

REGIONE SARDEGNA

COMUNE DI SILIGO (SS)

ATLAS SOLAR 6 s.r.l.

Rovereto (TN)
Piazza Manifattura n.1, CAP 38068
C.F. e P.IVA 03054610302
Pec: atlssolar6@legalmail.it

PROGETTO PER LA COSTRUZIONE ED ESERCIZIO DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO, PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE RINNOVABILE ABBINATA AD ATTIVITA' ZOOTECNICA, SITO NEL COMUNE DI SILIGO (SS) PER UNA POTENZA NOMINALE MASSIMA DI 30144 KW E POTENZA IN A.C. DI 27500 KW, ALLA TENSIONE RETE DI 36 KV, E DELLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE RICADENTI ANCHE NEI COMUNI DI CODRONGIANOS (SS), PLOAGHE (SS) E SILIGO (SS)

**PROGETTO DEFINITIVO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE
COMPRESIVO DELLE OPERE DI RETE PER LA CONNESSIONE**

ELABORATO

RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDROGEOLOGICA E IDRAULICA

DATA: 03/11/2022

SCALA :

aggiornamento :

PROGETTISTI
Ing. Nicola ROSELLI

Ing. Rocco SALOME

PROGETTISTA PARTI ELETTRICHE
Per. Ind. Alessandro CORTI

CONSULENZE E COLLABORAZIONI

Arch. Gianluca DI DONATO
Dott. Massimo MACCHIAROLA
Ing. Elvio MURETTA
Archeol. Gerardo Fratianni



ATLAS RE
Energy for the Future
Udine (UD) Via Andreuzzi n°12, CAP 33100
Partita IVA 02943070306
www.atlas-re.eu

revisione	descrizione	data	DOC R15
A	RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDROGEOLOGICA E IDRAULICA	03/11/2022	
B			
C			

Sommario

1. PREMESSA.....	5
2. INTERVENTI PREVISTI.....	5
3. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO.....	6
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	7
5. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	10
6. CONSIDERAZIONI CLIMATICHE GENERALI.....	13
7. INQUADRAMENTO PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI).....	14
8. PERIMETRAZIONE DEI BACINI.....	15
9. ANALISI PLUVIOMETRICA.....	19
12 1 ANALISI STATISTICA – REGOLARIZZAZIONE DI GUMBEL.....	19
12 2 PRECIPITAZIONI.....	19
12 3 ELABORAZIONE DEI DATI.....	22
12 4 VERIFICA – TEST DI KOLMOGOROV E SMIRNOV.....	29
12 5 TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI – METODO DEL CURVE NUMBER.....	32
12 6 LINEA SEGNALATRICE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA.....	36
12 7 TEMPO DI CORRIVAZIONE.....	37
10. CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA E RELATIVO ANDAMENTO.....	39
11. METODOLOGIA UTILIZZATA PER LE VERIFICHE IDRAULICHE.....	40
12. DESCRIZIONE INTERFERENZE E VERIFICHE IDRAULICHE.....	41
12 8 ADIACENZA CON RIU GIUNCOS: L'AREA DI IMPIANTO È SITA IN SINISTRA IDRAULICA DEL CANALE NATURALE.....	42
12 1 ATTRAVERSAMENTO DEL RIU DE S'ADDE MANNA.....	45
12 2 GRANULOMETRIA LOCALE DELL'ALVEO RIU DE S'ADDE MANNA.....	47
12 3 METODO EMPIRICO DI FORTIER E SCOBAY PER LA DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ MEDIA CRITICA DI EROSIONE DEL MATERIALE DI FONDO.....	48

12.4	METODO DI SHIELDS PER LA PER LA DETERMINAZIONE DEI DIAMETRI DELLE PARTICELLE DEL MATERIALE DI FONDO IN MOTO INCIPIENTE.....	49
12.5	VALUTAZIONE DEGLI SFORZI TANGENZIALI MASSIMI AGENTI SUL FONDO E SULLE SPONDE.....	51
13.	TRATTO DI POSA CAVIDOTTO IN CORRISPONDENZA DELLE AREE TUTELATE CONNESSE A RETICOLI CARTOGRAFATI SU IGM - SCAVI CON TOC.....	56
14.	PIANO DI MONITORAGGIO E MANUTENZIONE.....	57
15.	COMPATIBILITA' IDRAULICA DELL'OPERA.....	58

Figura 1: Inquadramento su ortofoto dell'impianto in progetto.	6
Figura 2: Inquadramento su carta geologica dell'impianto di progetto (fonte Sardegna Geoportale).	9
Figura 3: Successioni stratigrafiche per le aree oggetto di intervento (fonte servizio Geologico Nazionale).....	10
Figura 4: Inquadramento su carta Uso Suolo dell'impianto di progetto (fonte Sardegna Geoportale).	12
Figura 5: Inquadramento su carta Curve Number degli impianti di progetto (fonte Sardegna Geoportale).	12
Figura 6: Valore medio annuale di precipitazione (fonte Arpa Sardegna).....	13
Figura 7: Inquadramento su carta pericolo idraulico PAI (fonte Sardegna Geoportale).....	14
Figura 8: Inquadramento su carta fasce fluviali PSFF (fonte Sardegna Geoportale).....	15
Figura 9: Carta dei bacini idrografici principali e minori (fonte Direzione Generale Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna Servizio Tutela e Gestione delle Risorse Idriche, Vigilanza sui Servizi Idrici e Gestione delle siccità)	16
Figura 10: Bacino Idrografico del Rio Mannu di Porto Torres (fonte Direzione Generale Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna Servizio Tutela e Gestione delle Risorse Idriche, Vigilanza sui Servizi Idrici e Gestione delle siccità)	17
Figura 11: Bacino Idrografico del Riu Giuncos	18
Figura 12: Rete stazione pluviometriche (in blu quelle storiche, in verde quelle ARPAS) – (Fonte Portale Arpa Sardegna).....	20
Figura 13: Elaborazione Gumbel. Durata 1 ora	24
Figura 14: Elaborazione Gumbel. Durata 3 ore.	24
Figura 15: Elaborazione Gumbel. Durata 6 ore.	25
Figura 16: Elaborazione Gumbel. Durata 12 ore	25
Figura 17: Elaborazione Gumbel. Durata 24 ore.	26
Figura 18: Curva pioggia calcolata per tempo di ritorno di 30 anni	27
Figura 19: Curva pioggia calcolata per tempo di ritorno di 200 anni	28
Figura 20: Curva pioggia calcolata per tempo di ritorno di 500 anni.	29
Figura 21: Applicazione del metodo di Kolmogorov e Smirnov ai dati pluviometrici analizzati.	32
Figura 22: Valori di CN per diverse tipologie di uso del suolo.	34

Figura 23: Valore del CN per zone umide in funzione del tipo di suolo e di condizioni d'uso e copertura vegetale	35
Figura 24: Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSP) – Pioggia Netta ragguagliata.....	37
Figura 25: Tabelle riepilogative delle LSS ragguagliate.....	37
Figura 26: Formule empiriche T_c	38
Figura 27: Determinazione T_c per il bacino del Riu Giuncos.....	38
Figura 28: Idrogramma di piena per il bacino del Riu Giuncos.	39
Figura 29: Equazione dell'energia.	40
Figura 30: N°3 sezioni di controllo per RIU GIUNCOS.	43
Figura 31: Sezioni di controllo n°1 per RIU GIUNCOS – risultati delle simulazioni idrauliche con individuazione delle aree di possibile allagamento.	43
Figura 32: Sezioni di controllo n°2 per RIU GIUNCOS – risultati delle simulazioni idrauliche con individuazione delle aree di possibile allagamento.	44
Figura 33: Sezioni di controllo n°2 per RIU GIUNCOS – risultati delle simulazioni idrauliche con individuazione delle aree di possibile allagamento.	44
Figura 34: Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF 2015) – (fonte Sardegna Geoportale). 45	
Figura 35: Reticolo idrografico secondo la classificazione Horton – Strahler – (fonte Sardegna Geoportale).....	45
Figura 36: Analisi granulometrica sondaggi limitrofi dalle sponde del Riu De S'adde Manna – (fonte PAI Sardegna).....	47
Figura 37: Fuso granulometrico sondaggi limitrofi dalle sponde del Riu De S'adde Manna – (fonte PAI Sardegna).....	47
Figura 38: Tabella di Fortier e Scobey	49
Figura 39: Curva di Shields.....	51
Figura 40: Valori dei rapporti W'_{max} relativamente al fondo e alle sponde, per diversi rapporti b/d.....	52
Figura 41: Distribuzione degli sforzi tangenziali agenti sul contorno di una sezione trapezia larga ($b/d > 4$).....	52
Figura 42: Operazioni di scavo direzionali con TOC.....	57

1. PREMESSA.

Il presente documento, redatto secondo quanto prescritto dal comma 1 lettera b) dell'art. 26 D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207, è stato condotto allo scopo di studiare la compatibilità idraulica ed idrologica del progetto inerente la realizzazione di un impianto agrivoltaico denominato "Agrivoltaico Atlas Solar 6" come prescritto dal Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Unico della Regione Sardegna (*redatto, adottato e approvato ai sensi: a. della legge 18.5.1989, n. 183, "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo", ed in particolare dei suoi articoli 3, 17, 18, 20, 21 e 22; b. dell'articolo 1, commi 1, 4, 5 e 5-bis, del decreto legge 11.6.1998, n. 180, "Misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella regione Campania", convertito con modificazioni dalla legge 3.8.1998, n. 267; c. dell'articolo 1-bis, commi 1-4, del decreto legge 12.10.2000, n. 279, "Interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato e in materia di protezione civile, nonché a favore di zone colpite da calamità naturali", convertito con modificazioni dalla legge 11.12.2000, n. 365; d. del D.P.C.M. 29 settembre 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"; e. della legge della Regione Sardegna 22.12.1989, n. 45, "Norme per l'uso e la tutela del territorio regionale", e successive modifiche e integrazioni, tra cui quelle della legge regionale 15.2.1996, n.9.)*

2. INTERVENTI PREVISTI.

L'impianto agrifotovoltaico sarà realizzato in Siligo (SS) alla località Reg. Morette; il sito di impianto è a quota 325 m s.l.m.m., e risulta pianeggiante.

Esso è costituito da:

- Campo agrivoltaico – estensione complessiva dell'area circa mq 504200,00 – estensione complessiva dell'intervento di circa mq 343.400,00;
- Linea elettrica interrata di connessione a 36 kV, della lunghezza complessiva di circa 12,6 km ricadente nei comuni di Siligo (SS), Codrongianus (SS) e Ploaghe (SS).

Il progetto dell'impianto agro fotovoltaico interessa quattro lotti ubicati ad una distanza minima di circa 2,70 km a Nord-Est del centro abitato di Siligo (SS).

Le aree di impianto sono ondulate ed hanno altezza sul livello del mare compresa tra 320 e 340 m s.l.m.m. circa, attualmente investite a seminativo, e sono prospicienti la strada provinciale SP96.

Al fine di rendere immediata l'individuazione dell'assetto idraulico nella seguente figura è riportata la vista d'insieme su ortofoto dell'impianto agro fotovoltaico in progetto.

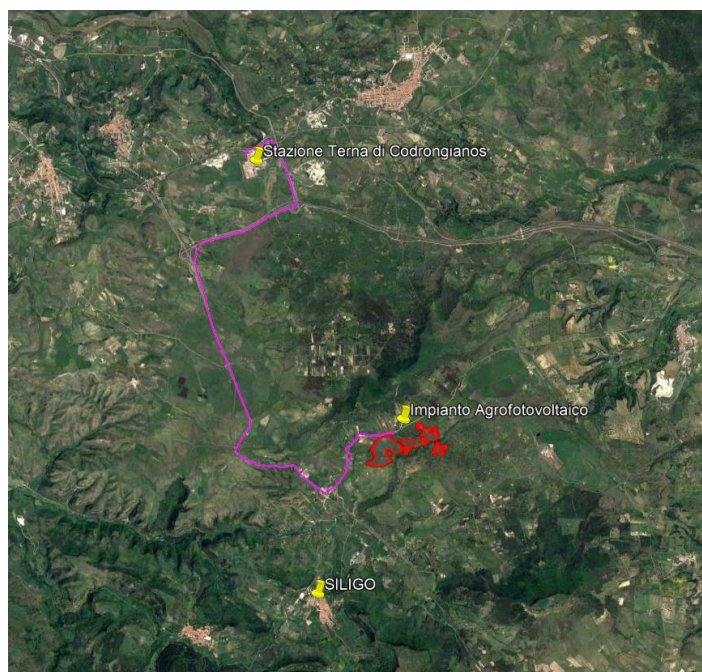


Figura 1: Inquadramento su ortofoto dell'impianto in progetto.

3. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO.

L'area vasta della zona in studio appartiene al Logudoro (Sardegna settentrionale) ed è costituita geologicamente da un basamento rappresentato da una successione vulcanica epiclastica Oligo - miocenica a sua volta ricoperto da una potente successione sedimentaria depositatasi tra il Burdigaliano sup. ed il Messiniano inf..

Successivamente le colate basaltiche plio - pleistoceniche hanno ricoperto con estensione non uniforme le rocce vulcaniche e sedimentarie Mioceniche precedentemente citate.

In generale la geomorfologia del territorio è caratterizzata soprattutto da rilievi tabulari sub orizzontali, immersi in direzione NW, che raggiungono approssimativamente la stessa altezza, separati da valli con versanti dolci e poco acclivi, delimitati talora da scarpate e rientranze lungo i fianchi in funzione della maggiore o minore competenza delle formazioni mioceniche sottostanti, a seconda della zona, il tabulato calcareo o basaltico.

In particolare, il settore in esame, compreso fra l'abitato di Ploaghe e quello di Siligo presenta un'altezza media della successione sedimentaria miocenica di 350 m, delimitato a NE di Ploaghe dai rilievi aspri e accidentati nelle vulcaniti antiche Oligo - mioceniche, e a W e SW di Siligo dai rilievi con altezze prossime ai 400m (M. Pizzinnu, M. Sorighe e M. Franziscangelo) geologicamente rappresentati dalle varie successioni marine e continentali mioceniche.

La presenza delle forme e dei paesaggi presenti nell'area di studio è la risultante della complessa evoluzione morfostrutturale subita, nel corso dei periodi geologici, dal territorio in esame: tale evoluzione è stata fortemente condizionata dall'interazione degli eventi geodinamici, legati all'orogenesi ercinica prima, e a quella alpina poi.

L'evoluzione geomorfologica della regione è il risultato della combinazione dei processi di natura endogena ed esogena e come tale è influenzata dalla struttura geologica, intesa, sia come caratteristiche mineralogico-petrografiche delle rocce, sia come giacitura e diversa competenza in relazione alla resistenza che esse oppongono agli agenti di modellamento.

La morfologia ricalca pertanto fedelmente la distribuzione areale e i caratteri giaciturali della formazione geologica predominante, costituita dalla potente successione marina e continentale miocenica in parte "protetta" dai sovrastanti tabulati calcarei o basaltici.

I tavolati o "mesas" si formano quando i più erodibili sedimenti miocenici sono protetti o dal livello costituito da calcari più duri e compatti (Calcari di Mores), o dagli espandimenti basaltici.

Da evidenziare che la maggior parte dei flussi basaltici sono localizzati perlopiù alla sommità degli altipiani, a causa dell'erosione differenziale che ha portato a una forte inversione del rilievo.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO.

Il territorio in esame occupa il settore settentrionale del quadrante nord-occidentale dell'Isola.

Questo settore settentrionale, nel periodo tra l'Oligocene superiore ed il Tortoniano - Messiniano, è stato sede di importanti eventi tettonici e di una diffusa attività vulcano - sedimentaria che si è manifestata in diversi bacini, in parte coalescenti, fra loro differenziati in quanto caratterizzati da due differenti orientazioni strutturali e da differenti evoluzioni tettonosedimentarie.

Tali bacini costituiscono quello che viene tradizionalmente definito come Fossa sarda ("*Rift sardo*"), interpretata come un lineamento tettonico orientato N-S, che attraversa tutta l'Isola, legato ad un'estensione crostale orientata E-W avvenuta durante la rotazione del Blocco sardo-corso (Oligocene superiore).

Secondo le più recenti interpretazioni i bacini miocenici della Sardegna settentrionale sono contraddistinti da due diverse strutturazioni successive:

- ❖ la prima con fosse orientate prevalentemente N 60° (bacini di Chilivani-Berchidda, Anglona, Ottana definiti come Bacini transtensivi aquitaniani, di età Oligocene superiore-Aquitano);
- ❖ la seconda con fosse orientate NNW (bacini del Logudoro e di Porto Torres, definiti come Bacini burdigaliani, di età Burdigaliano-Tortoniano -Messiniano).

Si tratta dei due bacini che sono definiti come bacini *sin-rift e postrift*.

I Bacini transtensivi aquitaniani occupano la porzione più orientale dell'Isola, dove trasgrediscono sul basamento ercinico caratterizzato prevalentemente da granitoidi intrusi in metamorfiti di medio e basso grado.

Sono impostati lungo faglie trascorrenti sinistre, orientate N60°, hanno caratteristica forma allungata parallela alle faglie principali ed una successione sedimentaria con sedimenti di ambiente

prevalentemente continentale, in genere depositi lacustri, con intercalati prodotti vulcanici e vulcano clastici, alternati a depositi alluvionali e con associati depositi sintettonici in prossimità delle faglie.

Localmente la successione continentale evolve a marina (zona di Castelsardo e Anglona).

I Bacini burdigaliani sono più recenti, hanno direzione circa NNW ed interessano la parte occidentale della Sardegna settentrionale, dal Golfo dell'Asinara a nord, fino all'altopiano di Campeda, a sud.

Dal punto di vista strutturale si configurano come semi-graben con faglie principali su bordi opposti, connessi da zone di taglio trascorrenti ad orientamento EW che trasferiscono la deformazione estensionale da un fianco all'altro del bacino.

Nella successione stratigrafica è possibile distinguere tre sequenze deposizionali:

- ❖ Sequenza 1 Burdigaliano superiore - Langhiano;
- ❖ Sequenza 2 Serravalliano – Tortoniano - Messiniano;
- ❖ Sequenza 3 Messiniano superiore.

Le prime due sono caratterizzate dal passaggio da depositi clastici di ambiente fluvio - deltizio a depositi carbonatici marini di piattaforma.

La terza sequenza è caratterizzata da depositi clastici grossolani di ambiente fluviale.

L'evoluzione sedimentaria nella Sardegna Settentrionale è caratterizzata da numerosi cicli trasgressivo-regressivi, fra loro alternati.

Durante il Burdigaliano superiore - Langhiano l'innalzamento del livello del mare porta alla deposizione della Sequenza 1, dove, in successione verticale, ai depositi continentali, prevalentemente sabbiosi, seguono depositi marini di piattaforma prossimale (calcari algali) e distale (marne).

La caduta del livello del mare nel Langhiano superiore-Serravalliano inferiore è responsabile dell'accentuata erosione dei depositi della Sequenza 1.

In questa fase si sviluppano profonde valli incise (100 m). Nel successivo periodo di risalita del livello del mare si deposita la Sequenza 2.

Lungo il margine del bacino si sviluppano sistemi deltizi (Ploaghe) mentre, al margine della piattaforma (Florinas) si depositano le sabbie quarzoso-feldspatiche che vanno a colmare le valli precedentemente formatesi.

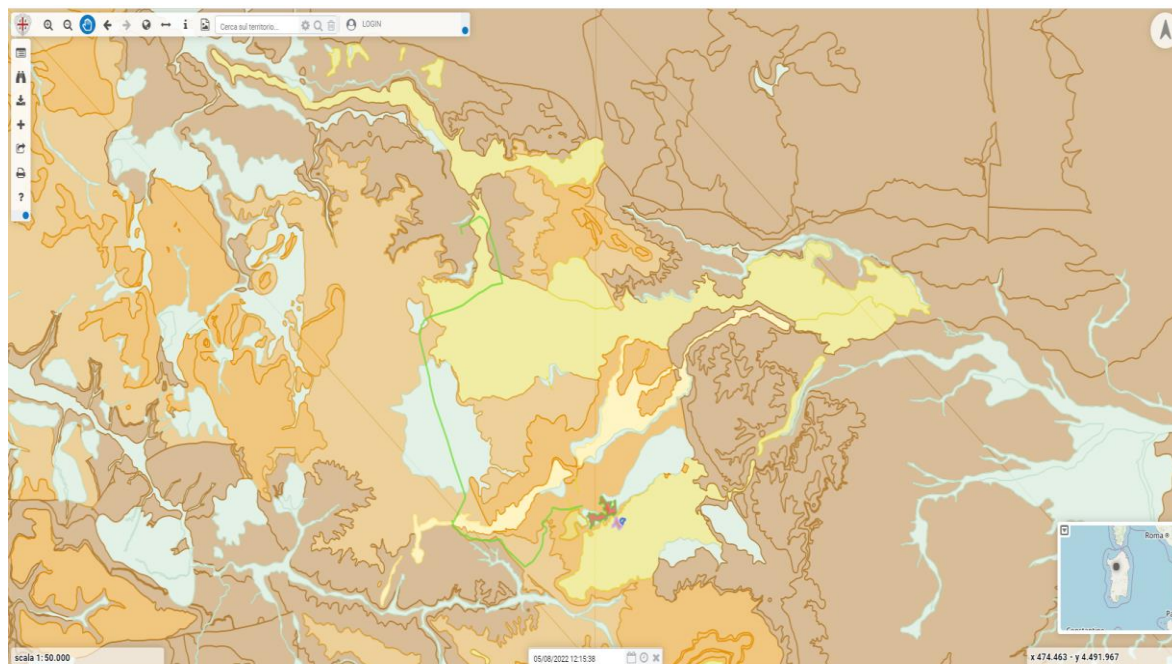
Nel Serravalliano inferiore, a seguito di un'ulteriore trasgressione, si forma una vasta piattaforma carbonatica.

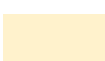
Nel Messiniano la caduta del livello del mare porta alla formazione, lungo tutto il margine della piattaforma, di numerosi valli incise fra le quali si ricorda il Canyon di Castelsardo a NE del

bacino del Logudoro. Una seconda valle incisa si sviluppa a N di Sassari in località Scala Erre ove troviamo traccia dei sedimenti clastici grossolani di origine alluvionale.

Stratigraficamente il complesso sedimentario miocenico è delimitato al tetto dalle litologie continentali quaternarie, e alla base dalle vulcaniti del ciclo "calcalalino" oligo-miocenico.

Di seguito si riporta lo stralcio della Carta Geologica della Sardegna, in cui si evidenzia la continuità del substrato carbonatico marino miocenico (9c) nell'area interessata dal progetto:



 *Marne arenace e siltose, arenarie, conglomerati, calcareniti e sabbie silicee sublitolali-epibatiali (Langhiano-Serravalliano) Formazione che nella nomenclatura più recente (progetto Carg) è conosciuta come formazione di Monte Santo*


 *Basalti alcalini e transazionale, basaniti; alla base o intercalati, conglomerati, sabbie e argille fluvio-lacustri e con di scorie basaltiche (lambi di effusioni laviche) Pliocene-Pleistocene Formazione che nella nomenclatura più recente (progetto Carg) è conosciuta come Basalti del Logudoru.*

Figura 2: Inquadramento su carta geologica dell'impianto di progetto (fonte Sardegna Geoportale).

La successione stratigrafica nell'area in esame è costituita da litologie del complesso sedimentario carbonatico marino, di età miocenica.

In particolare, il substrato litoide è caratterizzato dalle facies riferibili alla Formazione calcareo-arenacea del Miocene Medio, in cui prevalgono litotipi calcarei, calcarenitici e calcareo-marnosi.

Nella porzione meridionale dell'area studiata affiorano effusioni laviche, basalti alcalini.

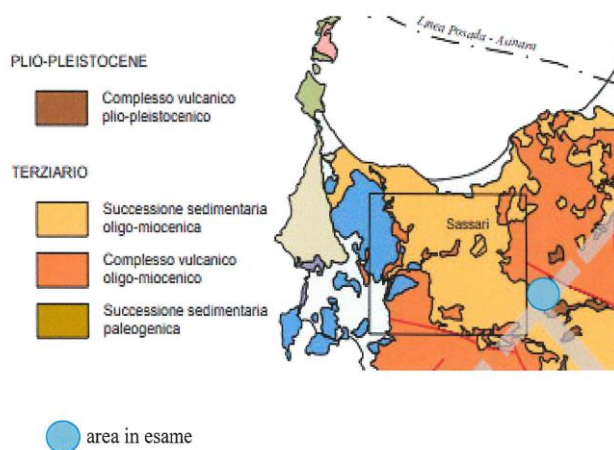


Figura 3: Successioni stratigrafiche per le aree oggetto di intervento (fonte servizio Geologico Nazionale).

5. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.

Il territorio in esame costituisce un complesso idrogeologico ben caratterizzato in funzione dei suoi aspetti morfologici e geologici.

L'assetto idrogeologico del territorio è fondamentalmente costituito da varie formazioni litologiche che vengono identificate e accorpate, in base alla loro permeabilità, nella zona di interesse di due unità idrogeologiche principali:

U.I.	Litologia o Formazione	Grado di Permeabilità
1	Depositi alluvionali quaternari	Variabile per porosità da AP a MP
	Formazione delle sabbie di Florinas	
	Formazione delle sabbie di Nuova Oppia	
2	Successione vulcanica basaltica plio-pleistocenica	Variabile per fratturazione da MP a SP
	Calcari di M.Santo	
	Successione vulcanica ignimbratica oligo-miocenica	
	Marne di Bollata	

Sigla	Permeabilità	Grado di Permeabilità
AP	Altamente permeabile	$K > 10 \text{ cm/sec}$

MP	Mediamente permeabile	$10^{-4} < K < 10$ cm/sec
SP	Scarsamente permeabile	$10^{-7} < K < 10^{-4}$ cm/sec
IMP	Impermeabile	$K < 10^{-7}$ cm/sec

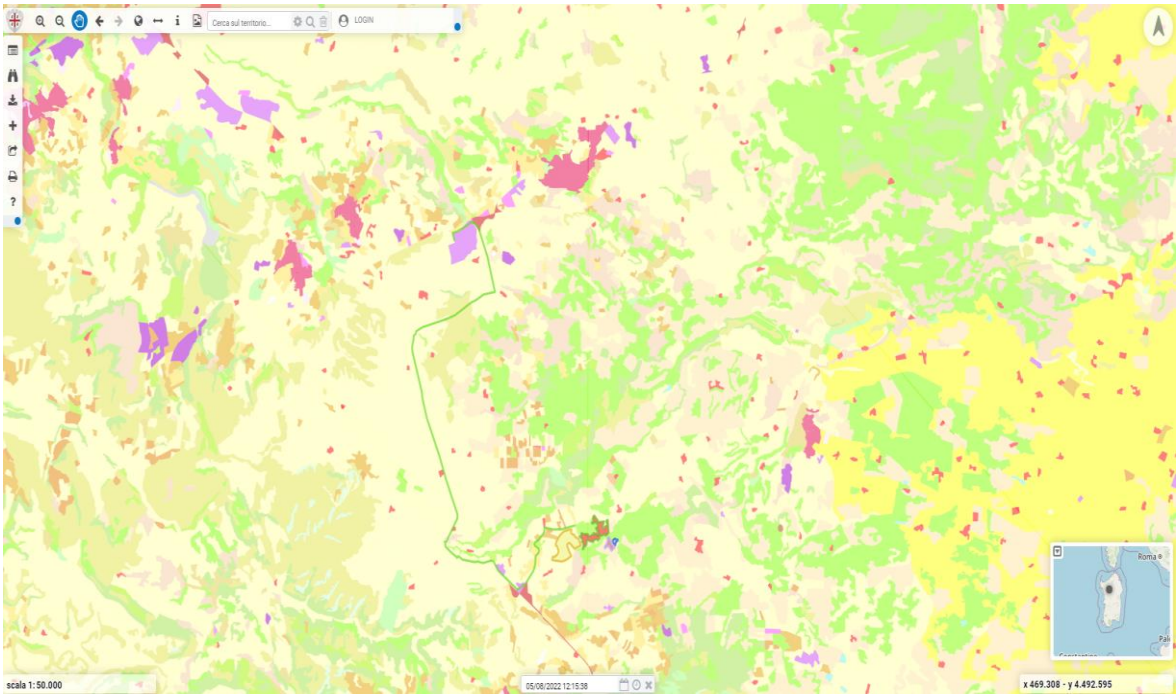
In generale i diversi gradi di permeabilità delle litologie precedentemente elencate si riflettono sull'andamento della circolazione idrica sub-superficiale e sotterranea determinando la formazione di acquiferi con importanza e caratteristiche diverse:

- ❖ le vulcaniti oligo - mioceniche sono da considerarsi come rocce scarsamente permeabili; la cui permeabilità è legata al chimismo e allo stato di fratturazione e di alterazione della roccia. In ogni caso la mobilità delle acque è limitata (fessurazione) e con bassa capacità di immagazzinamento;
- ❖ i calcari miocenici e le colate basaltiche plio - pleistoceniche presentano una bassa permeabilità per porosità e fratturazione e una bassa capacità di accumulo;
- ❖ le successioni sabbiose della formazione di Oppia Nuova e delle sabbie di Florinas presentano elevati valori di permeabilità con spessori in media superiori ai 40 m che sono sede di importanti acquiferi con buone capacità di immagazzinamento;
- ❖ le coperture quaternarie presentano valori variabili di permeabilità da media ad alta, anche se gli spessori in genere abbastanza ridotti non permettono la formazione di acquiferi rilevanti e favoriscono fenomeni di immagazzinamento solo in prossimità di aree sub-pianeggianti dove i livelli freatici sono fortemente influenzati dalla piovosità.

Nello specifico l'assetto idrogeologico del territorio in esame è caratterizzato dalla presenza predominante di un acquifero costituito dalla formazione delle sabbie di Oppia Nuova che presenta nel complesso una buona permeabilità per porosità e, in misura inferiore, da una falda superficiale sulle unità quaternarie impostate sopra tali corpi.

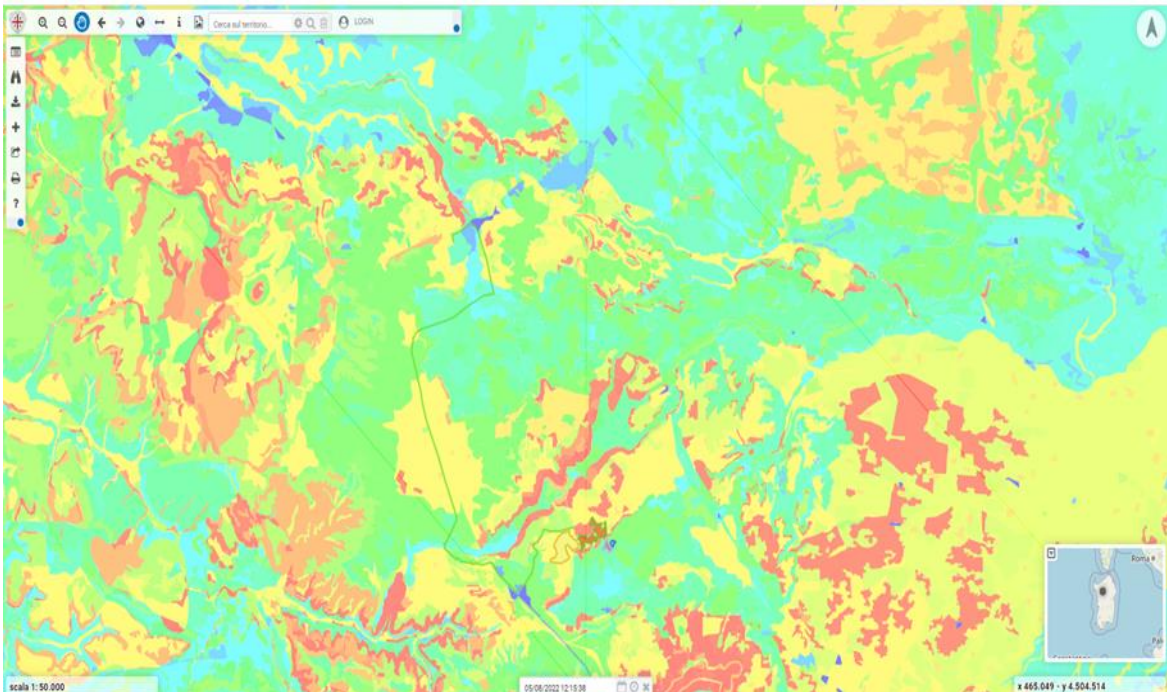
L'acquifero di maggior interesse nel settore di Ploaghe — Siligo è costituito dal complesso arenaceo e sabbioso appartenente alla Formazione di Nuova Oppia, che possiede buone potenzialità idrogeologiche dovute all'elevata permeabilità e agli importanti spessori della successione sabbiosa che in zona dovrebbe superare i 60-70 mt di profondità.

Nello specifico si è in presenza di un acquifero multi falda costituito da una potente successione sedimentaria sabbiosa intervallata da vari livelli limo-argillosi, nel quale sono state identificate due principali falde acquifere una superficiale a circa 1520m dal p.c. ed una profonda a circa 50-60 m dal p.c..



Il consumo di suolo è un fenomeno associato alla perdita di una risorsa ambientale fondamentale, dovuta all'occupazione di superficie originariamente agricola, naturale o seminaturale a seguito di un incremento della copertura artificiale di terreno, legato alle dinamiche insediative, infrastrutturali e di trasformazione del territorio. Il consumo di suolo netto è valutato attraverso il bilancio tra il consumo di suolo e l'aumento di superfici agricole, naturali e seminaturali dovuti a interventi di recupero, demolizione, de-impermeabilizzazione, rinaturalizzazione o altro.

Figura 4: Inquadramento su carta Uso Suolo dell'impianto di progetto (fonte Sardegna Geoportale).



Curve Number (CN): parametro che riassume l'attitudine propria e specifica del bacino a produrre deflusso, si ottiene incrociando le classi di permeabilità del terreno (suolo) con le categorie di uso suolo (soprasuolo). Nei calcoli si utilizza il valore medio sull'intero bacino idrografico (compreso tra 0 e 100)

Figura 5: Inquadramento su carta Curve Number degli impianti di progetto (fonte Sardegna Geoportale).

6. CONSIDERAZIONI CLIMATICHE GENERALI.

La Sardegna è ubicata al centro del Bacino occidentale del Mediterraneo, si estende per una superficie di circa 24.000 km², ed è compresa tra i 38° 51' 52" e i 41° 15' 42" di latitudine Nord e tra gli 8' e 9° 50' di longitudine Est.

Una complessa orografia caratterizza l'isola con paesaggi di pianura, collinari e montani posti su differenti substrati geologici e caratterizzati da una grande varietà di biotopi. La montagna più alta è il massiccio del Gennargentu (1834 m), nella regione centro-orientale.

Il clima della Sardegna viene generalmente classificato come Mediterraneo Interno, caratterizzato da inverni miti e relativamente piovosi ed estati secche e calde.

Da un punto di vista più generale, il Mediterraneo può essere considerato come una fascia di transizione tra le zone tropicali, dove le stagioni sono definite in accordo alla quantità di pioggia, e le zone temperate, dove le stagioni sono caratterizzate dalle variazioni di temperatura.

Di conseguenza si ha a che fare con grandi variazioni inter-stagionali di precipitazione accompagnate da variazioni di temperatura, senza che però le une le altre raggiungano i valori estremi tipici delle due aree climatiche.

Nella seguente figura è riportato l'andamento delle precipitazioni annuali. Sono evidenti quattro zone piovose:

- ❖ le aree a ridosso del Gennargentu (Barbagie, Ogliastra e zone limitrofe),
- ❖ la parte centrale della Gallura (a ridosso del Limbara),
- ❖ l'altopiano di Campeda
- ❖ e infine l'Iglesiente.

La Nurra, regione dell'intervento, così come il Campidano si presentano come zone secche, assieme ad una terza, di più difficile delimitazione, localizzabile nella fascia centrale del Nord-Sardegna (attorno al bacino del Coghinas).

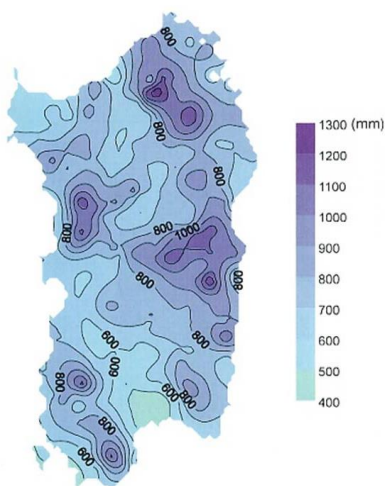


Figura 6: Valore medio annuale di precipitazione (fonte Arpa Sardegna).

