



GRUPPO FS ITALIANE

ANAS S.p.A. - Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane

Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
 Sede legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
 Sede Compartimentale: Viale dei Mille, 36 - 50131 Firenze - Tel. 055.56401 - Fax. 075.573497
 Pec: anas.toscana@postacert.stradeanas.it

STRUTTURA TERRITORIALE TOSCANA - AREA GESTIONE RETE

S.S.330 – Lavori di ricostruzione del ponte sul fiume Magra al km 10+422 STRALCIO 2 – PROGETTO DEL NUOVO PONTE E DELLE OPERE COMPLEMENTARI

PROGETTO DEFINITIVO

COD. ACMSFI00586

PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



MANDANTE:



MANDANTE:

MATILDI+PARTNERS

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Ing. Filippo Busola – TECHNITAL
 Ordine Ingegneri Provincia di Verona al n. A2165

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL
 Ordine dei Geologi Regione Veneto – n. 501/A

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Geom. Stefano Caccianiga – POLITECNICA
 Collegio Geometri Provincia di Firenze n.3403/12

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giocchino Del Monaco

VISTO: IL DIRETTORE PER L'ESECUZIONE DEL CONTRATTO

Ing. Mirko Fagioli

PROTOCOLLO:

DATA:

IL PROGETTISTA:

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

COORDINAMENTO PROGETTAZIONE, PROGETTAZIONE STRADALE, GEOTECNICA E RAPPORTI CON ENTI:

Ing. Luciano Viscanti (Politecnica)–Ordine ingegneri Prov. Firenze n.5709

STRUTTURE:

Ing. Carlo Vittorio Matildi (Matildi+P)–Ord. ingegneri Prov. Bologna n.6457/A

IDROLOGIA ED IDRAULICA:

Ing. Alessandro Cecchelli (Politecnica)–Ord. ingegneri Prov. Grosseto n.760

AMBIENTE E PAESAGGIO:

Arch. Maria Cristina Fregni(Politecnica)–Ord. Architetti Prov.Modena n. 611

CANTIERIZZAZIONE E FASI ESECUTIVE:

Geom. Stefano Caccianiga–(Politecnica)–Collegio geometri Firenze n.3403/12

03 – IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione Idrologica Idraulica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	0301_T02ID00IDR001A	0301		
MSFI	37	P	CODICE ELAB.	T02ID00IDR001	A	-
2001						
D						
C						
B						
A	EMISSIONE	10/2020	POLITECNICA	G. Melosi	A. Cecchelli	F. Busola
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INQUADRAMENTO DELL'AREA.....	5
3	ANALISI DEI VINCOLI SULL'AREA.....	7
4	OBIETTIVI E CRITERI DELLA PROGETTAZIONE IDRAULICA.....	11
4.1	Obiettivi e criteri dimensionali e quantitativi.....	11
4.2	Obiettivi e criteri qualitativi	12
5	NUOVO PONTE SUL FIUME MAGRA.....	13
5.1	Descrizione del bacino idrografico del Fiume Magra	14
5.2	Analisi idrologica	17
5.3	Modellazione idraulica	18
5.3.1	Modello matematico a moto vario monodimensionale.....	18
5.3.2	Modello matematico a moto vario monodimensionale.....	19
5.3.3	Caratteristiche generali geometriche del modello idraulico.....	21
5.3.4	Geometria scenario di simulazione di STATO ATTUALE	23
5.3.5	Geometria scenario di simulazione di STATO DI PROGETTO	24
5.3.6	Scelta della forma delle pile	26
5.4	Analisi dei risultati della modellazione idraulica	28
5.4.1	Stima del sovrizzo idraulico ed impostazione della quota dell'impalcato	28
5.4.2	Scalzamento alla base delle pile	31
6	ANALISI DI COMPATIBILITA' IDRAULICA.....	36
6.1	Compatibilità idraulica ai sensi della LR41/2018.....	37
6.2	Compatibilità idraulica ai sensi delle norme di attuazione del PAI.....	42
7	OPERE DI DRENAGGIO DELLE AREE DI VERSANTE.....	44
7.1	Individuazione dei bacini idrografici e analisi geomorfologica	45

7.2	Analisi idrologica	46
7.3	Determinazione delle portate di progetto	48
7.4	Verifica idraulica dei tombini di attraversamento	49
8	OPERE PER IL DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA.....	54
8.1	Determinazione dell'interasse delle caditoie	54
8.2	Verifica idraulica dei collettori.....	55
9	MODELLAZIONI IDRAULICHE PER LE FASI DI CANTIERE.....	58
9.1	Criteri dimensionali e quantitativi	58
9.2	Analisi idrologica	59
9.2.1	Scenario TR=5 anni	59
9.2.2	Analisi della stagionalità delle piene	60
9.3	Modellazione idraulica	60
9.4	Analisi dei risultati delle modellazioni idrauliche	62
9.4.1	Ubicazione del campo base.....	62
9.4.2	Dimensionamento delle opere provvisionali	62
9.5	Indicazioni per la sicurezza in cantiere.....	64

1 PREMESSA

La presente “Relazione Idrologica e Idraulica” riguarda le scelte tipologiche e progettuali, il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche previste nel Progetto Definitivo “ACMSFI00586 - S.S.330 - Lavori di ricostruzione del ponte sul fiume Magra al km 10+422 – Stralcio 2 – Progetto del nuovo ponte e delle opere complementari”.

Il progetto è legato alla necessità di ricostruire l’opera di attraversamento del Fiume Magra in seguito al crollo del ponte esistente, avvenuto in data 8 Aprile 2020. Oltre alla realizzazione del nuovo ponte è prevista una variante all’asse viario esistente SS62 e la realizzazione di una nuova viabilità locale per permettere l’accesso dalla variante al borgo Stazione di Capriogliola-Albiano.

In particolare le opere oggetto della presente relazione sono le seguenti:

- Nuovo ponte sul Fiume Magra: il progetto idraulico prevede la definizione della quota di intradosso dell’impalcato, la valutazione della forma delle pile e dell’effetto indotto dalle stesse sulla corrente e la stima dello scalzamento alla base delle pile e delle fondazioni;
- Opere di raccolta, drenaggio e recapito delle acque piovane intercettate dalla piattaforma stradale;
- Tombini di idraulici di attraversamento dei nuovi assi viari per la regimazione delle acque di versante.

L’inquadramento generale delle opere di sistemazione idraulica (tipologia, ubicazione, identificazione, geometria) è graficamente schematizzato nell’elaborato grafico 0303_T02ID00IDRPP01A - Planimetria Idraulica, mentre per i particolari delle singole opere si rimanda agli elaborati di dettaglio, discussi nei prossimi capitoli.

2 INQUADRAMENTO DELL'AREA

L'intervento prevede la realizzazione del nuovo ponte sul Fiume Magra per il collegamento delle località Albiano Magra e Caprigliola, oltre alla realizzazione della variante all'asse viario SS62 e di una nuova viabilità locale.

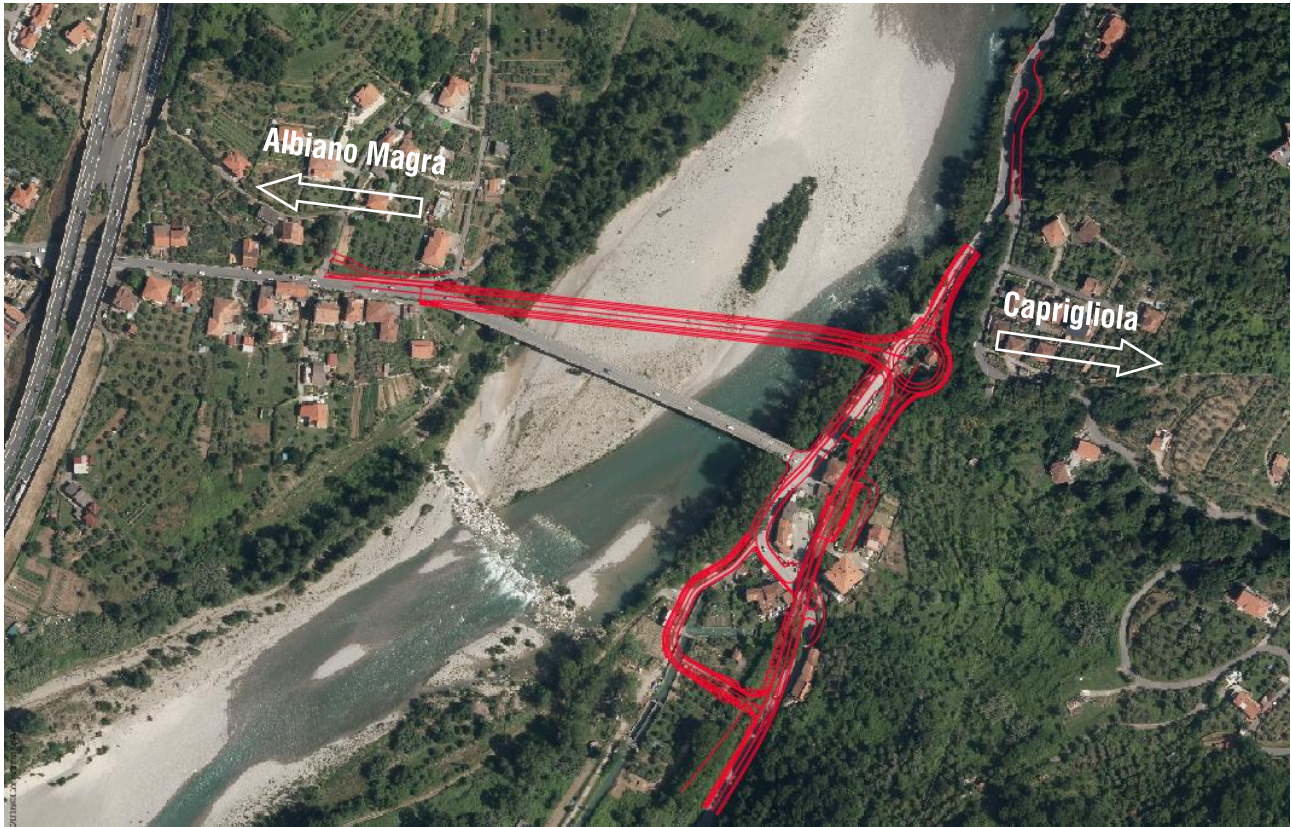


Figura 1 – Inquadramento

Il ponte di progetto collegherà le esistenti SS300 e SS62 con un asse planimetrico differente da quello del vecchio ponte crollato, al fine di rispettare le vigenti norme in ambito stradale in termini di raccordi planimetrici e visibilità.

Il nuovo tracciato stradale inizia col raccordo alla SS62, circa 300 metri a sud della Stazione Caprigliola – Albiano e prosegue sul sedime dell'asse ferroviario esistente e ad oggi dismesso. È poi prevista una rotonda di raccordo tra i due nuovi tracciati e il ricongiungimento all'esistente SS62.

In termini di inquadramento idraulico l'infrastruttura di progetto presenta alcuni aspetti di attenzione che sono stati oggetto di approfondimento mediante modellazioni idrauliche specifiche, in particolare:

- la presenza del nuovo ponte sul Fiume Magra, le cui spalle e pile sono posizionati all'interno dell'alveo del corso d'acqua;
- Il posizionamento del nuovo asse viario a ridosso di un versante montano, che interseca un corso d'acqua secondario affluente del Fiume Magra (facente parte del reticolo idrografico e di gestione ai sensi della LR 79/2012, con codice TN14854 e denominato in seguito "Rio Cafaggio") e un ulteriore compluvio non censito nel reticolo idrografico ufficiale. Entrambe le linee d'acqua necessitano la realizzazione di opere idrauliche di regimazione e attraversamento della piattaforma stradale di progetto.

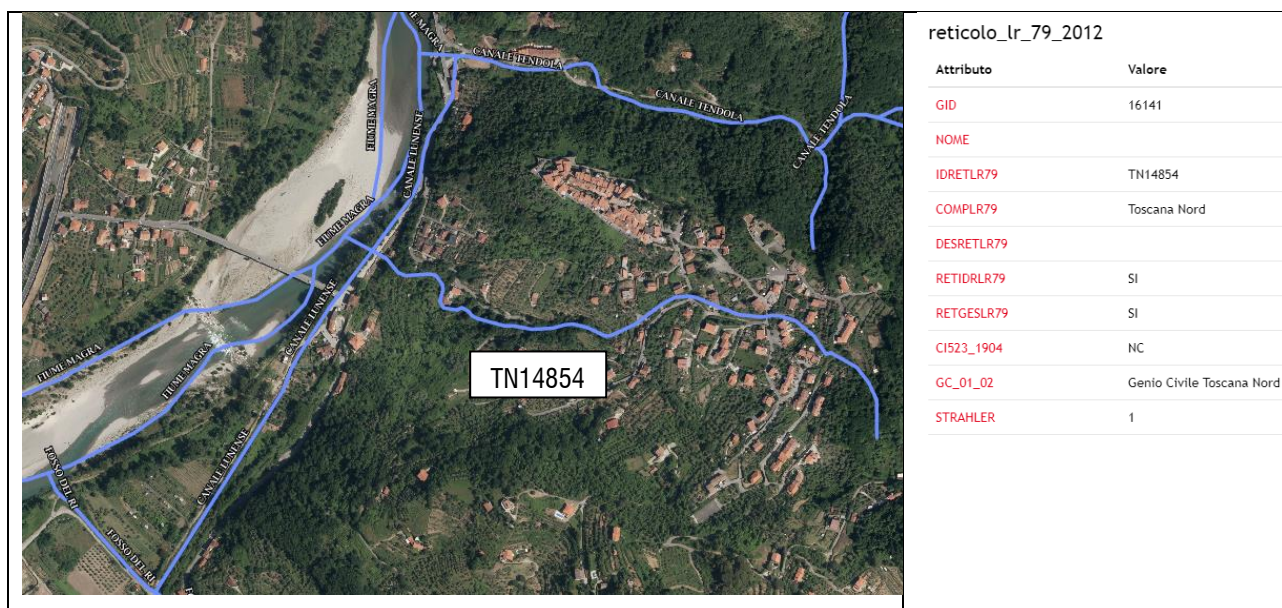


Figura 2 – Stralcio del reticolo idrografico e di gestione

Un ulteriore aspetto di fondamentale importanza è legato all'analisi idrologica. La macro area in cui è prevista la progettazione è la più piovosa d'Italia ed è stata soggetta, anche negli anni recenti, a catastrofici eventi alluvionali. Le modellazioni idrologiche sono state quindi tarate in maniera approfondita sulla base dei report idrologici-idraulici e delle documentazioni a supporto di tali eventi meteorologici.

3 ANALISI DEI VINCOLI SULL'AREA

Il PGRA (Piano di Gestione del Rischio Alluvioni) è stato approvato con delibera del Comitato Istituzionale n. 235 del 3 marzo 2016 e sostituisce integralmente i contenuti del P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico).

Si segnala che nel bacino del Fiume Magra non è entrato in vigore il PGRA. Il PAI si applica sia per la parte relativa alla pericolosità da frana e da dissesti di natura geomorfologica che per la parte di pericolosità idraulica, sia come norme che come perimetrazioni.

Il piano è composto dalle seguenti mappe:

a) Mappa della pericolosità da alluvione fluviale e costiera: le aree con pericolosità da alluvione fluviale sono rappresentate su tre classi, secondo la seguente gradazione:

- pericolosità da alluvione elevata (P3), corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno minore/uguale a 30 anni;
- pericolosità da alluvione media (P2), corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno maggiore di 30 anni e minore/uguale a 200 anni;
- pericolosità da alluvione bassa (P1) corrispondenti ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno superiore a 200 anni e comunque corrispondenti al fondovalle.

Nella mappa della pericolosità da alluvione è rappresentata la distribuzione degli elementi a rischio individuati ai sensi della direttiva 2007/60/CE e definiti all'art. 5.

b) Mappa delle aree di contesto fluviale: le aree di contesto fluviale sono quelle di particolare interesse ai fini della gestione del rischio idraulico, della tutela del buon regime dei deflussi, della salvaguardia delle peculiarità ambientali culturali e paesaggistiche associate al reticolo idraulico.

c) Mappa delle aree destinate alla realizzazione delle misure di protezione: in tale mappa sono rappresentate le misure di protezione tramite elementi poligonali, lineari e puntuali.

d) Mappa della pericolosità derivata da fenomeni di flash flood: in tale mappa viene rappresentata la distribuzione nel bacino della propensione al verificarsi di eventi intensi e concentrati; la rappresentazione è in quattro classi a propensione crescente.

e) Mappa del rischio di alluvione: la mappa del rischio di alluvioni definisce la distribuzione del rischio ai sensi di quanto previsto dal decreto legislativo n. 49/2010. Le aree a rischio sono rappresentate in quattro classi, secondo la seguente gradazione:

R4, rischio molto elevato;

R3, rischio elevato;

R2, rischio medio;

R1, rischio basso.

Nella mappa della pericolosità idraulica da alluvione le aree interessate alla progettazione ricadono in tutte le classi di pericolosità (P1, P2 e P3) in funzione della loro posizione rispetto all'alveo del Fiume Magra.

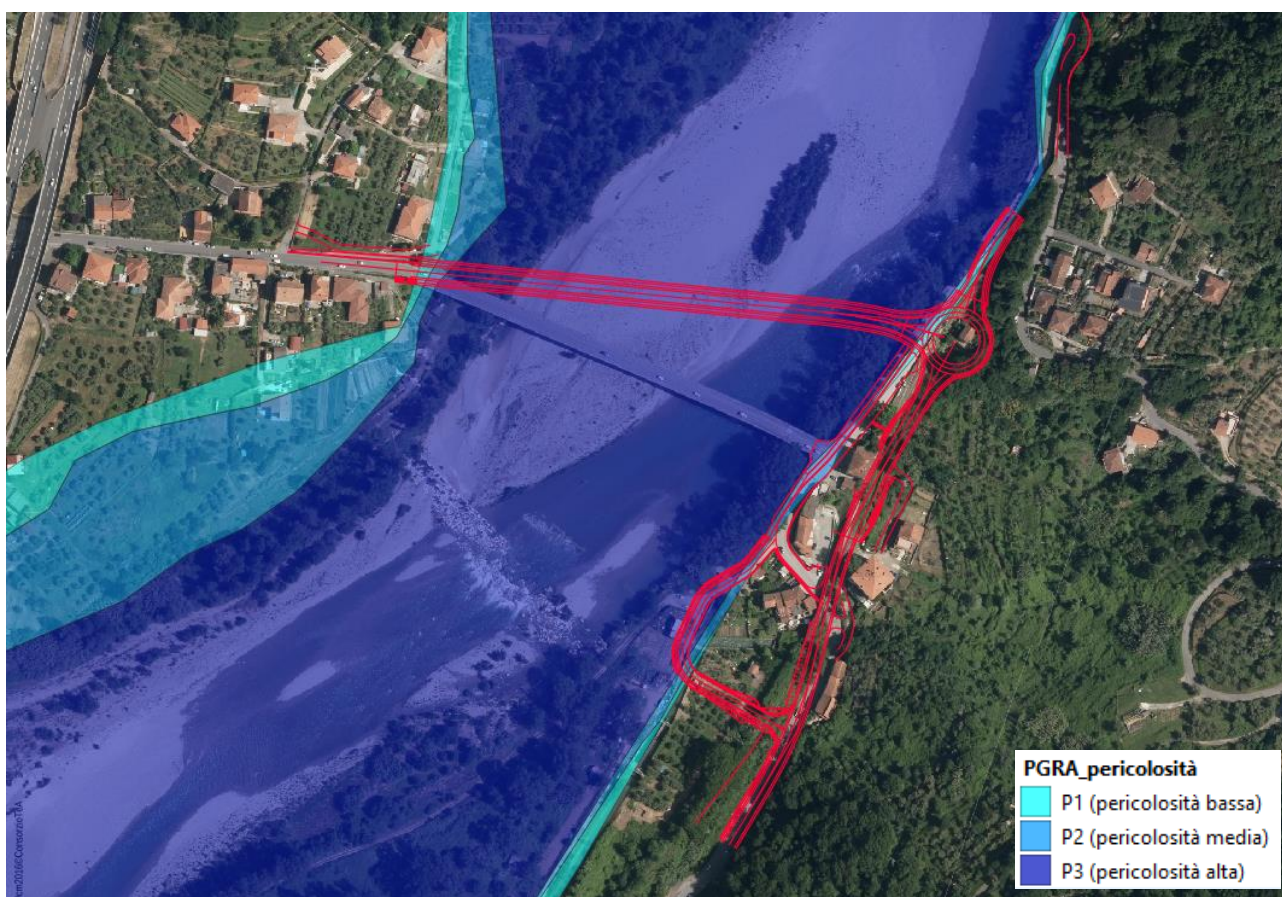


Figura 3 – PGRA – Stralcio mappa della pericolosità idraulica da alluvione

Si fa notare che le porzioni degli assi stradali che risultano ricadere in aree classificate a pericolosità idraulica in sinistra del Fiume Magra, in realtà non si trovano in tale configurazione, a causa di un evidente

disallineamento tra le sezioni idrauliche del modello idraulico del PAI e l'effettiva topografia dell'area, in particolare:

- Il ramo nord della variante della SS62 è posizionato sul sedime dell'esistente asse viario, che si trova ad una quota più alta del pelo libero delle piene trentennale e duecentennale. Le piene sono confinate in alveo dal muro che corre in sinistra idraulica del Fiume Magra fino oltre la dismessa stazione ferroviaria;
- L'area destinata alla realizzazione della strada locale a sud del ponte, che risulta classificata ad alta pericolosità idraulica nelle mappe del PGRA, si trova ad una quota maggiore della piena trentennale, come sarà evidenziato nella trattazione dei risultati delle modellazioni idrauliche.

Nelle aree a pericolosità idraulica gli Enti Competenti si esprimono in merito alla compatibilità degli interventi con il raggiungimento degli obiettivi di PGRA; le Regioni disciplinano le condizioni di gestione del rischio idraulico per la realizzazione degli interventi entro aree a pericolosità idraulica mediante l'applicazione della Legge regionale 24 luglio 2018, n. 41, di recente entrata in vigore e recante "Disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d'acqua".

Da quanto attenzionato e col supporto delle modellazioni idrauliche aggiornate in termini topografici, l'intervento di cui al presente progetto risulta dunque compatibile ai sensi delle vigenti norme in ambito di gestione del rischio idraulico come descritto dettagliatamente al capitolo 6.

Nella mappa del rischio di alluvione l'area di intervento attraversa aree a classi crescenti di rischio idraulico in funzione della vicinanza al Fiume Magra. Di seguito si riporta uno stralcio di tale mappa:



Figura 4 – PGRA – Stralcio mappa del rischio da alluvione

Nel bacino del Fiume Magra non esiste ad oggi una classificazione della pericolosità da fenomeni di flash flood.

4 OBIETTIVI E CRITERI DELLA PROGETTAZIONE IDRAULICA

4.1 Obiettivi e criteri dimensionali e quantitativi

Il progetto idraulico prevede:

- l'impostazione della quota dell'intradosso dell'impalcato del ponte;
- lo studio dell'interazione fra le pile e la corrente;
- la messa in sicurezza del corpo stradale;
- il drenaggio, la raccolta e il trattamento delle acque di piattaforma;
- la limitazione delle alterazioni al naturale deflusso delle acque meteoriche;

Il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche, coerentemente con quanto previsto dalle specifiche ANAS (capitolo 6 dell'Allegato NG14) e dalla NTC-2018, sono stati sviluppati con riferimento ai seguenti tempi di ritorno (TR):

- impostazione della quota dell'impalcato e dimensionamento delle pile: TR = 200 anni;
- Tombini di attraversamento della piattaforma stradale: TR = 200 anni;
- Collettori di drenaggio della piattaforma stradale e interasse tra le caditoie: TR = 25 anni.

