

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

AUTOSTRADA A14 / TANGENZIALE

IDROLOGIA - IDRAULICA

GENERALE

Relazione idrologico ed idraulica
dei corsi d'acqua interferenti

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

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

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	0
111465	0000	PD	AU	IDR	GE000	00000	R	IDR	11	-2	SCALA 0

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
	-		-				1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
						3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. AMBITO DI RIFERIMENTO	4
3. INQUADRAMENTO NORMATIVO	5
3.1 NORMATIVA COMUNITARIA.....	5
3.2 NORMATIVA NAZIONALE.....	5
3.3 NORMATIVA REGIONALE	9
3.4 AUTORITÀ DI BACINO.....	11
3.5 CONSORZI DI BONIFICA.....	11
4. METODOLOGIA OPERATIVA	12
5. VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	14
5.1 CRITERI DI COMPATIBILITÀ	14
5.2 IL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS 5.0	15
5.3 INDICAZIONI SULLA COSTRUZIONE DEL MODELLO IDRAULICO E RISULTATI DELLE SIMULAZIONI	22
5.4 FIUME RENO.....	23
5.4.1 <i>Costruzione del modello idraulico</i>	23
5.4.1.1 <i>Ipotesi alla base delle simulazioni</i>	25
5.4.2 <i>Verifica idraulica dello stato di fatto.....</i>	27
5.4.3 <i>Opere in progetto.....</i>	28
5.4.4 <i>Verifica di compatibilità idraulica dello Stato di progetto.....</i>	30
5.4.5 <i>Opere provvisoriale idrauliche nelle fasi di cantiere.....</i>	31
5.5 CANALE GHISILIERA.....	32
5.5.1 <i>Costruzione del modello idraulico</i>	33
5.5.2 <i>Verifica idraulica dello stato di fatto.....</i>	34
5.5.3 <i>Opere in progetto.....</i>	36
5.5.4 <i>Verifica idraulica dello stato di progetto.....</i>	36
5.5.5 <i>Interventi di sistemazione idraulica nelle fasi di cantiere</i>	37
5.6 CANALE NAVILE-BATTIFERRO	37
5.6.1 <i>Costruzione del modello idraulico</i>	37
5.6.2 <i>Opere in progetto e verifica idraulica di compatibilità</i>	39
5.6.3 <i>Opere provvisoriale idrauliche durante le fasi di cantiere</i>	42
5.7 CANALE SAVENA ABBANDONATO	44
5.7.1 <i>Costruzione del modello idraulico</i>	44
5.7.2 <i>Analisi dello stato di fatto</i>	45
5.7.3 <i>Opere in progetto.....</i>	46
5.7.4 <i>Verifica di compatibilità idraulica nello stato di progetto</i>	47
5.8 TORRENTE SAVENA	48
5.8.1 <i>Costruzione del modello idraulico</i>	48
5.8.2 <i>Verifica idraulica dello stato di fatto.....</i>	49
5.8.3 <i>Opere in progetto.....</i>	49

5.8.4	Verifica di compatibilità idraulica dello stato di progetto	51
5.8.5	Interventi di sistemazione idraulica nelle fasi di cantiere	52
5.9	RIO ZINELLA	53
5.9.1	Costruzione del modello idraulico	53
5.9.2	Verifica idraulica dello stato di fatto.....	54
5.9.3	Opere in progetto.....	54
5.9.4	Verifica idraulica dello stato di progetto.....	55
5.9.5	Interventi di sistemazione idraulica nelle fasi di cantiere	56
6.	SISTEMAZIONI FLUVIALI IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE VIARIE	57
6.1	GENERALITÀ.....	57
6.2	FIUME RENO.....	57
6.2.1	Erosione transitoria localizzata in prossimità delle pile.....	58
6.2.2	Sistemazione dell'alveo di magra.....	60
6.2.2.1	Definizione degli interventi di sistemazione ottimali	60
6.2.2.2	Dimensionamento della protezione delle pile	61
6.2.2.3	Scalzamento previsto.....	63
6.3	CANALE NAVILE	66
6.4	TORRENTE SAVENA	67
6.5	RIO ZINELLA	67
7.	ALLEGATO: RISULTATI COMPLETI DELLE MODELLAZIONI CONDOTTE	69
7.1	FIUME RENO.....	69
7.2	CANALE GHISILIERA	80
7.3	CANALE NAVILE-BATTIFERRO	86
7.4	CANALE SAVENA ABBANDONATO	93
7.5	TORRENTE SAVENA	105
7.6	RIO ZINELLA	111

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce lo “*Studio idrologico e idraulico di dettaglio*” finalizzato all'analisi delle principali interferenze idrografiche presenti lungo la direttrice autostradale A14, nel tratto Borgo Panigale – San Lazzaro di Savena, interessata dagli interventi di adeguamento previsti nel progetto di potenziamento del sistema tangenziale di Bologna.

La relazione illustra lo studio a supporto della progettazione, con lo scopo di dimensionare e verificare i manufatti di attraversamento dei corsi d'acqua lungo il corpo autostradale; vengono analizzate le interazioni tra le opere viarie e i corsi d'acqua interessati e si valuta, in termini di sezione idraulica e di franco di sicurezza rispetto all'intradosso del manufatto, l'adeguatezza dei manufatti di attraversamento, nelle configurazioni di stato di fatto e di progetto.

In accordo con quanto stabilito dall'autorità di bacino competente per il tratto in esame (AdB interregionale del fiume Reno) si è assunta come riferimento la portata relativa ad un evento con tempo di ritorno duecentennale.

Il grado di approfondimento dello studio è stato commisurato all'importanza del corso d'acqua analizzato, valutando caso per caso le caratteristiche dell'alveo e le dimensioni del bacino.

Per i corsi d'acqua di maggior rilevanza presenti nel tratto in esame (Fiume Reno e Torrente Savena), è stata analizzata l'interazione tra il flusso idrico e le opere di sostegno dei manufatti di scavalco (pile dei viadotti per il Reno), prestando particolare attenzione ai fenomeni di tipo erosivo al fine di poter individuare gli interventi correttivi più opportuni.

Dopo i primi capitoli di carattere più generale in cui si individua l'area oggetto di analisi, elencando le interferenze analizzate, e si esamina la normativa di riferimento e gli strumenti di pianificazione vigenti, si riporta un breve riassunto dei criteri adottati per la determinazione delle portate di riferimento.

Nei capitoli successivi vengono invece sviluppati nel dettaglio i calcoli idrologici e idraulici, il dimensionamento delle opere provvisorie per la fase di cantierizzazione, concludendo poi con l'analisi dei fenomeni idrodinamici e morfologici indotti dall'interazione dell'alveo con le opere viarie, al fine di progettare opere idonee di sistemazione fluviale.

2. AMBITO DI RIFERIMENTO

Oggetto dell'analisi di progetto è il tratto autostradale A14 compreso fra i centri abitati di Borgo Panigale e San Lazzaro di Savena.

Da un punto di vista geografico-amministrativo l'ambito di riferimento ricade all'interno della Regione Emilia Romagna, nella Provincia di Bologna.

Il tratto è caratterizzato dalla presenza di numerosi corsi d'acqua di dimensioni molto variabili: sono presenti infatti corsi d'acqua di grandi dimensioni (Fiume Reno, Torrente Savena), canali di medie dimensioni (Canale Ghisiliera, Canale Navile, Canale Savena Abbandonato e Rio Zinella) e una serie di fossi e impluvi con bacini di piccole dimensioni.

La seguente tabella riporta, per i manufatti di attraversamento in studio, la progressiva autostradale di riferimento, le autorità idrauliche competenti e le caratteristiche principali dei manufatti esistenti.

CORSO D'ACQUA	Km	AUTORITA' DI BACINO	AUTORITÀ IDRAULICA	CONSORZIO	TIPO DI ATTR. ESISTENTE
FIUME RENO	9+903	AdB Reno	Pr. di Bologna		Viadotto
CANALE GHISILIERA	11+331		Pr. di Bologna	C. chiusa di Casalecchio e canale di Reno	Ponte scatolare
CANALE NAVILE-BATTIFERRO	12+998	AdB Reno	Pr. di Bologna		Viadotto
CANALE SAVENA ABBANDONATO	15+740	AdB Reno	Pr. di Bologna		Ponte scatolare e tombino
TORRENTE SAVENA	21+347	AdB Reno	Pr. di Bologna		Viadotto
RIO ZINELLA	21+832	AdB Reno	Pr. di Bologna		Scatolare

Tabella 1 - Corsi d'acqua principali di interesse

3. INQUADRAMENTO NORMATIVO

Si riportano nel seguito, accompagnati da un breve stralcio descrittivo, i principali riferimenti normativi e gli strumenti di pianificazione e di tutela presenti sul territorio, a scala nazionale e regionale, al fine di fornire un quadro esaustivo della normativa vigente nel campo idrologico-idraulico, ambientale e di difesa del suolo.

3.1 Normativa comunitaria

Direttiva 2000/60/CE

Direttiva del Parlamento europeo e del Consiglio, del 23 ottobre 2000, che istituisce un quadro per l'azione comunitaria in materia di acque (Direttiva acque).

Direttiva 2006/118/CE

Direttiva del Parlamento europeo e Consiglio, del 12 dicembre 2006, sulla protezione delle acque sotterranee dall'inquinamento e dal deterioramento.

Direttiva 2007/60/CE

Direttiva del Parlamento europeo e del Consiglio, del 23 ottobre 2007, relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni.

3.2 Normativa nazionale

RD 25/07/1904 n° 523

Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.

Regio Decreto Legislativo 30/12/1923, n° 3267

Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani.

La legge introduce il vincolo idrogeologico.

DPR 15/01/1972 n° 8

Trasferimento alle Regioni a statuto ordinario delle funzioni amministrative statali in materia di urbanistica e di viabilità, acquedotti e lavori pubblici di interesse regionale e dei relativi personali ed uffici.

L. 64/74

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

L. 319/76 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.

La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.

DPR 24/7/1977 n° 616

Trasferimento delle funzioni statali alle Regioni

L. 431/85 (Legge Galasso)

Conversione in legge con modificazioni del decreto legge 27 giugno 1985, n. 312 concernente disposizioni urgenti per la tutela delle zone di particolare interesse ambientale.

L. 183/89

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo.

Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi (art. 1 comma 1).

Vengono inoltre individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione (art. 3); vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo (art. 6) e l'Autorità di Bacino (art. 12).

Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale (artt. 13, 14, 15, 16) e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino (artt. 17, 18, 19).

L. 142/90

Ordinamento delle autonomie locali.

DL 04-12-1993 n° 496

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.

DPR 18/7/95

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.

DPCM 4/3/96

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).

Decreto Legislativo 31/3/1998, n° 112

Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59

DPCM 29/9/98

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180.

Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3).

L. 267/98 (Legge Sarno)

Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania.

La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio (art. 1).

DL 152/99

Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole.

DL 258/00

Disposizioni correttive e integrative del DL 152/99.

L. 365/00 (Legge Soverato)

Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000.

La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile (art. 1); individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio (art. 1-bis); prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio (art. 2).

DLgs 152/2006

Ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Tale Decreto legislativo disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche. Istituisce i distretti idrografici nei quali sarà istituita l'Autorità di bacino distrettuale, che va a sostituire la o le Autorità di bacino previste dalla legge n. 183/1989. In forza del recente d.lgs 8 novembre 2006, n. 284, nelle more della costituzione dei distretti idrografici di cui al Titolo II della Parte terza del d.lgs. 152/2006 e della revisione della relativa disciplina legislativa con un decreto legislativo correttivo, le autorità di bacino di cui alla legge 18 maggio 1989, n. 183, sono prorogate fino alla data di entrata in vigore del decreto correttivo che, ai sensi dell'articolo 1, comma 6, della legge n. 308 del 2004, definisca la relativa disciplina. Fino alla data di entrata in vigore del decreto legislativo correttivo di cui al comma 2-bis dell'articolo 170 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, come inserito dal comma 3, sono fatti salvi gli atti posti in essere dalle Autorità di Bacino dal 30 aprile 2006.

Decreto n. 49/2010

Prevede lo strumento di Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) che dà attuazione alla direttiva europea 2007/60/CE. Il PGRA viene adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume PO con delibera n. 4 del 17/12/2015 e approvato con delibera n. 2 del 3 marzo 2016 è definitivamente approvato con d.p.c.m. del 27 ottobre 2016, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 30, serie Generale, del 6 febbraio 2017. Il PGRA individua e programma le azioni necessarie a ridurre le conseguenze negative delle alluvioni per la salute

umana, per il territorio, per i beni, per l'ambiente, per il patrimonio culturale e per le attività economiche e sociali.

NTC-Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.

Ai fini del rispetto della compatibilità idraulica, riportata nel paragrafo C5.1.2.3 della Norma, si intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena, ovvero quella caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $Tr=200$ anni. Ciò non esclude la possibilità di scegliere valori di portata maggiori che dovranno però essere adeguatamente motivati e giustificati. Nel caso di tombini con funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza di sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m. La Norma definisce inoltre di garantire un franco normale minimo di 1,50 m tra sottotrave dell'attraversamento e il pelo libero.

3.3 Normativa regionale

Delibera della giunta regionale 14 febbraio 2005 n. 286

Attuazione al D.lgs 152/1999, ha per oggetto la tutela delle acque, tra cui, art.1, comma 1 c), le acque meteoriche e di lavaggio delle aree esterne di cui all'art. 39 del decreto legislativo citato.

L'art.2 comma III definisce:

“Altre condotte separate”: sistema di raccolta ed allontanamento dalle superfici impermeabili delle acque meteoriche di dilavamento costituito da canalizzazioni a tenuta o condotte dedicate non collegate alla rete fognaria delle acque reflue urbane e disgiunte fisicamente e funzionalmente dagli insediamenti

e dalle installazioni dove si svolgono attività commerciali o di produzione di beni. Rientrano in questo ambito, ad esempio, i sistemi a tale scopo adibiti delle reti stradali ed autostradali e delle relative opere connesse (ponti, gallerie, viadotti, svincoli, ecc.)...

L'art.7.2 – *La gestione delle acque di prima pioggia e delle acque meteoriche di dilavamento:*

I – Per le nuove opere ed i nuovi progetti di intervento di cui al precedente punto 7.1 – lettera a) (opere soggette e VIA), le prescrizioni per il contenimento dell'inquinamento prodotte dalle acque di prima pioggia derivanti dalle “altre condotte separate” possono trovare applicazione nei casi in cui tali acque siano immesse direttamente o in prossimità di corpi idrici superficiali “significativi” e di “interesse” inseriti nel PTA.

II – Per i corpi idrici diversi da quelli richiamati al precedente punto I l'adozione di specifiche prescrizioni per la gestione delle acque di prima pioggia legate alle immissioni delle condotte di

cui trattasi è determinata sulla base delle esigenze di tutela e protezione dei corpi idrici ricettori stabilite dagli strumenti

di pianificazione provinciale (Piano territoriale di Coordinamento provinciale - PTCP), secondo i criteri di valutazione richiamati al precedente punto I.

III – Le prescrizioni da adottarsi ai sensi dei precedenti punti I e II avranno a riferimento, di norma, soluzioni progettuali di tipo strutturato che garantiscano la raccolta ed il convogliamento delle acque di prima pioggia in idonei bacini di raccolta e trattamento in grado di sedimentare le acque raccolte prima dell'immissione nel corpo ricettore. Trattamenti aggiuntivi (quali ad esempio la disoleatura) saranno prescritti in ragione della destinazione d'uso e di attività delle aree sottese dall'altre condotte separate" che danno origine alle predette immissioni. Dette soluzioni possono essere finalizzate anche al trattamento dell'acqua di prima pioggia mediante la realizzazione di sistemi di tipo naturale i quali la "fito-depurazione" o le "fasce filtro/fasce tampone".

IV – Riguardo al diffuso sistema di raccolta allontanamento delle acque meteoriche di dilavamento dalle reti stradali ed autostradali e delle relative opere connesse, l'eventuale applicazione delle prescrizioni per la gestione delle acque di prima pioggia, di cui ai precedenti punti I e II, s'intende riferita esclusivamente

alle canalizzazioni/condotte a tenuta responsabili delle immissioni diretta nei corpi recettori, con esclusione delle "cunette bordo strada" in terra adibite all'allontanamento delle acque meteoriche dalla sede stradale. Al riguardo, sono fatte salve le disposizioni regionali emanate ai sensi dell'art. 21 del

decreto in materia di aree di salvaguardia delle acque destinate al consumo umano.

Delibera giunta regionale 18 dicembre 2006 n. 1860

Tale delibera concerne "Linee guida d'indirizzo per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione alla deliberazione G.R. del 14 febbraio 2005 n° 286". Contiene specifiche Linee guida attuative in merito, tra gli altri aspetti, agli orientamenti tecnici di riferimento "per la scelta e la progettazione dei sistemi di gestione delle acque di prima pioggia da altre condotte separate con particolare riferimento a quelle asservite alla rete viaria".

Piano di Tutela delle Acque dell'Emilia Romagna

Il Piano di Tutela delle Acque rappresenta lo strumento principale del governo dell'acqua in Emilia Romagna. Attraverso il monitoraggio e il quadro conoscitivo dello stato attuale delle risorse idriche, individua le attività e le azioni di governo necessarie a raggiungere gli obiettivi

qualitativi e quantitativi prefissati. Il Piano di Tutela delle Acque dell'Emilia Romagna è stato approvato con in via definitiva con Delibera n. 40 dell'Assemblea legislativa il 21 dicembre 2005.

3.4 Autorità di bacino

Bacino interregionale Fiume Reno, Piano Stralcio Assetto Idrogeologico

Il Piano per l'assetto idrogeologico (PAI) persegue l'obiettivo generale di assicurare l'incolumità della popolazione nei territori dei bacini di rilievo regionale e garantire livelli di sicurezza adeguati rispetto ai fenomeni di dissesto idraulico e geomorfologico in atto o potenziali.

Più in particolare, il Piano, nel rispetto delle finalità generali indicate all'art. 17 della legge 18 maggio 1989 n. 183 per il piano di bacino, ed in attuazione delle disposizioni della L.R. 5/95 e del Piano di indirizzo territoriale (D.C.R. n. 12/2000), si pone i seguenti obiettivi:

- la sistemazione, la conservazione ed il recupero del suolo nei bacini idrografici, con interventi idrogeologici, idraulici, idraulico-forestali, idraulico-agrari, silvo-pastorali, di forestazione, di bonifica, di consolidamento e messa in sicurezza;
- la difesa ed il consolidamento dei versanti e delle aree instabili nonché la difesa degli abitati e delle infrastrutture contro i fenomeni franosi e altri fenomeni di dissesto;
- la difesa, la sistemazione e la regolazione dei corsi d'acqua;
- la moderazione delle piene, anche mediante serbatoi d'invaso, vasche di laminazione, casse di espansione, scaricatori, scolmatori, diversivi o altro, per la difesa dalle inondazioni e dagli allagamenti;
- la riduzione del rischio idrogeologico, il riequilibrio del territorio ed il suo utilizzo nel rispetto del suo stato, della sua tendenza evolutiva e delle sue potenzialità d'uso;
- la riduzione del rischio idraulico ed il raggiungimento di livelli di rischio socialmente accettabili.

3.5 Consorzi di bonifica

Gli interventi in esame interessano un corso d'acqua di competenza del Consorzio della Chiesa di Casalecchio e del Canale di Reno (Canale Ghisiliera). Il valore di portata utilizzato è stato fornito dal Consorzio.

4. METODOLOGIA OPERATIVA

Per l'elaborazione del presente studio si sono innanzitutto reperiti dati e studi pregressi relativi all'area oggetto di analisi. In particolare sono stati considerati i Piani di Assetto Idrogeologico (PAI) redatti dall'Autorità di bacino competente (Fiume Reno) e i dati forniti dagli enti competenti per la totalità dei corsi d'acqua analizzati.

Per l'analisi delle interferenze si è dapprima determinata la portata di riferimento relativa ad ogni singolo corso d'acqua, basandosi sui valori forniti dai consorzi e su quelli ricavabili dalle relazioni del PAI.

Le portate considerate per i due corsi d'acqua principali (Fiume Reno e Torrente Savena) sono quelle relative a tempi di ritorno $T=200$ anni fornite dall'AdB, mentre per gli altri canali si sono adottate le portate di riferimento fornite dagli enti competenti.

Per quanto riguarda le sezioni fluviali, si sono utilizzate quelle fornite da SPEA, rilevate tra maggio e luglio 2017. Ove necessario, tali sezioni sono state integrate in prossimità degli attraversamenti con il rilievo celerimetrico esistente, in modo da simulare più fedelmente il deflusso idrico in prossimità di tali manufatti.

Si sono riscontrate alcune piccole differenze di quota di fondo degli alvei tra le sezioni del rilievo rispetto a quelle presenti nel PAI. Tali discrepanze sono probabilmente causate dall'evoluzione dei corsi d'acqua nel tempo (causando variazione di quota del fondo), o dal maggior dettaglio del rilievo utilizzato localmente a ridosso degli impalcati. Ad ogni modo, si sono confrontate le simulazioni qui effettuate con quelle ricavate dai Piani Stralci, e non si sono riscontrate differenze significative dei livelli idrici a ridosso degli impalcati e, pertanto, vengono ritenute ininfluenti per l'obiettivo di stabilire la compatibilità idraulica delle opere in progetto rispetto allo stato di fatto attuale.

In seguito, si sono eseguite le verifiche idrauliche richieste mediante il modello matematico monodimensionale HEC-RAS per simulare il deflusso, in condizioni di moto permanente, di un tratto di corso d'acqua di lunghezza significativa a monte ed a valle del manufatto di attraversamento autostradale, sia in condizioni di stato di fatto che di progetto.

Sulla base dei risultati ottenuti, si sono quindi progettate le opere provvisorie necessarie per la fase di cantierizzazione, considerando solamente i corsi d'acqua che richiedono la presenza di manodopera in alveo durante i lavori (Fiume Reno, canale Navile-Battiferro e Torrente Savena).

In conclusione si è effettuata l'analisi dei fenomeni idrodinamici e morfologici indotti dall'interazione dell'alveo con le opere viarie, condotta per i due corsi d'acqua principali (Fiume Reno, Torrente Savena), sulla base della quale si sono poi progettate le opere di sistemazione fluviale necessarie per la protezione dai fenomeni erosivi.

5. VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

5.1 Criteri di compatibilità

La verifica di compatibilità idraulica degli attraversamenti sui corsi d'acqua è stata svolta in conformità con la normativa vigente, in particolare:

- “Criteri di valutazione della compatibilità idraulica ed idrobiologica delle infrastrutture di attraversamento dei corsi d'acqua del bacino del Reno” in attuazione dell'art. 22 comma 3 delle Norme
 - “Revisione generale del Piano stralcio per il bacino del torrente Senio” (delibera Comitato Istituzionale n. 1/1 del 14/07/2011);
 - “Aggiornamento 2007 del Piano Stralcio per il bacino del torrente Samoggia” (Delibera Comitato Istituzionale n.1/1 del 25/02/2009);
 - Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PSAI) (Delibera Comitato Istituzionale n.1/3 del 23/01/2004).
- D.M. 4 maggio 1990 “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali” e s.m.i.;
- Circolare n.34233 del 25 febbraio 1991 del Ministero LL.PP. “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali” e s.m.i.;

I calcoli idraulici vengono eseguiti per diversi tempi ritorno, assumendo come riferimento l'evento duecentennale per i corsi d'acqua principali (portate fornite dall'AdB Reno), mentre per i restanti vengono utilizzate le portate definite dall'ente gestore di riferimento.

Si riportano di seguito le tabelle di riepilogo con le portate utilizzate nella modellazione idraulica di stato di fatto e di progetto.

CODICE	CORSO D'ACQUA	Km	Q consorzio [m ³ /s]	Q massima transitabile [m ³ /s]	Q 50 [m ³ /s]	Q 200 [m ³ /s]
C.P.1	FIUME RENO	9+903				2280
C.P.2	CANALE GHISILIERA	11+331	0.8			
C.P.3	CANALE NAVILE-BATTIFERRO	12+998			70	
C.P.4	CANALE SAVENA ABBANDONATO	15+740		1.5		
C.P.5	TORRENTE SAVENA	21+347				408.2
C.P.6	RIO ZINELLA	21+832		10		

5.2 Il codice di calcolo HEC-RAS 5.0

Grazie all'impiego di un apposito modello matematico di simulazione idraulica è stato possibile utilizzare la schematizzazione dinamica delle equazioni differenziali di De Saint Venant che, richiedendo le condizioni al contorno sia a monte che a valle, permette, tra l'altro, di considerare anche eventuali "effetti di rigurgito".

Il fenomeno del moto vario in una corrente naturale può essere quindi ben rappresentato dalle equazioni comunemente note come equazioni di De Saint Venant. Esse sono valide per il moto gradualmente variato, in cui sia le variazioni nel tempo sia le variazioni nello spazio non siano eccessivamente brusche.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta QV)}{\partial x} = -gA \frac{\partial Z_w}{\partial x} - \frac{\tau_0 P}{\rho_0} + qU_q$$

La prima equazione rappresenta la legge di conservazione della massa liquida, specificata nel caso di densità costante.

Il codice di calcolo HEC-RAS del U.S. Army Corps of Engineers consente di determinare il profilo idraulico, lungo un determinato tratto fluviale o canale artificiale, in condizioni di moto stazionario e gradualmente variato. Possono essere analizzate condizioni di moto subcritiche, condizioni di moto critiche e condizioni di regime misto. Il codice di calcolo permette di descrivere in maniera dettagliata la geometria delle singole sezioni idrauliche, tenendo conto di scabrezze differenti non solo in diversi tratti del corso d'acqua, ma anche all'interno della stessa sezione, ad esempio per differenziare le zone golenali e il canale principale. Esso consente di modellare l'andamento meandriforme di un corso d'acqua, pur rimanendo in ambito monodimensionale, indicando differenti lunghezze del tratto che separa due sezioni adiacenti per la golena in sponda sinistra, la golena in sponda destra e il canale principale.

Le ipotesi caratterizzanti il codice di calcolo sono:

- il moto della corrente è permanente e gradualmente variato;
- il deflusso della corrente è monodimensionale: le componenti della velocità nelle direzioni diverse da quella principale della corrente non vengono considerate. Le equazioni utilizzate assumono che il carico totale è lo stesso per tutti i punti appartenenti ad una generica sezione;

- la pendenza del fondo alveo è limitata (inferiore a 1:10);
- la cadente è assunta costante tra due sezioni adiacenti;
- la geometria delle sezioni idrauliche è fissa.

Il programma di calcolo opera integrando le equazioni generali del moto secondo il metodo denominato nella letteratura anglosassone "Standard Step Method". Il processo di calcolo si sviluppa a seconda delle caratteristiche della corrente, lenta o veloce, dalla sezione estrema di valle o dalla sezione estrema di monte, dove vengono assegnate dall'utente le condizioni al contorno, e procede verso l'altro estremo.

In corrispondenza dei ponti o di eventuali canali a sezione chiusa, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici.

L'equazione differenziale fondamentale del moto permanente, viene risolta nella seguente forma:

$$H_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = H_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta E \quad (1)$$

dove (vedi fig.seguente):

H_1, H_2 rappresentano le quote assolute della superficie della corrente alle sezioni 1 e 2;
 v_1, v_2 rappresentano le velocità medie della corrente (portata totale/area totale bagnata);
 α_1, α_2 sono i coefficienti di ragguglio della potenza cinetica (coefficienti di Coriolis);
 ΔE rappresenta la perdita di carico tra le sezioni 2 e 1.

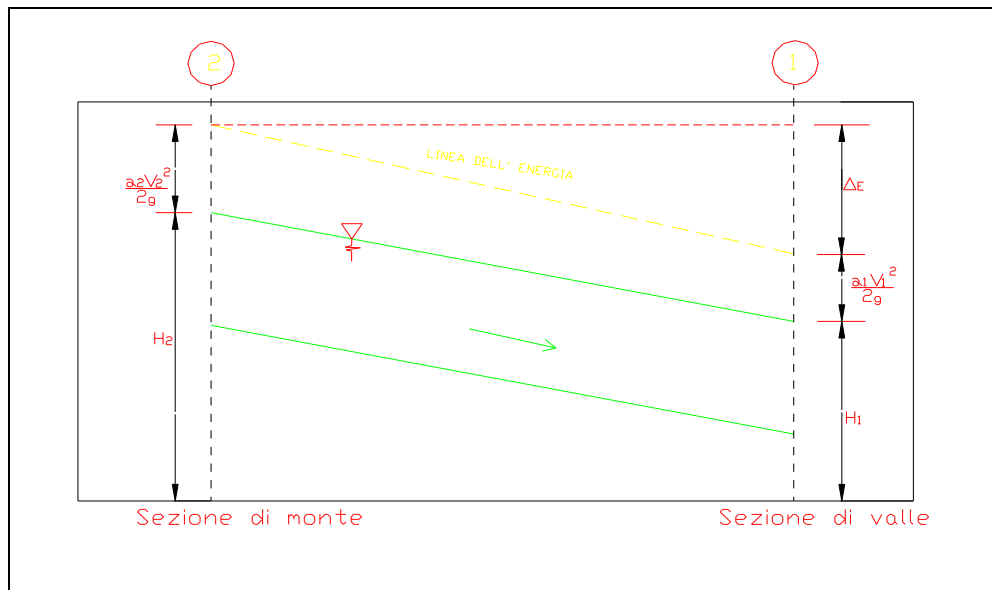


Figura 1 - Grandezze presenti nell'equazione dell'energia

La perdita di carico tra due sezioni è data dalla somma delle perdite distribuite lungo il tratto d'alveo compreso tra le due sezioni e le eventuali perdite dovute alla contrazione o alla espansione della corrente. L'espressione che permette il calcolo della perdita di carico risulta:

$$\Delta E = LJ + C \left(\alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (2)$$

dove:

L è la lunghezza del tratto d'alveo in esame;

J è la cadente piezometrica;

C è il coefficiente che tiene conto dei fenomeni di contrazione ed espansione della corrente.

La distanza L tra due successive sezioni viene valutata con la seguente espressione:

$$L = \frac{L_{gs}Q_{qs} + L_cQ_c + L_{gd}Q_{qd}}{Q_{qs} + Q_c + Q_{qd}} \quad (3)$$

dove:

L_{gs} , L_{gd} , L_c rappresentano rispettivamente la distanza percorsa dalla corrente in golena sinistra, destra e nel canale principale;

Q_{gs} , Q_{gd} , Q_c rappresentano le portate rispettivamente defluite alla sezione terminale in golena sinistra, destra e nel canale principale.

La cadente piezometrica può essere ricavata attraverso la seguente espressione:

$$J = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{k_1 + k_2} \right)^2$$

essendo:

Q_1, Q_2 rispettivamente la portata transitata alla sezione 1 e alla sezione 2;

k_1, k_2 la capacità di deflusso (conveyance) totale rispettivamente associata alla sezione 1 e alla sezione 2.

La capacità di deflusso è calcolabile attraverso la seguente espressione:

$$k = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad (4)$$

essendo:

n = coefficiente di Manning;

A = area bagnata;

R = raggio idraulico.

La capacità di deflusso complessiva di una determinata sezione è data dalla somma delle capacità di deflusso delle due golene e del canale principale. Ciascuna parte con cui si è idealmente suddivisa la sezione idraulica è infatti caratterizzata, una volta noto o ipotizzato il tirante idrico, da una determinata area bagnata e raggio idraulico; da qui la possibilità di applicare la formula (4) per calcolare la capacità di deflusso per la golena in sponda destra, sinistra e per il canale principale.

Il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica (coefficiente di Coriolis) viene calcolato attraverso la seguente espressione:

$$\alpha = \left(\frac{k_{gs}^3}{A_{gs}^2} + \frac{k_c^3}{A_c^2} + \frac{k_{gd}^3}{A_{gd}^2} \right) \frac{A_t^2}{k_t^3}$$

dove:

A_t, A_{gs}, A_{gd}, A_c rappresentano l'area totale bagnata della sezione, l'area bagnata in golena destra, in golena sinistra e nel canale principale;

k_t, k_{gs}, k_{gd}, k_c rappresentano la capacità di deflusso della sezione nel suo complesso, per la golena sinistra, la golena destra e per il canale principale.

Il coefficiente C viene introdotto per tenere conto delle perdite energetiche dovute ai fenomeni di espansione o di contrazione della corrente. Esso viene definito dall'utente, sezione per sezione, in funzione delle caratteristiche del fenomeno di transizione. I valori tipici di tale coefficiente vengono indicati in tabella.

Tabella 2 - valori tipici del coefficiente C

Descrizione	Coefficiente di contrazione	Coefficiente di espansione
Nessuna perdita per contrazione o espansione	0.0	0.0
Transizione graduale	0.1	0.3
Ponti	0.3	0.5
Transizioni molto brusche	0.6	0.8

La risoluzione delle equazioni (1) e (2) attraverso un procedimento iterativo permette di determinare l'andamento del profilo idrico in moto permanente una volta assegnate le caratteristiche geometriche e fisiche dell'alveo e le condizioni ai limiti del problema. Il processo di risoluzione è volto essenzialmente ad individuare quel tirante idrico (nella sezione in cui esso non risulta già noto o calcolato in precedenza) che permette di verificare il bilancio energetico, espresso dall'equazione (1), a meno di una tolleranza prefissata e ritenuta soddisfacente dall'utente. Per i dettagli computazionali si rinvia alla documentazione del codice di calcolo.

Nei casi in cui si verifica il passaggio attraverso lo stato critico, l'equazione dell'energia (1) non può essere applicata in quanto la transizione tra moto subcritico e moto supercritico e viceversa non rispetta le ipotesi di moto gradualmente variato. Ciò può, ad esempio, verificarsi in seguito a significativi cambi di pendenza o alla presenza di forti restringimenti della sezione idraulica. In questi casi il codice di calcolo permette di risolvere il problema utilizzando o delle formule empiriche oppure l'equazione del momento.

In particolare l'equazione del momento può essere applicata, nel codice di calcolo HEC-RAS in tre differenti situazioni:

- presenza di un risalto idraulico;
- condizioni di deflusso attraverso un ponte senza che si generi un processo di moto in pressione;
- immissione di una corrente in un'altra corrente.

Senza entrare nei particolari, per i quali si rimanda alla letteratura specializzata, è qui il caso solo di riportare l'equazione del momento applicata ad una determinata massa d'acqua compresa tra due sezioni distinte 1 e 2:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$

dove (vedi fig seguente):

P_i = forza legata alla pressione idrostatica agente sulle sezioni 1 e 2;

W_x = forza peso proiettata nella direzione del moto;

F_f = forza legata agli attriti;

Q = portata;

ρ = densità dell'acqua;

ΔV_x = variazione di velocità nella direzione del moto.

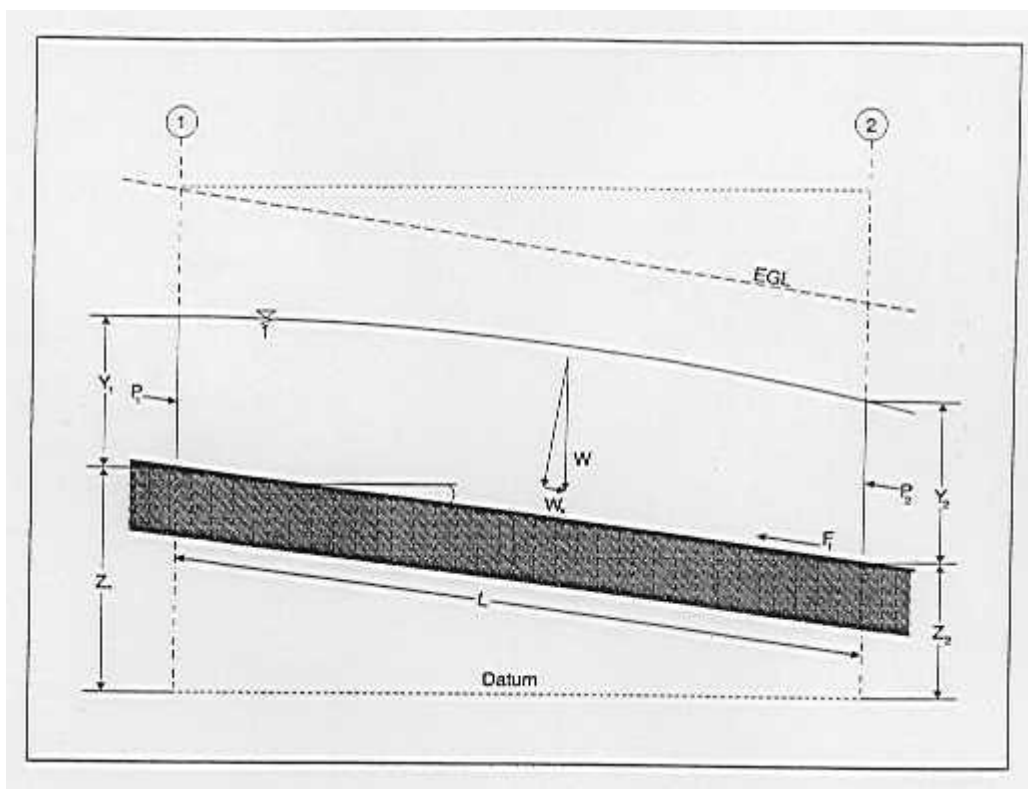


Figura 2 - Elementi caratteristici dell'equazione del momento

Come si è già avuto modo di sottolineare, in corrispondenza dei ponti, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici. Il

codice di calcolo permette di considerare l'intera gamma di condizioni che possono generarsi in un processo di deflusso attraverso un ponte. Tali condizioni vengono qui di seguito riportate:

- la corrente non viene in contatto con l'intradosso del ponte (Low flow);
- la corrente viene in contatto con l'intradosso del ponte (Pressure/Weir flow).

La prima condizione a sua volta prevede i seguenti casi:

- la corrente si mantiene lenta durante l'attraversamento del ponte (Class A low flow);
- la corrente transita attraverso la profondità critica (Class B low flow);
- la corrente si mantiene veloce durante l'attraversamento del ponte (Class C low flow).

La seconda condizione prevede a sua volta i seguenti casi:

- il ponte risulta in pressione (Pressure flow);
- il ponte viene sormontato (Pressure and Weir flow).

Le perdite energetiche caratteristiche del deflusso attraverso la struttura comprendono:

- le perdite che si sviluppano nei tratti immediatamente a monte e a valle del manufatto. Tali perdite sono dovute essenzialmente ai processi di contrazione ed espansione della corrente;
- le perdite che si generano proprio nel processo di deflusso attraverso la struttura.

In funzione delle condizioni di deflusso che vengono a crearsi, si applicano metodi di calcolo differenti per valutare le perdite di carico e quindi l'andamento del profilo idraulico nell'intorno della struttura.

Il codice di calcolo permette di risolvere i problemi relativi al deflusso delle acque attraverso i tombini. La risoluzione di tali problemi si fonda sull'approccio teorico proposto nella letteratura specializzata (vedi ad esempio "*Open Channel Hydraulics*", V.T.Chow).

Il tipo di deflusso attraverso un tombino può essere catalogato come deflusso con sezione di controllo presso l'imbocco (in seguito "**inlet control**") o con sezione di controllo presso l'uscita ("**outlet control**").

Nel caso di "inlet control" la capacità del tombino dipende dal carico idraulico alla sezione di approccio, dalla geometria della sezione di ingresso, dal tipo di imbocco. La scabrezza del tombino, la sua lunghezza e pendenza, le condizioni idrauliche del ricettore di valle non sono elementi determinanti in grado di influenzare la capacità di deflusso.

Nel caso di "outlet control" gli elementi determinanti per fissare la capacità idraulica del tombino sono, oltre a quelli caratteristici del caso precedente, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza del tombino e le caratteristiche idrauliche del ricettore di valle.

Il codice di calcolo risolve generalmente il problema calcolando, per la portata fissata dall'utente, il tirante idrico nella sezione di approccio al tombino utilizzando sia le equazioni adatte ai casi di "inlet control" sia quelle per i casi di "outlet control". Si assume quindi che la soluzione è quella cui è associato il massimo tirante idrico.

Nei casi di "inlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato schematizzando il moto della corrente come quello che si genera sotto una paratoia a battente. Nei casi di "outlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato a partire dal tirante idrico alla sezione di sbocco del tombino e considerando le perdite energetiche concentrate e distribuite che si determinano nel processo di deflusso.

5.3 Indicazioni sulla costruzione del modello idraulico e risultati delle simulazioni

Per effettuare la verifica di compatibilità idraulica delle nuove opere in progetto rispetto alle portate convogliate in ciascun tratto fluviale in esame, è stato necessario determinare quindi le portate di progetto, le caratteristiche dell'alveo e le condizioni al contorno, come esposto in precedenza. Per ciascuno dei suddetti dati, si è fatto riferimento a valori forniti dai consorzi e dal PAI (dati ricavabili dalle relazioni di quest'ultimo).

Per quanto riguarda la costruzione del modello geometrico, invece, sono stati utilizzati i seguenti rilievi, eseguiti nel periodo maggio-luglio 2017:

- Rilievo celerimetrico della fascia occupata dall'autostrada;
- Sezioni idrauliche dei corsi d'acqua interferiti dal progetto autostradale;
- Rilievo di tutte le opere d'arte esistenti e relative schede monografiche.
- Modello digitale del terreno a maglia ricavato dal rilievo celerimetrico attraverso il software Civil Design.

I risultati delle simulazioni effettuate, sia per lo stato di progetto, sia per lo stato di fatto, sono riportate nella presente relazione e negli elaborati grafici allegati, che riassumono le analisi idrauliche effettuate in condizioni di stato di fatto e di progetto, attraverso la modellazione dei manufatti di attraversamento autostradale così come rilevato dalle campagne di rilievo topografico.

Gli elaborati grafici riportano:

- **planimetria sezioni fluviali**, ricavate dal rilievo esistente;
- **profilo longitudinale**, costituito da un diagramma in cui vengono riportati l'andamento longitudinale del fondo alveo e delle sponde destra e sinistra del tratto di corso d'acqua modellato e il profilo di corrente ricavato dalle modellazioni;
- sezione trasversale del **ponte autostradale** (e di altri eventuali attraversamenti in progetto), derivante dal rilievo topografico, su cui viene indicato il livello idrico relativo alla portata duecentennale;
- indicazione della **portata** utilizzata per la modellazione, oltre ad alcuni dati idraulici di interesse, come il **franco** e la **velocità** in corrispondenza dell'attraversamento.

Come condizione di valle nelle simulazioni si è considerato il livello di moto uniforme.

In seguito per ciascun corso d'acqua verranno riportate:

- le modalità di costruzione del modello idraulico;
- i risultati ottenuti dalle simulazioni di stato di fatto;
- la descrizione delle opere in progetto; i risultati delle simulazioni in stato di progetto con relativa verifica di compatibilità;
- le eventuali analisi effettuate per le attività di cantierizzazione (eventuali guadi) e le eventuali interferenze con le opere provvisoriale per la realizzazione di spalle, pile, plinti ecc.

5.4 Fiume Reno

I risultati delle simulazioni idrauliche, i franchi di progetto in stato di fatto e di progetto, sono riportati nelle tavole allegate.

5.4.1 Costruzione del modello idraulico

Il fiume Reno è il principale corso d'acqua dell'Emilia Romagna dopo il Po.

La portata utilizzata nelle verifiche idrauliche, fornita dall'Autorità di Bacino, è riferita all'evento di piena duecentennale, pari 2280 mc/s.

Per la costruzione del modello idraulico si sono utilizzati i seguenti dati e condizioni al contorno:

- Per quanto riguarda lo stato di fatto e lo stato di progetto, si è fatto riferimento alle sezioni idrauliche rilevate nel luglio 2017. Tali sezioni sono state integrate con il rilievo celerimetrico in prossimità degli attraversamenti (ponte autostradale, people mover e ponti ferroviari), in modo da simulare più fedelmente il deflusso idrico in prossimità di tali manufatti.

- Condizioni al contorno: per il tempo di ritorno $T=200$ anni, il PAI non fornisce indicazioni riguardanti i livelli idrici raggiunti nelle sezioni di interesse. Per questo motivo, come condizione al contorno si è imposto in entrambi i casi il moto uniforme, calcolato sulla base della pendenza di fondo alveo in prossimità delle sezioni di monte e valle del modello.
- Scabrezza: l'AdB ha comunicato di eseguire le modellazioni considerando i seguenti valori di scabrezza secondo Manning:
 - Alveo inciso: 0.044;
 - Golene: 0.055.

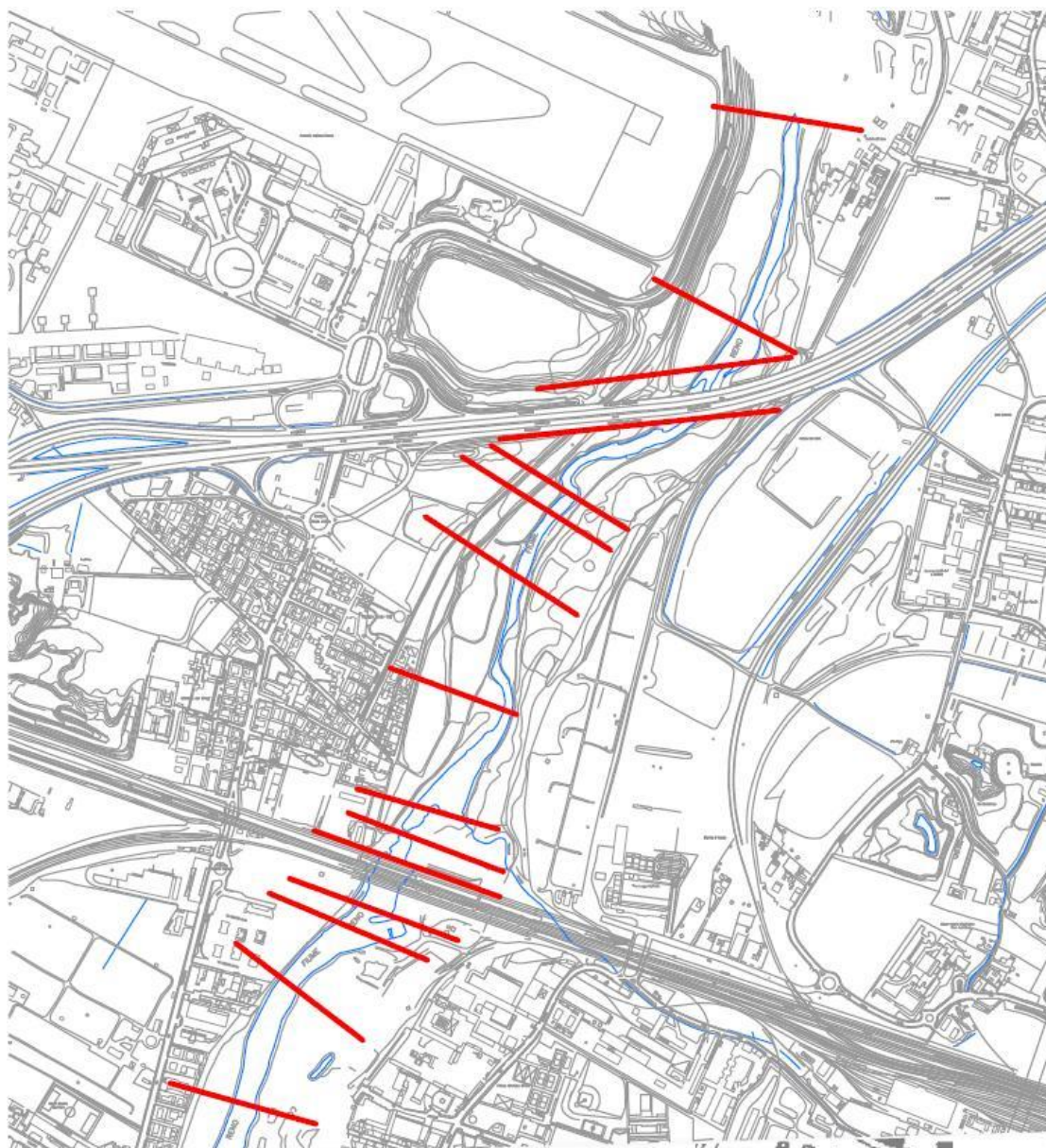


Figura 3: planimetria sezioni modello HEC-RAS, fiume Reno.

5.4.1.1 Ipotesi alla base delle simulazioni

Il tratto fluviale in analisi presenta alcune criticità che hanno richiesto l'introduzione di ipotesi modellistiche idonee per la corretta simulazione del deflusso idrico.

In particolare, si sono riscontrate le seguenti problematiche:

1. Complessa geometria delle pile del ponte autostradale, oltre alla non ortogonalità del ponte stesso rispetto al flusso idrico.
2. Presenza di un salto di fondo elevato (più di 6 metri) immediatamente a valle dei ponti ferroviari. Il software HEC-RAS non è in grado di simulare correttamente tali morfologie d'alveo, come esposto nel paragrafo 5.2.
3. I tre impalcati ferroviari si trovano a una distanza ridotta uno dall'altro.

Per quanto riguarda il viadotto autostradale (punto 1.), considerando il progetto esecutivo dell'ampliamento esposto in Figura 3, i gruppi di pile analoghi a quelli cerchiati in rosso sono stati modellati come un'unica pila di larghezza pari a 6 metri, estesa lungo tutto l'impalcato; questa semplificazione consente di ridurre la sezione disponibile per il deflusso e quindi aumentare il fattore di sicurezza delle simulazioni per il conseguente aumento dei livelli idrici locali.