7. INQUADRAMENTO PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI).

Per le aree interessate dalla realizzazione dell'impianto agro fotovoltaico si è proceduto alla verifica di compatibilità con la delimitazione delle aree a pericolosità e delle fasce fluviali riportate nelle tavole grafiche del Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) e del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.) vigenti nella Regione Sardegna.

Dalla sovrapposizione si evince il sito di interesse non risulta interessato da esondazione per i vari tempi di ritorno in tutti gli studi suddetti, di seguito le mappe estratte dal Geoportale Sardegna di libera consultazione:

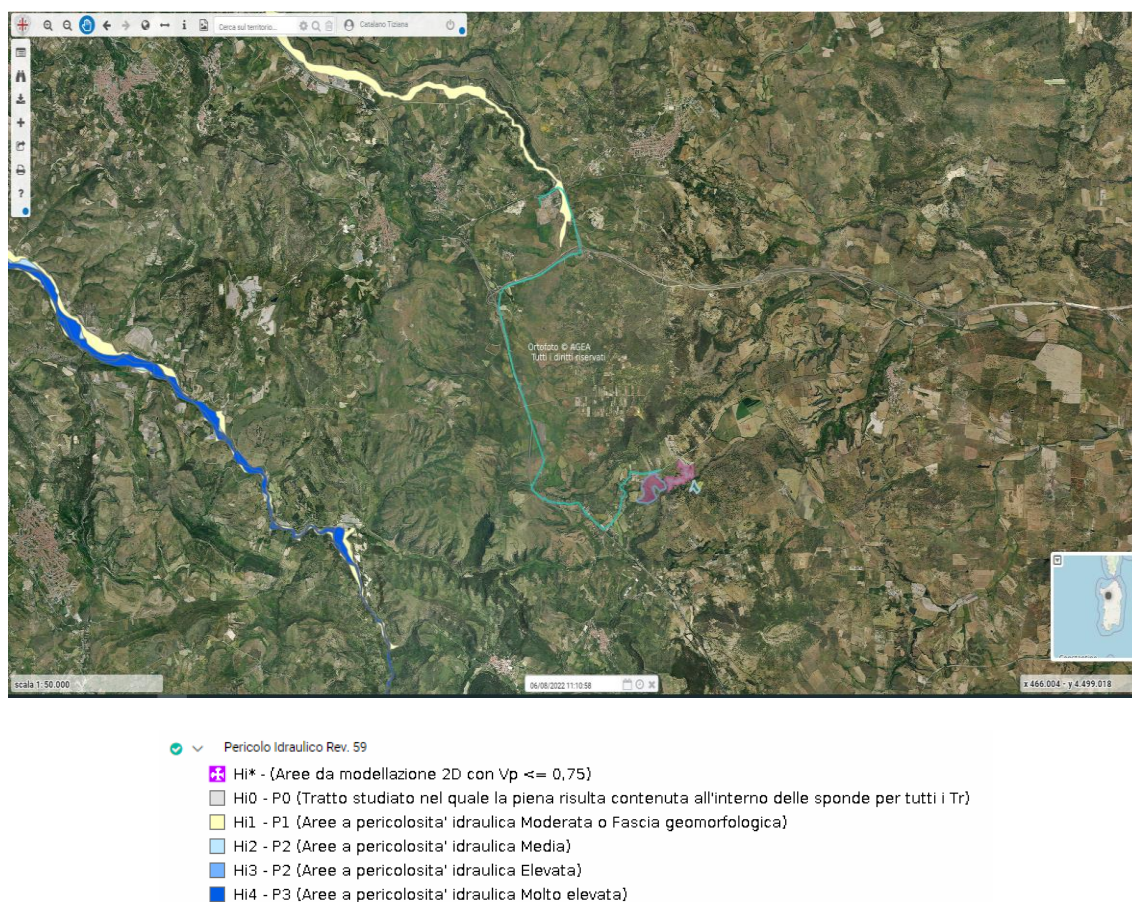
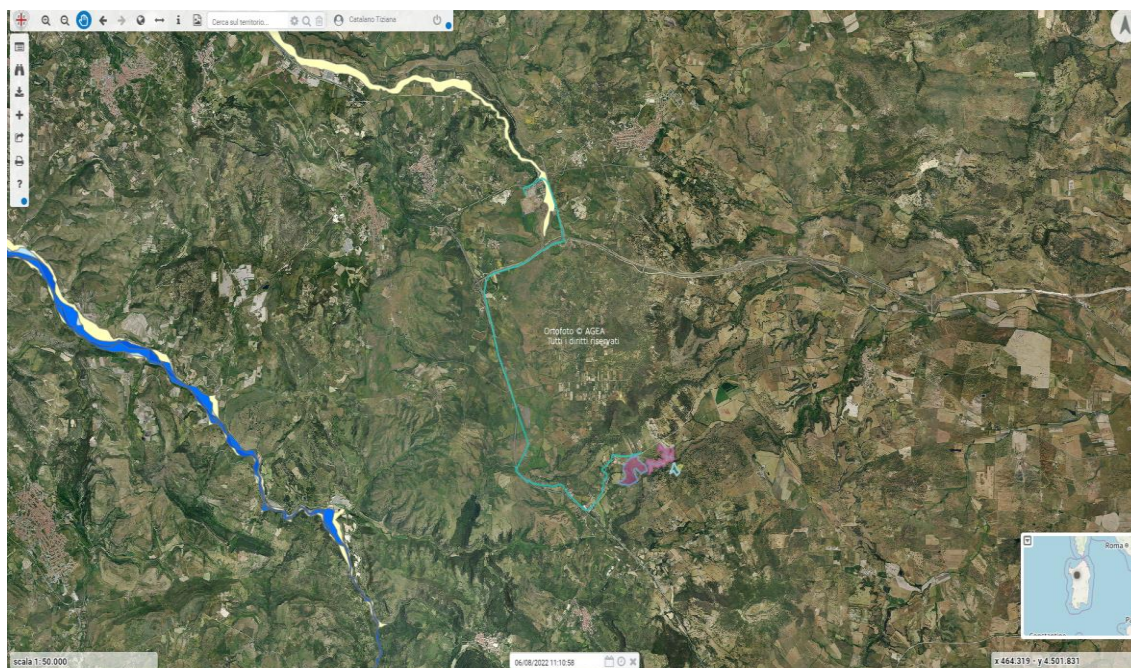


Figura 7: Inquadramento su carta pericolo idraulico PAI (fonte Sardegna Geoportale).



- PSFF Rev. 2020 (Piano Stralcio delle Fasce Fluviali)
- C - {Hi1 - Tempo di ritorno $Tr \geq 500$ anni}
- B200 - {Hi2 - Tempo di ritorno $Tr = 200$ anni}
- B100 - {Hi3 - Tempo di ritorno $Tr = 100$ anni}
- A50 - {Hi4 - Tempo di ritorno $Tr = 50$ anni}
- A2 - {Hi4 - Tempo di ritorno $Tr = 2$ anni}

Figura 8: Inquadramento su carta fasce fluviali PSFF (fonte Sardegna Geoportale).

È stato necessario, pertanto, approfondire le conoscenze sulle cause dei possibili allagamenti che possono interessare l'area e di valutare l'idoneità e la compatibilità degli interventi proposti in progetto con le caratteristiche geologiche, geotecniche, idrauliche ed ambientali dei terreni interessati.

Ciò perché l'Art 30 bis - Disciplina Delle Aree Di Esondazione Individuate Con La Sola Analisi Geomorfologica delle NTA PAI Sardegna prescrive al comma 1 che: *“Per tutti i corsi d'acqua o per i tratti degli stessi nei quali, nell'ambito di studi dell'assetto idrogeologico, a scala regionale o locale, sono state determinate aree di esondazione con la sola analisi di tipo geomorfologico, i Comuni sono tenuti ad effettuare un apposito studio idrologico- idraulico di approfondimento, coerentemente con quanto indicato nelle presenti norme, al fine di determinare le aree di pericolosità idraulica molto elevata (Hi4), elevata (Hi3), media (Hi2) e moderata (Hi1).”*

8. PERIMETRAZIONE DEI BACINI.

La Regione Sardegna è individuata dall'art 64 del D. Lgs. 152/2006 quale “Distretto Idrografico della Sardegna, con superficie di circa 24.090 Km²”; il contesto territoriale regionale che è stato suddiviso in 13 bacini principali e 12 bacini minori.

I Bacini dei principali corsi d'acqua della Regione sono stati individuati ai sensi della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27.02.2004 e pertanto, in essi, la prevedibilità dei fenomeni

alluvionali è generalmente possibile anche attraverso l'utilizzo di modelli idrologici-idraulici-idrogeologici.

I restanti Bacini sono afferenti al reticolo idrografico dei corsi d'acqua secondari non compreso nei Bacini principali.

I Bacini principali sono: 01 – Tirso; 02 – Temo; 03 - Mannu di Porto Torres; 04 – Coghinas; 05 – Liscia; 06 – Padrongiano; 07 – Posada; 08 – Cedrino; 09 – Flumendosa; 10 - Flumini Mannu di Cagliari; 11 – Cixerri; 12 - Rio Palmas; 13 - Flumini Mannu di Pabillonis.

I Bacini minori sono: 14 - Minori tra Cedrino e Flumendosa; 15 - Minori tra Cixerri e Palmas; 16 - Minori tra Coghinas e Liscia; 17 - Minori tra Flumendosa e Flumini Mannu di Cagliari; 18 - Minori tra Flumini Mannu di Cagliari, Cixerri, Palmas e Flumini Mannu di Pabillonis; 19 - Minori tra Flumini Mannu di Pabillonis e Tirso; 20 - Minori tra Liscia e Padrongiano; 21 - Minori tra Mannu di Porto Torres e Coghinas; 22 - Minori tra Mannu di Porto Torres e Temo; 23 - Minori tra Padrongiano e Posada; 24 - Minori tra Posada e Cedrino; 25 - Minori tra Tirso e Temo.

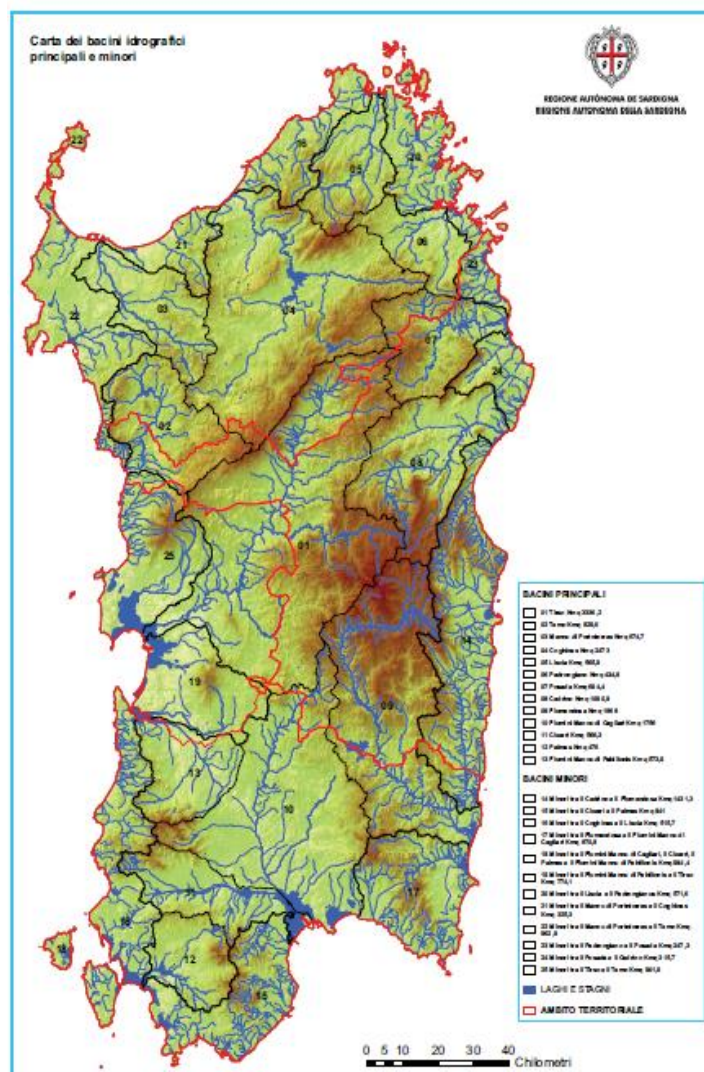


Figura 9: Carta dei bacini idrografici principali e minori (fonte Direzione Generale Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna Servizio Tutela e Gestione delle Risorse Idriche, Vigilanza sui Servizi Idrici e Gestione delle siccità)

Le aree interessate dalla realizzazione dell'impianto agro fotovoltaico sono state oggetto di approfondita analisi morfologica, condotta sia sulla base cartografica che sulla scorta dei sopralluoghi in loco.

In base alla "CARATTERIZZAZIONE DEI CORPI IDRICI DELLA SARDEGNA" (approvato con Delibera del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino della Sardegna n. 4 del 13/10/2009) e considerando solo i FIUMI PERENNI (tutti i corsi d'acqua aventi ogni anno una portata non nulla (portata limite $Q > 0,01 \text{ m}^3/\text{s}$) si ha che:

- ❖ l'area dell'impianto di Siligo fa parte del Bacino Idrografico del Rio Mannu di Porto Torres, che si estende per 674,70 Km², pari a circa il 2,8 % dell'intera superficie regionale. Il Bacino Mannu di Porto Torres è costituito da una porzione di territorio che interessa, complessivamente, 18 comuni, tra i quali il comune di Siligo.

Il suo reticolo idrografico è caratterizzato da alcuni corsi d'acqua secondari i cui bacini sottendono una superficie pari o superiore ai 100 Km² e al suo interno ricadono le due opere di sbarramento di Bunnari, oltre che quelle di Bidighinzu e di Rio Minore di Ittiri sugli omonimi fiumi.

Il Rio Mannu di Porto Torres attraversa la Provincia di Sassari. Nasce dal Monte sa Figu (m 376) e sfocia nel Golfo dell'Asinara a Porto Torres.

E' considerato un corso d'acqua naturale di primo ordine ai sensi del D.Lgs. 152/06 in quanto recapita la propria acqua direttamente in mare.

Il Rio Mannu e i suoi emissari hanno un andamento lineare, ortogonale alla linea di costa; prende origine nella zona comunale di Cheremule e Bessude.

I principali affluenti sono: nella destra idrografica, il Rio Bidighinzu, il Rio Mascari e il Rio di Ottava; nella sinistra idrografica il Rio Minore e il Rio Ertas.

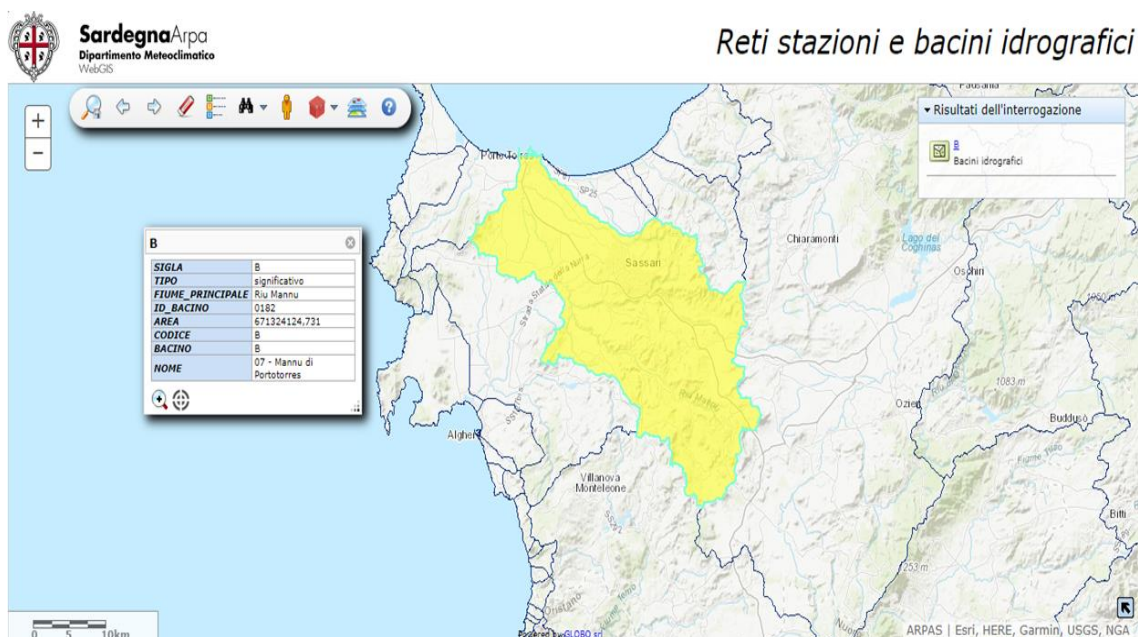


Figura 10: Bacino Idrografico del Rio Mannu di Porto Torres (fonte Direzione Generale Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna Servizio Tutela e Gestione delle Risorse Idriche, Vigilanza sui Servizi Idrici e Gestione delle siccità)

Considerando i CORSI D'ACQUA PERENNI con origine da scorrimento superficiale di piccole dimensioni della “CARATTERIZZAZIONE DEI CORPI IDRICI DELLA SARDEGNA” si ha che:

- ❖ l'area dell'impianto di Siligo è ubicata in sinistra idraulica del Riu Giuncos e pertanto ricade nel suo sottobacino; il Riu Giuncos è impluvio di monte del Riu Mannu di Porto Torres.

Ai sensi dell'Articolo 30 bis - *Disciplina Delle Aree Di Esondazione Individuate Con La Sola Analisi Geomorfologica* delle NTA PAI Sardegna, il Riu Giuncos è stato individuato mediante analisi di tipo geomorfologico come “Elemento idrico con ordine gerarchico 1° (numero di Horton – Strahler)”.

Per tale ordine gerarchico dell'elemento idrico, l'Articolo 30 ter - *Identificazione E Disciplina Delle Aree Di Pericolosità Quale Misura Di Prima Salvaguardia* delle NTA PAI Sardegna, prescrive quale misura di prima salvaguardia finalizzata alla tutela della pubblica incolumità, una fascia su entrambi i lati a partire dall'asse, di profondità L pari a 10m.

Con il presente studio idrologico- idraulico di approfondimento, coerentemente con quanto indicato nelle NTA PAI Sardegna, si intende determinare il livello di pericolosità idraulica [molto elevata (Hi4), elevata (Hi3), media (Hi2) e moderata (Hi1)] che si instaura per eventi meteorici intensi nelle aree di realizzazione dell'impianto agro fotovoltaico in oggetto.

Sulla base della cartografia gis e dei DTM di libera consultazione sul Geoportale della Regione Sardegna è stato individuato il Bacino del Riu Giuncos, rappresentato nella figura seguente, con l'individuazione della sezione idraulica di drenaggio considerata per i calcoli, con una superficie complessiva di circa 2,40 km².

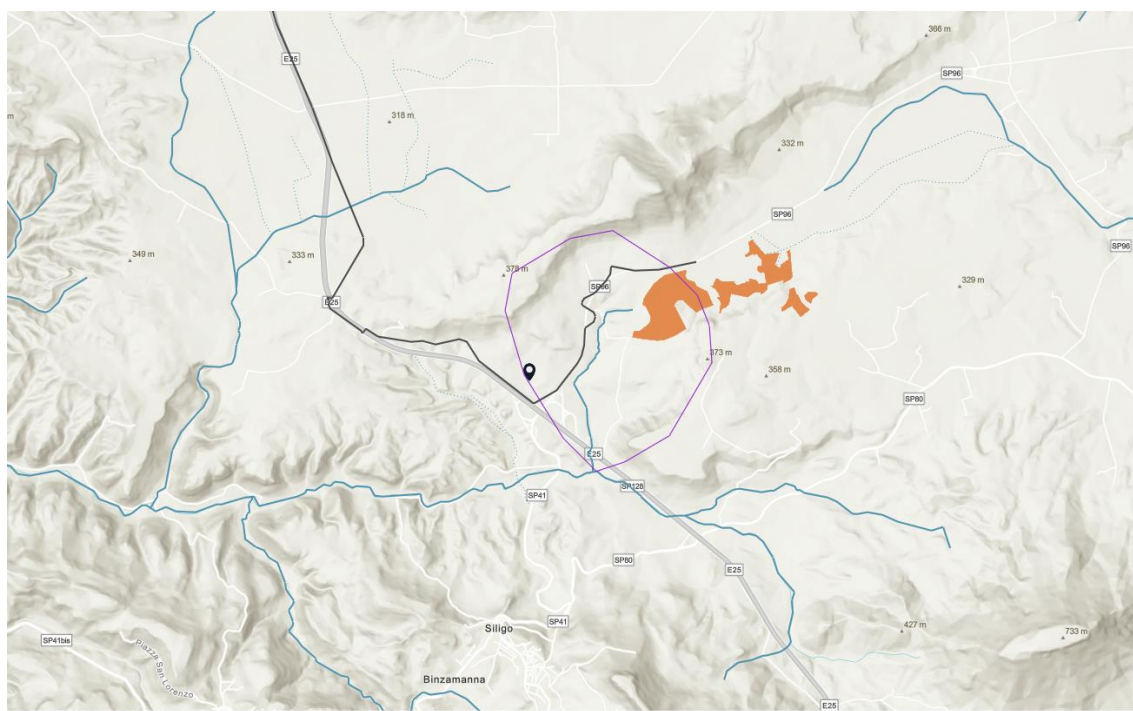


Figura 11: Bacino Idrografico del Riu Giuncos.

Studio di compatibilità idrologica e idraulica

Le caratteristiche del bacino sono le seguenti:

RIU GIUNCOS			
Dimensioni planimetriche			
Area	A	2.40	Km2
Perimetro	P	5.68	Km
Lunghezza asta principale	L	1.70	Km
Macromorfologia planare			
Rapporto di circolarità	$R_c = (4\pi A) / (P^2)$		0.934
Rapporto di uniformità	$R_u = P / (2\sqrt{\pi A})$		2.069
Fattore di forma	$R_f = A / L^2$		0.830
Rapporto di allungamento	$R_a = (2\sqrt{A}) / (L\sqrt{\pi})$		0.514
Dimensioni altimetriche			
Quota massima s.l.m.		320.00	m
Quota minima s.l.m.		245.00	m
Dislivello massimo		75.00	m
Quota media del bacino		282.60	m
Pendenza asta principale		4.41%	%

9. ANALISI PLUVIOMETRICA.

Per stimare le portate di piena riferite a dei bacini idrografici di non eccessive dimensioni, spesso si ricorre a dei metodi affidabili dal punto di vista scientifico e notevolmente semplificati per rendere più agevole il calcolo.

La portata, nella maggior parte dei casi, è originata dalle precipitazioni meteoriche, e più in generale dipenderà dalle caratteristiche molto variabili sia nel tempo che nello spazio, delle trasformazioni che l'acqua subisce durante il suo ciclo idrologico.

Secondo tale ciclo, parte delle acque di precipitazione che interessano un dato bacino fluiscono nel sottosuolo per "infiltrazione" e vanno ad alimentare la falda, parte viene assorbita dalle piante e dagli organismi presenti sul suolo, parte ritorna in testa al ciclo, direttamente in forma di vapore per i fenomeni diretti di evaporazione o evapotraspirazione delle piante, e la parte più cospicua va a formare il deflusso superficiale.

Lo studio delle precipitazioni è stato condotto attraverso un'analisi statistica basata sulle serie storiche disponibili.

12.1 ANALISI STATISTICA – REGOLARIZZAZIONE DI GUMBEL.

La curva di possibilità pluviometrica è stata calcolata considerando i dati delle piogge, della durata di un'ora e superiori (1, 3, 6, 12, 24 ore), delle stazioni pluviometriche situate entro distanza accettabile dall'area interessata dall'impianto fotovoltaico.

12.2 PRECIPITAZIONI.

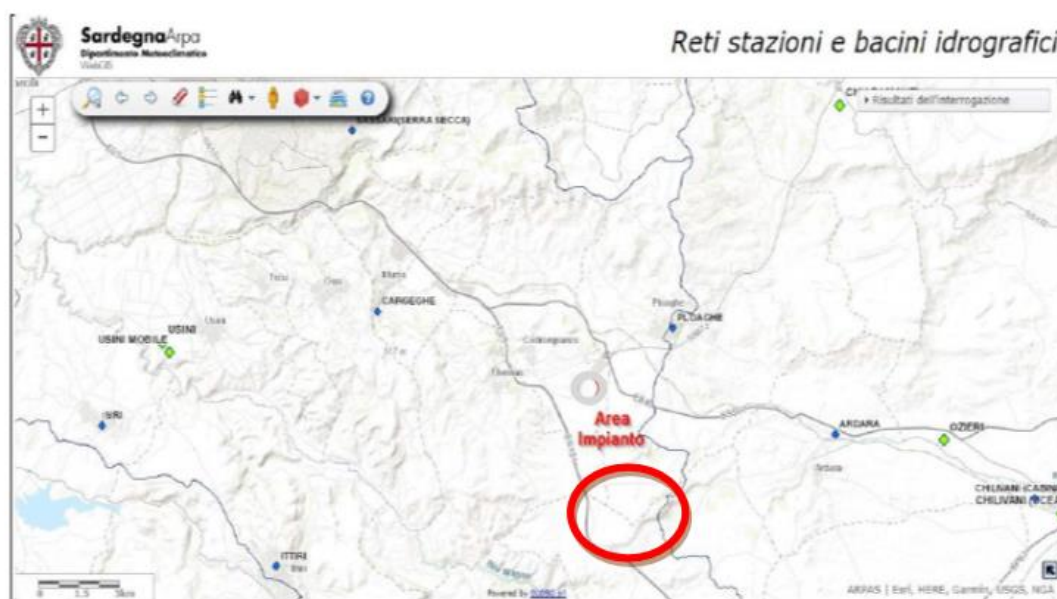
In riferimento ai caratteri climatici dell'area analizzata, sono state analizzate le precipitazioni sulla base dei dati degli Annali Idrologici, curati dall'Agenzia Regionale per il Distretto Idrografico della

Sardegna sino al 2013 e dal 2015 pubblicati a cura dell'ARPAS Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente della Sardegna.

L'area indagata risulta abbastanza vicina alla stazione di rilevamento dei dati pluviometrici che si trova nel territorio di Usini (SS), all'interno dello stesso bacino idrografico del Riu Mannu.

I dati disponibili coprono un intervallo temporale limitato, compreso tra il 2012 ed il 2018.

Allo scopo di consolidare la base di dati sono stati presi in considerazione gli Annali Idrologici del periodo dal 1970 in poi, integrando, per le annate disponibili, con le stazioni storiche più prossime all'area di studio, ottenendo in questo modo una serie basata su un campione significativo.



USINI	
Nome	USINI
Codice stazione	SS043S007
Stato	D
Località	MONTE TUMBARU
Quota	176
Distanza dal mare	17925,370368
BF	D
DB	
DV	
NA	
PA	
PC	D
RG	D
TA	D
TB	
TC	D
TS	D
UC	D
VA	
VB	D
Coordinata WGS84 UTM E	459254,39
Coordinata WGS84 UTM N	4501124,19
Lon. WGS84	8,517988
Lat. WGS84	40,659978

Figura 12: Rete stazione pluviometriche (in blu quelle storiche, in verde quelle ARPAS) – (Fonte Portale Arpa Sardegna)

Le osservazioni sono costituite dai valori massimi annuali delle altezze di pioggia in mm per durate di 1, 3, 6, 12, 24 e 48 ore.

La precipitazione massima nell'arco delle 24 ore, con riferimento al periodo esaminato 1970- 2018, è avvenuta nel 2008 con un'altezza pari a 74,8 mm.

Nella tabella seguente si riportano i dati rilevati:

Rete stazioni pluviometriche Mannu								
Altezze massime pioggia [mm]								
	Anno	Stazione	Distanza	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Stazioni storiche	1970	Sassari	11,3 km	9,4	10,8	15,2	23,8	28,6
	1971	Sassari	11,3 km	14,8	15,0	16,0	28,4	30,2
	1972	Sassari	11,3 km	7,0	15,0	21,4	28,8	45,6
	1973	Sassari	11,3 km	22,0	28,6	47,4	60,8	60,8
	1974	Sassari	11,3 km	18,4	18,6	26,4	33,8	38,0
	1975	Sassari	11,3 km	27,0	28,4	28,4	30,6	32,2
	1976	Sassari	11,3 km	18,0	28,0	44,6	46,8	65,2
	1977	Sassari	11,3 km	11,6	19,4	22,8	26,2	26,2
	1978	Villanova Monteleone	24,9 km	25,0	34,0	34,0	46,8	55,8
	1982	Bidighinzu	10,4 km	17,2	24,8	36,2	50,6	52,4
	1983	Villanova Monteleone	24,9 km	29,0	35,8	43,0	46,8	49,2
	1987	Ardara	9,2 km	21,6	23,2	24,4	30,2	42,6
	1988	Ittiri	12,5 km	19,0	34,0	39,0	45,8	58,0
2008	Cargeghe	7,6 km	26,0	47,2	69,8	69,8	74,8	
Stazioni ARPAS	2012	Usini	15,0 km	19,0	24,8	42,2	61,6	67,8
	2013	Usini	15,0 km	15,8	19,4	29,4	38,2	47,4
	2014	Usini	15,0 km	13,0	17,6	29,4	34,8	38,4
	2015	Usini	15,0 km	14,4	21,6	28,4	38,0	40,2
	2016	Usini	15,0 km	27,8	56,0	57,6	69,4	70,0

	<i>2017</i>	<i>Usini</i>	<i>15,0 km</i>	10,8	20,6	28,0	28,0	38,2
	<i>2018</i>	<i>Usini</i>	<i>15,0 km</i>	28,8	31,0	31,0	36,4	55,8
			n. eventi	21	21	21	21	21
			max	29,0 mm	56,0 mm	69,8 mm	69,8 mm	74,8 mm

NB Sono stati presi in considerazione solo dati disponibili da stazioni poste a distanza dall'area di impianto inferiore a 25 km

12.3 ELABORAZIONE DEI DATI.

I dati relativi alle precipitazioni rilevate sono stati elaborati applicando una analisi statistica diretta delle massime altezze di pioggia, sviluppata nell'ipotesi di applicabilità della legge di Gumbel alla serie storica di dati di precipitazioni orarie, registrate nella stazione pluviometrica di riferimento.

La distribuzione probabilistica dei valori delle altezze di pioggia viene rappresentata dalla formula

$$\Phi(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\varepsilon)}}$$

dove i parametri ε ed α sono legati alla media η e allo scarto quadratico medio σ della x dalle relazioni:

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma = \frac{\sigma}{1,28255}$$

$$\varepsilon = \eta - 0,450 \cdot \sigma$$

Dall'elaborazione delle serie storiche si ottengono i seguenti parametri per la distribuzione:

Parametro	Durate				
	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Dimensione campione	21	21	21	21	21
Valore medio	18,838	26,371	34,029	41,695	48,448
Dev. standard σ	6,6539	10,8555	13,3607	14,1473	14,3084
α	0,16845	0,12673	0,09964	0,09609	0,08199
ε	15,61585	21,67096	28,14486	35,34708	41,62274

da cui si ricavano le seguenti espressioni di distribuzione

Gumbel: 1 ora	$\Phi(x) = e^{-e^{-0,168 (X-15,616)}}$
Gumbel: 3 ore	$\Phi(x) = e^{-e^{-0,127 (X-21,671)}}$
Gumbel: 6 ore	$\Phi(x) = e^{-e^{-0,100 (X-28,145)}}$
Gumbel: 12 ore	$\Phi(x) = e^{-e^{-0,096 (X-35,347)}}$
Gumbel: 24 ore	$\Phi(x) = e^{-e^{-0,082 (X-41,623)}}$

ed infine i valori delle altezze massime secondo la distribuzione probabilistica adottata:

Tempi di ritorno	Durate				
	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
2 anni	17,8	24,6	31,8	39,2	46,1
5 anni	24,5	33,5	43,2	51,0	59,9
10 anni	29,0	39,4	50,7	58,8	69,1
20 anni	33,2	45,1	58,0	66,3	77,8
30 anni	35,7	48,4	62,1	70,6	82,9
50 anni	38,8	52,5	67,3	76,0	89,2
100 anni	42,9	58,0	74,3	83,2	97,7
200 anni	47,1	63,5	81,3	90,5	106,2
500 anni	52,5	70,7	90,5	100,0	117,4
1000 anni	56,6	76,2	97,5	107,2	125,9

Di seguito le rappresentazioni grafiche delle distribuzioni di Gumbel

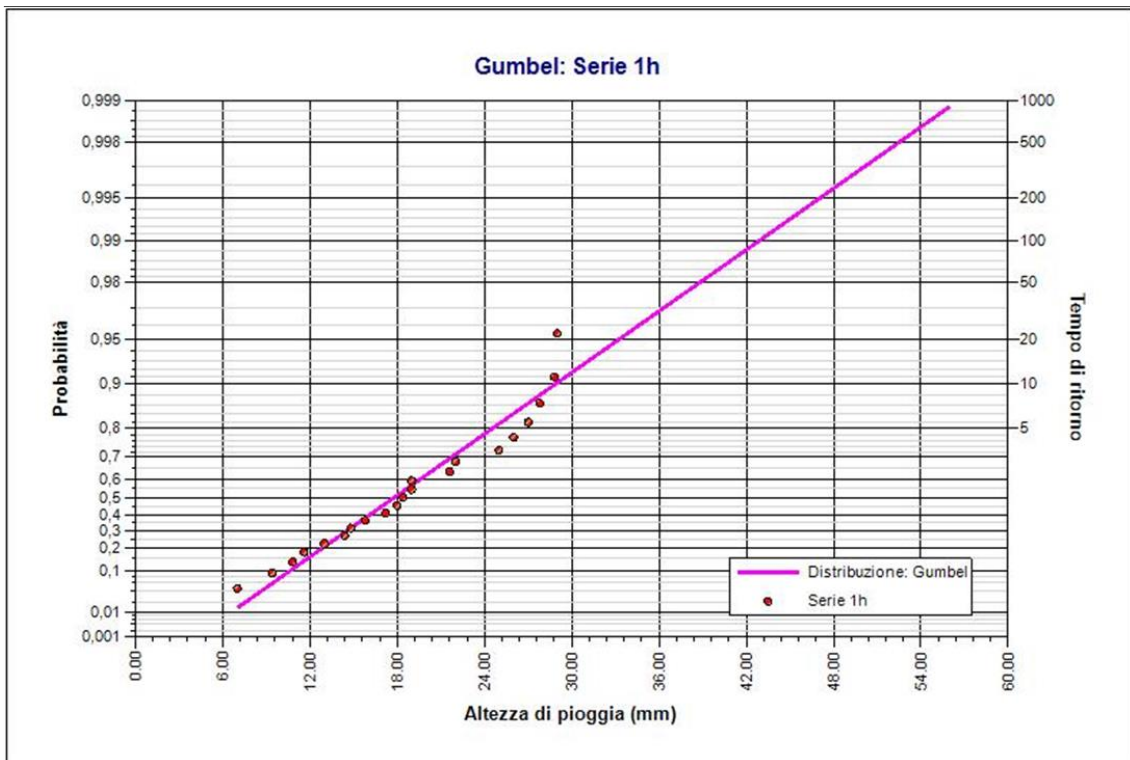


Figura 13: Elaborazione Gumbel. Durata 1 ora.

