



IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA DELLA POTENZA DI 19,99 MW DENOMINATO "MELFI 8" DA REALIZZARSI IN LOCALITA' MASSERIA MONTELANGO, MELFI (PZ)

OPERA DI PUBBLICA UTILITA'
VALUTAZIONE IMPATTO AMBIENTALE ai sensi del D.Lgs 3 aprile 2006, n.152 ALL. II

CUSTOMER
Committente

FIMENERGIA

ADDRESS
Indirizzo

20124 MILANO - VIA G.B. PIRELLI, 27
T. +390292875126

DESIGNERS TEAM

Gruppo di progettazione

CIVIL - ENVIRONMENTAL DESIGN
Progettazione civile - ambientale



VIA ADIGE, 16
73023 LECCE
T. +39 392 5745356

Ing. ANTONIO BUCCOLIERI

ELECTRICAL DESIGN
Progettazione elettrica

FAVERO ENGINEERING

VIA GIOVANNI BATTISTA PIRELLI, 27
20124 MILANO (MI)
T. +390292875126

Ing. FRANCESCO FAVERO

HYDRAULIC CONSULTANCY
Consulenza idraulica



C.SO A. DE GASPERI 529/c
70125 BARI (BA)
T. +393287050505

Ing. SALVATORE VERNOLE

GEOLOGICAL CONSULTANCY
Consulenza geologica



VIALE DEL SEMINARIO MAGGIORE, 35
25063 POTENZA (PZ)
T. +393483017593

Dr. ANTONIO DE CARLO

ARCHEOLOGIST
Archeologo

VIA MARATEA, 1
85100 POTENZA (PZ)
T. +393490881560

Dr.SSA LUCIA COLANGELO

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	CHECKED	APPROVED
00	Novembre 2023	PRIMA EMISSIONE	Ing. S. Vernole	Ing. S. Vernole	Ing. S. Vernole
01					
02					
03					
04					
05					

DRAWING - Elaborato

TITLE
Titolo

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA ED IDRAULICA

DRAWING DETAILS - Dettagli di disegno

GENERAL SCALE
Scala generale

-

DETAIL SCALE
Scala particolari

-

ARCHIVE - Archivio

FILE

DTG_091

PLOT STYLE

FAVERO ENGINEERING.ctb

CODING - Codifica

PROJECT LEVEL
Fase progettuale

DEFINITIVO

CATEGORY
Categoria

DTG

PROGRESSIVE
Progressivo

0

9

1

REVISION
Revisione

00

INDICE

1. PREMESSE E SINTESI GENERALE DELL'INTERO STUDIO DI COMPATIBILITÀ	2
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO DI INTERVENTO IN RELAZIONE ALLA IDROGRAFIA SUPERFICIALE E ALLA AREE A DIVERSA PERICOLOSITA' INDIVIDUATE DAL PAI DELLA PUGLIA.....	3
3. ANALISI MORFOLOGICA	13
4. ANALISI IDROLOGICA	17
4.1. Indagine pluviometrica	17
4.2. Capacità di deflusso	20
4.3. Applicazione dei modelli afflussi-deflussi	24
4.3.1. Metodo SCS-CN	24
5. ANALISI IDRAULICA	27
6.2 Teoria del modello idraulico monodimensionale.....	27
6.3 Generalità sul calcolo delle forze di erosione	28
6.3. Analisi idraulica intersezione 1	30
6.4. Analisi idraulica intersezione 2	34
6.5. Analisi idraulica intersezione 3	37
6.6 Analisi idraulica intersezione 4 – 5 e 6	38
6. COMPATIBILITA DELL'INTERVENTO	40

1. PREMESSE E SINTESI GENERALE DELL'INTERO STUDIO DI COMPATIBILITÀ

Il presente studio è finalizzato alla dimostrazione della compatibilità idrologica ed idraulica di un impianto di produzione di energia da fonte solare, della potenza di 19.99MW, *da realizzarsi in località Masseria Montelungo nel comune di Melfi (PZ), collegato alla rete elettrica mediante connessione in antenna a 36 kV alla futura Stazione Elettrica 380/36 kV denominata "Melfi 36", in fase di progettazione da parte di TERNA spa.*

Posto quanto sopra, il presente studio dimostra la compatibilità idrologica del progetto al Piano di Assetto Idrogeologico, ai sensi degli artt. 6 e 10 delle NTA del PAI, in relazione all'idrografia superficiale (reticoli idrografici riportati sulla cartografia del Piano Regionale di Gestione delle Alluvioni); in particolare lo studio verifica la compatibilità (e sicurezza idraulica) del:

- posizionamento dei pannelli fotovoltaici;
- tracciato dei cavidotti di collegamento (tra i moduli fotovoltaici e la cabina elettrica di consegna);
- posizionamento della cabina primaria dell'energia rinnovabile prodotta dall'impianto.

L'impianto e le sue infrastrutture connesse ai pannelli, la cabina elettrica e il cavidotto di collegamento, che in alcuni casi intersecano il reticolo idrografico, si definiscono di pubblica utilità, indifferibili ed urgenti.

Si precisa che il posizionamento del campo fotovoltaico rappresentato negli elaborati grafici è stato già studiato per minimizzare l'interferenza con i vincoli di salvaguardia di cui agli artt. 6 e 10 delle NTA del PAI e con le aree a media pericolosità idraulica, pertanto il presente studio illustra soltanto i risultati dello screening effettuato in fase di progettazione.

Lo studio in questione è stato redatto in conformità a quanto previsto dalla relazione generale di piano del PAI; in particolare sono state eseguite le seguenti indagini:

indagine idrologica: partendo dall'analisi morfologica dei bacini tributari dei reticoli idrografici interferenti con gli elementi peculiari del campo, è stata calcolata la portata di progetto per ogni singolo bacino;

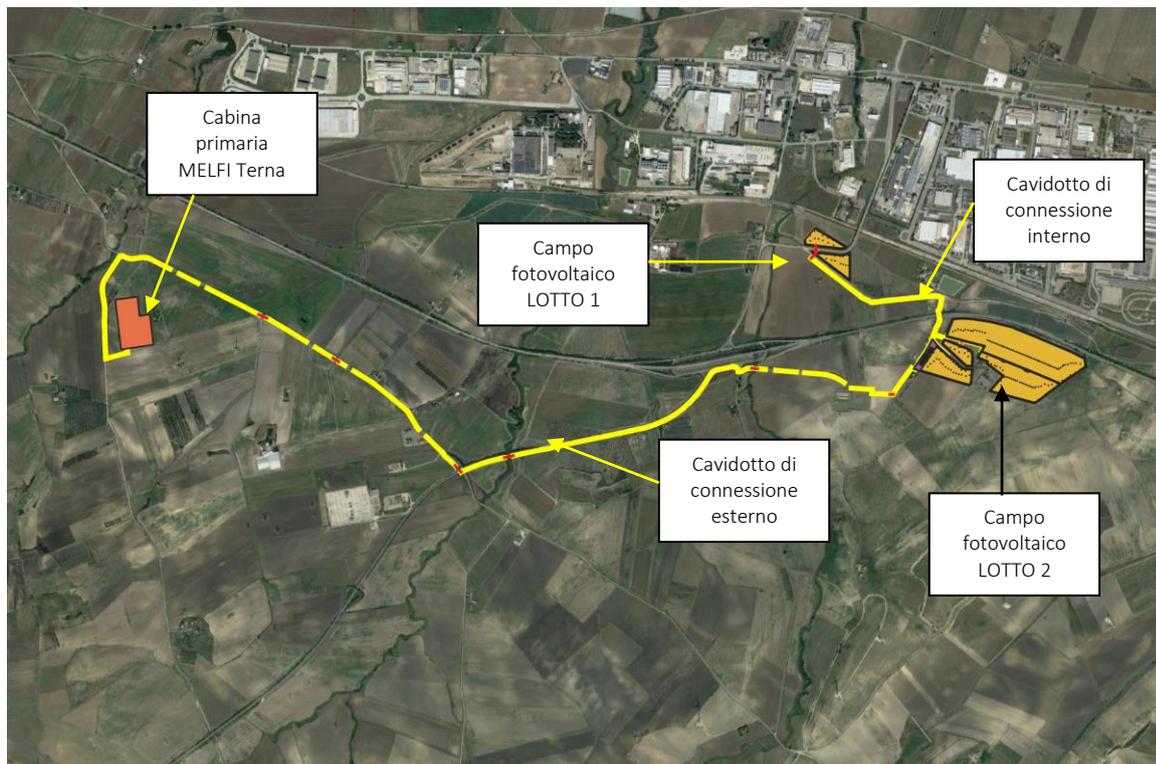
indagine idraulica: a seguito di modellazione idraulica, sono state individuate le aree a diversa pericolosità idraulica, oltre le quali posizionare i pannelli fotovoltaici, le recinzioni dei sottocampi, la viabilità interna e la cabina primaria. Per i tratti interferenti con i reticoli, è stata eseguita la verifica della posa del cavidotto, partendo dalla valutazione della forza erosiva del regime idraulico e verificando l'idoneità del ricoprimento nella zona di intersezione.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO DI INTERVENTO IN RELAZIONE ALLA IDROGRAFIA SUPERFICIALE E ALLA AREE A DIVERSA PERICOLOSITA' INDIVIDUATE DAL PAI DELLA PUGLIA

Il campo fotovoltaico è compreso nella zona di competenza territoriale dell'Autorità di Bacino della Puglia, ora Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale in particolare nella zona industriale di Melfi.



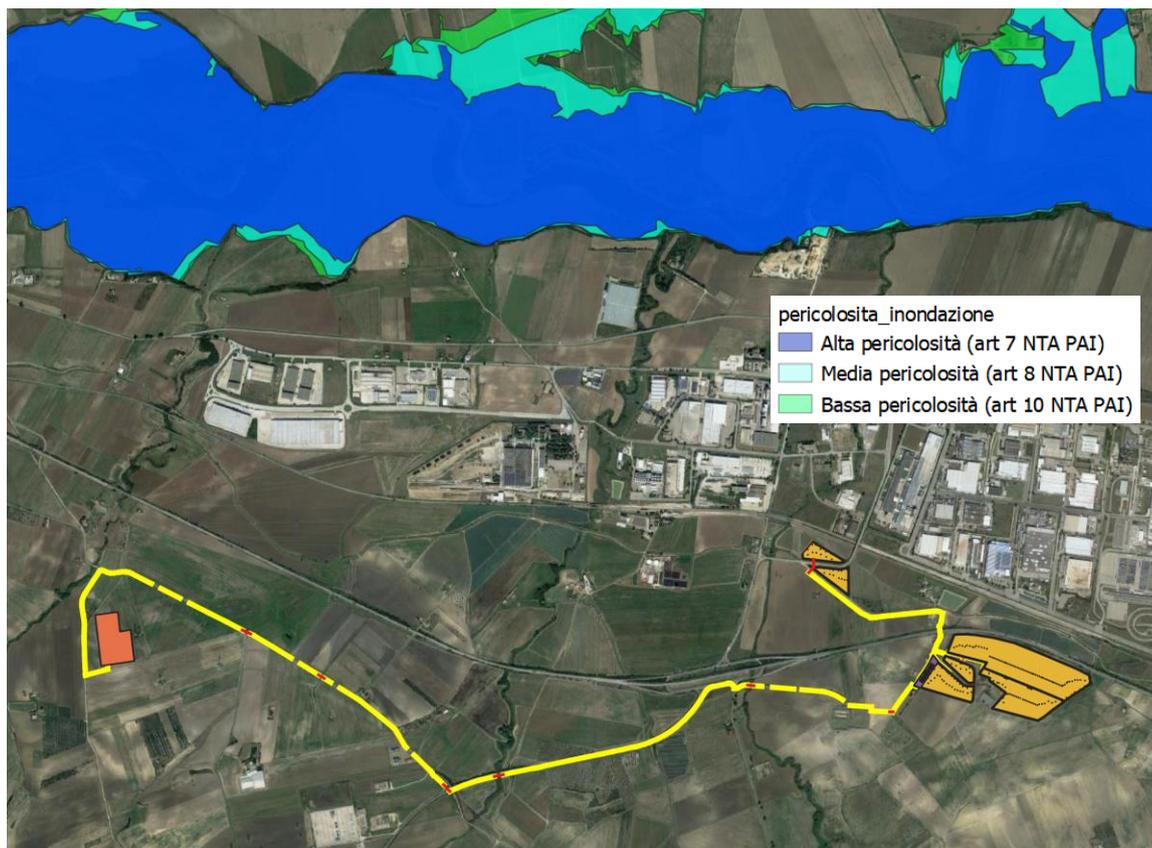
Inquadramento intervento rispetto all'area di competenza territoriale dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino meridionale



Inquadramento intervento su ortofoto: Panoramica degli elementi costitutivi del campo

Dal punto di vista dei vincoli idraulici si rileva l'assenza di interferenza degli interventi previsti con le aree a diversa pericolosità idraulica riportate nel PRGA e PAI vigente

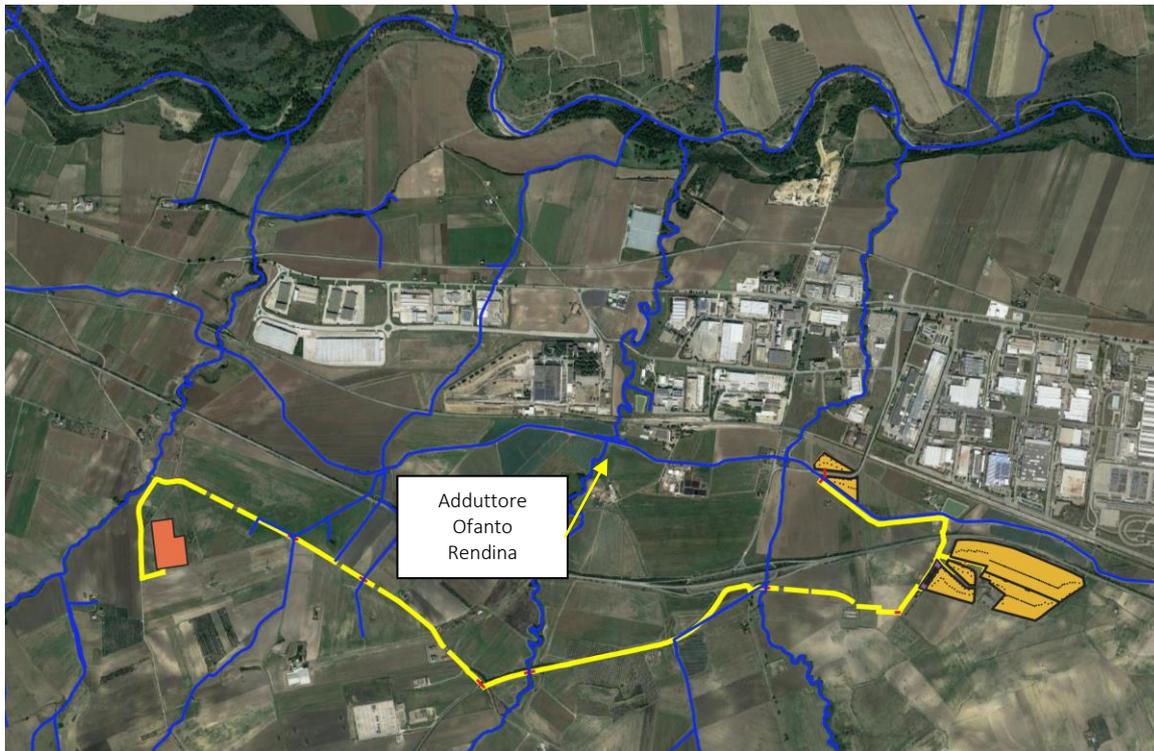
http://www.pcn.minambiente.it/viewer/index.php?services=progetto_mappe_di_pericolosita



Inquadramento intervento su ortofoto rispetto le aree a diversa pericolosità idraulica riportate nel PAI vigente

