

**PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO, DIREZIONE LAVORI,  
COORDINAMENTO PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  
E DI ESECUZIONE E RELAZIONE GEOLOGICA DELL'INTERVENTO  
"INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA LUNGO LA FIUMARA  
TRAINITI"**

CIG 7810672270

CUP J95D12000290002

## PD.02.10 Relazione Idrologica e Idraulica

BETA Studio S.r.l.

Service Tecnico

Il Progettista

BETA Studio S.r.l.



WATER AND NATURAL  
RESOURCES  
CONSULTANTS



Via Guido Rossa, 29/A  
35020 Ponte S. Nicolò  
Padova – Italia  
info@betastudio.it  
www.betastudio.it  
tel +390498961120  
fax +390498961090

0	Prima emissione	18/10/2023	Ing. Antonello Mancuso	Ing. Antonello Mancuso	Ing. Paolo Martini
rev.	motivo	data	redatto	verificato	approvato

cod. el. 1128PD0210

file 1128PD0210\_00.docx



# Indice

	Pag.
Introduzione .....	III
Normativa di riferimento .....	IV
1. Individuazione del bacino idrografico della fiumara Trainiti e del torrente Candrilli - caratteristiche morfometriche .....	1
1.1 Caratteristiche morfometriche del bacino idrografico .....	3
1.2 Inquadramento vincolistico .....	6
1.3 Criticità Torrente Candrilli .....	8
2. Determinazione delle Portate di Progetto .....	14
2.1 Determinazione della curva di possibilità pluviometrica .....	14
2.1.1 Il modello probabilistico TCEV .....	14
2.1.2 Curve di Possibilità Pluviometrica per il bacino del T. Candrilli .....	17
2.2 Determinazione del tempo di corrivazione e del tempo di ritardo .....	18
2.3 Pioggia efficace - Metodo SCS-CN .....	18
2.3.1 Carta dell'uso del suolo .....	21
2.3.2 Carta della tipologia di suolo .....	21
2.3.3 Determinazione del CN .....	22
2.4 Determinazione portata al colmo di progetto .....	23
2.5 Confronto con la metodologia del "Piano Versace" .....	24
2.5.1 Portata di picco nel bacino del Candrilli .....	28
3. Modellazione idraulica .....	30
3.1 Geometria .....	30
3.2 Scenari simulati e condizioni al contorno .....	32
3.3 Risultati della modellazione idraulica dello stato attuale .....	32
3.4 Interventi previsti .....	38
3.5 Criteri di dimensionamento .....	39
3.6 Risultati della modellazione idraulica dello stato di progetto .....	41
4. Conclusioni .....	46
Riferimenti bibliografici .....	47

## Figure

	Pag.
Figura 1.1 – Estratto Carta Tecnica Regionale con l'ubicazione del bacino idrografico della Fiumara Trainiti e la rete idrografica principale. ....	2
Figura 1.2 – Ortofoto con delimitazione del bacino idrografico della Fiumara Trainiti sottesa alla foce. ....	3
Figura 1.3 - Ortofoto con delimitazione del bacino idrografico del Torrente Candrilli sotteso al Ponte Stradale della rotatoria sulla S.P. 11. ....	4
Figura 1.4 – Curva ipsometrica del bacino idrografico del Torrente Candrilli alla sezione di chiusura su S.P. 11. ....	5
Figura 1.5 - Vincoli "Natura 2000" e Vincoli archeologici in prossimità dell'area di intervento. ....	6
Figura 1.6 - Vincoli del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico nell'area (ex Autorità di Bacino Regione Calabria) .....	7
Figura 1.7 -Mappa del Rischio Alluvioni del PGRA 2021 Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale. ....	7
Figura 1.8 – Attraversamenti stradali insufficienti da adeguare (comunali) o da rimuovere (privati) individuati a seguito del sopralluogo. ....	9
Figura 1.9 - Area degli interventi di progetto .....	9
Figura 1.10 - Torrente Candrilli: Attraversamento comunale su Strada Provinciale SP11. ....	10
Figura 1.11 - Torrente Candrilli: Attraversamento privato 01. ....	10
Figura 1.12 - Torrente Candrilli: Attraversamento privato 02. ....	11
Figura 1.13 - Torrente Candrilli: Attraversamento privato 03. ....	11

Figura 1.14 - Torrente Candrilli: Attraversamento privato 04 – Passerella in acciaio.....	12
Figura 1.15 – Torrente Candrilli: attraversamento comunale a monte con tubazione ARMCO insufficiente al deflusso.....	13
Figura 2.1 - Aree Pluviometriche Omogenee al terzo livello per la Regione Calabria, con evidenziato il bacino del T. Candrilli. ....	16
Figura 2.2 – Curve di Probabilità Pluviometrica al variare del $T_R$ per i due sottobacini considerati. ....	18
Figura 2.3 - Bacino idrografico del Torrente Candrilli: copertura del suolo secondo la Corine Land Cover 2018... ..	21
Figura 2.4 - Estratto carta litologica nel bacino del T. Candrilli.....	22
Figura 2.5 - Raster del Curve Number CNII ricavato per il bacino del T. Candrilli.....	23
Figura 2.6 - Ietogramma rettangolare, con intensità di pioggia costante per l'intera durata tc.....	23
Figura 2.7 – Bacino del Candrilli sovrapposto alla carta dei bacini studiati nel "Piano Versace". ....	25
Figura 2.8 – Curve di probabilità pluviometrica relative ad un tempo di ritorno di 200 anni per la stazione di Vibo Valentia secondo il Piano Versace. ....	27
Figura 3.1 – Modello Lidar in Ras Mapper da cui sono state estrapolate le sezioni integrative utilizzate nel modello monodimensionale (Hec-Ras 6.3). ....	31
Figura 3.2 – Implementazione del tombino stradale di monte nel modello HEC-RAS dello stato attuale. ....	32
Figura 3.3 – Profilo di moto permanente sul T. Candrilli – Stato Attuale.....	33
Figura 3.4 – Risultati simulazione in corrispondenza degli attraversamenti stradali sul T. Candrilli – Stato Attuale. ....	34
Figura 3.5 - Risultati simulazione in corrispondenza degli attraversamenti stradali sul T. Candrilli – Stato Attuale. ....	35
Figura 3.6 – Mappa delle aree allagate sul T. Candrilli – Stato Attuale.....	36
Figura 3.7 - Sezione subito a monte del ponte stradale sulla S.P.11: l'ostruzione dell'alveo provoca un rigurgito in destra idraulica.....	36
Figura 3.8 – Nuova sezione di progetto dell'alveo. ....	38
Figura 3.9 – Nuova sezione di progetto scatolare ponti in c.a. ....	38
Figura 3.10 - Verifica alveo di progetto con portata duecentennale.....	40
Figura 3.11 - Scala di deflusso della sezione trapezia di progetto.....	40
Figura 3.12 - Verifica sezione del ponte scatolare in c.a. per la portata duecentennale. ....	40
Figura 3.13 - Scala di deflusso della sezione del ponte stradale di progetto.....	41
Figura 3.14 - Profilo di moto permanente sul T. Candrilli – Stato di Progetto.....	42
Figura 3.15 - Sezioni di progetto dei due nuovi ponti scatolari e sezioni in corrispondenza dei precedenti attraversamenti privati rimossi. ....	43
Figura 3.16 - Mappa delle aree allagate della simulazione del post-operam.....	44

## Tabelle

	Pag.
Tabella 2.1 - Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Calabria. ....	15
Tabella 2.2 - Valori teorici del coefficiente probabilistico $K_T$ per le piogge, per alcuni valori del tempo di ritorno. ....	16
Tabella 2.3 - Valori dei parametri della TCEV per durate orarie nella Regione Calabria. ....	17
Tabella 2.4 - Valori dei coefficienti $a$ , $n$ , $K_T$ delle curve di probabilità pluviometriche per vari $T_R$ nel sottobacino del T. Candrilli. ....	17
Tabella 2.5 - Parametri per il calcolo del tempo di corrivazione e del tempo di ritardo. ....	18
Tabella 2.6 - Descrizione delle categorie dei tipi di suolo in base al metodo del Soil Conservation Service (1986). ....	19
Tabella 2.7 - Valori di CN II per condizioni intermedie in funzione del tipo di suolo e del tipo di copertura. ....	20
Tabella 2.8 - Destinazioni d'uso del suolo secondo la CLC 2018 per il sottobacino del Candrilli. ....	21
Tabella 2.9 - Associazione della categoria di suolo SCS in base alle formazioni litologiche.....	22
Tabella 2.10 – Parametri regionali della distribuzione TCEV, secondo il PAI. ....	26
Tabella 2.11 – Parametri della distribuzione TCEV relativi alla stazione di Vibo Valentia, procedura PAI.....	26
Tabella 2.12 – Portata di dimensionamento $Q$ da considerarsi in ciascun sottobacino. ....	28
Tabella 3.1 – Risultati simulazione permanente T. Candrilli – Stato Attuale. ....	37
Tabella 3.2 - Risultati simulazione permanente T. Candrilli – Stato di Progetto. ....	45



# Introduzione

La presente relazione idraulica riguarda lo studio della dinamica idraulica del Torrente Candrilli, affluente della Fiumara Trainiti nel Comune di Vibo Valentia, al fine di stimare la compatibilità idraulica degli interventi di sistemazione idraulica necessari al contenimento delle portate di piena.

Lo studio nasce a seguito dei provvedimenti intrapresi dall'Amministrazione Provinciale dopo gli eventi alluvionali del 3 luglio 2006 che hanno provocato esondazioni generalizzate dei deflussi dal corso d'acqua e forte erosione spondale.

A seguito della grave situazione di dissesto, è stato dichiarato lo stato di emergenza nel territorio della provincia di Vibo Valentia ed è stata emessa l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3531 del 7 Luglio 2006 "Interventi urgenti di protezione civile diretti a fronteggiare i danni conseguenti agli eccezionali eventi atmosferici che hanno colpito il territorio della provincia di Vibo Valentia il giorno 3 luglio 2006". L'Ordinanza ha nominato il Presidente della Regione Calabria quale Commissario delegato per gli eventi meteorologici e stabilito, tra l'altro, che egli provveda *"al ripristino, in condizioni di sicurezza, delle infrastrutture pubbliche danneggiate, alla pulizia ed alla manutenzione straordinaria della viabilità, degli alvei dei corsi d'acqua ed alla stabilizzazione dei versanti, alla realizzazione di adeguati interventi ed opere di prevenzione dei rischi ed alla messa in sicurezza dei luoghi, nonché alla realizzazione di adeguati interventi, anche non infrastrutturali, di prevenzione dei rischi idrogeologici ed idraulici"*.

Con successiva Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3536 del 28 luglio 2006 recante "Disposizioni urgenti di protezione civile" il Commissario delegato è stato incaricato di predisporre un **Piano di interventi infrastrutturali di emergenza e di prima sistemazione idrogeologica**, il cui sviluppo è stato poi affidato con ulteriore Ordinanza Commissariale n. 6 del 08 luglio 2006 al CAMILab – Laboratorio di Cartografia Ambientale e Modellistica Idrogeologica dell'Università della Calabria.

Le portate di progetto utilizzate così come le opere previste dal presente progetto, fanno riferimento e rispettano le linee guida indicate nel "Piano di interventi infrastrutturali di emergenza e di prima sistemazione idrogeologica nei comuni della Provincia di Vibo Valentia colpiti dagli eventi atmosferici del 3 Luglio 2006", cosiddetto "Piano Versace".

La verifica è stata eseguita in riferimento alla portata di piena del corso d'acqua stimata per **tempi di ritorno pari a 50 e 200 anni** mediante il tracciamento del profilo idrico in condizioni di moto permanente monodimensionale.

Il tratto di corso d'acqua oggetto della verifica è quello a monte del ponte stradale in prossimità della rotatoria sulla S.P. 11 lungo il T. Candrilli, per una lunghezza complessiva di circa 1650 m. L'area di bacino in esame risulta già compresa tra le aree di attenzione idraulica della perimetrazione P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico) dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale (ex Autorità di Bacino Regionale Calabria) approvato nel 2001 (aggiornato con Delibera del C.I. n°27 del 02/08/2011). Le metodologie utilizzate nelle varie fasi, che saranno nel seguito descritte in dettaglio, sono in pieno accordo con le indicazioni contenute nel PAI ex AdB Calabria e nel PGRA (Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni) Calabria. La geometria del sistema, considerato ai fini della verifica idraulica, è stata definita in alveo dai rilievi in campo di alcune sezioni nei tratti interessati e da ulteriori punti di raffittimento, forniti dal consulente esterno e, per le aree più distanti o dove non era disponibile il rilievo, mediante l'utilizzo del modello digitale del terreno DTM da rilievo laser scanner (LiDAR) con risoluzione a terra di 1m disponibile sul Geoportale Nazionale del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare.

## Normativa di riferimento

Viene di seguito riportato l'elenco della normativa e degli standard di riferimento in relazione ai contenuti della presente relazione.