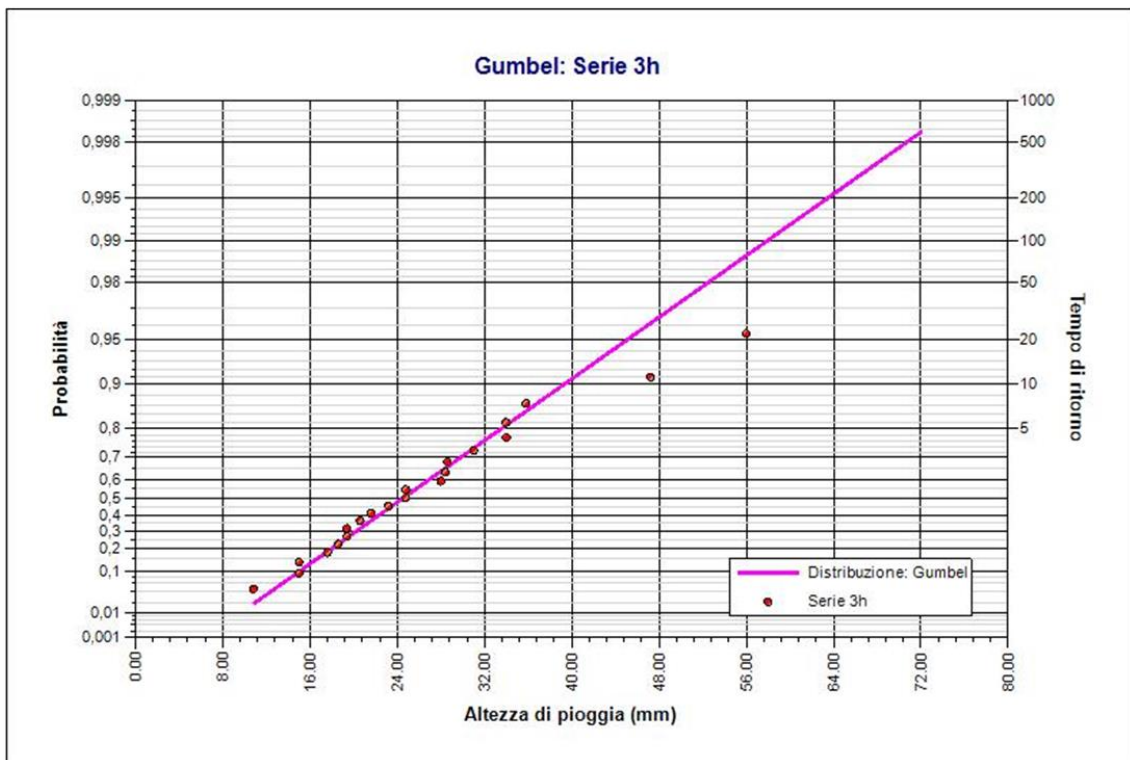


Figura 14: Elaborazione Gumbel. Durata 3 ore.

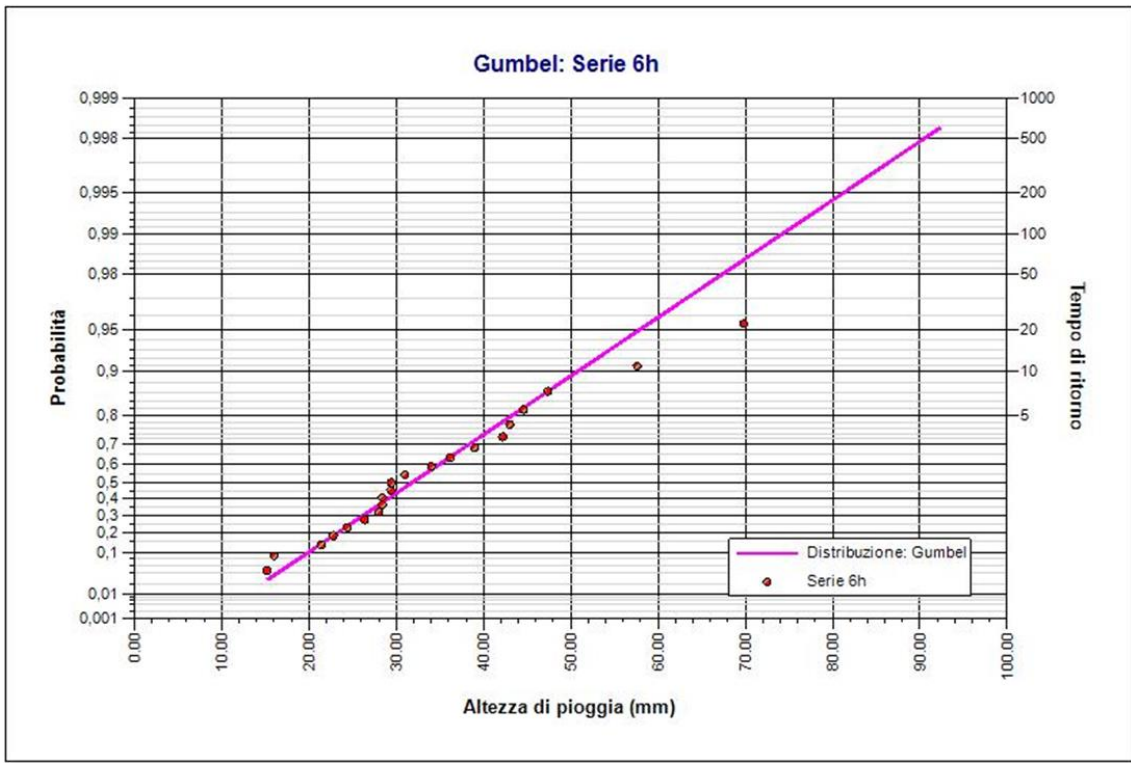


Figura 15: Elaborazione Gumbel. Durata 6 ore.

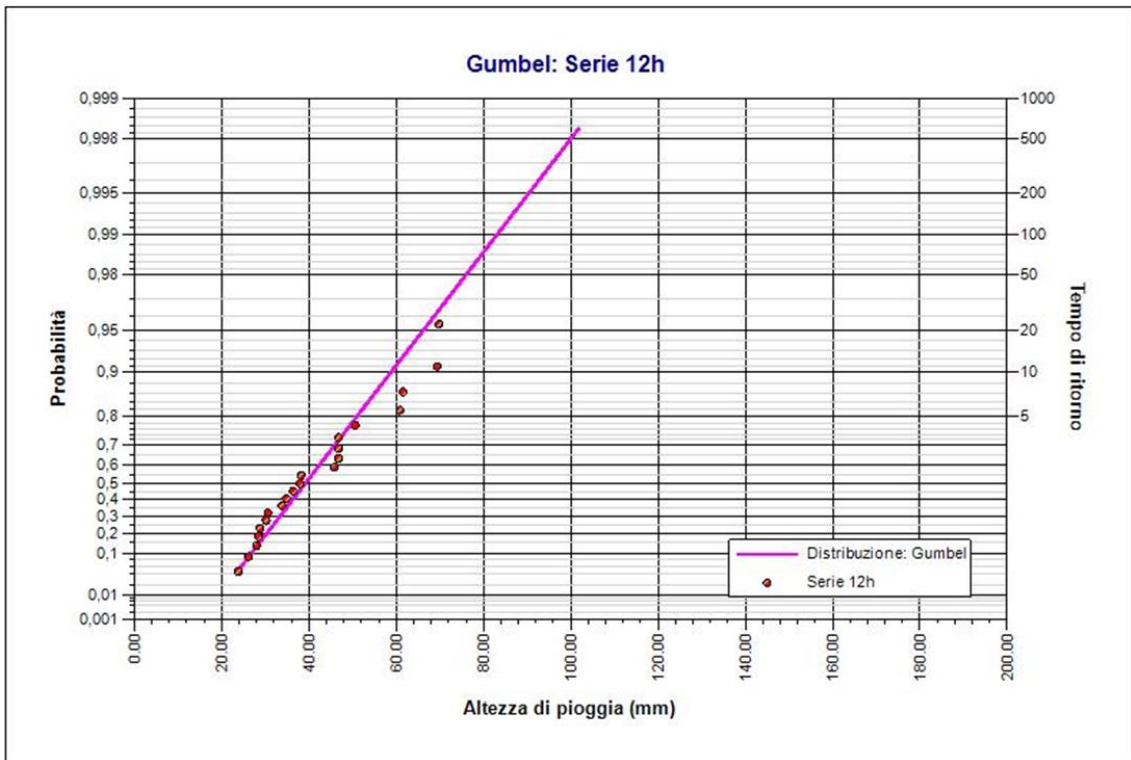


Figura 16: Elaborazione Gumbel. Durata 12 ore.

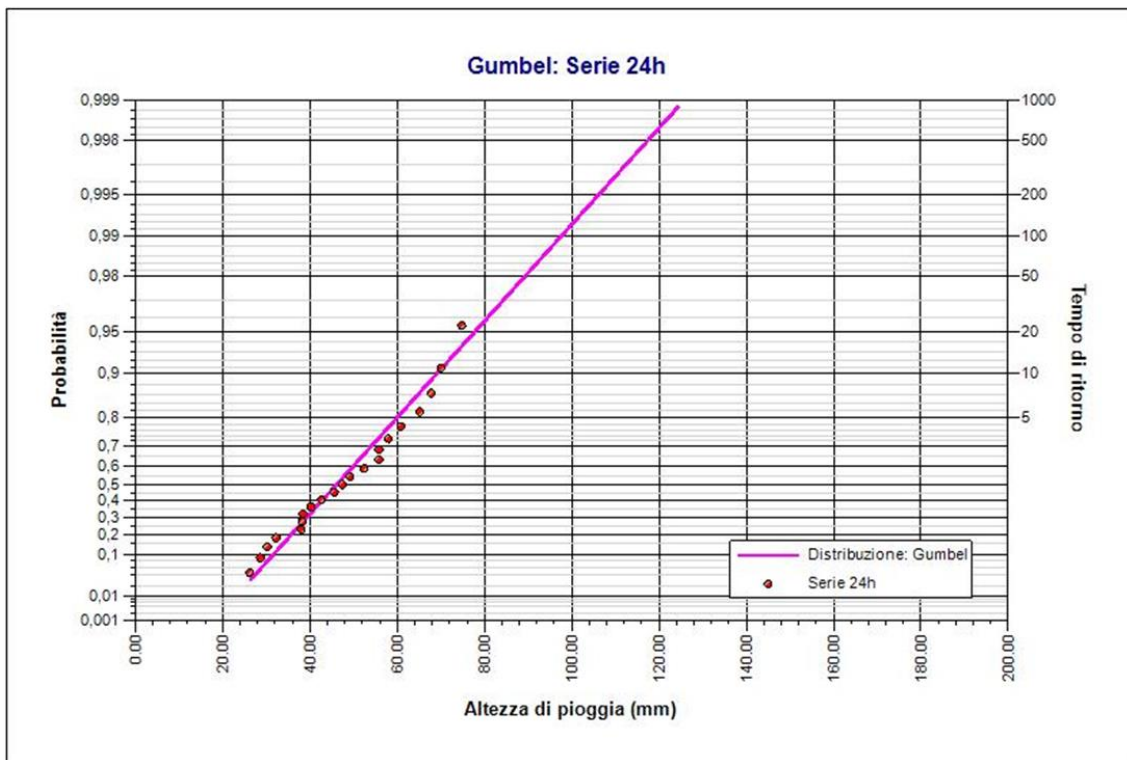


Figura 17: Elaborazione Gumbel. Durata 24 ore.

Attraverso tale elaborazione, per ciascuna popolazione di dati pluviometrici, relativi ad un determinato tempo di pioggia (t), è stato possibile ricavare il rispettivo valore dell'altezza dell'evento meteorico con un Tempo di Ritorno (T), pari a quello prefissato.

Dati i valori di $H(t,T)$, con il metodo dei minimi quadrati, si sono determinati i valori dei coefficienti a ed n , che figurano nell'espressione $H(t,T) = a \times t^n$, tracciando su scala bilogarithmica, in ordinata i valori di $H(t,T)$, stimati tramite l'applicazione della legge di Gumbel, e in ascisse i valori del tempo, espresso in ore.

a e n sono due parametri, il cui valore dipende dalle caratteristiche pluviometriche della zona.

Con riferimento ai dati storici esaminati, si ottengono i seguenti risultati:

Tempo di ritorno 30 anni

Coefficienti curva			Espressione
a	n	correlazione (r)	
36,36	0,268	0,995	$h(t)=36,36 t^{0,268}$

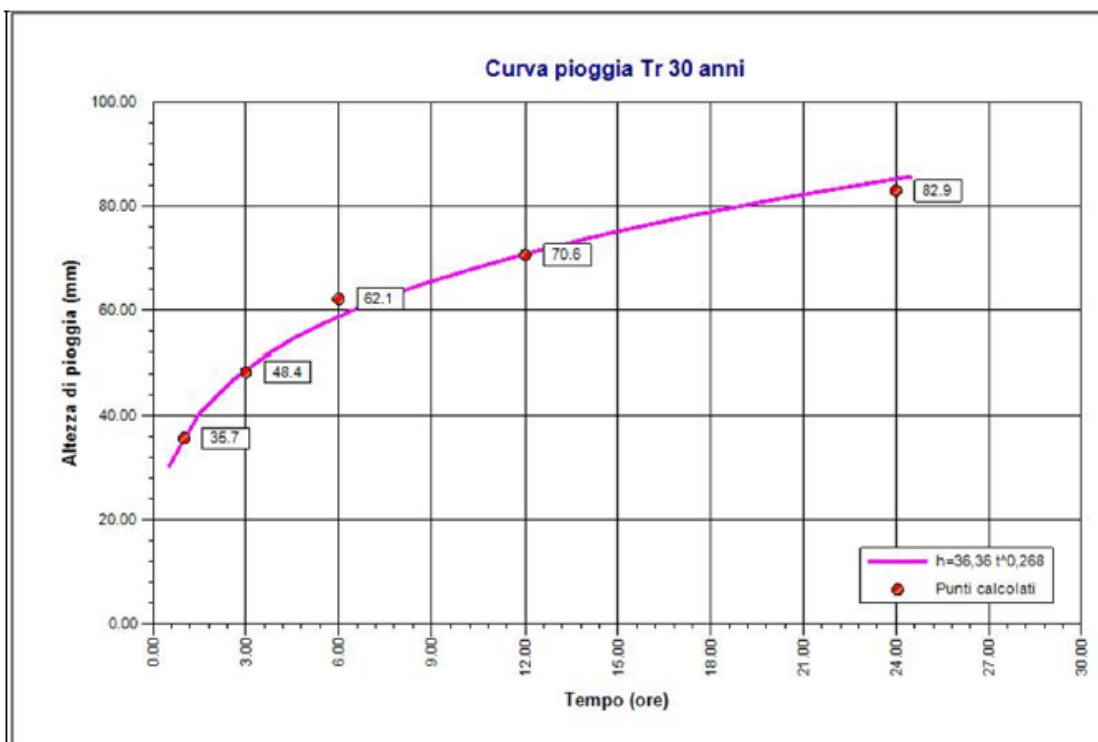


Figura 18: Curva pioggia calcolata per tempo di ritorno di 30 anni

Tempo di ritorno 200 anni

Coefficienti curva			Espressione
a	n	correlazione (r)	
48,09	0,258	0,993	$h(t)=48,09 t^{0,258}$



Figura 19: Curva pioggia calcolata per tempo di ritorno di 200 anni

Tempo di ritorno 500 anni

Coefficienti curva			Espressione
a	n	correlazione (r)	
53,73	0,254	0,993	$h(t) = 53,73 t^{0,254}$

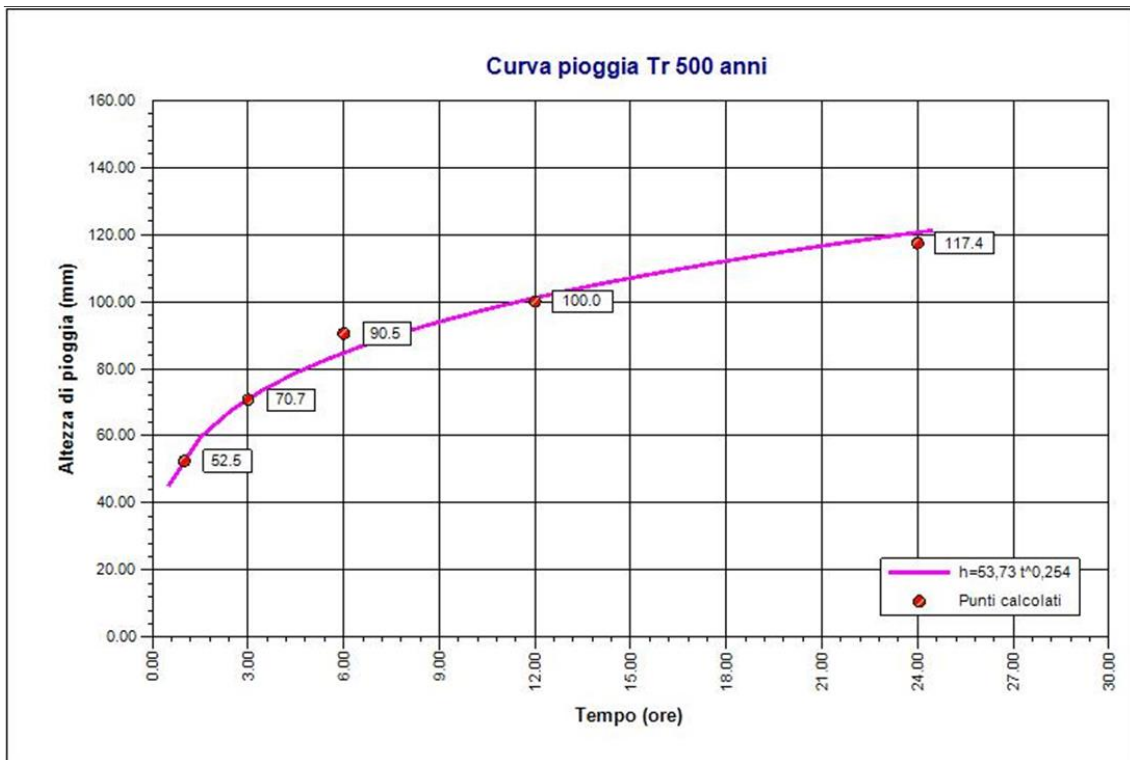


Figura 20: Curva pioggia calcolata per tempo di ritorno di 500 anni.

12 4 VERIFICA – TEST DI KOLMOGOROV E SMIRNOV.

Per verificare l'affidabilità della statistica è stato eseguito il test di Kolmogorov; il test si articola nei seguenti passaggi:

- ❖ ordinamento crescente dei dati pluviometrici per ogni durata considerata (1-3-6-12-24 ore);
- ❖ calcolo della frequenza cumulata, con n numero d'ordine del dato ed N numero di dati della serie considerata:

$$F(x) = \frac{n}{N + 1}$$

- ❖ calcolo della distribuzione di Gumbel per ogni dato pluviometrico

$$F_x(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\varepsilon)}}$$

- ❖ calcolo della quantità:

$$D_N = \max |F(x) - F_x(x)|$$

- ❖ verifica che:

$$D_N \leq \frac{1,36}{\sqrt{N}}$$

corrispondente ad un intervallo di confidenza del 95%.

Il test, riportato integralmente nelle tabelle seguenti, risulta sempre verificato.

TEST DI KOLMOGOROV per le altezze massime pioggia [mm] - D= 1 ora										
1 ora	Cumulative	Expected	(RANK-1)/N	NORM:S.INV	Actual	Difference			MEAN	18.84
7.00	2.00	0.10	0.05	-1.31	0.04	-0.01				
9.40	3.00	0.14	0.10	-1.07	0.08	-0.02		STDEV.S	6.65	
10.80	4.00	0.19	0.14	-0.88	0.11	-0.03		MAX	0.06	
11.60	5.00	0.24	0.19	-0.71	0.14	-0.05				
13.00	6.00	0.29	0.24	-0.57	0.19	-0.05				
14.40	7.00	0.33	0.29	-0.43	0.25	-0.03				
14.80	8.00	0.38	0.33	-0.30	0.27	-0.06				
15.80	9.00	0.43	0.38	-0.18	0.32	-0.06				
17.20	10.00	0.48	0.43	-0.06	0.40	-0.03				
18.00	11.00	0.52	0.48	0.06	0.45	-0.03				
18.40	12.00	0.57	0.52	0.18	0.47	-0.05				
19.00	13.00	0.62	0.57	0.30	0.51	-0.06				
19.00	14.00	0.67	0.62	0.43	0.51	-0.11				
21.60	15.00	0.71	0.67	0.57	0.66	-0.01				
22.00	16.00	0.76	0.71	0.71	0.68	-0.03				
25.00	17.00	0.81	0.76	0.88	0.82	0.06				
26.00	18.00	0.86	0.81	1.07	0.86	0.05				
27.00	19.00	0.90	0.86	1.31	0.89	0.03				
27.80	20.00	0.95	0.90	1.67	0.91	0.01				
28.80	21.00	1.00	0.95		0.93	-0.02				
29.00	22.00	1.05	1.00		0.94	-0.06				

Il test di Kolmogorov-Smirnov utilizza le seguenti ipotesi nulle e alternative:
H 0 : I dati sono normalmente distribuiti.
H A : I dati non sono normalmente distribuiti.
 Per determinare se dobbiamo rifiutare o non rifiutare l'ipotesi nulla dobbiamo fare riferimento al valore Massimo nell'output, che risulta essere 0,11 .
 Questo rappresenta la massima differenza assoluta tra i valori effettivi del nostro campione e i valori attesi da una distribuzione normale.
 Per determinare se questo valore massimo è statisticamente significativo, dobbiamo fare riferimento a una tabella dei valori critici di Kolmogorov-Smirnov e trovare il numero uguale a $n = 21$ e $\alpha = .05$.
 Il valore critico risulta essere 0,259.
 Poiché il nostro valore massimo non è maggiore di questo valore critico, non riusciamo a rifiutare l'ipotesi nulla.
 Ciò significa che possiamo presumere che i nostri dati campione siano normalmente distribuiti.

TEST DI KOLMOGOROV per le altezze massime pioggia [mm] - D= 3 ore										
3 ore	Cumulative	Expected	(RANK-1)/N	NORM:S.INV	Actual	Difference			MEAN	26.37
10.80	2.00	0.10	0.05	-1.31	0.08	0.03				
15.00	3.00	0.14	0.10	-1.07	0.15	0.05		STDEV.S	10.86	
15.00	4.00	0.19	0.14	-0.88	0.15	0.00		MAX	0.05	
17.60	5.00	0.24	0.19	-0.71	0.21	0.02				
18.60	6.00	0.29	0.24	-0.57	0.24	0.00				
19.40	7.00	0.33	0.29	-0.43	0.26	-0.03				
19.40	8.00	0.38	0.33	-0.30	0.26	-0.07				
20.60	9.00	0.43	0.38	-0.18	0.30	-0.08				
21.60	10.00	0.48	0.43	-0.06	0.33	-0.10				
23.20	11.00	0.52	0.48	0.06	0.39	-0.09				
24.80	12.00	0.57	0.52	0.18	0.44	-0.08				
24.80	13.00	0.62	0.57	0.30	0.44	-0.13				
28.00	14.00	0.67	0.62	0.43	0.56	-0.06				
28.40	15.00	0.71	0.67	0.57	0.57	-0.09				
28.60	16.00	0.76	0.71	0.71	0.58	-0.13				
31.00	17.00	0.81	0.76	0.88	0.67	-0.10				
34.00	18.00	0.86	0.81	1.07	0.76	-0.05				
34.00	19.00	0.90	0.86	1.31	0.76	-0.10				
35.80	20.00	0.95	0.90	1.67	0.81	-0.10				
47.20	21.00	1.00	0.95		0.97	0.02				
56.00	22.00	1.05	1.00		1.00	0.00				

Il test di Kolmogorov-Smirnov utilizza le seguenti ipotesi nulle e alternative:
H 0 : I dati sono normalmente distribuiti.
H A : I dati non sono normalmente distribuiti.
 Per determinare se dobbiamo rifiutare o non rifiutare l'ipotesi nulla dobbiamo fare riferimento al valore Massimo nell'output, che risulta essere 0,11 .
 Questo rappresenta la massima differenza assoluta tra i valori effettivi del nostro campione e i valori attesi da una distribuzione normale.
 Per determinare se questo valore massimo è statisticamente significativo, dobbiamo fare riferimento a una tabella dei valori critici di Kolmogorov-Smirnov e trovare il numero uguale a $n = 21$ e $\alpha = .05$.
 Il valore critico risulta essere 0,259.
 Poiché il nostro valore massimo non è maggiore di questo valore critico, non riusciamo a rifiutare l'ipotesi nulla.
 Ciò significa che possiamo presumere che i nostri dati campione siano normalmente distribuiti.

TEST DI KOLMOGOROV per le altezze massime pioggia [mm] - D=6 ore										
6 ore	Cumulative	Expected	(RANK-1)/N	NORM:S.INV	Actual	Difference		MEAN	34.03	
15.20	2.00	0.10	0.05	-1.31	0.08	0.03				
16.00	3.00	0.14	0.10	-1.07	0.09	-0.01		STDEV.S	13.36	
21.40	4.00	0.19	0.14	-0.88	0.17	0.03		MAX	0.03	
22.80	5.00	0.24	0.19	-0.71	0.20	0.01				
24.40	6.00	0.29	0.24	-0.57	0.24	0.00				
26.40	7.00	0.33	0.29	-0.43	0.28	0.00				
28.00	8.00	0.38	0.33	-0.30	0.33	-0.01				
28.40	9.00	0.43	0.38	-0.18	0.34	-0.04				
28.40	10.00	0.48	0.43	-0.06	0.34	-0.09				
29.40	11.00	0.52	0.48	0.06	0.36	-0.11				
29.40	12.00	0.57	0.52	0.18	0.36	-0.16				
31.00	13.00	0.62	0.57	0.30	0.41	-0.16				
34.00	14.00	0.67	0.62	0.43	0.50	-0.12				
36.20	15.00	0.71	0.67	0.57	0.56	-0.10				
39.00	16.00	0.76	0.71	0.71	0.65	-0.07				
42.20	17.00	0.81	0.76	0.88	0.73	-0.03				
43.00	18.00	0.86	0.81	1.07	0.75	-0.06				
44.60	19.00	0.90	0.86	1.31	0.79	-0.07				
47.40	20.00	0.95	0.90	1.67	0.84	-0.06				
57.60	21.00	1.00	0.95		0.96	0.01				
69.80	22.00	1.05	1.00		1.00	0.00				

Il test di Kolmogorov-Smirnov utilizza le seguenti ipotesi nulle e alternative:
H 0 : I dati sono normalmente distribuiti.
H A : I dati non sono normalmente distribuiti.

Per determinare se dobbiamo rifiutare o non rifiutare l'ipotesi nulla dobbiamo fare riferimento al valore Massimo nell'output, che risulta essere 0,11 .
Questo rappresenta la massima differenza assoluta tra i valori effettivi del nostro campione e i valori attesi da una distribuzione normale.
Per determinare se questo valore massimo è statisticamente significativo, dobbiamo fare riferimento a una tabella dei valori critici di Kolmogorov-Smirnov e trovare il numero uguale a $n = 21$ e $\alpha = .05$.
Il valore critico risulta essere 0,259.

Poiché il nostro valore massimo non è maggiore di questo valore critico, non riusciamo a rifiutare l'ipotesi nulla.
Ciò significa che possiamo presumere che i nostri dati campione siano normalmente distribuiti.

TEST DI KOLMOGOROV per le altezze massime pioggia [mm] - D= 12 ore										
12 ore	Cumulative	Expected	(RANK-1)/N	NORM:S.INV	Actual	Difference		MEAN	41.70	
23.80	2.00	0.10	0.05	-1.31	0.10	0.06				
26.20	3.00	0.14	0.10	-1.07	0.14	0.04		STDEV.S	14.15	
28.00	4.00	0.19	0.14	-0.88	0.17	0.02		MAX	0.06	
28.40	5.00	0.24	0.19	-0.71	0.17	-0.02				
28.80	6.00	0.29	0.24	-0.57	0.18	-0.06				
30.20	7.00	0.33	0.29	-0.43	0.21	-0.08				
30.60	8.00	0.38	0.33	-0.30	0.22	-0.12				
33.80	9.00	0.43	0.38	-0.18	0.29	-0.09				
34.80	10.00	0.48	0.43	-0.06	0.31	-0.12				
36.40	11.00	0.52	0.48	0.06	0.35	-0.12				
38.00	12.00	0.57	0.52	0.18	0.40	-0.13				
38.20	13.00	0.62	0.57	0.30	0.40	-0.17				
45.80	14.00	0.67	0.62	0.43	0.61	0.00				
46.80	15.00	0.71	0.67	0.57	0.64	-0.03				
46.80	16.00	0.76	0.71	0.71	0.64	-0.07				
46.80	17.00	0.81	0.76	0.88	0.64	-0.12				
50.60	18.00	0.86	0.81	1.07	0.74	-0.07				
60.80	19.00	0.90	0.86	1.31	0.91	0.05				
61.60	20.00	0.95	0.90	1.67	0.92	0.02				
69.40	21.00	1.00	0.95		0.97	0.02				
69.80	22.00	1.05	1.00		0.98	-0.02				

Il test di Kolmogorov-Smirnov utilizza le seguenti ipotesi nulle e alternative:
H 0 : I dati sono normalmente distribuiti.
H A : I dati non sono normalmente distribuiti.

Per determinare se dobbiamo rifiutare o non rifiutare l'ipotesi nulla dobbiamo fare riferimento al valore Massimo nell'output, che risulta essere 0,11 .
Questo rappresenta la massima differenza assoluta tra i valori effettivi del nostro campione e i valori attesi da una distribuzione normale.
Per determinare se questo valore massimo è statisticamente significativo, dobbiamo fare riferimento a una tabella dei valori critici di Kolmogorov-Smirnov e trovare il numero uguale a $n = 21$ e $\alpha = .05$.
Il valore critico risulta essere 0,259.

Poiché il nostro valore massimo non è maggiore di questo valore critico, non riusciamo a rifiutare l'ipotesi nulla.
Ciò significa che possiamo presumere che i nostri dati campione siano normalmente distribuiti.

TEST DI KOLMOGOROV per le altezze massime pioggia [mm] - D= 24 ore											
24 ore	Cumulative	Expected	(RANK-1)/N	NORM:S.INV	Actual	Difference		MEAN	48.45		
26.20	2.00	0.10	0.05	-1.31	0.06	0.01					
28.60	3.00	0.14	0.10	-1.07	0.08	-0.01		STDEV.S	14.31		
30.20	4.00	0.19	0.14	-0.88	0.10	-0.04		MAX	0.03		
32.20	5.00	0.24	0.19	-0.71	0.13	-0.06					
38.00	6.00	0.29	0.24	-0.57	0.23	-0.01					
38.20	7.00	0.33	0.29	-0.43	0.24	-0.05					
38.40	8.00	0.38	0.33	-0.30	0.24	-0.09					
40.20	9.00	0.43	0.38	-0.18	0.28	-0.10					
42.60	10.00	0.48	0.43	-0.06	0.34	-0.09					
45.60	11.00	0.52	0.48	0.06	0.42	-0.06					
47.40	12.00	0.57	0.52	0.18	0.47	-0.05					
49.20	13.00	0.62	0.57	0.30	0.52	-0.05					
52.40	14.00	0.67	0.62	0.43	0.61	-0.01					
55.80	15.00	0.71	0.67	0.57	0.70	0.03					
55.80	16.00	0.76	0.71	0.71	0.70	-0.02					
58.00	17.00	0.81	0.76	0.88	0.75	-0.01					
60.80	18.00	0.86	0.81	1.07	0.81	0.00					
65.20	19.00	0.90	0.86	1.31	0.88	0.02					
67.80	20.00	0.95	0.90	1.67	0.91	0.01					
70.00	21.00	1.00	0.95		0.93	-0.02					
74.80	22.00	1.05	1.00		0.97	-0.03					

Il test di Kolmogorov-Smirnov utilizza le seguenti ipotesi nulle e alternative:
H 0 : I dati sono normalmente distribuiti.
H A : I dati non sono normalmente distribuiti.

Per determinare se dobbiamo rifiutare o non rifiutare l'ipotesi nulla dobbiamo fare riferimento al valore Massimo nell'output, che risulta essere 0,11 .
Questo rappresenta la massima differenza assoluta tra i valori effettivi del nostro campione e i valori attesi da una distribuzione normale.
Per determinare se questo valore massimo è statisticamente significativo, dobbiamo fare riferimento a una tabella dei valori critici di Kolmogorov-Smirnov e trovare il numero uguale a $n = 21$ e $\alpha = .05$.
Il valore critico risulta essere 0,259.

Poiché il nostro valore massimo non è maggiore di questo valore critico, non riusciamo a rifiutare l'ipotesi nulla.
Ciò significa che possiamo presumere che i nostri dati campione siano normalmente distribuiti.

Figura 21: Applicazione del metodo di Kolmogorov e Smirnov ai dati pluviometrici analizzati.

12 5 TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI – METODO DEL CURVE NUMBER.

Individuate le altezze lorde di pioggia, si procede alla distinzione nelle acque di pioggia della componente che partecipa al deflusso e quella che invece risulta persa.

I fattori che incidono sono dati in primo luogo dal tipo di terreno, grado di saturazione, tipo e dimensioni della copertura vegetale, della pendenza e da altri fattori variabili.

Diversi sono i metodi utilizzati per la determinazione della pioggia efficace, uno di questi è Soil Conservation Service Runoff Curve Number (CN).

Il modello idrologico SCS-CN permette di simulare il deflusso superficiale in corrispondenza di una data precipitazione.

Il processo di trasformazione afflussi-deflussi è suddiviso nelle seguenti fasi:

- a) Determinazione delle piogge nette;
- b) Trasformazione delle piogge nette in deflussi superficiali.

È necessario definire un pluviogramma, che viene considerato uniformemente distribuito sull'intero bacino.

Le piogge nette si calcolano, a partire dal pluviogramma, secondo il metodo del Curve Number (CN) proposto dall'SCS (Soil Conservation Service).

L'equazione di continuità:

$$R = P - S$$

dove:

- ❖ R è il deflusso fino all'istante t (mm);
- ❖ P è la precipitazione fino all'istante t (mm);
- ❖ S sono le perdite fino all'istante t (mm);

viene modificata ipotizzando che vi sia una relazione di proporzionalità tra perdite S e massima altezza immagazzinabile nel terreno a saturazione, S' (mm):

$$\frac{S}{S'} = \frac{R}{P}$$

e assume la forma seguente:

$$R = \frac{P^2}{P + S'}$$

che definisce l'andamento nel tempo del deflusso R nota la precipitazione P e la massima infiltrazione S'.

Con riferimento ad un evento di durata t e con un tempo di ritorno T_r , P corrisponde all'altezza di pioggia $X(t, T_r)$; considerando che un'aliquota di X si invasa nelle depressioni superficiali o si infila prima che il deflusso abbia inizio, si può scrivere:

$$h_{netta}(t, T_r) = \frac{(X(t, T_r) - I_a)^2}{X(t, T_r) - I_a + S}$$

dove:

- ❖ $h_{netta}(t, T_r)$ in mm, è il volume specifico complessivamente defluito durante l'evento di durata t e tempo di ritorno T_r ;
- ❖ $X(t, T_r)$ in mm, è il volume specifico di pioggia lorda relativo all'evento di durata t e tempo di ritorno T_r ;
- ❖ I_a in mm, rappresenta il fattore iniziale di ritenzione (Initial Abstraction);
- ❖ S in mm, è la quantità massima di acqua assorbita dopo l'inizio del deflusso.

Il fattore iniziale di ritenzione (I_a), include tutte quelle perdite prima dell'inizio del deflusso e include l'acqua trattenuta in depressioni naturali, quella trattenuta dalla vegetazione, evaporazione e infiltrazioni.

Per cui nella pratica il valore di I_a risulta uguale a:

$$I_a = 0,2 \times S$$

dove S è correlato al tipo di suolo e alle sue caratteristiche di copertura per cui avremo:

$$S = 254 \times \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Il valore di CN è determinato attraverso diversi fattori; il più importante è la determinazione del tipo di suolo in riferimento alla permeabilità secondo la suddivisione proposta dal Soil Conservation Service che prevede quattro classi di seguito riportate:

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	<i>Scarsa potenzialità di deflusso</i> Comprende forti spessori di sabbie con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde e molto permeabili.
B	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa</i> Comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione anche a saturazione.
C	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente alta</i> Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità d'argilla e colloid, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	<i>Potenzialità di deflusso molto alta</i> Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Figura 22: Valori di CN per diverse tipologie di uso del suolo.

