PROVINCIA DI MATERA

PO FSC 2014-2020 - DELIBERA CIPE 12/98
TRASVERSALE ALTA BASENTANA- SAURINA

INTEGRAZIONI ALLE INDAGINI E SERVIZI GEOLOGICI PER IL COMPLETAMENTO DELLA STRADA PROVINCIALE CARPINELLO

Elaborato:	N° elaborato:
RELAZIONE INTEGRATIVA	Scala:

GEOLOGO:

Dott. Rocco PORSIA
via Tacito, 31 - 75100 MATERA (MT)
tel. 0835237271 - cell. 3477151670
e-mail: r.porsia@laboratorioterre.it
pec: porsiarocco@epap.sicurezzapostale.it

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Ignazio OLIVERI

AGGIORNAMENTO:	2		
Data:	aprile 2022		

SOMMARIO

1. PREMESSA pag. 2
2. MICROZONAZIONE SISMICA DI III LIVELLO DELL'AREA IN ESAME " 4
2.1 – Valutazione della risposta sismica locale " 4
2.2 – Microzonazione sismica di III livello dell'area in esame " 6
2.2.1 – Generalità " 6
2.2.2 – Definizione dell'input sismico e calcolo dello spettro di risposta al bedrock " 9
2.2.3 – Modello sismico del sottosuolo " 18
2.2.4 – Stima della funzione di trasferimento " 25
2.2.5 – Spettro di risposta in superficie e calcolo dei fattori FA ed FV " 30
2.3 – Valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni " 36
3. SINTESI DELLA PERICOLOSITÀ E CRITICITÀ GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA " 44
4. BIBLIOGRAFIA " 47

ALLEGATI:

Allegato 1: Carta di Microzonazione Sismica di III livello - scala 1: 2.000
Allegato 2 a: Carta di Sintesi della Pericolosità e Criticità Geologica e Geomorfologica – Ante Operam - scala 1: 2.000
Allegato 2b: Carta di Sintesi della Pericolosità e Criticità Geologica e Geomorfologica – Post Operam - scala 1: 2.000
Allegato 3: Studio Idraulico ed Idrologico
Allegato 3.1: Relazione Metodologica
Allegato 3.2: Risultati delle Simulazioni

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

1. PREMESSA

In relazione agli interventi previsti per il <<COMPLETAMENTO DELLA STRADA PROVINCIALE CARPINELLO>> in ottemperanza della normativa vigente, in particolare della nuova normativa sismica NTC 2018, della L.R. n. 23 - 11 agosto 1999, della L.R. n. 9 del 7 giugno 2011 e relativi regolamenti di attuazione, è stato necessario effettuare uno studio di microzonazione sismica di III livello e redazione di una Carta di Microzonazione Sismica, con lo scopo di valutare ed individuare quelle aree che presentano un comportamento omogeneo dal punto di vista sismico, oltre a verificare la suscettibilità alla liquefazione dei terreni che costituiscono il substrato delle opere da realizzare.

A tale scopo sono stati utilizzati i dati delle indagini sismiche in foro (Down-Hole) effettuate nei tre sondaggi meccanici realizzati ed i dati delle due indagini sismiche del tipo M.A.S.W., oltre alle informazioni ricavate dalle prove di laboratorio geotecnico effettuate sui campioni indisturbati prelevati nel corso dei sondaggi meccanici.

Nel contempo è stato effettuato un approfondimento dello studio idraulico ed idrologico, di cui si riportano in allegato le relative relazioni

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

integrative, che ha permesso di perimetrare le aree esondabili per episodi con tempo di ritorno TR-200 anni post operam, mentre in un primo momento la perimetrazione delle aree esondabili era stata fatta per episodi con tempo di ritorno TR-200 anni, ma senza tener conto degli interventi in progetto.

A valle di questo approfondimento è stata prodotta la Carta di Sintesi della Pericolosità e Criticità Geologica e Geomorfologica Post Operam.

In allegato sono riportate sia la Carta Ante Operam che Post Operam, in cui è possibile verificare come la nuova configurazione dell'opera di attraversamento e la variazione della livelletta stradale mantengono indenne la strada in oggetto da possibili allagamenti per esondazioni del Torrente del Finocchio con un tempo di ritorno TR-200 anni.

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

2. MICROZONAZIONE SISMICA DI III LIVELLO DELL'AREA IN ESAME

2.1 – Valutazione della risposta sismica locale

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1 delle NTC, nel periodo di riferimento V_R, come definito nel § 2.4.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, a

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g, F_o e T^*_C, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29 e successivi aggiornamenti (nuova normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica NTC 2018).

Nell'allegato n. 1 della L.R. n. 9 del 7 giugno 2011 della Regione Basilicata è riportata la nuova zonazione sismica dei comuni della Basilicata in cui il Comune di Stigliano viene classificato come segue:

Zona Sismica OPCM 3274	Zona Sismica L.R. N. 9/2011	PGA (g)	Magnitudo	Distanza (Km)
2	3a	0,150	6,7	80

e rappresenta il punto di partenza per la valutazione della risposta sismica locale e per la redazione della carta di Microzonazione Sismica.

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

2.2 – Microzonazione sismica di III livello dell'area in esame

2.2.1 – Generalità

Lo studio di microzonazione sismica ha come scopo la valutazione della pericolosità sismica locale tramite l'individuazione di zone del territorio caratterizzate da comportamento sismico omogeneo e la metodologia utilizzata per la stesura delle carte di MS è quella riportata nel documento nazionale "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica (ICMS)", a cui fa esplicito riferimento la L.R. n. 9/2011, in cui le microzone sono contraddistinte in base ai valori dei fattori di amplificazione FA (fattore di amplificazione in termine di accelerazione del moto sismico) ed FV (fattore di amplificazione in termine di velocità del moto sismico) calcolati per le diverse aree.

Le zone sono così definite:

1 - Zone stabili, in cui non è previsto alcun valore in quanto non si ipotizzano effetti di alcuna natura.

2 - Zone stabili suscettibili di amplificazione come effetto della situazione litostratigrafia e morfologica locale; le microzone differiscono per i diversi valori dei fattori di amplificazione (FA) ed (FV).

3 - Zone suscettibili di instabilità per la presenza di effetti deformativi quali fagliazione superficiale del terreno, cedimenti, possibili fenomeni di liquefazione, frane.

I fattori di amplificazione (FA) ed (FV) sono determinati tramite lo studio delle funzioni di trasferimento che rappresentano le modifiche (in

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

frequenza ed ampiezza) subite dal segnale sismico a causa dell'attraversamento di materiali più “soffici” sovrapposti ad un substrato rigido (bedrock con velocità superiore ad 800 m/s).

Il prodotto di convoluzione fra la funzione di trasferimento e l'input sismico previsto al substrato determinerà il moto in superficie.

Il rapporto tra lo spettro del moto in superficie e quello del moto al bedrock permetterà di determinare il fattore di amplificazione per tutto il range spettrale o per bande di frequenze.

Il fattore di amplificazione può essere derivato da rapporti spettrali espressi in termini di accelerazione (FA) o come rapporto tra spettri di velocità del moto del suolo (FV).

Gli studi di MS sono condotti secondo tre livelli di approfondimento.

I Livello – In questa fase si procede alla raccolta di dati stratigrafici, geotecnici, geofisici, ecc. preesistenti ed ha come obiettivo l’individuazione delle microzone a comportamento sismico omogeneo.

II Livello – Questa fase è caratterizzata dall’approfondimento delle conoscenze geologico-stratigrafiche, geotecniche e geofisiche attraverso l’esecuzione di indagini geognostiche nei siti interessati che permettano di definire al meglio le aree in cui si ha una modifica sostanziale del moto sismico in superficie (aree suscettibili di amplificazione sismica) e quelle ove possono verificarsi deformazioni permanenti (aree suscettibili ad instabilità).

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

Il II livello di approfondimento fornisce quantificazioni numeriche di FA ed FV con metodi semplificati (abachi e leggi empiriche), della modificazione locale del moto sismico in superficie e dei fenomeni di deformazione permanente.

Il risultato di questo livello è la Carta di microzonazione sismica, ottenuta associando una quantificazione numerica degli effetti, con metodi semplificati, alle zone, o a parti di esse, della Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica.

III Livello – In questa fase si procede ad un approfondimento molto più spinto rispetto al livello precedente così come richiesto dall'art. 2 comma 7 della L.R. n. 9/2011 *"a seguito dei risultati degli studi di secondo livello, nelle zone instabili e in quelle stabili suscettibili di amplificazioni locali per le quali si prevedono situazioni geologiche e geotecniche complesse che rendono non idoneo l'approccio con i metodi semplificati previsti dal D.M. 14.01.2008.*

Questo livello deve essere altresì adottato per tutte le aree nelle quali è prevista la realizzazione di opere appartenenti alle classi d'uso III e IV così come definite dall'art. 2.4.2 del D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti (nuova normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica NTC 2018)".

Nel caso in esame è stato necessario effettuare uno studio di microzonazione sismica di III livello mediante l'utilizzo di un procedimento di calcolo numerico e redazione di una Carta di Microzonazione Sismica così come richiesto dalla succitata L.R. n. 9 del 7 giugno 2011.

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

2.2.2 – Definizione dell'input sismico e calcolo dello spettro di risposta al bedrock

La valutazione numerica della risposta sismica locale è stata effettuata attraverso l'utilizzo di codici di calcolo monodimensionali, simulando la propagazione di onde sismiche dal substrato (strato con velocità maggiore di 800 m/s) fino in superficie.

L'assunzione di un modello di calcolo monodimensionale è compatibile con le risultanze delle indagini geognostiche e con la ricostruzione del modello geologico del sito che prevede strati piano paralleli a giacitura orizzontale e superficie topografica subpianeggiante o poco inclinata.

Per la simulazione numerica è stato utilizzato il codice di calcolo STRATA (Kottke A. & Rathje M.R., 2010).

Le N.T.C. 2008 (§ 3.2.3.6) stabiliscono che per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici devono essere utilizzati accelerogrammi registrati o accelerogrammi sintetici generati mediate simulazione del meccanismo sorgente.

Nel caso in esame sono stati utilizzati accelerogrammi registrati e, pertanto, sono stati selezionati sette accelerogrammi reali spettro compatibili individuati mediante l'applicazione ITACA_REXELweb (Sgobba, S., Puglia, R., Pacor F., Luzi, L., Russo, E., Felicetta, C., Lanzano, G., D Amico, M., Baraschino, R., Baltzopoulos, G., Iervolino, I. - REXELweb: a tool for selection of ground-motion records from the Engineering Strong Motion

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

database (ESM) - 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE) 17 - 20 June 2019, Roma, Italy.

Luzi L, Puglia R, Russo E & ORFEUS WG5 (2016)

Engineering Strong Motion Database, version 1.0

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Observatories & Research Facilities for European Seismology

doi: 10.13127/ESM)

L'individuazione degli accelerogrammi è stata effettuata secondo le modalità previste dalle NTC 2008 e degli ICMS 2008, ovvero tenendo conto delle caratteristiche sismotettoniche dell'area, delle magnitudo massime possibili e dei livelli di accelerazione orizzontale attesi al substrato rigido (L.R. n. 9/2011).

I parametri utilizzati, nell'applicazione REXELweb, per la ricerca dei sette accelerogrammi sono stati i seguenti:

- **Magnitudo compresa tra 5,5 e 7,0**
- **Distanza epicentrale compresa tra 0 Km e 80 Km**

Gli accelerogrammi sono stati scalati linearmente alla componente orizzontale del picco di accelerazione pari a 0.150 g che corrisponde al valore di PGA atteso per il Comune di Stigliano in accordo con la classificazione sismica del territorio regionale fissata dalla L.R. n. 9/2011.

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

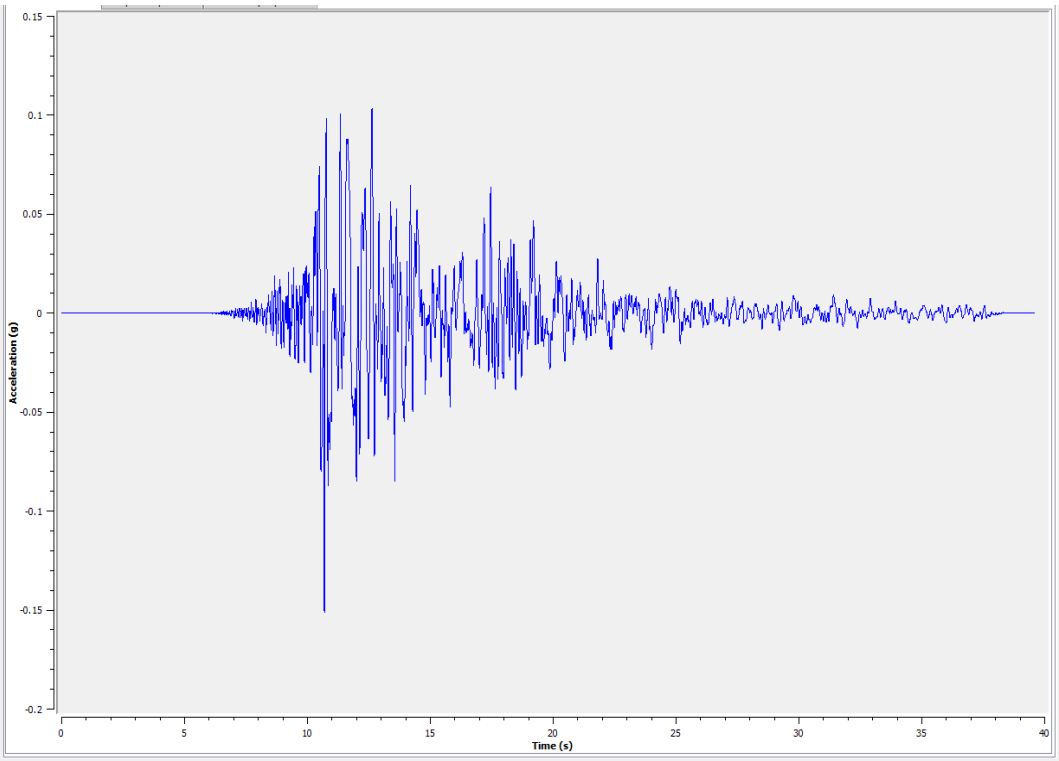
Gli accelerogrammi selezionati sugli spettri di riferimento di ciascun gruppo, opportunamente scalati, risultano spettro-compatibili con tutti gli spettri del gruppo.

Nella tabella sotto riportata sono riassunti i principali dati relativi agli accelerogrammi utilizzati.

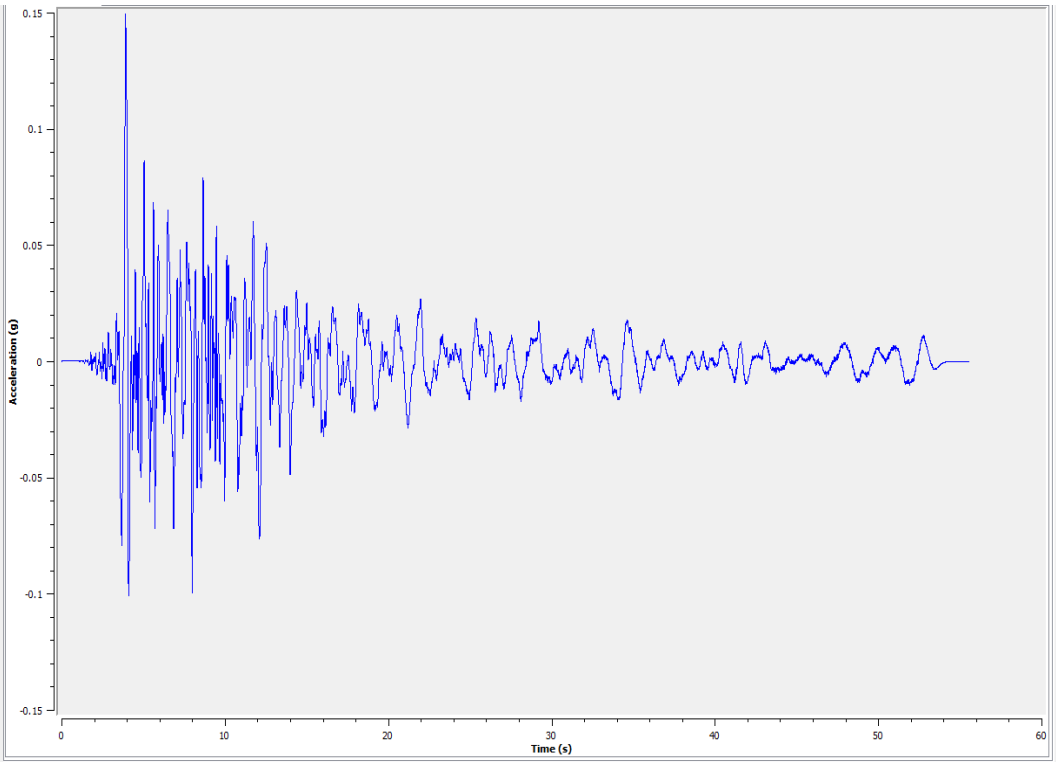
ID	Nome evento	Data	Mw	Meccanismo di faglia	Distanza epicentrale [km]
EMSC-20161026_0000095	CENTRAL ITALY	26/10/2016	5,9	NORMAL	10,8
IT-1997-0006	UMBRIA_MARCHE_2ND_SHOCK	26/09/1997	6,0	NORMAL	22,3
EMSC-20161026_0000095	CENTRAL ITALY	26/10/2016	5,9	NORMAL	16,2
EMSC-20161026_0000095	CENTRAL ITALY	26/10/2016	5,9	NORMAL	13,3
IT-1980-0012	IRPINIA	23/11/1980	6,9	NORMAL	35,5
IT-2012-0011	EMILIA_2ND_SHOCK	29/05/2012	6,0	THRUST	6,1
IT-2012-0011	EMILIA_2ND_SHOCK	29/05/2012	6,0	THRUST	14,3

Nelle figure di seguito riportate sono evidenziati i sette accelerogrammi utilizzati per il calcolo di FA ed FV.

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

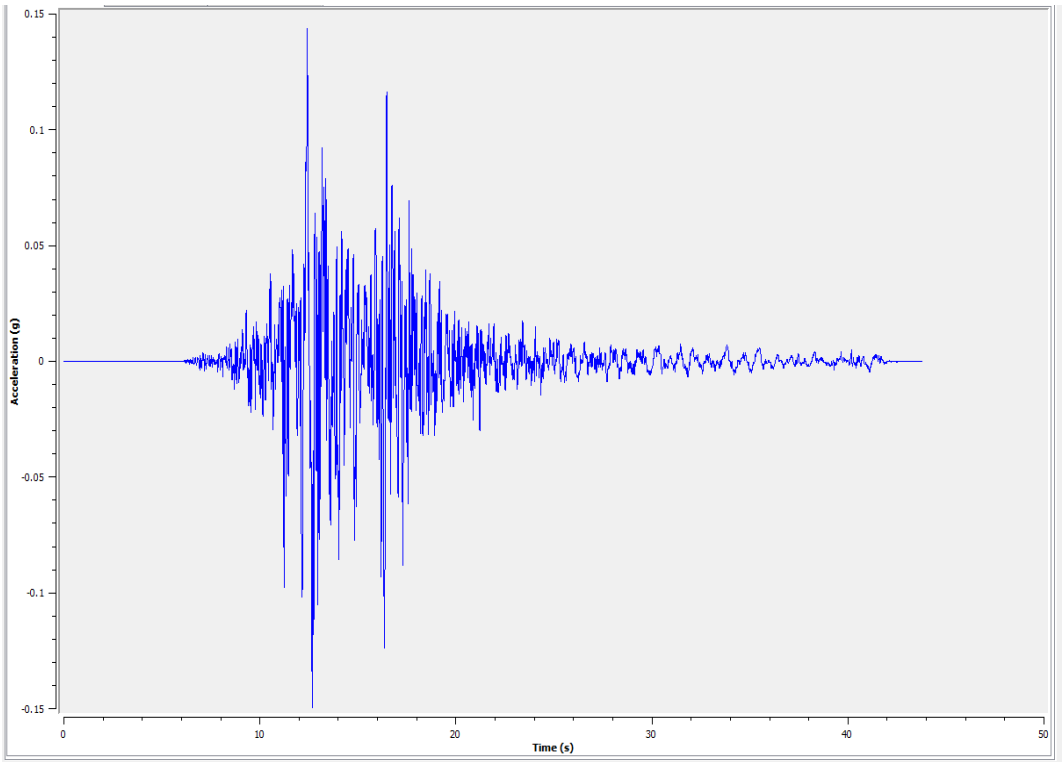


ACCELEROGRAMMA N. 1 AL BEDROCK

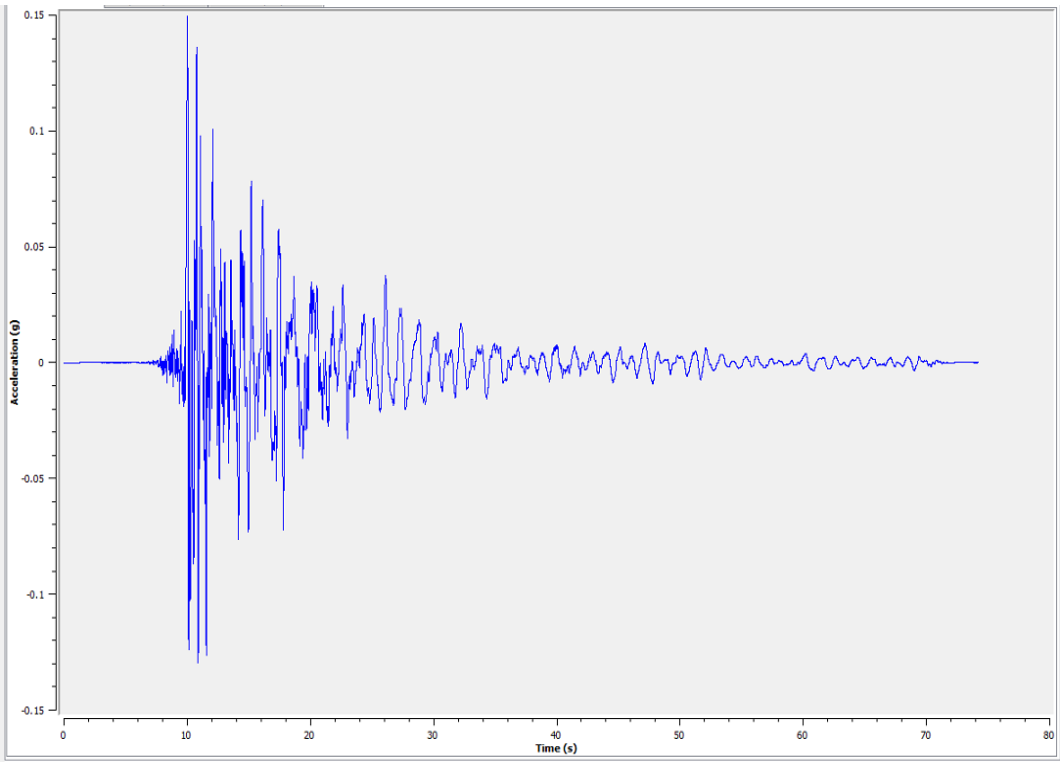


ACCELEROGRAMMA N. 2 AL BEDROCK

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

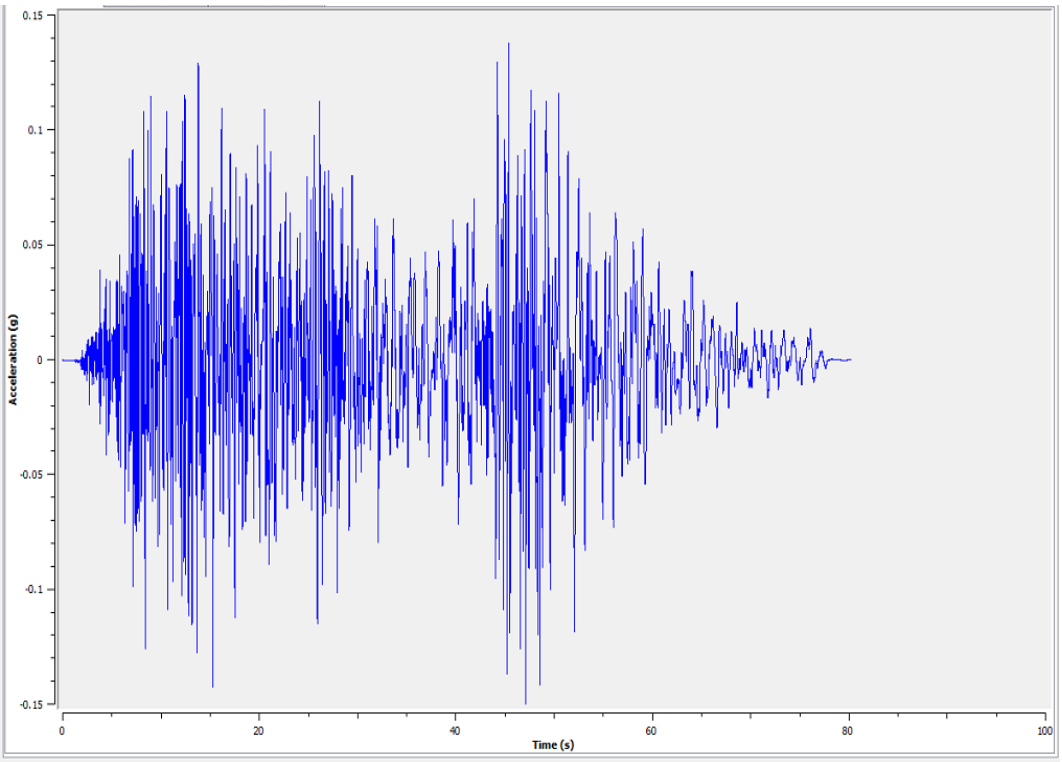


ACCELEROGRAMMA N. 3 AL BEDROCK

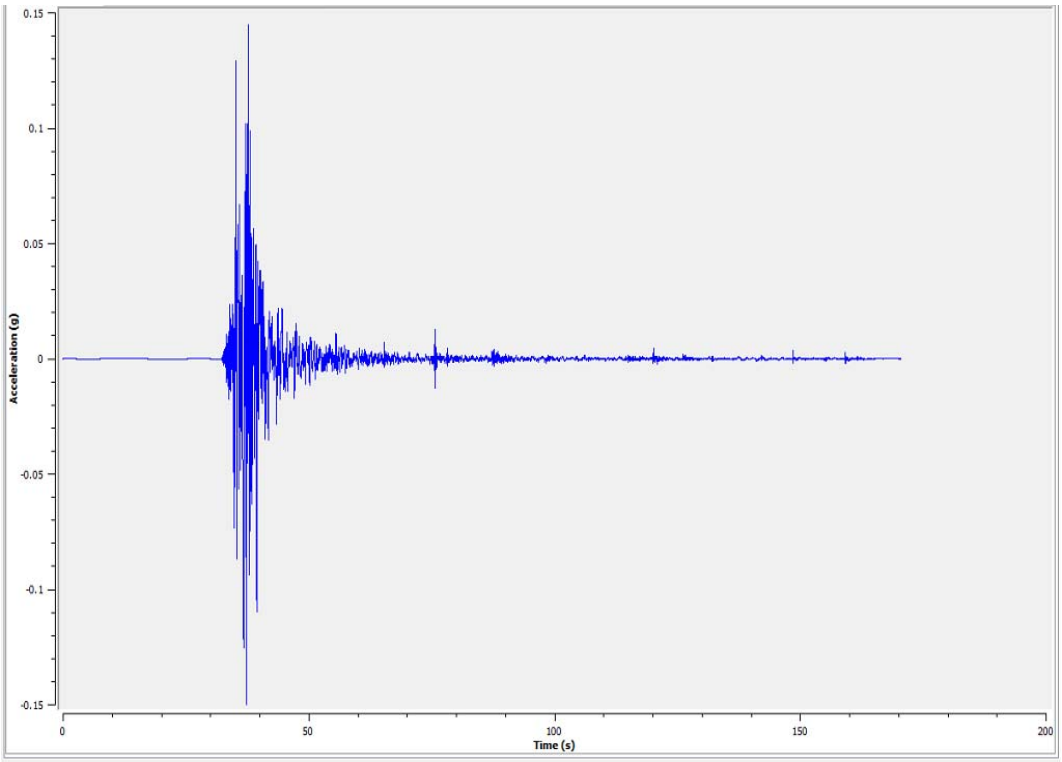


ACCELEROGRAMMA N. 4 AL BEDROCK

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

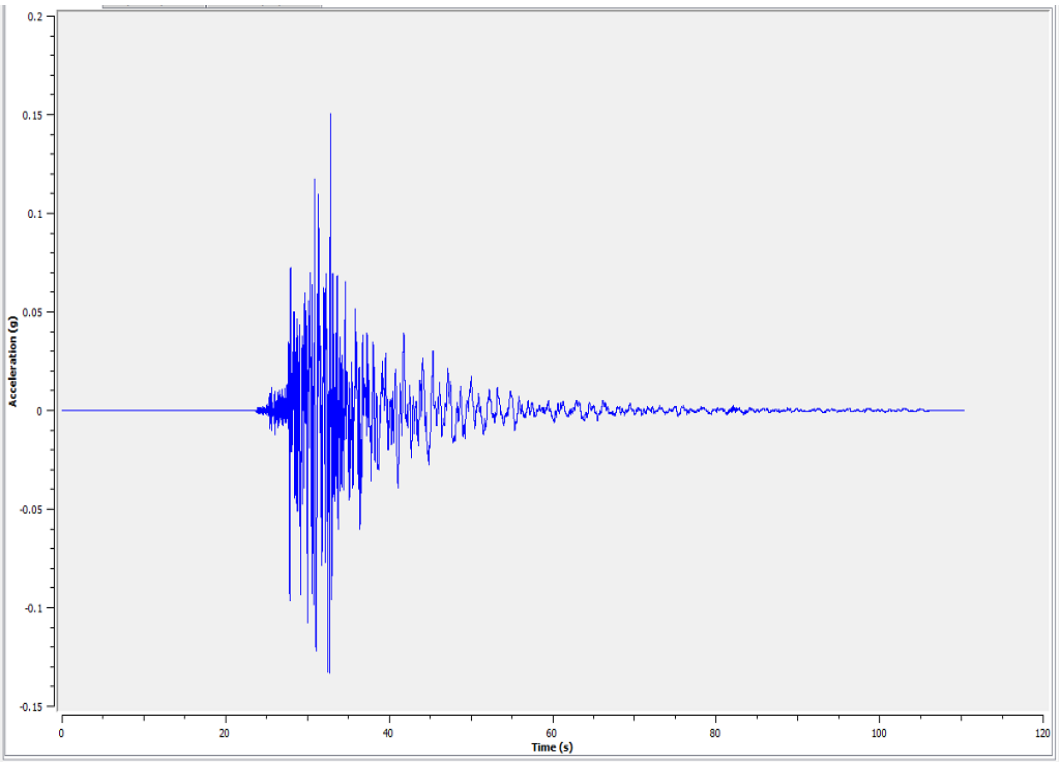


ACCELEROGRAMMA N. 5 AL BEDROCK



ACCELEROGRAMMA N. 6 AL BEDROCK

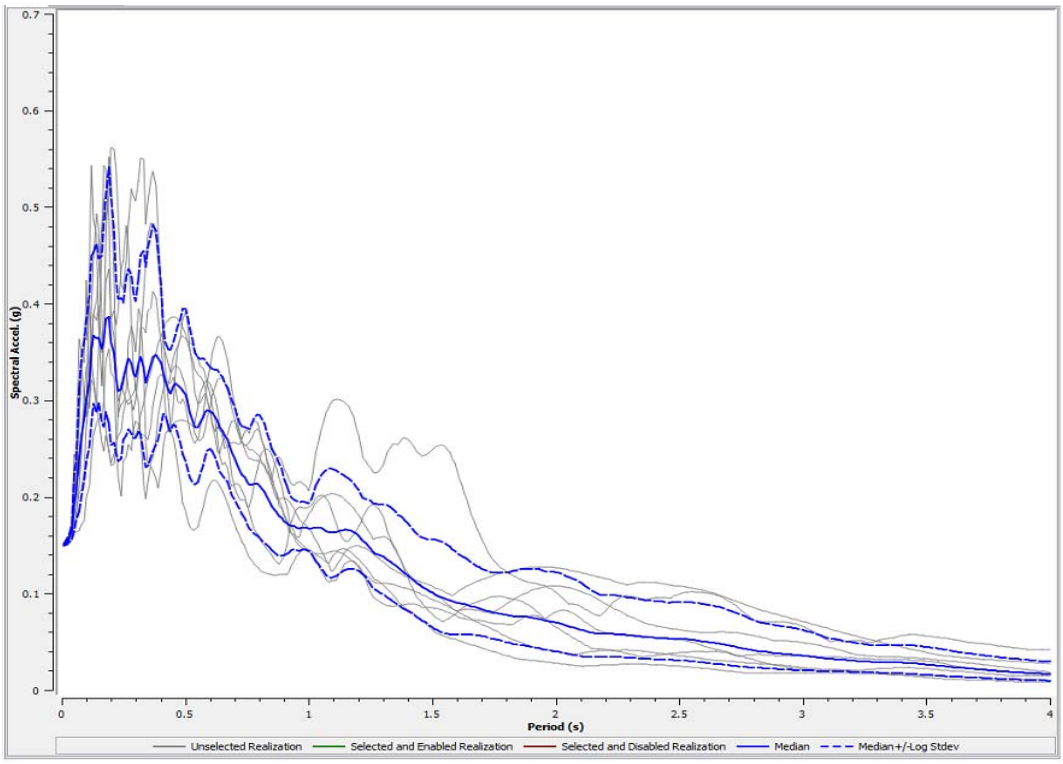
GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004



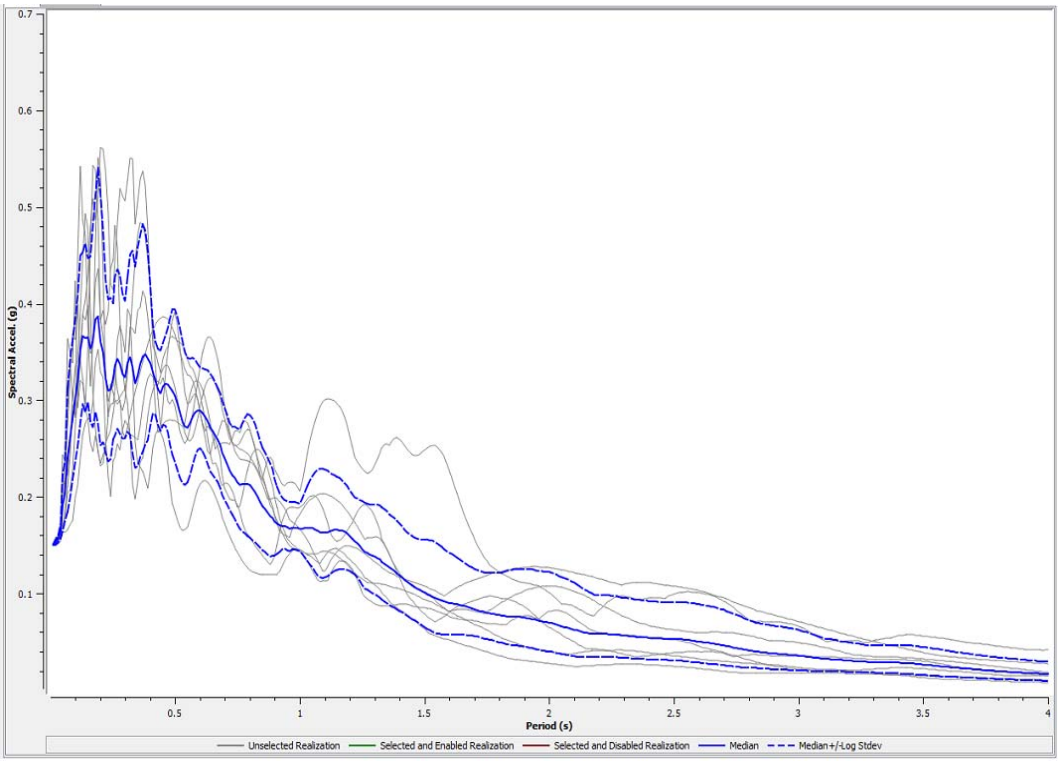
ACCELEROGRAMMA N. 7 AL BEDROCK

Una volta definiti i sette accelerogrammi al bedrock, attraverso la costruzione di uno spettro di Fourier, si è calcolato lo spettro di risposta elastica al bedrock in termini di accelerazione riportato nelle figure sottostanti, relativo alle verticali lungo cui sono state effettuate le indagini sismiche down-hole e le indagini M.A.S.W..

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

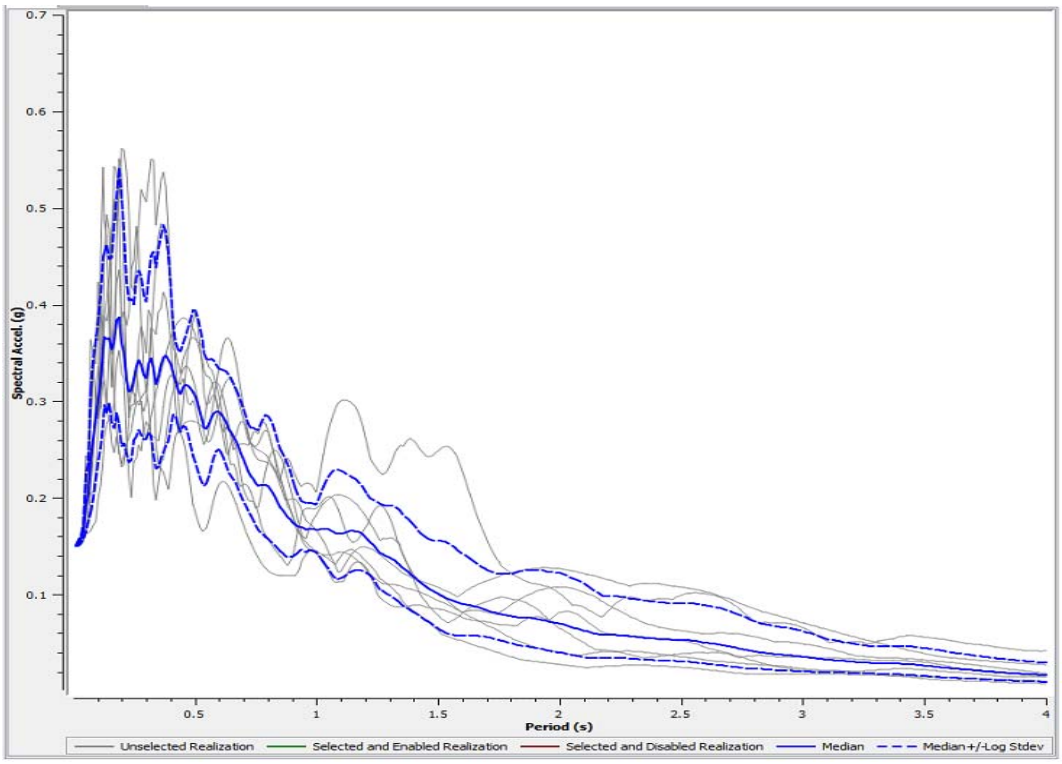


Spettro di risposta elastica al bedrock in termini di accelerazione – Down-hole n. 1

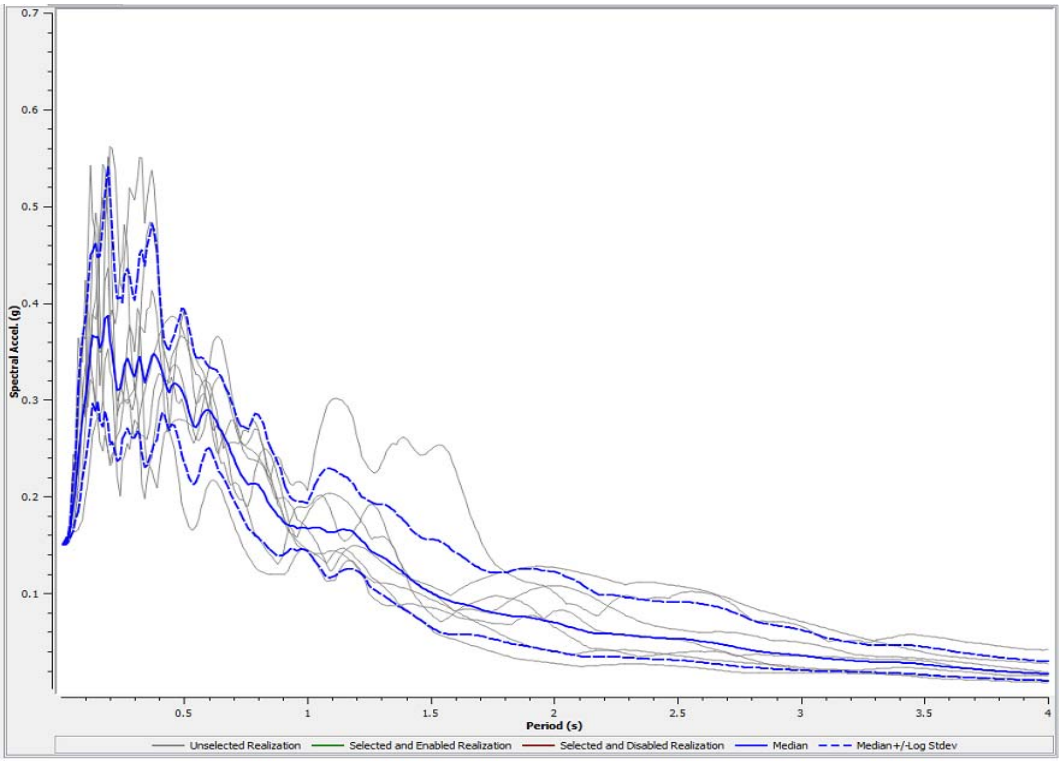


Spettro di risposta elastica al bedrock in termini di accelerazione – Down-hole n. 2

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

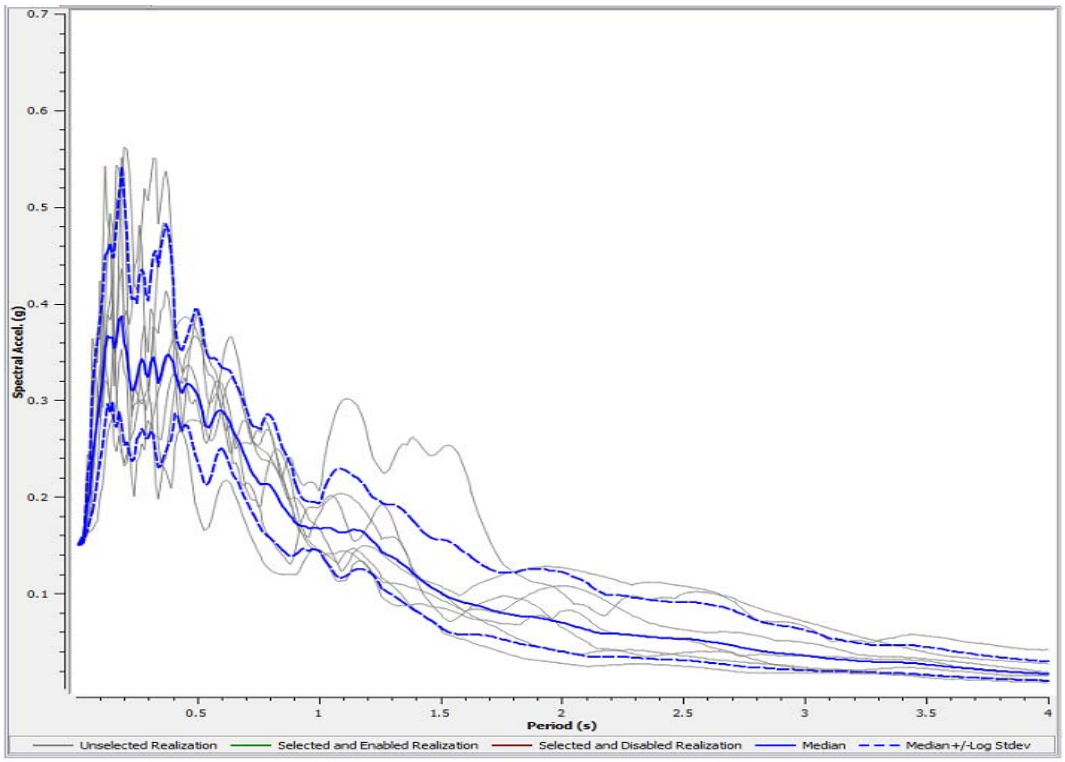


Spettro di risposta elastica al bedrock in termini di accelerazione – Down-hole n. 3



Spettro di risposta elastica al bedrock in termini di accelerazione – M.A.S.W. n. 1

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004



Spettro di risposta elastica al bedrock in termini di accelerazione – M.A.S.W. n. 2

2.2.3 – Modello sismico del sottosuolo

Le indagini eseguite nell'area in cui saranno realizzati gli interventi in progetto, le informazioni bibliografiche e le osservazioni geologico-morfologiche di superficie hanno permesso di fare un'attendibile ricostruzione della stratigrafia del sottosuolo di tale area.

La successione stratigrafica ricostruita che è stata presa a modello per il calcolo di FA ed FV è di seguito schematizzata:

- materiale di riporto antropico – depositi di terrazzo – spessore max circa 12,00 m

- argille subappennine – spessore superiore a 50 m;

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

Nella zona compresa tra l'innesto della strada in progetto con la Fondovalle Saurina e l'inizio del tratto collinare, che per semplicità abbiamo chiamato **zona 1**, il profilo stratigrafico, così come definito dalle NTC 2018, è di **tipo B** con valori di V_{S30} che variano fra un minimo di 391 m/sec (valore calcolato con indagine sismica in foro Down-Hole n. 3) ed un massimo di 443 m/sec (valore calcolato con indagine sismica in foro Down-Hole n. 1) a confermare la sostanziale omogeneità geologica del sottosuolo di questa zona, mentre il medesimo parametro misurato nella zona di raccordo tra il tratto collinare della strada di completamento e quello già realizzato permette di individuare una seconda zona omogenea, che per semplicità abbiamo chiamato **zona 2**, in cui il substrato, sul quale si andranno ad esplicare le azioni delle opere in progetto, può essere considerato ricadente tra le categorie di suolo di fondazione di **tipo C**.

Per la stima della V_S in profondità, non avendo raggiunto con le indagini effettuate il bedrock sismico alla profondità di 30 metri, il profilo sperimentale delle V_S è stato estrapolato in profondità, mantendo il gradiente dell'ultimo tratto della curva sperimentale (gradiente lineare), fino al raggiungimento di una Vs pari a 800 m/s, stimando che il bedrock sia posto a circa 50,00 m di profondità.

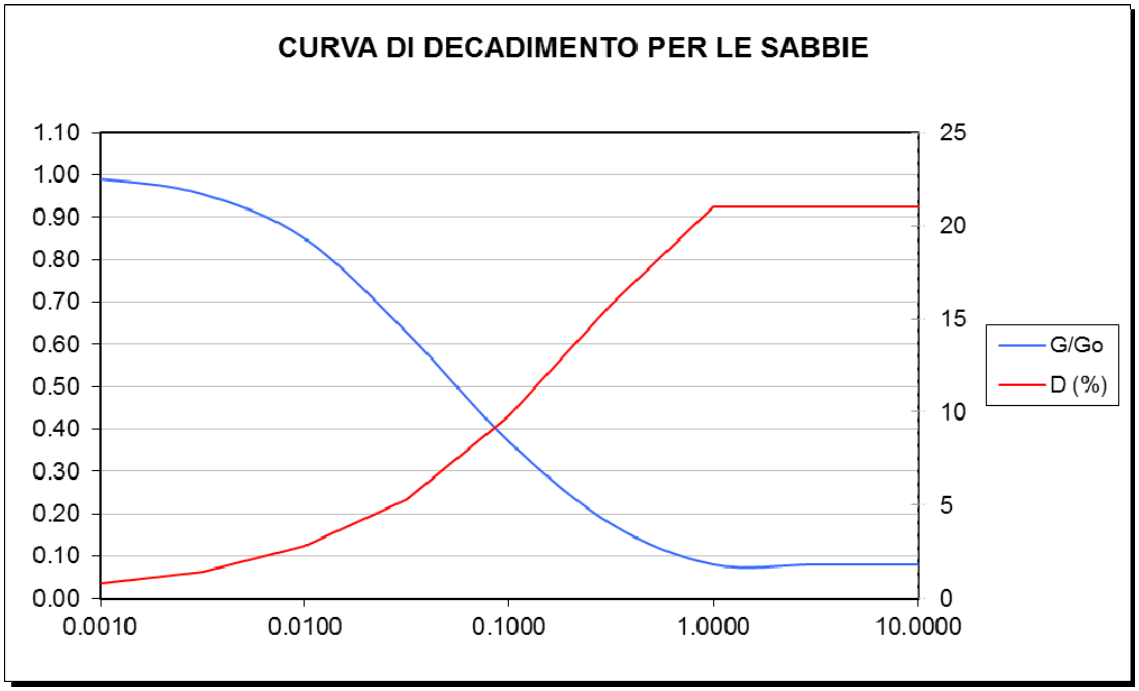
Le prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi meccanici hanno fornito, almeno per i depositi argillosi, alcuni dei

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

parametri richiesti per il calcolo dei fattori di amplificazione, mentre per i terreni non caratterizzati si è fatto riferimento a dati di bibliografia.

Per i depositi alluvionali terrazzati e per i depositi argillosi sottostanti è stata scelta dalla bibliografia la curva di decremento del modulo di rigidezza al taglio (G/G_0) con la deformazione (γ) e la curva di incremento dello smorzamento (D) con la deformazione (γ) che sono le seguenti:

- Idriss (1990), Sand



-

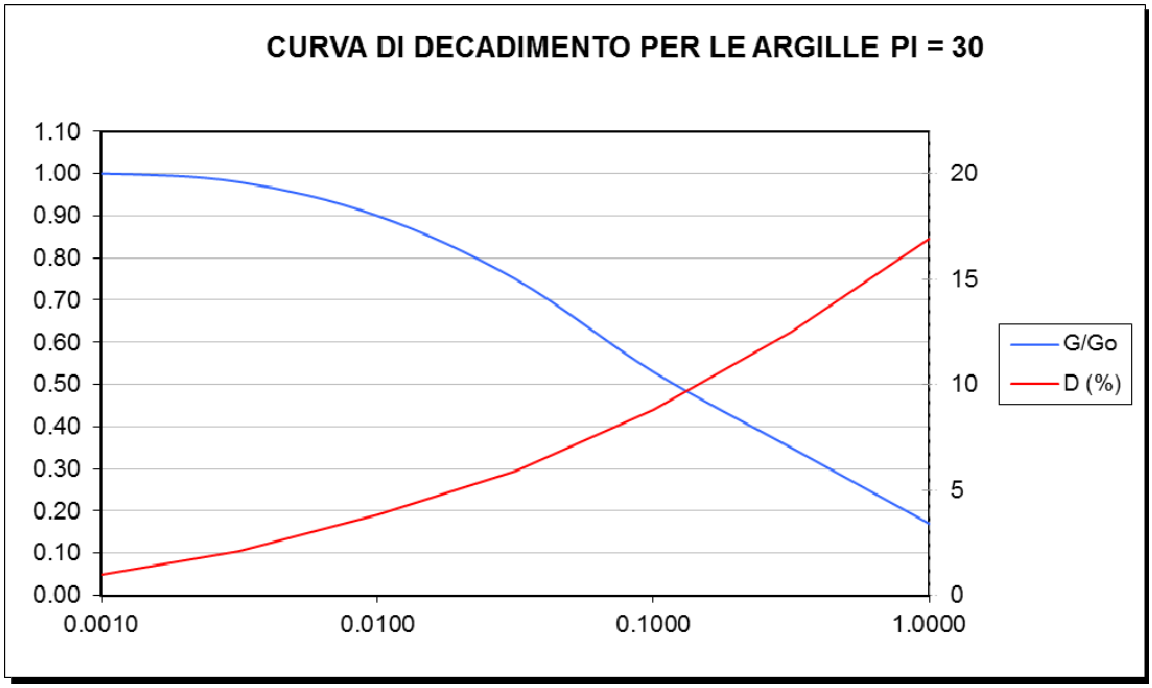
γ (%)	D(%)	G/G_0
0.0001	0.24	1.000
0.0003	0.44	1.000
0.0010	0.8	0.990
0.0031	1.46	0.955
0.0100	2.8	0.850
0.0316	5.31	0.628
0.1000	9.8	0.370
0.3160	15.74	0.176
1.0000	21	0.080

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

3.1600	21	0.080
10.000	21	0.080

Curve di decadimento per depositi sabbiosi -Idriss (1990)

- Vucetic & Dobry (1991), PI = 30.