- Piano di interventi infrastrutturali di emergenza e di prima sistemazione idrogeologica nei comuni della Provincia di Vibo Valentia colpiti dagli eventi atmosferici del 3 Luglio 2006, CAMILab – Laboratorio di Cartografia Ambientale e Modellistica Idrogeologica Università della Calabria, Ottobre 2006 (approv. Commissario Delegato per l'emergenza idrogeologica nella Provincia di Vibo Valentia, OPCM n° 3531 del 7 Luglio 2006);
- PGRA, Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni, Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale – II° Ciclo 2016-2021 – I Aggiornamento di Piano (adoz. Del. n. 2 CIP 20/12/2021, appr. DPCM 01/12/2022);
- Linee Guida sulle verifiche di compatibilità idraulica delle infrastrutture interferenti con i corsi d'acqua, sugli interventi di manutenzione, sulle procedure per la classificazione delle aree d'attenzione e l'aggiornamento delle aree a rischio inondazione, Regione Calabria, Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) – (ai sensi dell'art. 1-bis della L. 365/2000, dell'art.17 Legge 18 maggio 1989 n. 183, dell'art.1 Legge 3 agosto 1998 n. 267), testo approvato dal Comitato Istituzionale - seduta del 31.07.2002;
- D.P.R. 14 aprile 1993 "Atto di indirizzo e coordinamento alle regioni recante criteri e modalità per la redazione dei programmi di manutenzione idraulica e forestale.", G. U. 20 aprile 1993 n. 91;
- D.Lgs 152/06 "Norme in materia di difesa ambientale" - Parte Terza - Norme in materia di difesa del suolo e lotta alla desertificazione, di tutela delle acque all'inquinamento e di gestione delle risorse;
- D.Lgs n. 128 del 29/6/2010, Modifiche ed integrazioni al Decreto Legislativo del 3 aprile 2006 n. 152/06;
- Linee Guida Nazionali per la Valutazione di Incidenza (VInCA) - Direttiva 92/43/CEE "HABITAT" articolo 6, paragrafi 3 e 4, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana n. 303 del 28.12.2019;
- D.M. 17. 01.2018 Norme tecniche delle costruzioni (NTC 18).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP, Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, GU n.35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n. 5.

# 1. Individuazione del bacino idrografico della fiumara Trainiti e del torrente Candrilli - caratteristiche morfometriche

Il bacino della Fiumara Trainiti, ricadente nel Comune di Vibo Valentia, è impostato sulle propaggini orientali e costiere del Massiccio del Monte Poro, promontorio dall'aspetto tipico di altipiano, separato dalla dorsale delle Serre per mezzo della valle del Marepotamo e del Mesima, che si protende sul Mar Tirreno, tra il Golfo di S. Eufemia a Nord ed il Golfo di Gioia Tauro a Sud.

Il promontorio del Monte Poro (altitudine massima 710 m s. l. m.) è costituito da un altopiano centrale, limitato da una serie di versanti che sbloccano il massiccio verso la costa. La zona centrale è, pertanto, costituita da vasti pianori sommitali terrazzati, disposti attorno alle quote di 500-700 m. A partire dalla quota di 500 m fino al mare, si osserva una serie di versanti costieri, con pendenze variabili dal 20 all'80%, interrotti a varie altitudini (400-200 m) da terrazzamenti dove si dispongono i principali centri abitati. I suddetti versanti sono solcati da una serie di corsi d'acqua, a regime prettamente torrentizio, che hanno profondamente inciso la coltre di formazioni sedimentarie, fino a raggiungere in diversi punti il substrato cristallino.

Come il resto dei torrenti che attraversano il tratto compreso fra il basso corso del fiume Angitola e Capo Zambrone (S. Anna, Rizzuta, Cerasia, Potame, per citare i principali) il Trainiti ha un profilo molto ripido, un percorso breve e scorre con un quasi perfetto parallelismo rispetto agli altri. Il tracciato è tortuoso e determinato, oltre che dalla diversa energia della corrente fluviale, dalla differente erodibilità delle litologie attraversate. Il corso sinuoso, in valli strette limitate da versanti acclivi, suggerisce una notevole stabilità di percorso nel tempo. Lungo il tratto mediano è spesso evidente un fenomeno di calibratura dei meandri; il fondovalle piatto, ingombro di detriti, suggerisce una certa risalita del livello del mare. Lo sbocco in mare avviene mediante foce ad estuario con poco apporto di detriti; questo perché attraversando una breve piana litorale deposita i suoi materiali formando dei conoidi relativamente cospicui.

La quota massima riscontrabile è di 565 metri s.l.m. (in corrispondenza del Castello di Vibo Valentia); da qui il territorio degrada bruscamente in direzione sud (250 metri), mentre verso nord scende a tratti dolcemente o bruscamente sino al livello del mare.

La Fiumara Trainiti sfocia nel Mar Tirreno alla quota di 0 m. s.l.m. (Figura 1.1).



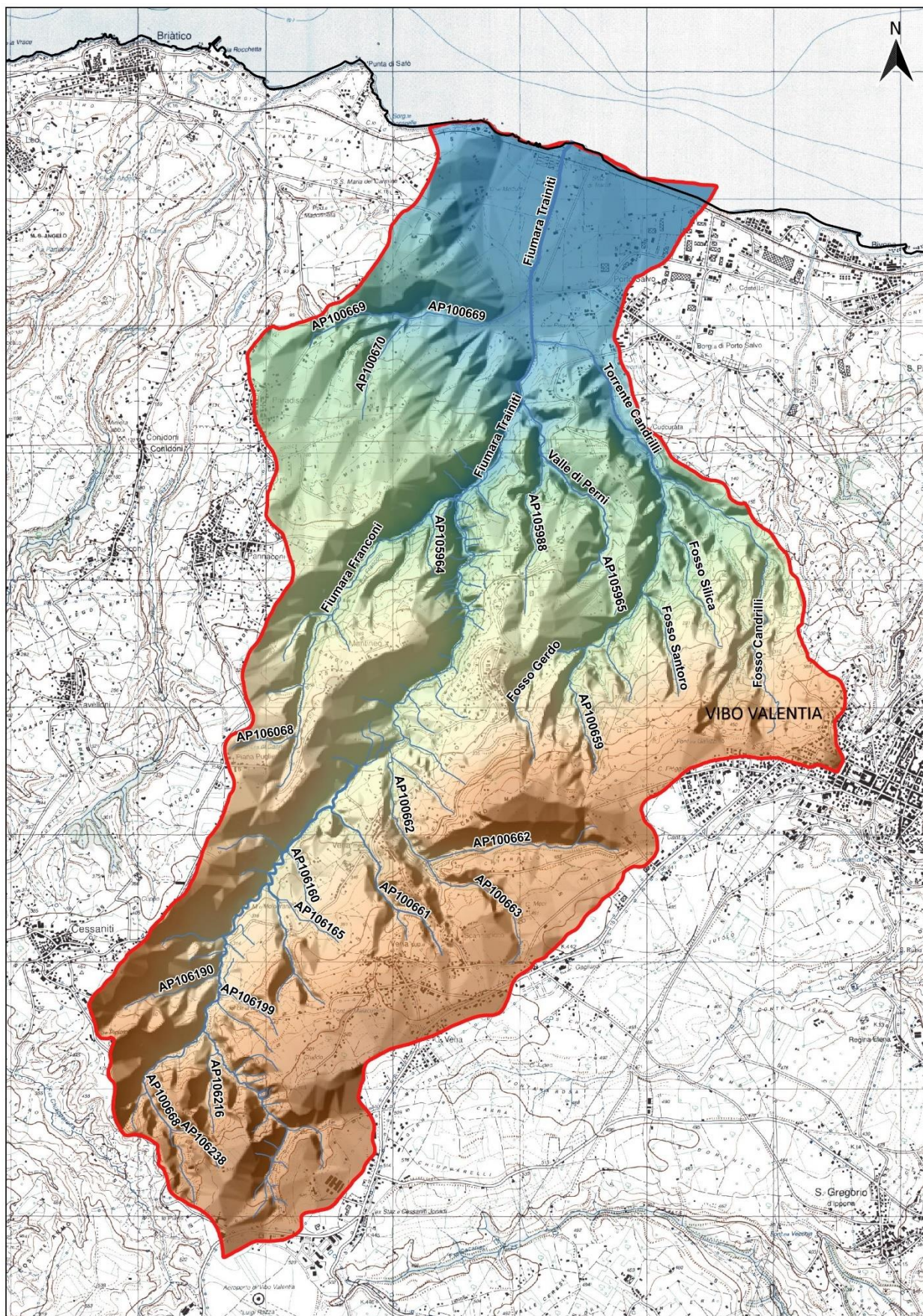


Figura 1.1 – Estratto Carta Tecnica Regionale con l'ubicazione del bacino idrografico della Fiumara Trainiti e la rete idrografica principale.



Il bacino idrografico della Fiumara Trainiti, sotteso dalla sezione di chiusura individuata in prossimità della foce, scorre a cavallo tra i comuni di Vibo Valentia, Briatico e Cessaniti, sviluppandosi su una superficie complessiva di 25.975 km<sup>2</sup> compresa tra 535 m s.l.m. (Casa Chiodo – Lavrisi) e 0 m s.l.m..



L'area di studio è quella individuata dal sottobacino di uno degli affluenti della Fiumara Trainiti, ovvero il Torrente Candrilli, chiuso alla sezione in corrispondenza del ponte stradale sulla rotatoria lungo la S.P.11 (Figura 1.3).



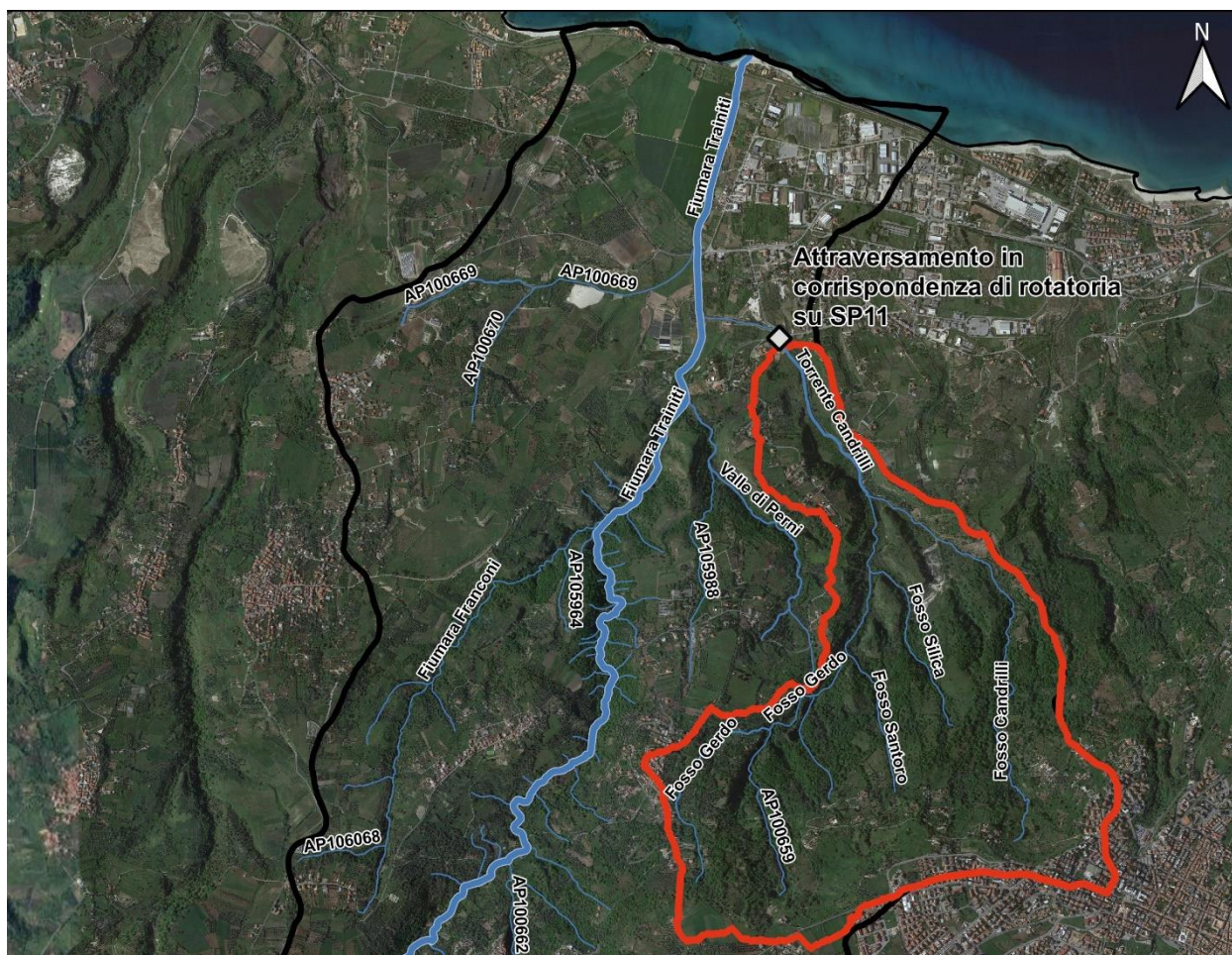


Figura 1.3 - Ortofoto con delimitazione del bacino idrografico del Torrente Candrilli sotteso al Ponte Stradale della rotatoria sulla S.P. 11.

L'altitudine media del bacino idrografico in oggetto è stata calcolata suddividendo l'area del bacino in fasce ad intervallo altimetrico costante ed effettuando una media pesata dell'altitudine media di ciascuna fascia rispetto alla superficie corrispondente alla relativa fascia altimetrica, ovvero applicando la seguente relazione:

$$H_{media} = \frac{\sum_i H_i \cdot S_i}{S} \quad [\text{m s.l.m.}]$$

dove:

- $H_i$  altitudine media della fascia altimetrica i-esima
- $S_i$  superficie della porzione di bacino idrografico compresa nella fascia altimetrica i-esima
- $S$  superficie complessiva del bacino idrografico

Applicando tale espressione si ottiene un'altitudine media del bacino idrografico del Torrente Candrilli pari a 286.46 m s.l.m..

