

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E
TANGENZIALE DI BOLOGNA
INTERVENTI DI COMPLETAMENTO DELLA RETE VIARIA DI ADDUZIONE
INTERMEDIA DI PIANURA

PROGETTO DEFINITIVO

CORPO STRADALE

IDROLOGIA E IDRAULICA INTERFERENZE IDROGRAFICHE

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Paolo De Paoli
Ord. Ingg. Pavia N. 1739

Responsabile Idraulica

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Gianluca Salvatore Spinazzola
Ord. Ingg. Milano N. A26796

T.A. - Strade

CODICE IDENTIFICATIVO

ORDINATORE

00

RIFERIMENTO PROGETTO

RIFERIMENTO DIRETTORIO

RIFERIMENTO ELABORATO

Codice Commessa

Lotto, Sub-Prog.
Cod. Appalto

Fase

Capitolo

Paragrafo

W B S

Parte d'opera

Tip.

Disciplina

Progressivo

Rev.

111443

0001

PD

RQ

IDR

II000

00000

D

IDR

0001

-

SCALA

-



ENGINEER COORDINATOR:

Arch. Flavio Camboni
Ing. Raffaele Rinaldesi

SUPPORTO SPECIALISTICO:

REVISIONE

n.

data

-

DICEMBRE 2021

REDATTO:

VERIFICATO:

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e della mobilità sostenibili
DIPARTIMENTO PER LA PROGRAMMAZIONE, LE INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO A RETE
E I SISTEMI INFORMATIVI

AUTOSTRADA (A14): BOLOGNA – BARI – TARANTO TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE – BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO DEL SISTEMA TANGENZIALE DI BOLOGNA TRA BORGO PANIGALE E SAN LAZZARO INTERVENTI DI COMPLETAMENTO DELLA RETE VIARIA DI ADDUZIONE

INTERMEDIA DI PIANURA

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.1	NORMATIVA COMUNITARIA	4
1.2	NORMATIVA NAZIONALE	4
1.3	NORMATIVA REGIONALE	7
1.4	AUTORITÀ DI BACINO	9
1.5	CONSORZI DI BONIFICA	9
3.	INTERFERENZA CON IL FIUME RENO	10
3.1	Descrizione del viadotto sul fiume Reno	10
3.2	Il modello idraulico	10
3.2.1	Caratteristiche geometriche	11
3.2.2	Portata	14
3.2.3	Condizioni al contorno	14
3.2.4	Coefficienti di perdita energetica	15
3.2.5	Profilo di piena in stato di fatto	17
3.2.6	Profilo di piena in presenza del viadotto in progetto	18
3.1	Verifica delle pile allo scalzamento	20
3.1.1	Il meccanismo alla base dell'erosione localizzata	20
3.1.2	Metodo di calcolo	20
3.1.3	Analisi dei risultati	22
4.	INTERFERENZE IN CASO DI SCENARI DI ALLAGAMENTO PGRA	26
5.	INTERFERENZE CON IL RETICOLO MINORE	33
5.1	Introduzione	33
5.2	Interazioni col reticolo del Consorzio della bonifica Renana	33
5.3	Dimensionamento del manufatto idraulico di attraversamento dello scolo Stelloni	36
6.	ALLEGATO A – Caratteristiche del software Hec Ras	41
6.1.1	Applicazione dell'equazione della conservazione della quantità di moto	43
6.1.2	Effetti indotti sulla corrente dalla presenza di un ponte	45
7.	ALLEGATO B – Fiume Reno, simulazione TR200 in assenza del viadotto in progetto	49
8.	ALLEGATO C – Fiume Reno, simulazione in presenza del viadotto in progetto	61

1. PREMESSA

Il progetto Intermedia di Pianura collega i Comuni di Calderara e Castenaso creando una rete viaria di interesse provinciale con funzione intercomunale di connessione fra la direttrice Persicetana e la direttrice Lungo savena. In particolare, l'infrastruttura in esame congiunge i distretti industriali di Sala Bolognese, Calderara, Castel Maggiore, Bologna, Granarolo e Castenaso, fornendo una viabilità per l'appunto "intermedia" tra la S.P.3 Trasversale di Pianura e la Tangenziale di Bologna. Oltre a ciò, essa costituisce un raccordo con le principali viabilità radiali del Comune di Bologna quali la Padullese, la Galliera, la Saliceto, l'autostrada A13, la Porrettana e la Lungosavena. L'Intermedia di Pianura è una strada di connessione/distribuzione costituita dalla successione di strade comunali esistenti cui, tuttavia, mancano dei tratti per realizzare una viabilità continua in grado di collegare alcune delle zone industriali principali della Provincia. A tal fine, il progetto individuato prevede la ricucitura della rete viaria esistente razionalizzando e raccordando tra loro i vari tratti di strade comunali.

La presente relazione si occupa di analizzare dal punto di vista idraulico le interferenze con il reticolo superficiale e in particolare con: fiume Reno e canale di bonifica Stelloni.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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.

1.1 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.

1.2 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.

NTC2018-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 $T_r=200$ 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.

1.3 **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 d "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.

1.4 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.

1.5 CONSORZI DI BONIFICA

Gli interventi in esame interessano un corso d'acqua di competenza del Consorzio della Bonifica Renana. Il valore di portata utilizzato è stato fornito dal Consorzio.

3. INTERFERENZA CON IL FIUME RENO

3.1 Descrizione del viadotto sul fiume Reno

Il progetto prevede la realizzazione di un ponte sul Fiume Reno, continuo su 8 luci (40.0m + 6x60m +40.0m), per un totale di circa 440.00m, esclusi i retro-trave da 1.80m.

L'impalcato è realizzato in sezione mista acciaio/calcestruzzo, con due travi principali a doppio T di altezza pari a 2.85m e soletta in c.a. di spessore minimo pari a 24cm gettata in opera con l'ausilio di predalles metalliche. I traversi sono di tipo rigido, anch'essi con sezione a doppio T. Al fine di garantire lo spazio di 1.25m della banchina e la relativa carpenteria del cordolo, le travi continuano oltre le travi longitudinali mediante degli sbalzi realizzati una sezione rastremata la cui anima è attraversata dalla tubazione di convogliamento delle acque piovane di impalcato in prossimità della sua intersezione con le travi principali.

Sul lato nord dell'impalcato è prevista l'installazione di una barriera integrata fonoassorbente ovvero in grado di espletare tanto la funzione di sicurezza all'urto da veicolo in svio che quella di assorbimento acustico del transito veicolare.

Le dimensioni trasversali della soletta corrispondono a 11.10 m, con cordoli pari a 80 cm e con carreggiata bitumata pari a 9.00m.

La collaborazione tra la carpenteria metallica e la soletta è garantita dall'installazione di piolatura tipo Nelson sia sulle travi che sui traversi. Al fine di migliorare il comportamento dell'impalcato in fase sismica i vincoli in corrispondenza delle spalle e delle pile sono realizzati con 'isolatori a scorrimento a superficie curva'. Gli isolatori sono ancorati a baggioli di altezza variabile a loro volta fondati su di un pulvino rettangolare di dimensione 2.50x4.0x12.40m da cui partono due pile Ø3000 che, giunte al piano campagna, continuano nel terreno assurgendo alla funzione di pile fondazionali.

Le spalle, realizzate in c.a. gettato in opera, sono costituite essenzialmente da una struttura monolitica verticale gravante su di una fondazione profonda composta da due pali di grande diametro Ø3000mm. Ad estradosso della struttura monolitica troviamo i ritegni trasversali del ponte, i baggioli che accolgono le zanche degli isolatori a scorrimento a superficie curva ed il "paraghiaia" che in realtà è un paramento verticale atto a trasferire le sole azioni verticali dalla soletta sommitale in c.a. di raccordo con il ponte senza aver alcuna funzione di contenimento delle spinte del terreno. Queste infatti vengono assorbite dalle strutture di sostegno a tergo del cosiddetto paraghiaia formate da una zattera fondazionale dalla quale si ergono dei paramenti a sezione variabile.

3.2 Il modello idraulico

Lo studio del deflusso di piena del fiume Reno, nel tratto interessato dall'intervento, è stato eseguito con l'obiettivo di verificare la compatibilità idraulica del viadotto in progetto.

In particolare, è stato utilizzato un software (Hec Ras, Hydrologic Engineering Center's River Analysis System, versione 5.0.7) in grado di operare in condizioni di moto stazionario monodimensionale (portata costante e geometria dell'alveo variabile), con il quale sono state sviluppate le seguenti simulazioni:

- Simulazione di taratura con Q (T 100) per confronto con analogo modello dell'Autorità di Bacino
- Simulazione con Q (T 100) e Q (T 200) in stato di fatto, con la presenza dell'opera prevista dal Consorzio della Bonifica Renana / CER e in assenza del viadotto in progetto;
- Simulazione con Q (T 100) e Q (T 200) in presenza del viadotto in progetto.

Per la descrizione delle caratteristiche salienti del software utilizzato si rimanda all'ALLEGATO A alla presente.

3.2.1 Caratteristiche geometriche

3.2.1.1 Generalità

Per la realizzazione del modello fluviale in grado di simulare i deflussi di piena sono state utilizzate le sezioni batimetriche rilevate nel settembre 2021 nel tratto compreso tra il ponte ferroviario a nord-est dell'aeroporto e il tratto rettilineo del fiume Reno fra Trebbo e Longara. Alcuni dettagli batimetrici di non facile rilievo sono stati mutuati dalle sezioni dell'Autorità di Bacino.

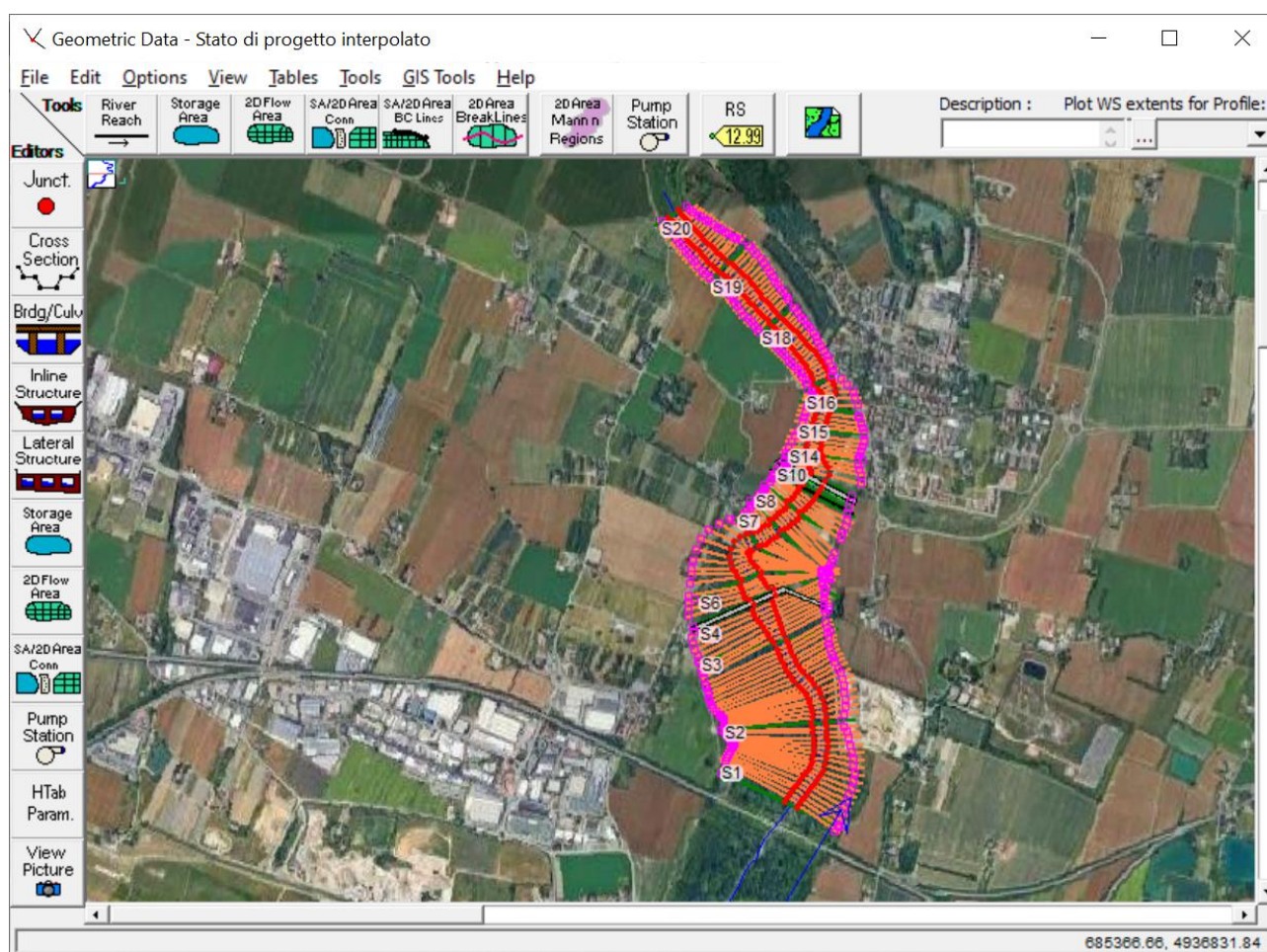
Il modello ha un'estensione longitudinale di circa 2820 m, di cui 1300 m circa a valle del viadotto in progetto e la restante parte a monte.

Le sezioni di nuovo rilievo non coincidono se non occasionalmente con quelle utilizzate dall'Autorità di Bacino. In Hec Ras, inoltre, le sezioni sono numerate mediante una distanza progressiva da valle (*river station*), il cui valore è espresso in metri e si riferisce ad una apposita digitalizzazione del percorso idraulico. È opportuno dunque riportare nella Tabella a seguire, uno schema di corrispondenza fra i vari sistemi di numerazione e progressive.

Sezione rilevata	River station HEC-RAS	Sezione AdB	Progr. [m]
S1	2918	55m a monte dellaVIII	0
S2	2559		359
S3	2201		717
S4	2029	IX	889
S5	2007		911
S6	1922		996
S7	1736		1182
S8	1632	00	1286

S9	1531		1387
S10	1448		1470
S11	1429		1489
S13	1379		1539
S14	1286		1632
S15	1185	01	1733
S16	1086		1832
S17	976		1942
S18	673		2245
S19	386		2532
S20	101	160 m a valle della 03	2817

Modello idraulico fiume Reno - Sezioni



Modello idraulico fiume Reno – Implementazione in HEC-RAS

Oltre alle sezioni di rilievo si è provveduto a descrivere l'attraversamento esistente in corrispondenza delle sezioni S04 e S05 (sezione IX dell'Autorità di distretto), costituito da un guado con carreggiata al livello

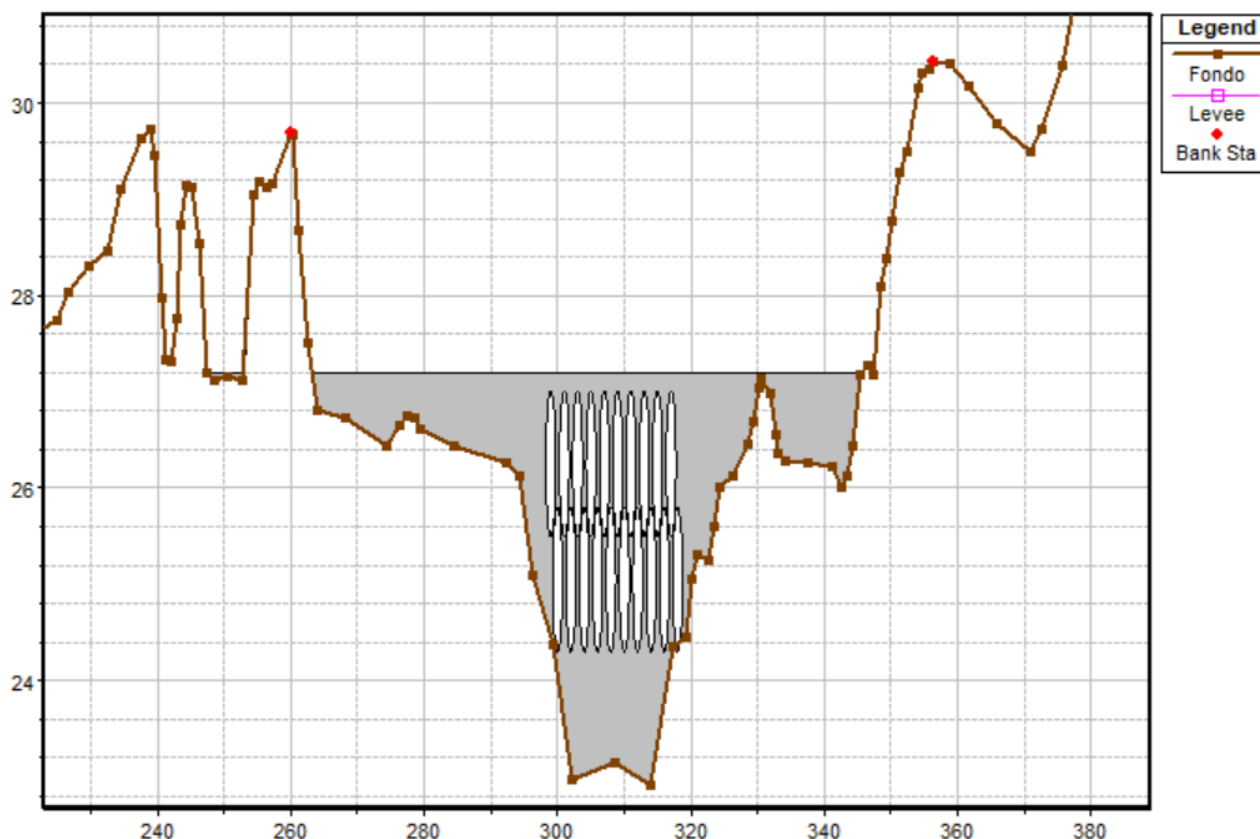
della prima golena, attrezzato con tubi di grandi dimensioni per il transito delle portate di magra. I tubi sono posati su una soglia rigida, che a valle produce un salto di fondo dell'altezza poco inferiore a 2 m.

3.2.1.2 Innalzamento quota arginale

Il Servizio Tecnico Bacino Reno ha in previsione la realizzazione di una cassa di laminazione che comporterà l'esigenza di effettuare un innalzamento delle quote arginali esistenti. Tale esigenza si manifesta anche in corrispondenza del viadotto in progetto che, una volta realizzato, renderebbe l'intervento estremamente disagiata sotto l'aspetto realizzativo. Come tale, sempre in accordo con il Servizio Tecnico Bacino Reno, l'innalzamento dell'argine sarà eseguito contestualmente alla realizzazione del viadotto.

Dal punto di vista modellistico, si è tenuto conto del suddetto innalzamento utilizzando lo strumento "Levee" reso disponibile dal software Hec Ras.





3.2.2 Portata

Quali valori di portata si sono utilizzati quelli definiti dall'Autorità di Bacino del fiume Reno (Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico – Relazione – Dicembre 2002) per il tratto oggetto di studio: 1965 m³/s per TR=100 anni e 2280 m³/s per TR=200 anni.

3.2.3 Condizioni al contorno

- Condizione al contorno di monte. Non è necessaria, essendo la corrente governata dalle condizioni di valle; tuttavia, per esigenze legate al software, è stata imposta una quota idrometrica pari a quella di stato critico.
- Condizione al contorno di valle. Con riferimento alla sezione terminale di valle del modello, per tentativi è stato calcolato il valore della pendenza motrice che fornisse presso la sezione 03 un'altezza di moto uniforme congruente con la quota idrometrica T100 fornita dall'AdB (32.30 m s.l.m.): tale valore è pari allo 0.17%. Analoga condizione è stata imposta nella simulazione T200, per la quale i livelli risultano circa 80 cm superiori. La stima, pur affetta da una qualche incertezza, è effettuata in un tratto di corrente accelerata, nel quale i tiranti del fiume tendono a diminuire. Gli eventuali errori, come accade di consueto in condizioni di corrente lenta, tendono ad attenuarsi procedendo con la simulazione verso monte.