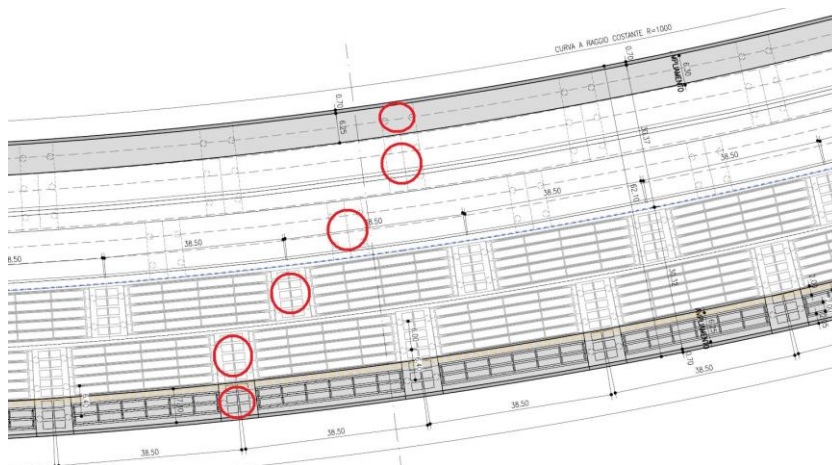


Figura 4 - pile ponte Reno.

A causa dello sviluppo in planimetria dell'impalcato, non ortogonale al corso d'acqua, risulta complesso estrapolare sezioni ortogonali al flusso e contemporaneamente ben descrittive della geometria e della posizione delle pile (sia in stato di fatto che di progetto).

Infatti, le sezioni longitudinali all'andamento dell'impalcato determinerebbero alvei più grandi rispetto a quelli reali (sezione non ortogonale allo scorrimento). Per tale ragione si è utilizzato un'interpolazione modellistica, nella quale, attraverso l'opzione *skew cross section* di HEC RAS, si ricrea una sezione equivalente a quella iniziale ortogonale al flusso idrico, nella quale vengono proiettate tutte le dimensioni dell'alveo e delle pile stesse.

Inoltre, la sezione a monte dell'impalcato, da rilievo presenta una sezione di deflusso maggiore rispetto a quella reale al di sotto del ponte autostradale.

Tale discrepanza è dovuta alla presenza di un'area di erosione ubicata poco a monte l'impalcato stesso; per ovviare al problema, la sezione rilevata è stata modificata manualmente come esposto nella figura seguente.

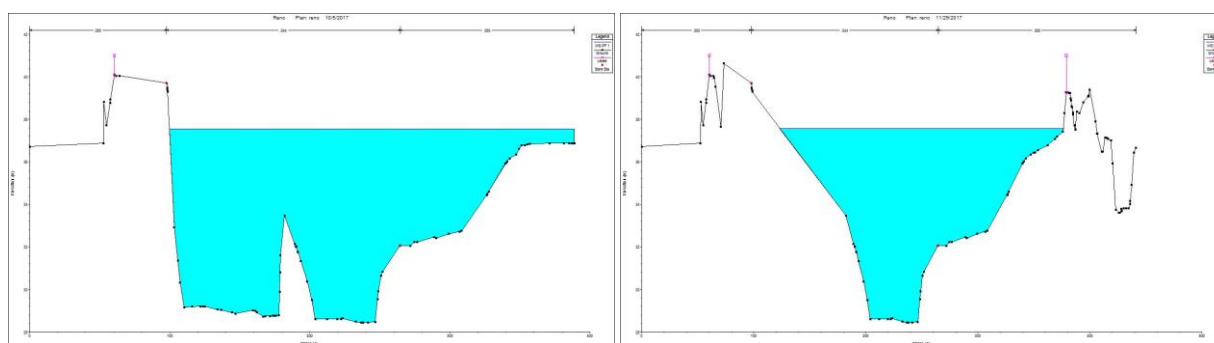


Figura 5 – sezione da rilievo (a sinistra) e sezione modificata in modello HEC-RAS (a destra).

Considerando ora la problematica esposta al punto 2. (salto di fondo elevato), si è deciso di inserire una “*inline structure*” a valle dei ponti ferroviari; tale manufatto viene modellato dal software introducendo nella simulazione l'equazione relativa allo stramazzo (si faccia riferimento alla letteratura specifica per maggiori dettagli), maggiormente identificativa della morfologia fluviale in analisi.

In particolare, il software utilizzerà tale equazione per calcolare il livello idrico nella sezione di monte in funzione della portata specificata. Questa metodologia permette di avere un modello molto più stabile rispetto all'utilizzo delle equazioni di De Saint Venant esposte nel paragrafo 5.2.

Riguardo infine alla problematica 3. si è stabilito di modellare i tre ponti ferroviari come un unico impalcato, considerando come sezione del ponte quella maggiormente critica per il deflusso idrico (pile del ponte storico e quota dell'intradosso relativa al ponte dell'alta velocità, vedi figura seguente). In corrispondenza della golena destra è stata inserita una “*ineffective flow area*”, in

modo da modellare più fedelmente il flusso idrico la cui velocità, in quella parte di sezione, è prossima allo zero.

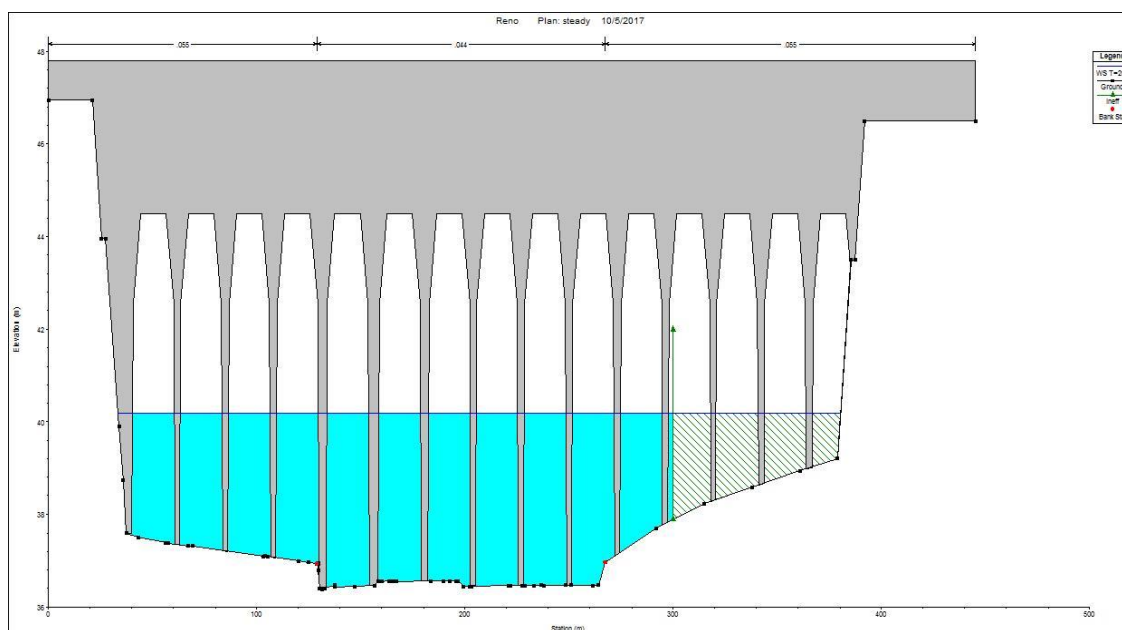


Figura 6: sezione ponti ferroviari, fiume Reno.

5.4.2 Verifica idraulica dello stato di fatto

Le quote dell'intradosso autostradale diminuiscono spostandosi da ovest verso est; il franco idraulico varierà quindi fra un valore minimo (misurato in corrispondenza della spalla lato Rimini) e un valore massimo (spalla lato Milano).

In particolare, per tempi di ritorno pari a 200 anni, il livello idrico determina un franco minimo sull'impalcato del ponte autostradale pari a 1.50 m e uno massimo di circa 3.00 m, con allagamento delle aree golenali posizionate lungo l'inciso attuale del fiume stesso.

Come accennato in precedenza, dai sopralluoghi effettuati si sono riscontrati fenomeni erosivi localizzati sia subito a monte dell'impalcato, sia al di sotto dello stesso.

Infatti, a sud dell'attraversamento autostradale, l'azione erosiva ha asportato gran parte della golenale laterale, creando un'ansa longitudinale all'impalcato stesso (Figura 7).



Figura 7 - erosione della golenia sinistra a monte del ponte.

La seguente tabella riassume infine i franchi idraulici per tutti gli attraversamenti esistenti, considerando la configurazione in stato di fatto:

Attraversamento	Franco idraulico
Ponte autostradale (monte)	1.58 m
Ponte autostradale (valle)	1.50 m
People Mover	2.19 m
Ponte ferroviario	4.31 m

Tabella 3: franco idraulico in stato di fatto.

Il franco idraulico risulta quindi essere di tutta sicurezza per ogni impalcato presente.

5.4.3 Opere in progetto

Il fiume Reno sarà interessato in fase progettuale da un intervento di allargamento della sede autostradale (e conseguente sistemazione del corrispondente tratto fluviale) permessa grazie alla costruzione di due distinti viadotti per careggiata per sensi di marcia.

Le opere previste comportano la demolizione del viadotto esistente attraversando così il fiume Reno con due viadotti. Questi saranno sorretti da una serie di pile con un ingombro minore rispetto l'attuale che ricadranno in parte all'interno della golena laterale esistente, ed in parte nell'alveo di magra del Reno.

L'influenza delle nuove pile di progetto, come mostrano i risultati delle simulazioni idrauliche, non altera significativamente l'aumento dei livelli idrici (pochi centimetri), ma la loro posizione è a ridosso dell'area di erosione della golena, che ha determinato nel tempo un'ansa molto accentuata creando una zona di deflusso praticamente parallela all'impalcato stesso.

Da storiche immagini satellitari, è stato possibile determinare come quest'ansa ha subito negli ultimi 32 anni una continua erosione sulla sponda sinistra portando lo spostamento dell'alveo di magra di 50 metri verso l'esterno (Figura 8).

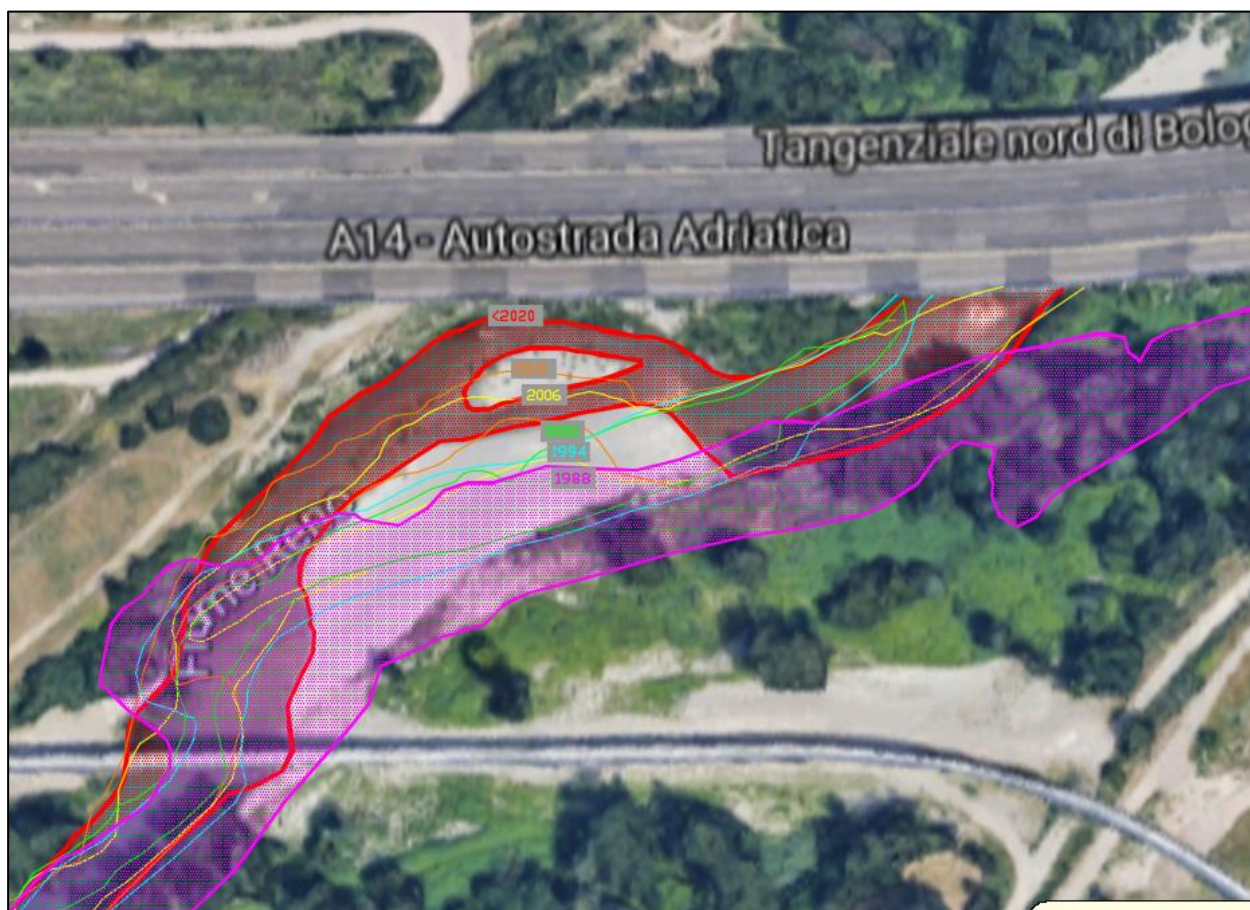


Figura 8. Erosione dell'alveo del fiume Reno.

Pertanto, con l'obiettivo di limitare gli effetti erosivi localizzati e proteggere sia le opere esistenti che quelle in progetto (le pile dell'allargamento dell'impalcato), si prevede di portare il materiale

di scavo nell'ansa erosa negli anni andando così a ripristinare la sponda e reindirizzando il canale di magra.

Con questi due singoli viadotti si è cercato di impattare il meno possibile sul naturale corso del fiume Reno andando, dapprima a studiare la conformazione delle pile più idonea, e secondo cercando di calcolare il massimo scalzamento per posizionare le fondazioni delle pile il più sicuro possibile anche nella peggiore delle ipotesi che il fiume resca a intercettare qualsiasi pila. Tuttavia, per ritardare il più possibile l'erosione sulle pile, verrà prevista una protezione locale di massi sciolti.

Tali interventi servono a garantire una maggiore protezione in un punto attualmente critico, dove i flussi hanno aggirato la protezione esistente, creando le problematiche sopra evidenziate.

5.4.4 Verifica di compatibilità idraulica dello Stato di progetto

I risultati delle simulazioni sono allegati alla presente relazione.

Per quanto riguarda il viadotto sul Reno, il franco idraulico aumenta da 0,80 m a monte e 0,40 m rispetto allo stato di fatto (franco minimo e franco massimo) portandosi a oltre l'1,5 m richiesto. Inoltre, diminuisce notevolmente la velocità di scorrimento in quanto abbiamo minor restringimento dovuto a pile meno ingombranti. Gli altri attraversamenti presenti, invece, cambiano il franco di sicurezza di qualche centimetro.

Per completezza di analisi è stato inserito nel modello idraulico anche il progetto del nuovo ponte previsto fra via Triumvirato e via del Chiù. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati specifici di tale progetto escluso dal presente intervento.

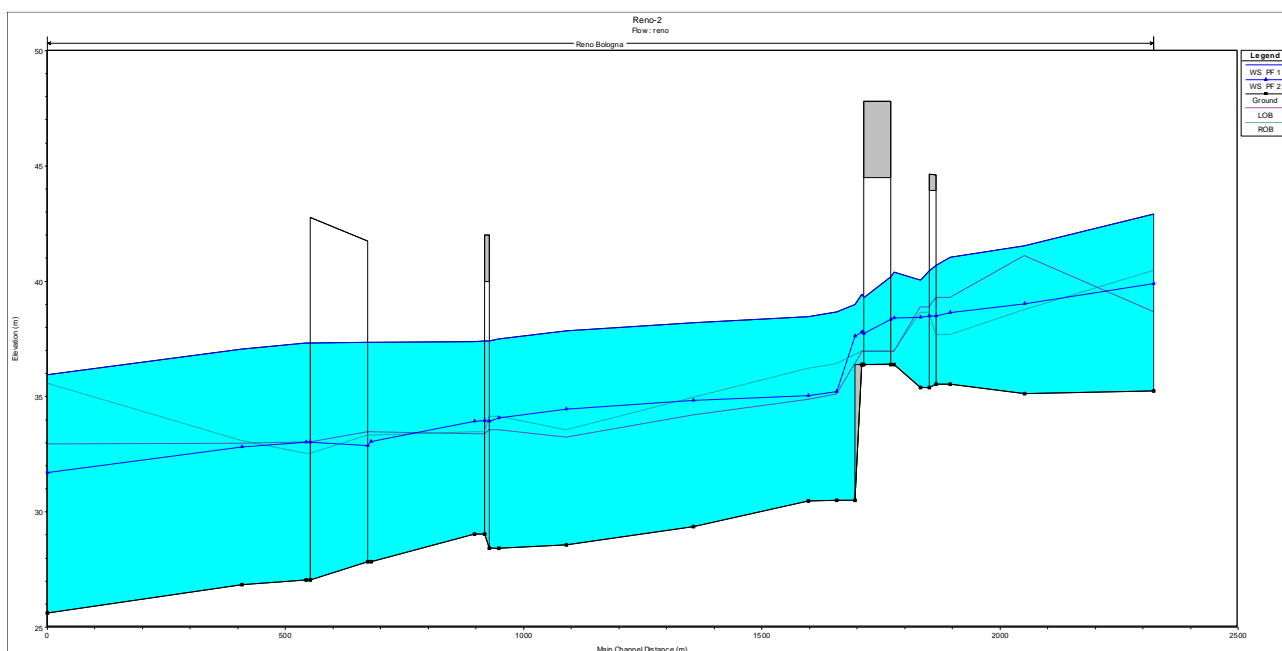


Figura 9 – profilo longitudinale del Reno in stato di progetto (tempo di ritorno 200 anni)

Nella tabella seguente sono quindi riassunti per ogni attraversamento i risultati ottenuti. Il franco di sicurezza si intende dal punto più basso dell'intradosso dei viadotti:

Attraversamento	Franco idraulico
Ponte autostradale (monte)	2.03 m
Ponte autostradale (valle)	2.64 m
People Mover	2.61 m
Ponte ferroviario	4.34 m

Tabella 4: franco idraulico in stato di progetto.

5.4.5 Opere provvisorie idrauliche nelle fasi di cantiere

Nel corrispondente elaborato grafico sono riportate le opere provvisorie necessarie per la realizzazione dei manufatti in alveo.

In particolare, la fase di cantierizzazione avverrà come di seguito:

- a seguito del reindirizzamento dell'alveo, con la posa di materiale da riporto lungo la sponda erosa, in questa fase è prevista la realizzazione di un canale provvisorio per consentire la costruzione delle opere in progetto sopra citate. In particolare, tale opera sarà caratterizzata da una sezione trapezia con base variabile compresa fra i 6 m e i 5

m e sponde di altezza pari a 2 m, con pendenza 3:2. Sul fondo verrà posto un tubo di diametro di 3 m che consentirà il deflusso della portata generalmente transitante nel periodo estivo. Per garantire la confluenza delle acque nella sezione di magra verranno realizzate due sbarramenti rispettivamente a valle e monte del tratto interessato alla cantierizzazione. Nel caso in cui i livelli dovessero portare al superamento della quota di coronamento del primo sbarramento, più a valle sarà comunque presente un'ulteriore traversa provvista di quattro tubi di diametro 1,5 m che consentiranno lo smaltimento delle acque e il mantenimento del tirante inferiore a quello delle sponde laterali. Lungo questo guado, verranno realizzate opportune rampe d'accesso all'area di cantiere (si veda la tavola di riferimento).

- nella seconda fase dei lavori è previsto il riposizionamento del canale provvisorio in corrispondenza dell'impalcato autostradale, in modo da completare la realizzazione delle pile e del rivestimento di fondo alveo nelle aree attraversate dal canale stesso. Al termine dei lavori, l'opera (realizzata in terra) verrà comunque mantenuta in alveo.

Le lavorazioni dovranno essere eseguite durante i periodi di magra del fiume. Durante tutta la durata dei lavori in alveo, o in prossimità dello stesso, si raccomanda l'installazione di un idrometro a monte dell'intervento al fine di monitorare i livelli del corso d'acqua. Sarà cura del CSE fornire all'impresa affidataria le modalità per disporre in tempo reale dei dati rilevati durante il periodo di cantiere. Le lavorazioni in alveo dovranno essere interrotte qualora i livelli misurati non siano compatibili.

Le parzializzazioni d'alveo legate alle fasi realizzative, dovranno essere verificate in sito e adattate alla morfologia dell'alveo prima dell'inizio dei lavori.

Il capocantiere dovrà monitorare quotidianamente i bollettini relativi alla meteorologia e alle piene emessi da ARPAV e Protezione Civile e, in caso di allerta meteo o piene, sospendere i lavori (di qualsiasi natura), allontanare i lavoratori, i mezzi e avvisare il CSE. Anche in caso di precipitazioni intense o nebbie con visibilità inferiore ai 100 m i lavori dovranno essere interrotti. I lavori riprenderanno al rientro dell'emergenza.

Tuttavia, si rimanda al piano di sicurezza e coordinamento per maggiori dettagli.

5.5 Canale Ghisilliera

Di seguito si riportano le considerazioni riguardo l'ampliamento del tombino di attraversamento autostradale del canale regolato Ghisilliera.

5.5.1 Costruzione del modello idraulico

Il corso d'acqua, che attraversa un'area quasi esclusivamente urbana, ha principalmente una funzione industriale ed è gestito dal Consorzio della Chiusa di Casalecchio e del Canale di Reno.

Sul territorio sono comunque presenti alcune piccole attività agricole, dipendenti totalmente dall'acqua derivata nel canale con la chiusa di Casalecchio.

Il consorzio ha comunicato di eseguire le verifiche idrauliche con una portata di 800 l/s, valore cautelativo che raramente viene raggiunto.

Le sezioni fluviali utilizzate nelle simulazioni sono quelle del rilievo eseguito nel mese di agosto 2016. Si è inoltre aggiunta manualmente una sezione subito a valle dell'attraversamento autostradale, in modo da modellare correttamente il ponticello a valle dell'impalcato (Figura 10).



Figura 10 - ponticello a valle dell'attraversamento autostradale.

Come condizione al contorno si è imposto il moto uniforme sia a monte che a valle.

Per quanto riguarda la scabrezza, si è inserito un valore costante lungo tutta la sezione pari a 0.028 (n Manning).

La modellazione dello stato di fatto è stata eseguita riferendosi alle monografie delle opere.

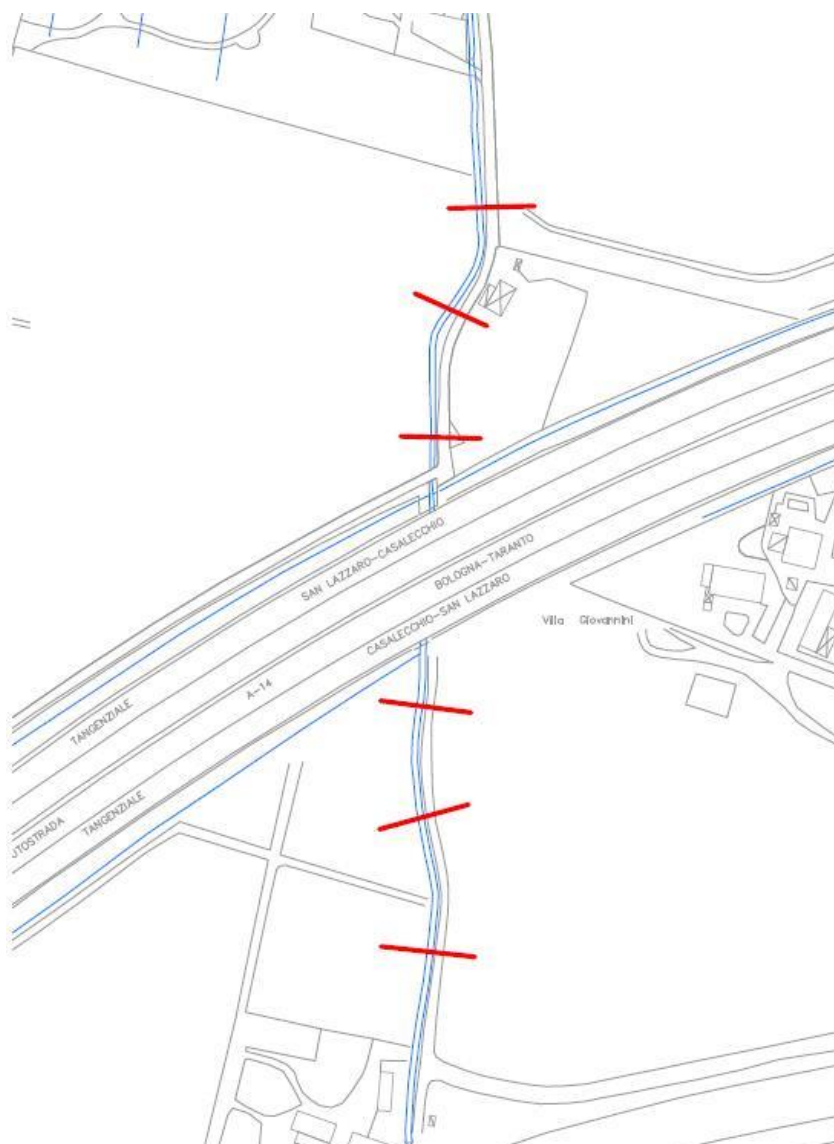


Figura 11: planimetria sezioni modello HEC-RAS, canale Ghisiliera.

5.5.2 Verifica idraulica dello stato di fatto

Il corso d'acqua non presenta problemi nella situazione attuale, con un franco pari a 1.48 m per l'attraversamento del corpo autostradale. Il ponticello a valle dell'impalcato presenta invece un franco pari a 0.95 m.

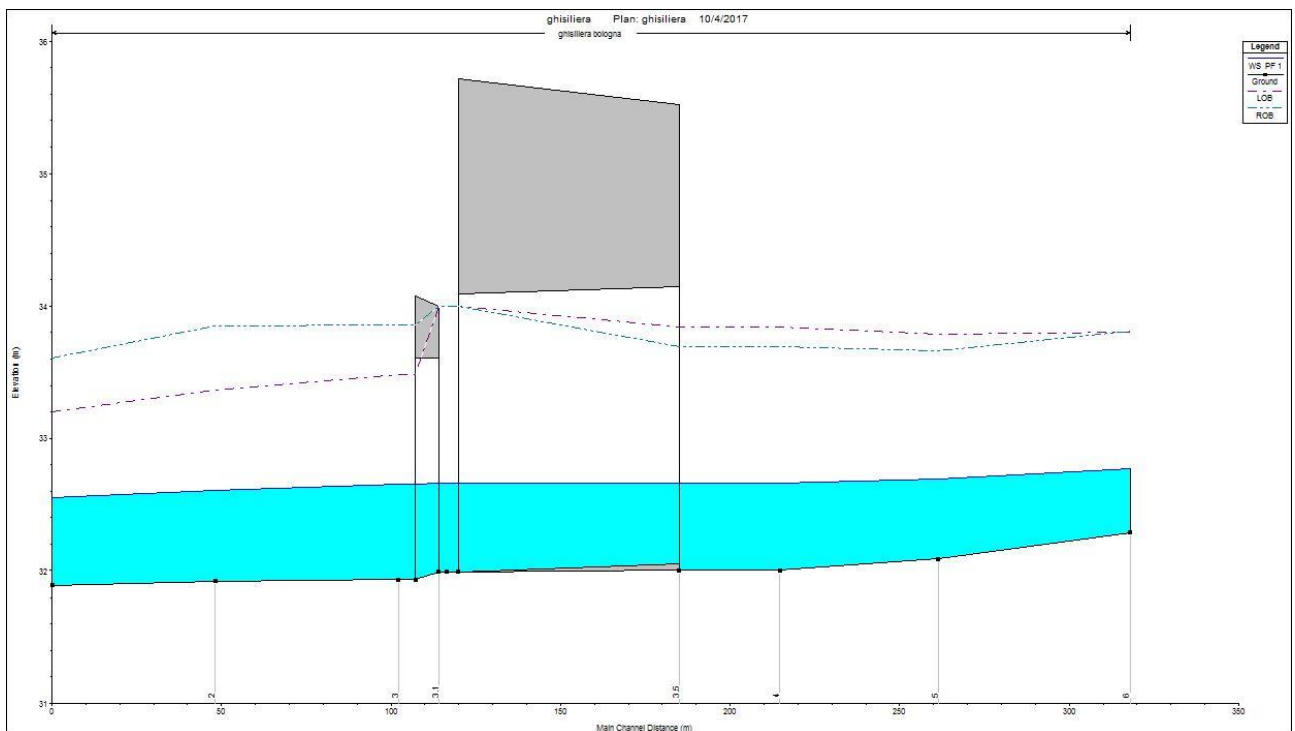


Figura 12 – profilo longitudinale stato di fatto.

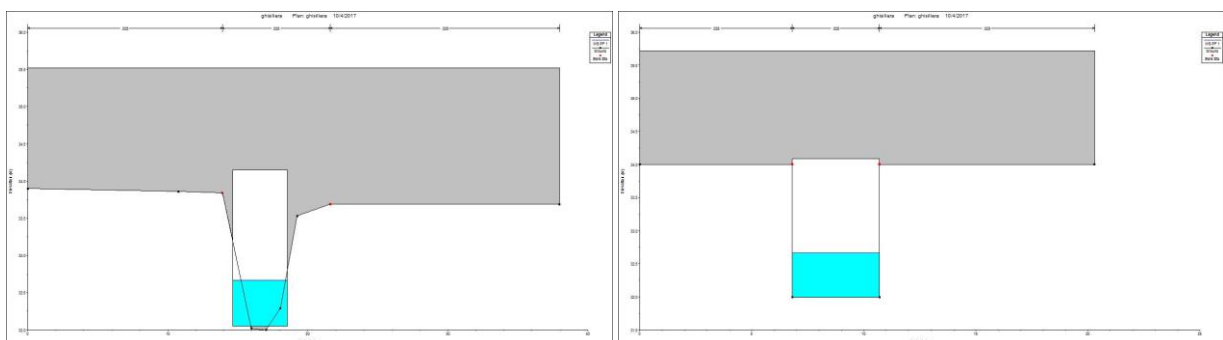


Figura 13 – scatolare attraversamento autostradale, sezione di monte (a sinistra) e valle (a destra).

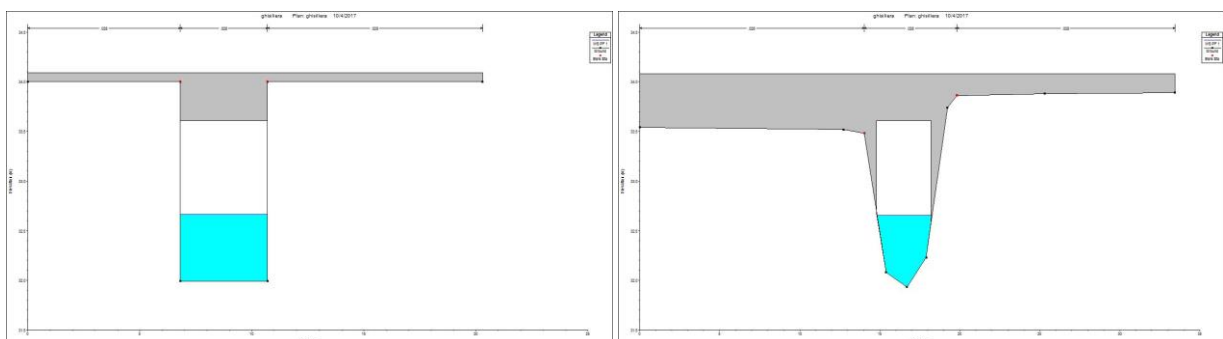


Figura 14 - ponticello a valle dell'attraversamento autostradale, sezione monte (a sinistra) e valle (destra).

5.5.3 Opere in progetto

Il progetto prevede il prolungamento del tombino esistente sia verso monte che verso valle con le medesime caratteristiche dimensionali. Il ponticello a valle dell'impalcato (e la relativa viabilità) verrà demolito e riposizionato circa 15 metri più a valle.

5.5.4 Verifica idraulica dello stato di progetto

In fase di simulazione, si è deciso di modellare come un unico manufatto il ponte autostradale e il ponticello di valle, a causa della limitata distanza fra i due manufatti.

Come quota di intradosso si è considerata quella del ponticello, maggiormente critica in relazione alla sezione disponibile per il deflusso idrico.

Analogamente alla situazione attuale, non si evidenziano comunque criticità per l'attraversamento del corpo autostradale, con un franco idraulico pari a 0.95 m (identico alla situazione di stato di fatto, relativa al ponticello di valle). Tale valore garantisce il rispetto del franco minimo definito dalla Circolare n.7 delle NTC.

Di seguito sono esposti i risultati delle simulazioni in HEC-RAS:

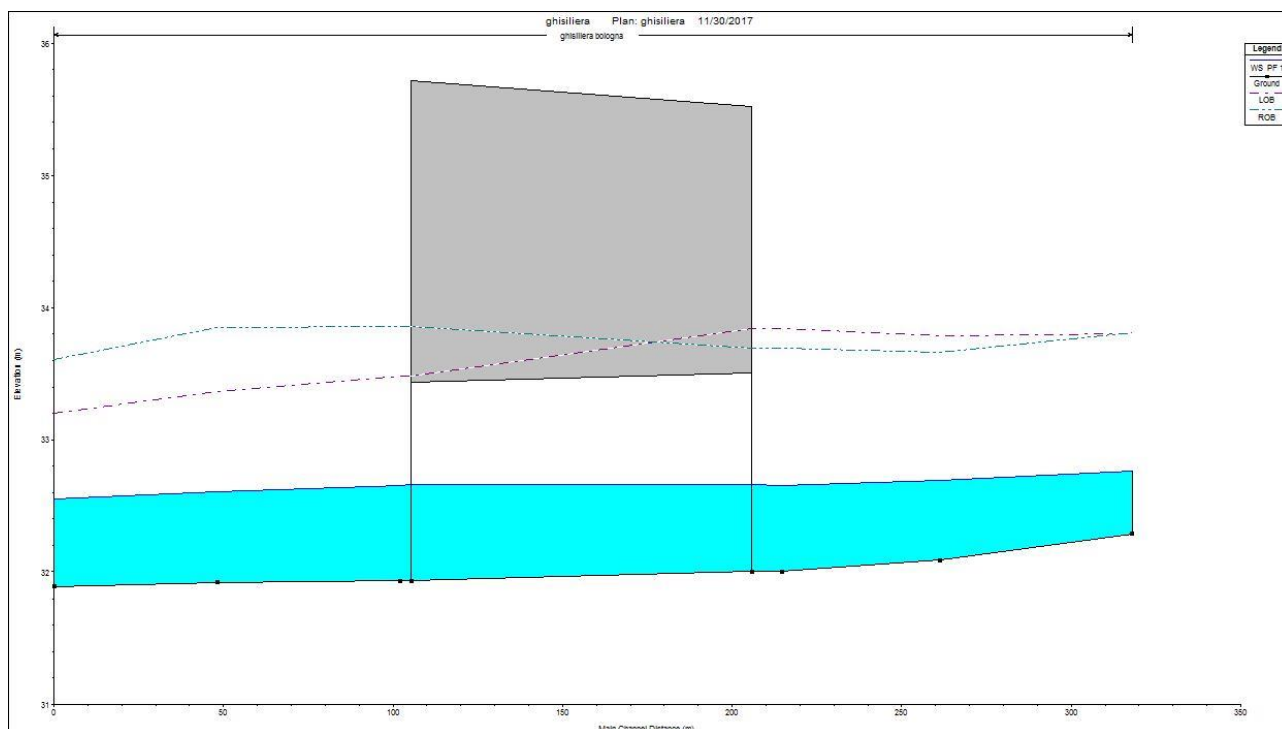


Figura 15 - profilo longitudinale stato di progetto.

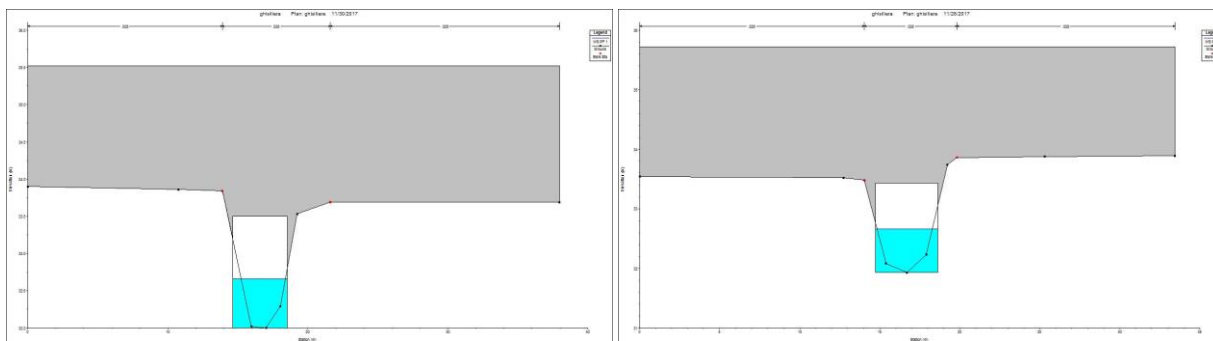


Figura 16 - attraversamento principale, sezione monte (a sinistra) e valle (a destra).

5.5.5 Interventi di sistemazione idraulica nelle fasi di cantiere

Durante la fase dei lavori sarà necessario prolungare lo scatolare esistente sia a monte che a valle.

Per permettere queste operazioni bisognerà installare una tubazione temporanea in alveo che convogli le acque del canale e consenta di lavorare in asciutta.

In particolare, per convogliare la portata fornita dal consorzio, pari a 800 l/s, sarà necessario collocare un tubo $\phi 1000$ in Pead con pendenza del fondo pari 0.3%; considerando un parametro di scabrezza di Manning $n=0.0125$ si avrà un riempimento pari a circa il 75%.

5.6 Canale Navile-Battiferro

Si riportano di seguito le considerazioni effettuate per gli interventi di allargamento dell'impalcato di attraversamento degli alvei del sistema dei canali Navile e Battiferro.

L'ampliamento interesserà la viabilità attualmente esistente in prossimità dell'impalcato (via del Sostegno). Per questo motivo, sarà quindi necessario deviare e ripristinare la viabilità esistente e quindi anche il canale Navile.

Verranno in seguito analizzate approfonditamente anche le fasi di cantiere, che determineranno la necessità di intervenire sull'alveo del Navile.

5.6.1 Costruzione del modello idraulico

Il corso d'acqua è suddiviso in due alvei principali, il Navile e il Battiferro.

Il Navile, utilizzato in passato come canale navigabile per il trasporto di materiale edile e tessile, è una derivazione del Battiferro, il cui manufatto di ripartizione è posto a monte dell'impalcato di circa 1300 m.

Il Battiferro, invece, parrebbe avere un funzionamento fortemente influenzato da scarichi meteorici provenienti da centri abitati (aree fortemente impermeabili), pertanto possiede livelli idrici e portate direttamente proporzionali agli scrosci locali.

Il PSAI (Piano per l'Assetto Idrogeologico) "Navile-Savona Abbandonato" redatto dall'AdB Reno, non fornisce indicazioni riguardo le portate transitanti in corrispondenza di eventi con tempi di ritorno $T=200$ anni.

Per questo motivo, le verifiche idrauliche sono state eseguite ipotizzando il massimo riempimento della sezione di monte, corrispondente a $70 \text{ m}^3/\text{s}$ (tale portata corrisponde con la portata $T=50$ anni indicata dall'AdB).

Come negli elaborati del PSAI, la portata è stata distribuita nelle due sezioni incise del Navile e Battiferro, come se provenissero da un ripartitore con livelli di fondo a pari quota. Nella realtà è verosimile ipotizzare che il Navile abbia un riempimento differente rispetto al Battiferro, in quanto ha probabilmente un funzionamento come troppo pieno di quest'ultimo. Il livello calcolato per il Navile quindi risulterà più elevato rispetto alla realtà, e pertanto con un valore a favore di sicurezza.

Le sezioni fluviali utilizzate nelle simulazioni sono quelle del rilievo fornito da SPEA, alle quali è stato assegnato un valore di scabrezza n di Manning pari a 0.033.

Come condizione al contorno si è imposto il moto uniforme sia a monte che a valle. Per quanto riguarda la modellazione dell'attraversamento autostradale, si è fatto riferimento al progetto esecutivo dell'ampliamento, che prevede l'allargamento della carreggiata di 10.5 m per i lati nord e sud, oltre all'aggiunta di due coppie di pile per ogni lato.

Nello stato di progetto, le nuove pile saranno allineate a quelle esistenti, causando però un'interferenza con la viabilità (Via del Sostegno) sul lato sud dell'impalcato. Tale problematica porterà in fase esecutiva al riposizionamento dell'alveo, senza provocare comunque ulteriori restringimenti di sezione rispetto allo stato di fatto.



Figura 17: planimetria sezioni modello HEC-RAS, canale Navile-Battiferro.

5.6.2 Opere in progetto e verifica idraulica di compatibilità

La verifica idraulica è stata fatta ipotizzando il massimo riempimento della sezione di monte, corrispondente a una portata di $70 \text{ m}^3/\text{s}$; al passaggio di tale portata si ha un franco idraulico rispetto all'intradosso pari a 4.76 m nella situazione ante opera.

Nello stato di progetto, le nuove pile interferiranno con la viabilità esistente (Via del Sostegno); per questo motivo, il canale verrà deviato in modo da mantenere una pista di larghezza pari a 4 m all'altezza dell'impalcato. L'intervento prevede inoltre la risagomatura e la sistemazione dell'alveo stesso, oltre all'introduzione di un piccolo ponticello di collegamento fra via del Sostegno e la sponda opposta del canale, dove verrà realizzato un percorso ciclabile.

Si tenga presente che tale attraversamento non ridurrà comunque la sezione di deflusso del canale. Secondo le NTC, la realizzazione della passerella ciclabile dovrebbe garantire un franco di 1,5 m, ma in base a quanto concordato con il servizio tecnico il valore si riduce a 0,5 m.

Nella simulazione relativa al post operam, i livelli idrici non subiranno variazioni significative, con il franco idraulico che scenderà a 4.4 m in quanto l'intradosso del ponte si abbasserà di circa 30 cm.

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti, oltre alla planimetria delle sezioni fluviali considerate.

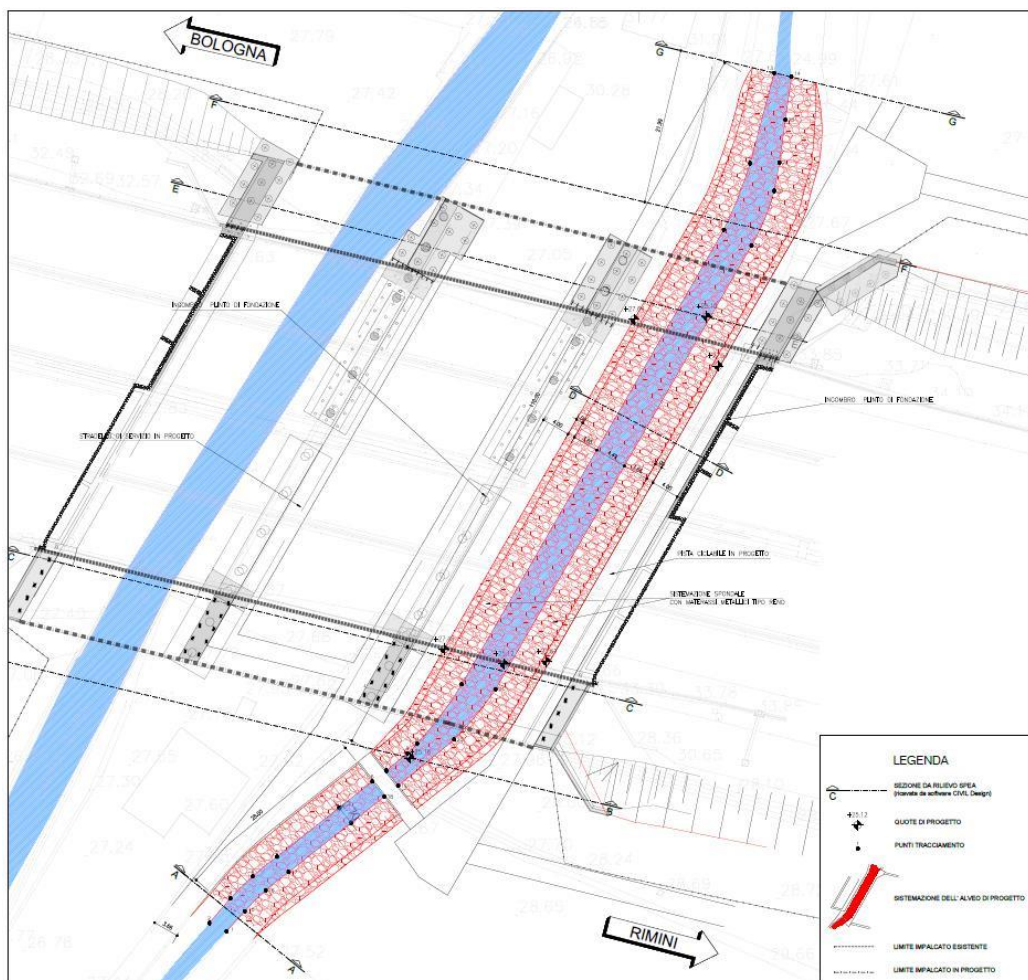


Figura 18 - planimetria stato di progetto e sezioni fluviali.

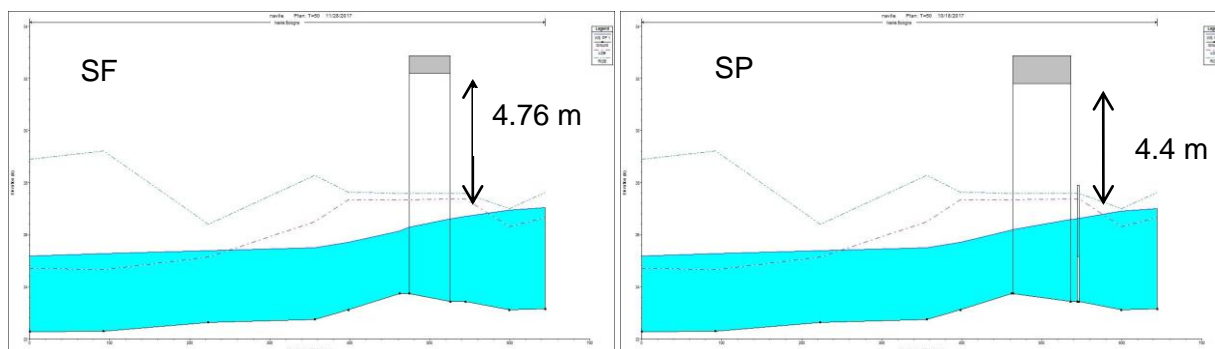


Figura 19 - profilo longitudinale stato di fatto (sinistra) e stato di progetto (destra).

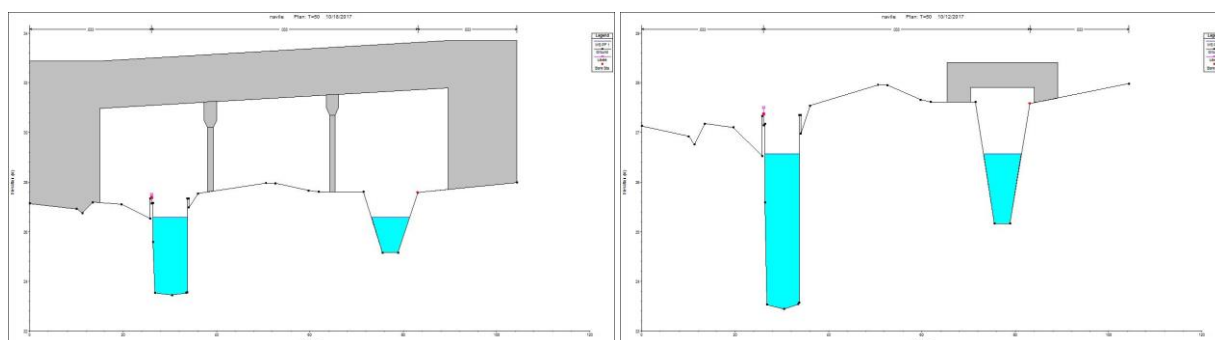


Figura 20 - sezione ponte autostradale (sinistra) e ponticello ciclabile (destra) stato di progetto.

Allo stato di fatto, le sponde del canale Navile presentano un rivestimento in materassi idraulici per la protezione dai fenomeni erosivi, che verrà mantenuto in seguito al riposizionamento del canale stesso.



Figura 21 - sezione Navile in corrispondenza del ponte.



Figura 22 – sistemazione spondale esistente in corrispondenza dell'impalcato.

In particolare, analogamente allo stato attuale, i materassi idraulici in progetto avranno una maglia tipo 6x8 di spessore 30 cm; l'obiettivo è quello di limitare, oltre ai fenomeni erosivi in corrispondenza dell'impalcato autostradale, l'impatto ambientale dell'opera, mantenendo la situazione inalterata rispetto allo stato di fatto.

5.6.3 Opere provvisionali idrauliche durante le fasi di cantiere

Le lavorazioni andranno eseguite in due fasi distinte, descritte in seguito:

- Fase 1: durante questa fase verrà eseguito uno scavo in prossimità delle aree in cui saranno realizzate le nuove pile e spalle in progetto (di conseguenza andrà rimossa anche la protezione in materassi esistente). Per garantire l'esecuzione in asciutta delle opere verranno posizionate due tubazioni in pead di diametro 1200 mm (con pendenza corrispondente a quella del terreno attuale), dimensionati in HEC-RAS a favore di sicurezza ipotizzando una portata di 4 m³/s. Si riportano di seguito i risultati ottenuti con la modellazione fatta in HEC-RAS.