Ai fini della successiva determinazione del tempo di corrivazione si è determinata anche la pendenza 'idraulicamente' media dell'asta principale secondo la formula di Taylor-Schwartz:

$$i_m = \left[ \frac{L}{\sum_i \frac{L_i}{\sqrt{i_i}}} \right]^2 \quad [\%]$$

dove  $L$  è la lunghezza dell'asta principale espressa in metri mentre  $L_i$  ed  $i_i$  sono rispettivamente la lunghezza in metri

e la pendenza media adimensionale di ciascun tratto in cui si è suddivisa l'asta.

Infine si è determinata la densità di drenaggio che rappresenta il numero di chilometri di reticolo drenante per ogni chilometro quadrato di superficie di bacino: l'unità di misura è pertanto il  $\text{km}^{-1}$ . Più grande sarà il valore del rapporto e più fitta sarà la rete di drenaggio presente sul bacino.

$$D = \frac{\sum_j L_j}{S} [\text{km}^{-1}]$$

Di seguito si riassumono le principali caratteristiche fisiche del bacino idrografico del Torrente Candrilli, utili ai fini della stima della portata di piena del corso d'acqua:

- Superficie Bacino: 4.90  $\text{km}^2$
- Quota massima: 499.25 m s.l.m.
- Quota minima: 33.82 m s.l.m.
- Quota sez. chiusura: 33.82 m s.l.m.
- Quota media: 286.46 m s.l.m.
- Lunghezza asta principale: 4.59 km
- Pend. Media asta princ.: 12.90 %
- Densità di drenaggio: 36.89  $\text{km}^{-1}$

Nella figura seguente (Figura 1.4) si riporta la curva ipsometrica del bacino idrografico del Torrente Candrilli.

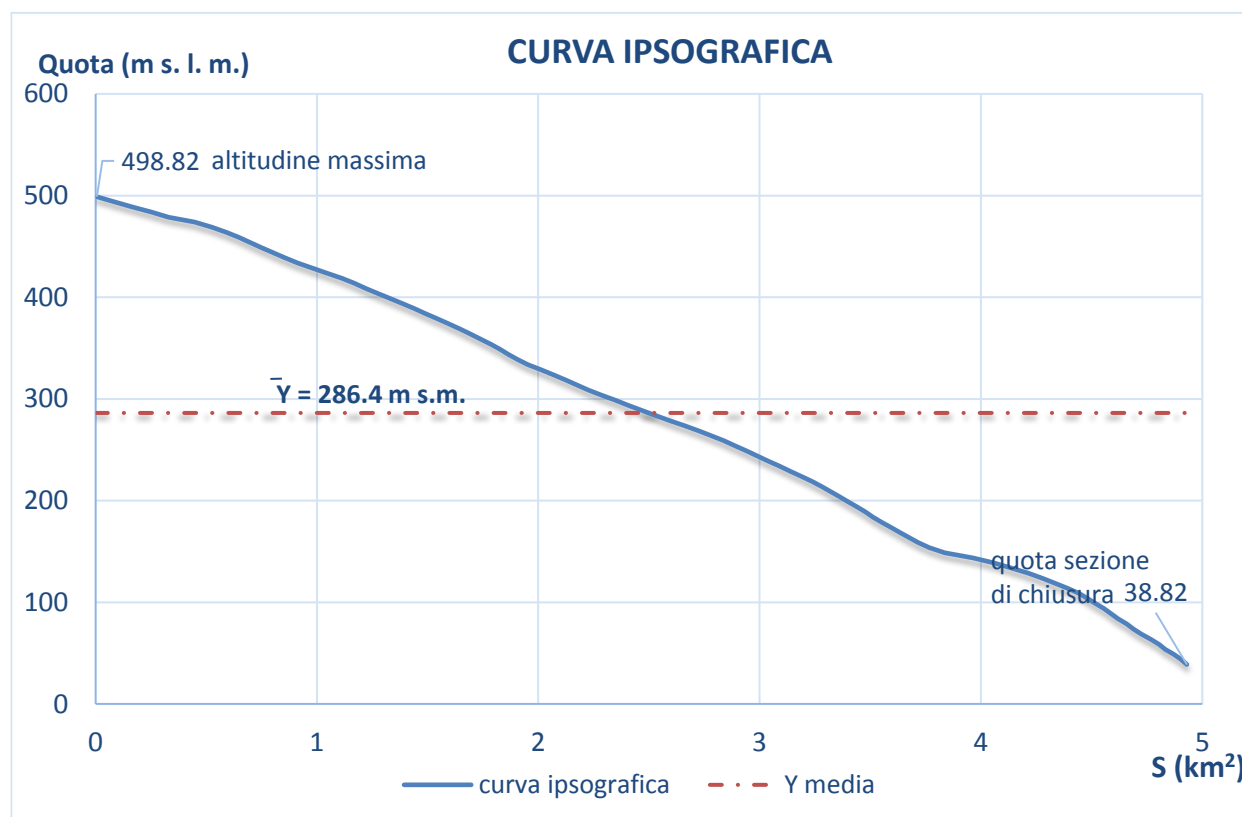


Figura 1.4 – Curva ipsometrica del bacino idrografico del Torrente Candrilli alla sezione di chiusura su S.P. 11.



## 1.2 Inquadramento vincolistico

L'area oggetto di intervento risulta compresa tra il ponte stradale sulla rotatoria della strada provinciale S.P.11 e l'altezza dell'attraversamento comunale circa 1600 m a monte. Come si evince dalla figura seguente, l'area non è interessata né da zone di vincolo della rete "Natura 2000" e nemmeno da vincoli archeologici, che si ritrovano solo molto più a monte nell'abitato di Vibo Valentia ed a valle in prossimità della costa (Figura 1.5).



Figura 1.5 - Vincoli "Natura 2000" e Vincoli archeologici in prossimità dell'area di intervento.

Dal punto di vista della pericolosità idraulica, il Piano per l'Assetto Idrogeologico (agg. 2016, L. n. 183 del 18/05/89; L. n. 253 del 7/08/90; L. n. 493 del 4/12/93; L.n. 226 del 13/07/99; L.n. 365 del 11/12/00) classifica il tratto in esame del torrente Candrilli ricadente in **"area di attenzione"** PAI. Le norme di attuazione del PAI prevedono che (art. 24 Norme di Attuazione) in mancanza di studi di dettaglio, ai fini di tutela preventiva, in tali aree valgono le stesse prescrizioni vigenti per le aree a rischio R4. Nelle aree a rischio R4 (art. 21 NdA), il PAI persegue l'obiettivo di garantire condizioni di sicurezza idraulica, assicurando il libero deflusso della piena con tempo di ritorno 20 – 50 anni, nonché il mantenimento e il recupero delle condizioni di equilibrio dinamico dell'alveo. Gli interventi idraulici consentiti (comma 2, lett. e) volti alla mitigazione o rimozione del rischio, non devono pregiudicare le attuali condizioni di sicurezza a monte o a valle dell'area oggetto di intervento (Figura 1.6).

Dallo studio della cartografia P.G.R.A. (Piano Gestione Rischio Alluvioni - II° ciclo del PGRA 2016-2021 – I° Aggiornamento di Piano ai sensi dell'Art. 14, comma 3 Direttiva 2007/60/CE, adottato ai sensi degli artt. 65 e 66 del D.Lgs. 152 del 2006 con Delibera n° 2 della Conferenza Istituzionale Permanente del 20 dicembre 2021, Approvato con DPCM del 1/12/2022, pubblicato su G. U. n. 32 dell'8/2/2023) dell'Autorità di Bacino Distrettuale, risulta che l'area d'intervento è classificata in parte come area a rischio moderato R1 (alveo fluviale) e in parte come area a rischio elevato R3 (aree latitanti).



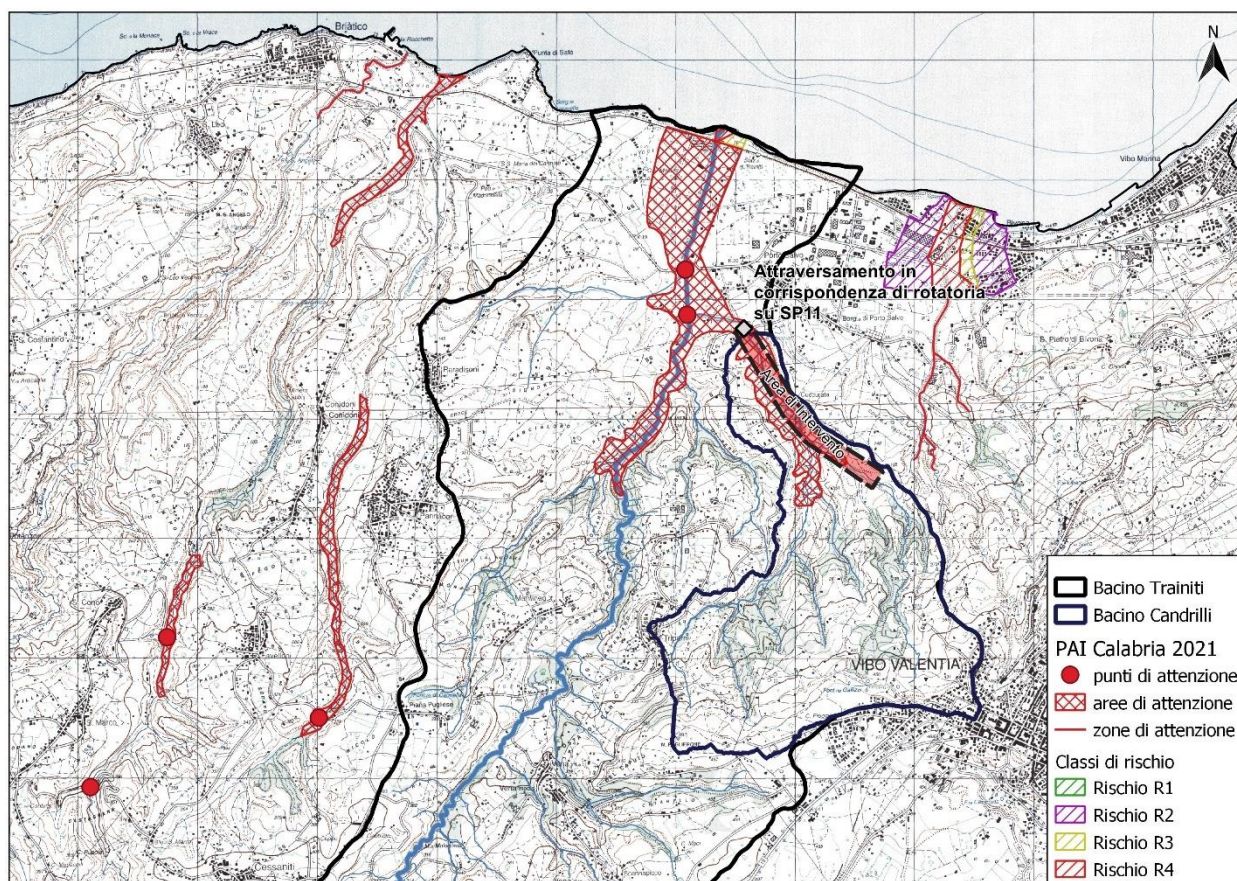


Figura 1.6 - Vincoli del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico nell'area (ex Autorità di Bacino Regione Calabria).