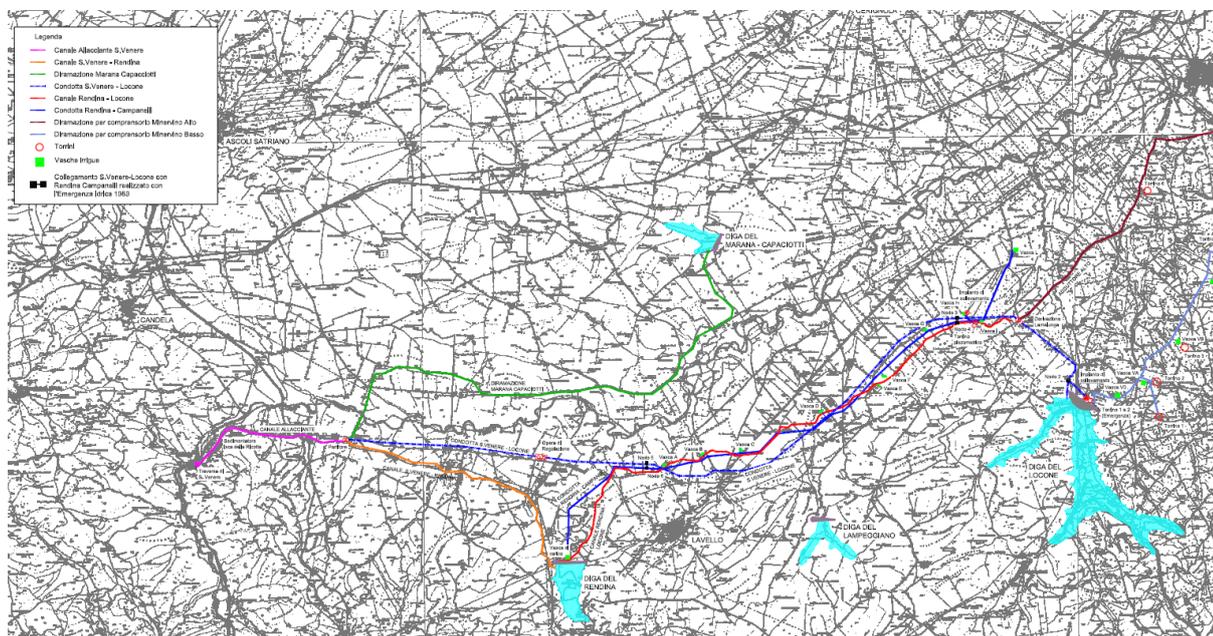
Dal punto di vista dell'Idrografia superficiale il reticolo ufficiale è quello riportato nel PRGA, per il quale è valutata l'interferenza delle opere in progetto con l'area di modellamento attivo e la fascia di pertinenza fluviale ai sensi degli art 6 e 10 delle NTA del PAI vigente.

In prima battuta si riporta la sovrapposizione della carta del reticolo PRGA con il campo fotovoltaico in questione.



Sovrapposizione del campo fotovoltaico con la carta dei reticoli PRGA vigente

Si evidenzia, nella carta dei reticoli PRGA, la presenza del canale di proprietà del Consorzio di Bonifica Vulture Alto Bradano denominato “Adduttore Ofanto Rendina diramazione dell’Adduttore S. Venere- Locone”

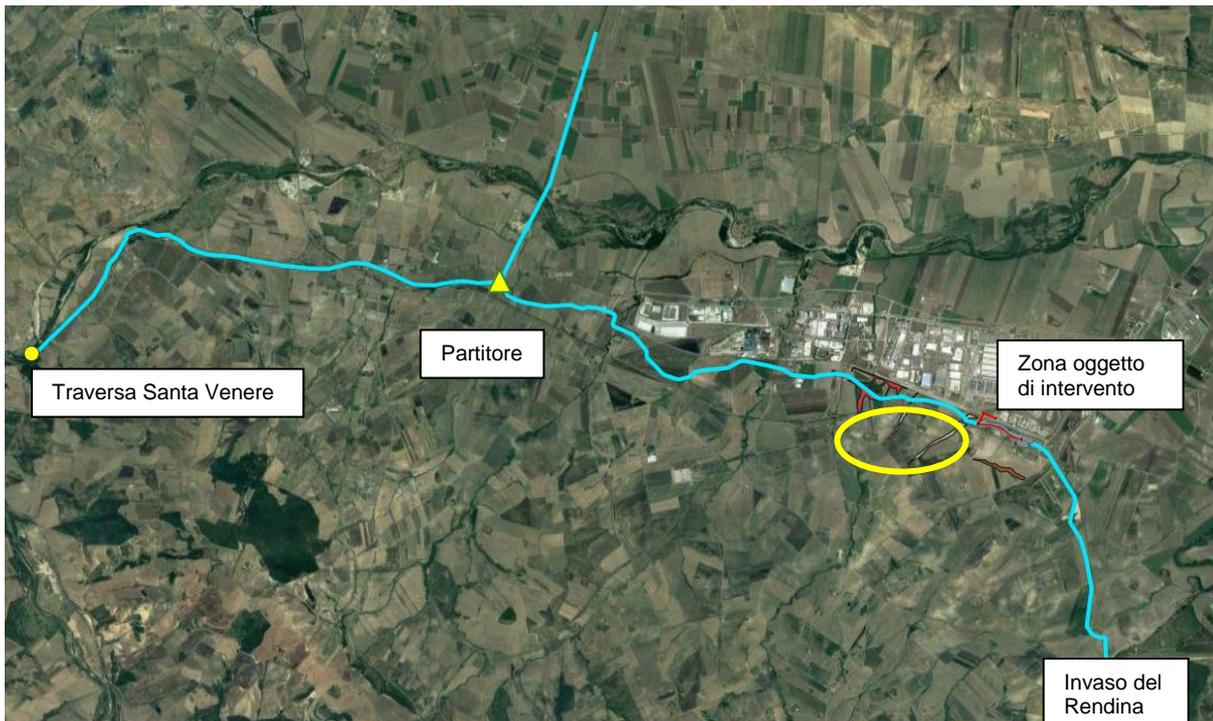


L’Adduttore S. Venere- Locone” fa parte dell’adduttore Alto Ofanto - fascia litoranea Barese. Tale adduttore consente la distribuzione delle acque invasate nella diga di Conza e ad un comprensorio irriguo di circa 27.000 ha, suddiviso tra Puglia e Basilicata

L’adduttore Santa Venere-partitore è un canale a pelo libero lungo 7 km con una capacità di trasporto pari a 16 m³/s. L’acqua captata dalla traversa Santa Venere raggiunge il partitore,

gestito dall'Ente Irrigazione, dal quale si diramano le adduzioni verso gli invasi del Rendina, del Locone e della Marana Capacciotti.

A valle, infatti, l'adduttore presenta una diramazione in destra, adduttore Ofanto Rendina, per alimentare il Comprensorio Vulture Alto Bradano, che comprende anche l'area industriale di Melfi, mentre in sinistra, con l'adduttore Ofanto Marana, alimenta il Comprensorio della Capitanata fino a raggiungere, attraverso una galleria di valico, l'invaso della Marana Capacciotti dove vengono invasate, nei mesi invernali, le portate provenienti dalla traversa di Santa Venere e con un adduttore posto in direzione mediana, denominato S. Venere Locone, avvia le fluente verso la diga del Locone.



Panoramica dello schema di alimentazione dell'invaso del Rendina

L'adduttore dal partitore all'Invaso del Rendina è costituito da un canale in parte a contorno chiuso e in parte a cielo aperto di forma trapezoidale che scorre parallelamente alla zona industriale di Melfi.

In particolare costeggia anche le particelle oggetto di realizzazione del campo fotovoltaico.

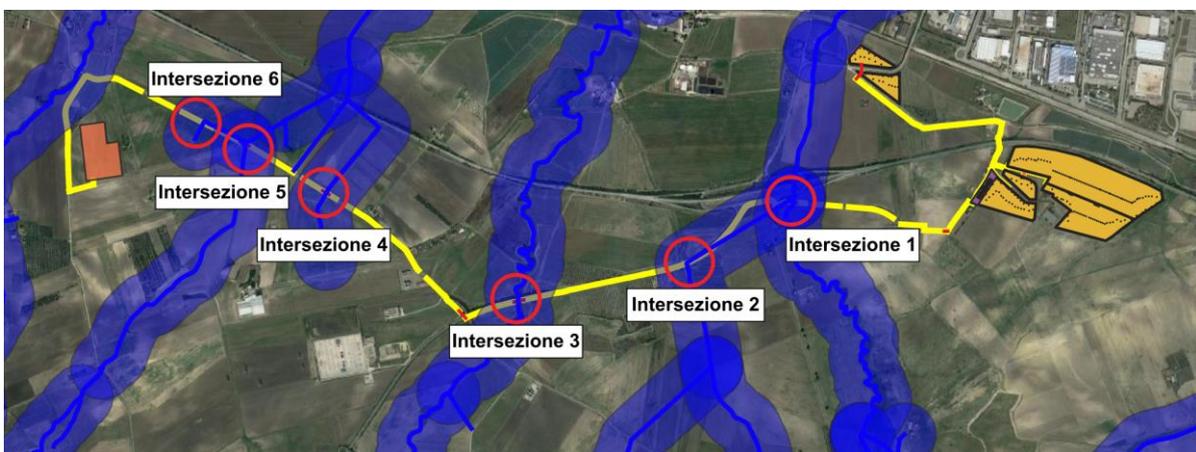
Tale canale presenta uno sviluppo in parte fuoriterra e in minima parte interrato e garantisce il transito di una una portata massima di 16 mc/s interamente contenuta nella sua sezione trapezoidale e non risulta essere inetressato dai deflussi superficiali quindi NON è considerato un reticolo idrografico interessato dai deflussi naturali bensì un vettore di convogliamento di una portata di ripartizione spillata dalla traversa Santa Venere, per tale motivo sarà stralciato dall'analisi idrografica.



Alla luce di quanto sopra esposto si considerano gli effettivi reticoli del PRGA che vengono di seguito riportati.



Sovrapposizione del campo fotovoltaico con la carta dei reticoli effettivi PRGA vigente



Panoramica degli elementi previsti e zona di pertinenza fluviale ai sensi dell'art 10 delle NTA del PAI (in

blu)

Dalla verifica emerge che gli elementi costitutivi del campo fotovoltaico (lotto 1 e 2) non risultano essere interferenti con il buffer delle aree a modellamento attivo e di pertinenza fluviale.

Al contrario il cavidotto MT di collegamento è previsto interrato posato su sede stradale ma interseca 6 reticoli idrografici ed il buffer di un'area a modellamento attivo e di pertinenza fluviale.

In generale, l'intersezione del cavidotto con il reticolo idrografico (in assenza di aree a diversa pericolosità idraulica) è soggetta agli artt 6 e 10 delle NTA del PAI.

Secondo il comma 4 dell'art 6 "all'interno delle aree e nelle porzioni di terreno di cui al precedente comma 1, possono essere consentiti l'ampliamento e la ristrutturazione delle infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico esistenti, comprensive dei relativi manufatti di servizio, riferite a servizi essenziali e non delocalizzabili, nonché la realizzazione di nuove infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico, comprensive dei relativi manufatti di servizio, parimenti essenziali e non diversamente localizzabili, purché risultino coerenti con gli obiettivi del presente Piano e con la pianificazione degli interventi di mitigazione. Il progetto preliminare di nuovi interventi infrastrutturali, che deve contenere tutti gli elementi atti a dimostrare il possesso delle caratteristiche sopra indicate anche nelle diverse soluzioni presentate, è sottoposto al parere vincolante dell'Autorità di Bacino"

Inoltre, secondo il comma 2 dell'art 10, "all'interno delle fasce di pertinenza fluviale sono consentiti tutti gli interventi previsti dagli strumenti di governo del territorio, a condizione che venga preventivamente verificata la sussistenza delle condizioni di sicurezza idraulica, come definita all'art. 36, sulla base di uno studio di compatibilità idrologica ed idraulica subordinato al parere favorevole dell'Autorità di Bacino".

La compatibilità dell'intersezione del cavidotto con il reticolo idrografico si ottiene progettando la posa del cavidotto, che deve presentare i seguenti requisiti:

- il cavidotto staffato dovrà avere idoneo franco di sicurezza rispetto alla piena bicentenaria;
- cavidotto interrato su sede stradale sarà posizionato ad una profondità tale da non essere interessato dall'erosione al passaggio della piena bicentenaria;
- In ogni caso non dovrà modificare la morfologia dell'alveo;
- In ogni caso non dovrà aumentare la pericolosità nelle zone contermini;

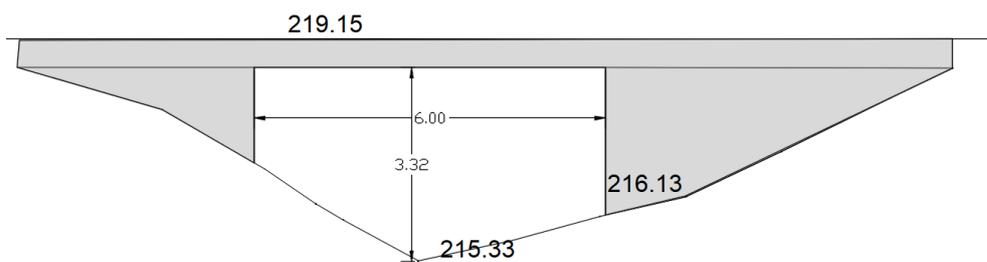
Ai sensi dell'art 10 delle NTA del PAI risulta necessario effettuare uno studio idraulico per verificare che il cavidotto staffato abbia un idoneo franco di sicurezza rispetto al tirante idrico della piena bicentenaria.

In particolare:

L'intersezione 1 è relativa all'attraversamento del cavidotto posato su una strada comunale poderale previsto in TOC;



Particolare dell'intersezione 1



L'intersezione 2 è relativa all'attraversamento del cavidotto posato anch'esso a mezzo TOC sulla strada Provinciale Melfi Sata



Particolare dell'intersezione 2

Si precisa che l'andamento del reticolo segnato sulla cartografia del PRGA vigente NON risulta

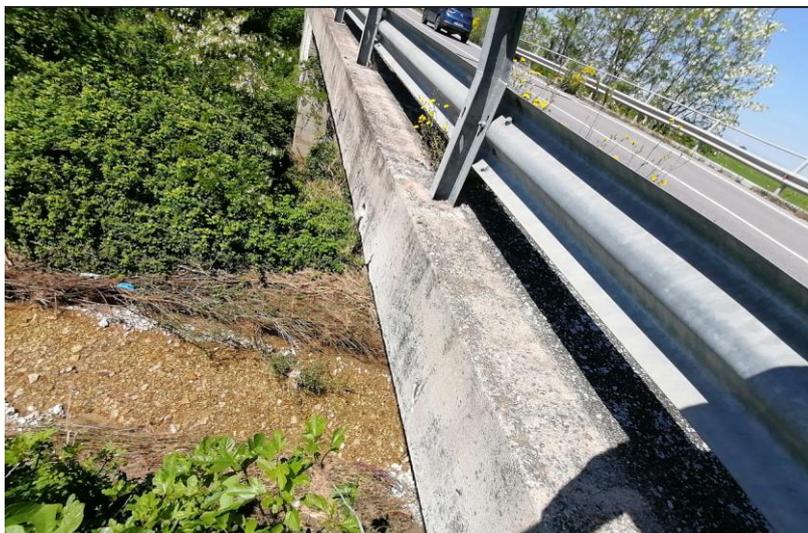
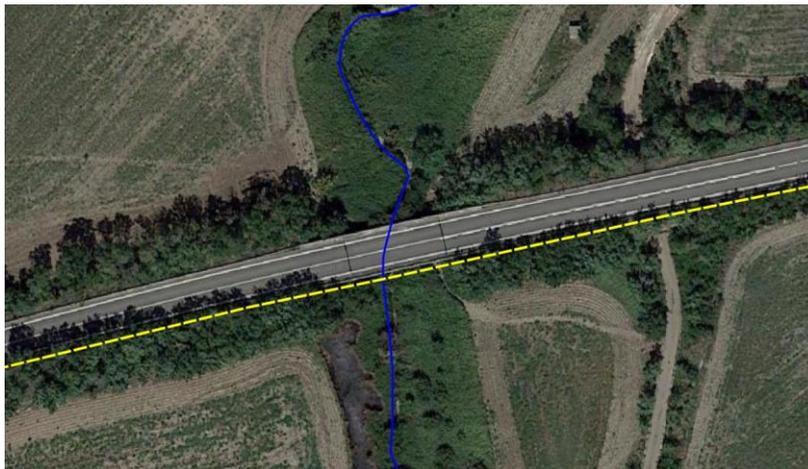
essere corretto in quanto esso oltrepassa la provinciale dirigendosi verso nord anziché verso est come sopra raffigurato.