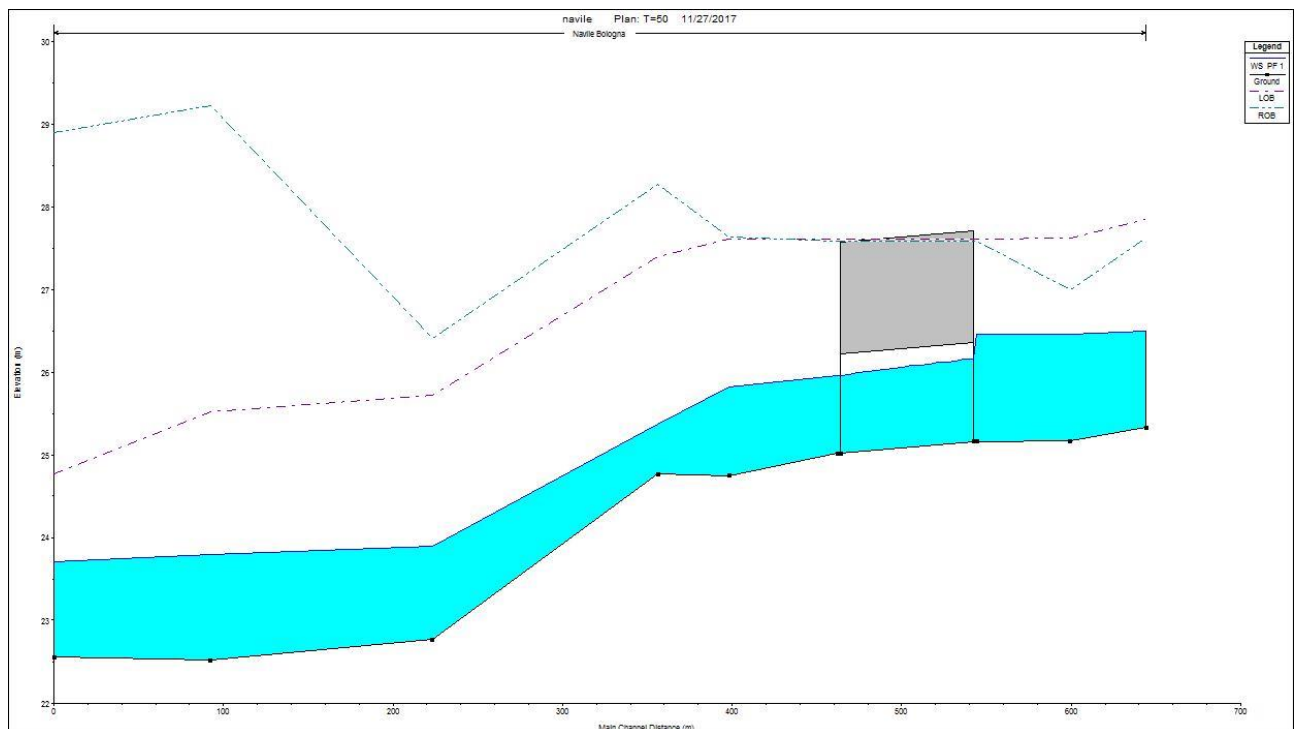


Figura 23 - profilo longitudinale scatolare, canale Navile.

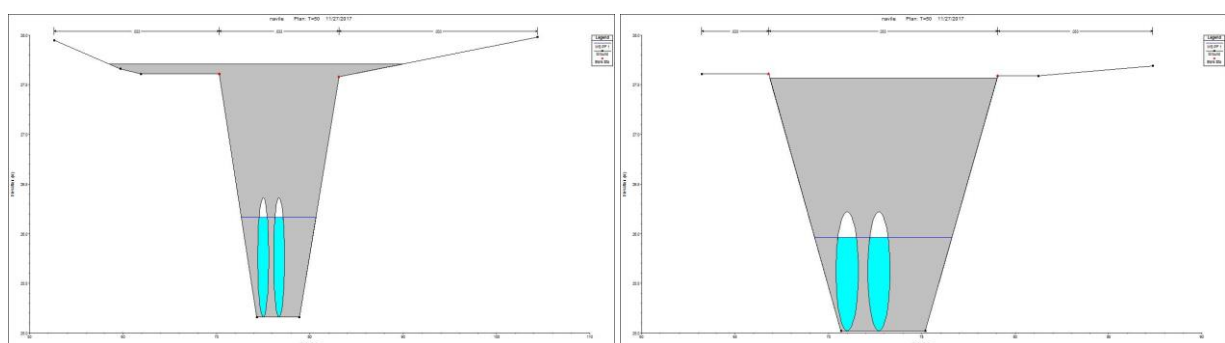


Figura 24 - sezione scatolare di monte (sinistra) e sezione scatolare di valle (destra).

- Fase 2: in questa fase verrà realizzato il riposizionamento dell'alveo esistente, con la successiva posa dei materassi reno per la protezione dall'erosione spondale. La posa dei materassi avverrà in due fasi (sponda sinistra e sponda destra) spostando a seconda del caso le tubazioni in pead sul lato opposto del canale a quello in cui si sta lavorando.

Si tenga comunque presente che, in caso di allerta meteo, non andranno prescritte lavorazioni.

5.7 Canale Savena Abbandonato

I risultati delle simulazioni idrauliche al fine della compatibilità sono riportati in seguito.

5.7.1 Costruzione del modello idraulico

Il corso d'acqua, che oggi ha sola funzione di colatore delle acque urbane, ripercorre l'antico percorso del torrente Savena. L'alveo è pressoché asciutto per la maggior parte dell'anno, salvo poi riempirsi parzialmente in seguito a eventi di precipitazione intensa. Il Piano Stralcio non tiene in considerazione la tratta oggetto di intervento, in quanto le portate risultano molto basse e provenienti per lo più da colli naturali di tipo locale.

L'attuale corso d'acqua risulta a cielo aperto a monte ed a valle dello svincolo interferente, mentre è tombinato in 4 punti in attraversamento ai corpi stradali (rampe, tangenziale, corpo autostradale ecc..).

A causa dell'allargamento delle tangenziali e della ri-geometrizzazione di una rampa, si prevede l'allungamento di due tombini.

Le sezioni fluviali utilizzate nelle simulazioni sono quelle del rilievo eseguito nel mese di luglio 2017.

La modellazione dei tombini in stato di fatto è stata eseguita riferendosi alle monografie delle opere, mentre per lo stato di progetto ci si è basati sulla planimetria delle opere di ampliamento, che prevede l'allargamento delle strade complanari.

Come condizione al contorno si è imposto il moto uniforme sia a monte che a valle, mentre il valore di scabrezza n di Manning è stato posto pari a 0.025 per tutte le sezioni.

Per le verifiche idrauliche, come concordato con l'AdB, si è utilizzata una portata di $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$, ovvero la massima transitabile nel manufatto di minori dimensioni (attraversamento del corpo autostradale), in quanto non vi sono dati di portata ufficiali, né tanto meno riscontrabili idrologicamente.

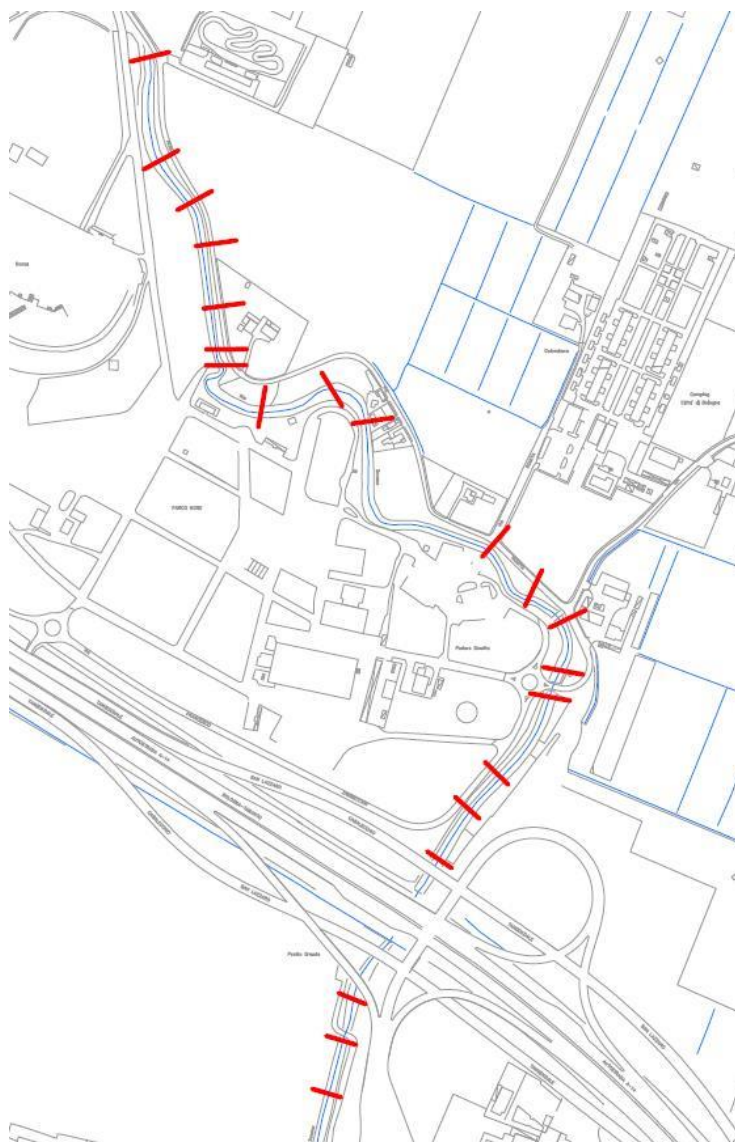


Figura 25: planimetria sezioni HEC-RAS, canale Savena Abbandonato.

5.7.2 Analisi dello stato di fatto

Si riporta in seguito la verifica idraulica del corso d'acqua, con la portata pari a $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si nota come questa risulti essere la portata massima transitabile a pelo libero al di sotto del corpo autostradale.

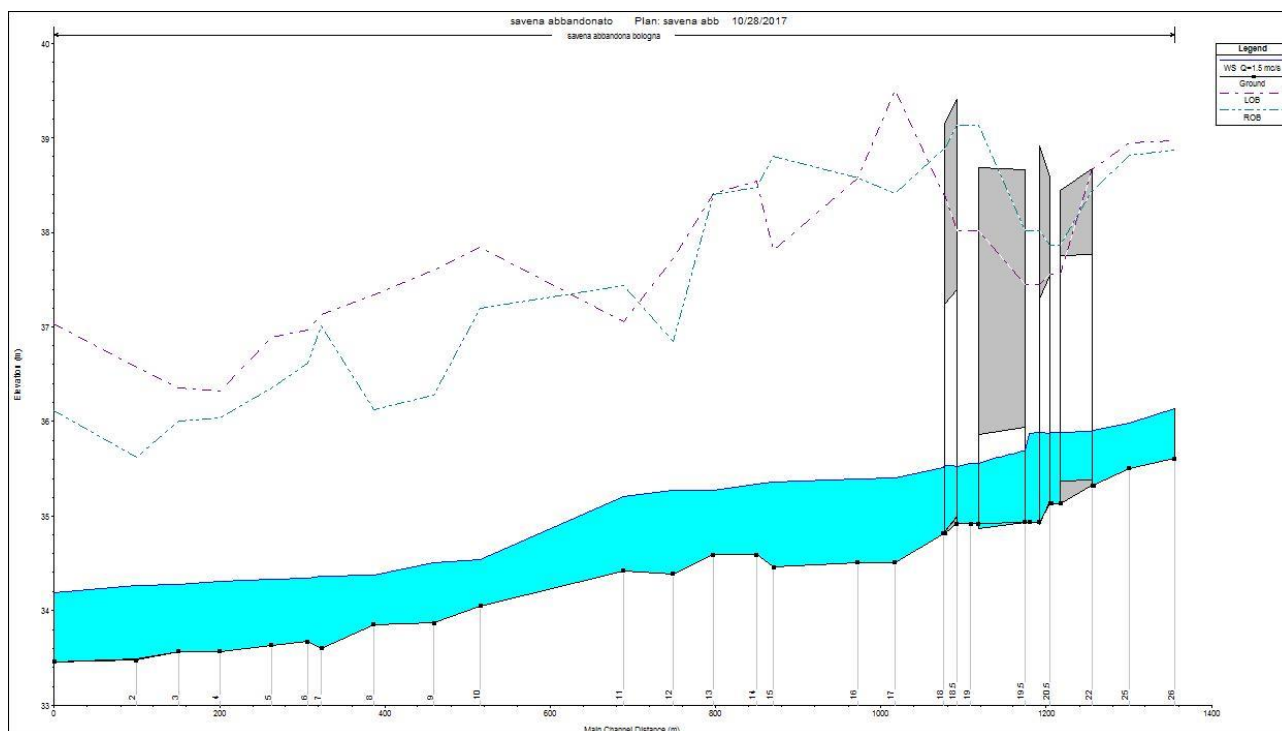


Figura 26 – Profilo idraulica del Savena Abbandonato (portata di riferimento 1,5 mc/s)

Si può notare come, per tale valore di portata, le dimensioni degli altri manufatti di attraversamento, nonché la sezione del canale a cielo libero risultano essere ampiamente verificati.

Anche con portate maggiori, comunque, il funzionamento in pressione del tombino di attraversamento del corpo autostradale non pregiudica la funzionalità idraulica dell'intero attraversamento.

5.7.3 Opere in progetto

Il progetto prevede:

- lato monte: il tombino al disotto della complanare sud verrà prolungato di circa 6 m;
- lato valle: prolungamento di circa 6 m del tombino al disotto della complanare nord.

Entrambi i prolungamenti verranno realizzati con una condotta in metallo ondulato di sezione analoga a quella esistente avente freccia pari a 2.44 m.

5.7.4 Verifica di compatibilità idraulica nello stato di progetto

Per lo stato di progetto, i franchi idraulici rimangono sostanzialmente immutati per i tre attraversamenti rimasti. L'interferenza del corpo autostradale, quindi, non presenta ulteriori criticità rispetto alle portate di verifica considerate.

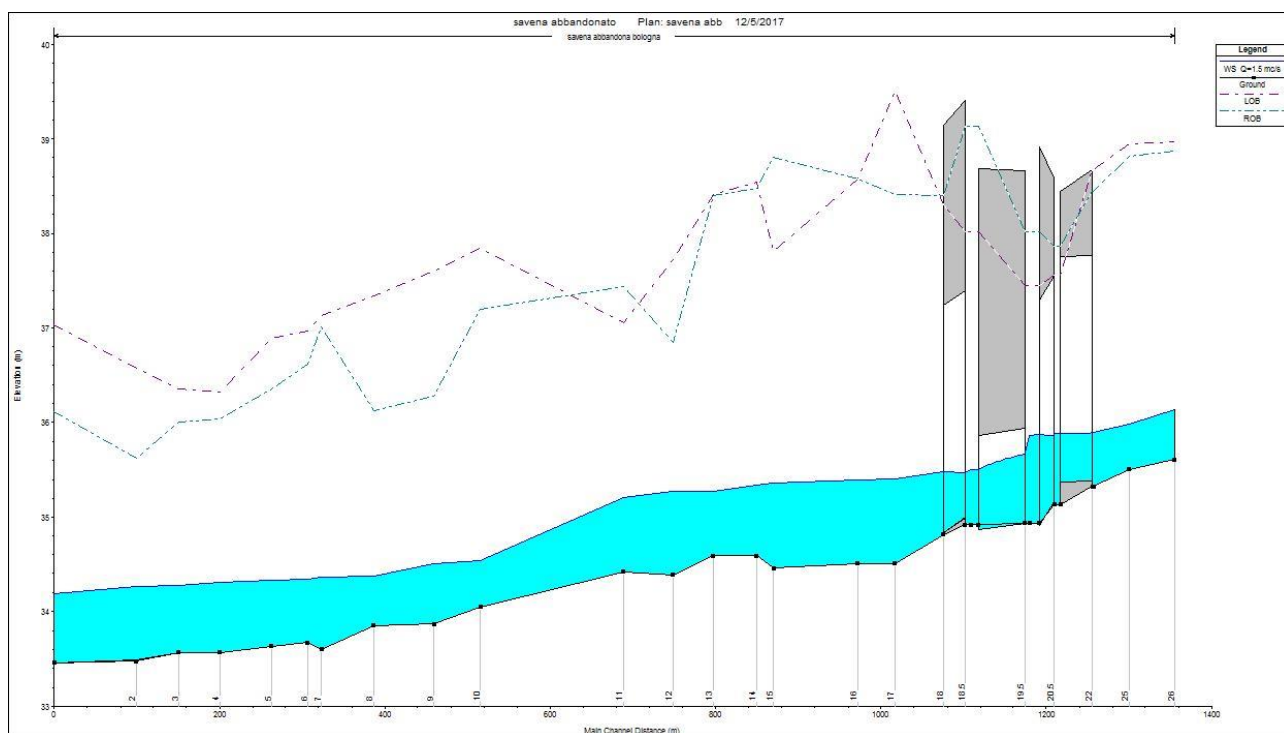


Figura 27 – Profilo longitudinale del torrente Savena Abbandonato in stato di progetto.

5.8 Torrente Savena

I risultati relativi alle analisi di compatibilità idraulica, cantierizzazione e interventi in progetto sono analizzati nel dettaglio nelle tavole allegare al presente documento.

5.8.1 Costruzione del modello idraulico

Il Savena è un corso d'acqua a regime torrentizio che interseca l'autostrada A14 in corrispondenza dell'abitato di San Lazzaro.

Le verifiche idrauliche sono state effettuate utilizzando la portata duecentennale indicata nella relazione del PAI per la sezione 7, immediatamente a valle del ponte della ferrovia, pari a 408.2 m³/s.

Per la costruzione del modello idraulico si sono utilizzati i seguenti dati e condizioni al contorno:

- sezioni ricavate da rilievo fornito da SPEA.
- Scabrezza: tale parametro è stato calibrato sulla base dei livelli idrici indicati nella relazione del PAI per le sezioni 6 e 7. Si sono quindi ottenuti i seguenti valori:
 - Alveo inciso: 0.042;
 - Golene: 0.060.

Per quanto riguarda la modellazione dell'attraversamento autostradale, il progetto esecutivo prevede l'allargamento della carreggiata di 6.73 m per i lati nord e sud, e un innalzamento dell'impalcato con una quota intradosso trave di 54,12 m s.l.m., situazione ricreata in HEC-RAS modificando le dimensioni dell'impalcato tra la situazione ante e post operam.

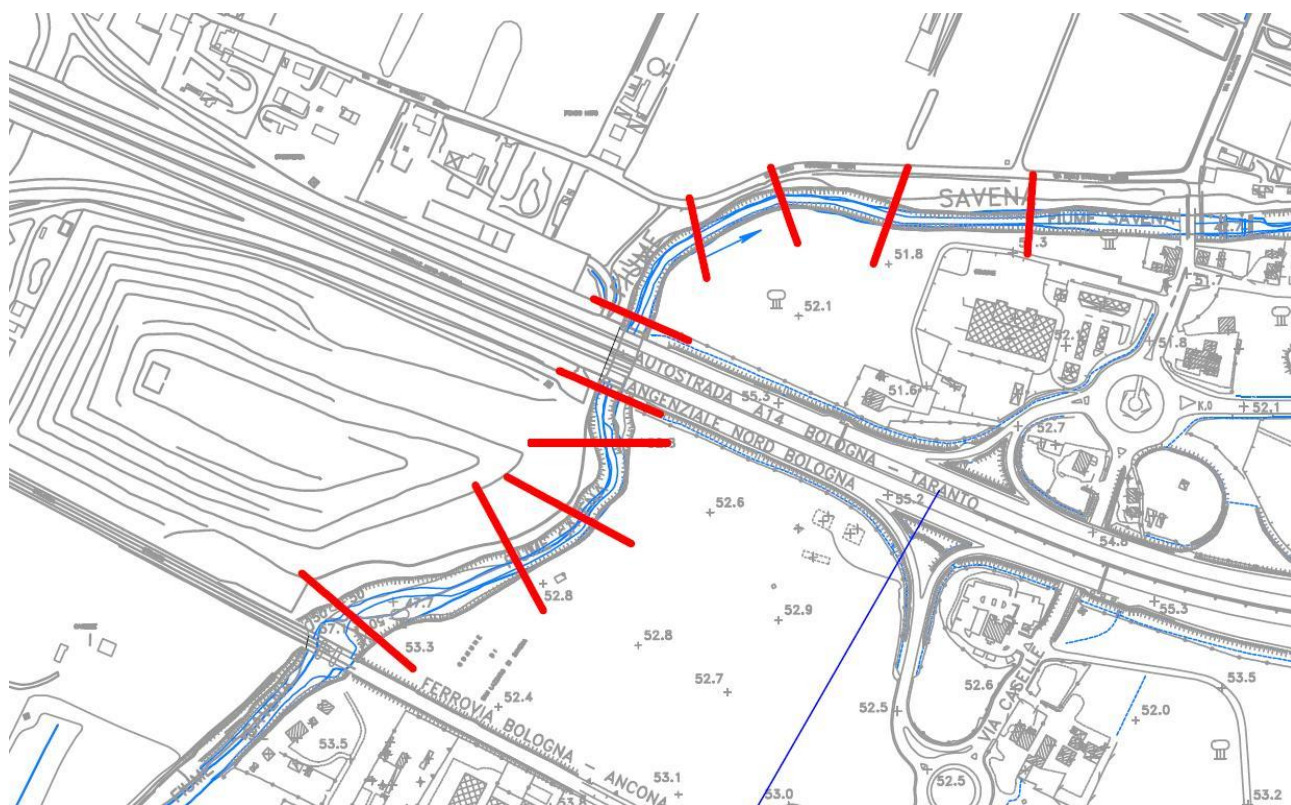


Figura 28: planimetria sezioni HEC-RAS, torrente Savena.

5.8.2 Verifica idraulica dello stato di fatto

L'attraversamento presenta un franco idraulico pari a 0.85 m.

Nella realtà, questo franco risulta essere maggiore, in quanto la portata T=200 anni provoca delle esondazioni a monte del ponte, causate dalla particolare morfologia del territorio, non riscontrabili tramite il modello monodimensionale.

5.8.3 Opere in progetto

Come detto in precedenza, il progetto prevede l'allargamento delle carreggiate di 6.73 m in entrambi i sensi di marcia, e un innalzamento del nuovo viadotto: intervento che richiede un ampliamento delle spalle del ponte rispetto allo stato di fatto e un allargamento laterale.

Pertanto, dal punto di vista idraulico, si verificherà un semplice allungamento del tratto in corrispondenza dell'impalcato e un lieve allargamento laterale.

Attualmente l'attraversamento è caratterizzato da importanti fenomeni erosivi, soprattutto in corrispondenza delle spalle del ponte.



Figura 29 – Fenomeni erosivi al di sotto dell'impalcato sul Savena Vivo

A protezione delle spalle, sia esistenti che in ampliamento, e per ripristinare una sagomatura d'alveo ottimale, si è prevista una rimodellazione dell'alveo di magra e un rivestimento in massi delle sponde e del fondo alveo, in modo da proteggere le fondazioni da pericolosi fenomeni di scalzamento al piede e di un eccessivo trasporto solido localizzato.

Le protezioni spondali si raccorderanno al terreno esistente in corrispondenza dello sbocco dei fossi relativi al drenaggio delle acque di piattaforma.

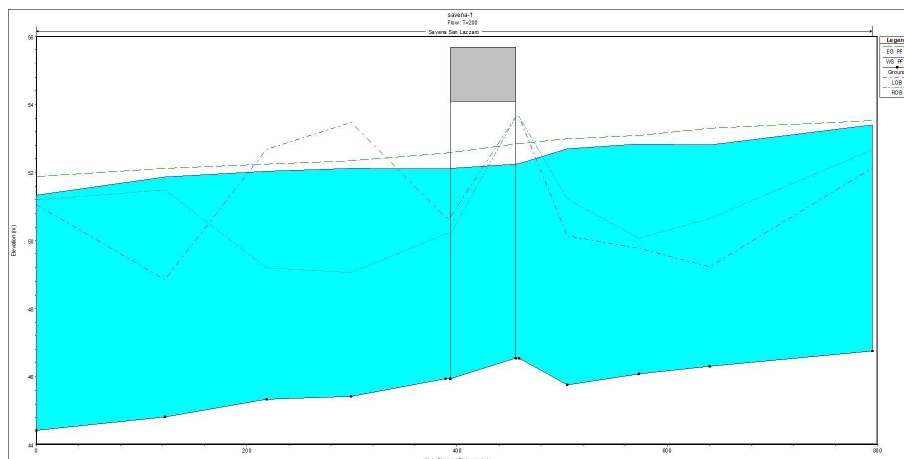


Figura 31 – Profilo idraulico Savena Vivo di Progetto

5.8.5 Interventi di sistemazione idraulica nelle fasi di cantiere

La cantierizzazione avverrà in tre fasi:

- Fase 1: verranno posizionate n.2 tubazioni in pead di diametro almeno $\phi 1000$ mm all'interno dell'alveo di magra (e relativa tura), in modo da permettere di lavorare in asciutta durante il posizionamento dei massi, spostando a seconda del caso le tubazioni sul lato opposto del canale a quello in cui si sta lavorando.

Tali tubazioni sono state dimensionate in modo da consentire il deflusso della portata media annuale del Savena, stimata in $4 \text{ m}^3/\text{s}$. In seguito, sono riassunti i dati del dimensionamento:

Diametro	1 m
Riempimento	67 %
Pendenza	0.8 %
Scabrezza Ks	90
Portata	2 mc/s

Tabella 5: dimensionamento tubazioni provvisionali.

- Fase 2: realizzazione degli scavi per l'ampliamento delle spalle dell'impalcato.
- Fase 3: completamento della scogliera in massi in prossimità delle spalle del ponte, ampliate durante la fase precedente.

Si raccomanda infine l'installazione di un idrometro a monte dell'intervento al fine di monitorare i livelli del corso d'acqua. Le lavorazioni in alveo dovranno essere interrotte qualora i livelli misurati non siano compatibili con la fase di cantiere in essere.

5.9 Rio Zinella

Di seguito si riportano le considerazioni riguardo l'ampliamento del tombino di attraversamento autostradale del Rio Zinella.

5.9.1 Costruzione del modello idraulico

Il corso d'acqua, che ha sola funzione di colatore delle acque urbane, presenta un tombamento scatolare di dimensioni interne pari a 3.00 m x 2.45 m che permette di attraversare la piattaforma autostradale esistente.

In progetto si prevede l'ampliamento simmetrico di tale opera di circa 6.5 m per parte, mantenendo inalterata la sezione di deflusso.

Le verifiche idrauliche sono state eseguite ipotizzando il massimo riempimento della sezione di monte, corrispondente a 10 m³/s. A causa della forte antropizzazione del bacino la portata è stata scelta maggiore del valore che si otterrebbe considerando un tempo di ritorno di 200 anni, rimanendo comunque in accordo con quanto definito dalla Circolare n.7 delle NTC.

Come condizione al contorno si è imposto il moto uniforme sia a monte che a valle.

Per quanto riguarda la scabrezza, si è inserito un valore costante lungo tutta la sezione pari a 0.028 (n Manning).

La modellazione dello stato di fatto è stata eseguita riferendosi alle monografie delle opere.

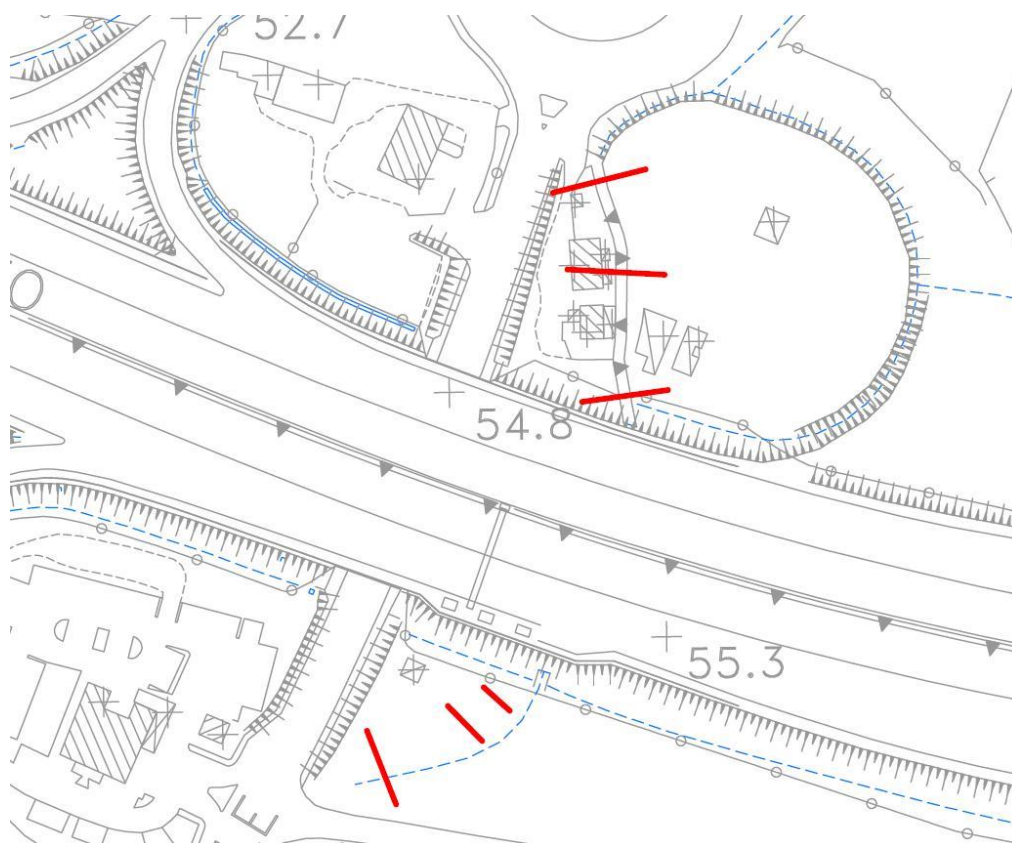


Figura 32: planimetria sezioni HEC-RAS, Rio Zinella.

5.9.2 Verifica idraulica dello stato di fatto

Il corso d'acqua, nella situazione attuale, presenta un franco pari a 0.8 m per l'attraversamento del corpo autostradale.

5.9.3 Opere in progetto

Il progetto prevede il prolungamento del tombino esistente sia verso monte che verso valle con le medesime caratteristiche dimensionali. Tali prolungamenti verranno in seguito raccordati con l'alveo esistente.

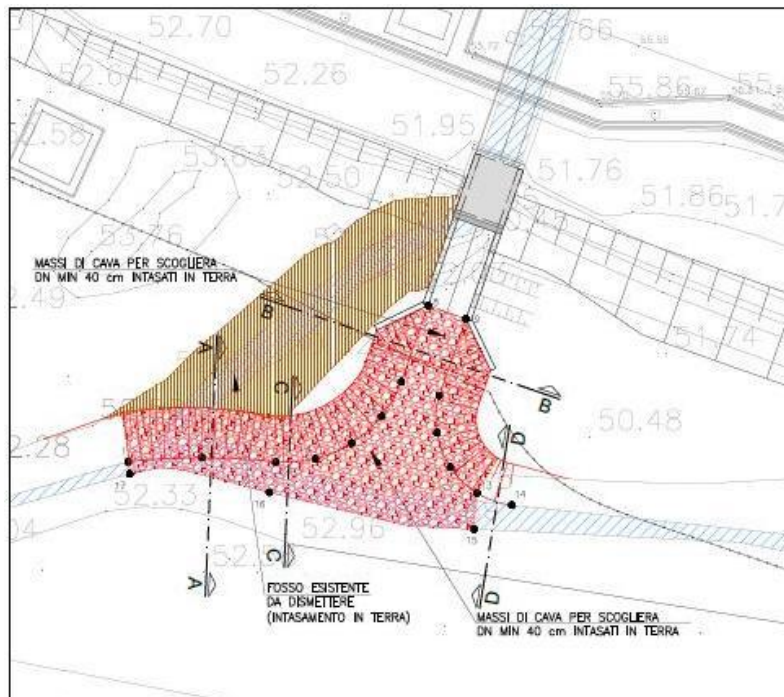


Figura 33: prolungamento in progetto Rio Zinella.

5.9.4 Verifica idraulica dello stato di progetto

Il franco idraulico rimane sostanzialmente immutato rispetto allo stato di fatto.

Di seguito sono esposti i risultati delle simulazioni in HEC-RAS:

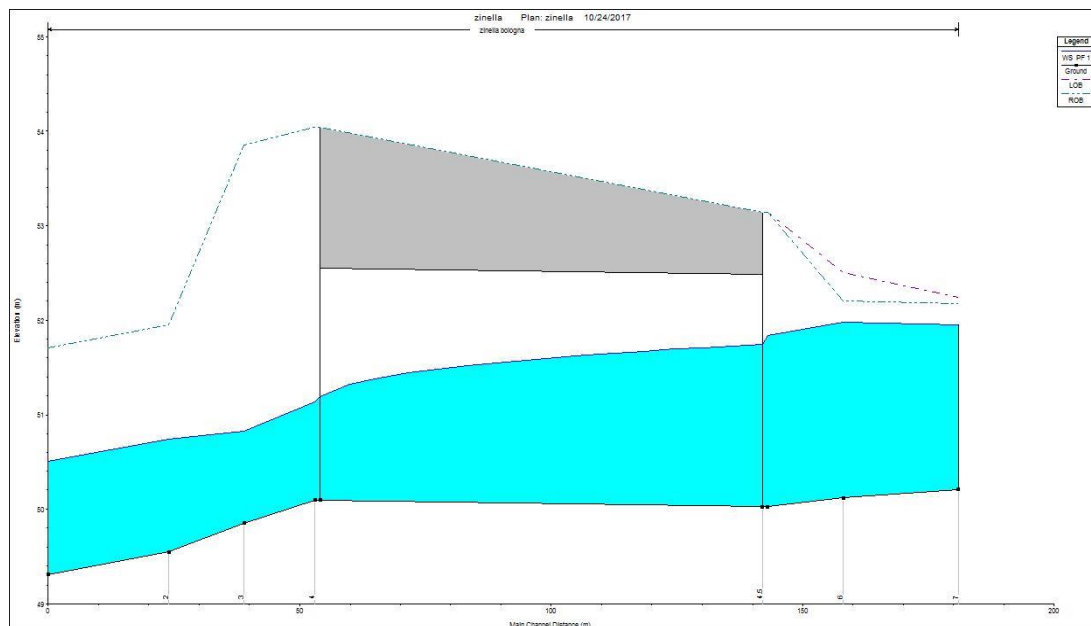


Figura 34 - profilo longitudinale stato di progetto.

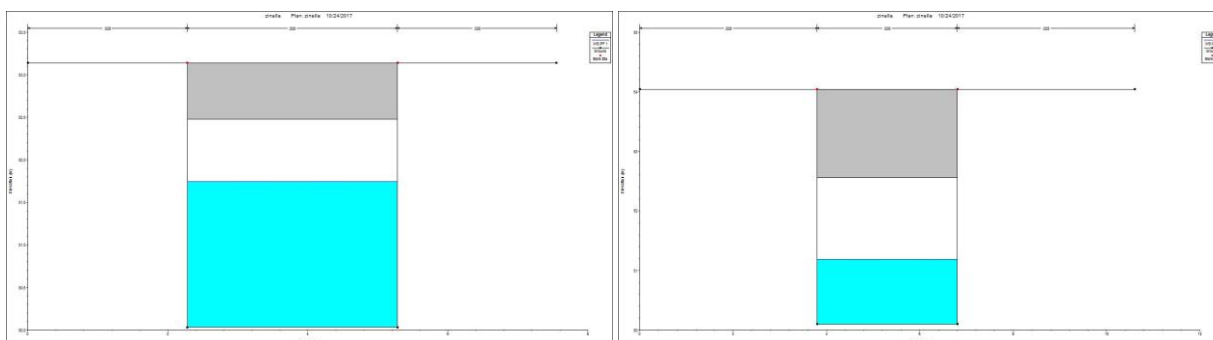


Figura 35 - attraversamento principale, sezione monte (a sinistra) e valle (a destra).

5.9.5 Interventi di sistemazione idraulica nelle fasi di cantiere

Durante la fase dei lavori sarà necessario prolungare il manufatto scatolare esistente sia a monte che a valle.

Per permettere queste operazioni sarà necessario lavorare in asciutta, installando una tubazione provvisoria in pead DE 1200 per il convogliamento della portata del canale.

In seguito, sono riassunti i dati del dimensionamento:

Diametro	1.2 m
Riempimento	90 %
Pendenza	0.1 %
Scabrezza Ks	90
Portata	1.54 mc/s

Tabella 6: dimensionamento tubazioni provvisorie.

In caso di allerta meteo non andranno prescritte lavorazioni.

6. SISTEMAZIONI FLUVIALI IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE VIARIE

6.1 Generalità

Si analizzano in questo capitolo le opere di sistemazione fluviale necessarie a ridurre i fenomeni di erosione e scalzamento in corrispondenza degli attraversamenti autostradali.

Lo scalzamento, causato dallo scavo e dall'erosione di materiale dal letto e dalle sponde dell'alveo, come conseguenza dell'azione erosiva della corrente, può mettere in crisi la stabilità di un ponte, fino ad esporne totalmente le fondazioni.

L'erosione in corrispondenza di un ponte con pile in alveo o che genera una contrazione della sezione, è frutto di tre diversi effetti:

1. PROGRESSIVA VARIAZIONE DIFFUSA: deposito od erosione con variazione a lungo termine della pendenza dell'alveo (quindi della quota del fondo), dovuta all'evoluzione altimetrica dell'alveo a monte ed a valle del ponte, sia in relazione alle variazioni cicliche e progressive, sia alle eventuali variazioni che si verificano nel corso di ogni singolo evento di piena;
2. EROSIONE GENERALIZZATA DOVUTA A CONTRAZIONE: rimozione del materiale di fondo lungo tutta o gran parte della larghezza dell'alveo. Questa componente dell'erosione è il risultato della contrazione dei filetti dovuta al restringimento della sezione.
3. EROSIONE TRANSITORIA LOCALIZZATA: erosione transitoria rapida che si verifica durante gli eventi di morbida e piena in corrispondenza di ostacoli, come le pile dei ponti, che determinano una brusca variazione nella direzione dei filetti fluidi, con formazione di vortici ed accelerazioni locali. La buca di erosione si approfondisce con l'aumentare della velocità della corrente contro le pile e viene ricolmata al diminuire della stessa. Tale erosione può portare nel corso di una piena alla riduzione della capacità portante delle pile del ponte, fino al crollo delle stesse.

In funzione delle problematiche riscontrate, vengono dimensionate in questo capitolo le opere di protezione, tali da garantire un'adeguata funzionalità nel tempo.

6.2 Fiume Reno

Il fiume Reno è interessato principalmente da due fenomeni di tipo erosivo: erosione transitoria localizzata, determinata dall'azione della corrente sugli elementi ubicati in alveo (le pile dell'impalcato), e la formazione di anse a ridosso dell'impalcato, causate dall'erosione e dal

trasporto solido della corrente.

Quest'ultimo fenomeno è stato oggetto di un'approfondita analisi, supportata da sopralluoghi specifici, che hanno evidenziato la necessità di ottimizzare parte del tracciato dell'alveo a monte, attraverso la ricostruzione della sponda erosa con materiale di riporto. In seguito si riportano le verifiche e le protezioni previste.

6.2.1 Erosione transitoria localizzata in prossimità delle pile

L'erosione transitoria localizzata comporta la rimozione di materiale nell'intorno degli elementi collocati in alveo che ostruiscono il flusso, in particolare delle pile dei ponti.

La presenza della pila in alveo causa un aumento della velocità dovuta al restringimento della sezione disponibile per il deflusso. Nel caso di pile circolari, in corrispondenza della pila si ha la formazione di un grosso vortice che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila e che è il principale responsabile dell'erosione. Il fenomeno dell'erosione localizzata dipende da numerosi parametri legati sia alle caratteristiche della corrente e dell'alveo (portata, battente, velocità della corrente, capacità di trasporto, caratteristiche del materiale dell'alveo, ecc.), sia a quelle dell'ostacolo (forma e dimensioni, angolo di attacco della direzione di flusso rispetto alla pila in caso di pile a dimensione longitudinale prevalente).

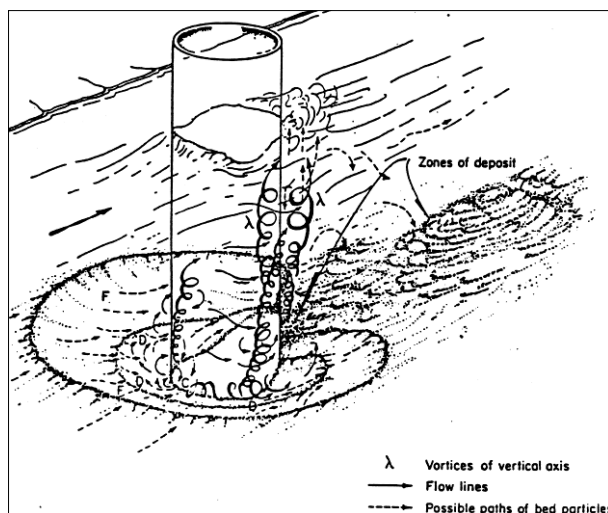


Figura 36 - Esempio di erosione localizzata per una pila circolare.

Poiché l'entità dello scalzamento dipende in modo importante dall'altezza liquida, essa, in generale, risulta maggiore nelle fasi di piena. Durante la fase crescente della piena aumentano

la portata, l'altezza liquida e la velocità dell'acqua, fino ad un valore di soglia che inficia la stabilità del fondo alveo e determina lo scavo improvviso della fossa di erosione in corrispondenza delle pile.

La fossa di erosione è situata in corrispondenza dell'attacco delle pile da parte della corrente liquida e, nella fase crescente della piena, è caratterizzata da una pendenza della scarpata, verso monte maggiore dell'angolo di attrito del terreno, in quanto la scarpata stessa è sostenuta dai moti vorticosi che si generano all'interno della fossa. Verso valle, dopo la pila, la pendenza della scarpata è minore dell'angolo di attrito del terreno. Quando la piena è in fase decrescente si riducono le forze vorticosi che sostenevano la scarpata di monte, determinando il "franamento" della scarpata con parziale ricoprimento della fossa. Perciò le misure di profondità della fossa di erosione effettuate a conclusione dell'evento di piena sono poco significative e si rileva la necessità di misurare l'erosione durante la piena.

Nelle pile con dimensione longitudinale prevalente ed inclinate rispetto alla corrente il fenomeno dell'erosione è simile, ma la fossa di massima erosione si riscontra nella parte di valle della pila ed è maggiore di quella che si genera a monte di una pila allineata con la corrente.

Per quanto riguarda le pile relative all'ampliamento dell'impalcato autostradale, si è deciso di adeguare le protezioni esistenti al nuovo schema progettuale, prolungando il rivestimento in materassi reno (nelle aree golenali) e in massi (nell'alveo di magra). Non si sono in questo caso eseguiti calcoli specifici per la determinazione della profondità di erosione, in quanto la soluzione progettuale finale prevede l'installazione di pali-pila ancorati a profondità tali da impedire qualsiasi tipo di fenomeno di scalzamento del palo stesso.

6.2.2 Sistemazione dell'alveo di magra

I risultati delle sistemazioni sono esposti negli elaborati allegati al presente documento.

Si tenga presente che le scelte progettuali sono state condivise con il servizio tecnico dell'autorità di bacino, basandosi in particolare sulle indicazioni fornite nel documento 'linee guida regionali per la riqualificazione integrata dei corsi d'acqua naturali dell'Emilia Romagna'.

6.2.2.1 Definizione degli interventi di sistemazione ottimali

Come indicato nei capitoli precedenti, in prossimità del viadotto autostradale si sono riscontrati fenomeni erosivi localizzati sia subito a monte dell'impalcato, sia al di sotto dello stesso.

Infatti, a sud dell'attraversamento autostradale, l'azione erosiva ha asportato gran parte della gola laterale, creando un'ansa longitudinale all'impalcato stesso.

Per limitare quindi gli effetti erosivi localizzati e proteggere sia le opere esistenti che quelle in progetto (le pile dell'allargamento dell'impalcato), si è deciso di progettare degli interventi strutturali valutando caso per caso le soluzioni tecniche più efficaci.

Per quanto riguarda i fenomeni erosivi localizzati in prossimità delle pile, si è deciso di sfruttare le protezioni attualmente presenti in corrispondenza dell'impalcato (derivanti da un vecchio progetto di sistemazione), adattandole alle nuove problematiche riscontrate in fase progettuale. Tale scelta è dettata dal fatto di limitare l'impatto ambientale delle opere in progetto, garantendo comunque l'efficacia degli interventi stessi.

In particolare, si è previsto di estendere in corrispondenza delle nuove pile in progetto la protezione di fondo alveo in massi ciclopici attualmente esistente.



Figura 37 – scogliera in massi attualmente presente in corrispondenza dell'impalcato

Nelle aree esterne all'impronta del viadotto autostradale, invece, si è deciso di rinforzare l'attuale sistemazione in materassi metallici introducendo una mantellata di massi immediatamente a monte e a valle dell'impalcato, a protezione delle pile situate al di fuori dell'alveo di magra.

Infine, per contenere il fenomeno erosivo della golena laterale a monte dell'impalcato, si è deciso di progettare ristrutturare l'ansa erosa con materiale di riporto e ricreare la morfologia originale dell'alveo.

Questa soluzione è stata preferita rispetto a un'opera di difesa spondale in quanto l'estensione elevata dell'intervento (circa 200 m di lunghezza e 10 di altezza) avrebbe causato un impatto ambientale negativo sull'area, senza consentire di ripristinare l'andamento originale dell'alveo e creando inoltre evidenti danni alle zone ripariali e all'ecosistema acquatico.

6.2.2.2 Dimensionamento della protezione delle pile

Per il dimensionamento della protezione delle pile dell'impalcato collocate in alveo sono state utilizzate tre diverse formulazioni: Izbash, U.S. Corp of Engineers, "Antica" formula pratica.

Di seguito verranno riportate le equazioni utilizzate per il dimensionamento dei massi di protezione:

- Izbash (1970):

$$d = C_t \frac{V^2}{g(s-1)}$$

dove:

- d è il diametro medio dei sedimenti (o delle protezioni), d_{50} (m);
- V è la velocità media della corrente nella sezione;
- s è il rapporto tra il peso specifico del materiale e quello dell'acqua;
- g è l'accelerazione di gravità;
- Ct è il coefficiente di turbolenza di Izbash i cui valori sono compresi entro l'intervallo 0,3 (condizioni di bassa turbolenza) ÷ 0,7 (condizioni di alta turbolenza, per esempio nel caso di presenza di risalti multipli).

- U.S. Corp of Engineers (1970):

$$d = 0,347 \frac{V^2}{g(s-1)}$$

- “Antica” formula pratica:

$$V = 5\sqrt{d} \Rightarrow d = 0,04V^2$$

La velocità media della corrente utilizzata nei calcoli (la più gravosa per motivi di sicurezza) è stata ottenuta dalle caratteristiche della corrente allo stato di fatto pari a 3,25 m/s.

I risultati ottenuti sono i seguenti:

Velocità della corrente	peso specifico	Coefficiente di turbolenza	Criterio di Izbash	U.S. Corp of Engineers	Formula "Antica"
v[m/s]	γ_s	Ct	d_{50} [cm]	d_{50} [cm]	d_{50} [cm]
3,25	2700	0,7	29,0	22,0	42,3

Tabella 7: Risultati dei diametri per la protezione delle pile

Come riportato in Tabella 7, il d_{50} che si dovrà assumere per la protezione delle pile del ponte è di 42,3 cm, il risultato maggiore delle tre formule. Ai fini pratici e per restare in sicurezza, si assume un d_{50} pari a 50 cm di diametro. Tale protezione verrà applicata per le sole pile più esterne e non per quelle in alveo. Così facendo, si riduce la possibilità di erosione del piede delle sponde con conseguente formazione di uno scavo che porterebbe al cedimento di quest'ultime.

6.2.2.3 Scalzamento previsto

Le variazioni di intensità e di distribuzione della velocità della corrente liquida possono provocare fenomeni di erosione localizzata, soprattutto se l'alveo è composto da materiale incoerente. La profondità di scavo massima è determinabile tramite l'applicazione di formule empiriche, disponibili nella letteratura scientifica, derivanti dai risultati di indagini sperimentali. Qui verranno riportate due formulazioni dalle quali poi si è scelto il massimo scalzamento:

- Formula di Melville (1997):

$$d_s = K_{yb} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_s \cdot K_\theta$$

dove:

- d_s è la profondità di erosione;
- b è la larghezza della pila;
- y è la profondità della corrente prima del ponte;
- K_s è un coefficiente che tiene conto della forma delle pile;
- K_θ coefficiente che tiene conto dell'allineamento tra pila e corrente;
- K_I intensità di corrente;
- K_d dimensione dei sedimenti;
- K_{yb} è pari a $2,4b$ per $\frac{b}{y} < 0,7$; $2(by)^{0,5}$ per $0,7 < \frac{b}{y} < 5$; $4,5y$ per $\frac{b}{y} > 5$.