Determinato il tipo di suolo, bisogna verificare le condizioni iniziali di imbibizione del terreno, attribuendo allo stesso una classe AMC (Antecedent Moisture Condition), in funzione dell'altezza di pioggia caduta nei 5 gg precedenti l'evento considerato:

- ❖ I molto asciutto (< 50 mm);
- ❖ II standard (50 ÷ 110 mm);
- ❖ III molto umido (> 110 mm);

Considerando che il calcolo va effettuato per determinare le portate di piena, si utilizza il valore di CN corrispondente alla classe AMC **tipo III** legato a quella normale dalla relazione:

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{(0,43 + 0,0057 \times CN_{II})}$$

Quindi in base alle condizioni di permeabilità ed alle coperture vegetali, il valore normale di CN (CNII), compreso tra 0 – 100, per alcuni tipi di coperture si ricava dai valori indicati nella seguente tabella:

Tipo di copertura	A	B	C	D
Aree agricole con presenza di spazi naturali	62	71	78	81
Aree urbane	98	98	98	98
Area residenziale	77	85	90	92
Cava	60	60	60	60
Distretti industriali	81	88	91	93
Bacini d'acqua	100	100	100	100
Colture erbacee da pieno campo a ciclo primaverile estivo	72	81	88	91
Colture orticole a ciclo estivo-autunnale/primaverile	72	81	88	91
Colture orticole a ciclo primaverile-estivo	72	81	88	91
Colture temporaneamente associate a colture permanente	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori non irrigui	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori irrigui	72	81	88	91
Oliveti irrigui	72	81	88	91
Oliveti non irrigui	62	71	78	81
Prati stabili non irrigui	30	58	71	78
Seminativi in aree non irrigue	62	71	78	81
Sistemi colturali e particellari complessi	72	81	88	91
Vigneti irrigui	72	81	88	91
Vigneti non irrigui	62	71	78	81
Zone boscate	45	66	77	83

Figura 23: Valore del CN per zone umide in funzione del tipo di suolo e di condizioni d'uso e copertura vegetale

In generale, ogni sottobacino scolante viene analizzato suddividendo l'intera superficie, in base al tipo e all'uso del suolo, in zone omogenee caratterizzate dal medesimo valore del parametro stesso; si ottengono così varie sub-aree isoparametriche la cui somma fornisce la superficie complessiva del sottobacino.

Per ogni sottobacino viene ricavato poi un valore medio del parametro CN, ottenuto come media pesata dei valori singolari imposti sulle i-esime sub-aree:

$$CN = \sum p_i \times CN_i$$

Dove p_i è la percentuale dell'area del bacino caratterizzata da un valore del Curve Number pari a CN_i .

L'area in esame si può considerare in prima approssimazione omogenea e si utilizzano pertanto i seguenti valori:

- ❖ classe idrologica Tipo "C"
- ❖ uso del suolo di tipo "*Colture erbacee da pieno campo a ciclo primaverile estivo*"
- ❖ CNII 88
- ❖ CNIII 94
- ❖ p = 1

Utilizzando le formule precedenti si ottengono i seguenti risultati:

$$CN = 94$$

$$S = 16,2 \text{ mm}$$

CN	S	Ia	BACINO RIU GIUNCOS		
94	16.21	3.24			
t (ore)	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
h_{netta} (30) (mm)	21.65	33.23	46.15	54.29	66.19
h_{netta} (200) (mm)	32.02	47.48	64.63	73.59	88.95
h_{netta} (500) (mm)	37.06	54.39	73.59	82.87	99.96

12.6 LINEA SEGNALATRICE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA.

Utilizzando i valori delle altezze efficaci di pioggia si può costruire la Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSPP), che fornisce una relazione fra altezza [h] e durata [t] della pioggia per un assegnato tempo di ritorno, mediante la formula:

$$h_{netta} = a \times t^n$$

dove:

- ❖ h è l'altezza della pioggia in mm;
- ❖ t è la durata corrispondente in ore;
- ❖ a [mm/h] ed n sono coefficienti calcolati sugli eventi critici di pioggia netta.

Sarà così possibile stimare l'altezza di pioggia critica, per una durata pari al tempo di corrivazione t_c , e valutare la portata massima per i differenti tempi di ritorno T_r .

La LSPP così ottenuta è stata ragguagliata alla superficie del bacino, nella formula

$$h'_{netta} = a' \times t^{n'}$$

dove (Formule di Marchetti):

- ❖ A è la superficie del bacino in km²;
- ❖ $a' = F(a, A) = a \times 1 - 0,006 \times A^{0,4}$
- ❖ $n' = F(n, A) = n + 0,003 \times A^{0,6}$

Di seguito la LSPP calcolata per il bacino, per i tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni.

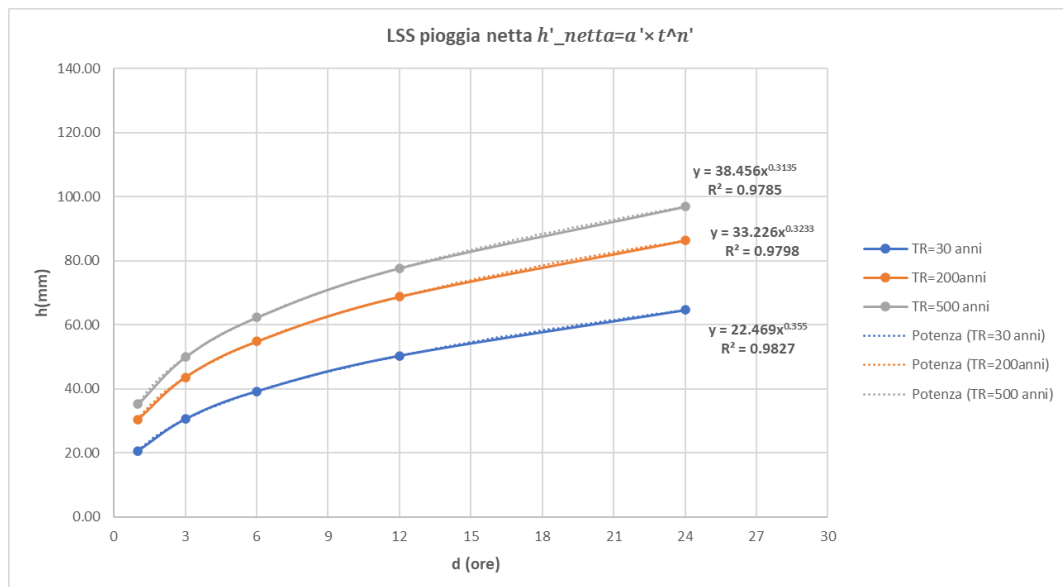


Figura 24: Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSP) – Pioggia Netta ragguagliata

BACINO RIU GIUNCOS	AREA (Km2)	2.40					
t (ore)	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore		
$h'_{netta} (30)$ (mm)	20.56	30.53	39.19	50.29	64.55		
$h'_{netta} (200)$ (mm)	30.40	43.60	54.75	68.74	86.31		
$h'_{netta} (500)$ (mm)	35.18	49.92	62.26	77.64	96.83		
$a (30)$ (mm)	22.47	$n (30)$	0.36	$a' (30)$ (mm)	20.56	$n' (30)$	0.36
$a (200)$ (mm)	33.23	$n (200)$	0.32	$a' (200)$ (mm)	30.40	$n' (200)$	0.33
$a (500)$ (mm)	38.46	$n (500)$	0.31	$a' (500)$ (mm)	35.18	$n' (500)$	0.32

Figura 25: Tabelle riepilogative delle LSS ragguagliate.

Equazione delle LSP ragguagliate per il Bacino Riu Giuncos:

$$T=30 \text{ anni} \quad h'_{netta}(t, 30) = 20,56 * t^{0.36}$$

$$T=200 \text{ anni} \quad h'_{netta}(t, 200) = 30,40 * t^{0.33}$$

$$T=500 \text{ anni} \quad h'_{netta}(t, 500) = 35,18 * t^{0.32}$$

12.7 TEMPO DI CORRIVAZIONE.

Il valore massimo della portata, $Q_{max}(Tr)$, per un evento di pioggia di assegnato tempo di ritorno Tr , secondo il metodo della corrivazione, si ha per una durata dell'evento pari a t_c , detto tempo di corrivazione.

Esso è definito come il tempo che impiega l'ultima particella d'acqua caduta sul bacino, nella sezione più lontana da quella di chiusura, a raggiungere quest'ultima.

Per la stima del valore di questo parametro si sono usate le formule empiriche di Giandotti, Kirpich, Pasini, Ventura, Puglisi, Pezzoli, dell'SCS, dell'US Navy & Texas Highway Department e di Viparelli.

-Giandotti	$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{Z_{med}}}$	
-Kirpich	$T_c = 0.000325L^{0.77}i^{-0.385}$	-Pezzoli
		$T_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i}}$
-Pasini	$T_c = 0.108 \frac{(AL)^{\frac{1}{3}}}{0.8\sqrt{i}}$	-SCS (Soil Conservation Service)
		$T_c = 0.00227L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN-9}\right) i^{-0.5}$
-Ventura	$T_c = 0.1272 \sqrt{\frac{A}{i}}$	-US Navy & Texas Highway Department
		$T_c = \frac{L}{v}$
-Puglisi	$T_c = 6L^{\frac{2}{3}}(Z_{max} - Z_{min})^{\frac{-1}{3}}$	-Viparelli
		$T_c = \frac{L}{60v}$

Figura 26: Formule empiriche T_c .

Secondo i parametri morfologici del bacino stimati precedentemente:

- ✓ A [km²], area del bacino
- ✓ L [km], lunghezza dell'asta principale
- ✓ Z max [m], quota massima del bacino
- ✓ Z min [m], quota minima del bacino
- ✓ Z med [m], quota media del bacino
- ✓ i [%], pendenza media dell'asta principale
- ✓ CN [%], Curve Number pari a 76
- ✓ v [m/s], velocità di riferimento dell'acqua calcolato secondo la formula indicata dello stesso US Navy & Texas Highway $v=0,47*i^{0.57}$
- ✓ V [m/s], velocità di Viparelli presa costante e pari a 1.5 m/s

Si valutano i T_c per tutte le formule empiriche, si scartano i valori improbabili e si mediano i valori dalle formule di Giandotti, Pasini, Ventura e Pasini ottenendo:

RIU GIUNCOS				Giandotti	Kirpich	Pezzoli	Pasini	SCS (Soil Conservation Service)	Ventura	US Navy & Texas Highway Department	Puglisi	Viparelli
Dimensioni planimetriche				0.650	0.002	0.445	0.822	0.269	0.938	21.425	2.027	0.315
Area	A	2.40	Km2									
Perimetro	P	5.68	Km									
Lunghezza asta principale	L	1.70	Km	Tc	1.109	ore						
Dimensioni altimetriche												
Quota massima s.l.m.		320.00	m									
Quota minima s.l.m.		245.00	m									
Dislivello massimo		75.00	m									
Quota media del bacino		282.60	m									
Pendenza asta principale		4.41%	%									

Figura 27: Determinazione T_c per il bacino del Riu Giuncos.

La scelta della formula è motivata dalle dimensioni del bacino; il risultato ottenuto per la stima del tempo di corrivazione è:

Bacino del Riu Giuncos

$$T_c = 1,109 \text{ ore}$$

10. CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA E RELATIVO ANDAMENTO.

Infine, viene calcolata l'intensità di pioggia i_c (T_r) (in m/s) per un evento di durata pari a t_c ed assegnato tempo di ritorno T_r : e conseguentemente la portata massima in m^3/s , con le formule:

$$i_c(T_r) = a' \times t_c^{(n'-1)}$$

$$Q_{max}(T_r) = i_c(T_r) \times A$$

I risultati ottenuti sono:

Tr = 30 anni		Tr = 200 anni		Tr = 500 anni	
ic (30)	Qmax (30)	ic (200)	Qmax (200)	ic (500)	Qmax (500)
5.34409E-06	12.83	7.87668E-06	18.90	9.10729E-06	21.86
m/s	mc/s	m/s	mc/s	m/s	mc/s

Dalla combinazione del metodo di corrivazione con l'equazione della curva segnalatrice di possibilità climatica relativa ad un determinato tempo di ritorno si può calcolare il valore della portata Q per un evento di durata d nel seguente modo:

$$d \leq t_c$$

$$Q(T_r) = a' \times A \times \frac{d^{n'}}{t_c}$$

$$d \geq t_c$$

$$Q(T_r) = a' \times A \times d^{(n'-1)}$$

Tali espressioni presentano un massimo del valore della portata in corrispondenza di un evento di durata esattamente pari al tempo di corrivazione.

Di seguito si riportano i valori ed i grafici relativi all'andamento della portata nelle ventiquattro ore per eventi con tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni:

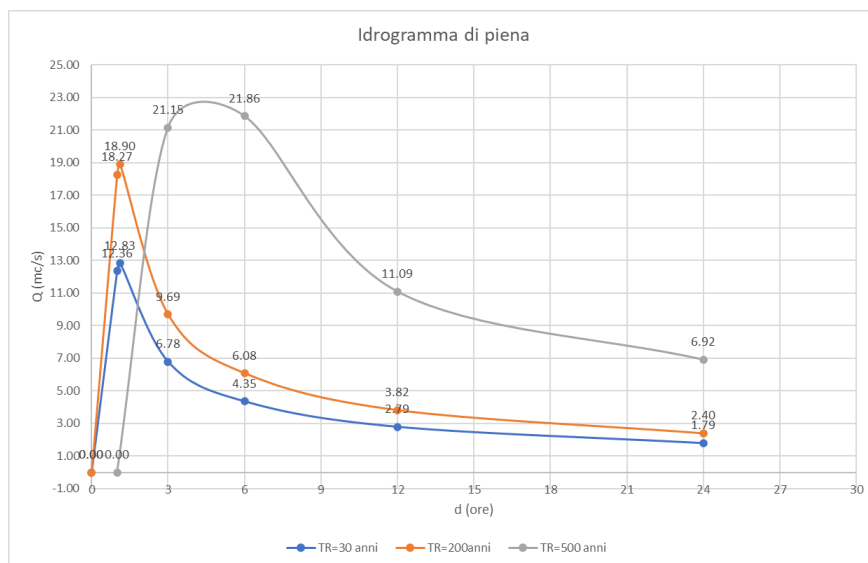


Figura 28: Idrogramma di piena per il bacino del Riu Giuncos.

11. METODOLOGIA UTILIZZATA PER LE VERIFICHE IDRAULICHE.

Una volta calcolati gli idrogrammi di piena con tempo di ritorno 30, 200 e 500 anni sia per il Riu Giuncos, la fase successiva è quella della modellazione idraulica, che consente di verificare i battenti idrici e le velocità per la condizione post operam.

Il metodo di analisi considerato è quello caratteristico delle **alluvioni di pianura** e si è quindi considerata una modellazione idraulica bidimensionale (2D), utilizzando come base cartografica, il dato DTM Lidar ottenuto dal geoportale della Regione Sardegna.

Per le opere in progetto si è inteso, coerentemente con quanto indicato nelle NTA PAI Sardegna, determinare il livello di pericolosità idraulica [molto elevata (Hi4), elevata (Hi3), media (Hi2) e moderata (Hi1)] che si instaura per eventi meteorici intensi nelle aree di realizzazione dell'impianto agro fotovoltaico in oggetto e sono state eseguite verifiche idrauliche in regime di moto permanente utilizzando il programma di calcolo HEC-RAS.

Il software HEC-RAS è il frutto di una lunga evoluzione dei codici di calcolo, finalizzati allo studio della propagazione delle piene nei corsi d'acqua del HEC.

Il software HEC-RAS permette di modellare la propagazione di una corrente lungo un corso d'acqua utilizzando uno schema unidimensionale sia in condizioni di moto permanente che in condizioni di moto vario.

Il sistema di calcolo è concepito per applicazioni nella sistemazione dei corsi d'acqua e delle pianure alluvionali e per gli studi finalizzati alla determinazione delle aree allagabili con diversi tempi di ritorno in caso di esondazioni dai corsi d'acqua, determinando la variazione del pelo libero per condizioni di moto permanente o gradualmente variato.

La procedura di calcolo è basata sulla soluzione delle equazioni dell'energia secondo lo schema monodimensionale.

Le perdite di energia considerate sono dovute alla scabrezza (eq. di Manning) ed alla contrazione e/o espansione della vena fluida, attraverso un coefficiente moltiplicatore della variazione dell'energia cinetica.

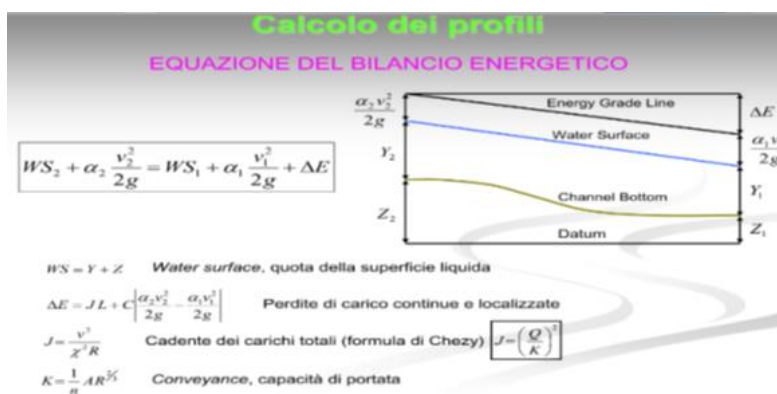


Figura 29: Equazione dell'energia.

12. DESCRIZIONE INTERFERENZE E VERIFICHE IDRAULICHE.

La tabella seguente fornisce uno schema sintetico sulle verifiche idrauliche eseguite nel presente studio:

Tipologia di interferenza	Verifiche condotte	Note
<i>Adiacenza con Riu Giuncos: l'area di impianto è sita in sinistra idraulica del corso d'acqua.</i>	<p>Sono state condotte due verifiche idrauliche in regime di moto permanente utilizzando il programma di calcolo HEC-RAS per portate defluenti con periodo di ritorno 30 anni e 200 anni.</p> <p>(Allegato n°1 – Output dei risultati ottenuti con il software Hec-Ras in corrispondenza di ogni sezione di calcolo per il Riu Giuncos e per n°3 sezioni di controllo.)</p>	<p>Sono state individuate n°3 sezioni di controllo sul Riu Giuncos estese fino all'area del campo agrofotovoltaico di progetto per verificare che l'area del campo non fosse suscettibile di allagamento per eventi con periodo di ritorno pari a 300 anni e 200 anni. Per le suddette sezioni di controllo è stato sviluppato il profilo altimetrico a partire dal DTM disponibile sul sito della Regione Sardegna e su di essi sono stati riportati i tiranti idraulici che si instaurano per le simulazioni idrauliche condotte. Si precisa che le n°3 sezioni di controllo sono state individuate tenendo conto che le fasce di rispetto fluviale come definite dall'art.30 delle NTA del PAI sono larghe 10m poiché trattasi di reticoli minori.</p>
<i>Attraversamento del Riu de s'Adde Manna.</i>	<p>La linea MT dal campo agrofotovoltaico alla stazione Stazione Terna di Codrongianos attraversa il Riu de s'Adde Manna e per tale intersezione è stato condotto</p>	

	<p>lo studio dei fenomeni erosivi al fine di determinare la massima profondità di erosione.</p>	
--	---	--

**12 8 ADIACENZA CON RIU GIUNCOS: L'AREA DI IMPIANTO È SITA IN SINISTRA
IDRAULICA DEL CANALE NATURALE.**

Per tale interferenza si è proceduto ad eseguire uno studio per valutare il regime idraulico attuale determinando l'area allagabile con Tr 30 anni e Tr 200 anni.

I valori di portata, relativi ai vari tempi di ritorno e definiti in funzione della superficie del bacino individuato per la sezione di chiusura, sono stati inseriti nella sezione di monte rispetto a quella di calcolo, aumentando il criterio di sicurezza.

Di seguito sono indicate le condizioni al contorno fissate per la modellazione dell'interferenza:

- condizioni di monte = pendenza dell'alveo in condizioni di moto uniforme pari a 0,0441
- condizioni di valle = pendenza dell'alveo in condizioni di moto uniforme pari a 0,0441.

Per quanto concerne la valutazione dei coefficienti di scabrezza in alveo, non avendo a disposizione dati storici atti ad effettuarne la taratura, si è fatto riferimento ai valori riportati in letteratura (Chow V.T., "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill, 1959).

Alle sezioni trasversali si è assegnato un valore di scabrezza, valutato secondo le tabelle di Manning pari a $0,03 \text{ s/m}^{1/3}$.

Nelle seguenti figure sono riportati i risultati delle simulazioni idrauliche condotte per n°3 sezioni di controllo, al fine di verificare i possibili allagamenti dell'area del campo agrofotovoltaico.

Selected: 'Terrain'

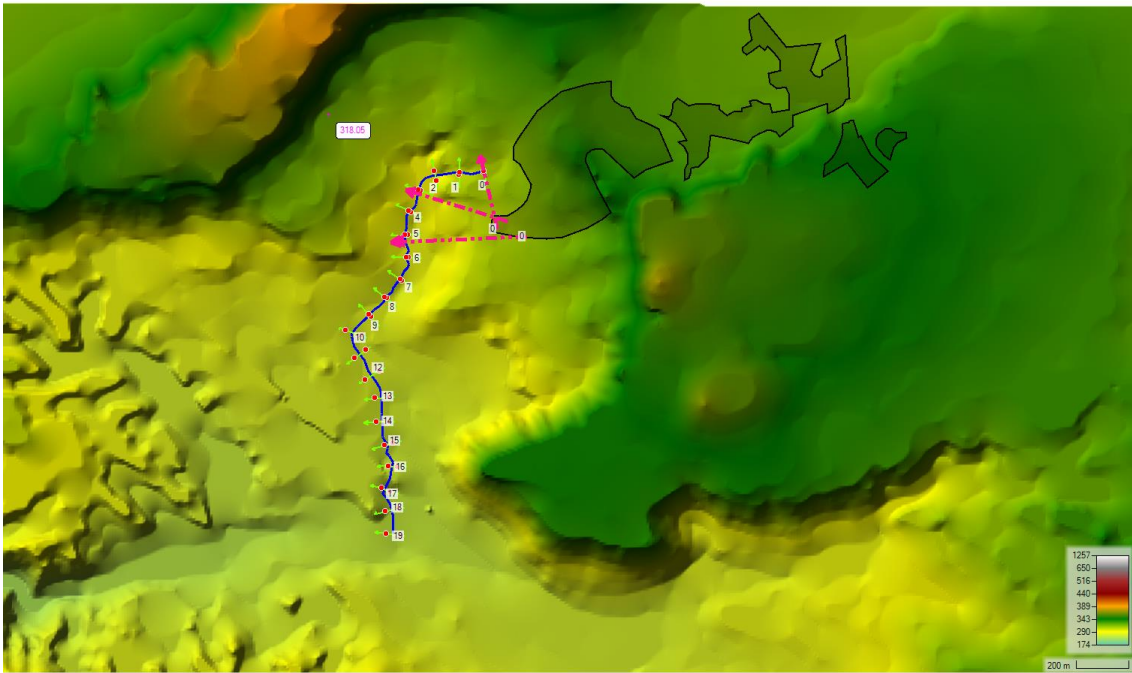


Figura 30: N°3 sezioni di controllo per RIU GIUNCOS.

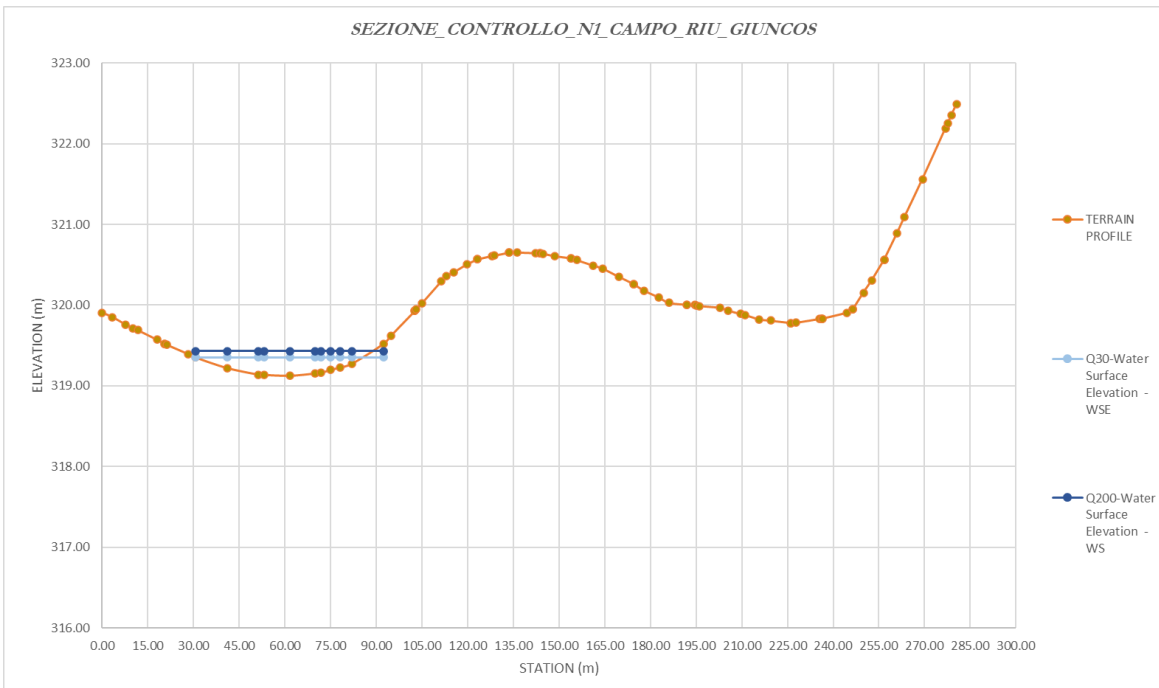


Figura 31: Sezioni di controllo n°1 per RIU GIUNCOS – risultati delle simulazioni idrauliche con individuazione delle aree di possibile allagamento.

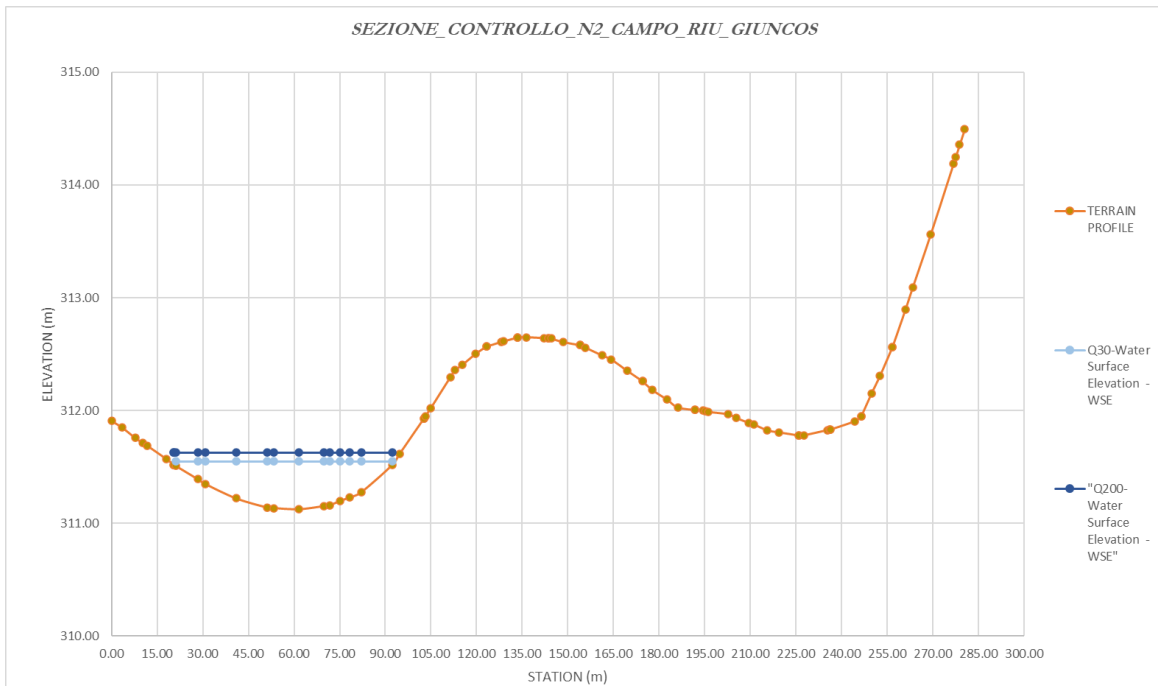


Figura 32: Sezioni di controllo n°2 per RIU GIUNCOS – risultati delle simulazioni idrauliche con individuazione delle aree di possibile allagamento.

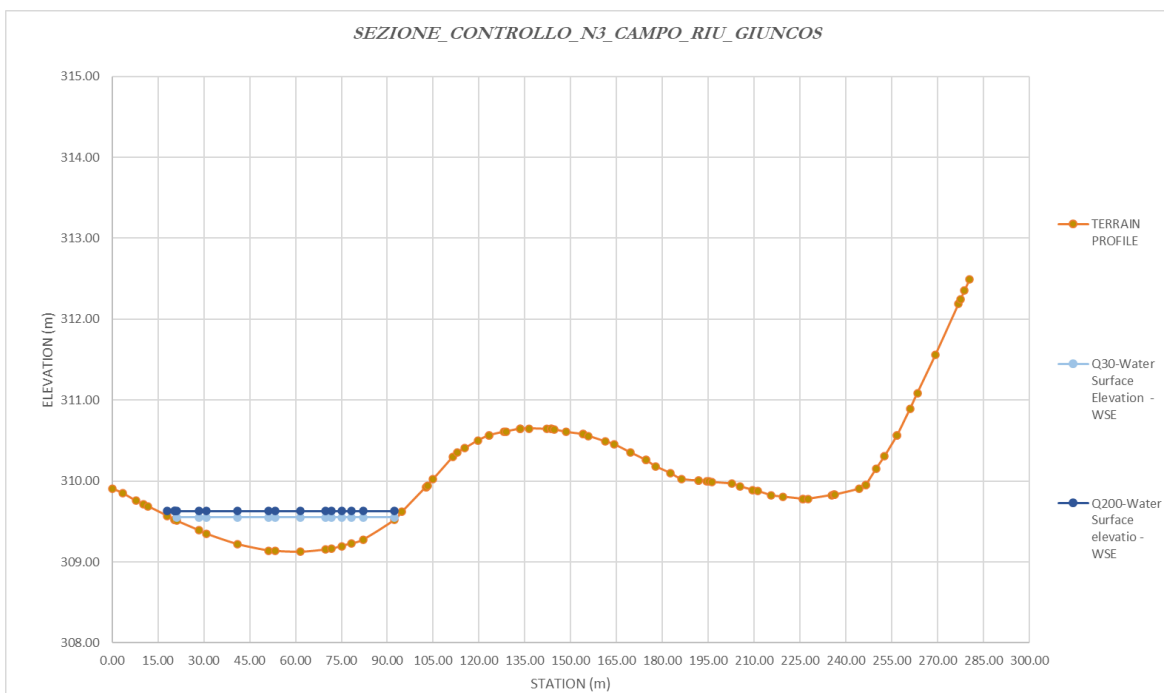


Figura 33: Sezioni di controllo n°3 per RIU GIUNCOS – risultati delle simulazioni idrauliche con individuazione delle aree di possibile allagamento.

Dalle simulazioni idrauliche condotte sul canale naturale Riu Giuncos in condizioni di moto permanente e dall’sovrapposizione dei tiranti idraulici che si instaurano nel canale naturale sulle n°3 sezioni di controllo, si evince che per portate defluenti con periodi di ritorno pari a 30 anni e 200 anni, l’area dell’impianto agrofotovoltaico non sarà interessata da allagamenti.

Non si configurano in conclusione rischi di interessamento delle opere in progetto da possibili esondazioni dovute ad eventi di pioggia con tempi di ritorno di 30 e 200 anni.

A conferma delle conclusioni raggiunte, si sottolinea che il PUC del comune di Siligo e, a livello superiore, il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali della Regione Sardegna individuano le aree a rischio alluvionale, fasce che non interessano in alcun modo le superfici interessate dall'impianto agrofotovoltaico.

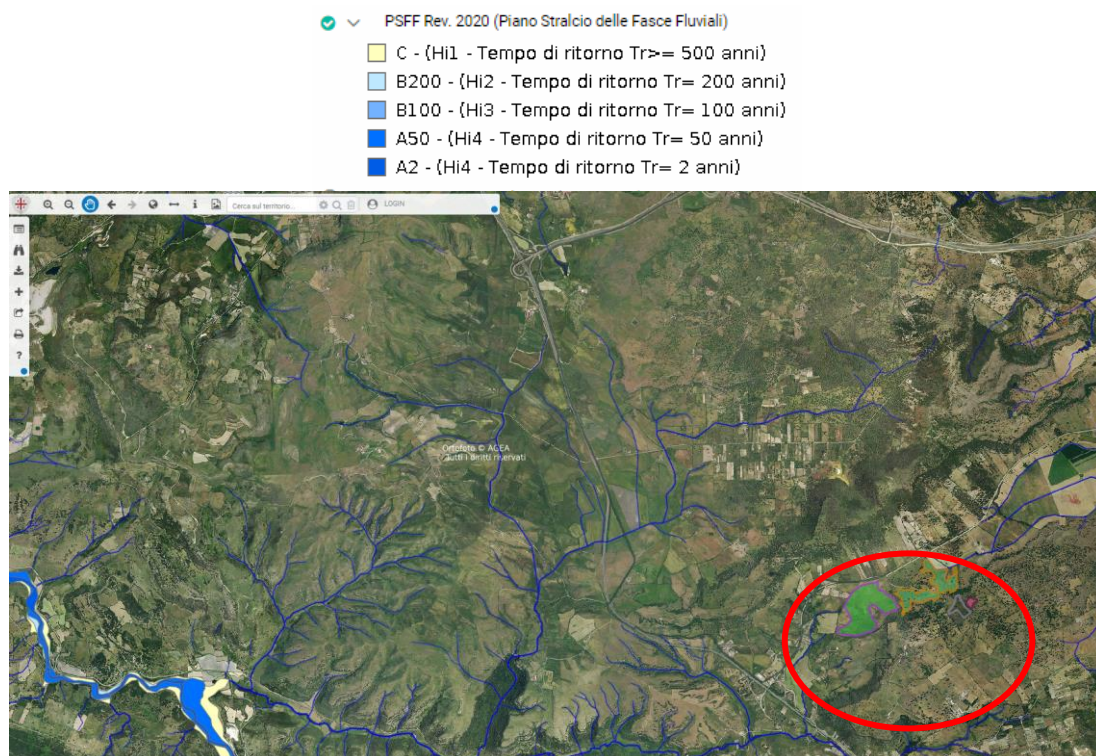


Figura 34: Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF 2015) – (fonte Sardegna Geoportale).

12.1 ATTRAVERSAMENTO DEL RIU DE S'ADDE MANNA.

La linea MT dal campo agrofotovoltaico alla stazione Stazione Terna di Codrongianos attraversa il Riu de s'Adde Manna come illustrato nella seguente figura:

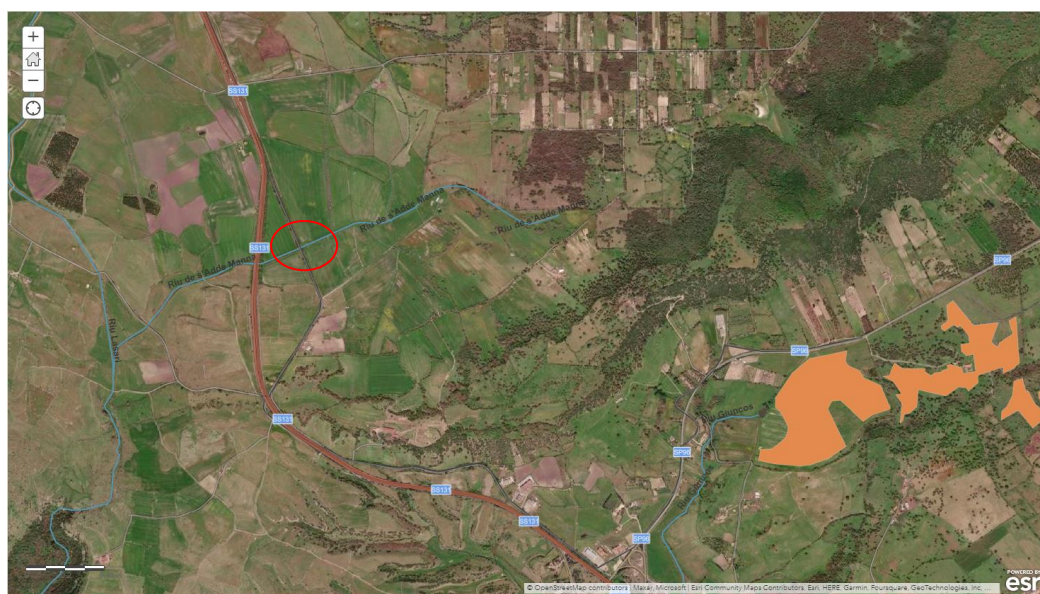


Figura 35: Reticolo idrografico secondo la classificazione Horton - Strahler – (fonte Sardegna Geoportale).

Per tale intersezione, si è effettuato uno studio dei fenomeni erosivi al fine di determinare, al verificarsi di un evento di piena con periodo di ritorno pari a 200 anni, la profondità massima di erosione.

Per il Riu de s'Adde Manna la porta defluente con periodo di ritorno pari a 200 anni è stata stimata in 23,90 m³/s.