3.2.4 Coefficienti di perdita energetica

In relazione alle caratteristiche geometriche, morfologiche e planimetriche del tratto di fiume Reno analizzato, sono stati utilizzati due distinti valori di scabrezza per l'alveo inciso e per le golene, espressi mediante il coefficiente n di Manning.

La valutazione di tali coefficienti è stata svolta a partire da una prima simulazione di taratura in assenza di strutture, da confrontarsi con i risultati del modello idraulico del fiume Reno riportati nella su citata relazione dell'Autorità di Bacino. La medesima Autorità ha indicato i seguenti valori di scabrezza di riferimento, che appaiono relativamente alti per ragioni di sicurezza:

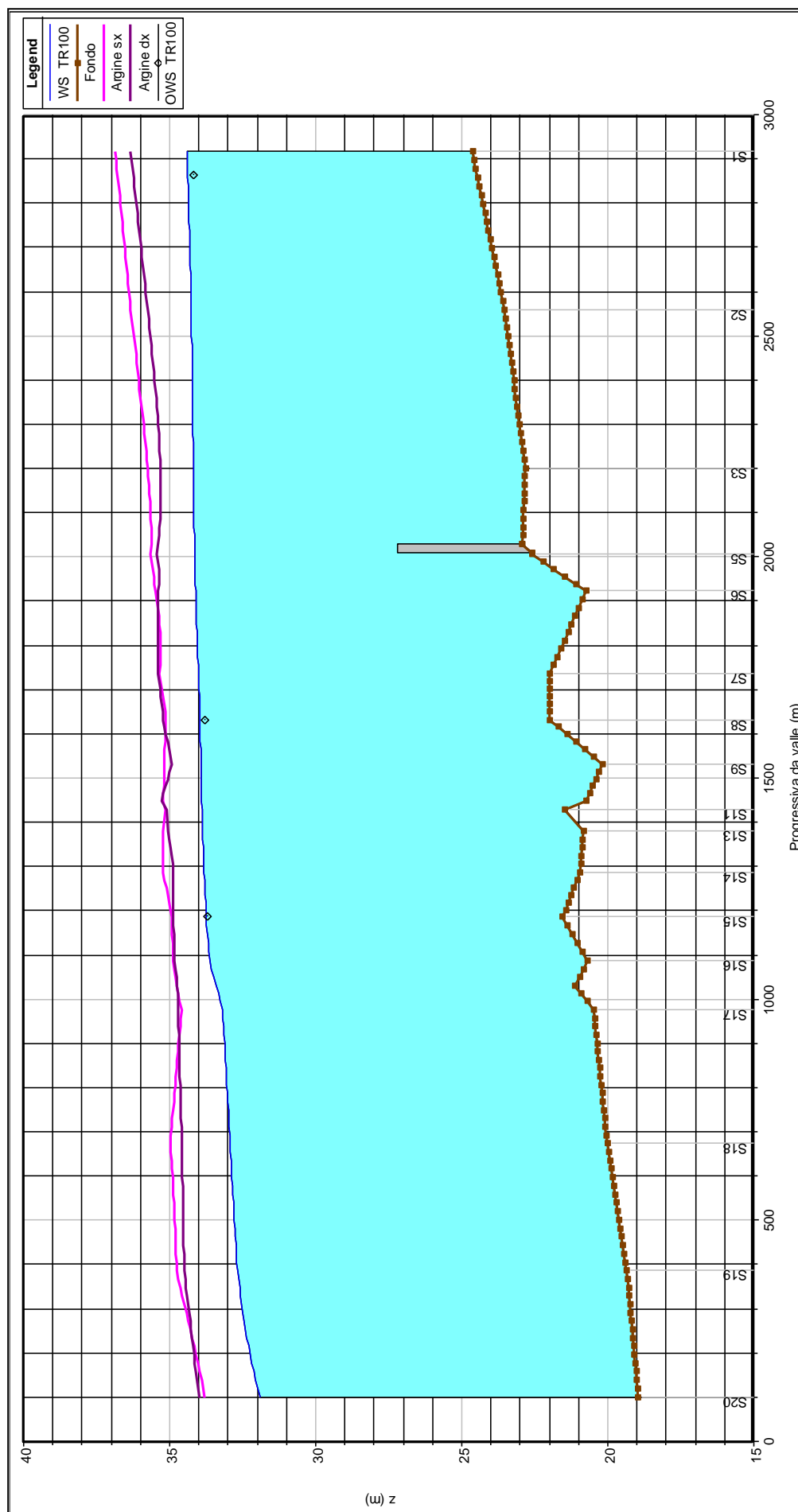
- $n = 0.044 \text{ s/m}^{1/3}$ per l'alveo inciso;
- $n = 0.055 \text{ s/m}^{1/3}$ per le golene.

La simulazione di taratura, di cui nel seguito si riporta il profilo, riproduce con ragionevole accuratezza i valori ottenuti dall'Autorità di Bacino presso le sezioni VIII, 00 e 01 e sono stati quindi conservati.

Per i coefficienti di perdita localizzata si sono assunti i valori standard:

$C_{\text{corrente accelerata}} = 0.1$ (0.3, in corrispondenza dei ponti)

$C_{\text{corrente ritardata}} = 0.3$ (0.5, in corrispondenza dei ponti)

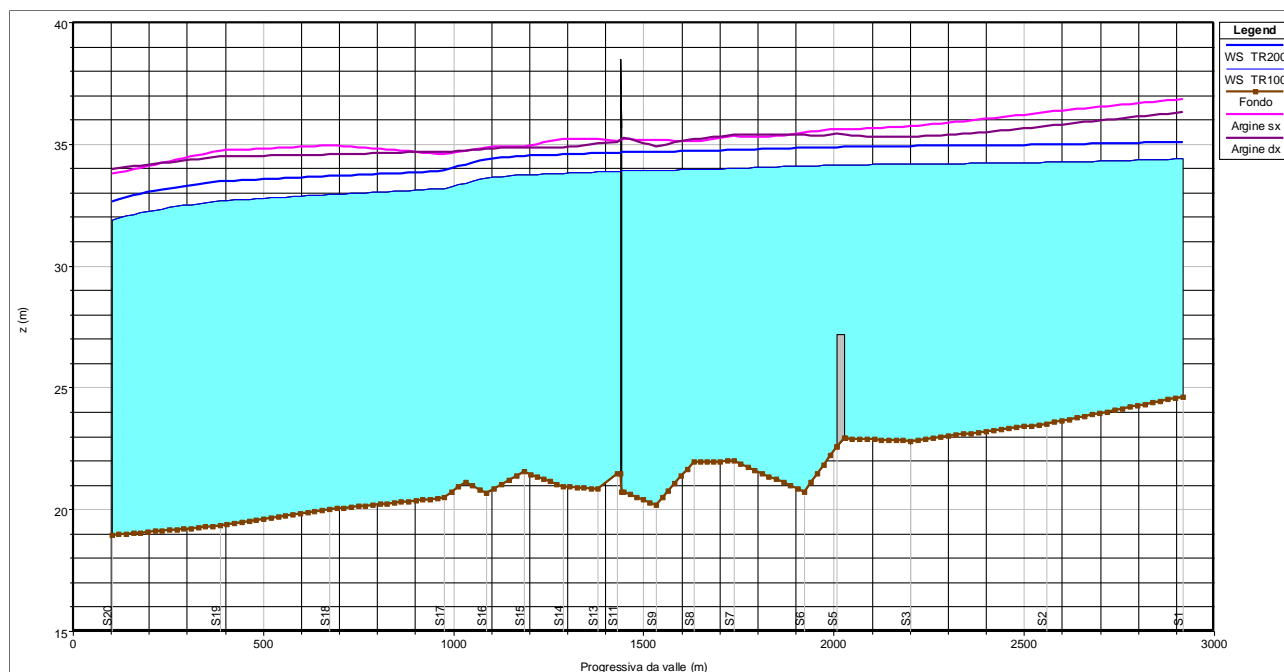


3.2.5 Profilo di piena in stato di fatto

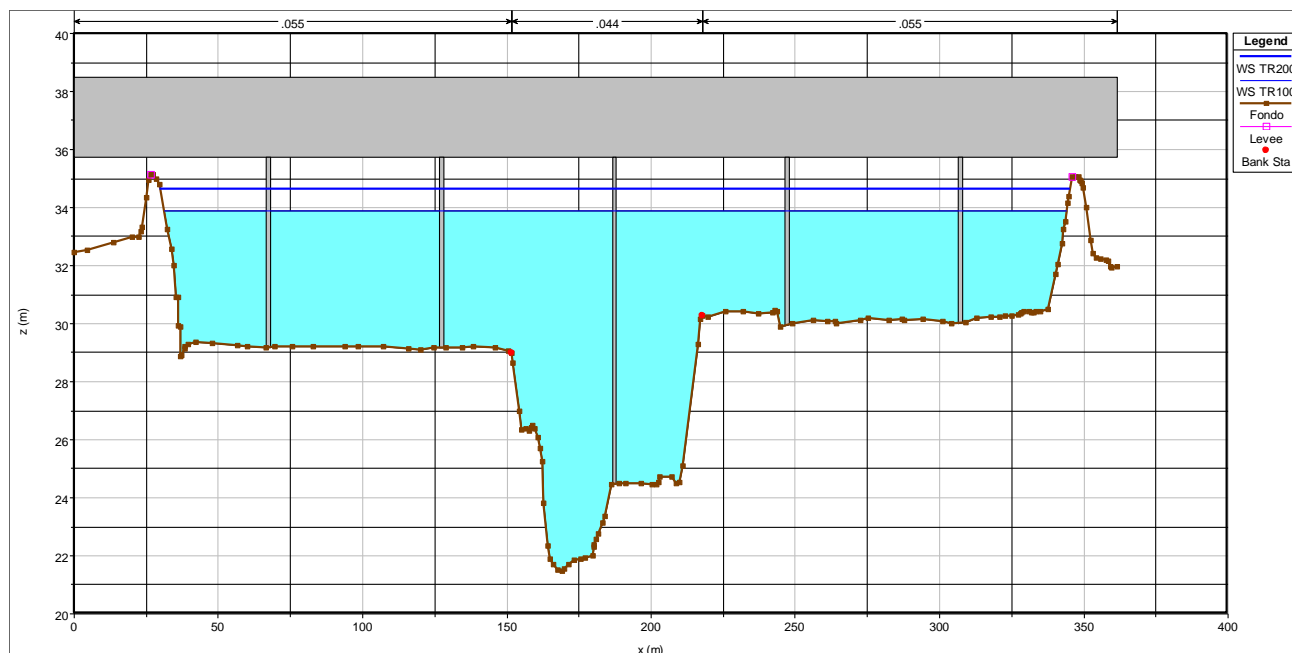
La simulazione dello stato di fatto comprende l'inserimento dell'attraversamento previsto dal Consorzio della bonifica Renana, per l'adduzione di portate irrigue CER e per l'attraversamento pedonale.

I risultati della simulazione sono riportati nell'ALLEGATO B.

Nella Figura a seguire è schematizzato l'andamento del profilo idrico ottenuto. La corrente risulta lenta lungo tutto il tronco analizzato, il quale presenta una pendenza media pari allo 0.13%. La differenza di quota idrometrica tra i due tempi di ritorno è di poco inferiore a 80 cm. In termini di franco arginale, il punto più critico è tra le ascisse 1100 e 2200, con margini di 40 cm per la piena bicentenaria e di circa 120 cm per la piena centenaria, di poco inferiori sulla sponda destra. La velocità tende ad aumentare a valle della struttura di attraversamento: se a monte infatti i valori sono dell'ordine di 1.5 m/s nell'alveo inciso e di 0.8 m/s in golena, essi raggiungono a valle i 3 m/s in centro alveo e i 1.4 m/s in golena. La struttura prevista dal Consorzio della Bonifica Renana non genera un sovrizzo apprezzabile; la quota di sottotrave è posta 1.05 m al di sopra del livello di piena bicentenario, che è pari a 34.67 m s.m.m.



Profilo idraulico in assenza del viadotto in progetto



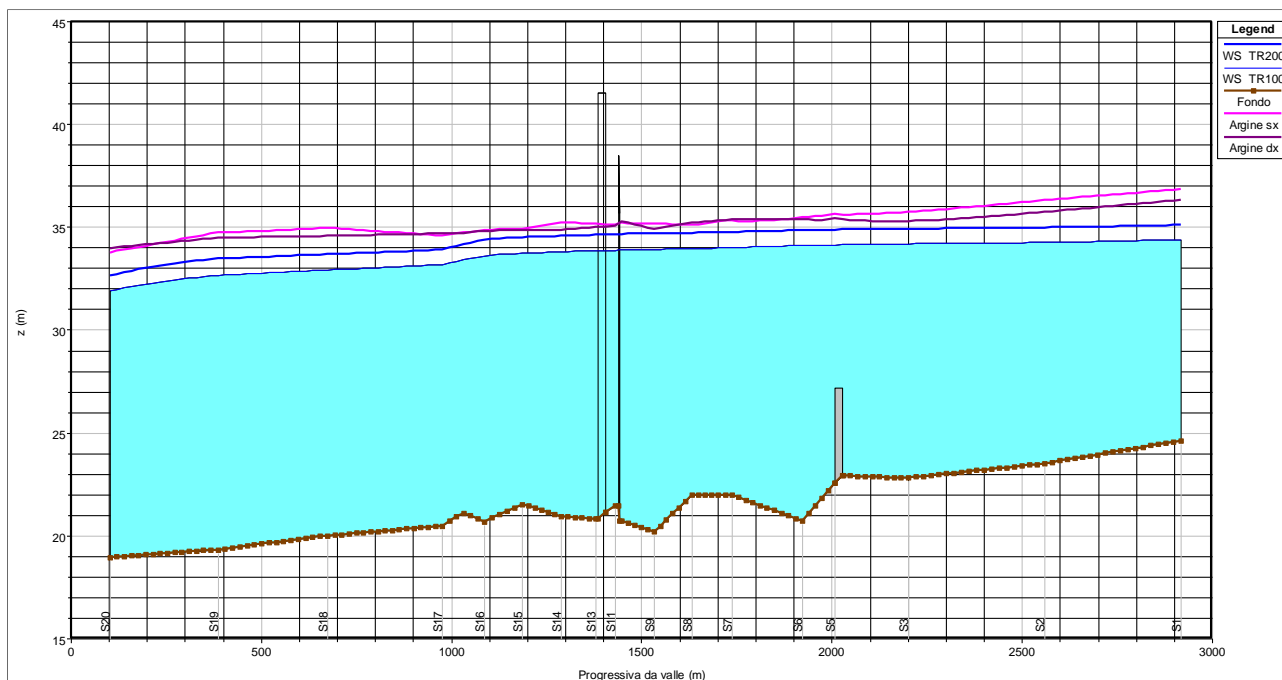
Sezione di attraversamento del tubo irriguo CdB Renana

3.2.6 Profilo di piena in presenza del viadotto in progetto

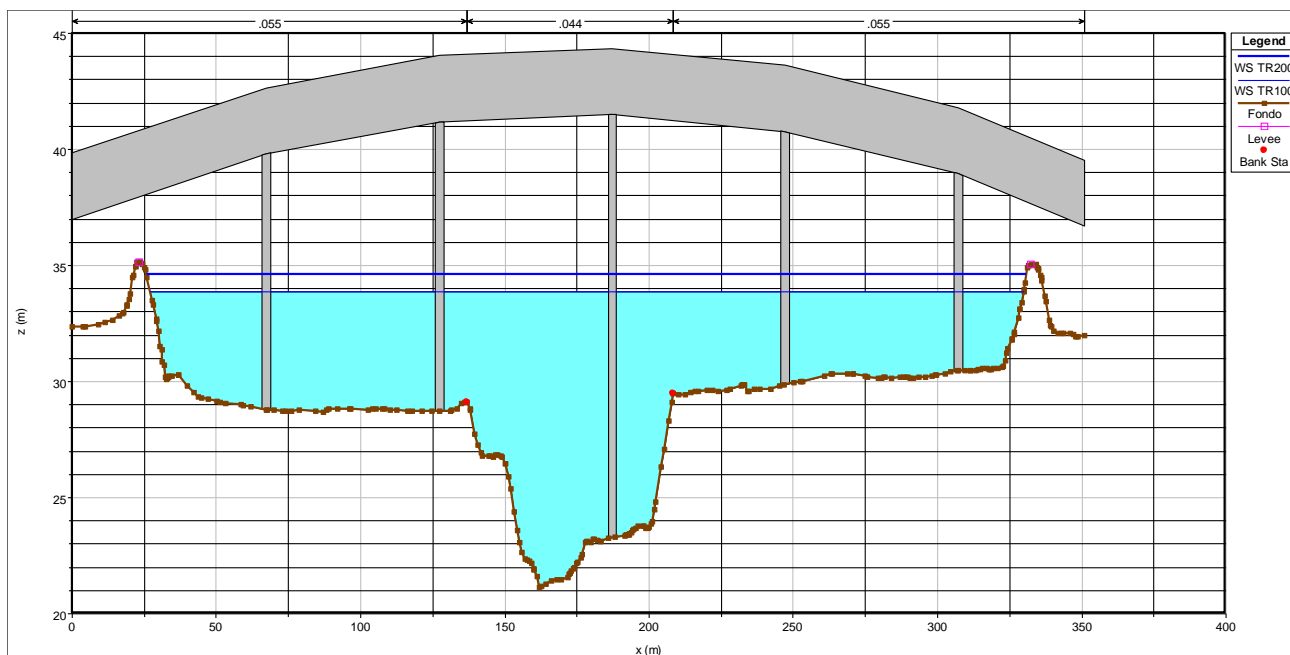
I risultati della simulazione sono riportati nell'ALLEGATO C.

Nella Figura a seguire è schematizzato l'andamento del profilo idrico ottenuto. La corrente presenta caratteristiche del tutto simili a quelle registrate nella condizione ante-operam. Nella sostanza gli effetti generati dalla presenza del viadotto in progetto risultano trascurabili: l'incremento della quota idrometrica a monte e la perdita complessiva di energia generata dal passaggio attraverso le pile del viadotto sono pari a 0.01 m.

Si può concludere che il viadotto in progetto non induce apprezzabili variazioni del regime idraulico esistente lasciando praticamente inalterate le quote idrometriche di riferimento.



Profilo idraulico in presenza del viadotto in progetto



Sezione di attraversamento del nuovo ponte

La quota idrometrica per tempo di ritorno di 200 anni in corrispondenza del ponte risulta pari a 34.63 m s.l.m., mentre la quota del talweg risulta pari a 21.43 m s.l.m. Il massimo tirante idrico risulta quindi pari a 13.20 m.

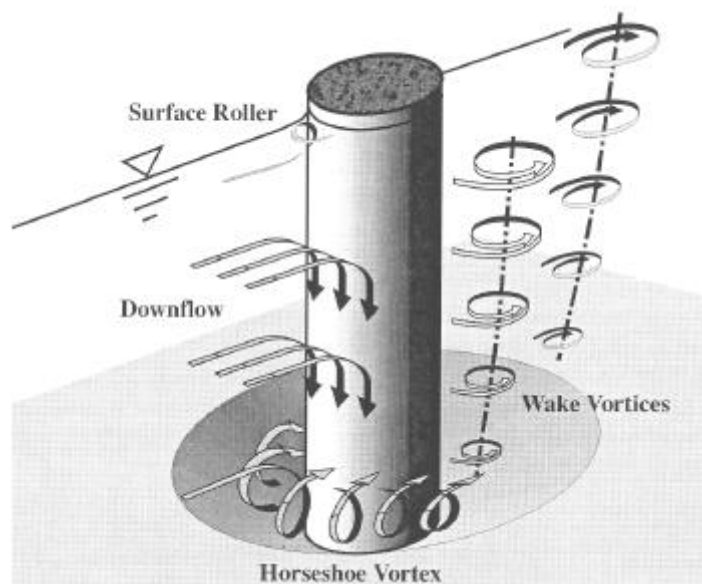
Il franco libero (differenza tra la quota d'intradosso del viadotto e la quota idrometrica di riferimento) disponibile risulta pari a 6.88 m considerando la massima quota d'intradosso (41.51 m s.l.m.) ed è comunque superiore a 2 m anche in corrispondenza dell'argine maestro.