- Formula riportata dall'AdBD Po:

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

dove:

- d_s è la profondità di scavo a partire dal fondo indisturbato;
- b è la larghezza della pila;
- l è la lunghezza della pila;

v_0 è la velocità media della corrente indisturbata;
 v_c è la velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale di fondo di assegnato diametro d ; per materiale disomogeneo si adotta normalmente $d = d_{50}$; gamma γ_s e γ indicano il peso specifico del materiale di fondo e dell'acqua;

$$v_c = 0,85 \left(2 g d \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \right)^{\frac{1}{2}}$$

α è l'angolo tra la direzione della corrente e della pila;

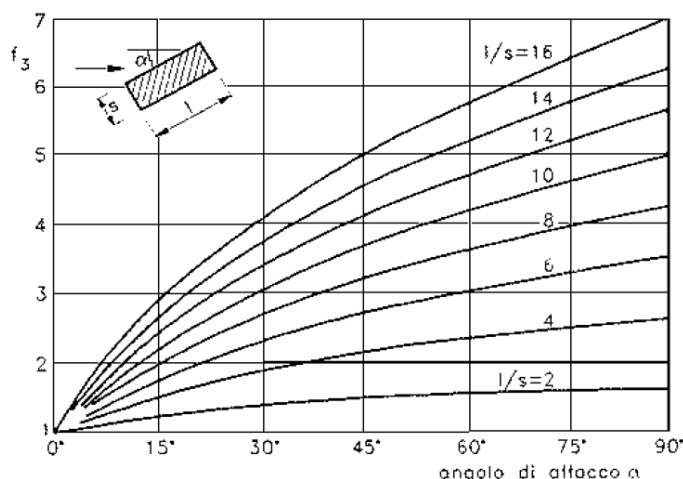
$$f_1 \left(\frac{v_0}{v_c} \right) = 0 \quad \text{per } \left(\frac{v_0}{v_c} \right) \leq 0,5$$

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

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

$f_2(forma)$ = 1 per pile circolari o con fronti arrotondati
 = 0,75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente
 = 1,30 per pile rettangolari

$f_3(\alpha, \frac{l}{s})$ ricavabile graficamente;



I risultati dello scalzamento ottenuti dalle due formulazioni sono ripostati in Tabella 8.

Formula	Scalzamento (m)
AdBD Po	4,99
Melville	4,86

Tabella 8: Risultati degli scalzamenti

Pertanto, ambi i valori inducono a ritenere il valore dello scalzamento pari a 5 m.

A questo punto è necessario definire il fattore moltiplicativo che permetterà di ottenere il valore dell'erosione complessiva.

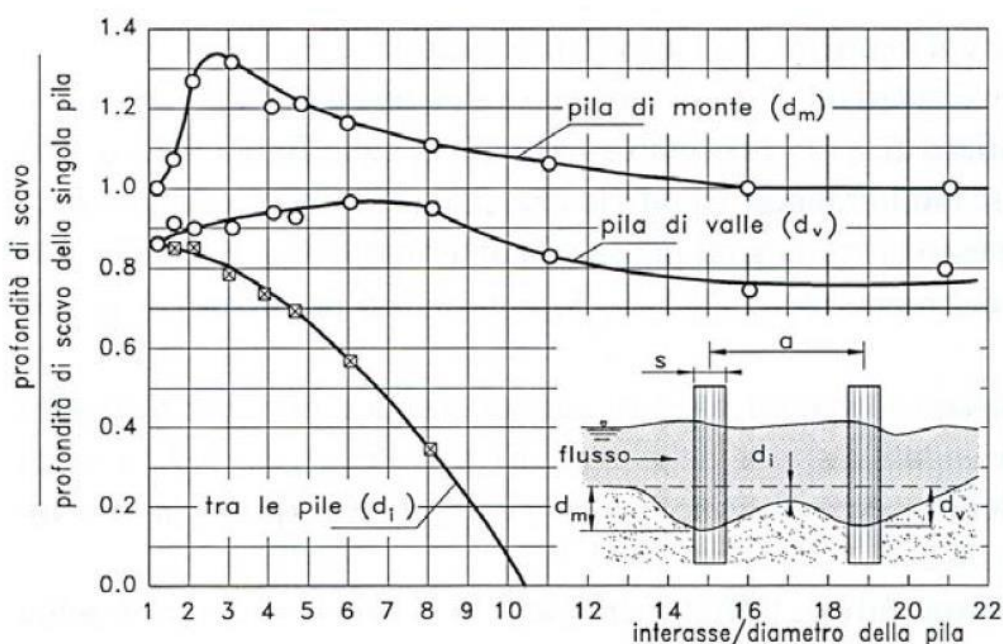


Figura 38: metodo grafico per ottenere il fattore di pile allineate

Conoscendo il diametro delle pile allineate, $s = 2,5$ m, e l'interasse $a = 8,4$ m, dal loro rapporto risulta $\frac{a}{s} = 3,36$. Entrando con questo valore all'interno del grafico riportato in Figura 38, si ricava il valore pari a 1,3. Ora, moltiplicando il fattore di pile allineate con lo scalzamento è possibile ottenere quanto ricercato (Tabella 9).

Formula	Scalzamento calcolato (m)	Scalzamento scelto (m)	Fattore pile allineate	Scalzamento di progetto (m)
AdBD Po	4,99	5,00	1,3	6,5

Melville	4,86			
----------	------	--	--	--

Tabella 9: Calcolo dell'erosione

Pertanto, partendo dalla quota attuale pari a 27,96 m slm, e sapendo che scalzamento di progetto sarà pari a 6,5 m, le pile dovranno essere infisse ad almeno la quota 21,46 m slm.

6.3 Canale Navile

Per il canale Navile, che in fase progettuale andrà deviato rispetto allo stato di fatto, si è prevista l'installazione di una protezione spondale in materassi reno, analoga a quella attuale. In particolare, si è previsto uno spessore della protezione pari a 30 cm, con riempimento in ciottoli di pezzatura adeguata.

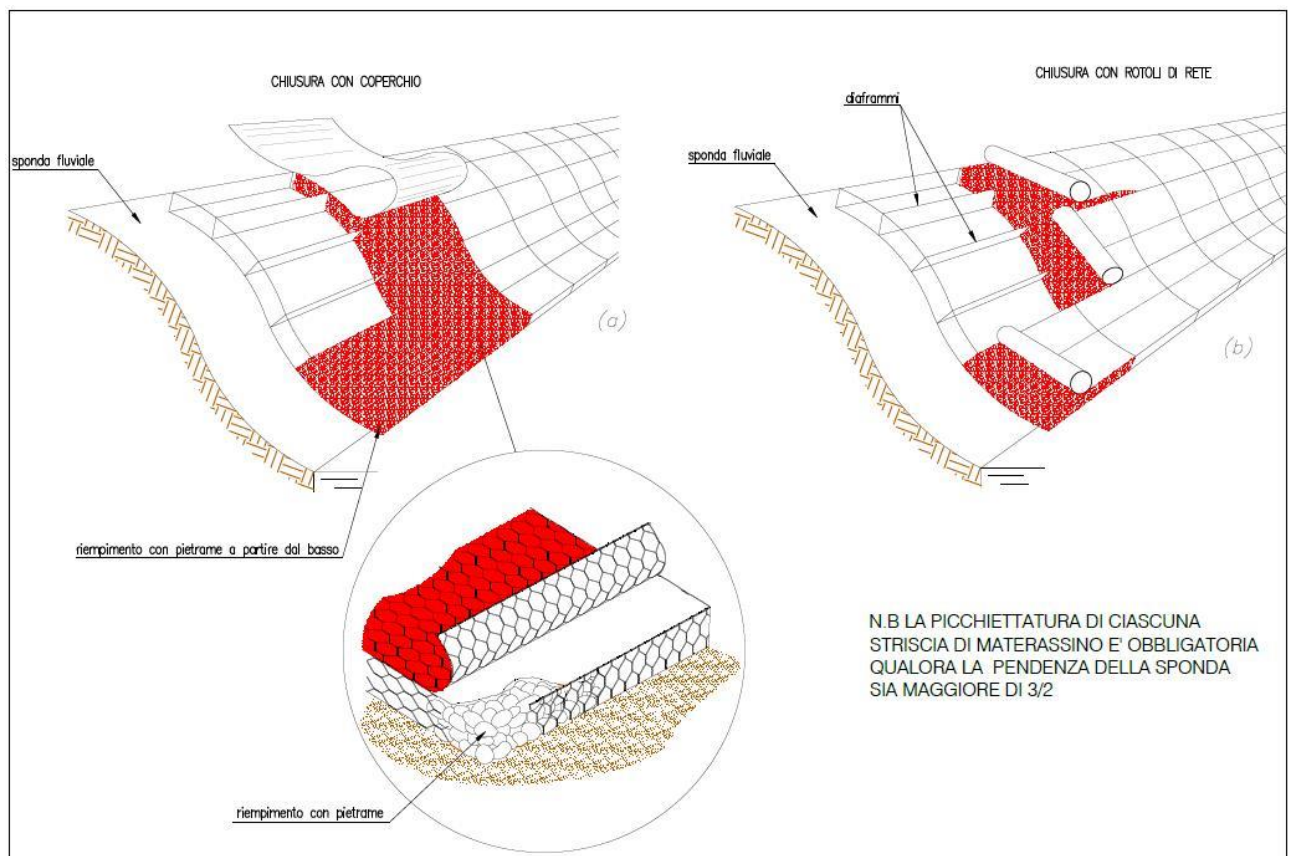


Figura 39: protezioni in progetto, materassi idraulici di tipo reno, spessore 30 cm.

Tale protezione, da indicazioni del produttore (Maccaferri), presenta una tensione massima ammissibile di trascinamento τ pari a 336 N/m^2 .

Da modello HEC-RAS, si è calcolata una massima tensione di 57 N/m^2 , valore ampiamente di sicurezza rispetto alla protezione installata.

6.4 Torrente Savena

Per questo attraversamento, si è studiata una rimodellazione dell'alveo di magra e un rivestimento in massi delle sponde, in modo da limitare i fenomeni erosivi soprattutto in corrispondenza delle spalle del ponte.

In particolare, si è progettata una sezione trapezia con pendenza delle scarpate 3:2.

La geometria e le quote dell'alveo di magra si basano su quelle attualmente esistenti, in modo da limitare le escavazioni ed i movimenti terra.

Per quanto riguarda la protezione spondale, anche in questo caso si è fatto riferimento alla formulazione di Stevens (1976) precedentemente esposta, ottenendo i seguenti risultati:

$$i = 0.003$$

$$\theta = 33.69^\circ$$

$$v_r = 3.21 \text{ m/s}$$

$$\varphi = 50^\circ$$

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_s = 25 \text{ KN/m}^3$$

Con v_r velocità idrica media in corrispondenza dell'impalcato.

La stabilità dei massi si è ottenuta per un diametro $d_m = 0.9 \text{ m}$, corrispondente a un fattore di sicurezza pari a 1.30.

6.5 Rio Zinella

Per questo attraversamento, si è studiata una deviazione del fosso esistente, a seguito del progetto di ampliamento dello scatolare di attraversamento autostradale.

In particolare, è previsto un rivestimento in massi dell'alveo di magra e delle sponde, in modo da limitare i fenomeni erosivi in corrispondenza dell'imbocco del tombino.

Anche in questo caso, si è progettata una sezione trapezia con pendenza delle scarpate 3:2.

La geometria e le quote dell'alveo di magra si basano su quelle attualmente esistenti, in modo da limitare le escavazioni ed i movimenti terra.

Per quanto riguarda la protezione spondale, anche in questo caso si è fatto riferimento alla formulazione di Stevens (1976), ottenendo i seguenti risultati:

$$i = 0.003$$

$$\theta = 33.69^\circ$$

$$v_r = 1.84 \text{ m/s}$$

$$\varphi = 50^\circ$$

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_s = 25 \text{ KN/m}^3$$

Con v_r velocità idrica media in corrispondenza della sistemazione d'alveo.

La stabilità dei massi si è ottenuta per un diametro $d_m = 0.3 \text{ m}$, corrispondente a un fattore di sicurezza pari a 1.40.

In fase esecutiva, a favore di sicurezza, verrà installato un rivestimento con pezzatura minima pari a 40 cm.

7. ALLEGATO: RISULTATI COMPLETI DELLE MODELLAZIONI CONDOTTE

Per ogni corso d'acqua, sono di seguito riportati i risultati completi ottenuti mediante le simulazioni in HEC-RAS relative allo stato di fatto e a quello di progetto.

7.1 Fiume Reno

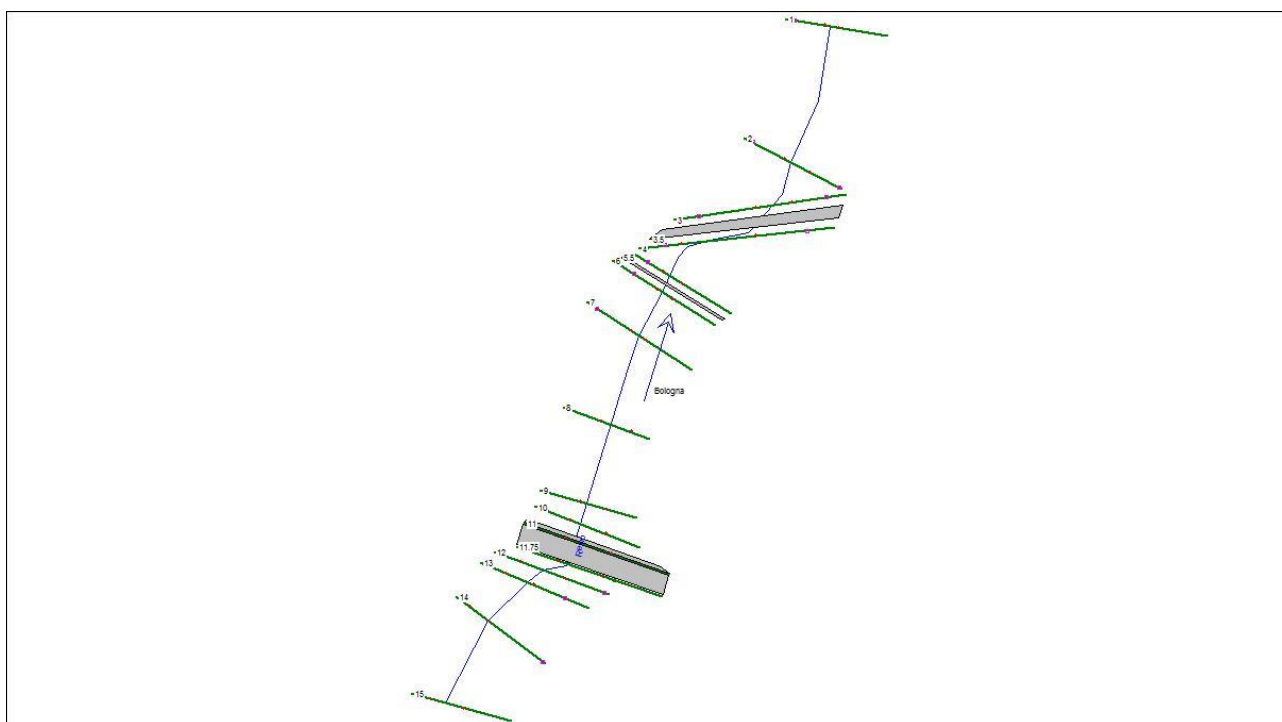


Figura 40: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di fatto

Tabella 10: tabella output HEC-RAS stato di fatto

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
Bologna	15	PF 1	2280	35.24	42.93	40.97	43.19	0.001354	2.62	1145.92	298.34	0.35
Bologna	14	PF 1	2280	35.14	41.49	40.74	42.46	0.005697	4.89	643.04	275.47	0.7
Bologna	13	PF 1	2280	35.53	40.94	40.03	41.63	0.004044	4.08	696.4	223.7	0.59
Bologna	12	PF 1	2280	35.39	40.04	39.88	41.23	0.008465	4.95	518.67	224.03	0.82
Bologna	11.75	PF 1	2280	36.38	40.41	38.96	40.74	0.002499	2.82	935.91	347.45	0.45
Bologna	11.5	Bridge										
Bologna	11	PF 1	2280	36.38	39.43	39	40.02	0.006721	3.82	742.7	344.5	0.71
Bologna	10.5	Inl Struct										
Bologna	10	PF 1	2280	30.51	38.85		39.06	0.000898	2.29	1298.54	323.08	0.29
Bologna	9	PF 1	2280	30.46	38.67		38.98	0.00136	2.87	1092.25	289.51	0.36
Bologna	8	PF 1	2280	29.36	38.43		38.7	0.000959	2.57	1154.77	266.1	0.31
Bologna	7	PF 1	2280	28.57	38.16	36.01	38.42	0.001094	2.93	1215.17	283.33	0.33
Bologna	6	PF 1	2280	28.42	37.84	35.92	38.22	0.001617	3.39	1031.74	264.92	0.4
Bologna	5.5	Bridge										
Bologna	5	PF 1	2280	29.04	37.77	35.66	38.11	0.001369	3.03	1070.51	276.36	0.37
Bologna	4	PF 1	2280	28.43	37.56	34.21	37.81	0.001157	2.36	1120.88	252.65	0.32
Bologna	3.5	Bridge										
Bologna	3	PF 1	2280	27.96	37.15	34.22	37.47	0.001062	2.8	1107.36	268.01	0.33
Bologna	2	PF 1	2280	26.85	37.07	34.08	37.32	0.000863	2.52	1201.87	255.28	0.29
Bologna	1	PF 1	2280	25.62	35.96	34.5	36.67	0.003005	4.42	738.27	258.66	0.51

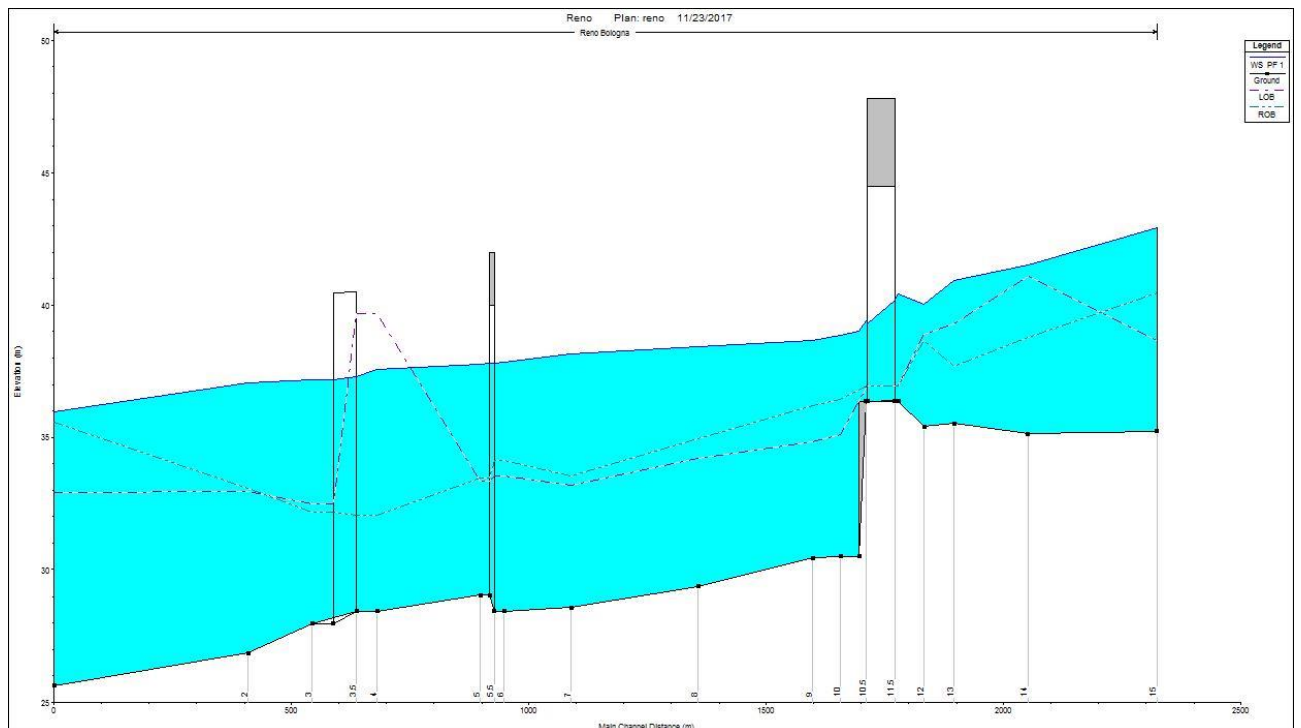


Figura 41: profilo longitudinale stato di fatto

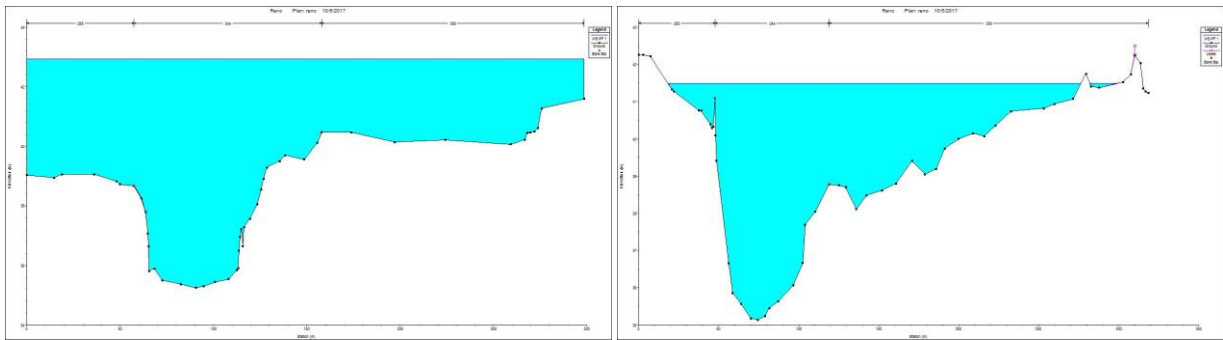


Figura 42: sezione 15 (a sinistra) e sezione 14 (a destra), stato di fatto

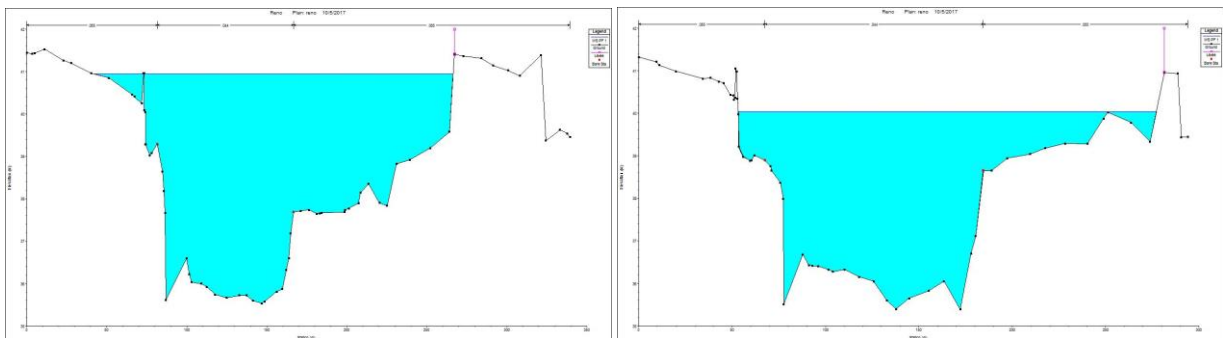


Figura 43: sezione 13 (a sinistra) e sezione 12 (a destra), stato di fatto

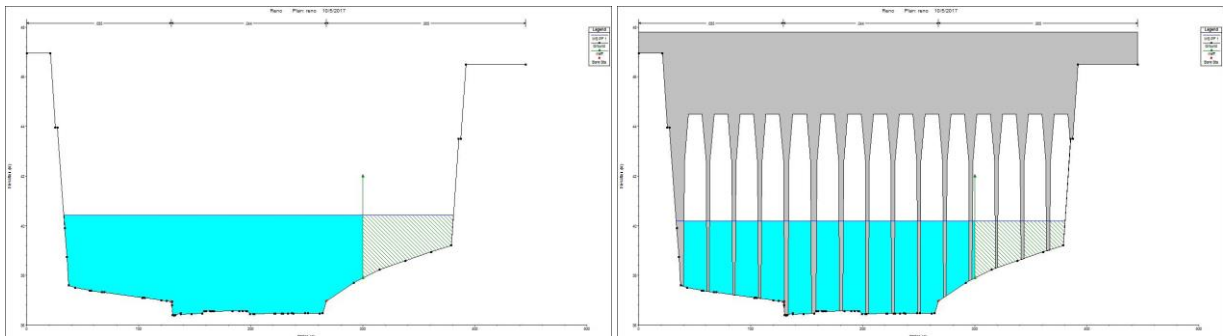


Figura 44: sezione 11.75 valle (a sinistra) e sezione 11.5 monte (a destra), stato di fatto

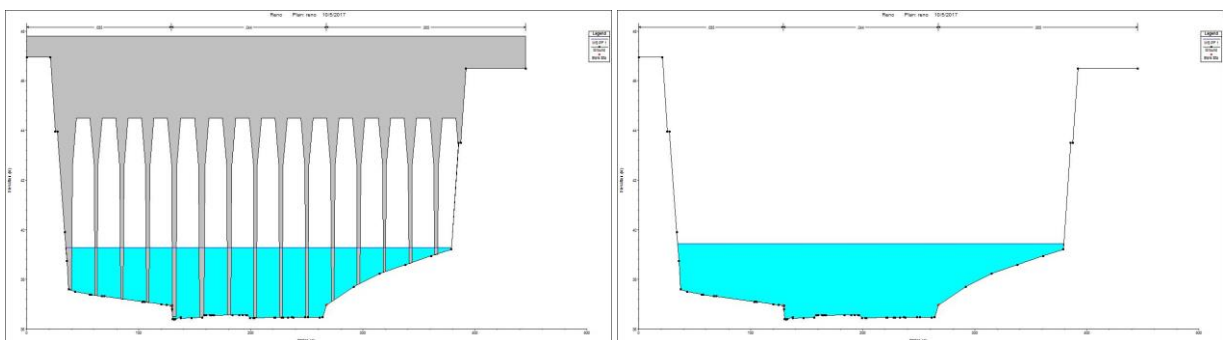


Figura 45: sezione 11.5 valle (a sinistra) e sezione 11 (a destra), stato di fatto

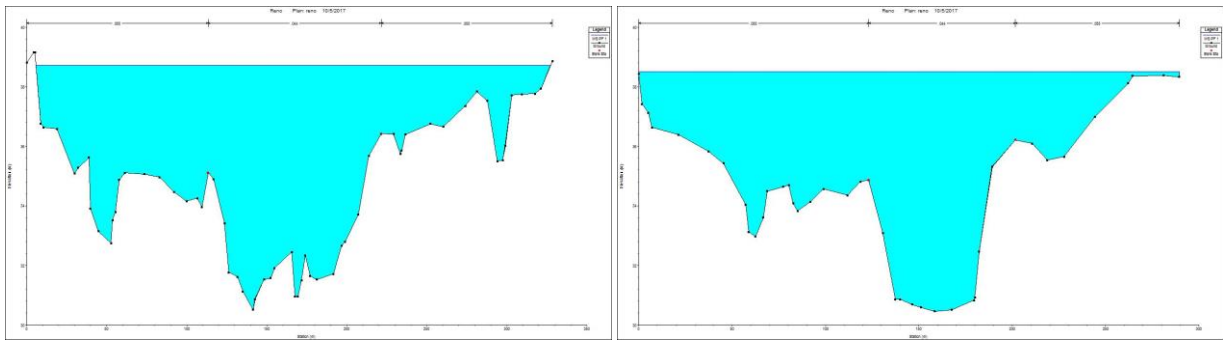


Figura 46: sezione 10 (a sinistra) e sezione 9 (a destra), stato di fatto

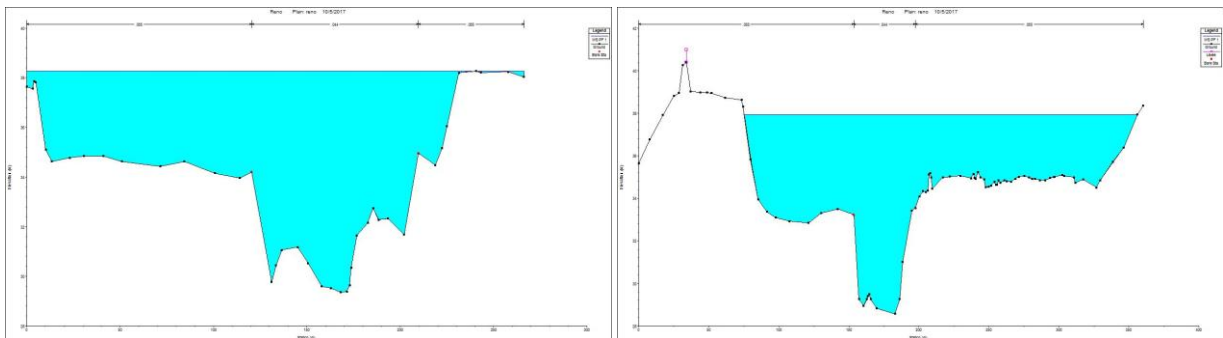


Figura 47: sezione 8 (a sinistra) e sezione 7 (a destra), stato di fatto

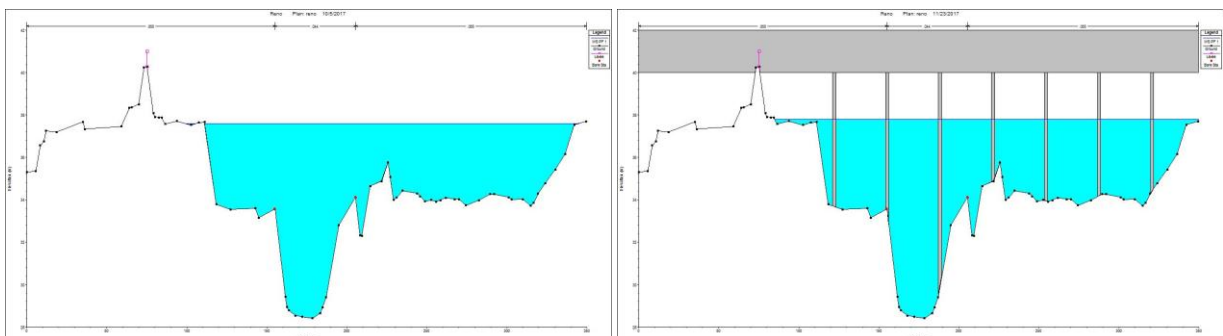


Figura 48: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5.5 monte (a destra)

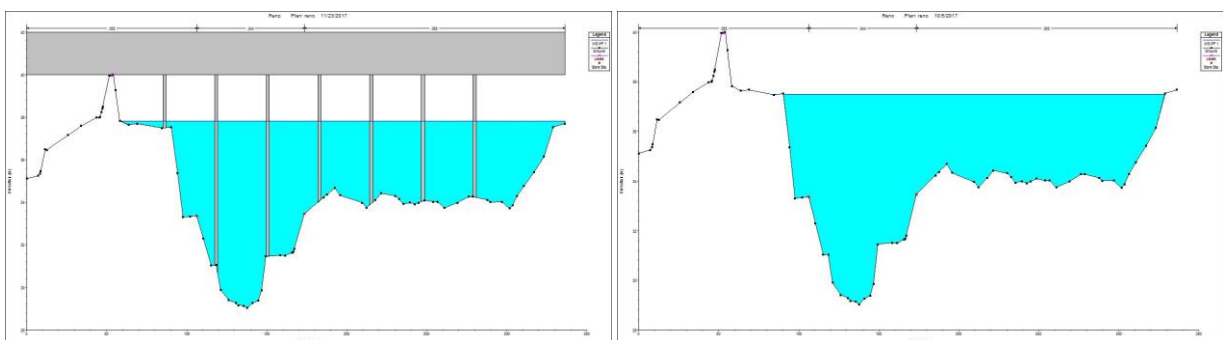


Figura 49: sezione 5.5 valle (a sinistra) e sezione 5 (a destra)

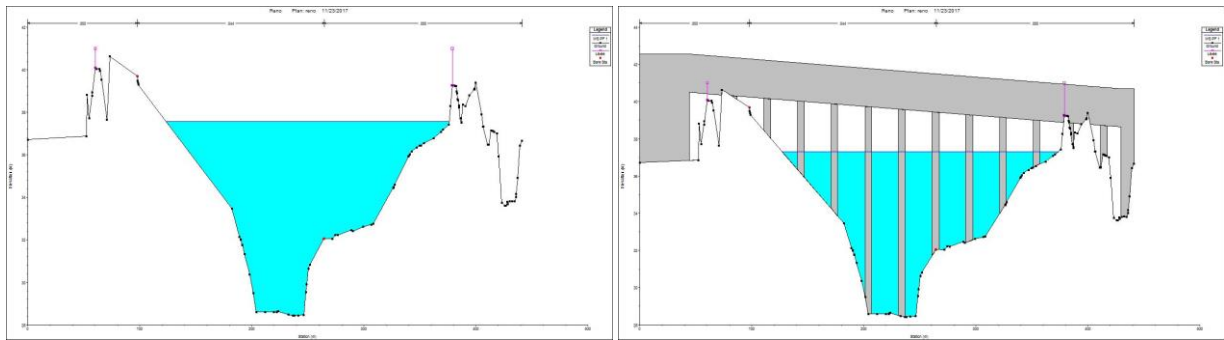


Figura 50: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3.5 monte (a destra)

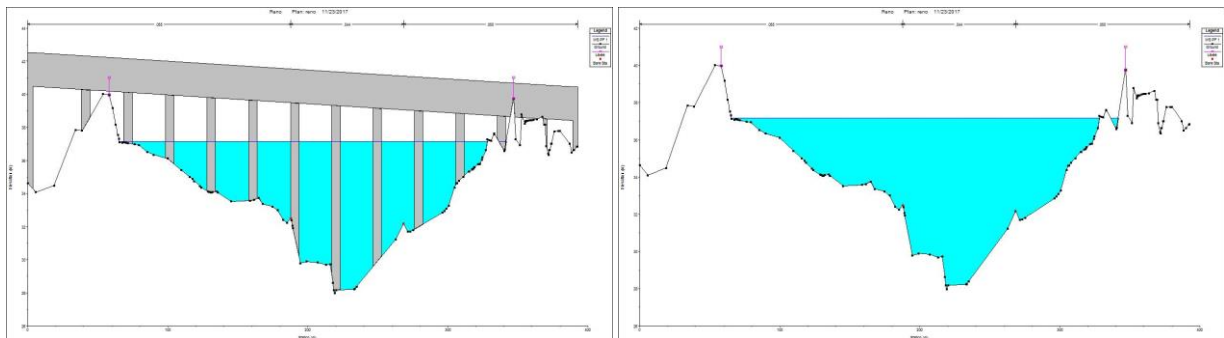


Figura 51: sezione 3.5 valle (a sinistra) e sezione 3 (a destra)

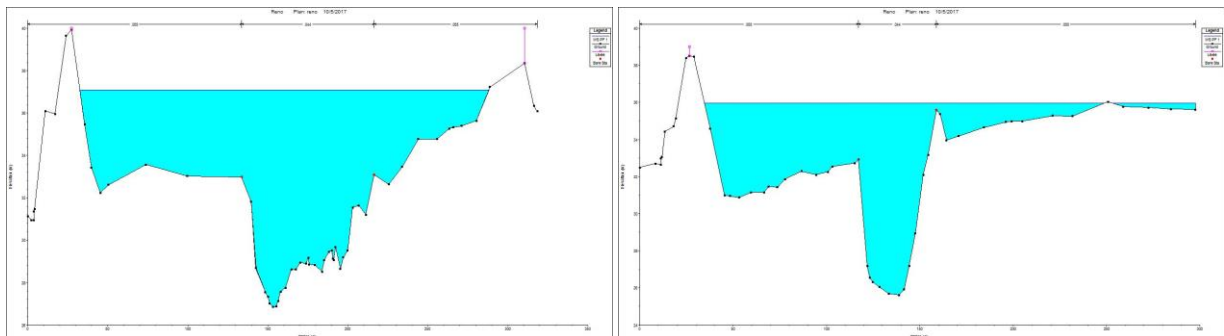


Figura 52: sezione 2 (a sinistra) e sezione 1 (a destra)

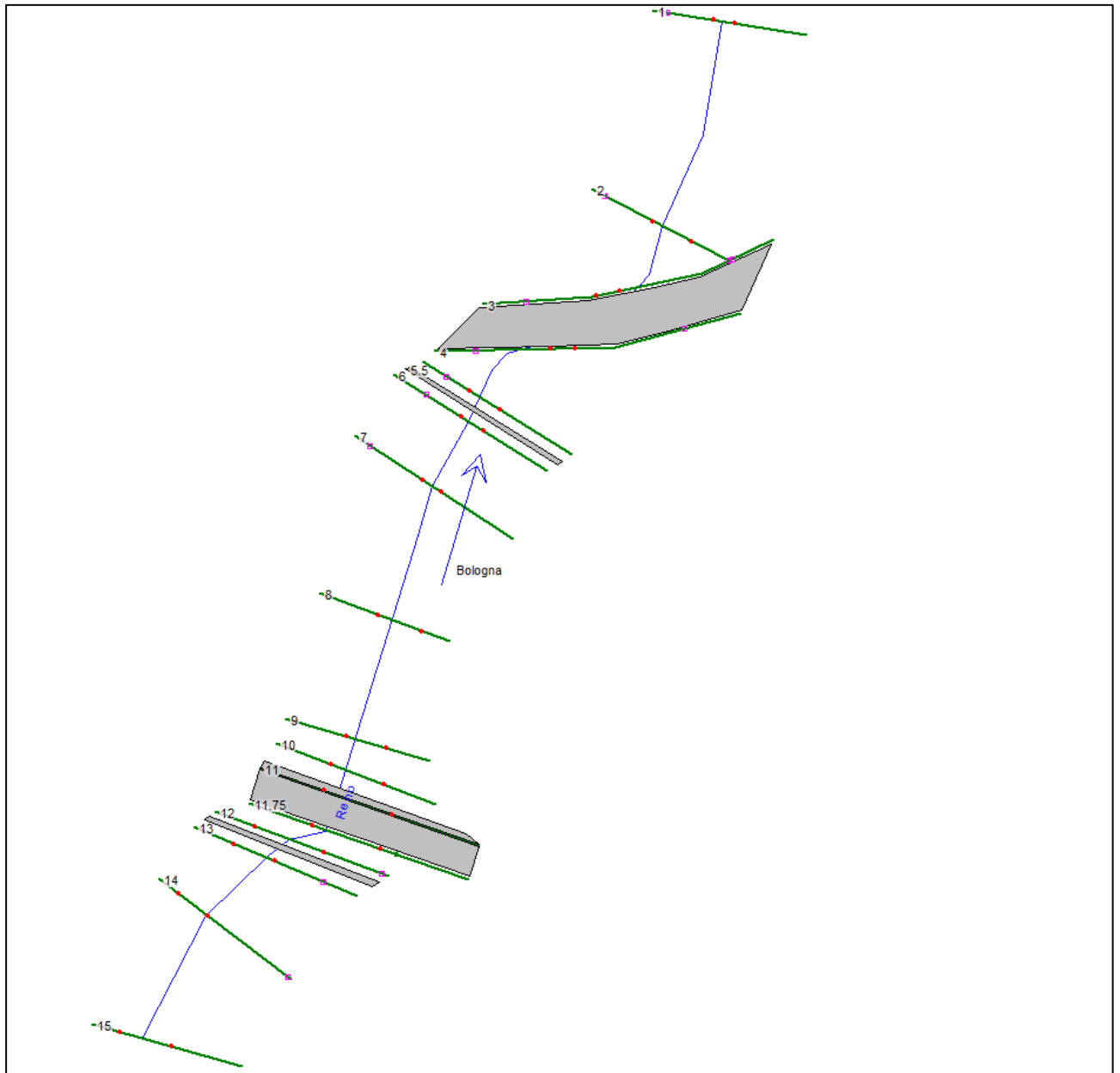


Figura 53: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di progetto

Tabella 11: tabella output HEC-RAS stato di progetto

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
Bologna	15	T200	2280	35.24	42.93	40.97	43.19	0.001357	2.62	1144.96	298.34	0.35
Bologna	14	T200	2280	35.14	41.54	40.74	42.47	0.005397	4.79	658.46	281.32	0.68
Bologna	13	T200	2280	35.53	41.04	40.03	41.69	0.003757	3.98	718	230.16	0.57
Bologna	12.5	Bridge										
Bologna	12	T200	2280	35.39	40.04	39.88	41.23	0.008465	4.95	518.67	224.03	0.82
Bologna	11.75	T200	2280	36.38	40.41	38.96	40.74	0.002499	2.82	935.91	347.45	0.45
Bologna	11.5	Bridge										
Bologna	11	T200	2280	36.38	39.43	39	40.02	0.006721	3.82	742.7	344.5	0.71
Bologna	10.5	Inl Struct										
Bologna	10	T200	2280	30.51	38.76		38.98	0.000953	2.34	1270.81	321.81	0.3
Bologna	9	T200	2280	30.46	38.57		38.9	0.001464	2.95	1063.23	289.51	0.37
Bologna	8	T200	2280	29.36	38.31		38.59	0.001033	2.63	1123.04	266.1	0.32
Bologna	7	T200	2280	28.57	38.01	36.01	38.29	0.001206	3.04	1172.89	281.63	0.34
Bologna	6	T200	2280	28.42	37.66	35.92	38.07	0.001793	3.51	984.45	256.98	0.42
Bologna	5.5	Bridge										
Bologna	5	T200	2280	29.04	37.57	35.66	37.93	0.001534	3.15	1015.77	252.14	0.39
Bologna	4	T200	2280	28.4	37.4	35.06	37.62	0.001005	2.76	1301.02	326.14	0.31
Bologna	3.5	Bridge										
Bologna	3	T200	2280	28	37.24	34.89	37.45	0.001038	2.72	1364.33	368.44	0.31
Bologna	2	T200	2280	26.85	37.07	34.08	37.32	0.000863	2.52	1201.87	255.28	0.29
Bologna	1	T200	2280	25.62	35.96	34.5	36.67	0.003005	4.42	738.27	258.66	0.51

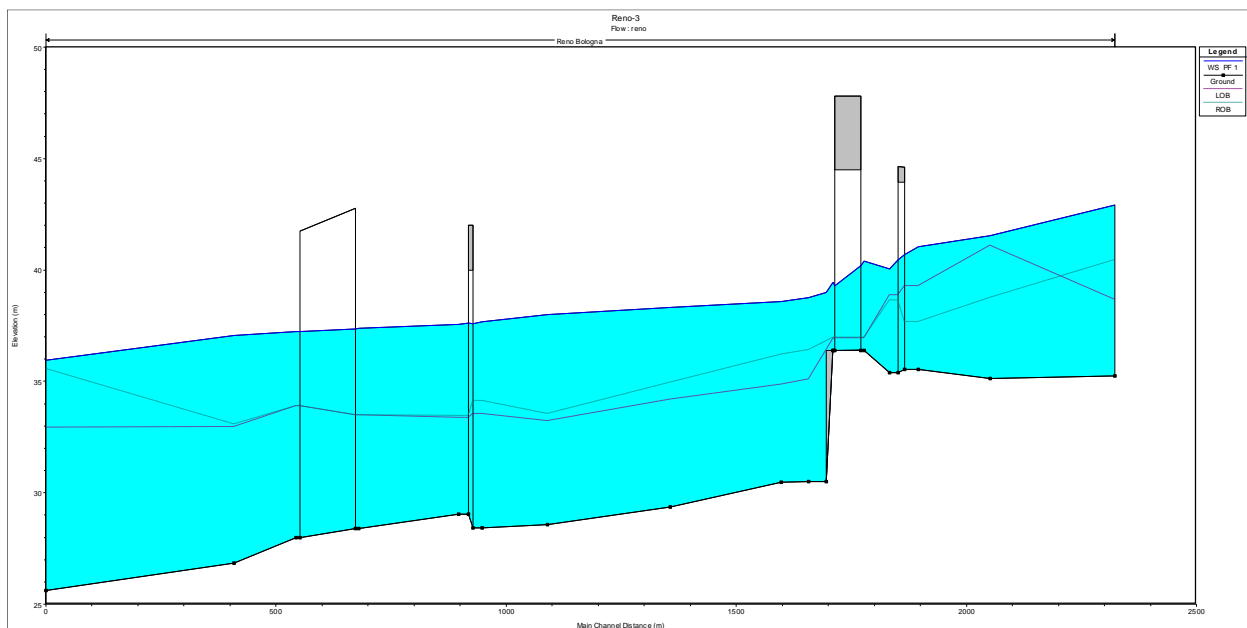


Figura 54: profilo longitudinale stato di progetto

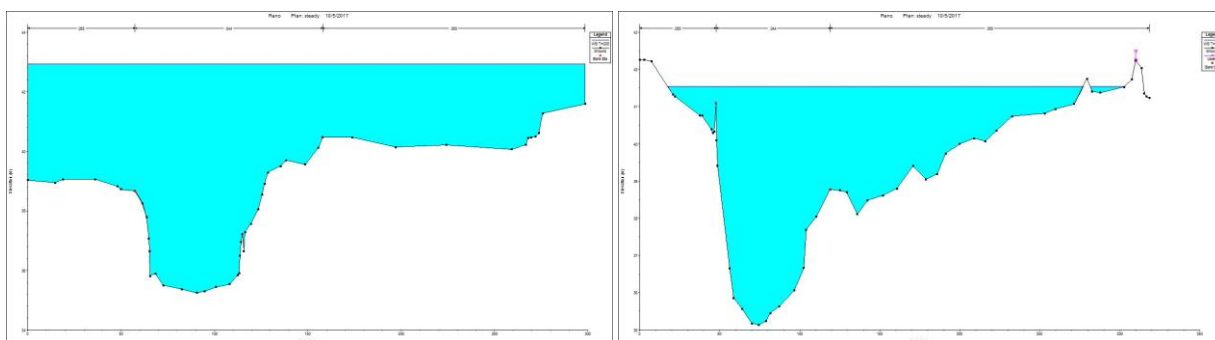


Figura 55: sezione 15 (a sinistra) e sezione 14 (a destra), stato di progetto

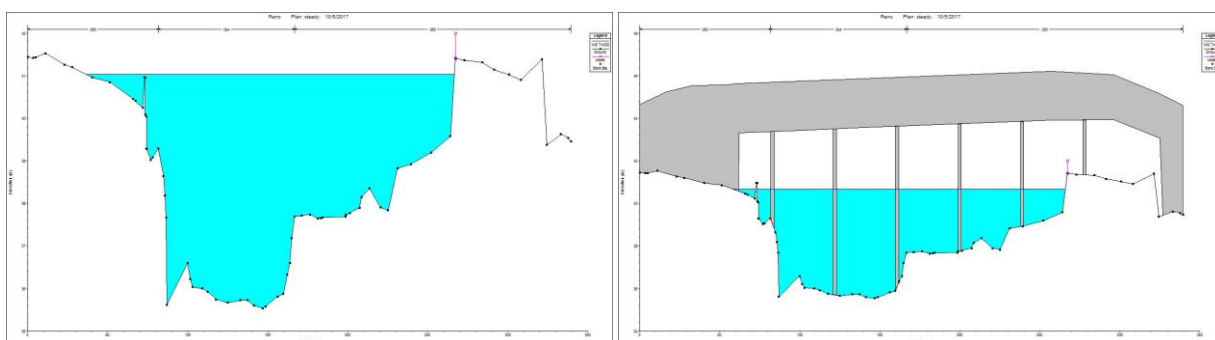


Figura 56: sezione 13 (a sinistra) e sezione 12.5 monte (a destra), stato di progetto

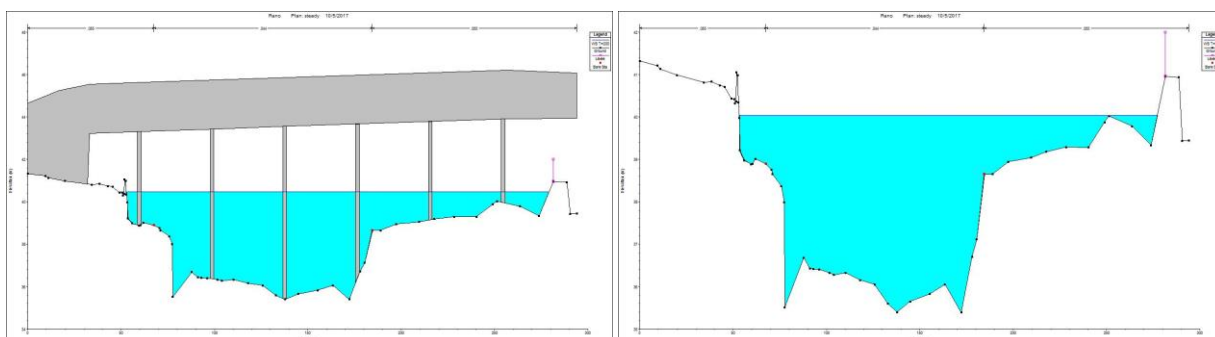


Figura 57: sezione 12.5 valle (a sinistra) e sezione 12 (a destra), stato di progetto