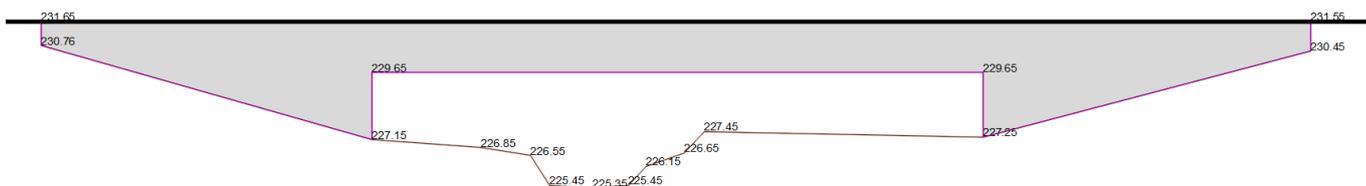
Infatti in prossimità dell'intersezione dell'asse stradale con il reticolo è situato un tombino idraulico circolare in acciaio di diametro 1500 mm che da' continuità al corso d'acqua.



Tombino idraulico intersezione 2

L'intersezione 3 è relativa all'attraversamento del cavidotto posato anch'esso a mezzo TOC a valle del ponte sulla strada Provinciale Melfi Sata





Particolare dell'intersezione 3

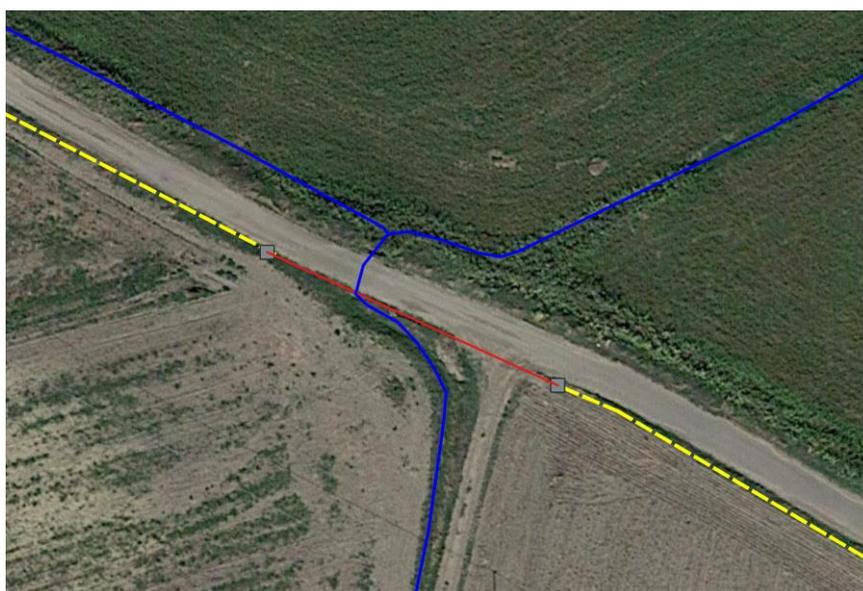
L'intersezione è stata risolta staffando sul lato valle il cavidotto alla struttura del ponte.

L'intersezione 4 è relativa all'attraversamento del cavidotto posato anch'esso a mezzo TOC sulla strada Provinciale Melfi Sata



Tombino idraulico intersezione 4

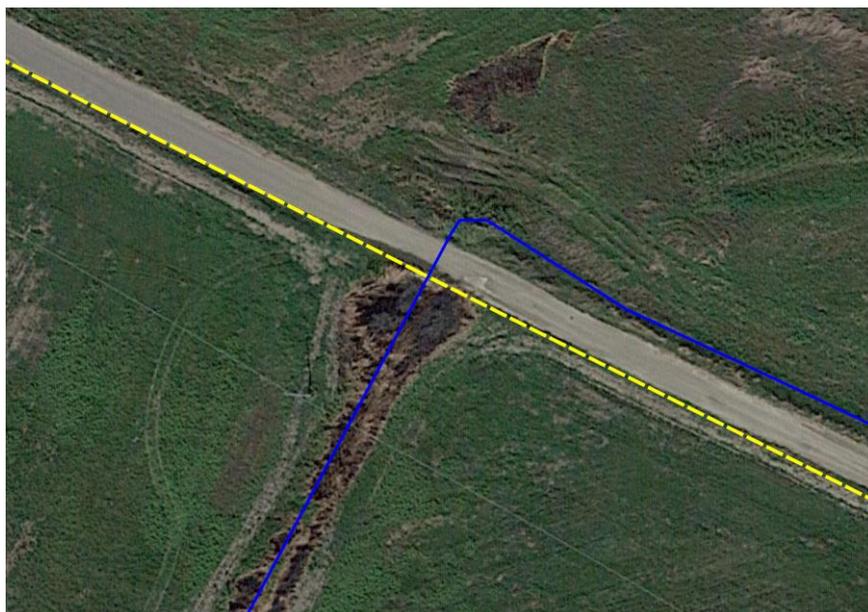
L'intersezione 5 riguarda l'attraversamento del cavidotto come i casi precedenti a mezzo TOC sulla strada Provinciale Melfi Sata.



Tombino idraulico intersezione 5

Infine, anche **l'intersezione 6** è relativa all'attraversamento del cavidotto, come nei casi

precedenti a mezzo TOC, sulla strada Provinciale Melfi Sata.



Tombino idraulico intersezione 6

Di seguito si espongono i parametri di progetto “idrologici” che hanno consentito le verifiche descritte nell’indagine idraulica.

3. ANALISI MORFOLOGICA

Nel presente paragrafo viene effettuata un'analisi di consistenza dell'alveo limitrofo all'impianto, in relazione alla morfologia della zona, individuando il bacino tributario.

Per affrontare e risolvere le problematiche oggetto del presente studio, l'approccio utilizzato contempla un'analisi a scala di bacino dei processi idrologici ed idraulici determinati dagli eventi meteorici estremi, i cui effetti al suolo sono fortemente influenzati dallo stato dei luoghi, in particolare dalla geomorfologia e destinazione d'uso degli stessi.

Per giungere a conclusioni in linea con la realtà dei luoghi analizzati, è necessario ricostruire, nella maniera più dettagliata possibile, la loro conformazione, partendo da un esame a scala di bacino e aumentando via via il dettaglio dell'indagine.

La base di partenza per la definizione dei bacini idrografici, grazie alle moderne tecnologie disponibili, è sicuramente il modello digitale del terreno.

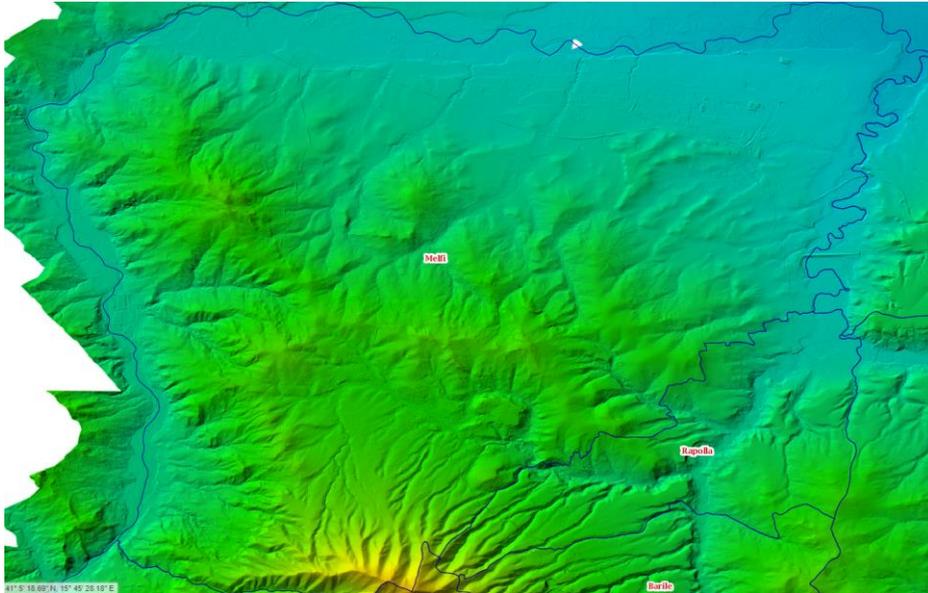
Al fine di ricostruire il modello digitale più dettagliato possibile, nel presente studio si è fatto riferimento ai seguenti dati cartografici a disposizione:

- Cartografia IGM in scala 1:25000;
- Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:5000;
- Carta idrogeomorfologica della Regione Puglia;
- Ortofoto;
- DTM 5 m Regione Basilicata (<http://rsdi.regione.basilicata.it/dbgt-ctr/>);

Quanto più il modello digitale del terreno approssima il reale andamento morfologico dei luoghi, tanto più le situazioni determinate dall'analisi morfologica saranno vicine alla realtà. Il livello di dettaglio del modello digitale del terreno è strettamente legato al tipo di "dato grezzo" di partenza: maggiore è il livello di dettaglio della cartografia disponibile, migliore sarà la qualità del modello digitale del terreno da essa derivato.

Il Modello Digitale del Terreno (DEM) è una rappresentazione tridimensionale georeferenziata della zona oggetto di studio.

Nel caso in esame, il processo conoscitivo idrologico-idraulico della zona si è sviluppato nel seguente modo: è stato importato il DTM regionale in ambiente GIS, è stato trasformato nella griglia matriciale (Grid) con celle di 5 m ed infine si sono determinate le linee preferenziali di deflusso e subito dopo il bacino scolante sotteso, mediante particolari algoritmi di calcolo.

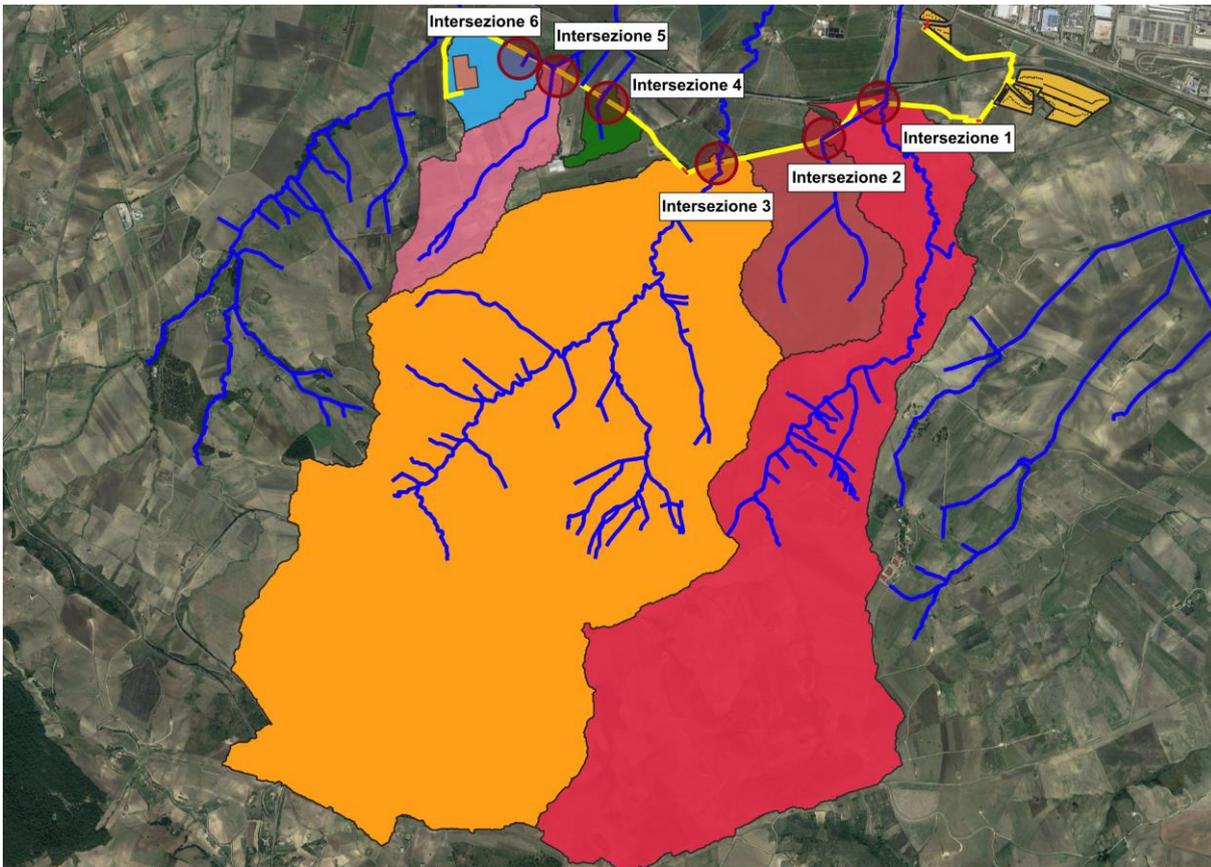


DTM con passo 5 m Regione Basilicata

L'individuazione dei bacini scolanti costituisce un passaggio fondamentale al fine di determinare le portate, che defluiscono nell'area in esame. I parametri individuati da questo tipo di analisi sono una parte dell'input dei modelli idrologici e idraulici applicati nel seguito. Per questo motivo è importante investire risorse sufficienti in questa fase, in modo da avere la maggiore certezza possibile sui risultati ottenuti.

La base dati principale sulla quale è basata l'analisi morfologica è rappresentata dal modello tridimensionale del terreno. Il modello del terreno, rappresentato nelle tre dimensioni, consente di effettuare valutazioni sull'altimetria dei luoghi, sulle pendenze, sul deflusso delle acque, ecc.; pertanto, maggiore è la precisione del modello, intesa anche come densità di punti disponibili, più attendibili sono le valutazioni che ne derivano.

Dall'analisi del modello digitale del terreno, determinato attraverso l'applicazione di software di elaborazione tipo GIS, così come descritto nel paragrafo precedente, è stato possibile determinare il bacino idrografico afferente alla sezione di chiusura tirata in corrispondenza del margine ultimo dell'intersezione e determinare le caratteristiche morfometriche di cui necessita l'elaborazione idrologica.



Bacini tributari ai reticoli idrografici

Per quanto riguarda i parametri morfometrici dei bacini, si riporta la seguente tabella:

Bacino	Area	Quota minima	Quota massima	Quota media	Pendenza media	Lunghezza massima	Lunghezza asta principale	Pendenza asta principale
ID	[kmq]	[m slm]	[m slm]	[m slm]	[%]	[km]	[km]	[%]
Intersezione 1	7,88	213,29	653,94	408,43	18	9,98	8,98	4,9
Intersezione 2	1,51	216,63	362,82	264,62	9,8	3,6	3,24	4,5
Intersezione 3	13,97	224,58	658,94	388,16	16,49	9,55	8,6	5,1
Intersezione 4	0,19	207,12	257,51	230,14	8,44	0,2	0,18	28
Intersezione 5	0,98	208,49	405,51	285,85	12,46	2,13	1,92	10,3
Intersezione 6	0,4	212,49	275,59	228,22	6,51	0,478	0,43	14,7

Parametri morfometrici dei bacini tributari

Un altro parametro fondamentale per descrivere il comportamento idrologico di un bacino è il tempo di corrivazione. Il tempo di corrivazione t_c si definisce come l'intervallo temporale impiegato dalla goccia di pioggia, che cade nel punto idraulicamente più lontano del bacino, per raggiungere la sezione di chiusura dello stesso. Per la determinazione del tempo di corrivazione dei bacini tributari individuati, si è fatto riferimento alle relazioni note in letteratura tecnica e applicabili a bacini aventi caratteristiche analoghe a quelli in esame. Nello specifico ci si è riferiti a varie relazioni, escludendo i valori massimi e minimi ed eseguendo la media aritmetica degli altri, ottenendo i seguenti valori medi; si osserva che, per tutti i bacini, i risultati sono per lo più inferiori all'ora.