3.1 Verifica delle pile allo scalzamento

3.1.1 *Il meccanismo alla base dell'erosione localizzata*

Il meccanismo causante l'erosione localizzata alle pile e alle spalle è la formazione di vortici (chiamati "vortici a ferro di cavallo") alla loro base (Figura 9.1). Tali vortici sono originati dall'accelerazione che l'acqua subisce in corrispondenza delle pile e il suo conseguente flusso attorno alla base della pila o della spalla. Tale azione vorticoso rimuove materiale intorno alla base dell'elemento ostruente. Quando il tasso di rimozione dei sedimenti è maggiore che non il tasso di deposito si ha la formazione di vere e proprie buche. Man mano che la profondità delle buche aumenta, l'energia di tali vortici diminuisce e con essa la capacità erosiva. Alla fine si giunge ad un equilibrio in cui il materiale depositato eguaglia quello eroso oppure gli sforzi di taglio causati dai vortici sono così piccoli che il flusso non riesce a erodere ulteriormente il fondo.

Oltre ai vortici a ferro di cavallo, intorno alle pile si generano anche dei vortici verticali chiamati "vortici di scuotimento" o di "Von Karman". Entrambi questi tipi di vortice rimuovono materiale dalla base delle pile, ma l'intensità di questi secondi diminuisce molto rapidamente con la distanza dalla pila. In conseguenza di questo, immediatamente a valle della pila si ha deposito di materiale.



Erosione localizzata attorno ad una pila

3.1.2 *Metodo di calcolo*

Il problema della vulnerabilità dei ponti fluviali, e soprattutto lo studio dei processi erosivi in prossimità delle strutture presenti in alveo (pile e spalle), è tuttora aperto, non esistendo al momento attuale un

procedimento generale che permetta di valutare, in modo sufficientemente preciso, la profondità di scavo in corrispondenza di detti manufatti e quindi la loro stabilità.

La Normativa italiana raccomanda particolare attenzione nella determinazione delle effettive condizioni di vincolo delle pile del ponte, specialmente per quel che riguarda le fondazioni.

Per il calcolo dello scalzamento prodotto dalle pile si è fatto riferimento alla teoria di Breusers, che determina la profondità di scavo in corrispondenza della pila secondo la seguente formula:

$$y_s = 2 a \tanh\left(\frac{Y_0}{a}\right) f_1 f_2 f_3 f_4$$

nella quale:

y_s = profondità dello scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale;

Y_0 = profondità media della corrente indisturbata;

a = larghezza della pila in metri;

f_1 = parametro che tiene conto della capacità erosiva della corrente in rapporto alla velocità critica di trasporto: $f_1 = f(U/U_c)$, con

$f_1 = 0$ per $U/U_c < 0.5$;

$f_1 = 2 (U/U_c) - 1$ per $0.5 < U/U_c < 1.0$;

$f_1 = 1$ per $U/U_c > 1$;

U = velocità della corrente;

U_c = velocità critica della corrente: $U_c = 0.85 (2 g D_{50} (\gamma_s - \gamma)/\gamma)^{1/2}$;

f_2 = parametro che tiene conto della forma della pila: $f_2 = f(\text{pila})$:

$f_2 = 1$ per pila circolare;

$f_2 = 0.75$ per pila sagomata idraulicamente;

$f_2 = 1.30$ per pila rettangolare;

f_3 = parametro di forma della pila: $f_3 = f(1/a, \alpha)$; il valore di f_3 è dato da un diagramma riportato da diversi autori: per angolo di attacco della corrente nullo ($\alpha = 0$), f_3 vale 1.

f_4 = parametro che tiene conto dell'"effetto gruppo" e cioè della mutua vicinanza tra le pile attraverso il rapporto tra la larghezza della singola pila "a" e l'interasse "x": $f_4 = f(x/a)$

$f_4 = 1 + 1.79/(x/a - 1)^{0.695}$ per $x/a < 4$;

$f_4 = 2.95 - 0.278 (x/a)$ per $4 < x/a < 7$;

$f_4 = 1$ per $x/a > 7$;

Per i calcoli sono stati assunti i seguenti valori dei parametri di riferimento:

$$\gamma = 9810 \text{ N/m}^3$$

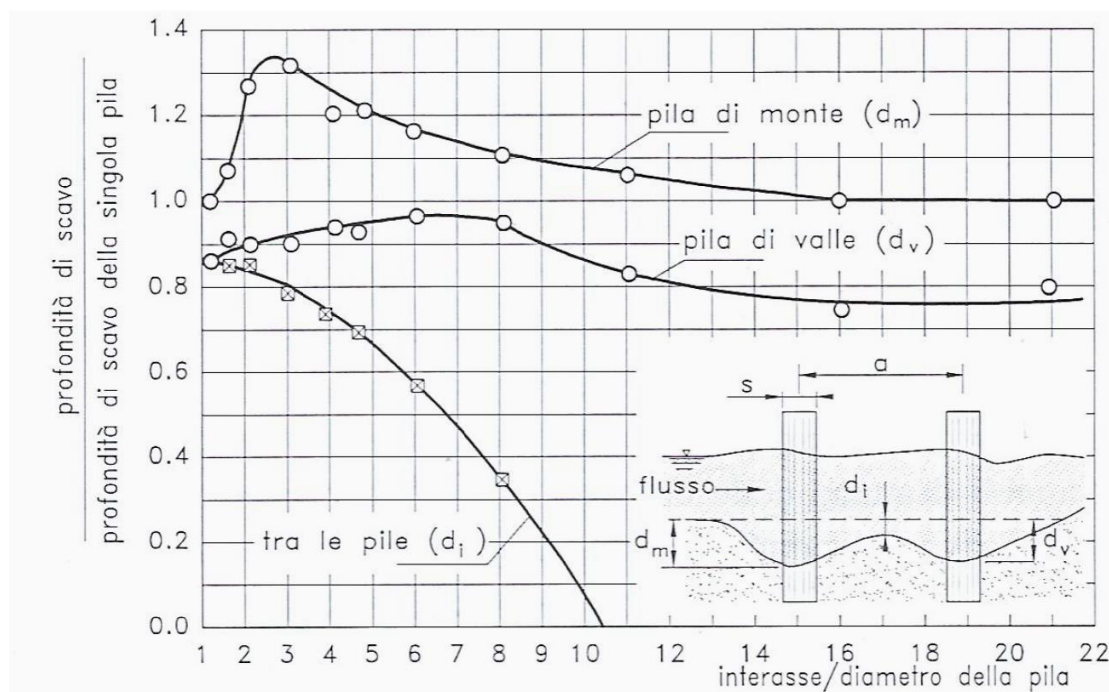
$$\gamma_s = 26487 \text{ N/m}^3 \text{ (valore desunto dalle curve granulometriche effettuate con i sondaggi IP4 e IP5)}$$

$$a = 3.0 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.000008 \text{ m (valore desunto dalle curve granulometriche effettuate con i sondaggi IP4 e IP5)}$$

dai quali discende un valore della velocità critica U_c pari a 0.014 m/s.

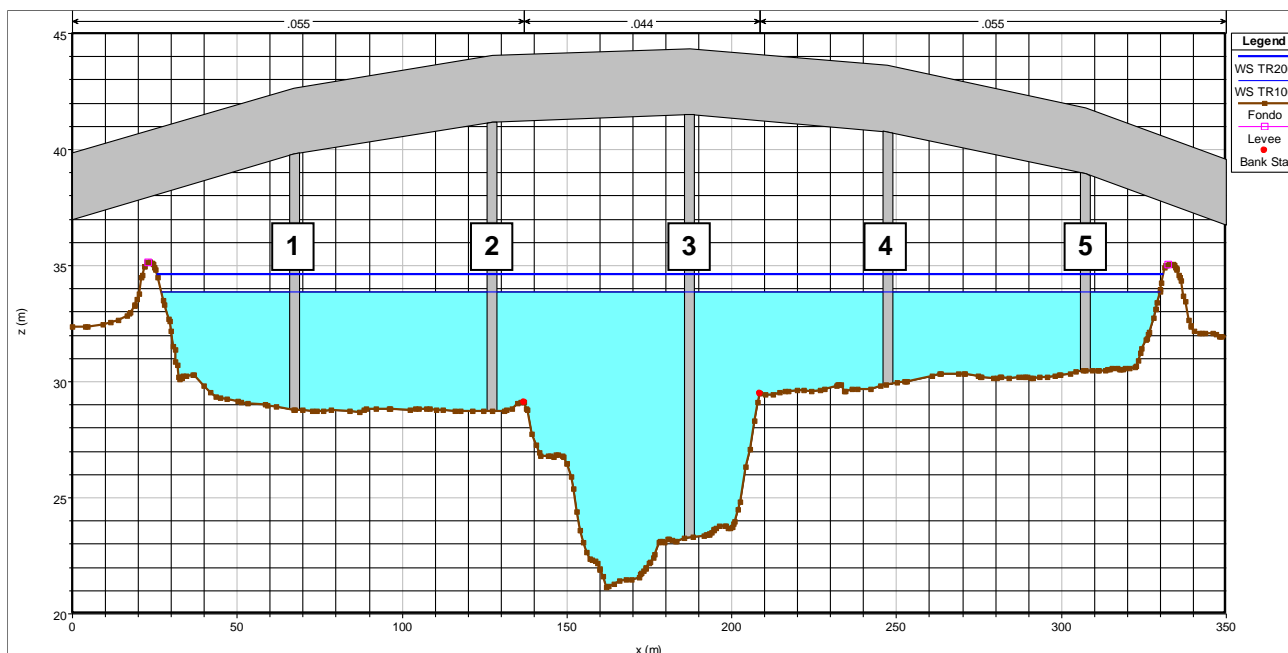
In presenza di pile allineate, è necessario valutare l'effetto cumulato. A tale scopo si può fare riferimento al diagramma riportato di seguito, che evidenzia la profondità di scavo ottenuta a monte, in mezzo e a valle delle due pile in ragione del rapporto tra la dimensione della pila e l'interasse.



Nel caso in esame, le pile hanno diametro pari a 3.0 m e interasse pari a 9 m, con un rapporto pari a 3. Dal diagramma si ricava pertanto che lo scavo a monte è pari a 1.32 volte quello stimato con la formula di Breusers per singola pila, quello intermedio è pari a 0.92 volte e quello di valle è pari a 0.80 volte.

3.1.3 *Analisi dei risultati*

Le cinque pile del viadotto, che presentano un diametro pari a 3.0 m, sono state numerate progressivamente da sinistra (idraulica) a destra (come evidenziato nella figura a seguire).



Numerazione delle pile del viadotto

PILA	U [m/s]	U/U _c [adm]	Y ₀ [m]	f ₁ [adm]	f ₂ [adm]	f ₃ [adm]	f ₄ [adm]	y _s [m]
5	0.83	59.8	4.18	1	1	1	1	5.30
4	0.83	59.8	4.76	1	1	1	1	5.52
3	1.72	123.9	11.38	1	1	1	1	5.99
2	0.93	67.0	5.9	1	1	1	1	5.77
1	0.93	67.0	5.86	1	1	1	1	5.76

Altezza di scavo generata dalla corrente in corrispondenza delle pile del viadotto,
nell'ipotesi di singola pila

PILA	y _s [m]	y _{monte} [m/s]	y _{intermedio} [adm]	y _{valle} [m]
5	5.30	7.00	4.88	4.24
4	5.52	7.28	5.08	4.41
3	5.99	7.91	5.51	4.80
2	5.77	7.62	5.31	4.62
1	5.76	7.61	5.30	4.61

Altezza di scavo generata dalla corrente in corrispondenza delle pile del viadotto, con doppia pila

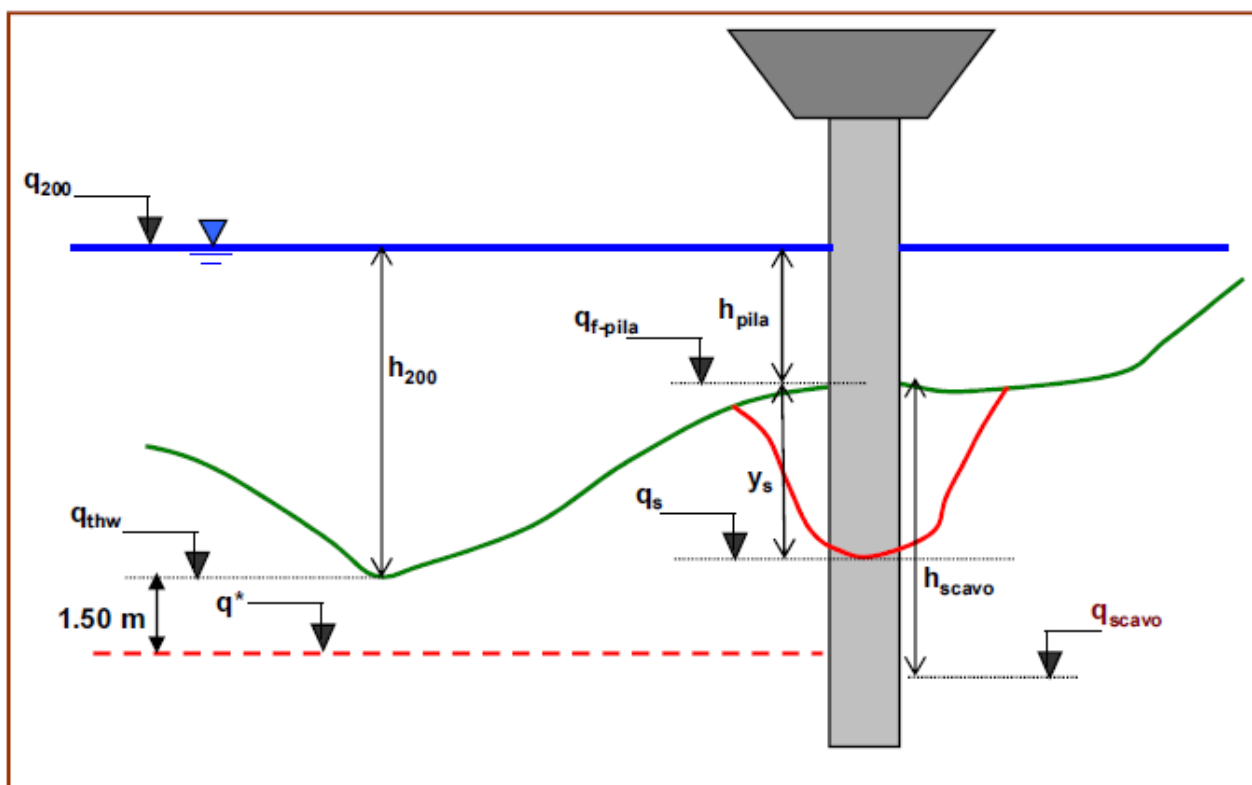
Per la definizione della massima quota di scavo da assumere a riferimento per la verifica strutturale del sistema pila – pali di fondazione, sono stati assunti i seguenti criteri:

- pile esterne (pile n° 1 e 5): quota che si ottiene sottraendo la corrispondente altezza di scavo (ottenuta con la formula di Breusers) a partire dalla quota di fondo alveo in corrispondenza della pila stessa e comunque non meno di 1.5 m al di sotto della quota di talweg esistente.
- pile intermedie (pile n° 2, 3 e 4): quota che si ottiene sottraendo la corrispondente altezza di scavo (ottenuta con la formula di Bresusers) a partire dalla quota di fondo alveo della sezione (quota del talweg pari a 21.15 m s.l.m.). Tale criterio è stato adottato per tenere cautelativamente in considerazione eventuali future migrazioni dell'alveo inciso. Si evidenzia che in tal modo tutte le quote di estradosso delle fondazioni risultano inferiori alla quota del talweg per più di 1.50 m.

Nella tabella a seguire si riportano i risultati ottenuti per ogni singola pila. In grassetto le massime quote z e le minime profondità h di scavo assunte a riferimento.

PILA	z fondo [m s.m.]	z talweg [m s.m.]	z q 200 [m s.m.]	h 200 [m]	h pila [m]	ys [m]	zs [m s.m.]	z* [m s.m.]	z scavo [m s.m.]	h scavo [m]
5	30.45	21.15	34.63	13.48	4.18	7.00	23.45	19.65	23.45	10.80
4	29.87	21.15	34.63	13.48	4.76	7.28	22.59	19.65	13.87	16.00
3	23.25	21.15	34.63	13.48	11.38	7.91	15.34	19.65	13.24	10.01
2	28.73	21.15	34.63	13.48	5.90	7.62	21.11	19.65	13.53	15.20
1	28.77	21.15	34.63	13.48	5.86	7.61	21.16	19.65	21.16	9.12

Per le pile in centro alveo si ottiene che la quota di massimo scavo corrisponde alla quota del talweg meno la profondità di scavo di monte, vale a dire per la pila più sollecitata $21.15 - 7.91 = 13.24$ m s.m..



LEGENDA

Pos	chl	alveo principale (inciso)
	rob	golena in destra
	lob	golena in sinistra
q_{f-pila}	Quota del terreno in corrispondenza della pila	
q_{thw}	Thalweg - Quota del punto più depresso del fondo alveo	
q₂₀₀	Quota del livello di piena Tr200 ottenuto dai calcoli	
h₂₀₀	Tirante idrico Tr200 misurato rispetto al thalweg	
h_{pila}	Tirante idrico Tr200 in corrispondenza della pila	
y_s	Profondità di scavo a partire dal fondo alveo locale in corrispondenza della pila	
q_s	Quota assoluta del fondo scavo in corrispondenza della pila	
q*	Quota limite superiore per lo scavo calcolata come indicato da ST Reno (quota thalweg - 1.50 m)	
q_{scavo}	Quota limite di scavo da assumere per la verifica del sistema pila - pali di fondazione	
h_{scavo}	scavo da assumere a riferimento per la verifica del sistema pila - pali di fondazione	

Definizione della quota di scavo in corrispondenza di ogni sistema pila – pali di fondazione

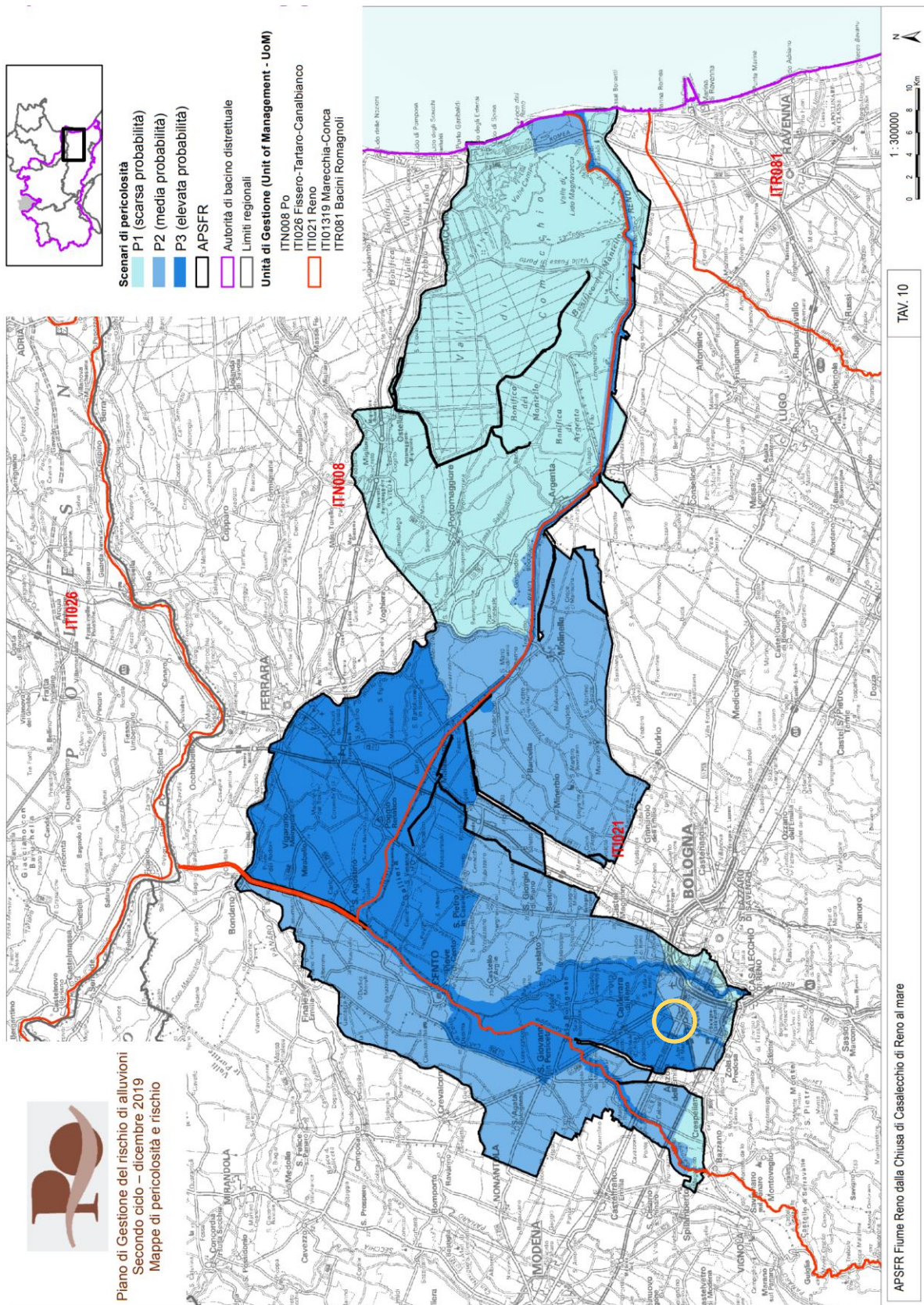
4. INTERFERENZE IN CASO DI SCENARI DI ALLAGAMENTO PGRA

Alla data della presente relazione è in via di aggiornamento su tutto il territorio nazionale il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, che prevede la perimetrazione del rischio di allagamento dai corsi d'acqua principali in ragione di differenti scenari di frequenza. L'area interessata dal presente progetto è inclusa nel bacino del fiume Reno ed è analizzata dall'Autorità di distretto competente sui bacini del fiume Po e di altri corsi d'acqua limitrofi (Fissero Tartaro Canalbianco, Reno, bacini romagnoli). L'aggiornamento è in fase di approvazione, prevista per dicembre 2021, e le cartografie relative agli scenari di allagamento sono già state pubblicate e risultano disponibili sul sito dell'Autorità.

