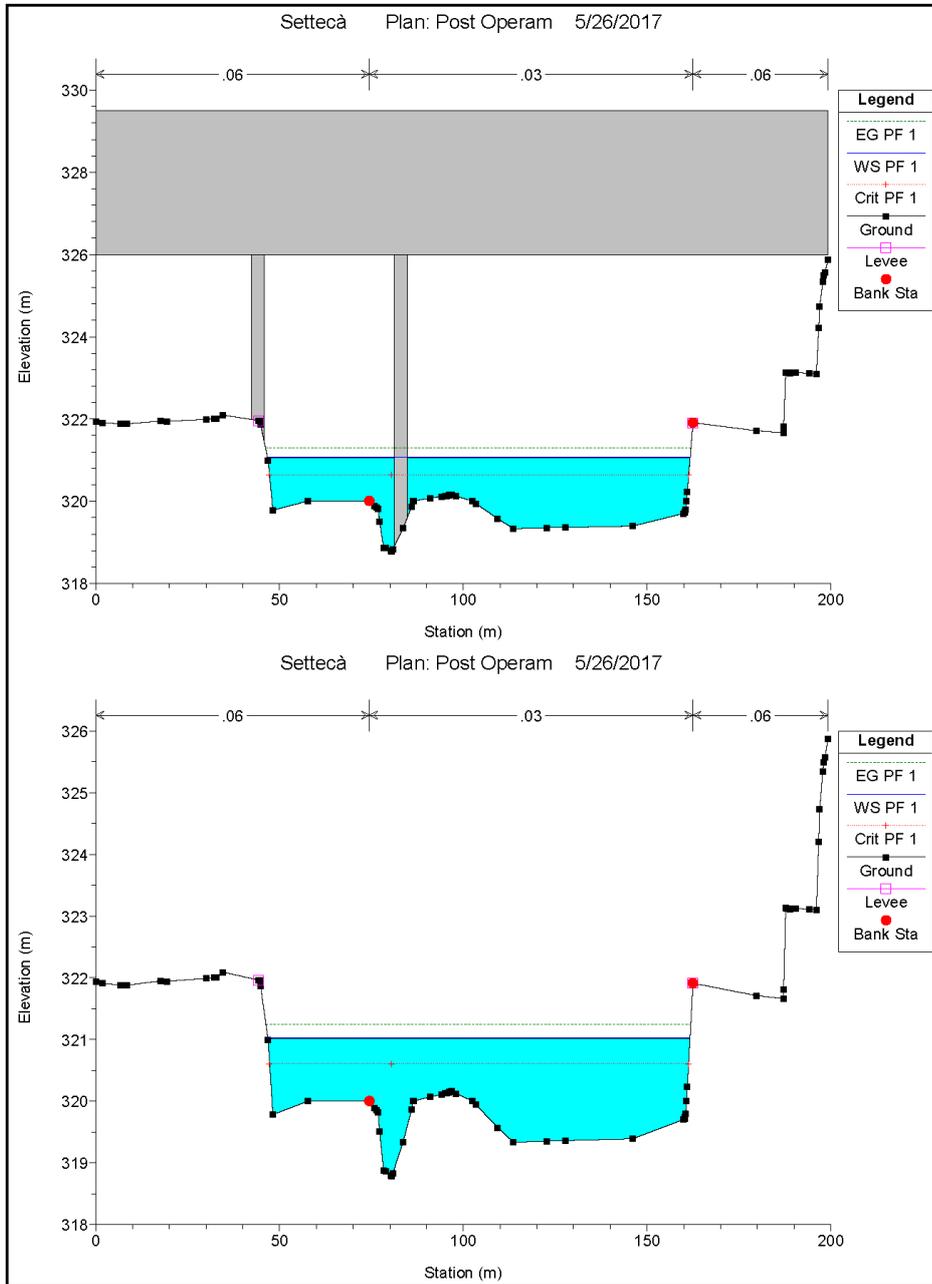


Fig. 94 Sezioni 60

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

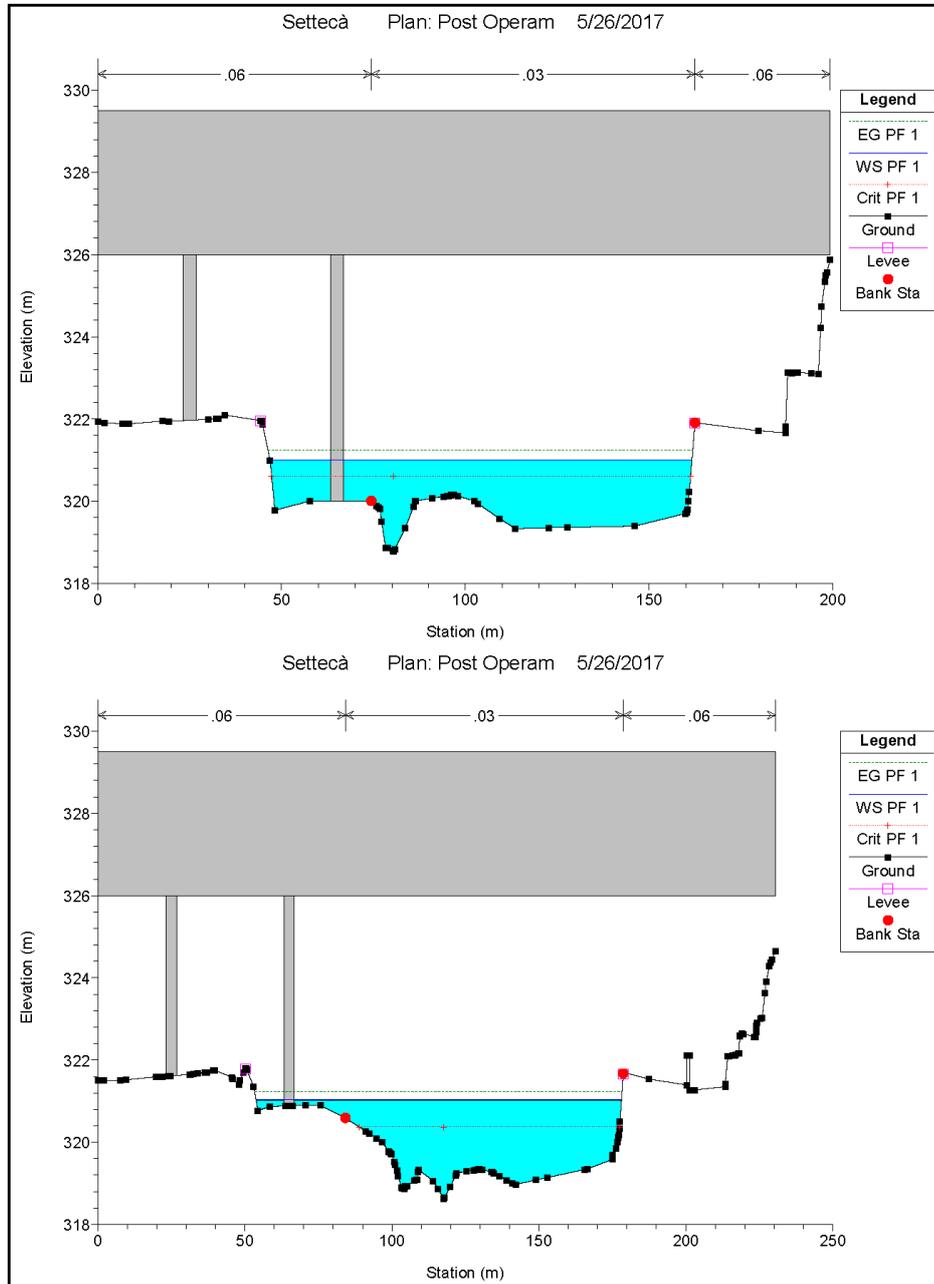


Fig. 95 Sezioni 55

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

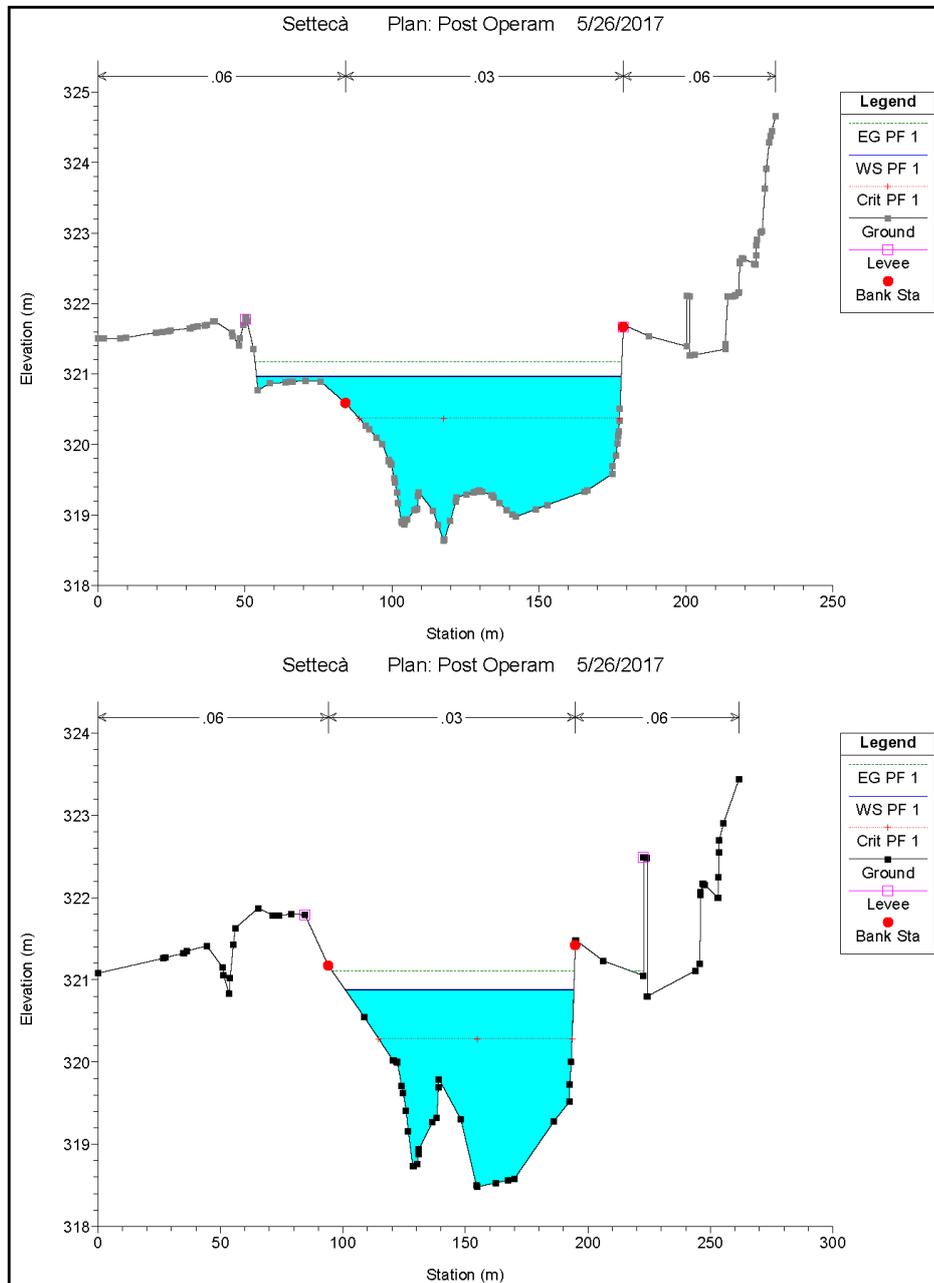


Fig. 96 Sezioni 55 e 50

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

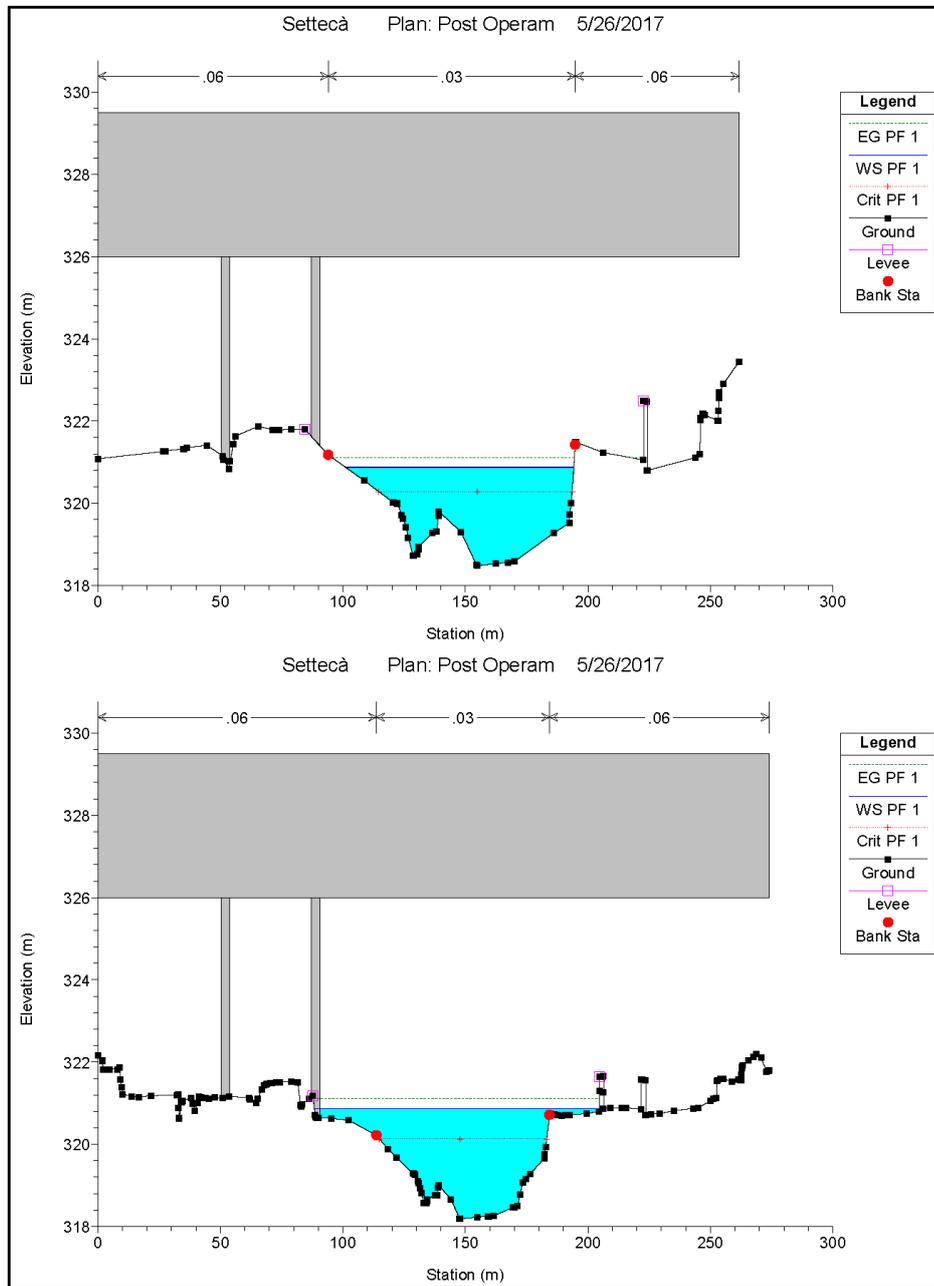


Fig. 97 Sezioni 45

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

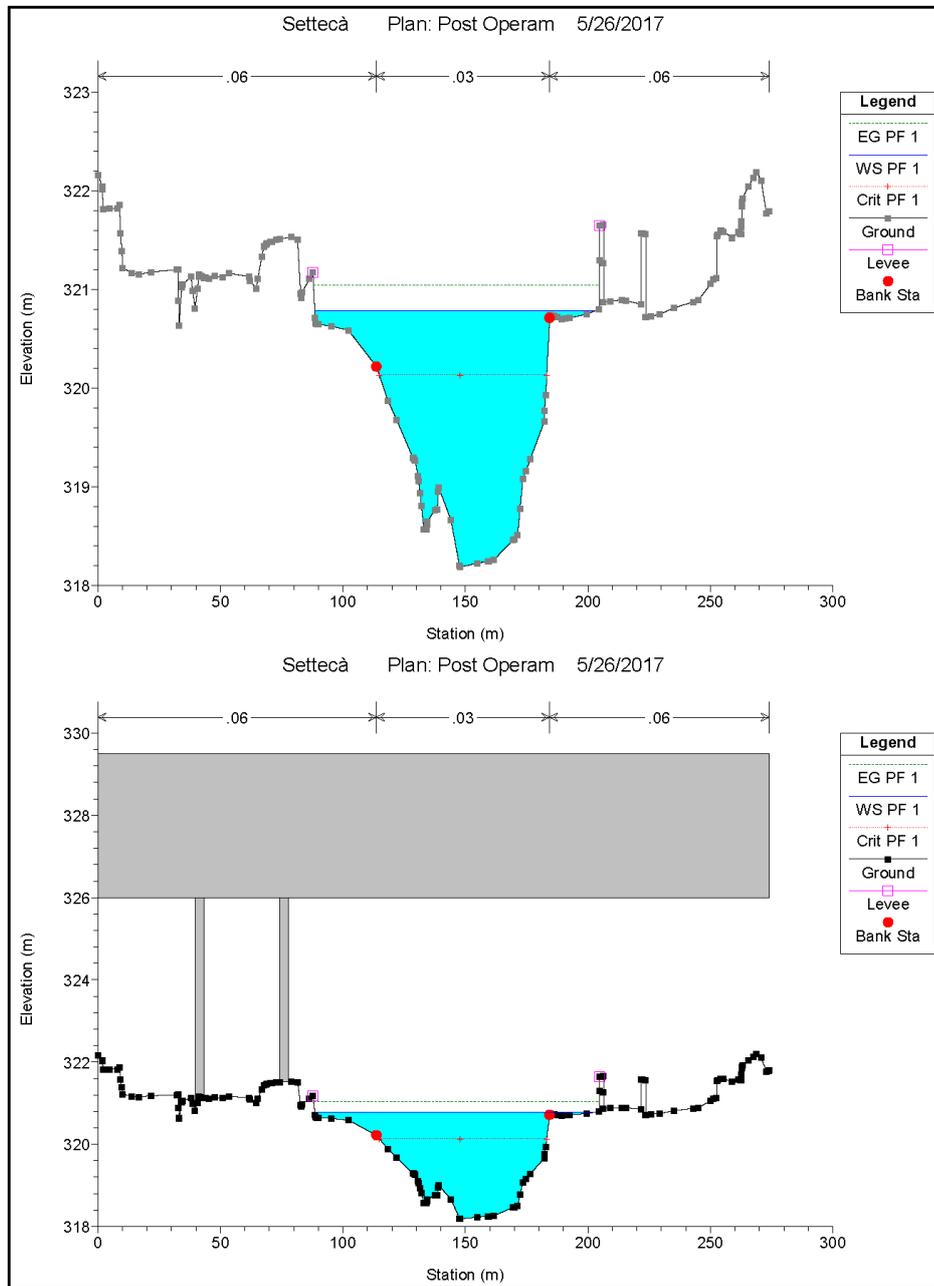


Fig. 98 Sezioni 45 e 40

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