I criteri per la verifica idraulica dei manufatti e/o corsi d'acqua sono i seguenti:

- Ponte di progetto: Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m. Dal momento che l'intradosso delle strutture non è costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m;
- Collettori di drenaggio acque di piattaforma: verifica in condizione di moto uniforme, effettuata confrontando la portata di progetto con la portata massima smaltibile, calcolata con il metodo cinematico considerando un grado di riempimento massimo pari al 50% per diametri inferiori a 400 mm e pari al 70% per diametri maggiori o uguali a 400 mm. Il ricoprimento minimo dei collettori è pari a 0.70 m o comunque maggiore della profondità di infissione del montante delle barriere di sicurezza, laddove presenti. Tale altezza di ricoprimento si ritiene sufficiente per tutti i diametri impiegati in quanto posizionati prevalentemente sotto l'arginello e, in misura limitata, sotto la banchina;

- Caditoie: interasse determinato imponendo che a fronte di uno scroscio di pioggia, la vena liquida defluente sulla piattaforma sia contenuta all'interno della sola banchina per una larghezza massima di 1 m;
- Tombini di attraversamento della piattaforma stradale: verifica in condizioni di moto permanente, effettuata confrontando la portata di progetto con la portata massima smaltibile, calcolata considerando un franco superiore al 30% dell'altezza utile dell'opera.

4.2 Obiettivi e criteri qualitativi

La disciplina regionale in materia di acque meteoriche dilavanti è trattata all'interno della Legge regionale 31 maggio 2006, n. 20 "Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento" e nel Regolamento 8 settembre 2008, n. 46/R "Regolamento di attuazione della legge regionale 31 maggio 2006, n. 20". Si riporta lo stralcio dell'articolo della LR 20/2006 in materia di gestione delle acque di prima pioggia:

Art. 8 "Scarico di acque di prima pioggia e di acque meteoriche dilavanti contaminate"

2. Lo scarico di AMPP derivanti dalle aree pubbliche fuori dalla pubblica fognatura è ammesso e non necessita di autorizzazione allo scarico. Devono essere previsti idonei trattamenti delle AMPP, ove necessari al raggiungimento e/o al mantenimento degli obiettivi di qualità, per le autostrade e le strade extraurbane principali di nuova realizzazione e nel caso di loro adeguamenti straordinari.

Stante la ridotta estensione del tratto di nuovo intervento e stante il fatto che gli attuali recapiti delle reti di drenaggio delle acque meteoriche sono previsti nel Fiume Magra senza trattamento si è ritenuto non necessario inserire in progetto un dispositivo di separazione e trattamento delle acque di prima pioggia provenienti dalle piattaforme stradali.

5 NUOVO PONTE SUL FIUME MAGRA

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo ponte sul Fiume Magra. La struttura è costituita da un graticcio di tre travi continue su quattro luci, con altezza variabile procedendo dalla mezzeria (2300 mm) verso le pile (7500 mm). Le travi, tutte in composizione saldata, collaborano con una soletta di spessore contenuto gettata in opera su prédalles metalliche. A cavallo delle pile il sistema è alleggerito da uno schema reticolare Warren con aste di parete tubolari sigillate

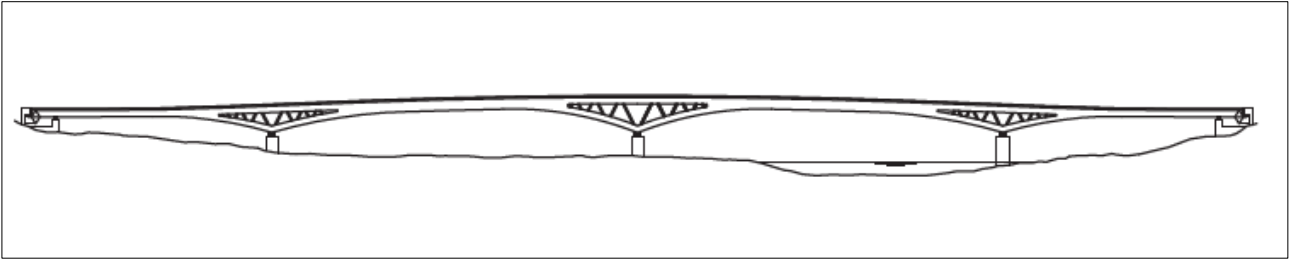


Figura 5 – Profilo di massima del nuovo ponte sul Fiume Magra

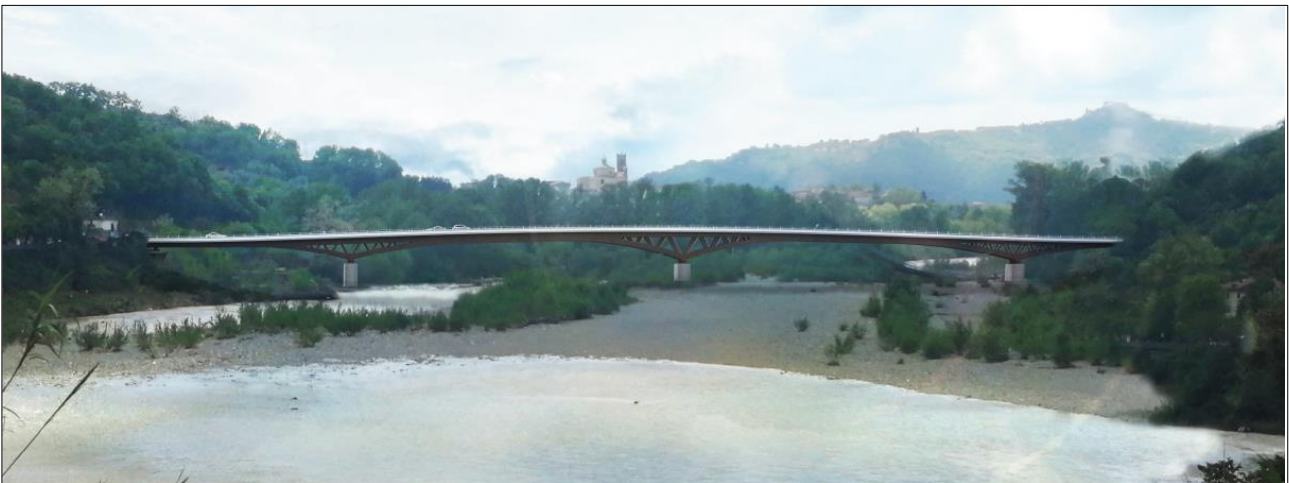


Figura 6 – Rendering del nuovo ponte sul Fiume Magra

Il nuovo ponte scavalca il sedime del fiume Magra con quattro campate con scansione di luci 54 m + 90 m + 90 m + 54 m per una lunghezza complessiva di 288 m.

La sezione trasversale prevede una carreggiata stradale costituita da due corsie di larghezza pari a 3.50 m, completate da banchine di larghezza pari a 1.25 m, cordoli che ospitano i guard-rail di larghezza pari a 0.75 m, oltre che due piste ciclopedonali poste su entrambi i lati per una larghezza complessiva pari a 16.90 m

Il Fiume Magra in tutta la sua estensione è caratterizzato da un comportamento completamente torrentizio ed il suo alveo presenta una chiara distinzione tra alveo di magra nel quale l'acqua scorre regolarmente e

aree golenali che vengono interessate dal transito della corrente solamente durante eventi di piena, anche ordinaria.

Delle tre pile previste dal progetto, la pila 3 è situata all'interno dell'alveo di magra, mentre le pile 1 e 2 sono previste nella porzione di alveo in golena.

5.1 Descrizione del bacino idrografico del Fiume Magra

Il bacino del Magra è compreso tra 44°02' e 44°28' di latitudine nord e tra 2° 12' e 3° di longitudine ovest rispetto al meridiano di M. Mario; in coordinate metriche nel sistema Gauss – Boaga è invece compreso fra 4.876.296 m e 4.924.788 di latitudine e 1.537.123 m e 1.600.275 m di longitudine. Confina con il bacino del Po a settentrione (nel tratto compreso tra Cima Belfiore ed il M. Prato Pinello), con i bacini liguri del Graveglia – Entella e del Gromolo - Petronio verso ovest, (tra il M. Prato Pinello ed il M. S. Nicolao), con i bacini dello spezzino costiero (Cinque Terre e Golfo di La Spezia: da M. San Nicolao a Punta Bianca) verso SW, con il Mar Tirreno a meridione e con le Alpi Apuane, con i bacini dei T. Carrione (dal M. La Pizza al M. Spallone) e Frigido (tra il M. Spallone ed il M. Grondilice), seguite dall'Appennino Tosco Emiliano e dallo spartiacque col F. Serchio (tra il M. Grondilice e Cima Belfiore) verso est. Ha una superficie di 1.698,5 Km² ed un perimetro di 238,2 Km. Il crinale passa per vette comprese tra i 1.700 e i 1.900 metri (dal Sagro, al Grondilice, al Pizzo D'Uccello per le Apuane, ai monti Alto, Acuto, Malpasso, Sillara, Matto, Brusa, Marmagna e Orsaro per l'Appennino), climaticamente risente anche di vette esterne assai prossime e ancora più elevate come il Pisanino (1.946) e l'Alpe di Succiso (2.017).

Molti altri rilievi del settore orientale, sia appartenenti alle Alpi Apuane sia all'Appennino Tosco Emiliano, superano i 1.700 metri. Notevolmente meno elevato è il crinale spartiacque verso nord - nord - ovest, ovest e ancor più quello verso sud ovest. Le vette maggiori si raggiungono nei massicci arenacei del M. Gottero (1.639) e del M. Zatta (1.404), attraverso il M. Zuccone (1.423), ma tutto il crinale tra il Vara e il versante dei correvi minori di Deiva – Framura, Bonassola, Levante Cinque Terre - La Spezia non raggiunge nemmeno i 900 metri e si attesta, prevalentemente, sui 600 - 700 metri. I passi che lo mettono più facilmente in comunicazione con i territori padani confinanti hanno altitudini comprese tra i 1.261 m.s.l.m.m. del Passo del Cerreto e i 950 del Passo tra Cassego e la Val di Taro, attraverso i 1.039 del Passo della Cisa e i 1.055 del Passo di Cento Croci. Ovviamente più bassi i passi verso i territori confinanti a W e SW, a partire dal Passo di Velva (536), o il Passo del Bracco (586).

È utile segmentare il bacino in tre prime grandi parti o “ambiti”, con riferimento anche a dati ufficiali disponibili:

- Ambito 1 - il Magra prima della confluenza del suo maggiore affluente, che è il Vara;
- Ambito 2 - il Vara, ossia il bacino di questo particolare e relevantissimo affluente;
- Ambito 3 - il Magra dalla confluenza del Vara alla foce.

La sezione di chiusura, dove si prevede la realizzazione del nuovo ponte si trova circa 3.8 km a monte della confluenza con il Vara, la lunghezza dell’asta principale del Magra, dalle sorgenti alla confluenza, misura km 53,8.

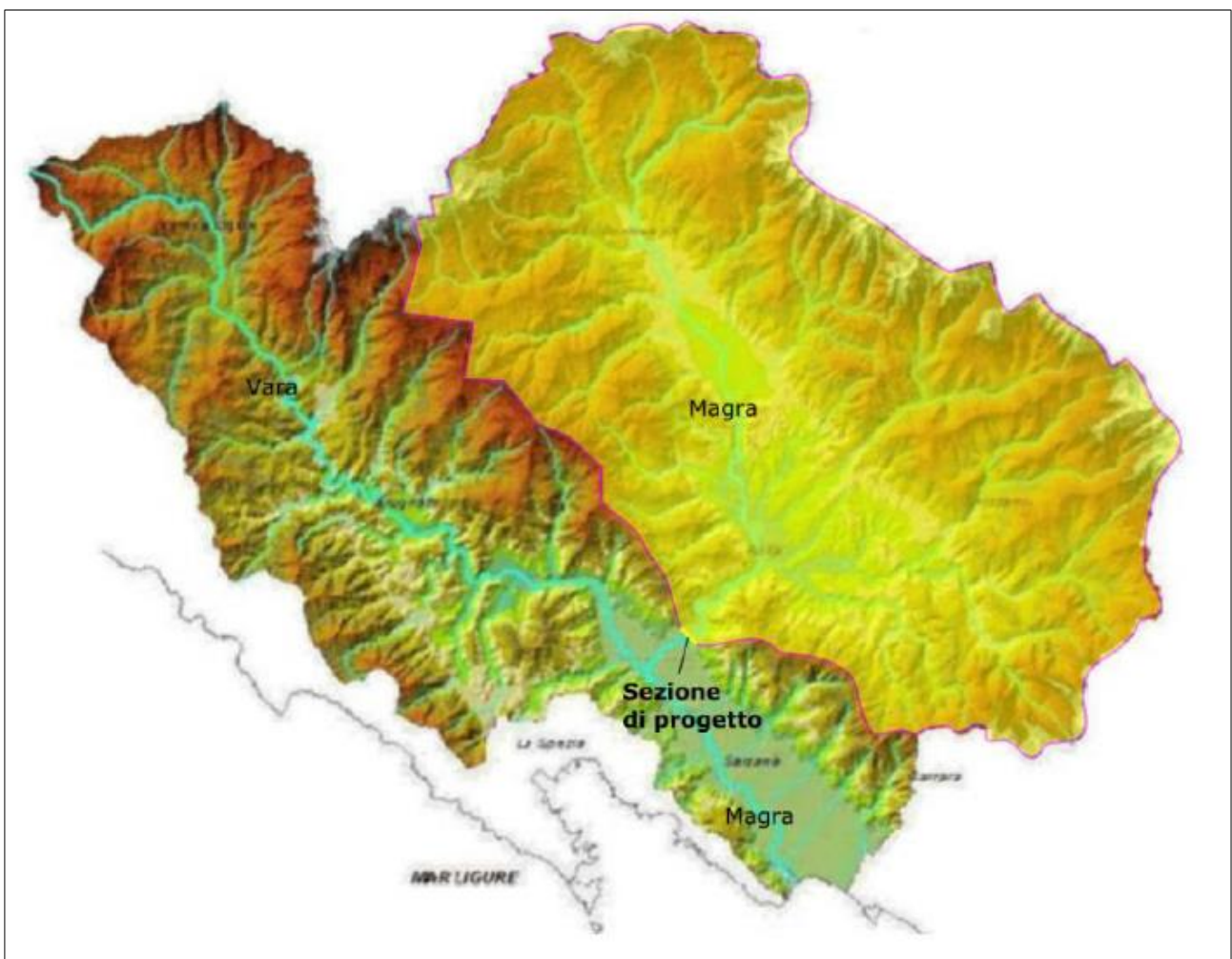


Figura 7 – Bacino idrografico del Fiume Magra

In questa sezione l’asta principale riceve un numero elevato d’affluenti caratterizzati da superfici drenate oggettivamente significative a scala di bacino (Aulella, 317,6 kmq; Taverone, 87,2 kmq ; Verde, 68 kmq; Bagnone, 59 kmq; Gordana 50 kmq); o in ogni caso rilevanti (Caprio, Civiglia Teglia, Magriola, Mangiola,

Oasca, ed altri con bacini tra i 40 e i 20 kmq), disposti nel loro assieme con una marcata dissimmetria ben giustificata dall'importanza e altitudine dei rilievi dai quali scendono: ampi e addirittura amplissimi gli affluenti di sinistra della parte terminale (Aulella e Taverone, in particolare), meno ampi quelli della parte alta; ampi gli affluenti di destra della parte apicale (Magriola, Verde e Gordana), meno quelli della parte terminale (Oasca, Penolo, Cisolagna).

Questo primo ambito, dell'alto e medio Magra in relazione ai dati validi alla sezione d'interesse d'Albiano (kmq 970), posta a 40 m.s.l.m.m., distante km 3,7 dalla confluenza e km 19,4 dalla foce, può essere caratterizzato da:

- un afflusso meteorico medio di 1707 mm/anno,
- un deflusso naturale medio nell'anno stimato in $1391,68 \times 10^6$ mc, e da un deflusso reale stimato in $1181,05 \times 10^6$ mc;
- una temperatura media annua di 12,9° C;
- un fattore di forma di 1,27;
- un coefficiente orografico di 320 mq/kmq;
- una percentuale di superficie comunque boscata pari al 76% della superficie drenata

Il fiume Magra è un fiume a carattere prevalentemente torrentizio, riceve da numerosi affluenti (torrenti) che fanno sì che la portata media annua salga a circa 40 m³/s (presso la foce), con una media mensile massima in novembre di quasi 90 m³/s ed una media mensile minima in agosto di circa 7 m³/s. I valori massimi sono raggiunti in autunno ed in primavera. Proprio per la sua collocazione geografica, il bacino del Magra è soggetto a forte piovosità sicché si possono verificare ogni anno piene particolarmente importanti; dai dati del Servizio Idrografico Nazionale del Ministero dei Lavori Pubblici si può stabilire che generalmente il regime dei flussi ricalchi quello degli afflussi meteorici, con piene elevate e magre accentuate.

La portata minima assoluta mai toccata è di 5 m³/s, mentre quella massima assoluta, raggiunta durante la disastrosa alluvione del 25 ottobre 2011, ha superato di gran lunga l'eccezionale valore di 5.000 m³/s. Tali piene portano spesso ad esondazioni. Tra il 2009 ed il 2011 si sono verificate ben quattro esondazioni che hanno distrutto due volte il ponte della Colombiera, allagato case e strutture produttive, e nel 2011, la più grave, ha causato danni non solo alla foce ma anche già a partire dal tratto medio-alto nella zona di Aulla.

5.2 Analisi idrologica

In merito al bacino idrografico del Fiume Magra, stanti tutte le criticità descritte finora, sono stati eseguiti numerosi studi idraulici, sia a scala locale che a scala sovra-provinciale o interregionale.

Lo studio idraulico a cui si è fatto riferimento per i parametri idrologici è lo studio che è stato sviluppato dall'ex Autorità di Bacino del Fiume Magra (entrata a far parte dal 2015 nell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale) per la redazione del Piano Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) e la stesura delle mappe relative alla pericolosità idraulica mostrate precedentemente.

L'ufficio preposto dell'Autorità di Bacino ha fornito gli idrogrammi di piena per il tratto fluviale interessato alla progettazione per scenari relativi a temi di ritorno pari a 2, 5, 10, 30, 100, 200 e 500 anni.

Di seguito si riportano in forma grafica gli idrogrammi per Tr30 e Tr200:

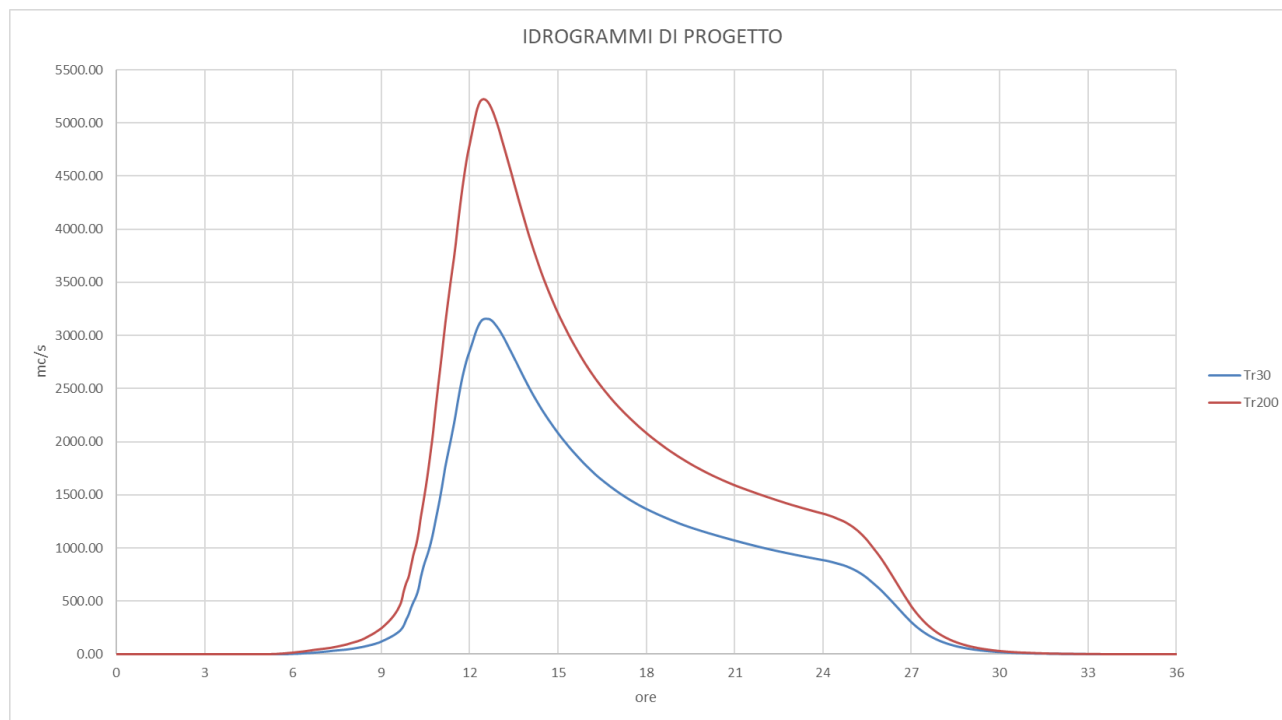


Figura 8 -Idrogrammi di progetto – Tr30 e Tr200

Gli idrogrammi appena mostrati sono stati utilizzati come input idrologico nelle modellazioni idrauliche, descritte dettagliatamente nei capitoli successivi.

5.3 Modellazione idraulica

La modellazione idraulica del Fiume Magra è stata condotta mediante il software HEC-RAS 5.0.5 (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) prodotto dal Corpo degli Ingegneri dell'esercito americano (USACE) utilizzando uno schema di calcolo a moto vario monodimensionale (per la modellazione dell'alveo fluviale) e bidimensionale (per la modellazione delle aree di esondazione).

Per sviluppare la geometria del modello sono state utilizzate le sezioni idrauliche del modello idraulico del PAI, fornite dall'Autorità di Bacino, implementate ove necessario con il rilievo LIDAR disponibile sui portali web della Regione Toscana.

A seguire si riporta una breve descrizione dei modelli matematici di HEC-RAS, rimandando direttamente ai manuali del software per maggiori dettagli.

5.3.1 Modello matematico a moto vario monodimensionale

La forma delle equazioni del moto vario (o equazioni di De Saint Venant) utilizzate in HEC-RAS è la seguente:

Equazione di continuità:

$$\frac{(\partial A)}{(\partial t)} + \frac{(\partial(\Phi \cdot Q))}{(\partial x_c)} + \frac{(\partial[(1 - \Phi) \cdot Q])}{(\partial x_f)} = 0$$

Equazione di conservazione della quantità di moto:

$$\frac{(\partial Q)}{(\partial t)} + \frac{(\partial(\Phi^2 Q^2/A_c))}{(\partial x_c)} + \frac{(\partial((1 - \Phi^2) Q^2/A_f))}{(\partial x_f)} + gA_c \left[\frac{(\partial Z)}{(\partial x_c)} + S_{fc} \right] + gA_f \left[\frac{(\partial Z)}{(\partial x_f)} + S_{ff} \right] = 0$$

con:

$$Q_c = \Phi \cdot Q \quad \Phi = (K_c)/(K_c + K_f)$$

I pedici c ed f si riferiscono rispettivamente al main channel (alveo centrale) ed alle floodplain (aree golenali), Q rappresenta la portata, g l'accelerazione di gravità, x l'ascissa, t il tempo, K la conveyance (o fattore di trasporto) della sezione, Z la quota del pelo libero (somma della quota di fondo z e dell'altezza liquida y), A l'area liquida, Sf la pendenza della linea dell'energia.