L'analisi degli effetti del passaggio di una corrente liquida al di sopra di un terreno naturale, data la complessità del problema collegata a diversi parametri (anche difficilmente valutabili) quali la diversa natura del suolo, la sua omogeneità planimetrica e altimetrica, il comportamento della vegetazione eventualmente presente nello strato superficiale, la compattazione della superficie del suolo collegata all'uso in atto e la coesione del terreno, è stata effettuata utilizzando diverse metodologie suggerite da vari autori .

Si precisa che tutte le metodologie esaminate partono da schematizzazioni teoriche semplificative, per cui i risultati ottenuti sono approssimati e danno solamente un'indicazione del possibile comportamento globale nei fenomeni considerati.

Tuttavia, queste indicazioni, derivando da schematizzazioni teoriche semplificative, risultano generalmente più cautelative di quanto si verifichi nella realtà.

In considerazione del fatto che il terreno naturale non è uniforme ma presenta una granulometria assortita, descritta in dettaglio dalle varie curve granulometriche ricavate alle varie profondità, occorre fare alcune considerazioni a riguardo del diametro caratteristico dell'ammasso finalizzate alla valutazione del trasporto solido nel fiume e nell'area in esame.

Il diametro che si prende comunemente in esame, in accordo con numerosi autori, per le valutazioni relative al meccanismo citato per granulometrie assortite è in genere il d₉₀, ovvero il diametro del vaglio che consente il passaggio del 90% del materiale costituente il terreno in studio.

Infatti, la presenza di una percentuale di materiale di pezzatura maggiore di quella media dell'ammasso, ovvero di quella definita tramite il d₅₀, porta ragionevolmente a supporre che si instauri il processo che viene qui di seguito descritto.

Quando l'area investita dai flussi delle acque di piena ha granulometria variabile, i grani più piccoli, per le quali le velocità e le tensioni tangenziali critiche sono minori, vengono asportati per primi con la conseguenza che lo strato superficiale diventa meno erodibile: tale fenomeno è definito *armoring*.

In virtù di tale fenomeno il fondo del deflusso liquido si "corazza" e l'erosione cessa, dopo una prima fase in cui ha luogo l'asportazione del materiale fino.

L'analisi granulometrica del terreno fa parte di precedenti studi che hanno interessato il Riu de s'Adde Manna nella zona in esame e viene riportata, sia in forma analitica sia in forma grafica, nelle pagine seguenti.

12 2 GRANULOMETRIA LOCALE DELL'ALVEO RIU DE S'ADDE MANNA.

La granulometria dell'alveo ed in golaena è stata definita tramite un'analisi granulometrica effettuata utilizzando due sondaggi effettuati poco distanti dalle sponde del Riu De S'adde Manna e riportati nel PAI della Regione Sardegna a profondità di circa 5 m dal piano campagna.

Dall'esame di tali risultati si rileva che il diametro d_{50} dell'alveo è 0.18 mm, mentre il d_{90} è 2 mm.

ANALISI GRANULOMETRICA					
ASTM	RESIDUO		PASSANTE		DIAMETRO
n°	g	%	g	%	mm
3/4"	0	0	76.85	100	19
3/8"	0	0	76.85	100	9
4	2.65	3.45	74.2	96.55	4.75
10	5.64	7.34	68.56	89.21	2
20	9.52	12.39	59.04	76.82	0.85
40	11	14.31	48.04	62.51	0.43
80	9.83	12.79	38.21	49.72	0.18
120	2.65	3.45	35.56	46.27	0.13
140	0.65	0.85	34.91	45.43	0.11
200	1.94	2.52	32.97	42.9	0.08
FONDO	32.97	42.9	PESO INIZIALE : g		76.85
DISTRIBUZIONE			DEFINIZIONE (AGI)		
GHIAIA %		10.79	SABBIA LIMOSO-ARGILLOSA DEBOLMENTE GHIAIOSA		
SABBIA %		46.31			
LIMO %		21.78			
ARGILLA %		21.12			

Figura 36: Analisi granulometrica sondaggi limitrofi dalle sponde del Riu De S'adde Manna – (fonte PAI Sardegna).

Il risultato dell'analisi è reso più chiaramente visibile attraverso la creazione del fuso granulometrico in scala logaritmica.

Nel seguente grafico le variabili in ascissa e in ordinata sono:

- ❖ La percentuale passante è la percentuale di materiale più fine della maglia del setaccio, che passa attraverso la sua maglia.
- ❖ Diametro è la larghezza minima della maglia del setaccio in caso di maglia rettangolare, o diametro in caso di fori circolari.

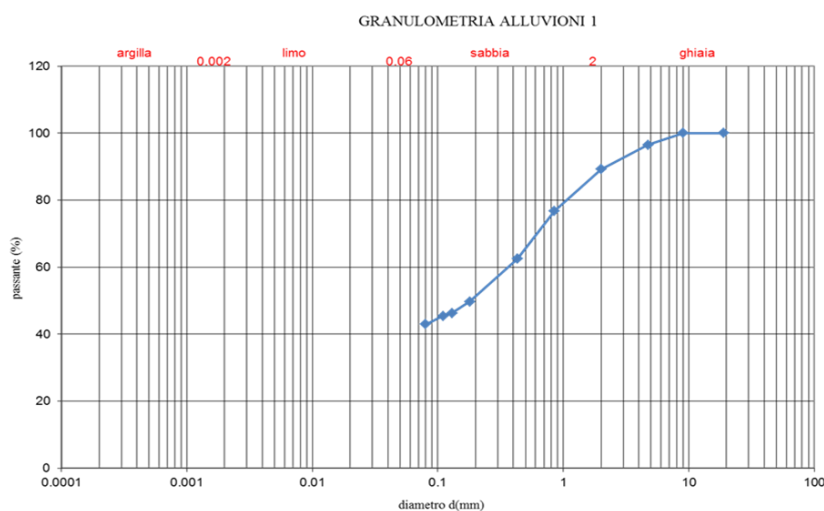


Figura 37: Fuso granulometrico sondaggi limitrofi dalle sponde del Riu De S'adde Manna – (fonte PAI Sardegna).

Il diagramma in figura identifica un materiale costituito al 50% di ghiaia con diametro superiore a 1 centimetro, con il restante 50% costituito da materiale di diametro variabile fra 1 millimetro e 1 centimetro.

Dall'analisi della curva granulometrica del terreno è possibile derivarne il tipo e il grado di assortimento delle particelle, cioè quanto le particelle che compongono il campione presentano eterogeneità di dimensioni.

A questo proposito solitamente si considera il coefficiente di uniformità, definito come il rapporto tra il diametro delle particelle corrispondenti al 60% di passante e il diametro di particelle cui si ha il 10% di passante, nel caso in esame il coefficiente di uniformità > 15 , essendo $d_{10}=0$ e pertanto il terreno molto vario (disiuniforme).

12.3 METODO EMPIRICO DI FORTIER E SCOBIEY PER LA DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ MEDIA CRITICA DI EROSIONE DEL MATERIALE DI FONDO.

L'analisi del trasporto solido è stata effettuata dagli autori nel 1926 mediante una serie di prove sperimentali che hanno fornito i valori medi di velocità ammissibili per i terreni che compongono i canali non rivestiti in modo che non si verificano erosioni dell'alveo.

Tali risultati ancora oggi conservano tutta la loro validità.

I valori indicati dagli autori sono adottabili per profondità al di sotto di un metro circa.

Per profondità maggiori gli autori ritengono giustificato aumentarli di circa 0.15 m/s.

Essi valgono per canali già assestati o stagionati, cioè nei quali abbiano avuto luogo, durante un iniziale periodo di funzionamento a portata ridotta, quegli assestamenti locali grazie ai quali il materiale fine va a riempire gli interstizi tra gli elementi più grossi dell'alveo, cosicché il letto diventa più compatto, stabile e più resistente all'erosione.

Viene fatta l'importante distinzione tra la capacità erosiva dell'acqua chiara senza detriti, quella con materiale colloidale e quella con melma non colloidale, sabbia, ghiaia e frammenti di roccia.

Si rileva che il d_{90} che lo caratterizza permette di classificarlo come sabbia limoso-argillosa debolmente ghiaiosa ed i valori ammissibili per tale terreno indicati da Fortier e Scobey sono:

Qualità del fondo	Velocità in m/s	
	acqua chiara	acqua e limo colloidale
Sabbia fine, non colloidale	0,45	0,76
Melma arenosa non colloidale	0,53	0,76
Argilla melmosa , non colloidale	0,61	0,91
Fanghi alluvionali , non colloidali	0,61	1,06
Argilla ordinaria compatta	0,76	1,06
Ceneri vulcaniche	0,76	1,06
Ghiaia fine	0,76	1,52
Creta compatta colloidale	1,14	1,52
Argilla e ciottoli, senza colloidi	1,14	1,52
Fanghi alluvionali con colloidi	1,14	1,52
Fango e ciottoli con colloidi	1,22	1,82
Ghiaie grosse	1,22	1,82
Pietre e ciottoli	1,52	1,68
Schisti e detriti di roccia	1,82	1,82

Figura 38: Tabella di Fortier e Scobey

La tabella fornisce i valori critici delle velocità medie per acque chiare e acque torbide, considerando in modo globale tanto il fatto che la velocità media nella sezione non è quella che investe propriamente le particelle di fondo, quanto anche quella che un'azione supplementare è necessaria per staccare le particelle dal fondo.

12.4 METODO DI SHIELDS PER LA PER LA DETERMINAZIONE DEI DIAMETRI DELLE PARTICELLE DEL MATERIALE DI FONDO IN MOTO INCIPIENTE.

Per valutare le conseguenze del trasporto solido con il metodo Shields (1936) viene calcolato il diametro massimo dei materiali solidi incoerenti che è in condizioni di moto incipiente sul fondo dell'alveo principale e delle aree golenali al passaggio delle portate di piena ipotizzate.

Alla base di tale metodo vi è la relazione che lega il valore τ_{cr} della tensione al contorno τ_0 , cioè di quella che provoca il primo movimento del materiale omogeneo sul fondo, con le proprietà μ e ρ del fluido e le caratteristiche ρ_{ds} e q_s dei granuli del fondo.

La condizione sopra esposta è definita critica per il fondo.

La relazione in oggetto è stata ricavata sulla base di numerose esperienze su materiali incoerenti di differente densità ma sempre con forme pseudosferiche e con granulometria uniforme.

$$\tau_{*cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) * d_s}$$

L'espressione che lega le caratteristiche del trasporto solido è:

τ_{*cr} = parametro di stabilità

τ_{cr} = tensione al contorno che provoca il primo movimento del materiale omogeneo sul fondo

γ_s = peso specifico del materiale solido

γ = peso specifico del liquido

d_s = diametro del granulo omogeneo

Tale relazione ha un andamento variabile in funzione parametro Re^* la cui espressione è:

$$Re^* = \frac{u_* \times d_s}{\nu}$$

dove:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \text{velocità di attrito};$$

$$\tau_0 = \gamma * R * j = \text{tensione tangenziale al contorno};$$

γ = peso specifico del fluido

R = raggio idraulico;

J = pendenza della linea dei carichi

ρ = densità dell'acqua

d_s = diametro medio rappresentativo del miscuglio;

$\nu = \frac{\mu}{\rho}$ viscosità cinematica del fluido

Il legame fra Re^* e la tensione tangenziale critica di incipiente movimento τ_*

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) * d_s} = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} * \frac{u_*^2}{g * d_s}$$

è rappresentato, in condizioni di incipiente movimento, dalla curva di Shields rappresentata nella figura seguente.

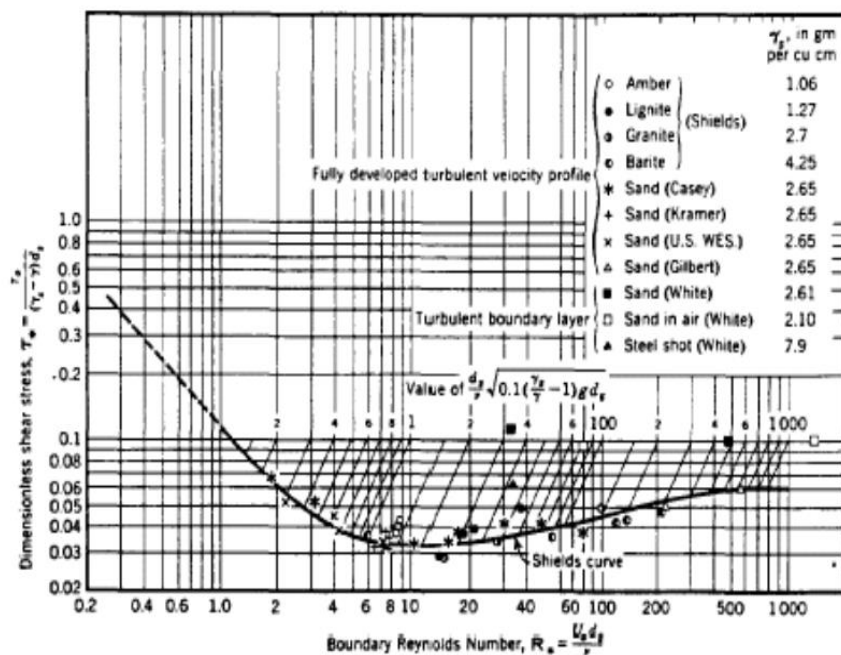


Figura 39: Curva di Shields

Nella curva di Shields sono ben visibili due regimi: per bassi Re^* , fino circa 2, le particelle restano immerse nello strato dominato dalla viscosità e

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_s}$$

è inversamente proporzionale a Re^* ; invece, per alti valori di Re^* , maggiori di 300~400 la turbolenza è completamente sviluppata e τ_* diventa indipendente dal numero di Reynolds.

Secondo Shields tale valore è ~ 0.06 ; valori più bassi, e quindi più cautelativi, sono stati ottenuti da altri ricercatori. In particolare, 0.047 da Zeller (1963).

Nel caso in esame $Re^* = 620$, la turbolenza è completamente sviluppata e τ_* diventa indipendente dal numero di Reynolds; in particolare per $Re^* > 400$ si ottiene $\tau_{*cr} = \text{cost} = 0.06$

Si riportano di seguito le tensioni dell'acqua sul fondo ed i valori caratteristici del trasporto solido ottenuti dai parametri idraulici calcolati in moto permanente per le portate ipotizzate.

In considerazione del fatto che tra la situazione attuale e quella di progetto non si rilevano differenze apprezzabili in alveo si riporta un'unica tabella dei valori di velocità dei flussi.

12.5 VALUTAZIONE DEGLI SFORZI TANGENZIALI MASSIMI AGENTI SUL FONDO E SULLE SPONDE.

La relazione $\tau_o = \gamma \cdot R \cdot S$ esprime, come noto, il valore dello sforzo tangenziale medio agente sul contorno in funzione del raggio idraulico R e della cadente S della linea dell'energia.

Indicata con τ la tensione tangenziale effettivamente agente su un elemento infinitesimale del contorno, risulta, in generale, $\tau = w \cdot \tau_o$, essendo w un coefficiente di proporzionalità oscillante, in più o in meno, rispetto all'unità.

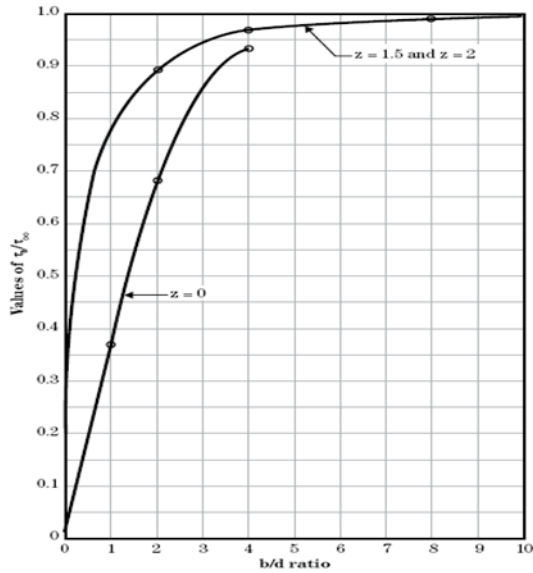
Le leggi con cui il coefficiente $w = \tau/\tau_o$ varia lungo il contorno possono essere definite "leggi di distribuzione dello sforzo tangenziale agente sul contorno".

Tali distribuzioni sono state fornite, separatamente per il fondo e per le sponde, seppure in forma grafica, dall'Highway Research Board, nel 1970.

Oltre che in funzione del raggio idraulico R , lo sforzo tangenziale viene spesso espresso (soprattutto nel caso di corsi d'acqua con elevato rapporto tra la larghezza b al fondo e il tirante idrico d) in funzione del tirante idrico d della corrente, di talché, per la valutazione degli sforzi tangenziali medi agenti sul contorno e, quindi, dei valori massimi di tali sforzi, viene frequentemente considerata l'espressione $\tau_o' = \gamma \cdot d \cdot S$ e, più in particolare, con riferimento a condizioni di moto uniforme, l'espressione $\tau_o'' = \gamma \cdot d \cdot i = \tau_\infty$, essendo i la pendenza del fondo.

E' evidente come, volendo fare riferimento a quest'ultima espressione, risultando sempre $d \geq R$, il rapporto $W''_{\max} = \tau/\tau_{\infty}$ tra il valore massimo dello sforzo tangenziale agente sul contorno e il suo "valore di riferimento", espresso in termini di tirante idrico d , risulti minore del valore W_{\max} che si ottiene con riferimento proprio al valore medio τ_{∞} (cfr. le Figg. seguenti).

Figure 8-5 Applied maximum shear stress, τ_b , on bed of straight trapezoidal channels relative to an infinitely wide channel, τ_{∞}



Note:
b = bottom width
d = depth
z = side slope, zH:1V
 τ_{∞} = shear stress on a straight, infinitely wide channel
 τ_b = applied shear stress on a channel bed
 τ_s = applied shear stress on the side of a channel

Figure 8-6 Applied maximum shear stress, τ_s , on sides of trapezoidal channels relative to an infinitely wide channel, τ_{∞}

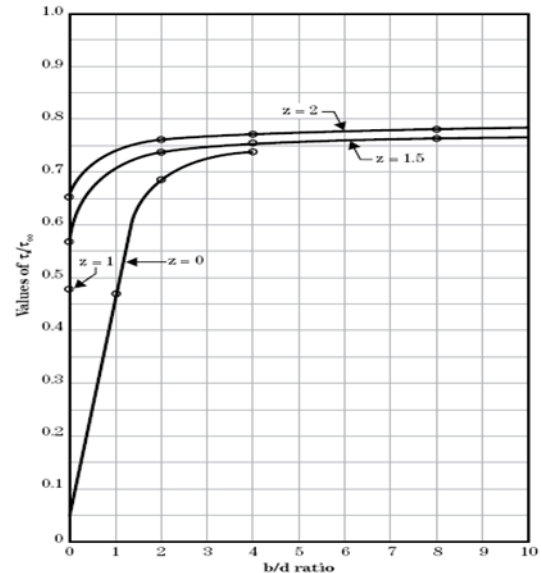
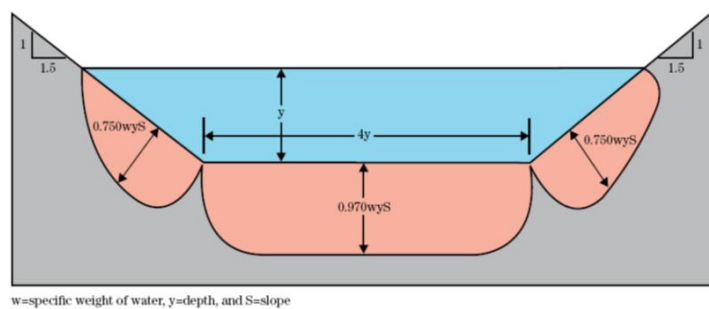


Figura 40: Valori dei rapporti W''_{\max} relativamente al fondo e alle sponde, per diversi rapporti b/d

Come può vedersi dalle figure sopra riportate, per valori del rapporto b/d maggiori di 4, i valori W''_{\max} del rapporto tra il massimo sforzo tangenziale effettivo e quello, di riferimento, valutato in base all'espressione $\tau_o = \gamma \cdot d \cdot S$, variano in funzione del rapporto b/d , fino ad assumere valori massimi pari, rispettivamente, a 0.97 per il fondo e 0.75 per le sponde.

Figure 8-7 Lateral distribution of shear stress in a trapezoidal channel



w=specific weight of water, y=depth, and S=slope

Figura 41: Distribuzione degli sforzi tangenziali agenti sul contorno di una sezione trapezia larga ($b/d > 4$).

Pertanto, lo sforzo tangenziale massimo agente sulle sponde può ottenersi moltiplicando il valore ottenuto in base all'espressione $\tau_o' = \gamma \cdot d \cdot S$ per un fattore pari a 0.75; a sua volta, lo sforzo tangenziale massimo agente sul fondo può ottenersi moltiplicando il valore ottenuto in base all'espressione $\tau_o' = \gamma \cdot d \cdot S$ per un fattore pari a 0.97.

Considerando i risultati delle simulazioni idrauliche in regime di moto permanente che di seguito si trascrivono in forma tabellare

SEZIONEN°	RAGGIO IDRAULICO	Q Total	QUOTA FONDO	QUOTA PELO LIBERO	QUOTA DI STATO CRITICO	QUOTA LINEA ENERGIA	J	VELOCITA'	SEZIONE IDRICA	LARGHEZZA IN SUPERFICIE	NUMERO DI FROUDE
	(m)	(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m²)	(m)	
28	0.85	23.9	129.89	131.63	131.63	132.49	0.004251	4.12	5.8	3.34	1
27	0.59	23.9	128.83	129.66	130.36	132.31	0.021419	7.21	3.31	4	2.53
26	0.7	23.9	128.89	130.05	130.57	131.82	0.011275	5.88	4.06	3.5	1.74
25	0.61	23.9	128.45	129.32	129.96	131.61	0.017443	6.7	3.57	4.1	2.29
24	0.59	23.9	128.25	129.08	129.76	131.58	0.019905	7	3.41	4.1	2.45
23	0.62	23.9	128.09	128.99	129.62	131.23	0.016702	6.63	3.61	4	2.23
22	0.49	23.9	127.71	128.31	128.95	130.98	0.027066	7.23	3.3	5.5	2.98
21	0.52	23.9	127.6	128.24	128.86	130.69	0.023335	6.93	3.45	5.4	2.77
20	0.54	23.9	127.48	128.16	128.74	130.34	0.019328	6.53	3.66	5.35	2.52
19	0.55	23.9	127.51	128.2	128.77	130.32	0.018528	6.44	3.71	5.35	2.47
18	0.54	23.9	127.48	128.13	128.65	130.02	0.017117	6.09	3.93	6	2.4
17	0.54	23.9	127.35	128.01	128.52	129.88	0.016811	6.05	3.95	6	2.38
16	0.44	23.9	126.14	126.65	127.31	129.75	0.036981	7.79	3.07	6	3.48
15	1.3	23.9	126.14	128.38	127.28	128.53	0.000414	1.71	13.97	6.24	0.37
14	1.2	23.9	126.14	128.31		128.52	0.000656	2.04	11.72	5.4	0.44
13	1.32	23.9	126.08	128.34		128.5	0.000424	1.74	13.7	6.46	0.38
12	1.35	23.9	126.08	128.37		128.49	0.000317	1.53	15.62	8.7	0.36
11	0.95	23.9	126.1	127.84	127.84	128.43	0.002522	3.42	6.99	5.95	1.01
10	0.58	23.9	126.19	127.01	127.4	128.31	0.010781	5.06	4.72	7.74	2.07
9	0.5	23.9	125.94	126.54	126.97	128.1	0.015683	5.54	4.31	7.93	2.4
8	0.53	23.9	125.29	125.99	126.5	127.89	0.017497	6.1	3.92	6.84	2.57
7	0.56	23.9	125.29	126.05	126.56	127.86	0.015637	5.96	4.01	6.13	2.35
6	0.63	23.9	125.11	126.02	126.49	127.61	0.011791	5.59	4.27	5.72	2.07
5	0.57	23.9	125.04	125.92	126.36	127.39	0.012296	5.38	4.44	6.92	2.15
4	0.55	23.9	125.04	125.89	126.34	127.39	0.013069	5.42	4.41	7.45	2.25
3	0.48	23.9	124.59	125.31	125.79	127.14	0.019277	5.99	3.99	7.8	2.67
2	0.74	23.9	124.49	125.58	125.98	126.85	0.00749	4.99	4.79	5.55	1.71
1	0.77	23.9	124.2	125.34	125.76	126.7	0.007633	5.15	4.64	4.86	1.69
0	0.77	23.9	124.2	125.34	125.76	126.7	0.007633	5.15	4.64	4.86	1.69

Si procede a calcolare lo sforzo tangenziale massimo agente sulle sponde

$$\tau_o' = \gamma \cdot d \cdot S \cdot 0.75 = 9788 \cdot 1.07 \cdot 0.014 \cdot 0.75 = 109 \text{ N} / \text{m}^2 = 109 \text{ N} / \text{m}^2$$

E lo sforzo tangenziale massimo agente sul fondo

$$\tau_o' = \gamma \cdot d \cdot S \cdot 0.97 = 9788 \cdot 1.07 \cdot 0.014 \cdot 0.97 = 109 \text{ N} / \text{m}^2 = 142 \text{ N} / \text{m}^2$$

Per valutare i diametri medi delle particelle in moto incipiente in corrispondenza del fondo e delle sponde si utilizza il metodo Shields (1936), sapendo che nel caso in esame il $Re^* > 400$ e pertanto $\tau_{*cr} = \text{cost} = 0.06$

$$d_s = \frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) * \tau_{*cr}}$$

diametri medi delle particelle in moto incipiente sulle sponde

$$d_s = \frac{109}{(25595 - 9788) * 0.06} = 0.11m$$

diametri medi delle particelle in moto incipiente sul fondo

$$d_s = \frac{142}{(25595 - 9788) * 0.06} = 0.15m$$

Dopo aver dimostrato, al verificarsi di un'onda di piena con tempo di ritorno di 200 anni, che le zone assoggettate ad esondazione sono soggette ad erosione, si quantifica il materiale eroso al fine di determinare la massima profondità a cui tale erosione può arrivare.

A tal fine si utilizza lo studio di Du Boys, le cui equazioni mettono in conto l'eccesso di tensione tangenziale rispetto al valore critico τ_{crit} .

Il modello di trasporto proposto da Du Boys considera un volume avente lunghezza, nella direzione del fluido, ed una larghezza d'alveo unitaria.

In questo modo è possibile definire la massima profondità a cui può arrivare l'erosione del terreno, definita come portata solida volumetrica.

Al fine di definire tale portata solida volumetrica è necessario calcolare il parametro ψ definito come coefficiente caratteristico del materiale secondo Du Boys e dedotto dalle esperienze di Zeller in funzione del diametro caratteristico del materiale e del suo peso per unità di volume.

$$\psi = \frac{1,8143}{\gamma_s * d_{car}^{0.7453}}$$

Equazione 1: - Coefficiente caratteristico del materiale secondo Du Boys

$$q_s = \psi * \tau * (\tau - \tau_{crit})$$

Equazione 2: - Portata volumetrica erosa.

Per passare dalla portata solida volumetrica alla quantità di materiale eroso, facciamo riferimento ad una velocità media del fluido in m/s, desunta dalla simulazione idraulica condotta sul Riu De S'adde Manna; il modello utilizzato da Du Boys considera un volume di osservazione avente lunghezza e larghezza unitaria; quindi, l'unica incognita (X) rimane la profondità.

$$V_{mat.solido} = lung * larg * prof = 1 * 1 * X = X m^3$$

Equazione 3: - Volume del materiale solido con il modello di Du Boys.

È necessario sottolineare alcune delle assunzioni del modello, ossia che il materiale solido a contatto con il fluido assume la stessa velocità e l'andamento della velocità con la profondità decresce linearmente, fino ad una profondità a cui il materiale solido non è soggetto ad erosione.

Quindi la velocità del materiale solido eroso varia da quella del fluido al valor nullo.

$$v_{M \text{ mat. solido}} = \frac{v_{MAX} + v_{MIN}}{2} = \frac{v_{fluido} + 0}{2}$$

Equazione 4: - Velocità media del materiale solido trasportato con variazione lineare e valor massimo pari alla velocità del fluido e valor minimo nullo.

Partendo dalla portata solida volumetrica possiamo ricavare la profondità a cui il materiale è soggetto ad erosione.

$$q_s = v_{M \text{ mat. solido}} * l_{arg} * prof = 1 * 1 * X = X \text{ m}^3/s$$

Equazione 5: - Portata volumetrica erosa.

$$X = \frac{q_s}{v_{M \text{ mat. solido}} * l_{arg}}$$

Equazione 6: - Profondità massima a cui il materiale solido è soggetto ad erosione.

In base al modello di trasporto, sopra citato, la portata volumetrica è stata calcolata con una lunghezza e larghezza unitaria tale da rendere incognita solo la profondità del volume trasportato.

Quest'ultima, dunque coinciderà con la profondità (in metri) della materia erosa.

La "profondità da calcolo" che rappresenta la massima erosione dal piano campagna è stata stimata in 1,47 m ≈ 1,50 m.

Possiamo quindi definire il materiale al di sotto di tale profondità stabile e non soggetto ad alcun tipo di erosione.

Si sottolinea che nello studio dei fenomeni erosivi condotto, si è ipotizzato il terreno di tipo monogranulare.

La presenza, invece, di materiale più grossolano anche se in quantità minori, tende a fornire un effetto di schermatura sulle particelle fini.

In considerazione di tale erosione selettiva sarebbe stato possibile introdurre parametri correttivi che in questa analisi sono stati omessi; quindi, si ritiene che tale studio sia cautelativo.

In sintesi, anche dove l'erosione è trascurabile si è fissata una distanza tra fondo canale e generatrice superiore del cavo pari almeno ad 1,50 metri, scelta per un'ulteriore sicurezza dal punto di vista geomorfologico.

13. TRATTO DI POSA CAVIDOTTO IN CORRISPONDENZA DELLE AREE TUTELE CONNESSE A RETICOLI CARTOGRAFATI SU IGM - SCAVI CON TOC.

Al fine di assicurare che la posa dei cavi interrati non alteri l'attuale equilibrio dei materiali che costituiscono il fondo delle aree interessate dal transito delle piene bicentinarie, lungo i tratti di intersezione gli attraversamenti saranno realizzati con tecnica T.O.C., che si articola secondo tre fasi operative:

1) esecuzione del foro pilota: questo sarà di piccolo diametro e verrà realizzato mediante l'utilizzo dell'utensile fondo foro, il cui avanzamento all'interno del terreno è garantito dalla macchina perforatrice che trasmetterà il movimento rotatorio ad una batteria di aste di acciaio alla cui testa è montato l'utensile fresante. La posizione dell'utensile sarà continuamente monitorata attraverso il sistema di localizzazione;

2) trivellazione per l'allargamento del foro fino alle dimensioni richieste: una volta completato il foro pilota con l'uscita dal terreno dell'utensile fondo foro (exit point) verrà montato, in testa alla batteria di aste di acciaio, l'utensile per l'allargamento del foro pilota, di diametro superiore al precedente, e il tutto viene tirato verso l'impianto di trivellazione (entry point). Durante il tragitto di rientro del sistema di trivellazione, l'alesatore allargherà il foro pilota;

3) tiro della tubazione o del cavo del foro: completata l'ultima fase di alesatura, in corrispondenza dell'exit point verrà montato, in testa alle condotte da posare già giuntate tra loro, l'utensile per la fase di tiro-posa e questo viene collegato con l'alesatore. Tale utensile ha lo scopo di evitare che durante la fase di tiro, il movimento rotatorio applicato al sistema dalla macchina perforatrice non venga trasmesso alle tubazioni. La condotta viene tirata verso l'exit point. Raggiunto il punto di entrata la posa della condotta si può considerare terminata.

In particolare, in corrispondenza delle interferenze del reticolo idrografico prima indicate, l'attraversamento del reticolo idrografico avverrà ad una profondità maggiore di 3,00 m dal punto depresso del terreno in prossimità del reticolo idrografico, le operazioni di scavo direzionale inizieranno e termineranno esternamente alle fasce di rispetto fluviale e dall'area allagabile determinata in regime di moto permanente con $T_r=200$ anni in maniera tale da lasciarne inalterato il fondo.

A seguire si restituiscono alcuni schemi semplificativi della TOC.

SEZIONE TIPICA CAVIDOTTO CON T.O.C.

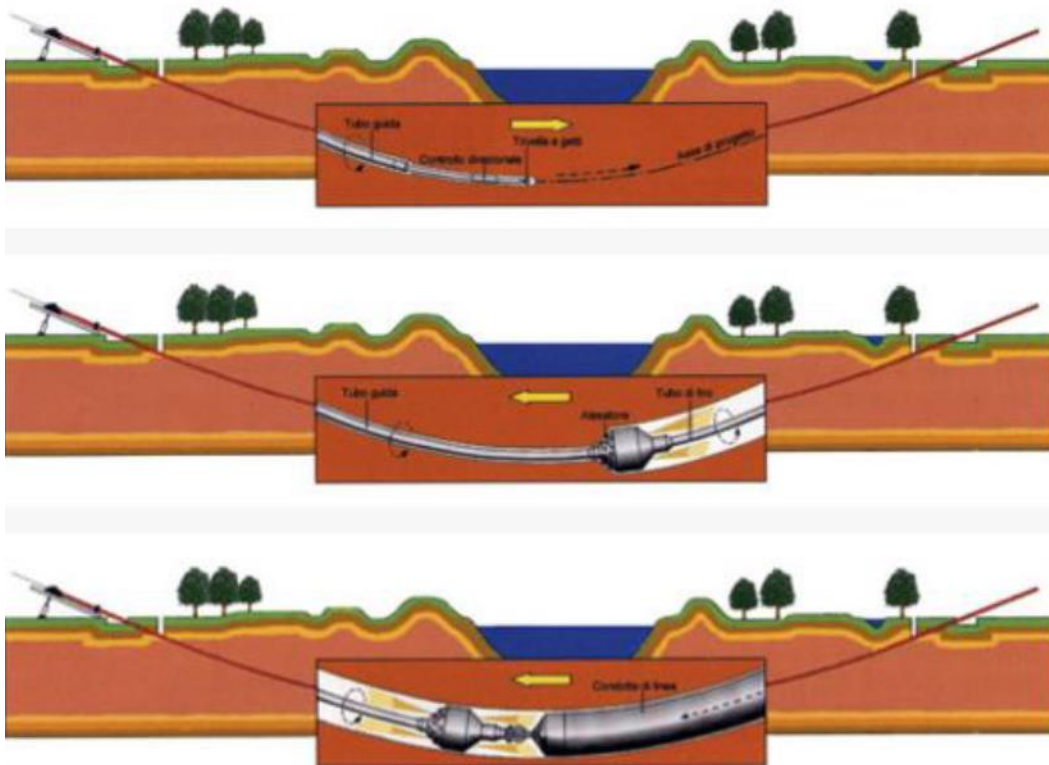
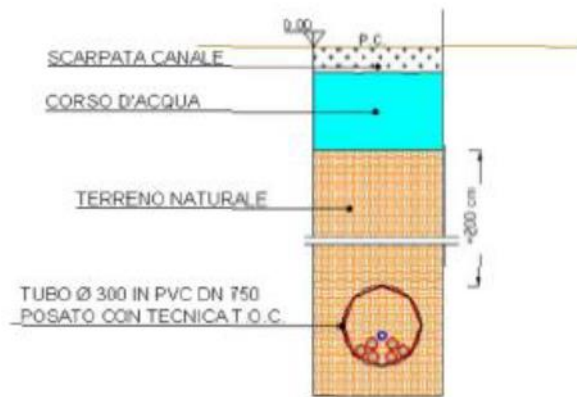


Figura 42: Operazioni di scavo direzionali con TOC.

14. PIANO DI MONITORAGGIO E MANUTENZIONE.

Non essendo l'intervento in oggetto da classificarsi come opera di mitigazione, ma come semplice intervento ammesso all'interno di un'area perimetrata dal P.A.I., appare non pertinente prevedere un piano di monitoraggio specifico relativo al pericolo di inondazione.

15. COMPATIBILITA' IDRAULICA DELL'OPERA.

Sulla base di quanto esposto risulta evidente che l'opera in progetto è tra quelle consentite dalle N.T.A. del PAI Regione Sardegna.

Le grandezze idrauliche relative al sito in cui si vuole intervenire in caso di esondazione caratterizzata da tempi di ritorno di 200 anni, sono sempre inferiori alla quota minima d'installazione dei pannelli fotovoltaici (H=1.40 m).