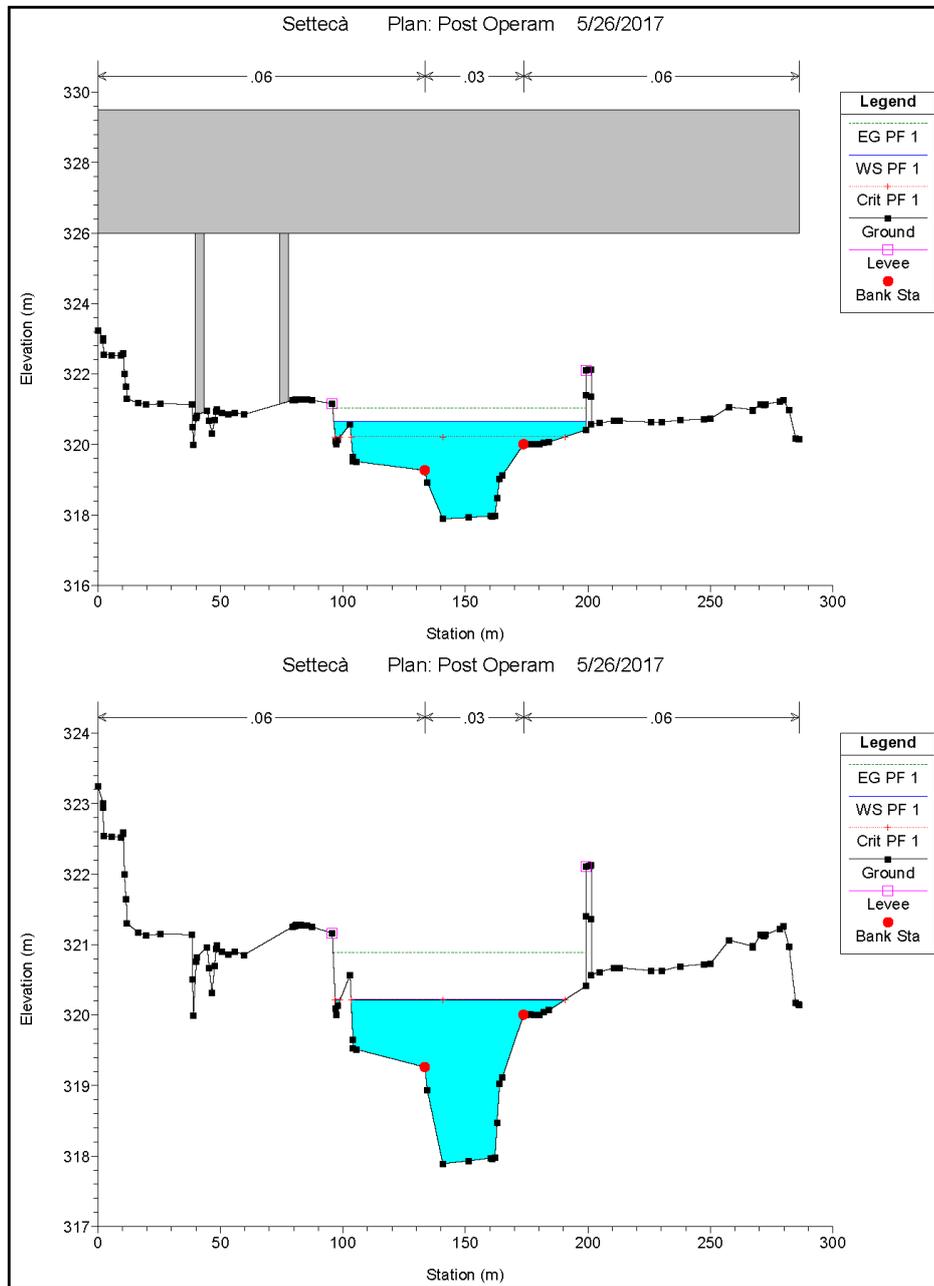


Fig. 99 Sezioni 40

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

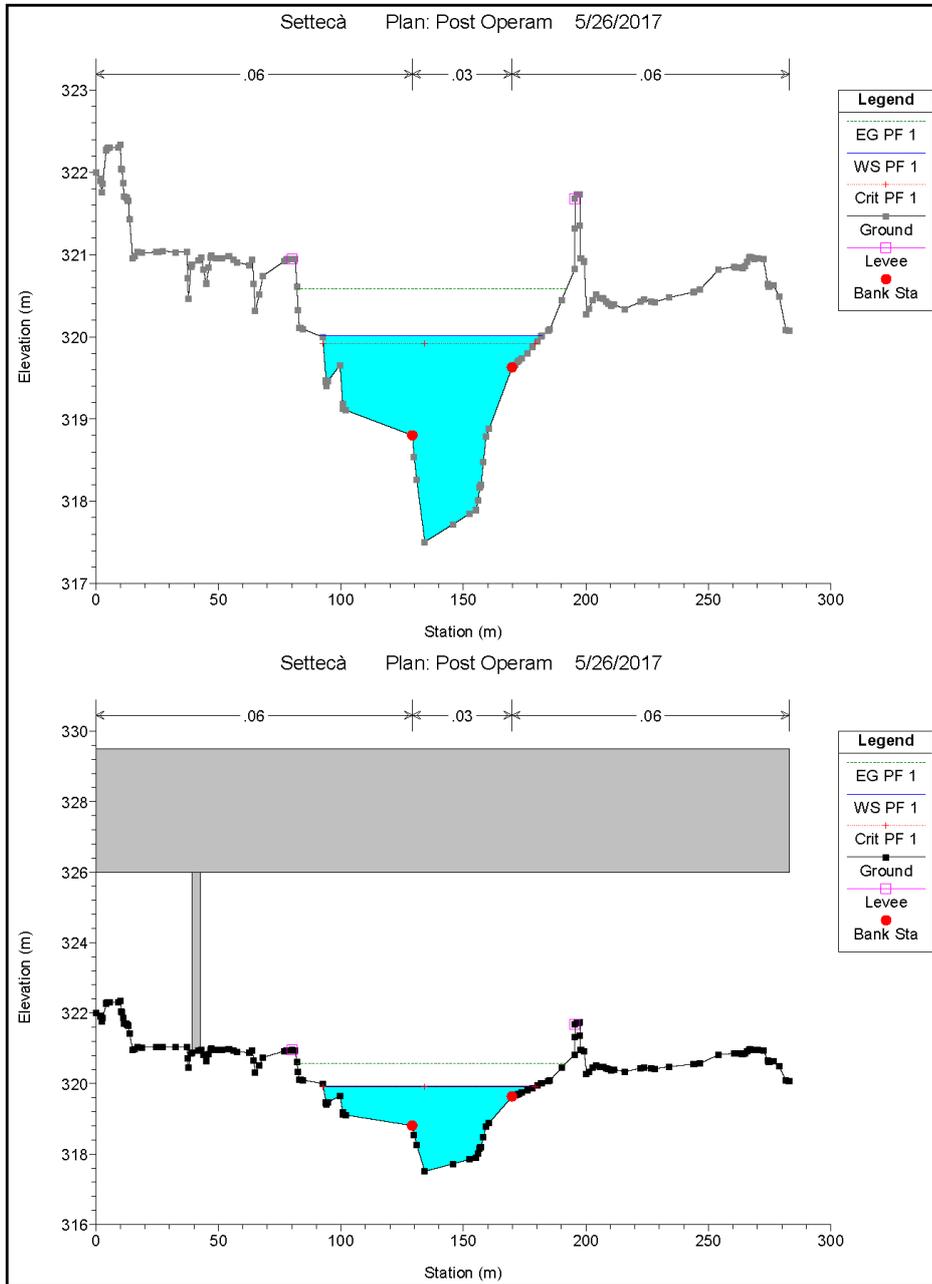


Fig. 100 Sezioni 35 e 30

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

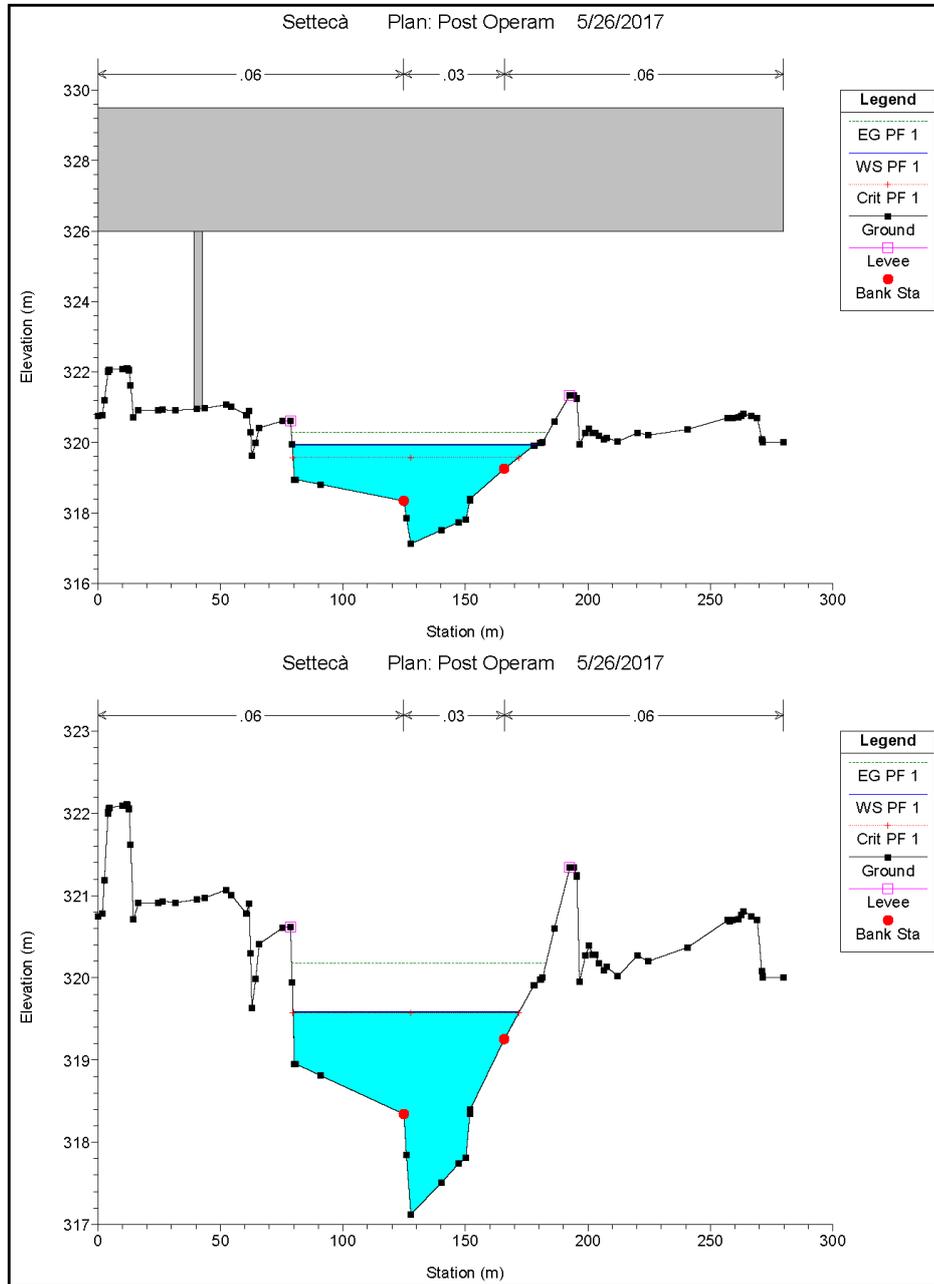


Fig. 101 Sezioni 30

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

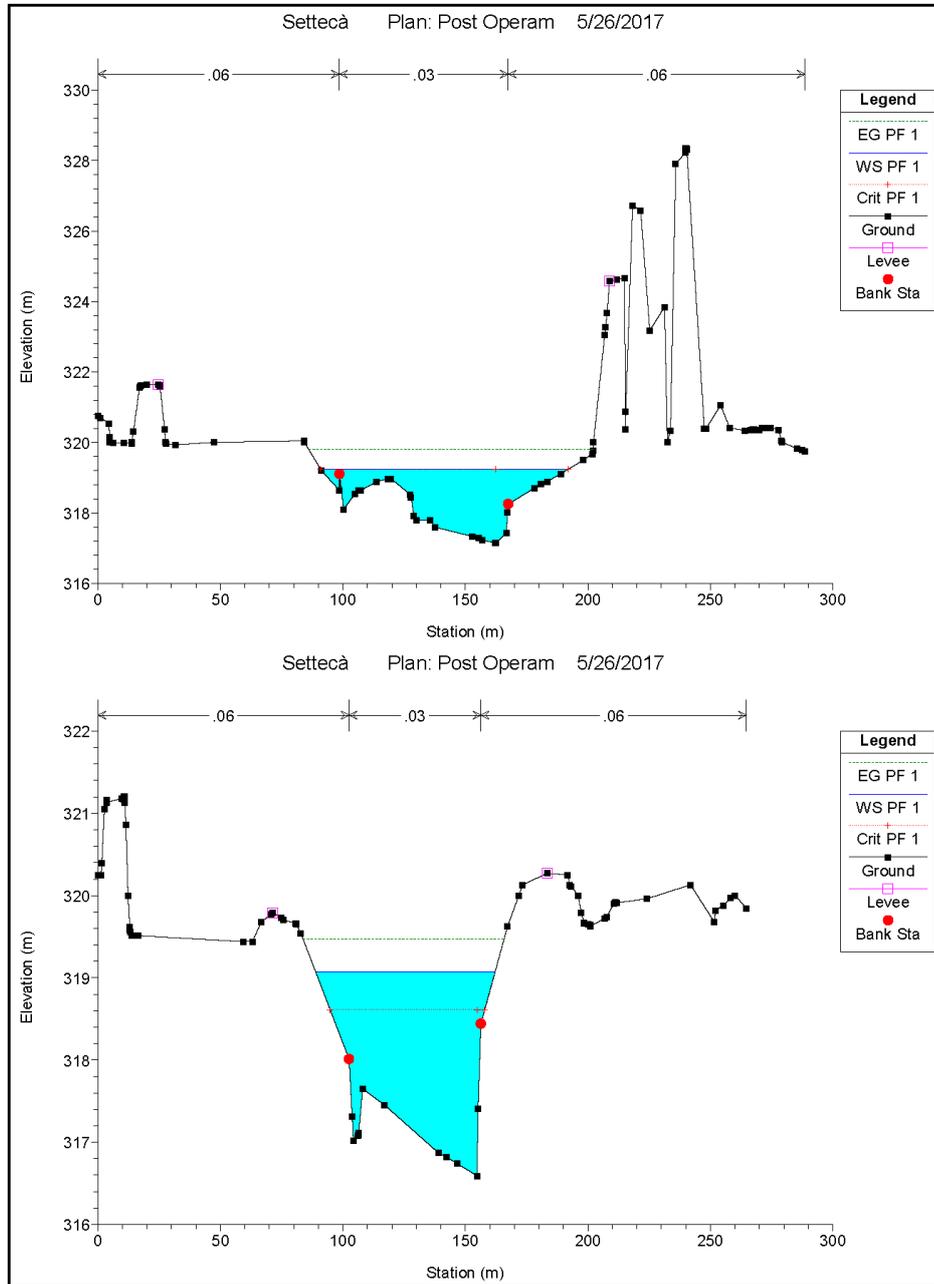


Fig. 102 Sezioni 20 e 1 0

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

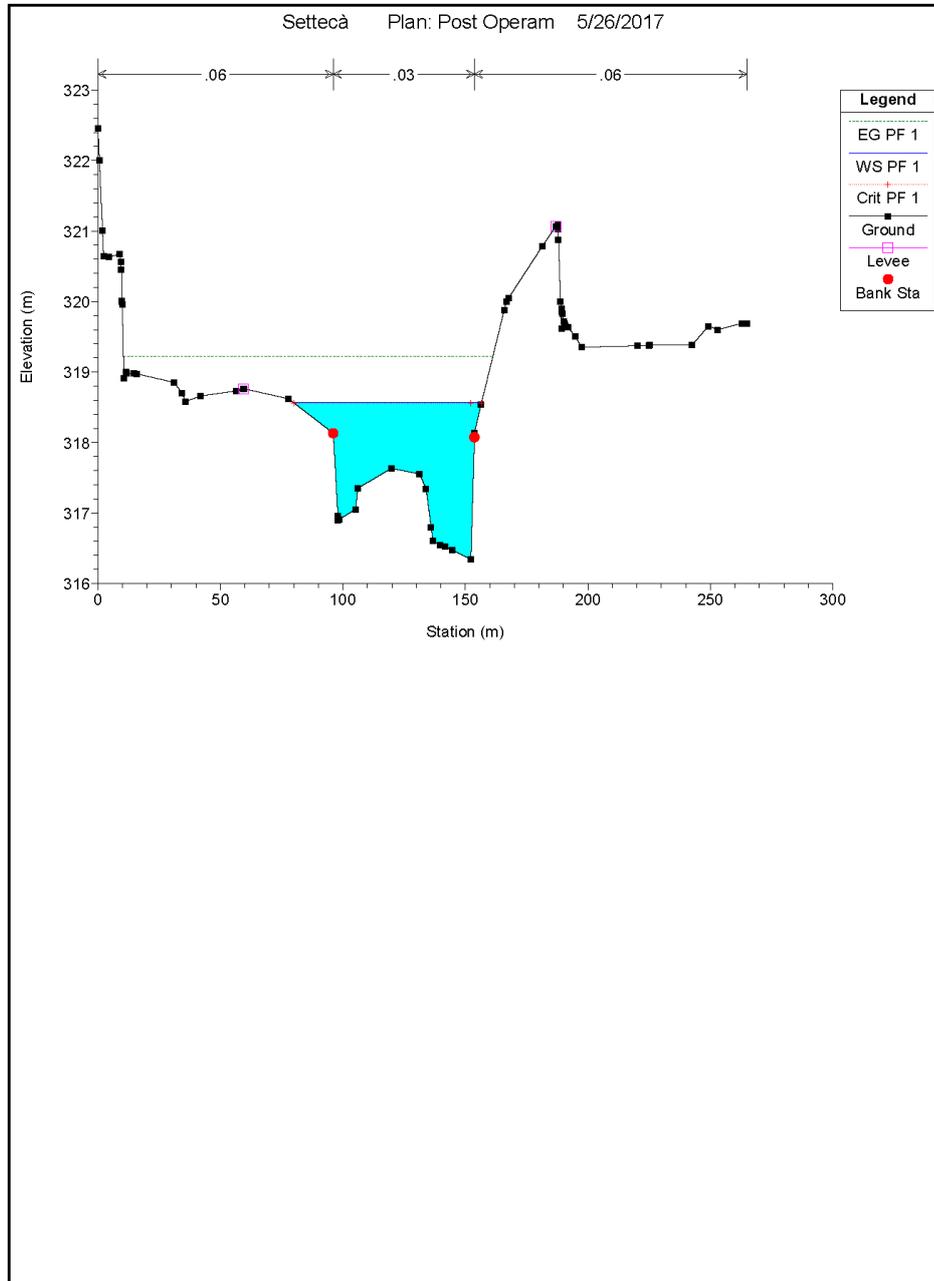


Fig. 103 Sezione 0

J.1 Il fiume Astico – viadotto Molino

Ante Operam