HEC-RAS utilizza generalmente il modello completo delle equazioni di De Saint Venant. Nelle analisi in moto vario le tecniche di soluzione numerica delle equazioni del moto assumono un'importanza maggiore rispetto alle analisi a moto permanente. La soluzione numerica di tali equazioni in regime di corrente lenta è basata

su un metodo alle differenze finite di tipo implicito a quattro punti, noto in letteratura come box scheme. Dalla discretizzazione alle differenze finite delle equazioni del moto applicate ad un tratto di corso d'acqua, e dall'applicazione delle condizioni al contorno, risulta un sistema lineare di N equazioni in N incognite, con N pari a 2 volte il numero di sezioni in cui è stato suddiviso il corso d'acqua meno le sezioni in cui sono state assegnate le condizioni al contorno. Tale sistema deve essere risolto ad ogni successivo istante di calcolo. Il sistema di equazioni lineari viene risolto con metodo iterativo, utilizzando l'algoritmo skyline, specificatamente pensato per la soluzione dei problemi di moto vario nelle reti a pelo libero.

Nel caso di corrente mista lenta o veloce HEC-RAS utilizza la tecnica LPI "Local Partial Inertia", mediante la quale si passa gradualmente dalla soluzione delle equazioni complete del moto alla soluzione del modello parabolico delle equazioni del moto vario. Il modello parabolico viene applicato dal programma soltanto nei tratti di corso d'acqua in cui si ha un numero di Froude maggiore di un valore soglia definibile dall'utente (generalmente si assume $Fr=1$, corrispondente al passaggio della corrente attraverso lo stato critico). Il modello matematico riesce così a garantire una buona stabilità di calcolo anche nei tratti interessati da corrente veloce o mista, pur mantenendo un'adeguata accuratezza di calcolo.

Per ulteriori dettagli sulle equazioni e gli algoritmi di calcolo si rimanda alla manualistica di HEC-RAS ed in particolare all'Hydraulic Reference Manual.

5.3.2 Modello matematico a moto vario monodimensionale

Il modello matematico bidimensionale utilizza le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto, che vengono risolte con uno schema ai volumi finiti.

L'immagine seguente mostra il sistema di riferimento di Hec-Ras 2D. La quota del terreno è indicata con $z(x,y)$ l'altezza idrica con $h(x,y,t)$; la quota del pelo libero con $H(x,y,t) = z(x,y) + h(x,y,t)$

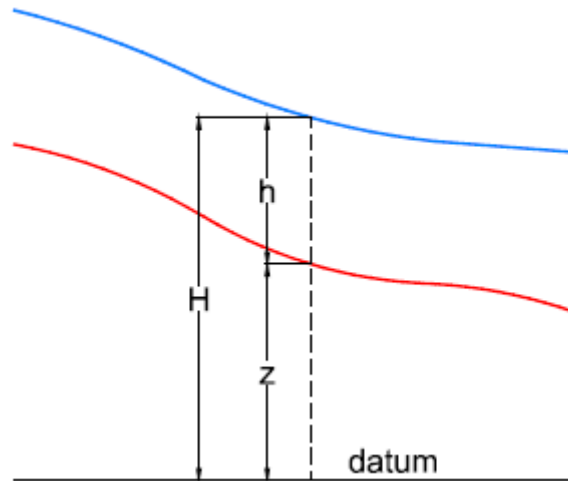


Figura 9 – Sistema di riferimento Hec-Ras 2D

Conservazione della massa: assumendo il fluido incomprimibile, l'equazione differenziale della conservazione della massa (continuità) in moto vario è:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(h \cdot u)}{\partial x} + \frac{\partial(h \cdot v)}{\partial y} + q = 0$$

in cui t è il tempo, u e v sono rispettivamente le componenti di velocità lungo le direzioni x ed y e q è la portata in ingresso ed in uscita dovuta a immissioni od uscite di acqua.

Conservazione della quantità di moto: quando la dimensione orizzontale caratteristica dell'area di studio è molto maggiore della dimensione verticale, gli effetti legati alla componente verticale della velocità possono essere trascurati e si può assumere una distribuzione idrostatica delle pressioni, a partire dalle equazioni di Navier-Stokes. In tali ipotesi e nell'ipotesi di densità del fluido costante, l'equazione di conservazione della quantità di moto assume la seguente forma:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + v \cdot \frac{\partial u}{\partial y} = -g \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f \cdot u + f \cdot v$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial y} = -g \cdot \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \cdot \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f \cdot v - f \cdot u$$

in cui oltre ai simboli già illustrati, g è l'accelerazione di gravità, ν_t è il coefficiente di viscosità turbolenta, c_f è il coefficiente di attrito al fondo, ed f è il coefficiente di Coriolis.

Utilizzando la formula di Chézy il coefficiente di scabrezza sul fondo è dato da:

$$c_f = \frac{g \cdot |V|}{C^2 \cdot R}$$

in cui g è l'accelerazione di gravità, $|V|$ è il modulo del vettore velocità, C è il coefficiente di Chézy ed R è il raggio idraulico. Utilizzando la formula di Manning $C = R^{1/6}/n$, in cui n è il coefficiente di scabrezza di Manning, pertanto si ha:

$$c_f = \frac{n^2 \cdot g \cdot |V|}{R^{4/3}}$$

Per la modellazione del campo di moto HEC-RAS utilizza l'approccio batimetrico sub-grid sviluppato da Casulli. Con tale approccio si riesce a sfruttare informazioni topografiche ad alta risoluzione (ad esempio dati Lidar con passo della griglia pari ad 1m) pur utilizzando celle di calcolo a dimensione caratteristica maggiore rispetto alla risoluzione dei dati in ingresso. Per ogni singola cella di calcolo infatti in fase di preprocessione viene ricavata la legge di variazione con la quota del pelo libero delle grandezze idrauliche caratteristiche, basandosi sui dati topografici ad alta risoluzione relativi alla cella stessa. Vengono così determinate: curva di invaso della cella, area, contorno bagnato e raggio idraulico su ogni bordo della cella. Tale schema di risoluzione consente di sfruttare al massimo il dettaglio dei dati in ingresso.

5.3.3 Caratteristiche generali geometriche del modello idraulico

Geometria

Il modello geometrico adottato ai fini del presente studio idraulico si basa sul modello idraulico monodimensionale sviluppato dall'ex Autorità di Bacino del Fiume Magra per la stesura del PAI. L'ente ha fornito le sezioni idrauliche per il tratto modellato, aggiornate all'anno 2012, durante il quale è stata effettuata una campagna topografica con l'obiettivo di aggiornare la batimetria del Fiume Magra in seguito alla tragica alluvione dell'Ottobre 2011.

Il tratto modellato ha un'estensione longitudinale al corso di acqua di circa 1km, centrato sulla sezione idraulica del ponte di progetto.

Come anticipato, posto che il progetto si basa su un modello misto monodimensionale-bidimensionale, tali sezioni sono state implementate con le informazioni topografiche deducibili dal rilievo LIDAR fornito dalla Regione Toscana. In particolare si è proceduto a rettificare le sezioni idrauliche come segue:

- Porzione di alveo di magra: sezione batimetrica del rilievo 2012

- Porzione di alveo in gola: altimetria del rilievo LIDAR

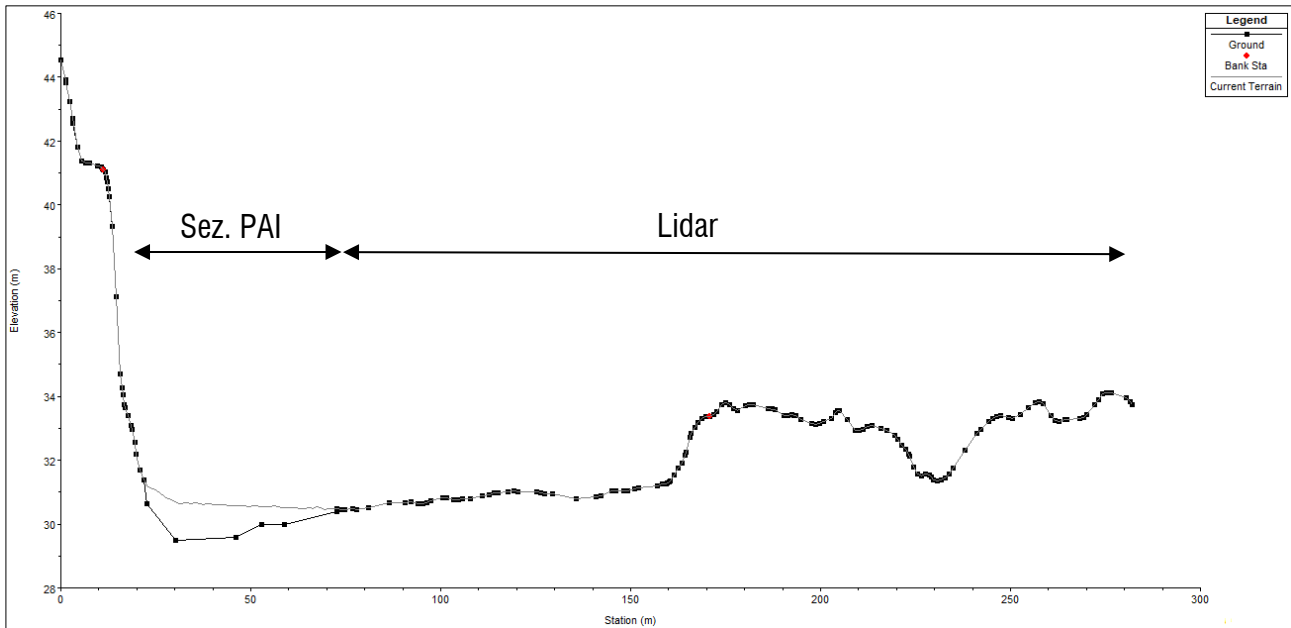


Figura 10 – Esempio sezione idraulica

Le aree di esondazione sono state invece modellate come *2D Flow Areas* sulla base esclusiva del rilievo LIDAR (dtm a risoluzione 1m x 1m).

La rete bidimensionale è collegata al modello monodimensionale tramite delle *Lateral Structure* da cui si ha lo scambio di acqua (bidirezionale) tra modello monodimensionale e modello bidimensionale.

Al fine di fornire un elevato dettaglio ai risultati le sezioni idrauliche sono state interpolate con un passo pari a 25m ed è stata impostata una maglia di calcolo delle aree bidimensionali pari a 5m x 5m.

Condizioni al contorno

La modellazione necessita dell'impostazioni di condizioni al contorno di monte e di valle. In linea generale, tali condizioni possono essere applicate sia alla parte monodimensionale che bidimensionale del modello.

Al fini del presente progetto idraulico esse sono state impostate come segue:

- Condizione al contorno di monte: sono stati inseriti nella prima sezione del modello gli idrogrammi di progetto mostrati al paragrafo 5.2;
- Condizione al contorno di valle: è stata inserita nell'ultima sezione del modello e sul fronte di valle delle aree bidimensionali la pendenza media a larga scala del terreno in direzione dello scorrimento del Fiume Magra, pari a 0.004 m/m.

Coefficienti di scabrezza

La scelta dei coefficienti di scabrezza si è basata sulle indicazioni dell'elaborato allegato alla relazione del PAI, "Allegato 5 – Indirizzi tecnici per la redazione di studi e verifiche idrauliche"

Tabella 1 – Coefficienti di scabrezza indicati nel PAI

Descrizione corso d'acqua	Ks di Strickler ($m^{1/3}s^{-1}$)
Alvei naturali con forte presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con materiale di grossa pezzatura, alvei in roccia con sporgenze e grossi massi	20-25
Alvei naturali tortuosi con presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con sedimenti di media pezzatura	25-30
Alvei naturali rettilinei con scarsa presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con sedimenti di piccola pezzatura	30-35
Alvei artificiali inerbiti in assenza di vegetazione arbustiva e arborea	35-40
Alvei artificiali rivestiti in calcestruzzo in assenza di manufatti interferenti con le acque	40-45

I coefficienti di scabrezza, nella forma n di Manning ($1/K_s$), sono stati impostati pari a 0.04 per le porzioni di alveo inciso e, in via cautelativa, pari a 0.06 per le porzioni di alveo golenale e per le aree di esondazione.

Coefficienti di contrazione ed espansione

I valori dei coefficienti di perdita concentrata sono stati imposti pari rispettivamente a 0.1 e 0.3 secondo le indicazioni di letteratura. Soltanto per il ponte di progetto sono stati scelti i valori di 0.3 (coeff. di contrazione) e 0.5 (coeff. di espansione), in funzione della geometria dell'opera.

5.3.4 Geometria scenario di simulazione di STATO ATTUALE

Lo scenario di calcolo SA (stato attuale) è stato utilizzato come scenario di riferimento iniziale. Sulla base delle sezioni ricevute e del modello digitale del terreno LIDAR sono state costruite le sezioni idrauliche in asse al nuovo ponte di progetto, nella configurazione di alveo libero.

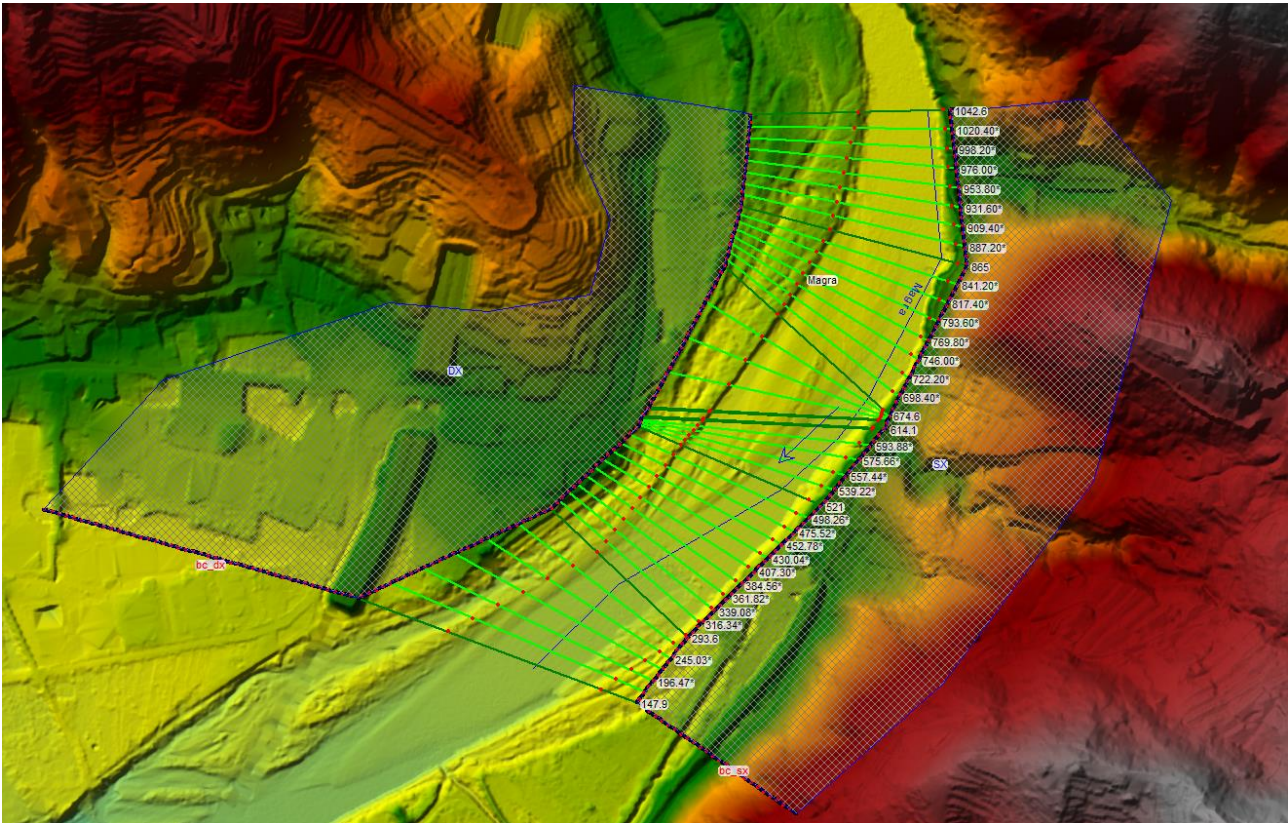


Figura 11 – Geometria del modello idraulico nello scenario di stato attuale

Sono state inserite due nuove sezioni in prossimità dell'asse del ponte di progetto (una a monte e una valle) in modo tale da utilizzarle poi nello scenario di stato di progetto come sezioni di riferimento per inserire la struttura trasversale che simula la nuova opera di attraversamento.

Per le impostazioni del modello (condizioni al contorno e coefficienti di scabrezza) vale quanto detto al paragrafo precedente.

5.3.5 Geometria scenario di simulazione di STATO DI PROGETTO

Lo scenario di calcolo SP (stato di progetto) corrisponde alla configurazione finale, con la presenza del ponte di progetto.

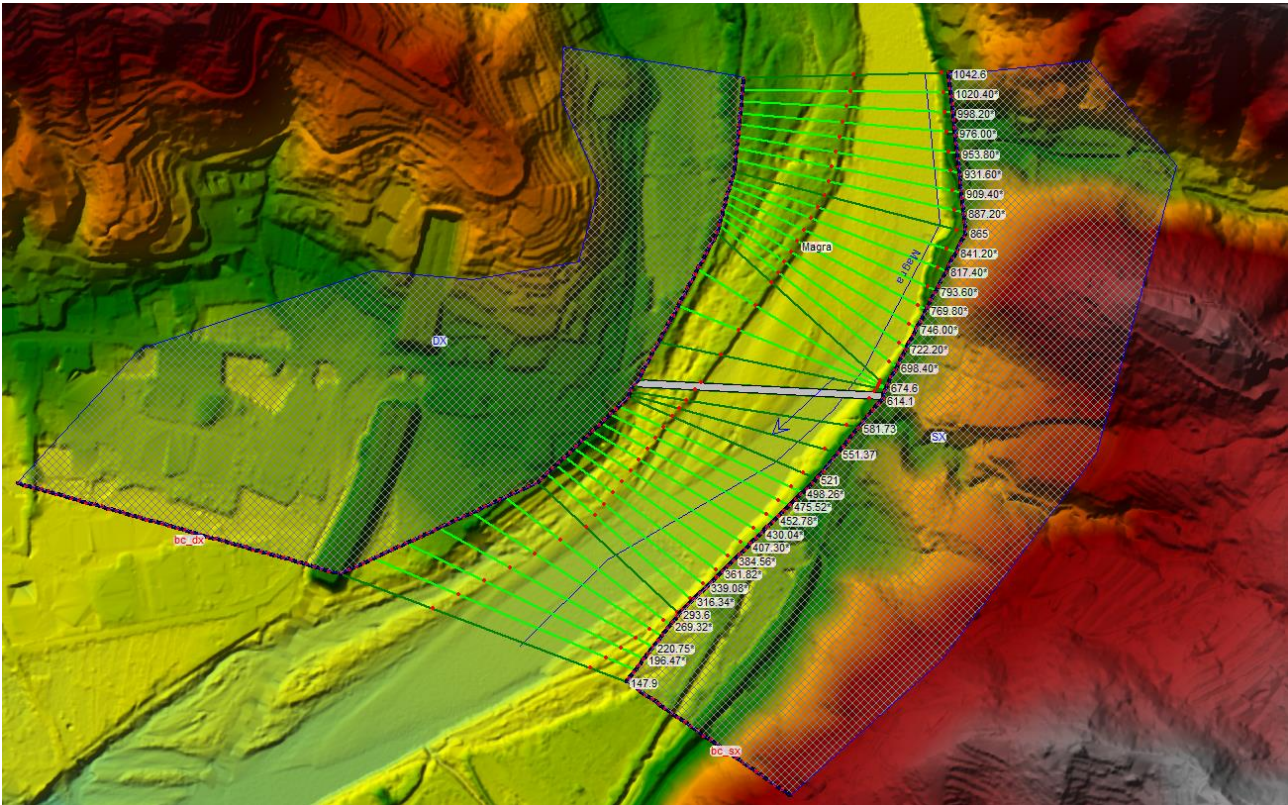


Figura 12 - Geometria del modello idraulico nello scenario di stato di progetto

L'asse di progetto del ponte non è previsto ortogonale al deflusso della corrente in alveo, ma risulta ruotato rispetto all'asse fluviale di circa 30° , per la precisione 28.9° .

Dal punto di vista modellistico le sezioni idrauliche così come tracciate (che ricordiamo sono modellate in modo monodimensionale) avrebbero un'area utile di deflusso maggiore a quella che effettivamente ha il corso d'acqua nella realtà. Per correggere questa incongruenza, il software permette di inserire l'angolo tra la sezione tracciata e l'asse longitudinale del corso d'acqua (fattore di *skew*) in modo tale che sia considerata come sezione di calcolo la proiezione della stessa sul piano ortogonale alla direzione di deflusso della corrente.

Un altro elemento di fondamentale importanza legato all'angolo di inclinazione planimetrica dell'impalcato rispetto al corso d'acqua è che le pile del ponte, che sono di tipo allungato e perpendicolari alla struttura dell'impalcato, costituiscono un ostacolo al deflusso della corrente per un ingombro di larghezza maggiore rispetto alla larghezza effettiva della struttura. Inserendo nel software anche per gli elementi *Bridge* (ponte) e *Pier* (pila) il valore dell'angolo di rotazione, la sezione e le strutture vengono proiettate sul piano ortogonale all'alveo al fine di conferire il reale ingombro ed il reale ostacolo al libero deflusso della corrente.

Tale concetto è più comprensibile in forma grafica. Di seguito è mostrato il confronto tra le due impostazioni della sezione idraulica del ponte, attenționando che la sezione utilizzata ai fini del calcolo è la seconda riportata (quella proiettata).

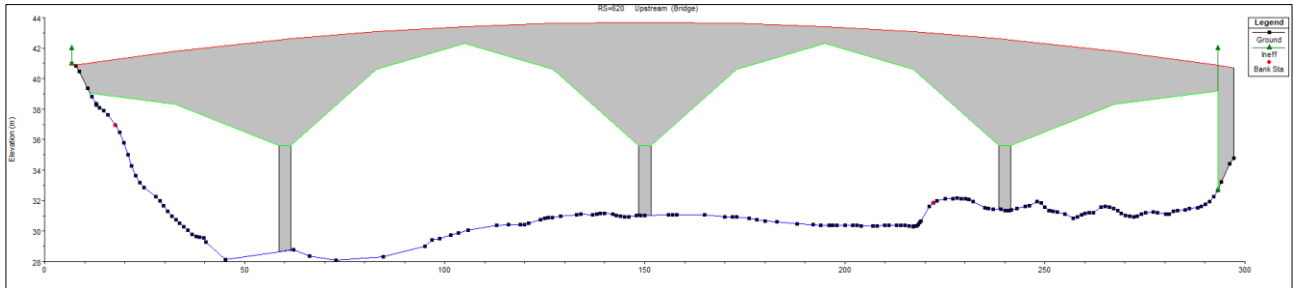


Figura 13 – Sezione idraulica del ponte in asse alla struttura

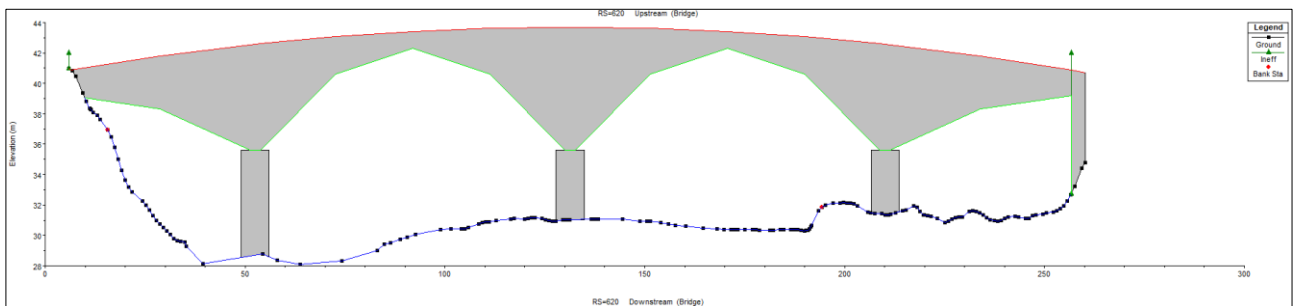


Figura 14 – Sezione idraulica del ponte proiettata sul piano ortogonale al deflusso della corrente

È evidente e intuitivo che le pile, essendo oblique rispetto alla corrente, hanno un ingombro effettivo maggiore rispetto ad una configurazione allineata al deflusso.