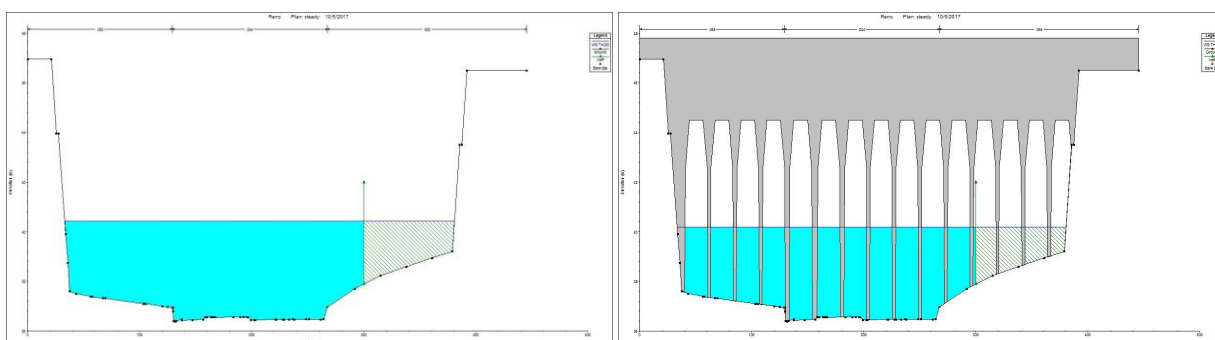


Figura 58: sezione 11.75 (a sinistra) e sezione 11.5 monte (a destra), stato di progetto

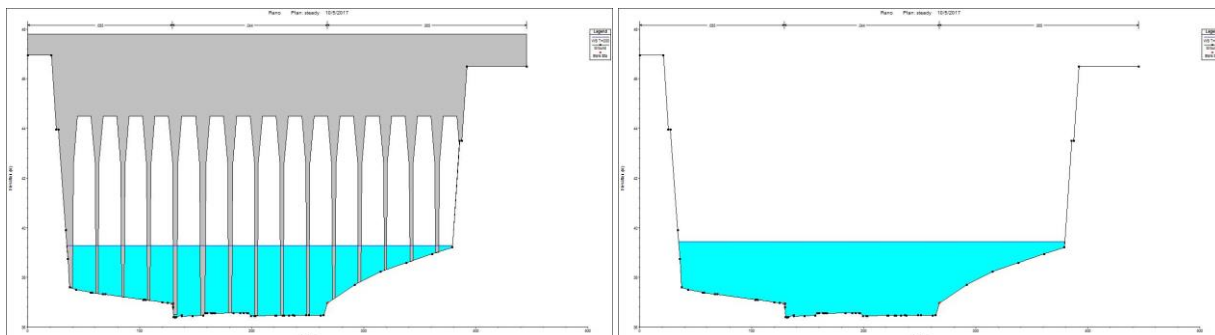


Figura 59: sezione 11.5 valle (a sinistra) e sezione 11 (a destra), stato di progetto

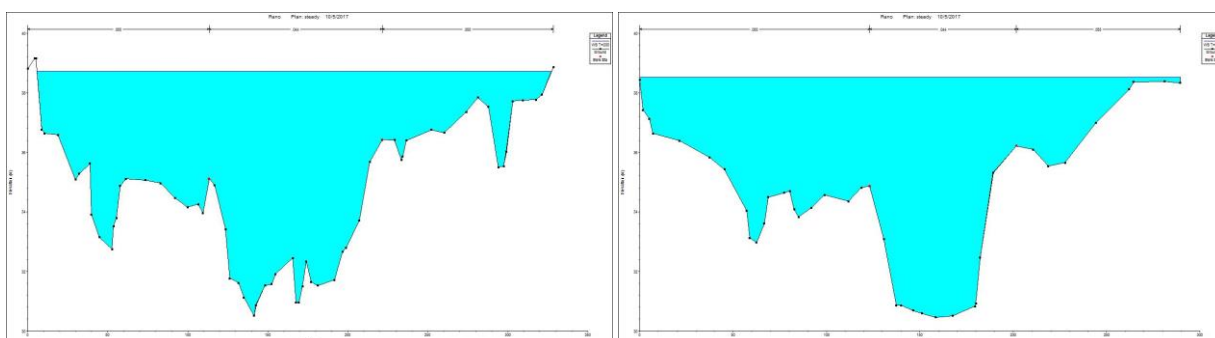


Figura 60: sezione 10 (a sinistra) e sezione 9 (a destra), stato di progetto

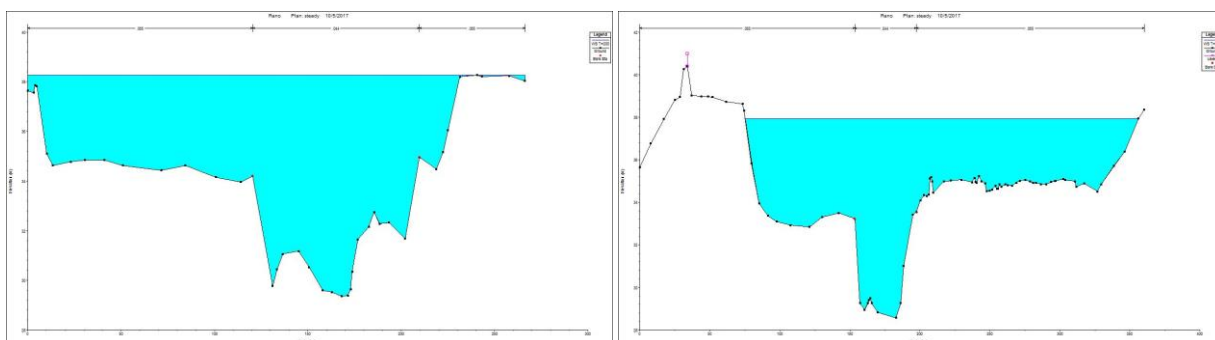


Figura 61: sezione 8 (a sinistra) e sezione 7 (a destra), stato di progetto

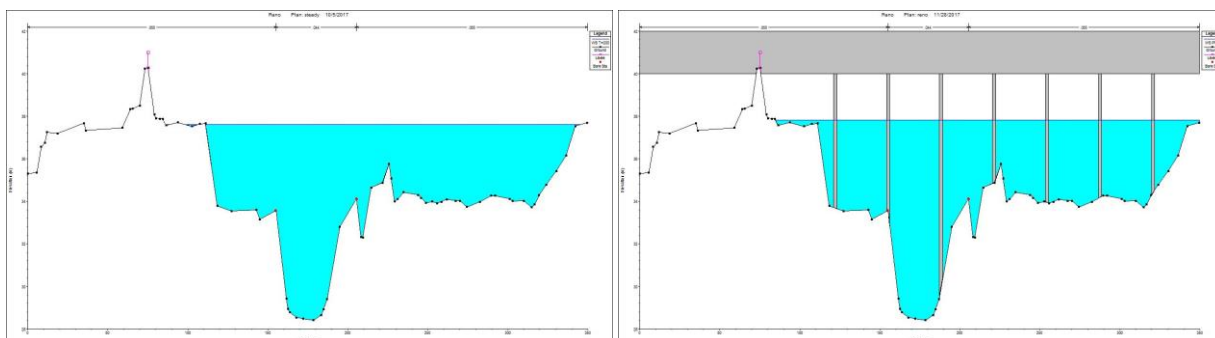


Figura 62: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5.5 monte (a destra), stato di progetto

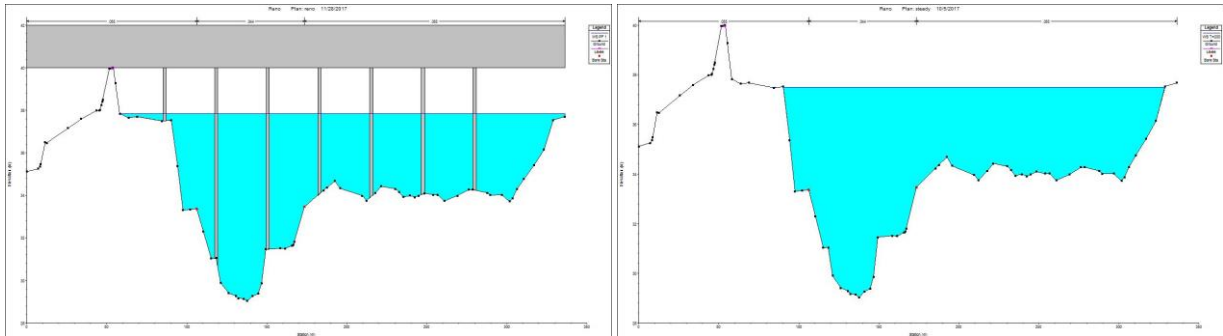


Figura 63: sezione 5.5 valle (a sinistra) e sezione 5 (a destra), stato di progetto

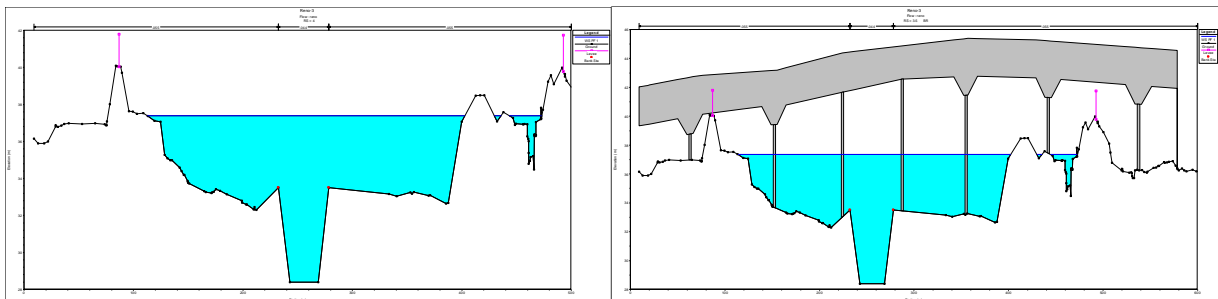


Figura 64: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3.5 monte (a destra), stato di progetto

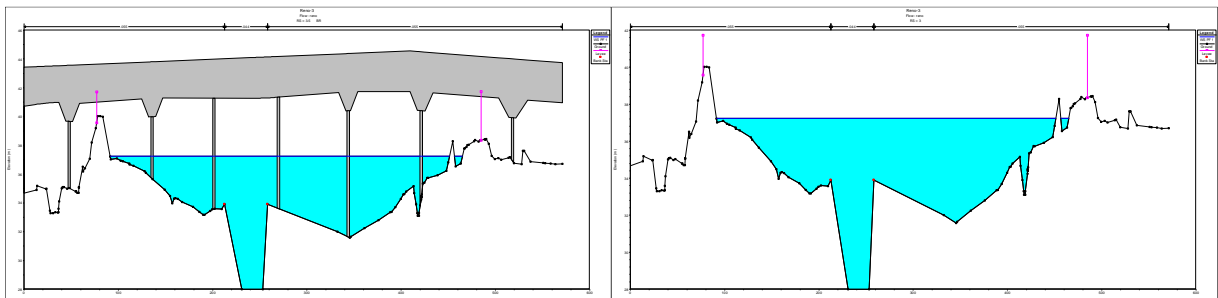


Figura 65: sezione 3.5 valle (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di progetto

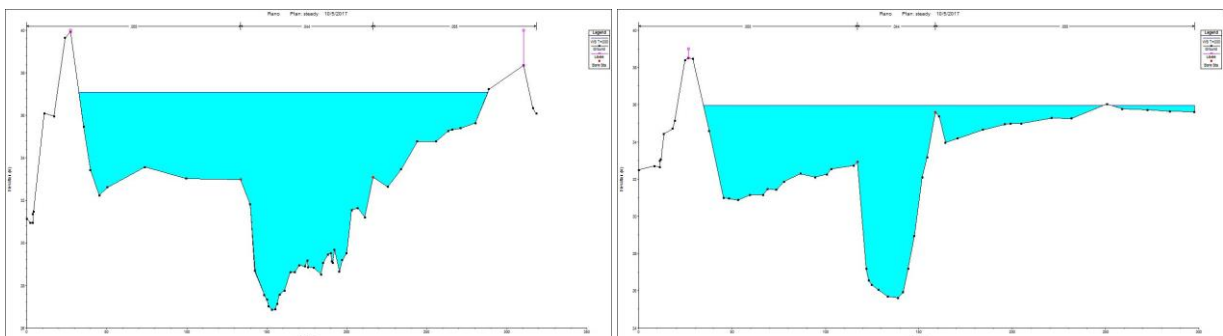


Figura 66: sezione 2 (a sinistra) e sezione 1 (a destra), stato di progetto

7.2 Canale Ghisiliera

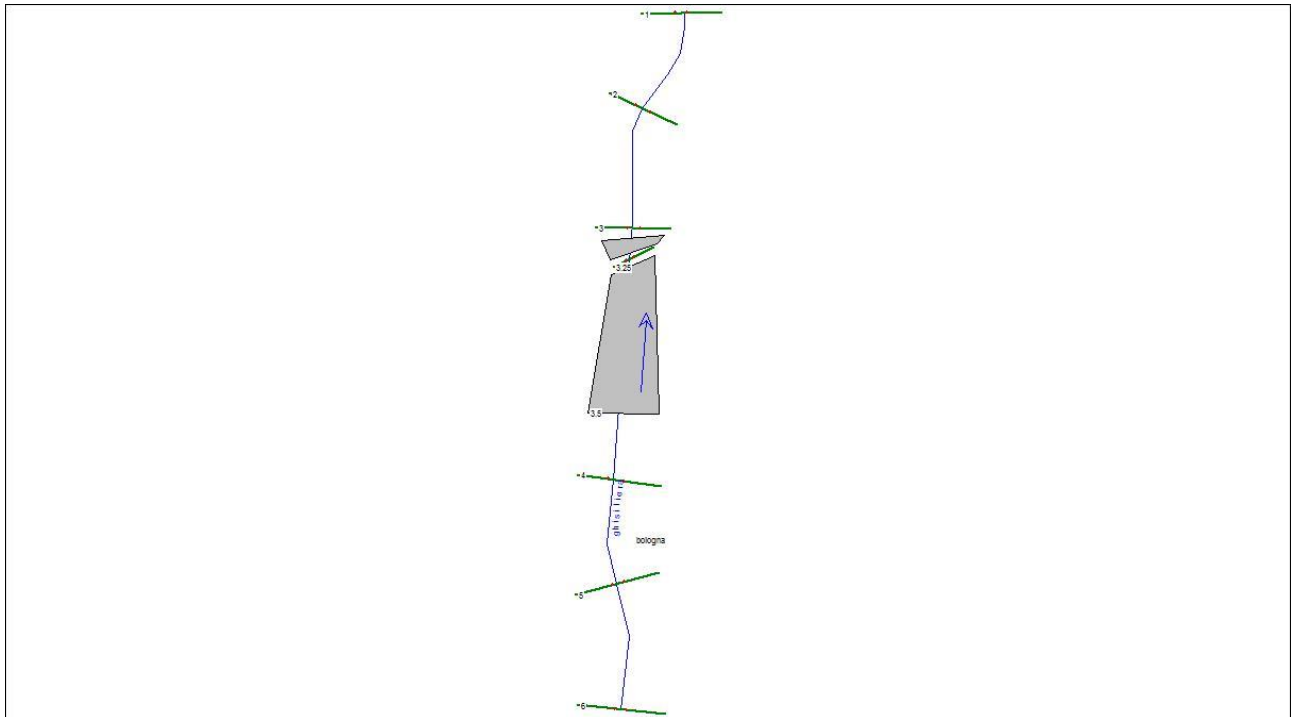


Figura 67: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di fatto

Tabella 12: tabella output HEC-RAS stato di fatto

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
bologna	6	PF 1	0.8	32.29	32.77	32.57	32.8	0.001912	0.74	1.07	2.88	0.39
bologna	5	PF 1	0.8	32.09	32.7		32.71	0.001055	0.61	1.32	3.12	0.3
bologna	4	PF 1	0.8	32	32.66	32.32	32.67	0.000729	0.54	1.49	3.13	0.25
bologna	3.5		Culvert									
bologna	3.25	PF 1	0.8	31.99	32.66	32.15	32.67	0.000184	0.31	2.62	3.9	0.12
bologna	3.1		Bridge									
bologna	3	PF 1	0.8	31.93	32.65		32.66	0.000462	0.45	1.77	3.44	0.2
bologna	2	PF 1	0.8	31.92	32.61		32.62	0.001079	0.61	1.32	3.17	0.3
bologna	1	PF 1	0.8	31.89	32.56	32.28	32.57	0.001	0.6	1.34	3.04	0.29

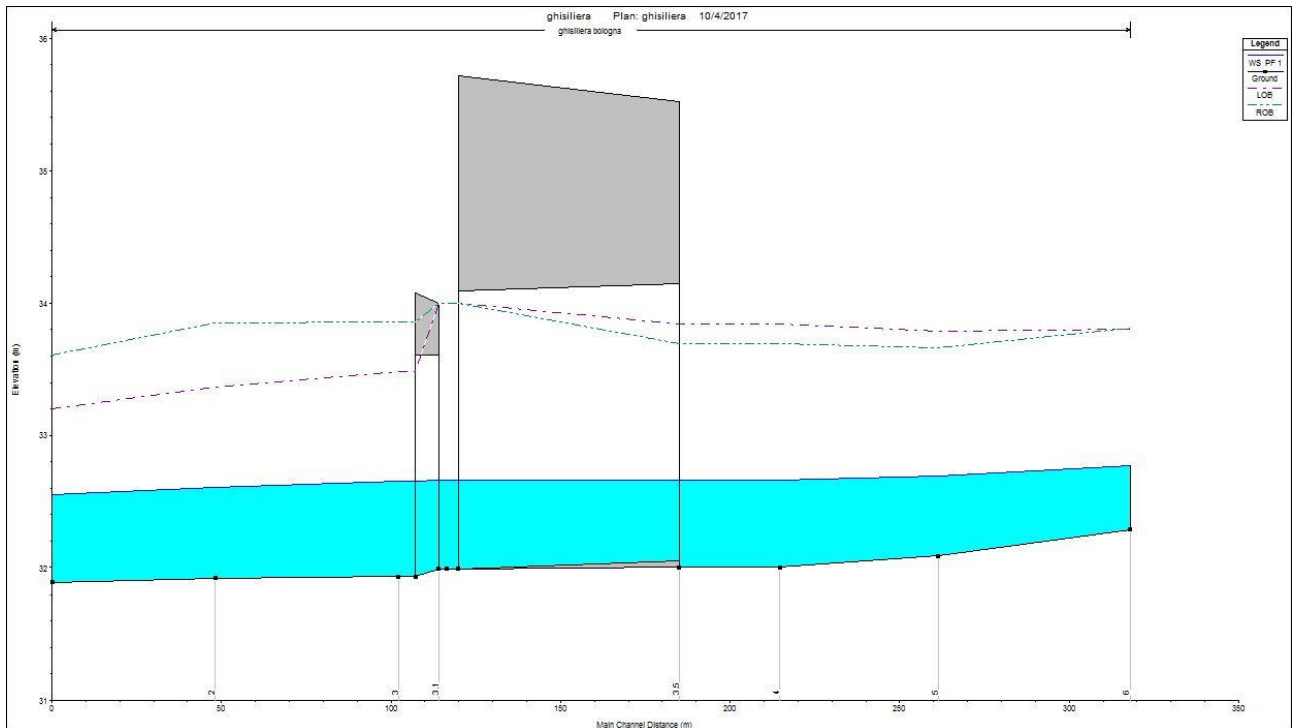


Figura 68: profilo longitudinale stato di fatto

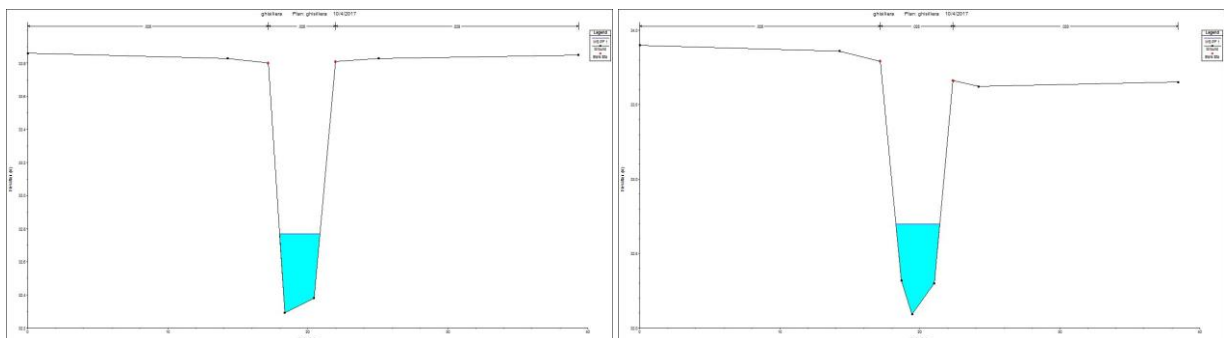


Figura 69: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5 (a destra), stato di fatto

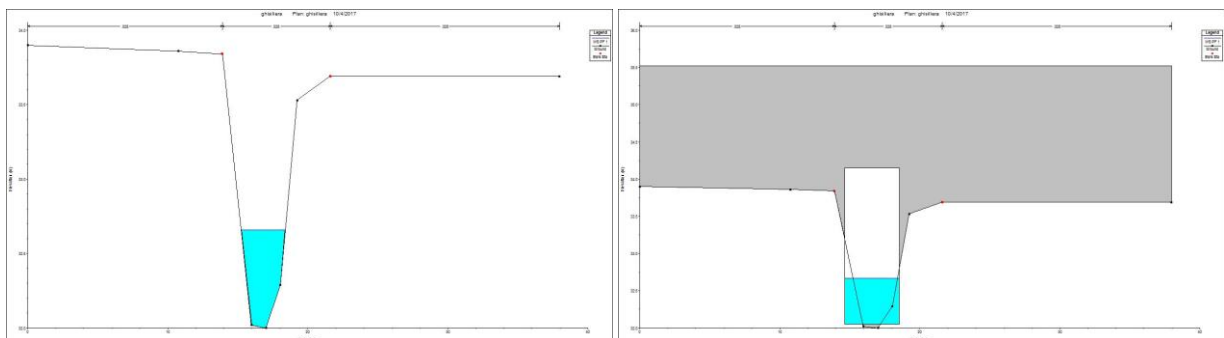


Figura 70: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3.5 monte (a destra), stato di fatto

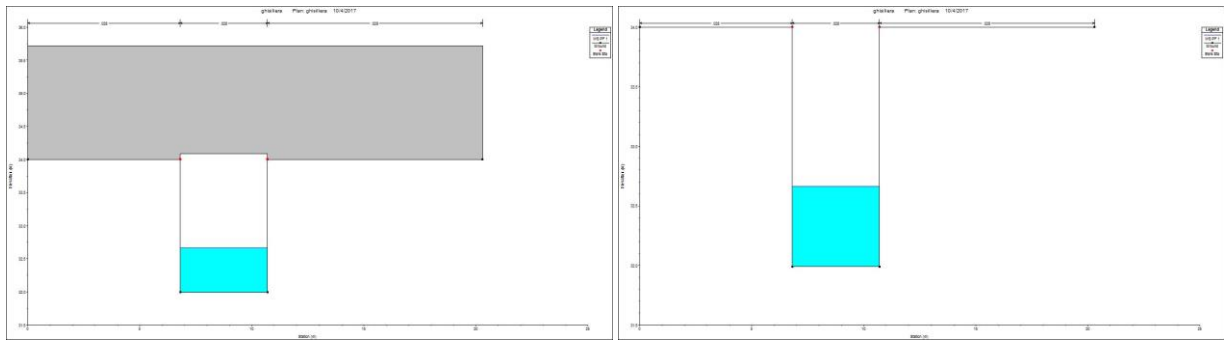


Figura 71: sezione 3.5 valle (a sinistra) e sezione 3.25 (a destra), stato di fatto

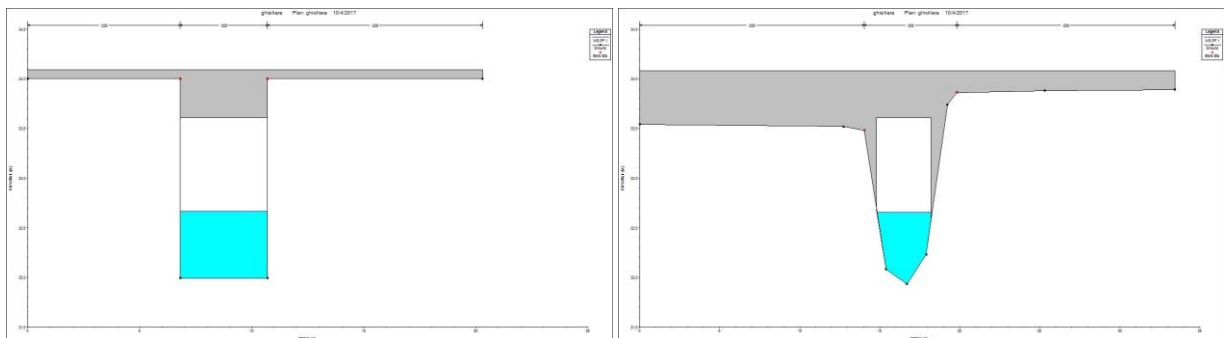


Figura 72: sezione 3.1 monte (a sinistra) e sezione 3.1 valle (a destra), stato di fatto, ponticello valle

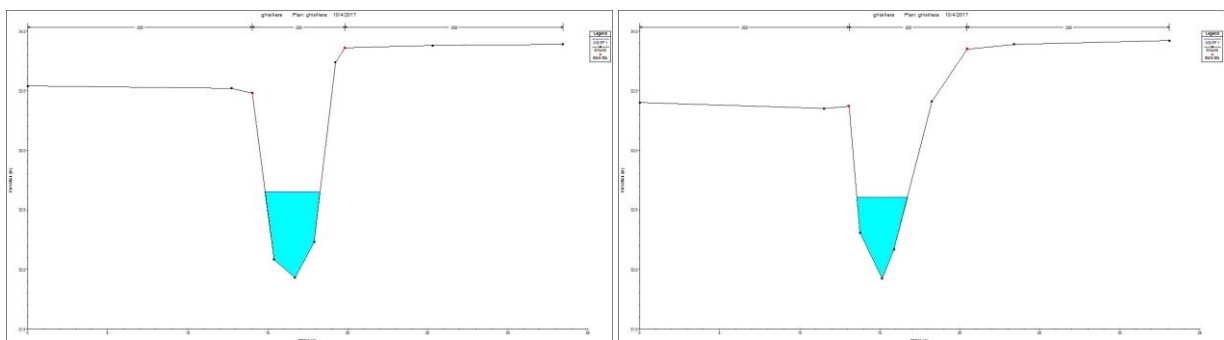


Figura 73: sezione 3 (a sinistra) e sezione 2 (a destra), stato di fatto

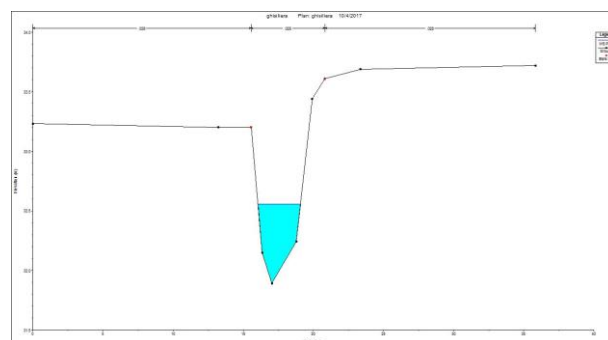


Figura 74: sezione 1, stato di fatto

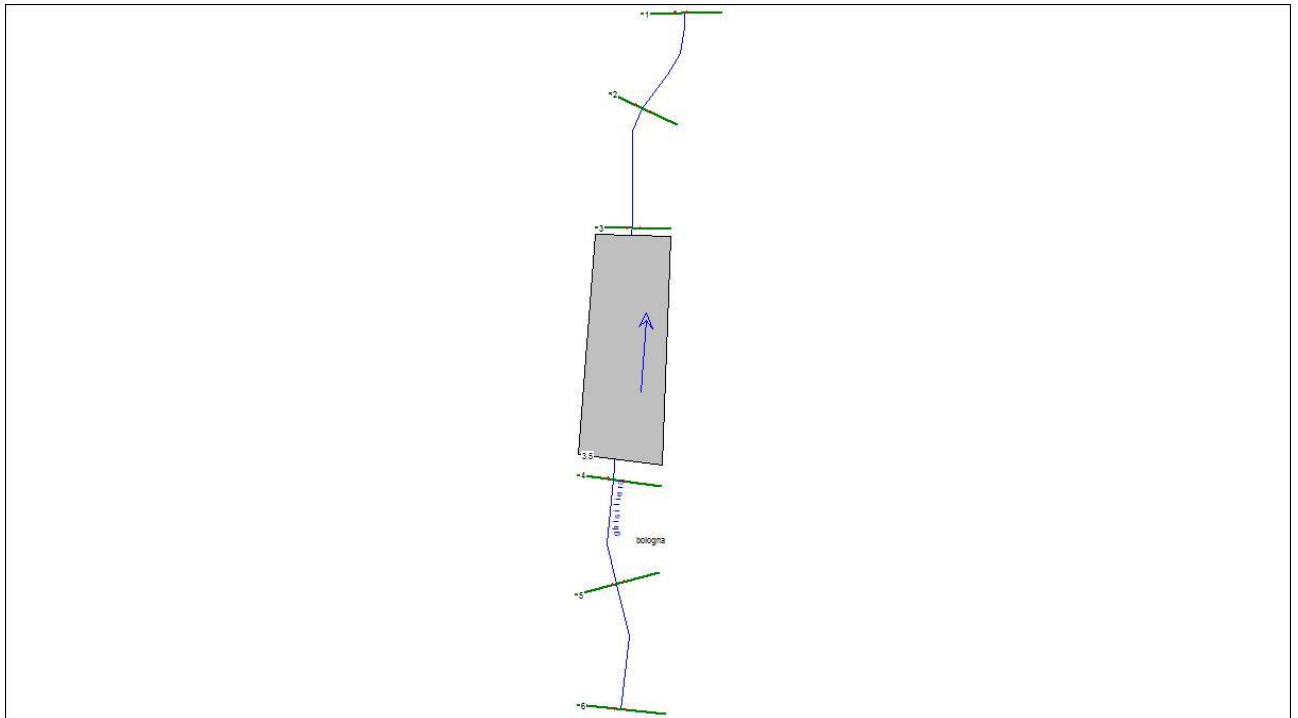


Figura 75: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di progetto

Tabella 13: tabella output HEC-RAS stato di progetto

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
bologna	6	PF 1	0.8	32.29	32.77	32.57	32.8	0.001926	0.75	1.07	2.88	0.39
bologna	5	PF 1	0.8	32.09	32.69		32.71	0.001068	0.61	1.31	3.12	0.3
bologna	4	PF 1	0.8	32	32.66	32.32	32.67	0.000739	0.54	1.48	3.12	0.25
bologna	3.5		Culvert									
bologna	3	PF 1	0.8	31.93	32.65		32.66	0.000462	0.45	1.77	3.44	0.2
bologna	2	PF 1	0.8	31.92	32.61		32.62	0.001079	0.61	1.32	3.17	0.3
bologna	1	PF 1	0.8	31.89	32.56	32.28	32.57	0.001	0.6	1.34	3.04	0.29

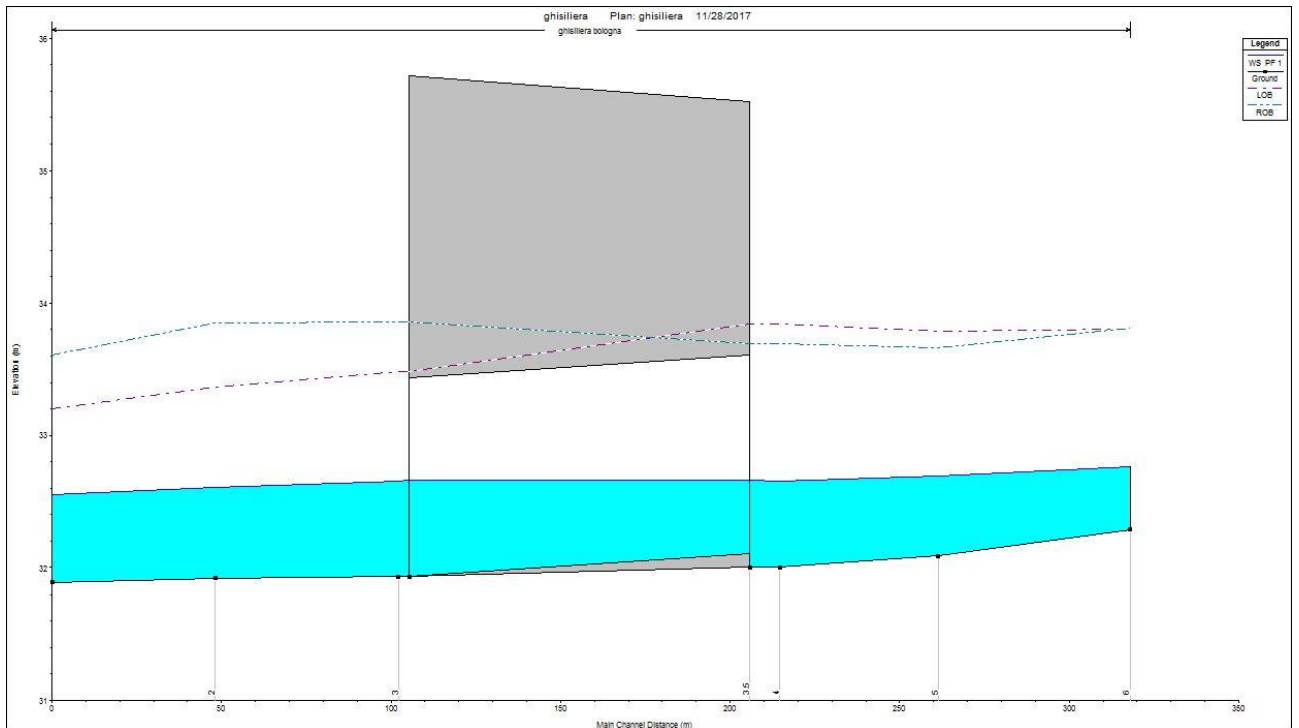


Figura 76: profilo longitudinale stato di progetto

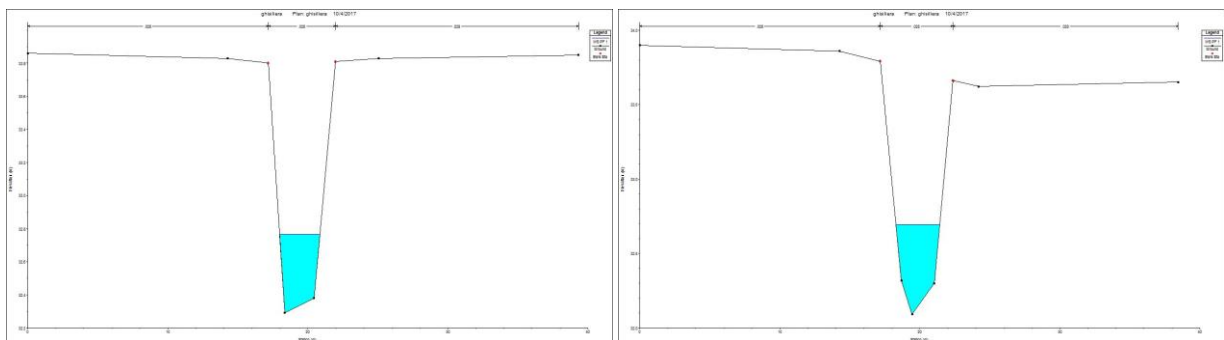


Figura 77: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5 (a destra), stato di progetto

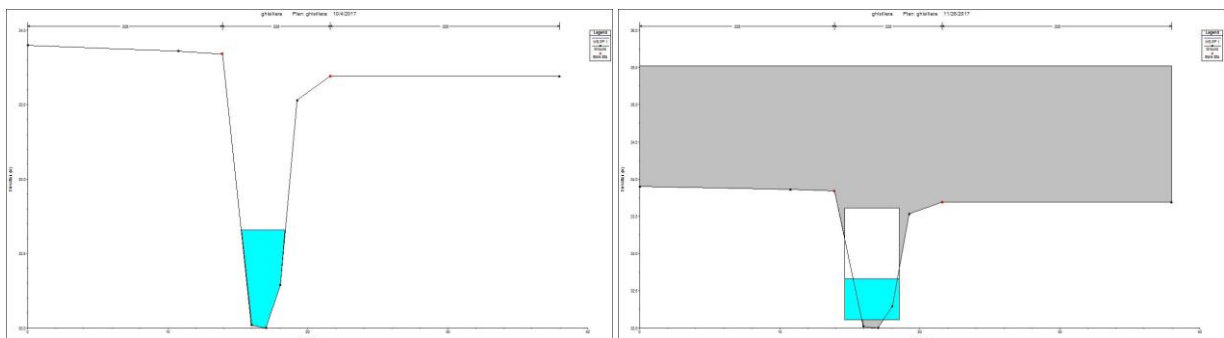


Figura 78: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3.5 monte (a destra), stato di progetto

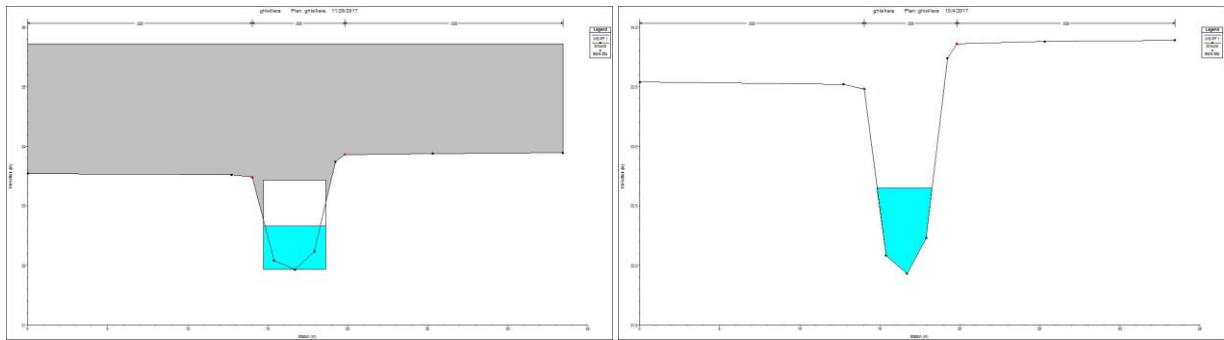


Figura 79: sezione 3.5 valle (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di progetto

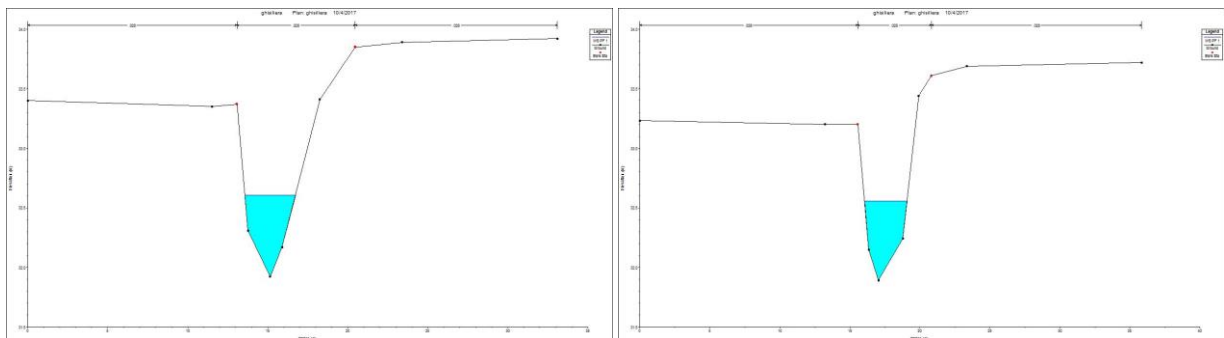


Figura 80: sezione 2 (a sinistra) e sezione 1 (a destra), stato di progetto

7.3 Canale Navile-Battiferro

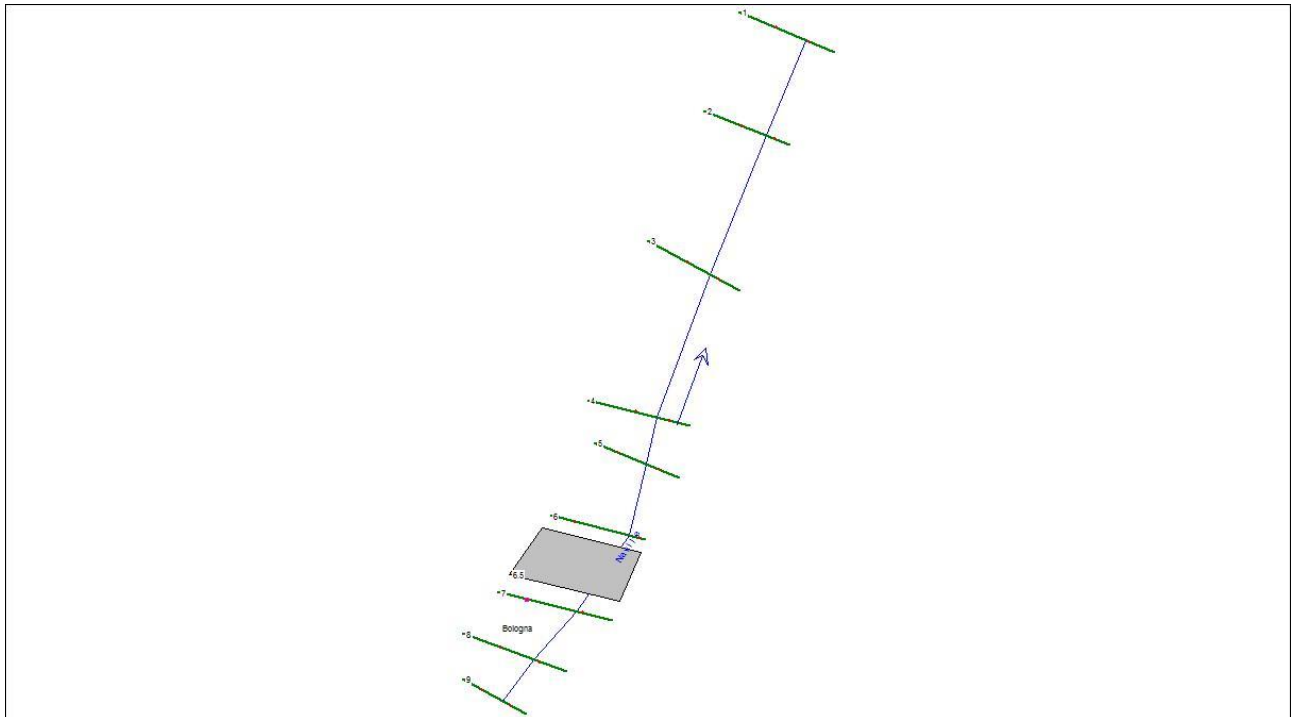


Figura 81: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di fatto

Tabella 14: tabella output HEC-RAS stato di fatto

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
Bologna	9	PF 1	70	23.15	27.03	25.74	27.16	0.001789	1.69	47.11	38.79	0.38
Bologna	8	PF 1	70	23.11	26.96		27.07	0.002016	1.6	50.8	56.34	0.41
Bologna	7	PF 1	70	23.44	26.7	25.73	26.93	0.003025	2.12	33.06	16.32	0.48
Bologna	6.5		Bridge									
Bologna	6	PF 1	70	23.75	26.14		26.56	0.006783	2.87	24.38	15.21	0.72
Bologna	5	PF 1	70	23.11	25.71		26.13	0.006821	2.87	24.39	18.05	0.79
Bologna	4	PF 1	70	22.75	25.51		25.87	0.004816	2.68	26.16	14.88	0.64
Bologna	3	PF 1	70	22.63	25.39		25.5	0.00128	1.51	48.02	32.95	0.35
Bologna	2	PF 1	70	22.3	25.28		25.36	0.000812	1.27	60.41	40.74	0.28
Bologna	1	PF 1	70	22.28	25.18	23.87	25.27	0.001001	1.37	51.62	29.61	0.32