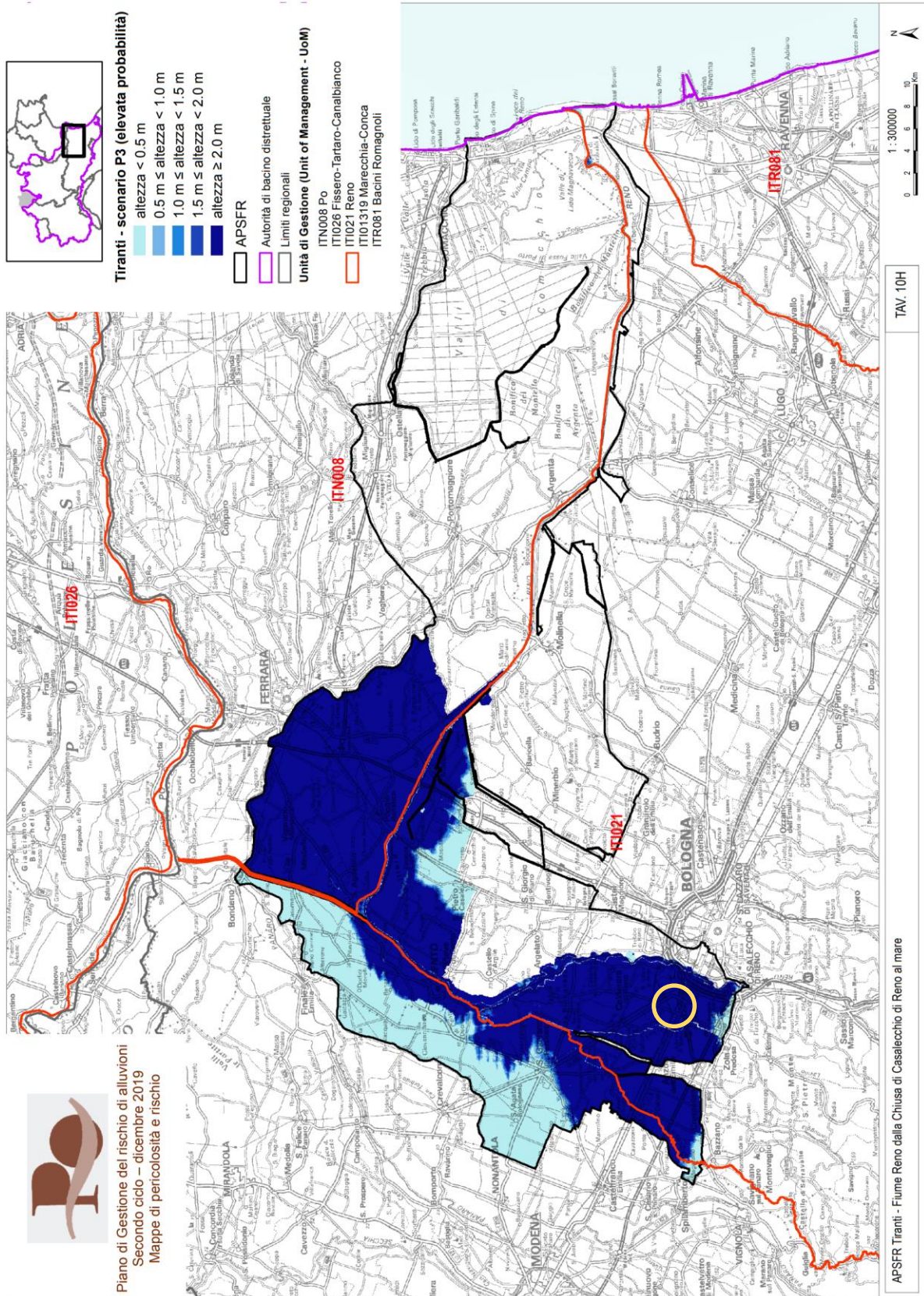
Tali cartografie classificano come P3 l'area in sinistra idrografica del fiume Reno e come P2 l'area idrografica in destra. Più nel dettaglio, il Piano prevede tiranti idrici probabili superiori a 2 m, in tutti gli scenari considerati per l'area in sinistra e per gli scenari di media e scarsa probabilità in destra. Come si può osservare, la probabilità è correlata con il cedimento o il sormonto degli argini fluviali: una volta avviato il fenomeno di esondazione, i tiranti risultanti sono pressoché identici perché l'acqua tende poi ad insaccarsi uniformemente lungo la pianura, all'esterno degli argini maestri.

La prospettiva di scenari di allagamento superiori a 2 m suggerisce di intervenire in corrispondenza del rilevato sinistro del ponte, inserendo dei tombini di trasparenza idraulica, così da evitare ipotetici accumuli d'acqua a monte del rilevato, tali da peggiorarvi la situazione di allagamento rispetto alla condizione attuale indisturbata.

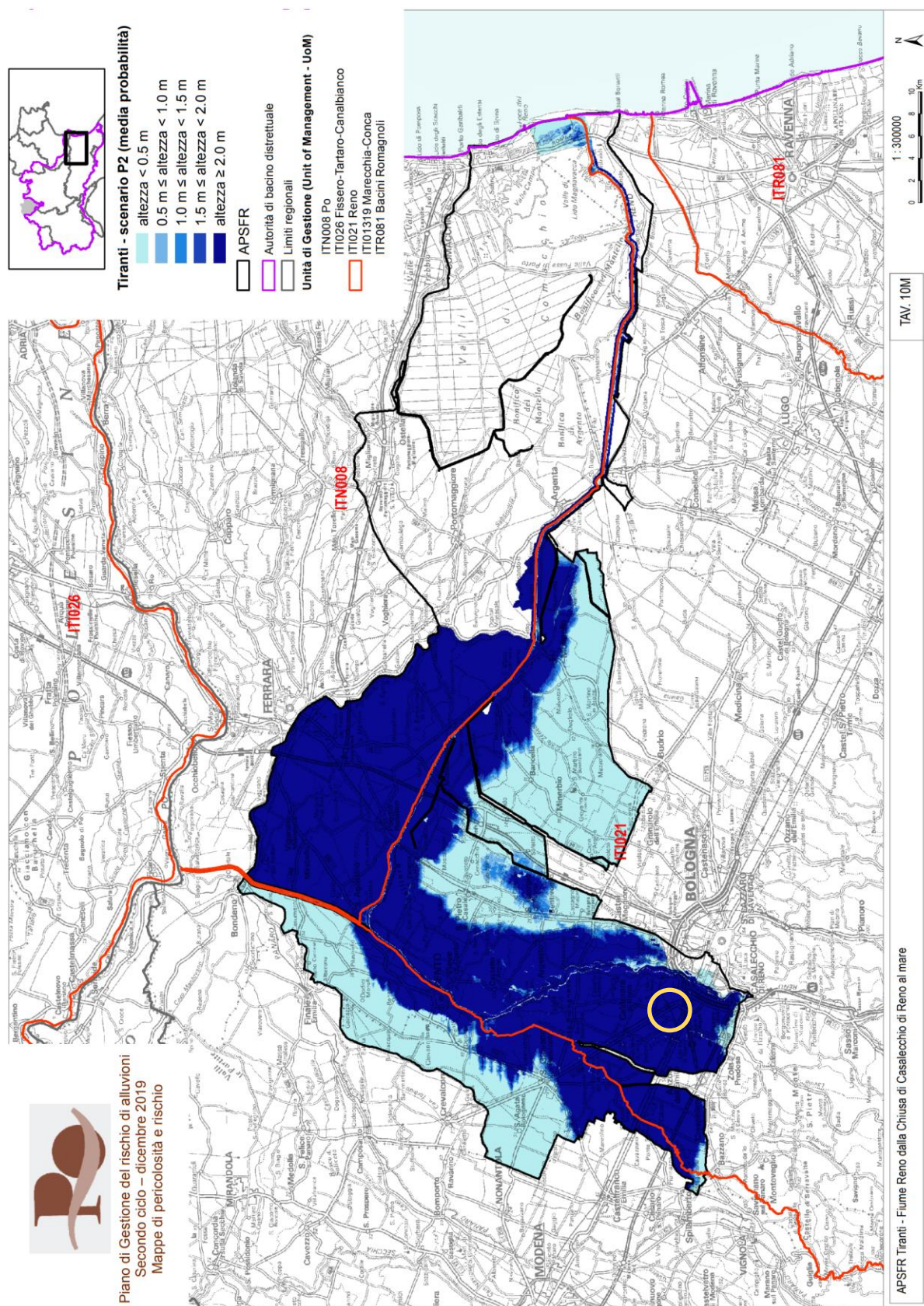
I manufatti inseriti consistono in 4 tubazioni in calcestruzzo DN600 ad interasse variabile tra 30 e 50 m, previsto anche in ragione della loro possibilità di inserimento nella struttura del rilevato, posti a circa 450 m dal viadotto sul F. Reno, ulteriori 2 tubazioni DN600 e 2 tubazioni DN1200 a ridosso della spalla sinistra del viadotto e un DN1200 in spalla destra. La posa è prevista con quota di scorrimento corrispondente al piano campagna e pendenza trascurabile. In tal modo, i manufatti non interferiscono con il funzionamento ordinario delle affossature di raccolta e laminazione ed entreranno in funzione solo in presenza di un'estesa sommersione della campagna.



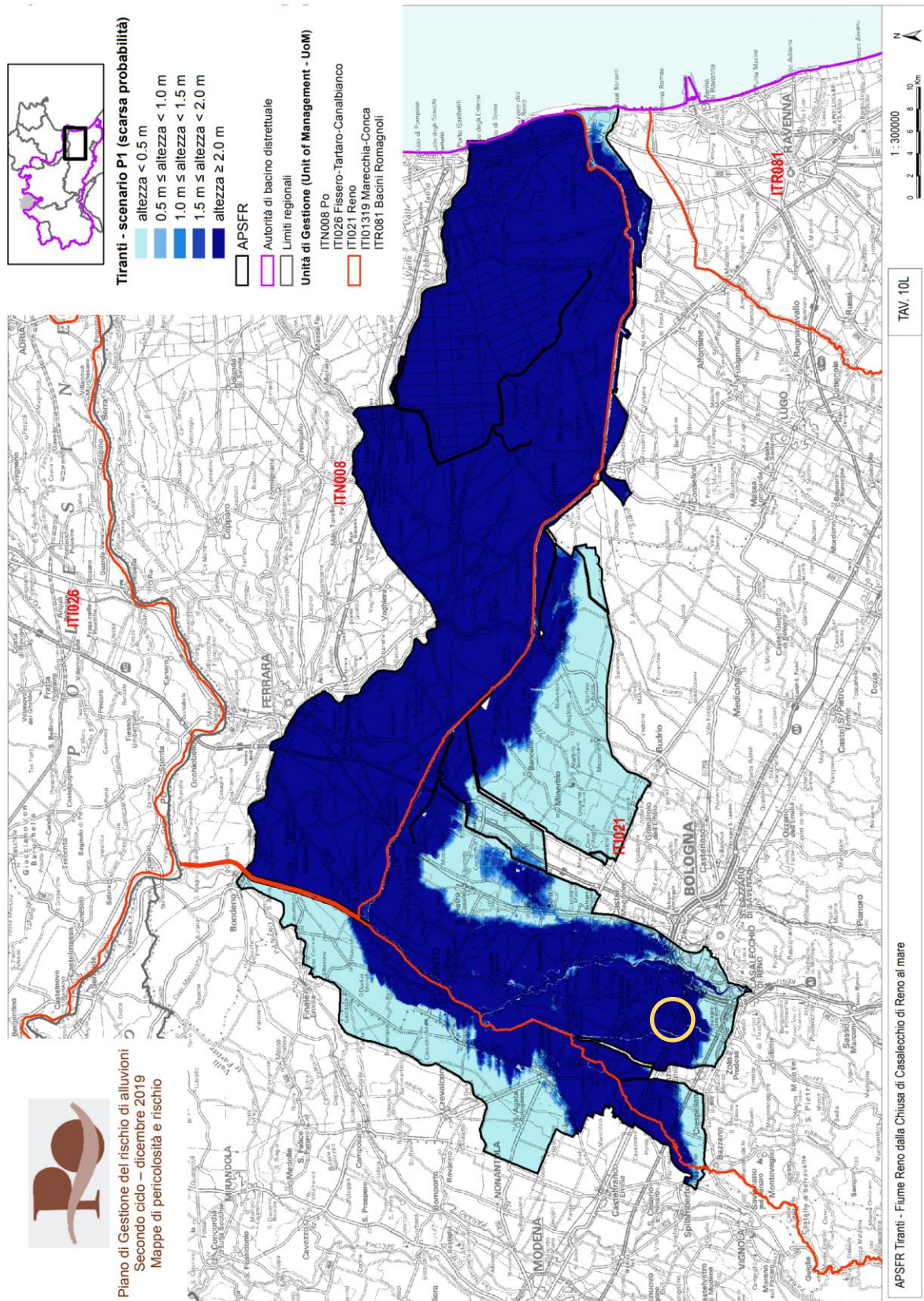
Scenari di pericolosità secondo la proposta di aggiornamento PGRA 2021



Tiranti attesi con elevata probabilità secondo la proposta di aggiornamento PGRA 2021



Tiranti attesi con media probabilità secondo la proposta di aggiornamento PGRA 2021

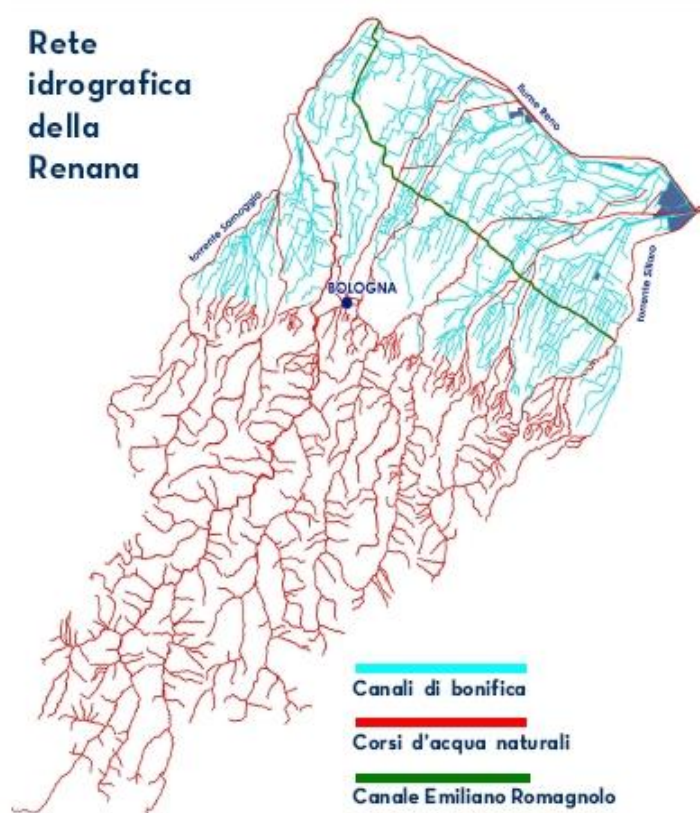


Tiranti attesi con scarsa probabilità secondo la proposta di aggiornamento PGRA 2021

5. INTERFERENZE CON IL RETICOLO MINORE

5.1 Introduzione

La viabilità in progetto, che si sviluppa lungo la direzione predominante ovest – est, interseca il reticolo irriguo del "Consorzio della bonifica Renana", i cui ambiti territoriali si estendono dal comune di Calcara sino al comune di San Pietro Terme nella direzione est - ovest, dal Reno al confine con la regione Toscana, nella direzione nord – sud.

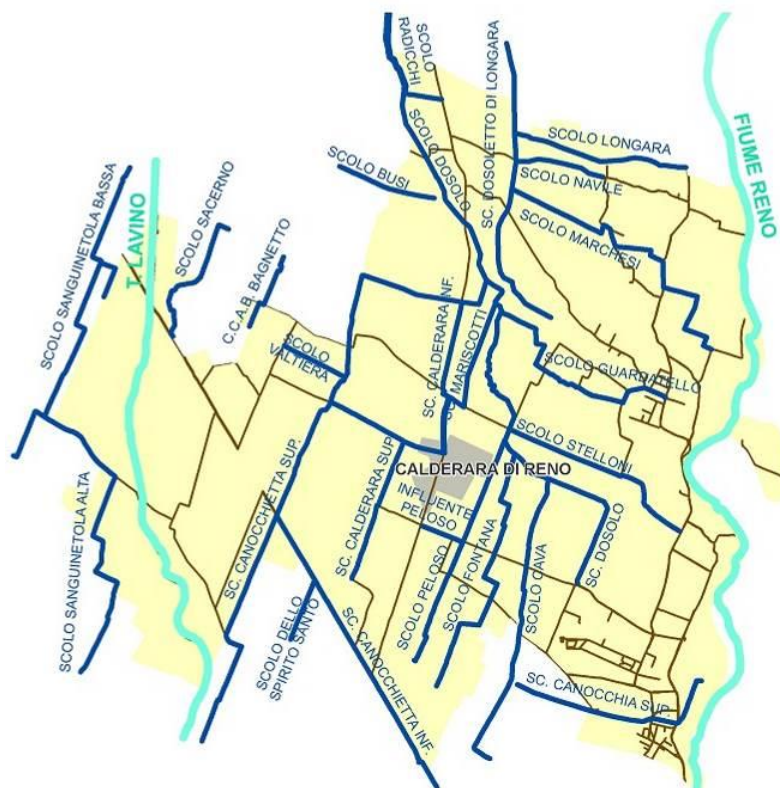


Rete idrografica Bonifica Renana

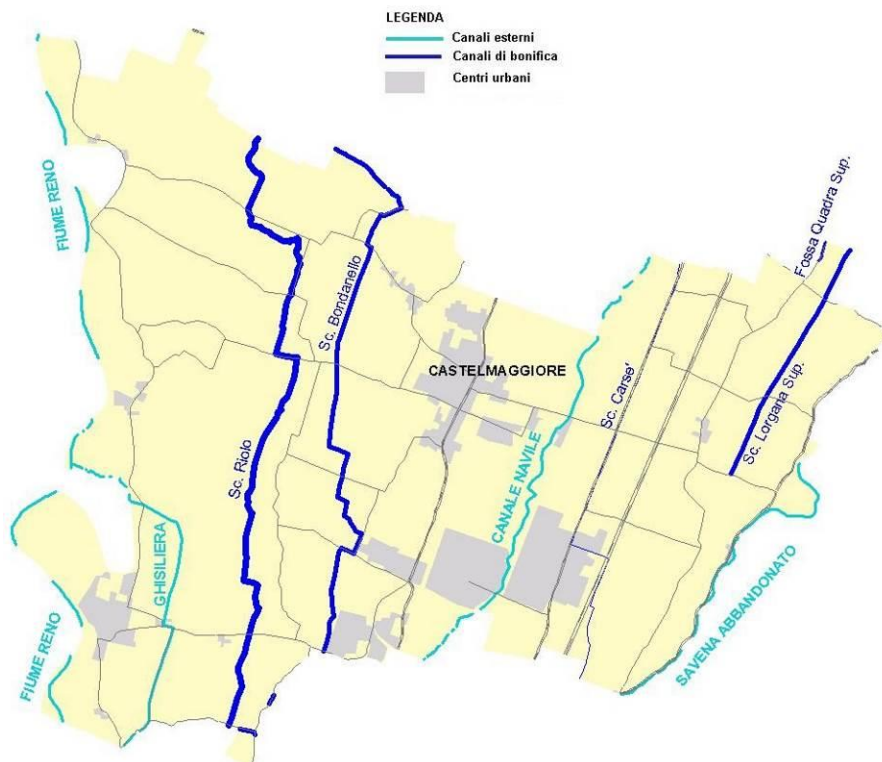
5.2 Interazioni col reticolo del Consorzio della bonifica Renana

All'interno del vasto reticolo irriguo del Consorzio, la suddetta viabilità ricade per la quasi totalità nei territori comunali di Calderara di Reno, Castel Maggiore e Granarolo d'Emilia.