Relativamente all'ARTICOLO 23 *Prescrizioni generali per gli interventi ammessi nelle aree di pericolosità idrogeologica, comma 9*, si evidenzia che:

a) L'opera, posta ad una distanza in linea d'aria di oltre 120 metri dalle principali aste fluviali che attraversano questo territorio, non interferisce in alcun modo con gli interventi di mitigazione realizzati o da realizzare in futuro e inoltre non risulta soggetta ad alcun fenomeno di inondazione neanche quelli caratterizzati da tempi di ritorno 200 anni.

d) Le opere da realizzare non creano problemi al regolare deflusso delle acque e non sono di aggravio o di pregiudizio ad alcuna situazione di dissesto idrogeologico.

e) L'intervento non comporterà un'impermeabilizzazione delle superfici interessate, ma verrà mantenuta la permeabilità attuale garantendo il principio dell'invarianza idraulica in base alla quale le portate di deflusso meteorico scaricate dall'area nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti alla realizzazione dell'impianto.

h) Le opere in progetto non provocano interferenze con gli interventi previsti dagli strumenti di programmazione e pianificazione di protezione civile.

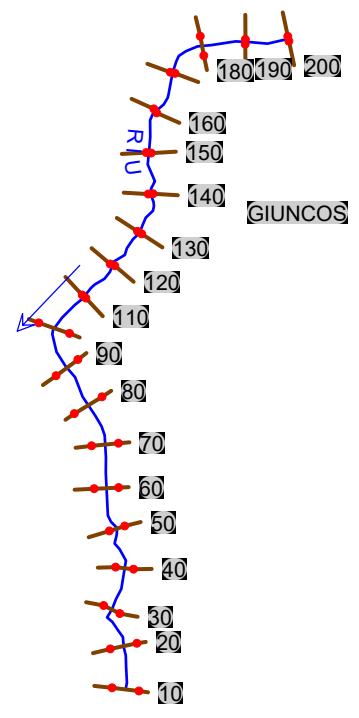
l) Gli interventi in progetto non costituiscono fattore di aumento della pericolosità né localmente, né a monte, o a valle e non sono di pregiudizio per eventuali opere di mitigazione del rischio e non incrementano le condizioni di rischio specifico.

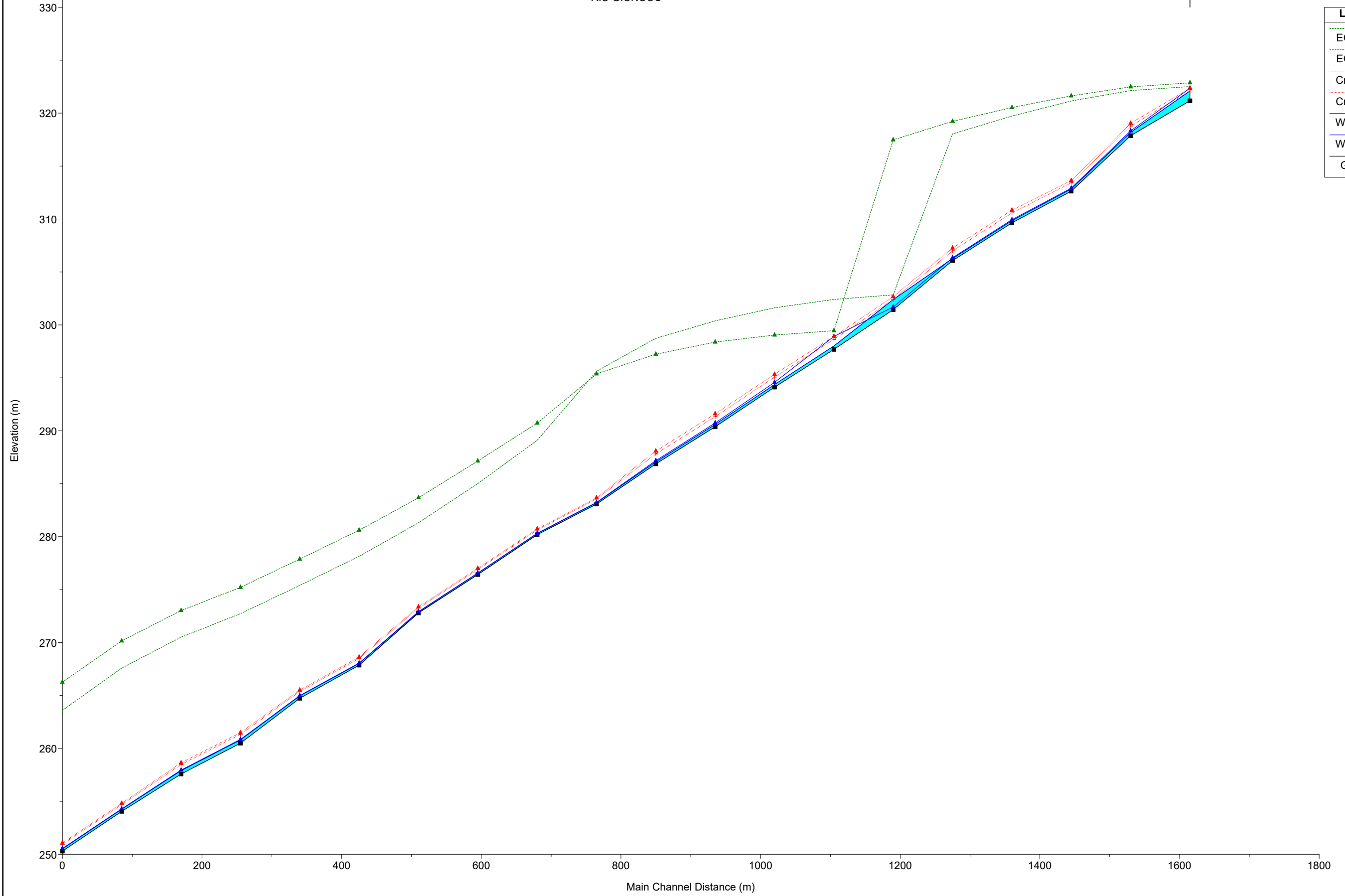
n) I lavori verranno eseguiti prestando la massima attenzione affinché anche in fase di accantieramento non venga creato, neppure temporaneamente, un significativo livello di rischio o del grado di esposizione al rischio esistente.

Sulla base di quanto detto si ritiene l'intervento ammissibile e compatibile alle N.T.A. del PAI Regione Sardegna.

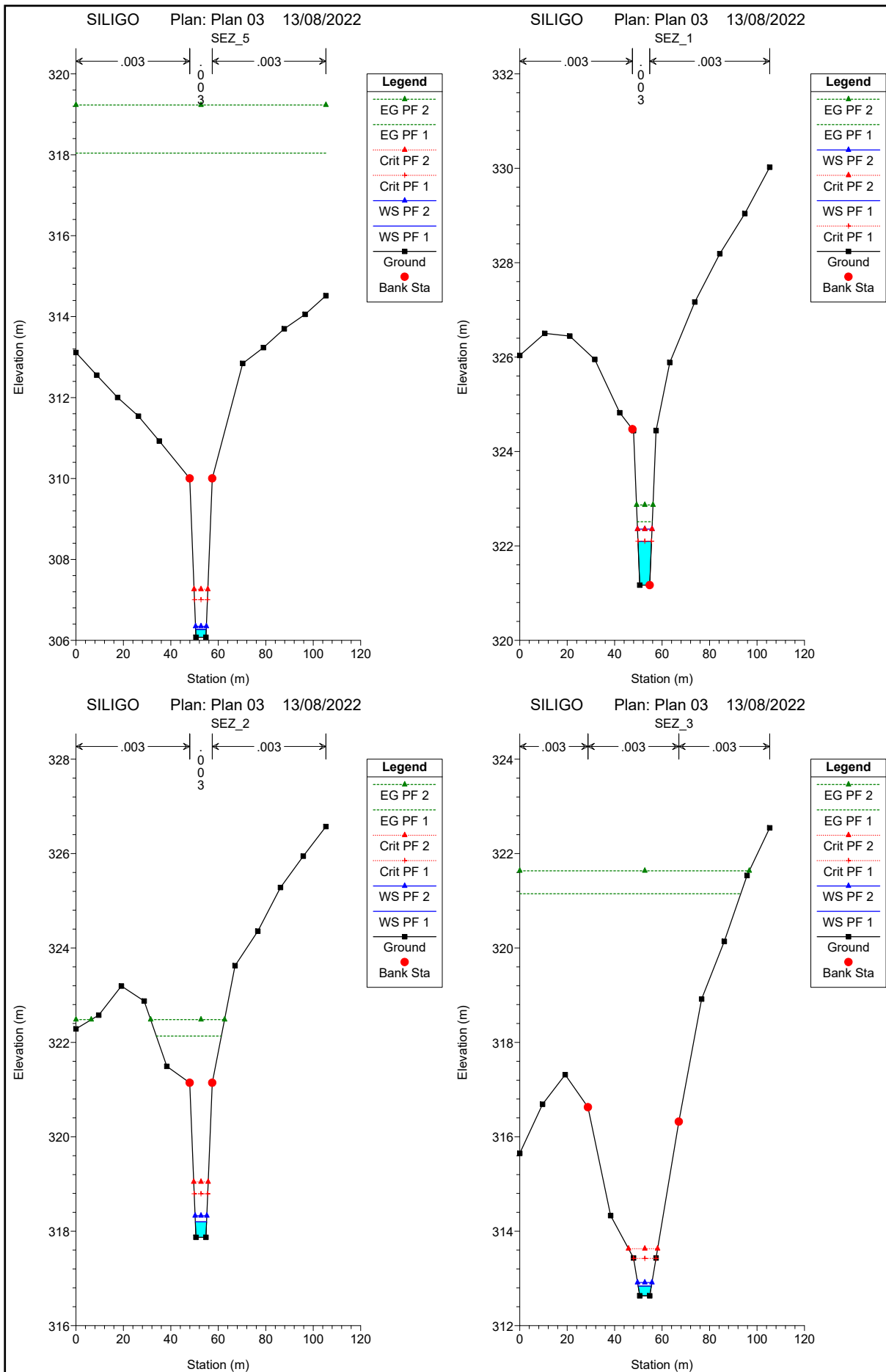
ALLEGATO N°1

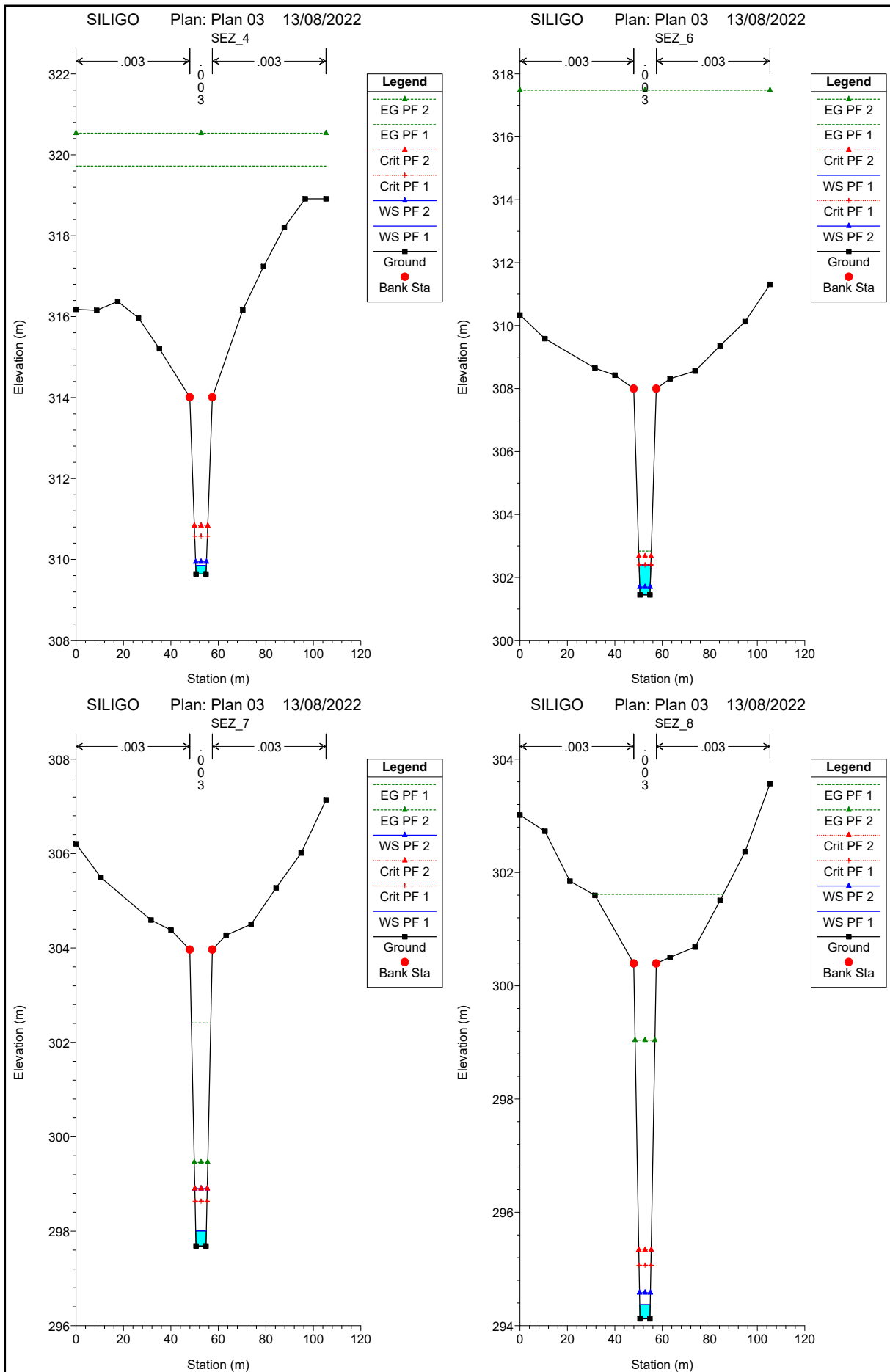
**OUTPUT DEI RISULTATI OTTENUTI CON IL SOFTWARE HEC-RAS IN
CORRISPONDENZA DI OGNI SEZIONE DI CALCOLO PER IL RIU GINCOS E PER
N°4 SEZIONI DI CONTROLLO.**

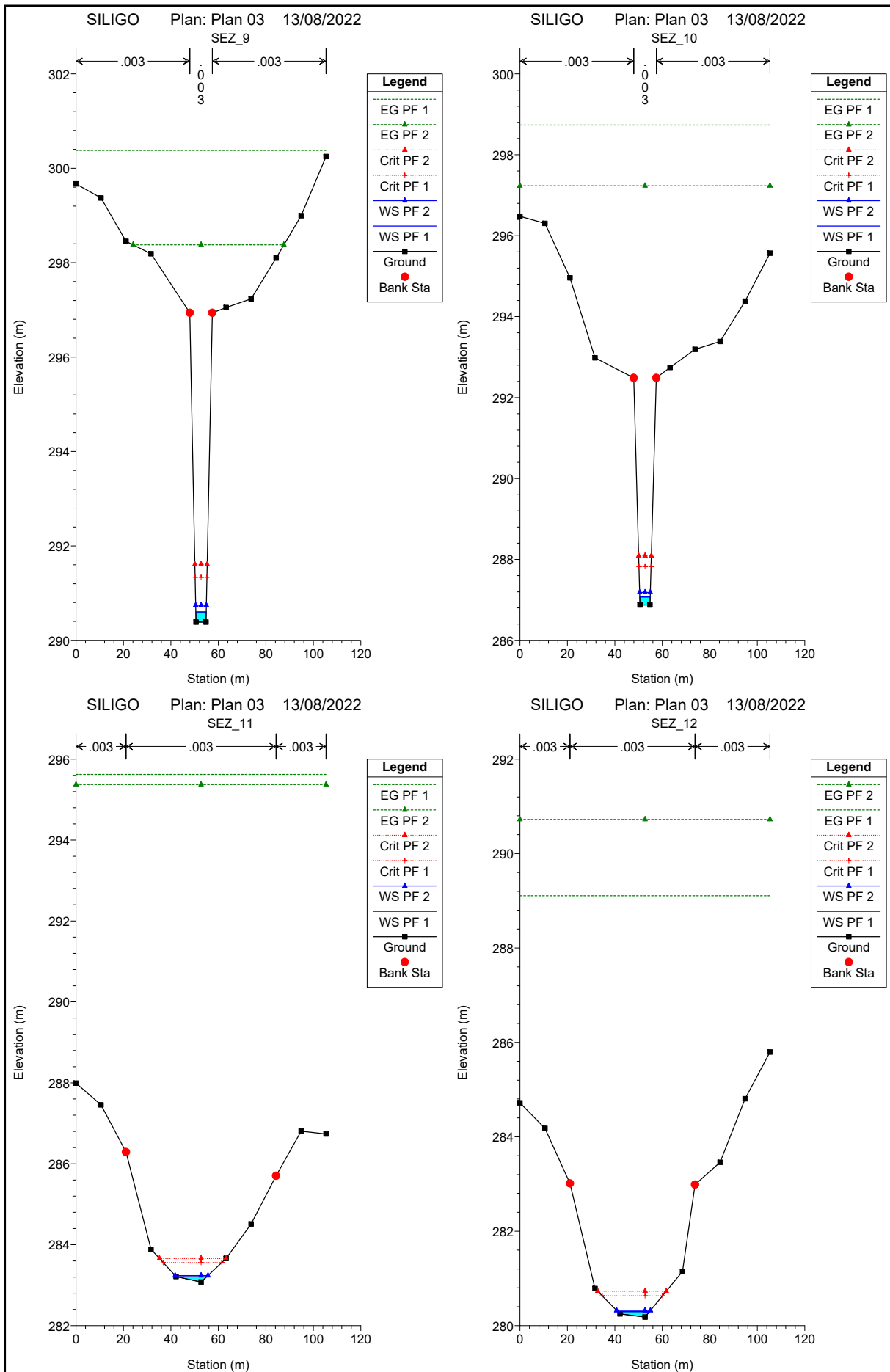


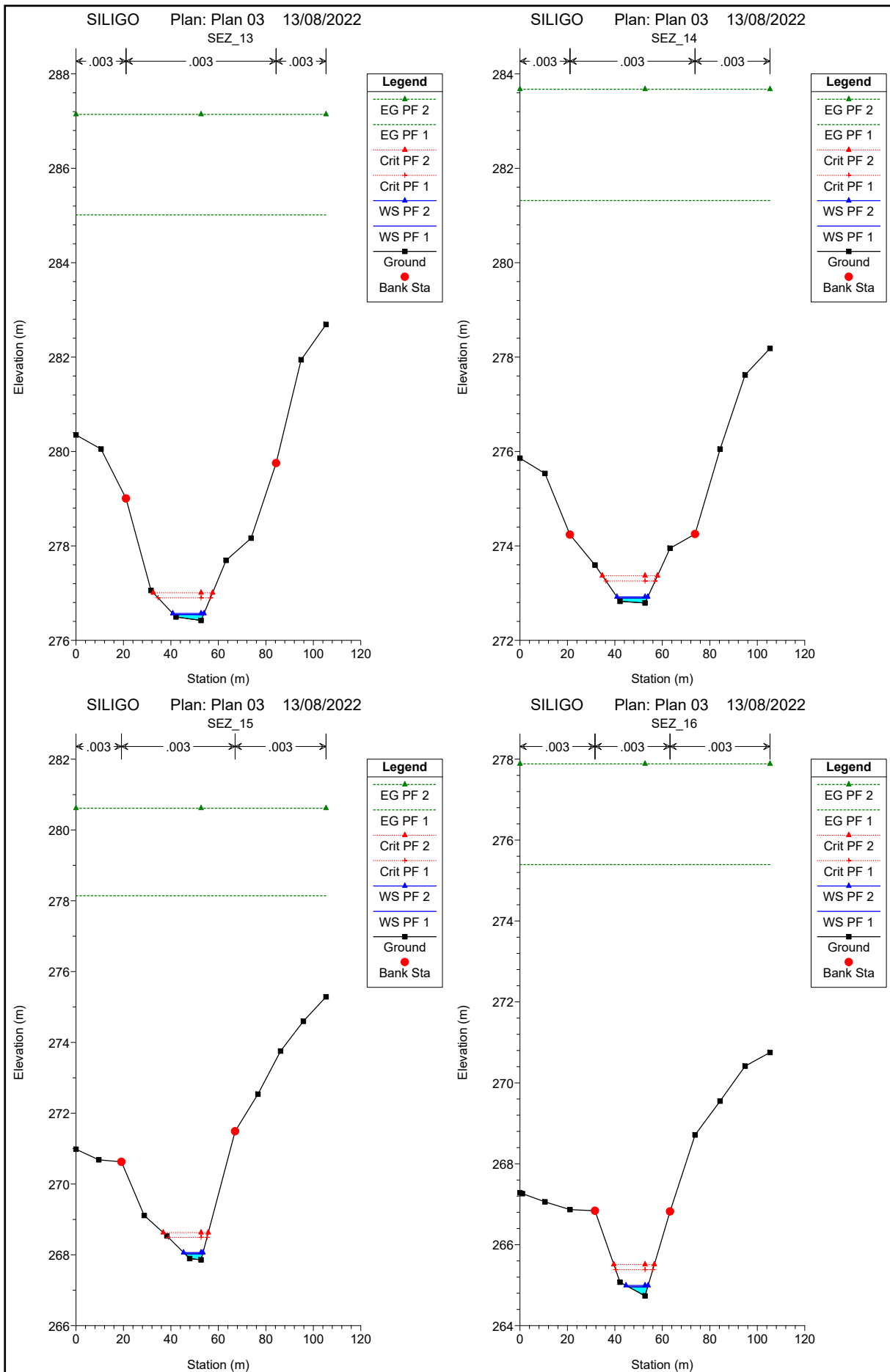


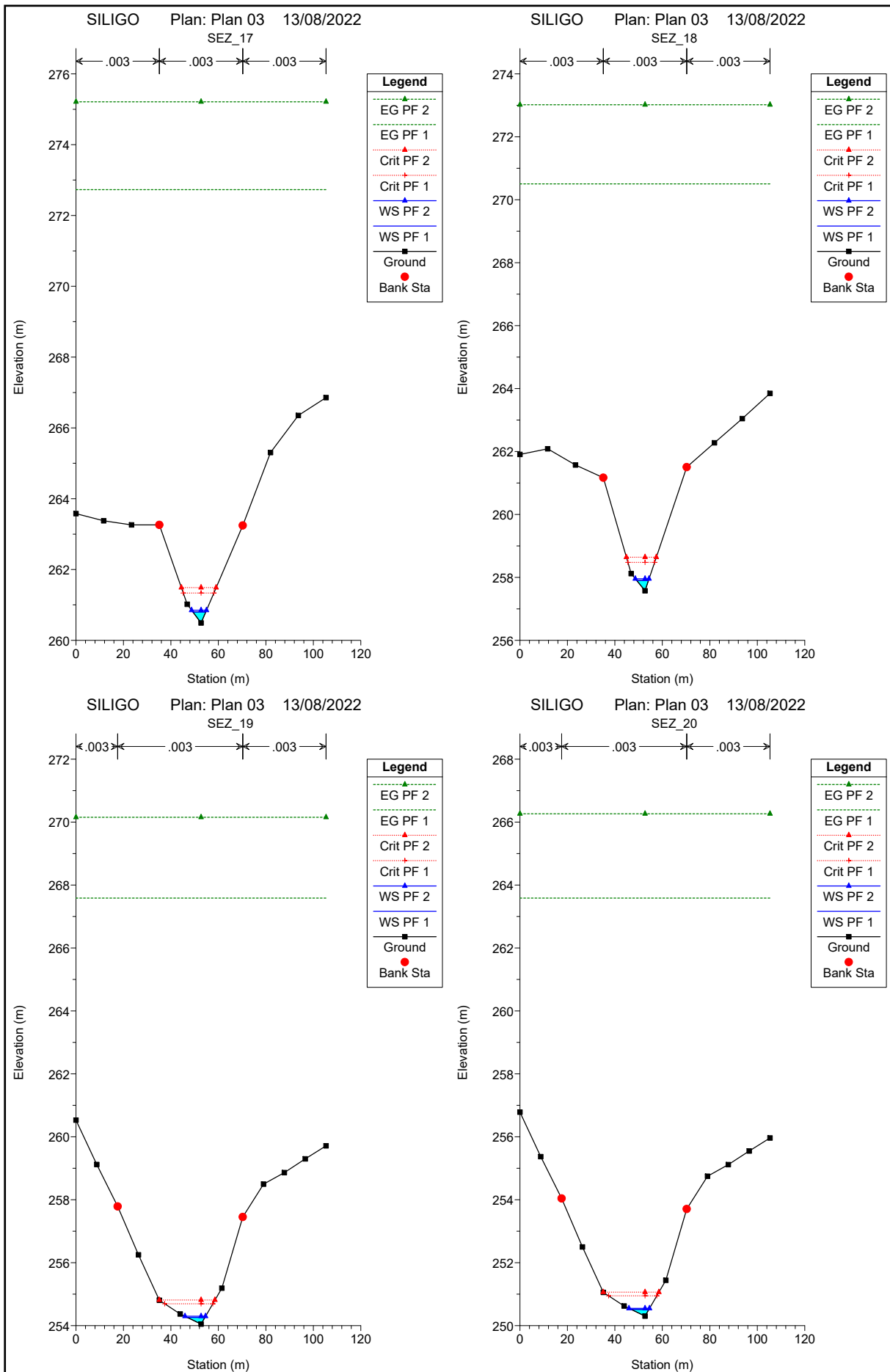
Legend	
EG PF 2	Green dotted line with triangle markers
EG PF 1	Green dotted line with triangle markers
Crit PF 2	Red dotted line with triangle markers
Crit PF 1	Red dotted line with triangle markers
WS PF 2	Blue solid line with triangle markers
WS PF 1	Blue solid line with triangle markers
Ground	Black solid line with square markers











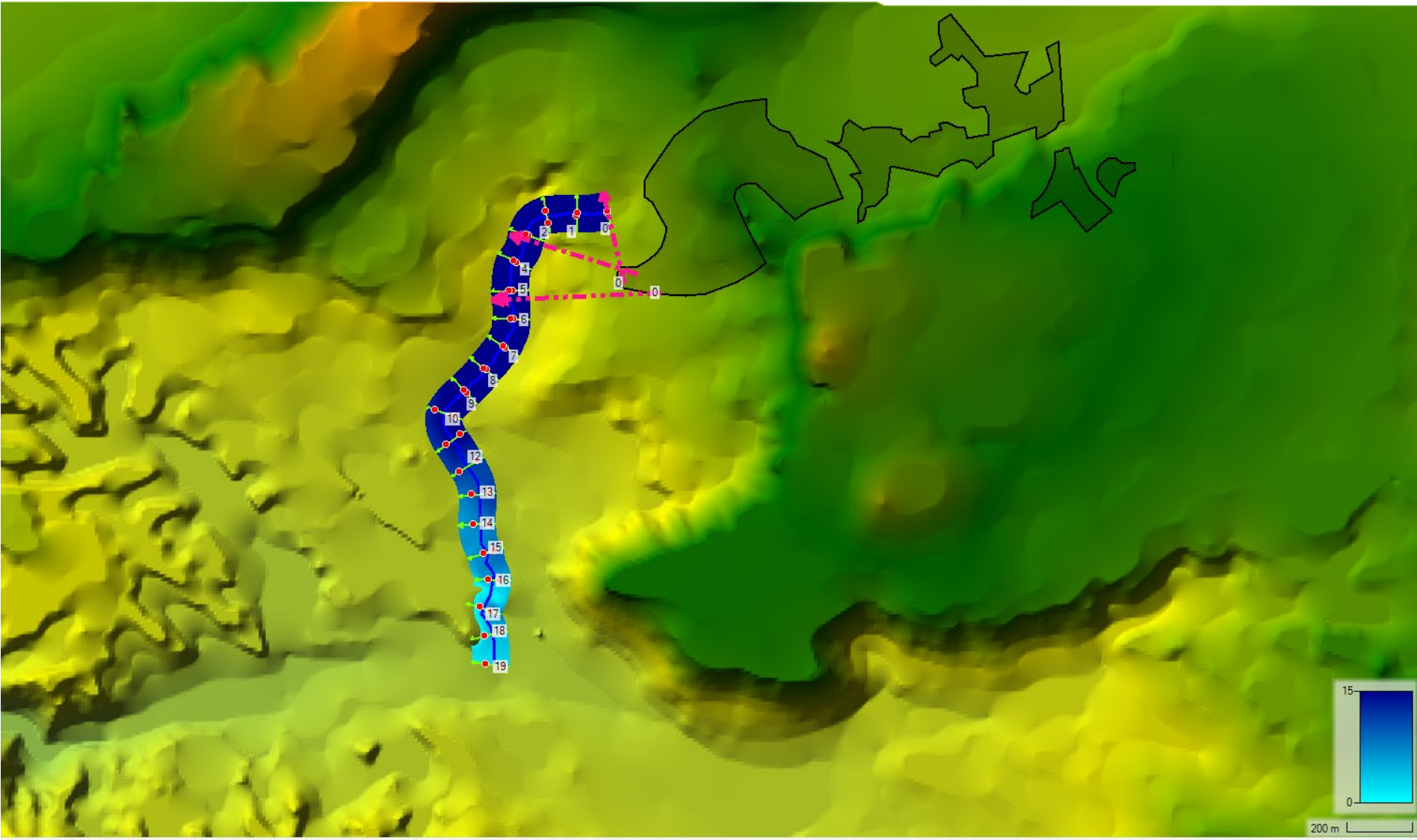
HEC-RAS Plan: Plan 03 River: RIU Reach: GIUNCOS

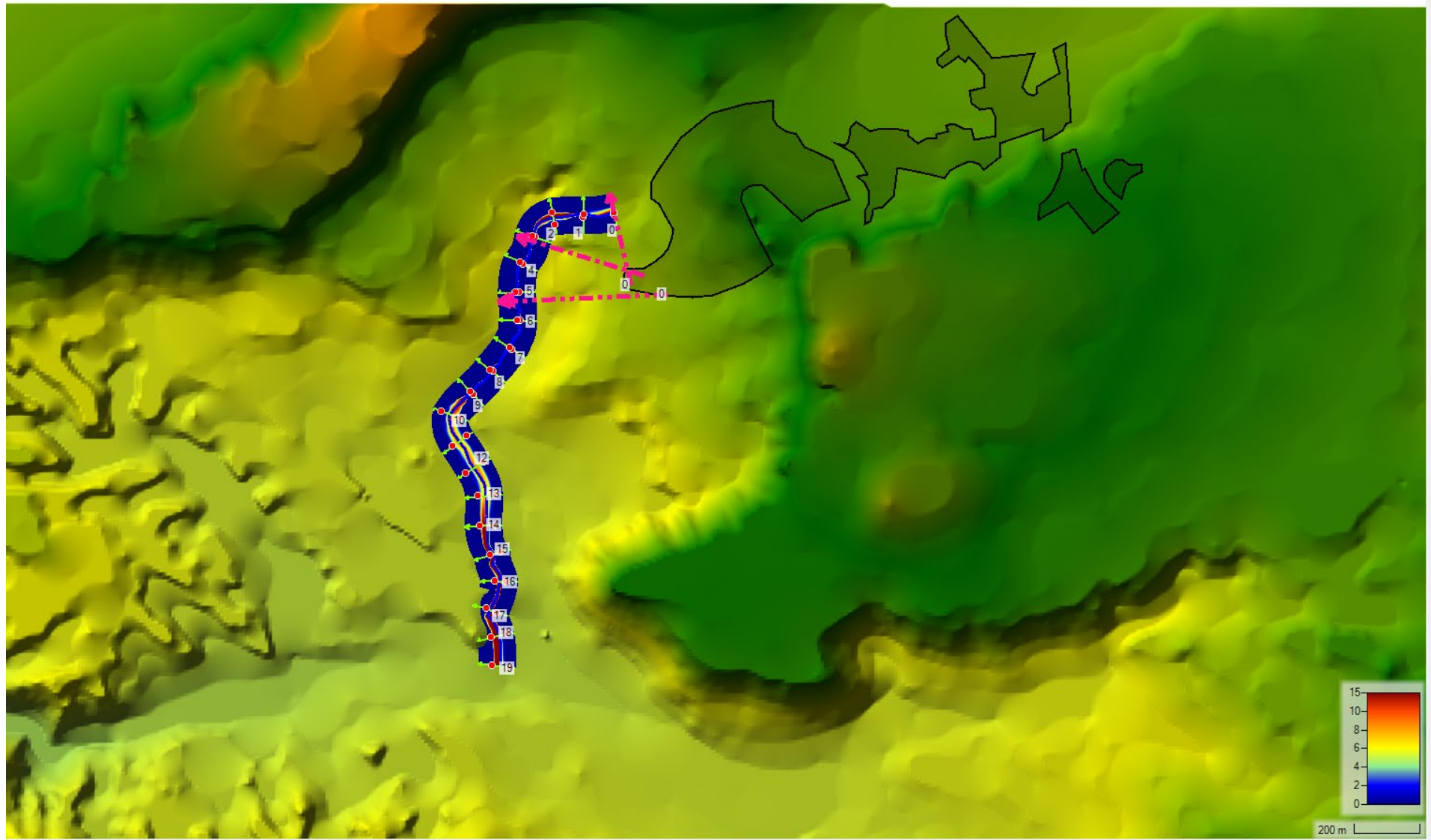
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
GIUNCOS	200	PF 1	12.83	321.17	322.10	322.10	322.51	0.000103	2.89	4.60	5.70	1.00
GIUNCOS	200	PF 2	18.90	321.17	322.35	322.35	322.87	0.000098	3.23	6.12	6.12	0.99
GIUNCOS	190	PF 1	12.83	317.87	318.20	318.79	322.13	0.003626	8.79	1.46	4.73	5.05
GIUNCOS	190	PF 2	18.90	317.87	318.33	319.04	322.48	0.002579	9.03	2.09	4.94	4.43
GIUNCOS	180	PF 1	12.83	312.63	312.84	313.42	321.15	0.014572	12.77	1.00	5.56	9.59
GIUNCOS	180	PF 2	18.90	312.63	312.91	313.63	321.63	0.010604	13.08	1.45	6.06	8.55
GIUNCOS	170	PF 1	12.83	309.64	309.85	310.57	319.72	0.015280	13.91	0.92	4.46	9.77
GIUNCOS	170	PF 2	18.90	309.64	309.94	310.83	320.53	0.010849	14.42	1.31	4.56	8.59
GIUNCOS	160	PF 1	12.83	306.07	306.27	307.01	318.04	0.020334	15.20	0.84	4.46	11.16
GIUNCOS	160	PF 2	18.90	306.07	306.35	307.26	319.23	0.014848	15.90	1.19	4.57	9.95
GIUNCOS	150	PF 1	12.83	301.45	302.39	302.39	302.84	0.000126	2.95	4.35	4.97	1.00
GIUNCOS	150	PF 2	18.90	301.45	301.69	302.67	317.48	0.020165	17.60	1.07	4.40	11.38
GIUNCOS	140	PF 1	12.83	297.69	298.01	298.64	302.41	0.004201	9.29	1.38	4.47	5.34
GIUNCOS	140	PF 2	18.90	297.69	298.90	298.90	299.46	0.000124	3.30	5.73	5.23	1.00
GIUNCOS	130	PF 1	12.83	294.12	294.37	295.07	301.61	0.009240	11.92	1.08	4.41	7.71
GIUNCOS	130	PF 2	18.90	294.12	294.58	295.34	299.04	0.002776	9.35	2.02	4.59	4.50
GIUNCOS	120	PF 1	12.83	290.39	290.60	291.34	300.38	0.014902	13.85	0.93	4.38	9.61
GIUNCOS	120	PF 2	18.90	290.39	290.74	291.61	298.38	0.006403	12.24	1.54	4.49	6.66
GIUNCOS	110	PF 1	12.83	286.87	287.07	287.82	298.73	0.019828	15.12	0.85	4.39	10.98
GIUNCOS	110	PF 2	18.90	286.87	287.18	288.09	297.23	0.009894	14.04	1.35	4.49	8.19
GIUNCOS	100	PF 1	12.83	283.08	283.21	283.56	295.62	0.082888	15.60	0.82	12.54	19.46
GIUNCOS	100	PF 2	18.90	283.08	283.24	283.66	295.37	0.054385	15.43	1.23	13.85	16.56
GIUNCOS	90	PF 1	12.83	280.18	280.30	280.63	289.11	0.050770	13.14	0.98	13.33	15.51
GIUNCOS	90	PF 2	18.90	280.18	280.32	280.73	290.72	0.043632	14.28	1.32	14.23	14.96
GIUNCOS	80	PF 1	12.83	276.42	276.54	276.90	285.01	0.043568	12.89	1.00	12.48	14.57
GIUNCOS	80	PF 2	18.90	276.42	276.57	277.01	287.14	0.040359	14.40	1.31	13.15	14.56
GIUNCOS	70	PF 1	12.83	272.79	272.90	273.26	281.32	0.043004	12.85	1.00	12.44	14.49
GIUNCOS	70	PF 2	18.90	272.79	272.92	273.37	283.67	0.040836	14.52	1.30	12.99	14.65
GIUNCOS	60	PF 1	12.83	267.86	268.03	268.49	278.14	0.029610	14.08	0.91	7.46	12.87
GIUNCOS	60	PF 2	18.90	267.86	268.06	268.63	280.61	0.028597	15.69	1.20	8.17	13.05
GIUNCOS	50	PF 1	12.83	264.74	264.96	265.38	275.39	0.034574	14.31	0.90	8.06	13.70
GIUNCOS	50	PF 2	18.90	264.74	264.99	265.51	277.88	0.035398	15.90	1.19	9.28	14.19
GIUNCOS	40	PF 1	12.83	260.49	260.80	261.34	272.73	0.025571	15.30	0.84	5.42	12.41
GIUNCOS	40	PF 2	18.90	260.49	260.85	261.49	275.21	0.025296	16.78	1.13	6.28	12.65
GIUNCOS	30	PF 1	12.83	257.58	257.90	258.48	270.50	0.025182	15.72	0.82	4.99	12.41
GIUNCOS	30	PF 2	18.90	257.58	257.96	258.64	273.02	0.024675	17.19	1.10	5.79	12.59
GIUNCOS	20	PF 1	12.83	254.05	254.26	254.70	267.59	0.046753	16.17	0.79	7.45	15.82
GIUNCOS	20	PF 2	18.90	254.05	254.30	254.81	270.15	0.045539	17.63	1.07	8.66	16.01
GIUNCOS	10	PF 1	12.83	250.30	250.52	250.95	263.59	0.045530	16.01	0.80	7.48	15.63
GIUNCOS	10	PF 2	18.90	250.30	250.55	251.06	266.27	0.044960	17.56	1.08	8.67	15.91