γ (%)	D(%)	G/G_0
0.0001	1	1.000
0.0003	1	1.000
0.0010	1	1.000
0.0032	2.1	0.980
0.0100	3.8	0.900
0.0316	5.9	0.750
0.1000	8.8	0.530
0.3160	12.5	0.350
1.0000	16.9	0.170

Curve di decadimento per depositi argillosi -Vucetic & Dobry (1991)

Per dettagliare meglio il comportamento sismico dell'intera area in esame sono state ipotizzate cinque modellazioni stratigrafiche diverse del

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

sottosuolo lungo le verticali dei siti in cui sono state effettuate le indagini sia dirette che indirette.

I fattori FA ed FV sono stati calcolati partendo dal piano campagna, ipotizzando una successione stratigrafica così come ricostruito con i sondaggi meccanici e con le indagini sismiche e schematizzata per ciascun punto nelle sottostanti tabelle

Litotipo	**Profondità Z (m)**	**Spessore H (m)**	**Peso di volume γ (kN/m^3)**	**Velocità onde S V_S (m/s)**	**Curve di decadimento dei moduli G/G_0-γ - D-γ**
Depositi alluvionali terrazzati	0.00	5.00	18.50	298.00	Idriss (1990)
Argille subappennine	5.00	6.00	20.50	470.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	11.00	39.00	20.50	515.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Bedrock	50.00	Half-Space	22.00	800.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30

Modellazione stratigrafica **SONDAGGIO N. 1 – DOWN-HOLE N. 1**

Litotipo	**Profondità Z (m)**	**Spessore H (m)**	**Peso di volume γ (kN/m^3)**	**Velocità onde S V_S (m/s)**	**Curve di decadimento dei moduli G/G_0-γ - D-γ**
Depositi alluvionali terrazzati	0.00	6.00	18.50	320.00	Idriss (1990)
Argille subappennine	6.00	20.00	20.50	430.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	26.00	24.00	20.50	501.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

Bedrock	50.00	Half-Space	22.00	800.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30

Modellazione stratigrafica **SONDAGGIO N. 2 – DOWN-HOLE N. 2**

Litotipo	**Profondità Z (m)**	**Spessore H (m)**	**Peso di volume γ (kN/m³)**	**Velocità onde S V_S (m/s)**	**Curve di decadimento dei moduli G/G_0-γ - D-γ**
Depositi alluvionali terrazzati	0.00	5.00	18.50	278.00	Idriss (1990)
Argille subappennine	5.00	21.00	20.50	427.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	26.00	24.00	20.50	505.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Bedrock	50.00	Half-Space	22.00	800.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30

Modellazione stratigrafica **SONDAGGIO N. 3 – DOWN-HOLE N. 3**

Litotipo	**Profondità Z (m)**	**Spessore H (m)**	**Peso di volume γ (kN/m³)**	**Velocità onde S V_S (m/s)**	**Curve di decadimento dei moduli G/G_0-γ - D-γ**
Depositi alluvionali terrazzati	0.00	1.00	18.50	301.00	Idriss (1990)
Depositi alluvionali terrazzati	1.00	1.30	18.50	270.00	Idriss (1990)
Depositi alluvionali terrazzati	2.30	1.60	18.50	288.00	Idriss (1990)
Depositi alluvionali terrazzati	3.90	2.10	18.50	347.00	Idriss (1990)
Depositi alluvionali terrazzati	6.00	2.50	18.50	363.00	Idriss (1990)

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

Depositi alluvionali terrazzati	8.50	3.20	18.50	290.00	Idriss (1990)
Depositi alluvionali terrazzati	11.70	3.90	18.50	370.00	Idriss (1990)
Argille subappennine	15.60	4.90	20.50	576.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	20.50	6.20	20.50	640.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	26.70	23.30	20.50	522.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Bedrock	50.00	Half-Space	22.00	800.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30

Modellazione stratigrafica **M.A.S.W. N. 1**

Litotipo	**Profondità Z (m)**	**Spessore H (m)**	**Peso di volume γ (kN/m^3)**	**Velocità onde S V_S (m/s)**	**Curve di decadimento dei moduli G/G_0-γ - D-γ**
Argille subappennine	0.00	1.00	18.50	298.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	1.00	1.10	18.50	298.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	2.10	1.50	18.50	298.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	3.60	1.90	18.50	298.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	5.50	2.30	18.50	298.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	7.80	2.90	18.50	298.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

Argille subappennine	10.70	3.70	18.50	298.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	14.40	4.50	20.50	470.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	18.90	5.70	20.50	470.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Argille subappennine	24.60	25.40	20.50	515.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30
Bedrock	50.00	Half-Space	22.00	800.00	Vucetic & Dobry (1991) PI = 30

Modellazione stratigrafica **M.A.S.W. N. 2**

2.2.4 – Stima della funzione di trasferimento

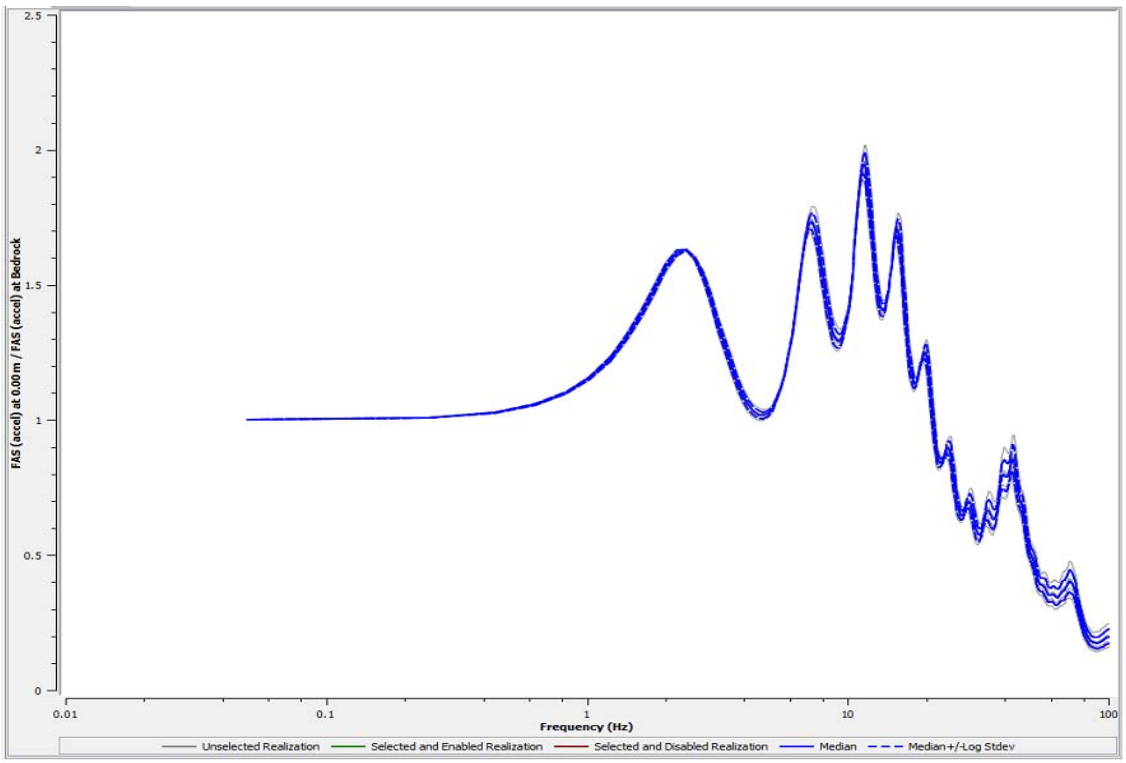
Per ognuno dei sette accelerogrammi utilizzati e per ciascun modello ipotizzato sono state ricavate le funzioni di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie.

La funzione di trasferimento consente di simulare, nel dominio delle frequenze, ciò che accade al segnale sismico quando attraversa la colonna stratigrafica, in altre parole permette di capire quali frequenze sono attenuate e quali amplificate a seguito dell'effetto di filtraggio esercitato dal terreno, fenomeno che dipende dalle particolari caratteristiche elastiche e meccaniche della colonna stratigrafica situata al disopra del bedrock (strato con Vs > 800 m/s)

Nei cinque casi in esame, sulla base di ciascun modello stratigrafico e sismostratigrafico ipotizzato e in base alle curve di decadimento caratteristiche

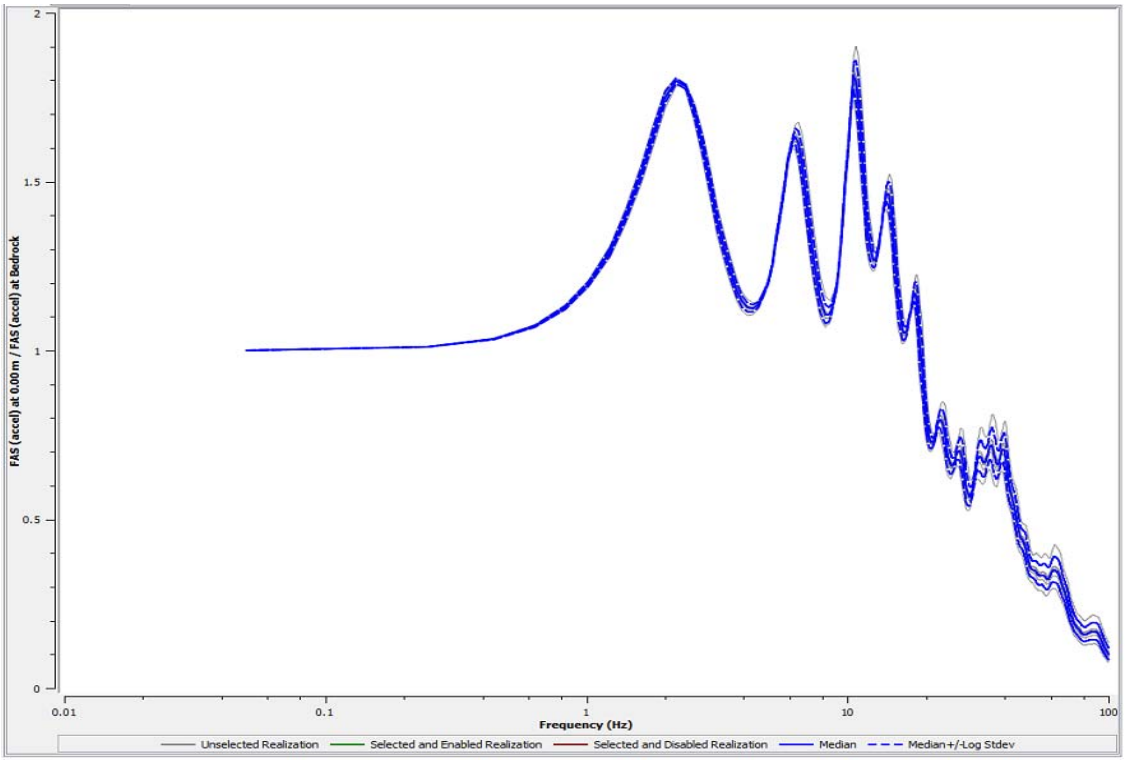
GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

delle litologie che caratterizzano l'area in studio, si sono ottenute le seguenti funzioni di trasferimento.

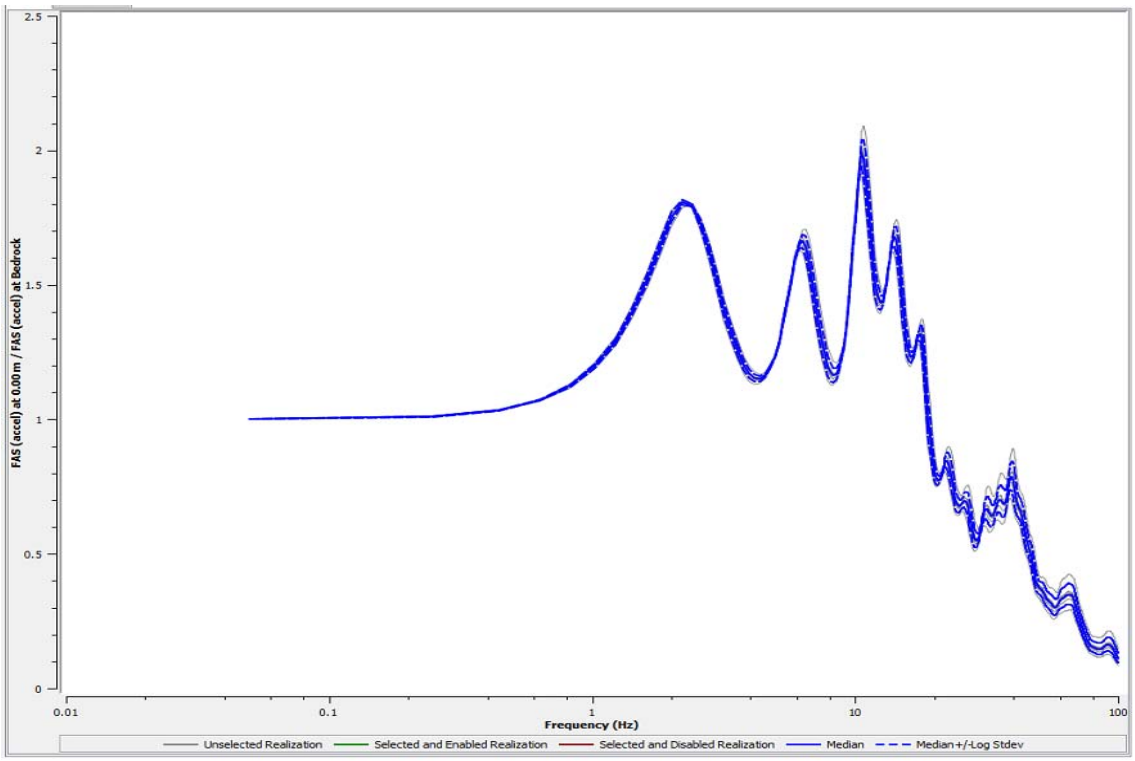


Funzione di trasferimento per la modellazione stratigrafica **Sondaggio n. 1 – Down-Hole N. 1**

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

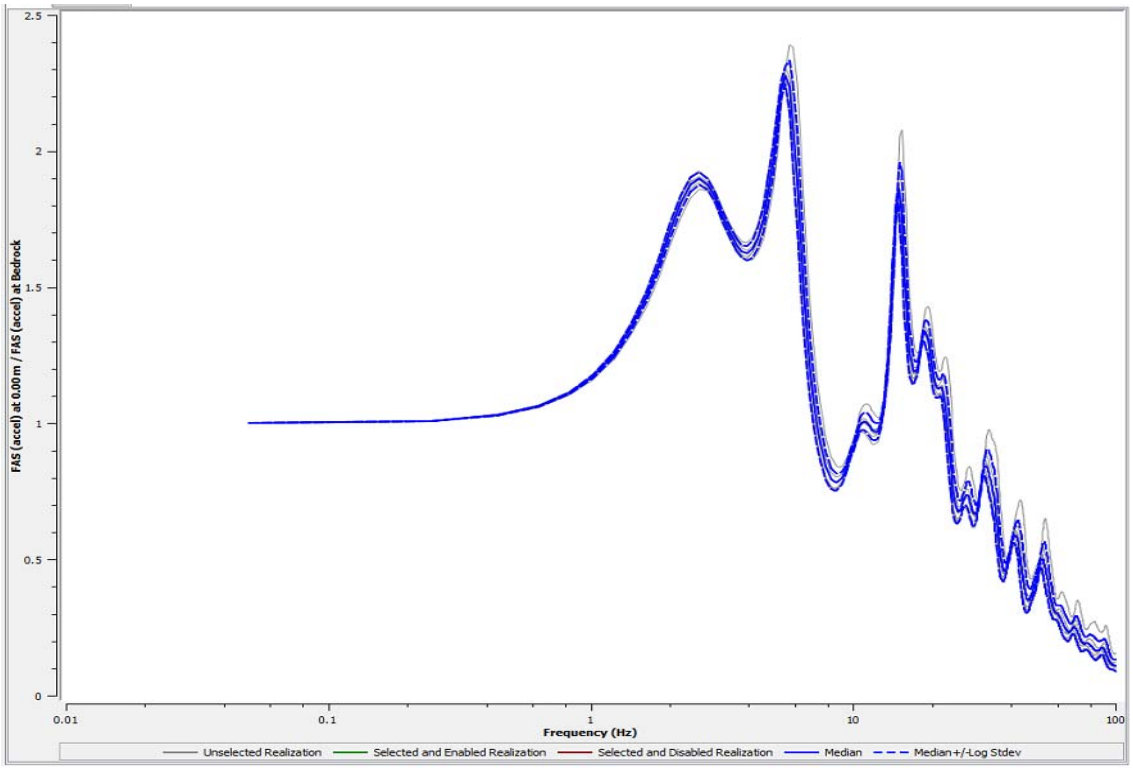


Funzione di trasferimento per la modellazione stratigrafica **Sondaggio n. 2 – Down-Hole N. 2**

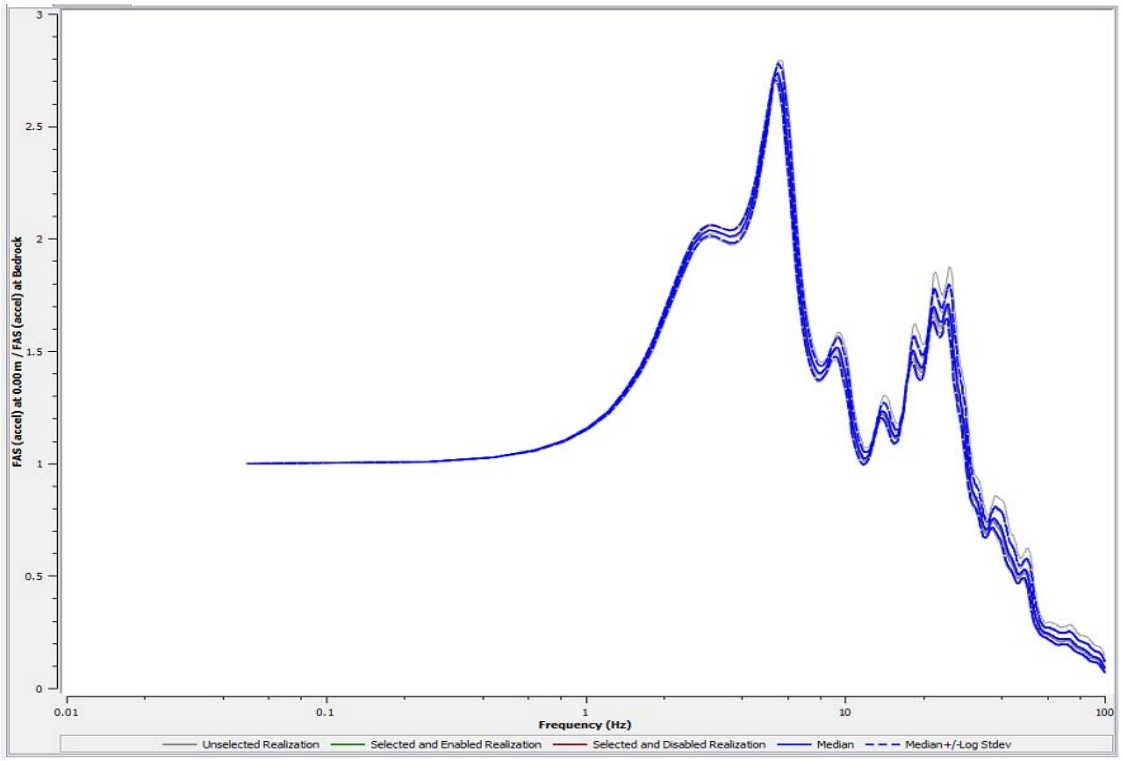


Funzione di trasferimento per la modellazione stratigrafica **Sondaggio n. 3 – Down-Hole N. 3**

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004



Funzione di trasferimento per la modellazione stratigrafica **M.A.S.W. N. 1**



Funzione di trasferimento per la modellazione stratigrafica **M.A.S.W. N. 2**

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

Dall'analisi delle funzioni di trasferimento si desume quanto segue:

- lungo la verticale del sondaggio n. 1 – down-hole n. 1 il modo di vibrazione fondamentale, a cui corrisponde la massima amplificazione pari a circa 1,95, si ha per una frequenza di 11,60 Hz, mentre il primo picco della curva è posto ad una frequenza di circa 2,40 Hz e presenta una amplificazione prossima al valore 1,63;

- lungo la verticale del sondaggio n. 2 – down-hole n. 2 il modo di vibrazione fondamentale, a cui corrisponde la massima amplificazione pari a circa 1,81, si ha per una frequenza di 10,61 Hz, mentre il primo picco della curva è posto ad una frequenza di circa 2,20 Hz e presenta una amplificazione prossima al valore 1,80;

- lungo la verticale del sondaggio n. 3 – down-hole n. 3 il modo di vibrazione fondamentale, a cui corrisponde la massima amplificazione pari a circa 1,99, si ha per una frequenza di 10,61 Hz, mentre il primo picco della curva è posto ad una frequenza di circa 2,20 Hz e presenta una amplificazione prossima al valore 1,81;

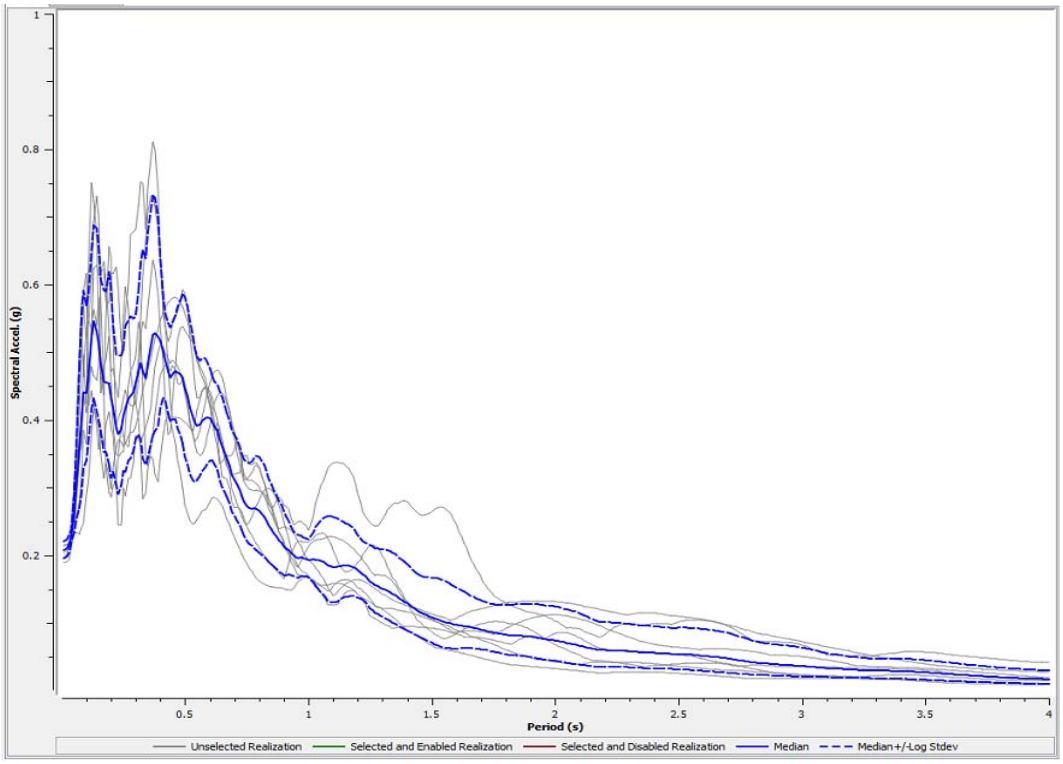
- lungo la verticale del M.A.S.W. n. 1 il modo di vibrazione fondamentale, a cui corrisponde la massima amplificazione pari a circa 2,28, si ha per una frequenza di 5,53 Hz, mentre il primo picco della curva è posto ad una frequenza di circa 2,59 Hz e presenta una amplificazione prossima al valore 1,90;

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

- lungo la verticale del M.A.S.W. n. 2 il modo di vibrazione fondamentale, a cui corrisponde la massima amplificazione pari a circa 2,74, si ha per una frequenza di 5,53 Hz, mentre il primo picco della curva è posto ad una frequenza di circa 2,98 Hz e presenta una amplificazione prossima al valore 2,04.

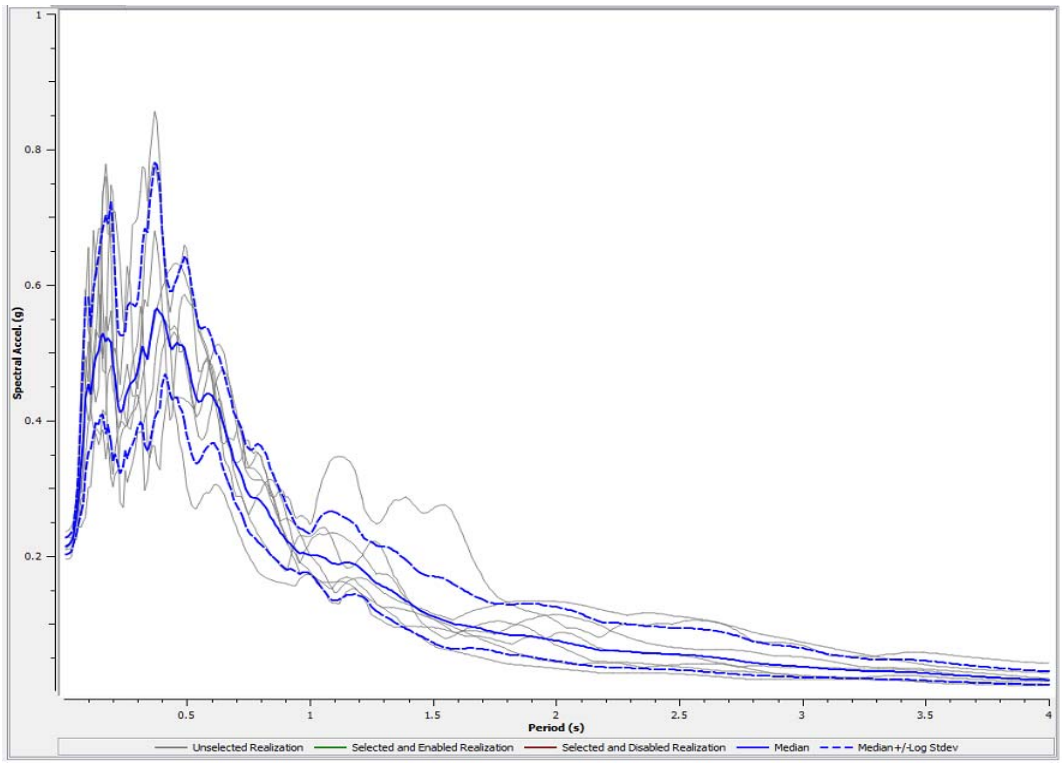
2.2.5 – Spettro di risposta in superficie e calcolo dei fattori FA ed FV

Dalla funzione di trasferimento è possibile ottenere, attraverso l'antitrasformata di Fourier, lo spettro in superficie per i vari accelerogrami considerati.

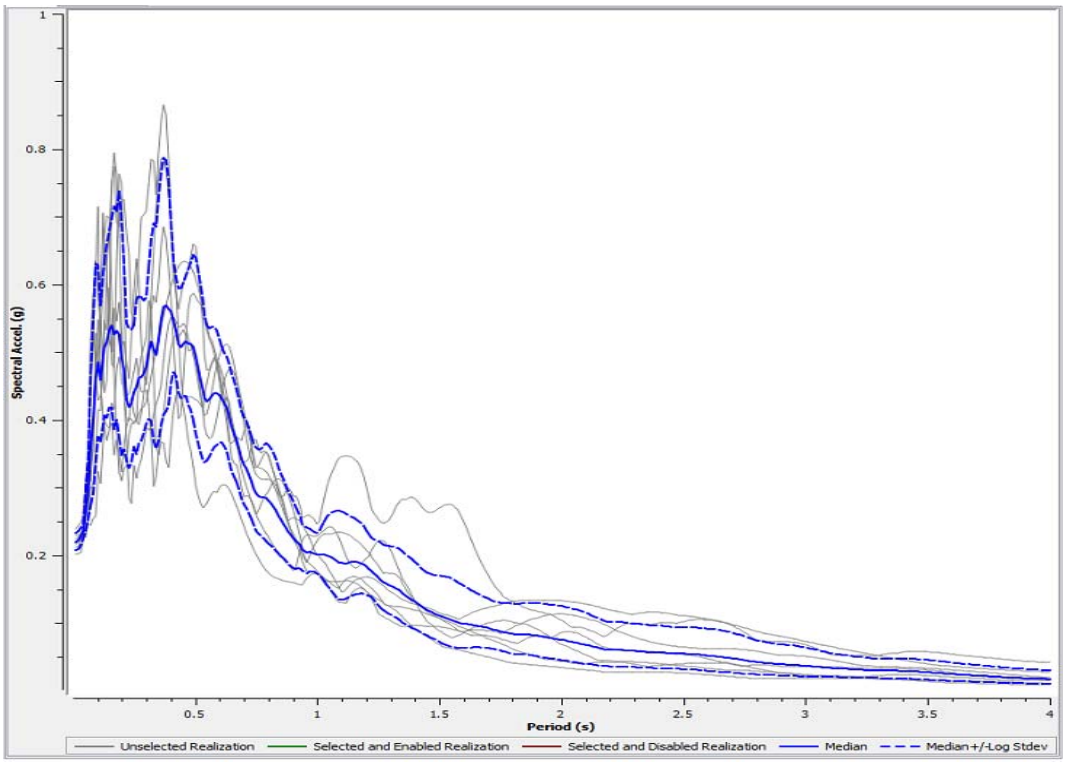


Spettro di risposta elastica in superficie in termini di accelerazione – Down-hole n. 1

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

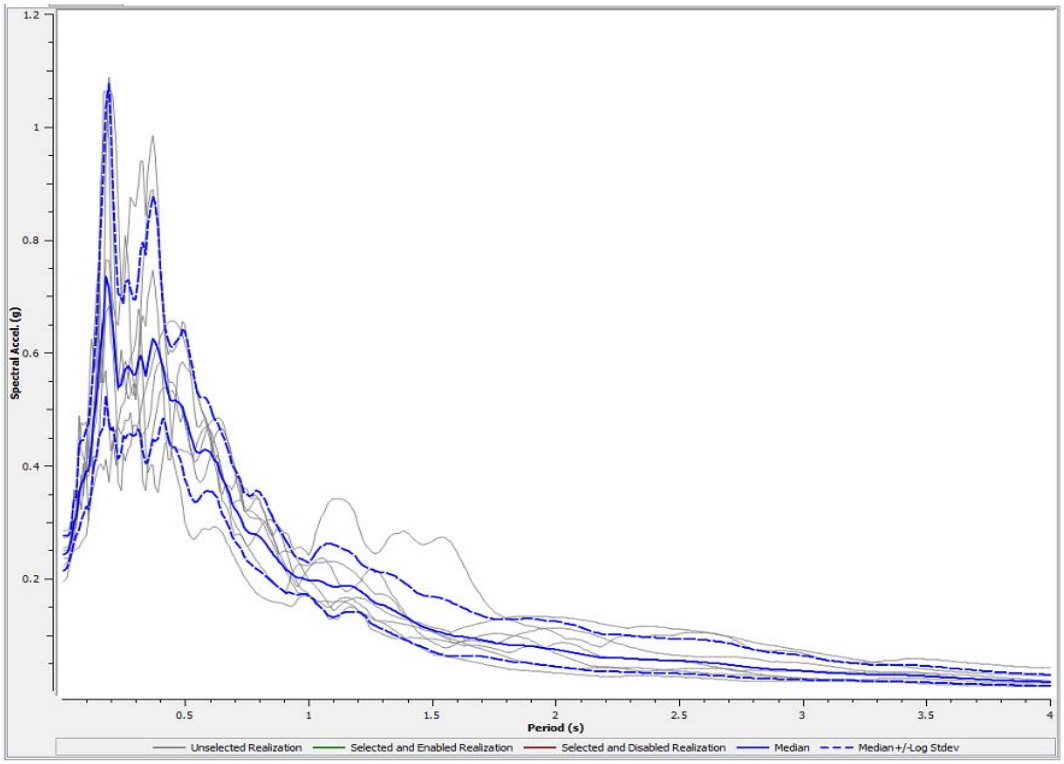


Spettro di risposta elastica in superficie in termini di accelerazione – Down-hole n. 2

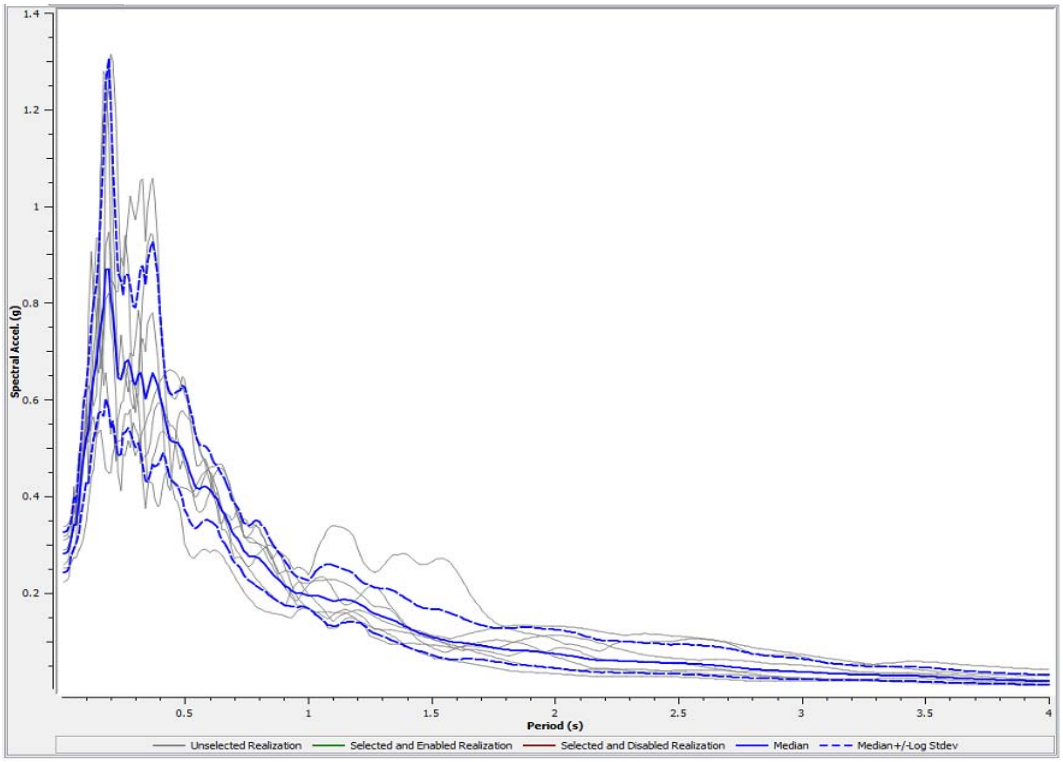


Spettro di risposta elastica in superficie in termini di accelerazione – Down-hole n. 3

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004



Spettro di risposta elastica in superficie in termini di accelerazione – M.A.S.W. n. 1



Spettro di risposta elastica in superficie in termini di accelerazione – M.A.S.W. n. 2

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

Il rapporto fra lo spettro in superficie (spettro di output) e lo spettro al bedrock (spettro di input) eseguito in determinate finestre spettrali permette di ottenere i fattori di amplificazione.

Gli ICMS prevedono che la caratterizzazione delle microzone sismicamente omogenee avvenga attraverso due fattori di amplificazione FA ed FV da applicare alle ordinate spettrali a basso periodo (FA) e alto periodo (FV).

Per il calcolo di questi due fattori è stata utilizzata la procedura descritta negli ICMS (§ 2.5.3.3).

Il fattore FA si calcola attraverso la seguente espressione:

$$FA = \frac{SAm_o}{SAm_i}$$

dove SA_{mi} e SA_{mo} rappresentano i valori medi degli spettri di input e di output calcolati nell'intorno del periodo di massimo valore dello spettro di input e di output (TA);

l'espressione per il calcolo del valore medio è la seguente:

$$SAm = \frac{1}{TA} \int_{t_1}^{t_2} SA(t)\, dt$$

dove:

- SA(t): spettro in pseudoaccelerazione;

- TA: massimo valore del periodo dello spettro;

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

- t_1: estremo di integrazione pari a 0.5*TA;

- t_2: estremo di integrazione pari a 1.5*TA.

Gli spettri in pseudovelocità si ricavano dagli spettri in pseudoaccelerazione secondo la seguente espressione:

$$SV(t) = SA(t) \cdot \frac{T}{2\pi}$$

Dagli spettri in pseudoaccelerazione si ricava il fattore FV attraverso la seguente espressione:

$$FV = \frac{SVm_o}{SVm_i}$$

dove SVmi e SVmo rappresentano i valori medi degli spettri di input e di output in pseudovelocità calcolati nell'intorno del periodo di massimo valore dello spettro di input e di output (TA);

l'espressione per il calcolo del valore medio è la seguente:

$$SVm = \frac{1}{0.4 \cdot TA} \int_{t_1}^{t_2} SV(t)\, dt$$

dove:

- SV(t) = spettro in pseudovelocità;

- TA: massimo valore del periodo dello spettro;

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

- t_1: estremo di integrazione pari a 0.8*TA;

- t_2: estremo di integrazione pari a 1.2*TA.

In definitiva i fattori di amplificazione FA ed FV calcolati sono i seguenti:

- Modellazione stratigrafica **Sondaggio n. 1 – Down-Hole n. 1**

  Coordinate sito WGS 84: Latitudine: 40.3452° – Longitudine: 16.3086°

  FA = 1.40

  FV = 1.40

- Modellazione stratigrafica **Sondaggio n. 2 – Down-Hole n. 2**

  Coordinate sito WGS 84: Latitudine: 40.3430° – Longitudine: 16.3094°

  FA = 1.40

  FV = 1.50

- Modellazione stratigrafica **Sondaggio n. 3 – Down-Hole n. 3**

  Coordinate sito WGS 84: Latitudine: 40.3419° – Longitudine: 16.3091°

  FA = 1.40

  FV = 1.50

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

- Modellazione stratigrafica **M.A.S.W. n. 1**

  Coordinate sito WGS 84: Latitudine: 40.3374° – Longitudine: 16.3059°

  FA = 1.60

  FV = 1.40

- Modellazione stratigrafica **M.A.S.W. n. 2**

  Coordinate sito WGS 84: Latitudine: 40.3539° – Longitudine: 16.3115°

  FA = 2.00

  FV = 1.40

2.3 – Valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni

In merito alla valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni è stata omessa per i terreni affioranti nel tratto di strada ubicato sulla Formazione delle Argille subappennine, in quanto trattasi di terreni coesivi e per loro intrinseca natura incapaci di essere sede di falda acquifera che è una delle condizioni affinchè possa verificarsi il fenomeno della "liquefazione", mentre è stata valutata la potenziale suscettibilità alla liquefazione dei terreni affioranti nella restante porzione del tracciato stradale.

La liquefazione è un fenomeno che comporta la perdita di resistenza dei terreni saturi sotto sollecitazioni statiche e dinamiche in conseguenza delle

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

quali il terreno raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di una massa viscosa.

Questo fenomeno può interessare terreni incoerenti saturi che nel corso di un evento sismico subiscono una notevole diminuzione della resistenza al taglio, a seguito della quale il terreno può scorrere o fluire se si trova su un pendio, oppure può subire un processo di assestamento se il deposito è ubicato in una zona pianeggiante o scarsamente inclinata.

Il processo di liquefazione, pertanto, può avvenire solo quando sotto l'azione delle sollecitazioni cicliche indotte da un sisma, la pressione interstiziale dell'acqua aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, cioè quando gli sforzi efficaci si riducono a zero.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende dalle proprietà geotecniche, dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso, nonché dalle caratteristiche delle vibrazioni sismiche e dalla loro durata.

Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa), tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano decisamente il fenomeno a causa delle implicazioni che questi

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche su un deposito si può affermare che precedenti piccole deformazioni influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di liquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti.

A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo, inoltre la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

In merito alla valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni affioranti lungo il tracciato stradale in oggetto è stata omessa nel tratto di strada dove affiora la Formazione delle Argille subappennine, in quanto trattasi di terreni coesivi e per loro intrinseca natura incapaci di essere sede di falda acquifera che è una delle condizioni affinchè possa verificarsi il fenomeno della "liquefazione", mentre è stata valutata la potenziale suscettibilità alla liquefazione dei terreni affioranti nella restante porzione del tracciato stradale, essendo il deposito costituito da sabbie e ghiaie che, seppure prive di falda al

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

momento dell'esecuzione dei sondaggi meccanici, sono depositi che periodicamente possono essere sede di falda acquifera.

I metodi semplificati per il calcolo della suscettibilità a liquefazione dei terreni si basano sui risultati di prove in situ quali prove penetrometriche statiche (CPT) e dinamiche (Standard Penetration Test) o attraverso le misure di velocità delle onde di taglio Vs.

Il fattore di sicurezza $\mathbf{F_L}$ nella verifica di resistenza alla liquefazione di un livello di terreno è per definizione il rapporto tra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica **CRR** (Cyclic Resistance Ratio) e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica **CSR** moltiplicato per **MSF** fattore di scala della magnitudo che è funzione, oltre che del valore della magnitudo dell'azione sismica di riferimento, anche del metodo di stima di CRR:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$$

Un deposito è potenzialmente liquefacibile se risulta $\mathbf{F_L \leq 1.25}$.

E' stata valutata la suscettibilità alla liquefazione, lungo le verticali dei sondaggi meccanici dove è stata effettuata l'indagine sismica Down-Hole e sulla verticale del sondaggio sismico M.A.S.W. n. 1., con il metodo basato sui profili di velocità delle onde di taglio V_S (Andrus e Stokoe, 2000).

Il metodo è stato tarato ed è applicabile a sabbie non cementate, oloceniche, di età inferiore a 10.000 anni.

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

La valutazione della capacità di resistenza alla liquefazione (**CRR**) da prove sismiche a rifrazione (**V_S**) è stata stimata con la correlazione tra CRR e la velocità di propagazione normalizzata delle onde V_{S1}.

La velocità di propagazione normalizzata delle onde si valuta attraverso la relazione:

$$V_{S1} = V_S \cdot C_V$$

con

$$C_V = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \leq 1.4$$

dove P_a è la pressione atmosferica e $\sigma'v_0$ è la pressione verticale efficace espressa in kN/m^2.

$$CRR = \left[0.022 \cdot \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \cdot \left(\frac{1}{V^*_{S1} - V_{S1}} - \frac{1}{V^*_{S1}} \right) \right]$$

$$FC \leq 5\% \Rightarrow V^*_{S1} = 215 m/s$$
$$5\% < FC < 35\% \Rightarrow V^*_{S1} = 215 - 0.5 \cdot (FC - 5)$$
$$FC \geq 35\% \Rightarrow V^*_{S1} = 200 m/s$$

dove FC è la frazione di fine definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm).

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-2.56}$$

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{\max s}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

$$r_d = \exp\left[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M\right]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot sen\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot sen\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Il punto di partenza per il calcolo della possibile liquefazione dei terreni è la definizione dell'accelerazione massima attesa al suolo PGA (g) e della coppia magnitudo – distanza, che per il territorio comunale di Stigliano sono, come riportato nell'allegato I alla L.R. n. 9 del 7 giugno 2011, i seguenti:

PGA (g) = 0.150 M = 6.70 Distanza = 80 km

Il fenomeno della liquefazione può interessare solo i depositi sabbiosi per cui, partendo dalle stratigrafie dei sondaggi meccanici effettuati e basandosi sui dati delle Vs misurate nel corso delle indagini sismiche per ciascuna verticale investigata fino alla profondità in cui sono presenti i depositi potenzialmente liquefacibili, sono stati calcolati i coefficienti di sicurezza alla liquefazione riportati nelle seguenti tabelle:

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

Verifica a liquefazione – Sondaggio n. 1 – Down-Hole n. 1												
a_{max}/g					γ_w (kN/m³)					Magnitudo		
0.150					10.10					6.70		
Terreno	**γ (kN/m³)**	**z_i**	**σ_{vo}**	**σ'_{vo}**	**r_d**	**MSF**	**CSR**	**C_V**	**V_S**	**V_{S1}**	**CRR**	**F_L**
sabbie	18.50	3	55.5	26.07	0.97	1.33	0.20	1.40	333	467	0.46	3.02
sabbie	18.50	5	92.5	43.45	0.94	1.33	0.19	1.23	362	447	0.41	2.84

Verifica a liquefazione – Sondaggio n. 2 – Down-Hole n. 2												
a_{max}/g					γ_w (kN/m³)					Magnitudo		
0.150					10.10					6.70		
Terreno	**γ (kN/m³)**	**z_i**	**σ_{vo}**	**σ'_{vo}**	**r_d**	**MSF**	**CSR**	**C_V**	**V_S**	**V_{S1}**	**CRR**	**F_L**
sabbie	18.50	3	55.5	26.07	0.97	1.33	0.20	1.40	337	473	0.47	3.10
sabbie	18.50	6	111	52.14	0.92	1.33	0.19	1.18	355	419	0.36	2.51

Verifica a liquefazione – Sondaggio n. 3 – Down-Hole n. 3												
a_{max}/g					γ_w (kN/m³)					Magnitudo		
0.150					10.10					6.70		
Terreno	**γ (kN/m³)**	**z_i**	**σ_{vo}**	**σ'_{vo}**	**r_d**	**MSF**	**CSR**	**C_V**	**V_S**	**V_{S1}**	**CRR**	**F_L**

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

sabbie	18.50	3	55.5	26.07	0.97	1.33	0.20	1.40	314	441	0.40	2.66
sabbie	18.50	5	92.5	43.45	0.94	1.33	0.19	1.23	382	472	0.47	3.19

Verifica a liquefazione – M.A.S.W. n. 1												
a_{max}/g					**γ_w (kN/m^3)**					**Magnitudo**		
0.150					10.10					6.70		
Terreno	**γ (kN/m^3)**	**z_i**	**σ_{vo}**	**σ'_{vo}**	**r_d**	**MSF**	**CSR**	**C_V**	**V_S**	**V_{S1}**	**CRR**	**F_L**
sabbie	18.50	4	74	34.76	0.95	1.33	0.20	1.31	288	376	0.28	1.89
sabbie	18.50	8	148	69.52	0.88	1.33	0.18	1.10	347	381	0.29	2.11
sabbie	18.50	12	222	104.28	0.80	1.33	0.17	0.99	370	367	0.27	2.13

Poiché i valori del fattore di sicurezza alla liquefazione F_L ottenuti sono tutti superiori al valore 1.25, i depositi si possono ritenere non liquefacibili.

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

3. SINTESI DELLA PERICOLOSITÀ E CRITICITÀ GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA

Gli aspetti legati alla pericolosità geologica e geomorfologica dell'area soggetta a variante urbanistica, sono stati definiti attraverso la sovrapposizione tra i tematismi geolitologici, geomorfologici, di risposta sismica locale e della carta del rischio dell'ADB, singolarmente mostrati nelle rispettive carte tematiche a cui si rimanda.

L'area in studio soggetta a variante è caratterizzata da quattro zone omogenee dal punto di vista della criticità e pericolosità geologica e geomorfologica.

Le classi di criticità sono state definite tenendo conto dei contenuti e delle indicazioni della L. R. n° 23 dell'11 agosto 1999 e successive modifiche e integrazioni e dell'allegato "B" (Studi geologici per la redazione degli strumenti urbanistici) del Regolamento d'Attuazione della medesima legge, approvato con Deliberazione di Giunta n° 512 del 24 marzo 2003.

Di seguito vengono descritte le aree indicate sulla Carta di Sintesi della Pericolosità e Criticità Geologica e Geomorfologica.

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

II - AREE CON CRITICITA' PUNTUALI E MODERATE

IIa - Aree di pianura non esondabili per piene straordinarie con tempo di ritorno TR - 200 anni, ma non completamente esenti da criticità idrauliche ed idrologiche, che possono manifestarsi per piene eccezionali e tempi di ritorno superiori a 200 anni. I terreni sono costituiti da depositi alluvionali a granulometria prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, con un buon grado di addensamento così come desumibile dai valori elevati delle velocità delle onde di taglio misurate nel corso delle indagini sismiche in foro (Down-hole).

IIb - Aree su versante globalmente stabili con modesti fenomeni di creep e soliflusso e di instabilità in prossimità di fossi e canaloni per fenomeni di erosione lineare e concentrata solo in caso di piogge prolungate ed eccezionali. Il substrato è costituito da argille grigio-azzurre con buone caratteristiche fisico-meccaniche.

III - AREE CON CRITICITA' DI LIVELLO MEDIO E DIFFUSO

IIIa - Aree di pianura esondabili per piene straordinarie con tempo di ritorno TR - 200 anni, che possono determinare anche fenomeni di erosione diffusa nelle aree temporaneamente allagate.

IV - AREE CON CRITICITA' DI LIVELLO ELEVATO SIA PUNTUALI CHE DIFFUSE

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

IVa - Aree di pianura esondabili per piene ordinarie che possono determinare fenomeni di erosione attiva quasi esclusivamente solo lungo l'asta torrentizia principale.