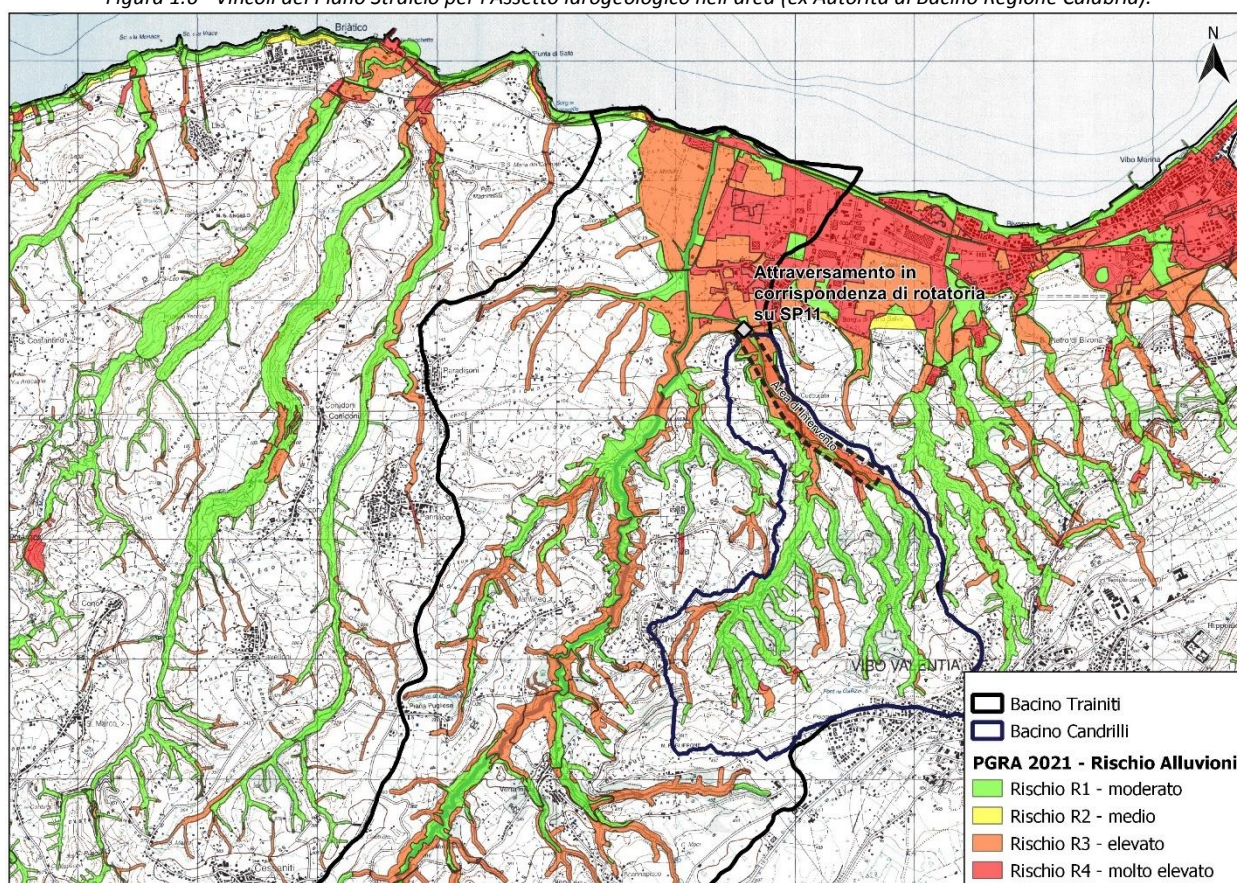


Figura 1.7 -Mappa del Rischio Alluvioni del PGRA 2021 Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale.

Tali classi, in numero di quattro, sono del tutto equivalenti a quelle dei PAI, in quanto il D.lgs. 49/2010 richiama



espressamente il DPCM 29/09/1998. Le mappe del PGRA non sono dotate di un sistema di Norme di attuazione vincolistico sul territorio ma, per la specificità del Piano, ad esse è associato un programma di misure, costituite da azioni di svariata natura, da attuarsi sul territorio a cura degli Enti istituzionalmente competenti (Del. n. 2 del C.I.P. 20 dicembre 2019). Si specifica, inoltre, che dalla data di pubblicazione sul sito dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, negli ambiti perimetrati dalle mappe del PGRA e non ricompresi nei PAI, vigono Misure di Salvaguardia, adottate con D.S. n. 540 del 13/10/2020 le quali restano in vigore fino alla conclusione dei procedimenti di cui al comma 4bis dell' art. 68 del decreto legislativo n. 152 del 2006 così come aggiunto dall'art. 54 della Legge 120/2020.

L'area oggetto di intervento ricade in area di attenzione PAI pertanto non valgono le norme di salvaguardia, ma rimane cogente quanto indicato dalle NTA del PAI, art. 24 (equivalenza alla classe di rischio R4).

Gli interventi consentiti, per i quali è prevista la predisposizione dello studio idrologico e idraulico e/o lo studio di compatibilità idraulica, sono soggetti al parere vincolante dell'Autorità di Bacino Distrettuale, che potrà fornire anche le eventuali prescrizioni per il rispetto di tutte le disposizioni.

### 1.3 Criticità Torrente Candrilli

I tratti di alveo della Fiumara Trainiti oggetto del presente progetto sono quelli in corrispondenza della parte terminale attraversante la piana di Porto Salvo. In questi tratti l'alveo è inadeguato al deflusso delle portate anche ordinarie.

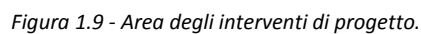
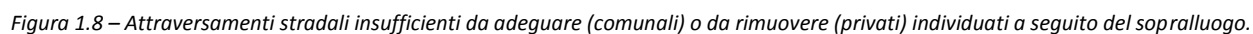
Le problematiche maggiori sono state riscontrate sul T. Candrilli a monte dell'attraversamento sulla rotatoria della Strada Provinciale S.P. 11 per una distanza di circa 1,6 km dove la sezione di deflusso risulta insufficiente e sono presenti altri 3 attraversamenti, di cui due privati e uno comunale anch'essi sottodimensionati (Figura 1.8).

Come si vede dalle figure a seguire (Figura 1.8, Figura 1.10, Figura 1.11, Figura 1.12, Figura 1.15) l'alveo attualmente risulta intasato da una folta e fitta vegetazione, che ha reso molto difficile il rilievo dell'area. La vegetazione, costituita da canneti e altre specie vegetali infestanti quali erba gramigna, tarassaco, spineti, rovi, riveste totalmente le sponde, le banche e anche l'alveo fluviale, rendendo molto difficoltoso il deflusso delle acque, anche in regime ordinario.

A ciò si aggiunge l'accumulo di detriti in alveo costituiti da spazzatura di vario genere, piccoli rami e legnetti e altro materiale lapideo trasportato da monte verso valle in occorrenza dei passati eventi di piena. Questi depositi, si accumulano specie in corrispondenza degli attraversamenti (come quello sulla SP11) finendo per ridurre l'area liquida netta.

Infine, si sottolinea la presenza in quattro punti lungo l'alveo di attraversamenti privati, la maggior parte costituiti da guadi a valle dei quali l'alveo fa un salto di circa 1,00 m (attraversamenti privati 1,2 e 3), ed una piccola passerella in acciaio (attraversamento 4) costituita da un semplice impalcato metallico di dimensioni in pianta 2.70x12.10 m e spessore impalcato 0.30 m.

Nel presente progetto si analizzeranno le criticità relative al tratto più a monte, che va dall'attraversamento privato 02 fino al tombino di lunghezza 50 m in condotta ARMCO comunale (Figura 1.9). Le problematiche più a valle, evidenziate dalla modellazione dello stato di fatto, non vengono analizzate in quanto analizzate in altro intervento di valle. **Si dà per scontato, pertanto, che siano risolte, nella fase di implementazione degli interventi qui esposti.**







*Figura 1.10 - Torrente Candrilli: Attraversamento comunale su Strada Provinciale SP11.*



*Figura 1.11 - Torrente Candrilli: Attraversamento privato 01.*





*Figura 1.12 - Torrente Candrilli: Attraversamento privato 02.*



*Figura 1.13 - Torrente Candrilli: Attraversamento privato 03.*





*Figura 1.14 - Torrente Candrilli: Attraversamento privato 04 – Passerella in acciaio.*





*Figura 1.15 – Torrente Candrilli: attraversamento comunale a monte con tubazione ARMCO insufficiente al deflusso.*



## 2. Determinazione delle Portate di Progetto

Non disponendo delle necessarie osservazioni di portata e per superare le difficoltà riscontrate dalla scarsità di dati idrologici di base reperibili, l'analisi è stata condotta utilizzando modelli di trasformazione degli afflussi meteorici (precipitazioni atmosferiche di prefissate caratteristiche) in deflussi alla sezione di chiusura del bacino.

I fondamenti delle procedure utilizzate per la redazione del presente studio sono stati tratti da diverse fonti teoriche tra cui: Ferro V., *La sistemazione dei bacini idrografici*, McGraw-Hill (2002); Da Deppo L., Datei C., Salandin P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Cortina Editore (2004), nonché dalle direttive del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) sulle piane di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica recanti le indicazioni per il calcolo delle portate di piena sui bacini idrografici di piccole dimensioni.

Gli afflussi naturali sono stati determinati, per assegnati tempi di ritorno, tramite l'impiego di piogge estreme regionalizzate applicando il metodo VAPI Calabria ad opera del GNDICI (Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche) con il modello probabilistico che adotta la distribuzione TCEV (Two-Component Extreme Value). L'adozione di tale metodo di indagine idrologica garantisce risultati già ampiamente testati e quindi ritenuti sufficientemente cautelativi rispetto a quelli desumibili dai metodi tradizionali di elaborazione statistica.

Al termine, è stato effettuato un confronto con le portate determinate secondo la metodologia esposta nella relazione "Determinazione delle portate di progetto" facente parte del **"Piano di interventi infrastrutturali di emergenza e di prima sistemazione idrogeologica nei comuni della Provincia di Vibo Valentia colpiti dagli eventi atmosferici del 3 luglio 2006"**, cosiddetto "Piano Versace". Tale metodologia permette di stimare non solo la portata "naturale" che si genera nel bacino ma anche i contributi delle impermeabilizzazioni che possono incrementare localmente i deflussi di piena e di altre immissioni puntuali dovute a scarichi di impianti di depurazione, a scolmatori della rete fognaria di tipo misto o ad altre situazioni che producono effetti analoghi.

### 2.1 Determinazione della curva di possibilità pluviometrica

La curva di probabilità pluviometrica, che rappresenta il legame tra l'altezza di pioggia che può cadere con un assegnato tempo di ritorno  $T_r$  per un'assegnata durata  $d$  e la durata  $d$ , è rappresentata dall'equazione:

$$h_{\delta,T} = a \cdot \delta^n$$

dove si assume che la durata  $\delta$  sia quella che dà luogo al massimo valore della portata al colmo (durata critica). I parametri  $a$  ed  $n$  dipendono dal tempo di ritorno  $T_r$  e dalla legge di probabilità impiegata per la loro stima, come spiegato di seguito.

#### 2.1.1 Il modello probabilistico TCEV

La stima di eventi estremi di precipitazione, come l'altezza massima di pioggia caratterizzata da un assegnato tempo di ritorno, in bacini idrografici non strumentati o non provvisti di una serie temporale affidabile di dati, può essere affrontata con metodologie diverse, tra cui la più robusta e più utilizzata a livello scientifico e tecnico è l'analisi di frequenza regionale. Tale approccio consente di utilizzare contemporaneamente l'intera informazione pluviometrica disponibile per le diverse stazioni pluviometriche presenti sul territorio di una regione riducendo così l'incertezza associata alla disomogeneità delle serie storiche osservate nei diversi siti di misura.



Quando si utilizza nella valutazione degli eventi estremi una metodologia statistica, la misura della precipitazione o della portata in un determinato punto non è un valore associato in assoluto al punto stesso, ma quel valore che mediamente sarà raggiunto nella zona considerata una volta ogni  $T_r$  anni. Questa misura idrologica, indicata con  $x_{Tr}$ , si dirà appunto caratterizzata da un tempo di ritorno  $T_r$ .

La stima del valore idrologico è immediata ove si presuma di conoscere la CDF - *Cumulative Distribution Function* della variabile casuale  $X$ , che esprime la probabilità che la variabile casuale assuma un valore non superiore ad  $x$ .

Tra la probabilità di superamento  $1 - P(x)$  e il tempo di ritorno sussiste la seguente relazione:

$$1 - P(x) = \frac{1}{T}$$

La legge di distribuzione probabilistica TCEV definisce la probabilità di non superamento di una combinazione di due popolazioni di eventi definite come *componente bassa*, che include gli eventi che potremmo chiamare ordinari, e *componente alta* che include gli eventi che potremmo considerare straordinari. La legge TCEV si esprime come segue:

$$P_X(x) = e^{-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}}} - \Lambda_2 e^{-\frac{x}{\Theta_2}}$$

dove  $X$  è la variabile,  $x$  è un generico valore di  $X$  e i parametri indicano:

- $\Lambda_1$  e  $\Lambda_2$  il valore atteso del numero degli eventi che nell'intervallo di tempo unitario (ad es. l'anno) appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta;
- $\Theta_1$  e  $\Theta_2$  il valore atteso dell'intensità degli eventi che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta, in cui è ovviamente:  $\Theta_1 \geq \Theta_2$ .

La funzione di distribuzione di probabilità della  $h_t$  è funzione di 4 parametri:  $\Lambda_1$ ,  $\Theta_1$ ,  $\Lambda_2$  e  $\Theta_2$ , che esprimono il numero medio annuo di eventi indipendenti superiori a una soglia delle due popolazioni ( $\Lambda_1$  e  $\Lambda_2$ ) e il loro valore medio ( $\Theta_1$  e  $\Theta_2$ ). Se si pone  $\Theta^* = \Theta_2/\Theta_1$  e  $\Lambda^* = \Lambda_2/\Lambda_1^{1/\Theta^*}$ , si può considerare la quaterna di parametri  $\Lambda^*$ ,  $\Theta^*$ ,  $\Lambda_1$  e  $\Theta_1$ . La funzione di distribuzione di probabilità della variabile casuale  $x=h_t$  (massimo annuale della pioggia di durata  $t$ ) è espressa come segue :

$$F_x(x) = \exp\left(-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}} - \Lambda^* e^{-\frac{x}{\Theta_1 \Theta^*}}\right)$$

Nel VAPI l'analisi delle piogge giornaliere ha portato alla verifica dell'ipotesi che la Calabria sia una zona pluviometricamente omogenea, ciò implica la costanza dei parametri  $\Lambda^*=0.418$  e  $\Theta^*=2.154$ . Si sono, quindi, individuate 3 sottozone in cui si ritiene costante il coefficiente di variazione e di conseguenza il parametro  $\Lambda_1$  (sottozona tirrenica, T:  $\Lambda_1=48.914$ ; sottozona centrale, C:  $\Lambda_1=22.878$ ; sottozona ionica, I:  $\Lambda_1=10.987$ ). Infine, sono state delimitate 13 aree omogenee, in ciascuna delle quali si ritiene valido un legame di correlazione tra la media delle altezze di pioggia giornaliere massime annuali e la quota sul mare.