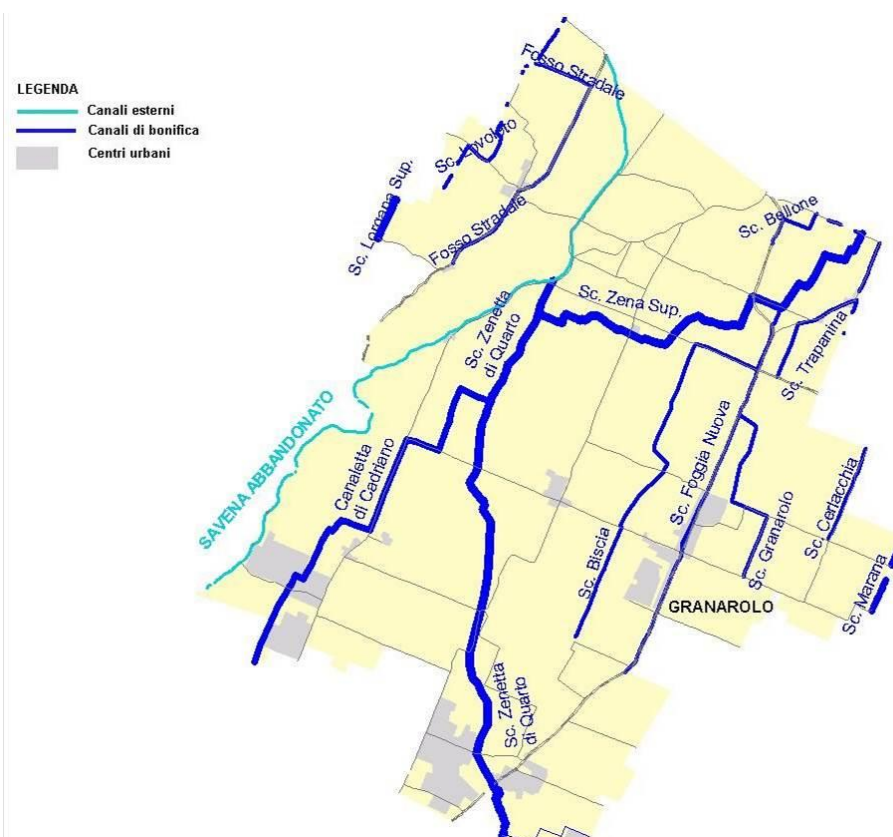
Per tali territori comunali il Consorzio rende disponibile la cartografia del reticolo irriguo. Qui di seguito vengono riportate le immagini della rete nei territori interessati dalle opere in progetto.



Rete irrigua del C.b.R nel territorio di Calderara di Reno



Rete irrigua del C.b.R nel territorio di Castel Maggiore



Rete irrigua del C.b.R nel territorio di Granarolo Emilia

Le intersezioni tra i corpi idrici del Consorzio e la viabilità in progetto sono state risolte, per i canali principali interferenti, mediante la realizzazione di opere di attraversamento dedicate; per quanto riguarda invece i fossi costeggianti i campi coltivati, le cosiddette “scoline”, si è provveduto alla “ricucitura” del reticolo delle stesse avendo l'accortezza di non variare le direzioni preferenziali di deflusso delle stesse. Per perseguire tale fine si è posta in essere, dove necessaria, una rete di fossi sostitutivi di collegamento corredata dalle necessarie opere di attraversamento, realizzate mediante condotti di grosso diametro in cls.

Tra i canali consortili, l'unico canale principale intersecato dai presenti lotti, per il quale è stato previsto un nuovo manufatto di attraversamento è lo scolo Stelloni, tutti gli altri manufatti esistenti sono risultati compatibili con la viabilità in progetto e sono quindi stati mantenuti invariati.

Nella progettazione sono stati rispettati tutti i vincoli imposti dal Consorzio sui corsi d'acqua di propria competenza in materia di fasce di rispetto, franchi, e piste per l'accesso e la manutenzione.

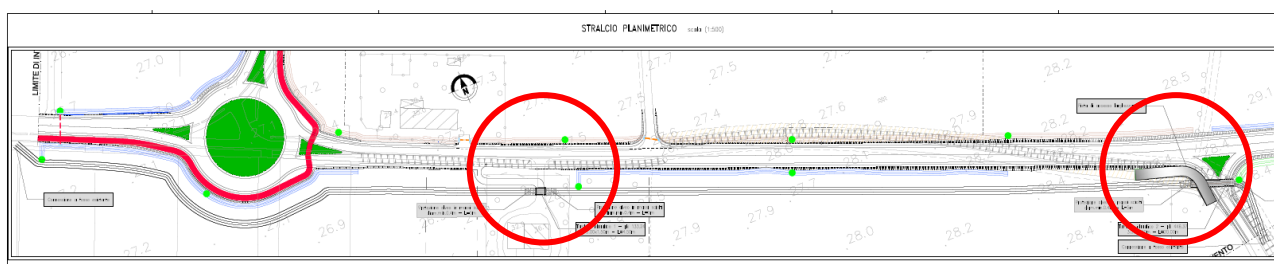
5.3 Dimensionamento del manufatto idraulico di attraversamento dello scolo Stelloni

Il dimensionamento idraulico dei manufatti di attraversamento è stato fatto seguendo le direttive indicate dal Consorzio della bonifica Renana, direttive che vengono qui di seguito elencate.

- Per ogni canale si calcola la portata di riferimento in moto uniforme, valutando la pendenza media del fondo di un tratto lungo 200 m centrato nella sezione dell'attraversamento in progetto, ipotizzando la sezione esistente piena (franco nullo)
- Con tale portata si dimensionano i nuovi attraversamenti avendo l'accortezza di verificare che gli stessi abbiano la capacità di far defluire la portata di riferimento a pelo libero.
- Per i manufatti interferenti con l'alveo esistente, è stata prevista la protezione dell'alveo e delle sponde per una lunghezza pari a 5 m a monte dell'imbocco e 5 m a valle dello sbocco dei manufatti di attraversamento, con pietre sciolte dal diametro minimo di 0.4 m.
- sono state previste inoltre delle apposite rampe di accesso ai fondi coltivati interposti, della larghezza pari a 5 metri, così come da prescrizioni del Consorzio della Bonifica Renana.

L'alveo dello scolo Stelloni interferiva pesantemente con le opere viabilistiche in progetto lungo la tratta B e quindi se ne è concordato con il Consorzio il riposizionamento dell'alveo, in modo da non pregiudicare né le opere in progetto né le capacità di deflusso dello scolo stesso.

Si è quindi ipotizzato il tracciato del nuovo alveo dello scolo in una posizione consona al collegamento con gli estremi di monte e valle.

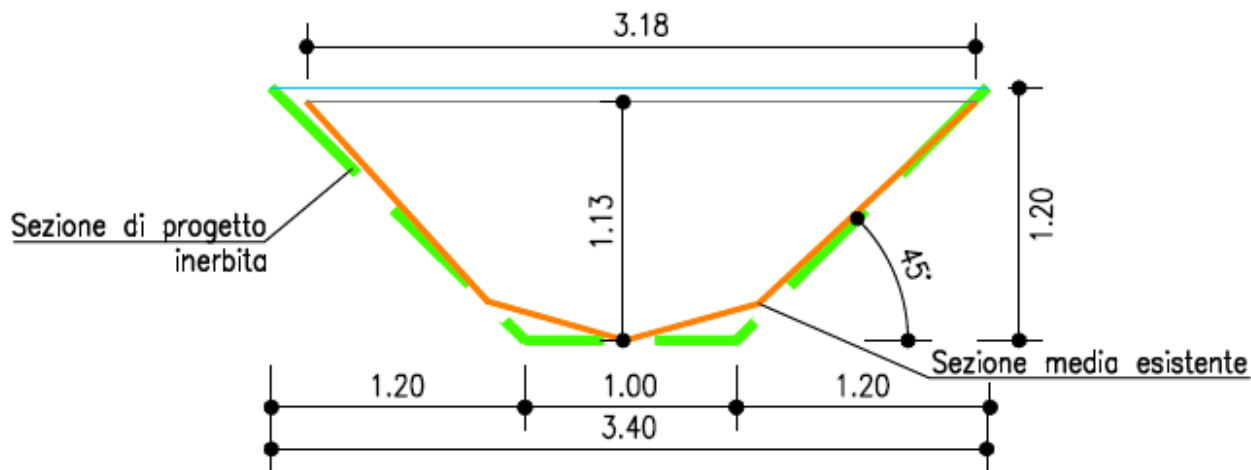


Nell'immagine sopra riportata sono rappresentati lo scolo Stelloni riposizionato (magenta tratteggiato) e nei cerchi i due attraversamenti di progetto

La sezione utilizzata per i calcoli della portata indice dello scolo nell'intorno del tratto in progetto risulta essere di tipo trapezoidale con le seguenti caratteristiche:

- Altezza 1.20 m
- Larghezza base superiore 3.40 m
- Base inferiore 1 m.
- Pendenza sponde 1:1

Qui di seguito si riporta il confronto tra la sezione utilizzata per i calcoli idraulici e la geometria media dell'alveo dello scolo Stelloni esistente.



Confronto sezione di progetto – sezione esistente

Come si evince dal confronto grafico la sezione di progetto risulta essere maggiormente capiente rispetto alle sezioni rilevate (area al pieno disponibile per il deflusso sez. esistente = 2.24 m^2 - sez. di progetto = 2.64 m^2).

- Il valore della pendenza media del corso dello scolo Stelloni è risultato essere pari a 0.3%
- Il coefficiente di scabrezza n secondo Manning utilizzato per la verifica idraulica è $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3}$.

Con tali parametri il calcolo della portata indice in moto uniforme ha fornito un valore al pieno della sezione esistente pari a $2.78 \text{ m}^3/\text{s}$.

Channel Analysis

Type: **Cross Section** Define...

Side slope 1 (Z1): 0.0 H : 1V

Side slope 2 (Z2): 0.0 H : 1V

Channel width (B): 0.0 (m)

Pipe diameter (D): 0.0 (m)

Longitudinal slope: 0.003 (m/m)

☐ Override default

Manning's roughness: 0.0330

☐ Use lining

Lining type: **Woven Paper Net**

Permissible shear stress: 7.2 (N/m²)

☐ Enter flow: 2.777 (cms)

☒ Enter depth: 1.200 (m)

Calculate

Plot... Compute Curves...

OK Cancel

Parameter	Value	Unit
Flow	2.777	cms
Depth	1.200	m
Area of Flow	2.400	sq m
Wetted Perimeter	4.124	m
Hydraulic Radius	0.582	m
Average Velocity	1.157	m/s
Top Width (T)	3.000	m
Froude Number	0.413	
Critical Depth	0.745	m
Critical Velocity	2.299	m/s
Critical Slope	0.01885	
Critical Top Width	2.242	m
Calculated Max Sh...	0.000	N/m ²
Calculated Avg She...	0.000	N/m ²
Manning's Roughn...	0.0330	

Output del codice di calcolo in moto uniforme per la sezione esistente

La sezione del manufatto di attraversamento è stata quindi imposta come rettangolare di dimensioni nette interne (lxh) pari a 3.00x1.80 m.

I manufatti saranno in cls e le sezioni di attraversamento per lo scolo Stelloni saranno 2:

1. accesso carraio ad un fondo dotato di scatolare (lxh) pari a 3.00x1.50 m di lunghezza pari a 4.50 m;
2. attraversamento stradale (lxh) pari a 3.00x1.50 m di lunghezza pari a 20 m.

Qui di seguito sono riportate le verifiche a moto uniforme rispettivamente della sezione dell'alveo trapezio di progetto e delle sezioni dei manufatti scatolari di attraversamento.

La sezione dell'alveo trapezio di progetto, alla verifica di moto uniforme a parità di parametri è in grado di far defluire una portata massima pari a 3.12 mc/s.

Channel Analysis

Type: Trapezoidal Define...

Side slope 1 (Z1): 1.0 H : 1V

Side slope 2 (Z2): 1.0 H : 1V

Channel width (B): 1.0 (m)

Pipe diameter (D): 0.0 (m)

Longitudinal slope: 0.003 (m/m)

☐ Override default

Manning's roughness: 0.0330

☐ Use lining

Lining type: Woven Paper Net

Permissible shear stress: 7.2 (N/m²)

☐ Enter flow: 3.120 (cms)

☒ Enter depth: 1.200 (m)

Calculate

Plot... Compute Curves...

OK Cancel

Parameter	Value	Unit
Flow	3.120	cms
Depth	1.200	m
Area of Flow	2.640	sq m
Wetted Perimeter	4.394	m
Hydraulic Radius	0.601	m
Average Velocity	1.182	m/s
Top Width (T)	3.400	m
Froude Number	0.428	
Critical Depth	0.769	m
Critical Velocity	2.293	m/s
Critical Slope	0.01772	
Critical Top Width	2.538	m
Calculated Max Sh...	35.288	N/m ²
Calculated Avg She...	17.668	N/m ²

Output del codice di calcolo in moto uniforme per la sezione trapezia di progetto

La sezione di progetto dello scatolare è in grado di far defluire, a parità di parametri di scabrezza, pendenza e tirante (pari a 1.20 m) una portata pari a 4.56 m³/s. Tale valore corrisponde a un riempimento pari al massimo riempimento previsto dalla norma (2/3 della luce con 50 cm minimo di franco), situazione rispetto alla quale la portata indice, pari alla massima convogliabile dallo scolo Stelloni nella configurazione attuale (del valore di 2.78 mc/s), rappresenta il 61% della massima convogliabile dagli scatolari e l'89% della portata della sezione trapezia di progetto.

Qualora si consideri al contrario la portata attuale come portata di progetto – dato che maggiori portate risulterebbero in allagamenti della campagna prima ancora di raggiungere l'attraversamento – il tirante atteso nello scatolare a moto uniforme è pari a 85 cm, con un franco di 1.05 cm rispetto alla sommità.

Channel Analysis

Type: Rectangular Define...

Side slope 1 (Z1): 0.0 H : 1V

Side slope 2 (Z2): 0.0 H : 1V

Channel width (B): 3.0 (m)

Pipe diameter (D): 0.0 (m)

Longitudinal slope: 0.003 (m/m)

☐ Override default

Manning's roughness: 0.0330

☐ Use lining

Lining type: Woven Paper Net

Permissible shear stress: 7.2 (N/m²)

☐ Enter flow: 4.560 (cms)

☒ Enter depth: 1.200 (m)

Calculate

Plot... Compute Curves...

OK Cancel

Parameter	Value	Unit
Flow	4.560	cms
Depth	1.200	m
Area of Flow	3.600	sq m
Wetted Perimeter	5.400	m
Hydraulic Radius	0.667	m
Average Velocity	1.267	m/s
Top Width (T)	3.000	m
Froude Number	0.369	
Critical Depth	0.617	m
Critical Velocity	2.462	m/s
Critical Slope	0.01987	
Critical Top Width	3.000	m
Calculated Max Sh...	35.288	N/m ²
Calculated Avg She...	19.604	N/m ²

Output del codice di calcolo in moto uniforme per la sezione di progetto dello scatolare con tirante pari a 1.20 m.

L'attraversamento così dimensionato risponde per quanto possibile anche alla raccomandazione inserita nelle NTC di garantire ove possibile l'accessibilità degli scatolari di attraversamento, in ragione dell'altezza di 1.8 m.

6. ALLEGATO A – Caratteristiche del software Hec Ras

Per le simulazioni del deflusso di piena in condizioni di moto stazionario monodimensionale è stato utilizzato il software di calcolo Hec-Ras (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), versione 4.1 (rilasciata nel Gennaio 2010), sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dello U.S. Army Corps of Engineers. Hec-Ras è un sistema integrato di software, progettato per uso interattivo in un ambiente multiutente; esso risulta costituito dai seguenti moduli:

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

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

La procedura utilizzata nei calcoli si basa sulla soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia; le perdite di carico valutate sono quelle distribuite (equazione di Manning) e quelle localizzate causate dalla contrazione o espansione della vena liquida (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell'altezza cinetica).

L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni; ciò si verifica: in condizione di regime misto, nei punti di passaggio da corrente veloce a lenta, in corrispondenza dei ponti e dei tombini oppure nei pressi delle confluenze fra corsi d'acqua.

Nei calcoli possono essere considerati gli effetti di punti singolari quali ponti, tombini di varia forma e con aperture singole o multiple, soglie sfioranti e paratoie; inoltre si possono confrontare e valutare direttamente gli effetti indotti da una sistemazione idraulica (ripofilatura o arginatura) riportando sulle stesse sezioni trasversali del corso d'acqua la traccia del pelo libero nelle condizioni post-operam e ante-operam.

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

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (\text{A.1})$$

dove:

Y_1, Y_2 : altezza d'acqua nella sezione trasversale;

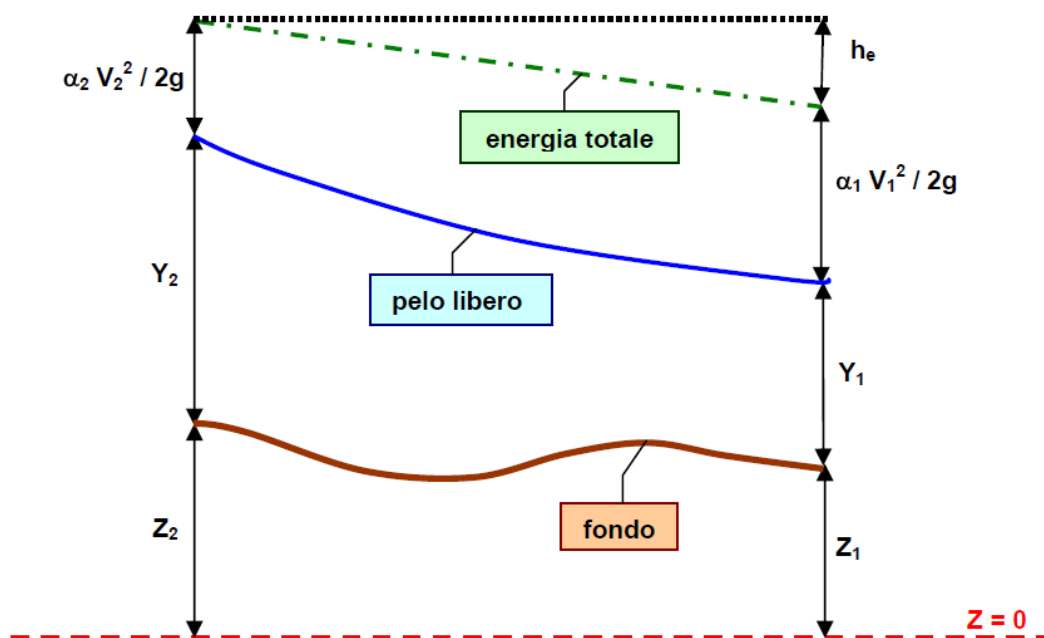
Z_1, Z_2 : quota del fondo nella sezione trasversale;

V_1, V_2 : velocità media nella sezione trasversale;

α_1, α_2 : coefficiente di Coriolis;

g : accelerazione gravitazionale 9.8 m/s^2 ;

h_e : perdita di carico totale tra le sezioni 1 e 2.