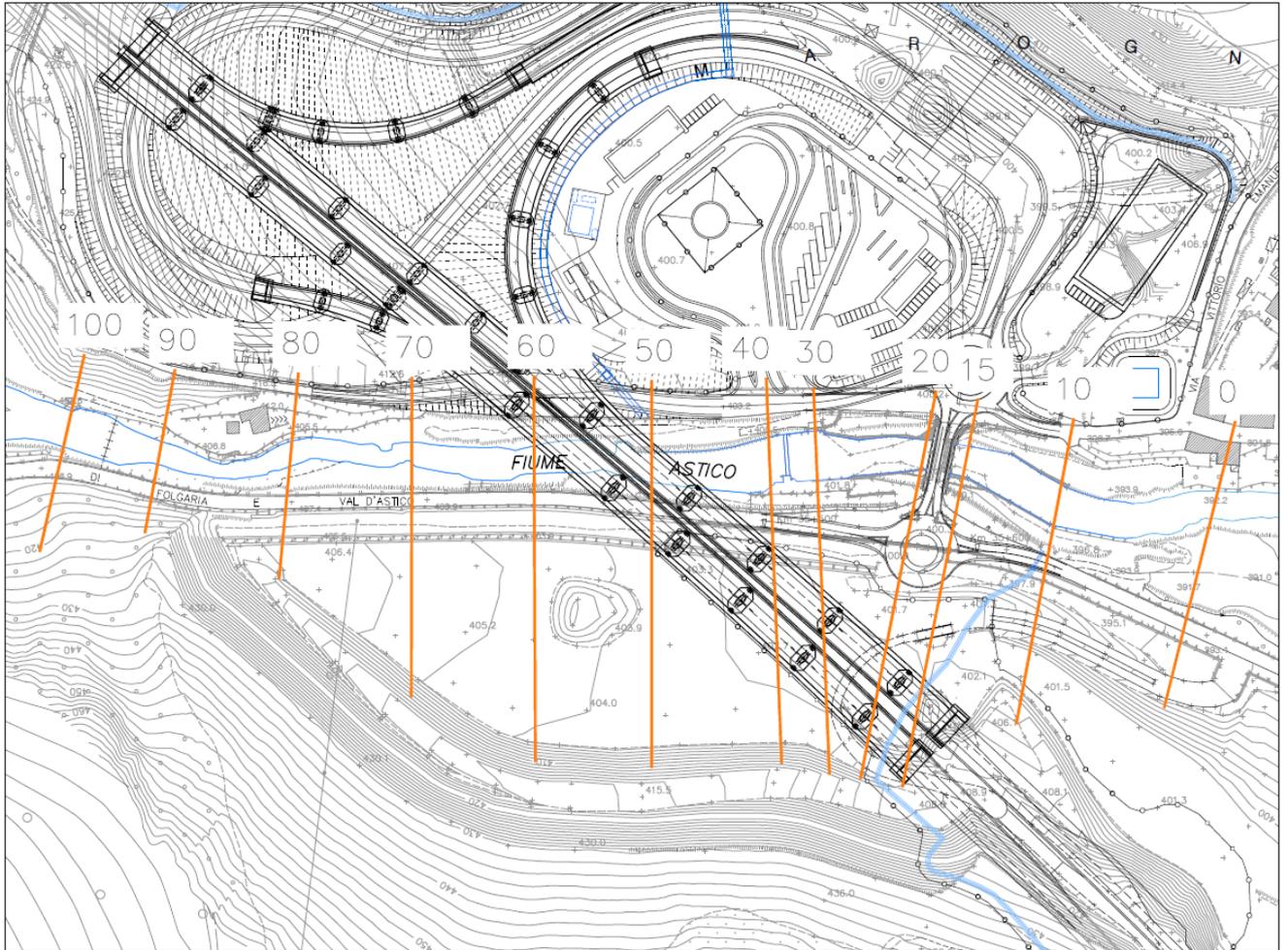


Fig. 104- Sezioni trasversali del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino - condizioni Ante Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

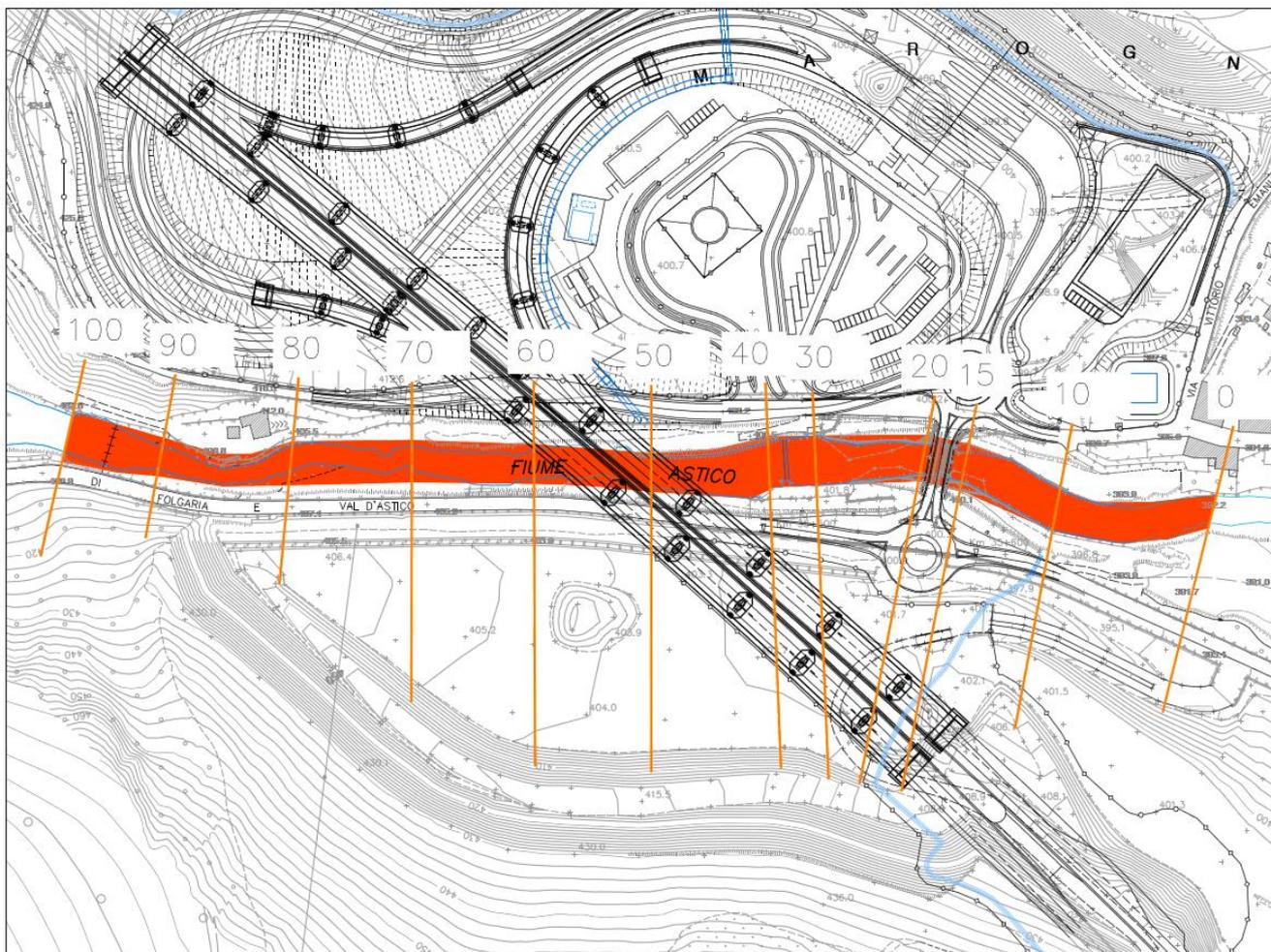


Fig. 105- Aree di esondazione del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino – Portata duecentennale  
– Stato attuale

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

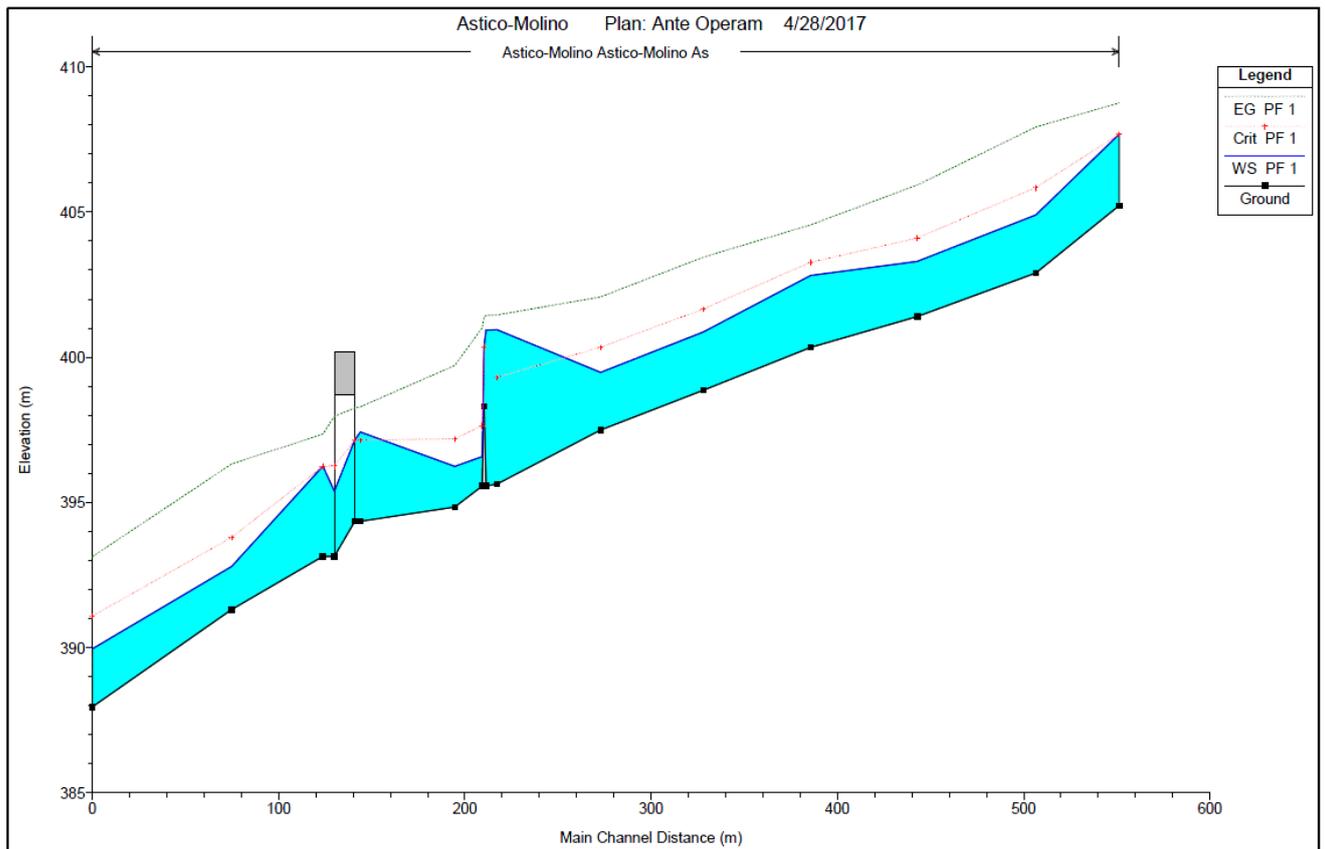


Fig. 106- Profilo longitudinale del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino – Portata duecentennale – Stato attuale