Bacino	Tc
ID	[h]
Intersezione 1	1,34
Intersezione 2	0,58
Intersezione 3	1,47
Intersezione 4	0,102
Intersezione 5	0,367
Intersezione 6	0,169

Tempi di corrivazione dei bacini tributari

4. ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica comprende:

- l'indagine pluviometrica, con determinazione delle curve di possibilità climatica in funzione dei tempi di ritorno considerati;
- l'indagine sulla capacità di deflusso dei suoli costituenti i bacini tributari;
- l'applicazione del modello afflussi – deflussi, per la determinazione degli idrogrammi di piena e delle portate massime da inserire nei modelli idraulici.

4.1. Indagine pluviometrica

Per l'analisi idrologica-pluviometrica, così come riportato nella normativa vigente sulla difesa del suolo, è possibile far riferimento allo studio sulla Valutazione delle Piene (VAPI) relativo alla Puglia, effettuato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del CNR, conformemente al DPCM del 29.09.1998 e alla Relazione di Piano allegata al PAI approvato con delibera n.39 del 30/11/2005.

Nel VAPI l'analisi idrologica è basata sulla legge di distribuzione statistica TCEV (two components extreme value), (Rossi et al. 1984); la peculiarità di questo modello è quella di riuscire a considerare anche gli estremi idrologici, che sono di fatto gli eventi che causano il livello di pericolosità più elevato, mediante il prodotto di due funzioni di distribuzione di probabilità di tipo Gumbel: la prima che riproduce l'andamento degli eventi ordinari e la seconda quello degli eventi eccezionali.

In questo studio viene effettuata una valutazione statistica condotta applicando le diverse funzioni di distribuzione di probabilità (fdp) oltre all'applicazione della metodologia VAPI.

L'analisi idrologica viene condotta effettuando le seguenti valutazioni:

- Analisi pluviometrica;
- Applicazione dei modelli afflussi-deflussi;

Per ottenere gli idrogrammi di piena da utilizzare come input nei modelli di calcolo idraulico, è necessario, in prima battuta, definire gli ietogrammi di pioggia, da applicare ai modelli afflussi-deflussi per la determinazione delle portate di piena. Per questo motivo è necessario effettuare un'analisi statistica degli eventi piovosi verificatisi in passato, attraverso l'analisi di un campione significativo di dati storici, per poi determinare le Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP), dalle quali si può estrapolare lo ietogramma di pioggia.

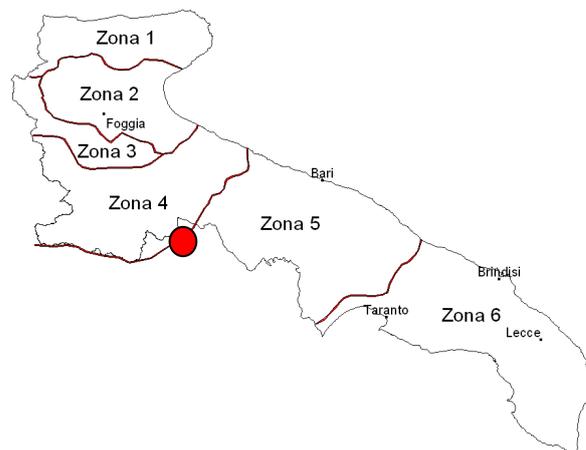
Per far fronte alle indicazioni dell'Autorità di Bacino della Puglia, in linea tra l'altro con la normativa nazionale, in questo studio viene confrontata la metodologia di analisi riportata nel VAPI Puglia, che fa riferimento alla fdp TCEV precedentemente citata, con le analisi statistiche relative agli annali delle stazioni pluviometriche dei topoi di riferimento della zona, al fine di

individuare la fdp più aderente, secondo il test statistico applicato. Sarà utilizzata la fdp più cautelativa dal punto di vista della sicurezza idraulica.

METODO VAPI

Come accennato in precedenza, la metodologia VAPI si basa sulla funzione di distribuzione di probabilità denominata TCEV. La TCEV ha la caratteristica di conferire al modello idrologico maggiore flessibilità e capacità di adattamento alle serie di dati disponibili, tuttavia occorre disporre di una serie storica di dati sufficientemente lunga, per non incorrere in errori di campionatura. Per ovviare a questo problema il GNDCl (che ha redatto il VAPI) ha messo a punto una procedura di regionalizzazione (Beran et al. 1986), che ha permesso di determinare i parametri della TCEV su tutto il territorio pugliese, estendendo, in questo modo, la lunghezza delle serie storiche.

In Puglia la procedura di regionalizzazione ha condotto all'individuazione di 6 zone omogenee, suddivise come rappresentato nella figura seguente.



Zone omogenee Vapi

Le relazioni che regolano ognuna delle sei zone sono le seguenti:

$$\begin{aligned}
 \text{Zona 1: } & x(t,z) = 26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]} \\
 \text{Zona 2: } & x(t) = 22.23 t^{0.247} \\
 \text{Zona 3: } & x(t,z) = 25.325 t^{[(0.0696+0.00531 z)/3.178]} \\
 \text{Zona 4: } & x(t) = 24.70 t^{0.256} \\
 \text{Zona 5: } & x(t,z) = 28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]} \\
 \text{Zona 6: } & x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]}
 \end{aligned}$$

In particolare, i bacini analizzati ricadono nella zona omogenea numero 4.

Conformemente a quanto riportato nel DPCM 29/09/98 ed a quanto previsto dalla relazione di piano del PAI, si è provveduto a calcolare la CPP mediante l'applicazione della metodologia VaPi.

Per i massimi annuali delle precipitazioni giornaliere, è stato quindi adottato il modello di regionalizzazione basato sull'uso della distribuzione di probabilità TCEV (legge di distribuzione di probabilità del Valore Estremo a Doppia Componente), che rappresenta la distribuzione del massimo valore conseguito, in un dato intervallo temporale, da una variabile casuale distribuita secondo la miscela di due leggi esponenziali, nell'ipotesi che il numero di occorrenze di questa variabile segua la legge di Poisson (Rossi e Versace, 1982; Rossi et al 1984). La teoria è contenuta nel rapporto sintetico sulla Valutazione Piene redatto dal CNR-GNDCI, a cui si rimanda per ogni opportuno approfondimento e confronto (<http://caronte.gndci.cs.cnr.it/GNDCI/rapporti/Bari.htm>)

L'area in oggetto si inquadra, nell'ambito delle aree pluviometriche omogenee individuate nel territorio regionale, in zona 4, pertanto l'equazione da applicare è la seguente:

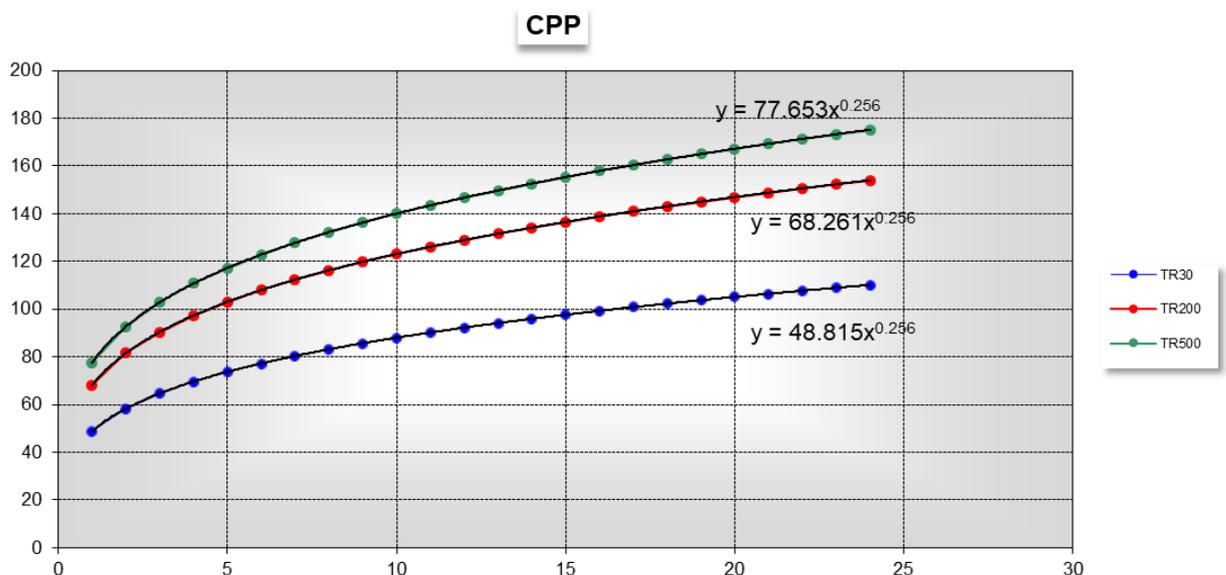
$$\text{Zona 4: } x(t) = 24.70 t^{0.256}$$

Tale equazione consente di valutare le altezze critiche per i differenti intervalli di precipitazione e per i vari tempi di ritorno prescelti.

Al valore così ottenuto, vanno applicati i seguenti coefficienti moltiplicativi:

- Fattore di Crescita KT (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni);
- Fattore di Riduzione Areale KA (funzione della superficie del bacino, espressa in kmq, e della durata dell'evento di progetto, espressa in ore).

Determinando i valori di x per piogge di durata variabile da 1 a 24 ore è possibile costruire le curve di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni.



I parametri a ed n della CPP per i diversi tempi di ritorno sono riportati nelle tabelle seguenti.

VAPI zona 4	a	n
TR30	48.81	0.25
TR200	68.26	0.25
TR500	77.65	0.25

Valori dei parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica relativa all'area di studio, in zona omogenea 4

4.2. Capacità di deflusso

Il parametro CN (Curve Number) indica l'attitudine del bacino a produrre deflusso e si stima sulla base delle caratteristiche idrologiche e di copertura vegetale dei suoli. La stima del CN si effettua determinando il gruppo idrologico di appartenenza e, all'interno di ciascun gruppo, valutando copertura e uso del suolo; alle sottoclassi così determinate viene associato un valore di CN. I valori del CN, quindi, rappresentano la capacità di risposta del bacino analizzato, in termini di infiltrazione e ruscellamento, a fronte di un evento di pioggia.

Nel presente studio, le caratteristiche geolitologiche sono state determinate con riferimento alla carta dei suoli, redatta dall'IRSA CNR in scala 1:100.000, mentre la caratterizzazione dei suoli dal punto di vista della permeabilità è stata eseguita secondo la classificazione SCS.

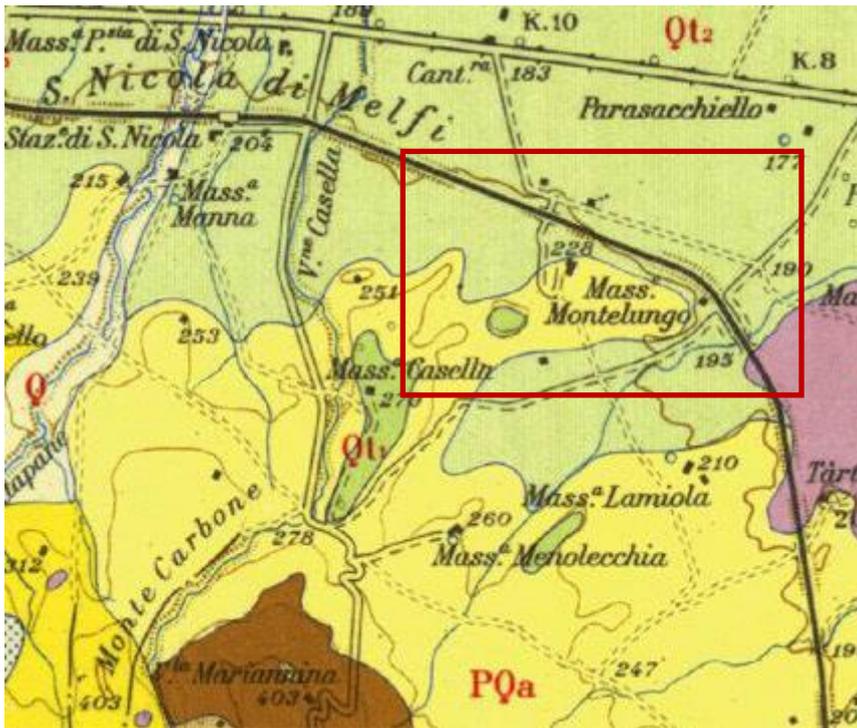
In sintesi:

Gruppo A	Suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde, con scarsissimo limo ed argilla e ghiaie profonde, molto permeabili. Capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.
Gruppo B	Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A. Elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.
Gruppo C	Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta. Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali. Scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.
Gruppo D	Potenzialità di deflusso molto elevata. Argille con elevata capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressochè impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione.

Gruppi geolitologici

I suoli costituenti il litostrato della zona oggetto di indagine sono stati analizzati mediante un'attenta consultazione della Carta geologica nazionale, in scala 1:100000, disponibile sul sito

dell'ISPRA. In particolare, l'area in esame ricade nel foglio 175, di cui di seguito si riporta uno stralcio.



Estratto della carta geologica nazionale, con individuazione dell'area in esame

I bacini indagati risultano interessati dai colori giallo, verde e verde chiaro, corrispondenti, rispettivamente, alle seguenti formazioni geologiche:

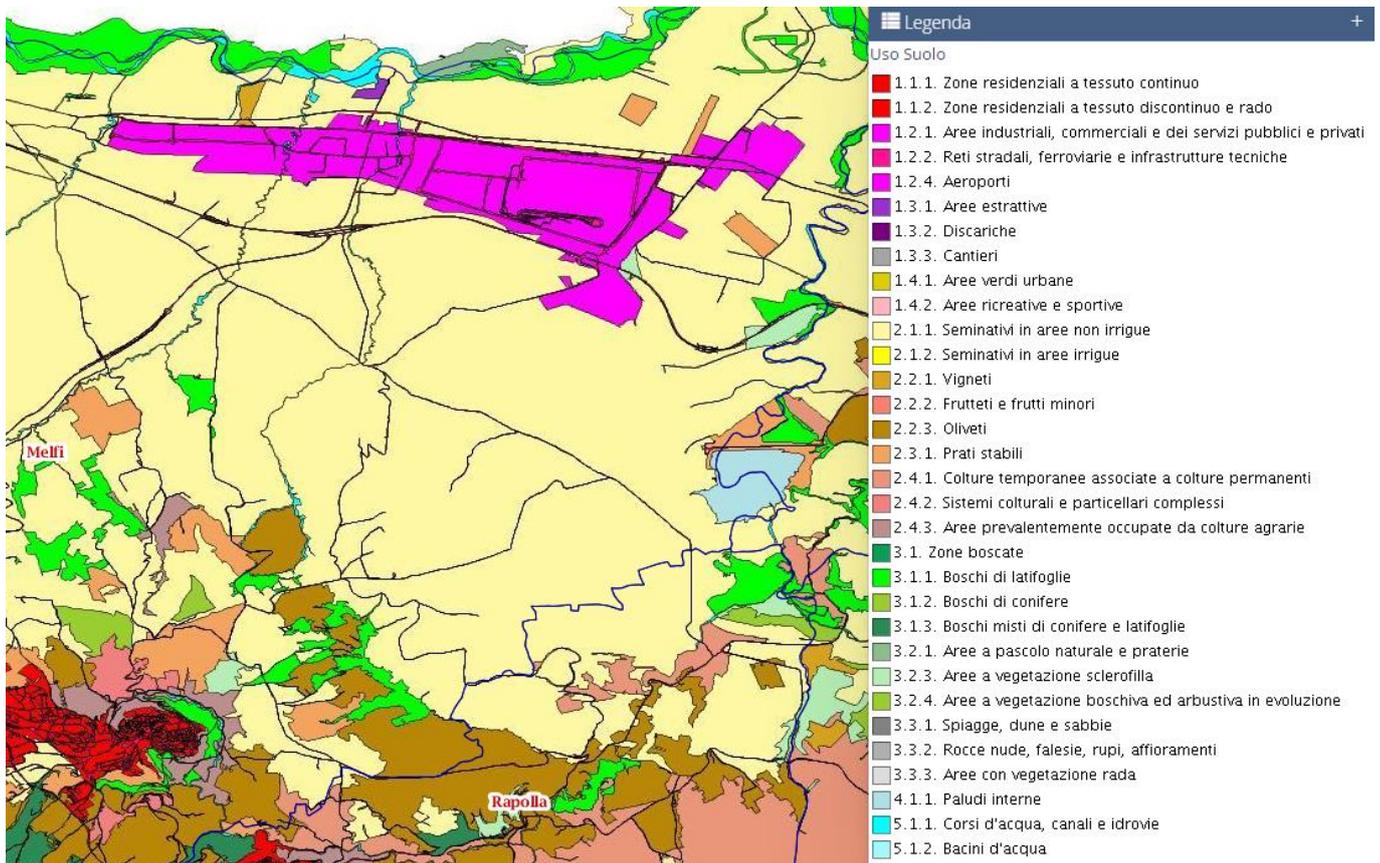
PQa: argille e argille marnose grigio azzurrognole, localmente sabbiose, con *Bulimine*, *Bolivine*, *Cassiduline*, *Globigerine*, risalenti al Pliocene – Calabriano;

Qt1: Terrazzi alti circa 90 – 100 m sull'alveo attuale dell'Ofanto con ghiaie ed argille nerastre, risalenti al Pleistocene;

Qt2: Terrazzi medi dell'Ofanto e del Carapelle, alti 15 m circa sull'alveo attuale, costituiti in prevalenza da ghiaie e sabbie localmente torbose, risalenti al Pleistocene.