Matera, aprile 2022

Dott. Geol. Rocco PORSIA

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

4. BIBLIOGRAFIA

- L.R. n. 23 - 11 agosto 1999
- L.R. n. 9 del 7 giugno 2011 e relativi regolamenti di attuazione
- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008
- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici – Azioni sismiche – Spettri di risposta – ver 1.0.3.
- Pericolosità sismica dei comuni italiani – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
- Gruppo di lavoro MS, 2008. Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica - Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma - 3 vol. e Dvd.
- REXELite (Iervolino I., Galasso C., Paolucci R., Pacor F. (2011) Iervolino et al., 2009) - (Engineering ground motion record selection in the ITalian ACcelerometric Archive - Bulletin of Earthquake Engineering 9(6):1761-1778.) (Working Group ESM (2015) European strong motion database - http://esm.mi.ingv.it).
- STRATA (Kottke A. & Rathje M.R., 2010).
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991) Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. Journal of Geotechnical Engineering, 117, 89-107
- Classificazione sismica – Dipartimento Protezione Civile

GEOTECH - *Dott. Rocco PORSIA* - GEOLOGO
Contrada Giardinelle, 7 – 75100 Matera – tel. 0835237271 – fax 0835258004

PROVINCIA DI MATERA

PO FSC 2014-2020 - DELIBERA CIPE 12/98
TRASVERSALE ALTA BASENTANA- SAURINA

INTEGRAZIONI ALLE INDAGINI E SERVIZI GEOLOGICI PER IL COMPLETAMENTO DELLA STRADA PROVINCIALE CARPINELLO

Elaborato:

STUDIO IDRAULICO ED IDROLOGICO

N° elaborato:
3

Scala:

GEOLOGO:
Dott. Rocco PORSIA
via Tacito, 31 - 75100 MATERA (MT)
tel. 0835237271 - cell. 3477151670
e-mail: r.porsia@laboratorioterre.it
pec: porsiarocco@epap.sicurezzapostale.it

CONSULENTE:
Dott. Ing. Giovanni MARTINO
piazza degli Olmi, 70 - 75100 MATERA (MT)
cell. 3386891497
e-mail: ing.gmartino@gmail.com
pec: giovanni.martino@ingpec.eu

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Ing. Ignazio OLIVERI

AGGIORNAMENTO:	2		
Data:	aprile 2022		

INDICE

INDICE DELLE FIGURE 2

INDICE DELLE TABELLE 4

1. PREMESSA 5

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E STATO DEI LUOGHI 6

3. STUDIO IDROLOGICO 12

4. STUDIO IDRAULICO 16

4.1. STATO DI FATTO 16

4.2. STATO DI PROGETTO 22

4.3. VERIFICHE LOCALI: DEPOSIZIONE – ESCAVAZIONE E CONTROMISURE 28

4.4. VERIFICHE LOCALI: SIFONAMENTO 31

4.5. VERIFICHE LOCALI: FRANCO DI SICUREZZA 32

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 34

BIBLIOGRAFIA 35

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Ubicazione del bacino del Fosso del Finocchio. Stralcio CTR 1:25.000 6

Figura 2 - Stralcio Carta degli eventi calamitosi (PAI-AdB) con indicazione dell'area di intervento. 7

Figura 3 – Crollo della spalla di un Viadotto della S.P. Saurina. 7

Figura 4 – Fosso del Finocchio- Vista verso valle dall'attraversamento esistente. 8

Figura 5 - Fosso del Finocchio - Vista verso monte dall'attraversamento esistente. 8

Figura 6 - Stralcio Carta inventario delle intersezioni, degli attraversamenti e delle opere in alveo (PAI-AdB). 9

Figura 7 – Ubicazione del ponticello oggetto di rifacimento su CTR 1:5.000 e su ortofoto. 9

Figura 8 – Evoluzione del territorio su base ortofoto. 11

Figura 9 – Tracciato del Fosso del Finocchio su base IGM e su base CTR 1:10.000. 12

Figura 10 - Valore del coefficiente di afflusso in funzione del periodo di ritorno. 14

Figura 11 - Mappa di uso del suolo. 14

Figura 12 - Mappa delle pendenze [%]. 15

Figura 13 - Geometria con sezioni di partenza su DTM e immagine satellitare. 16

Figura 14 – Modello geometrico dell'attraversamento esistente. 18

Figura 15 – Modellazione tridimensionale dell'alveo e dell'attraversamento esistente. 18

Figura 16 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera per TR=200 anni. 19

Figura 17 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per TR=200 anni. 20

Figura 18 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera per TR=2 anni. 20

Figura 19 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per TR=2 anni. 20

Figura 20 – Rappresentazione delle aree inondabili su immagine satellitare. TR=200 anni. 21

Figura 21 – Rappresentazione delle aree inondabili su immagine satellitare. TR=2 anni. 22

Figura 22 - Modello geometrico del nuovo manufatto di attraversamento. 23

Figura 23 – Rappresentazione tridimensionale dell'alveo e del nuovo manufatto di attraversamento. 23

Figura 24 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera per TR=200 anni. 24

Figura 25 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per TR=200 anni. 25

Figura 26 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera per TR=2 anni. 25

Figura 27 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per TR=2 anni. 25

Figura 28 - Rappresentazione delle aree inondabili su immagine satellitare. TR=200 anni..... 26

Figura 29 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per Q=55mc/s – Stato di Progetto. 27

Figura 30 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per Q=30mc/s – Stato di Fatto. 27

Figura 31 - Rappresentazione delle aree inondabili su immagine satellitare. TR=2 anni. 28

Figura 32 - Confronto tra V_{cr} e velocità della corrente lungo l'asse del corso d'acqua. Q_{T2} (a). Q_{T200} (b). Q_{T30} (c) Spone piene. 29

Figura 33 – Valori di alcuni parametri significativi in corrispondenza della sezione n.492. 31

Figura 34 – Elementi della formula di Bligh-Lane. 32

Figura 35 - Tirante nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento. TR=200 anni. 33

Figura 36 - Tirante nella sezione immediatamente a valle dell'attraversamento. TR=200 anni..... 33

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Principali caratteristiche morfologiche del Fosso del Finocchio. 13

Tabella 2 - Parametri della legge di pioggia (Claps e Fiorentino, 1998). 13

Tabella 3 - Stima del tempo di corrivazione. 13

Tabella 4 - Stima del coefficiente di afflusso. 14

Tabella 5 - Confronto tra i risultati ottenuti con entrambi i metodi di calcolo VAPI idrometria e Metodo Razionale. 15

Tabella 6 - Portata di simulazione con periodo di ritorno TR= 2 anni. 16

Tabella 7 - Coordinate delle sezioni di calcolo. 17

Tabella 8 - Risultati delle simulazioni in moto permanente. Tempo di ritorno pari a 200 anni. 19

Tabella 9 - Risultati delle simulazioni in moto permanente. Tempo di ritorno pari a 2 anni. 19

Tabella 10 - Risultati delle simulazioni in moto permanente. Tempo di ritorno pari a 200 anni. 24

Tabella 11 - Risultati delle simulazioni in moto permanente. Tempo di ritorno pari a 2 anni. 24

Tabella 12 – Entità dello scavo atteso. 30

Tabella 13 – Calcolo del coefficiente F. 32

Tabella 14 - Franchi di sicurezza con TR=200 anni. 33

1. PREMESSA

La presente relazione, redatta ai sensi degli artt. 24, 26 c.1 lett. b e 33 c. 1 lett. b del D.P.R. 5 ottobre 2010 n. 210 e ss.mm.ii., ed acclusa allo Studio Idrologico-Idraulico esamina le principali caratteristiche idrologiche ed idrauliche del territorio interessato dalla realizzazione delle opere previste nel progetto definitivo denominato "Completamento strada Provinciale Carpinello", verificando nel contempo la rispondenza idraulica del ponte posto pressappoco in corrispondenza della sezione 30 di progetto che serve per l'attraversamento del Fosso del Finocchio in agro di Stigliano.

Dato che il predetto corso d'acqua rientra nell'Elenco delle Acque Pubbliche della Provincia di Matera di cui allo Stralcio dell'Elenco pubblicato dalla Gazzetta Ufficiale del Regio del 28.08.1900 tra gli influenti di sinistra del Fiume Sauro, la presente relazione è finalizzata ad acquisire l'Autorizzazione Idraulica di cui al Regio Decreto 25 luglio 1904, n. 523 rilasciata dal competente Ufficio Ciclo dell'Acqua attestato presso il Dipartimento Ambiente, Territorio ed Energia della Regione Basilicata.

Tale documento si compone di una parte metodologica generale, della presente relazione e dei relativi allegati inerenti i risultati della modellazione idraulica del "Fosso del Finocchio".

Tali relazioni sono state redatte nel rispetto delle Norme di Attuazione (NA) del *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico* (PAI) approvato con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 19 luglio 2019, pubblicato sulla GU Serie Generale n. 265 del 12.11.2019 e del DPCM 29/09/1998 "*Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del Decreto-Legge 11 giugno 1998, n. 180*". Pur tuttavia, atteso che lo studio non è finalizzato alla modifica delle aree di pertinenza fluviale, non è stata prodotta la planimetria con la rappresentazione delle aree inondabili.

Lo Studio Idrologico-Idraulico è stato redatto anche in riferimento alle prescrizioni generali sui ponti di cui al punto 5.1.2.3 del vigente D.M. 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni ed al relativo punto C5.1.2.3 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP..

All'uopo, sono stati esaminati i rapporti del Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico vigenti, in particolare le tavole relative alla perimetrazione delle fasce di pertinenza fluviale, agli eventi calamitosi e all'inventario delle intersezioni, degli insediamenti e delle opere in alveo. Con riferimento alle aree di intervento, si precisa che ad oggi, tali aree non sono state oggetto di studio da parte dell'Autorità interregionale di Bacino della Basilicata, pertanto valgono le prescrizioni di cui all'art. 4-quater delle Norme di Attuazione del PAI.

Pertanto, lo Studio Idraulico-Idrologico *de quo* è stato sviluppato secondo quanto previsto nella *Scheda tecnica A* - "*Specifiche Tecniche relative al comma 3.2 dell'art. 4 - Raccordo del Piano Stralcio con gli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica e progetti di opere e/o interventi che interessano aree non ancora oggetto di studio da parte dell'AdB*" allegata alle Norme di Attuazione del PAI vigente.

Inoltre, dato che l'Autorità interregionale di Bacino della Basilicata è stata soppressa in favore dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale di cui all'art. 64 del D.Lgs. 152/2006, sono stati esaminati gli elaborati del "*Piano di gestione del rischio di alluvione*" del Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale attestato presso l'Autorità di bacino nazionale Liri-Garigliano e Volturno.

Le analisi modellistiche sono state condotte prendendo a riferimento il progetto definitivo, la cartografia tecnica ufficiale IGM , le CTR 1:25.000, 1:10.000 e 1:5.000, nonché il modello digitale del terreno reso disponibile dalla Regione Basilicata oltre ad alcuni rilievi di dettaglio.

Si precisa che le analisi modellistiche interessano esclusivamente il trasporto di massa liquida non contemplando le colate detritiche e le colate di fango.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E STATO DEI LUOGHI

Le opere in progetto sono ubicate in agro del Comune di Stigliano (MT) (Figura 1); dal punto di vista idrografico, tale area è ubicata nella parte mediana del bacino del Fiume Agri ed è caratterizzata dal "Torrente Sauro" in cui confluisce il "Fosso del Finocchio". Il ponte in oggetto è ubicato nella porzione valliva del Fosso del Finocchio pressappoco in corrispondenza della confluenza del Fiume Sauro.

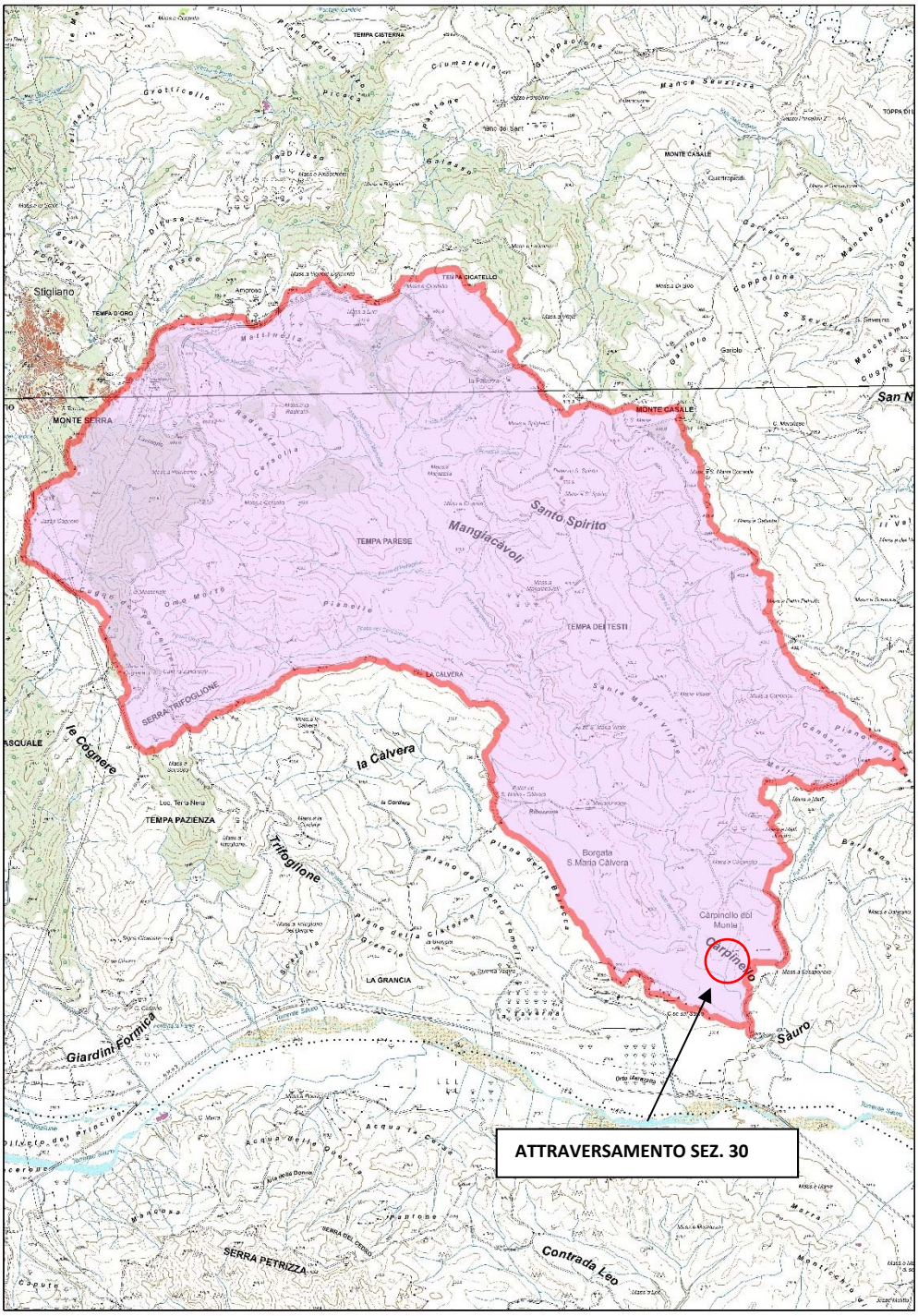


Figura 1 - Ubicazione del bacino del Fosso del Finocchio. Stralcio CTR 1:25.000

Il suddetto corso d'acqua, seppur a carattere effimero, tipico delle fiumare calabro-lucane, rientra nell'Elenco delle Acque Pubbliche della Provincia di Matera di cui allo Stralcio dell'Elenco pubblicato dalla Gazzetta Ufficiale del Regio del 28.08.1900 tra gli influenti di sinistra del Fiume Sauro.

Tale zona, dal punto di vista climatico, è contraddistinta da precipitazioni medie annue che oscillano intorno ai 600 mm e temperature medie annue intorno ai 13 °C (AdB, SAL-ALSIA, CNR-IRPI).

Anche se l'osservazione della carta degli eventi calamitosi (Figura 2- PAI-AdB), evidenzia che non sono stati censiti eventi significativi così come riportato anche da Caloiero e Mercuri (CNR-IRPI,1982), nel 2016, lungo la "S.P. Saurina" si verificò il crollo parziale del rilevato stradale in corrispondenza di una delle spalle di un viadotto (Figura 3).

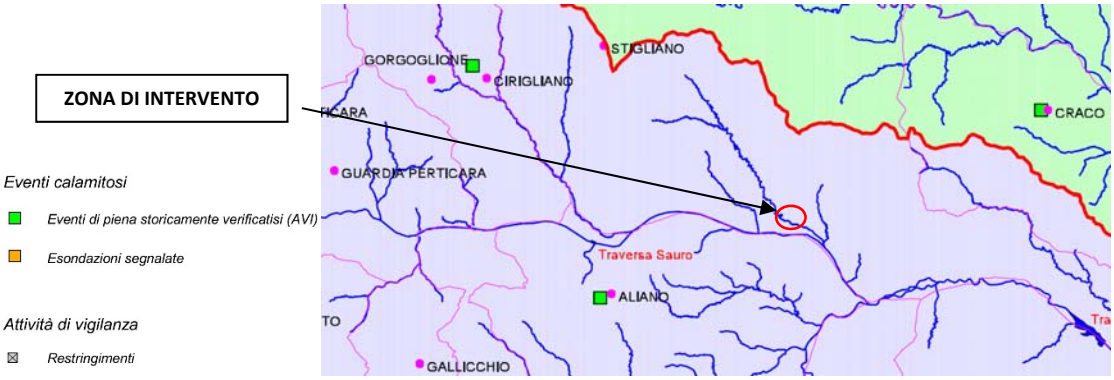


Figura 2 - Stralcio Carta degli eventi calamitosi (PAI-AdB) con indicazione dell'area di intervento.

Figura 3 – Crollo della spalla di un Viadotto della S.P. Saurina.

Dal punto di vista morfologico, nella zona in esame, il "Fosso del Finocchio", è caratterizzato da un alveo alluvionato, a tratti intrecciato, caratteristico del fondo valle del Sauro con prevalenza di ghiaie e ciottoli. Come

evidenziato nelle riprese fotografiche di Figura 4 e Figura 5, il corso d'acqua, inoltre, è interessato dalla presenza di una significativa vegetazione, costituita per lo più da arbusti tipici della macchia mediterranea e da piante lacustri, che è localizzata prettamente sulle sponde.

Figura 4 – Fosso del Finocchio- Vista verso valle dall'attraversamento esistente.

Figura 5 - Fosso del Finocchio - Vista verso monte dall'attraversamento esistente.

L'attraversamento oggetto di intervento attualmente è caratterizzato dalla presenza di un tombino stradale di modeste dimensioni, evidentemente insufficiente a smaltire le portate in transito, come ben visibile dalle sezioni trasversali al corso d'acqua che presentano una larghezza media di circa 12-15 m sia a monte sia a valle del predetto manufatto. Inoltre, come visibile dalla precedente ripresa fotografica, in sponda destra, a monte dell'attraversamento è presente una protezione spondale in gabbioni metallici.

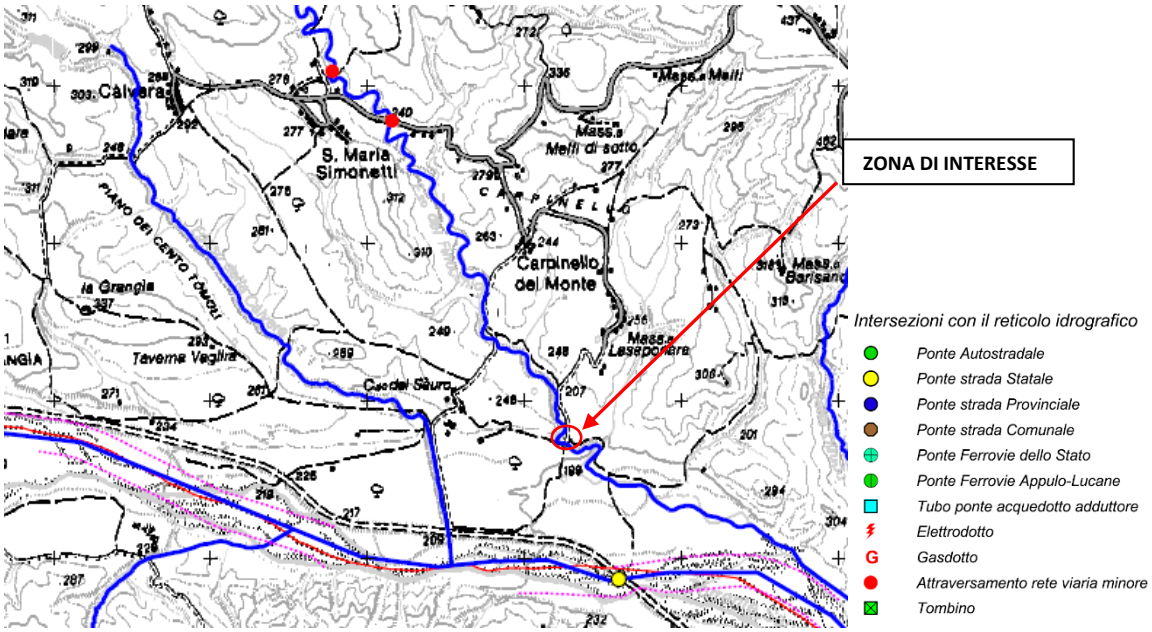


Figura 6 - Stralcio Carta inventario delle intersezioni, degli attraversamenti e delle opere in alveo (PAI-AdB).

L'attraversamento esistente non è censito dall'AdB, come mostrato in Figura 6 in cui è rappresentato lo stralcio della Carta inventario delle intersezioni, degli attraversamenti e delle opere in alveo acclusa al vigente PAI .

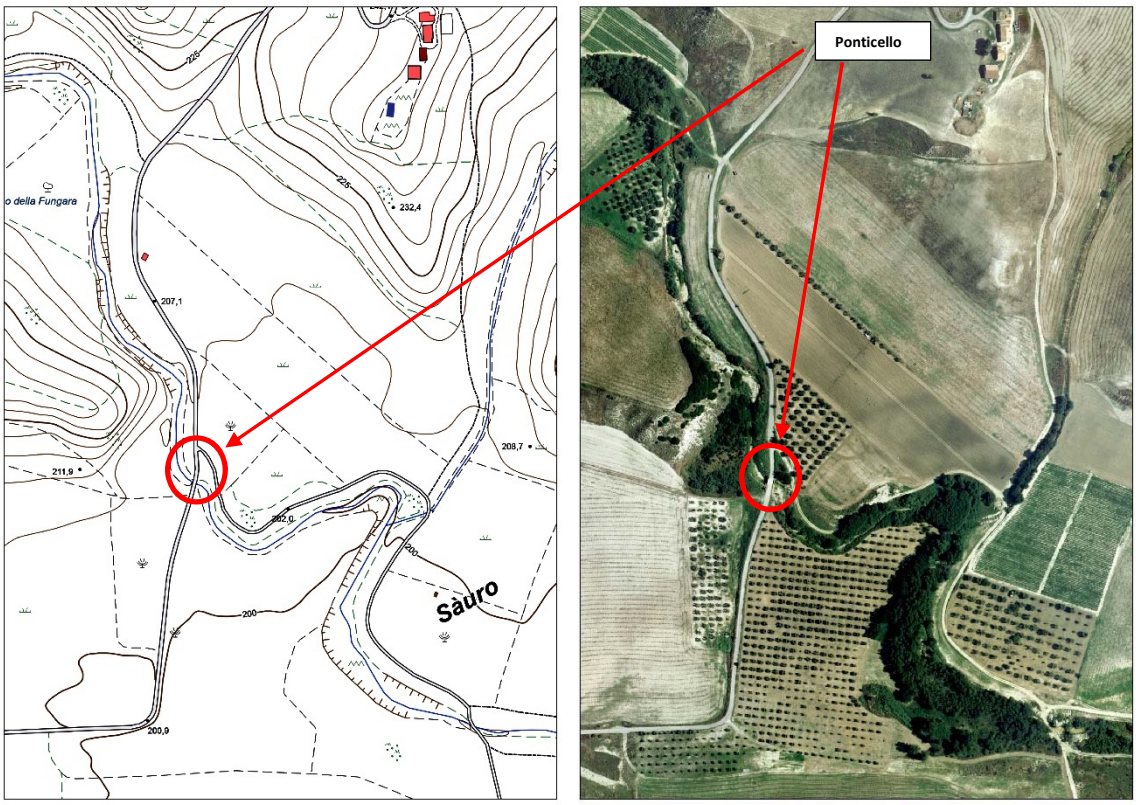


Figura 7 – Ubicazione del ponticello oggetto di rifacimento su CTR 1:5.000 e su ortofoto.

Come evidenziato nelle precedenti figure, in cui è rappresentata l'ubicazione del ponticello esistente sia su base cartografica CTR 1:5.000 sia su ortofoto, l'attraversamento insiste in un apparente flesso dell'asse fluviale e tale riscontro costituisce un fattore di criticità. A tal proposito, nelle successive ortofoto desunte dal portale cartografico regionale è chiaramente mostrato che a monte dell'attraversamento, nei primi anni '90 del secolo scorso, sono stati realizzati dei lavori di sistemazione idraulica con la realizzazione di un drizzagno che consente il taglio del naturale meandro esistente.

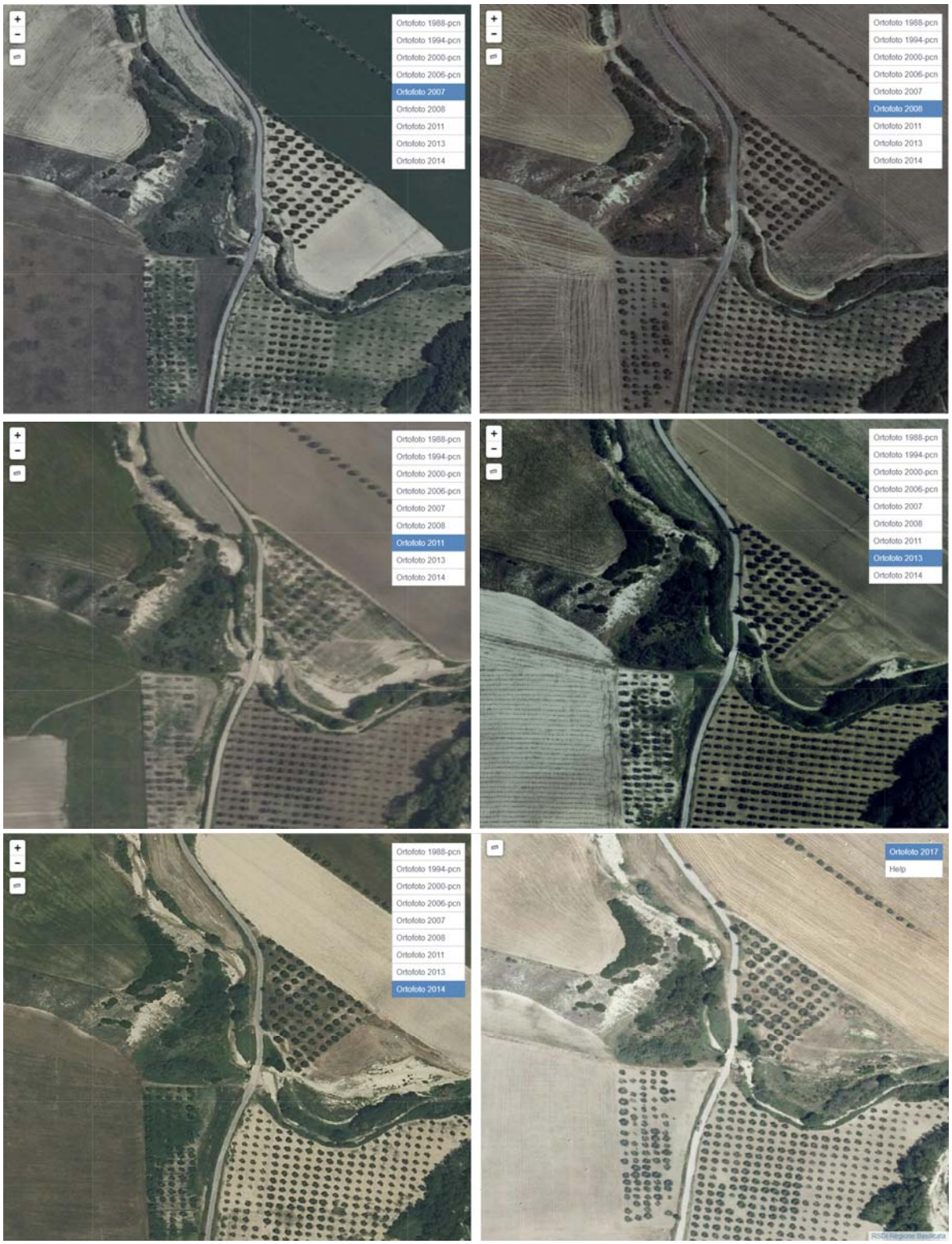


Figura 8 – Evoluzione del territorio su base ortofoto.

Tale riscontro è confermato dalla cartografia IGM 1:25.000 che riporta l'esistenza di un originario e naturale ampio meandro a monte dell'attraversamento.

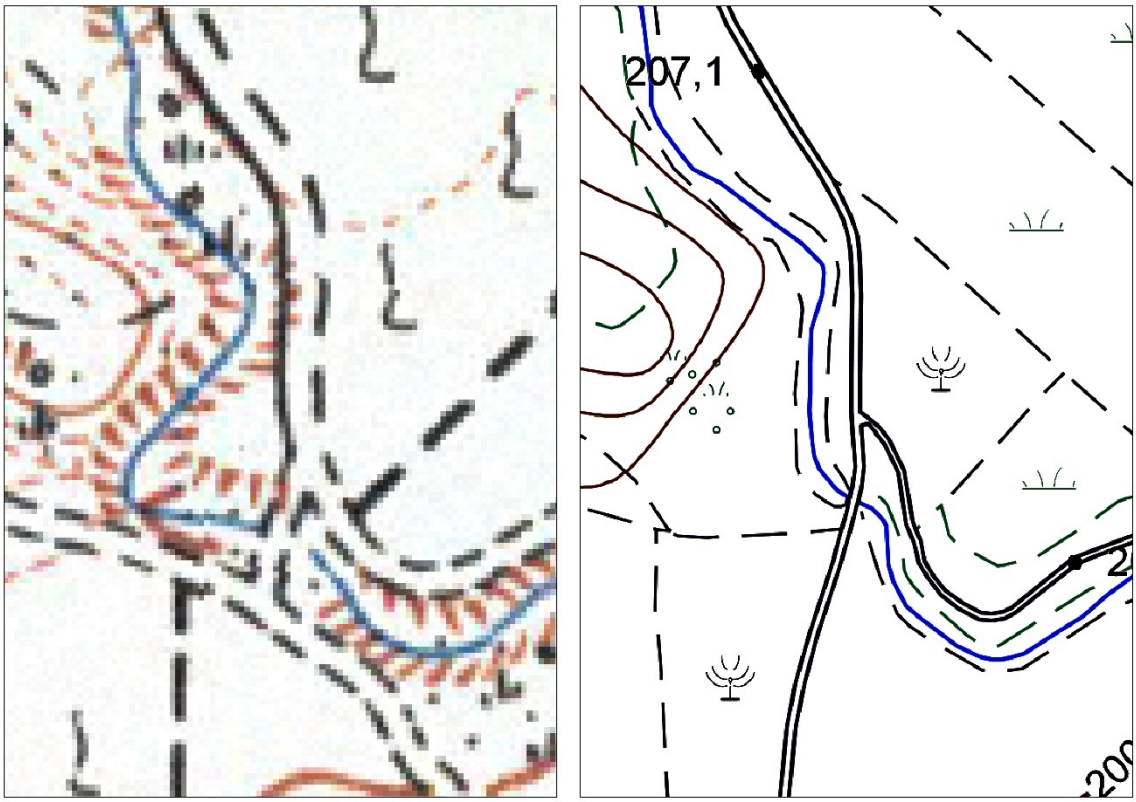


Figura 9 – Tracciato del Fosso del Finocchio su base IGM e su base CTR 1:10.000.

La sistemazione idraulica realizzata, anche in virtù di una quota spondale più elevata in sinistra, ha, di fatto, prodotto un corso d'acqua pensile che in occasione delle esondazioni interessa, a monte dell'attraversamento, parte della zona a tergo della sponda destra che costituiva l'originario meandro. Detta zona, appare, oggi quasi come una zona di colmata.

A valle del ponticello, inoltre l'espansione della corrente ha prodotto ed alimenta una evidente erosione in sinistra, anche per la naturale tendenza evolutiva del corso d'acqua oltre che per la presenza del ponticello esistente.

3. STUDIO IDROLOGICO

Il Fosso del Finocchio, trae origine sul Monte Serra a circa 994 m slmm. Nel tratto di monte presenta due rami principali, il primo ubicato immediatamente a SE dell'abitato di Stigliano, denominato "Fosso Mangiacavoli", il secondo ubicato a E, che trae origine dal Monte casale a circa 582 m slmm, che prende la denominazione di "Valle di S. Maria". I predetti fossi si uniscono in un unico tronco denominato, appunto, "Fosso del Finocchio" a E della Borgata Santa Maria Calvera alla quota di circa 230 m slmm, per poi giungere da sinistra nella piana del Sauro a SE della loc. "Carpinello".

Utilizzando la cartografia I.G.M., la CTR 1:25.000 nonché il modello digitale del terreno 1x1m della Regione Basilicata, è stato possibile tracciare gli spartiacque e dunque il bacino idrografico del "Fosso del Finocchio" identificando la sezione di chiusura in corrispondenza dell'attraversamento oggetto di intervento.

Il reticolo idrografico risultante presenta una caratteristica ramificazione a ventaglio cui compete un rilevante bacino imbrifero della superficie complessiva di circa 93 kmq.

Le caratteristiche salienti del "Fosso del Finocchio" sono sintetizzate e riportate nella sottostante Tabella 1.

Tabella 1 - Principali caratteristiche morfologiche del Fosso del Finocchio.

L[m]	*H*[m]	Z_0 [m]	*A* [km^2]
12996	993.7	202.9	29.94

Nella succitata tabella *L* rappresenta la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo, *H* la quota massima del bacino, Z_0 la quota alla sezione di chiusura e *A* l'area del bacino.

L'area oggetto di intervento, inoltre, è ubicata all'interno della cella 109 del modello VAPI, i parametri della legge di pioggia relativi a tale cella sono riportati nella Tabella 2.

Tabella 2 - Parametri della legge di pioggia (Claps e Fiorentino, 1998).

Parametri	*Log a*	*n*
Cella 109	1.329	0.359

I valori del Tempo di Corrivazione stimati con le espressioni proposte nel § 1.2 della Relazione Metodologica sono altresì riportati in Tabella 3.

Tabella 3 - Stima del tempo di corrivazione.

Ventura τ_c [ore]	*Pasini* τ_c [ore]	*Giandotti-Visentini* τ_c [ore]	*Pezzoli* τ_c [ore]	*Media* τ_c [ore]
4.42	5.01	3.30	4.54	4.32

Nella modellazione idrologico-idraulica è stata adoperato il valore medio dei tempi di corrivazione individuati in quanto con le formulazioni utilizzate sono stati ottenuti valori molto simili.

I valori del coefficiente di afflusso sono stati stimati con una metodologia suggerita da Moisello (1999) che consente di definire una funzione che lega il coefficiente di afflusso al tempo di ritorno in relazione all'uso del suolo ed alla pendenza locale come mostrato in Figura 10 e Tabella 4.

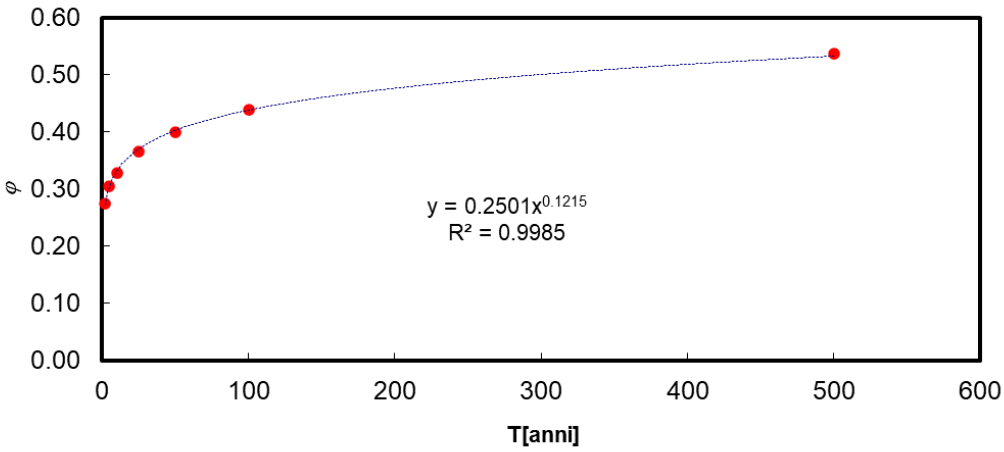


Figura 10 - Valore del coefficiente di afflusso in funzione del periodo di ritorno.

Tabella 4 - Stima del coefficiente di afflusso.

Coefficiente di afflusso TR=30 anni	Coefficiente di afflusso TR=200 anni	Coefficiente di afflusso TR=500 anni
0.38	0.48	0.53

L'uso del suolo, riportato in Figura 11, è stato acquisito direttamente dal portale cartografico regionale e la pendenza locale, rappresentata in Figura 12, è stata ottenuta dal modello digitale del terreno.

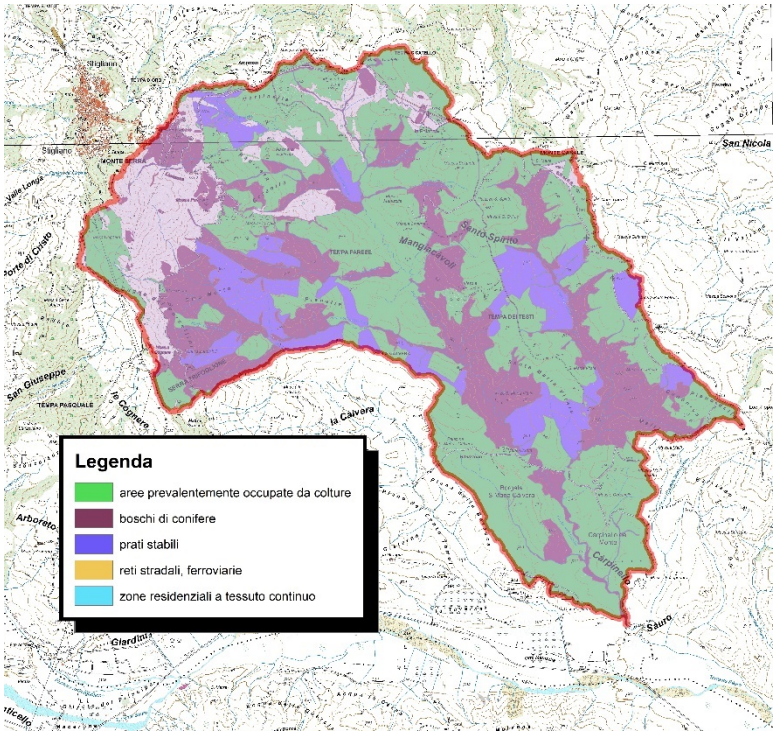


Figura 11 - Mappa di uso del suolo.

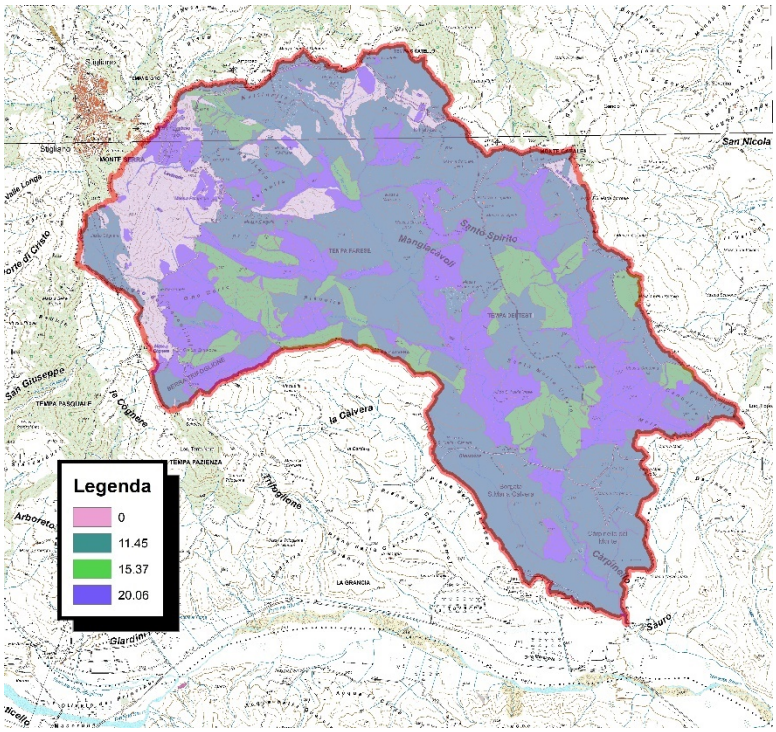


Figura 12 - Mappa delle pendenze [%].

Le portate di simulazione sono state definite in base al DPCM 29/09/1998 ed all' art. 7 delle NTA del PAI vigente a probabilità di inondazione molto elevata (TR=30 anni), moderata (TR=200 anni) e bassa (TR=500 anni). Nella successiva Tabella 5, è mostrato il confronto tra le portate ottenute con le due modellazioni citate.

Tabella 5 - Confronto tra i risultati ottenuti con entrambi i metodi di calcolo VAPI idrometria e Metodo Razionale.

Formula Razionale + VAPI Pluviometria			VAPI Idrometria		
Q_T30 [m³/s]	Q_T200 [m³/s]	Q_T500 [m³/s]	Q_T30 [m³/s]	Q_T200 [m³/s]	Q_T500 [m³/s]
48.18	92.92	124.92	60.15	92.79	108.55

I risultati ottenuti evidenziano che, assegnato il periodo di ritorno pari a 200 anni, il valore di portata stimato utilizzando il Metodo Razionale tarato con i coefficienti del metodo VAPI-pluviometria risulta maggiore di quello individuato con il metodo VAPI-idrometria. Pertanto, a vantaggio di sicurezza, l'analisi idraulica è stata condotta con riferimento ai valori di portata stimati con il Metodo Razionale.

Al fine di ottenere ulteriori indicazioni, inoltre, sono stati stimati i valori di portata con periodo di ritorno pari a 2 anni atti a rappresentare condizioni di piena molto frequenti, la cui modellazione è certamente utile per fare considerazioni sul trasporto solido e sulle condizioni di deposizione/erosione in corrispondenza dei manufatti di attraversamento. Facendo ricorso alle metodologie di stima selezionate sono stati ottenuti i valori riportati nella successiva Tabella 6.

Tabella 6 - Portata di simulazione con periodo di ritorno TR= 2 anni.

Formula Razionale + VAPI Pluviometria	VAPI Idrometria
Q_T2	Q_T2
[m³/s]	[m³/s]
21.92	13.55

4. STUDIO IDRAULICO

L'art. 4-quater delle NA del PAI prescrive di eseguire la modellazione idraulica con riferimento alla sola probabilità di inondazione moderata (TR=200 anni), che, tra l'altro, collima con quanto previsto nella sezione relativa alle prescrizioni generali sui ponti stradali di cui al punto 5.1.2.3 del vigente D.M. 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni, ed ai tombini, come meglio specificato al punto C5.1.2.3 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Pertanto, le verifiche idrauliche contenute nel presente studio sono state prioritariamente condotte con riferimento a tale scenario probabilistico.

L'analisi idraulica in moto permanente è stata condotta con l'ausilio del software HEC-RAS (v.5.0.6), considerando un coefficiente di resistenza al moto n = 0.03 $m^{-1/3}s$ nel canale principale di deflusso al di fuori di esso. Tali valori, in relazione anche al dettaglio delle analisi e dei dati disponibili, nonché dei sopralluoghi effettuati, descrivono in maniera sufficientemente cautelativa le condizioni di scabrezza presenti nel canale principale di deflusso e nelle aree limitrofe.

4.1. STATO DI FATTO

Lo schema geometrico è stato realizzato a partire da 14 sezioni significative trasversali al flusso acquisite direttamente dal DTM 1.00 m x 1.00 m della Regione Basilicata. Detto schema geometrico è riportato graficamente nella sottostante Figura 13 in cui è mostrata la traccia in pianta delle sezioni trasversali nonché l'asse principale sia sul modello digitale del terreno (a sinistra) sia sull'immagine satellitare di Google Earth ®.

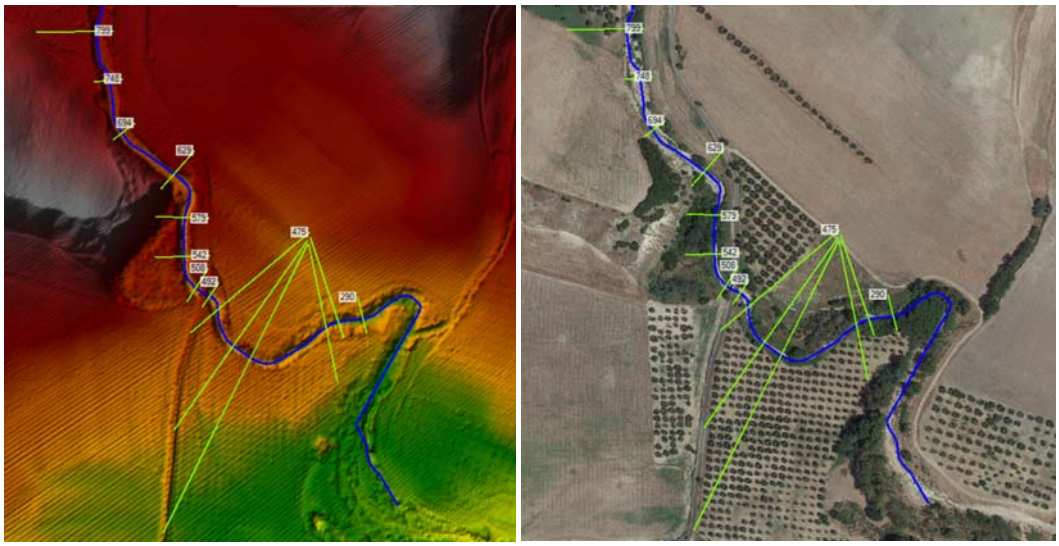


Figura 13 - Geometria con sezioni di partenza su DTM e immagine satellitare.

Nella successiva Tabella 7 sono riportate le coordinate di inizio e fine (UTM-WGS 84-F33N) delle sezioni utilizzate per le simulazioni idrodinamiche.

Tabella 7 - Coordinate delle sezioni di calcolo.

SEZIONE	X	Y	
799	611112.13	4466804.94	Inizio
	611036.89	4466803.59	Fine
748	611121.34	4466757.97	Inizio
	611092.85	4466755.12	Fine
694	611133.07	4466714.22	Inizio
	611111.51	4466697.93	Fine
629	611191.48	4466687.65	Inizio
	611158.40	4466650.17	Fine
579	611205.66	4466620.99	Inizio
	611153.39	4466623.44	Fine
542	611206.48	4466585.68	Inizio
	611152.08	4466583.27	Fine
508	611204.61	4466572.38	Inizio
	611183.70	4466539.97	Fine
492	611215.21	4466559.60	Inizio
	611198.52	4466534.49	Fine
475	611302.86	4466607.56	Inizio
	611186.37	4466509.29	Fine
435	611301.62	4466600.42	Inizio
	611171.10	4466414.72	Fine
414	611301.43	4466596.24	Inizio
	611160.78	4466313.94	Fine
328	611302.68	4466596.65	Inizio
	611330.62	4466461.11	Fine
314	611304.09	4466603.13	Inizio
	611336.84	4466505.11	Fine
290	611350.04	4466544.01	Inizio
	611359.25	4466509.41	Fine

Il canale principale di deflusso simulato presenta una lunghezza di circa 500 m e una pendenza media complessiva del 1.04 % che è stata utilizzato come condizione al contorno del modello di calcolo.

La modellazione numerica del manufatto esistente è stata effettuata secondo le caratteristiche geometriche del manufatto stesso rappresentate negli elaborati del progetto definitivo utilizzando gli usuali coefficienti di contrazione ed espansione relativi ai ponti ed ai tombini secondo i parametri consigliati dallo U.S. Department of Transportation, Federal Highgway Administration (FHWA) e dalla United States Army Corps of Engineers (USACE). In particolare, detti manufatti sono stati modellati assumendo i coefficienti delle perdite all'imbocco ed allo sbocco K_{en} = 0.5 e K_{ex} = 1.

Il valore del coefficiente di scabrezza per il manufatto predetto è stato posto pari a n = 0.012 $m^{-1/3}s$.

Detto manufatto, come rappresentato nella relativa tavola di progetto, è uno scatolare in c.a. a sezione rettangolare con altezza pari a 2,20 m e luce pari a 4,70 m della lunghezza di circa 6.60 m. Il tombino presenta muri d'ala sia alla sezione di imbocco sia allo sbocco.

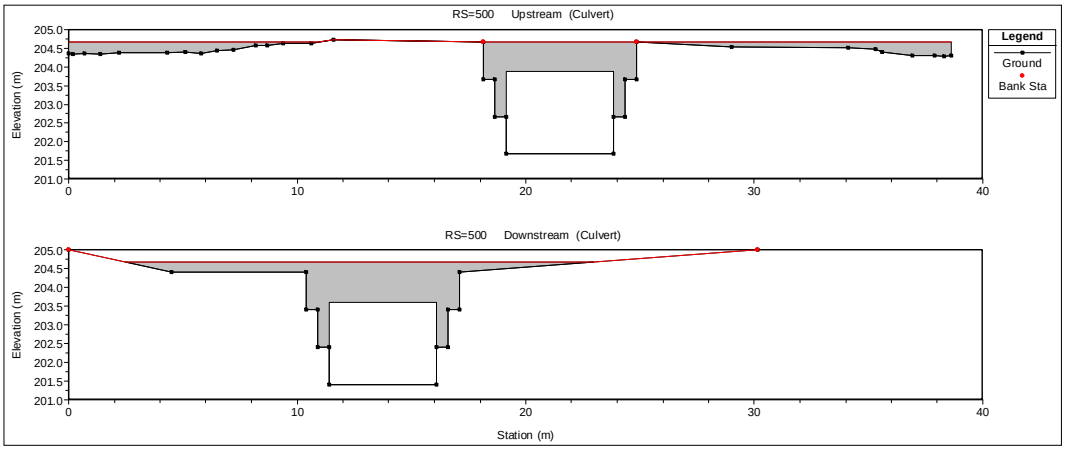


Figura 14 – Modello geometrico dell'attraversamento esistente.

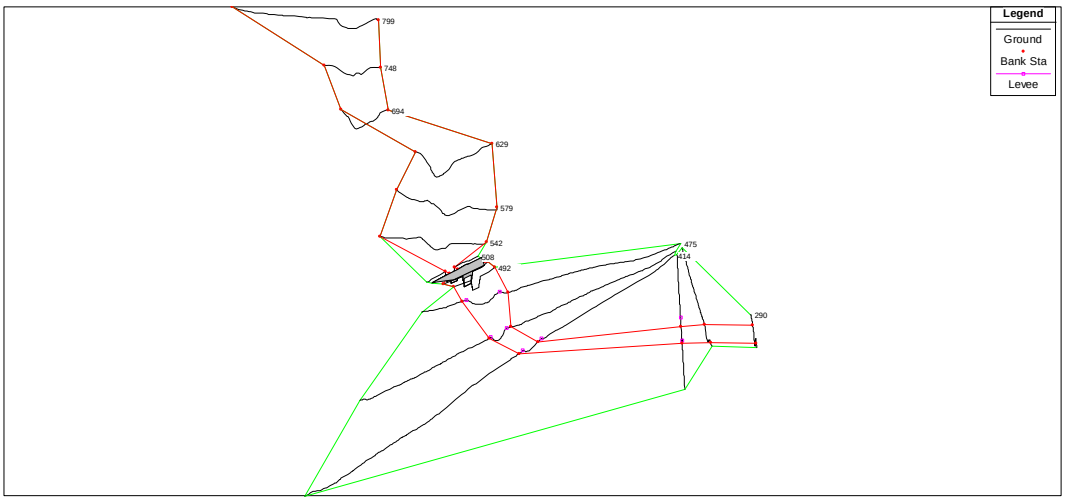


Figura 15 – Modellazione tridimensionale dell'alveo e dell'attraversamento esistente.