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

$$h_e = L S_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (\text{A.2})$$

ove è:

L : distanza tra le due sezioni contigue 1 e 2;

S_f : pendenza della linea dell'energia;

C : coefficiente per le perdite di carico localizzate.

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

$$Q = K \sqrt{S_f} \quad (\text{A.3})$$

dove:

$K = 1.486 A R^{2/3}/n$ = conduttanza della porzione di golena considerata;

n = coefficiente di scabrezza di Manning;

A = area della sezione idrica;

R = raggio idraulico.

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

Hec-Ras è in grado di calcolare la perdita di energia dovuta a ponti e/o sottopassi suddividendoli in tre parti distinte: la prima rappresenta la perdita che si ha nel ramo immediatamente a valle della struttura dove avviene l'espansione del flusso, la seconda nella struttura stessa e la terza nel ramo immediatamente a monte dell'imbocco dove la vena liquida subisce la contrazione.

La procedura seguita dal programma per la definizione del profilo idrico risulta così schematizzabile:

- acquisizione della quota del pelo libero nella sezione di monte o valle a seconda che si operi in regime di corrente veloce o lenta;
- in base all'altezza d'acqua assunta si calcola la velocità media nella sezione e la conduttanza totale;
- con i valori derivanti dallo *step b* si calcola il valore di S_f e si risolve l'equazione (A.2);
- con i valori derivanti dallo *step b* e *c* ricava la quota del pelo libero risolvendo l'equazione (A.1);
- si paragona la quota del pelo libero assunto nello *step a* con quello derivante dallo *step d* e se la differenza non è superiore alla tolleranza imposta si riprende dallo *step a* imponendo una quota del pelo libero pari alla quota dell'iterazione precedente maggiorata del 70% della differenza ottenuta fra la quota calcolata e quella assunta. Il metodo usato per la determinazione della quota definitiva del pelo libero è quello della secante.

6.1.1 Applicazione dell'equazione della conservazione della quantità di moto

In alternativa all'equazione di bilancio energetico, e tipicamente per tratti di non linearità della corrente (risalti idraulici, ponti, confluenze, etc.), viene utilizzata l'equazione di bilancio di quantità di moto, nella forma:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \rho \Delta V_x \quad (\text{A.4})$$

dove:

P forze dovute alla pressione idrostatica nelle sezioni 1 e 2;

W_x forza peso nella direzione x ;

F_f forza di attrito tra le sezioni 1 e 2;

Q portata;

ρ densità dell'acqua;

ΔV_x variazione di velocità tra le sezioni 1 e 2, nella direzione x;

essendo:

$$P = \gamma A Y \cos \theta \quad (\text{A.5})$$

con:

γ peso specifico dell'acqua;

A area di deflusso;

Y affondamento del baricentro della sezione della corrente;

$$W_x = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \sin \theta \quad (\text{A.6})$$

con:

L distanza tra le due sezioni successive;

$$\sin \theta = \frac{Z_1 - Z_2}{L} \quad (\text{A.7})$$

Z_i quota fondo della sezione i-esima;

con:

$$F_f = \tau P L \quad (\text{A.8})$$

τ tensione superficiale d'attrito;

P sviluppo medio del contorno bagnato nelle sezioni 1 e 2;

$$\tau = \gamma R S_f \quad (\text{A.9})$$

dove: R = raggio idraulico;

S_f = gradiente idraulico.

6.1.2 Effetti indotti sulla corrente dalla presenza di un ponte

Per la determinazione delle perdite di carico dovute alla presenza di un ponte, la routine di calcolo necessita della definizione di 4 sezioni di cui due a monte e due a valle, poste in entrambi i casi, una in prossimità dell'opera e l'altra ad una distanza sufficiente affinché la corrente non risenta della presenza del manufatto.

Il programma HEC-RAS consente di simulare il deflusso della piena o in condizioni di corrente a pelo libero o in condizioni di corrente in pressione.

Nel caso in cui il deflusso della corrente attraverso il ponte sia a pelo libero, cioè l'acqua non lambisca l'intradosso del ponte, l'effetto indotto dalla presenza della struttura, in particolare pile e spalle, può essere valutato mediante i seguenti metodi:

- a1) bilancio energetico;
- a2) equazione di conservazione della quantità di moto;
- a3) formula di Yarnell;
- a4) metodo FHWA WSPRO (non utilizzato nel presente studio).

Il programma consente un confronto tra i risultati ottenuti ed, eventualmente, l'assunzione del criterio più cautelativo.

a1) Bilancio energetico

Il ponte viene considerato alla stregua di una qualsiasi sezione trasversale del corso d'acqua: all'area utile di deflusso è sottratta la porzione delle pile e delle spalle che è sommersa; il contorno bagnato è incrementato della lunghezza di contatto tra acqua e struttura.

a2) Equazione di conservazione della quantità di moto

Viene applicato il bilancio di quantità di moto a cavallo del ponte. Oltre agli usuali termini compare la forza scambiata tra la corrente e la struttura, che viene scomposta in 4 diversi termini:

1. componente statica sul lato di monte, calcolata come spinta idrostatica sulla superficie frontale bagnata; la superficie è valutata sulla base della quota idrica al di sotto della struttura, sul lato di monte;
2. componente dinamica sul lato di monte, calcolata come:

$$S_D = \frac{1}{2} C_D \rho V_m^2 A_f \quad (\text{A.10})$$

dove V_m è la velocità media della corrente a monte della struttura, A_f è la superficie frontale bagnata (cfr. sopra), C_D un opportuno coefficiente di Drag definito in base alla geometria dei manufatti immersi (pile / spalle);

FORMA DELLE PILE	C_D
Circolare	1.20
Allungata con estremità semicircolari	1.33
Ellittica (larghezza/lunghezza = 1/2)	0.60
Ellittica (larghezza/lunghezza = 1/4)	0.32
Ellittica (larghezza/lunghezza = 1/8)	0.29
Estremità quadrata	2.00
Estremità triangolare con angolo 30°	1.00
Estremità triangolare con angolo 60°	1.39
Estremità triangolare con angolo 90°	1.60
Estremità triangolare con angolo 120°	1.72

Coefficienti di forma delle pile

- componente statica sul lato di valle, calcolata come spinta idrostatica sulla superficie posteriore bagnata; la superficie è valutata sulla base della quota idrica al di sotto della struttura, sul lato di valle;
- componente tangenziale sul contorno bagnato, valutata secondo la (A.9).

Le quote idriche al di sotto della struttura vengono calcolate impostando dei bilanci parziali a cavallo delle sezioni di monte e di valle del ponte.

a3) formula di Yarnell

Tale metodo consente di determinare, utilizzando un'equazione di tipo empirico, la differenza tra il livello di monte e quello di valle. Viene utilizzata la seguente equazione, messa a punto sulla base di oltre 2600 esperimenti di laboratorio:

dove:

$$H_{3-2} = 2 K (K + 10 \omega - 0.6) (\alpha + 15 \alpha^4) \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{A.11})$$

H_{3-2} differenza di livello tra le sezioni 3 e 2;

K	coefficiente di forma delle pile, variabile da 0.90 per pile arrotondate a 1.25 per pile non arrotondate;
ω	rapporto tra carico cinetico e profondità d'acqua nella sezione 2;
α	rapporto tra area delle pile e area totale della sezione;
V_2	velocità della corrente nella sezione 2.

Nel caso in cui la corrente interferisca con l'impalcato del ponte, il codice HEC-RAS permette di calcolare il profilo idraulico sia mediante l'equazione di bilancio energetico sia tramite un metodo che procede alla suddivisione del deflusso in pressione e/o a superficie libera (stramazzo).

b1) Bilancio energetico

Il calcolo è analogo a quello condotto nel caso in cui la corrente non lambisca l'impalcato. Il ponte viene considerato alla stregua di una qualsiasi sezione trasversale del corso d'acqua: all'area utile di deflusso è sottratta la porzione delle pile, delle spalle ed eventualmente dell'impalcato che è sommersa; il contorno bagnato è incrementato della lunghezza di contatto tra acqua e struttura.

b2) Suddivisione del deflusso in pressione e/o a superficie libera (stramazzo)

Questa seconda schematizzazione consente di utilizzare due differenti algoritmi per il calcolo del deflusso in pressione e della portata che, eventualmente, tracima al di sopra dell'impalcato.

Per il calcolo in pressione vengono ulteriormente distinte due situazioni differenti:

- I deflusso con solo imbocco del ponte sommerso;
- II deflusso con imbocco e sbocco sommersi.

Nel caso di imbocco sommerso la portata viene definita secondo l'equazione (FHWA, 1978):

$$Q = C_d A_{BU} \left[2g \left(Y_3 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (\text{A.12})$$

dove:

Q	portata defluita attraverso la luce del ponte;
C_d	coefficiente di deflusso (in pressione), variabile tra 0.35 e 0.5;
A_{BU}	area utile di deflusso nella sezione di monte del ponte (BU);
Y_3	altezza d'acqua a monte del ponte;
Z	differenza tra quota minima di intradosso e quota media del fondo alveo nella sezione di monte del ponte.

Nell'eventualità che l'imbocco e lo sbocco siano sommersi, la portata in pressione viene calcolata secondo l'espressione:

$$Q = C A \sqrt{2 g H} \quad (\text{A.13})$$

dove:

- C coefficiente di deflusso in pressione (assume valori compresi tra 0.7 e 0.9);
- H differenza tra carico totale a monte del ponte e pelo libero a valle.

La portata che tracima al di sopra del ponte, viene calcolata con l'espressione:

$$Q = C L H^{3/2} \sqrt{2 g} \quad (\text{A.14})$$

dove:

- Q portata defluita al di sopra dell'impalcato;
- C coefficiente di deflusso (assume valori compresi tra 0.31 e 0.39);
- L larghezza di sfioro;
- H differenza tra carico totale a monte del ponte e quota di estradosso.

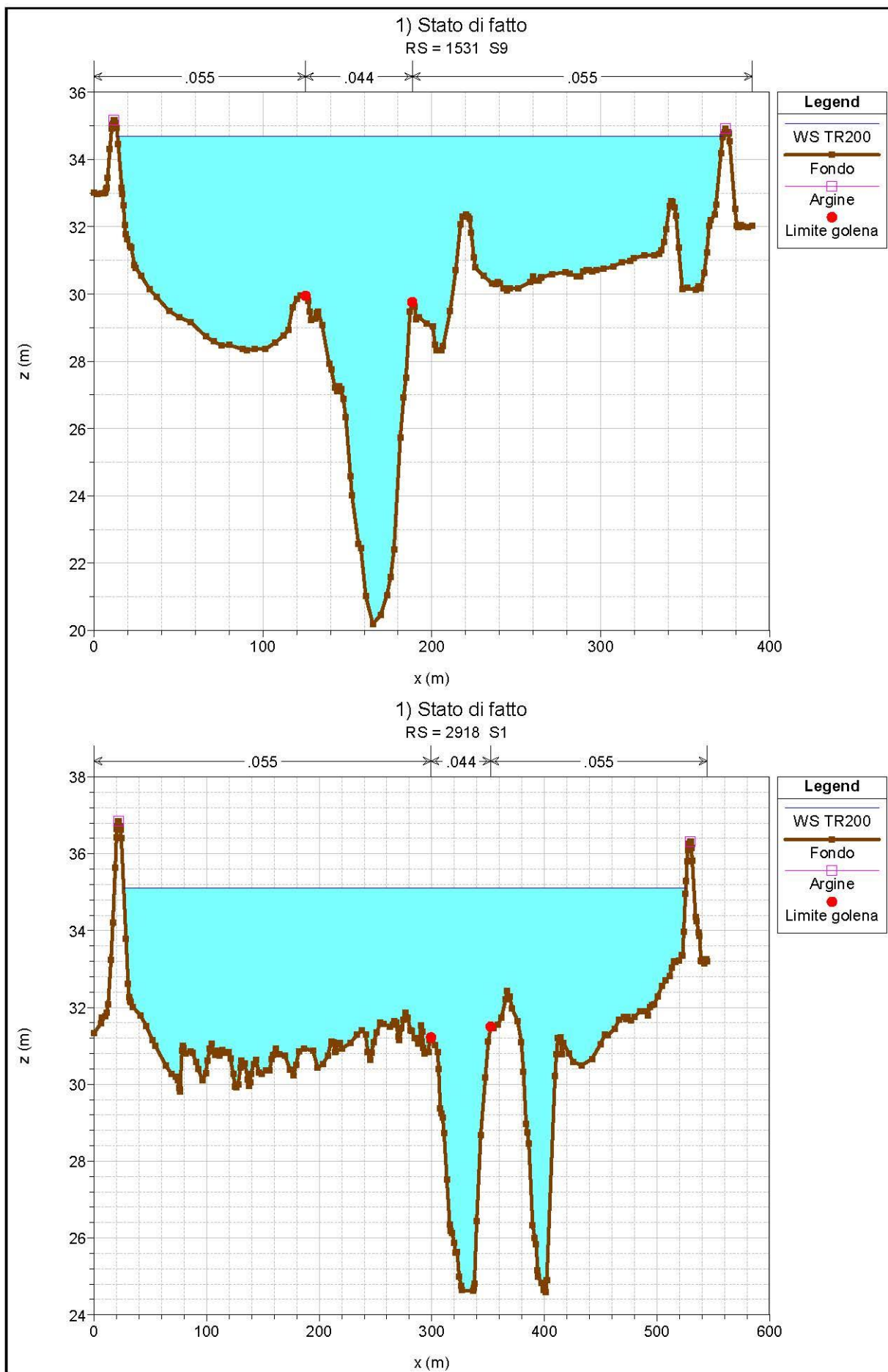
I valori della portata defluita in pressione ovvero sfiorata a pelo libero, al di sopra dell'impalcato, vengono determinati mediante successive iterazioni.

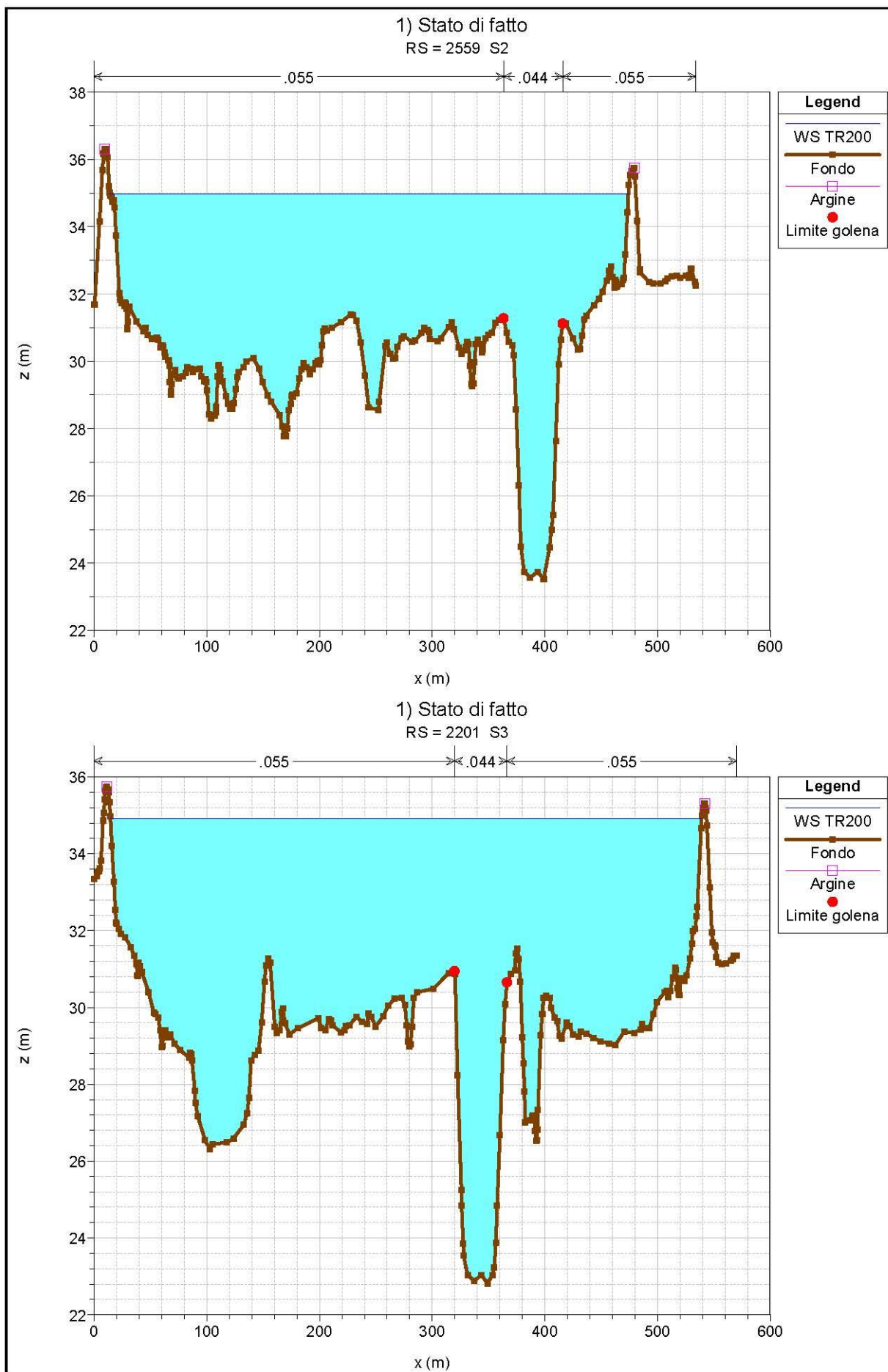
7. ALLEGATO B – Fiume Reno, simulazione TR200 in assenza del viadotto in progetto