5.3.6 Scelta della forma delle pile

Sulla base comune della geometria dello stato di progetto, sono state sviluppate diverse modellazioni al fine di definire la forma delle pile con lo scopo di ridurre il più possibile l'effetto di sovrizzo idraulico indotto dalle stesse sulla corrente.

Per fare ciò si è fatto riferimento alla trattazione di Yarnell. David Leroy Yarnell nel 1934 pubblicò, all'interno dei bollettini tecnici emessi mensilmente dall'U.S. Department of Agriculture, due articoli dai titoli "*Bridge piers as channel obstructions*" e "*Pile trestle as channel obstruction*". Essi contenevano, tra l'altro, i risultati sperimentali ottenuti da Yarnell in laboratorio, basati sulla simulazione di vari regimi idraulici, associati a diversi tipi di ostruzioni prodotti dalle pile di ponti.

La formula che Yarnell presentò all'interno di queste due pubblicazioni fu ricavata tramite interpolazione dei dati sperimentali nelle diverse situazioni di regime idraulico imposto e di rapporti di contrazione sperimentati in laboratorio. La formula di Yarnell è la più utilizzata tra le diverse espressioni di stima del rialzo idraulico:

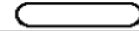



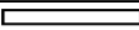
$$\Delta y = 2K_y(K_y + 5F_r^2 - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{v^3}{2g}$$

dove

- Δy = rialzo idraulico prodotto dalle pile
- K_r = coefficiente di forma della pila ottenuto sperimentalmente da Yarnell
- F_r = numero di Froude della corrente nella sezione immediatamente a valle del ponte
- α = coefficiente di ingombro definito come rapporto tra l'area della sezione del ponte occupata dalle pile e l'area bagnata a monte del ponte
- v_3 = velocità della corrente nella sezione immediatamente a valle del ponte

I valori da adottare per il coefficiente di forma K_y (Pier coefficient) sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 2 – Valori del coefficiente di forma della pila K_y di Yarnell

Pier Shape		Pier Coefficient
Semicircular nose and tail		0.90
Twin-cylinder piers with connecting diaphragm		0.95
Twin-cylinder piers without diaphragm		1.05
90° triangular nose and tail		1.05
Square nose and tail		1.25
Ten pile trestle bent		2.50

La formula di Yarnell ha particolare validità per le correnti di classe A, ossia corrente lenti che mantengono la configurazione di corrente lenta per l'intero arco temporale di deflusso. Questo regime idraulico risulta essere quello del caso oggetto di studio.

La trattazione di Yarnell tiene conto anche dell'angolo di incidenza del ponte sulla corrente, ossia quanto l'impalcato e le pile sono inclinate planetariamente rispetto all'asse longitudinale del corso d'acqua. Yarnell ha mostrato che la formazione di un angolo di incidenza inferiore ai 10° determina effetti poco rilevanti sul rialzo a monte, di fatto trascurabili. Se l'angolo supera invece i 20° il suo effetto sul rialzo non è più trascurabile, determinando aumenti dei coefficienti K delle varie formule compresi tra il 7 e il 10%. L'incremento dei coefficienti è da considerarsi applicabile solo nel caso di calcolo a mano del sovrizzo,

poiché i software di modellazione, come già visto, permettono di inserire separatamente i parametri relativi agli angoli di incidenza tra le strutture e l'alveo.

Sono state eseguite tre modellazioni, corrispondenti ai tre casi:

- 1) pila squadrata;
- 2) pila con teste semi-cilindriche;
- 3) doppia pila circolare.

I risultati delle modellazioni sono mostrati nei successivi paragrafi.

5.4 Analisi dei risultati della modellazione idraulica

Come premesso, i risultati delle modellazioni idrauliche finora presentate hanno lo scopo di definire e dimensionare più elementi di cui al presente progetto, nel dettaglio:

- Stimare il sovrizzo idraulico a monte del ponte indotto dalle pile e dalle spalle del ponte;
- Impostare la quota dell'intradosso dell'impalcato del ponte nel rispetto dei franchi di sicurezza ai sensi delle vigenti normative ed in funzione della scelta della sagoma delle pile;
- Stimare la profondità di scavo dovuto allo scalzamento alla base delle pile con la finalità di dimensionare gli elementi di fondazione;

5.4.1 Stima del sovrizzo idraulico ed impostazione della quota dell'impalcato

L'impostazione della quota dell'impalcato è stata definita in funzione della quota raggiunta da una piena corrispondente ad uno scenario con tempo di ritorno pari a 200 anni.

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m. Posto che l'intradosso delle strutture non è costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m;

Come descritto dettagliatamente al paragrafo 5.3.5 la definizione della quota dell'impalcato è strettamente relazionata alla sagoma delle pile e alla presenza in alveo delle spalle del ponte e al loro effetto sul deflusso della corrente. Sono state eseguite 3 modellazioni idrauliche al fine di scegliere la forma più efficiente delle pile, ossia la sagoma planimetrica che induce alla corrente il minor sovrizzo idraulico.

Nelle immagini seguenti sono mostrati il profilo dell'asta modellata e la sezione idraulica immediatamente a monte del ponte di progetto con riportate le quote del pelo libero della corrente relativa agli scenari:

- Deflusso indisturbato in condizioni di alveo libero;
- Deflusso in presenza di pile con testa e coda squadrate;
- Deflusso in presenza di pile con testa e coda semicilindriche;
- Deflusso in presenza di pile a doppio cilindro.

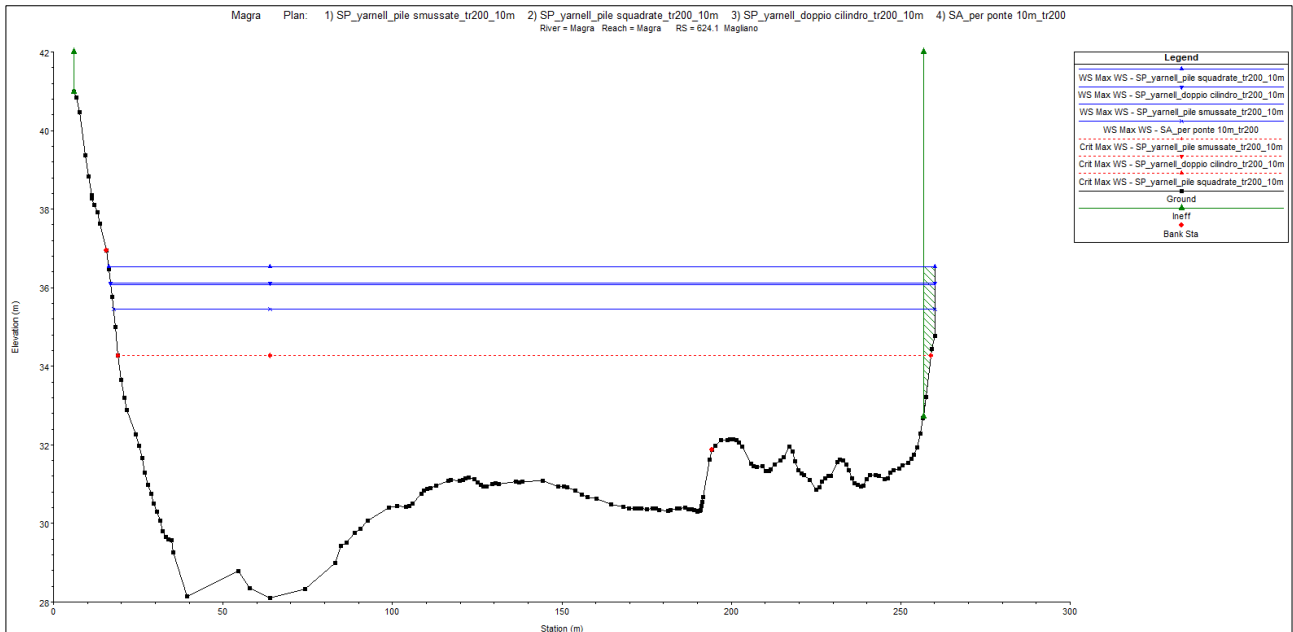


Figura 15 – Sezione a monte del ponte di progetto

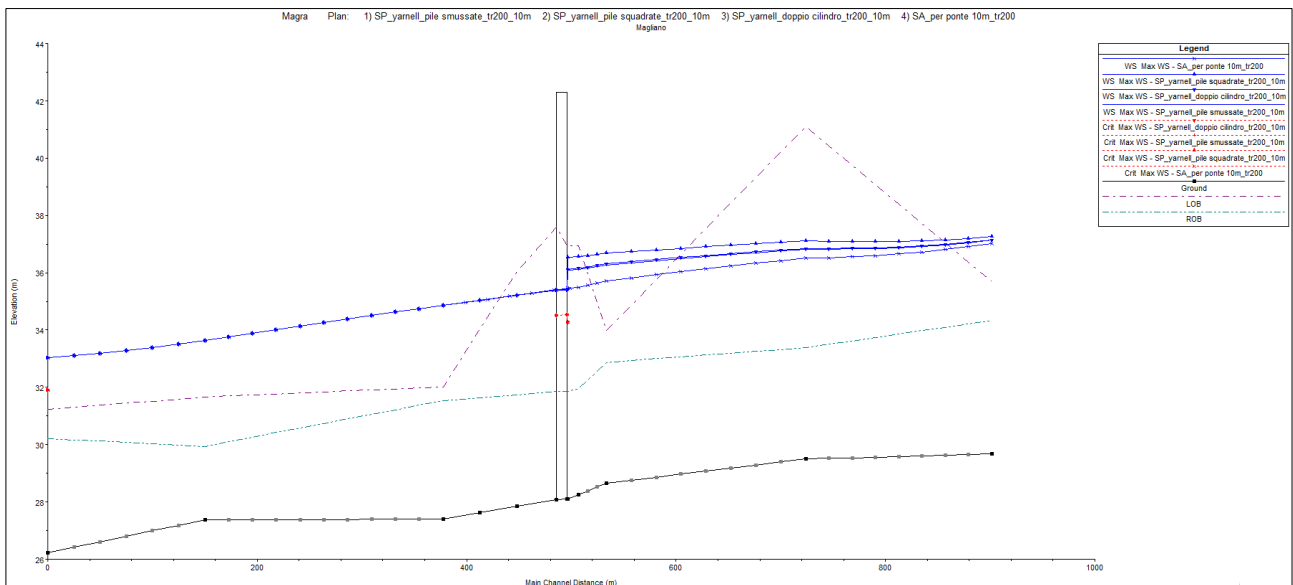


Figura 16 – Profilo longitudinale

Dalle immagini è evidente la differenza in termini di battenti nelle diverse configurazioni. Risulta quindi di fondamentale importanza la scelta della forma delle pile, che in condizioni di piena straordinaria, a causa delle elevate portate e velocità, incide molto sul comportamento idraulico di deflusso. Tra la condizione di deflusso libero e lo scenario di pile squadrate si riscontra una differenza in termini di battente pari a circa 1 metro.

Le quote relative ai diversi scenari sono le seguenti:

- Deflusso indisturbato in condizioni di alveo libero: **35.45 m slm**
- Deflusso in presenza di pile con testa e coda squadrate: **36.54 m slm**
- Deflusso in presenza di pile con testa e coda semicilindriche: **36.08 m slm**
- Deflusso in presenza di pile a doppio cilindro: **36.12 m slm**

Secondo i risultati dei modelli idraulici, la condizione migliore di deflusso si ottiene nello scenario in cui il ponte è provvisto di pile con testa e coda semicilindrica.

A verifica dei risultati ottenuti è stato eseguito anche il calcolo diretto utilizzando la formula di Yarnell

$$\Delta y = 2K_y(K_y + 5F_r^2 - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4)\frac{v^3}{2g}$$

Dove i parametri relativi al deflusso della corrente, ossia la velocità e il numero di Froude sono stati dedotti dal modello idraulico in condizioni di deflusso libero (stato attuale) e α è un parametro geometrico relativo allo scenario di stato di progetto. I parametri risultano essere:

- Fr = numero di Froude della corrente nella sezione immediatamente a valle del ponte = **0.7**
- v_3 = velocità della corrente nella sezione immediatamente a valle del ponte = **5 m/s**
- α = coefficiente di ingombro definito come rapporto tra l'area della sezione del ponte occupata dalle pile e l'area bagnata a monte del ponte = **0.095**
- K_r = coefficiente di forma della pila ottenuto sperimentalmente da Yarnell = variabile secondo Tabella 2

I risultati ottenuti, confrontati con i risultati delle modellazioni idrauliche, sono i seguenti:

Tabella 3 – Valori di sovralzo idraulico in funzione della sagoma delle pile

Scenario	Calcolo eseguito per via analitica	Risultati Hec-Ras
Δy - pila squadrata	1.10	1.09
Δy - pila smussata	0.69	0.63
Δy - pila doppio cilindro	0.86	0.67

I valori riportati risultano coerenti tra loro e confermano la correttezza dei risultati delle modellazioni idraulica.

Le differenze in termini assoluti tra i valori calcolati a mano e quelli risultanti dalle modellazioni sono dovuti al maggior numero di parametri che entrano nei codici di calcolo HEC, tra cui i coefficienti di contrazione ed espansione delle sezioni idrauliche e la discretizzazione della scabrezza del fondo che induce una variabilità delle velocità lungo le ascisse della sezione. Per tale motivo, al di là della conferma ottenuta dai valori calcolati direttamente, si ritengono più affidabili i risultati delle modellazioni idrauliche.

In conclusione, le scelte progettuali in merito alla struttura del nuovo ponte sul Fiume Magra sono le seguenti:

- forma delle pile: **testa e coda semi-cilindriche**;
- quota di riferimento per l'impostazione dell'intradosso dell'impalcato e della livelletta stradale: **36.08 m s.l.m.**

5.4.2 Scalzamento alla base delle pile

Nel presente paragrafo vengono descritte le verifiche a scalzamento effettuate per le pile del nuovo ponte di progetto sul Fiume Magra.

Delle tre pile previste dal progetto strutturale, la pila 3 è situata all'interno dell'alveo di magra, mentre le pile 1 e 2 sono posizionate nell'area golenale, che è comunque soggetta frequentemente al transito della corrente.

Il regime completamente torrentizio del corso d'acqua fa sì che lo stesso sia caratterizzato da un'elevata mutabilità nel tempo, con cambiamenti, anche nell'arco temporale di pochi anni, della posizione dell'alveo di magra. Per questo motivo, le verifiche allo scalzamento sono state eseguite per tutte le pile riferendosi ai dati idraulici dell'alveo di magra, ipotizzando che in un futuro più o meno prossimo le pile 1 o 2 possano trovarsi in una porzione di alveo più incisa rispetto allo stato di fatto dei luoghi. Lo stesso criterio si applica in via cautelativa anche per la stima dello scalzamento indotto dalle spalle del ponte.

Lo studio del fenomeno di scalzamento alla base delle pile è stato eseguito mediante la procedura di verifica descritta nella *Hydraulic Engineering Circular No.18, Evaluating Scour at Bridges – Fifth Edition*, a cura della Federal Highway Administration (Aprile 2012). I parametri idraulici sono stati ricavati direttamente dalle simulazioni idrauliche eseguita in HEC.RAS, negli scenari relativo a tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 30 e 200 anni.

La formula di riferimento per il calcolo della profondità di erosione alla base delle pile è:

$$y_s = 2 Y_0 k_1 k_2 k_3 k_4 \left(\frac{a}{y_0} \right)^{0.65} F_r^{0.43}$$

Dove

- Y_0 = altezza del pelo libero nella sezione immediatamente a monte della pila;
- a = larghezza della pila;
- F_r = numero di Froude nella sezione immediatamente a monte della pila;
- k_1 = fattore di correzione in funzione della forma della pila, scelto dalla seguente tabella

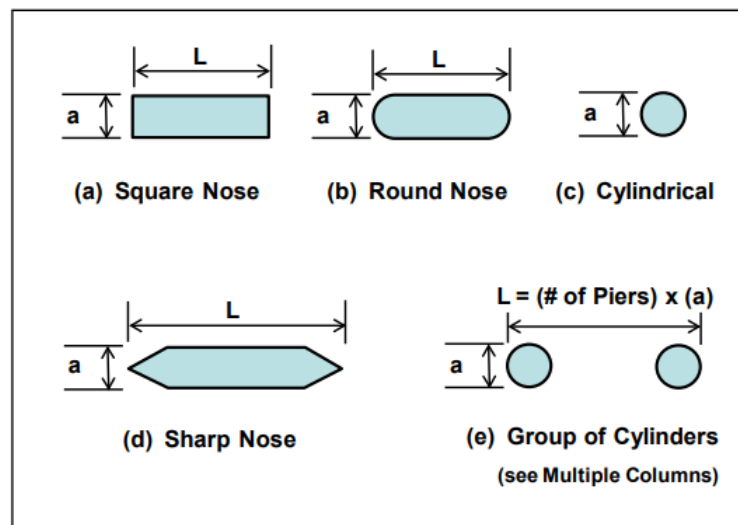


Figura 17 – Forme comuni delle pile

Tabella 4 – Valori del fattore di correzione k_1

Shape of Pier Nose	K_1
(a) Square nose	1.1
(b) Round nose	1.0
(c) Circular cylinder	1.0
(d) Group of cylinders	1.0
(e) Sharp nose	0.9

- k_2 = fattore di correzione relativo all'angolo di incidenza tra il flusso della corrente e la struttura del ponte, scelto sulla base della seguente tabella:

Tabella 5 - Valori del fattore di correzione k_2

Angle	$L/a=4$	$L/a=8$	$L/a=12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Angle = skew angle of flow
L = length of pier

Si fa notare, che essendo l'angolo di incidenza tra la corrente e l'impalcato pari a circa 30° , il fattore di correzione K_2 andrà a raddoppiare il valore di profondità di erosione, rispetto ad una configurazione con le pile orientate nella direzione longitudinale del deflusso.

- k_3 = fattore di correzione relativo alle condizioni del letto del corso d'acqua, scelto sulla base della seguente tabella:

Tabella 6 - Valori del fattore di correzione k_3

Bed Condition	Dune Height ft	K_3
Clear-Water Scour	N/A	1.1
Plane bed and Antidune flow	N/A	1.1
Small Dunes	$10 > H \geq 2$	1.1
Medium Dunes	$30 > H \geq 10$	1.2 to 1.1
Large Dunes	$H \geq 30$	1.3

- k_4 = fattore di correzione relativo alla granulometria dell'alveo, calcolato con le seguenti formule:

$$K_4 = 0.4V_R^{0.15}$$

$$V_R = \frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}}$$

$$V_{icDx} = 0.645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cDx}$$

$$V_{cDx} = k_u y^{1/6} D_x^{1/3}$$

Il valore granulometrico D50 è stato dedotto dalla relazione “S.S. n.330 ‘di Buonviaggio’ – Lavori di realizzazione del ponte provvisorio sul Fiume Magra in Comune di Aulla (MS)” ed è stato posto pari a 0.07m, mentre il valore di D95 è stato impostato pari a 0.1m.

Posto che il plinto di fondazione ha uno spessore di 2.00m e che l'estradosso dello stesso è approfondito di 1.00m rispetto al fondo alveo, se la profondità di erosione supera l'intradosso della fondazione ne consegue che i fenomeni di erosione vanno ad interessare anche gli elementi di fondazione profonda. Il calcolo deve dunque essere ripetuto, considerando nella formula l'altezza d'acqua $Y_1 = Y_0 + h$ dove h rappresenta l'approfondimento del plinto rispetto al fondo alveo iniziale ed aggiornando di conseguenza i valori del numero di Froude, nonché i parametri relativi alla geometria delle fondazioni.

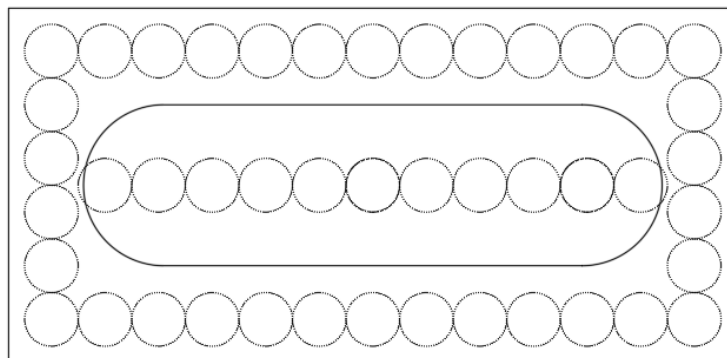


Figura 18 – Schema delle fondazioni profonde del plinto alla base delle pile

Lo schema delle fondazioni profonde risulta essere un coronamento di pali lungo il perimetro del plinto, quindi per la stima dello scalzamento indotto dalla presenza degli elementi di fondazione, in via cautelativa si assume che il plinto non abbia degli elementi di fondazione, bensì che il plinto stesso sia infinitamente profondo.

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati dei calcoli dello scavo indotto dal fenomeno di scalzamento alla base delle pile.

Tabella 7 – Risultati calcolo scalzamento

Tr	200	30	10	5	2
Y ₀	7.91	6.30	5.58	5.21	4.75
a	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Fr	0.49	0.46	0.47	0.46	0.45
k1	1	1	1	1	1
k2	2	2	2	2	2
k3	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
k4	0.42	0.41	0.40	0.40	0.39
Scalzamento pila [m]	5.75	4.99	4.76	4.54	4.28
Y ₁	8.91	7.30	6.58	6.21	5.75
a	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
Fr	0.46	0.43	0.43	0.42	0.41
k1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
k2	2	2	2	2	2
k3	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
k4	0.42	0.40	0.40	0.39	0.39
Scalzamento plinto [m]	10.66	9.27	8.87	8.46	7.99
Scalzamento tot [m]	16.41	14.25	13.63	13.00	12.27

Visti i risultati ottenuti, in questa fase progettuale si ritiene opportuno e cautelativo assumere il valore della profondità di erosione alla base delle pile pari a **15 metri**, di conseguenza nelle verifiche geotecniche dovrà essere considerata una lunghezza non collaborante dei pali di fondazioni delle pile e delle spalle pari a 13m, ossia i 15 metri calcolati scontati dei 2 metri dello spessore del plinto di fondazione.

6 ANALISI DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Il presente capitolo ha lo scopo di asseverare la compatibilità normativa dell'intervento ai sensi della recente Legge Regionale 24 Luglio 2018 n.41, contenente "disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d'acqua".

Stante il disallineamento descritto dettagliatamente al capitolo 3 tra le aree classificate a pericolosità idraulica nel PGRA e l'effettiva topografia dell'area oggetto di studio, l'analisi di compatibilità idraulica delle opere previste alla presente progettazione definitiva è stata svolta sulla base dei risultati delle modellazioni idrauliche, confrontando stato attuale e stato di progetto discendente da tali modellazioni aggiornate.

Di seguito è riportato un inquadramento delle opere sullo stralcio delle aree di esondazioni risultanti dai modelli idraulici negli scenari con portate relative a tempi di ritorno pari a 30, 200, e 500 anni, che corrispondono rispettivamente alla classificazione delle aree a pericolosità idraulica P3, P2 e P1 del PGRA.