I risultati delle analisi condotte sul corso d'acqua investigato e sulle aree limitrofe potenzialmente inondabili sono riportati in forma sia tabellare sia grafica al fine di disporre di un rapido ed esaustivo documento di sintesi. È stato riportato, in particolare (Tabella 8 - Tabella 9), per ogni scenario di simulazione, per ogni sezione (River Sta), la portata di simulazione (QTotal), la quota più depressa del canale principale di deflusso (Min Ch El), la quota assoluta della superficie libera (W. S. Elev), la linea dei carichi totali (E. G. Elev) e la sua pendenza (E.G. Slope), il tirante di stato critiche (Crit W. S.), la velocità media nel canale principale di deflusso (Vel Chnl), l'area bagnata (Flow Area), la corrispondente larghezza del pelo libero (Top Width) ed il numero di Froude della corrente nel canale principale di deflusso (Froude # Chl).

Tabella 8 - Risultati delle simulazioni in moto permanente. Tempo di ritorno pari a 200 anni.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	93	204.54	207.21	207.11	207.44	0.006542	2.12	43.9	61.94	0.8
748	93	203.95	206.31	206.31	207.01	0.008476	3.7	25.12	18.01	1
694	93	203.07	205.05	205.39	206.31	0.018076	4.96	18.76	15.17	1.42
629	93	202.5	205.76	204.88	205.96	0.002272	1.98	46.97	31.94	0.52
579	93	201.9	205.72	204.93	205.85	0.001633	1.57	59.34	45.33	0.44
542	93	201.93	205.74	204.65	205.79	0.000522	1.03	90.34	54.45	0.26
508	93	201.67	205.6	205.09	205.75	0.001623	2.02	57.67	38.6	0.34
				TOMBINO ESISTENTE						
492	93	201.4	204.98	204.98	205.49	0.011807	3.18	29.24	29.48	1.02
475	93	201.37	202.9	203.51	205.02	0.03688	6.44	14.44	13.81	2.01
435	93	201.15	202.99	202.99	203.03	0.000638	0.83	108.62	104.14	0.26
414	93	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000012	0.08	459.7	200.87	0.03
328	93	200.21	202.6	202.12	202.63	0.00036	0.77	138.28	126.89	0.21
314	93	199.62	202.5	202.13	202.61	0.001306	1.68	72.83	78.66	0.41
290	93	199.22	202.01	202.01	202.51	0.006093	3.22	31.85	31.97	0.84

Tabella 9 - Risultati delle simulazioni in moto permanente. Tempo di ritorno pari a 2 anni.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	21.92	204.54	205.68	205.59	205.97	0.007144	2.39	9.18	11.37	0.85
748	21.92	203.95	205.19	205.19	205.53	0.010459	2.59	8.47	12.33	1
694	21.92	203.07	204.16	204.31	204.72	0.021266	3.3	6.64	11.45	1.38
629	21.92	202.5	204.08	203.61	204.22	0.002405	1.69	12.99	11.62	0.51
579	21.92	201.9	203.98	203.36	204.11	0.001993	1.57	13.95	12.05	0.47
542	21.92	201.93	203.94	203.2	204.04	0.001382	1.37	15.99	12.93	0.39
508	21.92	201.67	203.75	202.99	203.95	0.003607	2.01	10.91	6.7	0.5
				TOMBINO ESISTENTE						
492	21.92	201.4	202.34	202.72	203.6	0.037693	4.96	4.42	4.7	1.63
475	21.92	201.37	203.01	202.43	203.11	0.001532	1.37	16.02	14.37	0.41
435	21.92	201.15	202.59	202.5	202.96	0.007702	2.72	8.07	8.36	0.88
414	21.92	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000001	0.02	459.7	200.87	0.01
328	21.92	200.21	200.96	201.39	202.68	0.10195	5.8	3.78	9.17	2.89
314	21.92	199.62	200.51	200.85	201.6	0.045683	4.62	4.74	8.81	2.01
290	21.92	199.22	200.47	200.49	200.95	0.010874	3.06	7.16	7.81	1.02

Nelle successive Figura 16, Figura 17, Figura 18 e Figura 19 sono mostrate, rispettivamente, la rappresentazione tridimensionale dell'alveo e l'andamento del tirante sul profilo longitudinale per gli eventi di piena selezionati (TR= 200 anni e TR= 2 anni).

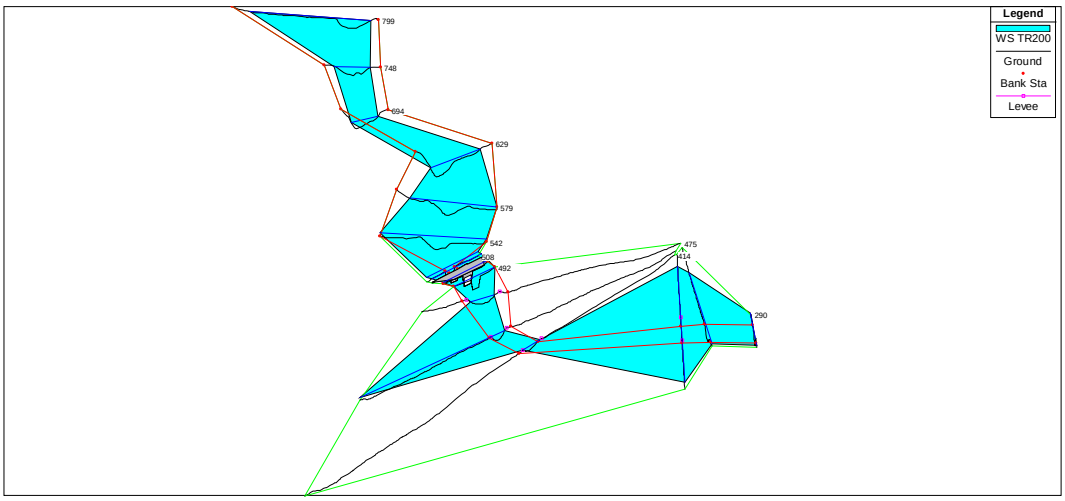


Figura 16 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera per TR=200 anni.

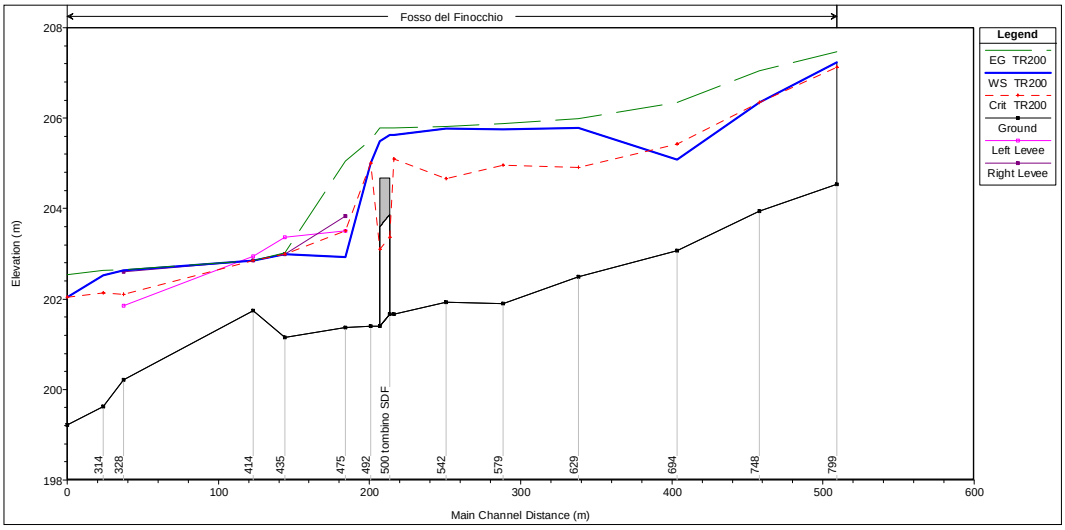


Figura 17 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per TR=200 anni.

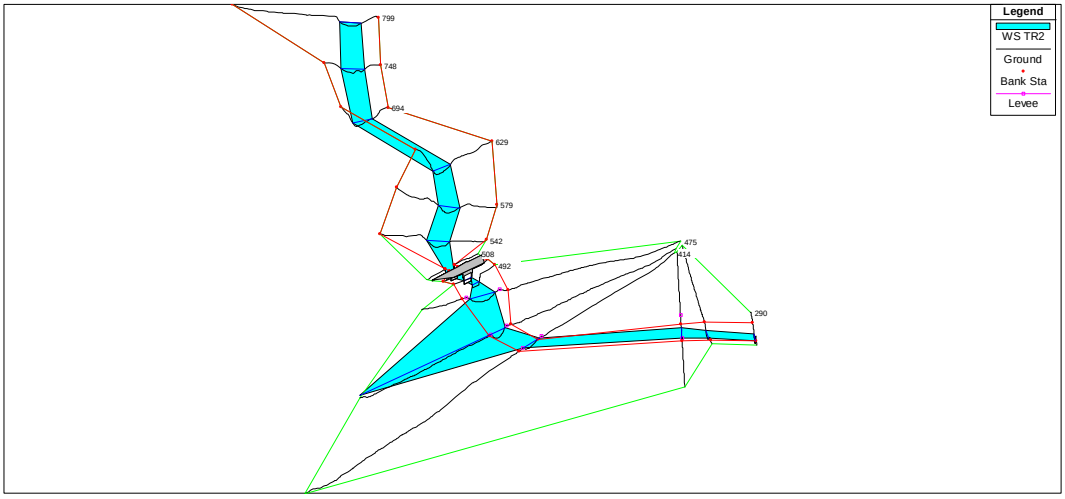


Figura 18 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera per TR=2 anni.

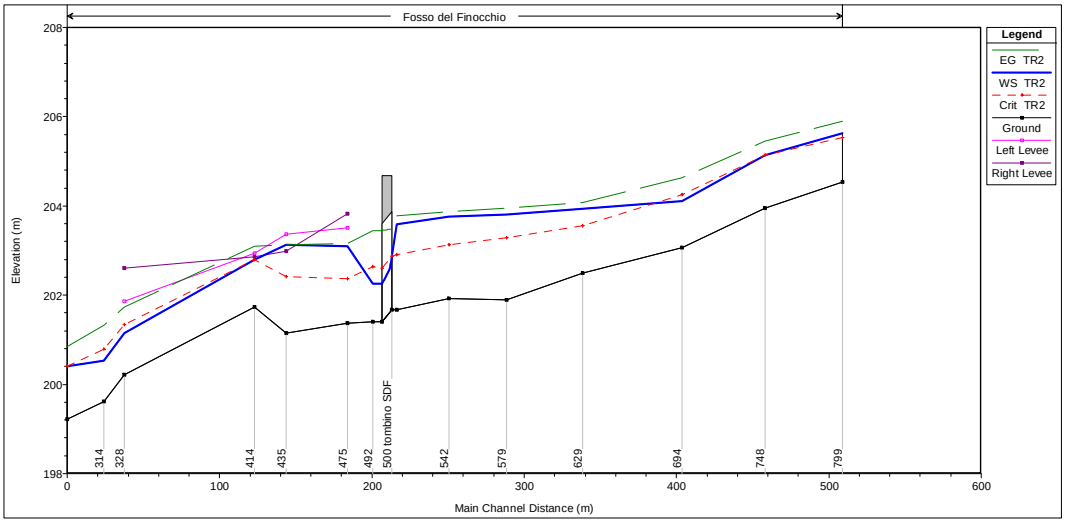


Figura 19 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per TR=2 anni.

I risultati dell'analisi idrodinamica evidenziano che la portata di simulazione bicentenaria genera esondazioni diffuse lungo il canale oltre ad un evidente e pericoloso sormonto del ponticello esistente valutato in circa 1,00 m.

La presenza del manufatto di attraversamento condiziona significativamente i valori dei tiranti idrici in quanto, per effetto del restringimento, la corrente rigurgita a monte con innalzamento del tirante idrico ed accelera, diventando veloce, a valle. Tale risultato suggerisce che, in occasione di eventi meteorologici significativi, è probabile che nei pressi della sezione di imbocco dello scatolare esistente si possano presentare accumuli sedimentari dovuti alla riduzione della velocità. Inoltre, il rigurgito della corrente a monte, produce l'esondazione in destra ed in sinistra idraulica. In destra, in particolare, la corrente tende a seguire l'originario meandro pre-esistente, anche se risulta evidente la colmata dell'area. In sinistra, invece, l'esondazione interessa il tracciato stradale attuale. A suffragare i risultati della simulazione, immediatamente dopo il ponticello esistente (in dir. Stigliano), in sinistra idraulica risulta realizzato un arginello di fortuna, probabilmente per impedire che le esondazioni interessino la strada che corre parallelamente all'asse del Fosso del Finocchio.

A valle del ponticello, per effetto della morfologia locale e dell'assetto geometrico della corrente, si verificano esondazioni in sinistra ed in destra idraulica. In sinistra, le aree inondate sono limitate dalla topografia che, dopo una prima area depressa dell'ampiezza di circa 100 m riprede a salire verso quote maggiori. In destra, invece, l'esondazione prosegue indisturbata verso il Sauro per effetto della pendenza locale che degrada dolcemente senza soluzione di continuità verso l'alveo del corso d'acqua predetto. Nella successiva immagine è rappresentata la propagazione della piena bicentenaria in un intorno ampio del ponticello esistente che, sostanzialmente, conferma quanto sopra evidenziato.

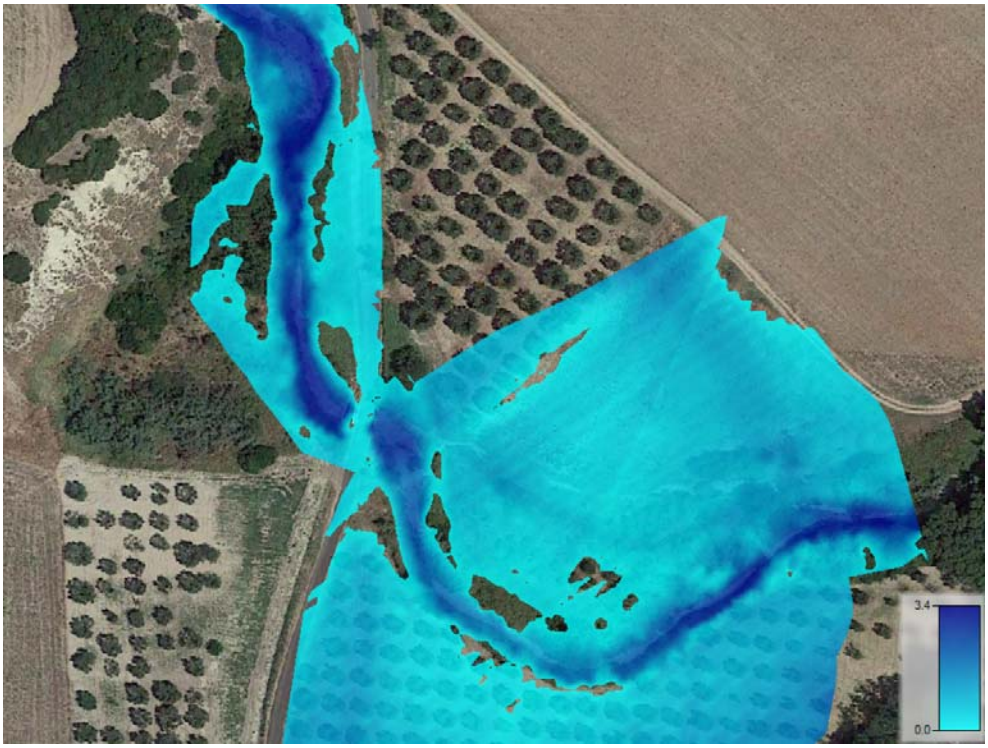


Figura 20 – Rappresentazione delle aree inondabili su immagine satellitare. TR=200 anni.

Il deflusso della piena con periodo di ritorno pari a 2 anni è caratterizzato da esondazioni localizzate nella parte terminale del Fosso causate principalmente dalla presenza di una contropendenza locale. Il manufatto di attraversamento esistente risulta in sicurezza.

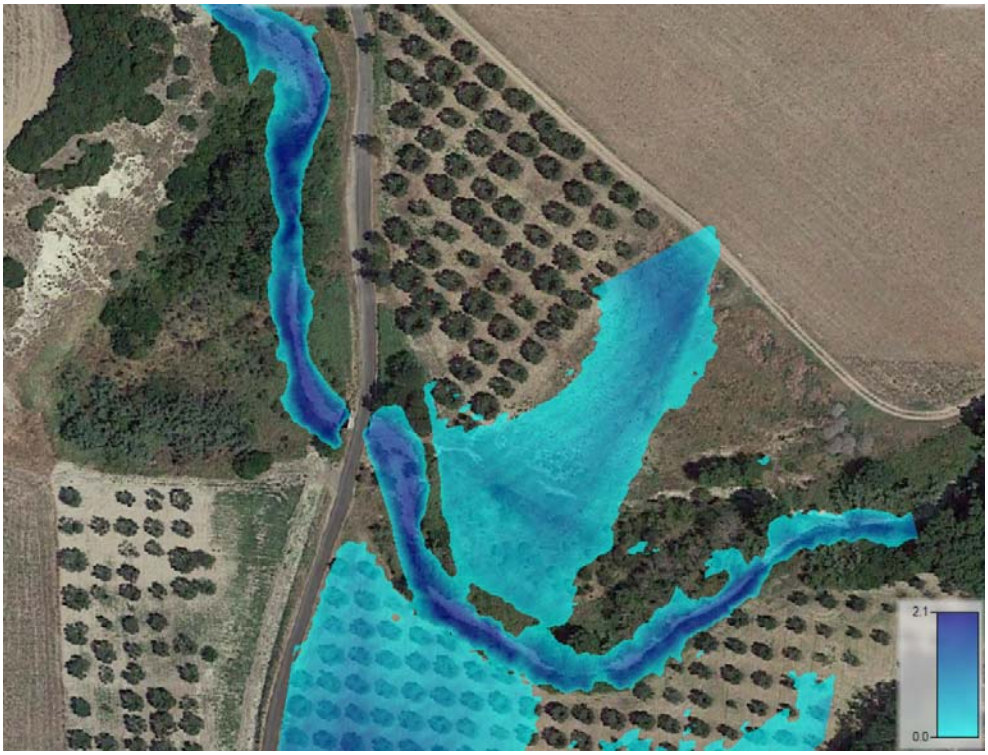


Figura 21 – Rappresentazione delle aree inondabili su immagine satellitare. TR=2 anni.

4.2. STATO DI PROGETTO

Sulla base dei risultati numerici e sulle tendenze idrodinamiche riscontrate ottenuti nella configurazione dello stato di fatto è stata modellata la configurazione di progetto andando a ricercare le dimensioni minime del nuovo manufatto in grado di garantire la sicurezza idraulica dell'attraversamento restando fermi la geometria del modello di calcolo adoperata per la modellazione dello stato di fatto nonché gli altri vincoli progettuali legati al tracciato ed alla larghezza della sede stradale.

La modellazione numerica del nuovo manufatto rispondente ai criteri di dimensionamento sopra menzionati è stata pertanto effettuata utilizzando gli usuali coefficienti di contrazione ed espansione relativi ai ponti ed ai tombini secondo i parametri consigliati dallo U.S. Department of Transportation, Federal Highgway Administration (FHWA) e dalla United States Army Corps of Engineers (USACE). In particolare, detti manufatti sono stati modellati assumendo i coefficienti delle perdite all'imbocco ed allo sbocco K_{en} = 0.5 e K_{ex} = 0.5. Tali coefficienti sono stati impostati ipotizzando la realizzazione di due muri d'ala in corrispondenza delle sezioni di imbocco e di sbocco con incidenza massima di 30° rispetto alla normale alla sezione trasversale.

Il valore del coefficiente di scabrezza per il manufatto predetto è stato posto pari a n = 0.012 $m^{-1/3}s$.

Mantenendo lo schema tipologico di progetto di tombino a sezione rettangolare in c.a., dopo alcuni tentativi si è stimata la sezione minima in grado di garantire la sicurezza idraulica per la quale, cioè, a vantaggio di sicurezza, l'energia specifica è contenuta entro la sezione. Detta sezione presenta una altezza di 3,50 m e una

luce di 15,00 m come rappresentato nelle successive Figura 22 e Figura 23 in cui sono riportate, rispettivamente, la sezione trasversale dell'attraversamento e la relativa vista tridimensionale unitamente all'alveo del Fosso del Finocchio. Il modello digitale del terreno è stato di conseguenza modificato per tener conto della variazione della livelletta stradale indotta dalla modificazione dell'altezza del ponticello rispetto all'attualità.

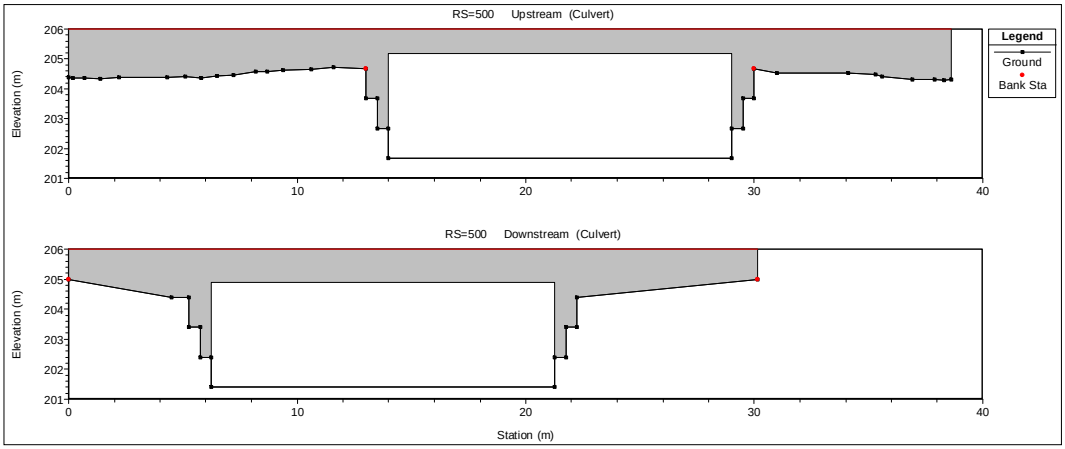


Figura 22 - Modello geometrico del nuovo manufatto di attraversamento.

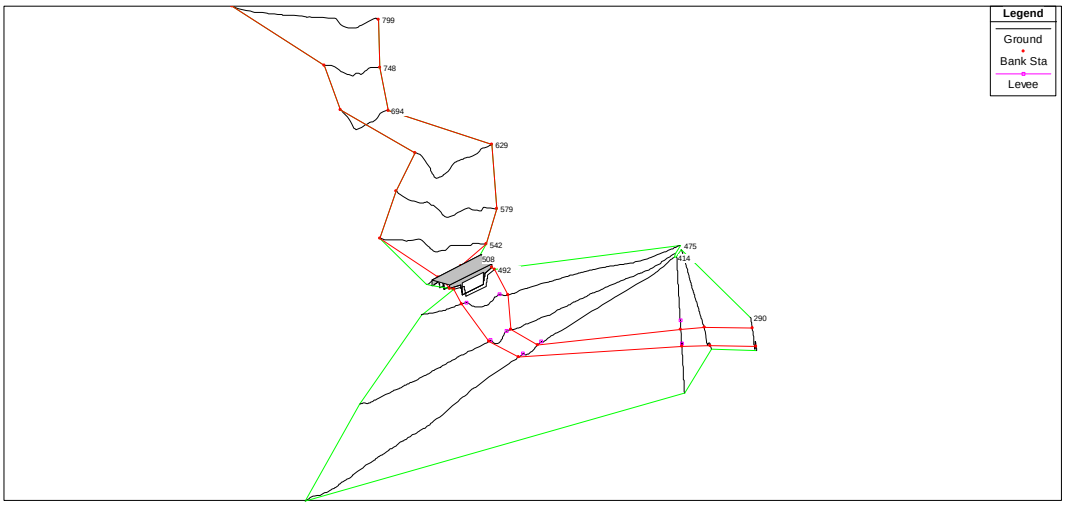


Figura 23 – Rappresentazione tridimensionale dell'alveo e del nuovo manufatto di attraversamento.

Così come fatto per la configurazione dello stato di fatto, i risultati delle analisi condotte sul corso d'acqua investigato e sulle aree limitrofe potenzialmente inondabili sono riportati in forma sia tabellare sia grafica al fine di disporre di un rapido ed esaustivo documento di sintesi. È stato riportato, in particolare (Tabella 10 - Tabella 11), per ogni scenario di simulazione, per ogni sezione (River Sta), la portata di simulazione (QTotal), la quota più depressa del canale principale di deflusso (Min Ch El), la quota assoluta della superficie libera (W. S. Elev), la linea dei carichi totali (E. G. Elev) e la sua pendenza (E.G. Slope), il tirante di stato critiche (Crit W. S.), la velocità media nel canale principale di deflusso (Vel Chnl), l'area bagnata (Flow Area), la corrispondente larghezza del pelo libero (Top Width) ed il numero di Froude della corrente nel canale principale di deflusso (Froude # Chl).

Tabella 10 - Risultati delle simulazioni in moto permanente. Tempo di ritorno pari a 200 anni.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	93	204.54	207.21	207.11	207.44	0.006542	2.12	43.9	61.94	0.8
748	93	203.95	206.31	206.31	207.01	0.008476	3.7	25.12	18.01	1
694	93	203.07	205.05	205.39	206.31	0.018076	4.96	18.76	15.17	1.42
629	93	202.5	205.47	204.88	205.78	0.004445	2.46	37.82	30.88	0.71
579	93	201.9	204.9	204.83	205.47	0.007887	3.33	27.94	22.26	0.95
542	93	201.93	204.66	204.66	205.1	0.009612	2.96	31.43	35.35	1
508	93	201.67	203.91	203.24	204.27	0.003274	2.65	35.13	17	0.59
				NUOVO TOMBINO						
492	93	201.4	202.59	202.97	203.95	0.024773	5.17	17.98	16	1.56
475	93	201.37	203.51	203.51	203.59	0.001799	1.5	82.46	124.83	0.45
435	93	201.15	203.05	203.05	203.08	0.000532	0.77	114.84	104.27	0.24
414	93	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000012	0.08	459.7	200.87	0.03
328	93	200.21	202.6	202.12	202.63	0.00036	0.77	138.28	126.89	0.21
314	93	199.62	202.5	202.13	202.61	0.001306	1.68	72.83	78.66	0.41
290	93	199.22	202.01	202.01	202.51	0.006093	3.22	31.85	31.97	0.84

Tabella 11 - Risultati delle simulazioni in moto permanente. Tempo di ritorno pari a 2 anni.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	21.92	204.54	205.68	205.59	205.97	0.007144	2.39	9.18	11.37	0.85
748	21.92	203.95	205.19	205.19	205.53	0.010458	2.59	8.47	12.33	1
694	21.92	203.07	204.16	204.31	204.72	0.021266	3.3	6.64	11.45	1.38
629	21.92	202.5	203.88	203.61	204.09	0.004149	2.03	10.78	11.08	0.66
579	21.92	201.9	203.63	203.36	203.87	0.00466	2.18	10.04	10	0.7
542	21.92	201.93	203.19	203.19	203.6	0.010278	2.83	7.74	9.62	1.01
508	21.92	201.67	203.09	202.27	203.14	0.000753	1.01	21.76	16	0.28
				NUOVO TOMBINO						
492	21.92	201.4	203.09	202	203.13	0.000429	0.84	26.06	16	0.21
475	21.92	201.37	203.01	202.43	203.11	0.001532	1.37	16.02	14.37	0.41
435	21.92	201.15	202.59	202.5	202.96	0.007702	2.72	8.07	8.36	0.88
414	21.92	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000001	0.02	459.7	200.87	0.01
328	21.92	200.21	200.96	201.39	202.68	0.10195	5.8	3.78	9.17	2.89
314	21.92	199.62	200.51	200.85	201.6	0.045638	4.62	4.74	8.82	2.01
290	21.92	199.22	200.47	200.48	200.95	0.010865	3.06	7.16	7.82	1.02

Nelle successive Figura 24, Figura 25, Figura 26 e Figura 27 sono mostrate, rispettivamente, la rappresentazione tridimensionale dell'alveo e l'andamento del tirante sul profilo longitudinale per gli eventi di piena selezionati (TR= 200 anni e TR= 2 anni).

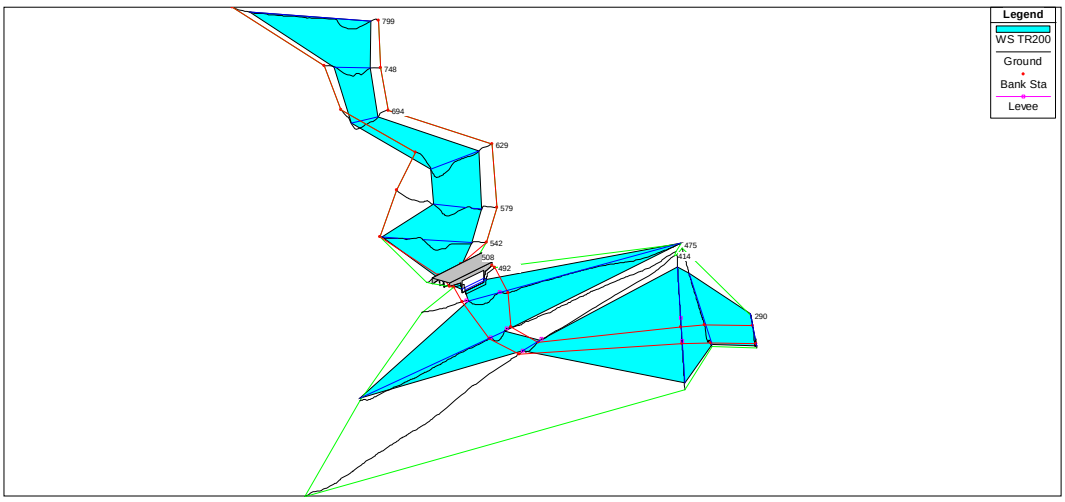


Figura 24 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera per TR=200 anni.

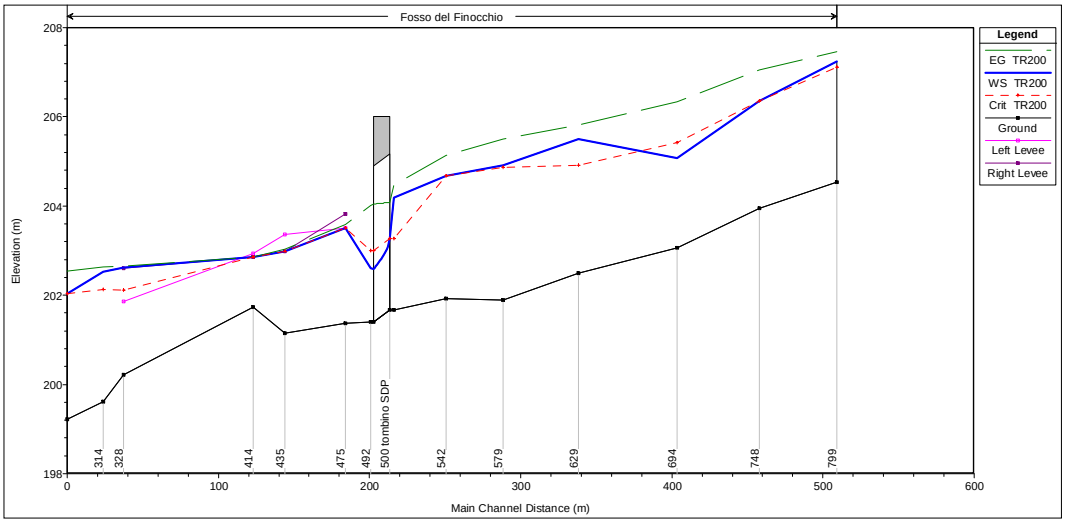


Figura 25 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per TR=200 anni.

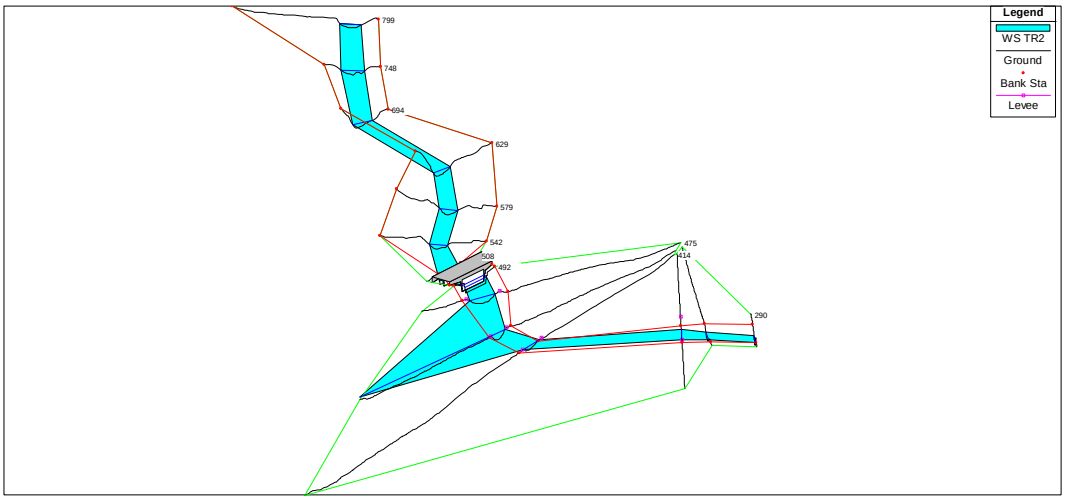


Figura 26 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera per TR=2 anni.

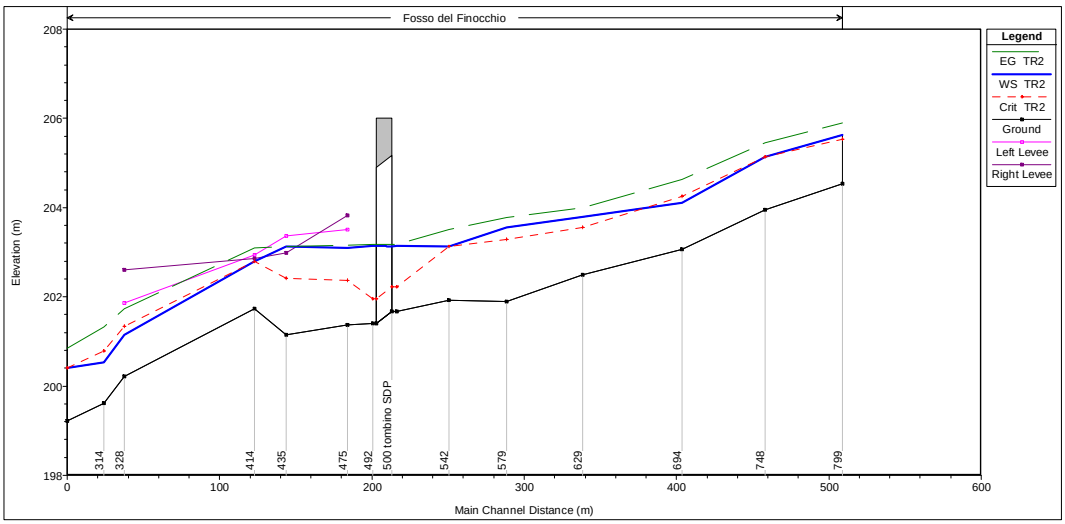


Figura 27 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per TR=2 anni.

I risultati ottenuti evidenziano che la piena con periodo di ritorno pari a 200 anni è contenuta entro il manufatto di attraversamento e che la portata di simulazione bicentenaria genera esondazioni lungo il canale a valle del ponticello che tuttavia non interessano il tracciato stradale che corre in rilevato. Inoltre, l'estensione delle aree inondate appare ridotta rispetto alla configurazione dello stato di fatto.

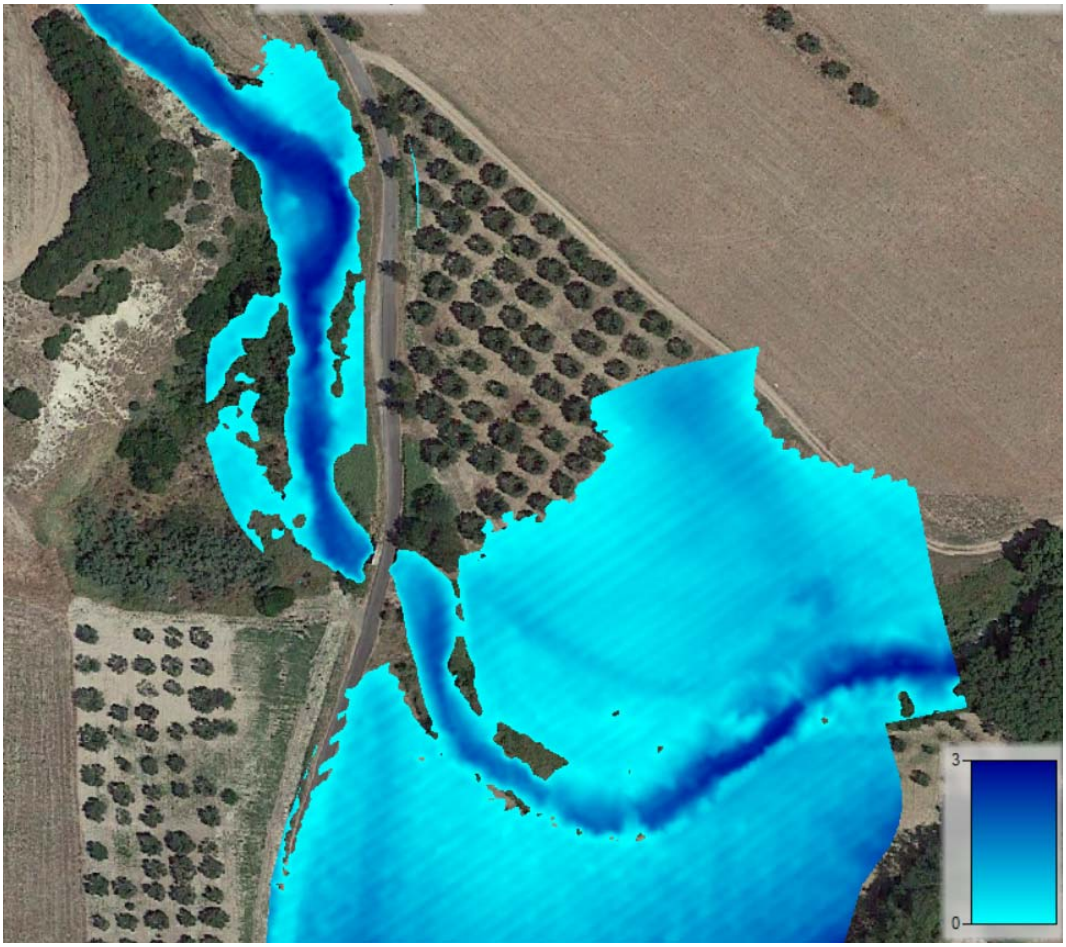


Figura 28 - Rappresentazione delle aree inondabili su immagine satellitare. TR=200 anni.

Tale riscontro suggerisce che il valore della portata di piena stimata, di fatto, non potrà mai interamente interessare il Fosso del Finocchio nella zona di attraversamento in quanto si avranno esondazioni a monte ed a valle del ponticello con conseguente abbassamento del tirante nella zona di interesse e conseguente incremento del franco di sicurezza. Si è ricercato, pertanto, il valore della portata che non induce esondazioni del canale a monte del manufatto e che, dunque, giungerebbe "tal quale" alla sezione di attraversamento. Detto valore è risultato pari a circa 55 m^3/s cui corrisponde un periodo di ritorno superiore a 30 anni (Tabella 5) a fronte di circa 30 m^3/s riscontranti nella configurazione dello stato di fatto con un evidente beneficio in termini di riduzione del rischio idraulico e conseguente miglioramento del livello di sicurezza.

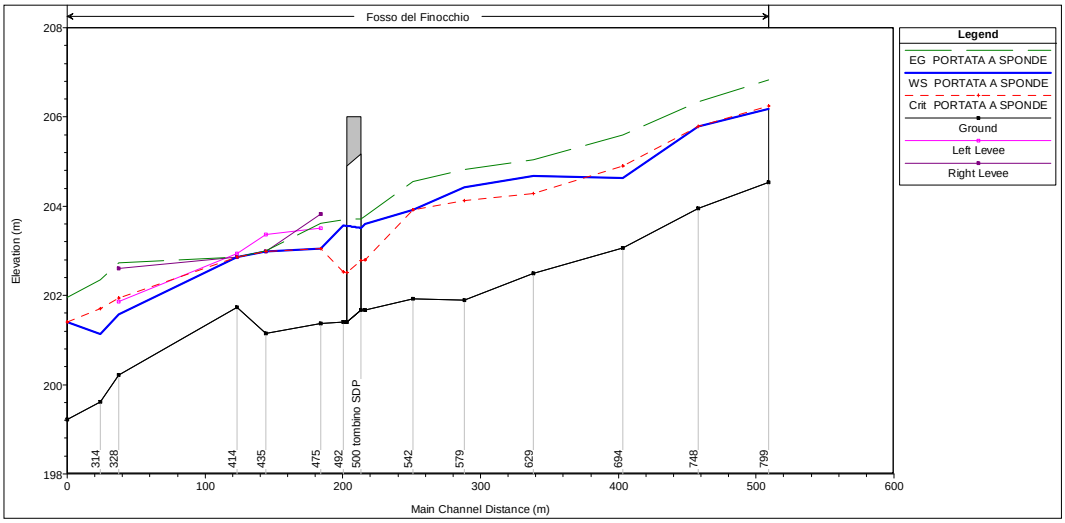


Figura 29 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per Q=55mc/s – Stato di Progetto.

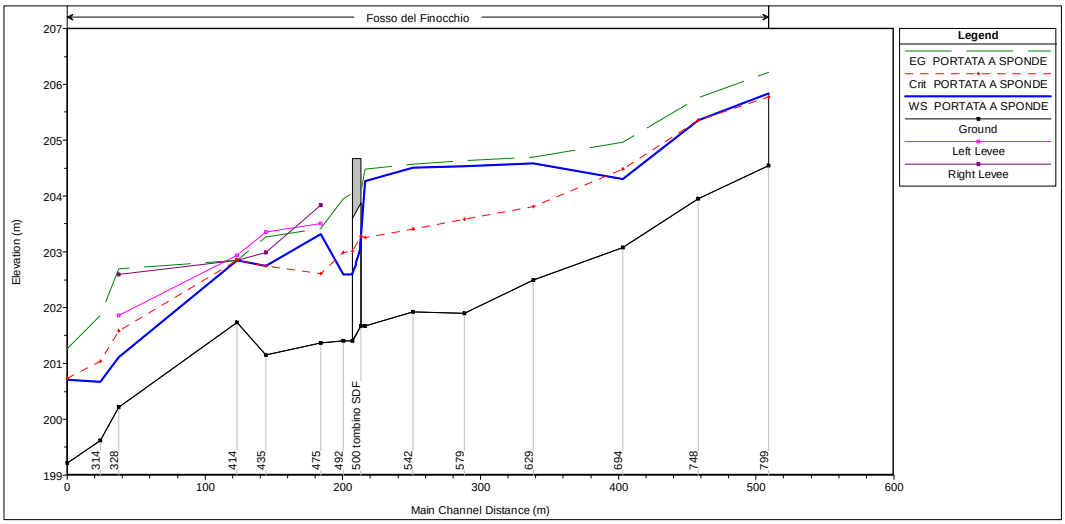


Figura 30 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante per Q=30mc/s – Stato di Fatto.

Per quanto attiene le condizioni ordinarie, il transito della portata con periodo di ritorno pari a 2 anni provoca alcune esondazioni localizzate solo nella porzione di alveo a valle del manufatto in progetto, come mostrato nella successiva Figura 31 in cui è rappresentato l'andamento qualitativo delle aree inondabili su immagine satellitare.

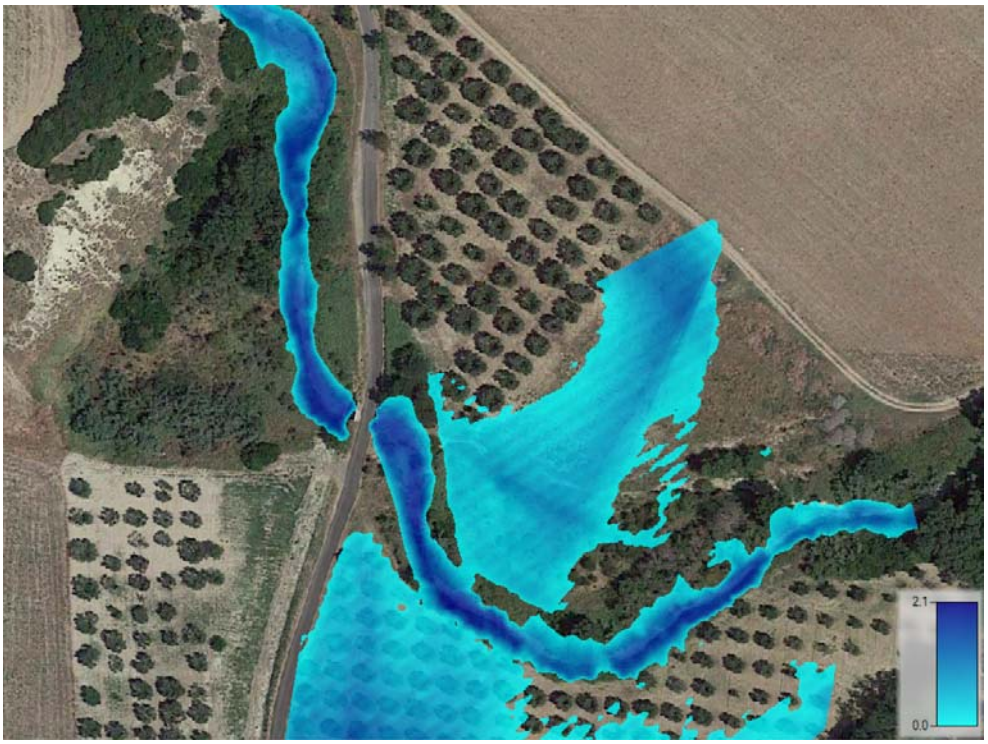


Figura 31 - Rappresentazione delle aree inondabili su immagine satellitare. TR=2 anni.

4.3. VERIFICHE LOCALI: DEPOSIZIONE – ESCAVAZIONE E CONTROMISURE

Sulla base delle considerazioni riportate ai paragrafi precedenti, è stata stimata la verifica della capacità di sedimentazione con l'approccio suggerito di Shields che comporta il calcolo della velocità critica di incipiente movimento V_{cr}

$$v_{cr} = K_S R_H^{1/6} \sqrt{0.06\left(\frac{\gamma_S}{\gamma_W} - 1\right)} \sqrt{d} \qquad \text{(a)}$$

In cui

- R_H rappresenta il raggio idraulico;
- d il diametro caratteristico del materiale potenzialmente trasportabile dalla corrente;
- γ_S il peso per unità di volume del materiale solido posto pari a 26 KN/m^3
- γ_W il peso per unità di volume dell'acqua posto pari a 10 KN/m^3
- K_S il coefficiente di scabrezza di Gauckler–Strickler posto pari a 30 m$^{1/3}$s^{-1}.

Dai risultati del modello numerico implementato sono state estrapolate le caratteristiche cinematiche della corrente per ogni valore del tempo di ritorno all'interno del canale principale di deflusso. Successivamente la velocità della corrente lungo l'asse longitudinale del canale è stata confrontata con il valore della V_{cr} ascrivibile, secondo la relazione (a), al range 0.002 mm≤ d ≤ 60 mm, i cui estremi identificano teoricamente, il limite superiore delle argille ed il limite inferiore dei blocchi ottenendo i risultati mostrati nei diagrammi riportato nella successiva Figura 32 sul profilo longitudinale del Fosso del Finocchio a partire da valle.

In tali figure con i cromatismi blu, rosso, verde, arancio e viola sono rappresentati rispettivamente la velocità della corrente sul profilo longitudinale, la V_{cr} al limite dei 60 mm (passaggio ghiaia-blocchi), la V_{cr} al limite dei

2 mm (passaggio sabbia-ghiaia), la V_{cr} al limite dei 0.06 mm (passaggio limo-sabbia) e la V_{cr} al limite dei 0.002 mm (passaggio argilla-limo). Inoltre, lungo l'asse del Fosso del Finocchio è rappresentato l'attraversamento in progetto (nero tratteggiato).

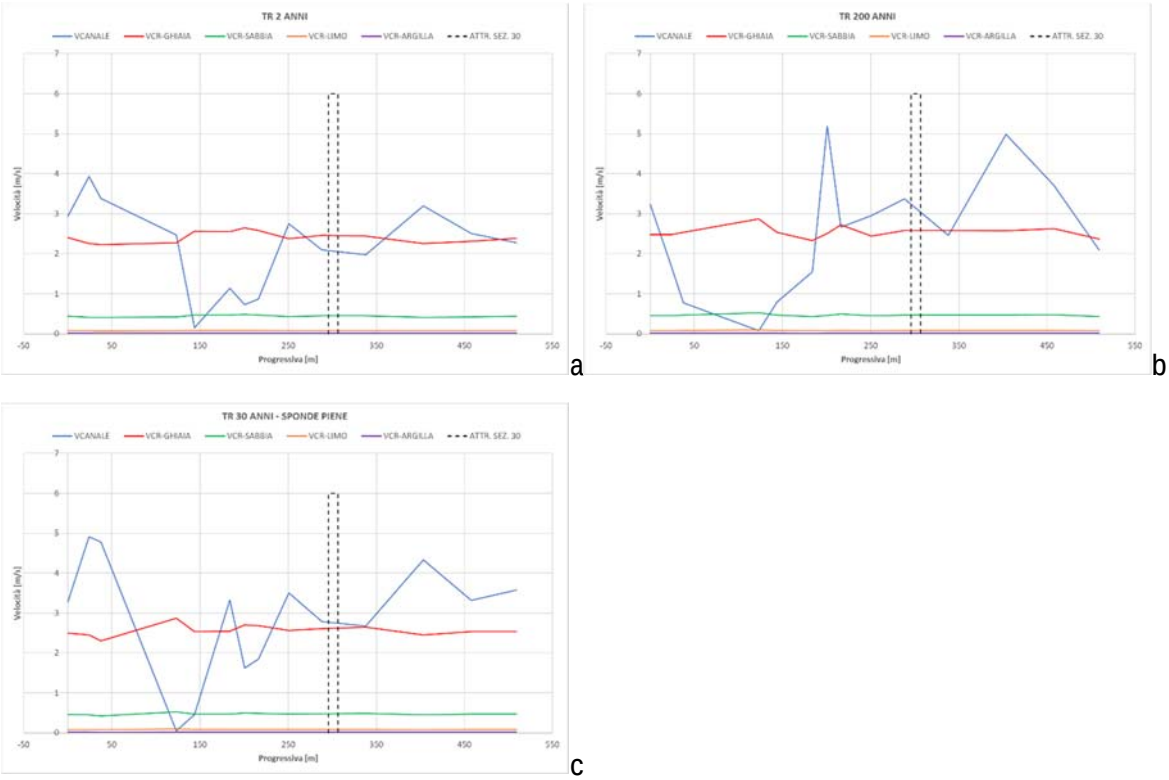


Figura 32 - Confronto tra V_{cr} e velocità della corrente lungo l'asse del corso d'acqua. Q_{T2} (a). Q_{T200} (b). Q_{T30} (c) Spone piene.