Tabella 2.1 - Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge in Calabria.

Regione	1° Livello		2° Livello	
	$\Theta^*$	$\Lambda^*$	$\Lambda_1$	$\eta$
Tirrenica	2.154	0.418	48.914	5.173
Centrale	2.154	0.418	22.878	4.414
Ionica	2.154	0.418	10.987	3.681

Il bacino oggetto di indagine ricade all'interno della **sottozona VAPI T3** (Figura 2.1).

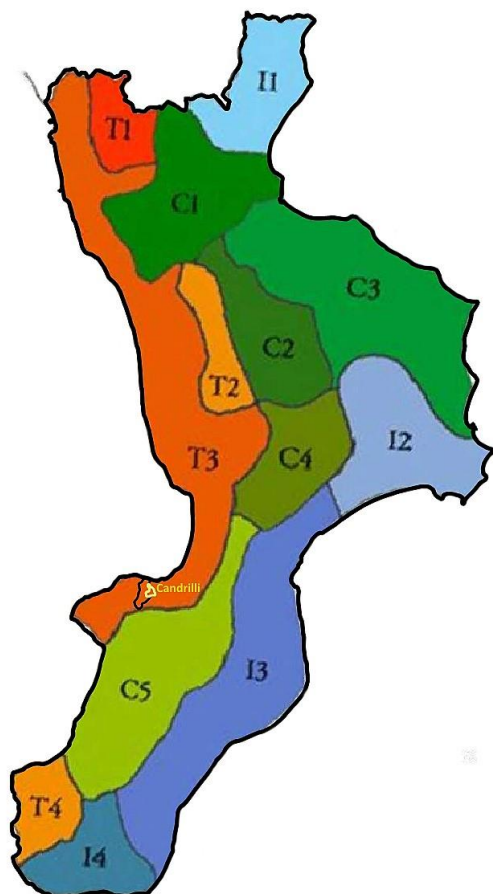


Figura 2.1 - Aree Pluviometriche Omogenee al terzo livello per la Regione Calabria, con evidenziato il bacino del T. Candrigli.

Fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata (DPC) all'interno della SZO pluviometrica omogenea previamente identificata, resta univocamente determinata la relazione fra periodo di ritorno T e valore del coefficiente di crescita  $K_T$ :

$$T = \frac{1}{1 - F_K(k)} = \frac{1}{1 - \exp(-\Lambda_1 e^{-\eta k} - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} e^{-\eta k/\theta_*})}$$

Più utile dal punto di vista pratico è la forma inversa dell'equazione precedente per cui, fissato un valore T del periodo di ritorno si ricava il corrispondente valore del coefficiente di crescita  $K_T$ . Per la distribuzione TCEV tale relazione non è analiticamente ottenibile. Si riportano di seguito, nella Tabella 2.2, i valori di  $K_T$  ottenuti numericamente per alcuni valori del periodo di ritorno.

Tabella 2.2 - Valori teorici del coefficiente probabilistico  $K_T$  per le piogge, per alcuni valori del tempo di ritorno.

T [anni]	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
$K_{T\text{SZ\_Tirrenica}}$	0.92	1.22	1.45	1.69	1.78	1.95	2.04	2.32	2.60	2.98	3.27
$K_{T\text{SZ\_Centrale}}$	0.91	1.26	1.53	1.81	1.91	2.12	2.22	2.54	2.87	3.32	3.65
$K_{T\text{SZ\_Ionica}}$	0.89	1.31	1.63	1.97	2.09	2.34	2.46	2.85	3.25	3.78	4.18

Ritenendo valida la suddivisione in sottozona e aree omogenee del VAPI anche per le piogge di breve durata t, si è effettuata l'analisi delle stesse, pervenendo alla valutazione dei parametri  $\Lambda^*$ ,  $\Theta^*$  e  $\Lambda_1$  per le diverse durate, t=1, 3, 6, 12, 24 ore (Tabella 2.3), attraverso il metodo della massima verosimiglianza (*Maximum Likelihood*, ML).

Tabella 2.3 - Valori dei parametri della TCEV per durate orarie nella Regione Calabria.

Durata (ore)	Calabria zona omogenea		$\Lambda_1$ per sottozone omogenee (Calabria)		
	$\Lambda^*$	$\theta^*$ (mm)	tirrenica	centrale	ionica
1	0.1997	2.0735	13.03	12.84	12.26
3	0.2614	2.4100	21.26	17.77	14.02
6	0.2834	2.3103	25.17	18.97	14.17
12	0.2915	2.2148	31.85	17.60	12.91
24	0.3610	1.9420	31.54	13.42	10.26

Per le 13 aree omogenee, si è ricercato un legame di correlazione multipla tra il valor medio delle intensità di pioggia massime annuali di breve durata,  $\mu_i$ , la durata della pioggia,  $t$ , e la quota sul mare della stazione di misura,  $H$ . Partendo dall'espressione:

$$\mu_i(t, H) = \frac{i_0}{(1 + t/t_{car})^{C+D \cdot H}}$$

sono stati stimati attraverso un'operazione di regressione lineare multipla i valori di:

- $i_0$ , valore finito dell'intensità di pioggia per durate tendenti a zero,
- $t_{car}$ , durata caratteristica che rende massimo il coefficiente di correlazione multipla,
- $C$  e  $D$  coefficienti.

Nota l'altitudine media di ciascun bacino, dalla precedente si ottengono:

- - la media  $\mu_i(t)$  in funzione della sola durata
- - la media delle altezze di pioggia massime annuali di breve durata,  $\mu_h(t) = \mu_i(t) \cdot t$ ,
- -  $\Theta_1(t) = \mu_h(t)/\eta(t)$ , essendo:

$$\eta(t) = \ln \Lambda_1(t) + 0,5772 - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda_1^j}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{9_*}\right)$$

Noti i parametri  $L^*(t)$ ,  $q^*(t)$  e  $L1(t)$ , la distribuzione TCEV è caratterizzata completamente.

### 2.1.2 Curve di Possibilità Pluviometrica per il bacino del T. Candrilli

Applicando la metodologia VAPI come descritta al bacino del Torrente Candrilli, sono stati determinati i coefficienti  $a$ ,  $n$  e  $K_T$  delle curve di possibilità pluviometrica (Tabella 2.4).

Tabella 2.4 - Valori dei coefficienti  $a$ ,  $n$ ,  $K_T$  delle curve di probabilità pluviometriche per vari  $T_R$  nel sottobacino del T. Candrilli.

$T_R$	10	20	30	50	100	200	500	1000
<b>a</b>	31.70	43.08	49.75	58.17	69.61	81.07	96.22	107.69
<b>n</b>	0.370	0.338	0.326	0.314	0.301	0.292	0.283	0.278
<b><math>K_T</math></b>	1.45	1.69	1.80	2.04	2.32	2.60	2.98	3.27

A seguire, il grafico delle Curve di Probabilità Pluviometrica nel sottobacino al variare del tempo di ritorno (Figura 2.2).

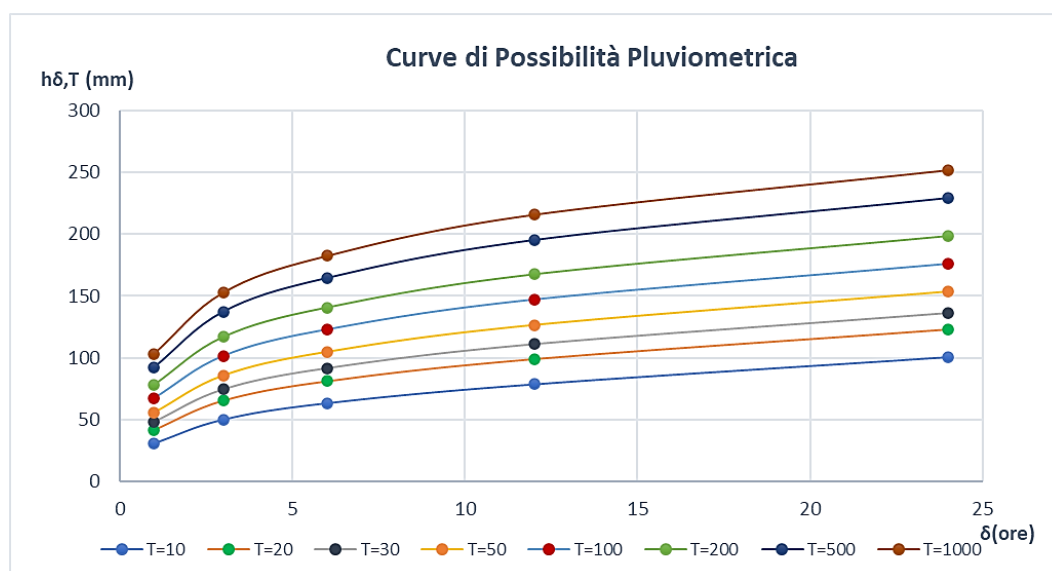


Figura 2.2 – Curve di Probabilità Pluviometrica al variare del  $T_R$  per i due sottobacini considerati.

## 2.2 Determinazione del tempo di corrivazione e del tempo di ritardo

Il calcolo del tempo di corrivazione è stato effettuato utilizzando la formula di Giandotti la quale si ritiene meglio si adatti alla valutazione relativa ai bacini montani:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S_{tot}} + 1.5L}{0.8 \cdot \sqrt{Z_{med} - Z_0}} \quad [ore]$$

dove:

- $S_{tot}$  = superficie totale del bacino [in km<sup>2</sup>];
- $L$  = lunghezza asta principale [km];
- $Z_{med}$  = altitudine media bacino [m s.l.m.];
- $Z_0$  = altitudine del bacino nella sezione di chiusura considerata [m s.l.m.].

Per quanto riguarda il tempo di ritardo (o *lag-time*), questo viene normalmente stimato per mezzo di relazioni empiriche. La più nota correlazione tra il Tempo di Corrivazione ( $t_c$ ) e il Lag-Time ( $t_{lag}$ ) è data da (USACE 2013):

$$t_{lag} = 0.6 \cdot t_c$$

Di seguito i valori del tempo di corrivazione del tempo di ritardo del bacino in esame (Tabella 2.5).

Tabella 2.5 - Parametri per il calcolo del tempo di corrivazione e del tempo di ritardo.

Sottobacino	$S$ [km <sup>2</sup> ]	$L$ [km]	$H_m$ [m]	$H_o$ [m]	$im$ [%]	$t_c$ [h]	$t_{lag}$ [h]
Candrilli	4.90	4.59	286.46	33.82	12.9	1.24	0.74

## 2.3 Pioggia efficace - Metodo SCS-CN

Nota la pioggia reale, per la determinazione del deflusso diretto è necessario valutare la pioggia efficace, quindi al netto di quella che viene assorbita dal suolo o intercettata dalla vegetazione. Per effettuare tale stima, è stato applicato il metodo del Curve Number proposto dal Soil Conservation Service (1972).

Questo metodo viene largamente adottato perché consente, attraverso informazioni quantitative sulla natura del bacino di facile acquisizione, di valutare le grandezze di interesse anche per bacini non strumentati. Secondo il metodo SCS-CN, il volume di deflusso superficiale (altezza di pioggia efficace), per un evento isolato di piena è dato da:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

essendo  $P$  lo spessore di pioggia precipitato sul bacino,  $S$  lo spessore di massima ritenzione potenziale del terreno e  $I_a = c S$ , lo spessore di assorbimento iniziale, con  $0 \leq c < 1$ . L'assorbimento iniziale  $I_a$  rappresenta il volume specifico di pioggia sottratto a priori per l'intercettazione della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali e, come si può intuire, risulta difficilmente valutabile. Sulla base di dati sperimentali relativi a numerosi bacini statunitensi, il Soil Conservation Service ha suggerito per la stima di  $I_a$  un valore di  $c=0.2$ .

Per un fissato stato iniziale di imbibimento, la massima ritenzione potenziale del bacino è funzione del tipo di terreno e dell'uso del suolo, il cui effetto combinato è descritto globalmente dal parametro adimensionale CN,  $0 < CN < 100$ , legato ad  $S$  dalla relazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

dove  $S$  è espresso in mm. Per determinare il valore del CN è necessario conoscere il tipo e l'uso del suolo, nonché il grado iniziale di imbibimento del terreno che può essere di tre tipi: AMC Tipo I, in caso di bacino asciutto, AMC Tipo II, per condizioni intermedie, e AMC Tipo III, in caso di bacino fortemente imbibito. Cautelativamente si fa quindi riferimento alla condizione di Tipo III.

In funzione delle caratteristiche idrologiche, i suoli possono essere suddivisi in quattro classi di permeabilità (A, B, C e D); in Tabella 2.6 sono descritte tali categorie dalla A alla D con potenzialità di deflusso crescente (Chow et al., 1988), mentre in Tabella 2.7 sono riportati i valori di CN per condizioni iniziali intermedie, AMC Tipo II, in funzione del tipo di suolo e dell'uso del suolo stesso.

Tabella 2.6 - Descrizione delle categorie dei tipi di suolo in base al metodo del Soil Conservation Service (1986).

Gruppo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarssissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 2.7 - Valori di CN II per condizioni intermedie in funzione del tipo di suolo e del tipo di copertura.