Rispetto alle aree di esondazione del PGRA, il maggior dettaglio topografico delle modellazioni idrauliche sviluppate mostra che le aree interposte tra il canale lunense e l'attuale rilevato della SS62 sono soggette ad inondazioni per scenari relativi a tempi di ritorno duecentennali.

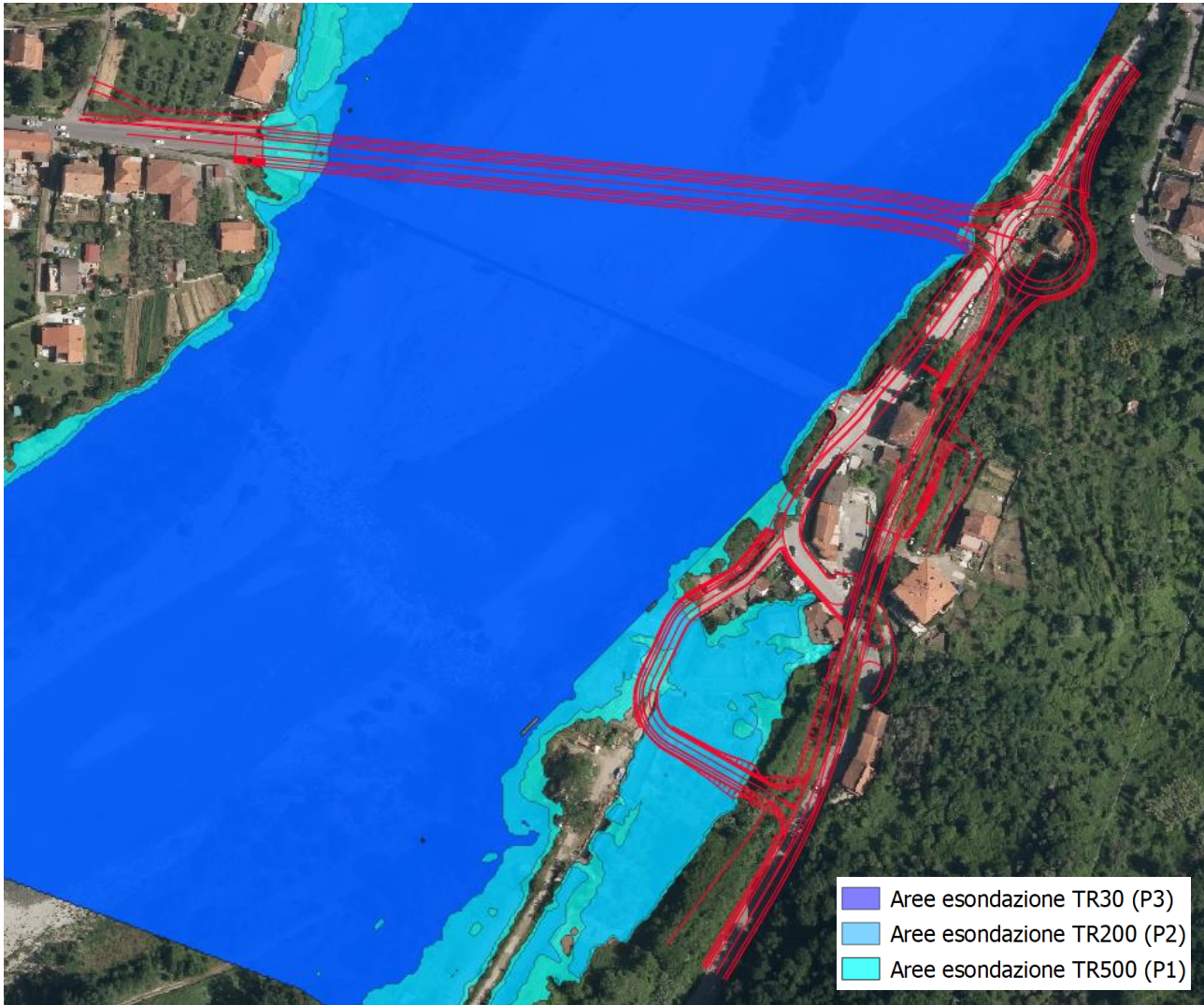


Figura 19 – Aree a pericolosità idraulica risultanti dalle modellazioni idrauliche

6.1 Compatibilità idraulica ai sensi della LR41/2018

Sul BURT 33 del 01/08/2018 è stata pubblicata la Legge Regionale n. 41 del 24 luglio 2018, contenente disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d'acqua in attuazione del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni) e modifiche alla LR 80/2015 e alla LR 65/2014. La legge è entrata in vigore il 01/10/2018.

Come mostrato in Figura 19, i tracciati stradali attraversano aree a pericolosità idraulica media ed elevata, che la LR41/2018 definisce rispettivamente “aree a pericolosità per alluvioni poco frequenti” e “aree a pericolosità per alluvioni frequenti”.

Per la presente analisi normativa si fa riferimento agli articoli 3, 8 e 13 e 14.

Stante la natura del progetto, il primo campo di applicazione della normativa è l'Articolo 3, il quale stabilisce i criteri progettuali in termini di tutela dei corsi d'acqua.

I commi 1 e 2 di tale articolo sanciscono quanto segue:

1. Non sono consentiti nuove costruzioni, nuovi manufatti di qualsiasi natura o trasformazioni morfologiche negli alvei, nelle golene, sugli argini e nelle aree comprendenti le due fasce di larghezza di dieci metri dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda dei corsi d'acqua del reticolo idrografico di cui all'articolo 22, comma 2, lettera e), della legge regionale 27 dicembre 2012, n. 79 (Nuova disciplina in materia di consorzi di bonifica. Modifiche alla l.r. 69/2008 e alla l.r. 91/1998. Abrogazione della l.r. 34/1994), fatto salvo quanto previsto ai commi 2, 3 e 4.

2. Negli alvei, nelle golene, sugli argini e nelle aree comprendenti le due fasce di larghezza di dieci metri dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda dei corsi d'acqua del reticolo idrografico di cui all'articolo 22, comma 2, lettera e), della l.r. 79/2012, nel rispetto della normativa statale e regionale di riferimento e delle condizioni di cui al comma 5, sono consentiti i seguenti interventi:

a) interventi di natura idraulica, quali in particolare:

1) trasformazioni morfologiche degli alvei e delle golene;

2) impermeabilizzazione del fondo degli alvei;

3) rimodellazione della sezione dell'alveo;

4) nuove inalveazioni o rettificazioni dell'alveo.

b) reti dei servizi essenziali e opere sovrappassanti o sottopassanti il corso d'acqua;

c) opere finalizzate alla tutela del corso d'acqua e dei corpi idrici sottesi;

d) opere connesse alle concessioni rilasciate ai sensi del regio decreto 11 dicembre 1933, n. 1775 (Approvazione del testo unico delle disposizioni di legge sulle acque e sugli impianti elettrici);

e) interventi volti a garantire la fruibilità pubblica;

f) itinerari ciclopedonali;

g) opere di adduzione e restituzione idrica;

h) interventi di riqualificazione ambientale.

Dunque, ai sensi del comma 2 lettera b) è consentita la realizzazione del ponte di progetto, purché siano rispettate le condizioni del comma 5 dello stesso articolo ossia:

5. Gli interventi di cui ai commi 2, 3 e 4 sono consentiti, previa autorizzazione della struttura regionale competente, che verifica la compatibilità idraulica nel rispetto delle seguenti condizioni:

a) sia assicurato il miglioramento o la non alterazione del buon regime delle acque;

b) non interferiscano con esigenze di regimazione idraulica, accessibilità e manutenzione del corso d'acqua e siano compatibili con la presenza di opere idrauliche;

c) non interferiscano con la stabilità del fondo e delle sponde;

d) non vi sia aggravio del rischio in altre aree derivante dalla realizzazione dell'intervento;

e) non vi sia aggravio del rischio per le persone e per l'immobile oggetto dell'intervento;

f) il patrimonio edilizio esistente di cui al comma 3 sia inserito nel piano di protezione civile comunale al fine di prevenire i danni in caso di evento alluvionale.

In ottemperanza al comma 5 appena citato, di seguito vengono mostrate due planimetrie relative alle aree di esondazione di una piena con tempo di ritorno pari a 30 e 200 anni, confrontando lo stato attuale e lo stato di progetto. Il confronto mostra l'invarianza idraulica in termini di aree di esondazione, ciò implica che l'opera in progetto non altera il buon regime delle acque e non induce un aggravio del rischio idraulico in altre aree.

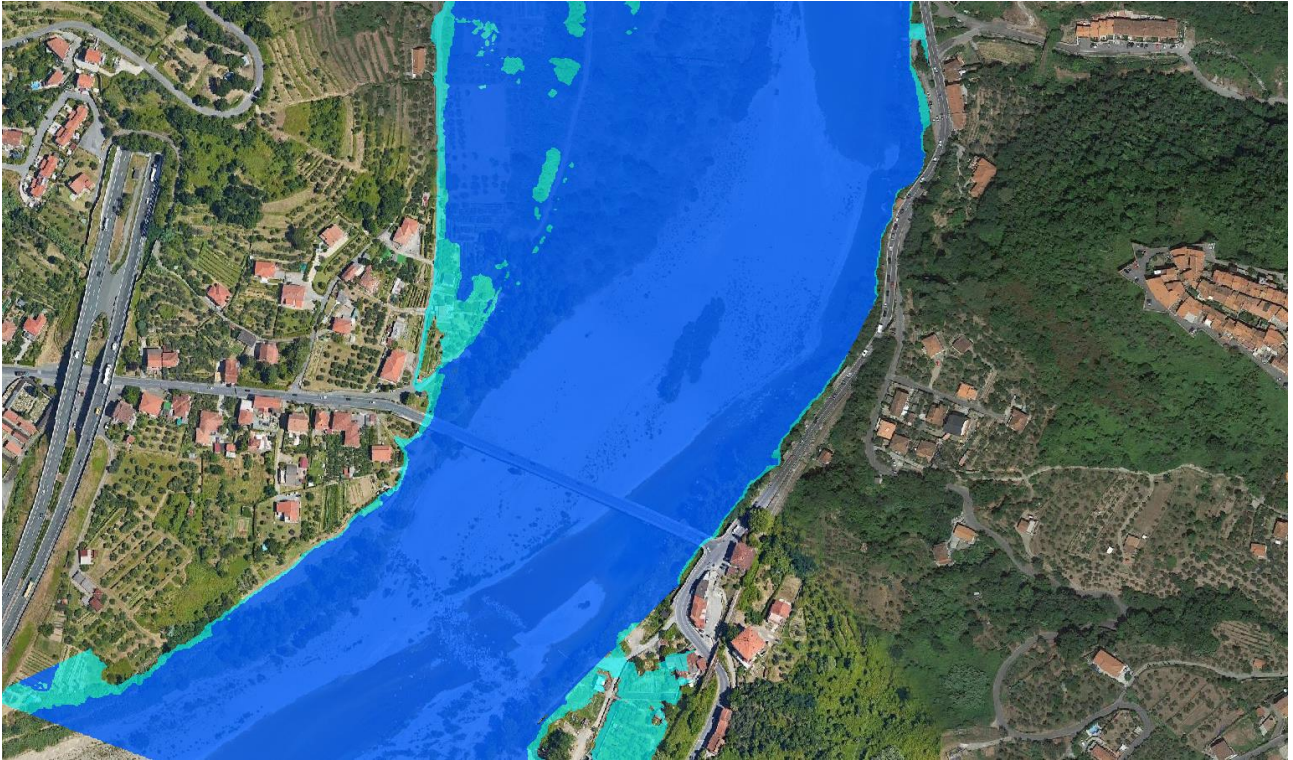


Figura 20 – Risultati modellazione idraulica – stato attuale

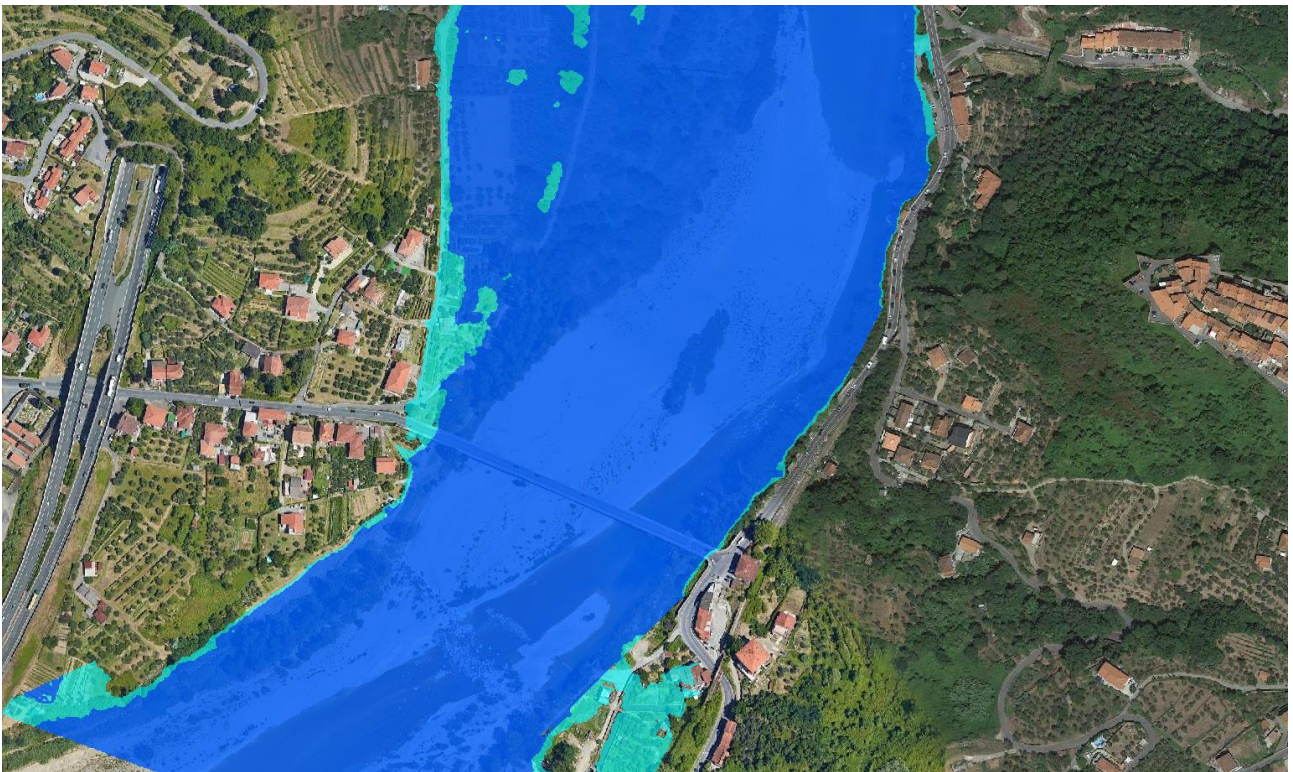


Figura 21 – Risultati modellazione idraulica – stato di progetto

In accordo con la definizione di “territorio urbanizzato” espressa nella L.R.65/2014 “Norme per il governo del territorio” e stante la natura infrastrutturale del progetto, l’altro campo di applicazione della norma per l’intervento in esame risulta essere il Capo III, Art. 13 - Infrastrutture lineari o a rete.

I commi 1 e 2 di tale articolo sanciscono quanto segue:

1. Nuove infrastrutture a sviluppo lineare e relative pertinenze possono essere realizzate nelle aree a pericolosità per alluvioni frequenti, indipendentemente dalla magnitudo idraulica, a condizione che sia realizzata almeno una delle opere di cui all’articolo 8, comma 1, lettere a), b) o c).

2. Nuove infrastrutture a sviluppo lineare e relative pertinenze possono essere realizzate nelle aree a pericolosità per alluvioni poco frequenti, indipendentemente dalla magnitudo idraulica, a condizione che sia assicurato il non aggravio delle condizioni di rischio in altre aree, che non sia superato il rischio medio R2 e che siano previste le misure preventive atte a regolarne l’utilizzo in caso di eventi alluvionali.

Secondo l’articolo 8 - Opere per la gestione del rischio di alluvioni:

1. La gestione del rischio di alluvioni è assicurata mediante la realizzazione delle seguenti opere finalizzate al raggiungimento almeno di un livello di rischio medio R2:

a) opere idrauliche che assicurano l’assenza di allagamenti rispetto ad eventi poco frequenti;

b) opere idrauliche che riducono gli allagamenti per eventi poco frequenti, conseguendo almeno una classe di magnitudo idraulica moderata, unitamente ad opere di sopraelevazione, senza aggravio delle condizioni di rischio in altre aree;

c) opere di sopraelevazione, senza aggravio delle condizioni di rischio in altre aree;

d) interventi di difesa locale.

Fermo restando che ai sensi dell’art.7, comma 4,

“I comuni individuano le opere di cui all’articolo 8 secondo criteri di appropriatezza in relazione alla tipologia di intervento da realizzare nell’ambito della gestione del rischio di alluvioni, unitamente ai costi ed ai benefici di natura economica ed ambientale in coerenza con il d.lgs. 49/2010”

In ottemperanza agli articoli 8 e 13 della vigente LR 41/2018, nelle aree a pericolosità per alluvioni frequenti è prevista la realizzazione dell'opera in sopraelevazione (art.8, comma 1.c). Difatti il nuovo ponte è stato impostato ad una quota superiore alla quota di esondazione relativa ad uno scenario con tempo di ritorno pari a 200 anni, e di conseguenza ad una quota superiore al livello delle inondazioni trentennali.

La strada secondaria risulta invece trovarsi in aree soggette ad alluvioni poco frequenti. Al fine di ottemperare al comma 2 dell'Art.13 si ritiene opportuno un preventivo confronto con gli enti preposti in fase di conferenza di servizi in modo da determinare la scelta e le opere minori più opportune ad inibire il transito delle inondazioni oltre il tracciato stradale con lo scopo primo di non aggravare il rischio idraulico in altre aree.

Essendo le portate esondate in queste aree del tutto trascurabili rispetto alle portate transitanti all'interno del Fiume Magra, soprattutto in riferimento a scenari con alti tempi di ritorno, potrebbero essere previste delle opere atte a confinare le piene all'interno dell'alveo.

Per completezza espositiva si riporta anche l'Articolo 14 della norma oggetto di analisi il quale, per gli interventi nelle aree presidiate da sistemi arginali, sancisce che:

Fermo restando quanto stabilito all'articolo 3, nelle aree presidiate da sistemi arginali per il contenimento delle alluvioni di cui all'articolo 2, comma 1, lettera s), per gli interventi di nuova costruzione sono previste misure per la gestione del rischio di alluvioni nell'ambito del piano di protezione civile comunale. A tal fine il comune, entro centottanta giorni dal rilascio del titolo abilitativo, aggiorna il relativo piano e lo trasmette alla struttura regionale competente.

Stante quanto descritto finora, l'opera in progetto risulta compatibile ai sensi della LR41/2018.

6.2 Compatibilità idraulica ai sensi delle norme di attuazione del PAI

Il campo di applicazione delle NTA del PAI per l'intervento in progetto è l'Articolo 18 che disciplina gli interventi nelle aree a diversa pericolosità idraulica.

Per quanto riguarda gli interventi nelle aree ad elevata pericolosità idraulica, il comma 2 sancisce che sono consentiti gli interventi di cui all'art.17, ossia, secondo il comma 5 lettera b) di quest'ultimo articolo viene stabilito che:

Sono consentiti i seguenti interventi previo parere obbligatorio e vincolante del Comitato Tecnico dell'Autorità di Bacino:

b) adeguamento e ristrutturazione delle reti dei trasporti e delle reti e degli impianti dei servizi esistenti, pubblici o di interesse pubblico, non delocalizzabili, purché realizzati senza aggravare le condizioni di pericolosità idraulica in cui ricadono e purché non pregiudichino la possibilità di realizzare gli interventi di sistemazione idraulica.

Nelle aree a media pericolosità idraulica ai sensi dell'articolo 18 comma 3 lettera d) sono consentiti:

gli interventi di realizzazione di nuove infrastrutture e reti dei servizi, previo parere obbligatorio e vincolante del Comitato Tecnico dell'Autorità di Bacino, purché progettate sulla base di uno specifico studio di compatibilità idraulica, che attesti il non aumento delle condizioni di pericolosità e rischio anche nelle aree limitrofe, a monte e a valle;

In conclusione, per quanto mostrato al precedente paragrafo in termini di aree di esondazioni nello scenario post-operam, l'intervento di cui alla presente progettazione definitiva risulta compatibile ai sensi delle norme di attuazione del Piano di Assetto Idrogeologico.

7 OPERE DI DRENAGGIO DELLE AREE DI VERSANTE

Il progetto prevede la realizzazione di una variante alla SS62. Il tratto oggetto di intervento, e quindi il nuovo asse viario, in riferimento al reticolo superficiale secondario intercetta 2 linee d'acqua, una delle quali censita nel reticolo idrografico di gestione regionale (codice TN14854 e denominato alla presente Rio Cafaggio) ed una seconda che risulta essere un compluvio di versante.

Di seguito è mostrato un inquadramento planimetrico delle due linee d'acqua rispetto all'asse viario di progetto.



Figura 22 – Reticolo idrografico secondario e di versante

Allo stato di fatto il denominato per semplicità come Rio Cafaggio attraversa l'attuale sedime ferroviario e la piattaforma stradale mediante un ponticello che recapita nel Fiume Magra, mentre l'altro compluvio drena all'interno di un esistente sottopasso pedonale di attraversamento del rilevato ferroviario senza un evidente recapito finale.

7.1 Individuazione dei bacini idrografici e analisi geomorfologica

Sulla base del modello digitale del terreno LIDAR (con risoluzione 1m x 1m) disponibile sul portale di informazione geografica della Regione Toscana e con l'utilizzo di un software di analisi GIS sono stati individuati i bacini idrografici dei due fossi secondari che intercettano la strada.

Di seguito se ne riporta la corografia:

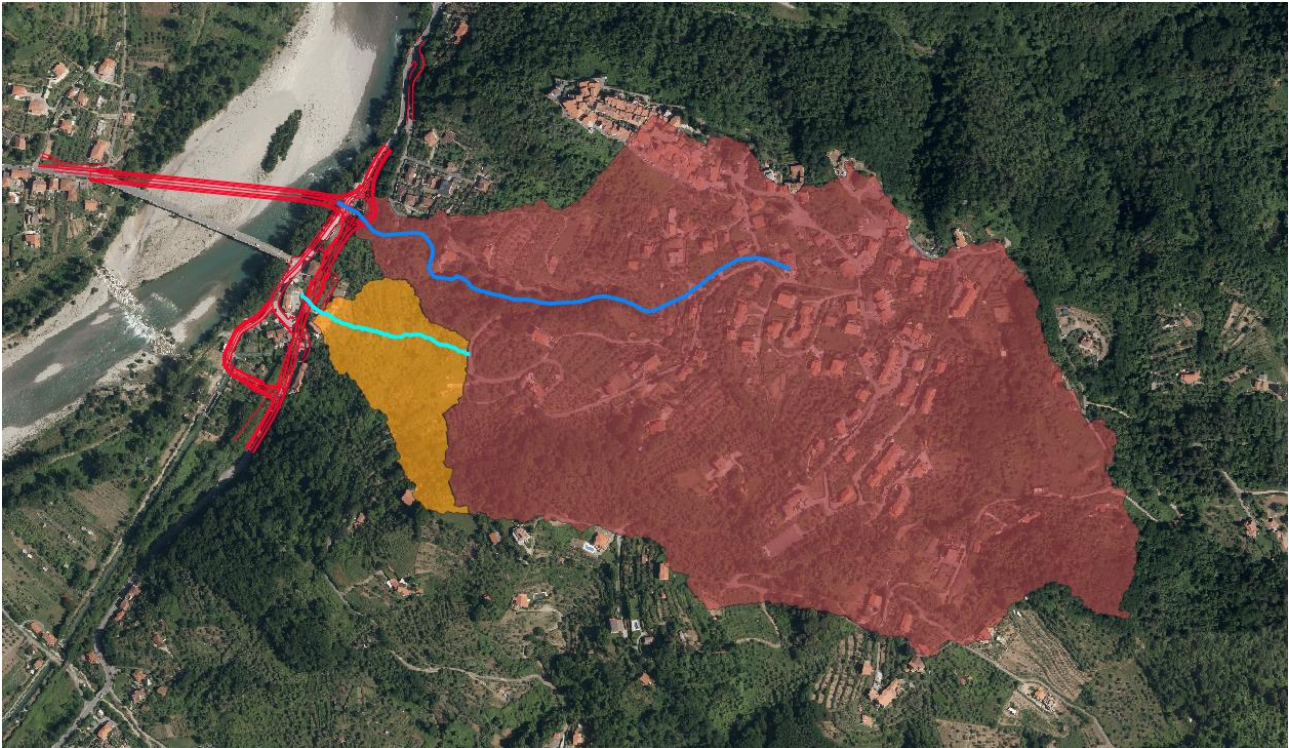


Figura 23 – Corografia dei bacini idrografici secondari

Trattandosi di aree montane di estensione relativamente limitata, caratterizzate da pendii molto ripidi, per il calcolo del tempo di corrivazione è stata utilizzata la formula di Kirpich, testata per condizioni idrografiche simili a quella in esame:

$$t_c = \frac{0.066 L^{0.77}}{i^{0.385}}$$

dove: L = lunghezza della linea d'acqua principale [km]

i = pendenza media dei versanti del bacino idrografico [m/m]

tempo di corrivazione espresso in ore

Di seguito si riportano in forma tabellare le caratteristiche morfometriche dei due bacini idrografici e i rispettivi tempi di corrivazione.