I risultati ottenuti evidenziano che in corrispondenza dell'attraversamento si verificano condizioni di deposizione solo per le ghiaie e lungo un tratto steso a valle, mentre a monte la deposizione può avvenire, sempre per le ghiaie, solo in una zona in prossimità della sezione di imbocco. Le velocità medie in alveo ottenute, inoltre, in tutte le condizioni di simulazione sono ampiamente in grado di mobilitare i sedimenti limo-argillosi. In particolare a valle dei manufatti di attraversamento possono generarsi fenomeni di escavazione del fondo alveo per effetto dell'incremento di velocità dovuto all'espansione del flusso nonché della variazione di scabrezza. L'entità dello scavo è stata stimata con la formula di Schoklitsch (b) in relazione ad un evento con periodo di ritorno pari a 200 anni.

$$s_{max} = 0.378H^{0.5}q^{0.35} + 2.15\Delta z \qquad \text{(b)}$$

In cui:

- H rappresenta il carico specifico rispetto al fondo nella sezione in cui la corrente è lenta a valle dell'ostacolo;
- q è la portata specifica;
- Δz è il dislivello tra il piano di scorrimento al di sotto del manufatto e l'alveo a valle dell'attraversamento.

I valori dello scavo atteso sono riportati nella successiva Tabella 12 per due valori del dislivello tra il piano di scorrimento al di sotto del manufatto e l'alveo a valle dell'attraversamento.

Tabella 12 – Entità dello scavo atteso.

Δz=0.10 m	Δz=0.50 m
0.72	1.58

Per contrastare l'entità dello scavo atteso, dunque, si suggerisce l'adozione di adeguate contromisure consistenti nel corazzamento del fondo alveo mediante materassi metallici (h=0.23) per una distanza di almeno 20 m dalla sezione di sbocco del ponte. Le sponde in corrispondenza delle spalle dovranno essere protette dall'erosione al piede mediante gabbionate di altezza pari almeno a 2.00 m fuori terra.

In alternativa, per il corazzamento del fondo alveo potrà essere utilizzato pietrame di adeguate dimensioni.

Il dimensionamento è condotto con la formula di Isbash (HEC-23) mostrata nella successiva relazione (c).

$$d_{50} = K\frac{0.692V_{des}^2}{2g\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)} \qquad \text{(c)}$$

Nella quale

- ρ_s rappresenta la densità del materiale (2.6 t/m^3);
- ρ_w rappresenta la densità dell'acqua (1.0 t/m^3)
- v_{des} è la velocità di progetto;
- d_{50} è invece il diametro medio dei massi;
- K coefficiente di sicurezza posto pari a 2

Ponendo V_m *=5.2 m/s* cioè pari al valore massimo della velocità media della corrente calcolata nelle simulazioni in moto permanente con periodo di ritorno pari a 200 anni immediatamente a valle dell'attraversamento, si ottiene:

$$d_{50} \cong 1.20\ m \Rightarrow W = 0.85\left(\rho_s d_{50}^3\right) \cong 3820\ kg$$

Cui corrispondono massi di III cat da 3,00 t-a 7,00 t.

Bisognerà realizzare almeno un doppio strato di pietrame (s=30 cm) con tali caratteristiche.

Infine si osserva che, in concomitanza di un evento con periodo di ritorno pari a 200 anni, la tensione tangenziale in corrispondenza della sezione immediatamente a valle del manufatto di attraversamento è pari a 237.77 N/m^2.

Cross Section Output

File Type Options Help

River: Fosso Profile: TR200

Reach del Finocchio RS: 492 Plan: Plan p03

Plan: Plan p03 Fosso del Finocchio RS: 492 Profile: TR200

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	203.95	Wt. n-Val.		0.030	
Vel Head (m)	1.36	Reach Len. (m)	16.80	16.59	15.30
W.S. Elev (m)	202.59	Flow Area (m2)		17.98	
Crit W.S. (m)	202.97	Area (m2)		17.98	
E.G. Slope (m/m)	0.024773	Flow (m3/s)		93.00	
Q Total (m3/s)	93.00	Top Width (m)		16.00	
Top Width (m)	16.00	Avg. Vel. (m/s)		5.17	
Vel Total (m/s)	5.17	Hydr. Depth (m)		1.12	
Max Chl Dpth (m)	1.19	Conv. (m3/s)		590.9	
Conv. Total (m3/s)	590.9	Wetted Per. (m)		18.37	
Length Wtd. (m)	16.59	Shear (N/m2)		237.77	
Min Ch El (m)	201.40	Stream Power (N/m s)		1229.73	
Alpha	1.00	Cum Volume (1000 m3)	4.83	4.22	30.62
Frctn Loss (m)		Cum SA (1000 m2)	7.09	3.65	15.17
C & E Loss (m)					

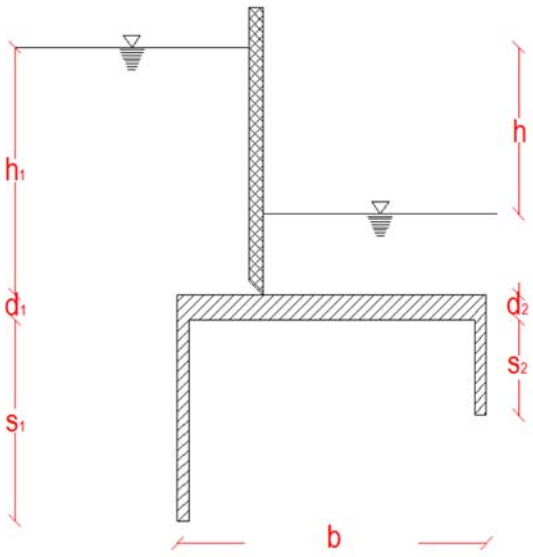
Figura 33 – Valori di alcuni parametri significativi in corrispondenza della sezione n.492.

La tensione tangenziale massima per gabbioni di altezza pari a 1,00 m suggerita da Maccaferri è pari a 470.40 N/m^2 quindi la protezione delle sponde può essere attuata mediante gabbionate metalliche, assicurando pertanto, un coefficiente di sicurezza pari a circa 1.98.

4.4. Verifiche Locali: Sifonamento

La verifica al sifonamento è stata condotta seguendo l'approccio di Bligh-Lane, secondo cui la resistenza al moto è minore lungo il contatto tra la base del manufatto e il terreno rispetto agli altri contatti tra le strutture di tenuta e il terreno. In tal modo si può individuare, tra i vari "percorsi dell'acqua", quello critico rappresentato dal contorno dell'opera inserita nel mezzo poroso, il cui sviluppo, adeguatamente pesato nei suoi tratti (1/3 se il contatto è orizzontale o inclinato di un angolo ≤ 45°; 1 se è verticale o inclinato con un angolo > 45°), deve essere un multiplo del dislivello idrico *h* tra monte e valle, il cui valore deve essere non inferiore a quello definito dalla natura dei terreni interessati.

$$F = \frac{d_1 + 2s_1 + b/3 + 2s_2 + d_2}{h} \geq F^* \qquad \text{(d)}$$



BLIGH - LANE	
	F*
Sabbia molto fine o limo	8.5
Sabbia fine	7
Sabbia media	6
Sabbia grossa	5
Ghiaia fine	4
Ghiaia media	3.5
Ghiaia grossa con ciottoli	3
Massi con ciottoli e ghiaia	2.5
Argilla molle	3
Argilla media	2
Argilla compatta	1.8
Argilla molto compatta	1.6

Figura 34 – Elementi della formula di Bligh-Lane.

Tabella 13 – Calcolo del coefficiente F.

Parametro	Attraversamento km 2+150
h	1.32
d_1	0.50
s_1	1
b	10.5
s_2	1
d_2	0.50
F	6.4
F^*	3 – ghiaia grossa con ciottoli

I risultati ottenuti suggeriscono la realizzazione di due taglioni della profondità di 1 m in corrispondenza della sezione di imbocco e di sbocco del nuovo manufatto di attraversamento.

4.5. Verifiche Locali: Franco di Sicurezza

Le opere in progetto, appaiono adeguate in quanto il transito della portata duecentennale avviene senza particolari problemi con franchi adeguati non solo rispetto al valore del tirante ma, anche, rispetto al valore del carico totale come evidenziato nelle tabelle precedenti e nelle sottostanti figure.

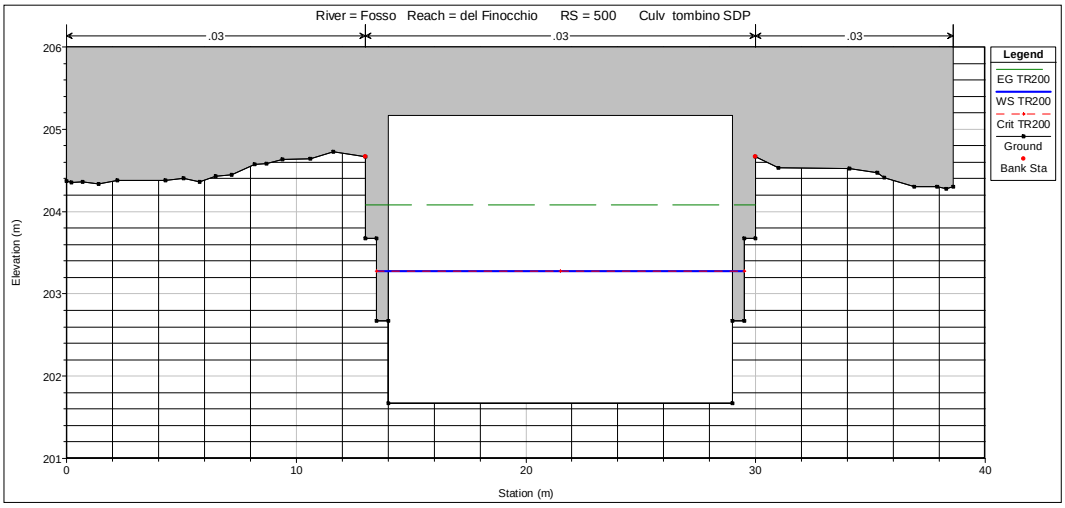


Figura 35 - Tirante nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento. TR=200 anni.

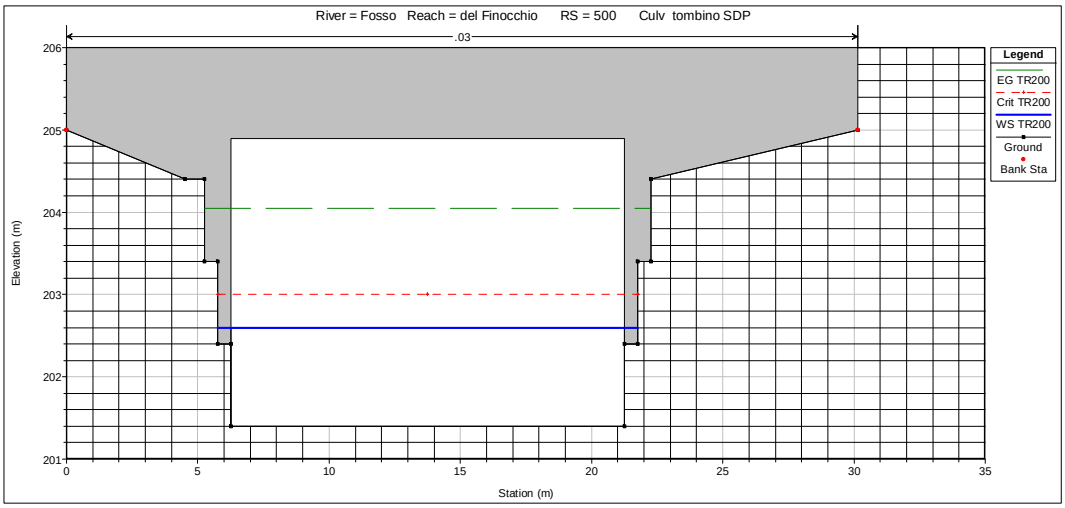


Figura 36 - Tirante nella sezione immediatamente a valle dell'attraversamento. TR=200 anni.

A tal proposito occorre sottolineare che il nuovo manufatto di attraversamento è stato verificato in congruenza con il punto C5.1.2.3 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, secondo cui il manufatto è definito "ponte" in quanto attraversa un corso d'acqua con portata di progetto superiore a 50 m^3/s. come rappresentato nella successiva tabella riepilogativa. La quota all'intradosso del tombino è pari a 205.17 m, la quota del pelo libero immediatamente a monte è pari a 203.27 m.

Tabella 14 - Franchi di sicurezza con TR=200 anni.

Minimo franco di calcolo TR=200 anni	C5.1.2.3 CSLLP 21.01.2019 n. 7
1.90 m	1.50 m

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La verifica condotta nei riguardi delle Aree di pertinenza fluviale (art. 7, NTA, PAI) del Fosso del Finocchio ha evidenziato che l'area interessata dalla progettazione non risulta, ad oggi, oggetto di studi da parte dell'Autorità interregionale di Bacino della Basilicata. Pertanto, per le analisi modellistiche valgono le prescrizioni di cui all'art. 4-quater delle Norme di Attuazione del PAI. Inoltre, al fine di fornire ulteriori elementi di valutazione, in special modo sui fenomeni legati al trasporto solido, sono state stimate le piene con elevata frequenza di accadimento corrispondenti a un periodo di ritorno pari a 2 anni. Sono state altresì valutate le portate a sponde piene sia nello stato di fatto sia nello stato di progetto al fine di individuare l'incremento del livello di sicurezza idraulica del manufatto in progetto.

I valori di portata utilizzati nelle simulazioni idrodinamiche sono stati stimati con ampi margini di sicurezza, oltre che desunti dal confronto fra due modellazioni idrologiche.

I risultati delle analisi modellistiche condotte sui tratti interessati dalla realizzazione delle opere in progetto hanno evidenziato che il nuovo manufatto di attraversamento migliora significativamente le attuali condizioni di rischio idraulico sull'area. Per quanto attiene la sicurezza idraulica delle opere in progetto, i risultati delle simulazioni hanno evidenziato adeguati franchi di sicurezza per un ponte avente la sezione minima con luce pari a 15,00 m e quota all'intradosso pari a + 3,50 m rispetto al fondo alveo senza l'alterazione dell'attuale thalweg.

Al fine di conseguire ulteriori ed adeguati margini di sicurezza nei confronti dei fenomeni erosivi, inoltre, si suggerisce il corazzamento del fondo alveo a valle del ponte in progetto per una estensione pari ad almeno 20,00 m misurati a partire dalla sezione di sbocco del nuovo manufatto. Per detta estensione, le sponde dovranno essere protette con gabbionate metalliche di altezza fuori terra pari almeno a 2,00 m. Per quanto attiene il rischio di sifonamento, qualora si propenda per una soluzione "tipo tombino" ossia con fondo alveo costituito dalla platea di fondazione della nuova opera, si suggerisce di realizzare due taglioni della profondità minima di 1,00 m in corrispondenza delle sezioni di imbocco e di sbocco del ponte stesso.

Si segnala che la pulizia periodica dell'alveo e la semplice rimozione di eventuali ostacoli al libero deflusso (rifiuti, arbusti e detriti), in prossimità dei manufatti di attraversamento, sono efficaci azioni di prevenzione e mitigazione del rischio la cui mancata attuazione vanifica, di fatto, la corretta progettazione e verifica delle opere stesse. La modifica delle condizioni di scabrezza del fondo e delle sponde, causata da carenze di manutenzione, infatti, condizionerebbe negativamente il regolare deflusso delle acque generando nel contempo un incremento delle condizioni di rischio non prevedibile e quindi non quantificabile in sede di verifica. Allo stesso tempo eventuali dissesti e/o collassi di altri manufatti di attraversamenti di valle o eventuali accumuli localizzati influenzerebbero il regime idrometrico di monte con un innalzamento dei tiranti la cui stima è difficilmente prevedibile.

Pertanto, le opere progettate, nel rispetto dei dettami delle buone pratiche manutentive, possono considerarsi esenti dal rischio considerato.

Matera, aprile 2022

I tecnici

Ing. Giovanni MARTINO

Dott. Geol. Rocco PORSIA

BIBLIOGRAFIA

AA.VV., 2003, *Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale* IV ED., VOL. I, Zanichelli – ESAC.

AA.VV., 2003, *Manuale dell'Ingegnere* – Nuovo Colombo, VXXXIV ed., Vol. II sez. H, Ed. Hoepli.

Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico*, Relazione, aggiornamento 2019.

Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico*, Norme di Attuazione, aggiornamento 2019.

Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano di gestione del rischio di alluvioni - distretto appennino meridionale*.

Caloiero D. e Mercuri T., 1982, *Le alluvioni in Basilicata dal 1921 al 1980*, CNR- IRPI, Geodata 16, Cosenza.

Claps P. e Fiorentino M., 1998, *Rapporto di Sintesi per la Regione Basilicata (bacini del versante ionico), Valutazione delle Piene in Italia*, CNR-GNDCI, Dipartimento di Ingegneria e Fisica dell'Ambiente, Università degli Studi della Basilicata - Potenza.

Claps p. e Straziuso, 1995, *Analisi regionale delle piogge brevi in Basilicata*, Dipartimento di Ingegneria e Fisica dell'Ambiente, Università degli Studi della Basilicata - Potenza.

Da Deppo L., Datei C. e Salandin P., 2004, *Sistemazione dei corsi d'acqua* V Ed., Lib. Int. Cortina, Padova.

Da Deppo L., Datei C., 1999, *Le opere d'arte nelle costruzioni stradali* II Ed., Editoriale Bios Cosenza

Dingman S. L., 2002, *Physical Hydrology*, 2nd ed., Prentice Hall NY

Ferro V., 2006, *La sistemazione dei bacini idrografici*, Ed. McGraw-Hill

Maione U., 1999, *Le piene fluviali*, Ed.La Goliardica Pavese.

Marchi E., Rubatta A., 1981, *Meccanica dei Fluidi. Principi e Applicazioni*. UTET. Torino

Moisello U., 1985, *Grandezze e fenomeni idrologici*, Ed. La Goliardica Pavese.

Moisello U., 1999, *Idrologia Tecnica*, Ed. La Goliardica Pavese

Rossi F., Fiorentino M. e Versace P., 1984, *Two Component Extreme Value distribution for flood frequency analysis*, Water Resour. Res..

Rossi F. e Villani P., 1995, *Valutazione delle Piene in Campania*, CNR-GNDCI, Pubbl. 1472, Grafica Metelliana & C., Cava dè Tirreni (SA).

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Computer Determination of Flow through Bridges, 1970.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Flow transitions in Bridge Backwater Analysis, 1995.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Bridge Hydraulic Analysis with HEC-RAS, 1996.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual*, 2002.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *HEC-RAS User's Manual*, 2002

U.S. Dept. of Agriculture, Natural Resources Conservation Service, *National Engineering Handbook*, Part 630 Hydrology, 2007

U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Adm., *Hydraulic design of highway culverts*, 1985 – ris. 1998, Hydraulic Design - Series no. 5 – Rep. n. FHWA-IP-85-15

U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Adm., *Hydraulic design of highway culverts*, 2001 – rev. 2005. 1998, Hydraulic Design - Series no. 5 – Rep. n. FHWA-NHI-01-020

U.S. Geological Survey, *Measurements of peak discharge by indirect methods*, Techniques of water resources investigations of the United States Geological Survey – Book 3 – Applications of Hydraulics – Chap. A3. 1982

PROVINCIA DI MATERA

PO FSC 2014-2020 - DELIBERA CIPE 12/98
TRASVERSALE ALTA BASENTANA- SAURINA

INTEGRAZIONI ALLE INDAGINI E SERVIZI GEOLOGICI PER IL COMPLETAMENTO DELLA STRADA PROVINCIALE CARPINELLO

Elaborato:

STUDIO IDRAULICO ED IDROLOGICO
RELAZIONE METODOLOGICA

N° elaborato:
3.1

Scala:

GEOLOGO:
Dott. Rocco PORSIA
via Tacito, 31 - 75100 MATERA (MT)
tel. 0835237271 - cell. 3477151670
e-mail: r.porsia@laboratorioterre.it
pec: porsiarocco@epap.sicurezzapostale.it

CONSULENTE:
Dott. Ing. Giovanni MARTINO
piazza degli Olmi, 70 - 75100 MATERA (MT)
cell. 3386891497
e-mail: ing.gmartino@gmail.com
pec: giovanni.martino@ingpec.eu

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Ing. Ignazio OLIVERI

AGGIORNAMENTO:	2		

Data:	aprile 2022		

INDICE

INDICE DELLE FIGURE 2

INDICE DELLE TABELLE 3

PREMESSA 4

1. ANALISI IDROLOGICA 5

1.1 VAPI IDROMETRIA 5

1.2 METODO RAZIONALE 7

2. DEFLUSSI 10

2.1 IL MODELLO DI CALCOLO USACE - HEC - RAS 11

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Zone omogenee al secondo livello di regionalizzazione, *Claps e Fiorentino*, 1998. 6
Figura 2 – VAPI Pluviometria. Suddivisione della Basilicata per aree omogenee. Livello II di regionalizzazione*, Claps e Fiorentino*, 1998. 8
Figura 3 - VAPI Pluviometria. Suddivisione al livello III di regionalizzazione, *Claps e Fiorentino*, 1998. 9

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Coefficienti utilizzabili per le relazioni 2 e 3, *PAI*, 2019. 7
Tabella 2 – Valori del coefficiente di crescita per assegnati periodi di ritorno. 7
Tabella 3 – Parametri della TCEV, Claps e Fiorentino, 1998. 8
Tabella 4 – Valori del coefficiente di crescita per assegnati periodi di ritorno. 8
Tabella 5 - Classi di pericolosità idraulica (2.2 DPCM 29/09/1998, *Art. 7 comma 1 let. a, b, c. norme di attuazione PAI*, *Adb*, agg 2019). 10

PREMESSA

La presente relazione specialistica, redatta ai sensi degli artt. 24, 26 c.1 lett. b e 33 c. 1 lett. b del D.P.R. 5 ottobre 2010 n. 210 e ss.mm. e ii. rappresenta la relazione metodologica acclusa allo Studio Idrologico-Idraulico relativo al progetto definitivo di "Completamento strada Provinciale Carpinello".

Tale documento si compone di una parte metodologica generale, di cui alla presente relazione, dello studio vero e proprio e dei relativi allegati inerenti i risultati della modellazione idraulica del "Fosso del Finocchio" interessato dalla progettazione di un manufatto di attraversamento.

Tali relazioni sono state redatte nel rispetto delle Norme di Attuazione (NA) del *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico* (PAI) approvato con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 19 luglio 2019, pubblicato sulla GU Serie Generale n. 265 del 12.11.2019 e del DPCM 29/09/1998 "*Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del Decreto-Legge 11 giugno 1998, n. 180*". Lo Studio Idrologico-Idraulico è stato redatto anche in riferimento alle prescrizioni generali sui ponti stradali di cui al punto 5.1.2.3 del vigente D.M. 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni.

All'uopo, sono stati esaminati i rapporti del Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico vigenti, in particolare le tavole relative alla perimetrazione delle fasce di pertinenza fluviale, agli eventi calamitosi e all'inventario delle intersezioni, degli insediamenti e delle opere in alveo. Con riferimento alle aree di intervento, si precisa che ad oggi, tali aree non sono state oggetto di studio da parte dell'Autorità interregionale di Bacino della Basilicata, pertanto valgono le prescrizioni di cui all'art. 4-quater delle Norme di Attuazione del PAI.

Pertanto, lo Studio Idraulico-Idrologico *de quo* è stato sviluppato secondo quanto previsto nella *Scheda tecnica A* - "*Specifiche Tecniche relative al comma 3.2 dell'art. 4 - Raccordo del Piano Stralcio con gli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica e progetti di opere e/o interventi che interessano aree non ancora oggetto di studio da parte dell'AdB*" allegata alle Norme di Attuazione del PAI vigente. Pur tuttavia, atteso che lo studio non è finalizzato alla modifica delle aree di pertinenza fluviale, non è stata prodotta la planimetria con la rappresentazione delle aree inondabili.

Inoltre, dato che l'Autorità interregionale di Bacino della Basilicata è stata soppressa in favore dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale di cui all'art. 64 del D.Lgs. 152/2006, sono stati esaminati gli elaborati del "*Piano di gestione del rischio di alluvione*" del Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale attestato presso l'Autorità di bacino nazionale Liri-Garigliano e Volturno.

Le analisi modellistiche sono state condotte prendendo a riferimento il progetto definitivo, la cartografia tecnica ufficiale IGM , le CTR 1:25.000, 1:10.000 e 1:5.000, nonché il modello digitale del terreno reso disponibile dalla Regione Basilicata oltre ad alcuni rilievi di dettaglio.

Si precisa che le analisi modellistiche interessano esclusivamente il trasporto di massa liquida non contemplando le colate detritiche e le colate di fango.

Nei paragrafi che seguono sono descritti nel dettaglio i modelli idrologici ed il modello idraulico utilizzati.

1. ANALISI IDROLOGICA

Ai fini della valutazione del rischio di piena, ossia per la stima delle massime portate al colmo di piena per assegnati periodi di ritorno, sono disponibili differenti modelli probabilistici.

Nel presente studio, vista l'estensione del bacino imbrifero di interesse, si è fatto riferimento al sia al cosiddetto modello *VAPI* relativo all'idrometria (*Claps e Fiorentino,* 1998) realizzato dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (*GNDCI-CNR*), sia al *Metodo Razionale* tarato con i coefficienti del modello *VAPI* relativo alla pluviometria, selezionando la metodologia che garantisce il margine di sicurezza più elevato.

Il modello *VAPI*, utilizzato anche dall'AdB per la valutazione della pericolosità idraulica in ottemperanza al DPCM 29/09/1998 che, tra l'altro, fornisce i criteri generali per l'individuazione, la perimetrazione e la classificazione delle aree a rischio da alluvione, appare adeguato e sufficientemente cautelativo per l'analisi idrologica e se ne dà nel seguito una descrizione sintetica.

1.1 VAPI IDROMETRIA

Per la stima delle massime portate al colmo di piena per assegnati periodi di ritorno si ricorre ad una analisi di frequenza usando tecniche geostatistiche (*kriging*) con schema gerarchico di regionalizzazione. La procedura utilizza la distribuzione *TCEV* (Two-Componet Extreme Value, *Rossi et al.*, 1984) per la stima di un evento estremo. Tale distribuzione, risultando la distribuzione di probabilità del massimo valore di due variabili distribuite secondo la legge di Gumbel, è atta a fornire la stima di un determinato evento estremo proveniente dalla popolazione statistica degli eventi ordinari ovvero straordinari. I parametri della distribuzione vengono stimati ai vari livelli di regionalizzazione (Figura 1).

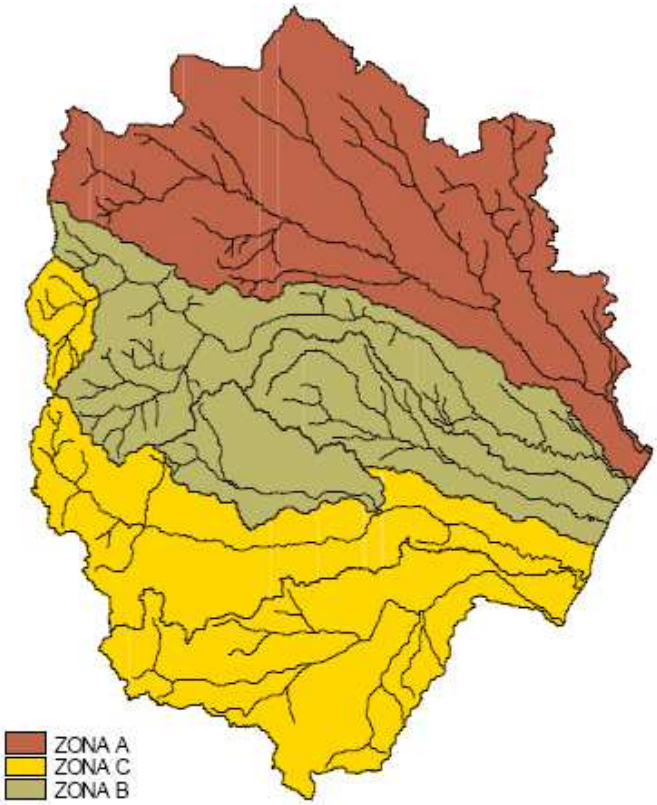


Figura 1 – Zone omogenee al secondo livello di regionalizzazione, *Claps e Fiorentino*, 1998.

Indicando con Q_T le massime portate al colmo di piena per assegnati periodi di ritorno T, è possibile scrivere:

$$Q_T = K_T E(Q) \tag{1}$$

Nella (1) K_T rappresenta il fattore probabilistico di crescita, funzione di T, e $E(Q)$ rappresenta il valore della piena indice ricavabile al II livello gerarchico di regionalizzazione. A tal riguardo in Figura 1 è mostrata la classificazione di Fiorentino e Claps, 1998.

Il fattore di crescita K_T può essere ricavato oltre che da rappresentazioni grafiche ottenute dall'espressione teorica della distribuzione *TCEV* anche mediante la seguente semplice relazione asintotica (*Rossi e Villani*, 1995):

$$K_T = a + b \ln T \tag{2}$$

Tale relazione, oltre ad eliminare elementi di potenziale criticità legati essenzialmente all'utilizzo delle rappresentazioni grafiche del fattore di crescita, risulta abbastanza accurata in quanto conduce ad una leggera sottostima di K_T con errori che risultano superiori al 5% solo per T<40anni (*Claps e Straziuso*, 1996).

Il valore della piena indice è funzione dell'area del bacino ed è bene rappresentata da una relazione del tipo:

$$E(Q) = kA^{\alpha} \tag{3}$$

I parametri ***a*** e ***b*** nella (2), ***k*** e α nella (3) sono stati stimati (*Claps e Fiorentino*, 1998) per aree omogenee del territorio della Regione Basilicata, i valori di dettaglio relativi alle aree di interesse per il presente studio vengono riportati nelle successive Tabella 1 e Tabella 2.

Tabella 1 - Coefficienti utilizzabili per le relazioni 2 e 3, *PAI*.

Bacino	***a***	***b***	***k***	α
AGRI	0.0565	0.5977	2.13	0.766

Tabella 2 – Valori del coefficiente di crescita per assegnati periodi di ritorno.

Bacino	***T*[anni]**		
	30	**200**	**500**
	K_T		
AGRI	2.09	3.22	3.77

1.2 METODO RAZIONALE

Oltre al metodo precedentemente menzionato, nel presente lavoro è stato utilizzato il *Metodo Razionale* la cui relazione di base, la formula razionale, è riportata di seguito

$$Q = \varphi \cdot i_{d,T} \cdot A \qquad (4)$$

Nella (4) ***Q*** rappresenta la portata incognita, $i_{d,T}$ è l'intensità di pioggia di assegnata durata ***d*** e periodo di ritorno ***T***, mentre φ è il coefficiente di afflusso.

L'intensità di pioggia è esprimibile in funzione dei parametri della legge di probabilità pluviometrica per mezzo della (5.a).

$$i_{d,T} = K_T a d^{n-1} \qquad (5.a)$$

Nel presente lavoro sono stati imposti i valori dell'intensità di pioggia stimati con il metodo *VAPI* relativo alla pluviometria (*Claps e Fiorentino*, 1998).

La procedura per la stima dell'altezza di pioggia di un evento estremo utilizza la distribuzione *TCEV*. I parametri della distribuzione vengono stimati a vari livelli di regionalizzazione. Il *II* livello di regionalizzazione è mostrato in Figura 2.

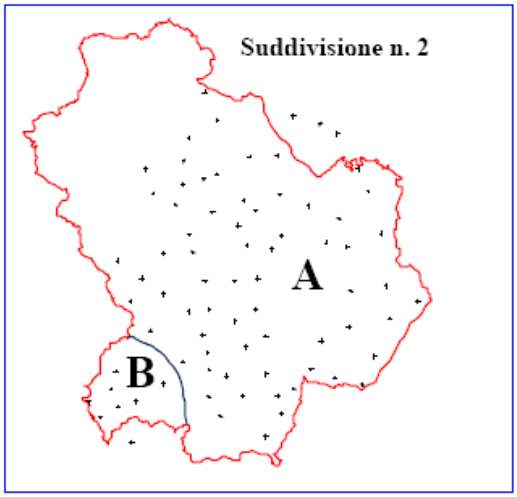


Figura 2 – VAPI Pluviometria. Suddivisione della Basilicata per aree omogenee. Livello II di regionalizzazione, *Claps e Fiorentino*, 1998.

Indicando con $h_{d,T}$ le curve di possibilità pluviometrica media (d=1, 3, 6, 12 e 24 ore) con assegnato periodo di ritorno T è possibile scrivere:

$$h_{d,T} = K_T E[h_d] \tag{5.b}$$

Nella quale, per il nostro Paese, per il parametro $E[h_d]$ è ben rappresentativa la:

$$E[h_d] = m[h(d)] = ad^n \tag{5.c}$$

Il fattore di crescita K_T viene stimato attraverso l'uso dell'espressione teorica della distribuzione TCEV (6).

$$T = \frac{1}{1 - F_K(k)} = \frac{1}{1 - \exp\left(-\Lambda_1 \exp(-\eta k) - \Lambda_* \Lambda_1^{\frac{1}{\vartheta_*}} \exp\left(\frac{\eta k}{\vartheta_*}\right)\right)} \tag{6}$$

I valori dei parametri riportati nella relazione (6), stimati al I ed al II livello di regionalizzazione e ricavati nel progetto VAPI per il territorio dell'Italia meridionale e per la regione Basilicata sono riportati nella tabella 4. In tabella 5 sono riportati i valori del coefficiente di crescita.

Tabella 3 – Parametri della TCEV, Claps e Fiorentino, 1998.

Sottozona	Λ_*	θ_*	Λ_1	η
A	0.104	2.632	20.64	3.841

Tabella 4 – Valori del coefficiente di crescita per assegnati periodi di ritorno.

T[anni]	30	200	500
K_T	1.91	2.91	3.50

Per la stima delle curve di probabilità pluviometrica media areale (5.b) si ricorre al *III* livello di regionalizzazione mediante la definizione su base matematica di aree omogenee (fig. 3). Tali aree

sono costituite da celle di 10 km di lato per le quali, nel progetto VAPI, sono stati stimati i parametri statistici.

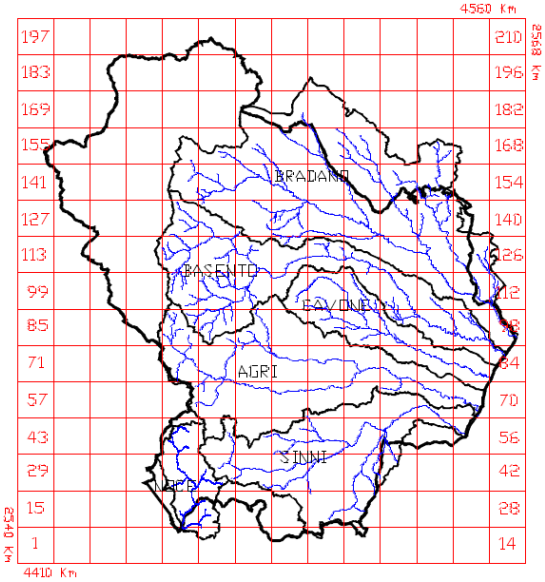


Figura 3 - VAPI Pluviometria. Suddivisione al livello III di regionalizzazione, *Claps e Fiorentino*, 1998.

La durata di riferimento ***d*** da inserire nella (5.a) è data dal tempo di corrivazione t_c del bacino idrografico sotteso dalla sezione di chiusura. Come noto, la stima del tempo di corrivazione riveste un punto cruciale nel calcolo della massima portata pluviale ed è stimabile per via iterativa allorquando l'accurata conoscenza delle caratteristiche geometriche del canale lo consenta, ad esempio per i collettori fognari o i canali di bonifica, ovvero può essere desunta da formule fisicamente basate o empiriche. Tuttavia nei casi che si discostano dagli schemi di deflusso da cui tali relazioni sono state ricavate, è lecito non assegnare a tali stime un elevato grado di precisione.

Esistono numerose formulazioni per la stima di t_c; viste le dimensioni del bacino interessato, nel presente studio sono state utilizzate le relazioni di seguito riportate selezionando quella che fornisce il valore più cautelativo.

Ventura $$\tau_c[\text{giorni}] = 0.0053\sqrt{\frac{A}{p}} \qquad (7.a)$$

Pasini $$\tau_c[\text{giorni}] = \frac{0.0045}{\sqrt{p}}\sqrt[3]{AL} \qquad (7.b)$$

Giandotti-Visentini $$\tau_c[\text{ore}] = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{\overline{H} - Z_0}} \qquad (7.c)$$

Pezzoli $$\tau_c[\text{ore}] = 0.055\frac{L}{\sqrt{P}} \qquad (7.d)$$

Le relazioni (7.a) e (7.b) sono state introdotte nei primi del secolo scorso per le bonifiche. La (7.c) è la formula più nota ed utilizzata in Italia nella quale $\overline{H}$ rappresenta la quota media del bacino: essa è

valida per bacini idrografici di superficie ***A*** variabile tra 170 e 70000 km^2. La (7.d) è stata invece proposta da Pezzoli valutando il comportamento di piccoli bacini piemontesi.

Nelle relazioni sopra riportate *P*[m/m] rappresenta la pendenza media dell'asta principale, *A*[km^2] l'area del bacino, *L*[km] la lunghezza dell'asta principale e *H* la quota media del bacino, ricavata dalla curva ipsografica, e Z_0 la sezione di chiusura.

Il valore della pendenza media attribuito è stato stimato attraverso l'utilizzo della formula di Taylor-Schwartz:

$$\frac{L}{\sqrt{P}} = \sum_{i=1}^{n_L} \frac{L_i}{\sqrt{P_i}} \qquad (8)$$

In cui la pendenza globale *P* si determina suddividendo l'asta principale in n_L tronchi, per l'*i*-esimo dei quali L_i rappresenta la lunghezza del canale principale di deflusso di pendenza P_i.

Si sottolinea, infine che, vista l'estensione del bacino imbrifero oggetto di studio, è stato adoperato un coefficiente di riduzione areale della pioggia per tenere conto della non simultaneità spaziale degli scrosci più intensi durante la precipitazione e che rappresenta il rapporto tra l'intensità di precipitazione sull'intero bacino per assegnata durata ed il corrispondente valore dell'intensità di pioggia puntuale.

All'uopo è stata utilizzata la relazione di Eagleson (USWB-1972) riportata nella (9)

$$K(A,d) = 1 - (1 - exp(-c_1 A)) \cdot exp(-c_2 d^{c_3}) \qquad (9)$$

Con il parametro c_3 ricavato da Eagleson (1972) ed i parametri c_1 e c_2 desunti da Penta (1974) e relativi al territorio della Basilicata.
c_1=2.1x10^{-3} - c_2=0.53 – c_3=0.25

2. DEFLUSSI

Attraverso l'utilizzo dei modelli summenzionati, contestualizzati con i parametri statistici relativi alle aree di indagine, risulta teoricamente possibile stimare i deflussi, con assegnata probabilità di accadimento in ognuna delle sezioni dei canali che compongono il reticolo idrografico, nota l'area scolante.

I livelli di probabilità di accadimento, ossia di ***T***, sono legati al concetto di pericolosità idraulica.

Tabella 5 - Classi di pericolosità idraulica (2.2 DPCM 29/09/1998, *Art. 7 comma 1 let. a, b, c. norme di attuazione PAI*).

***T*[anni]**	**Classe di pericolosità idraulica**	**Probabilità di inondazione**
30	**MOLTO ELEVATA**	**MOLTO ELEVATA**
200	**ELEVATA**	**MODERATA**
500	**MODERATA**	**BASSA**

La valutazione della pericolosità idraulica viene in genere condotta attraverso l'applicazione di un modello idrodinamico 1-D sotto le ipotesi di moto permanente o vario. Una modellazione 1-D, in condizioni di moto permanente ($Q=Q_T$) e in alveo a fondo fisso viene utilizzata anche dall'AdB (PAI, AdB).

L'ipotesi di moto 1-D è probabilmente adeguata in quanto, alle scale spaziali e temporali relative alla problematica in oggetto, è possibile individuare una direzione prevalente del moto, l'asse longitudinale del corso d'acqua, dunque è possibile mediare significativamente le grandezze caratteristiche del moto sull'intera sezione.

Per quanto attiene il moto permanente è noto che, per ragioni idrologiche legate alla naturale durata degli eventi di piena, alla variabilità spaziale e temporale dell'intensità di pioggia etc., condizioni di costanza della portata non possono perdurare nel tempo. Allo stesso tempo, per ragioni idrauliche, legate ad esempio alla variabilità spaziale delle fonti di alimentazione, i.e. i bacini idrografici, continua variabilità di forma delle sezioni, pendenze e resistenze al moto etc., il moto permanente non può di norma presentarsi negli alvei fluviali. Tuttavia considerando valori delle portate al colmo riferite ad eventi eccezionali è lecito ritenere, per tratti relativamente brevi dei corsi d'acqua, che in tutte le sezioni la portata sia costante.

Dunque, anche l'ipotesi di moto permanente non è limitativa in quanto, se opportunamente utilizzata, consente di operare speditamente e comunque con un adeguato livello di sicurezza. Infatti sul tratto di fiume indagato, sotto tale ipotesi, transiterebbe costantemente la portata stimata, mediante il VaPI, alla sezione di chiusura. Tale portata risulterebbe la massima nel dominio del tempo, in quanto portata al colmo e la massima anche nel dominio dello spazio in quanto riferita alla sezione di chiusura.

2.1 IL MODELLO DI CALCOLO USACE - HEC - RAS

Il modello numerico di simulazione utilizzato nel presente lavoro è il modello HEC-RAS (River Analysis System) sviluppato presso l'Hydrologic Engineering Center, dall'United States Army Corps of Engineers.

Tale modello consente il calcolo dei profili idraulici di moto permanente gradualmente variato, in reti di canali naturali o artificiali,con esso possono essere simulate condizioni di moto subcritico (corrente lenta), supercritico (corrente veloce) e misto, e possono essere valutati gli effetti di immissioni o emissioni laterali di portata, briglie e salti di fondo (weir), paratoie, brevi condotti in pressione (culvert), ponti (bridge), ostacoli al flusso e costruzioni edificate nelle zone golenali.

Il modello dispone di una interfaccia grafica che facilita le operazioni di definizione della geometria del problema, dei parametri di calcolo e dell'analisi dei risultati esprimibili sia in termini di tabelle che di grafici. Questi ultimi includono la visualizzazione del tirante idrico relativo a ciascuna sezione, la visualizzazione dei profili di moto permanente (con l'indicazione del pelo libero, dei limiti arginali, della quota della linea dell'energia, ecc...) e grafici in prospettiva tridimensionali che consentono di evidenziare le aree soggette ad inondazione nelle differenti condizioni idrometriche.

Nelle ipotesi di condizioni di moto permanente unidimensionale, corrente gradualmente variata (fatta eccezione per le sezioni in cui si risente della presenza di strutture, quali ponti o tombini per attraversamento) e pendenze longitudinali del fondo dell'alveo non eccessive, per un dato tratto fluviale elementare, di lunghezza finita, il modello si basa sulla seguente equazione di conservazione dell'energia tra le generiche sezioni trasversali di monte e di valle, rispettivamente indicate coi pedici 2 e 1:

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H \qquad (9)$$

Nella (9), Y_2 e Y_1 sono le profondità d'acqua, Z_2 e Z_1 le quote dei punti più depressi delle sezioni trasversali rispetto a un piano di riferimento, V_2 e V_1 le velocità medie, α_2 e α_1 coefficienti di Coriolis di ragguaglio delle potenze cinetiche, g l'accelerazione di gravità e ΔH le perdite di carico nel tratto considerato.

Le perdite energetiche per unità di peso che subisce la corrente fluida fra due sezioni trasversali sono espresse a mezzo della (9.a).

$$\Delta H = LJ_m + C\left|\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right| \qquad (9.a)$$

Nella espressione precedente L è la lunghezza del tratto in analisi, J_m è un valore medio rappresentativo della cadente nel tratto medesimo e C è il coefficiente di contrazione o espansione: in tal modo, si tiene conto sia delle perdite di carico continue o distribuite, rappresentate dal primo addendo del membro di destra, sia delle perdite di carico localizzate o concentrate, rappresentate dal secondo addendo del membro di destra e dovute alle variazioni di sezione trasversale e/o alla presenza di ostacoli strutturali.

Negli alvei naturali, si suole suddividere la sezione trasversale in tre parti, caratterizzate da differenti valori della scabrezza, in cui la velocità si possa ritenere uniformemente distribuita: la parte centrale o canale principale, interessata dalle portate più basse, e le banchine laterali o golene, interessate dalle portate più alte. La determinazione della cadente, J, sezione per sezione è effettuata per mezzo dell'equazione di Chezy nella quale il coefficiente di resistenza K è espresso a mezzo della relazione di Manning.

$$Q = \chi A\sqrt{R_i J} \qquad (10)$$

$$\chi = \frac{1}{n} R_i^{1/6} \qquad (11)$$

$$K = \frac{A}{n} R_i^{2/3} \qquad (12)$$

in cui A è l'area bagnata della sezione trasversale, R_i il raggio idraulico (rapporto tra area e perimetro bagnato), n un coefficiente di scabrezza.

Il coefficiente di trasporto, K, viene valutato separatamente per il canale principale di deflusso e le golene; il suo valore per l'intera sezione trasversale è la somma delle tre aliquote.

La cadente è quindi esprimibile come $J=(Q/K)^2$ in ciascuna sezione; ma il suo valore rappresentativo, J_m, nel tratto considerato è valutato con una delle seguenti formule (13.a.b.c.d).

media dei coeff. di trasporto $$J_m = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2}\right) \qquad (13.a)$$

media aritmetica $$J_m = \left(\frac{J_1 + J_2}{2}\right) \qquad (13.b)$$

media geometrica $$J_m = \sqrt{J_1 J_2} \qquad (13.c)$$

media armonica $$J_m = 2\frac{J_1 J_2}{(J_1 + J_2)} \qquad (13.d)$$

Il programma HEC-RAS seleziona automaticamente l'equazione più appropriata per il calcolo di J_m, secondo che, nel tratto di volta in volta considerato, l'alveo sia a forte o debole pendenza e la corrente sia lenta o veloce, accelerata o decelerata.

Per ciascun tronco fluviale compreso tra due sezioni trasversali si considerano la lunghezza del canale centrale, L_c, e le lunghezze delle banchine laterali, L_{sx} e L_{dx} rispettivamente per la golena sinistra e quella destra. Per la determinazione delle perdite di carico continue, si adopera un valore della lunghezza pari alla media pesata di L_c, L_{sx} e L_{dx} sulle portate medie riferite anch'esse all'alveo centrale e alle golene ($Q_{c,m}$, $Q_{sx,m}$ e $Q_{dx,m}$):

$$L = \frac{L_{sx}Q_{sx,m} + L_c Q_{c,m} + L_{dx}Q_{dx,m}}{Q_{sx,m} + Q_{c,m} + Q_{dx,m}} \qquad (14)$$

Il coefficiente di Coriolis è espresso in funzione dei coefficienti di trasporto, K_i, e delle aree bagnate, A_i, del canale principale e delle golene:

$$\alpha = \frac{A^2}{K^3}\sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \qquad (15)$$

La procedura di calcolo per la determinazione del tirante idrico in ogni sezione utilizza la procedura iterativa dello Standard Step Method.
Assegnata una condizione iniziale a valle o a monte (tirante di moto uniforme, altezza critica, profondità d'acqua nota, ecc.), il calcolo procede verso monte o verso valle a seconda che si stia ricostruendo un profilo di corrente lenta o veloce.
Assunto un valore del tirante di primo tentativo

$$WS^I = Y^I + Z^I \qquad (a)$$

nella sezione in cui essa è incognito; si determinano K e V; dunque J_m e ΔH; mediante l'equazione dell'energia si ottiene un secondo valore della quota dell'acqua, WS^{II}, da confrontare con quello assunto inizialmente; si ripetono i passi suddetti finché la differenza tra le quote della superficie libera risulti inferiore alla tolleranza prestabilita (3 mm).
La profondità d'acqua ottenuta

$$Y = WS - Z \qquad (b)$$

È confrontata con l'altezza critica, Y_{cr}, da cui il regime di moto.
Negli alvei naturali, si possono presentare situazioni in cui la curva dell'energia, la funzione $H(WS)$, presenta più di un minimo, ad esempio in presenza di ampie golene o di superamento di argini. HEC-RAS può individuare fino a tre minimi tra i quali seleziona il valore più piccolo.
Note la profondità d'acqua e l'altezza critica in una data sezione, si stabilisce se nella sezione stessa il regime è di corrente lenta o veloce. Se tale regime è differente da quello che si è verificato nella sezione precedente, la profondità d'acqua appena determinata perde di significato e alla sezione si assegna l'altezza critica.
Nel caso di passaggio da regime supercritico a subcritico tramite risalto idraulico, la corrente perde il carattere gradualmente variato, pertanto l'equazione dell'energia non può essere applicata. In tal caso, HEC-RAS ricorre all'equazione di conservazione della quantità di moto:

$$\frac{\beta_2 Q_2^2}{gA_2} + A_2 Y_{2,b} + \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)\cdot L \cdot i - \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)\cdot L \cdot J_m - \frac{\beta_1 Q_1^2}{gA_1} - A_1 Y_{1,b} = 0 \qquad (c)$$

Nella (c) si sono indicate con i pedici 2 e 1 rispettivamente la sezione di monte e di valle del tratto considerato; il primo e il quinto termine della (c) rappresentano le spinte idrodinamiche dovute alle quantità di moto (con β coefficiente di ragguaglio dei flussi di quantità di moto), il secondo e il sesto termine le spinte idrostatiche dovute alle pressioni (essendo $Y_{2,b}$ e $Y_{1,b}$ gli affondamenti dei baricentri delle sezioni bagnate), il terzo termine la componente del peso lungo la direzione del moto (essendo

i la pendenza longitudinale del fondo dell'alveo, calcolata in base alle quote medie in ciascuna sezione) e il quarto termine la resistenza al moto.
Per ciascuno dei tratti oggetto di studio si indicheranno le stazioni identificative delle diverse sezioni trasversali (river stations), numerate in senso decrescente procedendo da monte a valle (le stazioni con asterisco indicheranno sezioni non rilevate, ma calcolate per interpolazione all'interno di HEC-RAS); accanto a ogni stazione sarà indicata la lunghezza in metri (L_c, L_{sx} e L_{dx}) che separa la sezione in questione dalla successiva a valle.
I valori del coefficiente di scabrezza, ***n***, di Manning sono tabulati su diverse pubblicazioni nella letteratura tecnica specializzata. Si farà riferimento ai valori riportati nei testi classici come Marchi-Rubatta (1981), e a quanto riportato nel PAI.
I coefficienti di contrazione e di espansione, rispettivamente pari a 0,1 e 0,3 nei casi più comuni di transizioni graduali in regime subcritico, possono assumere valori differenti in presenza di ponti (valori più elevati quali 0,3 e 0,5 rispettivamente).
A tal proposito occorre dire che il modello idraulico adottato da Hec-Ras valuta le perdite di energia causate da tale tipologia di strutture in 3 parti: la prima dovuta all'espansione del flusso che si verifica immediatamente a valle, la seconda dovuta all'opera stessa e la terza dovuta alla contrazione del flusso che si verifica immediatamente a monte. Dato che il ponte deve essere inserito tra due sezioni naturali, in tutte le simulazioni condotte si è provveduto innanzitutto ad inserire a monte ed a valle della struttura due sezioni (una delle quali fittizia) coincidenti con la sezione naturale presente immediatamente a monte del ponte e successivamente sono stati editati i dati geometrici relativi al ponte.

Per la modellazione dei ponti sono stati utilizzati:

- I dati relativi all'impalcato
    - distanza tra l'impalcato e la sezione naturale immediatamente a monte dello stesso;
    - larghezza del ponte lungo la direzione della corrente;
    - quote dell'estradosso e dell'intradosso;
- i dati relativi alle pile
    - posizione nella sezione;
    - larghezza;
    - lunghezza;
    - quote.