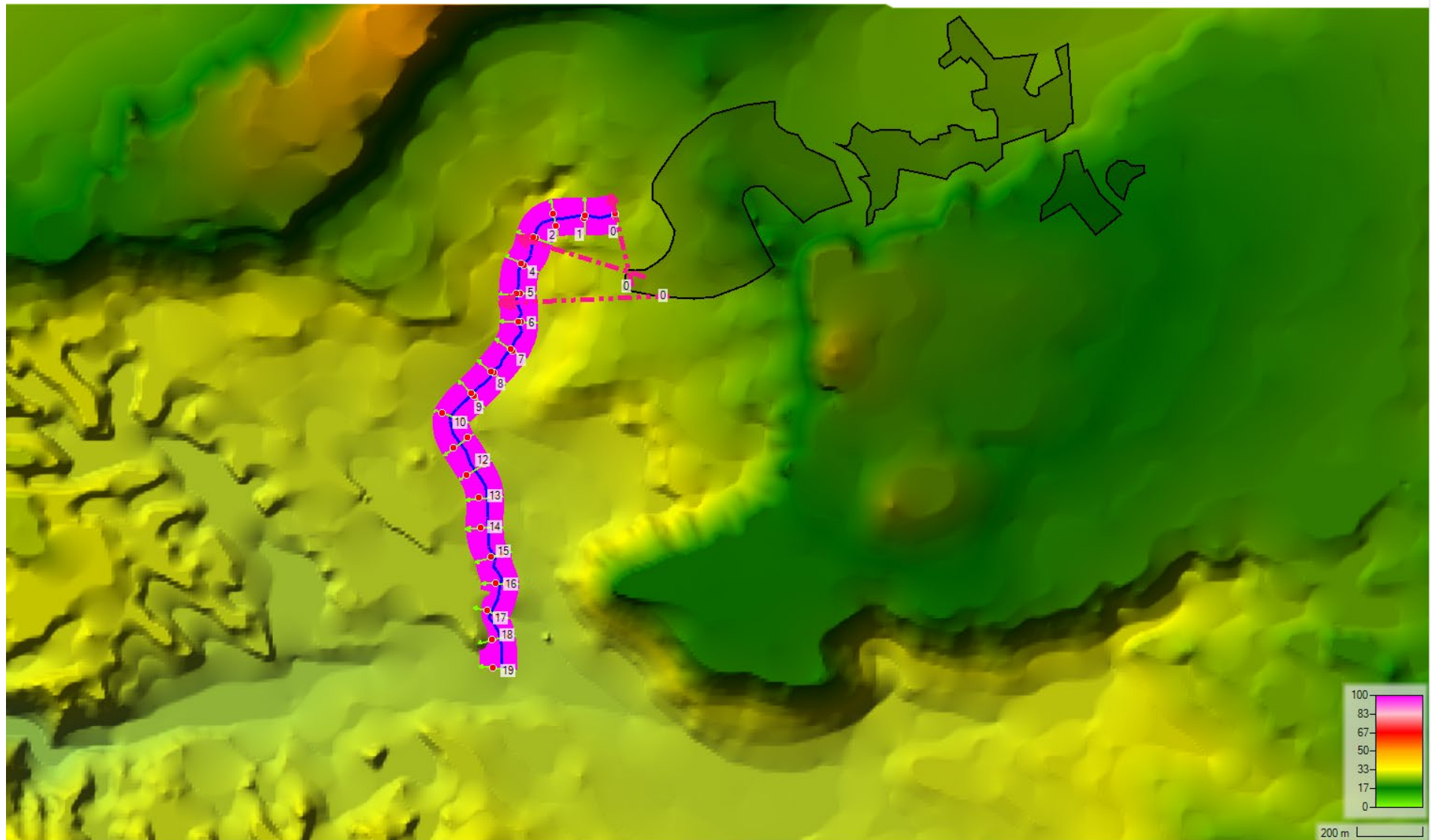
RIU GIUNCOS PERDIO DI RITORNO 30 ANNI

Selected: 'Depth'

PF 1



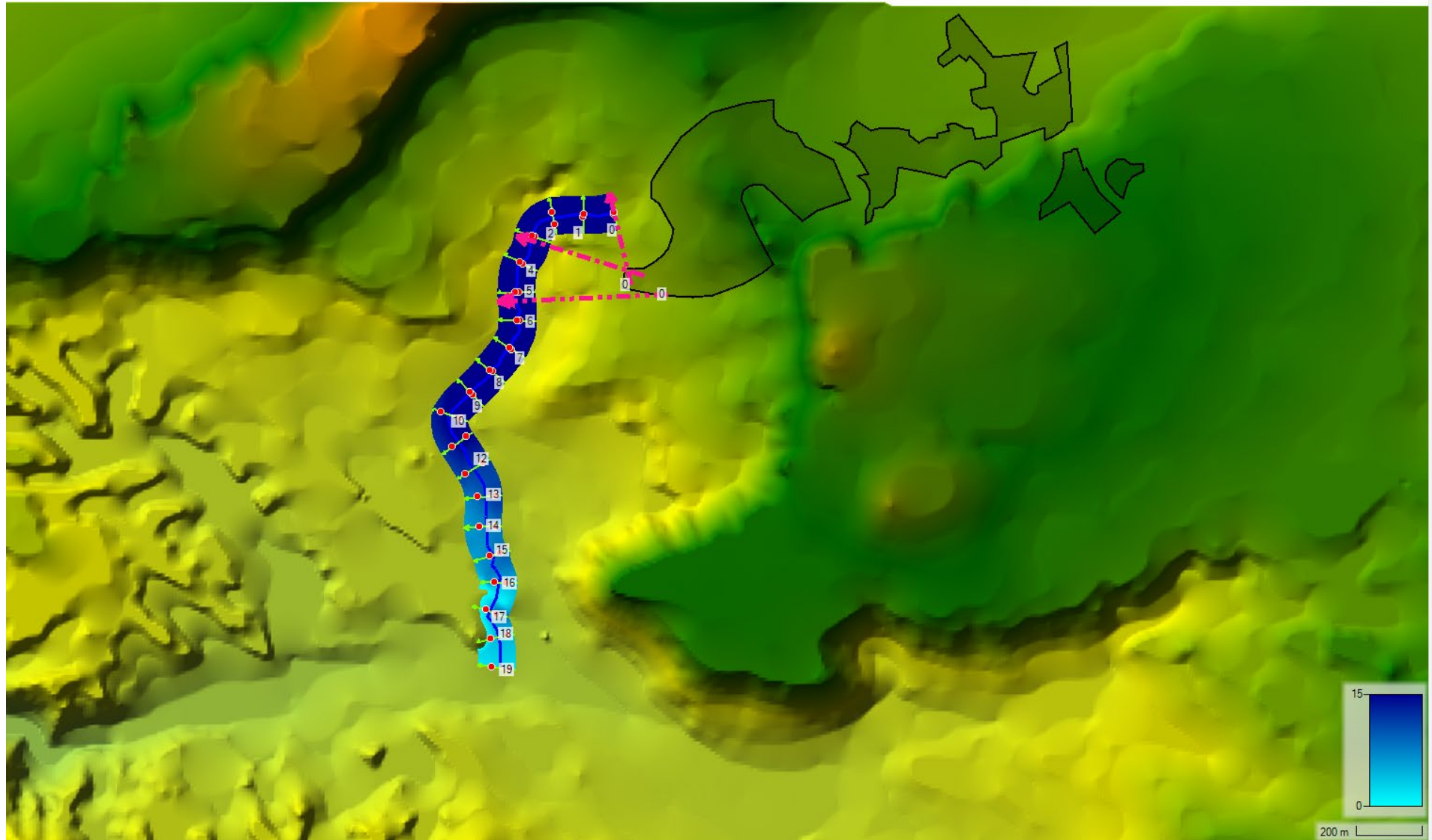


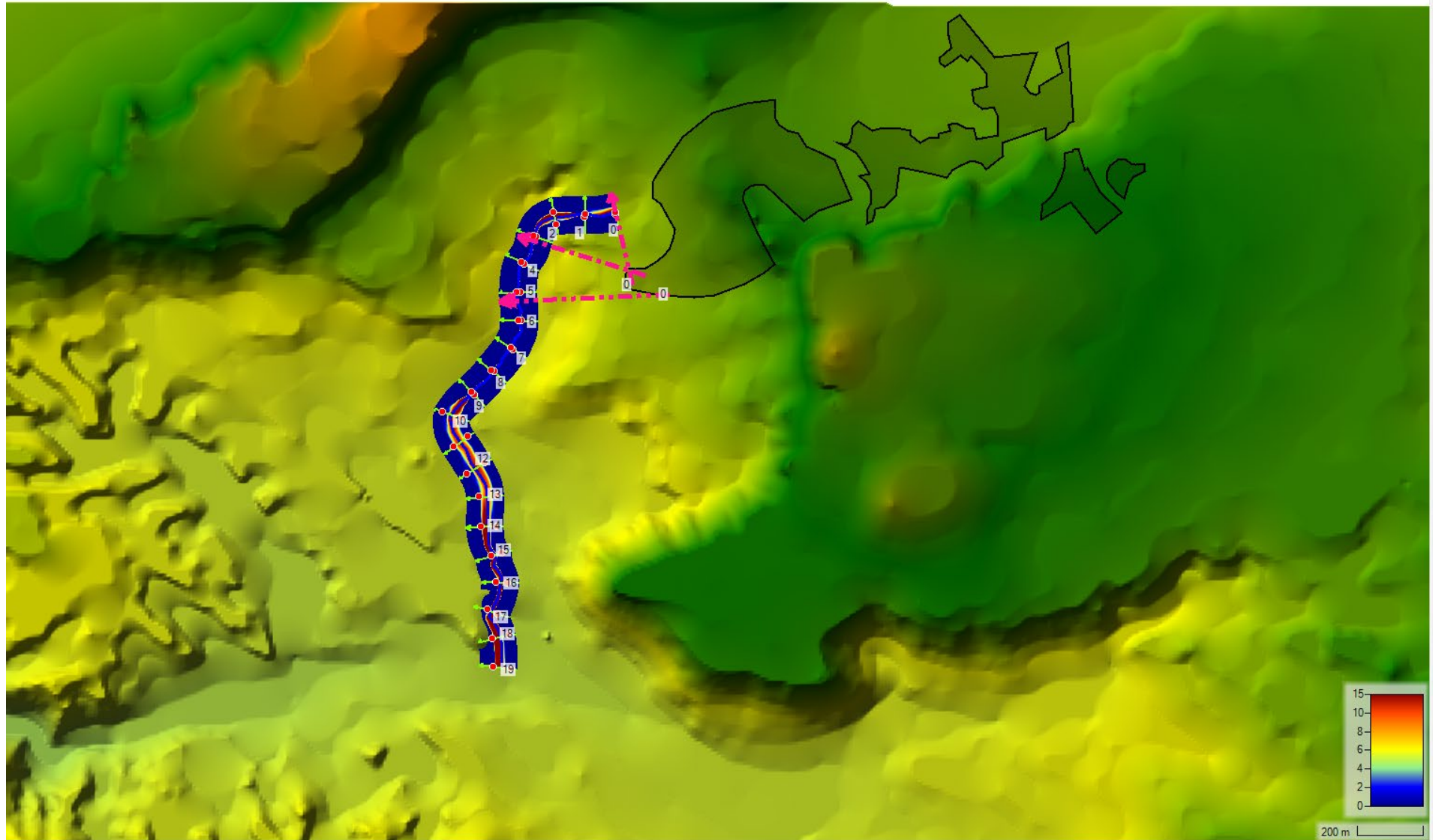


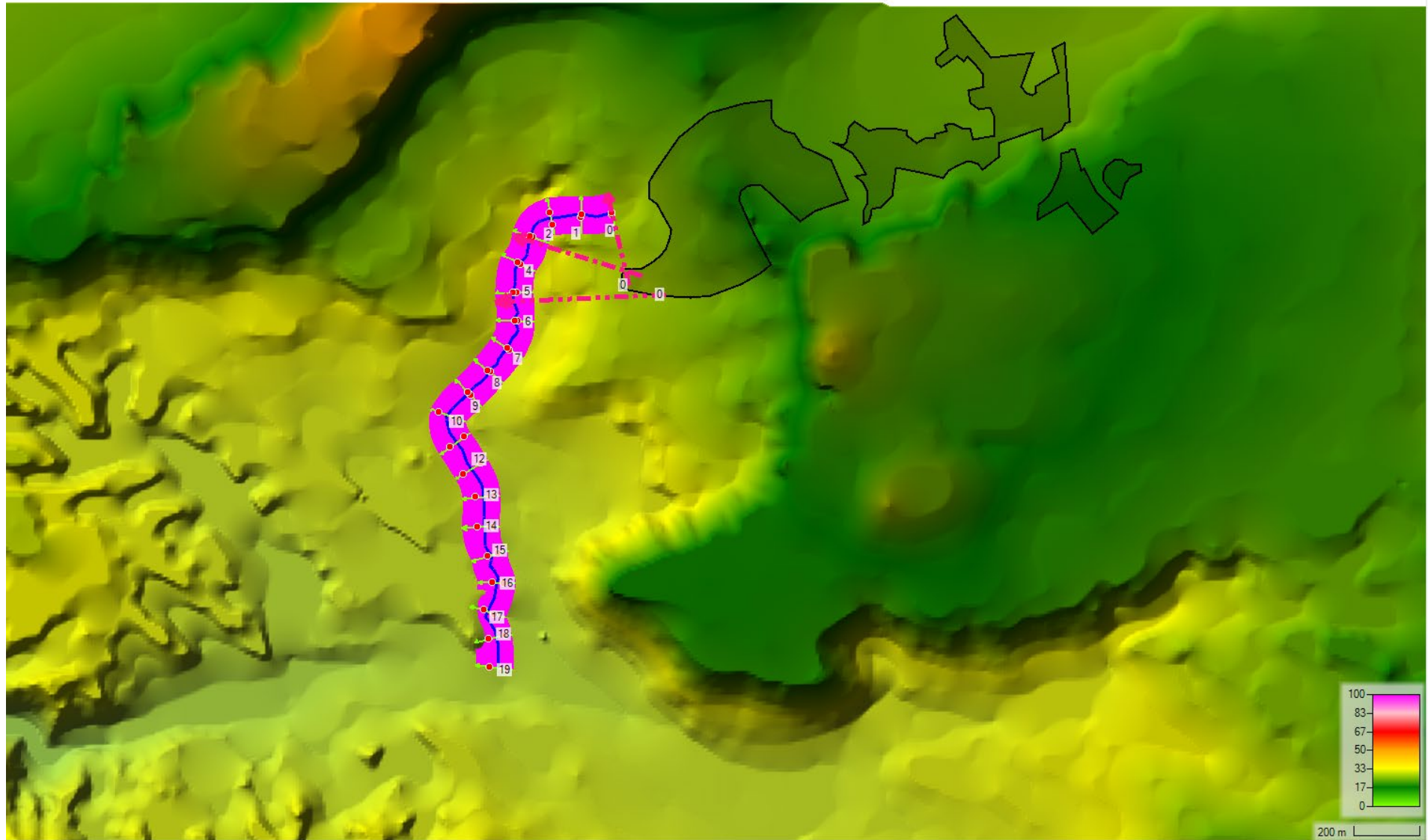
RIU GIUNCOS PERDIO DI RITORNO 200 ANNI

Selected: 'Depth'