Tabella 8 – Caratteristiche morfometriche e tempo di corrivazione

BACINO	A [kmq]	i [m/m]	L [km]	Tc [ore]	Tc [min]
Rio cafaggio	0.388	0.36	1.8310	0.167	10
Compluvio	0.029	0.43	0.2100	0.083	5

7.2 Analisi idrologica

Come anticipato, l'altezza di pioggia per il calcolo della portata alla sezione di chiusura dei bacini analizzati è stata calcolata nella forma

$$h = a t^n$$

dove a ed n sono i parametri caratteristici della curva di possibilità pluviometrica.

I parametri delle Linee Segnatrici di Possibilità Pluviometrica sono individuabili sul portale web della Regione Toscana <https://www.sir.toscana.it/lsp-2012>. I parametri sono stati dedotti nell'ambito dell'Accordo di Collaborazione Scientifica RT-UNIFI - Analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme", di cui alla DGRT 1133/2012 e basata sulle elaborazioni dei dati di pioggia aggiornati fino al 2012.

Il modello a doppia componente TCEV interpreta gli eventi massimi annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte: la prima relativa agli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi, e la seconda agli eventi massimi straordinari, meno frequenti e spesso catastrofici. La distribuzione TCEV ha espressione:

$$P(x) = \exp[-\lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \lambda_2 \exp(-x/\theta_2)]$$

dove P(x) indica la probabilità di non superamento del valore x della generica variabile casuale X mentre λ_i e θ_i (i = 1,2) sono i quattro parametri (positivi) della distribuzione.

La forma canonica della distribuzione (1) è:

$$P(z) = \exp[-\exp(-z) - \lambda \exp(-z/\theta)], \quad z = (x - \varepsilon_1)/\theta_1;$$

$$\varepsilon_1 = \theta_1 \ln \lambda_1, \quad \theta = \theta_2/\theta_1, \quad \lambda = \lambda_2/(\lambda_1)^{\theta};$$

Per la stima dei parametri della distribuzione è stato seguito un approccio gerarchico di regionalizzazione.

Attraverso l'analisi di frequenza regionale sono state stimate su tutto il territorio regionale le altezze di pioggia per le durate 1, 3, 6, 12, 24 ore ed i tempi di ritorno 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200, 500. Attraverso una regressione lineare sono stati calcolati i parametri delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica a ed n , grazie ai quali è possibile calcolare, per qualsiasi durata, in qualsiasi punto del territorio regionale l'altezza di pioggia per i tempi di ritorno 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200, 500.

Tali parametri “ a ” ed “ n ” delle curve di possibilità pluviometrica sono stati dedotti per i dati orari e per tutte le regioni omogenee della Toscana e possono essere assunti validi per gli eventi fino ad una durata di 30 minuti.

Gli eventi di pioggia breve ed intensa seguono dinamiche meteorologiche diverse. Pertanto le curve di possibilità pluviometrica ottenute elaborando dati di pioggia relativi ad eventi con durata maggiore o uguale ad un'ora non danno valori affidabili per piogge di durata inferiore ai 30 min. È stato più volte verificato e riportato in letteratura che i valori ottenuti risultano decisamente sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare.

Nell'area destinata alla progettazione non sono presenti pluviometri che hanno registrazioni inferiori ai 60 minuti con una serie storica sufficientemente estesa con la quale si possa elaborare un'analisi statistica per l'individuazione dei parametri a ed n relativi a brevi durate di pioggia.

Al fine del calcolo delle altezze di pioggia per eventi di breve durata è stata dunque utilizzata la formula di Bell. La formula empirica di Bell (Generalized Rainfall Duration Frequency Relationship” – Journal of the Hydraulics Division – Proceedings of American Society of Civil Engineers – volume 95, issue 1 – gennaio 1969) permette di individuare l'altezza di pioggia per durate inferiori ai 30 minuti utilizzando come input l'altezza di pioggia oraria. Bell ha osservato che i rapporti tra le altezze di durata τ molto breve ed inferiori all'ora e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano, motivo per il quale tale formula viene utilizzata a livello globale.

La formula risulta essere:

$$\frac{h_{\tau,TR}}{h_{60,TR}} = 0.54 \tau^{0.25} - 0.50$$

I parametri delle LSPP per un tempo di ritorno pari a 200 anni sono:

$$a = 102.55$$

$$n = 0.411$$

Che conferiscono un'altezza di pioggia oraria pari a 102.55 mm

Le altezze di pioggia per durate inferiori ai 30 minuti, per lo scenario relativo ad un tempo di ritorno pari a 200 anni, sono riportate nella prossima tabella.

Tabella 9 – Altezze di pioggia per durata inferiore ai 60min

durata [min]	h [mm]
5	31.5
10	47.2
15	57.7
20	65.8

7.3 Determinazione delle portate di progetto

Vista la ridotta dimensione delle aree drenanti, le portate di progetto sono state calcolate cautelativamente con il metodo razionale, dove la portata Q viene calcolata con la seguente formula:

$$Q = \frac{\emptyset A h}{t}$$

Dove: \emptyset = coefficiente di deflusso [adim.]

A = area del bacino [km²]

h = altezza di pioggia nella forma atⁿ

t = durata dell'evento di pioggia, assunto pari al tempo di corrivazione

Il coefficiente di deflusso, data la caratteristica alta piovosità dell'area e l'elevata pendenza dei versanti, è stato assunto cautelativamente pari a 0.55.

Le portate alla sezione di chiusura dei due bacini idrografici individuati sono dunque:

Tabella 10 – Portate al colmo – bacini idrografici secondari

BACINO	Q [mc/s]
Rio cafaggio	17.4
Compluvio	1.75

7.4 Verifica idraulica dei tombini di attraversamento

I tombini di attraversamento del rilevato stradale consentono di ripristinare la continuità dei corsi d'acqua del reticolo idrografico superficiale esistente intercettato dalla strada mediante un collegamento tra monte e valle, opportunamente dimensionato dal punto di vista idraulico. Entrambi i tombini di attraversamento sono realizzati in calcestruzzo, di tipo scatolare o di tipo circolare in funzione della portata da smaltire.

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perché può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.

Le verifiche idrauliche compiute sono finalizzate a determinare che il deflusso relativo agli eventi di piena di riferimento siano compatibili con il funzionamento delle opere di attraversamento senza interessare l'infrastruttura stradale.

La verifica proposta dalla FHWA (Federal Highway Administration) ossia l'Agenzia del Dipartimento dei Trasporti degli Stati Uniti che detta i criteri e gli standard di progettazione delle strade, intende stabilire il tipo di funzionamento del tombino, che può essere controllato da monte (inlet control) o da valle (outlet control) e ricavare in base ad esso il grado di riempimento della sezione.

Il "controllo da monte" si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

Per ottenere un deflusso all'imbocco a superficie libera è necessario che nella verifica idraulica il carico a monte (indicato con H_w) sia al massimo pari a $1,2 D$ (dove D è l'altezza del tombino), essendo libero lo sbocco di valle.

Il programma HY-8 ha lo scopo di consentire un supporto alla progettazione ed alla verifica delle intersezioni dei corsi d'acqua minori con le infrastrutture viarie come strade e ferrovie. Il software utilizza le routines, in accordo ai criteri della FHWA definiti nelle pubblicazioni seguenti: HDS-5, "Hydraulic Design of Highway Culverts," e HEC-14, "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels".

I principali risultati che si possono ottenere tramite questo software sono:

- determinare la dimensione, la forma ed il numero di opere d'arte (tombini e scatolari) necessari a far defluire una portata di progetto;
- definire la capacità di deflusso di un manufatto esistente imponendo il livello idrico ammissibile di monte;

- calcolare il livello idrico raggiunto a monte del manufatto per far defluire una determinata portata, sia in condizioni di normale deflusso che in condizioni di acqua ferma all'imbocco.
- determinare la scala di portata o altre relazioni tra le principali variabili idrauliche per
- determinare il livello di rischio della struttura.
- determinare il profilo idrico della portata transitante nell'opera.

Il codice di calcolo fornisce direttamente output sintetici con le variabili principali della simulazione ed alcuni grafici che mostrano il comportamento idraulico della struttura al variare della portata di progetto o del livello idrico di monte.

I dati di ingresso sono i seguenti:

- Culvert Data
- project name: nome del progetto
- the station or location: progressive
- the date (automatically set): data

I dati di portata sono:

- minimum discharge: portata minima di deflusso
- design discharge: portata di progetto
- maximum discharge: portata massima di deflusso
- number of barrels: numero di manufatti

La portata di progetto deve essere sempre maggiore della minima, mentre quella massima sarà di norma maggiore o pari a quelle di progetto. Tali dati sono utilizzati solo nel caso si vogliano determinare le scale di deflusso del manufatto ed eseguire analisi di sensitività.

Nel caso specifico è stata condotta solo l'analisi per la portata di progetto.

I dati del tombino prevedono:

- culvert shape: forma del tombino
- size: dimensioni
- inlet: tipo di imbocco
- material: materiale
- roughness coefficients: scabrezza di Manning.

I dati di output sono i seguenti:

- headwater depth: carico idraulico totale in coordinate relative, della corrente nel tombino. Tale valore è stato assunto come livello idrico all’imbocco nel caso in cui il tombino preveda acqua ferma (es. un pozzo) all’ingresso.
- inlet control elevation: quota assoluta del carico all’imbocco
- inlet depth: altezza idrica all’imbocco nel caso di imbocco senza pozzo di ingresso, ovvero considerando il carico cinetico all’ingresso
- break control elevation: carico idraulico in termini di quote assolute
- critical depth: altezza critica
- tailwater depth: altezza idrica nel canale di valle
- occurrence of a hydraulic jump: presenza di risalto idraulico
- hydraulic jump location (if occurred): posizione del risalto
- hydraulic jump length (if occurred): lunghezza del risalto
- outlet depth: altezza idrica nella sezione di sbocco
- outlet velocity: velocità nella sezione di sbocco
- outlet Froude number: numero di Froude nella sezione di sbocco.

Si illustra di seguito il modulo relativo alla verifica delle opere d’arte di attraversamento dei corsi d’acqua minori.

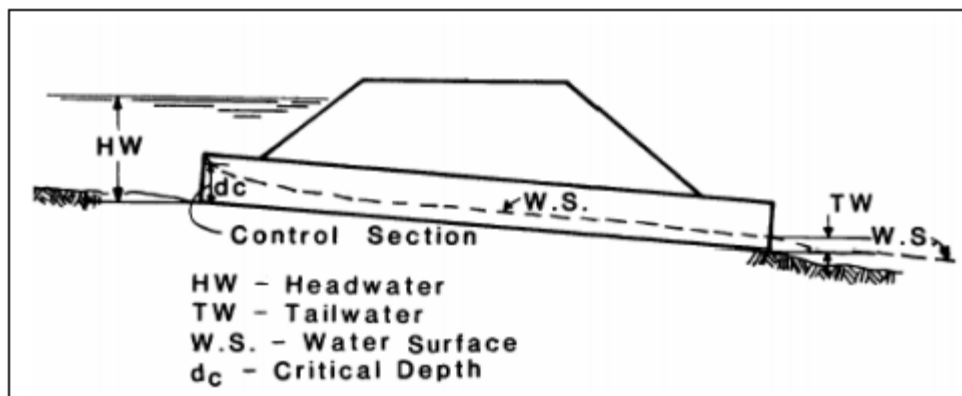


Figura 24 – Esempio di moto controllato dalla sezione di monte

Il livello idrico a monte è stato valutato sulla base dei diagrammi sperimentali (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA). I diagrammi nelle figure delle pagine seguenti forniscono tale livello in condizioni di “controllo da monte” rispettivamente per tombini scatolari e

circolari, prendendo in considerazione la portata di progetto e la geometria dell'ingresso (forma e area della sezione).

Il “controllo da valle” si verifica quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.

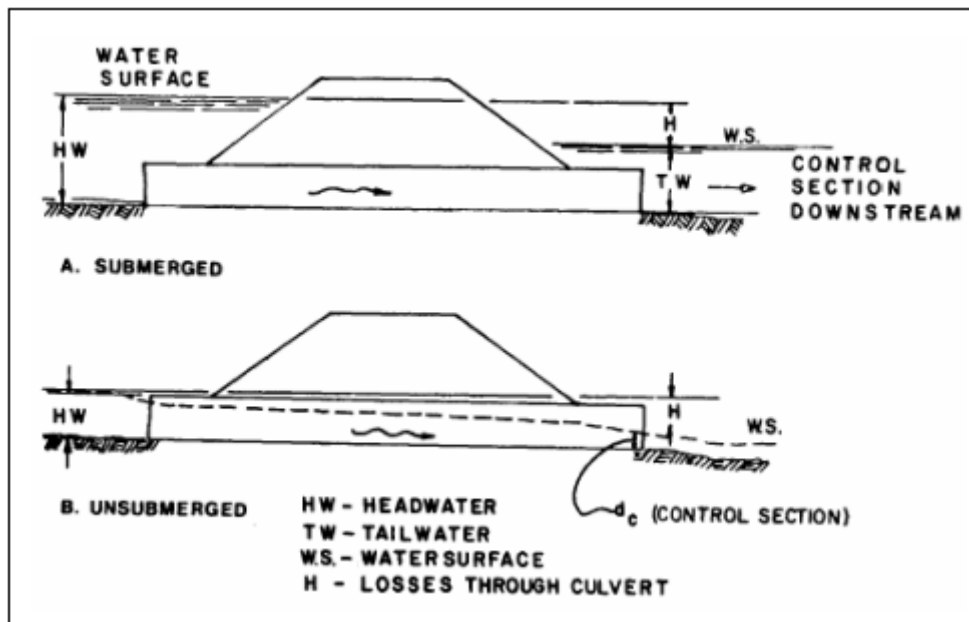


Figura 25 – Esempi di moto controllati dalla sezione di valle

Nel caso di funzionamento per “controllo da valle”, il livello idrico viene valutato tenendo conto della scabrezza, della lunghezza della canna e di eventuali livelli idrici a valle.

Il software HY-8 determina, per diversi valori della portata, il tipo di controllo (inlet/outlet) che si instaura nella canna e fornisce per esso il profilo della superficie idrica lungo la canna e il tirante all'imbocco e allo sbocco.

Nell'analisi delle strutture di progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle.

Come condizioni al contorno di monte sono state inserite le portate della Tabella 10, mentre come condizione al contorno di valle è stata inserita una configurazione di deflusso libero, dal momento che i due tombini recapitano nel Fiume Magra.

Il coefficiente di Manning è stato assunto per i tombini pari a 0.014, che corrisponde ad un coefficiente di scabrezza k_s pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, essendo le opere di attraversamento in calcestruzzo.

Di seguito si riportano i risultati delle modellazioni eseguite con HY-8:

Tabella 11 -Verifiche idrauliche tombini di attraversamento

TOMBINO	AREA DRENATA	DIMENSIONI				MATERIALE	Ks	i	Q [mc/s]	VERIFICA HY-8		
		B [mm]	H [mm]	DN [mm]	L [m]					altezza d'acqua [m]	velocità [m/s]	GR
AI01	Rio Cafaggio	4000	2000		64.00	cls	70	0.020	17.40	1.25	5.8	63%
AI02	Compluvio			1200	12.50	cls	70	0.010	1.75	0.68	2.8	57%

Nell'allegato B sono riportate gli schemi dei tombini e i tabulati di calcolo del programma HY-8.

8 OPERE PER IL DRENAGGIO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Lo smaltimento delle acque di piattaforma avviene secondo un sistema di drenaggio di tipo “aperto” mediante la raccolta ed il collettamento delle acque meteoriche in collettori che recapitano nel Fiume Magra.

Il sistema di smaltimento delle acque di piattaforma è composto da:

- Caditoie di raccolta delle acque di piattaforma collocate ad interasse compreso tra 10 m e 25 m, in funzione delle pendenze longitudinali e trasversali delle piattaforme stradali;
- Collettori che raccolgono l’acqua intercettata dalle caditoie e la convogliano ai recapiti. I collettori corrono sotto la piattaforma stradale, parallelamente ad essa.

È necessario distinguere il drenaggio della piattaforma stradale del ponte da quello della variante della SS62:

- l’acqua intercettata dall’impalcato del ponte viene raccolta dalle caditoie e recapitata direttamente in alveo mediante pluviali verticali;
- l’acqua della piattaforma stradale degli altri assi viari e della rotatoria di progetto viene drenata da una rete idraulica che corre sotto la piattaforma parallelamente ad essa e scarica infine nel Fiume Magra mediante l’attraversamento idraulico AI01 e un’apposita tubazione posizionata nella zona sud dell’intervento.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici 0303_T02ID00IDRPP01A e 0304_T02ID00IDRDC01A.

8.1 Determinazione dell’interasse delle caditoie

Il dimensionamento dell’interasse da assegnare alle caditoie, viene determinato imponendo che a fronte di uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno di 25 anni, la vena liquida sia contenuta in ogni caso entro la sola banchina, per una larghezza massima di 1,00m. Per quanto riguarda invece il tratto di pista ciclabile in viadotto, è stato imposto che la vena liquida possa essere contenuta nell’intera larghezza di 2.50m della piattaforma.

L’interasse B [m] degli imbocchi delle caditoie è valutato con la seguente formula:

$$B = \frac{Q_{\max}}{q_0}$$

dove q_0 [l/s] è la massima portata convogliabile dal margine della pavimentazione, calcolata col metodo razionale, assumendo un tempo di corrivazione di 5 minuti e un coefficiente di deflusso pari a 1, mentre Q_{max} [l/s] è la massima portata convogliabile dal margine della pavimentazione. La portata smaltita al margine della pavimentazione può essere calcolata nell'ipotesi di moto uniforme con la formula di Chézy:

$$Q = K_s AR^{2/3} s_L^{1/2}$$

dove K_s [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, assunto in questo caso pari a 70, A [m^2] è l'area bagnata della sezione liquida, R [m] è il raggio idraulico corrispondente e s_L [m/m] è la pendenza longitudinale della strada.

I valori di interasse B calcolati sono stati discretizzati in 10, 20 e 25 m con un interasse minimo di 10 m nei tratti a bassissima pendenza (ad esempio nella mezzeria del ponte). L'interasse massimo è fissato pari a 25 m per tutto il tracciato, al fine di rendere agevoli eventuali interventi di manutenzione. Ogni caditoia è provvista di un pozzetto di raccolta da cui partono i collettori, fatta eccezione per le caditoie sul viadotto che sono provviste di pluviale verticale per lo scarico diretto nell'alveo del Fiume Magra.

I risultati dei calcoli relativi all'interasse delle caditoie sono riportati nell'Allegato A della presente relazione.

8.2 Verifica idraulica dei collettori

I collettori sono stati dimensionati confrontando la portata di progetto con la portata massima smaltibile dalle tubazioni.

La carreggiata di progetto ha una superficie pavimentata di 9.50 m, con pendenza longitudinale e trasversale variabile. La portata per unità di lunghezza scolante dalla carreggiata è stata calcolata in ogni sezione stradale e ne è stata calcolata la cumulata per ogni tratto elementare in cui si mantengono costanti le caratteristiche geometriche (pendenza longitudinale, trasversale) e le caratteristiche tipologiche (rilevato, scavo, viadotto).

La portata di deflusso della piattaforma stradale è stata calcolata con il metodo cinematico, ad ogni intervallo tra due sezioni stradali, calcolata con la seguente formula:

$$Q = \frac{C A h}{t}$$

dove:

- $C =$ coefficiente di deflusso, assunto pari a 0.9 per la piattaforma stradale e 0.3 per le scarpate in terra
- $A =$ superficie drenante
- $h =$ altezza di pioggia, calcolata come at^n
- $t =$ tempo di corrivazione

Secondo il metodo cinematico, le condizioni critiche si verificano quando il tempo di pioggia t risulta pari al tempo di corrivazione T_c . La durata di pioggia critica per il generico bacino è stata determinata con la seguente formula:

$$T_c = T_e + T_r$$

Dove T_c è la durata critica di pioggia; T_e è il “tempo di afflusso o di entrata” in rete, ossia il tempo massimo necessario alle gocce di pioggia per raggiungere la rete di drenaggio dal punto di caduta (il “tempo di entrata” è funzione generalmente della densità della rete di drenaggio e della natura delle superfici scolanti); infine T_r è il “tempo di traslazione” lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo (“asta principale”).

Il tempo di traslazione T_p alla generica sezione può essere valutato con la seguente relazione:

$$T_r = \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{v_i}$$

dove:

- $N =$ numero dei tronchi della rete a monte della generica sezione, facenti parte dell'asta principale;
- $l_i =$ lunghezza del tronco i -esimo;
- $v_i =$ velocità del tronco i -esimo.

Il valore del tempo di afflusso T_e valutato con le formule generalmente proposte in letteratura risulta molto breve (2-3 minuti). Per tale motivo, in questo caso, al fine di non giungere ad un dimensionamento eccessivamente cautelativo della rete di drenaggio, verrà considerato un tempo di afflusso pari a 5 minuti.

Dipendentemente dal tratto interessato alla progettazione, la superficie drenante è pari alla distanza tra due sezioni stradali per la larghezza dell'intera piattaforma nei tratti in rettilineo o per la larghezza di metà piattaforma nei tratti in curva.

$$Q = k_s A R^{\frac{2}{3}} s_L^{\frac{1}{2}}$$

dove K_s [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (assunto pari a 90), A [m^2] è l'area bagnata della sezione della tubazione, R [m] è il raggio idraulico corrispondente e s_L [m/m] è la pendenza longitudinale della livelletta stradale.

I risultati dei calcoli relativi al dimensionamento delle tubazioni sono riportati nell'Allegato A della presente relazione.

9 MODELLAZIONI IDRAULICHE PER LE FASI DI CANTIERE

La realizzazione dell'opera, in particolare la costruzione delle pile e l'assemblaggio dei conci dell'impalcato, date le dimensioni degli stessi e l'estensione delle aree ove sono previste le lavorazioni, deve necessariamente avvenire all'interno dell'alveo del Fiume Magra. Per questo motivo sono previste una serie di opere provvisionali di protezione idraulica ed un rigoroso susseguirsi di fasi di cantiere descritte in maniera dettagliata nella relazione 1201_T02CA00CANRE01A e mostrati nell'elaborato grafico 1206_T02CA00CANPE02A.