Matera, aprile 2022

I tecnici

Ing. Giovanni MARTINO

Dott. Geol. Rocco PORSIA

BIBLIOGRAFIA

AA.VV., 2003, *Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale* IV ED., VOL. I, Zanichelli – ESAC.

AA.VV., 2003, *Manuale dell'Ingegnere* – Nuovo Colombo, VXXXIV ed., Vol. II sez. H, Ed. Hoepli.

Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico*, Relazione, aggiornamento 2019.

Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico*, Norme di Attuazione, aggiornamento 2019.

Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata, *Piano di gestione del rischio di alluvioni - distretto appennino meridionale*.

Caloiero D. e Mercuri T., 1982, *Le alluvioni in Basilicata dal 1921 al 1980*, CNR- IRPI, Geodata 16, Cosenza.

Claps P. e Fiorentino M., 1998, *Rapporto di Sintesi per la Regione Basilicata (bacini del versante ionico), Valutazione delle Piene in Italia*, CNR-GNDCI, Dipartimento di Ingegneria e Fisica dell'Ambiente, Università degli Studi della Basilicata - Potenza.

Claps p. e Straziuso, 1995, *Analisi regionale delle piogge brevi in Basilicata*, Dipartimento di Ingegneria e Fisica dell'Ambiente, Università degli Studi della Basilicata - Potenza.

Da Deppo L., Datei C. e Salandin P., 2004, *Sistemazione dei corsi d'acqua* V Ed., Lib. Int. Cortina, Padova.

Dingman S. L., 2002, *Physical Hydrology*, 2nd ed., Prentice Hall NY

Ferro V., 2006, *La sistemazione dei bacini idrografici*, Ed. McGraw-Hill

Maione U., 1999, *Le piene fluviali*, Ed.La Goliardica Pavese.

Marchi E., Rubatta A., 1981, *Meccanica dei Fluidi. Principi e Applicazioni*. UTET. Torino

Moisello U., 1985, *Grandezze e fenomeni idrologici*, Ed. La Goliardica Pavese.

Moisello U., 1999, *Idrologia Tecnica*, Ed. La Goliardica Pavese

Rossi F., Fiorentino M. e Versace P., 1984, *Two Component Extreme Value distribution for flood frequency analysis*, Water Resour. Res..

Rossi F. e Villani P., 1995, *Valutazione delle Piene in Campania*, CNR-GNDCI, Pubbl. 1472, Grafica Metelliana & C., Cava dè Tirreni (SA).

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Computer Determination of Flow through Bridges, 1970.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Flow transitions in Bridge Backwater Analysis, 1995.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Bridge Hydraulic Analysis with HEC-RAS, 1996.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual*, 2002.

US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, *HEC-RAS User's Manual*, 2002

U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Adm., *Hydraulic design of highway culverts*, 1985 – ris. 1998, Hydraulic Design - Series no. 5 – Rep. n. FHWA-IP-85-15

U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Adm., *Hydraulic design of highway culverts*, 2001 – rev. 2005. 1998, Hydraulic Design - Series no. 5 – Rep. n. FHWA-NHI-01-020

U.S. Geological Survey, *Measurements of peak discharge by indirect methods*, Techniques of water resources investigations of the United States Geological Survey – Book 3 – Applications of Hydraulics – Chap. A3. 1982

PROVINCIA DI MATERA

PO FSC 2014-2020 - DELIBERA CIPE 12/98
TRASVERSALE ALTA BASENTANA- SAURINA

INTEGRAZIONI ALLE INDAGINI E SERVIZI GEOLOGICI PER IL COMPLETAMENTO DELLA STRADA PROVINCIALE CARPINELLO

Elaborato:

STUDIO IDRAULICO ED IDROLOGICO
RISULTATI DELLE SIMULAZIONI

N° elaborato:
3.2

Scala:

GEOLOGO:
Dott. Rocco PORSIA
via Tacito, 31 - 75100 MATERA (MT)
tel. 0835237271 - cell. 3477151670
e-mail: r.porsia@laboratorioterre.it
pec: porsiarocco@epap.sicurezzapostale.it

CONSULENTE:
Dott. Ing. Giovanni MARTINO
piazza degli Olmi, 70 - 75100 MATERA (MT)
cell. 3386891497
e-mail: ing.gmartino@gmail.com
pec: giovanni.martino@ingpec.eu

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Ing. Ignazio OLIVERI

AGGIORNAMENTO:	2		
Data:	aprile 2022		

INDICE

STATO DI FATTO 2
EVENTO CON PERIODO DI RITORNO PARI A 2 ANNI 2
EVENTO A SPONDE PIENE 6
EVENTO CON PERIODO DI RITORNO PARI A 200 ANNI 10
STATO DI PROGETTO 14
EVENTO CON PERIODO DI RITORNO PARI A 2 ANNI 14
EVENTO A SPONDE PIENE 18
EVENTO CON PERIODO DI RITORNO PARI A 200 ANNI 22

STATO DI FATTO

EVENTO CON PERIODO DI RITORNO PARI A 2 ANNI

Tabella 1 - Risultati delle simulazioni in moto permanente.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	21.92	204.54	205.68	205.59	205.97	0.007144	2.39	9.18	11.37	0.85
748	21.92	203.95	205.19	205.19	205.53	0.010459	2.59	8.47	12.33	1
694	21.92	203.07	204.16	204.31	204.72	0.021266	3.3	6.64	11.45	1.38
629	21.92	202.5	204.08	203.61	204.22	0.002405	1.69	12.99	11.62	0.51
579	21.92	201.9	203.98	203.36	204.11	0.001993	1.57	13.95	12.05	0.47
542	21.92	201.93	203.94	203.2	204.04	0.001382	1.37	15.99	12.93	0.39
508	21.92	201.67	203.75	202.99	203.95	0.003607	2.01	10.91	6.7	0.5
				TOMBINO ESISTENTE						
492	21.92	201.4	202.34	202.72	203.6	0.037693	4.96	4.42	4.7	1.63
475	21.92	201.37	203.01	202.43	203.11	0.001532	1.37	16.02	14.37	0.41
435	21.92	201.15	202.59	202.5	202.96	0.007702	2.72	8.07	8.36	0.88
414	21.92	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000001	0.02	459.7	200.87	0.01
328	21.92	200.21	200.96	201.39	202.68	0.10195	5.8	3.78	9.17	2.89
314	21.92	199.62	200.51	200.85	201.6	0.045683	4.62	4.74	8.81	2.01
290	21.92	199.22	200.47	200.49	200.95	0.010874	3.06	7.16	7.81	1.02

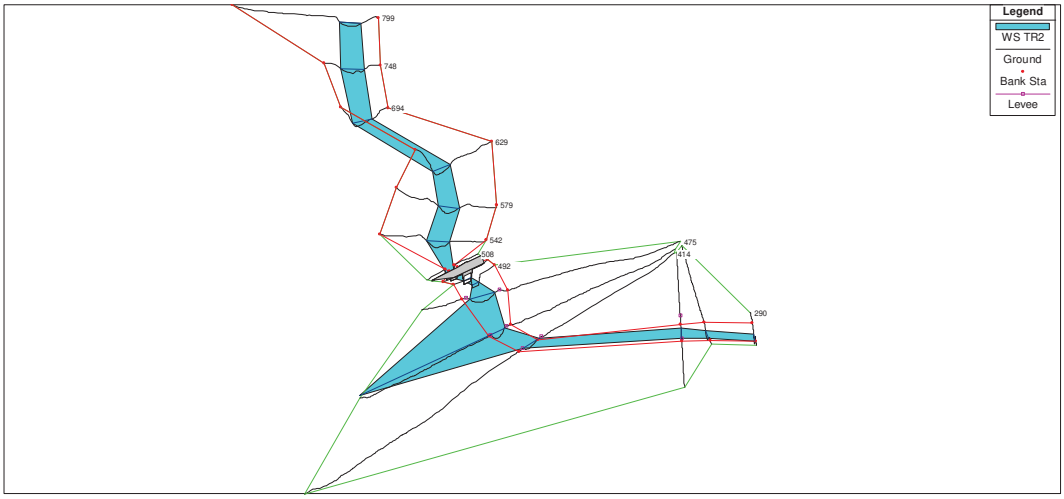


Figura 1 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera.

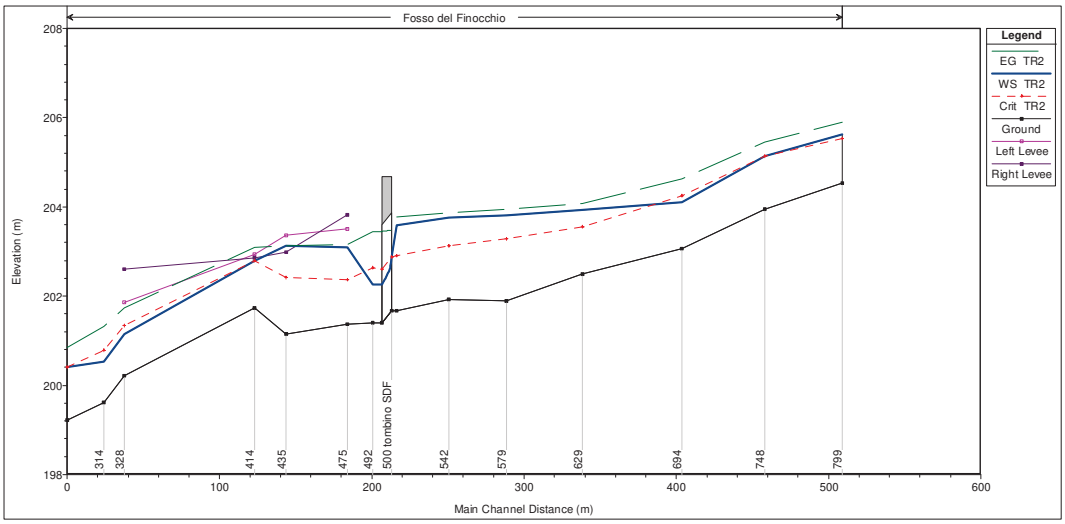
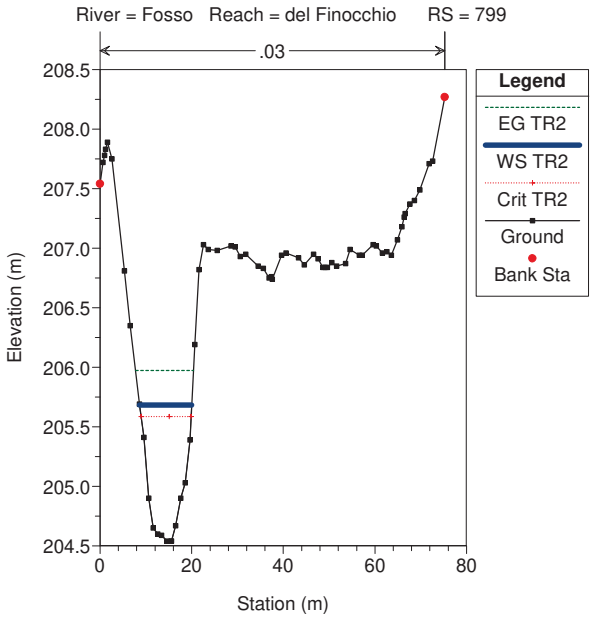
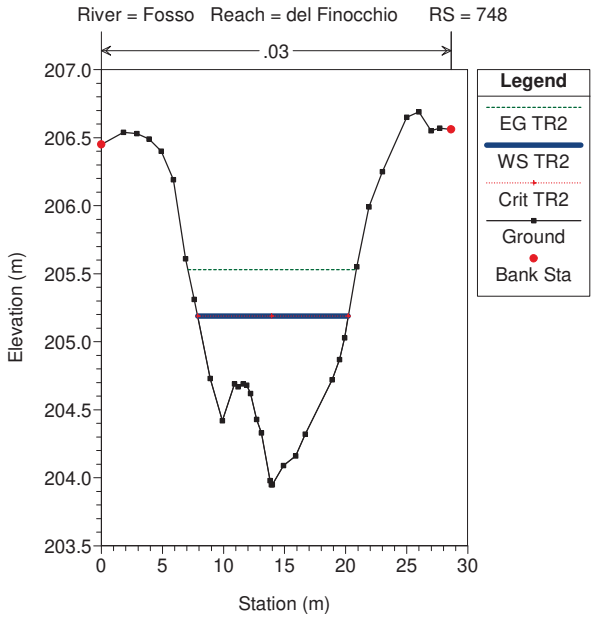
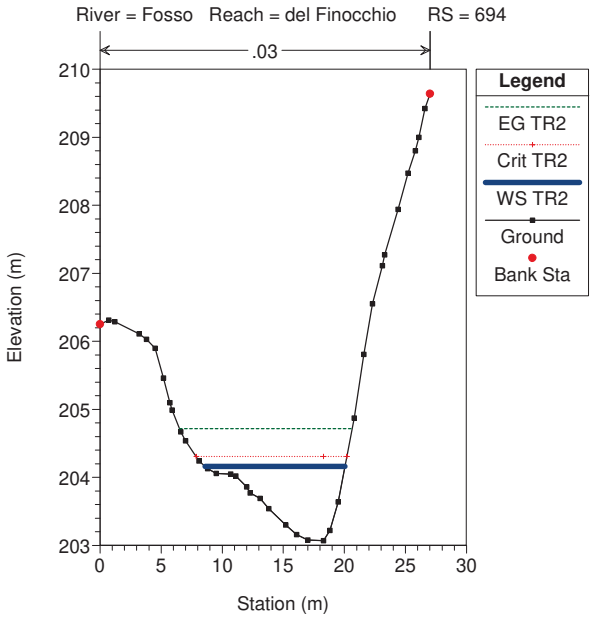
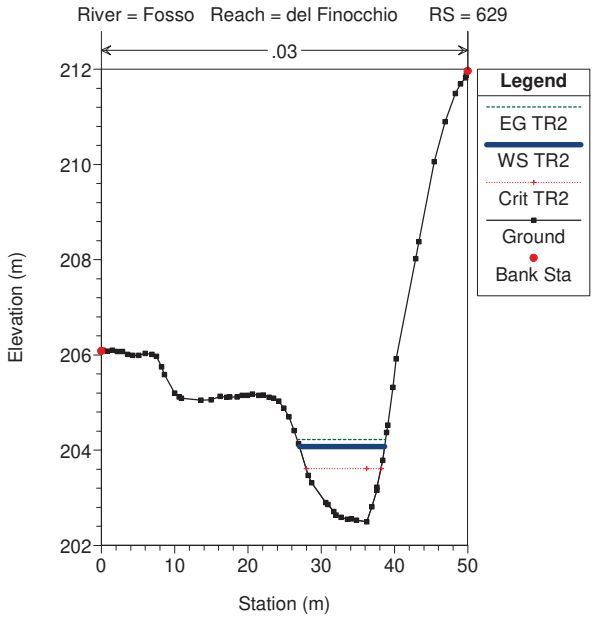


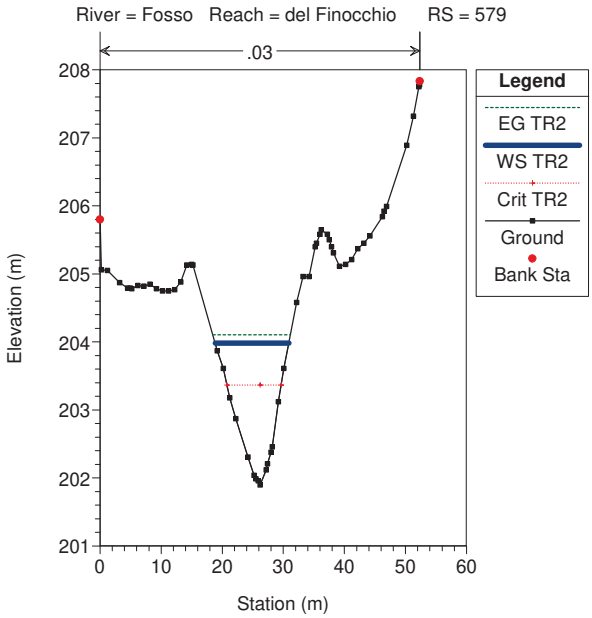
Figura 2 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante.

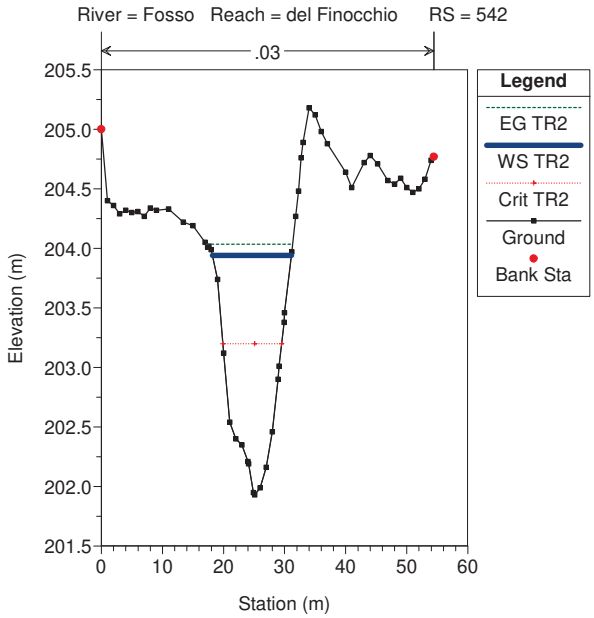

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 799
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

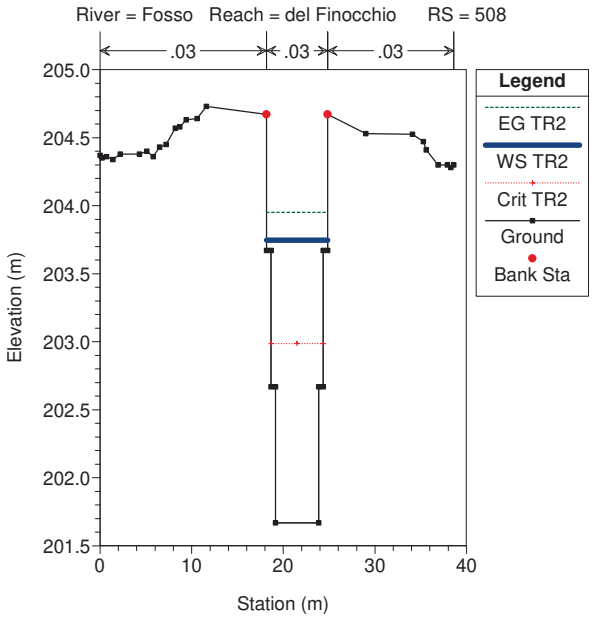

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 748
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

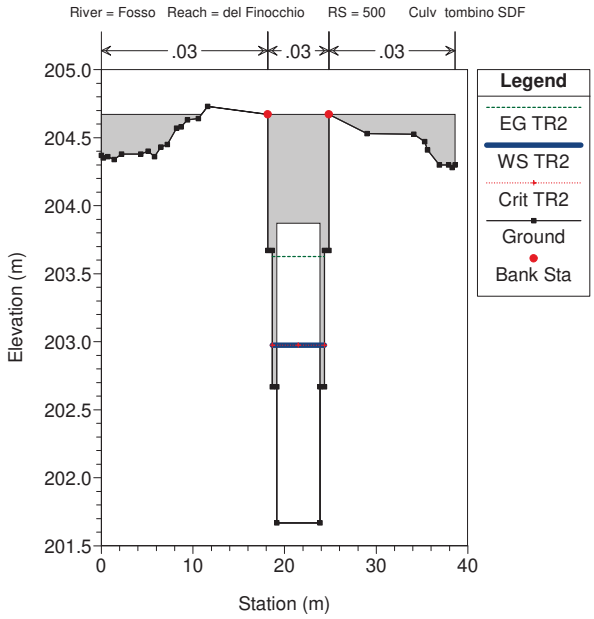

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 694
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

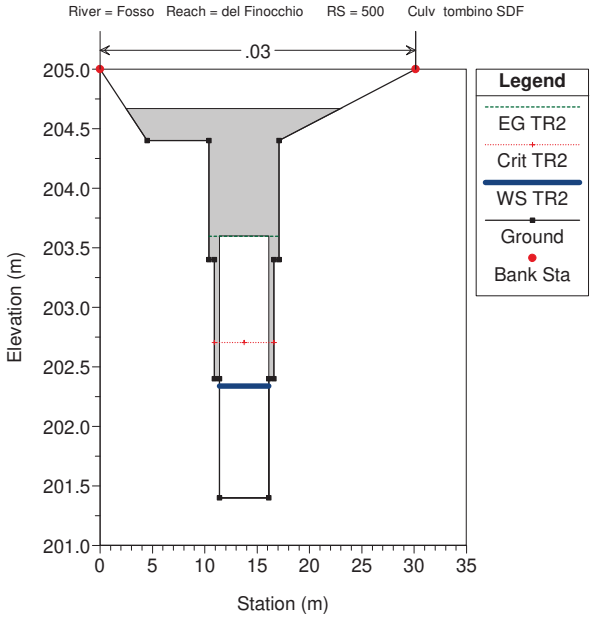

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 629
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

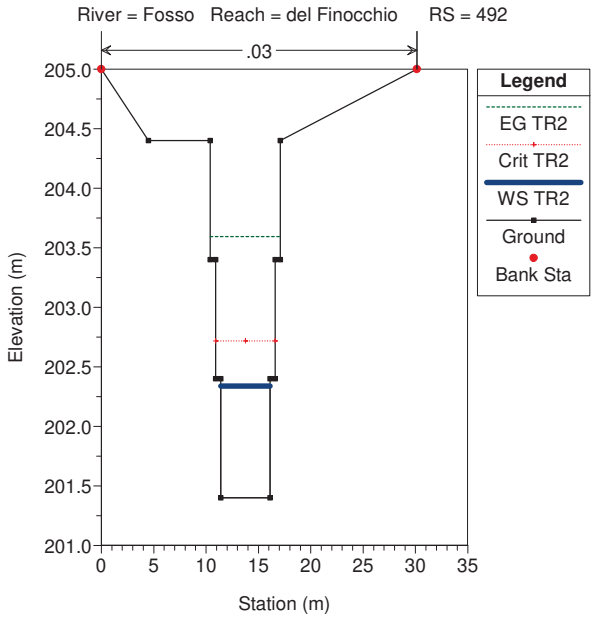

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 579
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

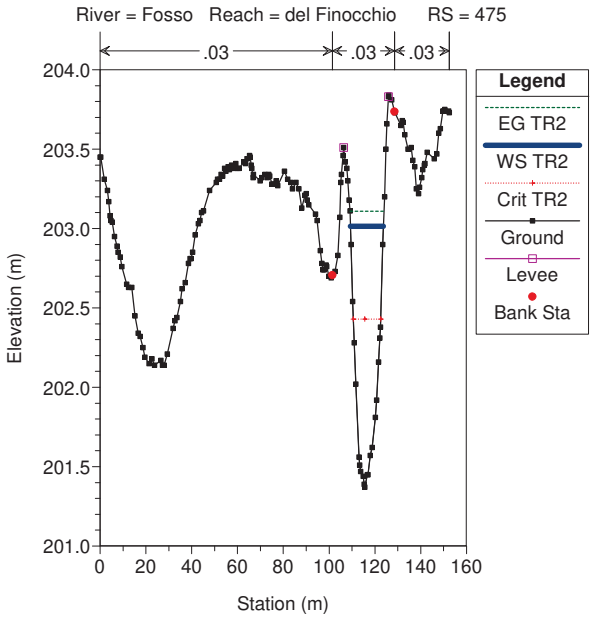

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 542
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

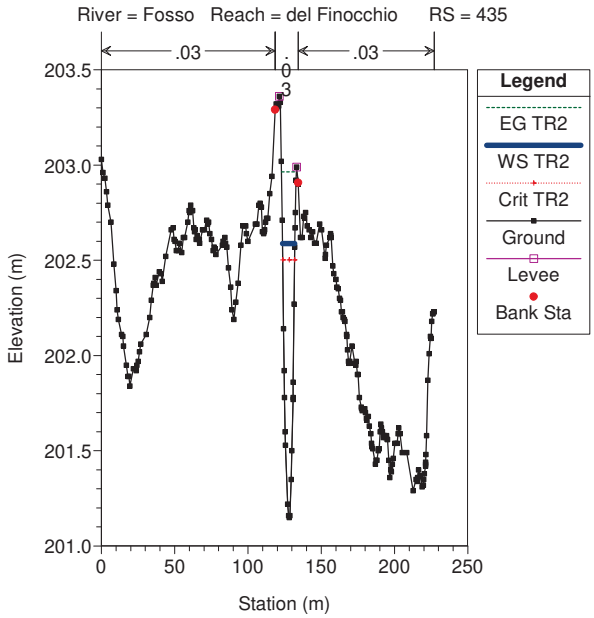

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 508
.03
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

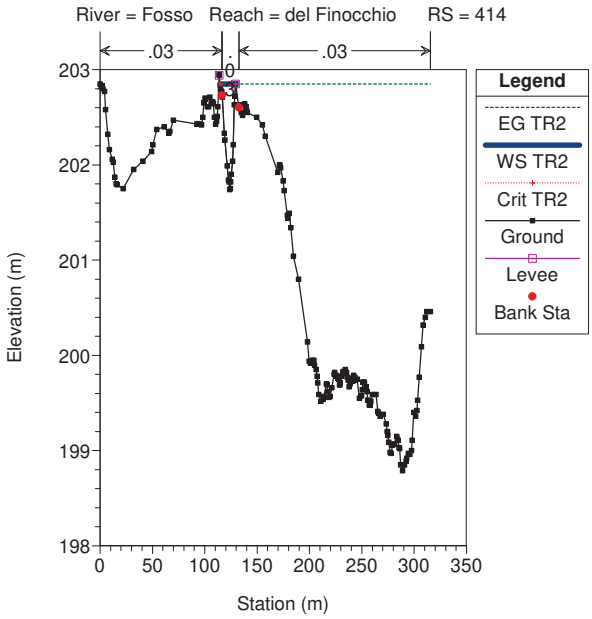

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDF
.03
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

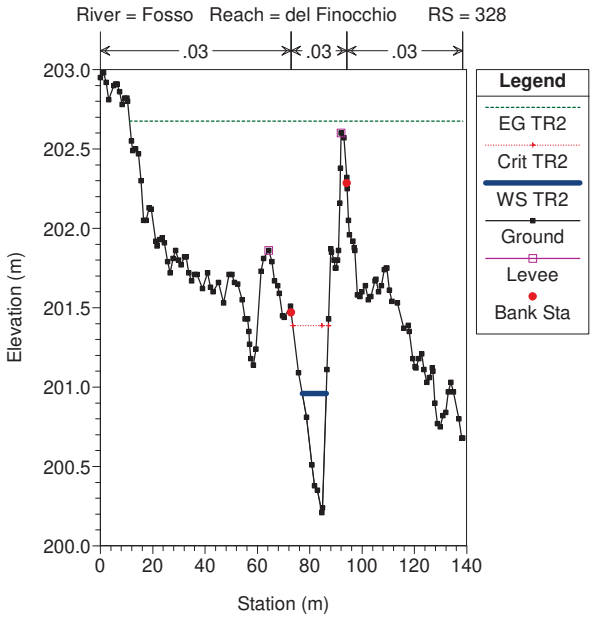

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDF
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

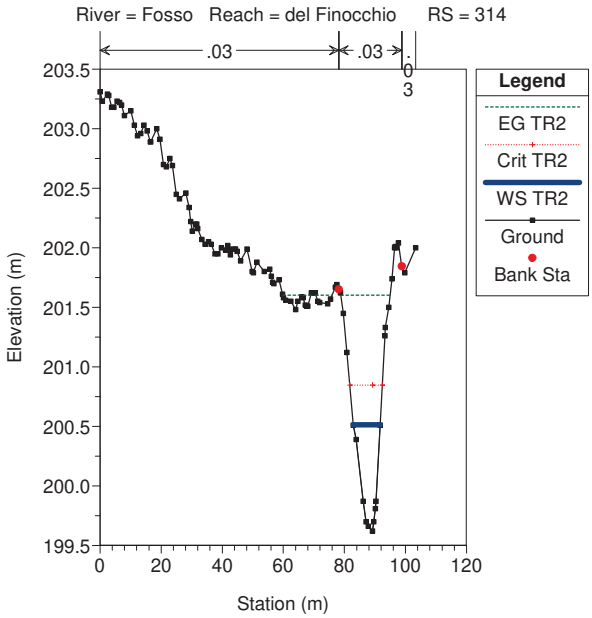

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 492
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

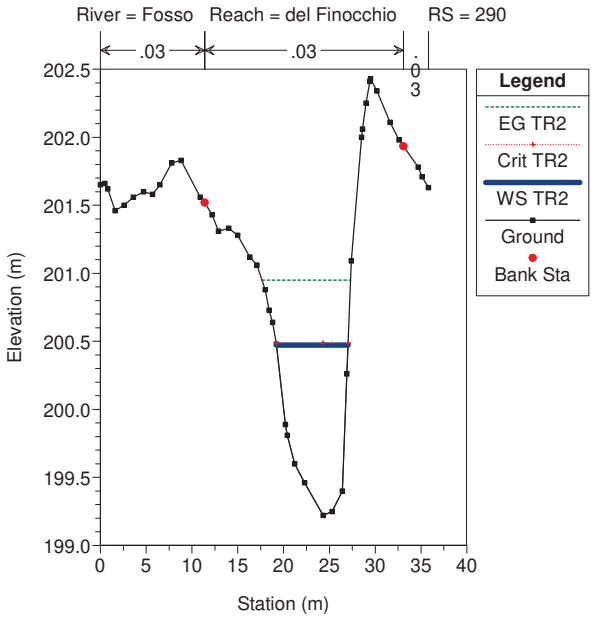

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 475
.03
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 435
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 414
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 328
.03
.03
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 314
.03
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 290
.03
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

EVENTO A SPONDE PIENE

Tabella 2 - Risultati delle simulazioni in moto permanente.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	30	204.54	205.84	205.77	206.22	0.007865	2.72	11.05	12.08	0.91
748	30	203.95	205.36	205.36	205.76	0.00989	2.82	10.65	13.05	1
694	30	203.07	204.3	204.48	204.97	0.021014	3.62	8.3	12.32	1.41
629	30	202.5	204.58	203.81	204.7	0.001486	1.56	19.21	13.25	0.41
579	30	201.9	204.53	203.58	204.63	0.00121	1.41	21.33	14.97	0.38
542	30	201.93	204.51	203.4	204.57	0.001361	1.07	28.05	33.6	0.37
508	30	201.67	204.26	203.25	204.48	0.003054	2.09	14.36	6.7	0.46
				NUOVO TOMBINO						
492	30	201.4	202.6	202.98	203.95	0.037214	5.16	5.81	5.7	1.63
475	30	201.37	203.32	202.6	203.42	0.001465	1.45	20.64	16.33	0.41
435	30	201.15	202.74	202.74	203.26	0.00962	3.19	9.4	9.03	1
414	30	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000001	0.02	459.69	200.87	0.01
328	30	200.21	201.12	201.58	202.69	0.075271	5.56	5.4	11.13	2.55
314	30	199.62	200.67	201.04	201.86	0.039575	4.83	6.22	9.7	1.93
290	30	199.22	200.71	200.73	201.26	0.010728	3.31	9.07	8.66	1.03

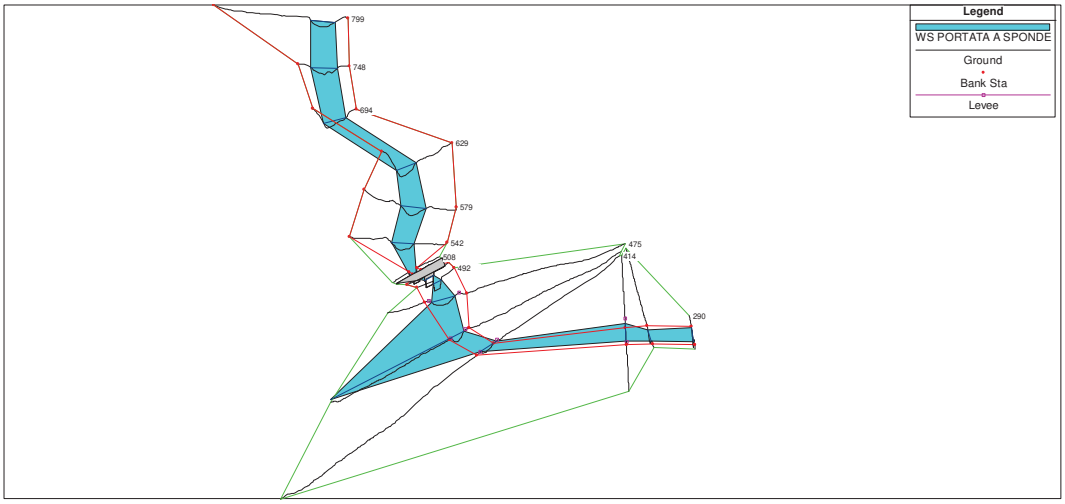


Figura 3 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera.

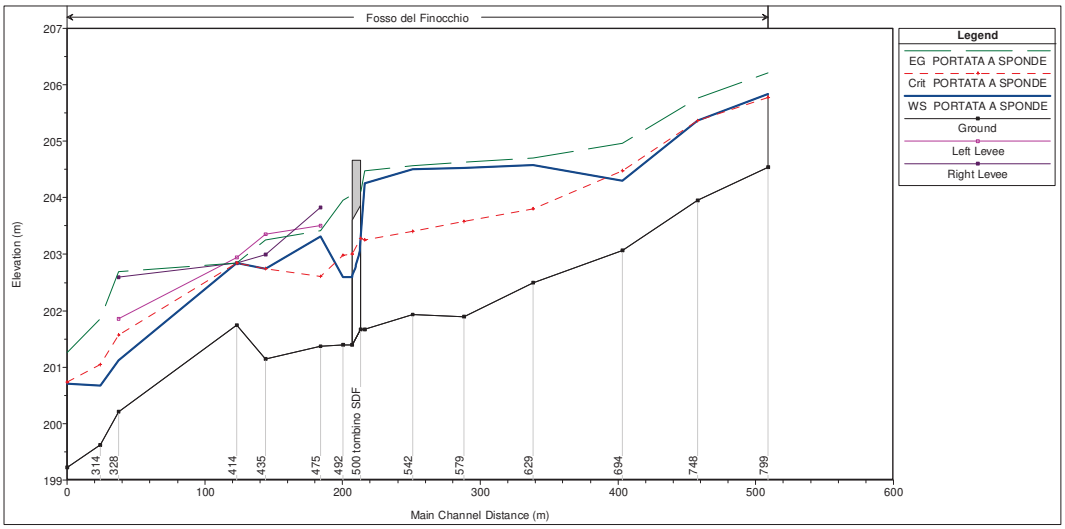
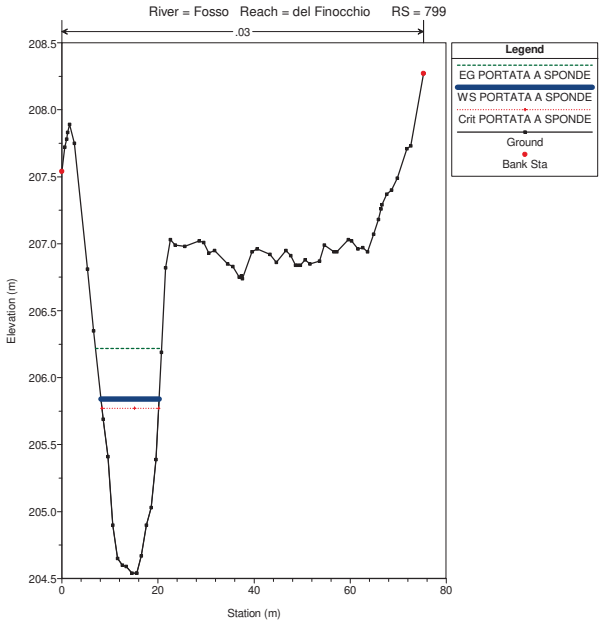
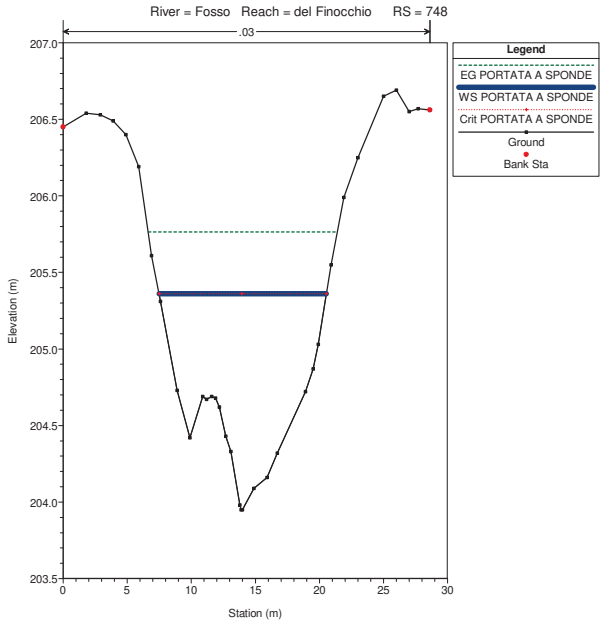
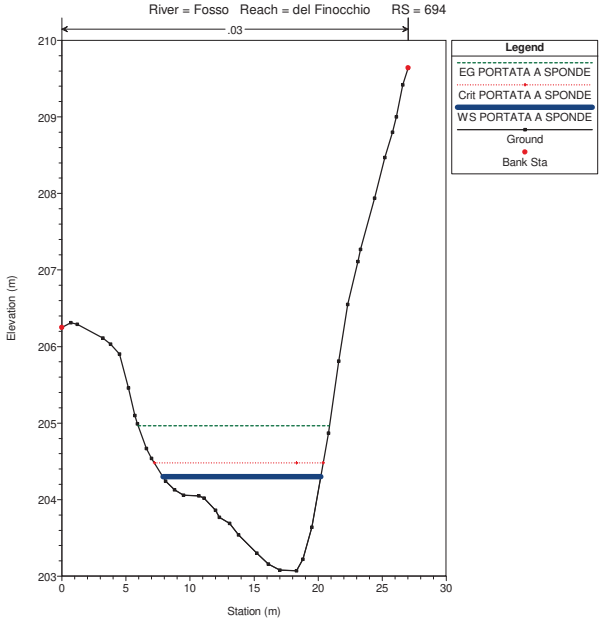
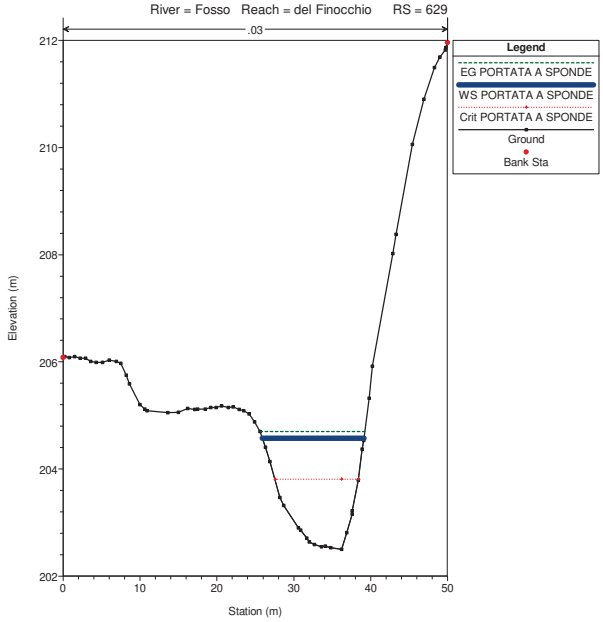


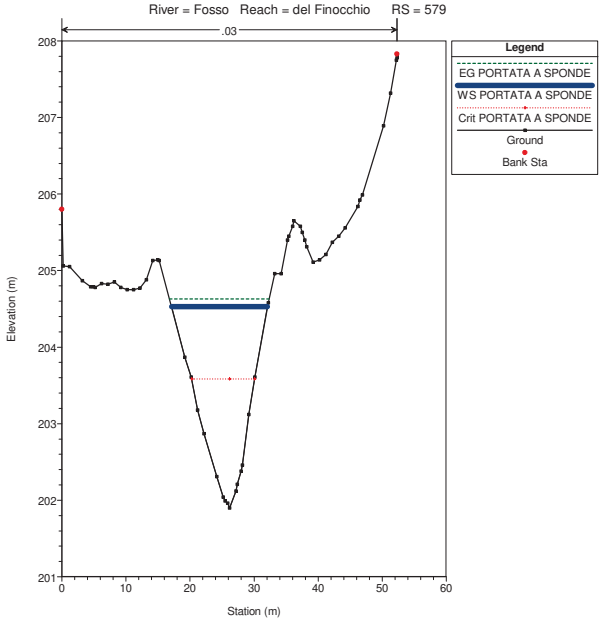
Figura 4 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante.

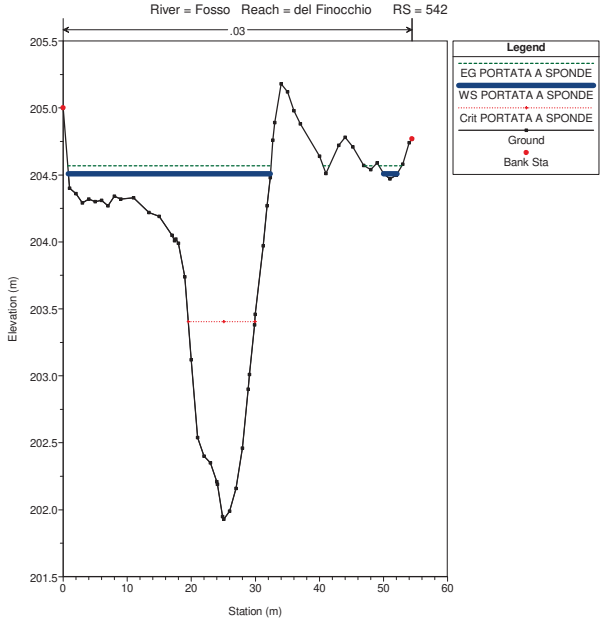

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 799
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

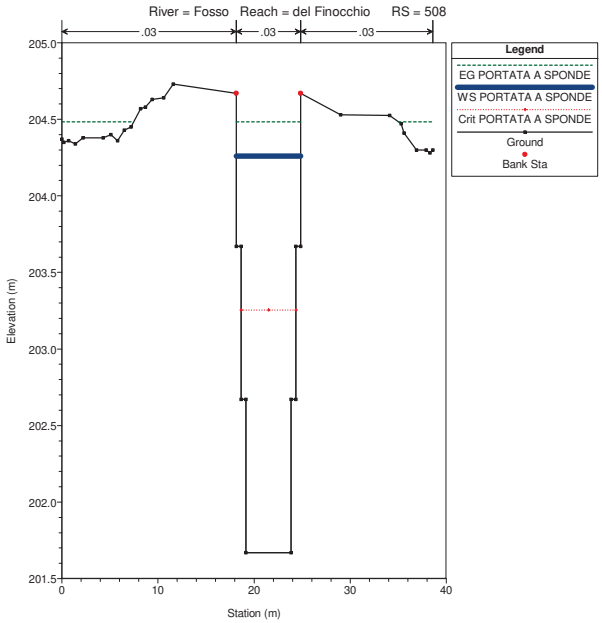

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 748
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

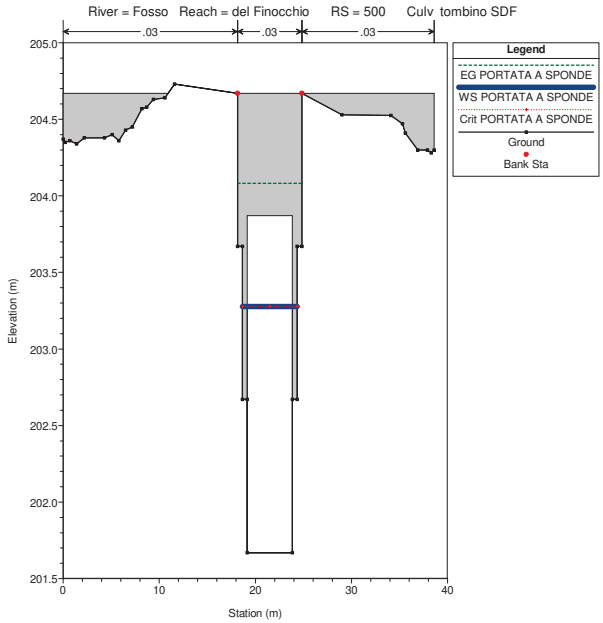

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 694
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

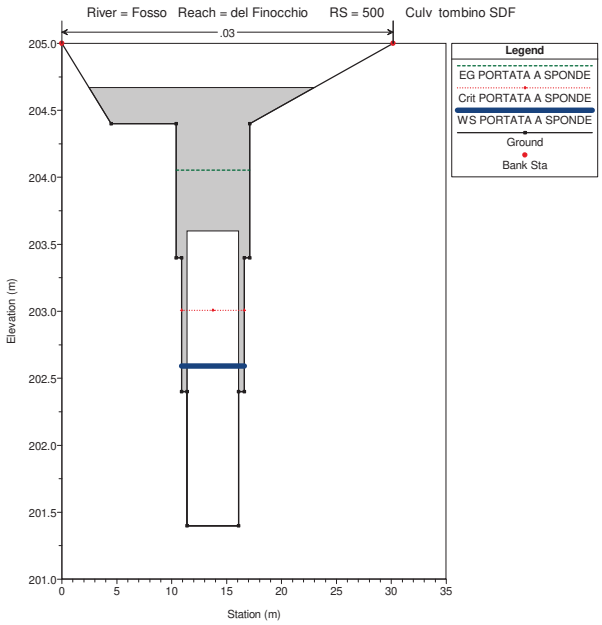

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 629
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

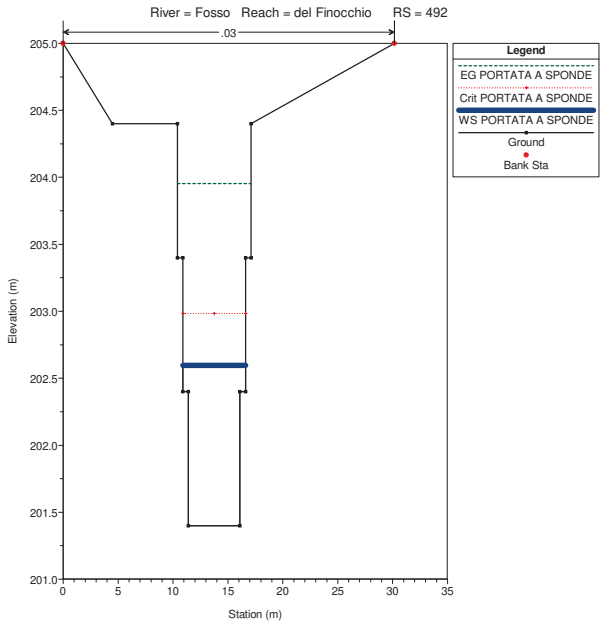

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 579
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

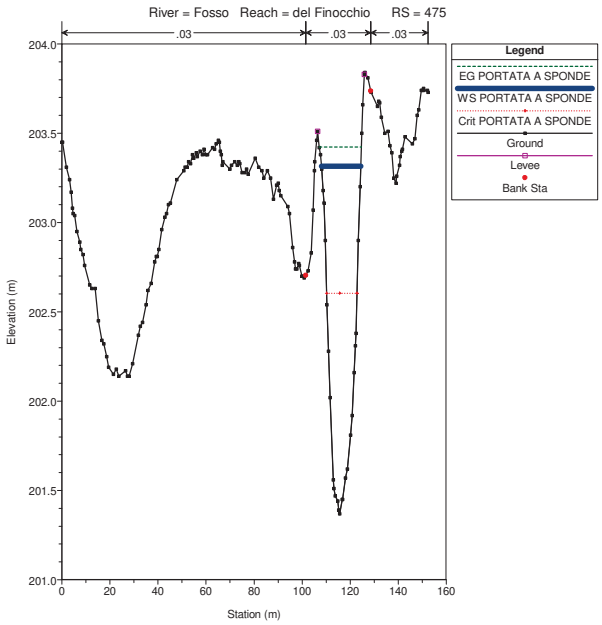

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 542
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

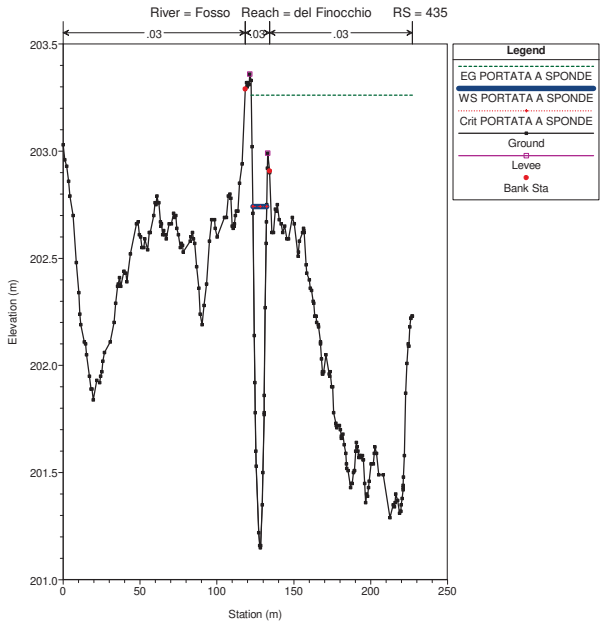

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 508
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

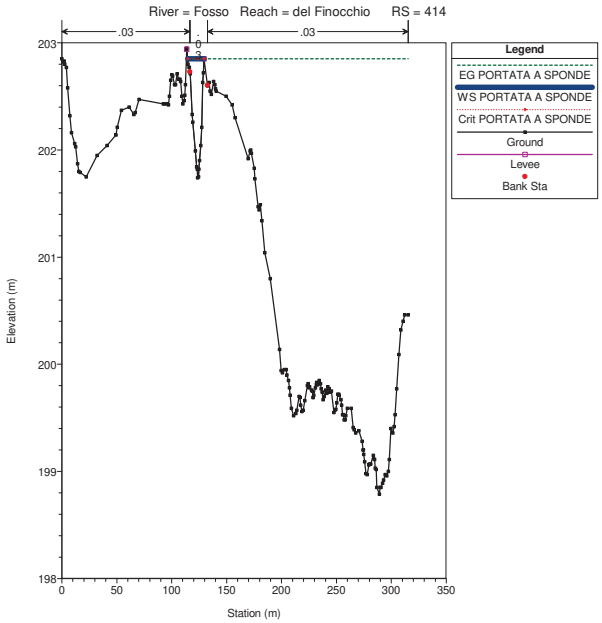

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDF
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

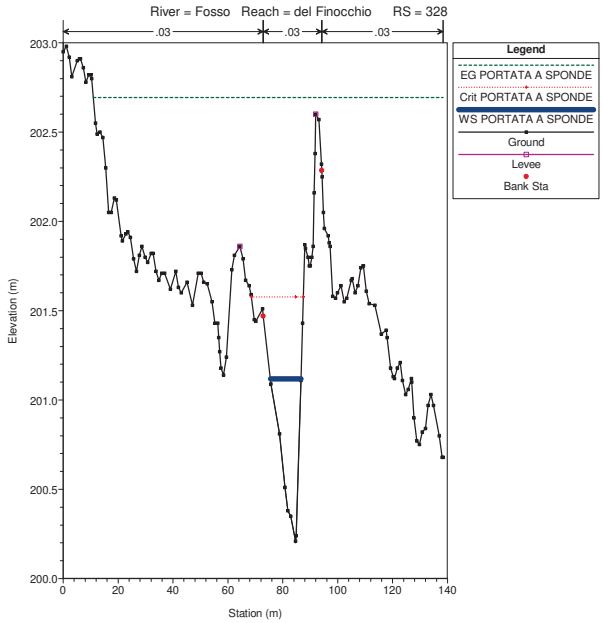

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDF
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

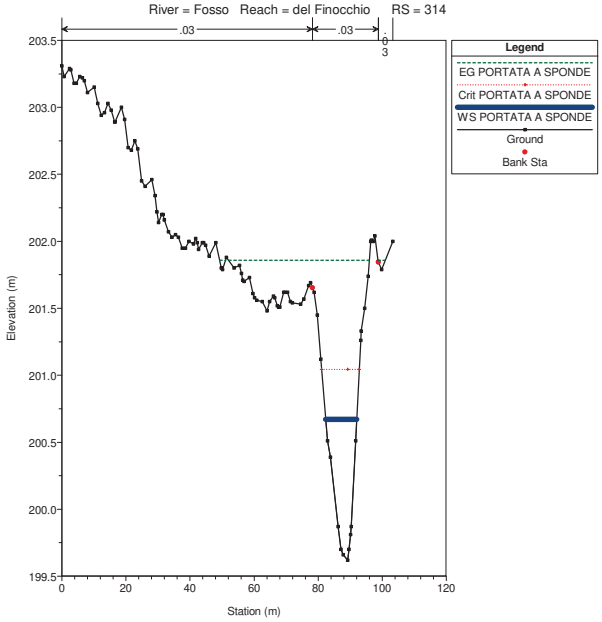

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 492
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

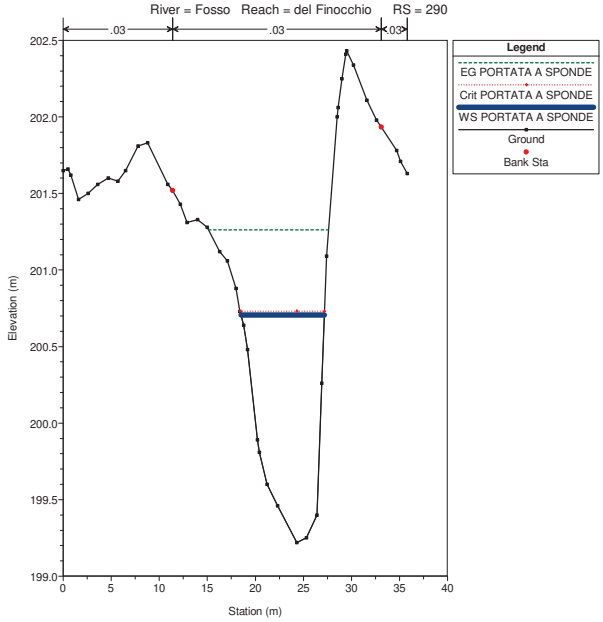

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 475
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 435
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 414
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 328
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 314
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 290
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

EVENTO CON PERIODO DI RITORNO PARI A 200 ANNI

Tabella 3 - Risultati delle simulazioni in moto permanente.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	93	204.54	207.21	207.11	207.44	0.006542	2.12	43.9	61.94	0.8
748	93	203.95	206.31	206.31	207.01	0.008476	3.7	25.12	18.01	1
694	93	203.07	205.05	205.39	206.31	0.018076	4.96	18.76	15.17	1.42
629	93	202.5	205.76	204.88	205.96	0.002272	1.98	46.97	31.94	0.52
579	93	201.9	205.72	204.93	205.85	0.001633	1.57	59.34	45.33	0.44
542	93	201.93	205.74	204.65	205.79	0.000522	1.03	90.34	54.45	0.26
508	93	201.67	205.6	205.09	205.75	0.001623	2.02	57.67	38.6	0.34
				TOMBINO ESISTENTE						
492	93	201.4	204.98	204.98	205.49	0.011807	3.18	29.24	29.48	1.02
475	93	201.37	202.9	203.51	205.02	0.03688	6.44	14.44	13.81	2.01
435	93	201.15	202.99	202.99	203.03	0.000638	0.83	108.62	104.14	0.26
414	93	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000012	0.08	459.7	200.87	0.03
328	93	200.21	202.6	202.12	202.63	0.00036	0.77	138.28	126.89	0.21
314	93	199.62	202.5	202.13	202.61	0.001306	1.68	72.83	78.66	0.41
290	93	199.22	202.01	202.01	202.51	0.006093	3.22	31.85	31.97	0.84

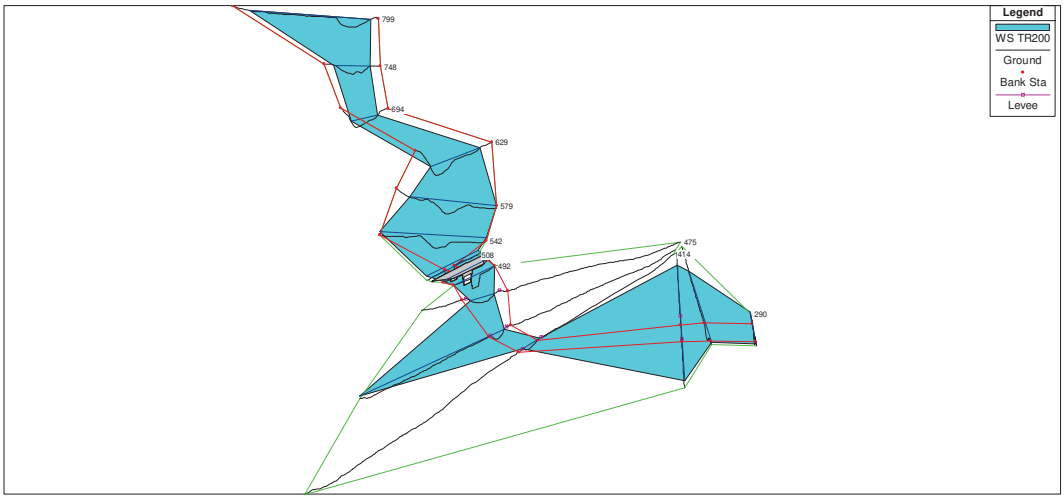


Figura 5 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera.