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

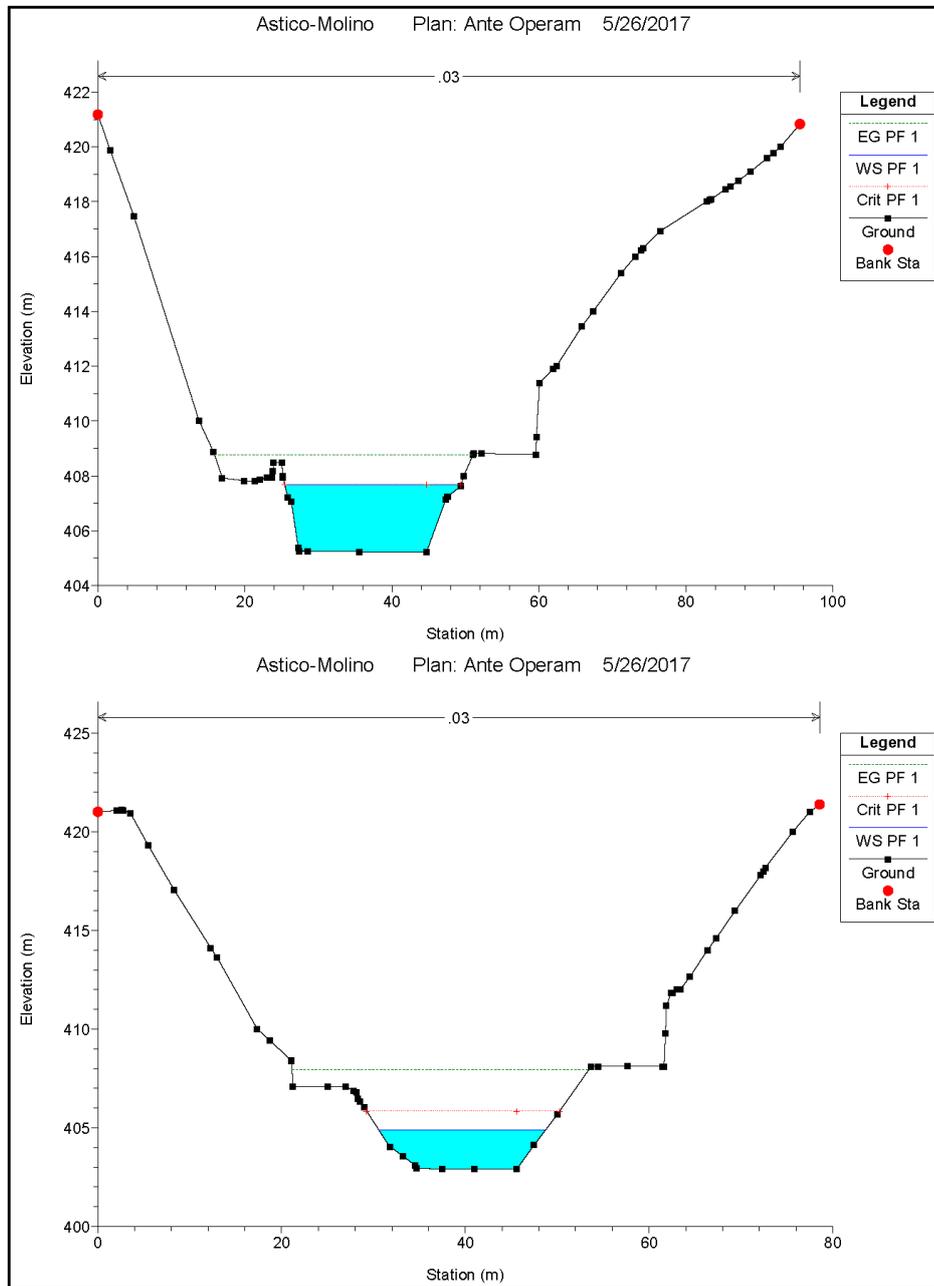


Fig. 107 Sezioni 100 e 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

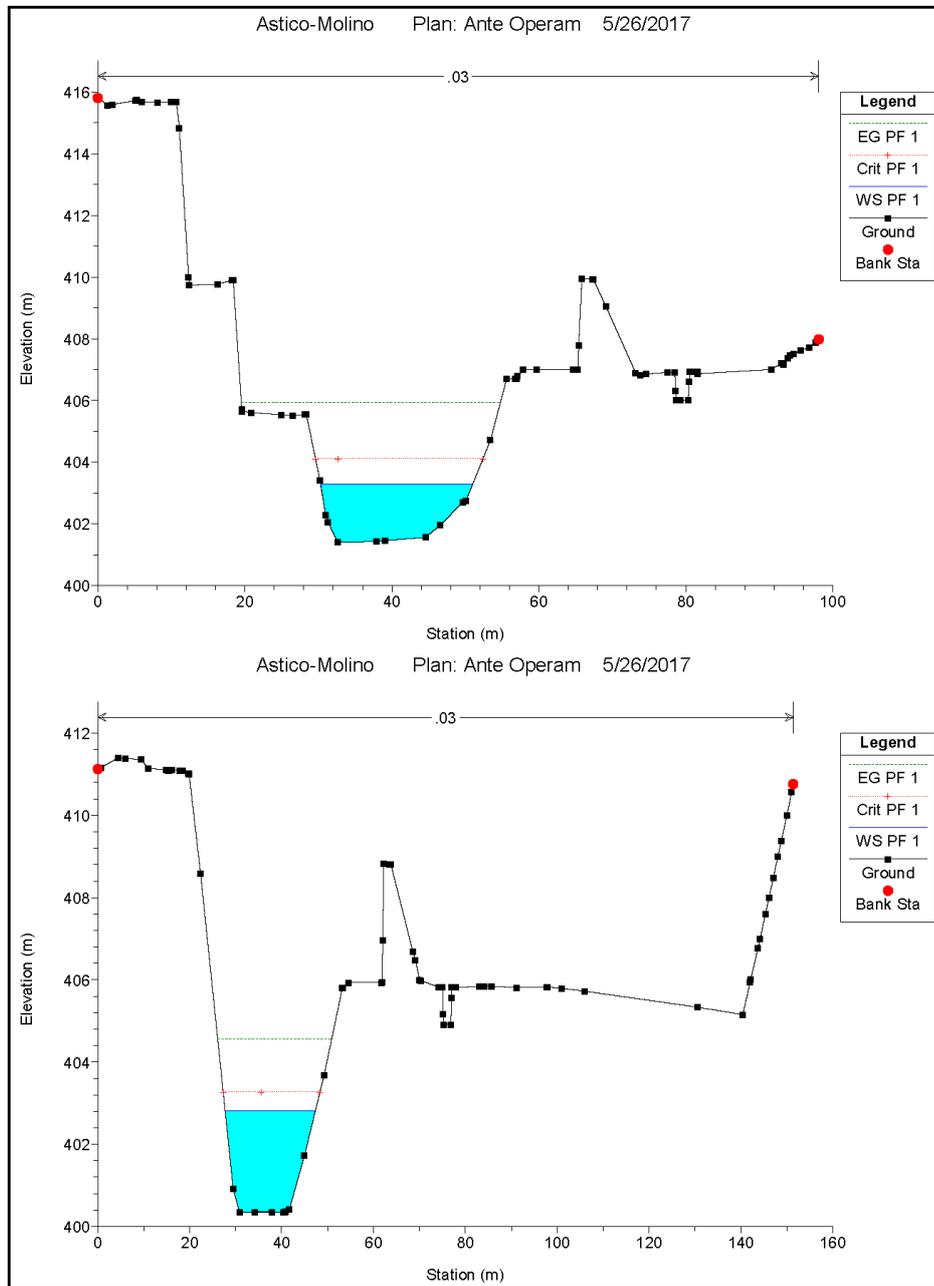


Fig. 108 Sezioni 80 e 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

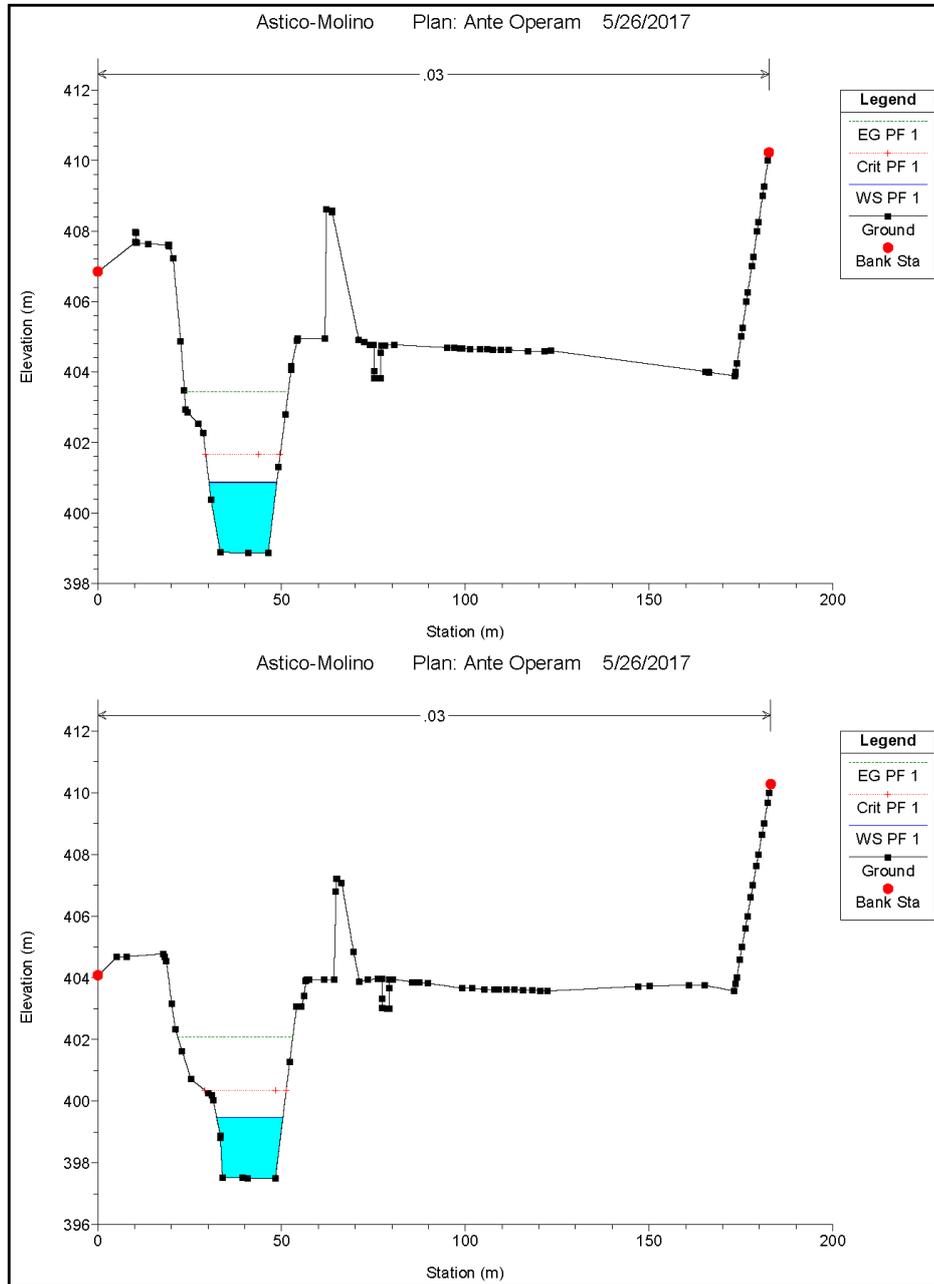


Fig. 109 Sezioni 60 e 50

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

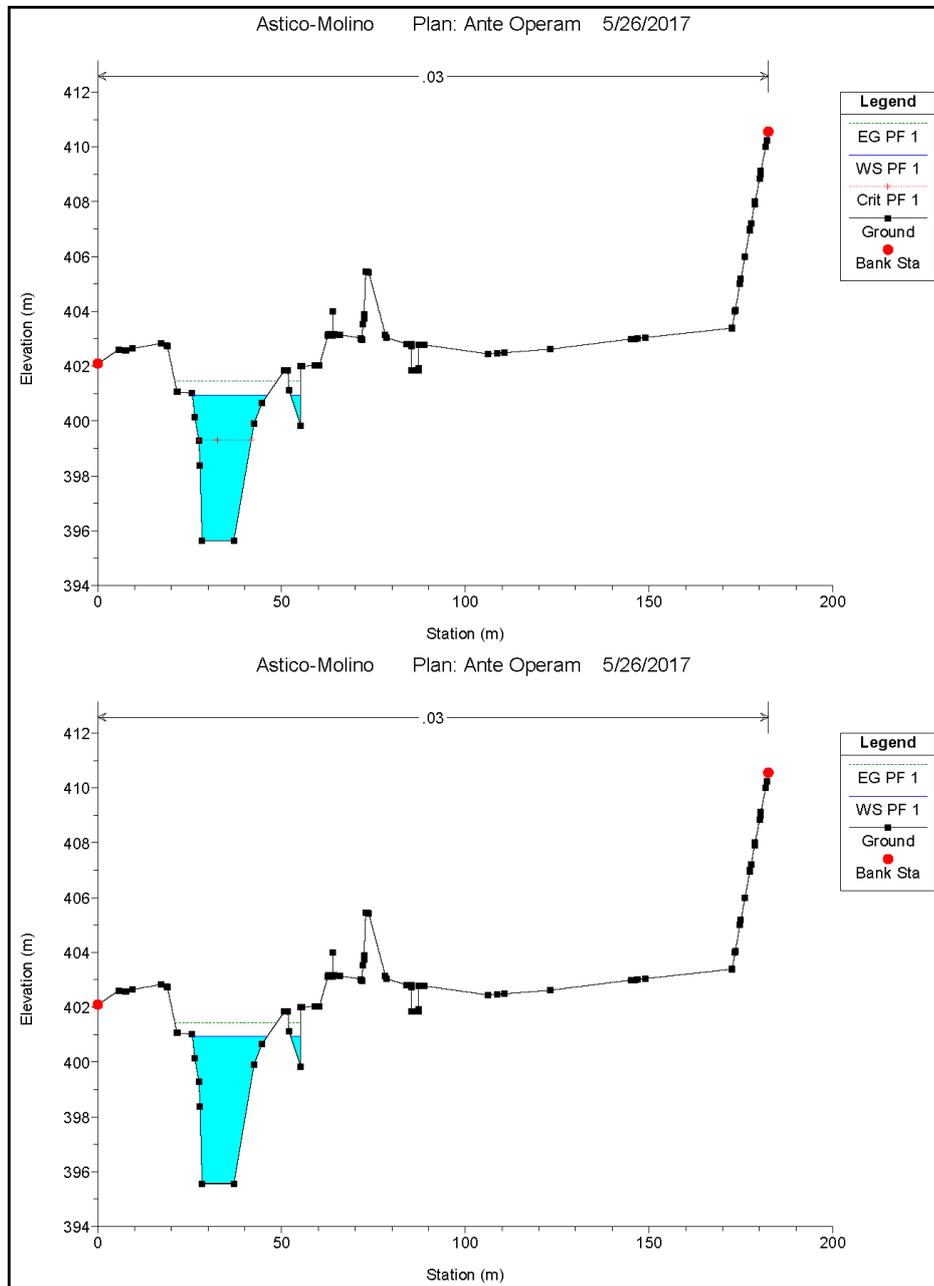


Fig. 110 Sezioni 40 e 37

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

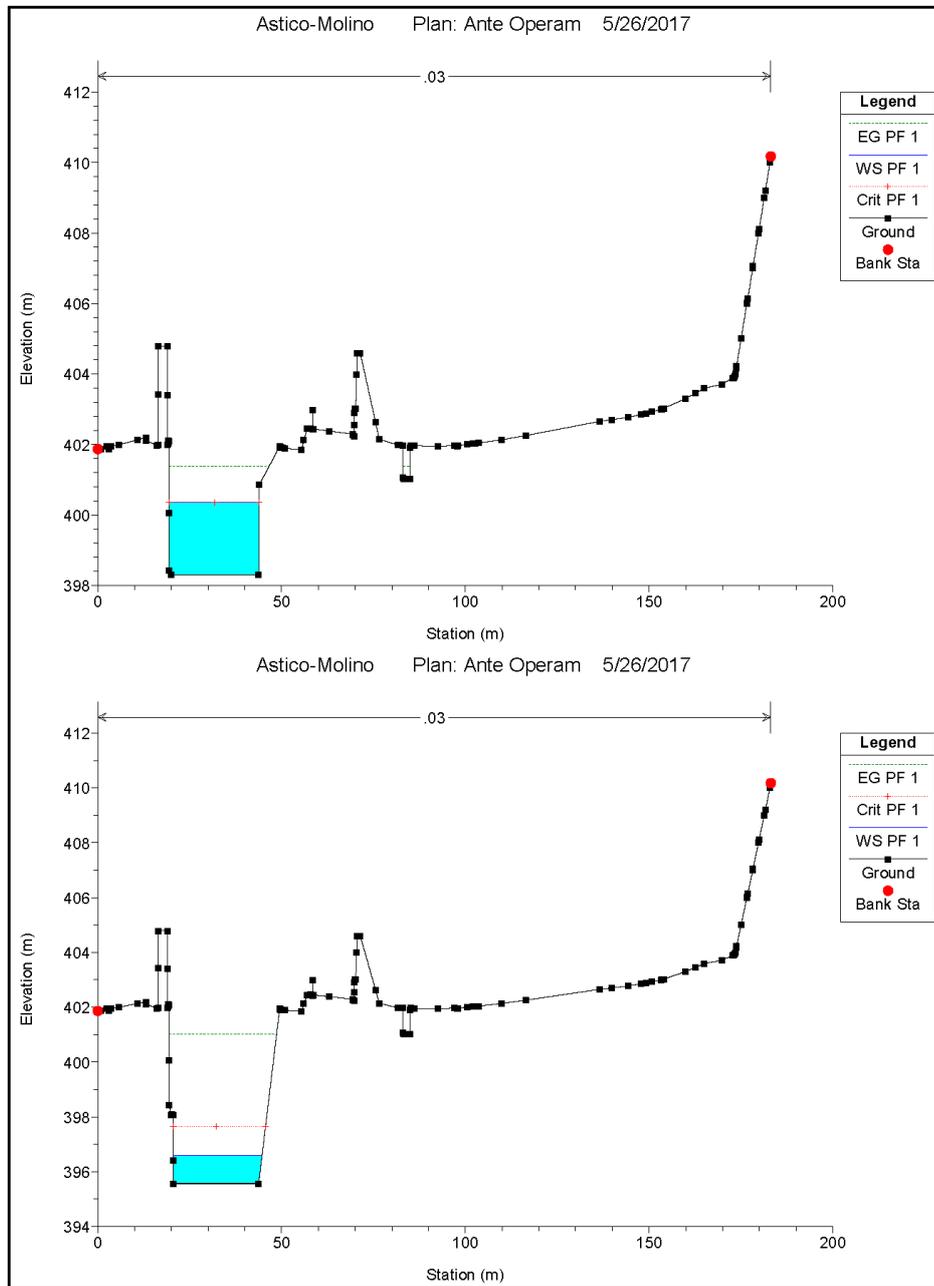


Fig. 111 Sezioni 35 e 33

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