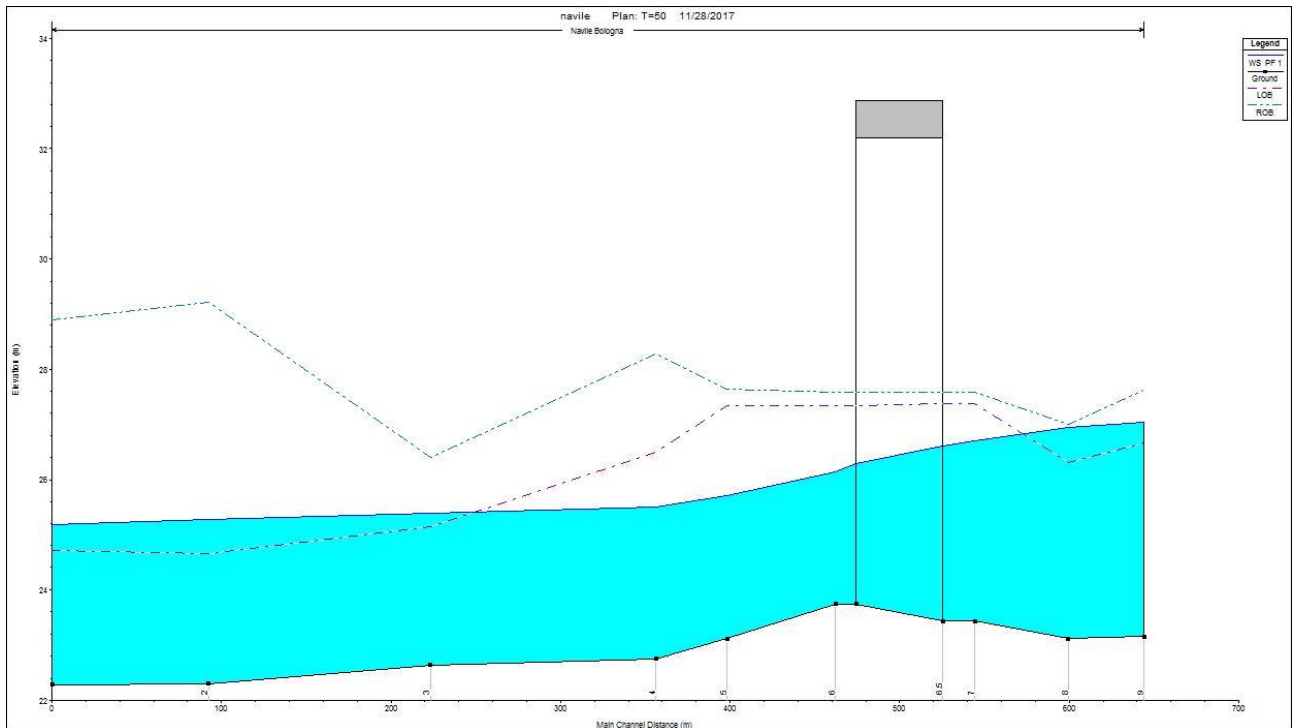


Figura 82: profilo longitudinale stato di fatto

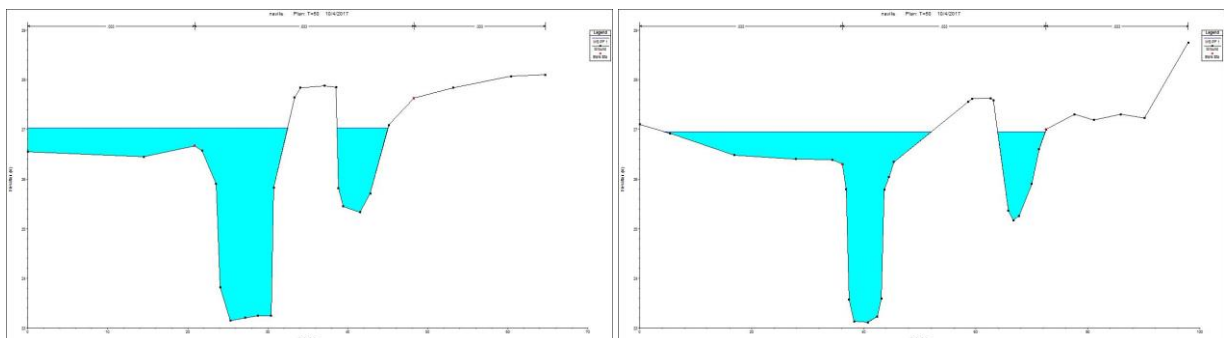


Figura 83: sezione 9 (a sinistra) e sezione 8 (a destra), stato di fatto

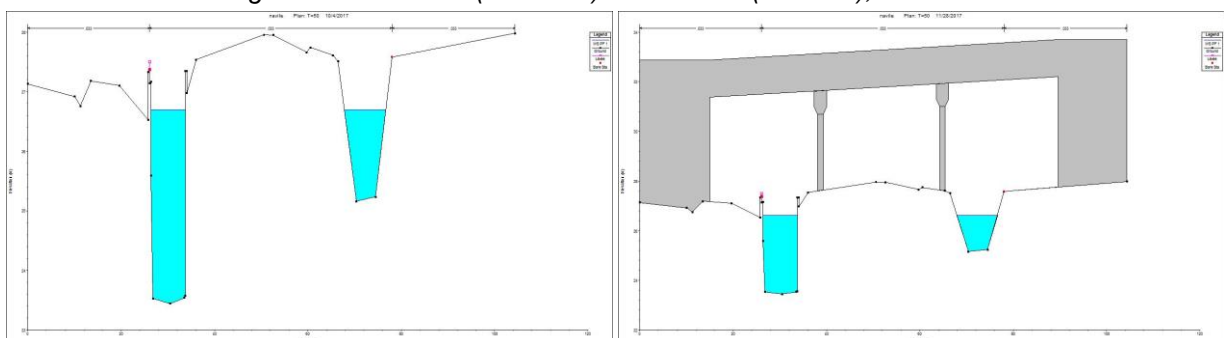


Figura 84: sezione 7 (a sinistra) e sezione 6.5 monte (a destra), stato di fatto

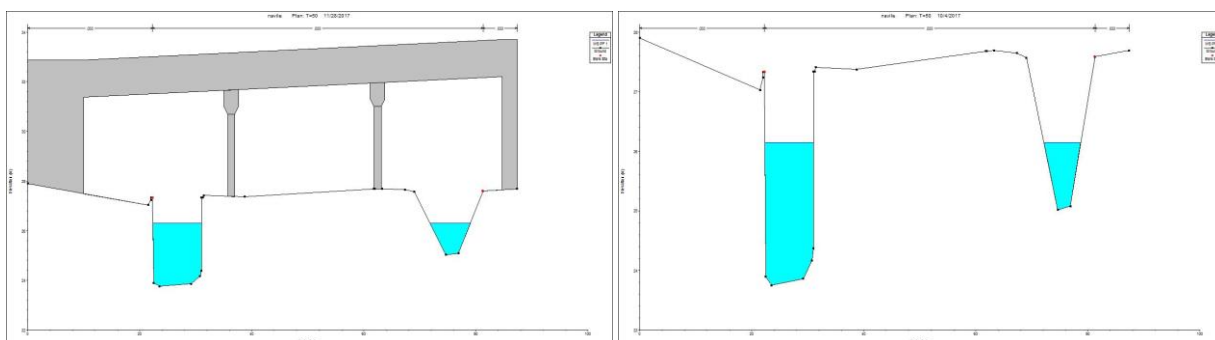


Figura 85: sezione 6.5 valle (a sinistra) e sezione 6 (a destra), stato di fatto

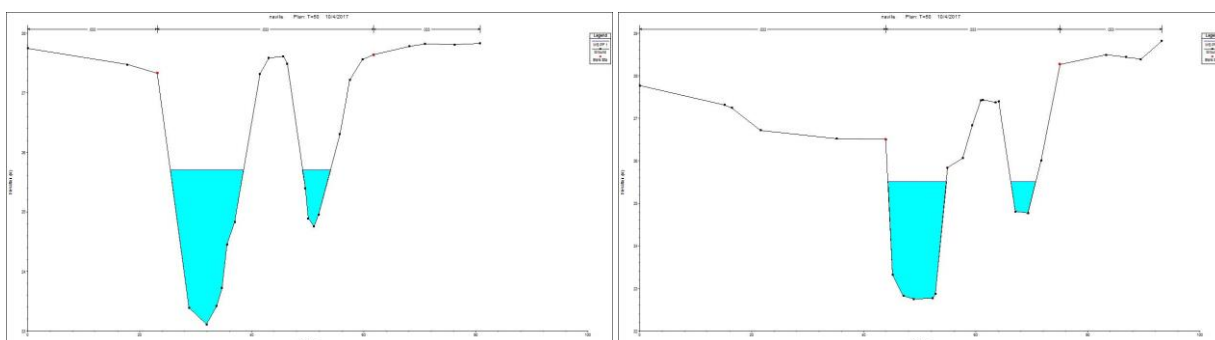


Figura 86: sezione 5 (a sinistra) e sezione 4 (a destra), stato di fatto

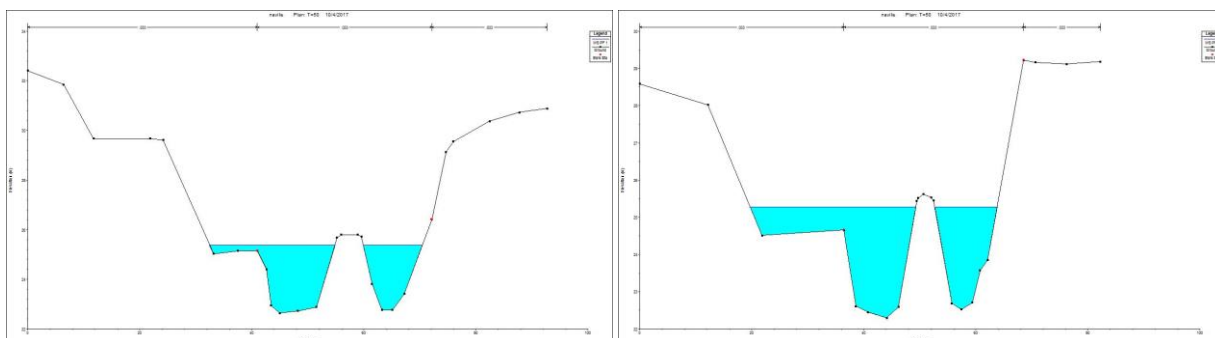


Figura 87: sezione 3 (a sinistra) e sezione 2 (a destra), stato di fatto

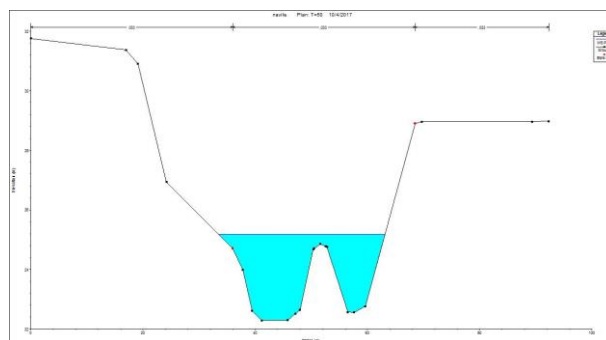


Figura 88: sezione 1, stato di fatto

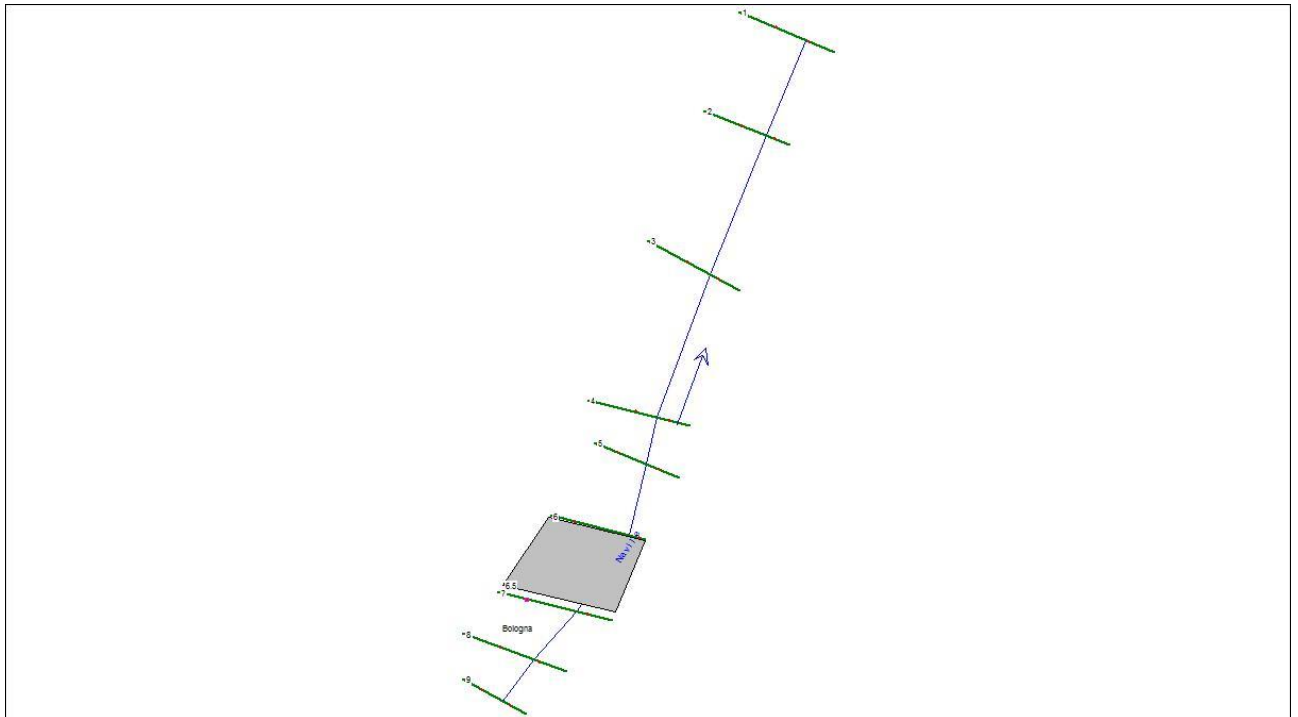


Figura 89: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di progetto

Tabella 15: tabella output HEC-RAS stato di progetto

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
Bologna	9	PF 1	70	23.15	26.96	25.74	27.11	0.002062	1.78	44.39	38.57	0.4
Bologna	8	PF 1	70	23.11	26.86		27.01	0.002478	1.76	45.73	52.34	0.46
Bologna	7.5	PF 1	70	23.44	26.56	25.73	26.84	0.003768	2.31	30.32	15.54	0.53
Bologna	7.25	Bridge										
Bologna	7	PF 1	70	23.44	26.55	25.73	26.83	0.003834	2.32	30.12	15.49	0.53
Bologna	6.5	Bridge										
Bologna	6	PF 1	70	23.75	26.2		26.48	0.004305	2.35	29.78	18.05	0.58
Bologna	5	PF 1	70	23.11	25.71		26.13	0.006821	2.87	24.39	18.05	0.79
Bologna	4	PF 1	70	22.75	25.51		25.87	0.004816	2.68	26.16	14.88	0.64
Bologna	3	PF 1	70	22.63	25.39		25.5	0.00128	1.51	48.02	32.95	0.35
Bologna	2	PF 1	70	22.3	25.28		25.36	0.000812	1.27	60.41	40.74	0.28
Bologna	1	PF 1	70	22.28	25.18	23.87	25.27	0.001001	1.37	51.62	29.61	0.32

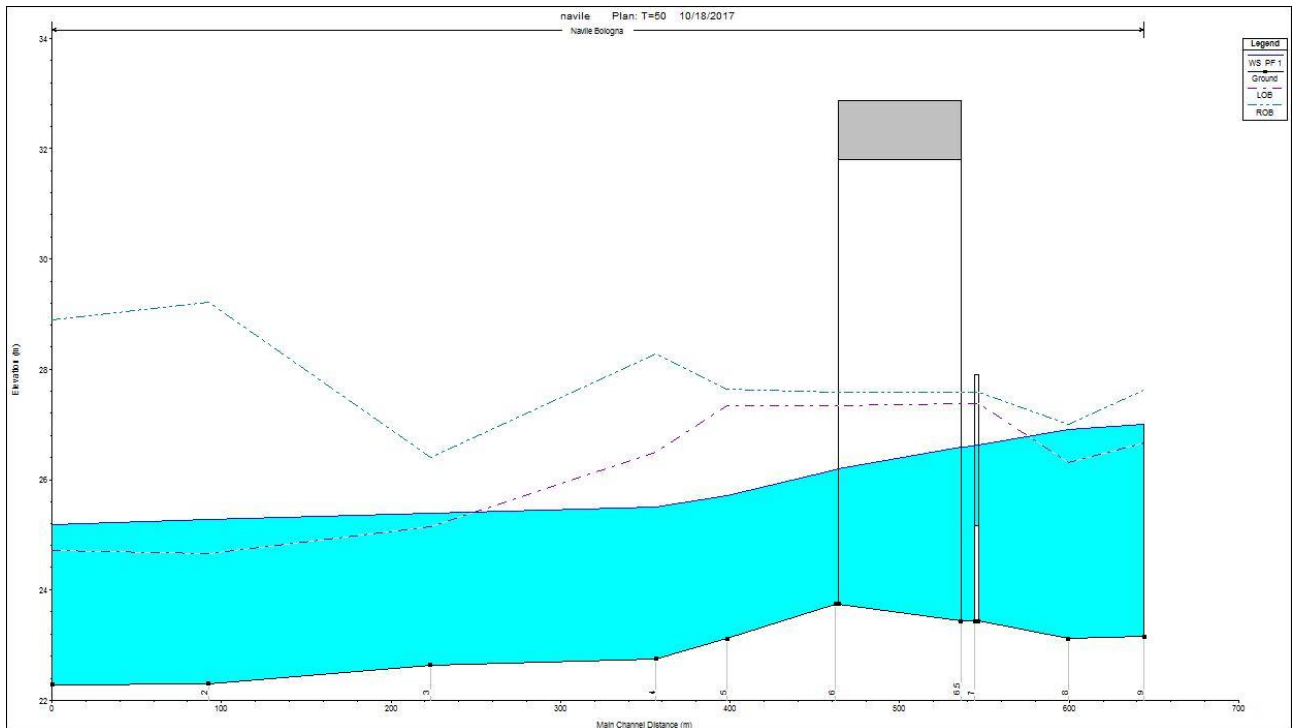


Figura 90: profilo longitudinale stato di progetto

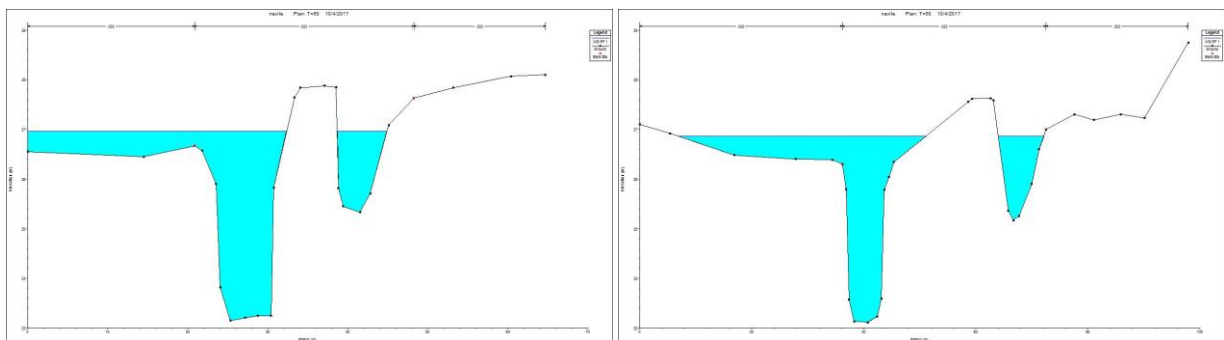


Figura 91: sezione 9 (a sinistra) e sezione 8 (a destra), stato di progetto

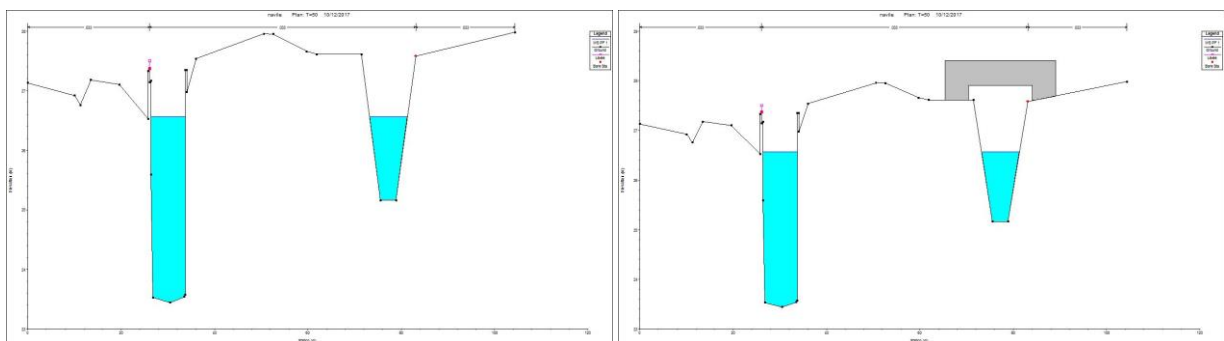


Figura 92: sezione 7 (a sinistra) e sezione 7.25 monte (a destra), stato di progetto

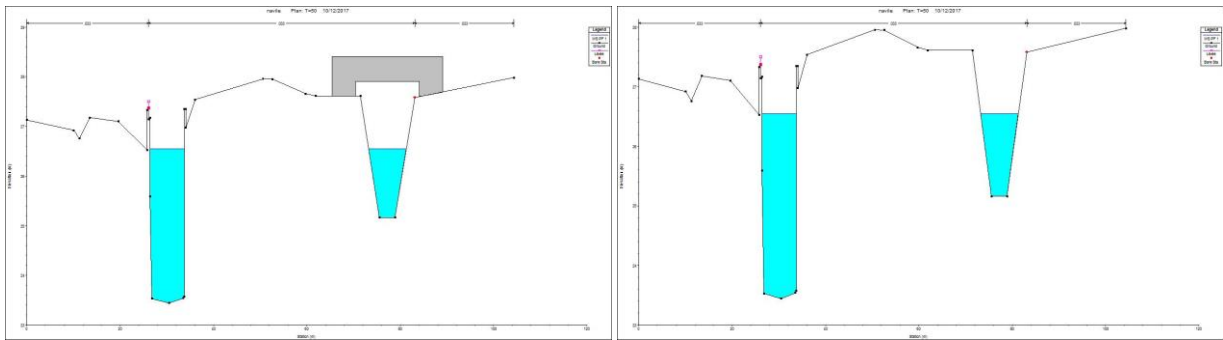


Figura 93: sezione 7.25 valle (a sinistra) e sezione 7 (a destra), stato di progetto

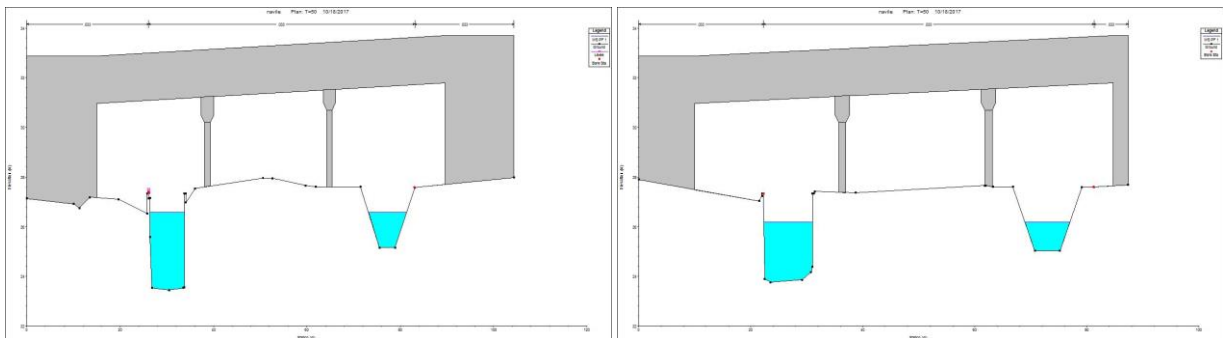


Figura 94: sezione 6.5 monte (a sinistra) e sezione 6.5 valle (a destra), stato di progetto

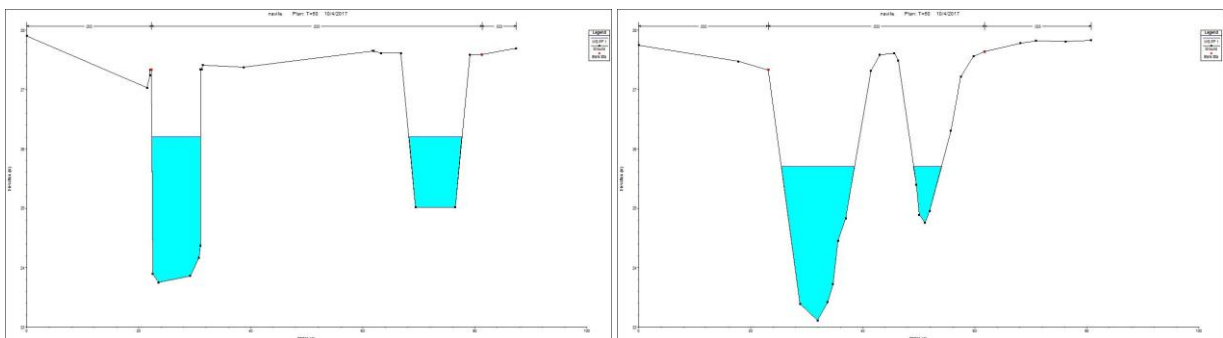


Figura 95: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5 (a destra), stato di progetto

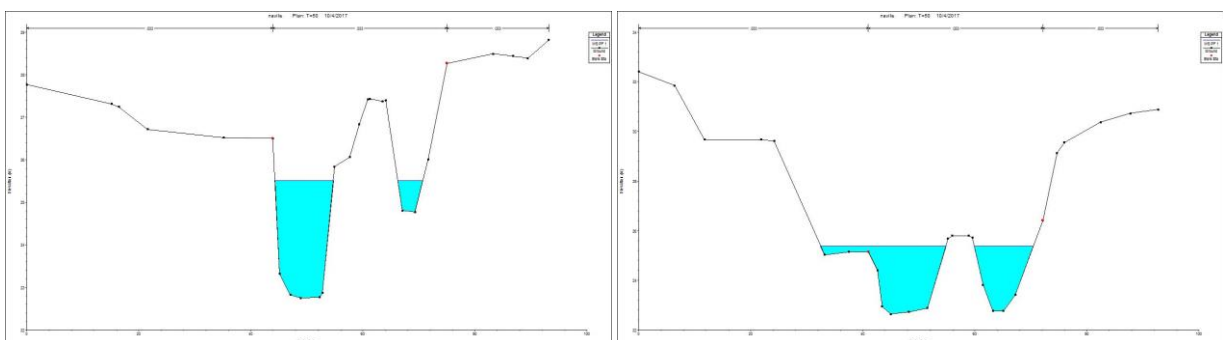


Figura 96: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di progetto

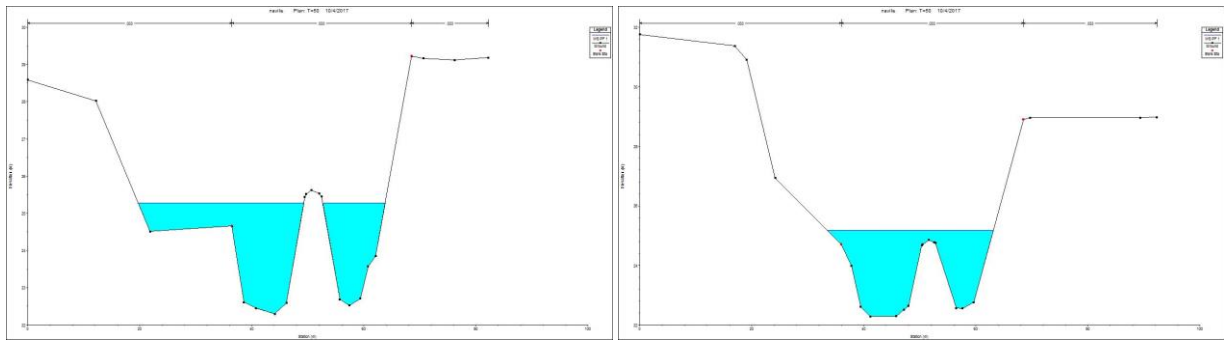


Figura 97: sezioe 2 (a sinistra) e sezioe 1 (a destra), stato di progetto

7.4 Canale Savena Abbandonato

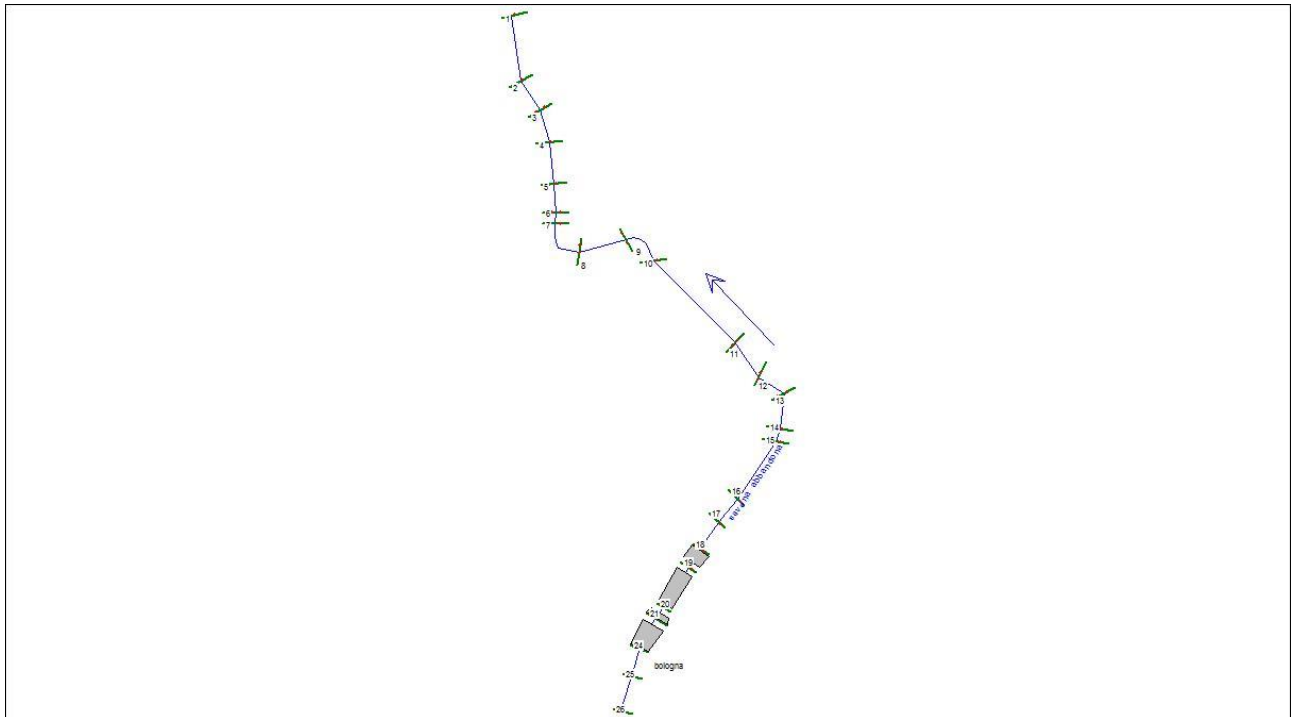


Figura 98: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di fatto

Tabella 16: tabella output HEC-RAS stato di fatto

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
bologna	26	Q=1.5 mc/s	1.5	35.61	36.14	35.95	36.18	0.001884	0.89	1.69	4.35	0.46
bologna	25	Q=1.5 mc/s	1.5	35.5	35.98		36.04	0.003079	1.09	1.38	3.72	0.57
bologna	24	Q=1.5 mc/s	1.5	35.32	35.9	35.65	35.94	0.001633	0.9	1.66	3.24	0.4
bologna	22		Culvert									
bologna	21	Q=1.5 mc/s	1.5	35.13	35.89	35.38	35.9	0.000349	0.51	2.96	4.08	0.19
bologna	20.5		Culvert									
bologna	20	Q=1.5 mc/s	1.5	34.94	35.88	35.23	35.89	0.000333	0.52	2.91	3.2	0.17
bologna	19.5		Culvert									
bologna	19	Q=1.5 mc/s	1.5	34.92	35.56	35.16	35.57	0.000426	0.53	2.84	4.81	0.22
bologna	18.5		Culvert									
bologna	18	Q=1.5 mc/s	1.5	34.81	35.51		35.56	0.002381	0.99	1.52	3.96	0.51
bologna	17	Q=1.5 mc/s	1.5	34.51	35.41		35.45	0.00142	0.9	1.66	2.93	0.38
bologna	16	Q=1.5 mc/s	1.5	34.51	35.39		35.41	0.000496	0.54	2.75	5.33	0.24
bologna	15	Q=1.5 mc/s	1.5	34.46	35.36		35.37	0.000273	0.47	3.19	4.67	0.18
bologna	14	Q=1.5 mc/s	1.5	34.59	35.34		35.36	0.000613	0.64	2.36	3.98	0.26
bologna	13	Q=1.5 mc/s	1.5	34.59	35.27		35.31	0.001338	0.86	1.75	3.38	0.38
bologna	12	Q=1.5 mc/s	1.5	34.39	35.27		35.28	0.000187	0.39	3.88	5.98	0.15
bologna	11	Q=1.5 mc/s	1.5	34.42	35.2	34.94	35.25	0.001858	0.97	1.54	3.19	0.45
bologna	10	Q=1.5 mc/s	1.5	34.05	34.54	34.5	34.67	0.007524	1.6	0.94	2.71	0.87
bologna	9	Q=1.5 mc/s	1.5	33.87	34.51		34.53	0.000846	0.6	2.5	6.53	0.31
bologna	8	Q=1.5 mc/s	1.5	33.85	34.37		34.43	0.002642	1.01	1.49	4.07	0.53
bologna	7	Q=1.5 mc/s	1.5	33.6	34.36		34.37	0.000313	0.45	3.32	6.2	0.2
bologna	6	Q=1.5 mc/s	1.5	33.67	34.34		34.36	0.000647	0.62	2.41	4.56	0.27
bologna	5	Q=1.5 mc/s	1.5	33.63	34.33		34.34	0.000347	0.47	3.17	5.86	0.21
bologna	4	Q=1.5 mc/s	1.5	33.57	34.3		34.32	0.000358	0.48	3.12	5.85	0.21
bologna	3	Q=1.5 mc/s	1.5	33.57	34.28		34.29	0.000515	0.56	2.66	5.04	0.25
bologna	2	Q=1.5 mc/s	1.5	33.48	34.26		34.27	0.000312	0.46	3.24	5.7	0.2
bologna	1	Q=1.5 mc/s	1.5	33.46	34.19	33.85	34.22	0.001	0.73	2.06	3.88	0.32

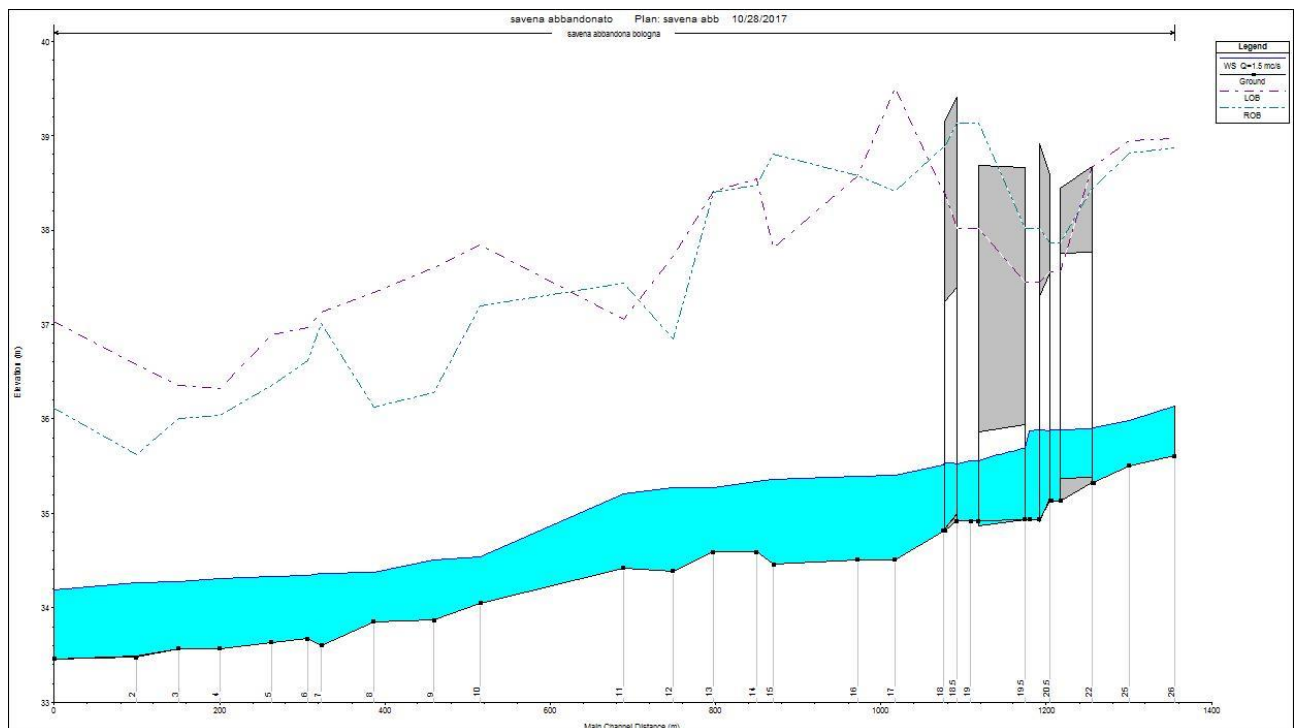


Figura 99: profilo longitudinale stato di fatto

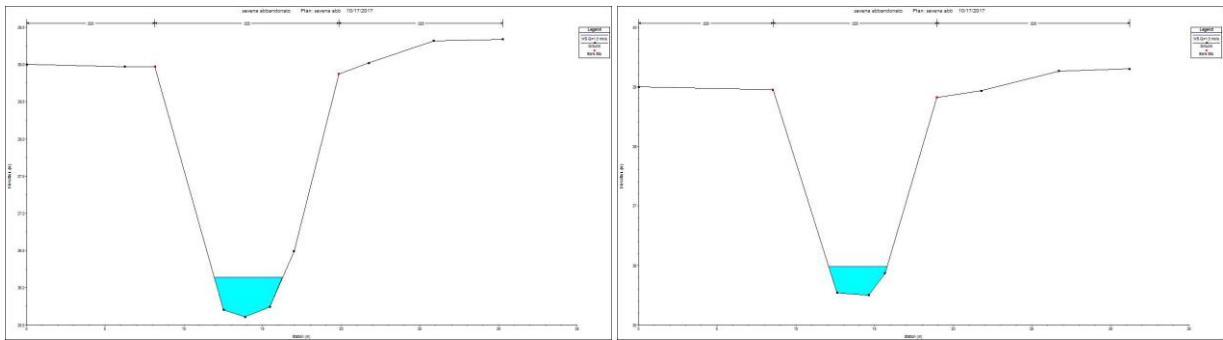


Figura 100: sezione 26 (a sinistra) e sezione 25 (a destra), stato di fatto

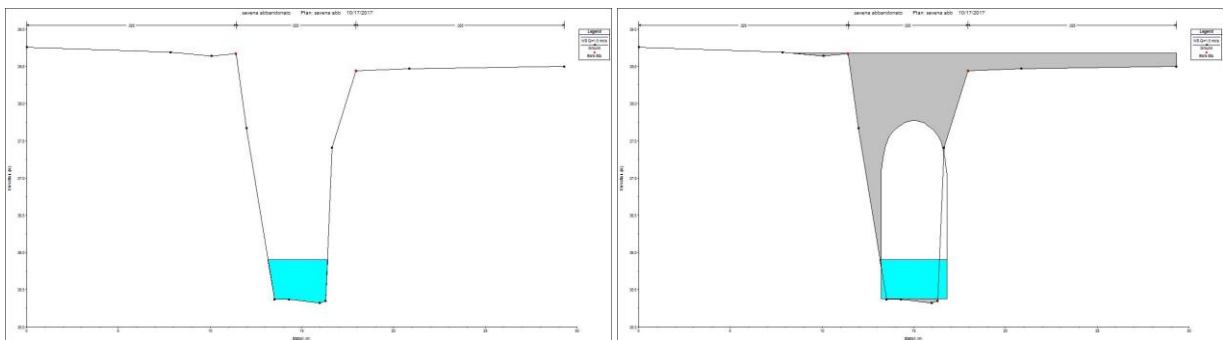


Figura 101: sezione 24 (a sinistra) e sezione 22 monte (a destra), stato di fatto

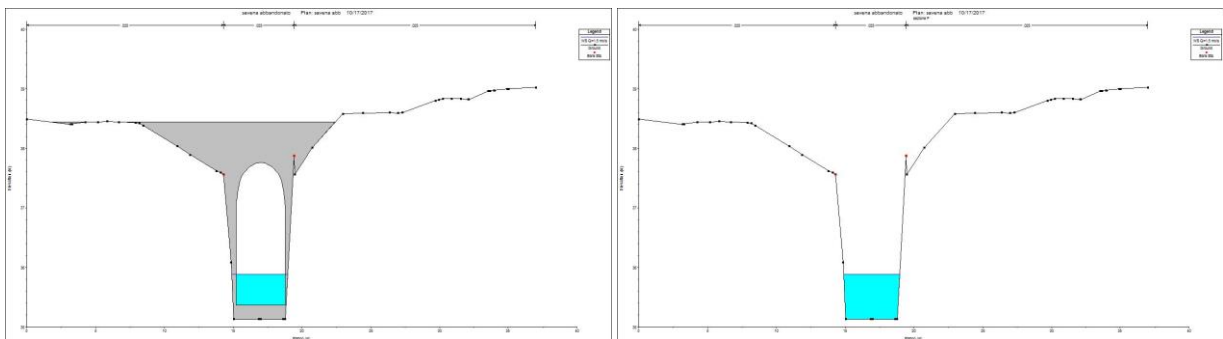


Figura 102: sezione 22 valle (a sinistra) e sezione 21 (a destra), stato di fatto

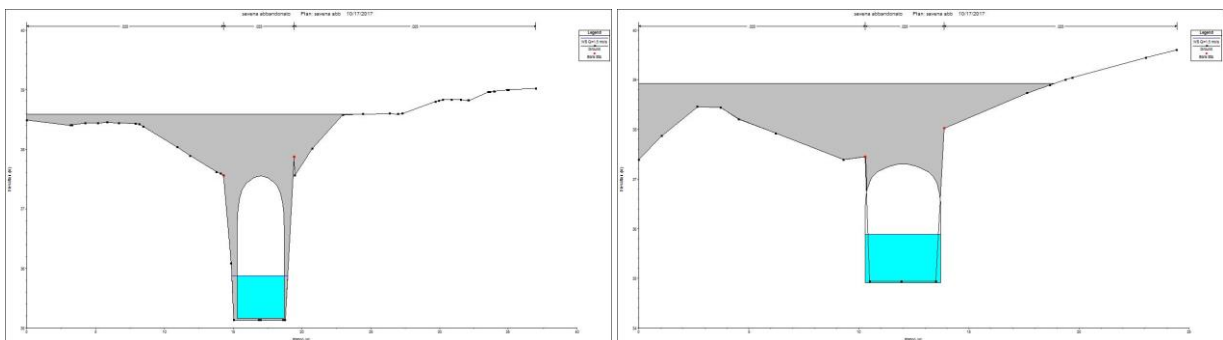


Figura 103: sezione 20.5 monte (a sinistra) e sezione 20.5 valle (a destra), stato di fatto

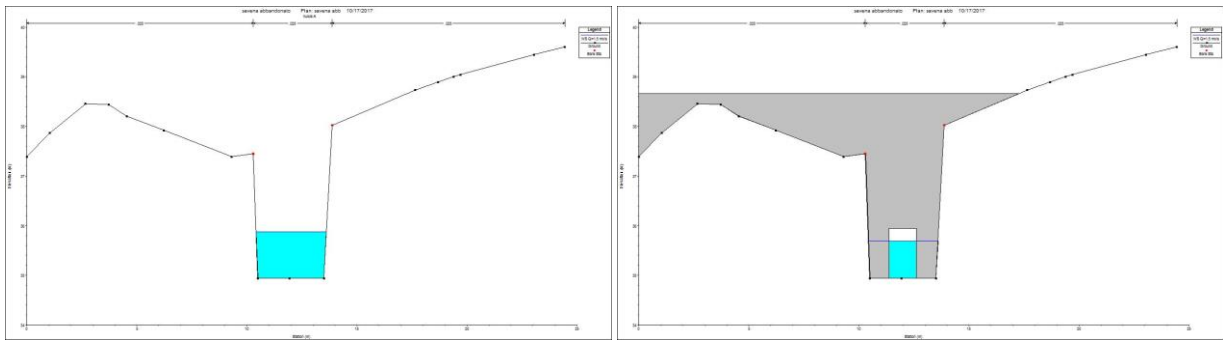


Figura 104: sezione 20 (a sinistra) e sezione 19.5 monte (a destra), stato di fatto

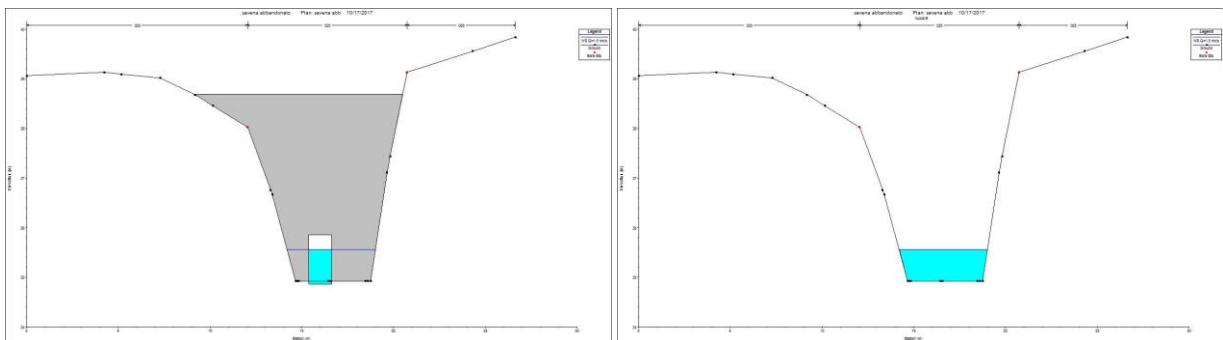


Figura 105: sezione 19.5 valle (a sinistra) e sezione 19 (a destra), stato di fatto

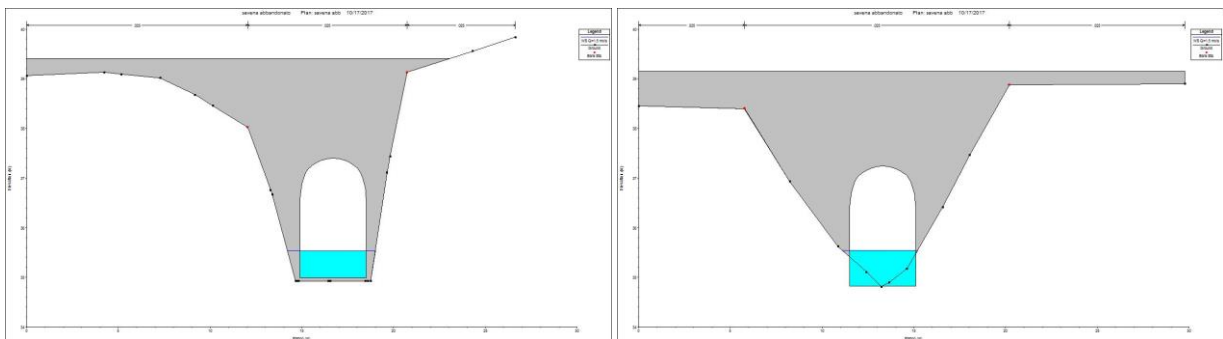


Figura 106: sezione 18.5 monte (a sinistra) e sezione 18.5 valle (a destra), stato di fatto

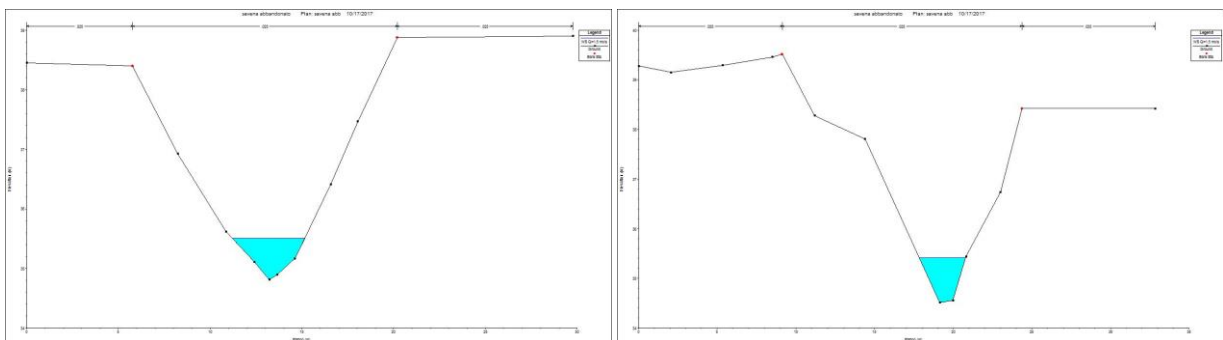


Figura 107: sezione 18 (a sinistra) e sezione 17 (a destra), stato di fatto

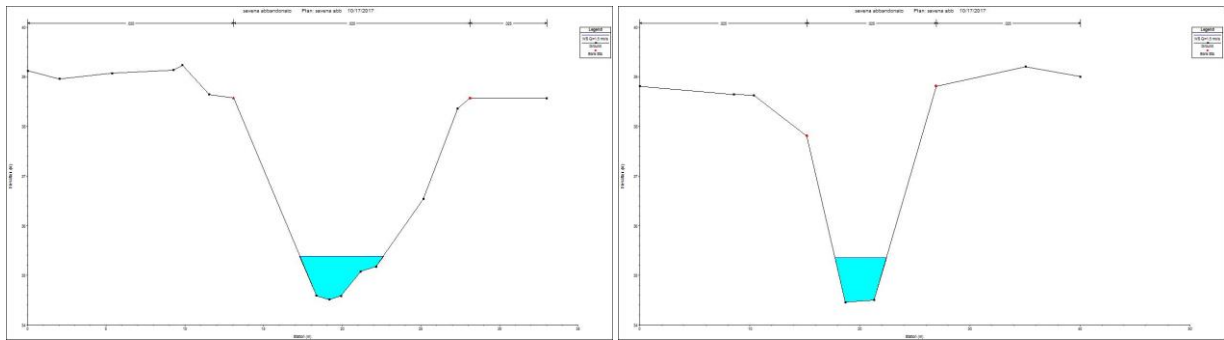


Figura 108: sezione 16 (a sinistra) e sezione 15 (a destra), stato di fatto

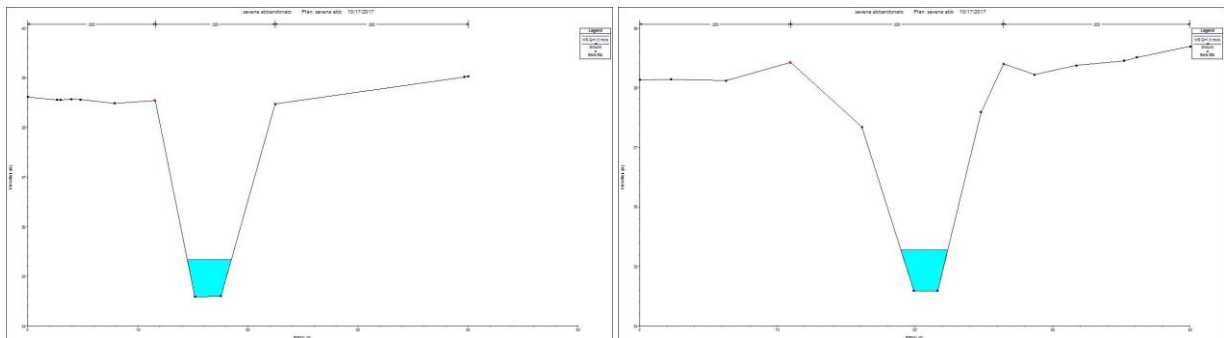


Figura 109: sezione 14 (a sinistra) e sezione 13 (a destra), stato di fatto

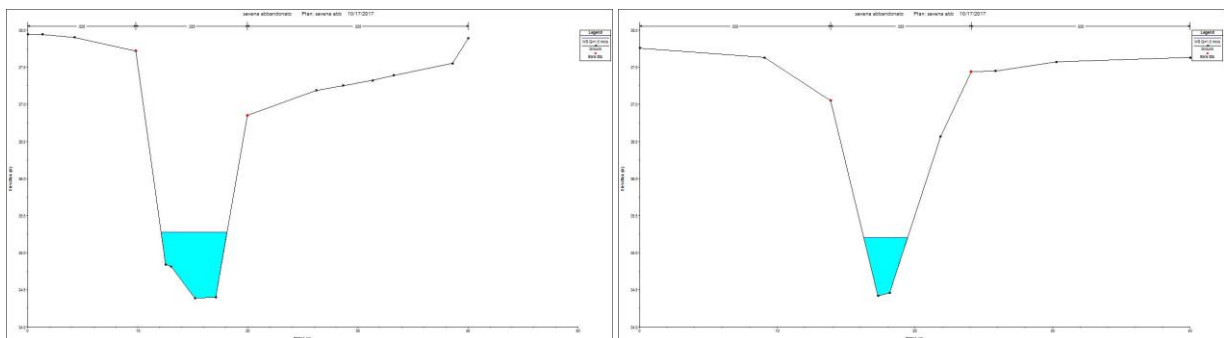


Figura 110: sezione 12 (a sinistra) e sezione 11 (a destra), stato di fatto

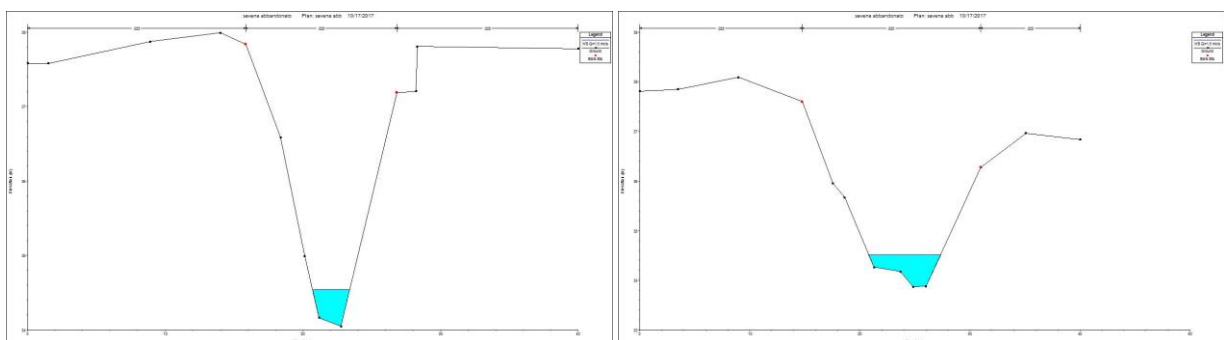


Figura 111: sezione 10 (a sinistra) e sezione 9 (a destra), stato di fatto

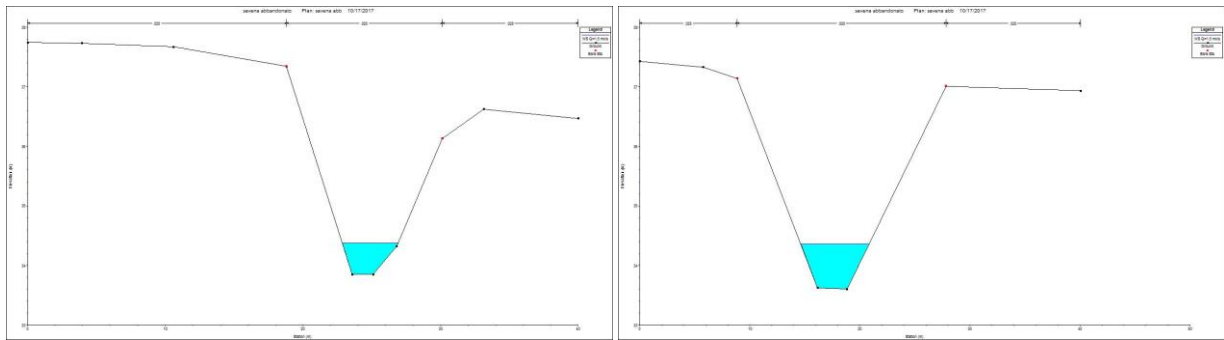


Figura 112: sezione 8 (a sinistra) e sezione 7 (a destra), stato di fatto

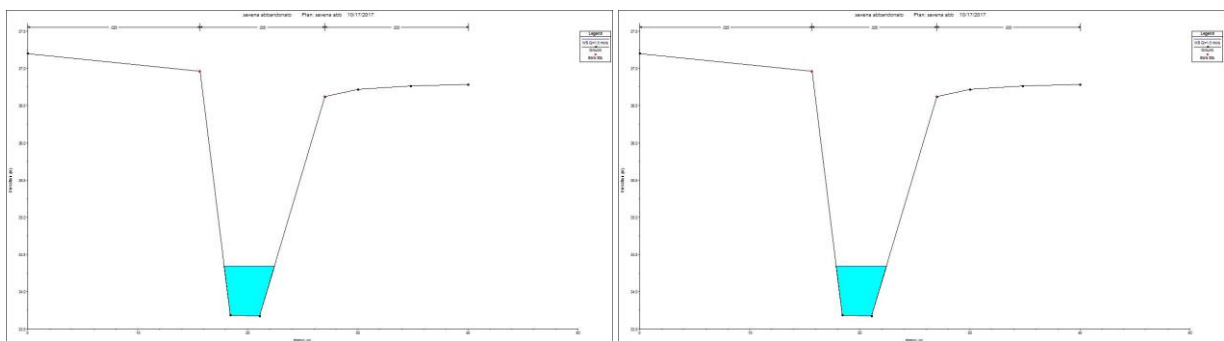


Figura 113: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5 (a destra), stato di fatto