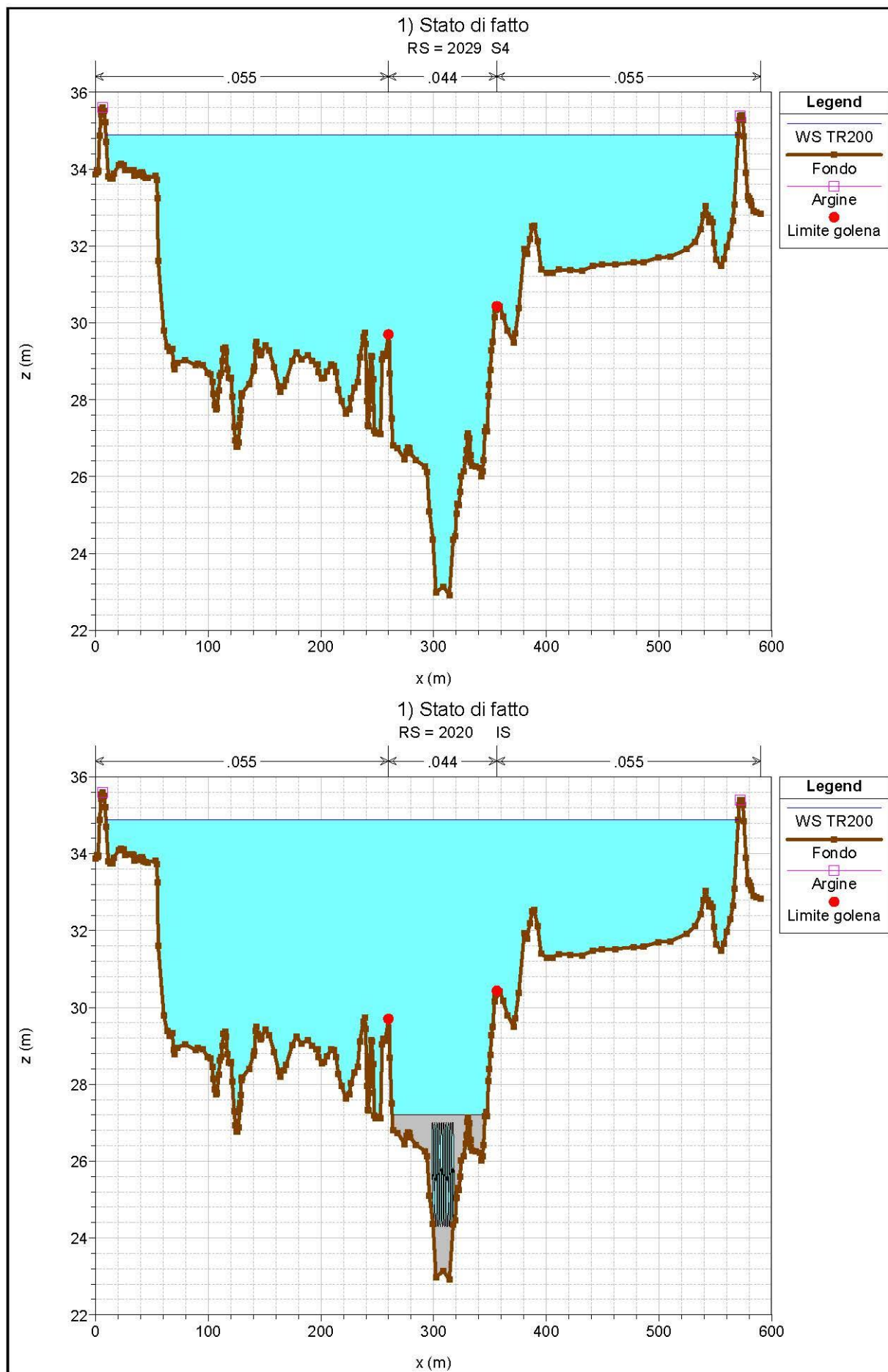
Sezione	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Left (m/s)	Vel Chnl (m/s)	Vel Right (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
2918 S1	2280.00	24.63	35.10	32.11	35.17	0.000353	0.88	1.59	0.88	2269.81	499.25	0.18
2559 S2	2280.00	23.52	34.98	31.56	35.04	0.000290	0.87	1.54	0.67	2313.28	460.15	0.17
2201 S3	2280.00	22.82	34.92	30.39	34.96	0.000146	0.68	1.20	0.65	3040.06	524.69	0.12
2029 S4	2280.00	22.92	34.89	29.92	34.93	0.000162	0.68	1.21	0.51	2866.28	561.35	0.13
2020	Inl Struct											
2007 S5	2280.00	22.59	34.87	28.83	34.91	0.000116	0.62	1.10	0.44	3124.84	565.51	0.11
1922 S6	2280.00	20.72	34.85	30.31	34.90	0.000182	0.73	1.30	0.56	2726.99	546.79	0.14
1736 S7	2280.00	21.99	34.76	30.61	34.85	0.000304	0.83	1.76	0.77	2117.72	441.98	0.18
1632 S8	2280.00	21.96	34.72	30.80	34.82	0.000341	1.00	1.80	0.81	2009.91	401.99	0.19
1531 S9	2280.00	20.19	34.68	30.54	34.78	0.000333	1.00	1.78	0.83	1932.12	358.41	0.18
1448 S10	2280.00	20.72	34.67	29.80	34.76	0.000256	0.92	1.63	0.80	2005.62	323.74	0.16
1440	Bridge											
1429 S11	2280.00	21.47	34.64	30.10	34.74	0.000310	0.95	1.79	0.84	1865.84	315.62	0.18
1379 S13	2280.00	20.83	34.63	28.24	34.73	0.000238	0.88	1.66	0.76	1929.76	294.96	0.16
1286 S14	2280.00	20.94	34.58	30.17	34.70	0.000334	1.03	1.94	0.94	1763.38	286.54	0.19
1185 S15	2280.00	21.54	34.52	30.57	34.66	0.000424	1.05	2.08	1.12	1582.34	255.34	0.21
1086 S16	2280.00	20.69	34.38	30.14	34.60	0.000558	1.11	2.51	1.33	1285.93	194.30	0.24
976 S17	2280.00	20.48	33.91	29.77	34.47	0.001342	1.48	3.44	1.39	739.24	105.60	0.36
673 S18	2280.00	20.01	33.69	29.75	34.08	0.000945	1.53	3.19	1.39	973.60	157.28	0.31
386 S19	2280.00	19.33	33.47	29.78	33.80	0.000895	1.42	2.93	1.34	1077.61	189.09	0.29
101 S20	2280.00	18.95	32.63	28.98	33.42	0.001701	1.49	4.19	1.85	651.81	96.77	0.41

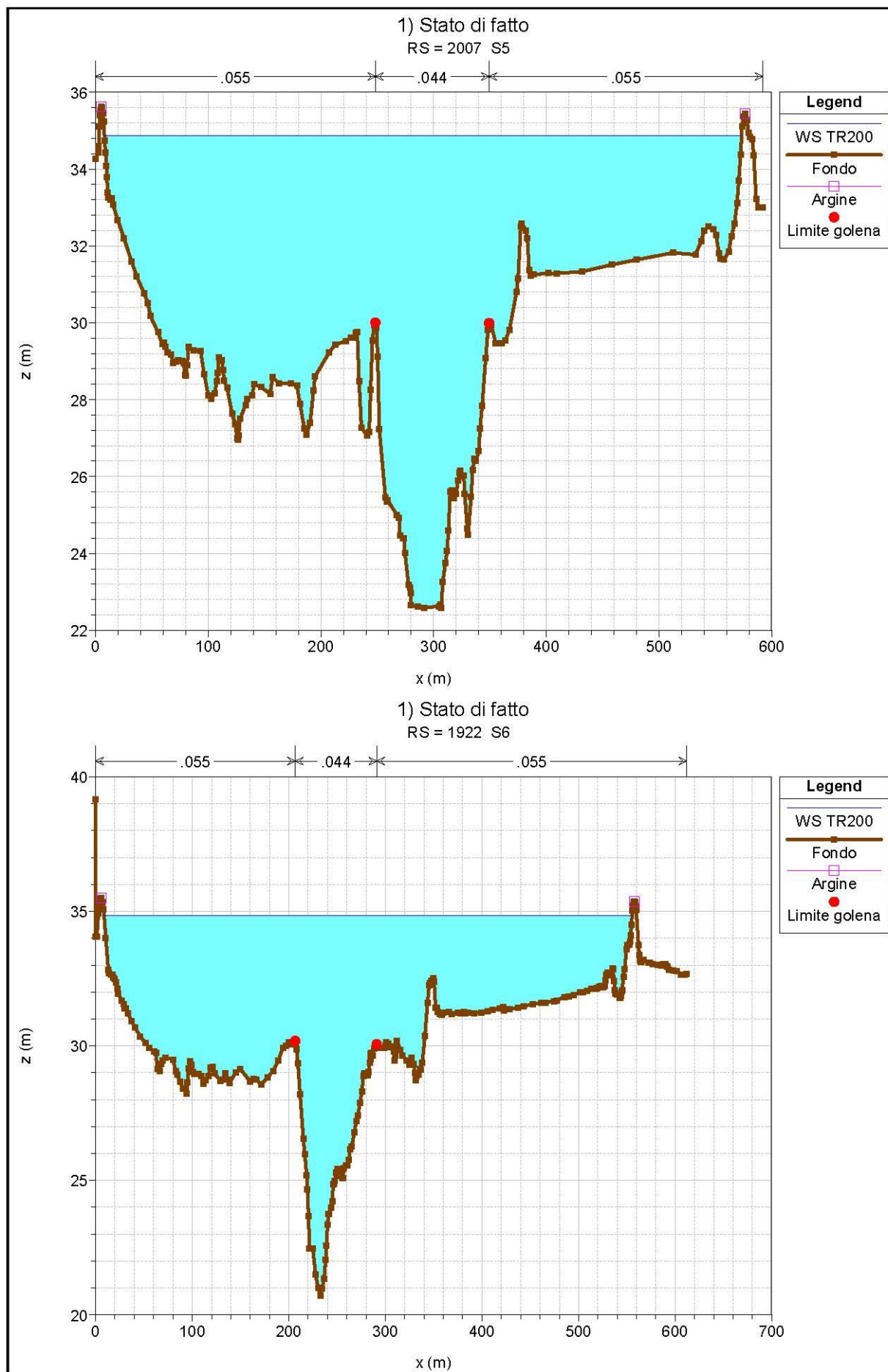
LEGENDA

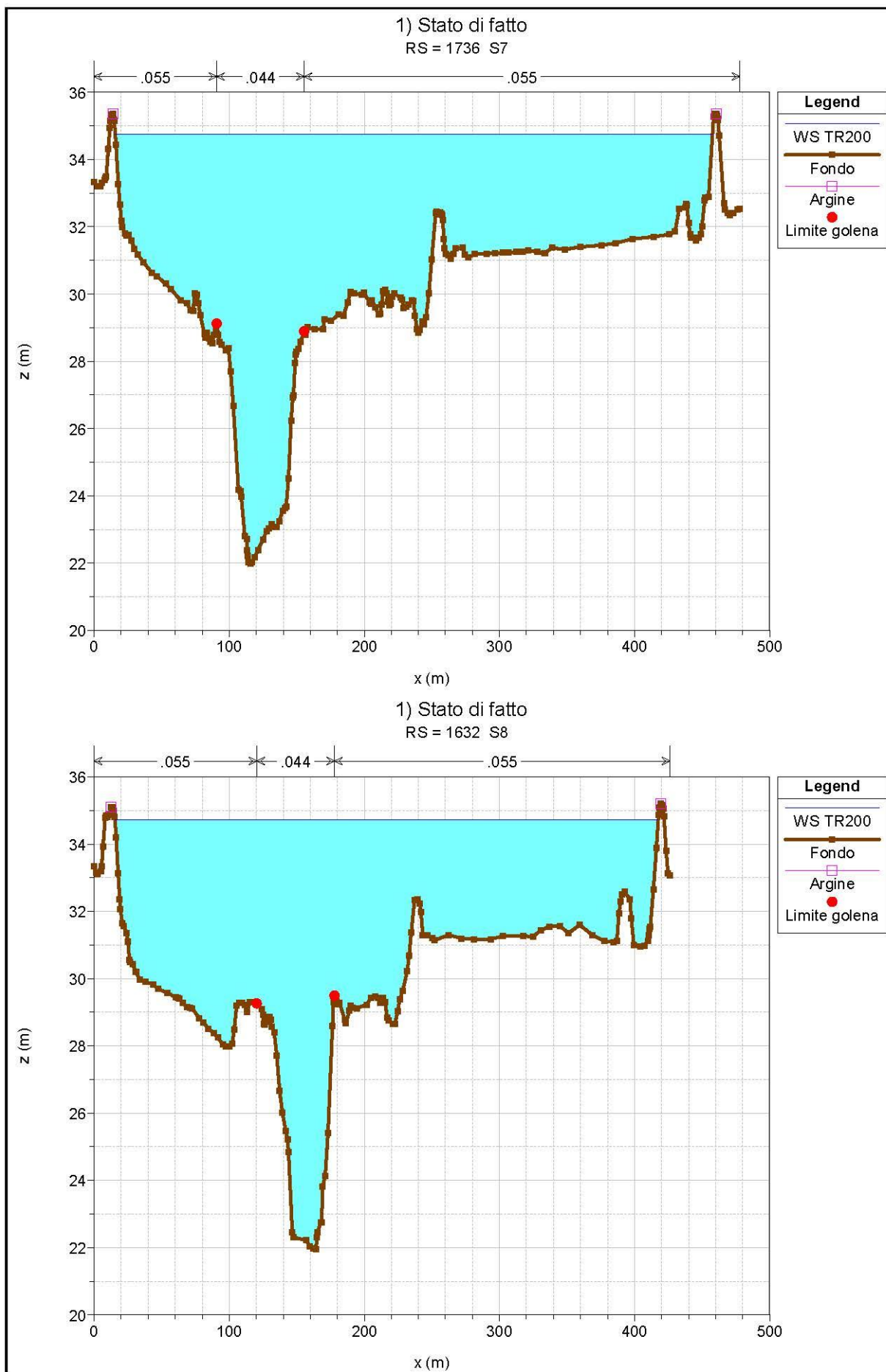
Sezione HEC	Numero della sezione nel software di calcolo
Sezione AdB	Codice sezione Autorità di Bacino del fiume Reno
Note	Descrizioni
Progressiva	Distanza progressiva della sezione nel modello di calcolo
Q Total	Portata bicentenaria nella sezione
Min Ch El	Quota fondo alveo (thalweg)
W.S. Elev	Quota idrometrica di piena
Crit W.S.	Quota stato critico
E.G. Elev	Quota linea dei carichi totali
E.G. Slope	Pendenza linea dei carichi totali
Vel Left	Velocità media della corrente nella golena sinistra
Vel Chnl	Velocità media della corrente nell'alveo principale
Vel Right	Velocità media della corrente nella golena destra
Flow Area	Area liquida della corrente
Top Width	Larghezza del pelo libero
Froude # XS	Numero di Froude della corrente