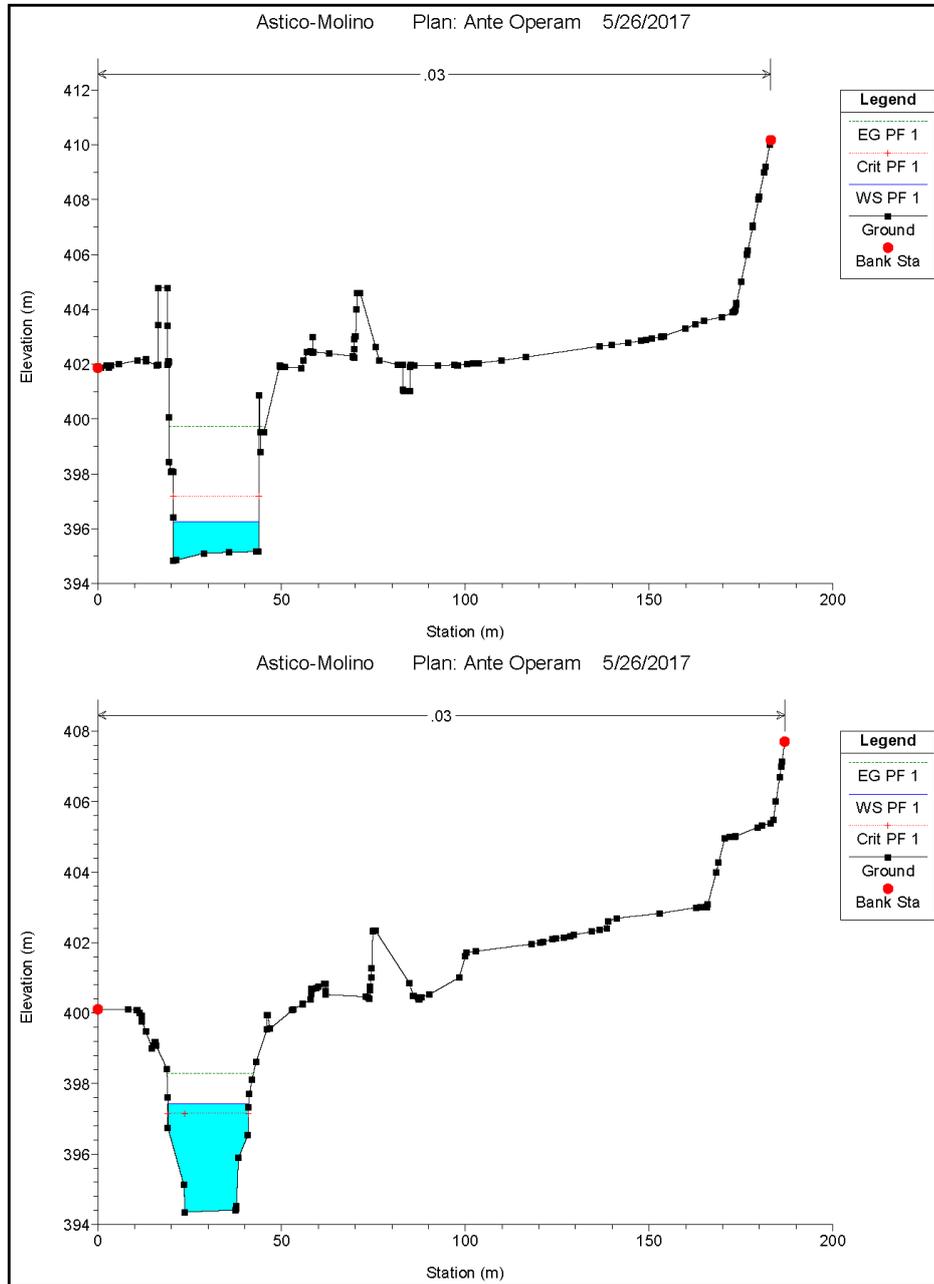


Fig. 112 Sezioni 30 e 20

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

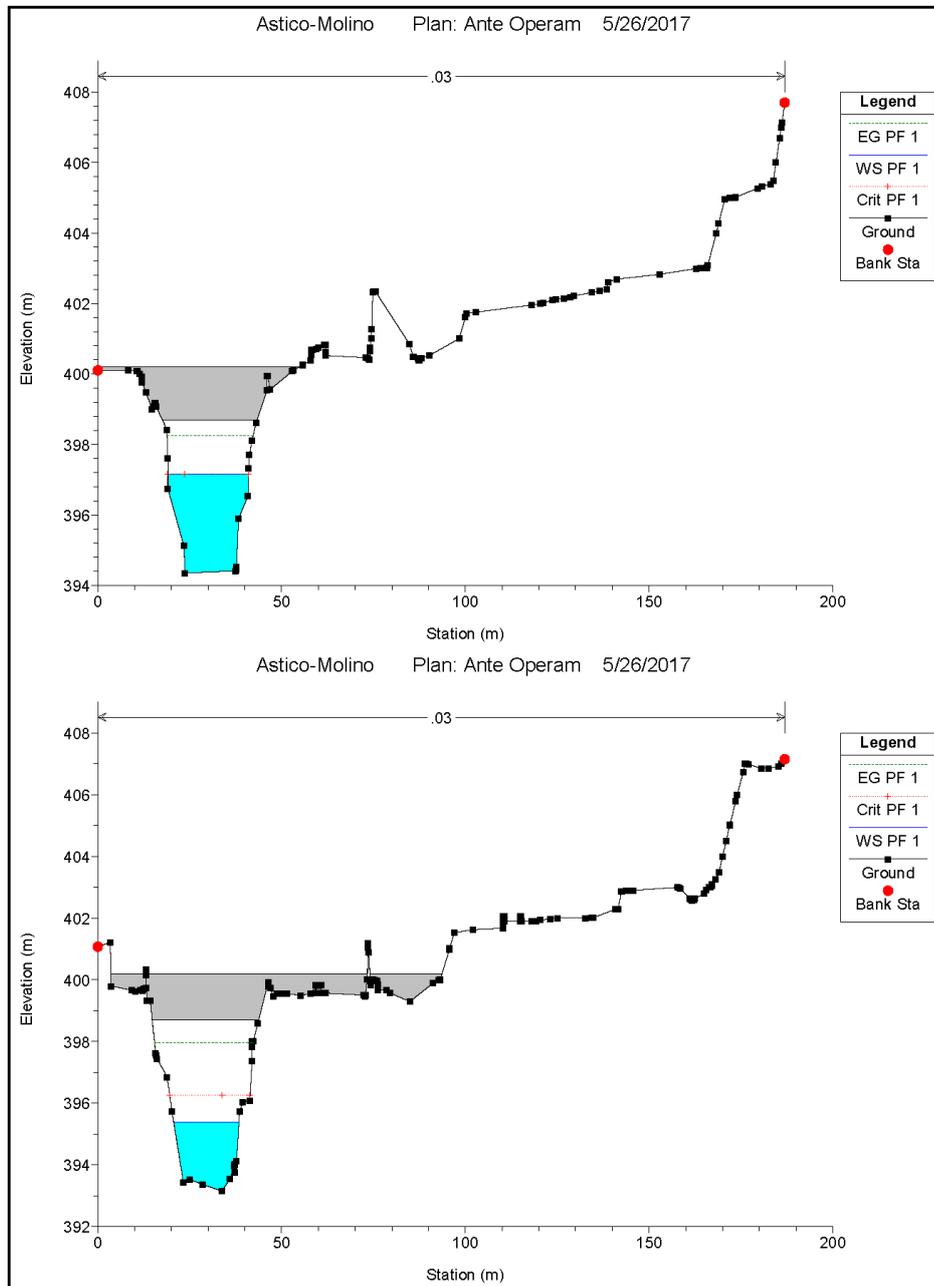


Fig. 113 Sezioni 16

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

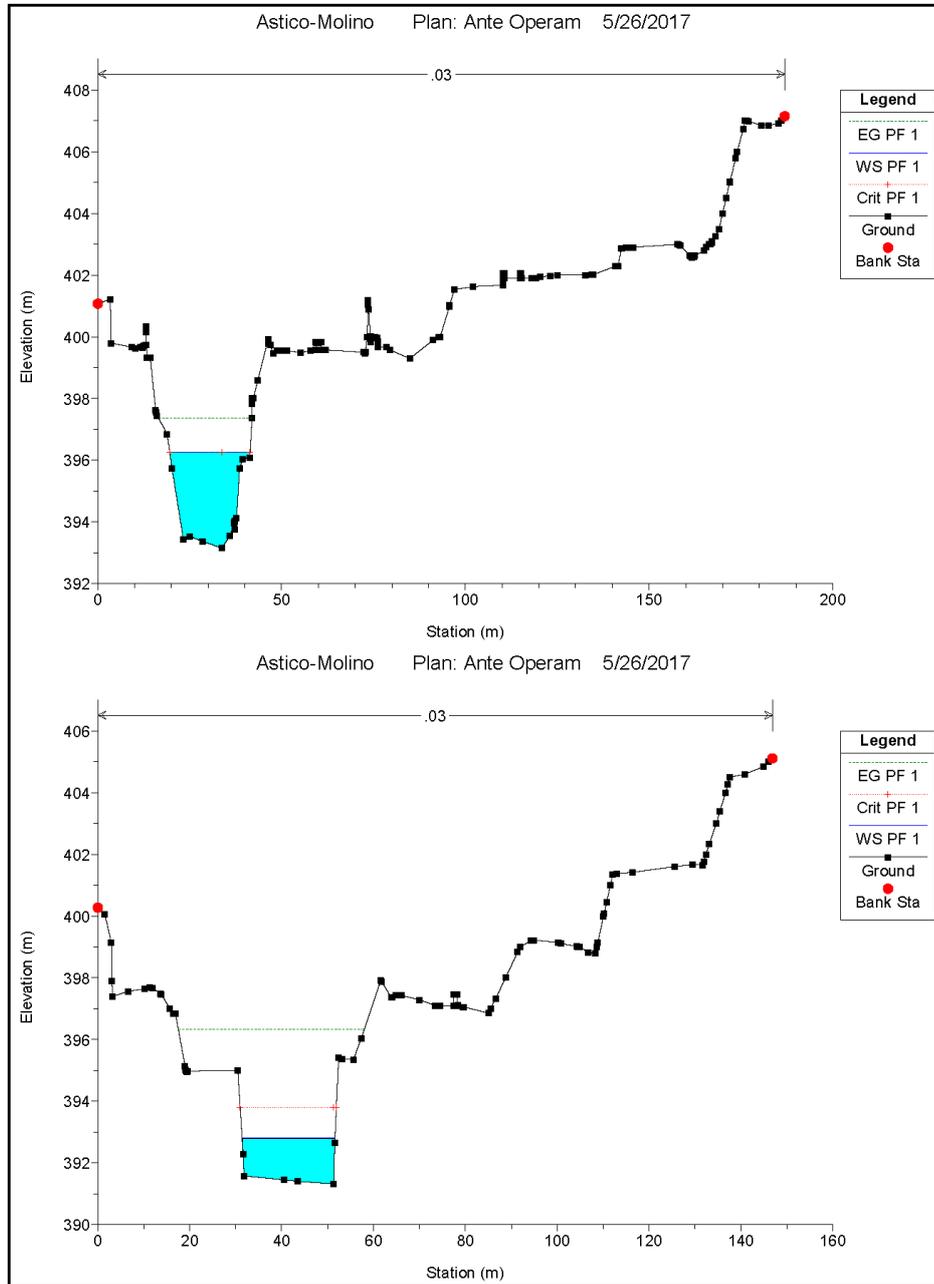


Fig. 114 Sezioni 15 e 10

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

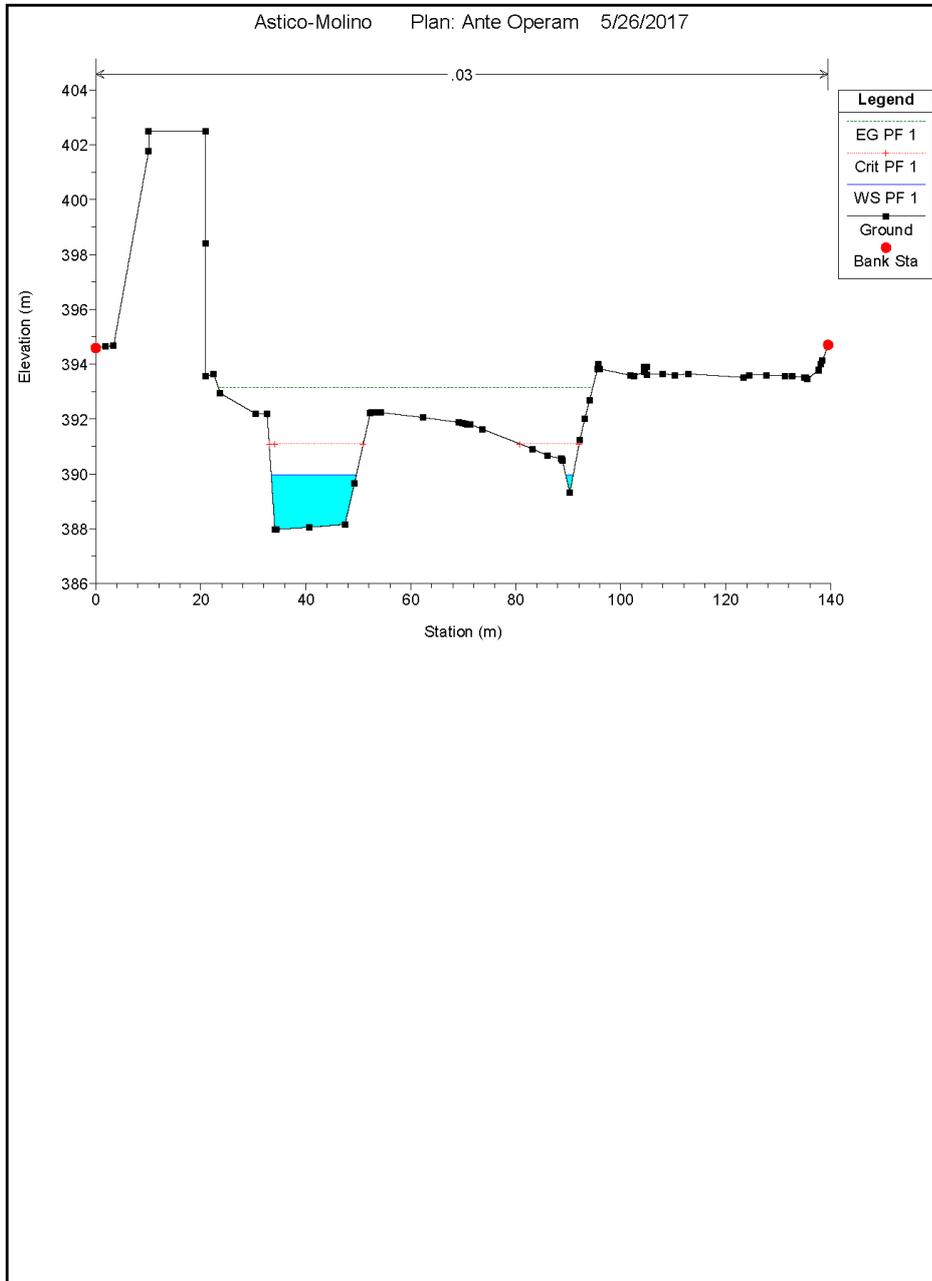


Fig. 115 Sezione 0

Post Operam

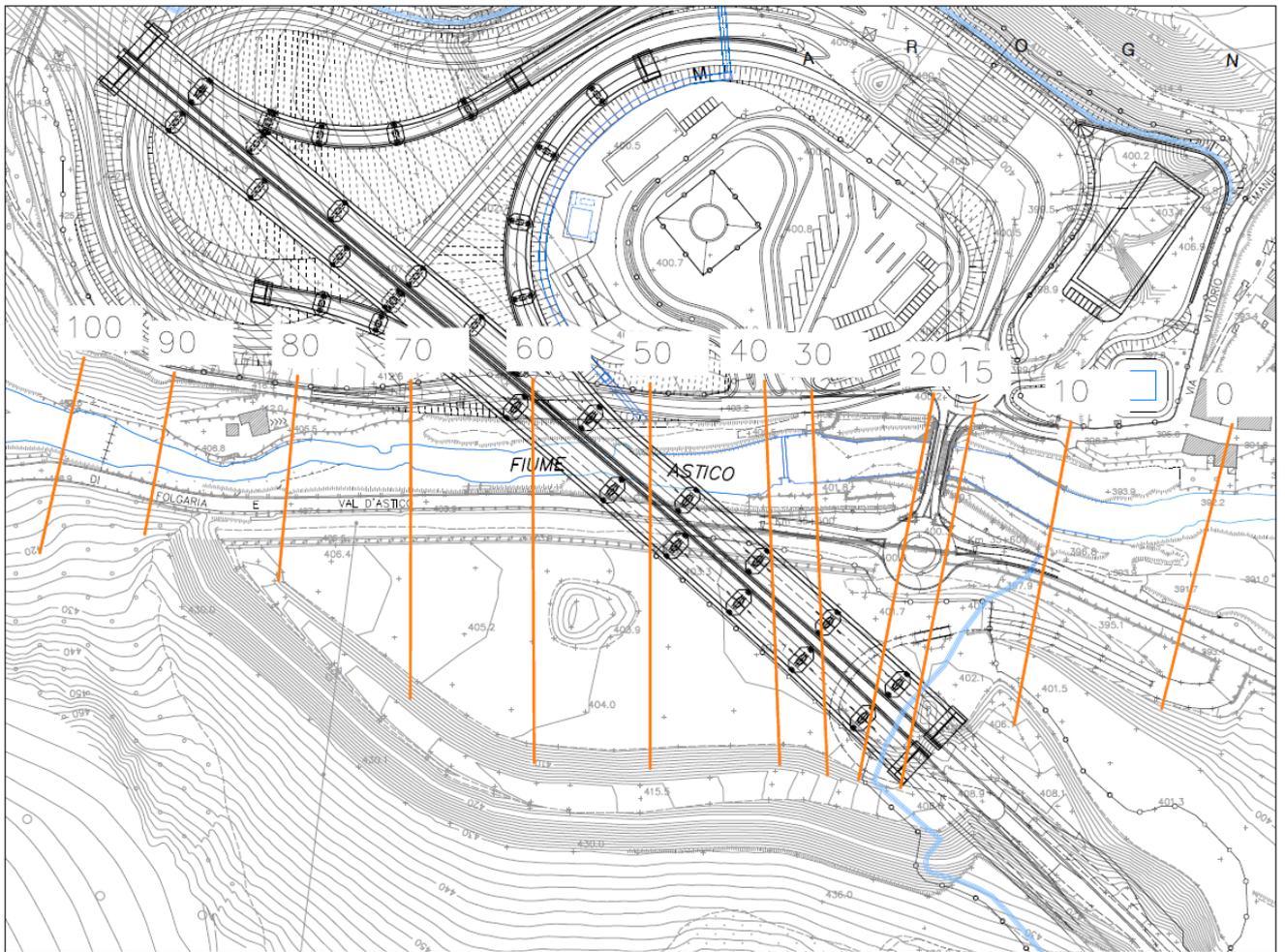


Fig. 116- Sezioni trasversali del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino - condizioni Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