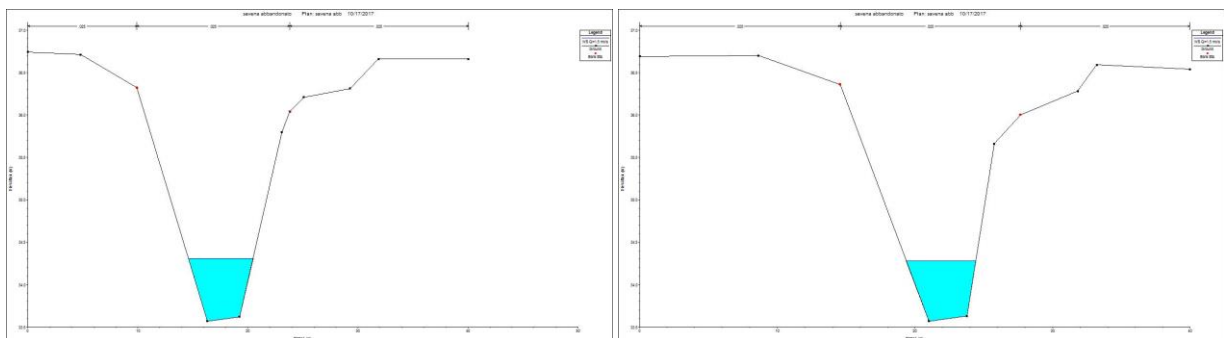


Figura 114: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di fatto

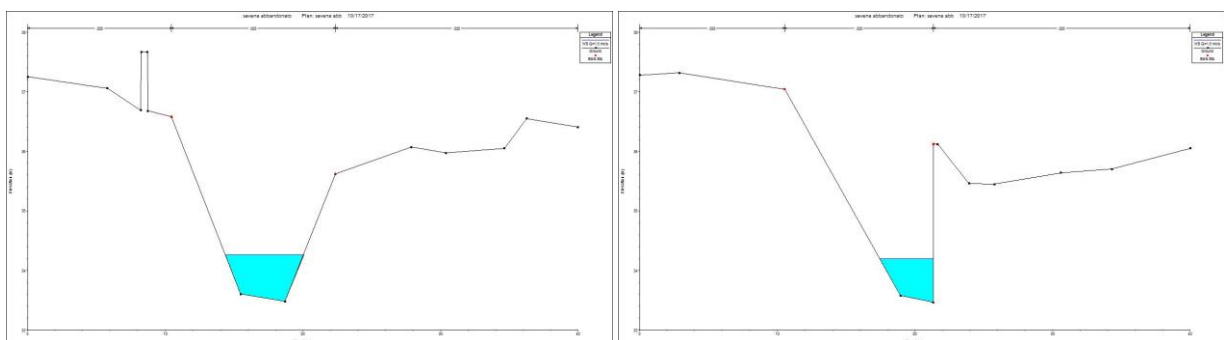


Figura 115: sezione 2 (a sinistra) e sezione 1 (a destra), stato di fatto

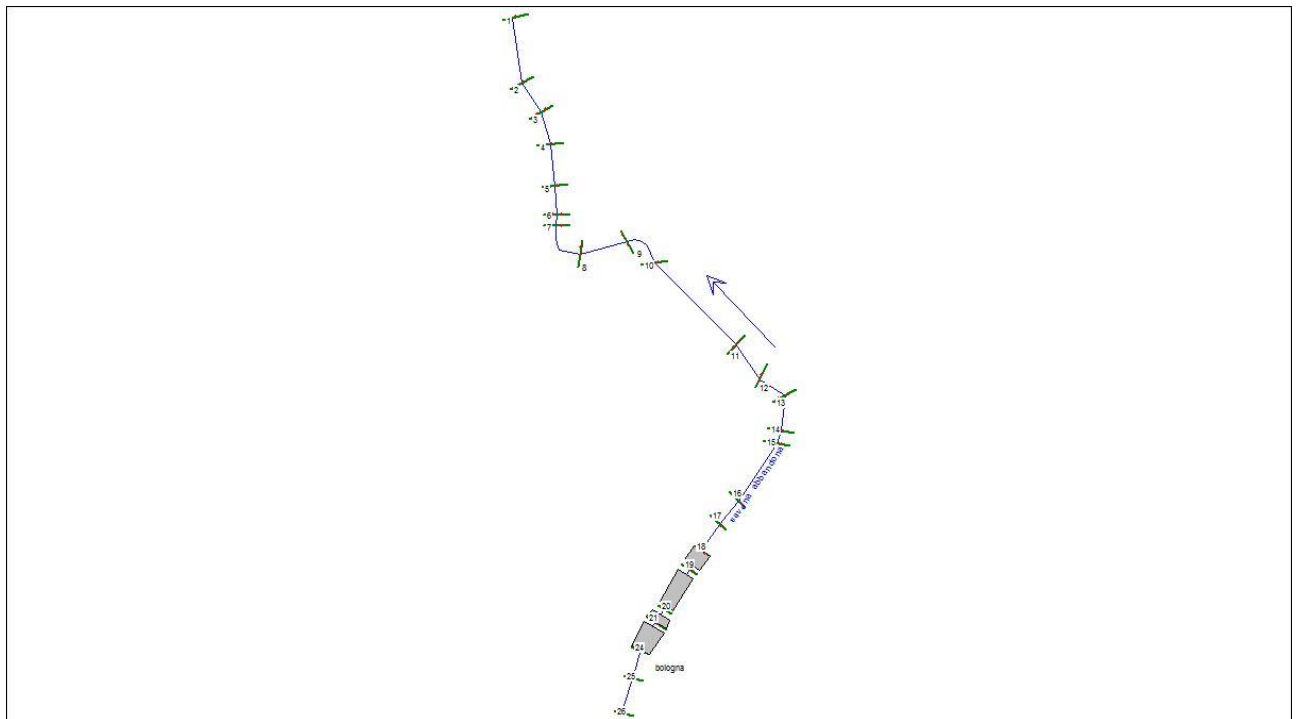


Figura 116: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di progetto

Tabella 17: tabella output HEC-RAS stato di progetto

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
bologna	26	Q=1.5 mc/s	1.5	35.61	36.14	35.95	36.18	0.001893	0.89	1.68	4.35	0.46
bologna	25	Q=1.5 mc/s	1.5	35.5	35.98		36.04	0.003183	1.1	1.36	3.71	0.58
bologna	24	Q=1.5 mc/s	1.5	35.32	35.9	35.65	35.94	0.001711	0.92	1.64	3.24	0.41
bologna	22											
bologna	21	Q=1.5 mc/s	1.5	35.13	35.88	35.38	35.89	0.000362	0.51	2.92	4.08	0.19
bologna	20.5											
bologna	20	Q=1.5 mc/s	1.5	34.94	35.87	35.23	35.88	0.000343	0.52	2.88	3.2	0.18
bologna	19.5											
bologna	19	Q=1.5 mc/s	1.5	34.92	35.5	35.16	35.52	0.000571	0.58	2.58	4.74	0.25
bologna	18.5											
bologna	18	Q=1.5 mc/s	1.5	34.81	35.48		35.49	0.00038	0.5	3.02	5.54	0.21
bologna	17	Q=1.5 mc/s	1.5	34.51	35.41		35.45	0.00142	0.9	1.66	2.93	0.38
bologna	16	Q=1.5 mc/s	1.5	34.51	35.39		35.41	0.000496	0.54	2.75	5.33	0.24
bologna	15	Q=1.5 mc/s	1.5	34.46	35.36		35.37	0.000273	0.47	3.19	4.67	0.18
bologna	14	Q=1.5 mc/s	1.5	34.59	35.34		35.36	0.000613	0.64	2.36	3.98	0.26
bologna	13	Q=1.5 mc/s	1.5	34.59	35.27		35.31	0.001338	0.86	1.75	3.38	0.38
bologna	12	Q=1.5 mc/s	1.5	34.39	35.27		35.28	0.000187	0.39	3.88	5.98	0.15
bologna	11	Q=1.5 mc/s	1.5	34.42	35.2	34.94	35.25	0.001859	0.97	1.54	3.19	0.45
bologna	10	Q=1.5 mc/s	1.5	34.05	34.54	34.5	34.67	0.007523	1.6	0.94	2.71	0.87
bologna	9	Q=1.5 mc/s	1.5	33.87	34.51		34.53	0.000846	0.6	2.5	6.53	0.31
bologna	8	Q=1.5 mc/s	1.5	33.85	34.37		34.43	0.00264	1.01	1.49	4.07	0.53
bologna	7	Q=1.5 mc/s	1.5	33.6	34.36		34.37	0.000313	0.45	3.32	6.2	0.2
bologna	6	Q=1.5 mc/s	1.5	33.67	34.34		34.36	0.000646	0.62	2.41	4.56	0.27
bologna	5	Q=1.5 mc/s	1.5	33.63	34.33		34.34	0.000346	0.47	3.17	5.86	0.21
bologna	4	Q=1.5 mc/s	1.5	33.57	34.3		34.32	0.000358	0.48	3.12	5.85	0.21
bologna	3	Q=1.5 mc/s	1.5	33.57	34.28		34.3	0.000515	0.56	2.67	5.04	0.25
bologna	2	Q=1.5 mc/s	1.5	33.48	34.26		34.27	0.000312	0.46	3.24	5.7	0.2
bologna	1	Q=1.5 mc/s	1.5	33.46	34.19	33.85	34.22	0.001	0.73	2.06	3.88	0.32

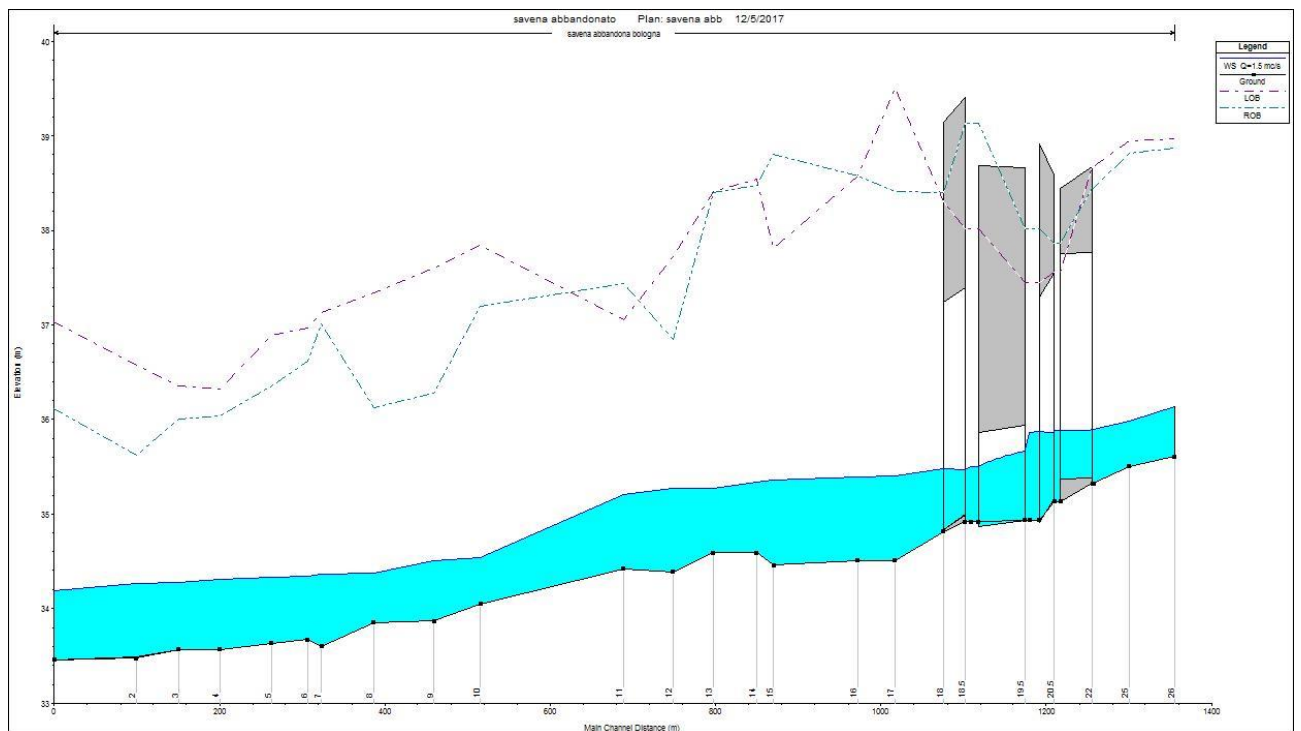


Figura 117: profilo longitudinale stato di progetto

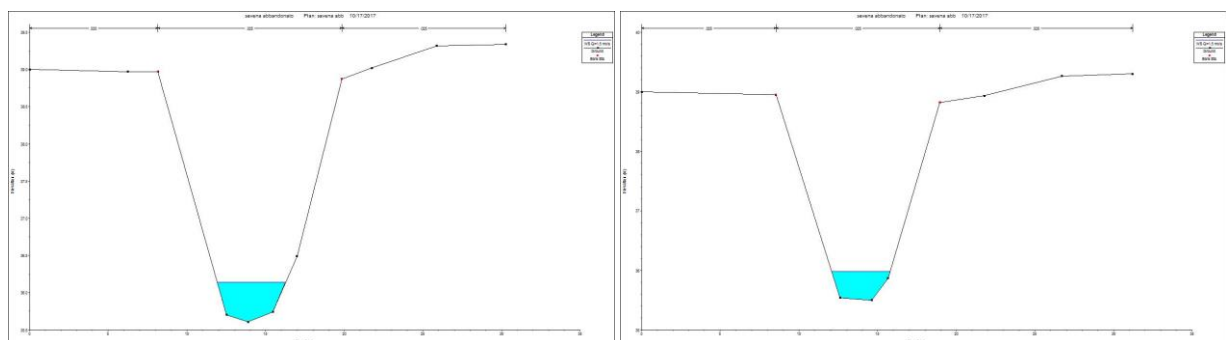


Figura 118: sezione 26 (a sinistra) e sezione 25 (a destra), stato di fatto

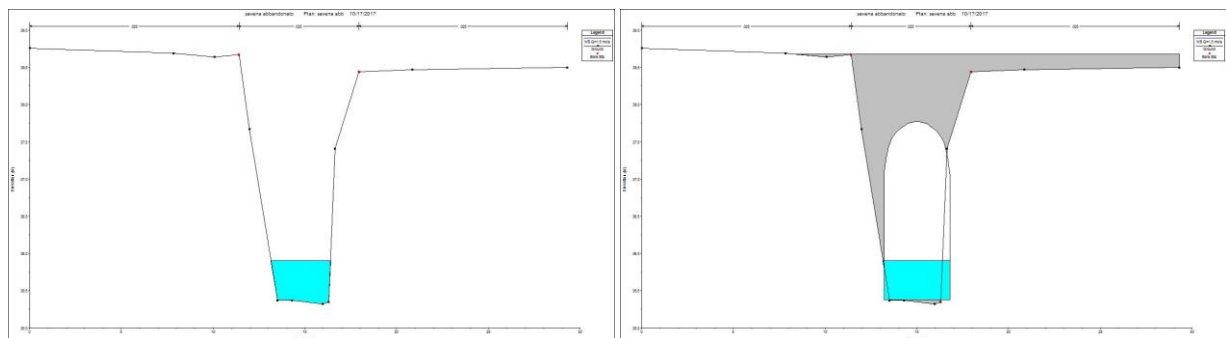


Figura 119: sezione 24 (a sinistra) e sezione 22 monte (a destra), stato di fatto

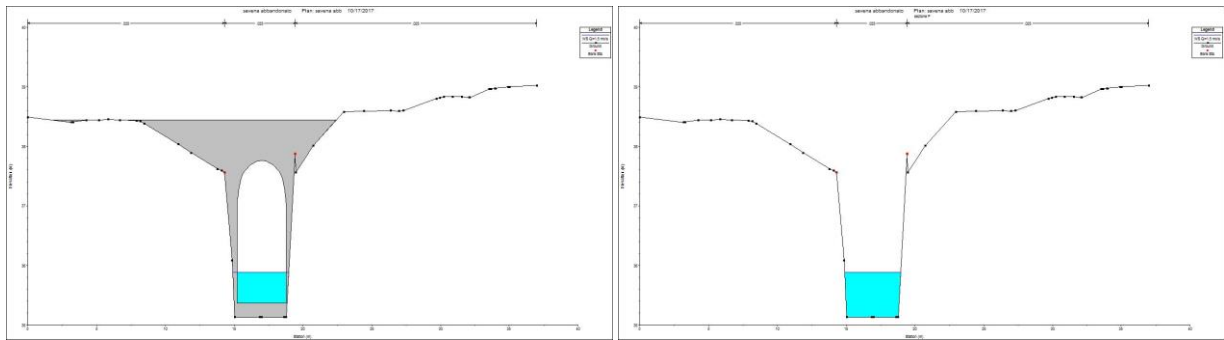


Figura 120: sezione 22 valle (a sinistra) e sezione 21 (a destra), stato di fatto

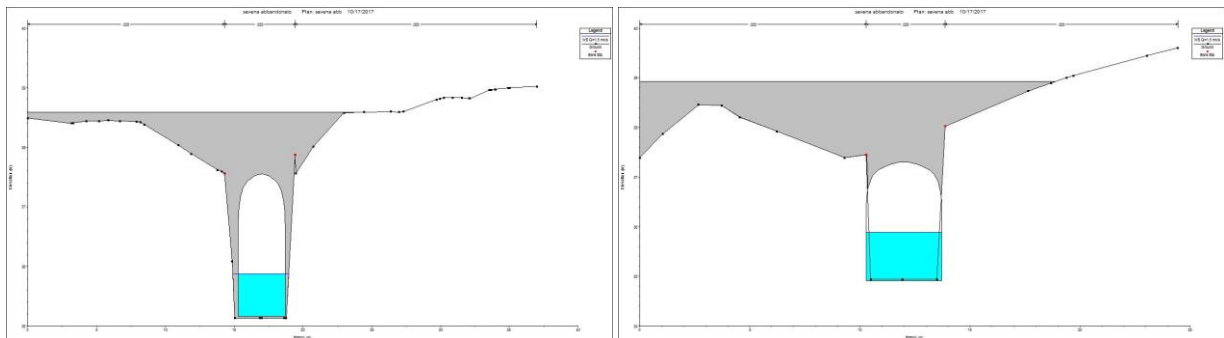


Figura 121: sezione 20.5 monte (a sinistra) e sezione 20.5 valle (a destra), stato di fatto

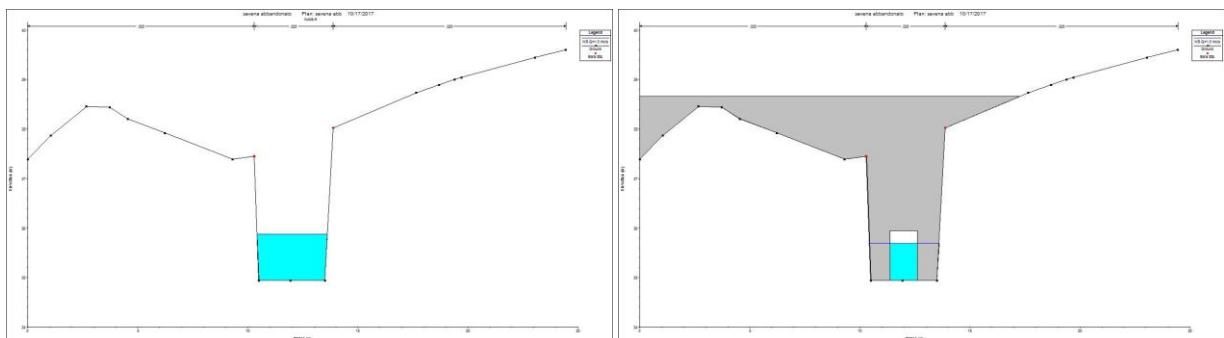


Figura 122: sezione 20 (a sinistra) e sezione 19.5 monte (a destra), stato di fatto

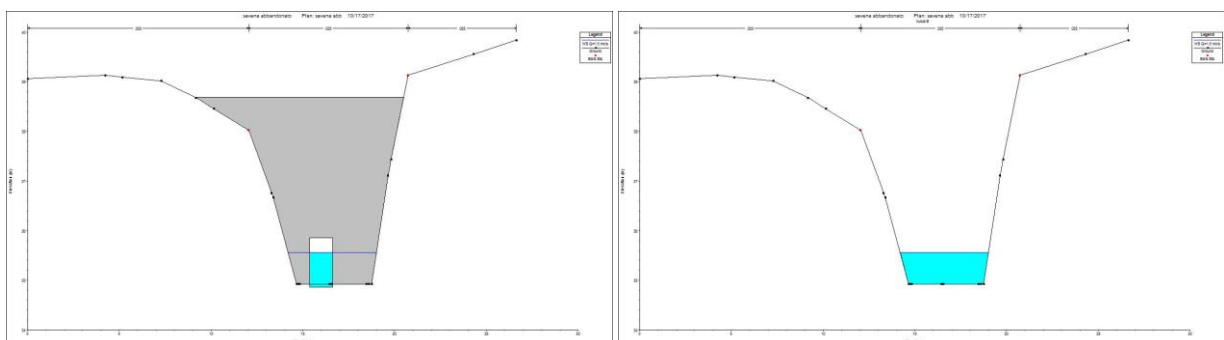


Figura 123: sezione 19.5 valle (a sinistra) e sezione 19 (a destra), stato di fatto

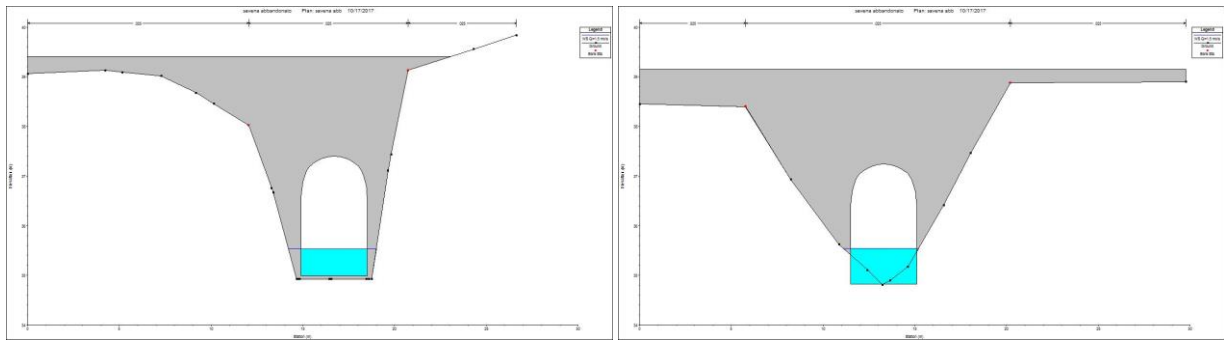


Figura 124: sezione 18.5 monte (a sinistra) e sezione 18.5 valle (a destra), stato di fatto

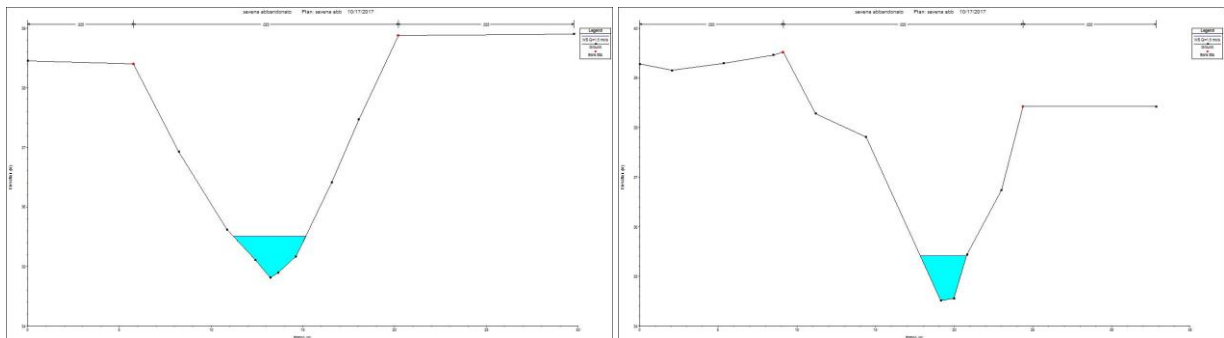


Figura 125: sezione 18 (a sinistra) e sezione 17 (a destra), stato di fatto

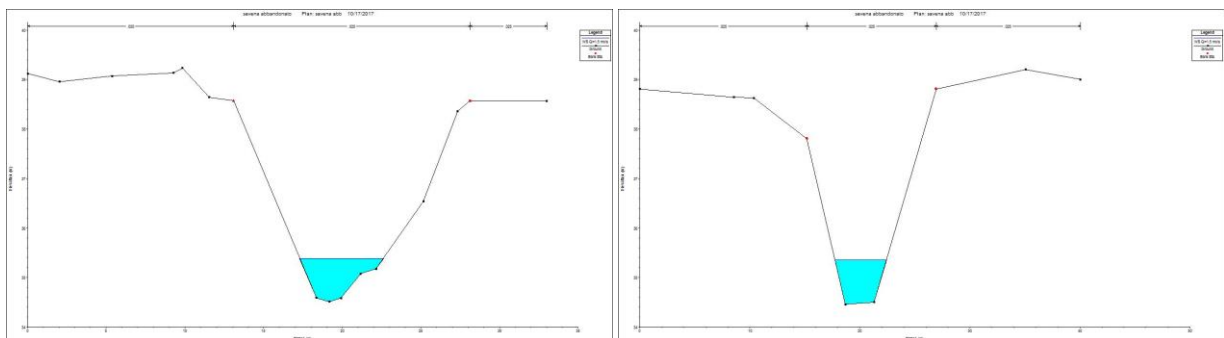


Figura 126: sezione 16 (a sinistra) e sezione 15 (a destra), stato di fatto

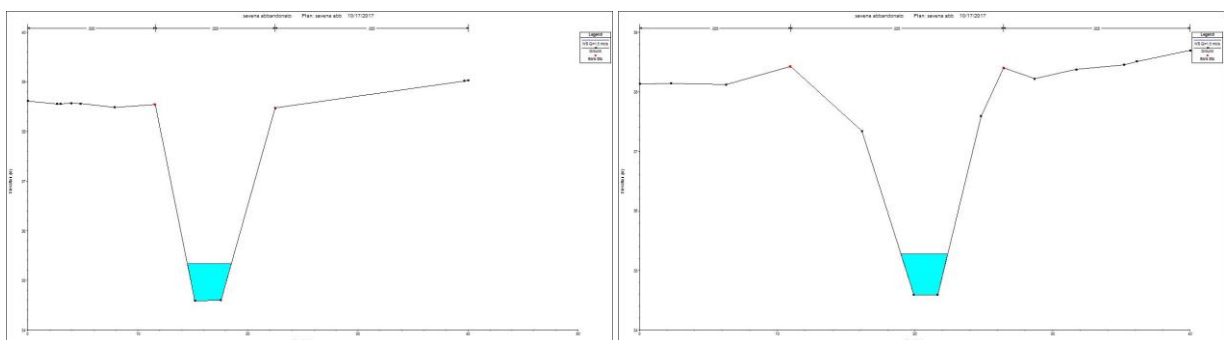


Figura 127: sezione 14 (a sinistra) e sezione 13 (a destra), stato di fatto

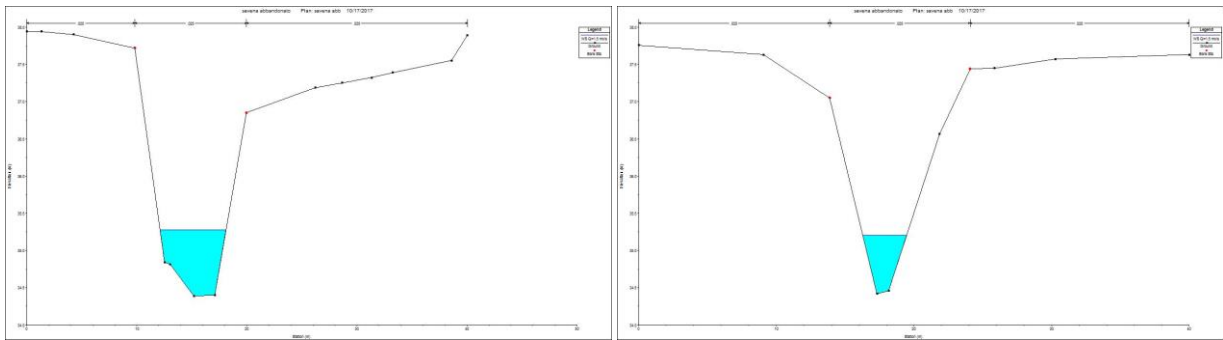


Figura 128: sezione 12 (a sinistra) e sezione 11 (a destra), stato di fatto

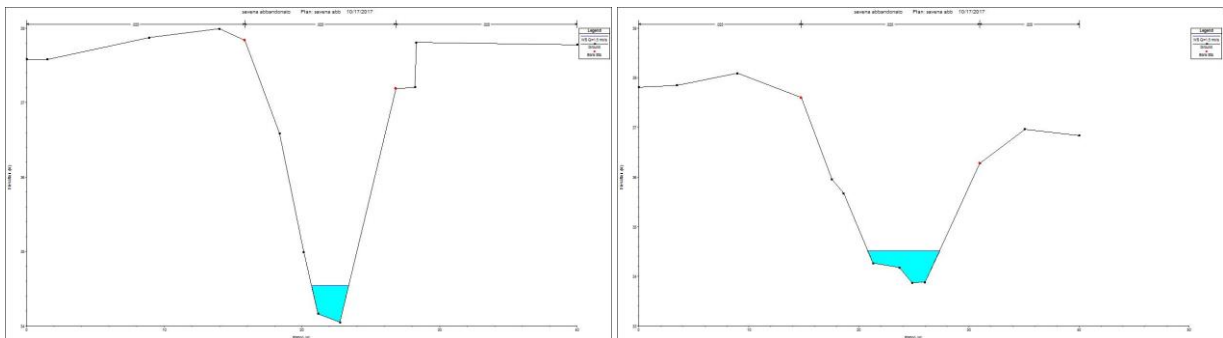


Figura 129: sezione 10 (a sinistra) e sezione 9 (a destra), stato di fatto

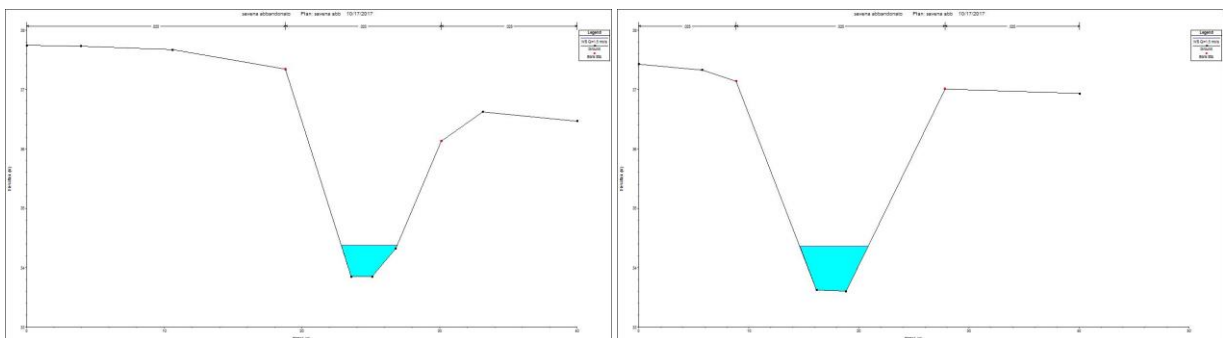


Figura 130: sezione 8 (a sinistra) e sezione 7 (a destra), stato di fatto

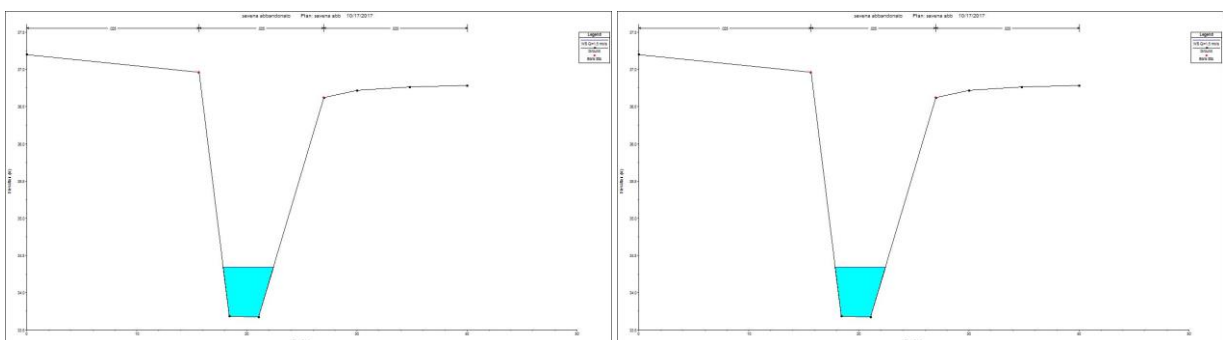


Figura 131: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5 (a destra), stato di fatto

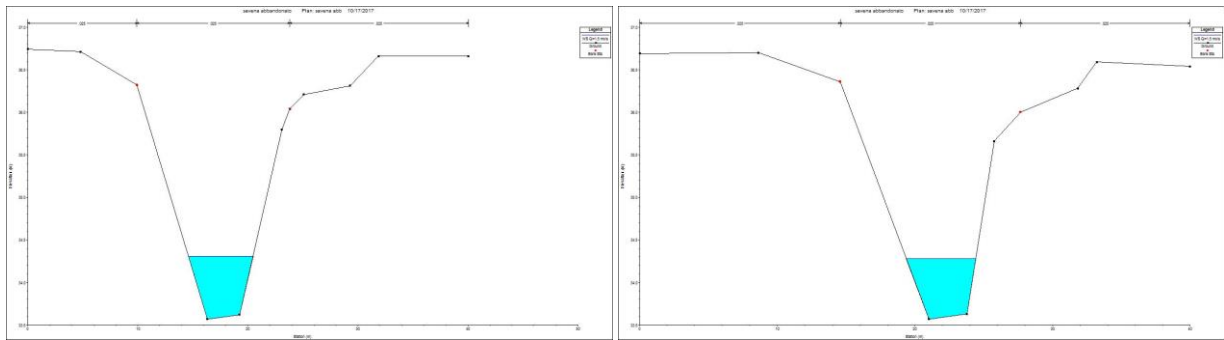


Figura 132: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di fatto

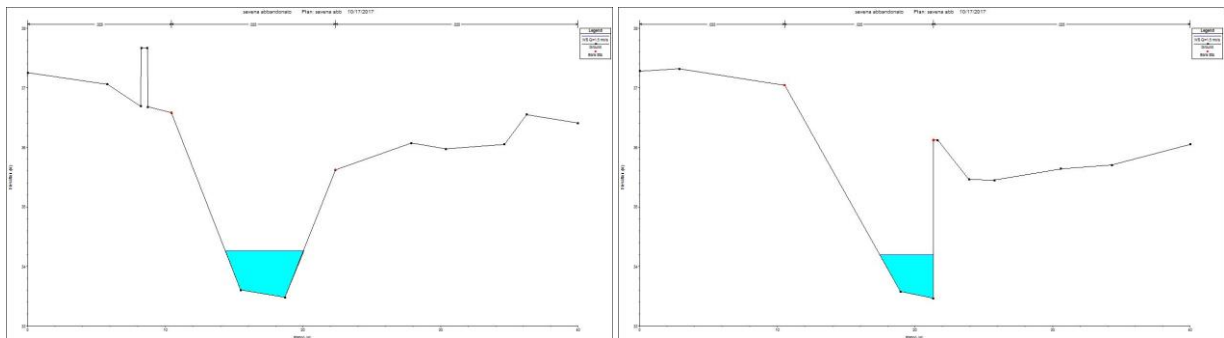


Figura 133: sezione 2 (a sinistra) e sezione 1 (a destra), stato di fatto

7.5 Torrente Savena

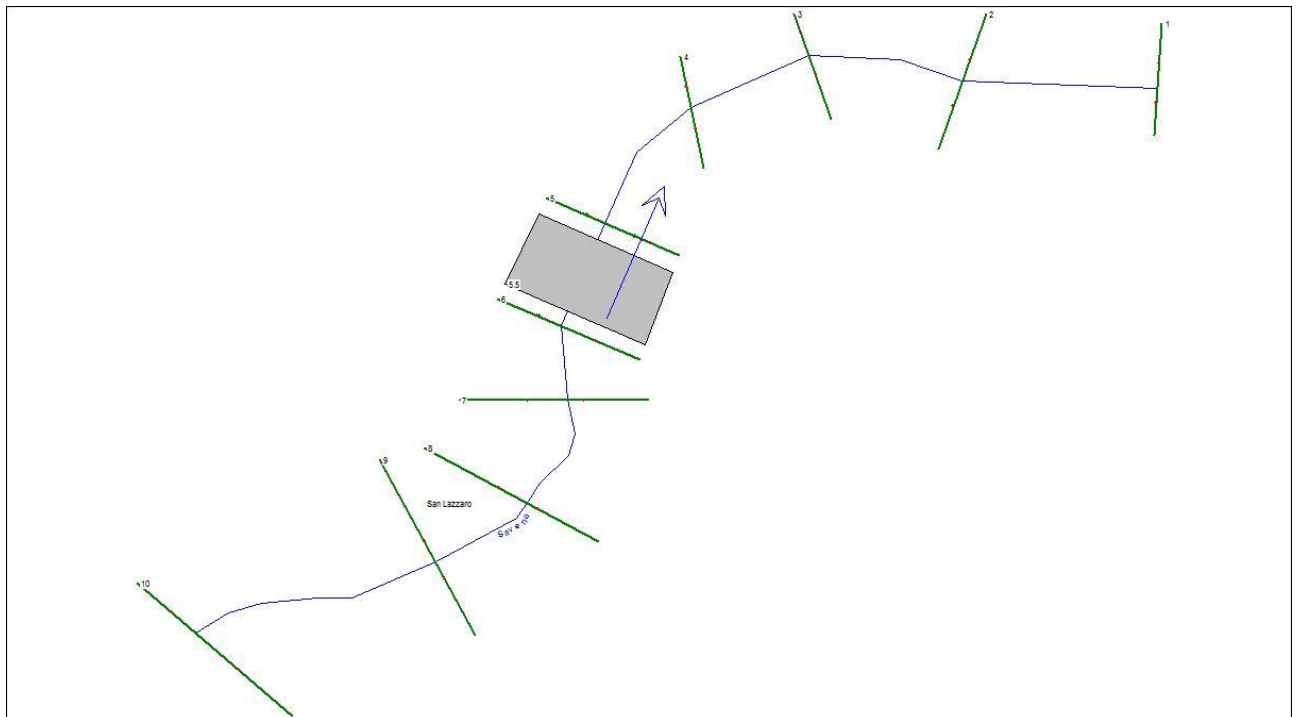


Figura 134: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di fatto

Tabella 18: tabella output HEC-RAS stato di fatto

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /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 ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
San Lazzaro	10	PF 1	408.6	46.76	53.31	50.56	53.45	0.000776	1.69	263.62	104.22	0.26
San Lazzaro	9	PF 1	408.6	46.31	52.66		53.2	0.003096	3.31	140.41	55.42	0.51
San Lazzaro	8	PF 1	408.6	46.08	52.69		52.97	0.001726	2.58	211.37	77.37	0.39
San Lazzaro	7	PF 1	408.6	45.75	52.53		52.85	0.001721	2.52	175.09	61	0.38
San Lazzaro	6	PF 1	408.6	46.54	52.39	50.48	52.75	0.002244	2.68	154.71	73.33	0.43
San Lazzaro	5.5		Bridge									
San Lazzaro	5	PF 1	408.6	45.87	52.13	50.21	52.55	0.002258	2.9	142.2	91	0.44
San Lazzaro	4	PF 1	408.6	45.42	52.12		52.35	0.001212	2.33	213.47	51.34	0.32
San Lazzaro	3	PF 1	408.6	45.34	52.04		52.25	0.001165	2.24	227.46	56.36	0.31
San Lazzaro	2	PF 1	408.6	44.81	51.87		52.13	0.001184	2.33	199.86	60.29	0.33
San Lazzaro	1	PF 1	408.6	44.42	51.34	49.05	51.88	0.003	3.3	133.54	49.8	0.47

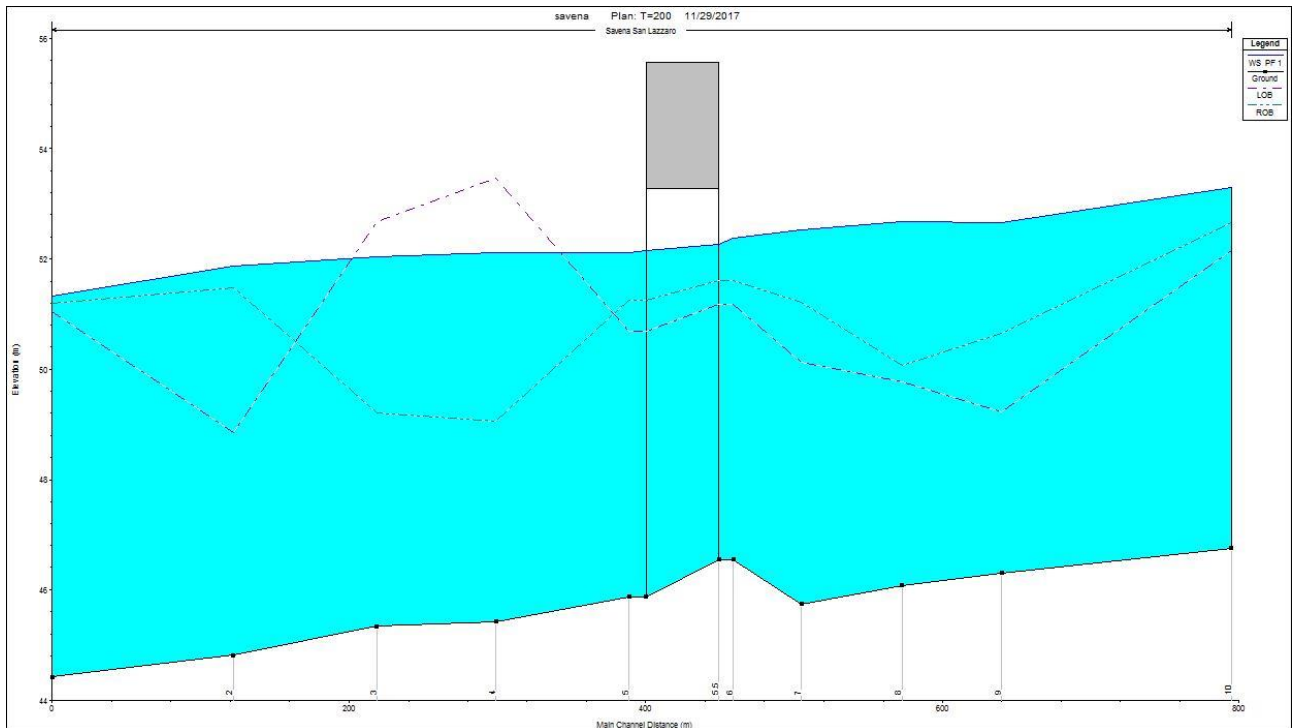


Figura 135: profilo longitudinale stato di fatto

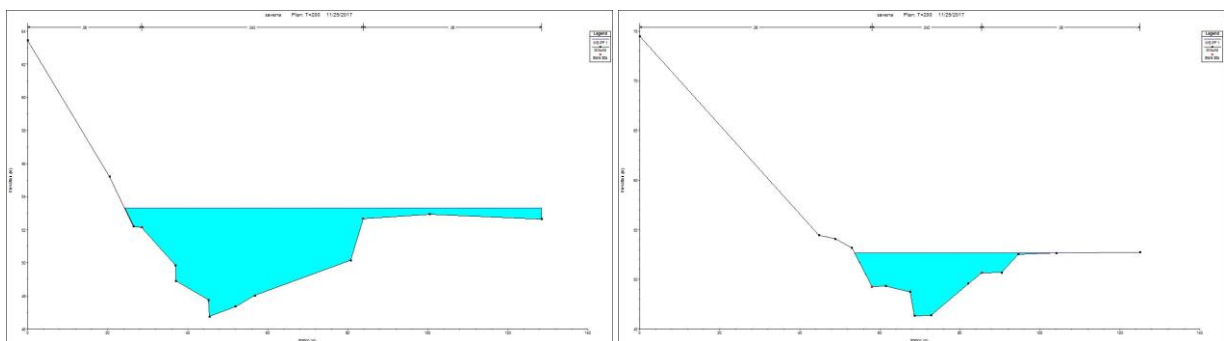


Figura 136: sezione 10 (a sinistra) e sezione 9 (a destra), stato di fatto

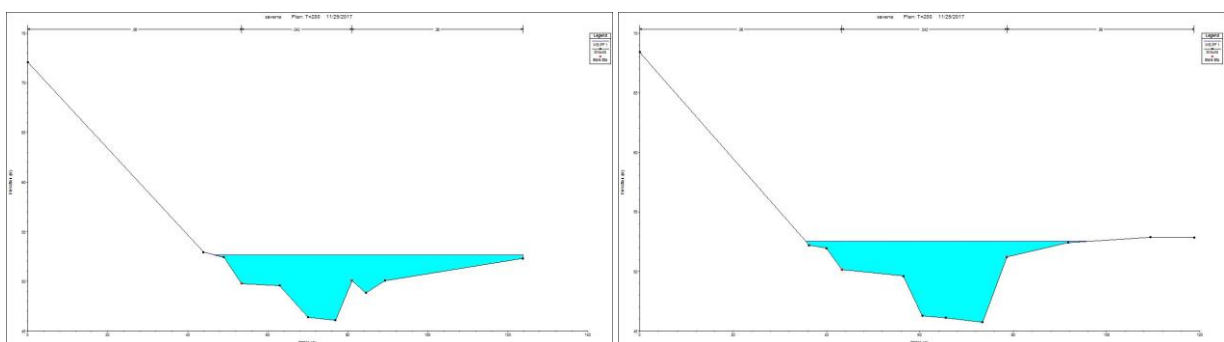


Figura 137: sezione 8 (a sinistra) e sezione 7 (a destra), stato di fatto

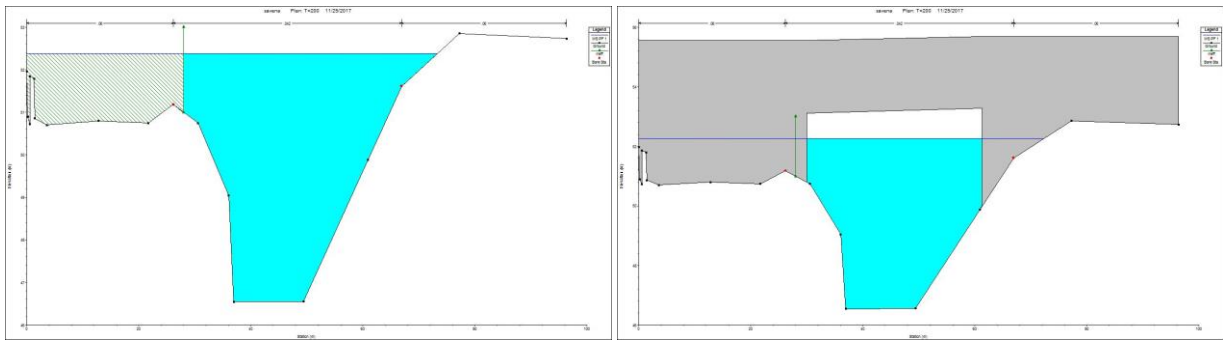


Figura 138: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5.5 monte (a destra), stato di fatto