A valle di tale analisi, i suoli costituenti il litostrato della zona oggetto di indagine sono stati collocati nella classe C.

Dal punto di vista dell'uso del suolo, la maggior parte dei terreni interessati è destinata a seminativi in aree non irrigue (2.1.1 in legenda).



Estratto della carta di uso del suolo, disponibile sul geoportale RSDI della regione Basilicata

Nell'ambito delle differenti classi di permeabilità, individuate mediante la carta geologica, attraverso un calcolo ponderale, basato sui dati acquisiti dalla carta di uso del suolo, sono state individuate le classi di CN per ogni bacino analizzato. In particolare, si è fatto riferimento allo studio ACLA, condotto dal CHIEAM-BARI, in cui, alle seguenti classi di uso del suolo individuate, sono stati associati i parametri di CN riscontrati in letteratura scientifica.

Uso del Suolo	A	B	C	D
<ul style="list-style-type: none"> • Aree agricole con presenza di spazi naturali • Seminativi in aree non irrigue • Vigneti non irrigui • Colture temporanee associate a colture permanenti • Frutteti e frutti minori non irrigui 	62	71	78	81
Aree Urbane	92	92	92	92
Area residenziale	77	85	90	92
Bacini d'acqua	100	100	100	100
<ul style="list-style-type: none"> • Colture erbacee da pieno campo a ciclo primaverile estivo • Colture orticole a ciclo estivo autunnale/primaverile 	72	81	88	91

<ul style="list-style-type: none"> • Colture orticole a ciclo primaverile-estivo • Frutteti e frutteti minori irrigui • Oliveti irrigui • Sistemi colturali e particellari complessi • Vigneti irrigui • Sistemi colturali e particellari complessi • Vigneti irrigui 				
Prati stabili non irrigui	30	58	71	78
Zone Boscate	45	66	77	83

Valori di CN per ogni classe litologica e uso del suolo

Poiché lo studio è rivolto al calcolo delle portate di piena e considerato che in occasione di queste ultime è fondamentale la condizione di imbibimento del terreno, il metodo SCS-CN fa riferimento a tre diverse situazioni di umidità antecedenti all'evento considerato:

Classe AMC	Precipitazioni nei dieci giorni precedenti (mm)
I (Terreno secco)	0<P<50
II (Umidità media)	50<P<110
III (Terreno da mediamente umido a saturo)	P>110

Classi AMC (Antecedent Moisture Conditions)

I valori di CN corrispondenti alle classi AMCI e AMCIII si determinano dal valore del CN relativo alla classe AMCII, applicando le seguenti relazioni:

$$FI = 0,3 + 0,00636CN \quad \text{valida per} \quad 20 \leq CN \leq 95$$

$$FIII = 3,4212 - 1,1999 \log CN$$

Il valore del CN II individuato è pari a 78.00.

Per le valutazioni idrologiche, che verranno descritte più avanti nel dettaglio, si anticipa che si farà riferimento ad una condizione di imbibizione del suolo nel periodo antecedente l'evento di tipo umido-saturo, pertanto al CN III.

Per tutti i bacini il valore del CN III risulta pari a **89.77**

4.3. Applicazione dei modelli afflussi-deflussi

4.3.1. Metodo SCS-CN

Il metodo SCS trova ormai larga diffusione nell'ambito delle applicazioni tecniche di questo tipo per qualunque tipologia di bacino ed è ampiamente diffuso anche in Italia. Il metodo consente sia la semplice valutazione del volume della piena, o della sua portata al colmo, sia la ricostruzione dell'idrogramma. La stima dell'idrogramma di piena generato da un bacino, a seguito di una determinata precipitazione caratteristica, avviene attraverso l'analisi geomorfologica e di uso del suolo del bacino; l'idrogramma di piena viene valutato attraverso la preventiva acquisizione di diversi parametri, tra cui quelli elencati nel seguito:

- CN = Curve Number;
- S = grado di saturazione del terreno;
- Ia = Initial Abstraction, grado di assorbimento iniziale del terreno;
- AMC = Antecedent Moisture Condition, grado di imbibizione precedente all'evento;
- TI = Time Lag, tempo di ritardo tra il centro del pluviogramma e quello dell'idrogramma;
- RL = Reach Lag, tempo impiegato dall'onda di piena per il trasferimento attraverso l'asta.

La metodologia si basa sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

con:

- V = volume di deflusso;
- W = volume idrico realmente invasato nel suolo;
- Pn = Pioggia netta = V + W;
- S = volume massimo che il suolo può immagazzinare.

La pioggia netta si può determinare sottraendo alla precipitazione totale (P) il parametro Ia, che tiene conto dell'accumulo di volumi idrici in superficie, dell'infiltrazione iniziale e superficiale nel suolo e dell'intercettazione operata dalla copertura vegetale.

Sostituendo il valore $W = P_n - V$ si ottiene:

$$V = \frac{P_n^2}{P_n + S}$$

In linea generale il valore di la può essere assunto, come è stato fatto per il presente studio, secondo le indicazioni dell'SCS, pari a: $la = 0,2 S$ (valore normalmente utilizzato dall'Autorità di Bacino della Puglia).

Tenendo conto che $P_n = P - la$, il volume di deflusso V può essere ricavato dalla seguente relazione:

$$V = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)}$$

L'applicazione di tale formula presuppone la conoscenza della precipitazione totale P , la stima del massimo volume di invaso S del suolo che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie impermeabile) e infinito (nessuna formazione del deflusso superficiale).

La valutazione di S viene effettuata con l'ausilio della relazione seguente:

$$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Il parametro CN è denominato Curve Number, indica l'attitudine del bacino a produrre deflusso e si stima sulla base delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale. La stima del CN (il cui valore varia da 0 a 100) si effettua determinando il gruppo idrologico di appartenenza e, all'interno di ciascun gruppo, valutando la copertura d'uso del suolo; alle sottoclassi così determinate viene associato un valore di CN . Tale procedura è stata descritta nel dettaglio al paragrafo precedente.

Per il calcolo della portata al colmo (Q) si considera un idrogramma approssimato di forma triangolare, che ha una fase crescente di durata T_a (tempo di accumulo) e una fase di esaurimento T_e (tempo di esaurimento).

Il volume risulta:

$$V = \frac{Q}{2} (T_a + T_e) = \frac{Q}{2} T_b$$

Avendo posto $T_b = T_a + T_e$, durata dell'evento di piena. Poiché è stato rilevato sperimentalmente che, nella fase crescente dell'idrogramma, defluisce un volume idrico pari al 37.50% del volume totale, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0.375 volte la durata dell'evento e dunque:

$$T_b = 2.67 T_a$$

Esprimendo il volume di deflusso V in mm, il tempo T_a in ore, l'area A del bacino in kmq, la portata al picco di piena Q è generalmente stimabile applicando la seguente relazione:

$$Q = 0,208 \left(\frac{VA}{T_a} \right)$$

La determinazione di T_a (tempo di accumulo), nell'ipotesi di intensità costante di pioggia di durata T_p (tempo di pioggia) e indicando con T_l il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dello ietogramma e il picco dell'idrogramma triangolare), si effettua con la seguente relazione:

$$T_a = 0,5 T_p + T_l$$

Il tempo di ritardo T_l (time lag) si può calcolare con la formula di Mockus:

$$T_l = 0,342 \left(\frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \right) \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

Dove s = pendenza media del bacino tributario

Si evince sperimentalmente che:

$$T_c = 1.67 T_l$$

Dove T_c = tempo di corrivazione

Nel presente studio, come ampiamente descritto nell'analisi pluviometrica, sono stati applicati i risultati rinvenuti dall'approccio VAPI. È stata ipotizzata una pioggia uniformemente distribuita sui bacini studiati, in funzione della zona omogenea considerata (zona 4), a cui è stato applicato uno ietogramma costante, ricavato dall'analisi delle Curve di Possibilità Pluviometrica riferite ai tre tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni. Come già detto, si è posto $l_a = 0.2 S$, è stata assunta una condizione antecedente all'evento di tipo AMC III (CN III) e i dati di input sono stati ricavati dalle analisi morfometrica e pluviometrica descritte in precedenza.

Le portate massime, per tempo di ritorno 200 anni, sono di seguito riportate:

Bacino	Qmax Tr200 anni
ID	[mc/s]
Intersezione 1	38,79
Intersezione 2	10,33
Intersezione 3	68,36
Intersezione 4	5,05
Intersezione 5	9,42
Intersezione 6	6,56

Portate massime bicentinarie dei bacini tributari

5. ANALISI IDRAULICA

Al fine di valutare la compatibilità della modalità di superamento del cavidotto rispetto all'intersezione con i reticoli idrografici riportati nel PRGA si rende necessaria l'analisi idraulica per la verifica della sussistenza delle condizioni di sicurezza idraulica (così come definita nell'art. 36 delle NTA: *“condizione associata alla pericolosità idraulica per fenomeni di insufficienza del reticolo di drenaggio e generalmente legata alla non inondabilità per eventi di assegnata frequenza. Agli effetti del PAI si intendono in sicurezza idraulica le aree non inondate per eventi con tempo di ritorno fino a 200 anni”*).

In particolare si distinguono 2 tipologie di indagini idrauliche:

- 1) la determinazione del tirante idrico rispetto agli impalcati (per valutare la possibilità di effettuare il superamento con staffaggio a ponte o, se le condizioni non lo consentono, in TOC)

- 2) la determinazione delle forze di erosione per verificare se il riempimento al di sotto del reticolo garantisca le condizioni di sicurezza dell'intersezione;

Questo tipo di valutazioni vengono eseguite, in linea generale, attraverso analisi numeriche dei processi idrologici ed idraulici che si possono verificare sui luoghi, con l'ausilio di sofisticati modelli di calcolo.

Per quanto riguarda le simulazioni idrauliche è stato applicato un modello monodimensionale HEC RAS 6.3.

6.2 Teoria del modello idraulico monodimensionale

Per valutare in maniera oggettiva e completa il regime idraulico del reticolo centrale nello stato fatto si è utilizzato un programma di calcolo e modellazione molto diffuso, HEC RAS.

La sigla è un acronimo di Hydrologic Engineering Center's River Analysis System, il software è prodotto

dallo US ARMY Engineering Corps, ed è gratuitamente scaricabile da internet. Si rimanda ogni approfondimento, ai documenti presenti sul sito ufficiale (www.hec.usace.army.mil).

HEC-RAS è un programma realizzato per simulare la propagazione delle piene attraverso uno schema di calcolo monodimensionale; il software può lavorare in moto permanente o vario, e, oltre che analizzare la singola asta fluviale (come nel caso in studio), è possibile analizzare reticoli più complessi, che prevedono la confluenza di più canali. Inoltre è possibile prevedere trasporto di sedimenti, stazioni di pompaggio e celle di accumulo (nel caso di modellazione in moto vario).

Il software dispone di una interfaccia grafica attraverso cui inserire i dati fisici necessari (caratteristiche geometriche dell'asta), idraulici (condizioni al contorno e portate di verifica), ed applicare le differenti routine di modellazione, ovvero scegliere le metodologie di calcolo. Inoltre è stata recentemente sviluppato un applicativo in ambiente GIS (GEO RAS), attraverso cui è possibile realizzare le attività di pre e post-processing delle applicazioni dell'HEC RAS, sino alla individuazione delle aree inondate.

6.3 Generalità sul calcolo delle forze di erosione

La compatibilità dell'intersezione del cavidotto interrato con il reticolo idrografico si ottiene progettando la posa del cavidotto, che deve presentare i seguenti requisiti:

- posa ad una profondità tale da non essere interessato dall'erosione al passaggio della piena bicentenaria;
- non modificare la morfologia dell'alveo;
- non aumentare la pericolosità nelle zone contermini;

La posa del cavidotto, al fine di soddisfare tali requisiti, sarà effettuata con scavo in trincea stretta.

Al fine di valutare la profondità di posa del cavidotto, invece, sono state calcolate le forze di erosione, in particolare:

Forze di erosione generalizzate, ovvero erosione diffusa all'interno del canale in condizioni di assenza di singolarità;

Forze di erosione localizzate, dovute a singolarità quali ad esempio la presenza di pile di ponte in alveo.

Premesso che tutte le verifiche saranno esposte nella relazione idraulica, il cavidotto sarà posato ad una profondità di circa -1.00 m dal piano campagna, in modo da garantire un franco di sicurezza sull'escavazione massima che si potrebbe avere in caso di piena.

In generale, la corrente idrica esercita un'azione di trascinamento sui grani di materiale disposti sul contorno bagnato e, se questi non sono sufficientemente stabili, li sposta, ossia erode il letto fluviale mobile.

L'erosione provoca l'abbassamento del letto e/o il crollo delle sponde, con allargamento o spostamento (migrazione) dell'alveo.

Si suole distinguere tra:

- erosione locale, che si realizza in prossimità di singolarità idrauliche (ostacoli costituiti da pile o spalle di ponti oppure salti o scivoli che causano bruschi aumenti di velocità della corrente), ove la turbolenza risulta particolarmente intensa. Il fenomeno ha decorso rapidissimo e può portare alla rovina dell'opera in alveo (ponte, argine, briglia) nel corso di una sola piena. L'erosione locale può avvenire in condizioni sia di acqua chiara sia di

“letto vivo” ossia con trasporto del materiale di alveo proveniente da monte. Questo tipo di erosione è dovuta principalmente ad eventi intensi associati a precipitazioni eccezionali.

- erosione generalizzata, che si sviluppa quando la portata di sedimento immessa da monte non è sufficiente a saturare la capacità di trasporto della corrente idrica; la saturazione della capacità di trasporto avviene prelevando materiale d'alveo, ossia erodendo il letto; questa può procedere uniformemente o localmente ma in maniera graduale. Questo tipo di erosione è dovuta alle piene ordinarie.

La profondità dell'erosione di un tronco d'alveo per carenza di apporto di materiale solido da monte può invece essere studiata con delle formulazioni empiriche.

La sezione si deformerà, approfondendosi e/o allargandosi, fino a che l'azione di trascinamento della corrente non diminuirà al di sotto del valore critico individuato.

Per le valutazioni più speditive, si può ricavare la profondità di erosione δ come differenza tra il tirante d'acqua h antecedente all'erosione e il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto:

$$\delta = h - h_e$$

Il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto si ricava dalle formule, del tutto empiriche e senza giustificazione teorica, dell'equilibrio dei canali a regime.