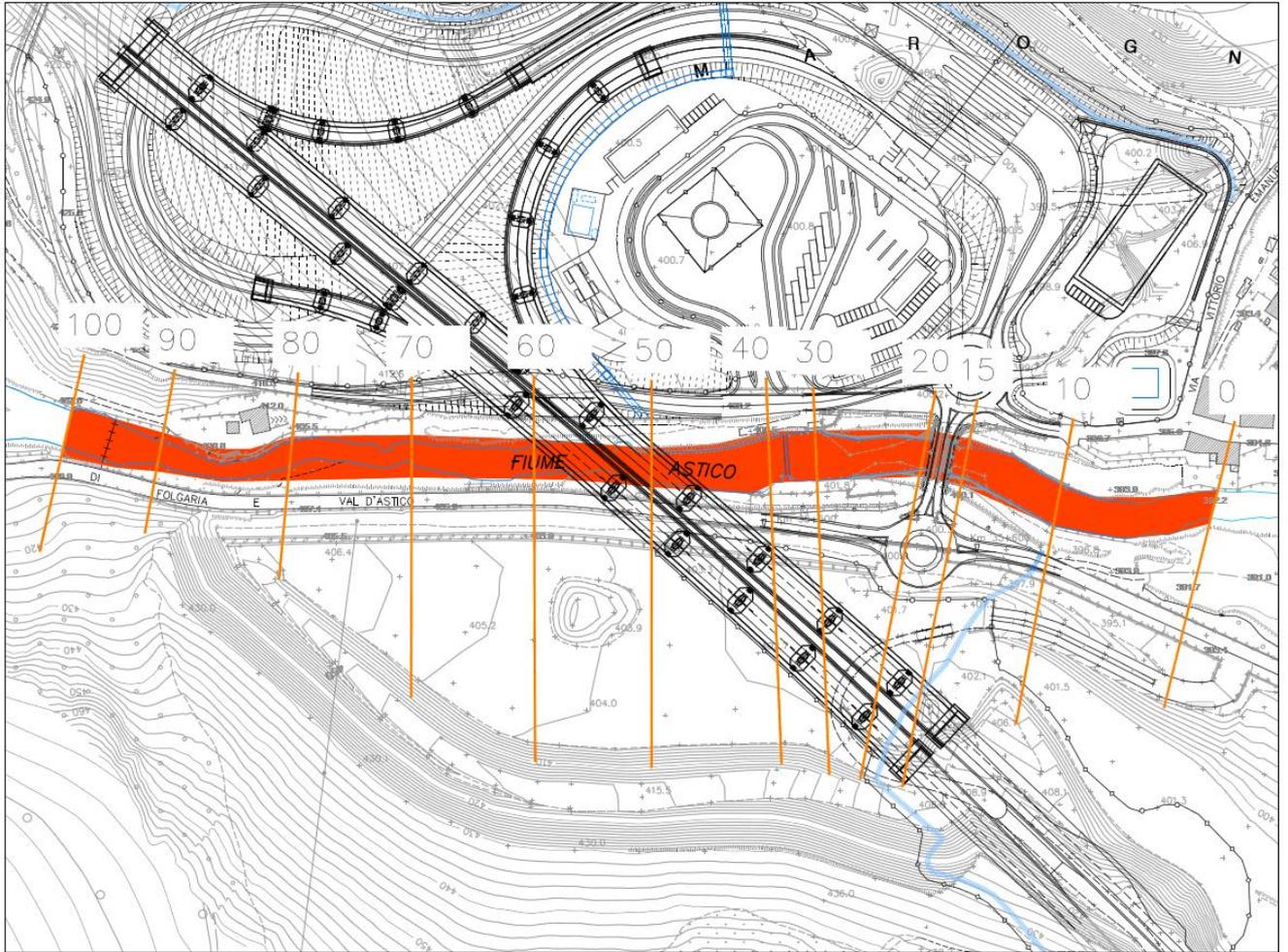


Fig. 117- Aree di esondazione del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino – Portata duecentennale  
– Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

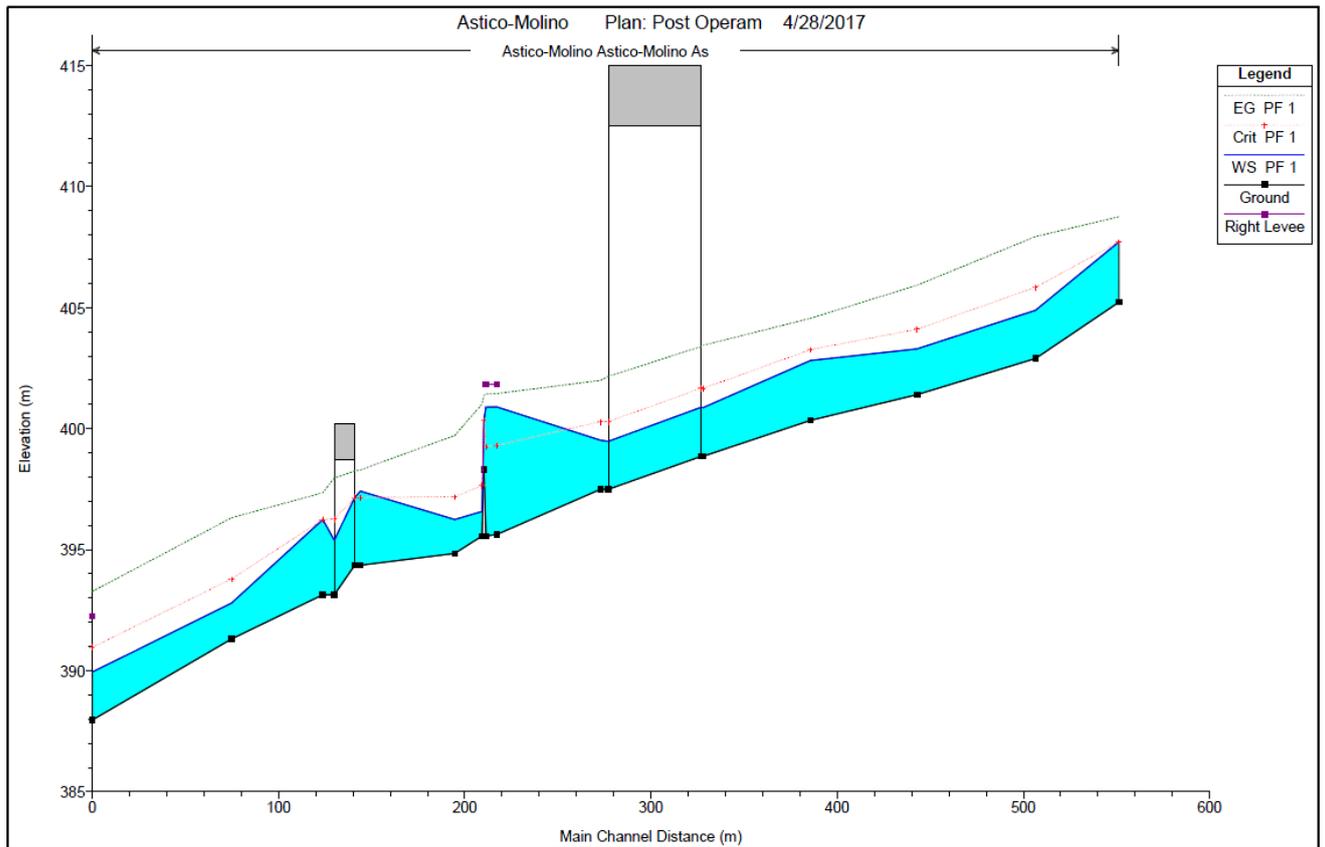


Fig. 118- Profilo longitudinale del fiume Astico in corrispondenza del viadotto Molino – Portata duecentennale – Post Operam

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

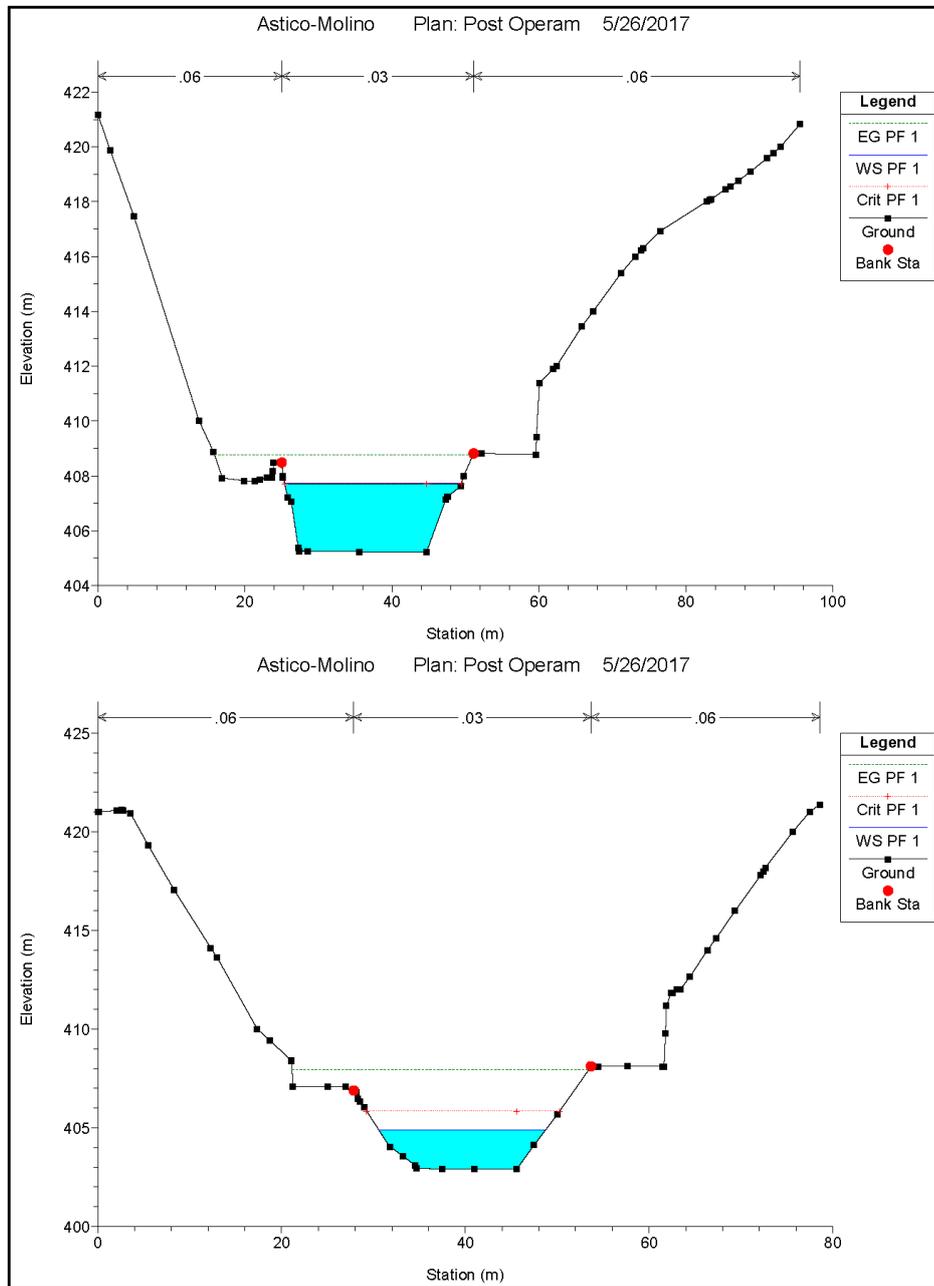


Fig. 119 Sezioni 100 e 90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
 1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