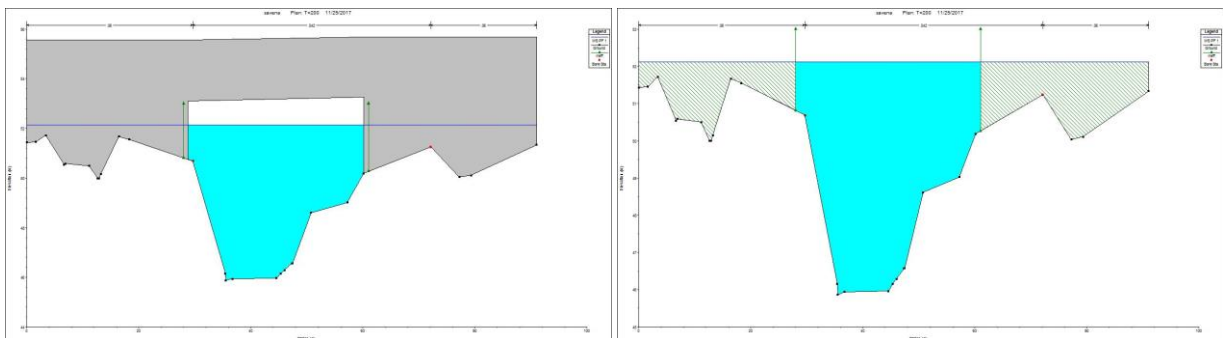


Figura 139: sezione 5.5 valle (a sinistra) e sezione 5 (a destra), stato di fatto

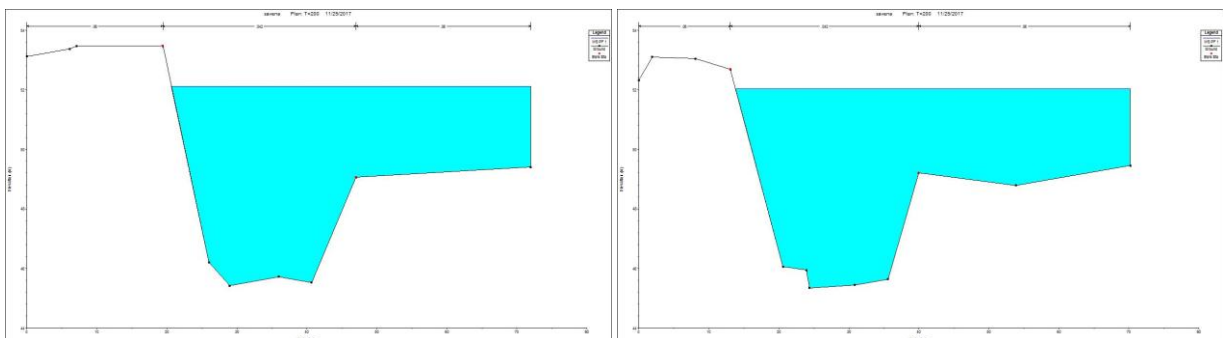


Figura 140: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di fatto

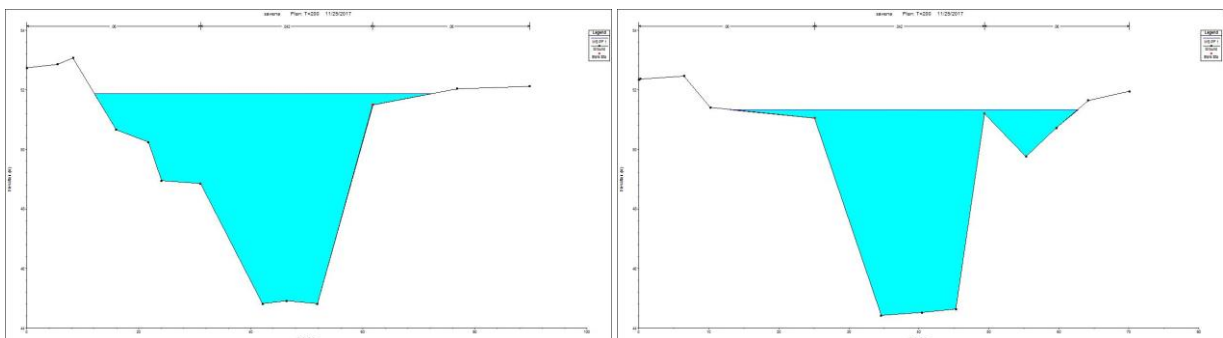


Figura 141: sezione 2 (a sinistra) e sezione 1 (a destra), stato di fatto

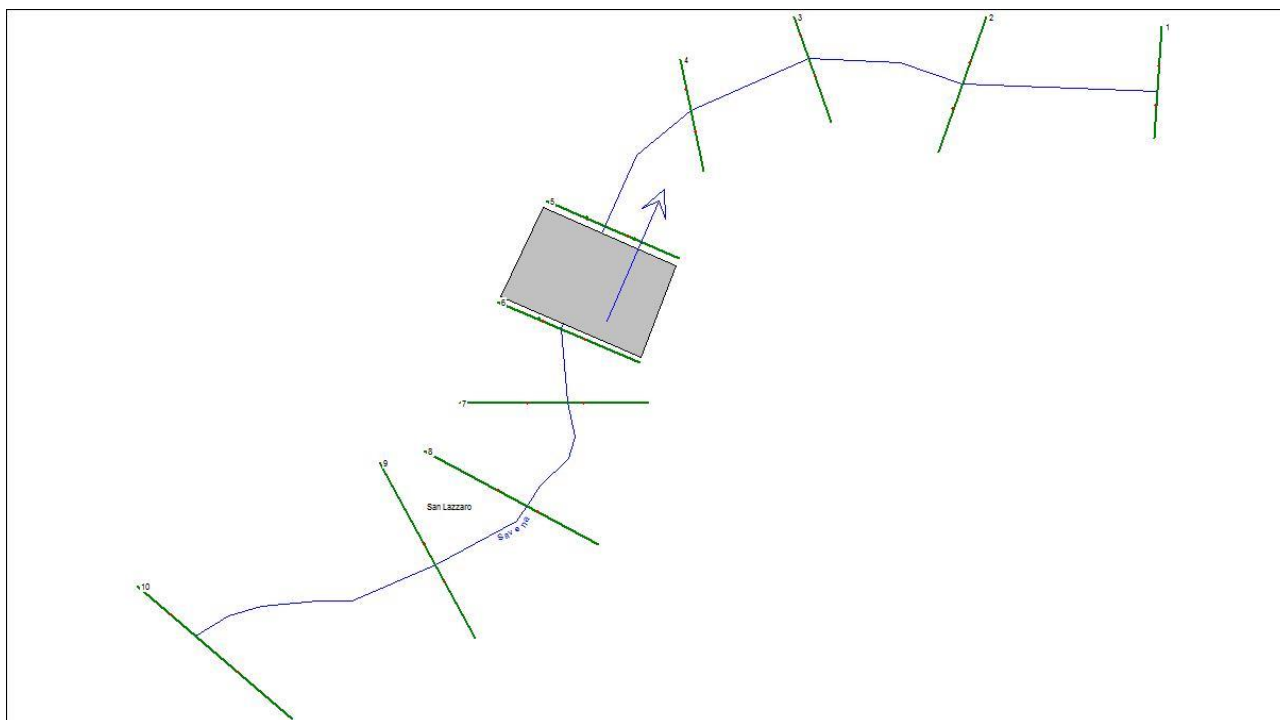


Figura 142: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di progetto

Tabella 19: tabella output HEC-RAS stato di progetto

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
San Lazzaro	10	PF 1	408.6	46.76	53.4	50.56	53.53	0.000717	1.65	273.05	104.4	0.25
San Lazzaro	9	PF 1	408.6	46.31	52.81		53.3	0.002753	3.19	150.18	71.62	0.48
San Lazzaro	8	PF 1	408.6	46.08	52.84		53.09	0.001492	2.45	223.54	78.89	0.36
San Lazzaro	7	PF 1	408.6	45.75	52.7		52.99	0.001505	2.42	185.95	67.73	0.36
San Lazzaro	6	PF 1	408.6	46.54	52.26	50.97	52.85	0.004207	3.39	120.49	56.58	0.57
San Lazzaro	5.5		Bridge									
San Lazzaro	5	PF 1	408.6	45.94	52.11	50.53	52.58	0.00268	3.06	142.82	91	0.48
San Lazzaro	4	PF 1	408.6	45.42	52.12		52.35	0.001212	2.33	213.47	51.34	0.32
San Lazzaro	3	PF 1	408.6	45.34	52.04		52.25	0.001165	2.24	227.46	56.36	0.31
San Lazzaro	2	PF 1	408.6	44.81	51.87		52.13	0.001184	2.33	199.86	60.29	0.33
San Lazzaro	1	PF 1	408.6	44.42	51.34	49.05	51.88	0.003	3.3	133.54	49.8	0.47

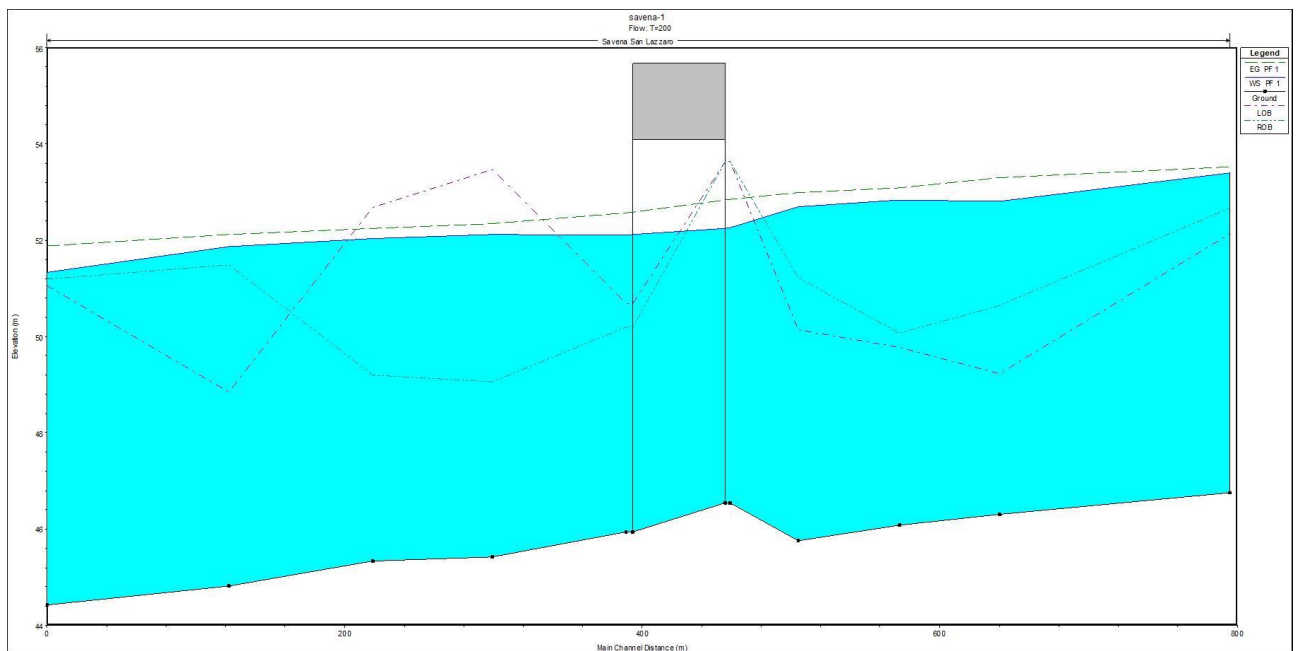


Figura 143: profilo longitudinale stato di progetto

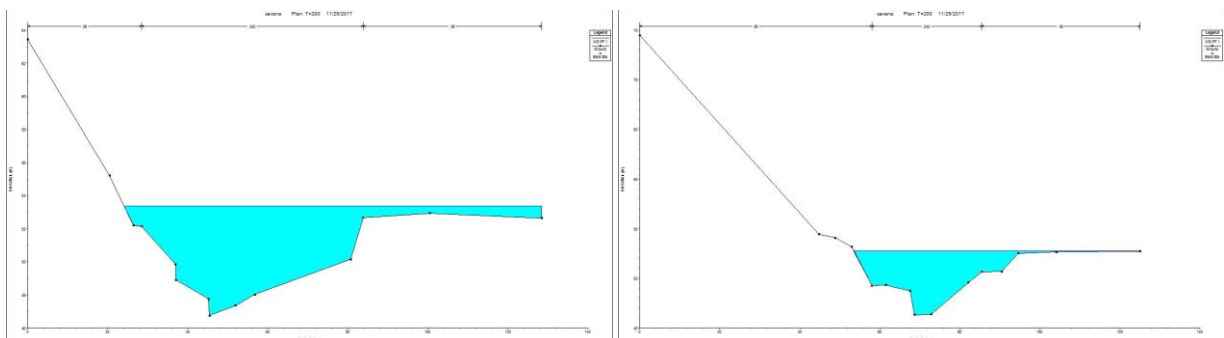


Figura 144: sezione 10 (a sinistra) e sezione 9 (a destra), stato di progetto

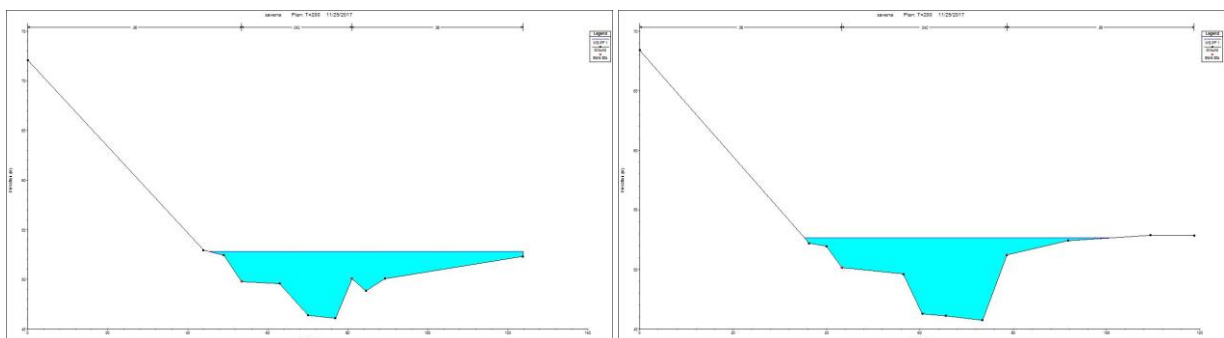


Figura 145: sezione 8 (a sinistra) e sezione 7 (a destra), stato di progetto

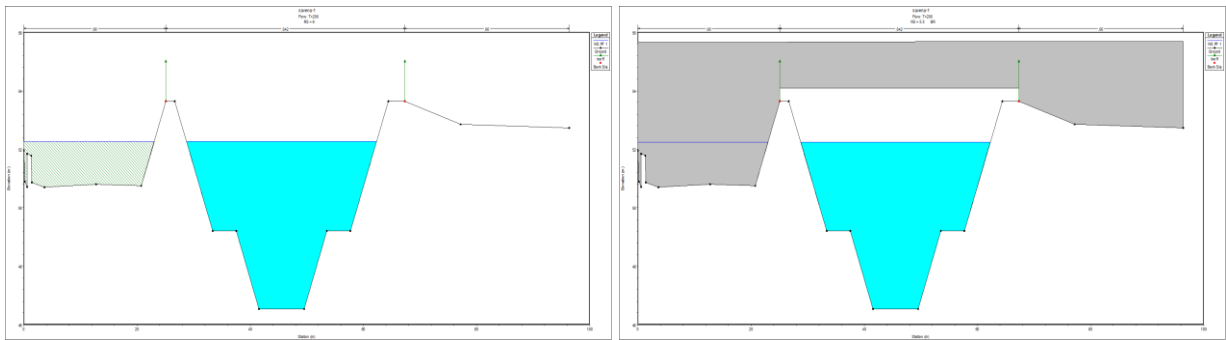


Figura 146: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5.5 monte (a destra), stato di progetto

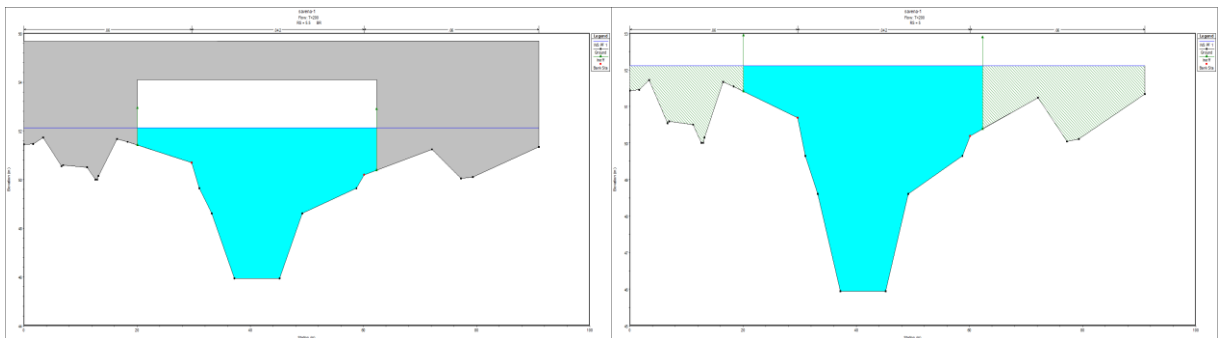


Figura 147: sezione 5.5 valle (a sinistra) e sezione 5 (a destra), stato di progetto

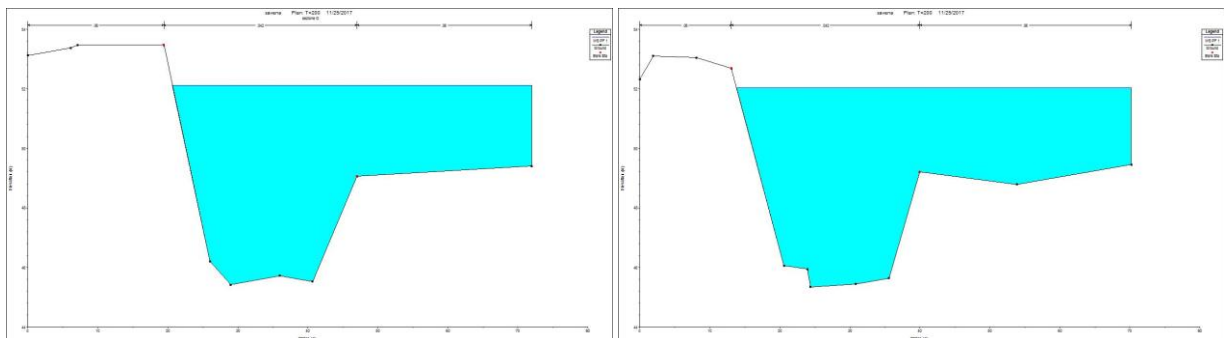


Figura 148: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di progetto

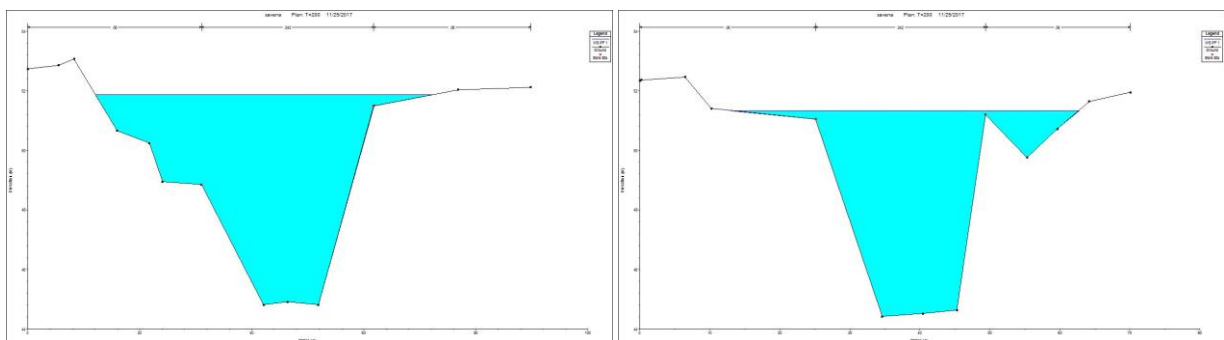


Figura 149: sezione 2 (a sinistra) e sezione 1 (a destra), stato di progetto

7.6 Rio Zinella

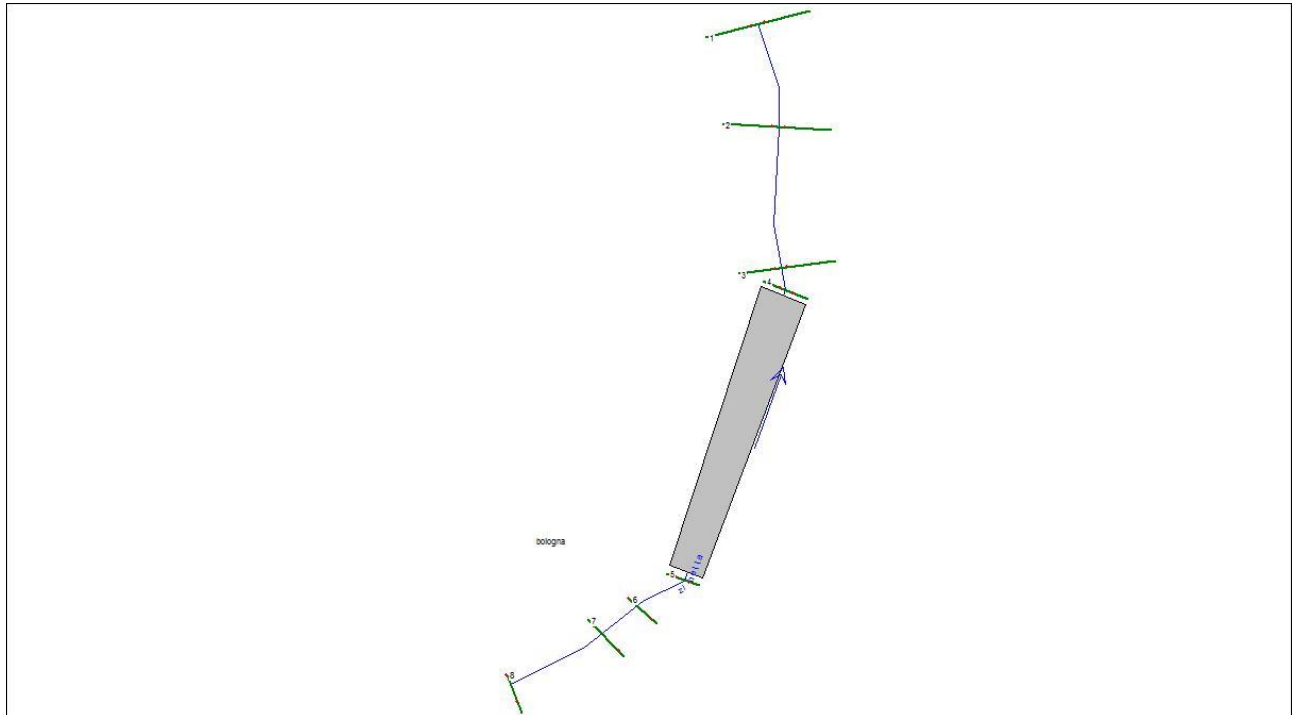


Figura 150: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di fatto

Tabella 20: tabella output HEC-RAS stato di fatto

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /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 ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
bologna	8	PF 1	10	50.21	51.91	51.6	52.1	0.003902	1.91	5.23	5.55	0.63
bologna	7	PF 1	10	50.12	51.95		52.02	0.00115	1.21	8.26	7.01	0.36
bologna	6	PF 1	10	49.88	51.92		52.01	0.001451	1.34	7.44	6.11	0.39
bologna	5	PF 1	10	50.03	51.79	51.07	51.97	0.003718	1.89	5.28	3	0.46
bologna	4.5		Culvert									
bologna	4	PF 1	10	50.1	51.27		51.68	0.011162	2.85	3.51	3	0.84
bologna	3	PF 1	10	49.88	51.03	51.02	51.6	0.017043	3.35	2.98	2.67	1
bologna	2	PF 1	10	49.55	50.75		51.15	0.010106	2.8	3.57	3.02	0.82
bologna	1	PF 1	10	49.31	50.51	50.36	50.9	0.010003	2.79	3.58	3.03	0.82

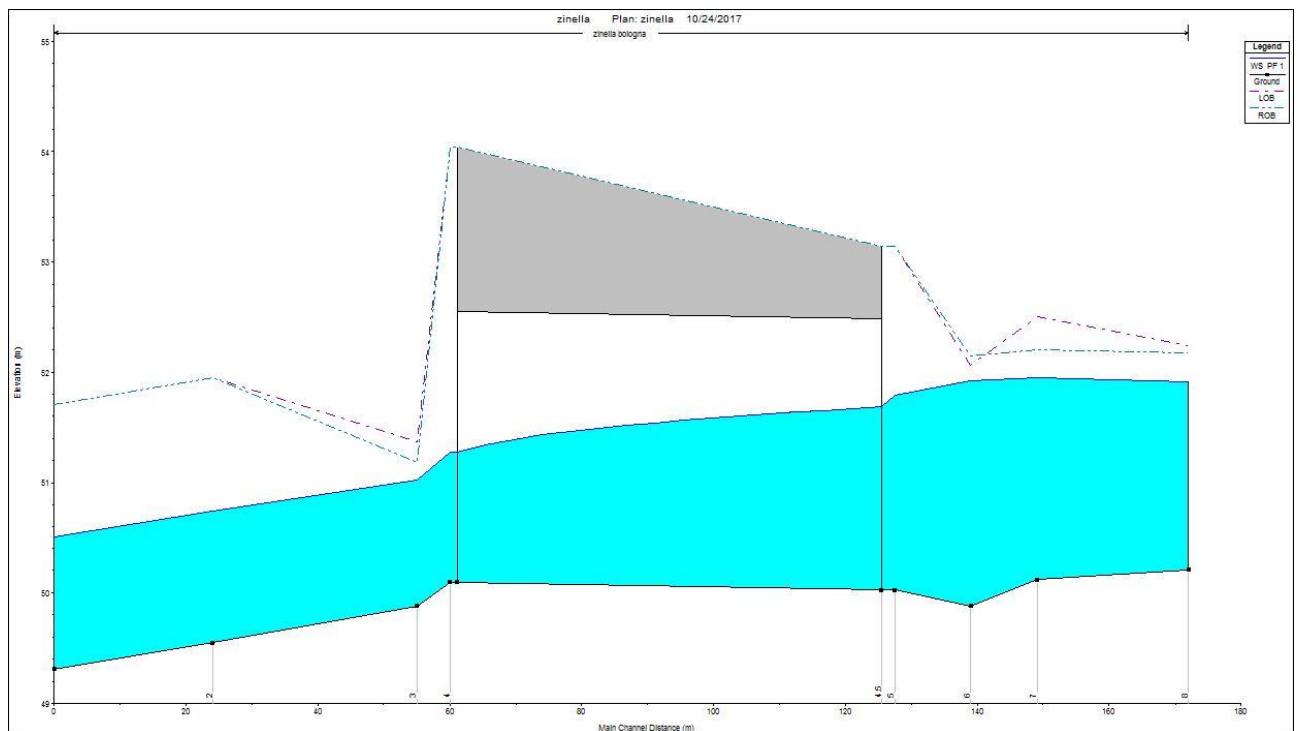


Figura 151: profilo longitudinale stato di fatto

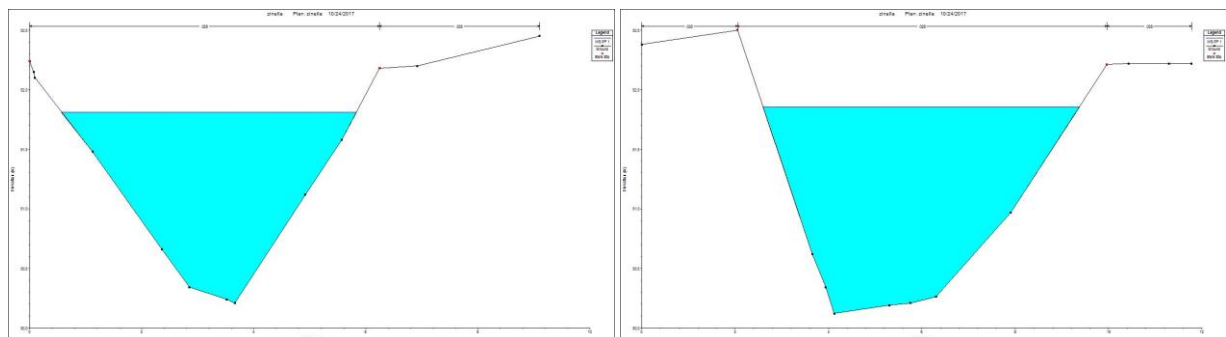


Figura 152: sezione 8 (a sinistra) e sezione 7 (a destra), stato di fatto

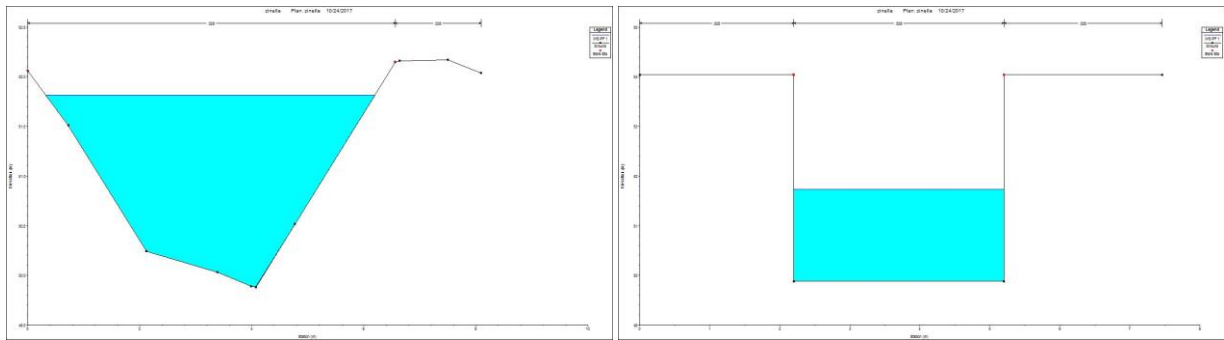


Figura 153: sezione 6 (a sinistra) e sezione 5 monte (a destra), stato di fatto

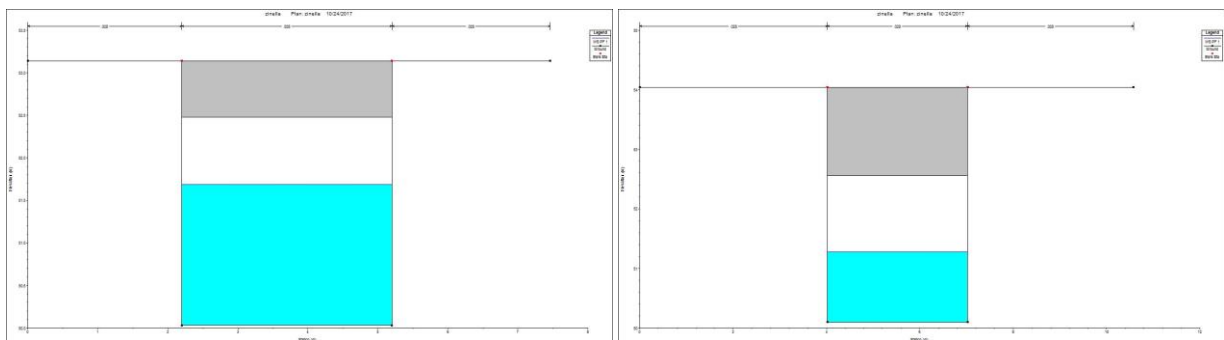


Figura 154: sezione 4.5 monte (a sinistra) e sezione 4.5 valle (a destra), stato di fatto

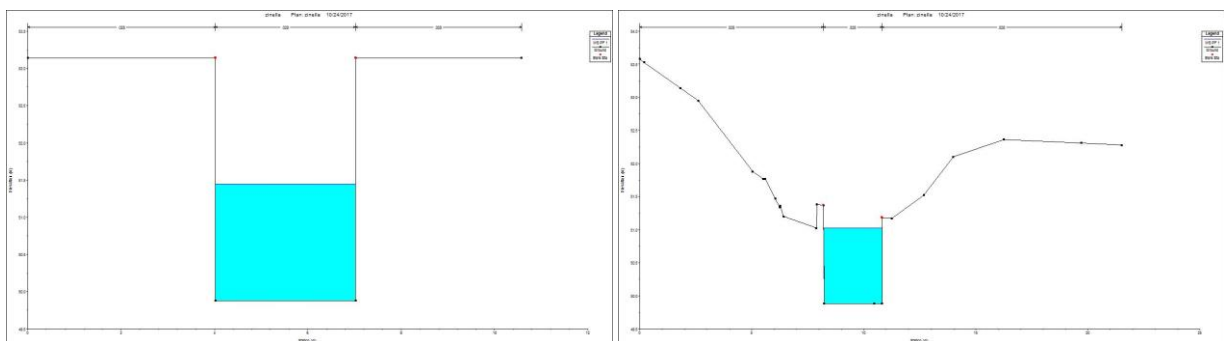


Figura 155: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di fatto

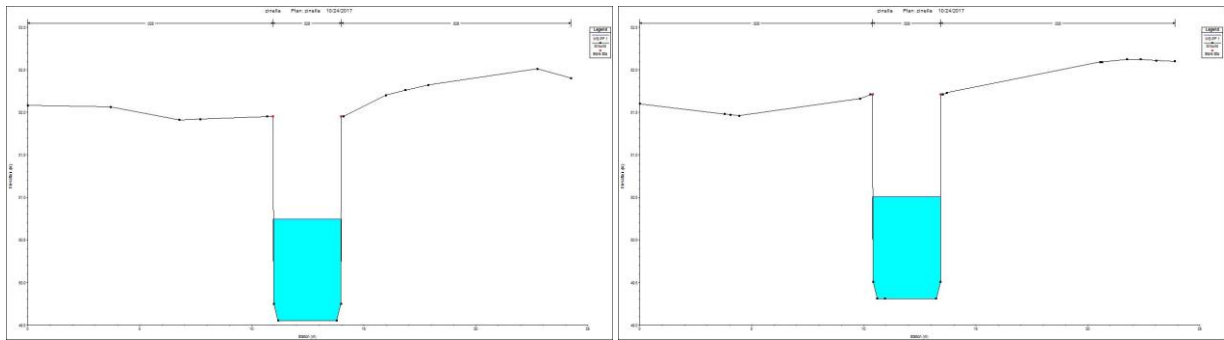


Figura 156: sezione 4 (a sinistra) e sezione 3 (a destra), stato di fatto

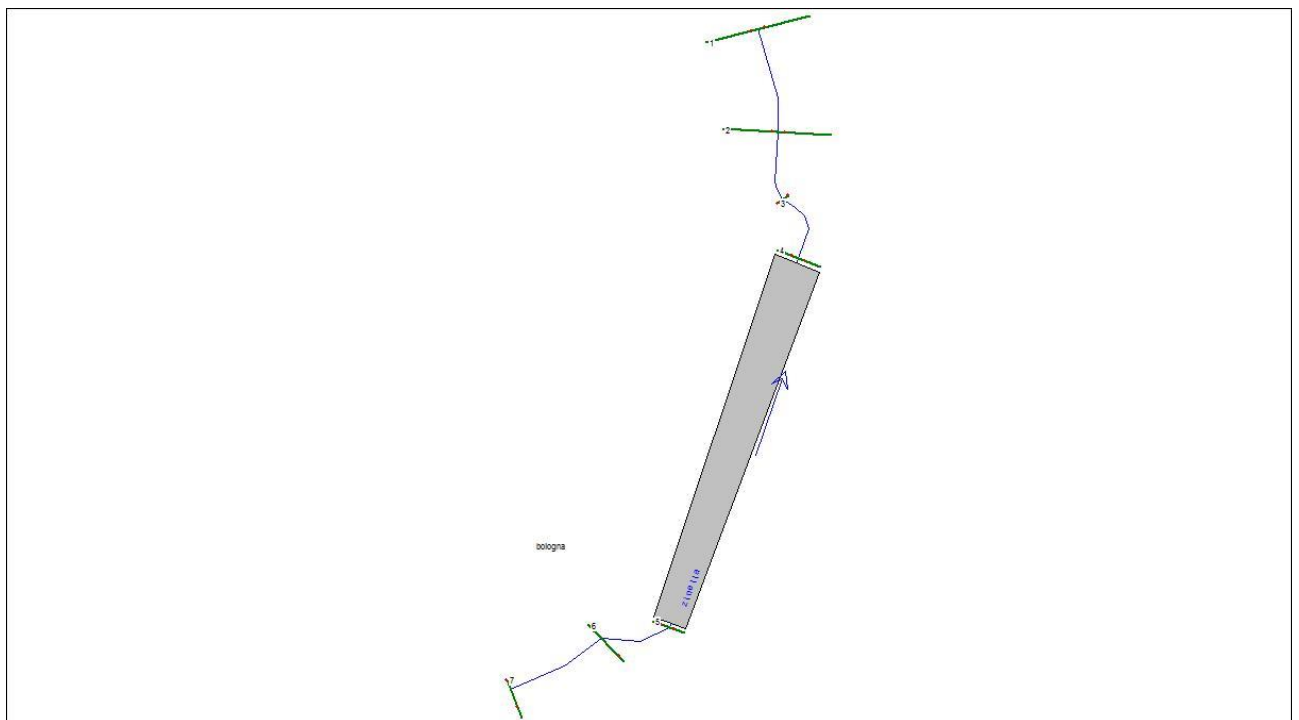


Figura 157: planimetria sezioni modello HEC-RAS, stato di progetto

Tabella 21: tabella output HEC-RAS stato di progetto

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
bologna	7	PF 1	10	50.21	51.95	51.6	52.12	0.003536	1.84	5.43	5.64	0.6
bologna	6	PF 1	10	50.12	51.98		52.05	0.001068	1.18	8.49	7.09	0.34
bologna	5	PF 1	10	50.03	51.84	51.07	52.01	0.003451	1.84	5.44	3	0.44
bologna	4.5		Culvert									
bologna	4	PF 1	10	50.1	51.14	51.14	51.66	0.015475	3.21	3.12	3	1.01
bologna	3	PF 1	10	49.85	50.82	50.89	51.42	0.018505	3.42	2.92	3	1.11
bologna	2	PF 1	10	49.55	50.75	50.6	51.15	0.010106	2.8	3.57	3.02	0.82
bologna	1	PF 1	10	49.31	50.51	50.36	50.9	0.010003	2.79	3.58	3.03	0.82

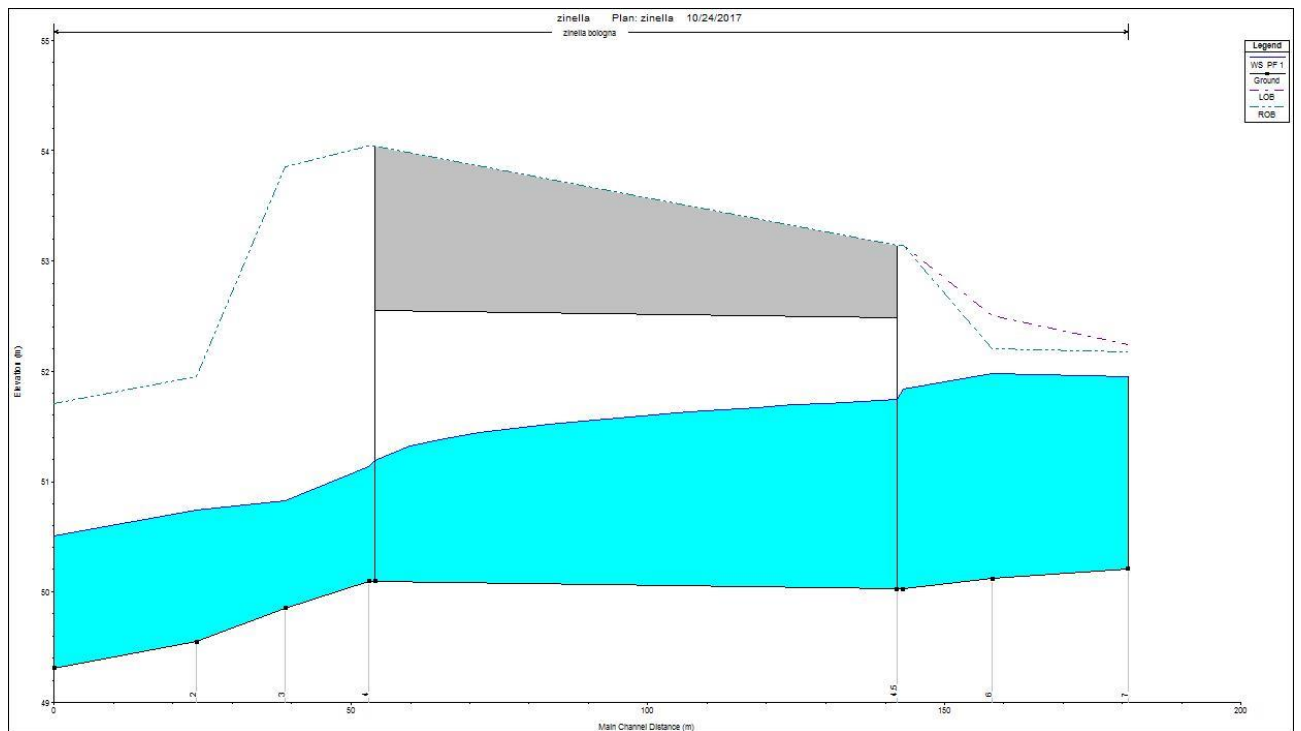


Figura 158: profilo longitudinale stato di progetto

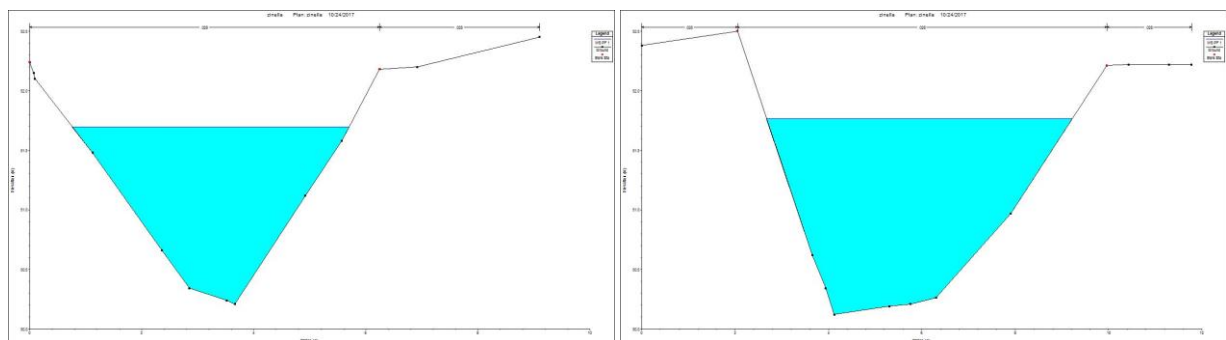


Figura 159: sezione 7 (a sinistra) e sezione 6 (a destra), stato di progetto

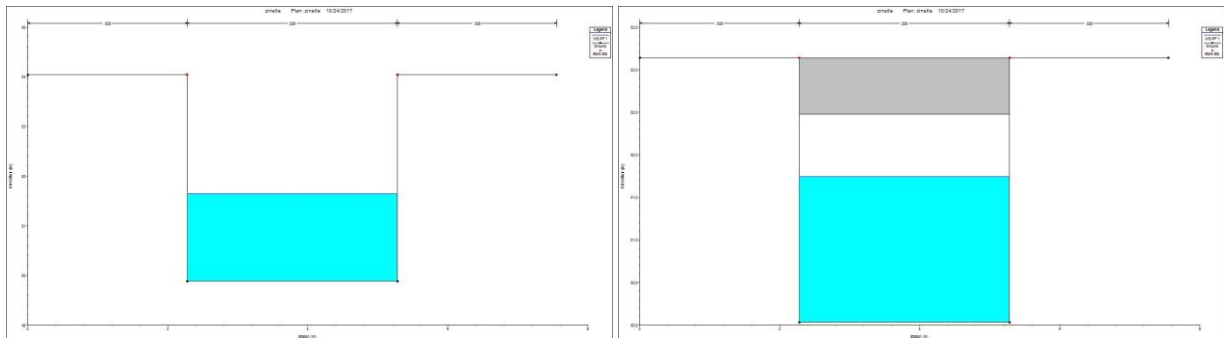


Figura 160: sezione 5 (a sinistra) e sezione 4.5 monte (a destra), stato di progetto

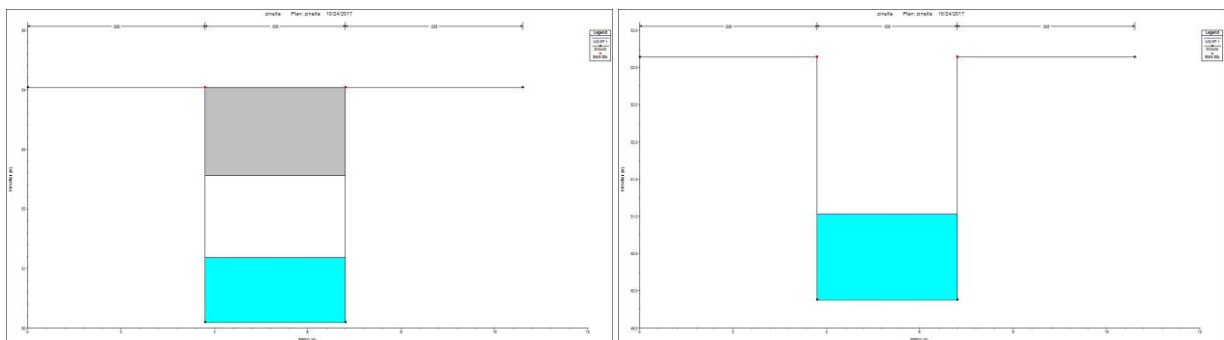


Figura 161: sezione 4.5 valle (a sinistra) e sezione 4 (a destra), stato di progetto

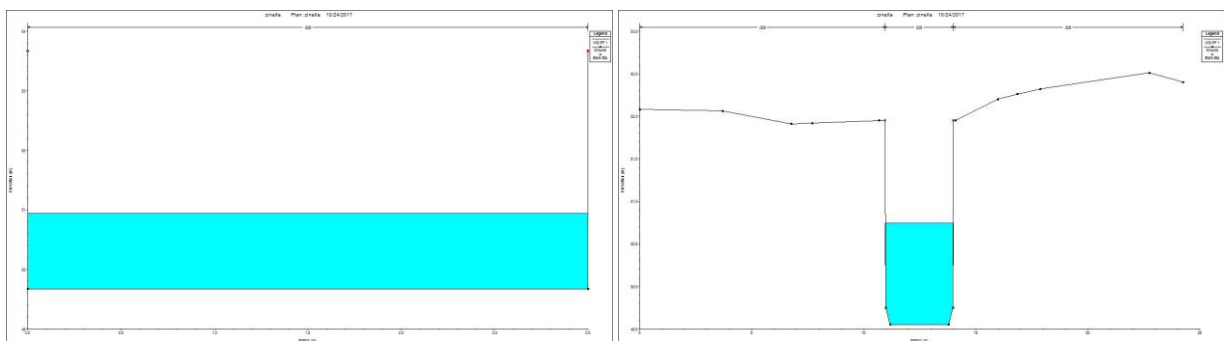


Figura 162: sezione 3 (a sinistra) e sezione 2 (a destra), stato di progetto

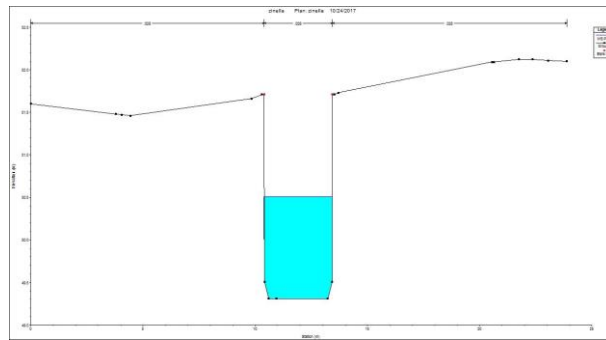


Figura 163: sezione 1, stato di progetto