La formula di Blench (1969) propone:

$$h_e = 0.379 q^{2/3} d_{50}^{-1/6} \quad \text{per sabbia e limo} \quad \text{con } 6 \cdot 10^{-5} < d_{50} \text{ (m)} < 0.002$$

$$h_e = 0.692 q^{2/3} d_{50}^{-1/12} \quad \text{per sabbia e ghiaia} \quad \text{con } 0.002 < d_{50} \text{ (m)}$$

la formula di Maza Alvarez ed Echavarria (1973), invece, propone:

$$h_e = 0.365 q^{0.784} d_{50}^{-0.157} \quad \text{per sabbia e ghiaia con} \quad d_{75} \text{ (m)} < 0.006$$

Dove q = portata nell'unità di larghezza del canale.

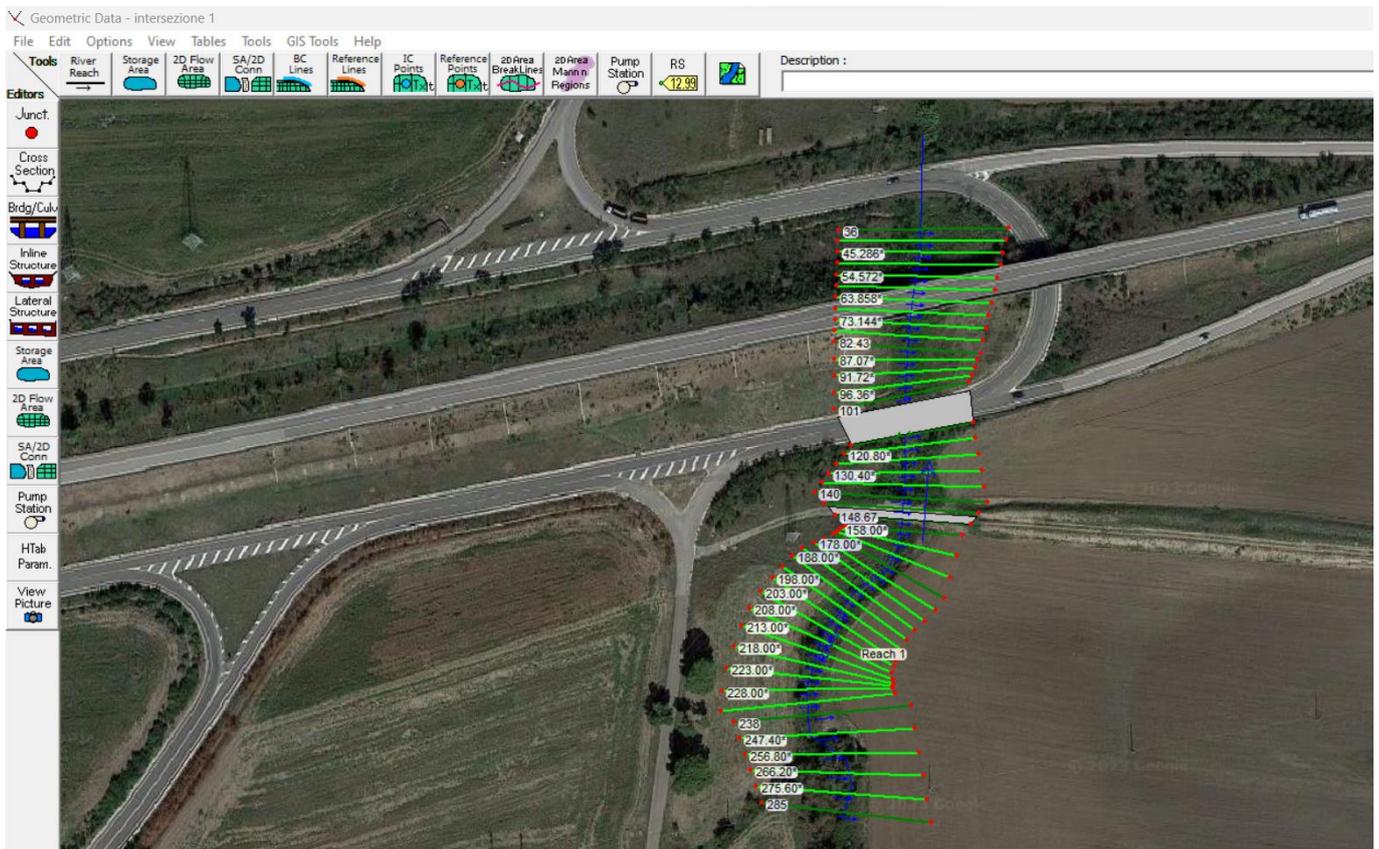
6.3. Analisi idraulica intersezione 1

Come già accennato il presente modello è stato utilizzato per verificare la compatibilità dell'intersezione del cavidotto con il reticolo idrografico.

Il dominio di studio in questo caso è ristretto attorno al ponte di attraversamento estendendo verso monte e valle di una distanza tale da garantire la non influenza delle condizioni al contorno.

Nel caso in oggetto è previsto che il cavidotto sia posato al di sotto dell'alveo con TOC.

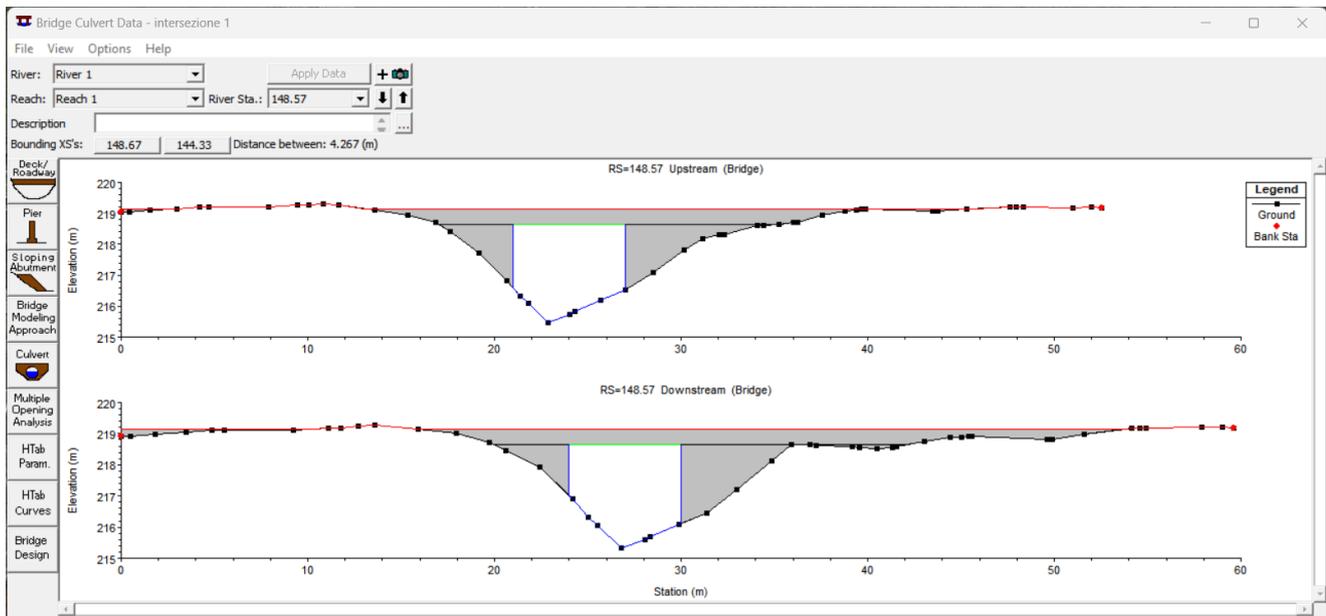
Il tratto di indagine è stato esteso di 100 m a monte e 80 m a valle rispetto all'attraversamento in esame.



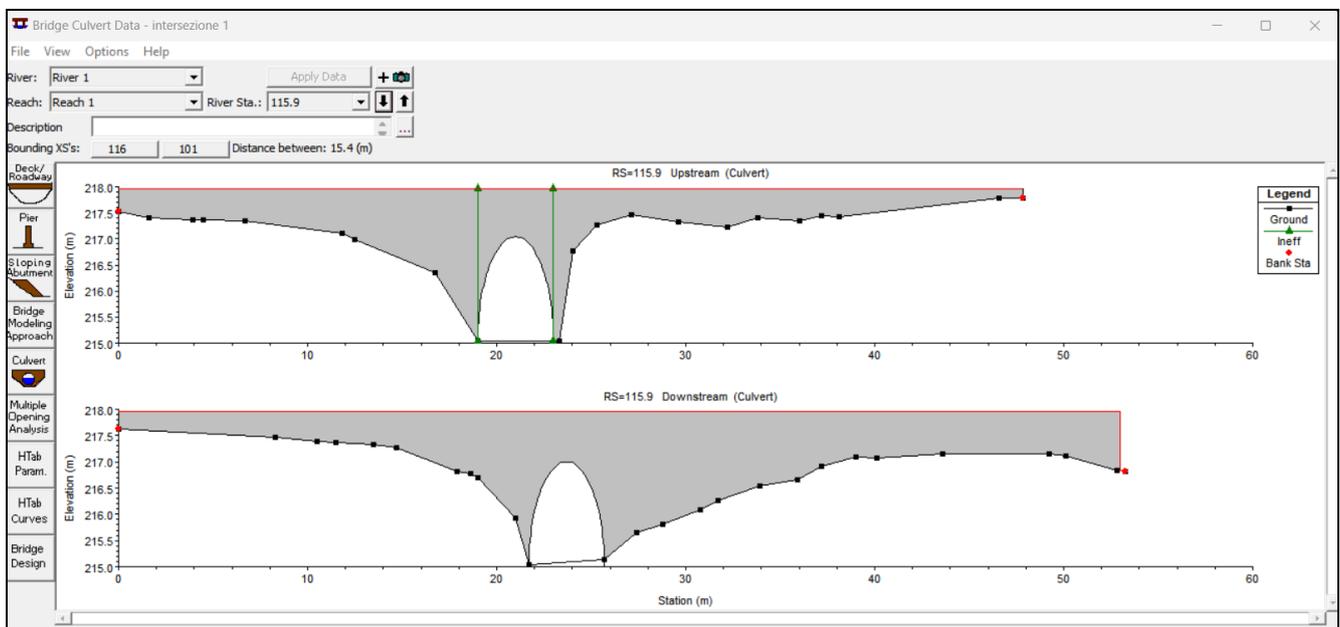
Geometria del modello idraulico intersezione 1

Nella geometria è stato inserito oltre all'attraversamento in questione, anche il ponte subito a valle (ponte raccordo strada provinciale) in quanto rappresenta una singolarità dal deflusso.

Le sezioni sono state determinate dal DTM Regionale e interpolate con un passo di 5 m, mentre le caratteristiche geometriche dei ponti sono state dedotte dal rilievo planoaltimetrico.



Attraversamento oggetto di superamento

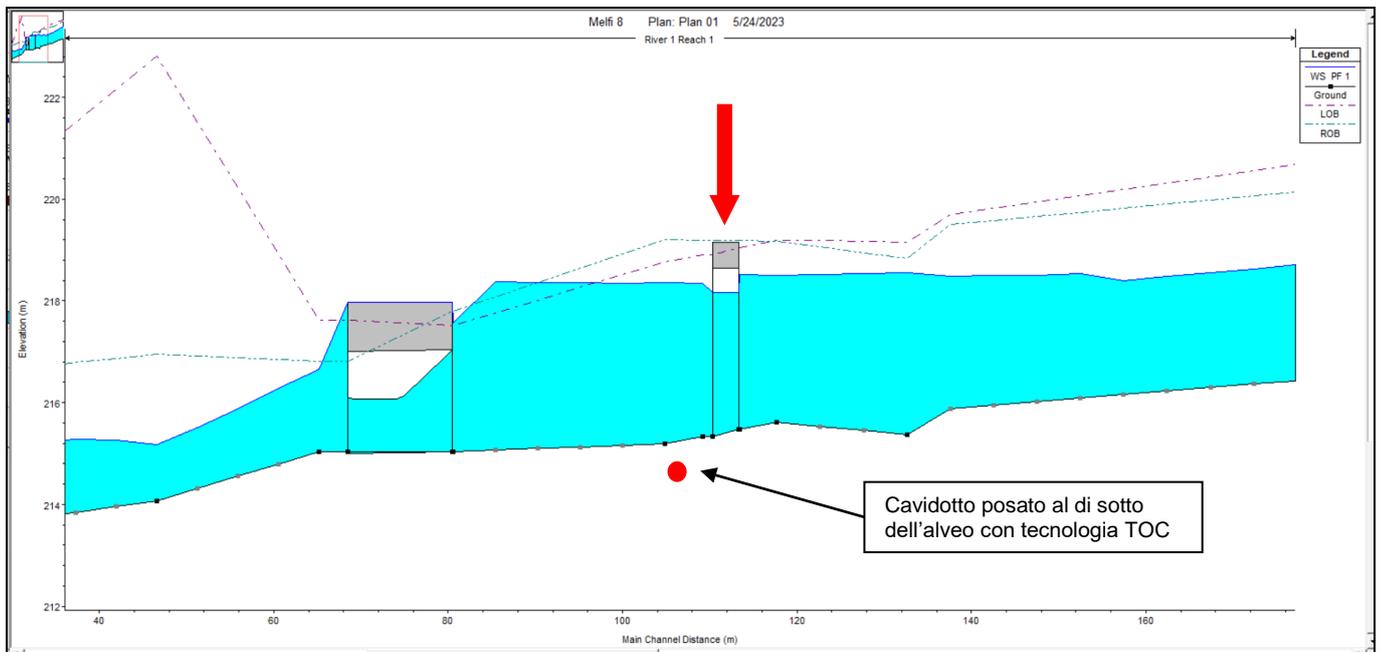


Attraversamento raccordo strada provinciale

Nelle sezioni di monte sono state inserite le *ineffective flow areas*

Il coefficiente di scabrezza è stato impostato pari a $0.04 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$

L'analisi è stata condotta in moto permanente inserendo a monte la portata massima del bacino centrale (38.79 mc/s) e a valle la condizione di moto uniforme prevedendo la pendenza pari a 1.5%.

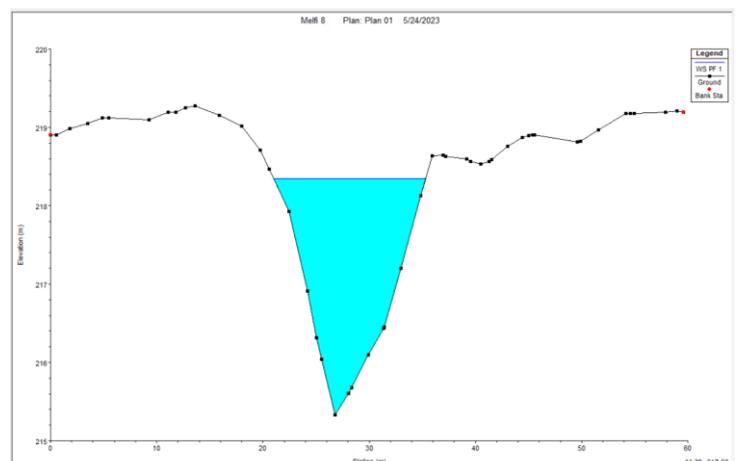


Profilo idraulico attraversamento 1

Dall'esame del profilo in moto permanente si evince che la piena transita al di sotto del ponte senza interessare l'impalcato con un franco di sicurezza minimo (< 0.10 m) pertanto un eventuale staffaggio sull'impalcato non garantisce le condizioni di sicurezza idraulica. Per tale motivo è stato previsto un superamento del reticolo con posa al di sotto dell'alveo a monte del ponte con tecnologia TOC ad una profondità di 1 m.