Il presente capitolo analizza i criteri e le scelte progettuali in termini di compatibilità idraulica che hanno portato al dimensionamento delle suddette opere provvisionali e alla definizione delle fasi realizzative.

9.1 Criteri dimensionali e quantitativi

I criteri per la scelta delle aree di cantierizzazione e la definizione delle fasi di cantiere sono i seguenti:

- Campo base: l'ubicazione del campo base, dove è prevista la sosta dei mezzi e delle strumentazioni nelle ore di sospensione delle lavorazioni, è prevista al di fuori delle aree soggette ad inondazioni per scenari relativi a tempi di ritorno pari a 5 anni.
- Opere provvisionali di protezione idraulica PILE 1 e 2: l'altezza e le dimensioni delle arginature atte a proteggere le pile in fase di costruzione sono state impostate rispettivamente in funzione dell'altezza d'acqua e della velocità della corrente in caso di piena con tempo di ritorno pari a 5 anni.
- Opere provvisionali di protezione idraulica PILA 3: fa eccezione al precedente criterio il dimensionamento dell'opera di protezione della pila 3. A causa dell'ubicazione di quest'ultima all'interno dell'alveo di magra del corso d'acqua, il suo dimensionamento risulta incompatibile con i livelli di una piena straordinaria. Per questo motivo è stata dimensionata sulla base di un'analisi stagionale delle portate e ne è prevista la realizzazione durante il periodo estivo.
- Lavorazioni in alveo: è stata definita una soglia limite di battente idrico e di portata superata la quale tutte le lavorazioni che prevedono la presenza di persone o mezzi di esecuzione in zona allagabile, per motivi di piena del Fiume Magra, dovranno essere sospese.
- Fasi di cantiere: la contemporanea realizzazione delle tre pile, con la conseguente realizzazione delle tre opere provvisionali risulta del tutto incompatibile con le dinamiche di deflusso delle piene

straordinarie. Difatti la costruzione in parallelo delle opere provvisorie porterebbe ad un ostacolo eccessivo al libero deflusso della corrente. Tale incompatibilità idraulica ha indotto la scelta di realizzare una alla volta le tre pile e assemblare di conseguenza i conci dell'impalcato, a discapito di una maggiore durata complessiva della cantierizzazione.

9.2 Analisi idrologica

Come anticipato, l'analisi idrologica per la determinazione delle fasi di cantiere, il dimensionamento delle opere provvisorie si basano su due fondamenti distinti:

- Scenario di piena con tempo di ritorno pari a 5 anni;
- Analisi dell'andamento stagionale delle piene ordinarie.

9.2.1 Scenario TR=5 anni

La scelta dell'ubicazione del campo base ed il dimensionamento delle opere di protezione idraulica delle pile 1 e 2 si basa sui risultati di modellazioni idrauliche che si riferiscono a scenari di piena con tempo di ritorno pari a 5 anni.

Di seguito è mostrato l'idrogramma di progetto, fornito dall'Autorità di Bacino:

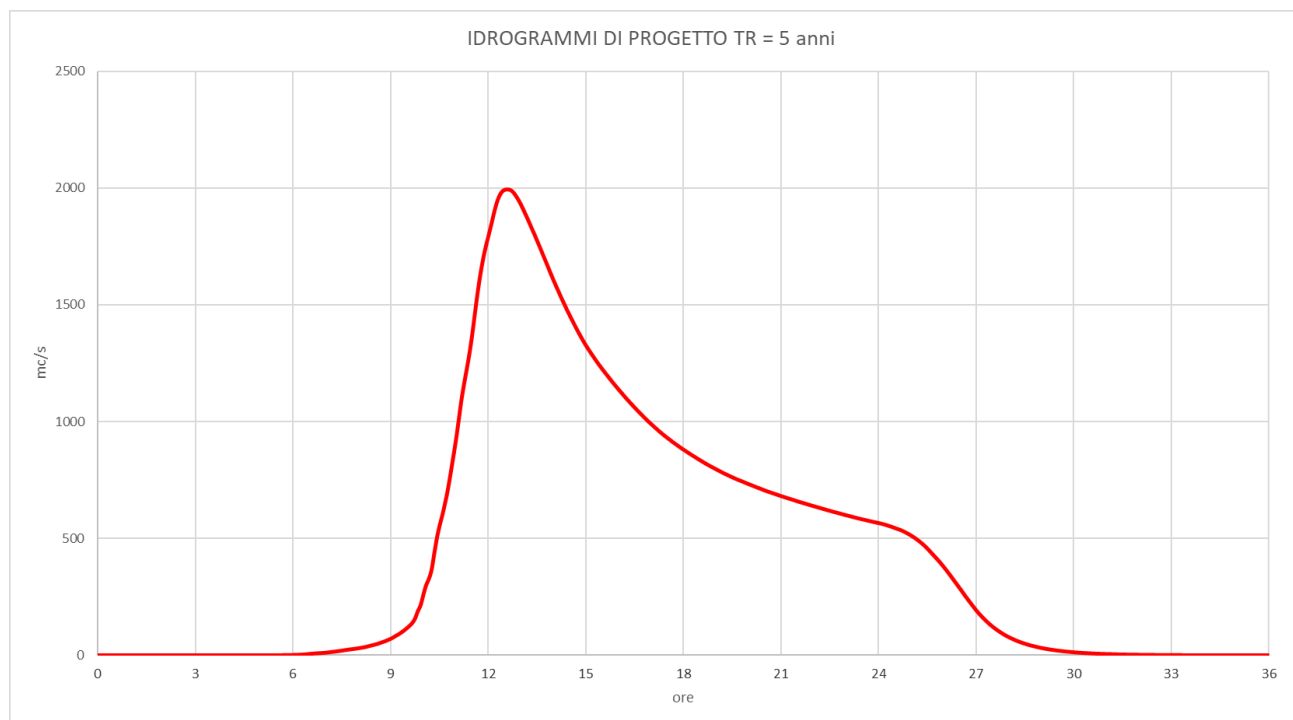


Figura 26 – Idrogramma di progetto – TR = 5 anni

9.2.2 Analisi della stagionalità delle piene

Il dimensionamento dell'opera di protezione idraulica della pila 3, che si trova all'interno dell'alveo di magra del corso d'acqua, risulta incompatibile con le altezze d'acqua di una piena straordinaria, anche con tempo di ritorno pari a 5 anni.

Per questo motivo è stato definito che la realizzazione della pila 3 e l'assemblaggio dei relativi conci dell'impalcato siano da eseguirsi nei mesi estivi. Al fine di dimensionare l'opera di protezione idraulica è stata condotta un'analisi dell'andamento stagionale delle portate del Fiume Magra in modo da individuare la portata di riferimento e definire la quota delle arginature, al netto dell'occorrenza non prevedibile di eventi eccezionali.

A circa 6.5 km a monte del tratto fluviale interessato alla progettazione si trova la stazione idrometrica di Calamazza. Dal portale <https://www.sir.toscana.it/idrometria-pub> è possibile scaricare i dati registrati dalla stazione. Seppur la serie storica sia limitata al periodo Ottobre 2013 – Luglio 2020, essa è stata presa a riferimento per individuare le portate massime registrate nei mesi estivi.

La porta massima registrata dai mesi di Maggio a Settembre, dall'anno 2013 ad oggi, risulta pari a **120 mc/s**. Tale valore è stato inserito come input idrologico nel modello idraulico atto a dimensionare l'arginatura di protezione della pila 3.

9.3 Modellazione idraulica

Anche le modellazioni idrauliche che hanno portato al dimensionamento delle opere provvisorie di protezione idraulica durante e fasi di cantiere sono state eseguite con il software Hec-Ras.

L'impostazione della geometria per la simulazione delle fasi di cantiere si basa sulla geometria delle modellazioni di stato attuale.

Quest'ultima è stata implementata con l'inserimento di un elemento *Inline Structure*, il quale simula di fatto la presenza di ostacoli trasversali al deflusso della corrente.

Di seguito sono mostrate le sezioni idrauliche che simulano la realizzazione delle arginature provvisorie in alveo, distinte per ciascuna pila.

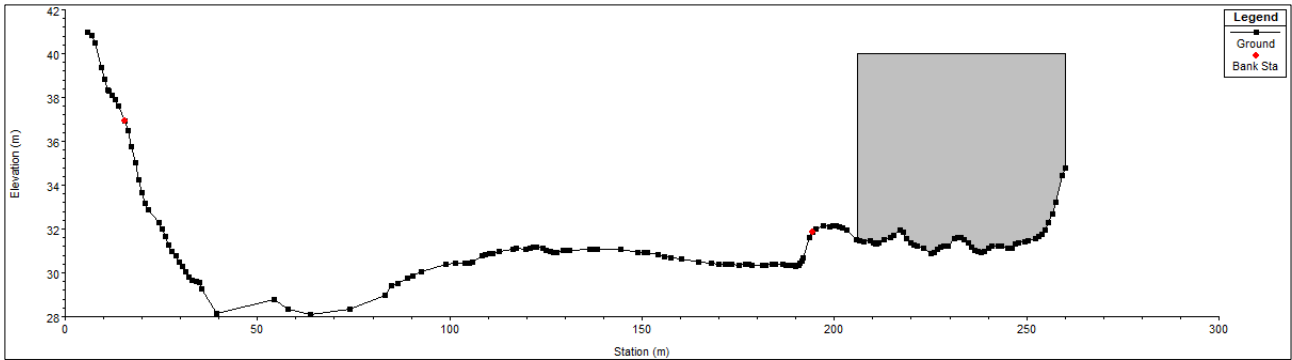


Figura 27 – Sezione idraulica – opera provvisoria di protezione PILA 1

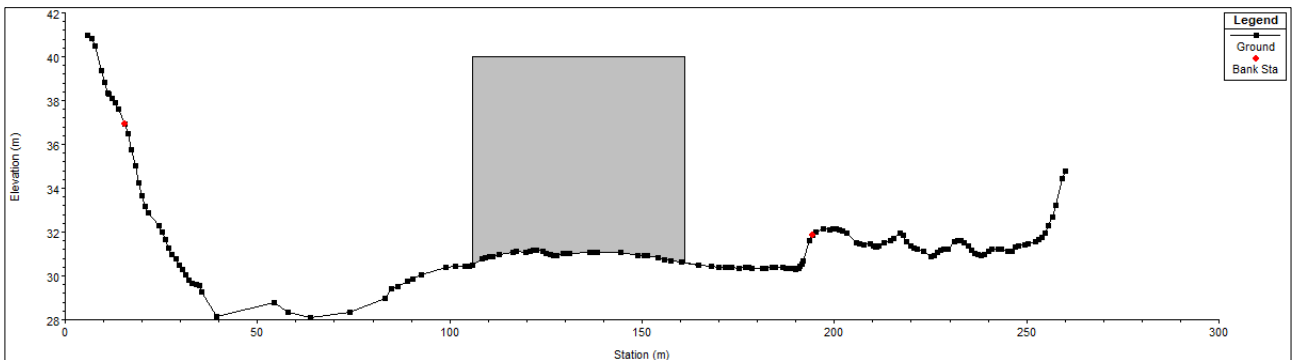


Figura 28 – Sezione idraulica – opera provvisoria di protezione PILA 1

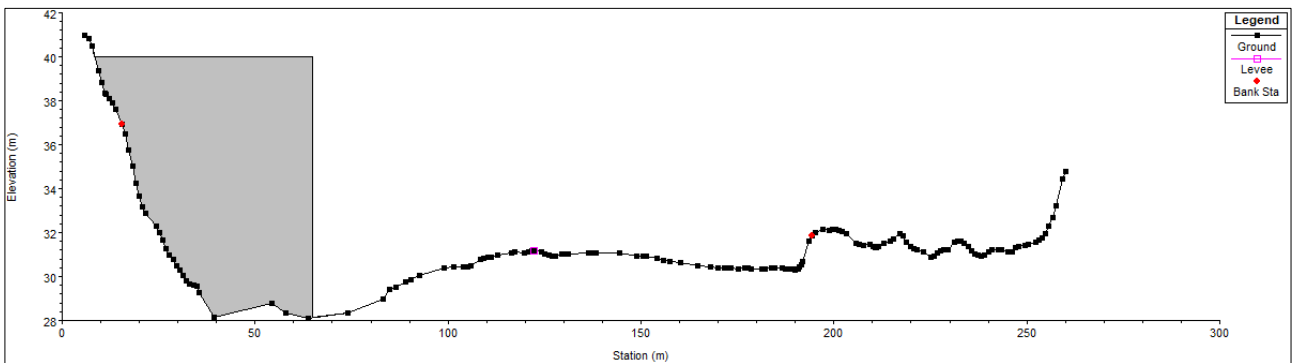


Figura 29 – Sezione idraulica – opera provvisoria di protezione PILA 1

Si fa notare che la quota delle arginature riportata nelle immagini non corrisponde alla quota di progetto, ma è stata impostata tale da non determinare il sormonto delle stesse da parte della corrente e confinare l'intero deflusso tra le opere e i cigli d'alveo.

9.4 Analisi dei risultati delle modellazioni idrauliche

I risultati delle modellazioni sono stati utilizzati per determinare l'ubicazione del campo base e il dimensionamento delle arginature provvisorie di protezione delle pile.

Di seguito è riportata l'analisi dei risultati.

9.4.1 Ubicazione del campo base

La scelta dell'ubicazione del campo base è stata definita in funzione dei risultati delle modellazioni di stato attuale nello scenario con tempo di ritorno pari a 5 anni, in modo tale da scegliere un'area che non sia soggetta ad inondazioni durante una piena di questa entità.

L'immagine seguente mostra il perimetro del campo base in riferimento all'estensione delle aree di esondazioni nella predetta configurazione.

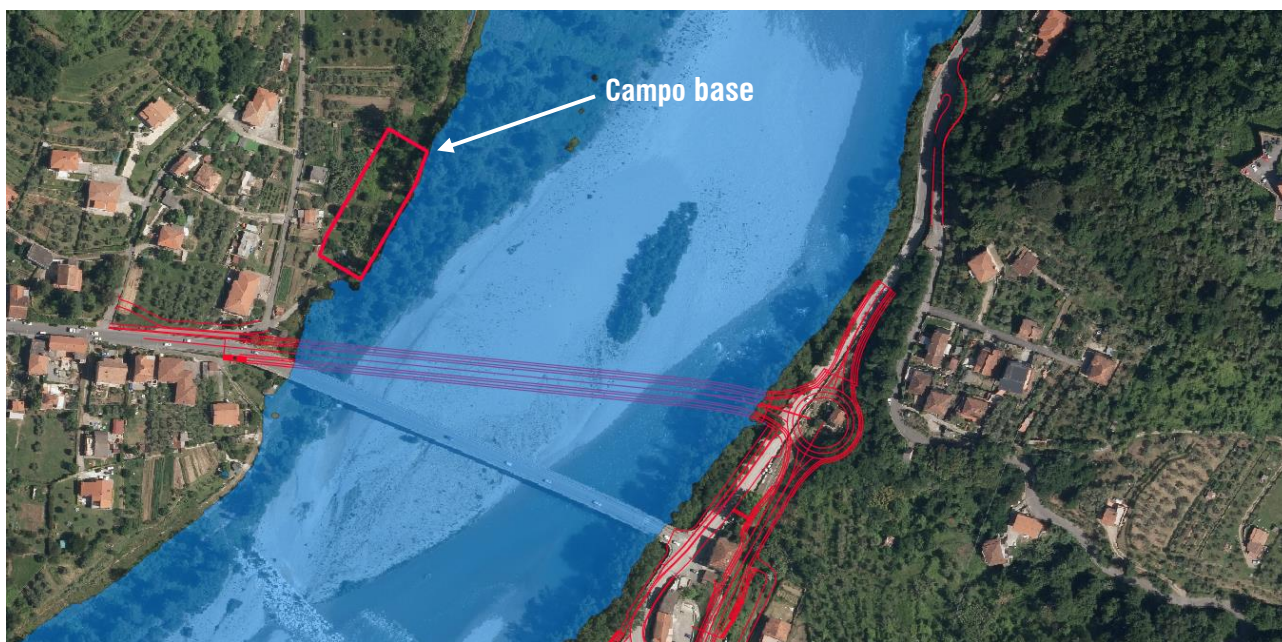


Figura 30 – Ubicazione del campo base

Si attenziona inoltre che l'area di cantiere risulta parzialmente inondata con un battente medio di 50cm per un evento di piena con tempo di ritorno pari a 30 anni. Si rimanda dunque alla fase di conferenza di servizi e confronto con gli enti preposti l'eventuale adeguamento del campo base a tale scenario.

9.4.2 Dimensionamento delle opere provvisorie

Di seguito si riportano i risultati delle modellazioni idrauliche e sono indicate le quote impostate per le teste degli argini provvisori.

PILA 1

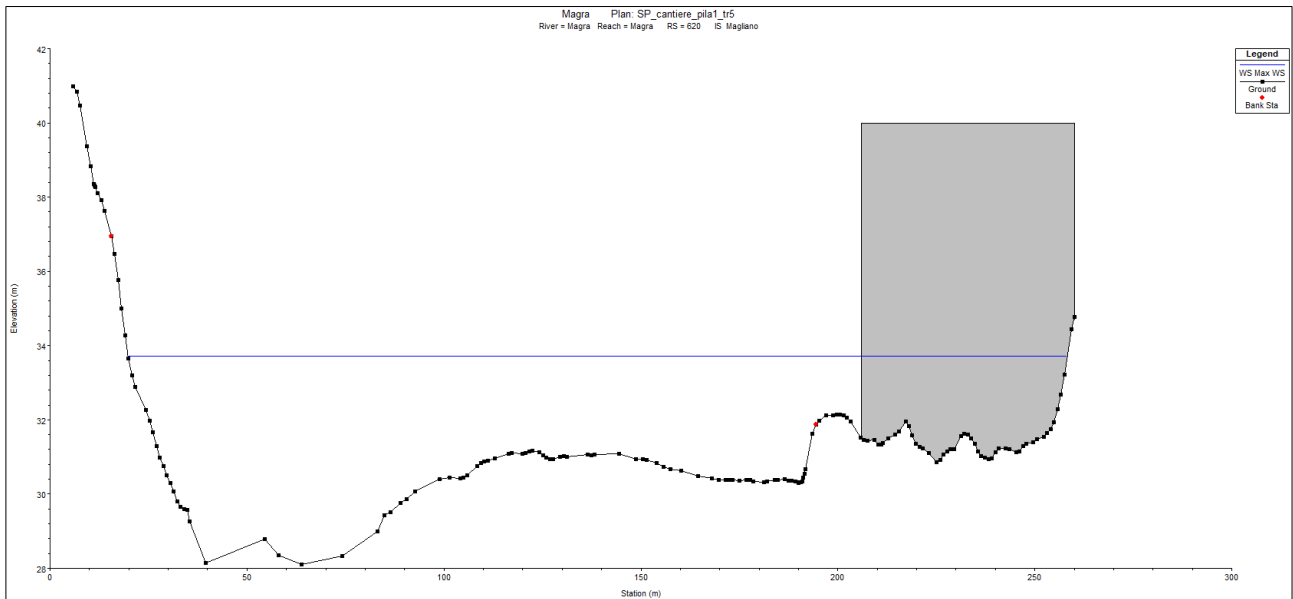


Figura 31 – Risultato modello idraulico – fase di cantiere – Pila 1 – $Tr = 5$ anni

La quota del pelo libero risultante dal modello nello scenario TR5 con la realizzazione della tura è pari a **33.70 m s.l.m.** Tale valore è stato scelto come quota di testa dell'arginatura provvisoria a protezione della pila 1.

PILA 2

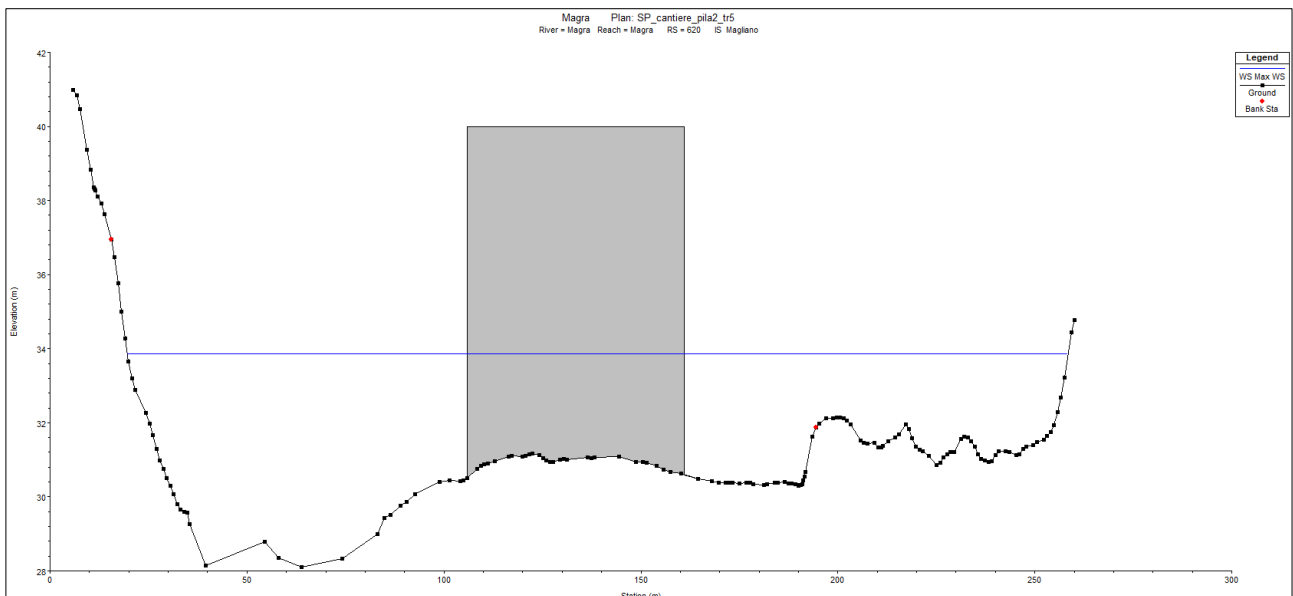


Figura 32 – Risultato modello idraulico – fase di cantiere – Pila2 – $Tr = 5$ anni

La quota del pelo libero risultante dal modello nello scenario TR5 con la realizzazione della tura è pari a **33.85 m slm**. Tale valore è stato scelto come quota di testa dell'arginatura provvisoria a protezione della pila 2.