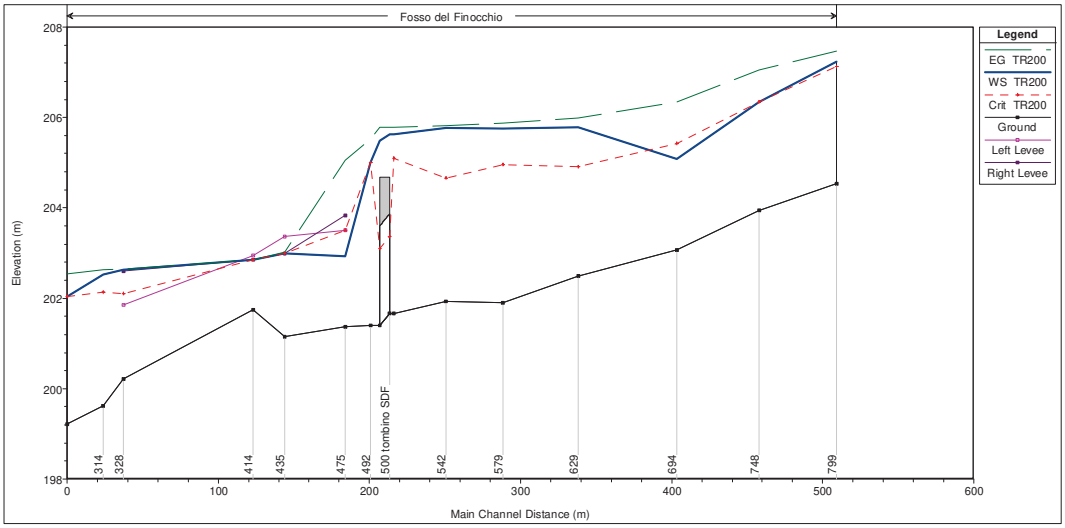
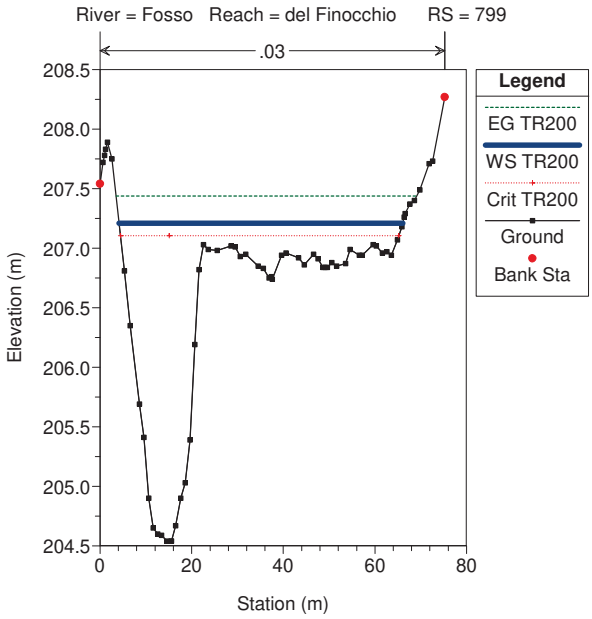
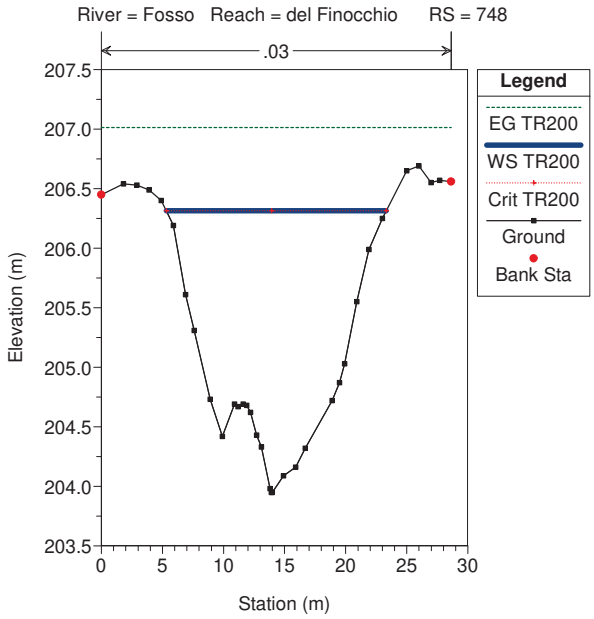
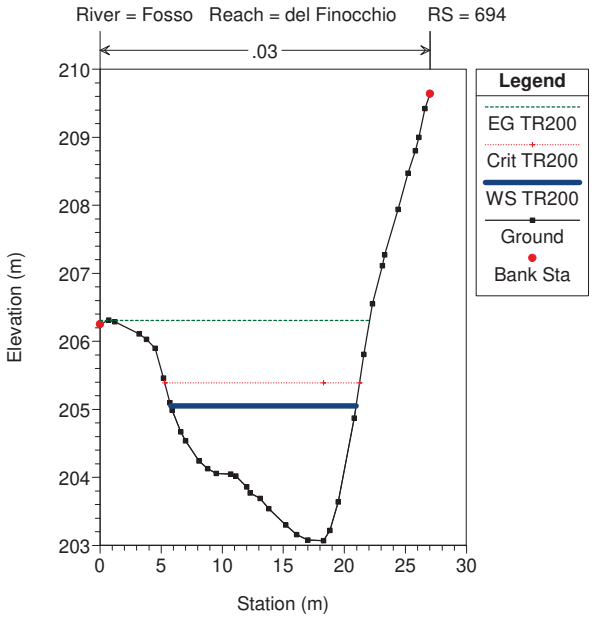
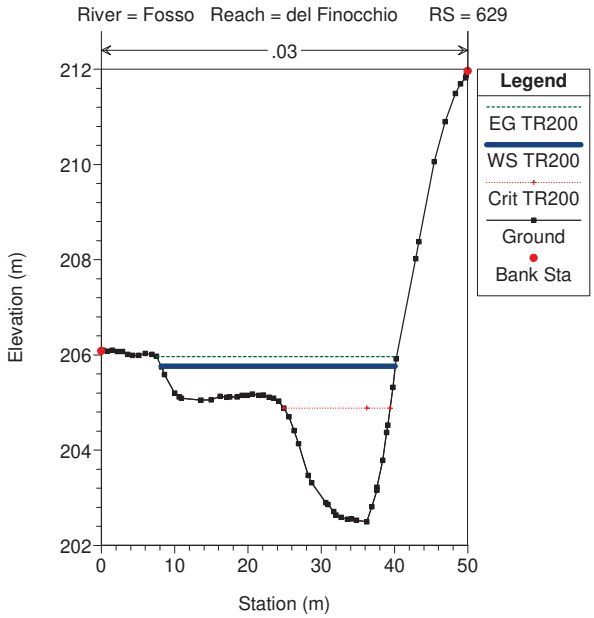


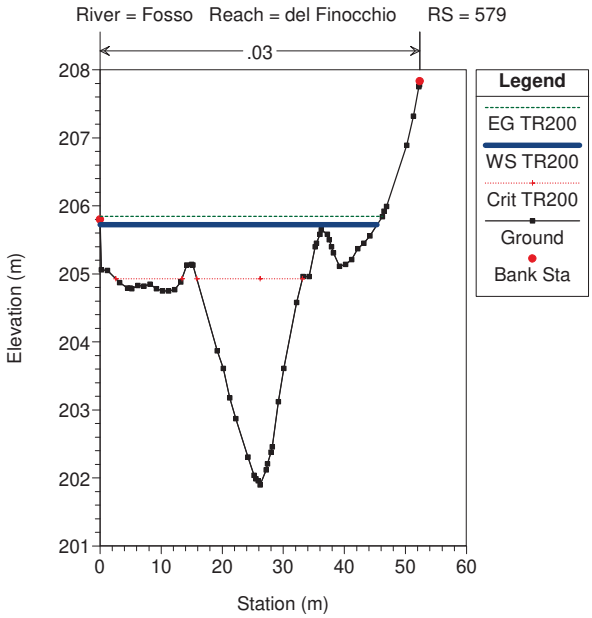
Figura 6 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante.

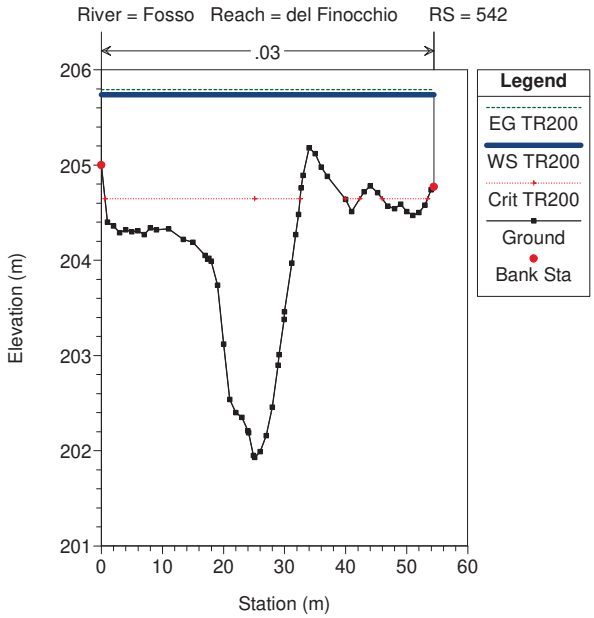

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 799
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

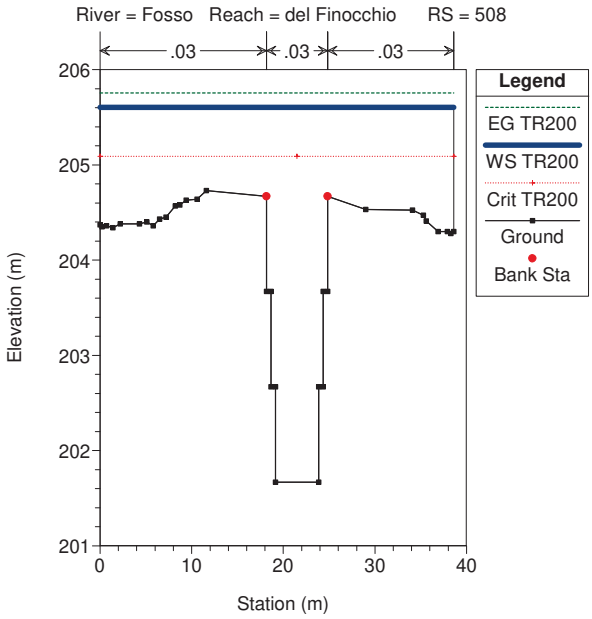

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 748
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

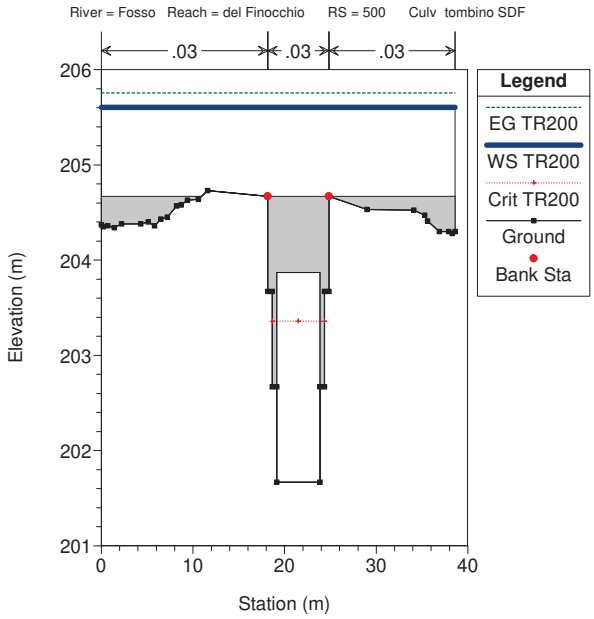

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 694
.03
Legend
EG TR200
Crit TR200
WS TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

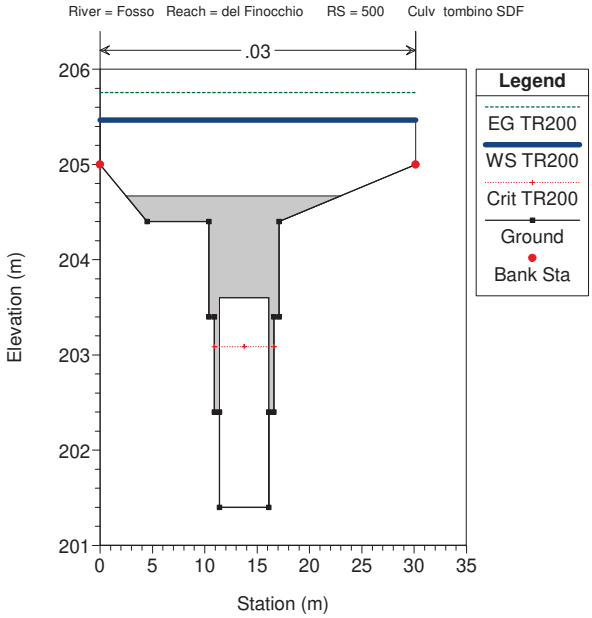

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 629
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

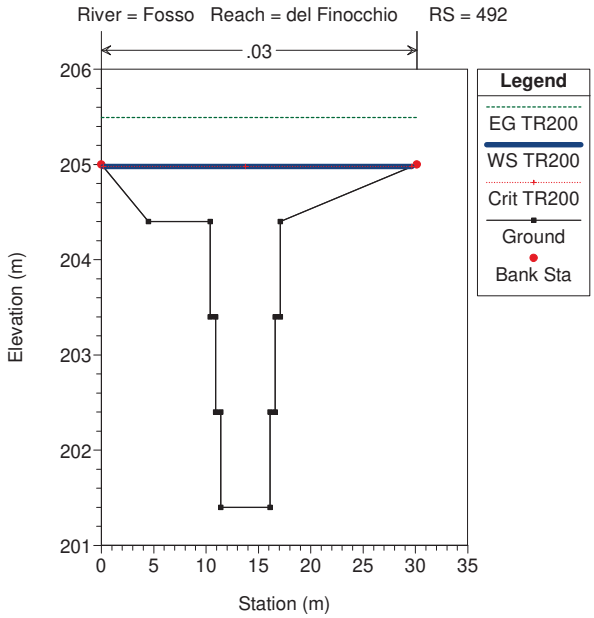

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 579
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

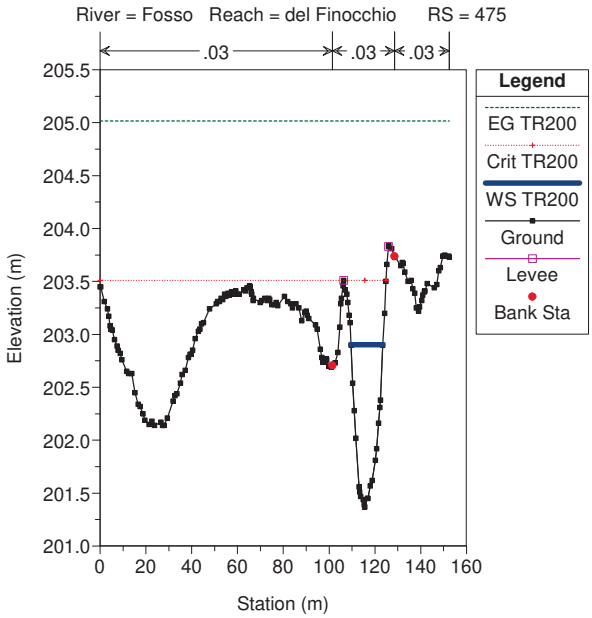

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 542
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

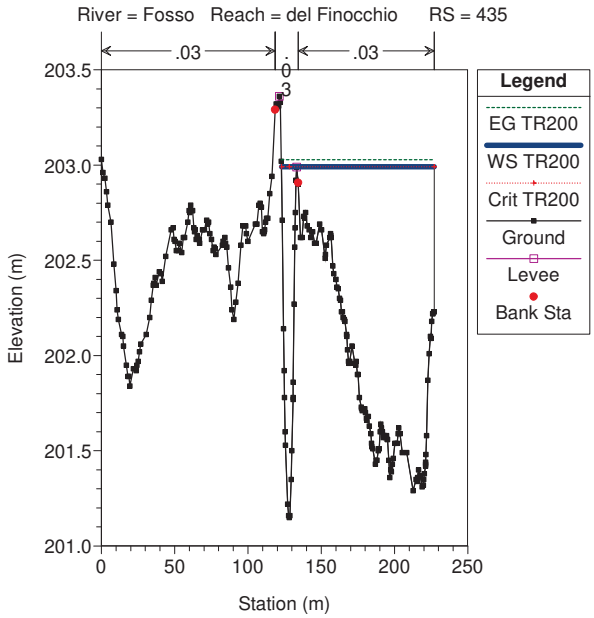

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 508
.03
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

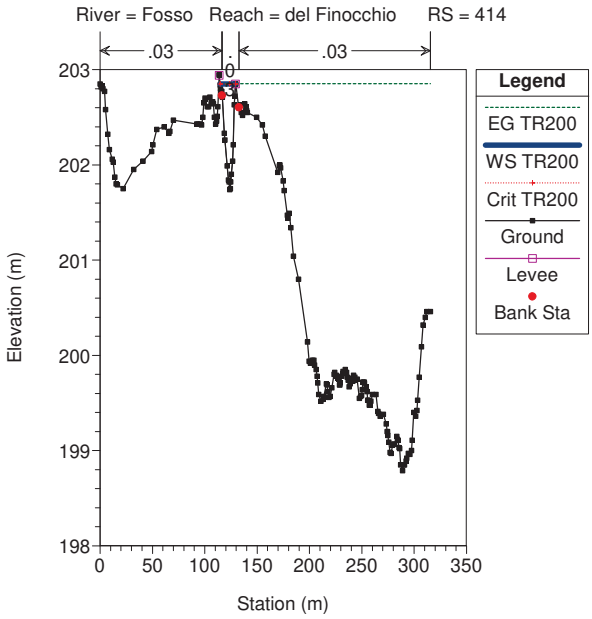

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDF
.03
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

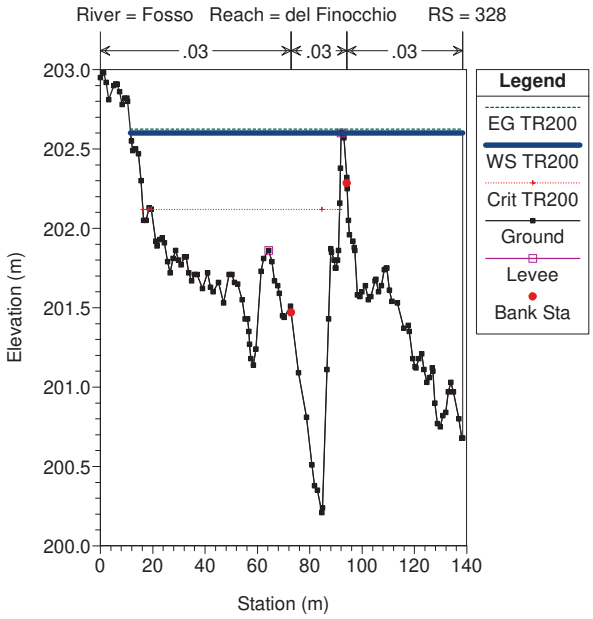

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDF
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

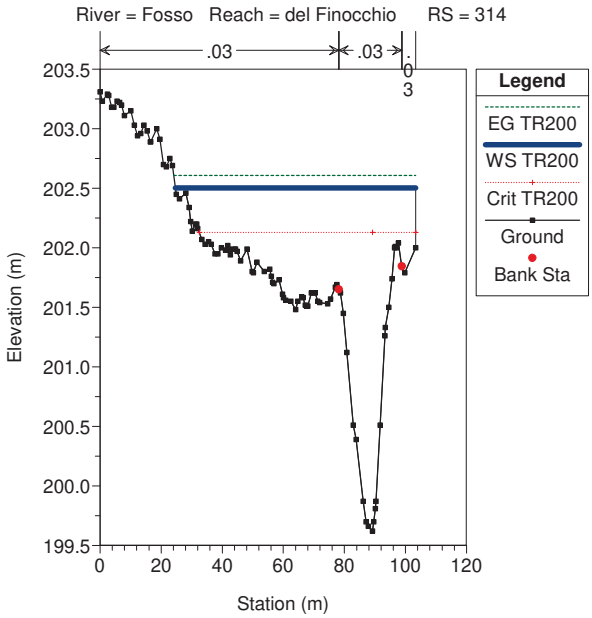

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 492
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

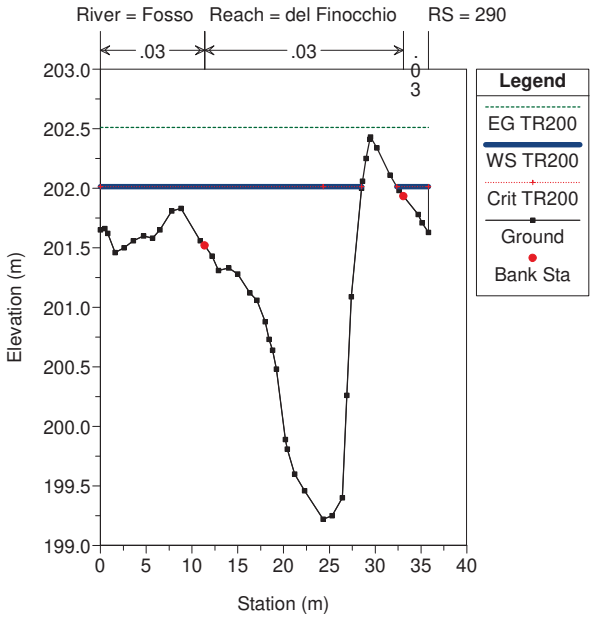

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 475
.03
.03
.03
Legend
EG TR200
Crit TR200
WS TR200
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 435
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 414
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 328
.03
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 314
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 290
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

STATO DI PROGETTO

EVENTO CON PERIODO DI RITORNO PARI A 2 ANNI

Tabella 4 - Risultati delle simulazioni in moto permanente.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	21.92	204.54	205.68	205.59	205.97	0.007144	2.39	9.18	11.37	0.85
748	21.92	203.95	205.19	205.19	205.53	0.010458	2.59	8.47	12.33	1
694	21.92	203.07	204.16	204.31	204.72	0.021266	3.3	6.64	11.45	1.38
629	21.92	202.5	203.88	203.61	204.09	0.004149	2.03	10.78	11.08	0.66
579	21.92	201.9	203.63	203.36	203.87	0.00466	2.18	10.04	10	0.7
542	21.92	201.93	203.19	203.19	203.6	0.010278	2.83	7.74	9.62	1.01
508	21.92	201.67	203.09	202.27	203.14	0.000753	1.01	21.76	16	0.28
				NUOVO TOMBINO						
492	21.92	201.4	203.09	202	203.13	0.000429	0.84	26.06	16	0.21
475	21.92	201.37	203.01	202.43	203.11	0.001532	1.37	16.02	14.37	0.41
435	21.92	201.15	202.59	202.5	202.96	0.007702	2.72	8.07	8.36	0.88
414	21.92	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000001	0.02	459.7	200.87	0.01
328	21.92	200.21	200.96	201.39	202.68	0.10195	5.8	3.78	9.17	2.89
314	21.92	199.62	200.51	200.85	201.6	0.045638	4.62	4.74	8.82	2.01
290	21.92	199.22	200.47	200.48	200.95	0.010865	3.06	7.16	7.82	1.02

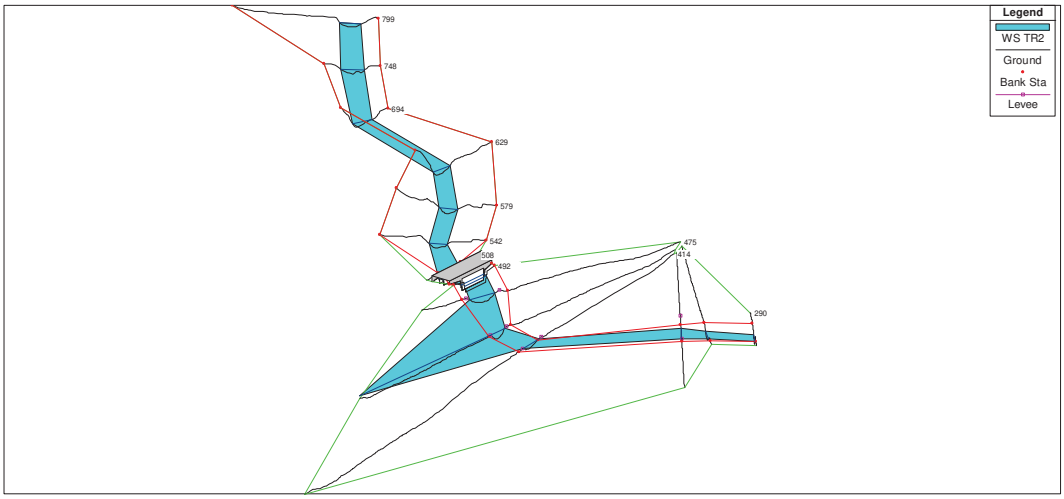


Figura 7 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera.

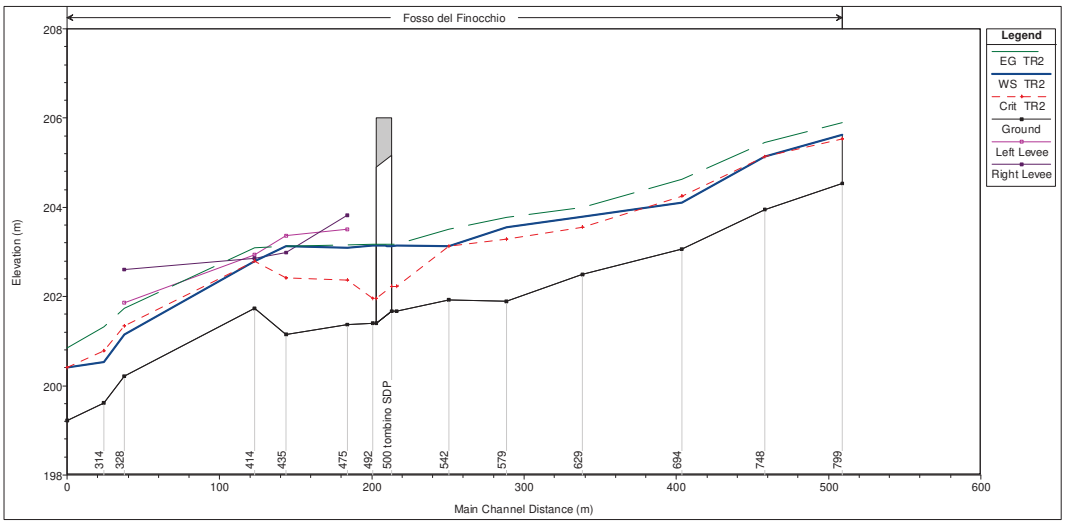
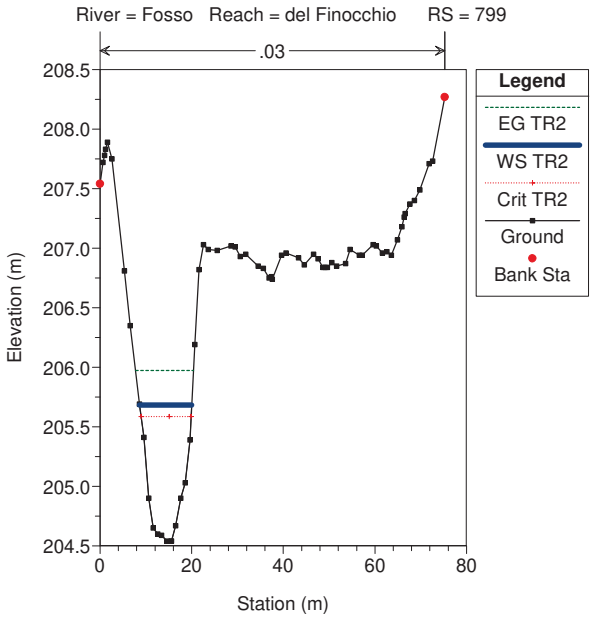
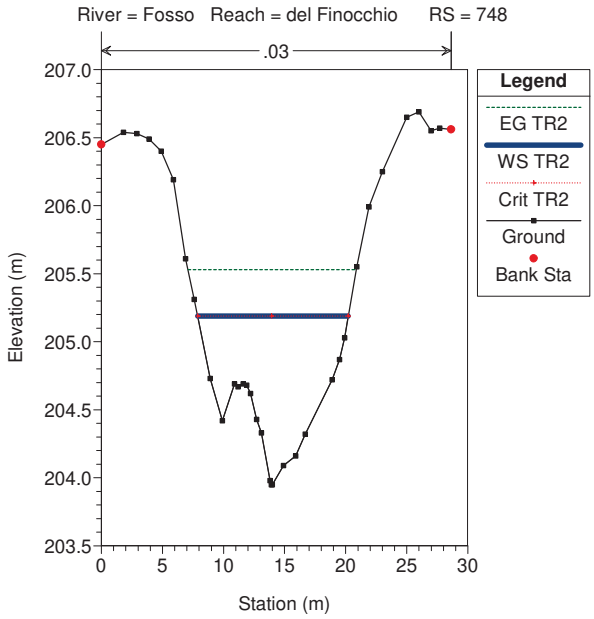
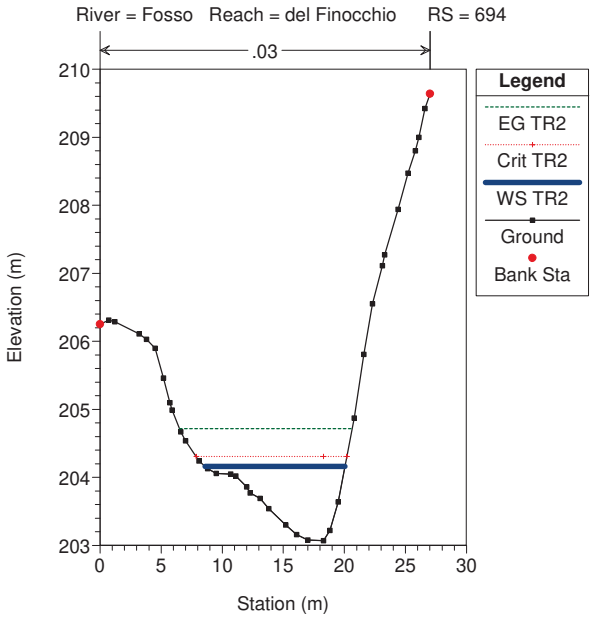
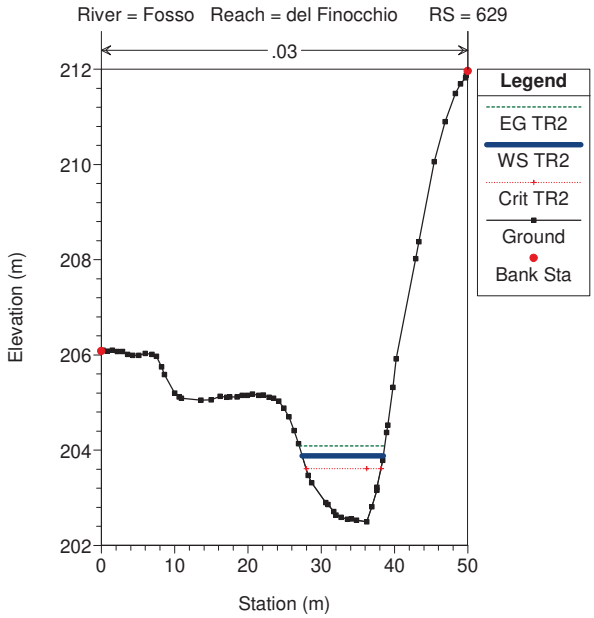


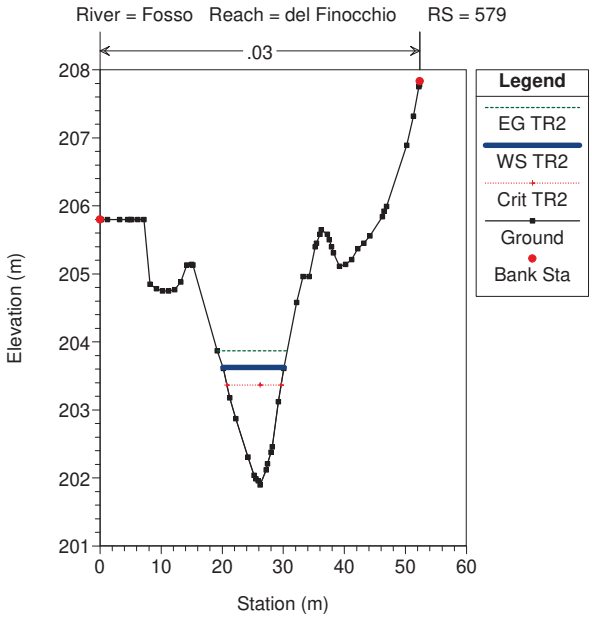
Figura 8 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante.

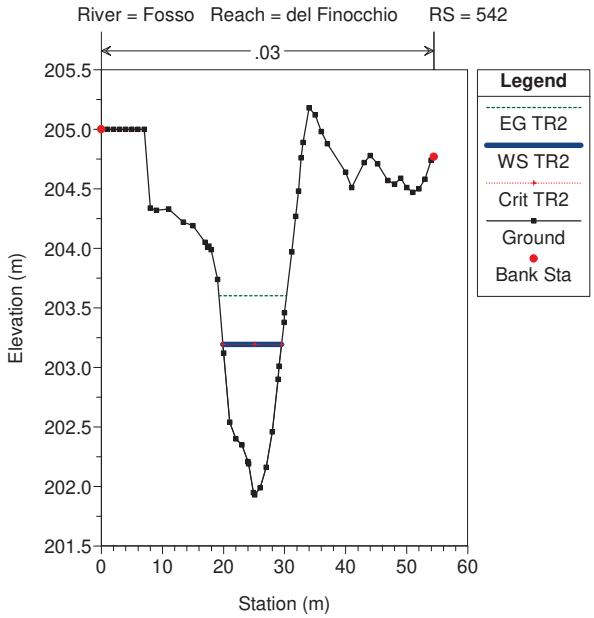

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 799
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

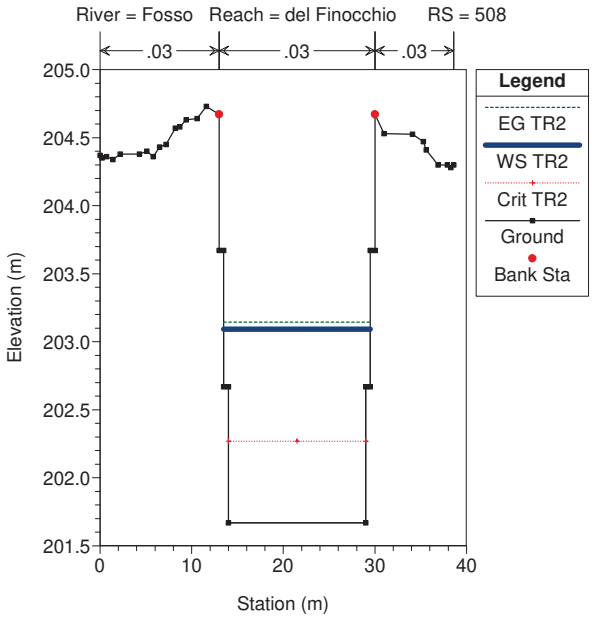

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 748
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

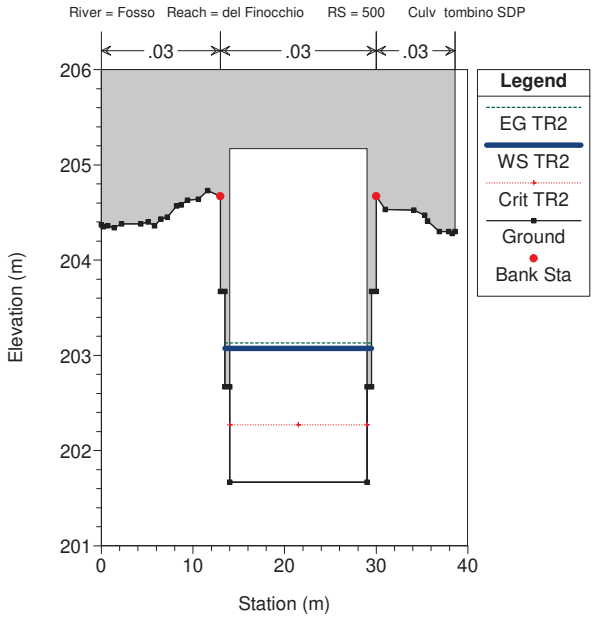

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 694
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

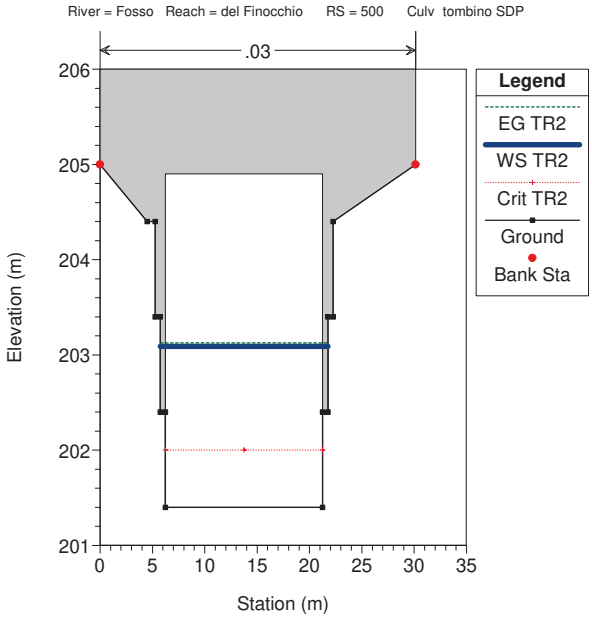

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 629
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

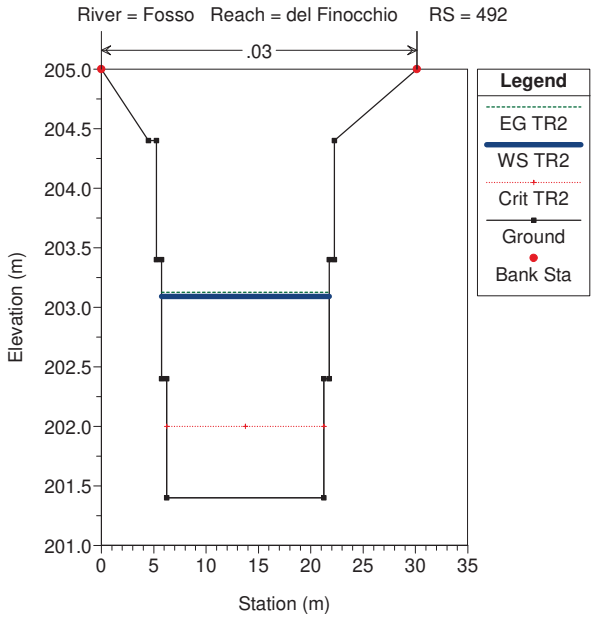

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 579
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

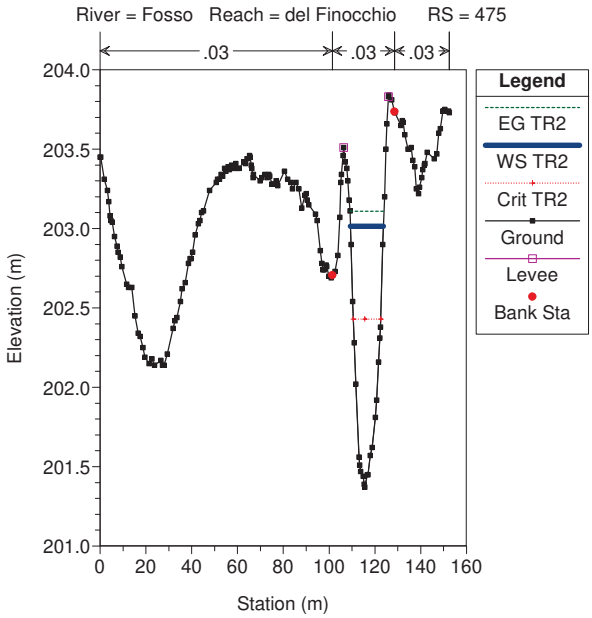

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 542
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

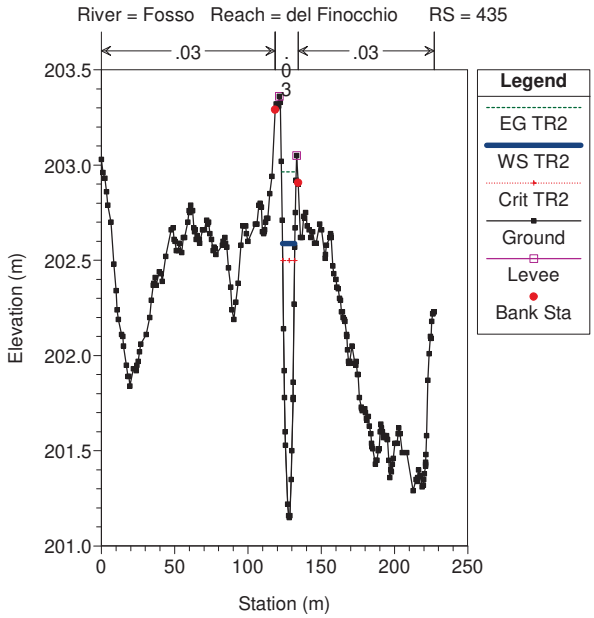

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 508
.03
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

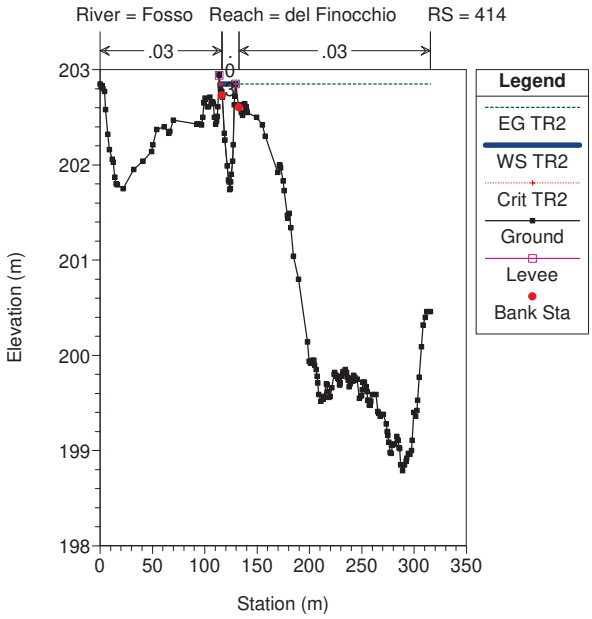

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDP
.03
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

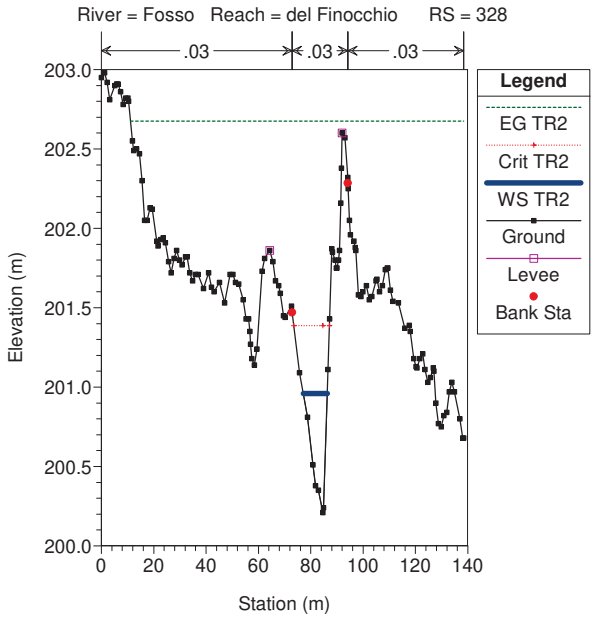

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDP
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

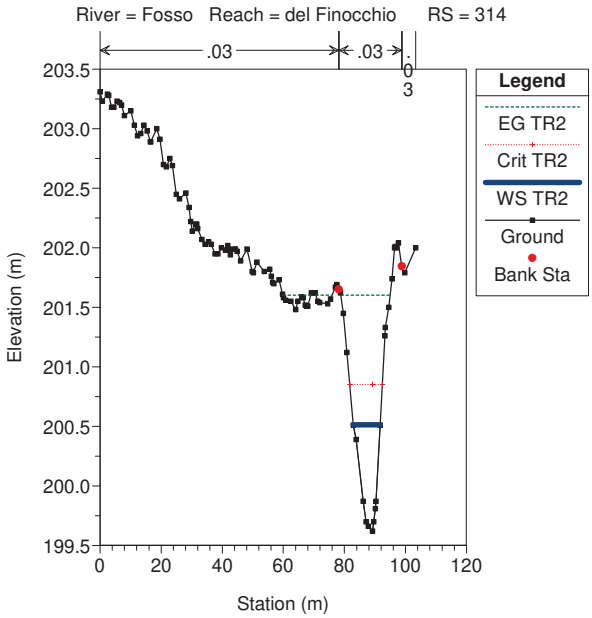

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 492
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

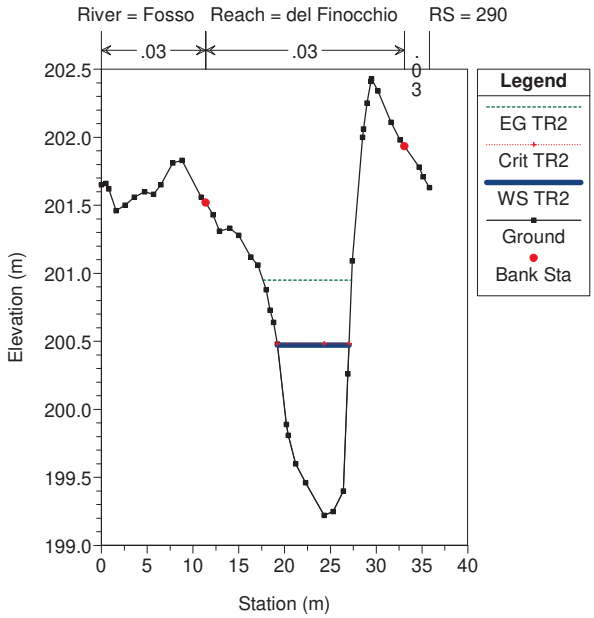

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 475
.03
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 435
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 414
.03
.03
Legend
EG TR2
WS TR2
Crit TR2
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 328
.03
.03
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 314
.03
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 290
.03
.03
Legend
EG TR2
Crit TR2
WS TR2
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

EVENTO A SPONDE PIENE

Tabella 5 - Risultati delle simulazioni in moto permanente.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	55	204.54	206.18	206.24	206.83	0.010404	3.58	15.35	13.56	1.08
748	55	203.95	205.78	205.78	206.35	0.00914	3.32	16.57	14.83	1
694	55	203.07	204.64	204.9	205.59	0.020234	4.33	12.69	13.84	1.45
629	55	202.5	204.68	204.29	205.04	0.004124	2.67	20.57	13.58	0.69
579	55	201.9	204.42	204.12	204.81	0.005005	2.79	19.73	14.39	0.76
542	55	201.93	203.92	203.92	204.54	0.009147	3.51	15.68	12.77	1.01
508	55	201.67	203.6	202.79	203.77	0.001777	1.84	29.84	16	0.43
				TOMBINO ESISTENTE						
492	55	201.4	203.57	202.52	203.7	0.001287	1.63	33.83	17	0.37
475	55	201.37	203.05	203.05	203.61	0.008843	3.33	16.52	14.55	1
435	55	201.15	203.05	203.05	203.06	0.000186	0.46	114.84	104.27	0.14
414	55	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000004	0.05	459.7	200.87	0.02
328	55	200.21	201.58	201.93	202.73	0.029625	4.78	11.81	18.93	1.73
314	55	199.62	201.13	201.7	202.36	0.025652	4.91	11.21	12.24	1.64
290	55	199.22	201.41	201.41	201.95	0.009756	3.28	16.77	15.44	1.01

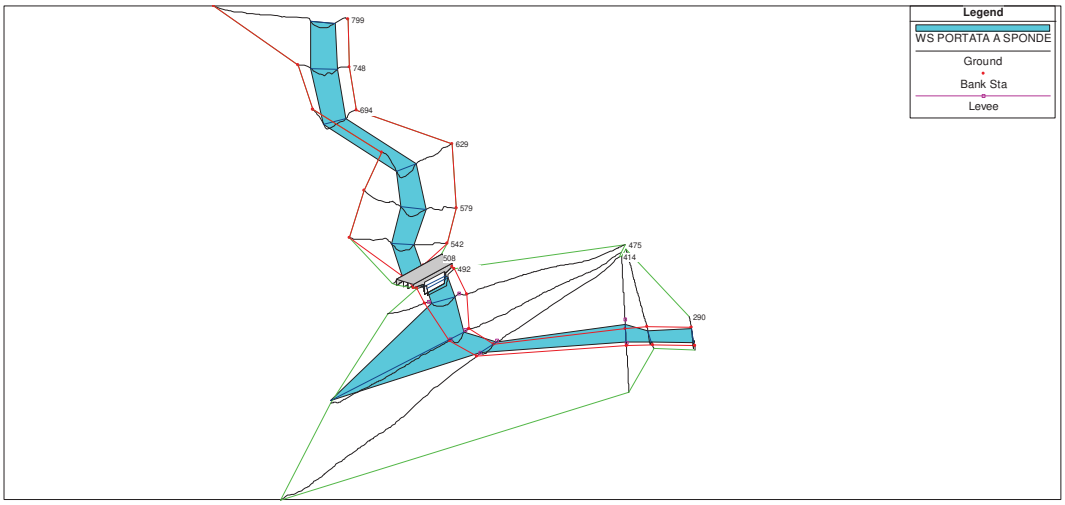


Figura 9 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera.