Valori CN <sub>II</sub> nelle zone urbanizzate						
Tipo di uso del suolo		Copertura	A	B	C	D
spazi aperti (parchi, cimiteri, campo da golf, prato all'inglese)		manto erboso <50%	68	79	86	89
		manto erboso tra 50 e 75 %	49	69	79	84
		manto erboso >75%	39	61	74	80
aree impermeabili: parcheggi, tetti, autostrade etc.		-	98	98	98	98
strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio		-	98	98	98	98
strade asfaltate		-	83	89	92	93
strade con letto in ghiaia		-	76	85	89	91
strade battute in terra		-	72	82	87	89
deserti naturali permeabili in aree urbane		-	63	77	85	88
deserti artificiali impermeabili in aree urbane		-	96	96	96	96
zone commerciali e di business		area impermeabile 85%	89	92	94	95
zone industriali		area impermeabile 72%	81	88	91	93
zone residenziali, lotti fino a 500 m²		area impermeabile 65%	77	85	90	92
zone residenziali, lotti di 500-1000 m²		area impermeabile 38%	61	75	83	87
zone residenziali, lotti di 1000-1500 m²		area impermeabile 30%	57	72	81	86
zone residenziali, lotti di 1500-2000 m²		area impermeabile 25%	54	70	80	85
zone residenziali, lotti di 2000-5000 m²		area impermeabile 20%	51	68	79	84
zone residenziali, lotti di 5000-10000 m²		area impermeabile 12%	46	65	77	82
zona di nuova espansione urbana		-	77	86	91	94
Valori CN <sub>II</sub> nelle zone rurali						
Tipologia di coltivazione	Trattamento	Condizioni idrologiche cattive/buone	A	B	C	D
incolto, a maggese, a riposo	maggese nudo o arato a rittochino	-	77	86	91	94
	maggese residuo (almeno il 5%) (CR)	cattive	76	85	90	93
filari di coltivazione	filari di coltivazioni a rittochino (SR)	buone	74	83	88	90
		cattive	72	81	88	91
	SR + CR	buone	67	78	85	89
		cattive	71	80	87	90
	filari di coltivazioni per traverso (C)	buone	64	75	82	85
		cattive	70	79	84	88
	C+CR	buone	65	75	82	86
		cattive	69	78	83	87
	filari di coltivazioni per traverso e terrazzati (C&T)	buone	64	74	81	85
		cattive	66	74	80	82
	C&T + CR	buone	62	71	78	81
		cattive	65	73	79	81
cereali	cereali a rittochino (SR)	buone	61	70	77	80
		cattive	65	76	84	88
	SR+CR	buone	63	75	83	87
		cattive	64	75	83	86
	cereali per traverso ( C )	buone	60	72	80	84
		cattive	63	74	82	85
	C+CR	buone	61	73	81	84
		cattive	62	73	81	84
	cereali per traverso e terrazzati (C&T)	buone	60	72	80	83
		cattive	61	72	79	82
leguminose a semi ravvicinati o diffusi o prato a rotazione	leguminose o prato a rotazione a rittochino (SR)	buone	59	70	78	81
		cattive	60	71	78	81
	leguminose o prato a rotazione per traverso (C)	buone	58	69	77	80
		cattive	66	77	85	89
	leguminose o prato a rotazione per traverso e terrazzamento (C&T)	buone	58	72	81	85
		cattive	64	75	83	85
		buone	55	69	78	83
		cattive	63	73	80	83
		buone	51	67	76	80
Valori CN <sub>II</sub> in altre zone rurali						
Zone umide						
Copertura vegetale	Condizioni idrologiche cattive/discrete/buone	A	B	C	D	
pascolo, prati, o foraggio continuo o ad intervalli per pascolo	cattive	68	79	86	89	
	discrete	49	69	79	84	
	buone	39	61	74	80	
prato protetto dal pascolo e soggetto a fienagione	-	30	58	71	78	
sterpaglia	cattive	48	67	77	83	
	discrete	35	56	70	77	
	buone	30	48	65	73	
combinazione di bosco e prato (es. frutteto)	cattive	57	73	82	86	
	discrete	43	65	76	82	
	buone	32	58	72	79	
bosco	cattive	45	66	77	83	
	discrete	36	60	73	79	
	buone	30	55	70	77	
proprietà agricola-edifici, stradine, viottoli d'accesso e lotti circostanti	-	59	74	82	86	
Zone aride e semiaride						
manto erboso, erba infestante	cattive	-	80	87	93	
	discrete	-	71	81	89	
	buone	-	62	74	85	
macchia boschiva: quercia, pioppo, mogano, acero	cattive	-	66	74	79	
	discrete	-	48	57	63	
	buone	-	30	41	48	
ginepro, pino e sottobosco	cattive	-	75	86	89	
	discrete	-	58	73	80	
	buone	-	41	61	71	
macchia arbustiva	cattive	-	67	80	85	
	discrete	-	51	63	70	
	buone	-	35	47	55	
arbusti desertici	cattive	63	77	85	88	
	discrete	55	72	81	86	
	buone	49	68	79	84	



### 2.3.1 Carta dell'uso del suolo

La determinazione dell'utilizzo del suolo nell'area è stata effettuata facendo riferimento alla Corine Land Cover 2018 che fornisce a livello europeo il monitoraggio delle caratteristiche di copertura e uso del territorio, con particolare attenzione alle esigenze di tutela ambientale.

In particolare, all'interno del bacino in esame, sono state individuate le seguenti destinazioni d'uso del suolo (Figura 2.7):

Tabella 2.8 - Destinazioni d'uso del suolo secondo la CLC 2018 per il sottobacino del Candrilli.

Codifica CLC18	Descrizione	AREA [km <sup>2</sup> ]
111	Tessuto urbano continuo	0.38
112	Tessuto urbano discontinuo	0.04
211	Seminativi in aree non irrigue	0.16
223	Uliveti	1.16
241	Culture annuali associate e colture permanenti	0.69
242	Sistemi colturali e particellari permanenti	11.23
311	Boschi di latifoglie	6.57
324	Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	0.54

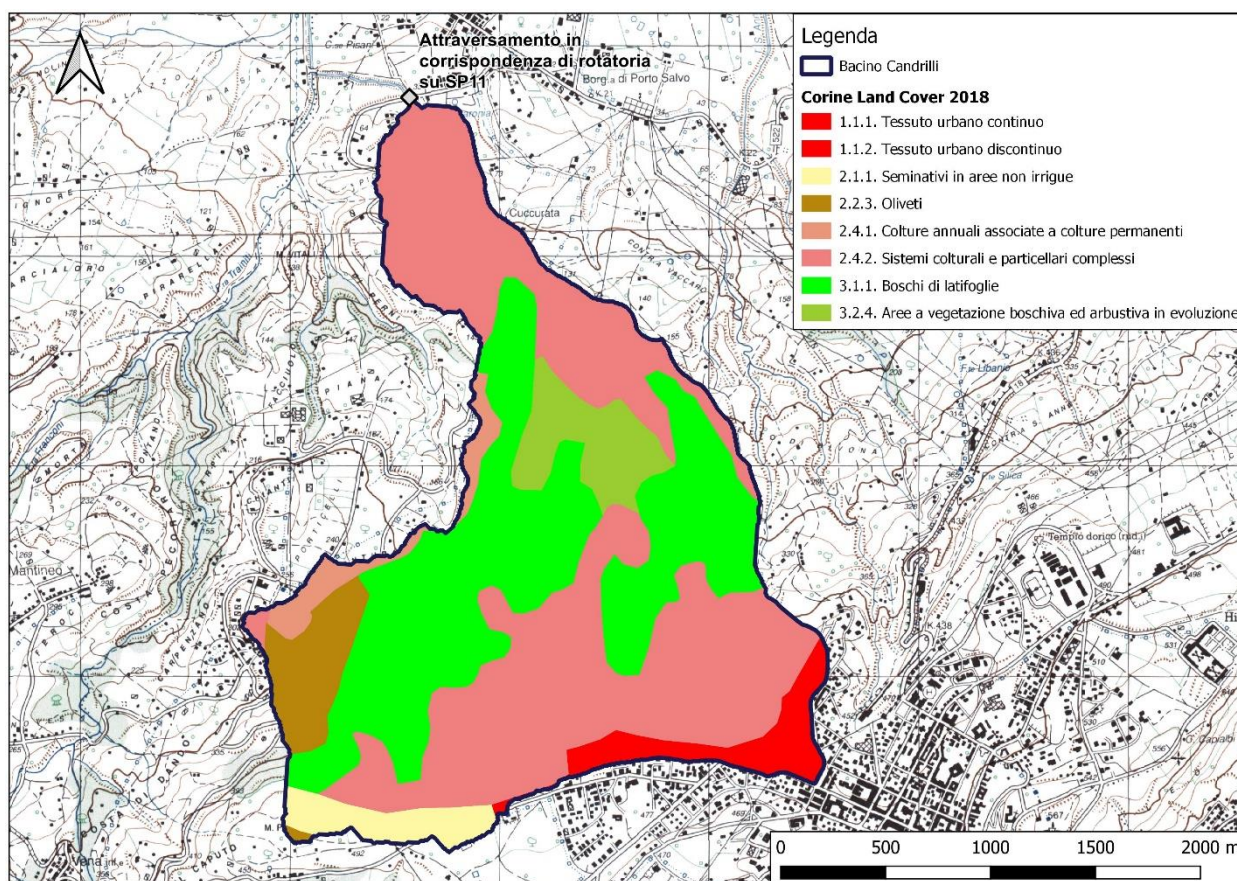


Figura 2.3 - Bacino idrografico del Torrente Candrilli: copertura del suolo secondo la Corine Land Cover 2018.

### 2.3.2 Carta della tipologia di suolo

Per l'applicazione del metodo SCS-Curve Number è necessario classificare il suolo secondo le categorie stabilite dall'Soil Conservation Service ovvero da terreni a scarsa potenzialità di deflusso a terreno a potenzialità di deflusso molto alta. Per avere delle indicazioni sulla permeabilità dei terreni nell'area, si è fatto riferimento alla carta litologica della Calabria (Figura 2.4), che ha evidenziato nell'area le seguenti formazioni (Tabella 2.9):

Tabella 2.9 - Associazione della categoria di suolo SCS in base alle formazioni litologiche.

Codice	Descrizione	Classe USD
01	Arenarie	A
03	Calcari	B
13	Gneiss	C
21	Rocce granitoidi	C
24	Terreni a granulometria mista (f+m+g)	B

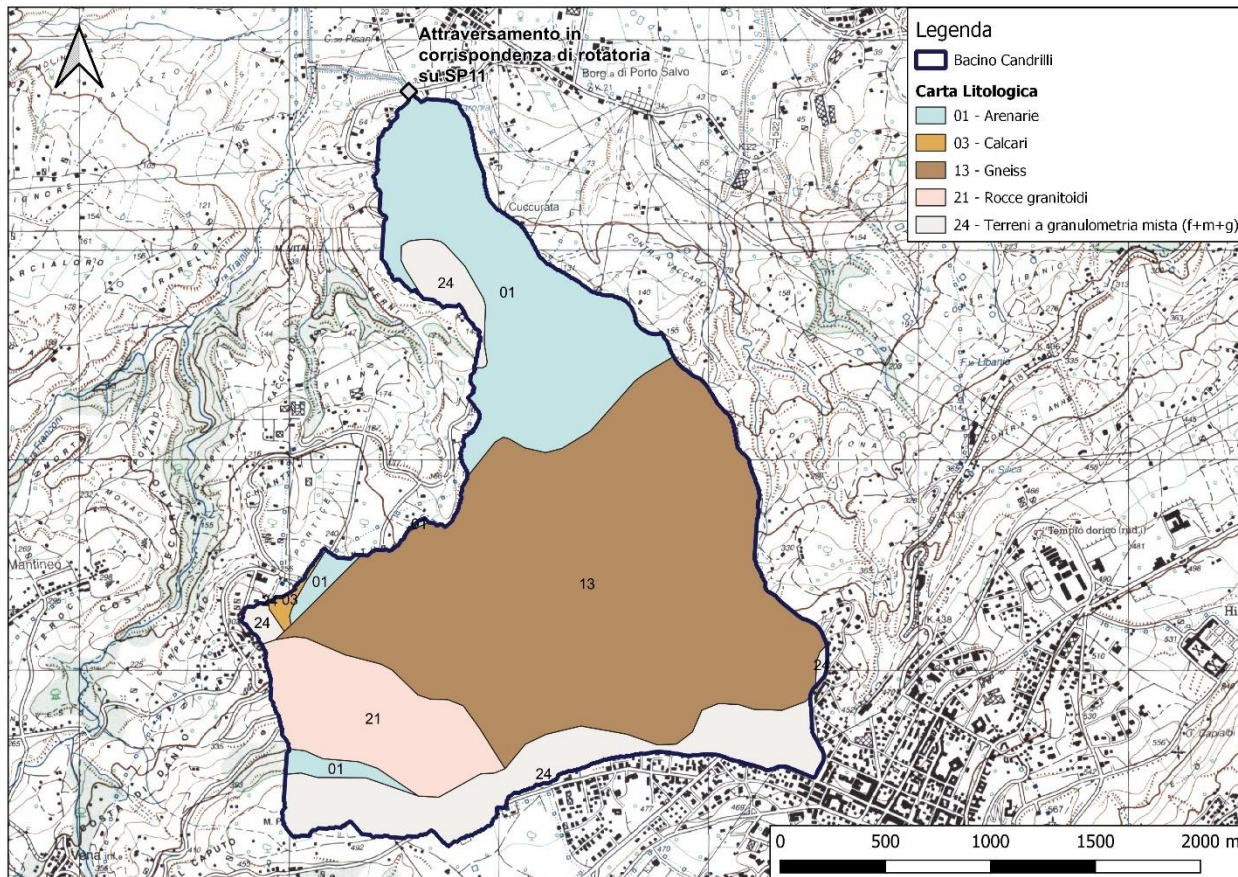


Figura 2.4 - Estratto carta litologica nel bacino del T. Candrilli.