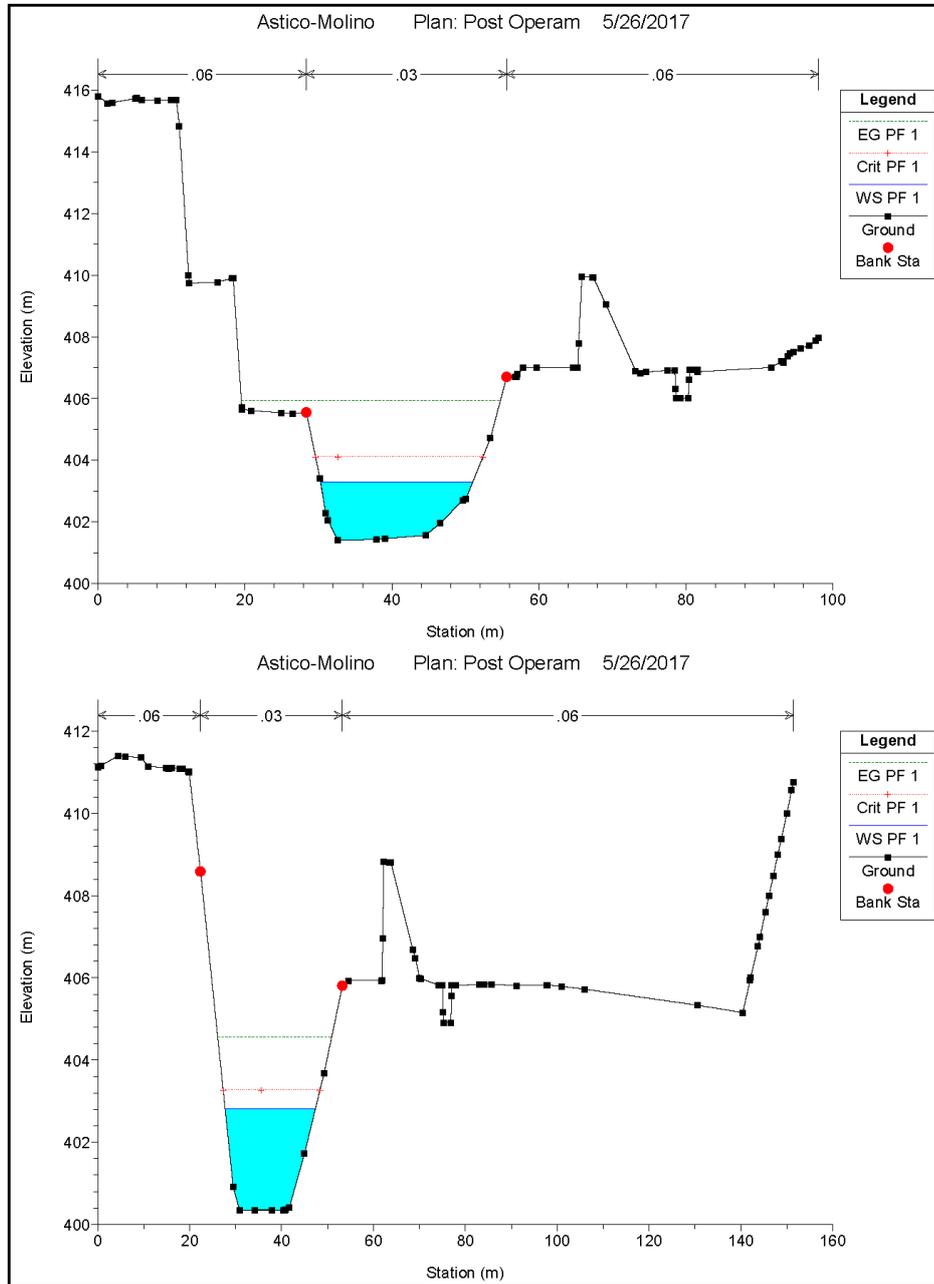


Fig. 120 Sezioni 80 e 70

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

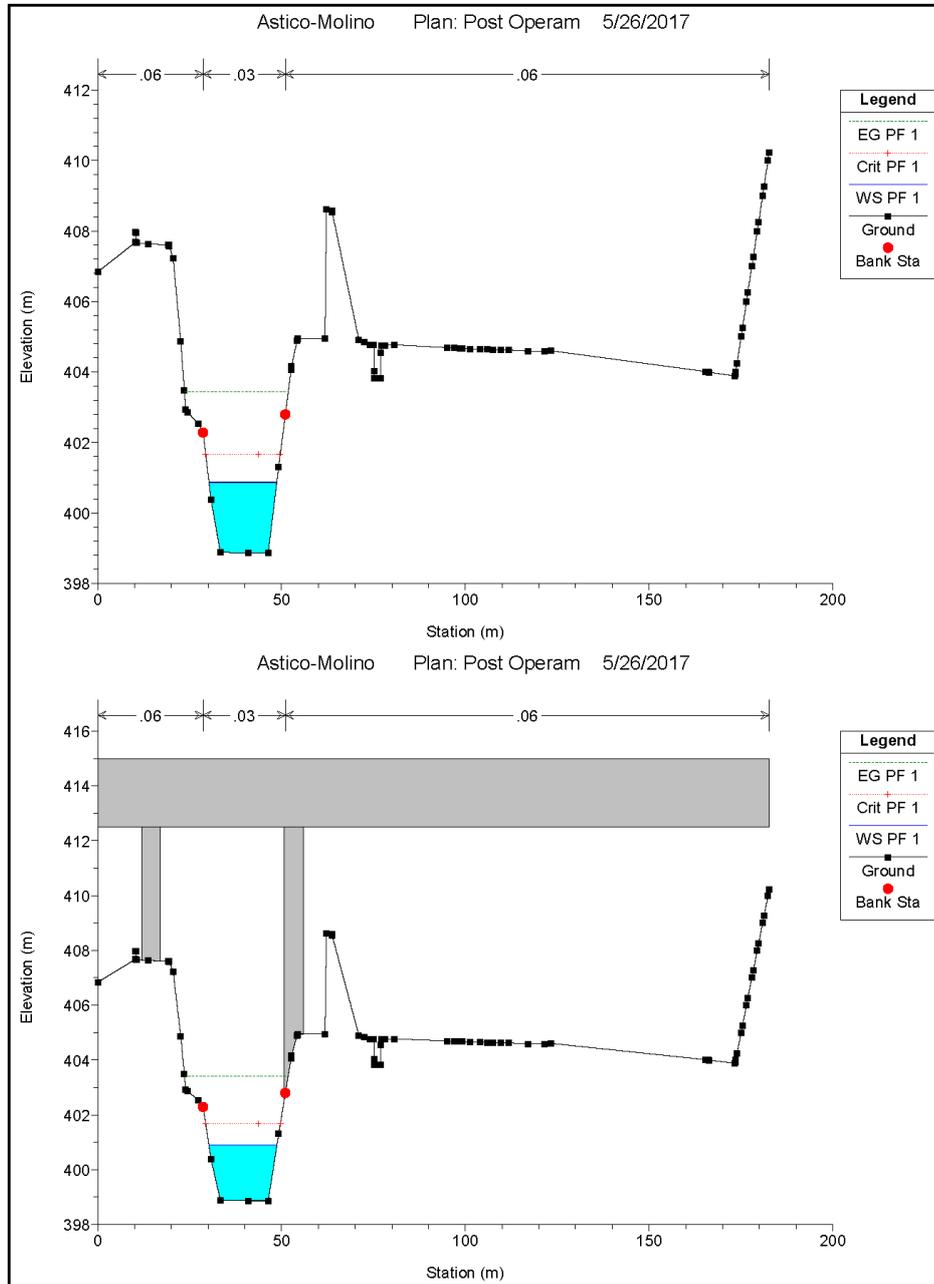


Fig. 121 Sezioni 60

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

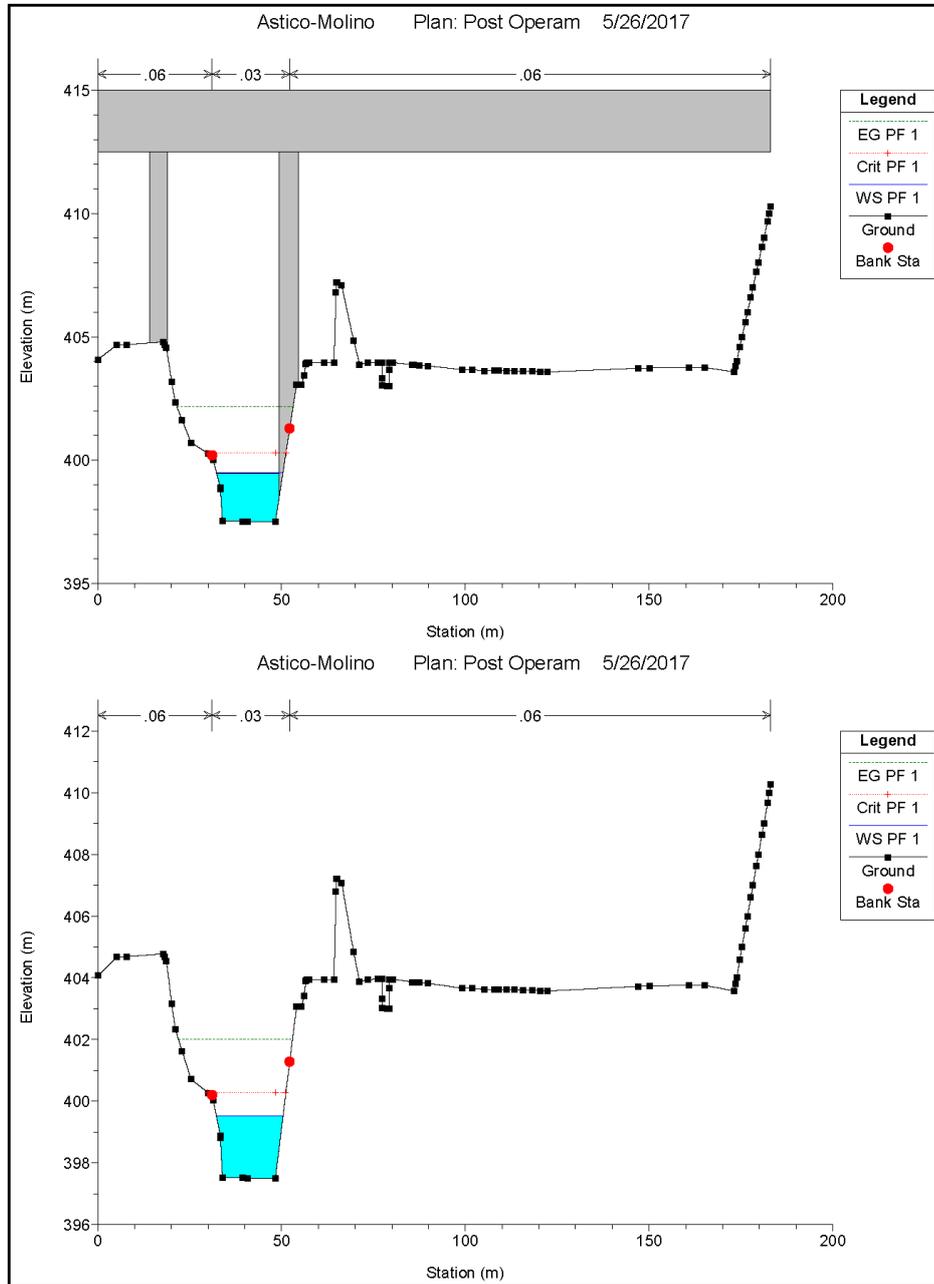


Fig. 122 Sezioni 50

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

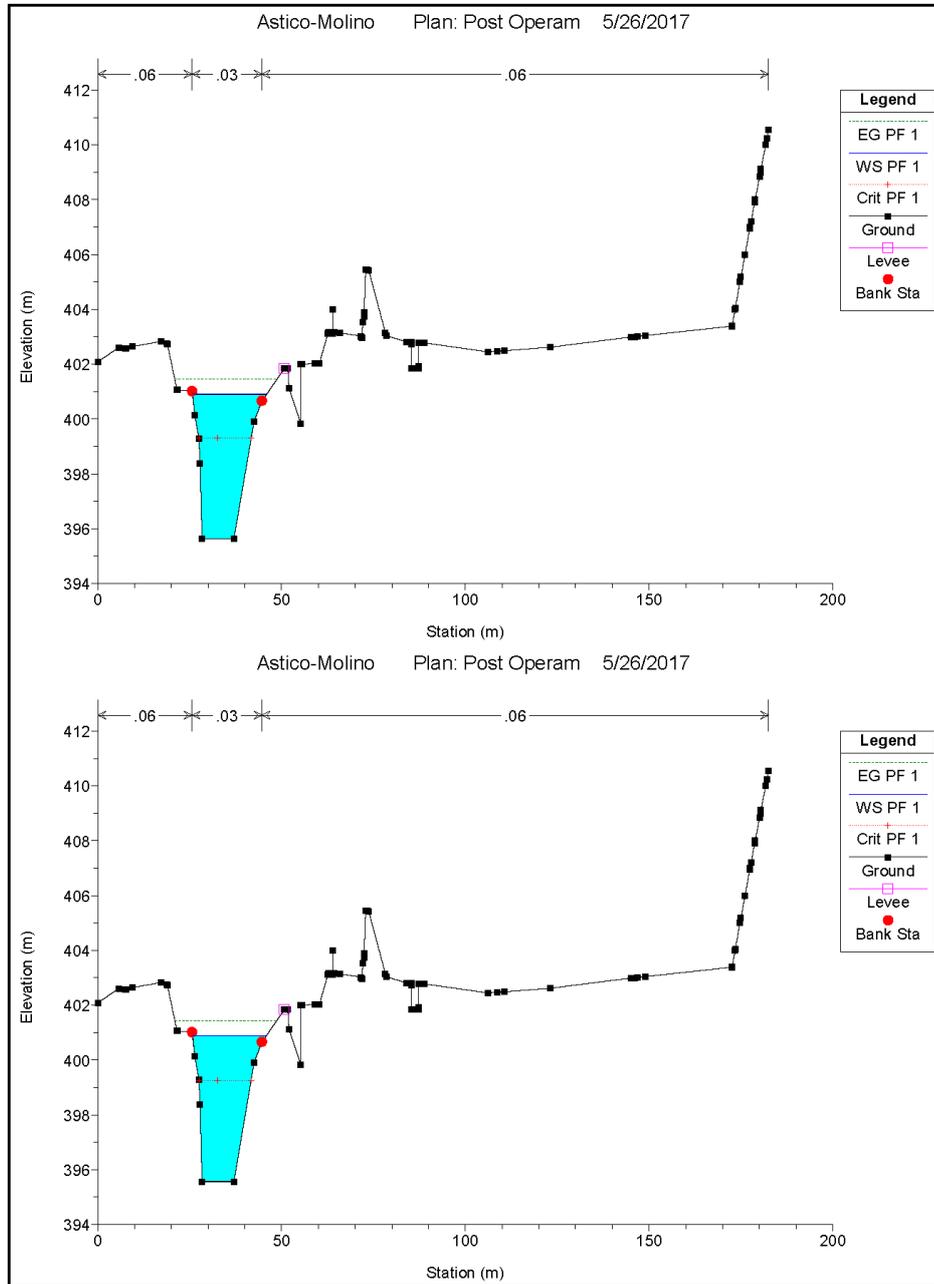


Fig. 123 Sezioni 40 e 37

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

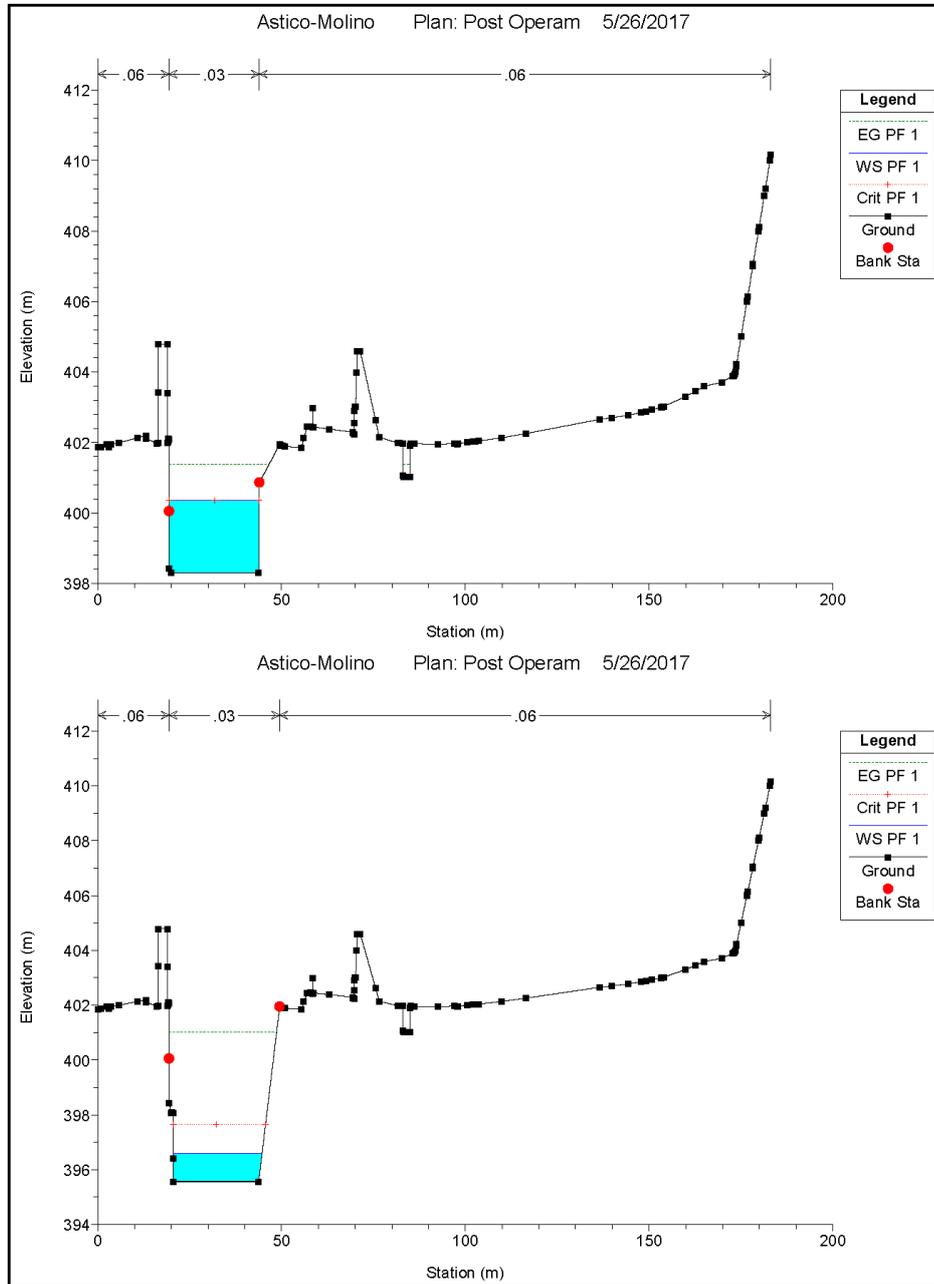