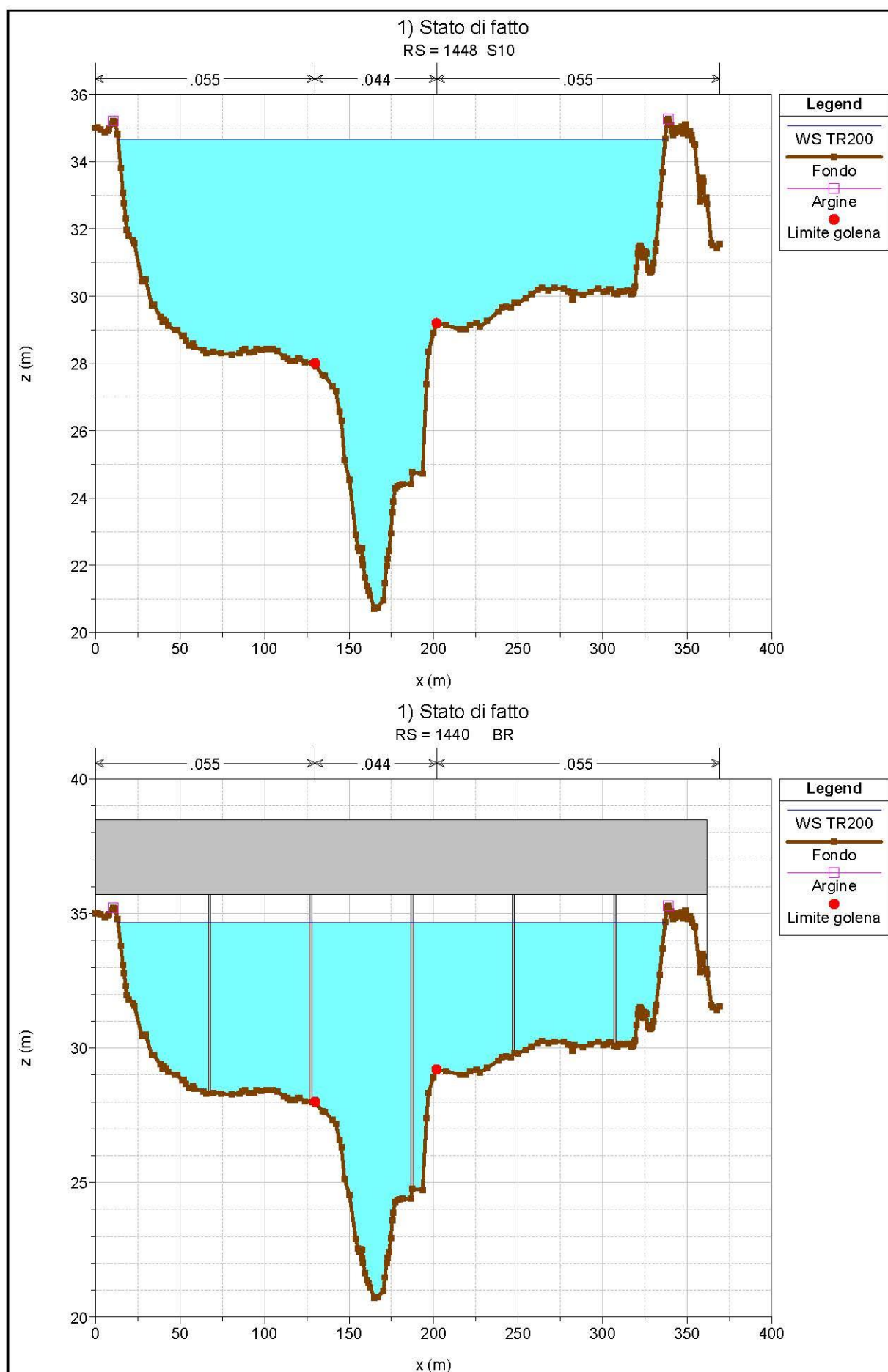


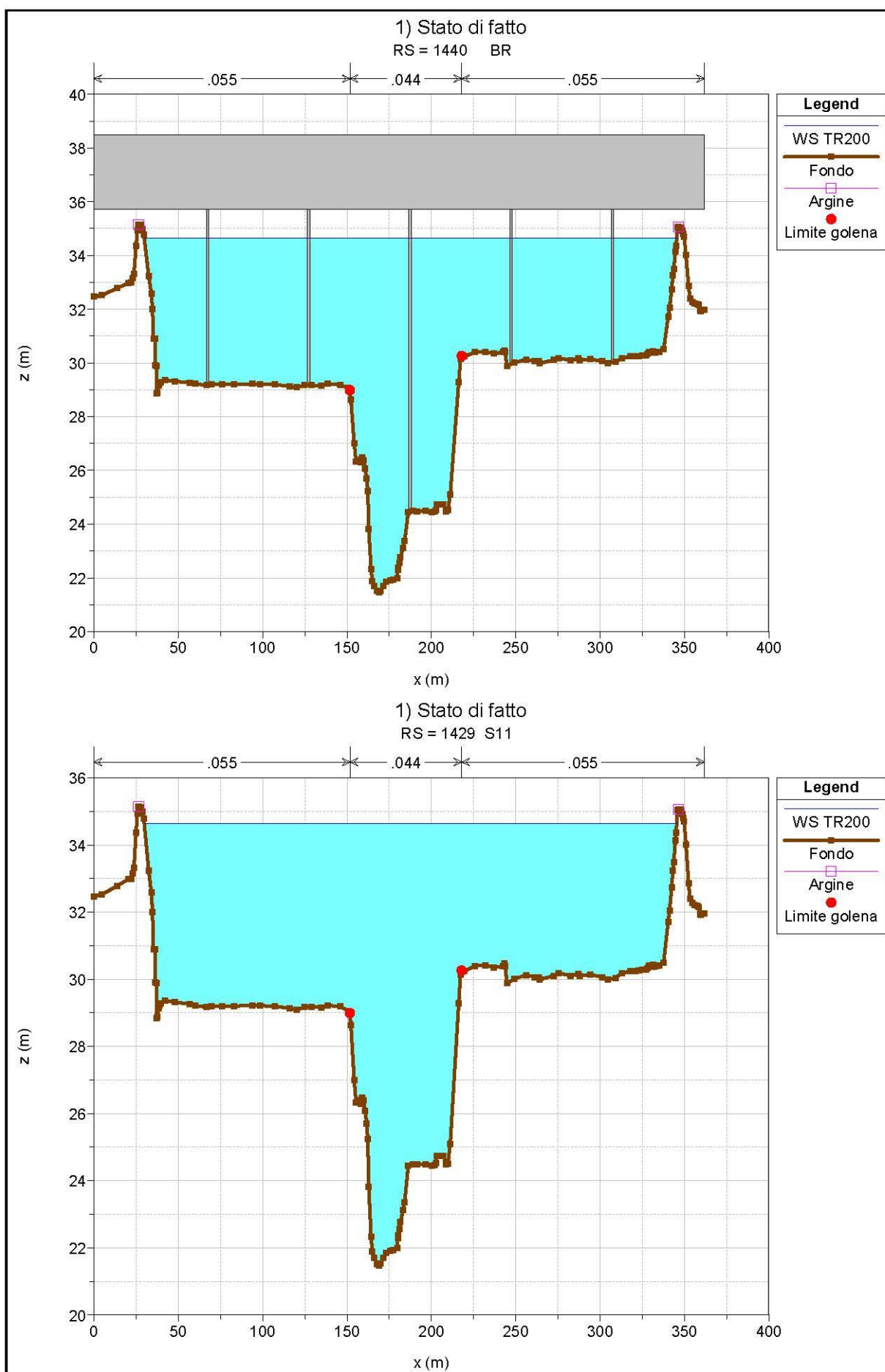


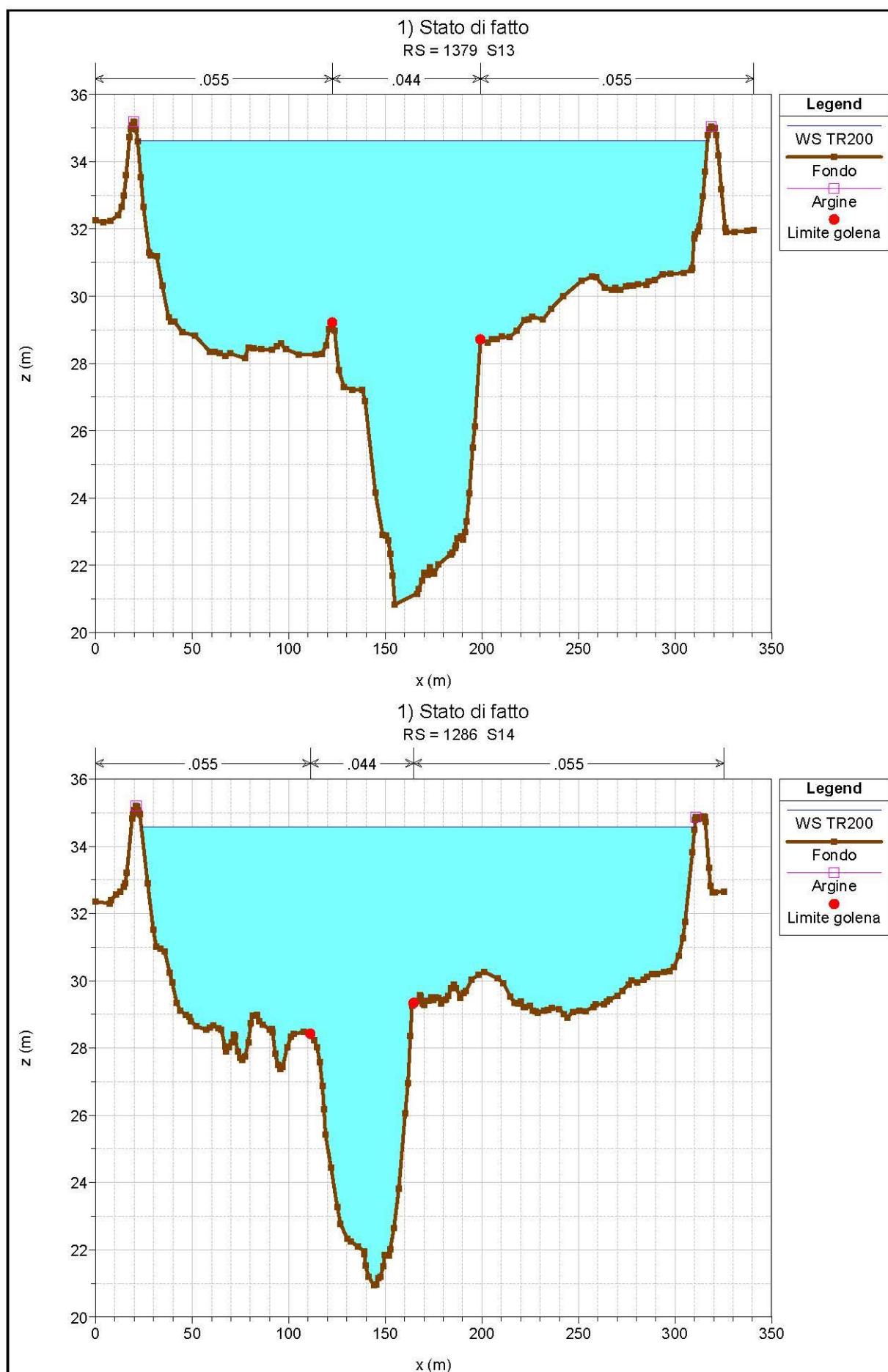


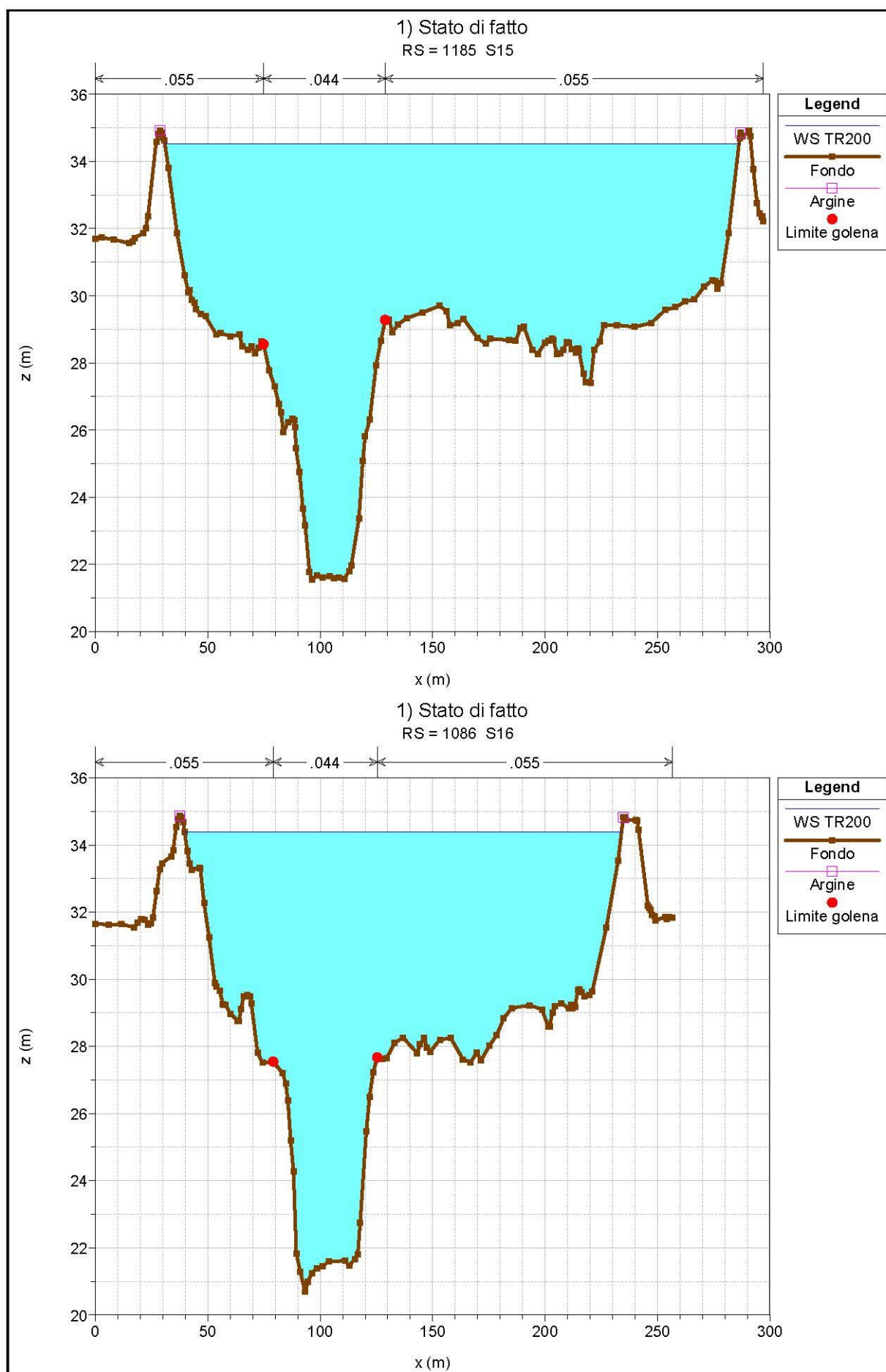


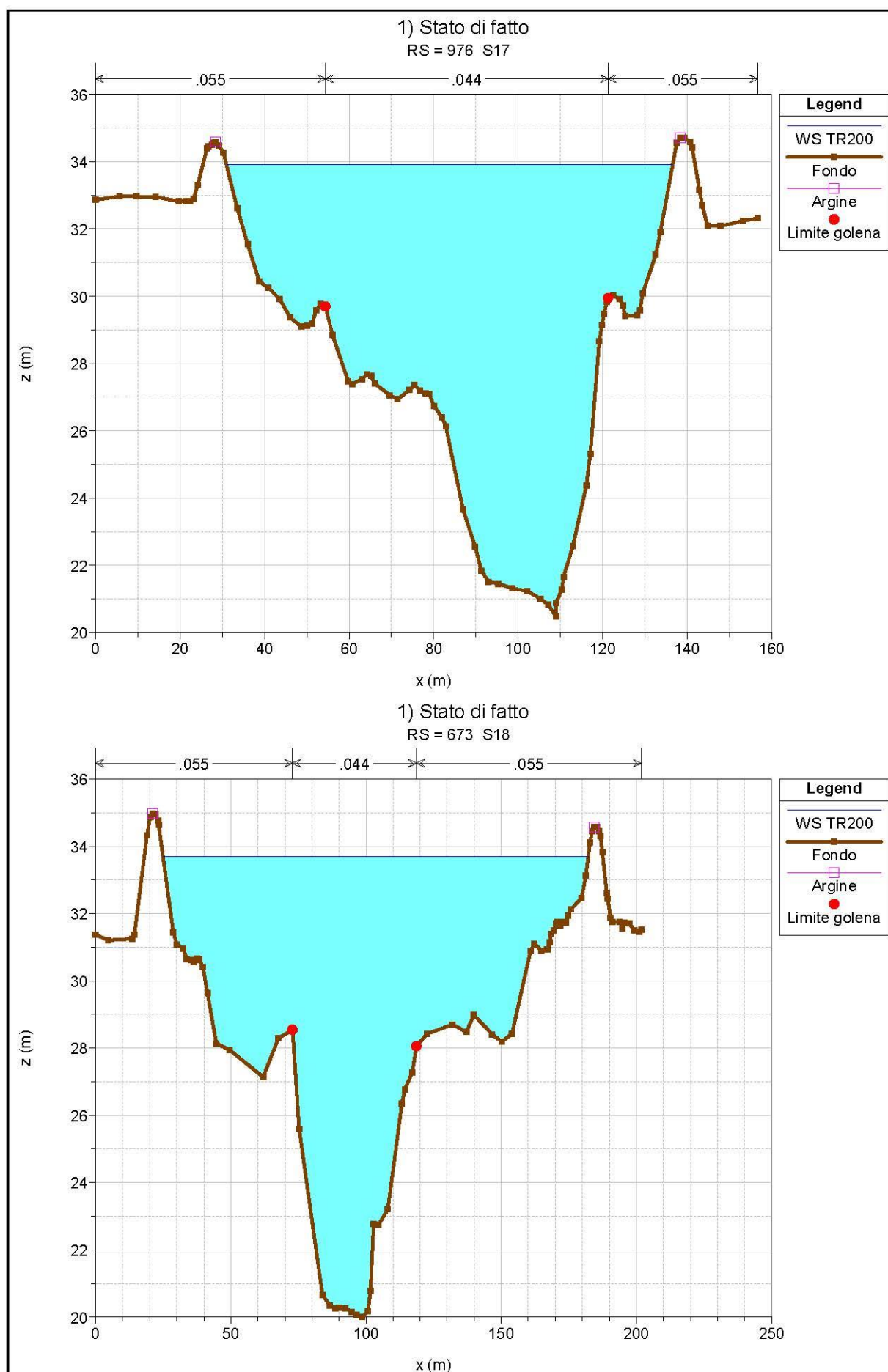


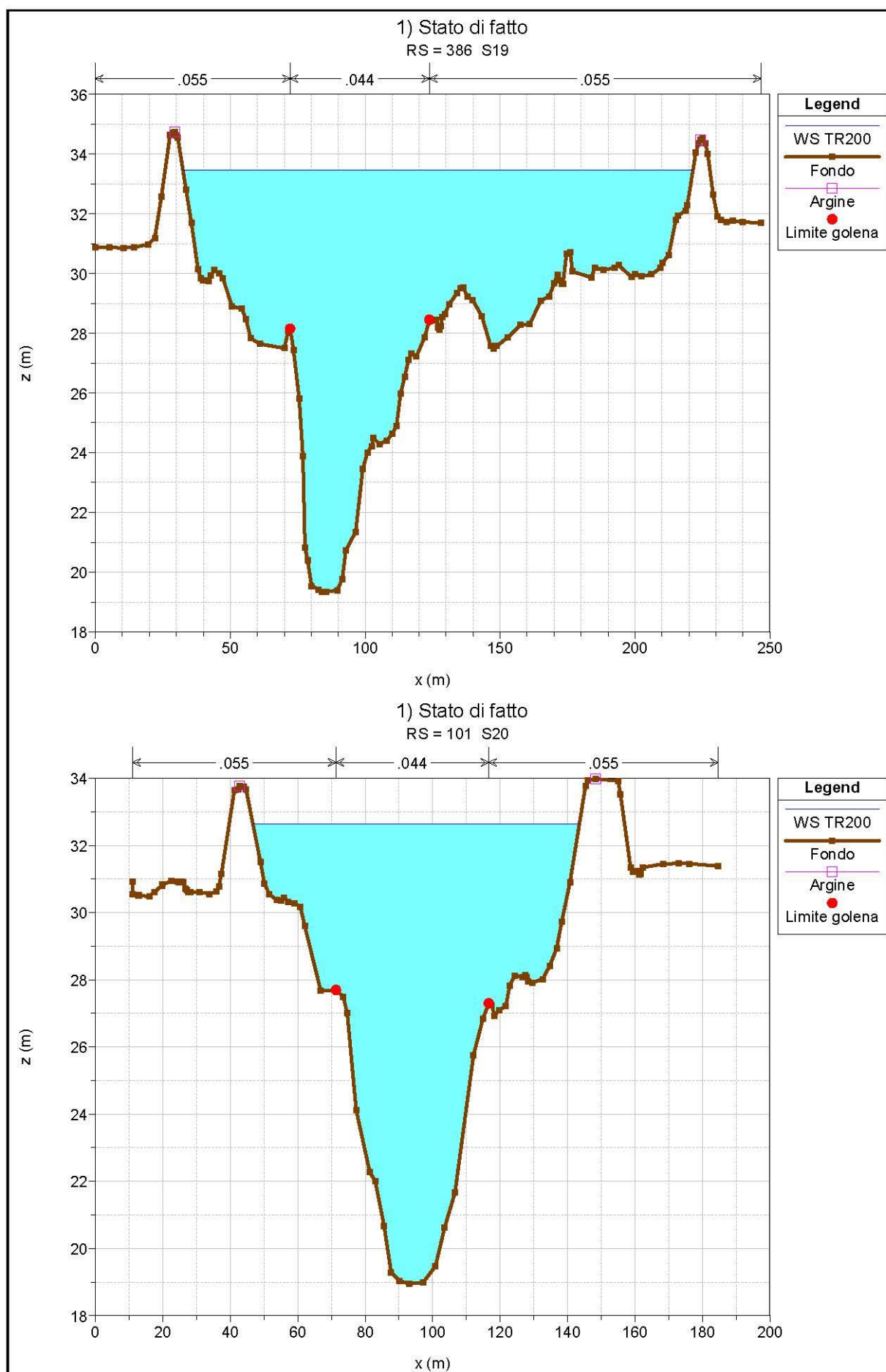












8. ALLEGATO C – Fiume Reno, simulazione in presenza del viadotto in progetto

Sezione	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 Left (m/s)	Vel Chnl (m/s)	Vel Right (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
2918 S1	2280.00	24.63	35.11	32.11	35.17	0.000352	0.88	1.59	0.88	2272.27	499.27	0.18
2559 S2	2280.00	23.52	34.99	31.56	35.05	0.000289	0.87	1.54	0.67	2315.72	460.20	0.17
2201 S3	2280.00	22.82	34.93	30.39	34.96	0.000145	0.68	1.20	0.65	3042.95	524.71	0.12
2029 S4	2280.00	22.92	34.89	29.92	34.94	0.000161	0.68	1.20	0.51	2869.43	561.37	0.13
2020	Inl Struct											
2007 S5	2280.00	22.59	34.88	28.83	34.92	0.000115	0.62	1.10	0.44	3127.99	565.53	0.11
1922 S6	2280.00	20.72	34.85	30.31	34.90	0.000182	0.73	1.30	0.56	2730.09	546.81	0.14
1736 S7	2280.00	21.99	34.76	30.61	34.86	0.000303	0.83	1.75	0.77	2120.35	442.00	0.18
1632 S8	2280.00	21.96	34.73	30.80	34.82	0.000340	1.00	1.80	0.81	2012.35	402.01	0.19
1531 S9	2280.00	20.19	34.69	30.54	34.79	0.000332	1.00	1.78	0.83	1934.33	358.45	0.18
1448 S10	2280.00	20.72	34.67	29.80	34.76	0.000255	0.92	1.63	0.80	2007.63	323.77	0.16
1440	Bridge											
1429 S11	2280.00	21.47	34.64	30.10	34.75	0.000309	0.95	1.78	0.84	1867.83	315.64	0.18
1400	Bridge											
1379 S13	2280.00	20.83	34.63	28.24	34.73	0.000238	0.88	1.66	0.76	1929.76	294.96	0.16
1286 S14	2280.00	20.94	34.58	30.17	34.70	0.000334	1.03	1.94	0.94	1763.38	286.54	0.19
1185 S15	2280.00	21.54	34.52	30.57	34.66	0.000424	1.05	2.08	1.12	1582.34	255.34	0.21
1086 S16	2280.00	20.69	34.38	30.14	34.60	0.000558	1.11	2.51	1.33	1285.93	194.30	0.24
976 S17	2280.00	20.48	33.91	29.77	34.47	0.001342	1.48	3.44	1.39	739.24	105.60	0.36
673 S18	2280.00	20.01	33.69	29.75	34.08	0.000945	1.53	3.19	1.39	973.60	157.28	0.31
386 S19	2280.00	19.33	33.47	29.78	33.80	0.000895	1.42	2.93	1.34	1077.61	189.09	0.29
101 S20	2280.00	18.95	32.63	28.98	33.42	0.001701	1.49	4.19	1.85	651.81	96.77	0.41

LEGENDA

Sezione HEC	Numero della sezione nel software di calcolo
Sezione AdB	Codice sezione Autorità di Bacino del fiume Reno
Note	Descrizioni
Progressiva	Distanza progressiva della sezione nel modello di calcolo
Q Total	Portata bicentenaria nella sezione
Min Ch El	Quota fondo alveo (thalweg)
W.S. Elev	Quota idrometrica di piena
Crit W.S.	Quota stato critico
E.G. Elev	Quota linea dei carichi totali
E.G. Slope	Pendenza linea dei carichi totali
Vel Left	Velocità media della corrente nella golena sinistra
Vel Chnl	Velocità media della corrente nell'alveo principale
Vel Right	Velocità media della corrente nella golena destra
Flow Area	Area liquida della corrente
Top Width	Larghezza del pelo libero
Froude # XS	Numero di Froude della corrente