A ciascuna di esse è stata assegnata una classe di suolo SCS in base ai valori medi di permeabilità che una data formazione possiede da letteratura.

### 2.3.3 Determinazione del CN

A questo punto, incrociando i dati di uso del suolo della Corine Land Cover con le informazioni sulla tipologia di suolo, è possibile individuare il CNII (condizione di terreno mediamente imbibito) come riportato in Figura 2.5. Noto il CNII per ogni sottoarea del bacino, si è calcolato il corrispondente CNIII (Antecedent Moisture Condition III) secondo l'equazione:

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0.43 + 0.0057CN(II)}$$

A quel punto, al fine di ottenere un unico valore di CNIII da usare nel modello idrologico, è stata calcolata la media pesata sull'area, ottenendo per il Candrilli un CNII medio di 65.31 quindi un **CNIII medio di 81.52**.



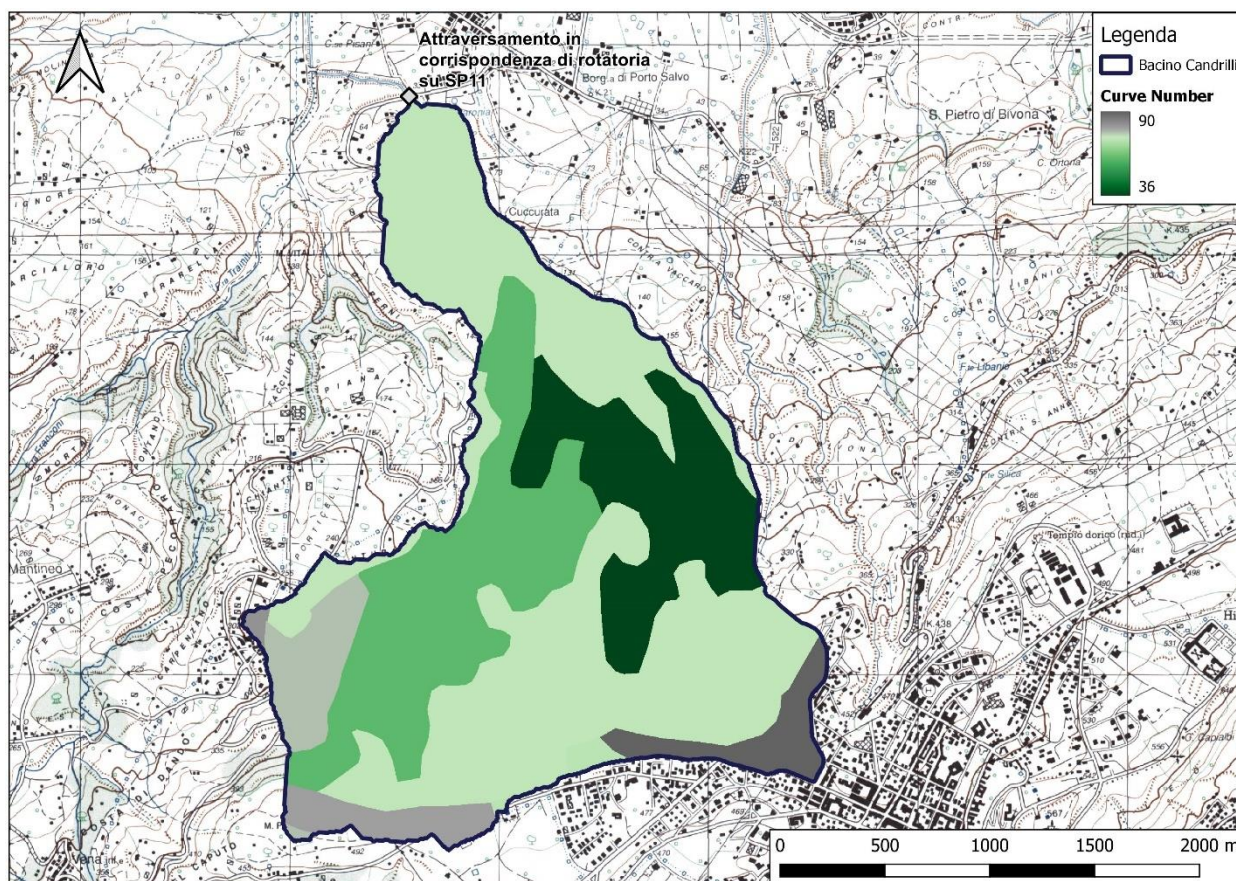


Figura 2.5 - Raster del Curve Number CNII ricavato per il bacino del T. Candrilli.

## 2.4 Determinazione portata al colmo di progetto

La determinazione delle portate di progetto per i tempi di ritorno di **50 e 200 anni** è stata effettuata mediante l'utilizzo del metodo razionale. Le piogge prese come input sono quelle determinate tramite le Curve di Possibilità Pluviometrica ottenute da metodologia VAPI (par. 2.1.2):

$$h_{t,50} = 58.17 \cdot t^{0.314}$$

$$h_{t,200} = 81.07 \cdot t^{0.292}$$

Dalle curve di possibilità pluviometrica sono state determinate le intensità di pioggia media. Si è fatto riferimento ad un semplice ietogramma rettangolare, con intensità costante per l'intera durata dell'evento piovoso posto pari proprio al tempo di corrivazione di ogni bacino.

$$i(t) = \frac{h(t)}{t_c} = a(T) \cdot t_c^{n-1}$$

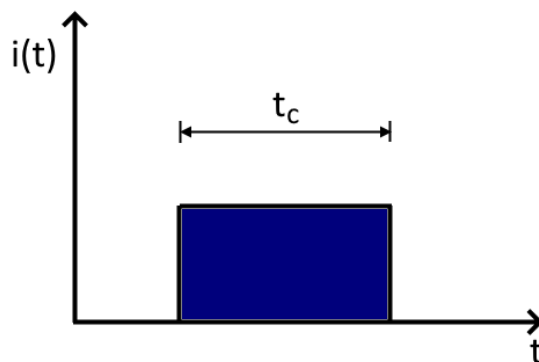


Figura 2.6 - Ietogramma rettangolare, con intensità di pioggia costante per l'intera durata  $t_c$ .

Il *tempo di corrivazione* del bacino preso a riferimento, tra le varie formulazioni analizzate, è stato quello di Giandotti, estremamente adatto per bacini montani e collinari, come riportato nella precedente Tabella 2.5.

La depurazione della pioggia lorda ovvero la stima delle perdite idrologiche è stata effettuata con il metodo del Curve Number del SCS (*Soil Conservation Service*).

La *pioggia netta*, che è quella che costituisce il deflusso superficiale, è data da:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

con

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

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Moltiplicando la *pioggia efficace* per l'area del bacino e dividendo per il tempo di corrivazione, si è così calcolata la portata di picco al variare del tempo di ritorno:

$$Q_{max} = \frac{i(t_c) \cdot A}{3.6} = \frac{a(T, CN_{III}) \cdot t_c^{n-1} \cdot A}{3.6}$$

dove:

$Q_{max}$  [m<sup>3</sup>/s], portata al colmo

$i(t_c)$  [mm/h], intensità media di pioggia efficace per una durata pari al tempo di corrivazione

$A$  [km<sup>2</sup>], superficie del bacino

Per il bacino del Candrilli sono state determinate le seguenti portate di picco:

$$Q_{TR50} = 26.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{TR200} = 46.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 2.5 Confronto con la metodologia del "Piano Versace"

A titolo di confronto, le portate di picco sono state determinate anche seguendo la metodologia proposta nel **Piano di interventi infrastrutturali di emergenza e di prima sistemazione idrogeologica nei comuni della Provincia di Vibo Valentia colpiti dagli eventi atmosferici del 3 luglio 2006**", cosiddetto "Piano Versace".

Si riportano di seguito i punti salienti della metodologia.

L'area indagata ha riguardato i bacini del Fosso Cotura, del Rio S. Andrea, del Fosso Galera, del Fosso Libanio, del torrente S. Anna, della fiumara Porto Salvo, del torrente Candrilli e della fiumara Trainiti, che insistono principalmente sul territorio del comune di Vibo Valentia, e marginalmente su quello dei comuni di Cessaniti e Briatico. In Figura 2.7 è riportato il bacino del T. Candrilli sovrapposto ai bacini studiati nel "Piano Versace". Per ciascuno dei sottobacini sono stati determinati i caratteri morfometrici essenziali quali lunghezza dell'asta principale, altezza media e area del sottobacino sotteso.

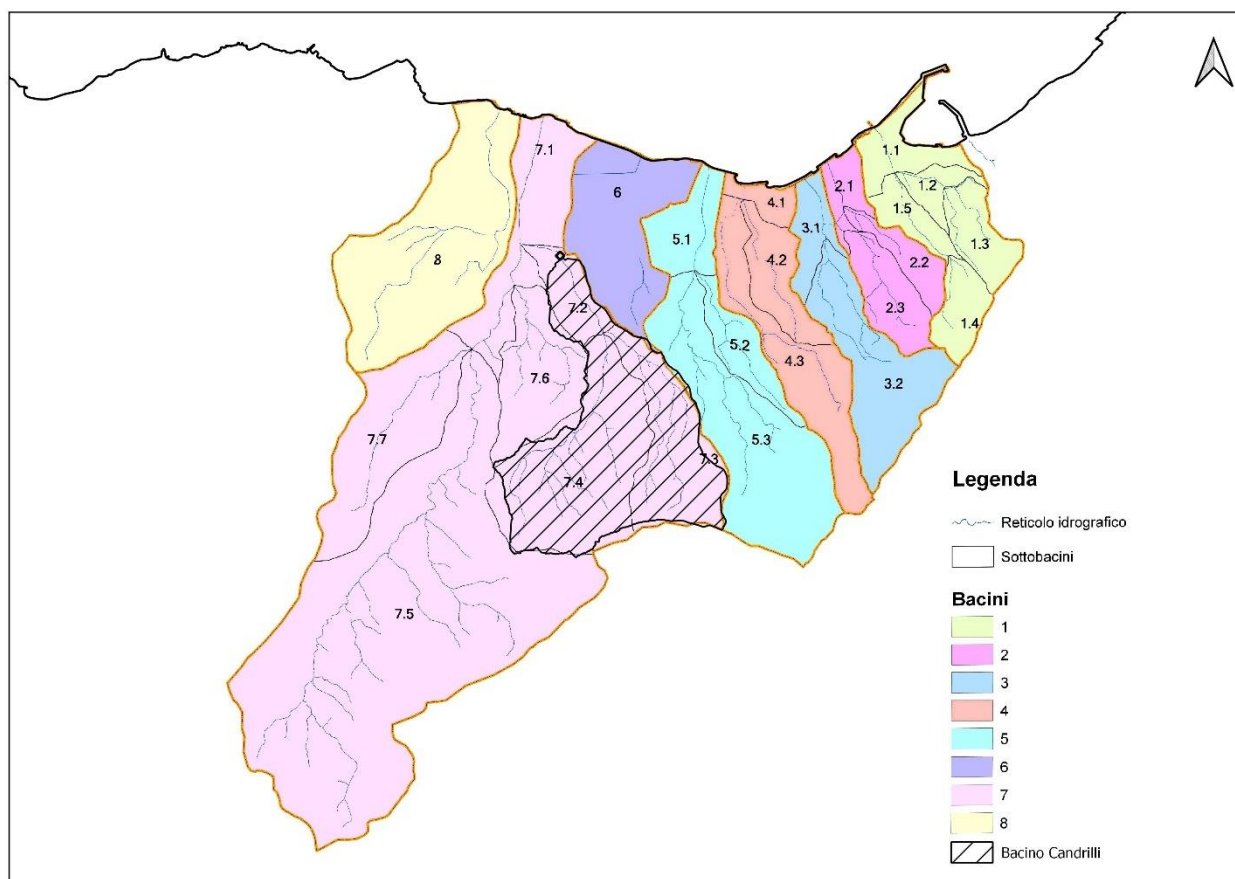


Figura 2.7 – Bacino del Candrilli sovrapposto alla carta dei bacini studiati nel "Piano Versace".

Per l'inferenza statistica delle piogge sono stati considerati i criteri e le procedure descritte nel "Rapporto sulla Valutazione delle Piene in Calabria" (VAPI), pubblicato nel 1989 a cura del CNR-IRPI, nell'ambito del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI). In particolare, in relazione ai dati pluviometrici disponibili, sono stati considerati il primo ed il secondo livello della procedura gerarchica di regionalizzazione proposta nel Rapporto.