Fig. 124 Sezioni 35 e 33

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

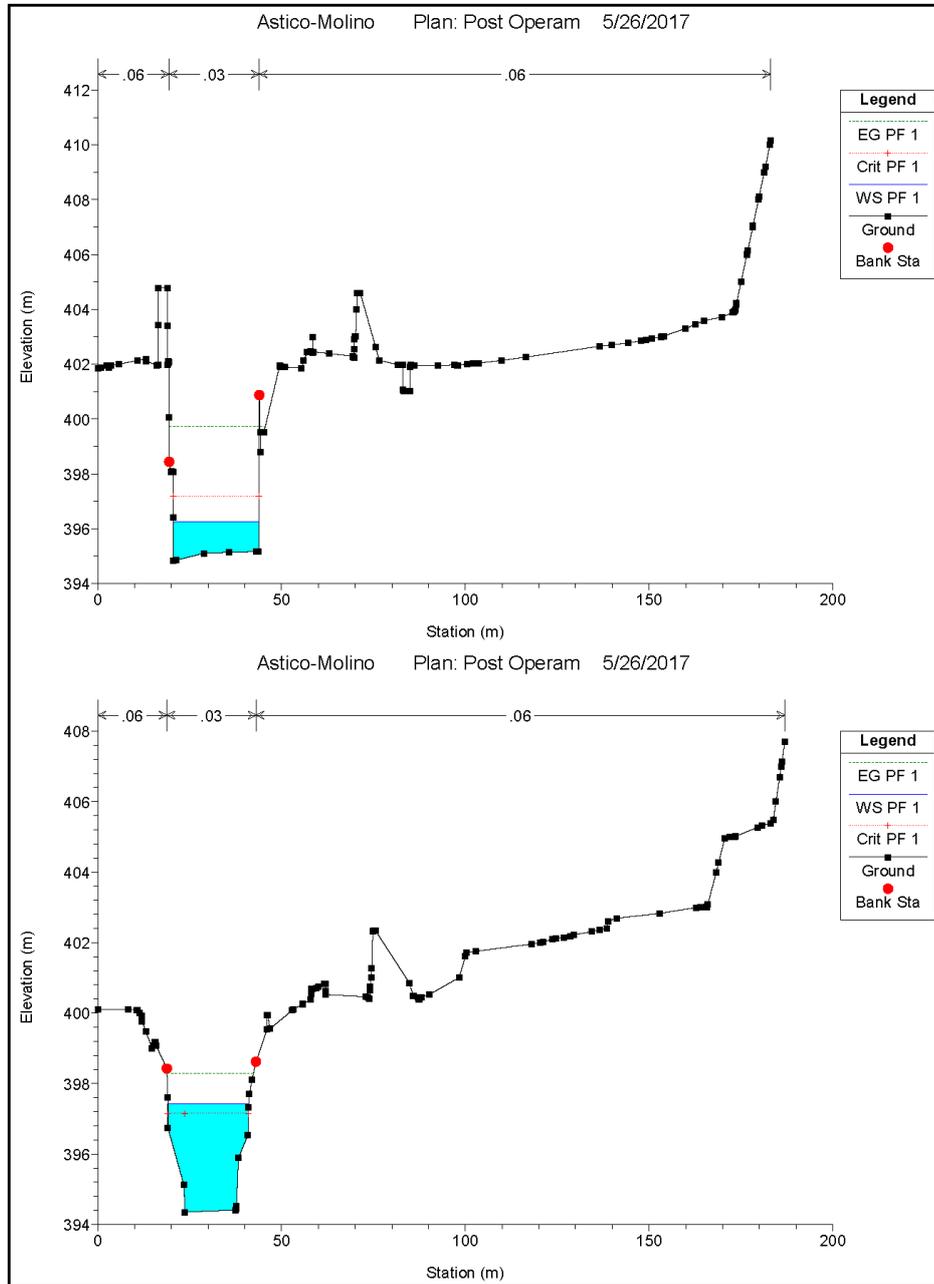


Fig. 125 Sezioni 30 e 20

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

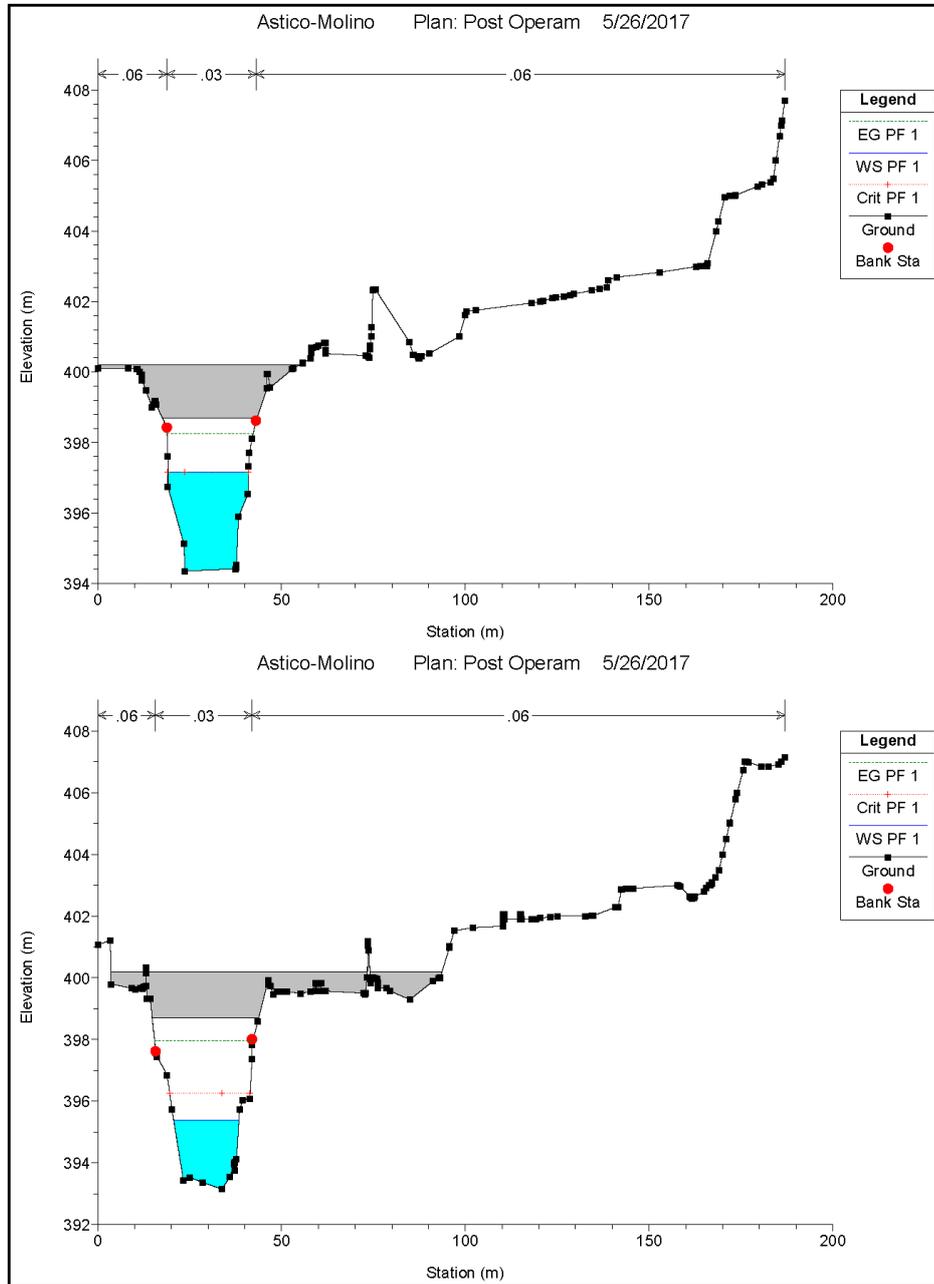


Fig. 126 Sezioni 16

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

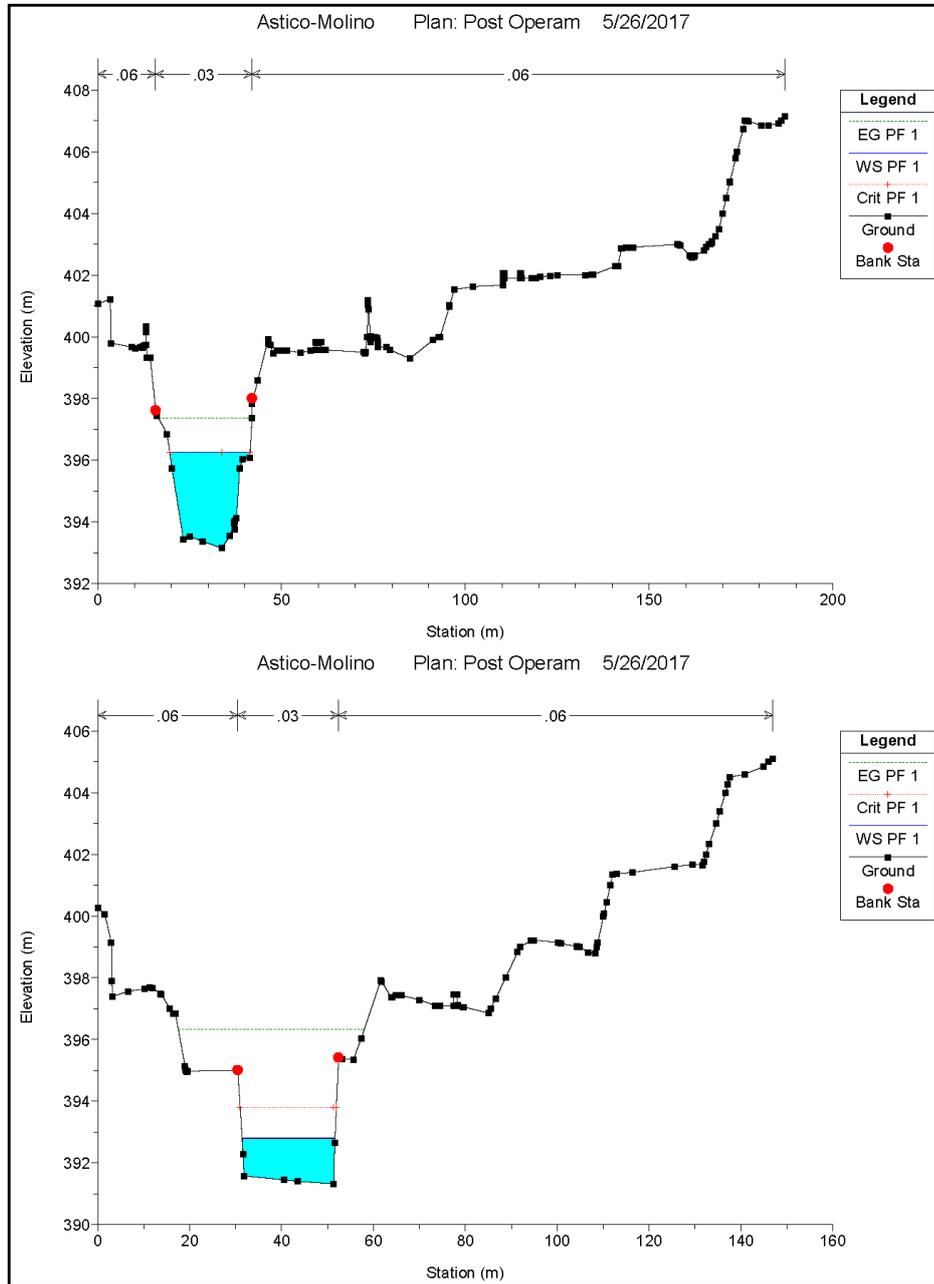


Fig. 127 Sezioni 15 e 10

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

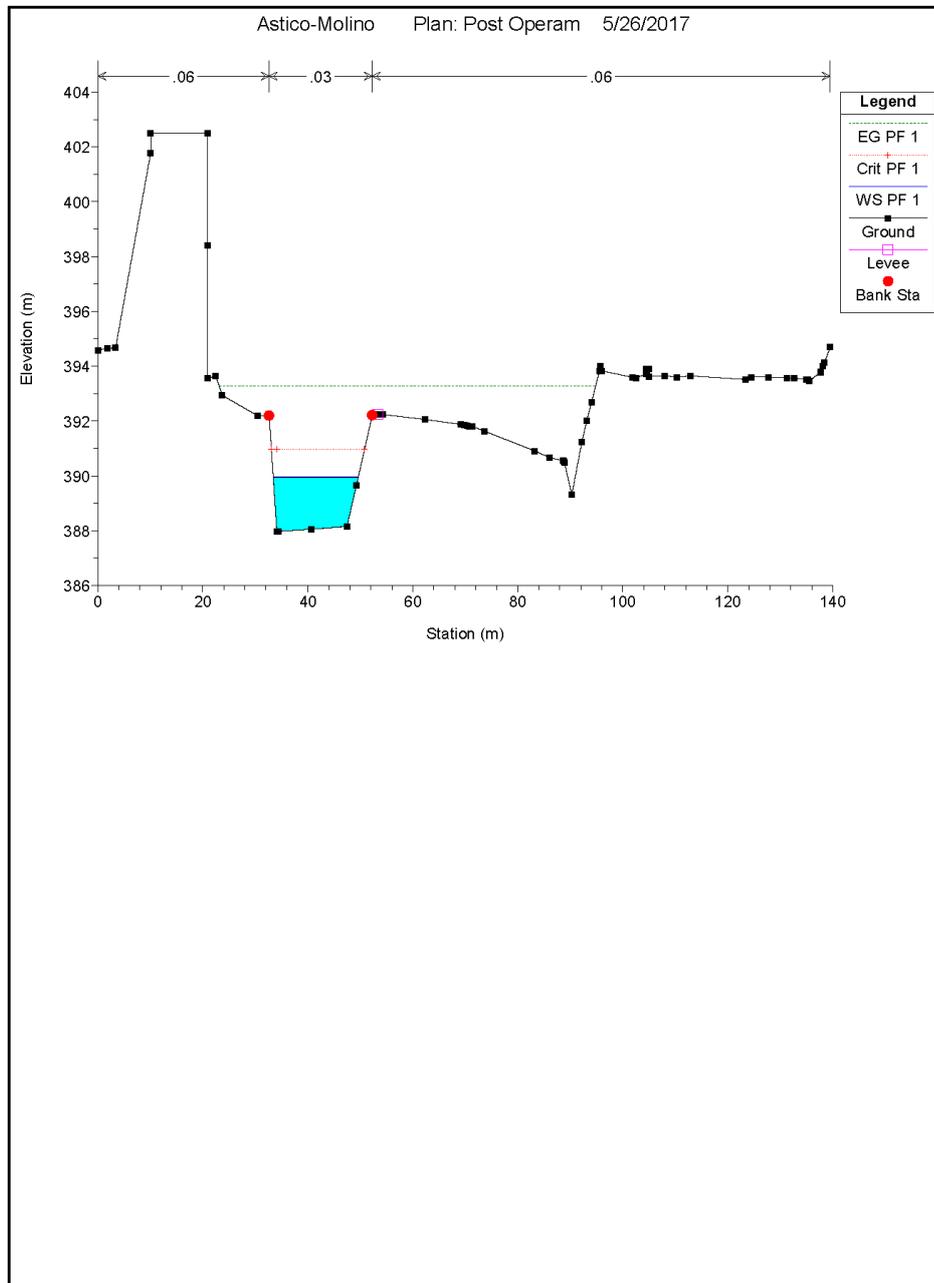


Fig. 128 Sezione 0