A tal fine si è verificato il rinterro di posa del cavidotto calcolando le forze di erosione e l'escavazione massima in fase di piena.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Ch (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Ch
Reach 1	285	PF 1	38.79	217.68	220.39	219.71	220.51	0.002923	1.55	25.01	19.04	0.43
Reach 1	275.60*	PF 1	38.79	217.50	220.29	220.47	0.005075	1.85	20.91	18.36	0.56	
Reach 1	266.20*	PF 1	38.79	217.32	220.09	219.84	0.009859	2.43	15.94	15.08	0.76	
Reach 1	256.80*	PF 1	38.79	217.14	219.69	219.62	0.015146	3.32	11.69	9.10	0.93	
Reach 1	247.40*	PF 1	38.79	216.96	219.46	219.46	0.017968	3.54	10.96	8.76	1.01	
Reach 1	238	PF 1	38.79	216.78	219.18	219.27	0.021695	3.77	10.29	8.62	1.10	
Reach 1	233.00*	PF 1	38.79	216.71	219.09	219.19	0.022249	3.80	10.21	8.65	1.12	
Reach 1	228.00*	PF 1	38.79	216.64	218.99	219.11	0.022897	3.83	10.12	8.68	1.13	
Reach 1	223.00*	PF 1	38.79	216.57	218.90	219.03	0.023584	3.87	10.03	8.71	1.15	
Reach 1	218.00*	PF 1	38.79	216.50	218.80	218.94	0.024450	3.91	9.92	8.73	1.17	
Reach 1	213.00*	PF 1	38.79	216.44	218.71	218.86	0.024747	3.92	9.90	8.80	1.18	
Reach 1	208.00*	PF 1	38.79	216.37	218.62	218.77	0.024690	3.90	9.94	8.89	1.18	
Reach 1	203.00*	PF 1	38.79	216.30	218.55	218.68	0.023985	3.85	10.08	9.04	1.16	
Reach 1	198.00*	PF 1	38.79	216.23	218.46	218.60	0.022529	3.75	10.33	9.24	1.13	
Reach 1	193.00*	PF 1	38.79	216.16	218.40	218.50	0.022531	3.74	10.39	9.37	1.13	
Reach 1	188.00*	PF 1	38.79	216.09	218.53	218.41	0.013339	3.07	12.65	10.39	0.89	
Reach 1	183.00*	PF 1	38.79	216.02	218.51	218.93	0.011368	2.88	13.45	10.77	0.82	
Reach 1	178.00*	PF 1	38.79	215.95	218.49	218.86	0.009499	2.69	14.41	11.21	0.76	
Reach 1	173.00*	PF 1	38.79	215.89	218.49	218.80	0.008151	2.49	15.56	12.21	0.71	
Reach 1	168.00*	PF 1	38.79	215.37	218.56	218.74	0.003348	1.85	20.96	12.80	0.46	
Reach 1	163.00*	PF 1	38.79	215.45	218.53	218.72	0.003810	1.92	20.22	13.13	0.49	
Reach 1	158.00*	PF 1	38.79	215.33	218.51	218.69	0.003882	1.99	20.52	14.06	0.50	
Reach 1	153	PF 1	38.79	215.61	218.51	218.67	0.003296	1.79	21.71	14.38	0.46	
Reach 1	148.67	PF 1	38.79	215.47	218.51	217.57	0.002896	1.65	23.57	16.15	0.44	
Reach 1	148.57	Bridge										
Reach 1	144.33	PF 1	38.79	215.43	218.32	218.49	0.002351	1.49	22.92	14.30	0.43	
Reach 1	140	PF 1	38.79	215.19	218.36	218.46	0.002106	1.54	25.24	14.80	0.38	
Reach 1	135.20*	PF 1	38.79	215.16	218.35	218.46	0.002953	1.49	25.96	21.15	0.43	
Reach 1	130.40*	PF 1	38.79	215.13	218.35	218.43	0.004229	1.26	30.73	43.59	0.48	
Reach 1	125.60*	PF 1	38.79	215.10	218.37	218.41	0.001947	0.91	42.60	55.36	0.33	
Reach 1	120.80*	PF 1	38.79	215.07	218.37	218.40	0.000837	0.72	53.59	51.59	0.23	
Reach 1	116	PF 1	38.79	215.04	217.57	217.16	0.006855	3.84	10.10	41.31	0.77	
Reach 1	115.9	Culvert										
Reach 1	111	PF 1	38.79	215.04	216.65	217.06	0.018157	2.86	13.50	16.68	1.01	
Reach 1	106.24	PF 1	38.79	214.94	216.48	216.44	0.007951	0.82	49.93	19.01	0.42	



Parametri idrodinamici attraversamento 1

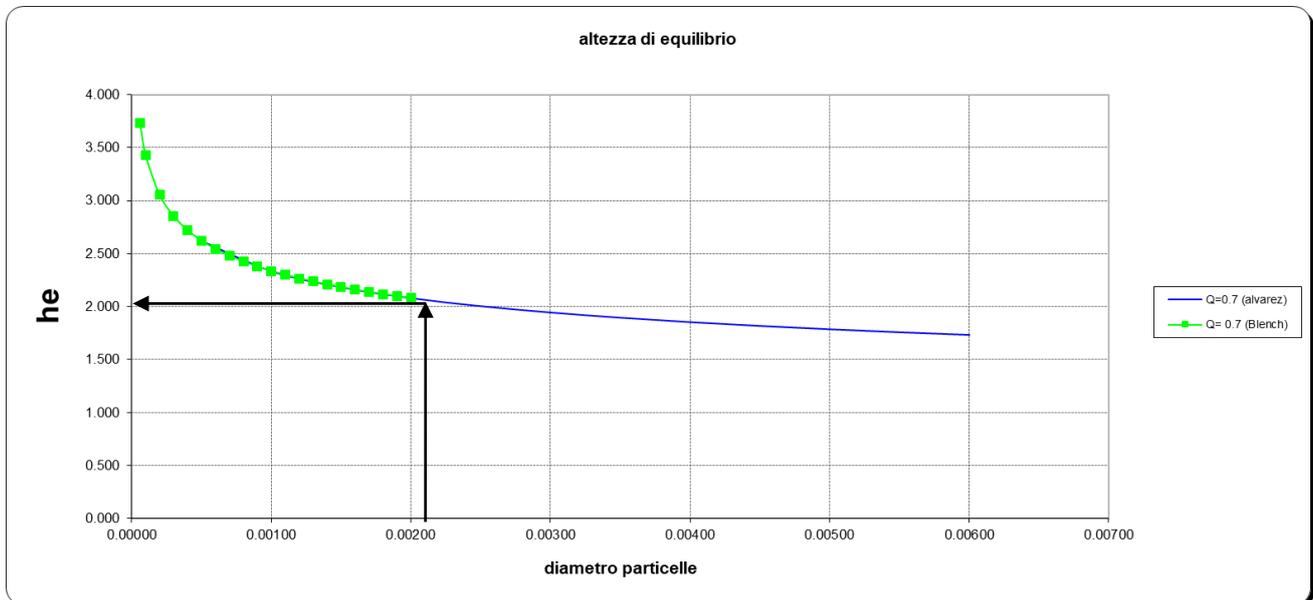
Nella sezione di attraversamento si determina un tirante idrico massimo pari a 3.00 m con una velocità di 1.61 m/s.

Applicando le relazioni di cui al paragrafo 6.2 si ottengono i seguenti dati:

Portata idraulica tr 200 anni	38.79 mc/s
Larghezza media floodplain nella sezione di attraversamento:	14.26 m
Portata specifica:	2.72 mc/s / m
Tirante idrico massimo:	3.00 m
Tirante idrico medio:	1.60 m

A valle delle opportune valutazioni sulla geologia del sito, si è considerata una composizione granulometrica del fondo dell'alveo media (d_{50}) di 0.002 m (terreno sabbioso).

Utilizzando la formula di Blench e di Maza Alvarez si ottiene la profondità di equilibrio dell'alveo a seguito della piena e dello scavo erosivo massimo.



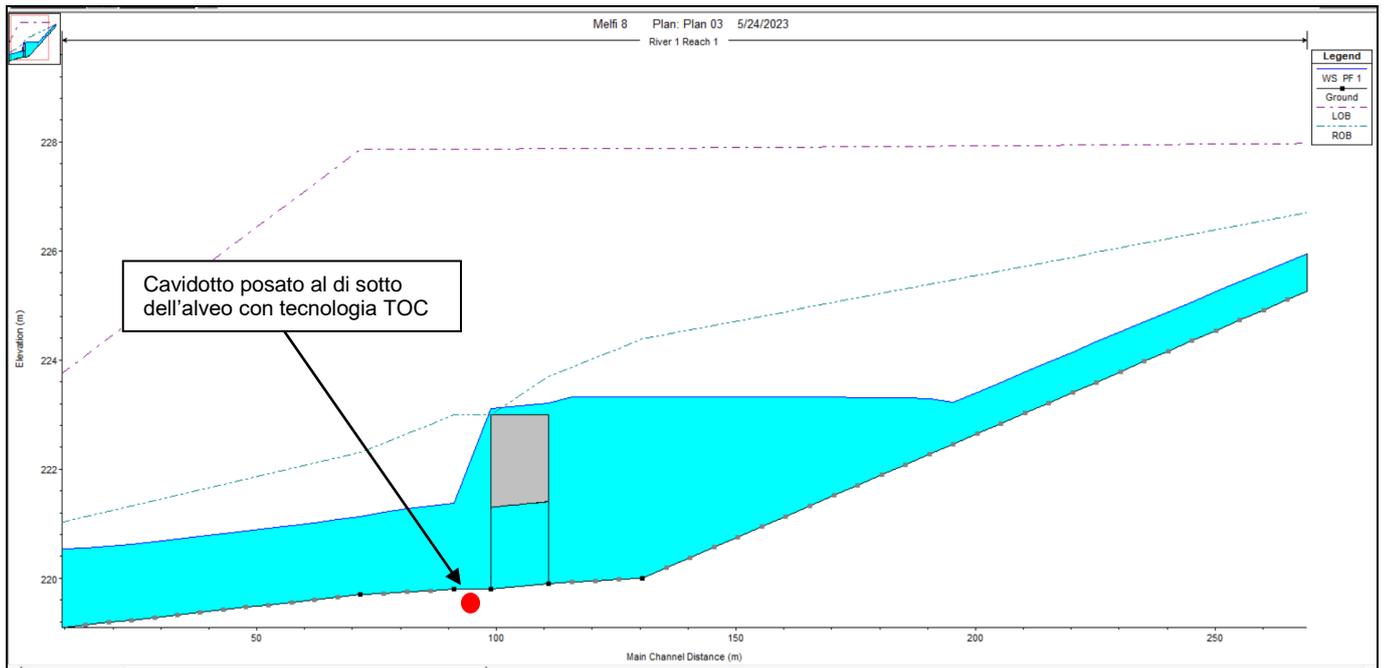
Curve della Profondità di equilibrio, in funzione della portata specifica e delle dimensioni delle particelle delle terre costituenti l'alveo

Dal grafico si ricava che h_e (altezza di equilibrio in fase di piena) = 2.08 m.

Si ottiene: $\delta = h - h_e = 2.08 - 1.60 = 0.48$ m.

Si conclude, pertanto, che la posa del cavidotto (a -1.00 m rispetto al piano campagna) risulta protetta da eventuali erosioni diffuse dovute all'intersezione dell'alveo indagato in quanto garantisce un franco di sicurezza > 0.50 m dall'escavazione massima.

L'analisi è stata condotta in moto permanente inserendo a monte la portata massima del bacino centrale (10.33 mc/s) e a valle la condizione di moto uniforme prevedendo la pendenza pari a 1.5% a monte e 0.5 % a valle.

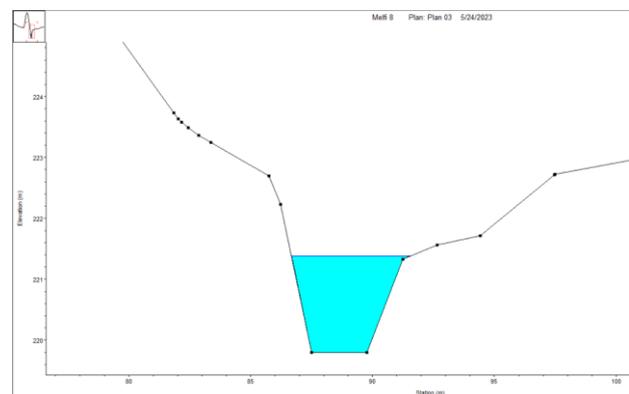


Profilo idraulico attraversamento 2

Dall'esame del profilo in moto permanente si evince che la piena sormonta l'attraversamento in quanto il tombino esistente è insufficiente **pertanto un eventuale staffaggio sull'impalcato non garantisce le condizioni di sicurezza idraulica**. Per tale motivo è stato previsto un superamento del reticolo con posa al di sotto dell'alveo a valle del ponte con tecnologia TOC ad una profondità di 1 m.

A tal fine si è verificato il rinterro di posa del cavidotto calcolando le forze di erosione e l'escavazione massima in fase di piena.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Ch
Reach 1	193.57*	PF 1	10.33	221.51	223.32		223.37	0.001236	0.95	10.91	8.01	0.26
Reach 1	188.59*	PF 1	10.33	221.32	223.32		223.36	0.000852	0.83	12.42	8.24	0.22
Reach 1	183.60*	PF 1	10.33	221.13	223.32		223.35	0.000611	0.74	13.96	8.45	0.18
Reach 1	178.62*	PF 1	10.33	220.95	223.32		223.35	0.000452	0.67	15.53	8.65	0.16
Reach 1	173.63*	PF 1	10.33	220.76	223.33		223.34	0.000343	0.60	17.12	8.84	0.14
Reach 1	168.65*	PF 1	10.33	220.57	223.33		223.34	0.000266	0.55	18.74	9.02	0.12
Reach 1	163.66*	PF 1	10.33	220.38	223.33		223.34	0.000210	0.51	20.40	9.18	0.11
Reach 1	158.68*	PF 1	10.33	220.19	223.33		223.34	0.000169	0.47	22.07	9.34	0.10
Reach 1	153.69	PF 1	10.33	220.00	223.33		223.34	0.000137	0.43	23.77	9.49	0.09
Reach 1	148.78*	PF 1	10.33	219.88	223.33		223.34	0.000138	0.43	23.86	9.80	0.09
Reach 1	143.87*	PF 1	10.33	219.95	223.33		223.34	0.000140	0.43	23.95	10.14	0.09
Reach 1	138.96*	PF 1	10.33	219.93	223.33		223.33	0.000147	0.43	24.04	10.89	0.09
Reach 1	134.05	PF 1	10.33	219.90	223.20	221.99	223.32	0.009806	1.51	6.82	11.17	0.62
Reach 1	134	Oververt										
Reach 1	114.41	PF 1	10.33	219.80	221.38		221.56	0.007248	1.90	5.43	4.86	0.57
Reach 1	109.50*	PF 1	10.33	219.78	221.33		221.52	0.007665	1.97	5.23	4.50	0.59
Reach 1	104.59*	PF 1	10.33	219.75	221.27		221.48	0.008480	2.05	5.03	4.41	0.61
Reach 1	99.68*	PF 1	10.33	219.73	221.20		221.44	0.009484	2.14	4.82	4.34	0.65
Reach 1	94.77	PF 1	10.33	219.70	221.13		221.38	0.010846	2.25	4.59	4.29	0.69
Reach 1	89.896*	PF 1	10.33	219.65	221.07		221.33	0.010881	2.25	4.59	4.31	0.70
Reach 1	85.222*	PF 1	10.33	219.61	221.02		221.28	0.010981	2.26	4.57	4.33	0.70
Reach 1	80.448*	PF 1	10.33	219.56	220.97		221.23	0.011007	2.26	4.57	4.36	0.70
Reach 1	75.674*	PF 1	10.33	219.51	220.92		221.18	0.011009	2.26	4.58	4.39	0.71
Reach 1	70.900*	PF 1	10.33	219.47	220.86		221.12	0.011034	2.26	4.58	4.43	0.71



Parametri idrodinamici attraversamento 2

Nella sezione di attraversamento si determina un tirante idrico massimo pari a 1.60 m con una