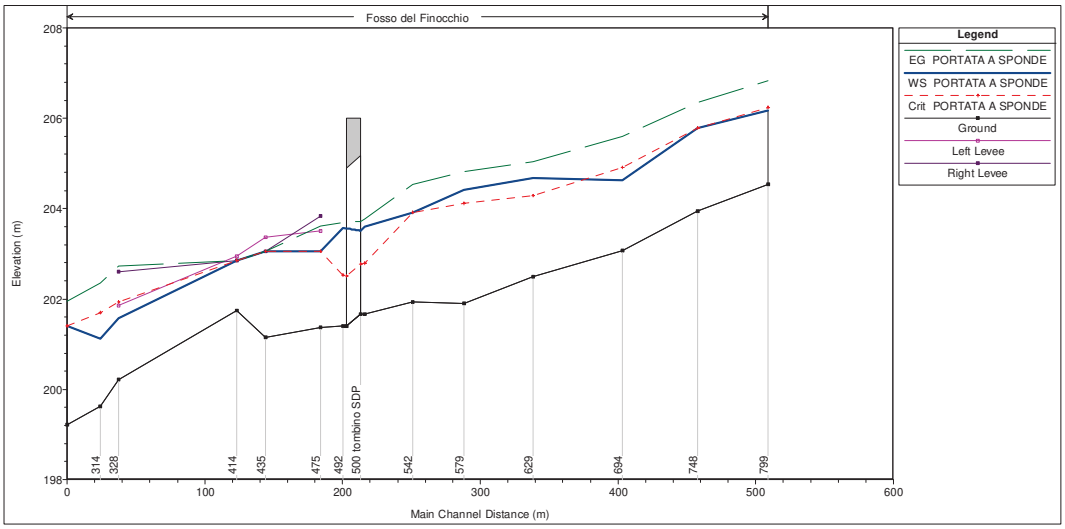
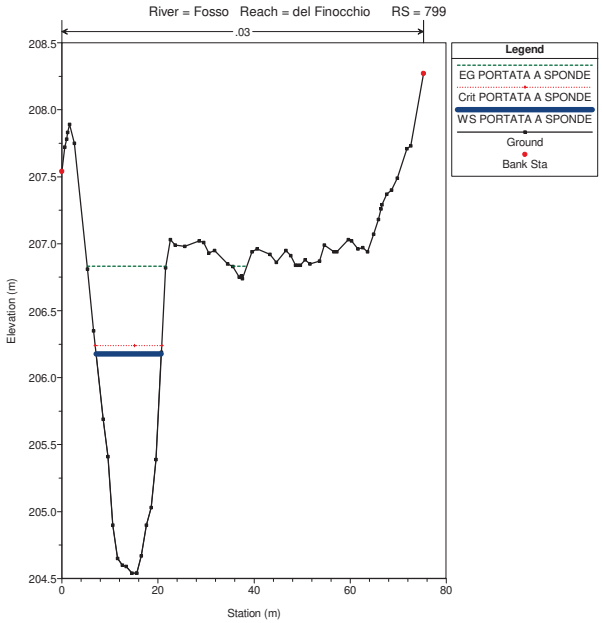
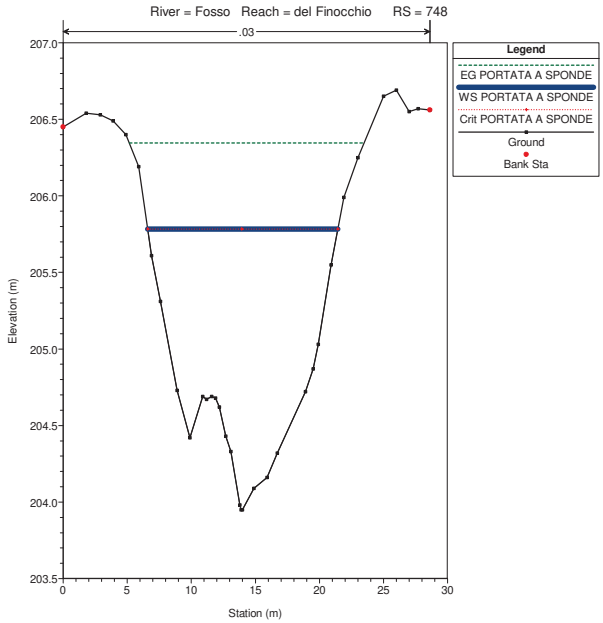
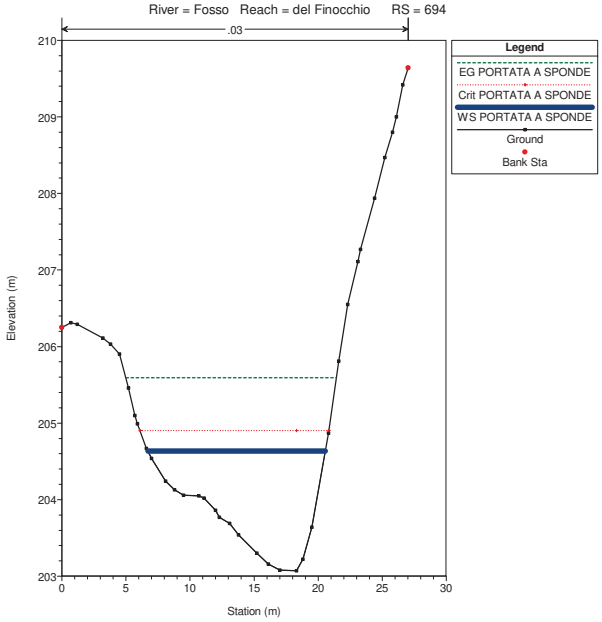
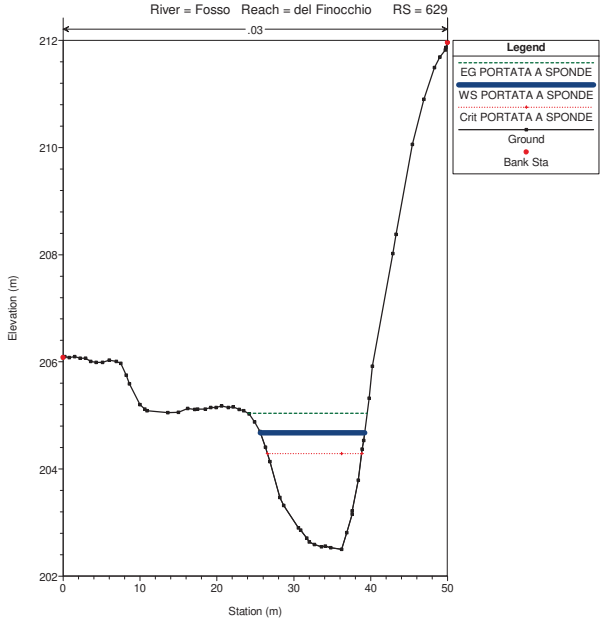


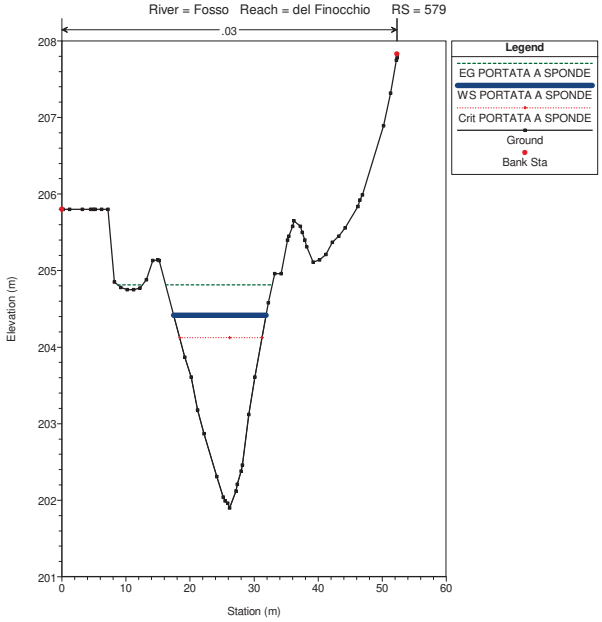
Figura 10 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante.

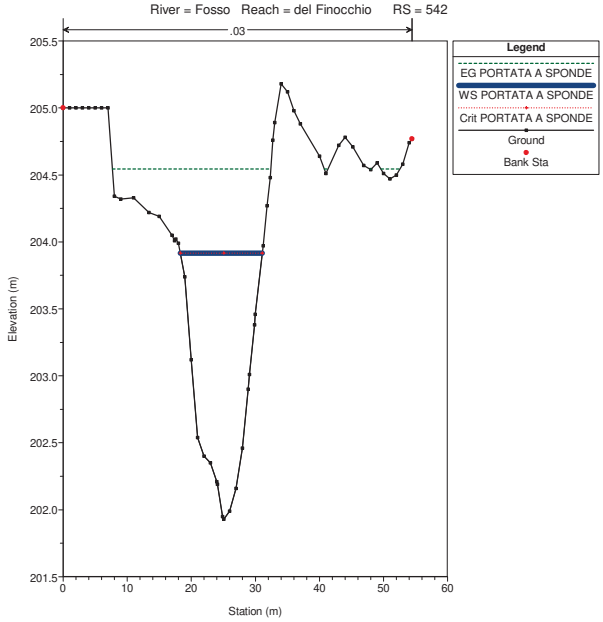

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 799
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

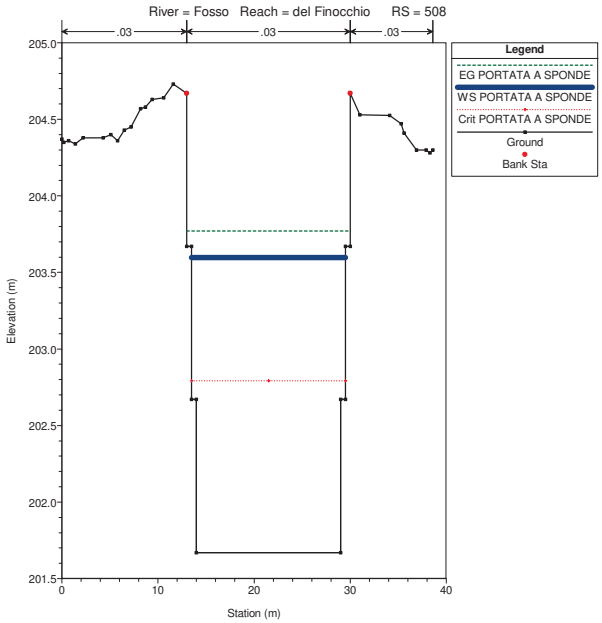

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 748
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

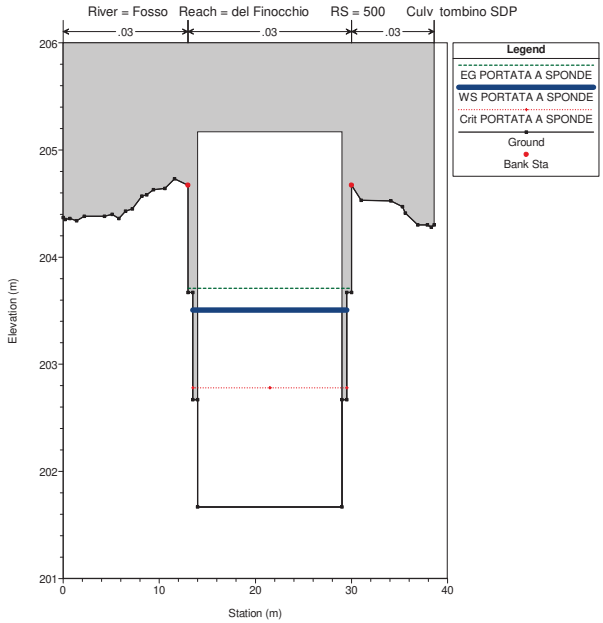

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 694
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

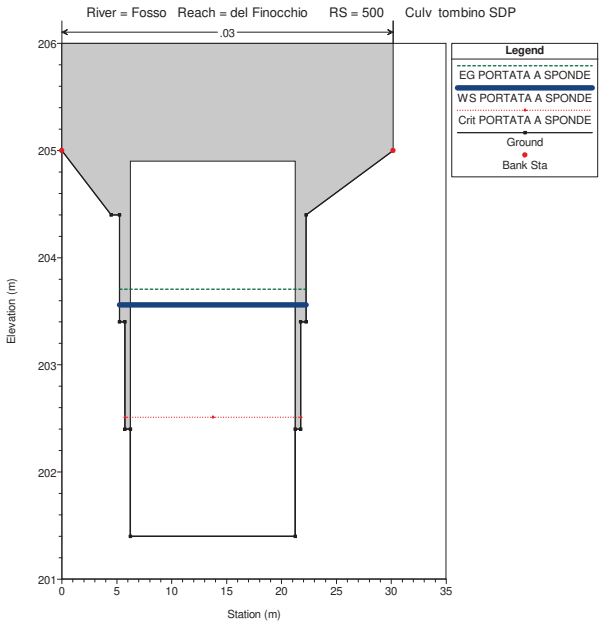

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 629
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

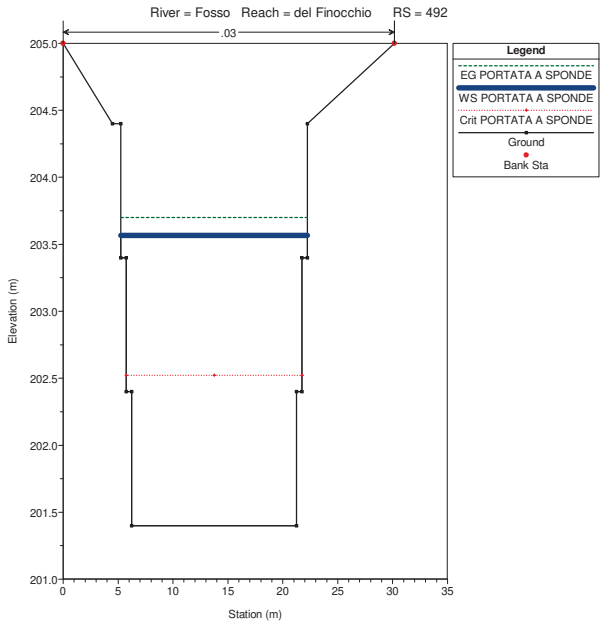

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 579
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

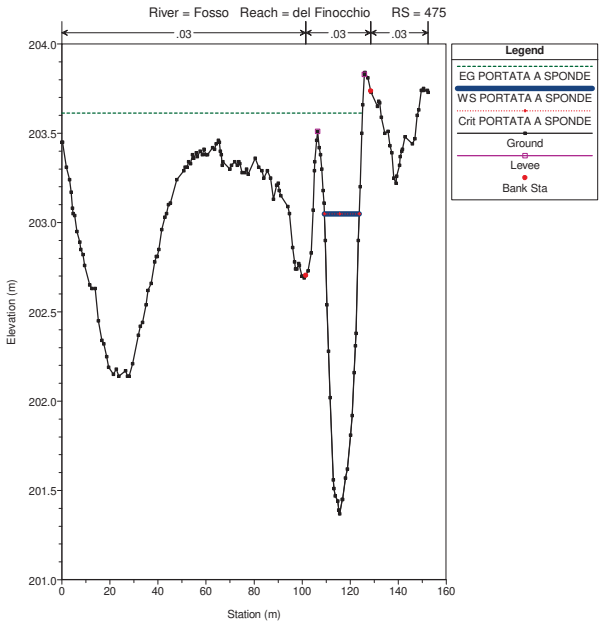

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 542
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

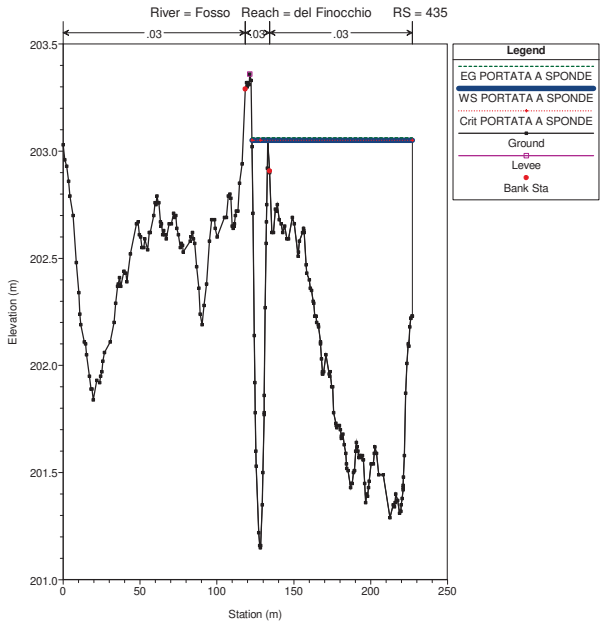

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 508
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

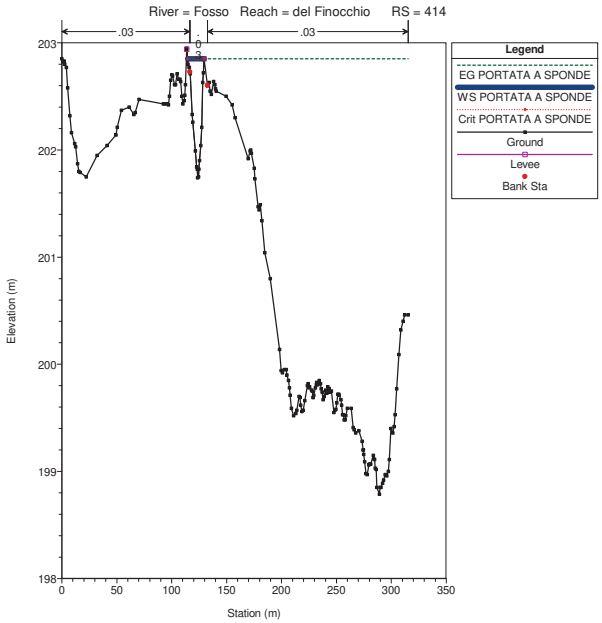

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDP
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

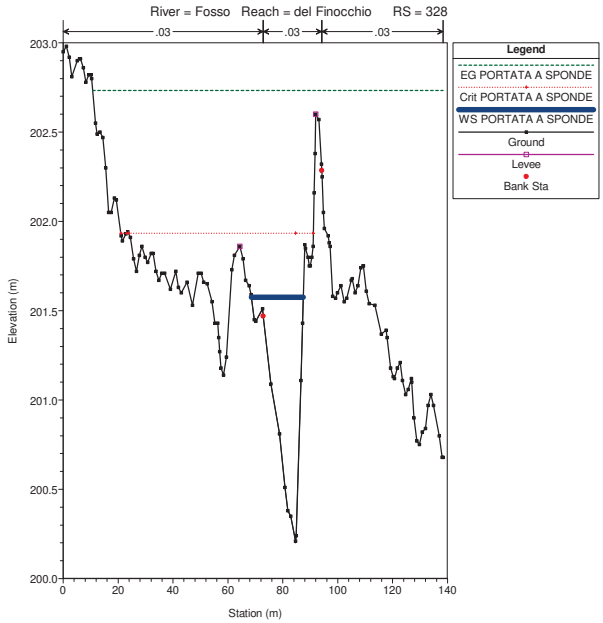

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDP
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

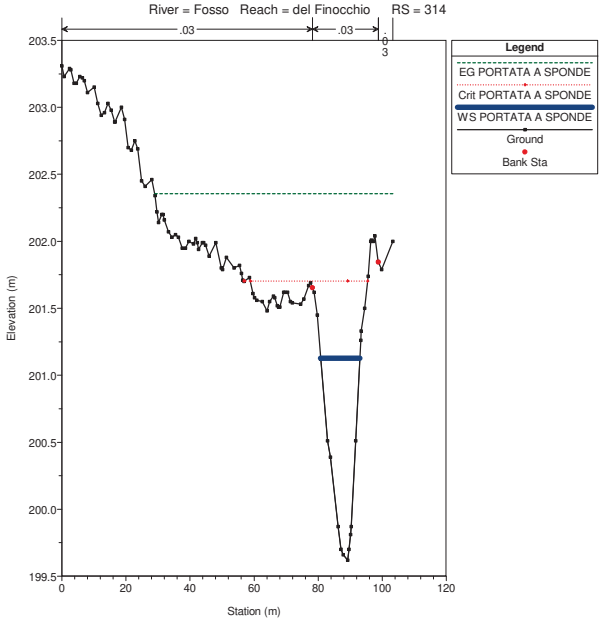

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 492
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

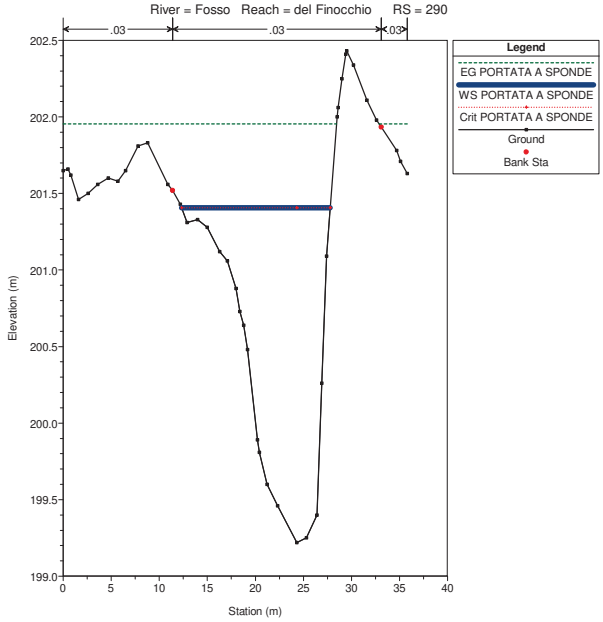

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 475
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 435
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 414
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 328
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 314
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 290
.03
.03
.03
Legend
EG PORTATA A SPONDE
WS PORTATA A SPONDE
Crit PORTATA A SPONDE
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

EVENTO CON PERIODO DI RITORNO PARI A 200 ANNI

Tabella 6 - Risultati delle simulazioni in moto permanente.

River Sta	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
799	93	204.54	207.21	207.11	207.44	0.006542	2.12	43.9	61.94	0.8
748	93	203.95	206.31	206.31	207.01	0.008476	3.7	25.12	18.01	1
694	93	203.07	205.05	205.39	206.31	0.018076	4.96	18.76	15.17	1.42
629	93	202.5	205.47	204.88	205.78	0.004445	2.46	37.82	30.88	0.71
579	93	201.9	204.9	204.83	205.47	0.007887	3.33	27.94	22.26	0.95
542	93	201.93	204.66	204.66	205.1	0.009612	2.96	31.43	35.35	1
508	93	201.67	203.91	203.24	204.27	0.003274	2.65	35.13	17	0.59
				NUOVO TOMBINO						
492	93	201.4	202.59	202.97	203.95	0.024773	5.17	17.98	16	1.56
475	93	201.37	203.51	203.51	203.59	0.001799	1.5	82.46	124.83	0.45
435	93	201.15	203.05	203.05	203.08	0.000532	0.77	114.84	104.27	0.24
414	93	201.74	202.85	202.85	202.85	0.000012	0.08	459.7	200.87	0.03
328	93	200.21	202.6	202.12	202.63	0.00036	0.77	138.28	126.89	0.21
314	93	199.62	202.5	202.13	202.61	0.001306	1.68	72.83	78.66	0.41
290	93	199.22	202.01	202.01	202.51	0.006093	3.22	31.85	31.97	0.84

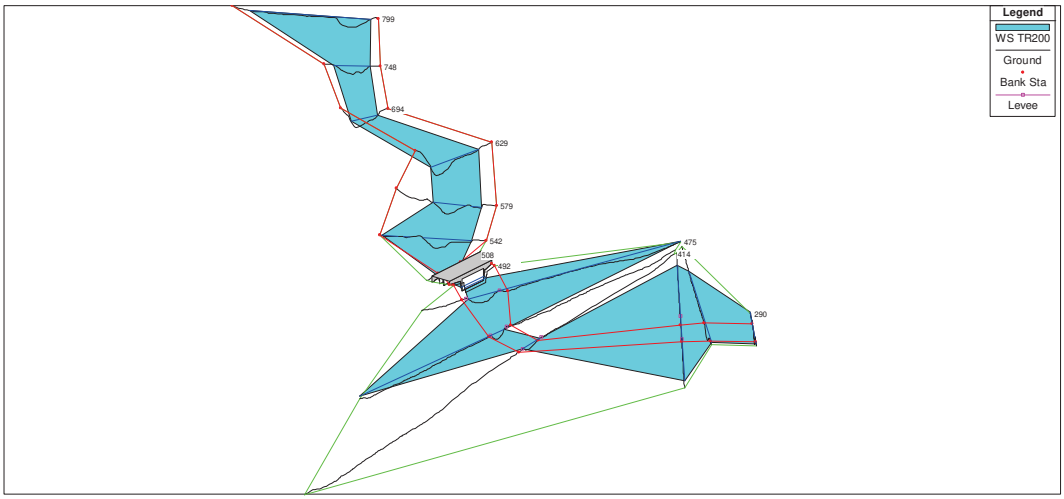


Figura 11 - Vista tridimensionale con rappresentazione della superficie libera.

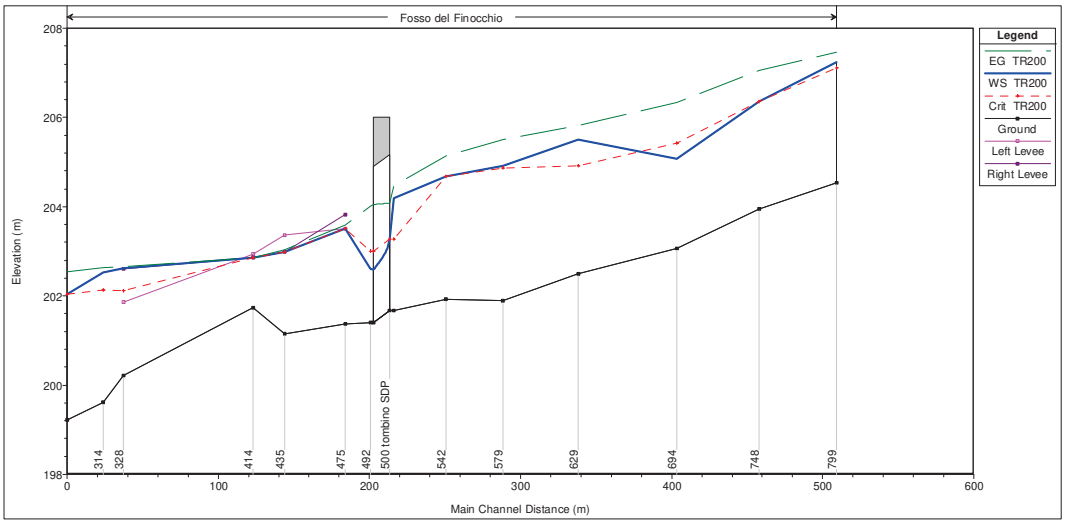
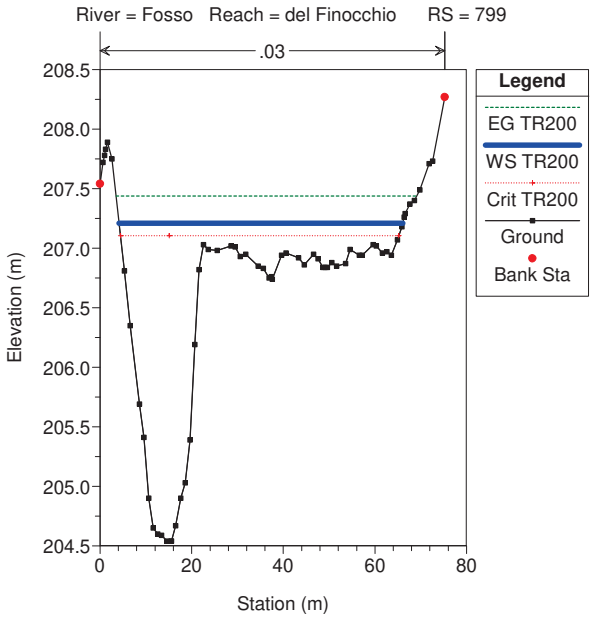
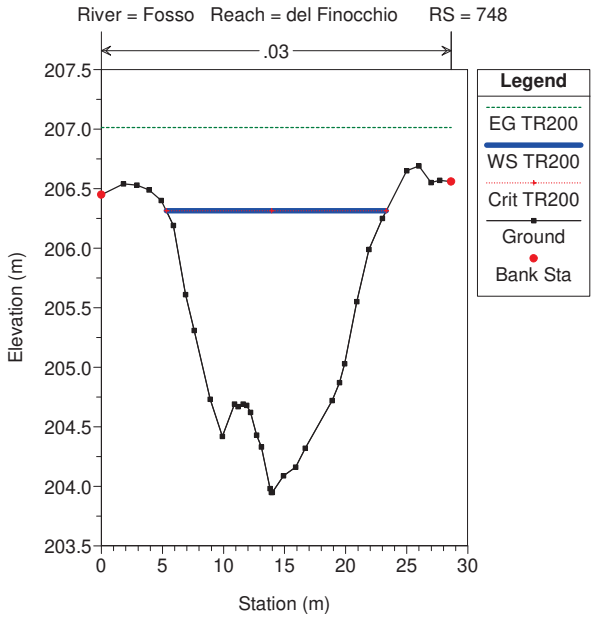
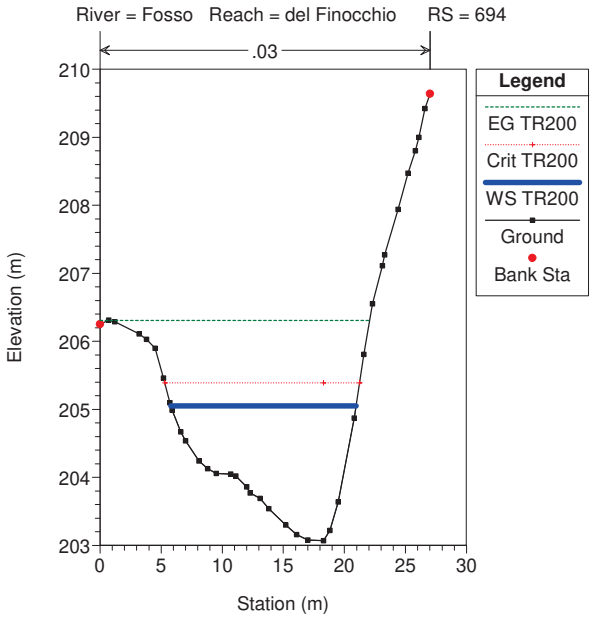
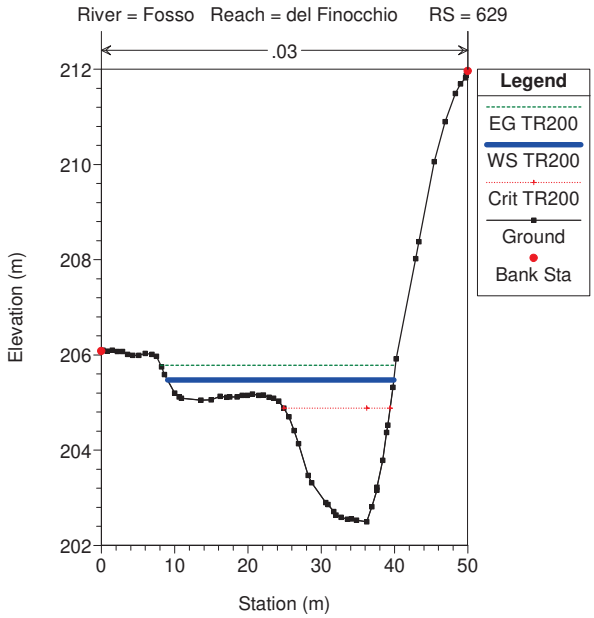


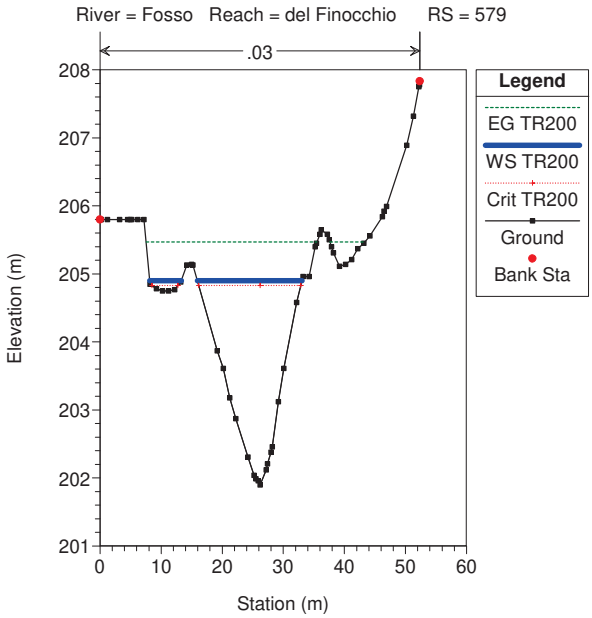
Figura 12 - Profilo longitudinale con rappresentazione del tirante.

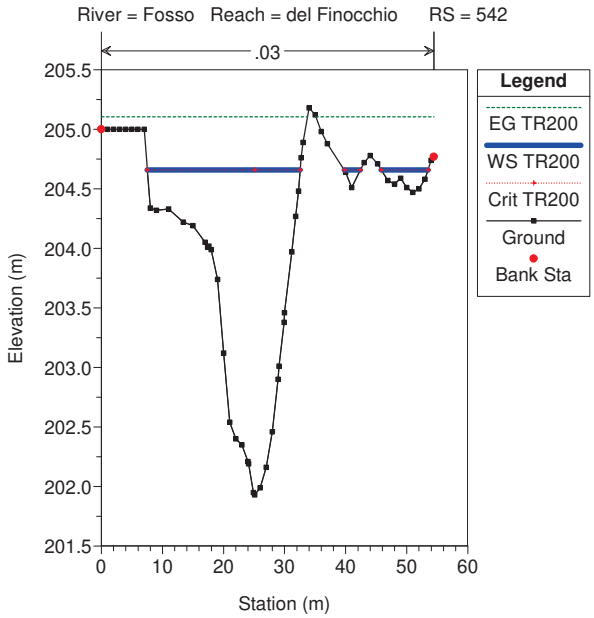

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 799
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

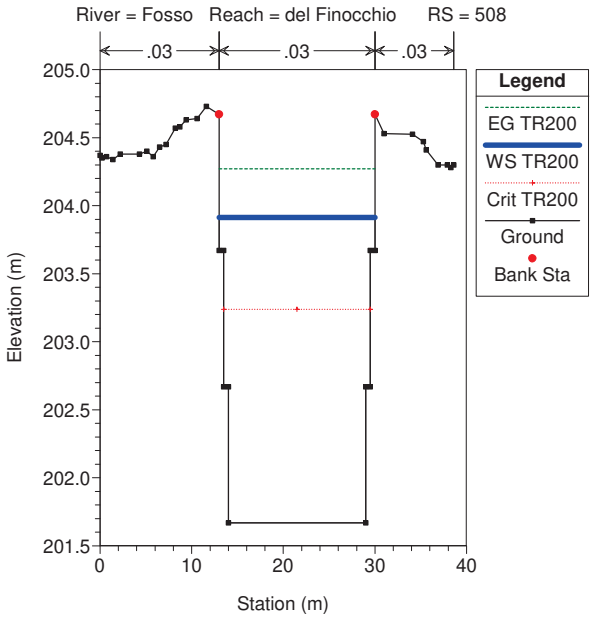

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 748
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

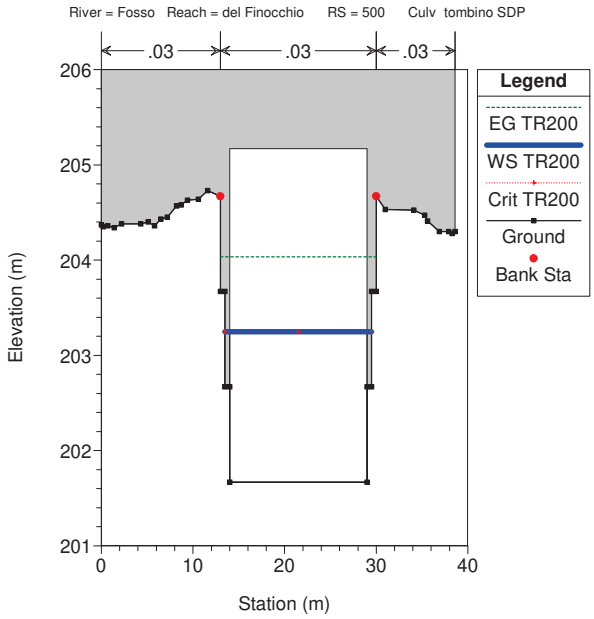

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 694
.03
Legend
EG TR200
Crit TR200
WS TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

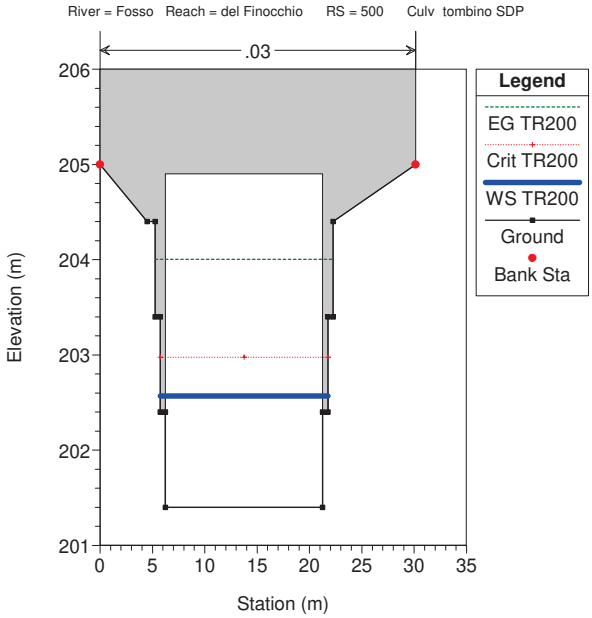

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 629
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

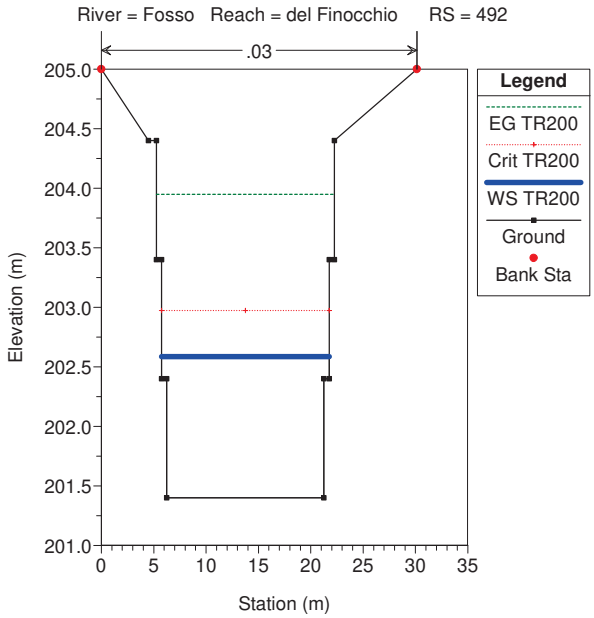

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 579
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

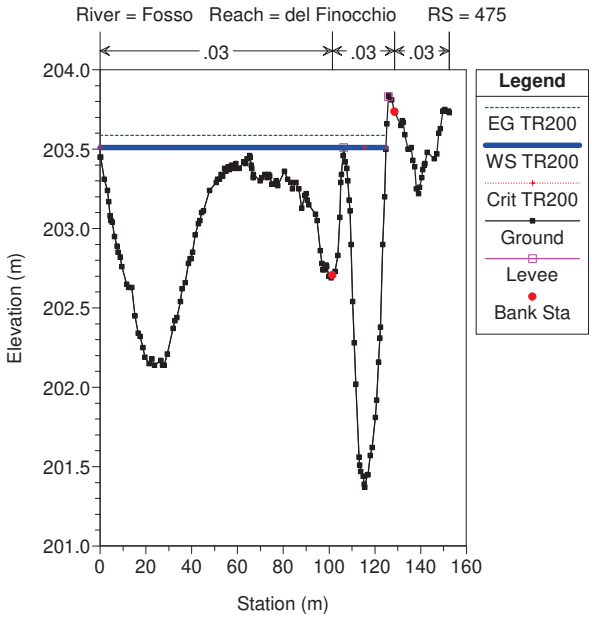

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 542
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

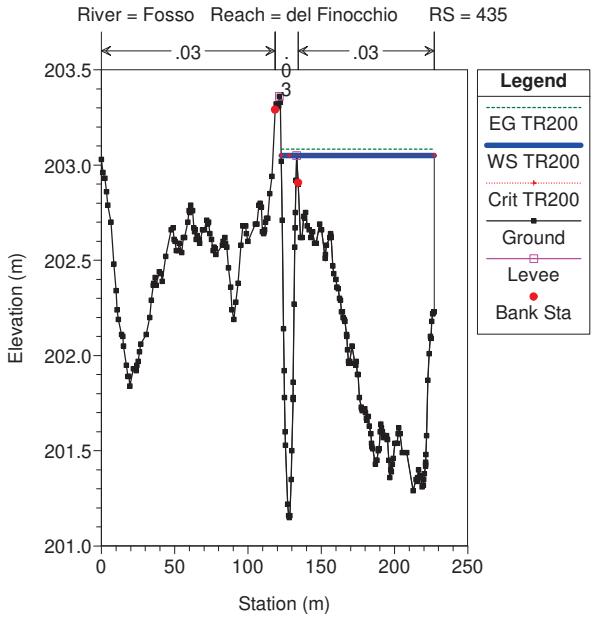

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 508
.03
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

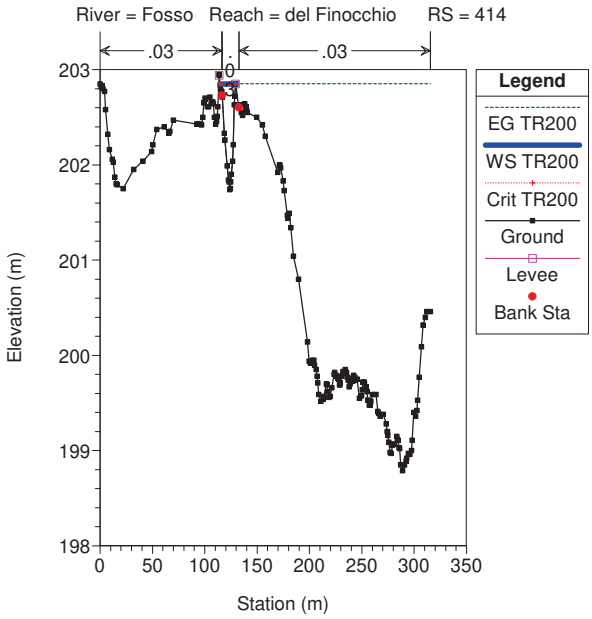

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDP
.03
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

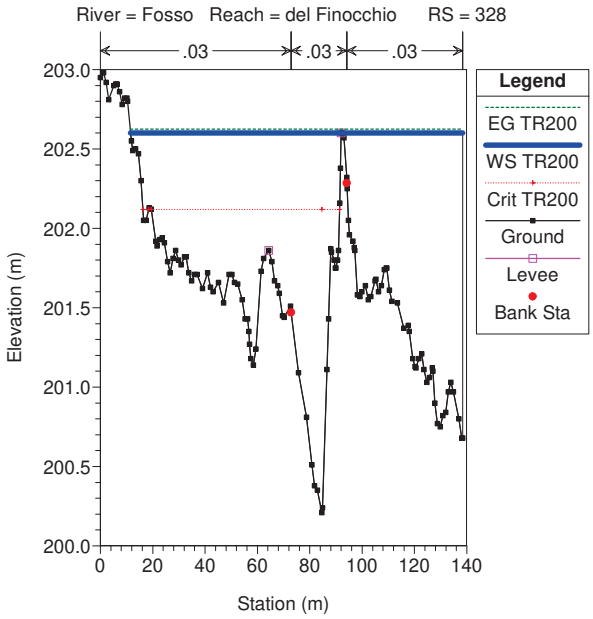

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 500 Culv tombino SDP
.03
Legend
EG TR200
Crit TR200
WS TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

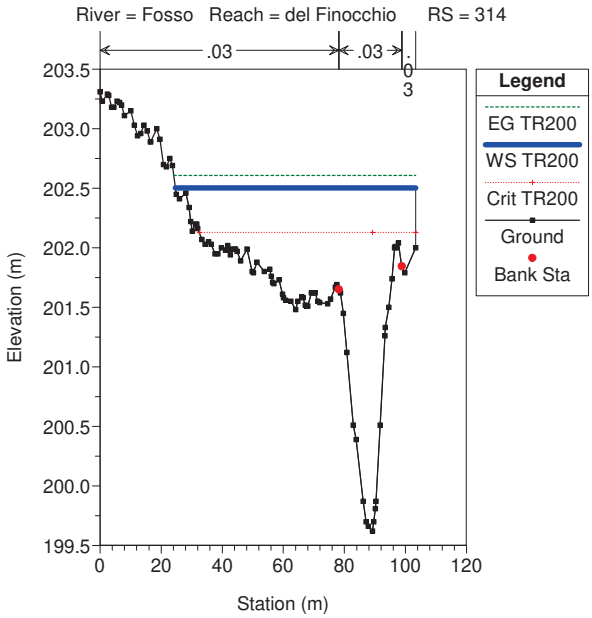

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 492
.03
Legend
EG TR200
Crit TR200
WS TR200
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)

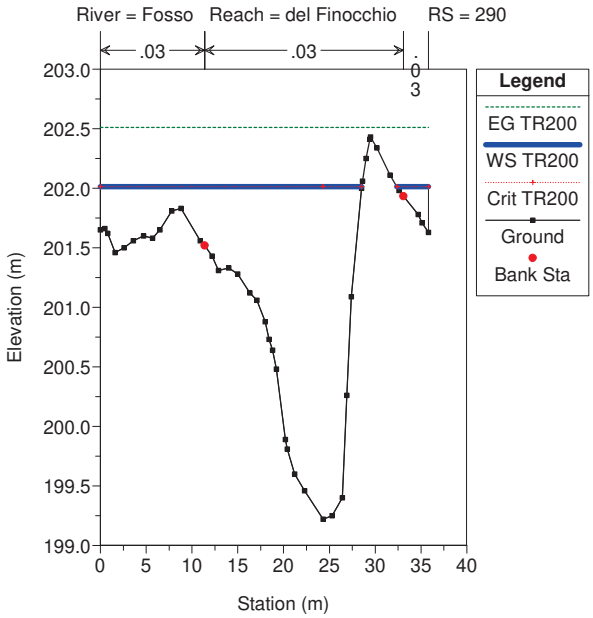

River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 475
.03
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)


River = Fosso Reach = del Finocchio RS = 435
.03
.03
Legend
EG TR200
WS TR200
Crit TR200
Ground
Levee
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)









Matera, aprile 2022

I tecnici

Ing. Giovanni MARTINO

Dott. Geol. Rocco PORSIA