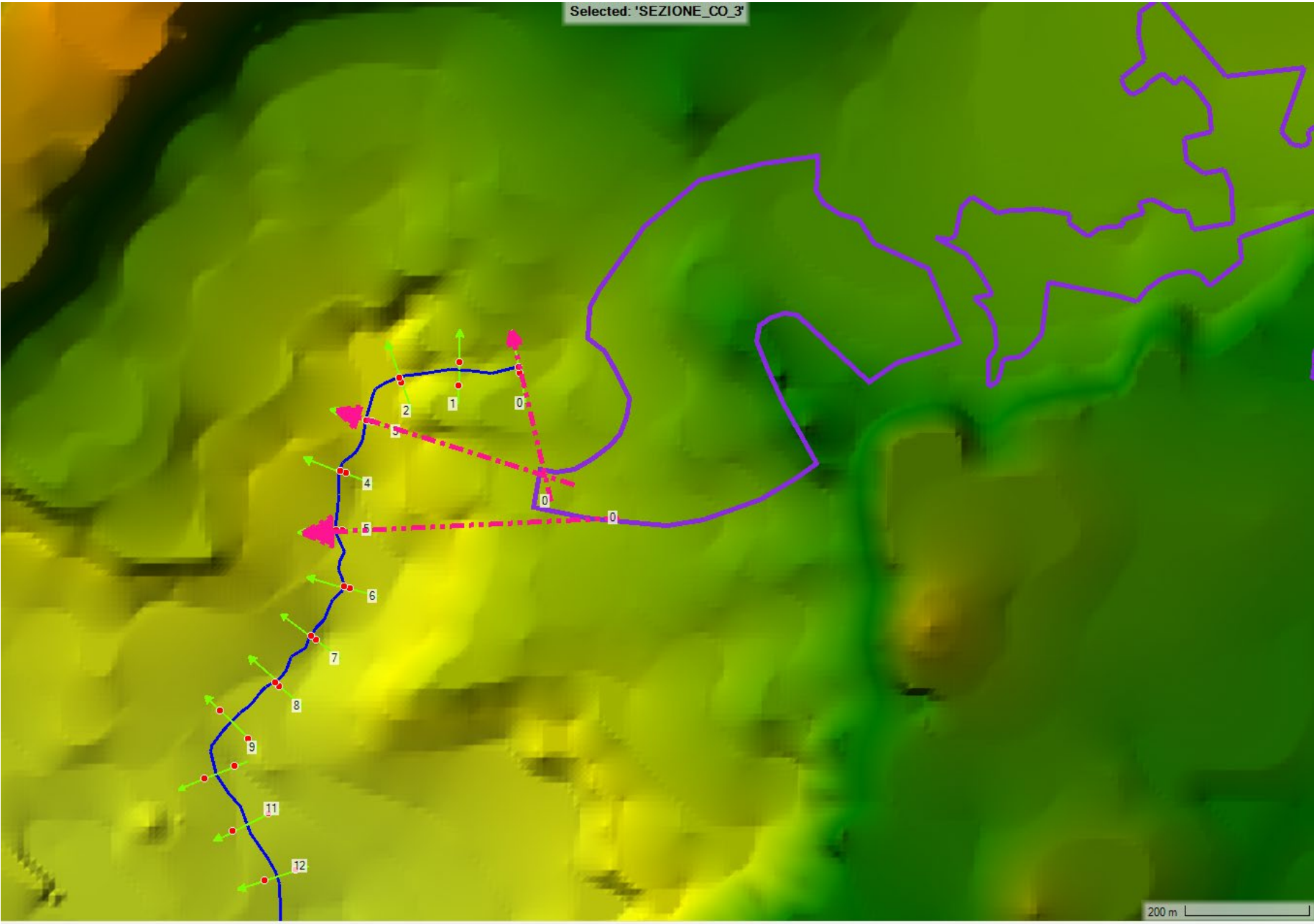
PF2



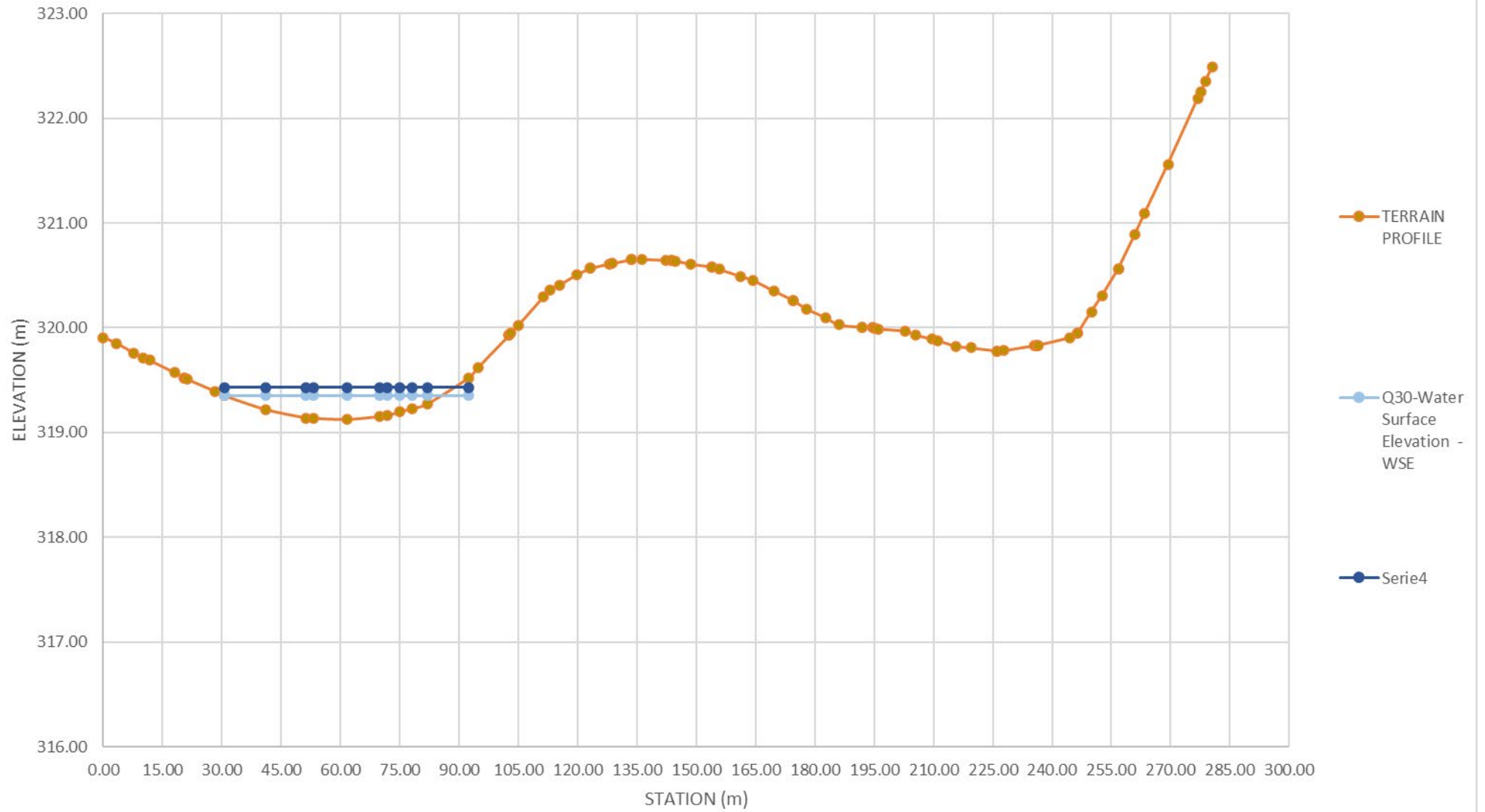




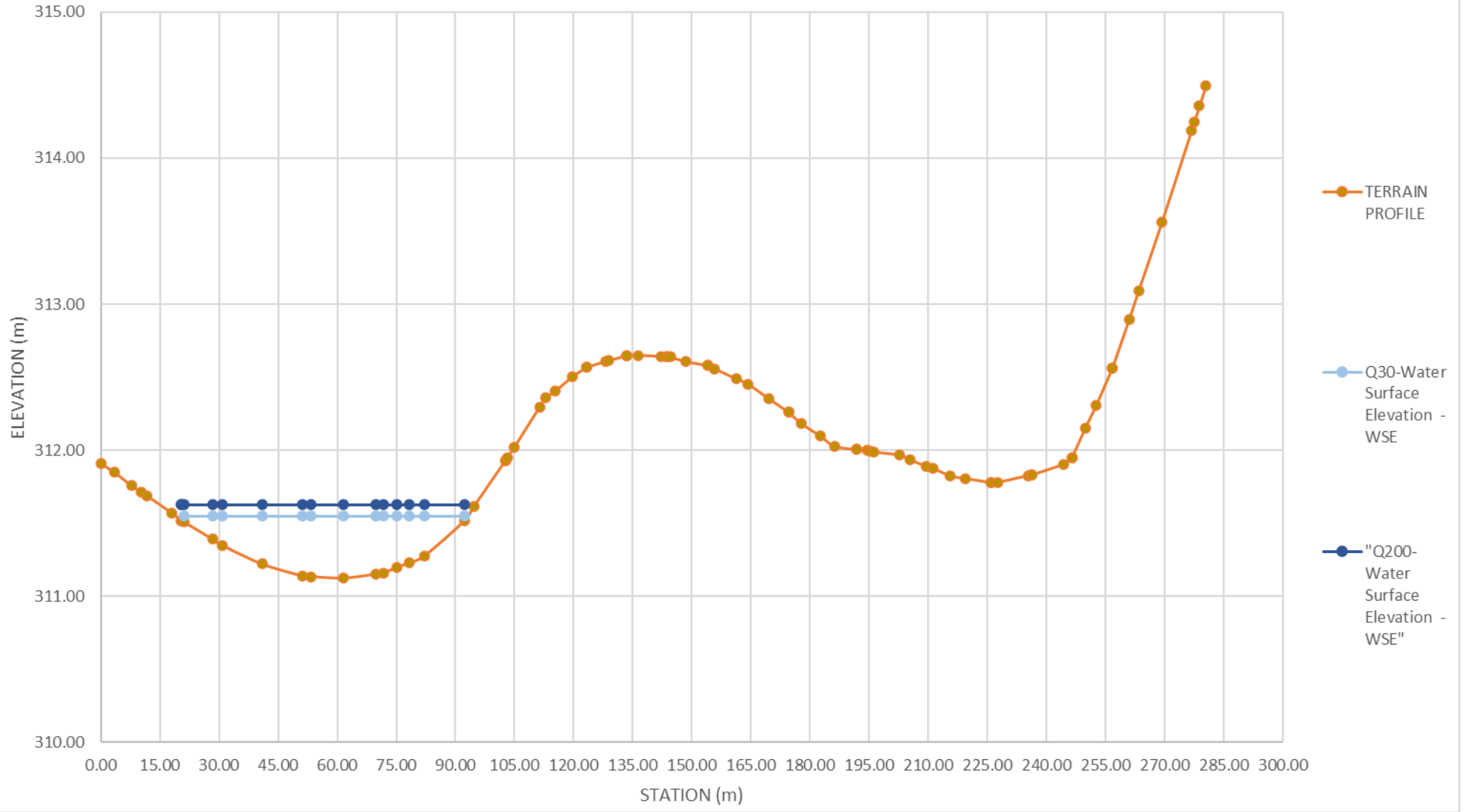
RIU GIUNCOS – SEZIONI DI CONTROLLO



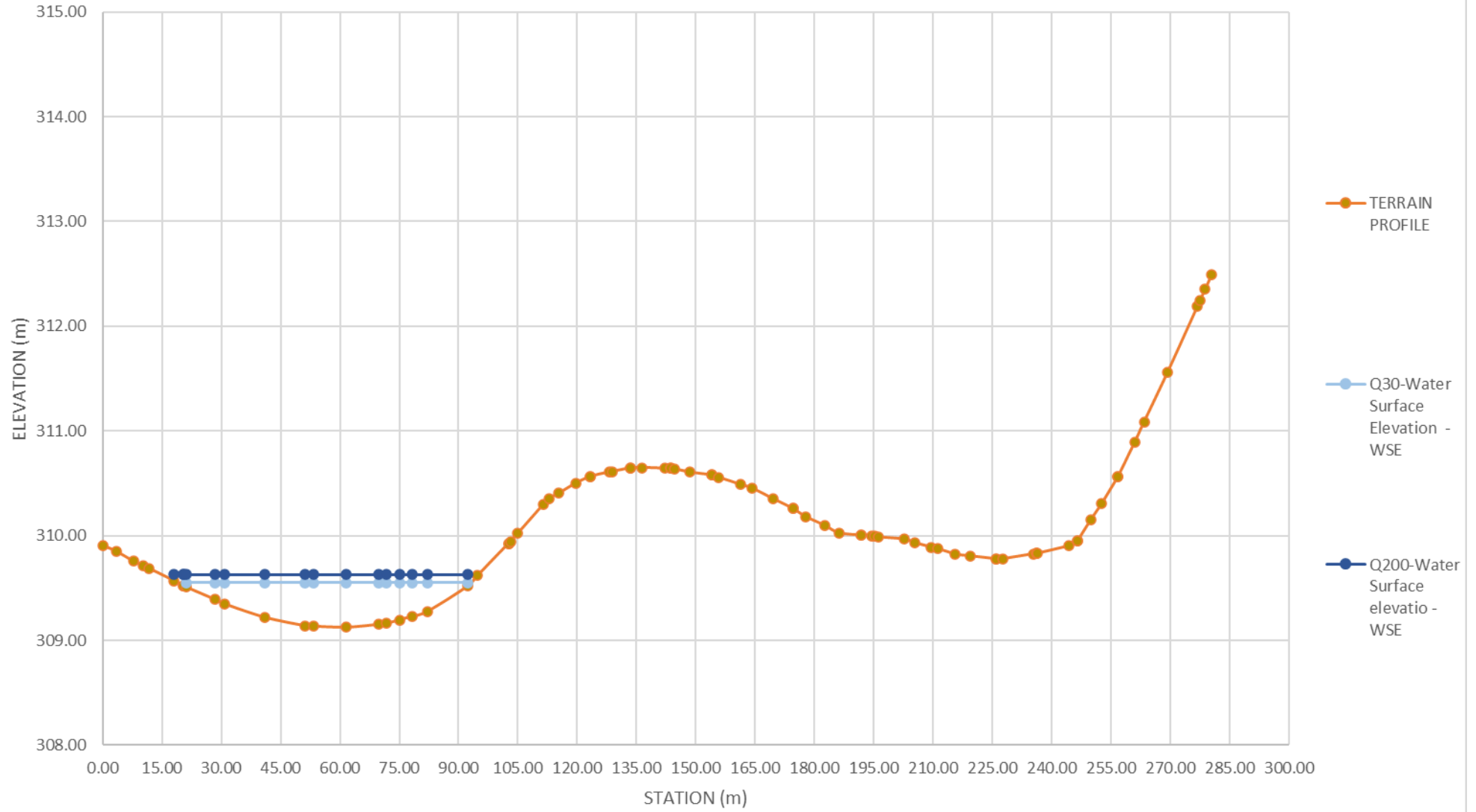
SEZIONE_CONTROLLO_N1_CAMPO_RIU_GIUNCOS



SEZIONE_CONTROLLO_N2_CAMPO_RIU_GIUNCOS

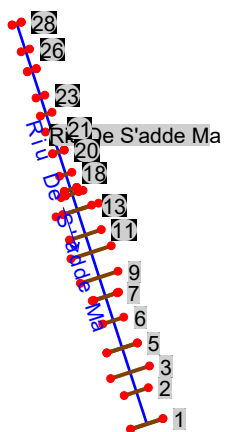


SEZIONE_CONTROLLO_N3_CAMPO_RIU_GIUNCOS



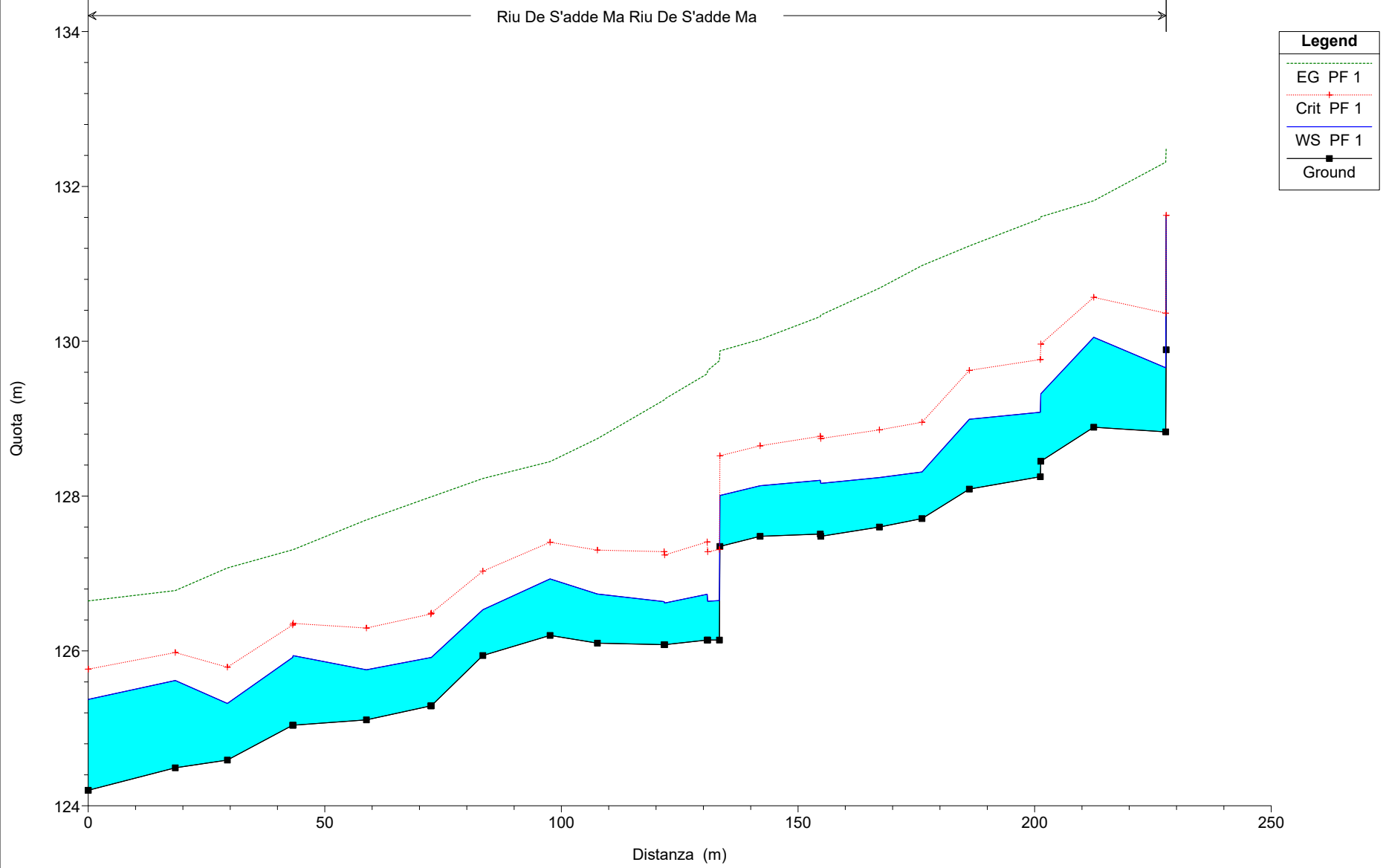
ALLEGATO N°2

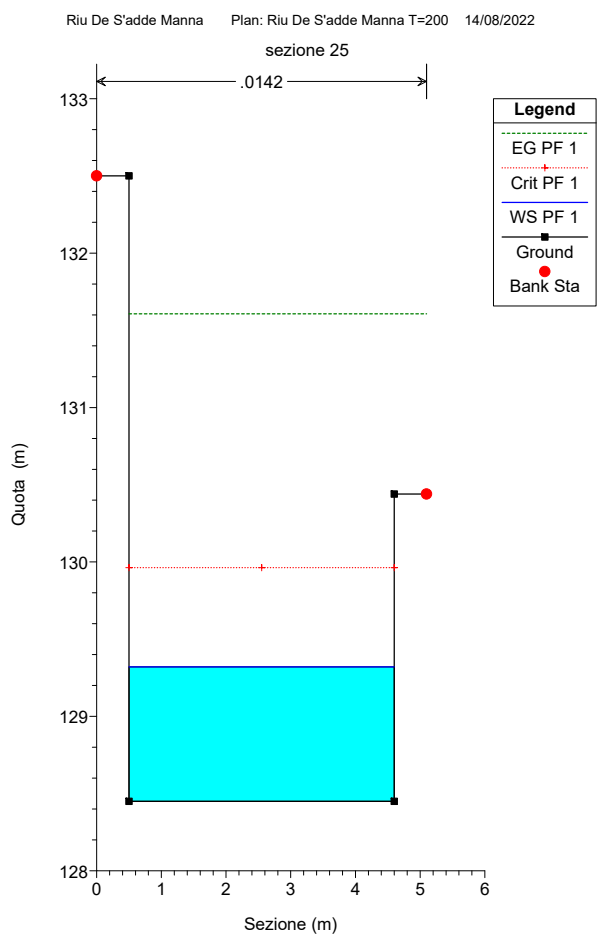
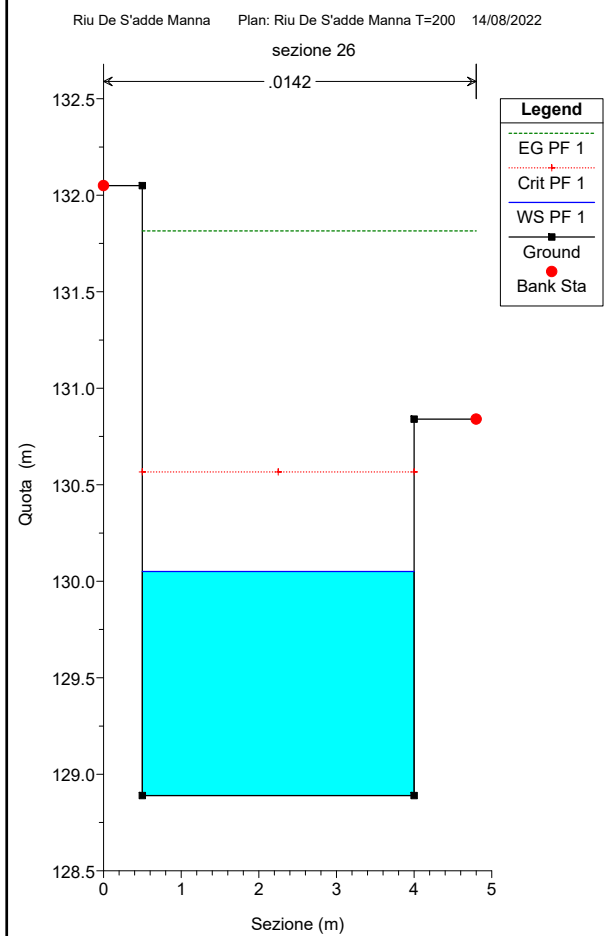
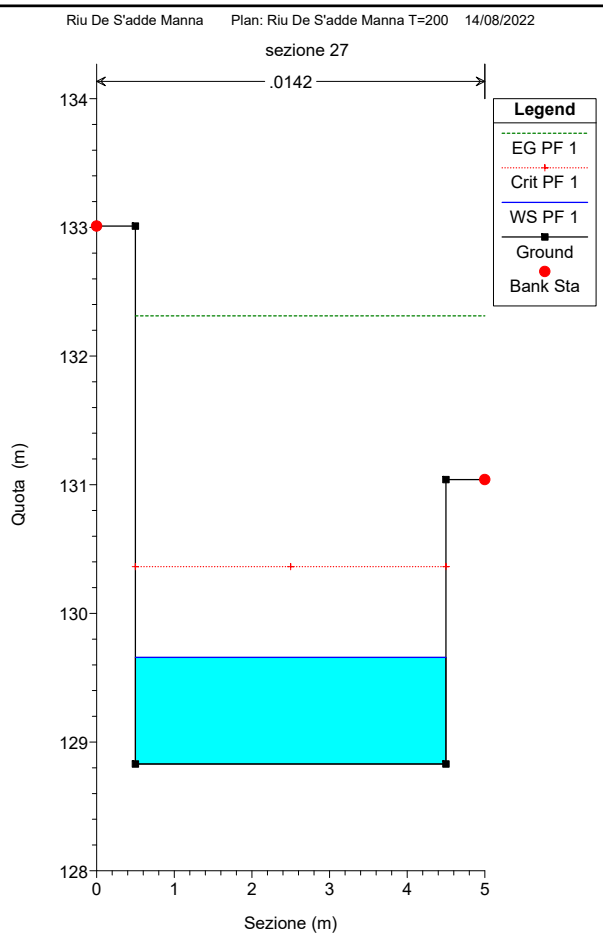
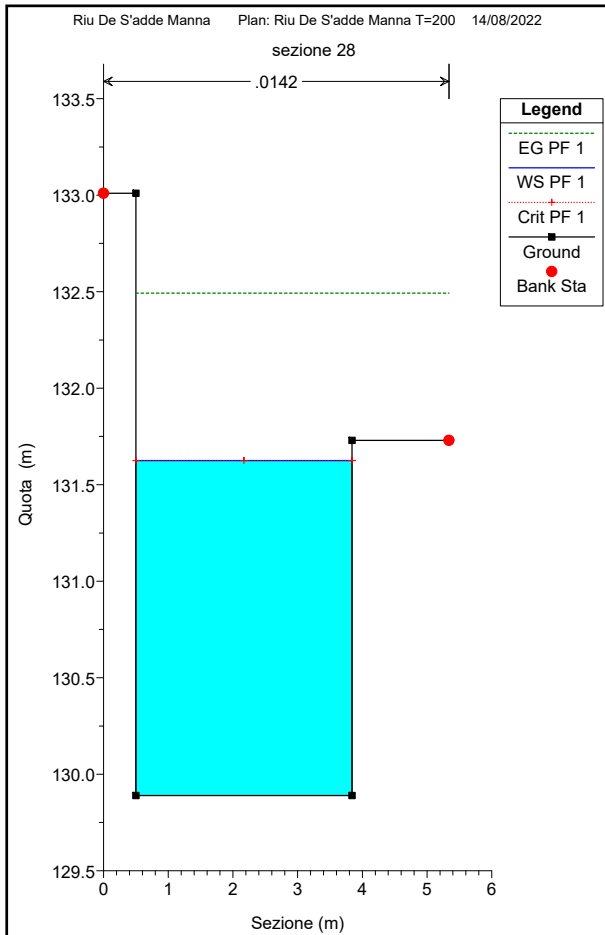
**OUTPUT DEI RISULTATI OTTENUTI CON IL SOFTWARE HEC-RAS PER IL RIU DE
S'ADDE MANNA – PARAMETRI IDRAULICI PER DETERMINAZIONE EROSIONE DI
FONDO ALVEO**

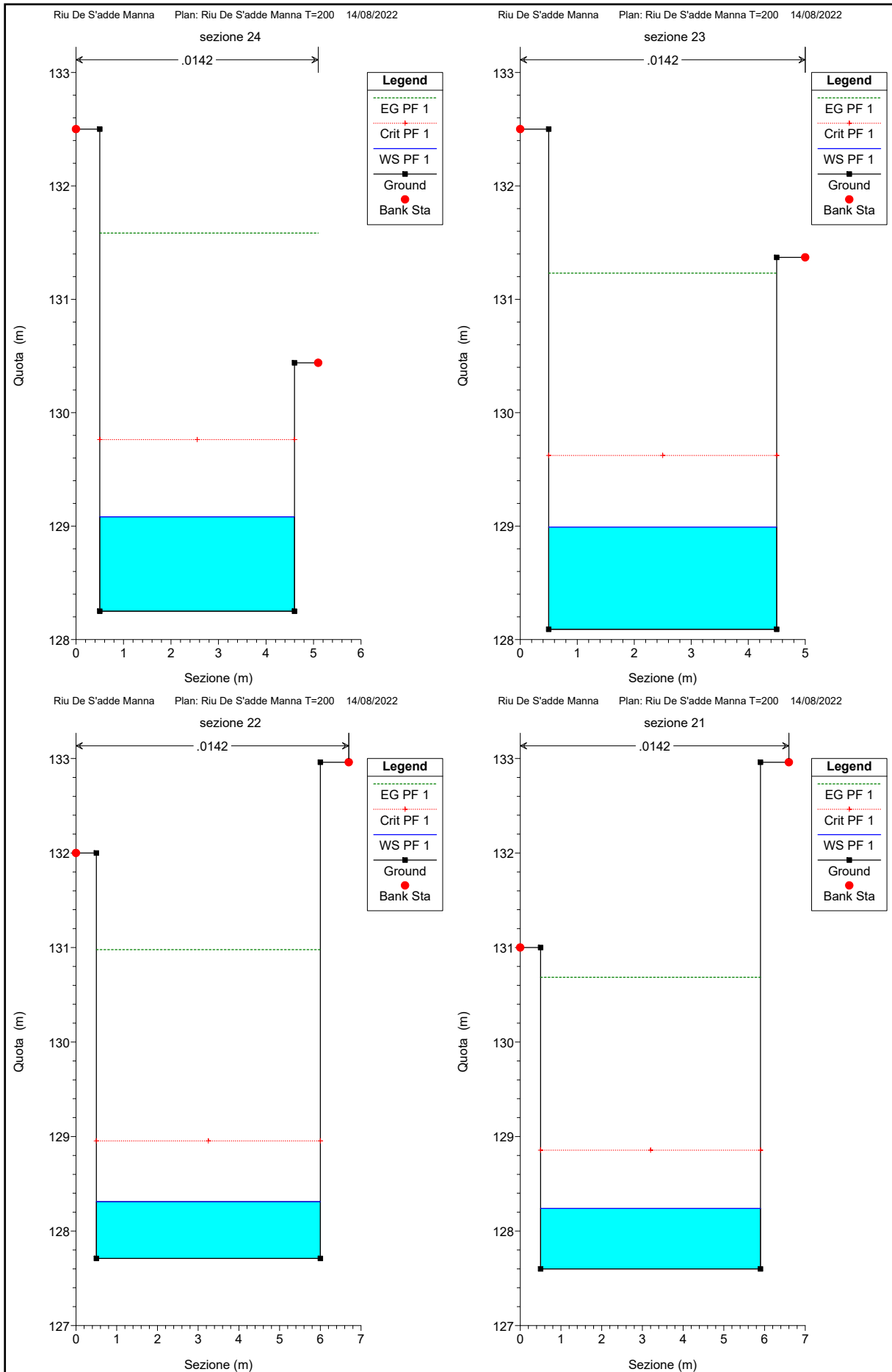


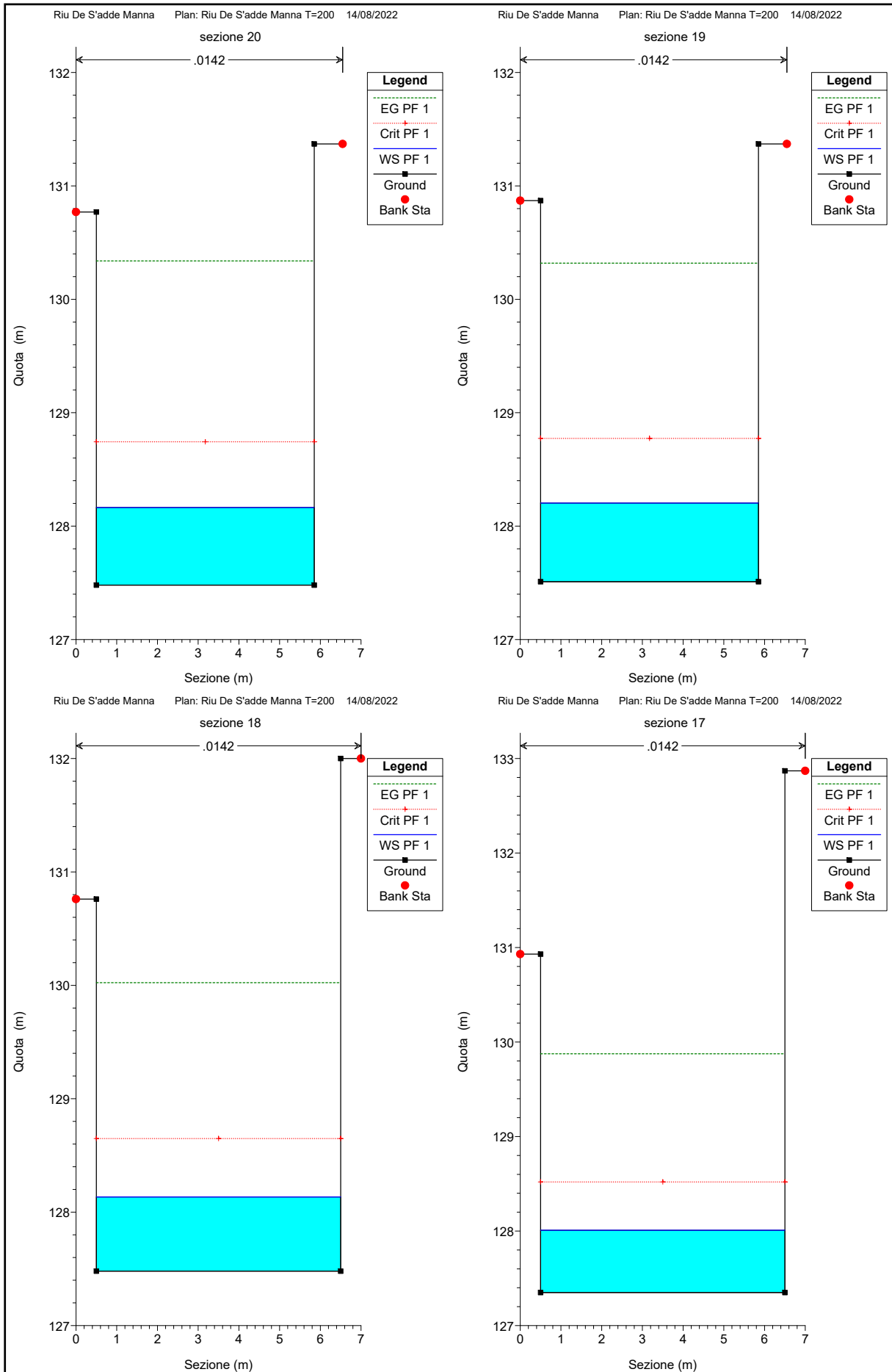
Riu De S'adde Manna Plan: Riu De S'adde Manna T=200 14/08/2022

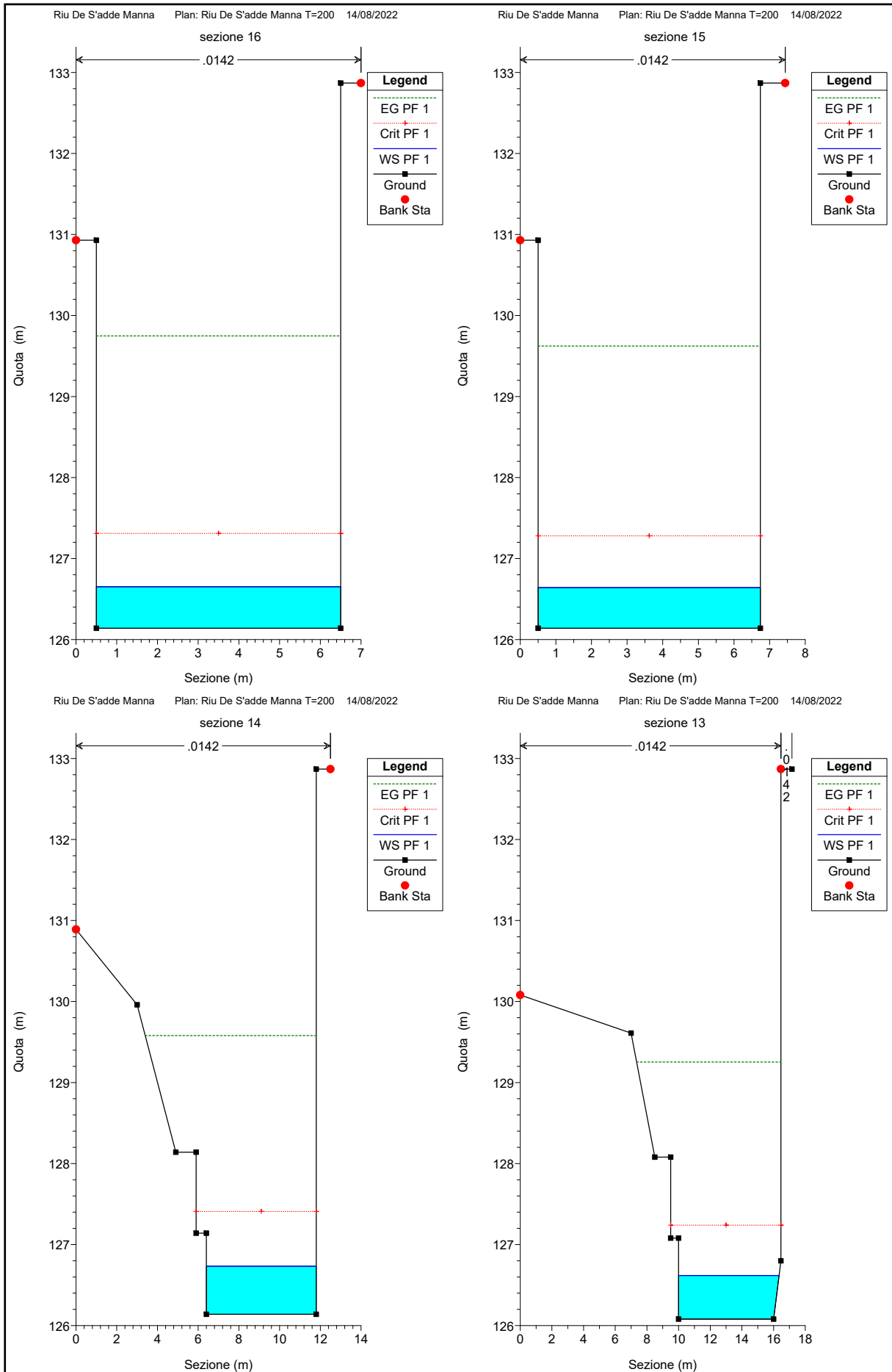
Riu De S'adde Ma Riu De S'adde Ma

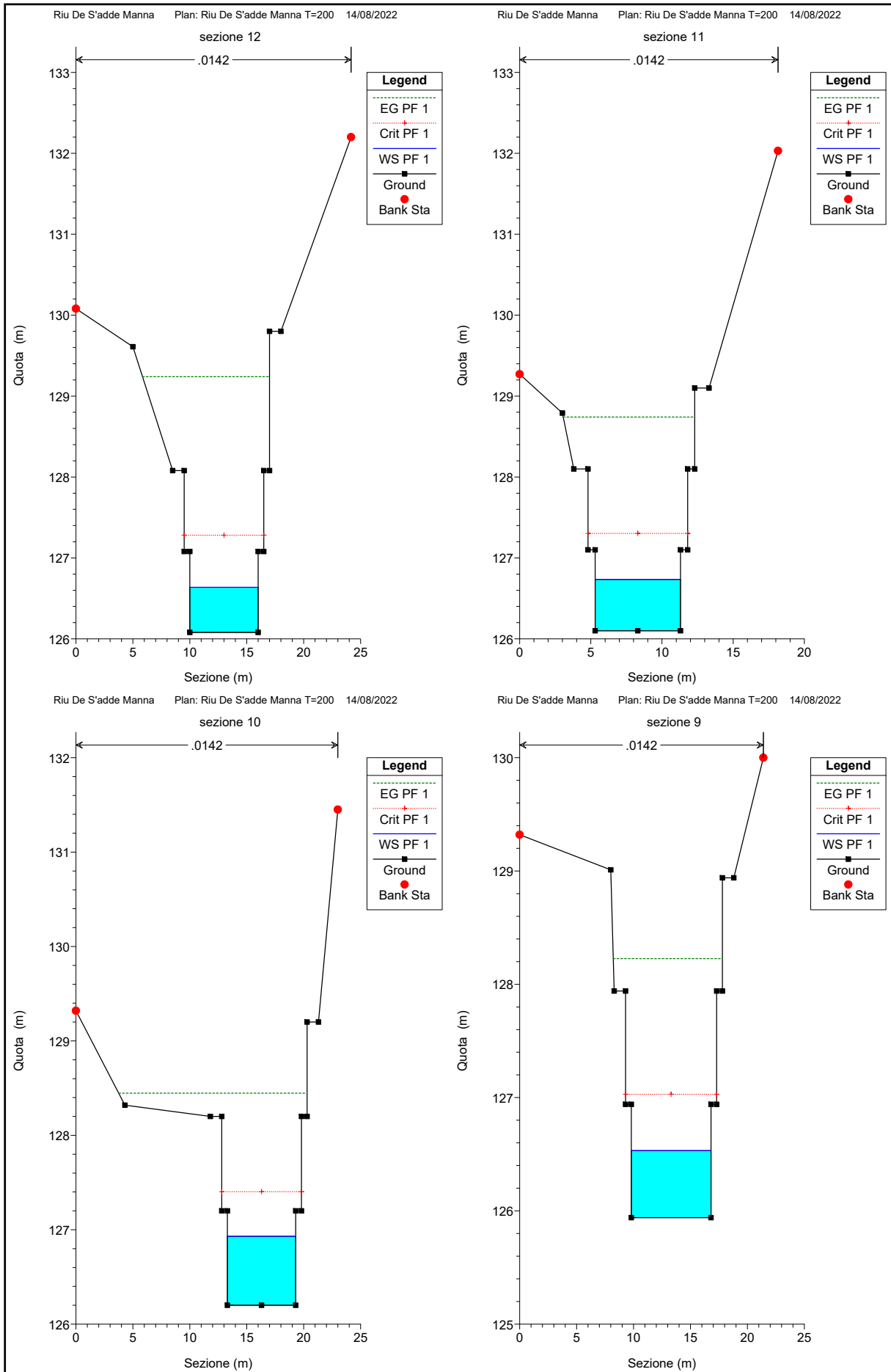


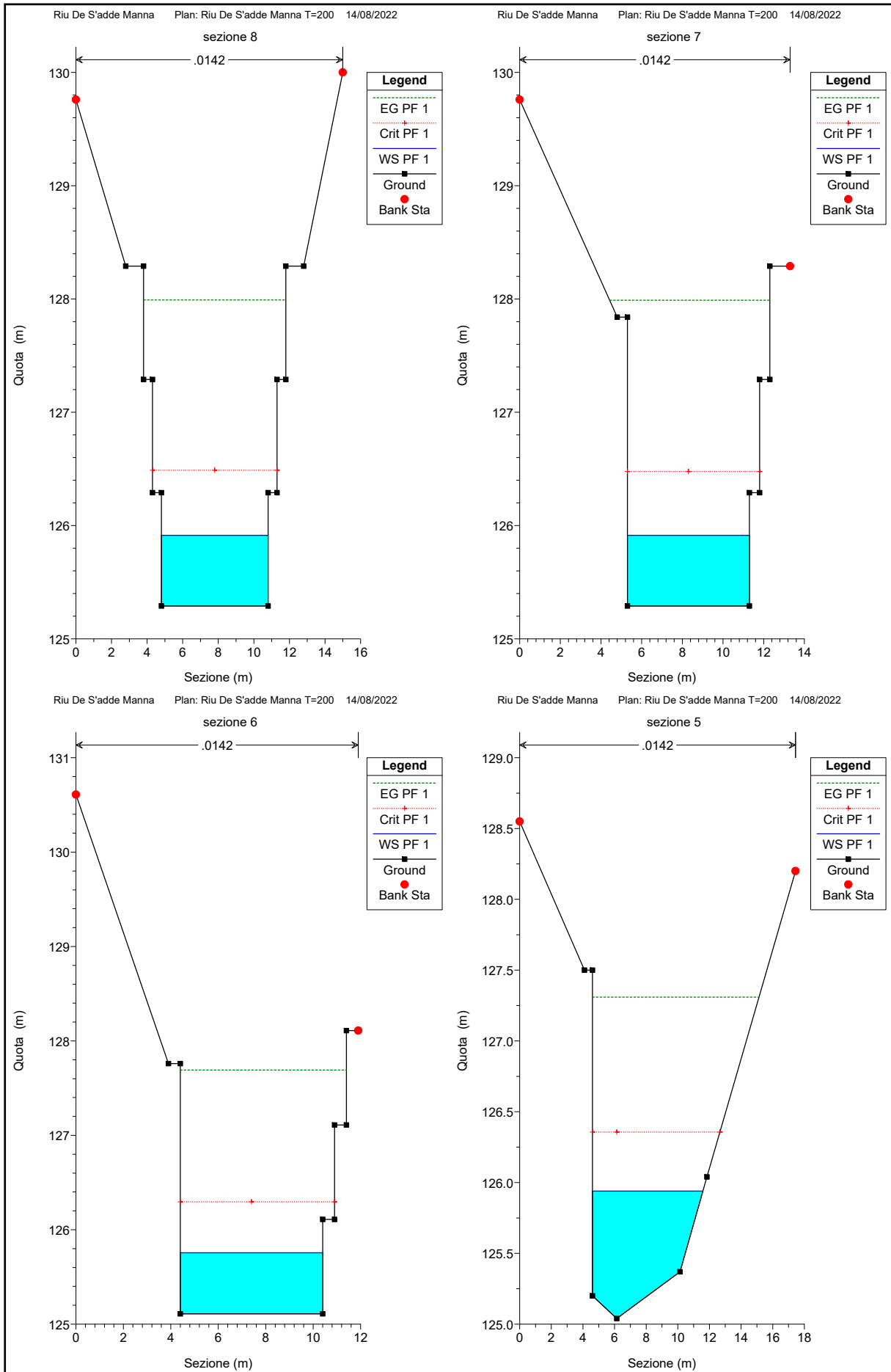


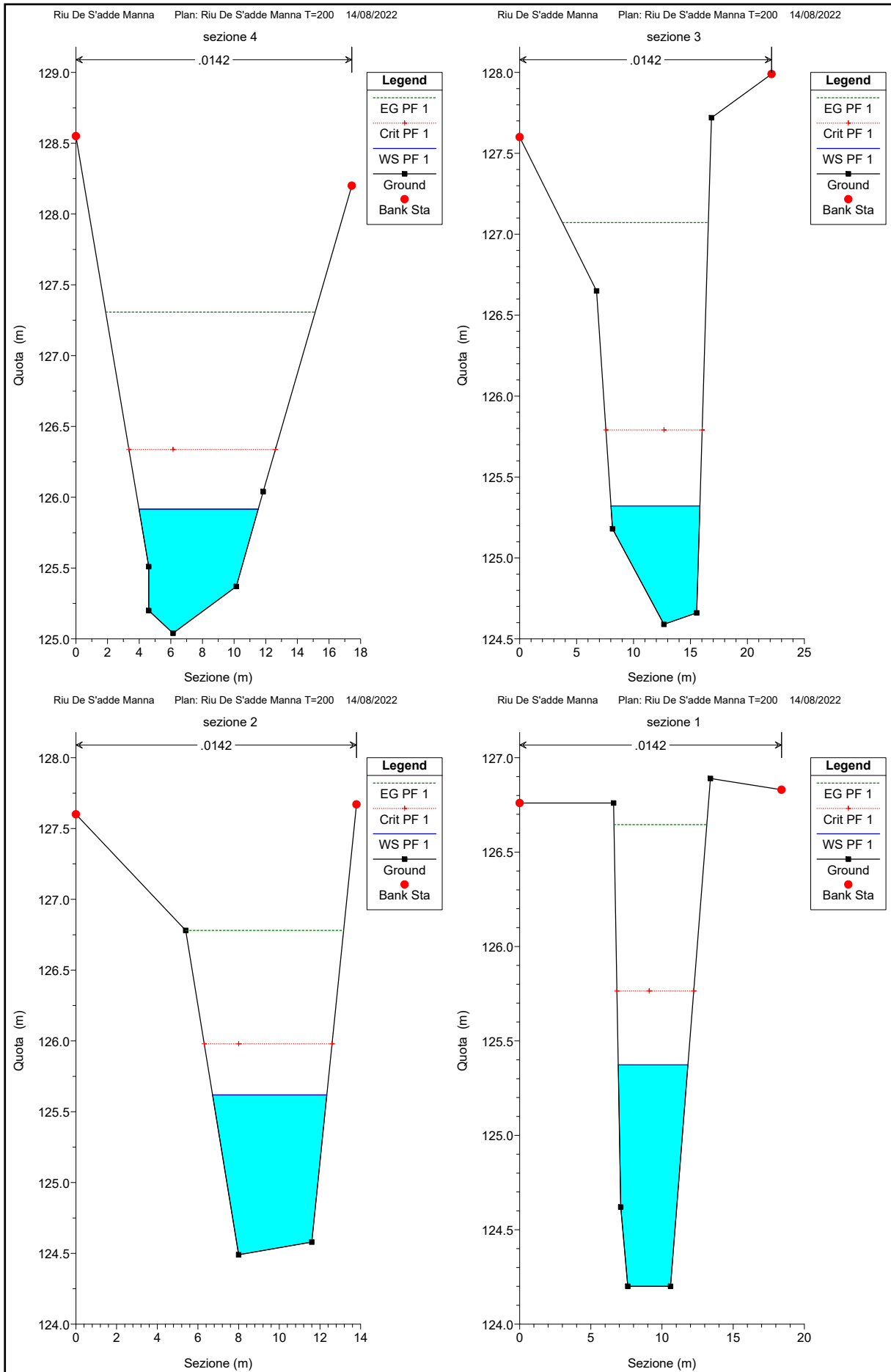


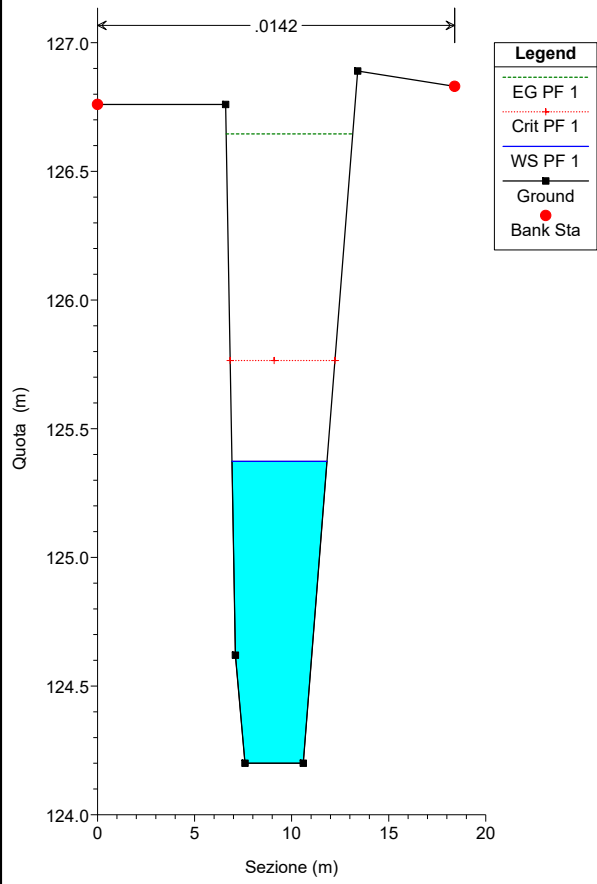












HEC-RAS Plan: 400 River: Riu De S'adde Ma Reach: Riu De S'adde Ma Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Riu De S'adde Ma	28	PF 1	23.90	129.89	131.63	131.63	132.49	0.004251	4.12	5.80	3.34	1.00
Riu De S'adde Ma	27	PF 1	23.90	128.83	129.66	130.36	132.31	0.021419	7.21	3.31	4.00	2.53
Riu De S'adde Ma	26	PF 1	23.90	128.89	130.05	130.57	131.82	0.011275	5.88	4.06	3.50	1.74
Riu De S'adde Ma	25	PF 1	23.90	128.45	129.32	129.96	131.61	0.017443	6.70	3.57	4.10	2.29
Riu De S'adde Ma	24	PF 1	23.90	128.25	129.08	129.76	131.58	0.019905	7.00	3.41	4.10	2.45
Riu De S'adde Ma	23	PF 1	23.90	128.09	128.99	129.62	131.23	0.016702	6.63	3.61	4.00	2.23
Riu De S'adde Ma	22	PF 1	23.90	127.71	128.31	128.95	130.98	0.027066	7.23	3.30	5.50	2.98
Riu De S'adde Ma	21	PF 1	23.90	127.60	128.24	128.86	130.69	0.023335	6.93	3.45	5.40	2.77
Riu De S'adde Ma	20	PF 1	23.90	127.48	128.16	128.74	130.34	0.019328	6.53	3.66	5.35	2.52
Riu De S'adde Ma	19	PF 1	23.90	127.51	128.20	128.77	130.32	0.018528	6.44	3.71	5.35	2.47
Riu De S'adde Ma	18	PF 1	23.90	127.48	128.13	128.65	130.02	0.017117	6.09	3.93	6.00	2.40
Riu De S'adde Ma	17	PF 1	23.90	127.35	128.01	128.52	129.88	0.016811	6.05	3.95	6.00	2.38
Riu De S'adde Ma	16	PF 1	23.90	126.14	126.65	127.31	129.75	0.036981	7.79	3.07	6.00	3.48
Riu De S'adde Ma	15	PF 1	23.90	126.14	126.64	127.28	129.62	0.036166	7.65	3.13	6.24	3.45
Riu De S'adde Ma	14	PF 1	23.90	126.14	126.73	127.41	129.58	0.029491	7.47	3.20	5.40	3.10
Riu De S'adde Ma	13	PF 1	23.90	126.08	126.62	127.24	129.25	0.029065	7.19	3.33	6.34	3.17
Riu De S'adde Ma	12	PF 1	23.90	126.08	126.64	127.28	129.24	0.028168	7.15	3.34	6.00	3.06
Riu De S'adde Ma	11	PF 1	23.90	126.10	126.74	127.30	128.74	0.018785	6.27	3.81	6.00	2.51
Riu De S'adde Ma	10	PF 1	23.90	126.20	126.93	127.40	128.45	0.012178	5.45	4.38	6.00	2.04
Riu De S'adde Ma	9	PF 1	23.90	125.94	126.53	127.03	128.23	0.016593	5.76	4.15	7.00	2.39
Riu De S'adde Ma	8	PF 1	23.90	125.29	125.91	126.49	127.99	0.019815	6.38	3.74	6.00	2.58
Riu De S'adde Ma	7	PF 1	23.90	125.29	125.91	126.48	127.99	0.019784	6.38	3.75	6.00	2.58
Riu De S'adde Ma	6	PF 1	23.90	125.11	125.76	126.30	127.69	0.017757	6.16	3.88	6.00	2.45
Riu De S'adde Ma	5	PF 1	23.90	125.04	125.94	126.36	127.31	0.011016	5.18	4.61	6.98	2.04
Riu De S'adde Ma	4	PF 1	23.90	125.04	125.92	126.34	127.31	0.011779	5.22	4.58	7.54	2.14
Riu De S'adde Ma	3	PF 1	23.90	124.59	125.32	125.79	127.07	0.018004	5.86	4.08	7.82	2.59
Riu De S'adde Ma	2	PF 1	23.90	124.49	125.62	125.98	126.78	0.006614	4.77	5.01	5.62	1.61
Riu De S'adde Ma	1	PF 1	23.90	124.20	125.37	125.76	126.65	0.006986	5.00	4.78	4.90	1.61
Riu De S'adde Ma	0	PF 1	23.90	124.20	125.37	125.76	126.65	0.006986	4.99	4.78	4.90	1.61