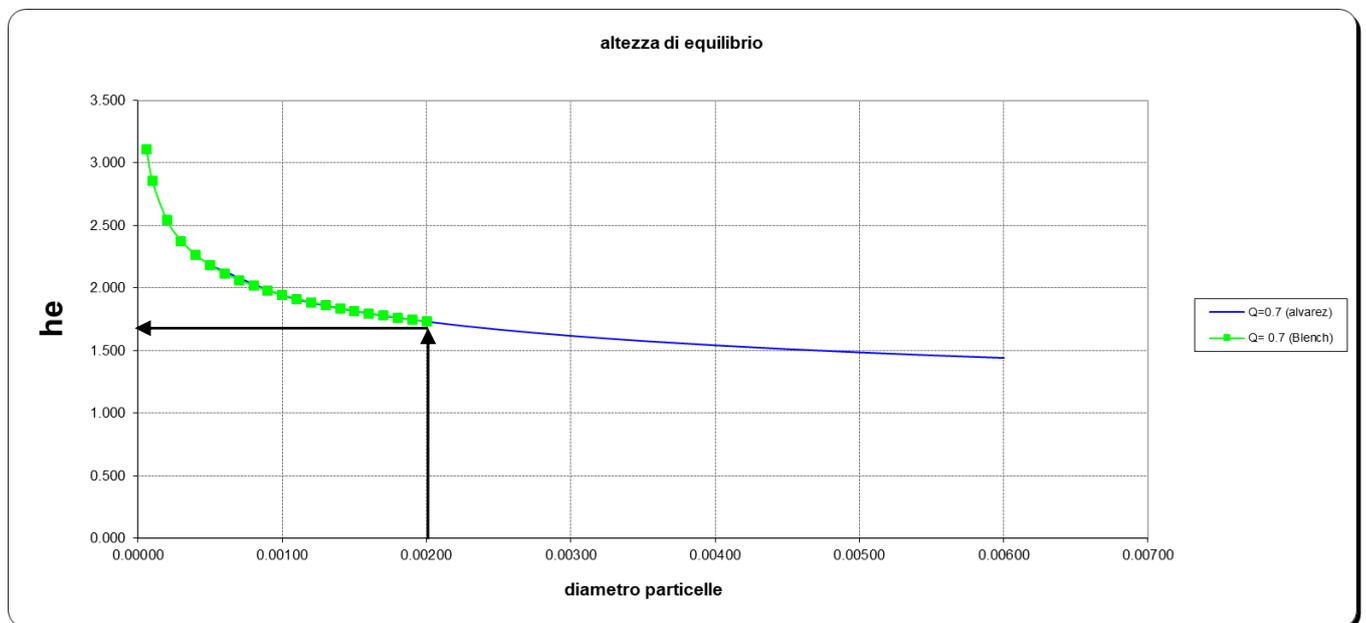
velocità di 1.90 m/s.

Applicando le relazioni di cui al paragrafo 6.2 si ottengono i seguenti dati:

Portata idraulica tr 200 anni	10.33 mc/s
Larghezza media floodplain nella sezione di attraversamento:	5.00 m
Portata specifica:	2.06 mc/s / m
Tirante idrico massimo:	1.60 m
Tirante idrico medio:	1.90 m

A valle delle opportune valutazioni sulla geologia del sito, si è considerata una composizione granulometrica del fondo dell'alveo media (d_{50}) di 0.002 m (terreno sabbioso).

Utilizzando la formula di *Blench e di Maza Alvarez* si ottiene la profondità di equilibrio dell'alveo a seguito della piena e dello scavo erosivo massimo.



Curve della Profondità di equilibrio, in funzione della portata specifica e delle dimensioni delle particelle delle terre costituenti l'alveo

Dal grafico si ricava che h_e (altezza di equilibrio in fase di piena) = 1.73 m.

Si ottiene: $\delta = h - h_e = 1.73 - 1.60 = 0.13$ m. (massima escavazione)

Si conclude, pertanto, che la posa del cavidotto (a -1.00 m rispetto al piano campagna) risulta protetta da eventuali erosioni diffuse dovute all'intersezione dell'alveo indagato in quanto garantisce un franco di sicurezza > 0.50 m dall'escavazione massima.

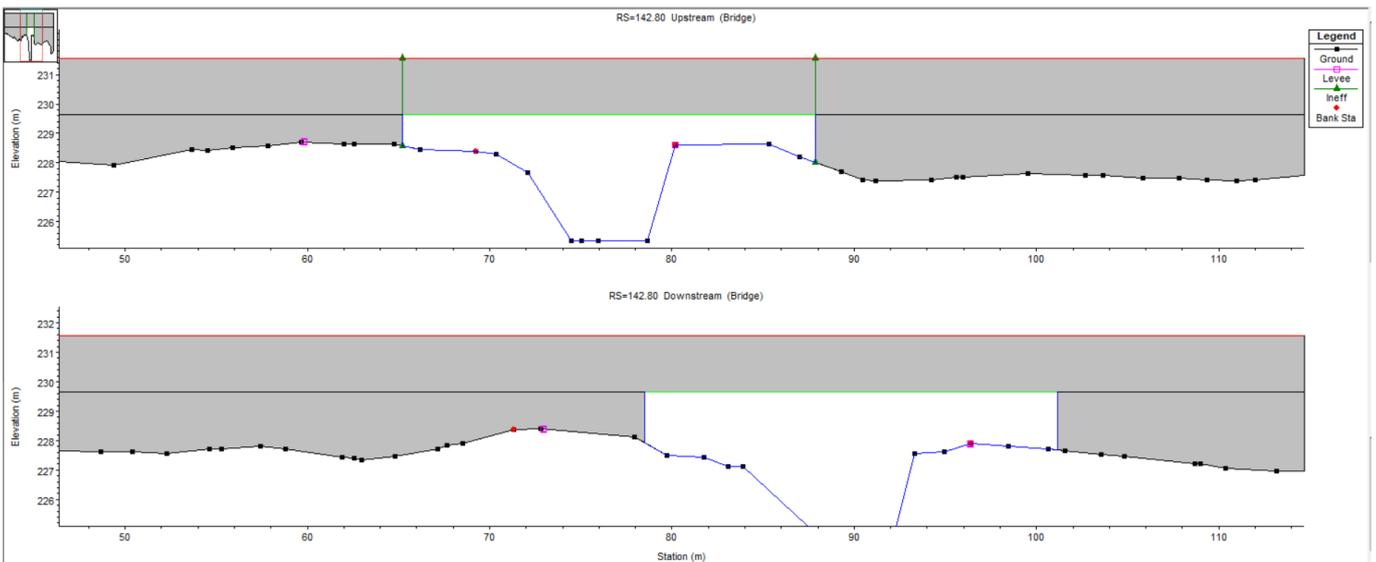
6.5. Analisi idraulica intersezione 3

Il dominio di studio in questo caso è ristretto attorno al ponte di attraversamento estendendo verso monte e valle di una distanza tale da garantire la non influenza delle condizioni al contorno.



Geometria del modello idraulico intersezione 3

Nel caso in oggetto è previsto che il cavidotto sia posato a mezzo TOC al di sotto dell'alveo. Le sezioni sono state determinate dal DTM Regionale e interpolate con un passo di 5 m, mentre le caratteristiche geometriche del ponte sono state dedotte dal rilievo planoaltimetrico.

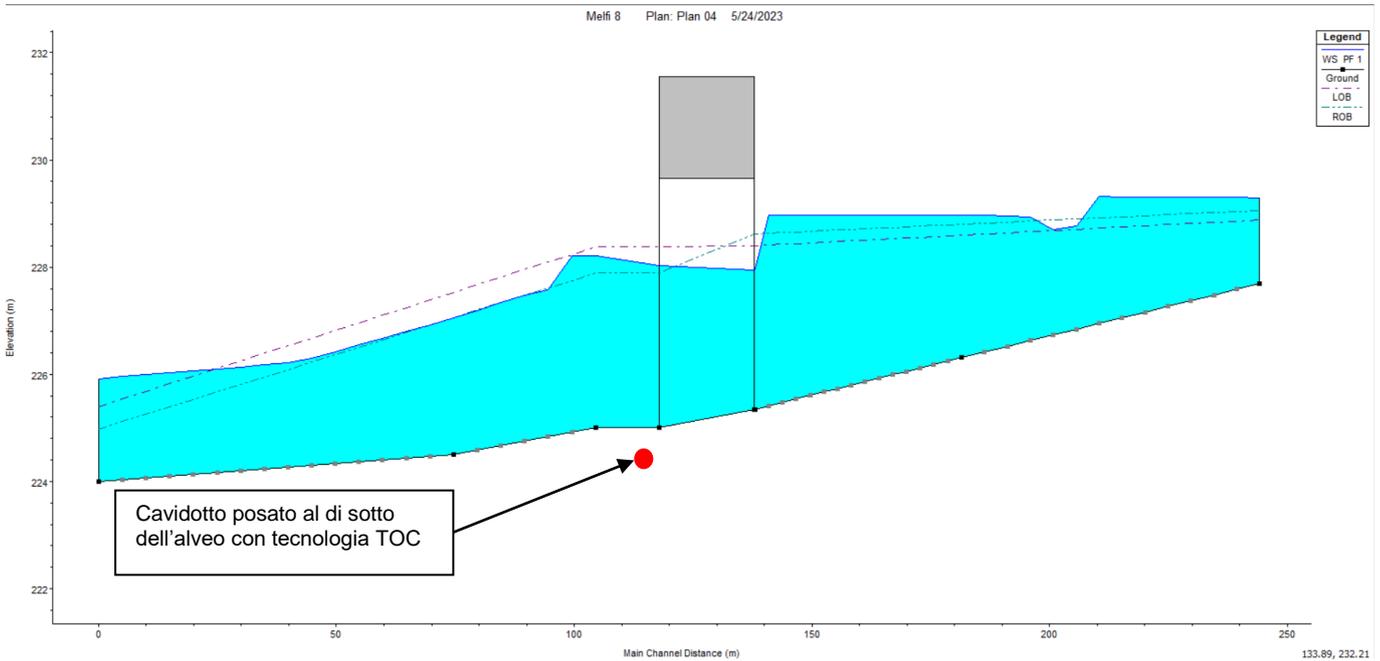


Attraversamento 3 strada provinciale

Nelle sezioni di monte sono state inserite le *ineffective flow areas*

Il coefficiente di scabrezza è stato impostato pari a $0.04 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$

L'analisi è stata condotta in moto permanente inserendo a monte la portata massima del bacino centrale (68.36 mc/s) e a valle la condizione di moto uniforme prevedendo la pendenza pari a 0.5% valle.



Profilo idraulico attraversamento 3

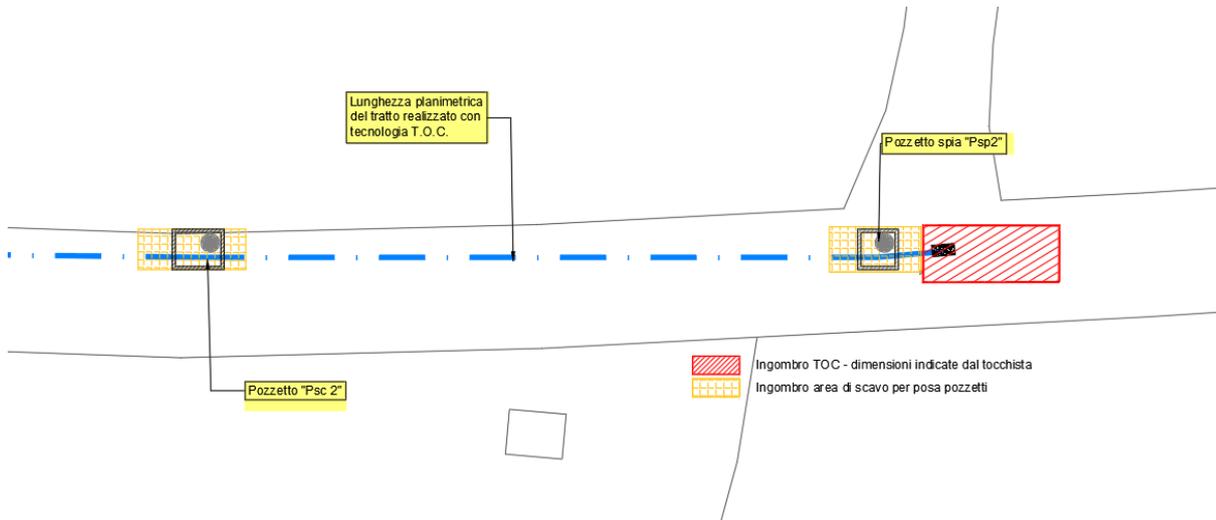
Dall'esame del profilo in moto permanente si evince che la piena attraversa il ponte garantendo un franco di sicurezza verso valle pari a 1.58 m ($> 1.50 \text{ m}$) **pertanto anche lo staffaggio del cavidotto sull'impalcato garantirebbe le condizioni di sicurezza idraulica del cavidotto, tuttavia, per una maggiore garanzia di sicurezza, sia in fase di esercizio che di cantiere, si è intrapresa la scelta progettuale di posa al di sotto del cavidotto con tecnica TOC.**

6.6 Analisi idraulica intersezione 4 – 5 e 6

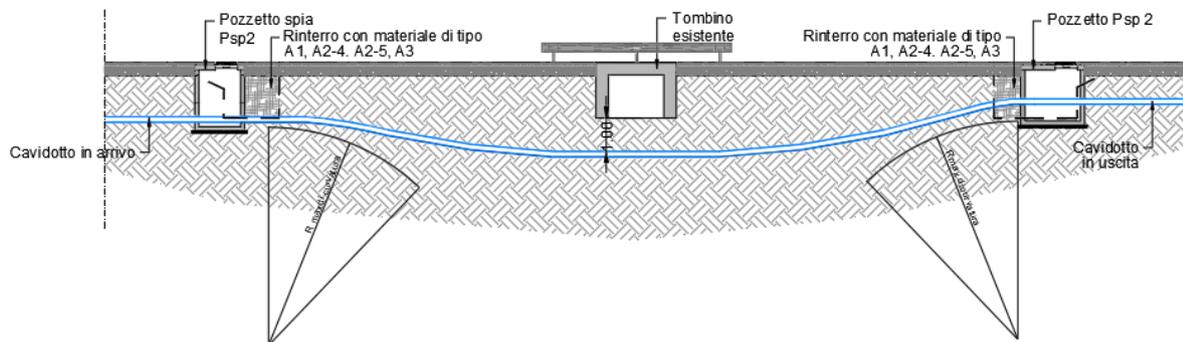
Atteso che il cavidotto in prossimità delle intersezioni del reticolo 4, 5 e 6 per scelte progettuali di carattere tecnico sarà posato interrato per mezzo TOC, si esclude la verifica idraulica del tirante idrico rispetto agli impalcati. Per quanto sopra detto, la determinazione del tirante idrico rispetto agli impalcati viene effettuata per verificare che vi siano le condizioni per effettuare lo staffaggio a ponte del cavidotto, soluzione preventivamente esclusa.

È previsto che il cavidotto sia posato al di sotto dei tombini esistenti con TOC garantendo una profondità minima di 1m.

Di seguito si riporta uno schema tipo della posa del cavidotto nelle intersezioni in esame.



Pianta tipo posa del cavidotto tramite TOC



Particolare posa del cavidotto tramite TOC

La tecnica di posa di cui sopra implica, inoltre, la sicurezza dell'intersezione in termini di erosione. Tale metodologia, infatti, non modifica la morfologia dell'alveo; pertanto non aumenta la pericolosità nelle zone contermini;

6. COMPATIBILITA DELL'INTERVENTO

Come illustrato nel paragrafo precedente, l'analisi idraulica ha evidenziato che:

- il campo fotovoltaico risulta esterno alle aree a modellamento attivo e di pertinenza fluviale di cui agli artt 6 e 10 delle NTA del PAI pertanto non risultano ASSOGETTABILI alle stesse norme tecniche.
- Il tracciato del cavidotto esterno interseca 6 reticoli idrografici, tali intersezioni vengono risolte con posa del cavidotto in subalvea con tecnologia TOC

L'analisi idraulica ha verificato che la posa in subalvea prevista ad una profondità di - 1.00 m risulta in sicurezza in quanto si prevede un franco > 0.,50 dalla massima escavazione.

.