PILA 3

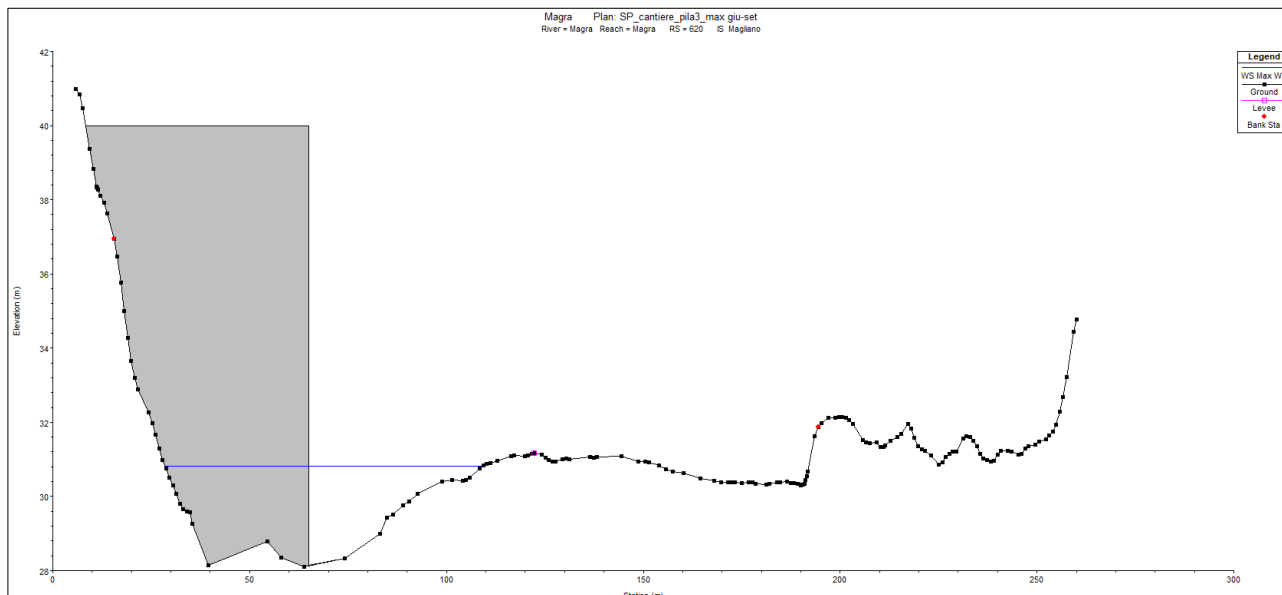


Figura 33 - Risultato modello idraulico – fase di cantiere – Pila 3 – Portata massima Giugno – Settembre

La quota del pelo libero risultante dal modello nello scenario di piena ordinaria per i mesi estivi con la realizzazione della tura è pari a **30.85 m slm**. In via cautelativa la quota massima dell'arginatura è stata impostata pari a **31.85 m slm**. Inoltre è previsto un allargamento dell'alveo di magra in destra idraulica al fine di favorire il deflusso delle acque in caso di evento meteorico eccezionale.

Per un diretto riscontro grafico si rimanda all'elaborato grafico 1206_T02CA00CANPE02A.

9.5 Indicazioni per la sicurezza in cantiere

Le operazioni di realizzazione delle pile 1 e 2, oltre al transito e allo stazionamento dei mezzi d'opera, avverranno nell'area golenale in destra idraulica del Fiume Magra.



Figura 34 – Fiume Magra – dettaglio area di deposito

L'area golenale di deposito indicata nell'ortofoto generalmente, e per la maggior parte dell'anno, non viene interessata dal transito delle portate ed è stata necessariamente identificata per l'allestimento del cantiere, seppur sussista un rischio relativo alla possibilità di inondazione durante eventi di piena, anche ordinaria.

Col supporto delle modellazioni idrauliche descritte finora, è stata individuata una portata limite, superata la quale le aree golenali risultano inondate e le lavorazioni devono essere sospese con la conseguente evacuazione di mezzi e uomini dalle aree di cantiere in alveo.

Analizzando la scala di deflusso delle sezioni idrauliche in corrispondenza del ponte di progetto, tale valore di portata è risultato essere pari a **285 mc/s**.

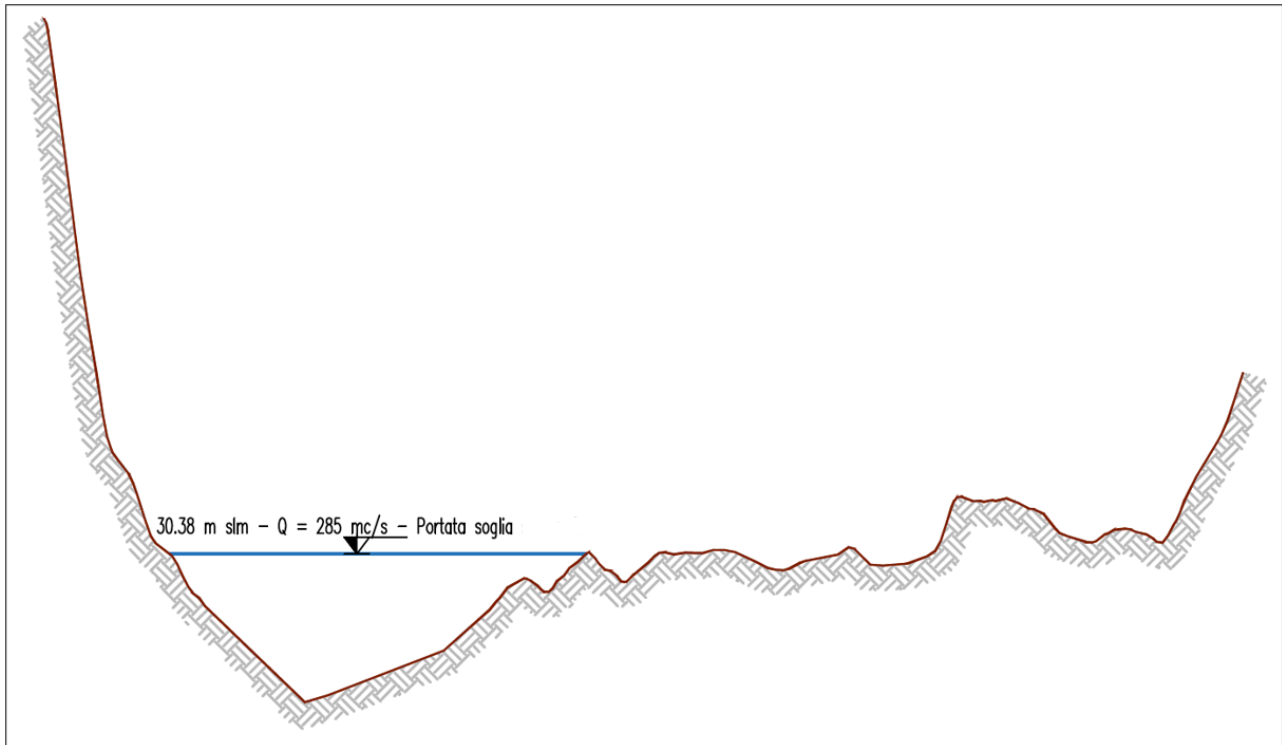


Figura 35 - Quota del pelo libero corrispondente alla portata limite

Per quanto riguarda invece le lavorazioni all'interno dell'alveo di magra, durante la realizzazione della pila 3 e l'assemblaggio dei relativi conci dell'impalcato, il valore soglia di portata superato il quale deve scattare l'allarme per l'evacuazione deve essere necessariamente posto pari a **120 mc/s**, ossia la portata con la quale è stata dimensionata l'opera provvisoria.

Nel corso della successiva fase di progettazione esecutiva e sulla scorta del confronto con gli Enti durante la Conferenza dei Servizi, saranno individuate le procedure di allerta meteo ed evacuazione del cantiere di concerto con la Protezione Civile Regionale e con i tecnici del Centro Funzionale Regionale preposto al monitoraggio dei dati meteorologici, idrometrici ed al sistema di allerta meteo.

L'impresa Esecutrice dovrà essere tenuta a monitorare costantemente le previsioni meteorologiche relative alla zona di cantiere per tutta la durata dei lavori, soprattutto in riferimento ad allerta meteo, diramate dalla Protezione Civile; dovrà essere nominalmente indicato dall'Impresa uno o più referenti preposti al controllo dei dati meteorologici, servendosi dei mezzi ufficiali messi a disposizione dalla Regione Toscana, in particolare:

- 1) Portale web <https://www.sir.toscana.it/> nel quale si possono monitorare in tempo reale sia i dati pluviometrici che idrometrici;

- 2) App ufficiale “CFR Toscana” con la quale, oltre al monitoraggio di cui sopra, è possibile attivare il modulo “storm alert” che permette la ricezione di notifiche ogniqualvolta siano superate prefissate soglie di allarme, sia pluviometriche che idrometriche. Si segnala che il sistema di notifica è riservato ad utenti autorizzati; nel caso venga predisposto l’utilizzo di questo strumento dovrà essere fatta richiesta ufficiale di autorizzazione all’utilizzo dei dati riservati dell’applicazione.

Tutte le lavorazioni che prevedono la presenza di persone o mezzi di esecuzione in zona allagabile, per motivi di piena del Fiume Magra, dovranno essere eseguite seguendo rigorosamente le seguenti prescrizioni:

Nel caso di allerta meteo, anche gialla, o di previsioni di piena:

- il responsabile di cantiere dovrà provvedere ad informare i lavoratori ed a far abbandonare le zone di lavorazione da tutto il personale il più velocemente possibile;
- le lavorazioni dovranno essere sospese e i lavoratori e le macchine dovranno essere allontanati dal cantiere.

A tale scopo si dovrà provvedere a disporre una procedura di evacuazione del cantiere in maniera veloce e ordinata del quale tutti i lavoratori devono essere informati. Copia del piano di evacuazione dovrà essere consegnata al coordinatore in fase di esecuzione.

Negli orari e nei giorni di chiusura del cantiere tutti i mezzi dovranno sostare nel campo base, che deve essere allestito in aree libere da rischio idraulico.

Visto quanto detto finora, una pratica ed utile procedura potrebbe essere il monitoraggio continuo ed in tempo reale dei livelli idrometrici della stazione di Calamazza.

Di seguito è riportata in forma tabellare e grafica la scala di deflusso della sezione idraulica dell'idrometro:

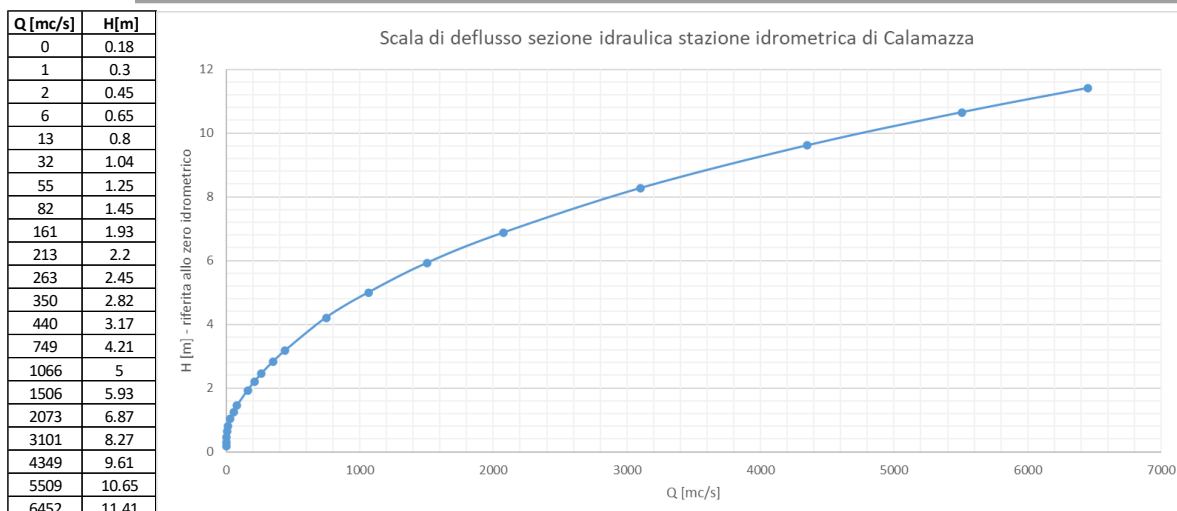


Figura 36 – Stazione idrometrica Calamazza – scala di deflusso

Interpolando i valori della scala, risulta che i valori soglia di portata individuati precedentemente si hanno al raggiungimento dei seguenti livelli idrometrici:

- $Q = 120 \text{ mc/s} \rightarrow 1.70\text{m}$
- $Q = 285 \text{ mc/s} \rightarrow 2.50\text{m}$

Potrebbe quindi essere concertata una procedura con la Protezione Civile e con i tecnici della Regione Toscana, secondo la quale venga diramata l'allerta al responsabile di cantiere e al personale preposto qualora si riscontri un incremento dei livelli idrici nella stazione idrometrica di Calamazza, definendo dei valori di allarme, che in via del tutto preliminare potrebbero essere impostati pari ad 1.20m e 2.00m. Tale procedura può essere resa più rapida ed efficiente previa autorizzazione all'utilizzo dei dati riservati dell'app "CFR Toscana".

ALLEGATO A

Dimensionamento dell'interasse delle caditoie e della rete di drenaggio per lo smaltimento delle acque di piattaforma

Di seguito sono riportati i risultati delle modellazioni, eseguite in moto uniforme, per il calcolo dell'interasse delle caditoie e il dimensionamento dei collettori di drenaggio delle acque di piattaforma.

Di seguito, in forma tabellare, sono riportati i risultati del calcolo dell'interasse delle caditoie.

Legenda della tabella

R	Tratto in rettilo
S	Tratto in curva a sinistra
D	Tratto in curva a destra

	TRATTO			SINISTRA				DESTRA				Direzione flusso
	SEZ _{iniz}	SEZ _{fin}	curvatura	q	Qmax	interasse calcolo	interasse progetto	q	Qmax	interasse calcolo	interasse progetto	
SS62	5	6	S	0.80	72.44	90	25					↑
	6	7	S	0.80	72.44	90	25					↑
	7	8	S	0.80	72.44	90	25					↑
	8	9	R	0.40	13.42	33	25	0.40	13.42	33	25	↑
	9	10	R	0.40	13.42	33	25	0.40	13.42	33	25	↑
	10	11	D					0.80	41.90	52	25	↑
	11	12	D					0.80	46.39	58	25	↑
	12	13	D					0.80	46.39	58	25	↑
	13	14	D					0.80	46.39	58	25	↑
	14	15	D					0.80	46.39	58	25	↑
	15	16	R	0.40	8.59	21	20	0.40	8.59	21	20	↑
	16	17	R	0.40	8.59	21	20	0.40	8.59	21	20	↑
	17	18	R	0.40	8.59	21	20	0.40	8.59	21	20	↑
	18	19	R	0.40	11.92	30	20	0.40	11.92	30	20	↑

PONTE	1	2	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↑
	2	3	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↑
	3	4	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↑
	4	5	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↑
	5	6	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↑
	6	7	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↑
	7	8	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↑
	8	9	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↓
	9	10	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↓
	10	11	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↓
	11	12	R	0.40	13.90	35	25	0.40	13.90	35	25	↓

ACMSFI00586 - S.S.330 - Lavori di ricostruzione del ponte sul fiume Magra al km 10+422
 STRALCIO 2 - PROGETTO DEL NUOVO PONTE E DELLE OPERE COMPLEMENTARI
 PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Idrologica Idraulica

Di seguito si riportano invece i risultati dei dimensionamenti dei collettori per la rete di drenaggio delle acque di piattaforma della variante della SS62.

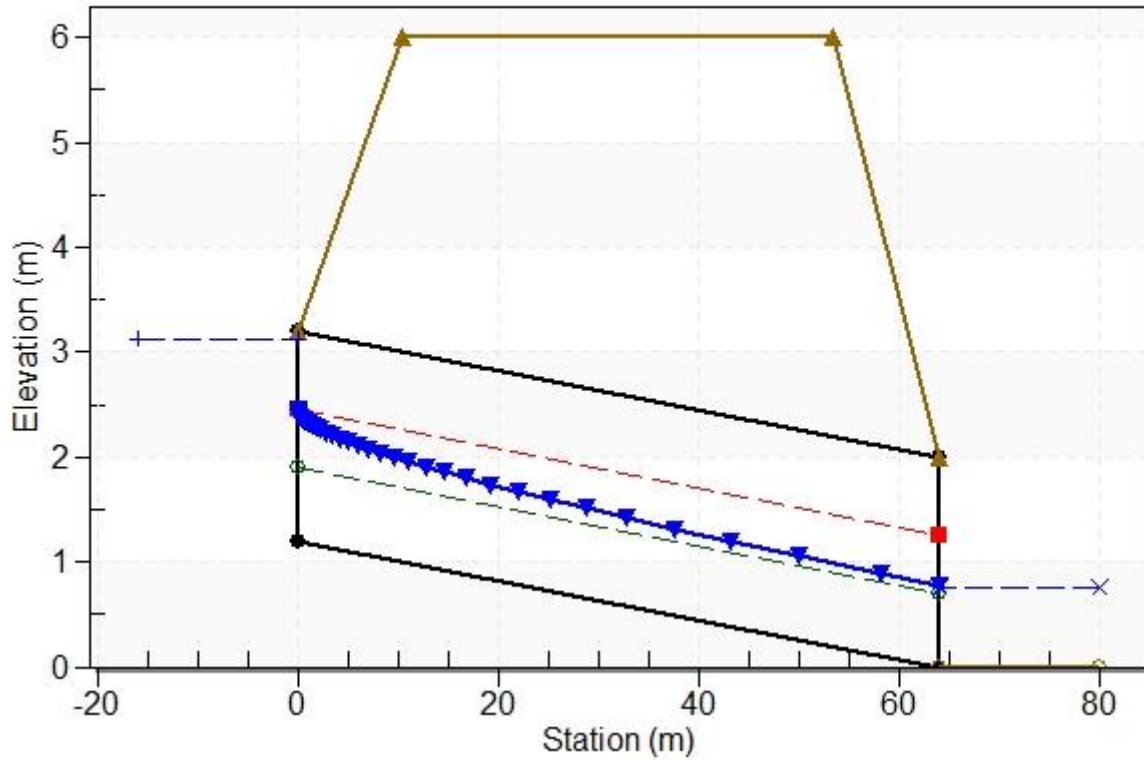
CARATTERISTICHE PIATTAFORMA								Collettore principale		Collettore principale		
SEZ _{iniz}	SEZ _{fin}	p _{k.iniz}	p _{k.fin}	L _{tratto}	S _L	S _{sx}	S _{sx}	DN	Grado di riempimento	DN	Grado di riempimento	
6	7	78.64	99.87	21.23	0.032	-0.070	0.070	S	400	50%	-	-
7	8	99.87	120.00	20.13	0.032	-0.070	0.070	S	400	47%	-	-
8	9	120.00	140.00	20.00	0.032	-0.025	-0.025	R	400	42%	315	18%
9	10	140.00	160.00	20.00	0.032	-0.025	-0.025	R	400	40%	315	23%
10	11	160.00	175.08	15.08	0.032	0.050	-0.050	D	400	39%	-	-
11	12	175.08	197.12	22.04	0.032	0.070	-0.070	D	400	37%	-	-
12	13	197.12	219.15	22.03	0.013	0.070	-0.070	D	400	43%	-	-
13	14	219.15	231.08	11.93	0.013	0.070	-0.070	D	315	48%	-	-
14	15	231.08	249.15	18.07	0.013	0.070	-0.070	D	315	45%	-	-
15	16	249.15	265.00	15.85	0.013	-0.025	-0.025	R	315	27%	315	27%
16	17	265.00	285.00	20.00	0.013	-0.025	-0.025	R	315	23%	315	23%
17	18	285.00	310.39	25.39	0.013	-0.025	-0.025	R	315	18%	315	18%

ALLEGATO B

Dimensionamento dei tombini di drenaggio delle acque di versante in moto permanente con l'utilizzo del software HY-8

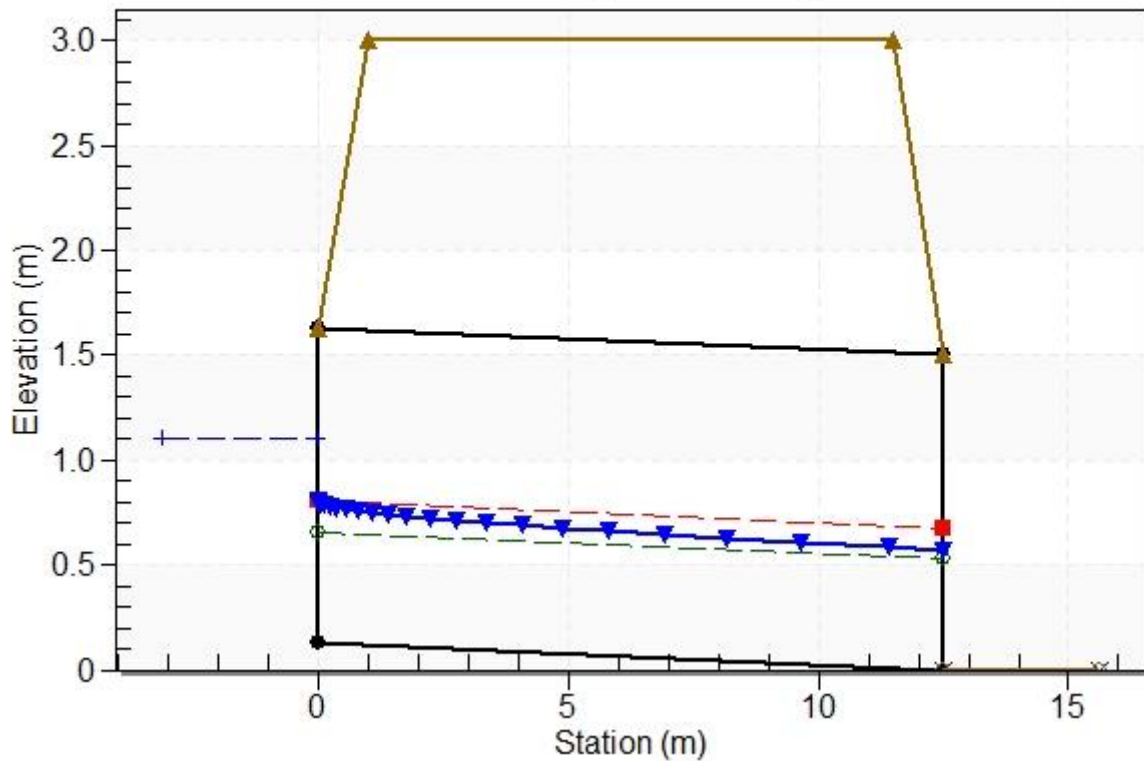
Di seguito sono riportati i risultati della modellazione dei tombini in moto permanente con il software HY-8.

Crossing - Scatolare 4.00m x 2.00m, Design Discharge - 17.50 cms
 Culvert - Scatolare 4.00m x 2.00m, Culvert Discharge - 17.50 cms



Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)
5.00	5.00	2.03	0.832	0.0*	0.308	0.542	0.308	4.061
6.25	6.25	2.17	0.966	0.0*	0.355	0.629	0.367	4.261
7.50	7.50	2.29	1.090	0.0*	0.398	0.710	0.415	4.515
8.75	8.75	2.41	1.208	0.0*	0.440	0.787	0.463	4.729
10.00	10.00	2.52	1.321	0.0*	0.480	0.860	0.508	4.919
11.25	11.25	2.63	1.429	0.0*	0.518	0.931	0.554	5.080
12.50	12.50	2.73	1.533	0.0*	0.555	0.998	0.598	5.224
13.75	13.75	2.83	1.633	0.108	0.591	1.064	0.642	5.357
15.00	15.00	2.93	1.731	0.218	0.626	1.127	0.684	5.480
16.25	16.25	3.03	1.826	0.330	0.661	1.189	0.727	5.589
17.50	17.50	3.12	1.918	0.444	0.694	1.249	0.769	5.693

Crossing - Tubazione DN1200, Design Discharge - 1.75 cms
 Culvert - Tubazione DN1200, Culvert Discharge - 1.75 cms



Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)
0.00	0.00	0.13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.18	0.18	0.40	0.280	0.083	0.167	0.208	0.170	1.578
0.35	0.35	0.52	0.400	0.174	0.235	0.295	0.241	1.908
0.53	0.53	0.62	0.494	0.246	0.286	0.363	0.297	2.117
0.70	0.70	0.70	0.574	0.310	0.330	0.421	0.345	2.275
0.88	0.88	0.77	0.646	0.369	0.369	0.473	0.389	2.403
1.05	1.05	0.84	0.712	0.425	0.405	0.519	0.430	2.511
1.23	1.23	0.90	0.779	0.479	0.438	0.563	0.467	2.607
1.40	1.40	0.97	0.848	0.532	0.470	0.603	0.503	2.693
1.58	1.58	1.04	0.914	0.584	0.500	0.641	0.537	2.771
1.75	1.75	1.10	0.976	0.636	0.528	0.678	0.569	2.844