La legge di distribuzione probabilistica utilizzata per la variabile casuale  $x = h_t$ , massimo annuale dell'altezza di pioggia di durata oraria o suboraria  $t$ , è la *Two Component Extreme Value* (TCEV), espressa come segue :

$$F(x) = \exp \left[ -\Lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \Lambda^* \Lambda_1^{1/\theta^*} \exp(-x/\theta^* \theta_1) \right]$$

in funzione dei quattro parametri  $\Lambda^*$ ,  $\theta^*$ ,  $\Lambda_1$  e  $\theta_1$ .

Nel VAPI l'analisi delle piogge giornaliere ha portato alla verifica dell'ipotesi che la Calabria sia una zona pluviometricamente omogenea, ciò implica la costanza dei parametri  $\Lambda^*$  e  $\theta^*$ . Si sono, quindi, individuate tre sottozone in cui si ritiene costante il coefficiente di variazione e di conseguenza il parametro  $\Lambda_1$ . Infine, sono state delimitate 13 aree omogenee, in ciascuna delle quali si ritiene valido un legame di correlazione tra la media delle altezze di pioggia giornaliere massime annuali e la quota sul mare.

Nel PAI, ritenendo valida la suddivisione in sottozone e aree omogenee del VAPI anche per le piogge di breve durata  $t$ , si è effettuata l'analisi delle stesse, pervenendo alla valutazione dei parametri  $\Lambda^*$ ,  $\theta^*$  e  $\Lambda_1$  per le diverse durate,  $t = 1, 3, 6, 12, 24$  ore (Tabella 2.10), attraverso il metodo della massima verosimiglianza.

Tabella 2.10 – Parametri regionali della distribuzione TCEV, secondo il PAI.

Durata (h)	1° livello di regionalizzazione		2° livello di regionalizzazione		
	$\theta^*$	$\Lambda^*$	$\Lambda_1$ Tirrenica	$\Lambda_1$ Centrale	$\Lambda_1$ Ionica
1	2.0735	0.1997	13.03	12.84	12.26
3	2.4100	0.2614	21.26	17.77	14.02
6	2.3103	0.2834	25.17	18.97	14.17
12	2.2148	0.2915	31.85	17.60	12.91
24	1.9420	0.3610	31.54	13.42	10.26

I dati di pioggia utilizzati per la stima dei parametri puntuali sono quelli registrati dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) nella stazione di Vibo Valentia, ricadente nella sottozona Tirrenica, e caratterizzata da 49 anni di registrazioni. L'analisi è stata condotta considerando le serie storiche dei massimi annuali di pioggia di durata pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Sono stati considerati anche i dati storici relativi alle piogge di notevole intensità di durata pari a 20 minuti, ipotizzando per questi ultimi gli stessi valori dei parametri regionali adottati per l'analisi delle serie storiche di durata pari a 1 ora.

In definitiva, i parametri adottati per le varie durate sono quelli riportati nella Tabella 2.11.

Tabella 2.11 – Parametri della distribuzione TCEV relativi alla stazione di Vibo Valentia, procedura PAI.

Durata	N° Dati Campionari	Livello di Regionalizzazione	$\theta^*$	$\Lambda^*$	$\Lambda_1$	$\theta_1$
20 min	16	2°	2.0735	0.1997	13.030	4.828
1 h	49	1°	2.0735	0.1997	10.434	8.121
3 h	49	1°	2.4100	0.2614	10.359	10.960
6 h	49	1°	2.3103	0.2834	11.434	12.850
12 h	49	1°	2.2148	0.2915	14.006	15.630
24 h	52	1°	1.9420	0.3610	9.852	21.470

La curva di probabilità pluviometrica (Figura 2.8) relativa ad un periodo di ritorno di 200 anni è stata ricavata, interpolando le altezze di pioggia ottenute dalla legge TCEV (PAI), utilizzando, come suggerito nel PAI, una curva di tipo monomio:

$$h_{t,T} = at^n$$

In particolare, per il caso in esame è stato ritenuto opportuno distinguere due curve, una relativa alle durate inferiori ad un'ora e l'altra riferita a quelle di durata superiore. I parametri  $a$  e  $n$ , per il periodo di ritorno **T = 200 anni**, sono risultati i seguenti:

$$\begin{aligned} a &= 86.286, n = 0.450 && \text{per } t \leq 1 \text{ ora} \\ a &= 86.286, n = 0.311 && \text{per } t > 1 \text{ ora.} \end{aligned}$$

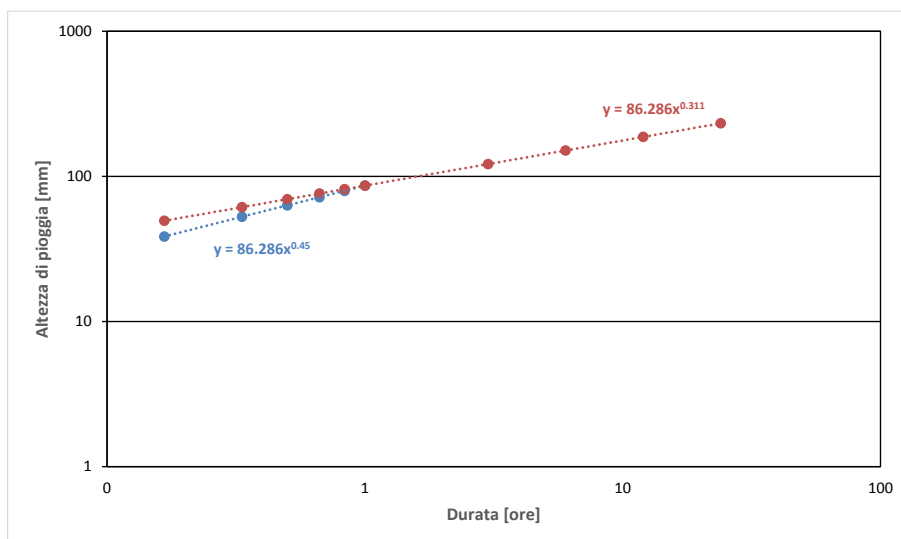


Figura 2.8 – Curve di probabilità pluviometrica relative ad un tempo di ritorno di 200 anni per la stazione di Vibo Valentia secondo il Piano Versace.

Per la stima della portata di progetto si è considerata la massima portata al colmo corrispondente ad un **periodo di ritorno pari a 200 anni**, incrementata adeguatamente per tener conto delle immissioni puntuali e delle impermeabilizzazioni non solo esistenti ma anche di quelle future, fissando per queste ultime un valore massimo ammissibile.

Il criterio adottato per le determinazioni dei diversi contributi è il seguente.

Per ciascuno dei sottobacini indicati in Figura 2.7 si assume come portata di progetto  $Q$  quella fornita:

- dalla portata naturale effluente corrispondente ad un periodo di ritorno pari a 200 anni, calcolata come  $q_c \cdot A$ , dove  $q_c$  rappresenta il coefficiente udometrico, stimato come descritto di seguito, nella sezione di riferimento e valido in tutto il bacino da questa sotteso, mentre  $A$  è l'area contribuyente a monte della sezione considerata;
- dal contributo  $Q^*$ , che rappresenta una portata integrativa con cui si tiene conto degli effetti connessi allo scorrere disordinato delle acque (scolmatori di piena del sistema fognario di tipo misto, sversamenti incontrollati di aree urbanizzate non dotate di sistemi di collettamento delle acque bianche, scarichi di uscita degli impianti di depurazione), attualmente presenti nel territorio comunale e delle possibili future immissioni.

$$Q = q_c A + Q^*$$

Nell'espressione precedente  $q_c$  è il coefficiente udometrico del bacino in cui ricade la sezione di interesse;  $A$  è l'area sottesa dalla sezione;  $Q^*$  è la somma dei contributi  $Q_1$  e  $Q_2$  rispettivamente dei sottobacini e dei tratti di reticolo a monte della sezione considerata. La stima della massima portata al colmo di piena è stata effettuata utilizzando per la trasformazione degli afflussi meteorici (pluviogrammi di calcolo) in deflussi superficiali, come suggerito dal PAI, il programma di calcolo HEC-HMS del *US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center*. Per ciascun sottobacino sono stati determinati area scolante, percentuale di impermeabilizzazione, curve number, tempo di corrivazione e tempo di ritardo ( $t_{lag}$ ) che, una volta inseriti nel modello HEC-HMS, hanno permesso di stimare la portata al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno.

Per quanto riguarda  $Q^*$  si sono considerati due termini:

- $Q_1$ , che rappresenta una portata integrativa con cui si tiene conto degli effetti connessi allo scorrere disordinato delle acque (scolmatori di piena del sistema fognario di tipo misto, sversamenti incontrollati di aree urbanizzate non dotate di sistemi di collettamento delle acque bianche, scarichi di uscita degli impianti di depurazione), attualmente presenti nel territorio comunale e che oscilla a seconda dei diversi tratti del reticolo idrografico,



salvo casi particolari, tra 1 e 5 m<sup>3</sup>/s;

- $Q_2$ , che rappresenta una portata integrativa, compresa tra 1 e 5 m<sup>3</sup>/s, per tenere conto di possibili future immissioni. Il valore attribuito a ciascun sottobacino è stato considerato proporzionale alla superficie dello stesso, avendo come limite superiore quello di 5 m<sup>3</sup>/s.

Utilizzando la relazione precedente e i valori delle tabelle sulle portate integrative nella relazione idraulica del “Piano Versace”, per ciascun tronco fluviale sono stati calcolati i valori della portata di progetto che deve essere considerata nel dimensionamento, a meno del fattore  $A$  (in km<sup>2</sup>), che rappresenta l’area del bacino sotteso dalla sezione di interesse (Tabella 2.12).

Tabella 2.12 – Portata di dimensionamento  $Q$  da considerarsi in ciascun sottobacino.

Codice bacino	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	Note
1.1	$20 A + 11$	
1.2	$20 A + 4$	
1.3	$20 A + 2$	
1.4	$20 A + 2$	
1.5	$20 A + 4$	
2.1	$22 A + 10$	
2.2	$25 A + 2$	
2.3	$25 A + 6$	
3.1	$18 A + 7$	Tratto a monte del contributo dal sottobacino 2.3
	$18 A + 27$	Tratto a valle del contributo dal sottobacino 2.3
3.2	$18 A + 6$	
4.1	$18 A + 11$	
4.2	$22 A + 3$	
4.3	$20 A + 6$	
5.1	$18 A + 17$	
5.2	$23 A + 3$	
5.3	$20 A + 10$	
6	$23 A + 8$	
7.1	$10 A + 46$	
7.2	$15 A + 18$	
7.3	$18 A + 8$	
7.4	$15 A + 8$	
7.5	$12 A + 6$	
	$12 A + 8$	Tratto compreso tra lo scarico della vasca Imhoff di Vena Inferiore e gli scarichi di Triparni
	$12 A + 10$	Tratto a valle degli scarichi di Triparni
7.6	$18 A + 4$	
7.7	$18 A + 6$	
8	$12 A + 7$	

### 2.5.1 Portata di picco nel bacino del Candrilli

La portata di picco è stata determinata relativamente alla sezione di chiusura considerata, ovvero l’attraversamento stradale in corrispondenza della rotatoria su Strada Provinciale SP11.

Sul Candrilli, la sezione di chiusura ricade all’interno del sottobacino 7.2, per cui si è utilizzata la relativa formula proposta dal “Piano Versace” per il calcolo della portata al colmo con tempo di ritorno di 200 anni:

	ID	$A$ [km <sup>2</sup> ]	formula
Da Tabella	7.4	2.93	$15 A + 18$
	7.3	1.76	
Parte del	7.2	0.48	

$$A_{\text{tot}} = 5,17 \text{ km}^2$$

$$Q_{\text{TR200}} = 15 \cdot 5,17 + 18 = 95,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dall'analisi della metodologia illustrata notiamo subito come vi sia una sostanziale coincidenza tra la curva di possibilità pluviometrica per durate superiori all'ora come individuata nella relazione metodologica del "Piano Versace" e la curva determinata nel presente studio. Nonostante ciò, la portata finale complessiva determinata con la procedura del Piano risulta superiore a quella determinabile con la CPP da VAPI e ciò è da ricercare nella metodologia stessa. Di fatti, l'introduzione alla relazione "Determinazione delle portate di progetto" del "Piano di interventi infrastrutturali di emergenza e di prima sistemazione idrogeologica nei comuni della provincia di Vibo Valentia colpiti dagli eventi atmosferici del 3 luglio 2006" specifica che le portate di progetto determinate con riferimento ad un tempo di ritorno di 200 anni (come indicato dalle Linee Guida PAI ex AdB Calabria) *"sono state incrementate, in diversi tratti del reticolo idrografico, per tener conto degli effetti, già accennati, delle impermeabilizzazioni che possano incrementare localmente i deflussi di piena, nonché di immissioni puntuali dovute scarichi di impianti di depurazione, a scolmatori della rete fognaria di tipo misto o a altre situazioni che producano analoghi effetti"*.

La relazione, però, non specifica bene i criteri con cui sono state ipotizzate le portate integrative  $Q^*$ , riportandole nelle tabelle 8 e 9 della relazione come valori consigliati da applicare alla portata "naturale". Altra differenza importante è che per tutti bacini del "Piano Versace" è stato considerato un valore di curve number pari a 90, molto più alto di 65.31 determinato nel seguente studio, pertanto ciò porta di base ad ottenere dei valori di portata naturale più elevati.

Si è preferito, quindi, effettuare le valutazioni idrauliche sul tratto fluviale in esame considerando le **portate naturali stimate per i tempi di ritorno di 50 e 200 anni** tramite le curve di possibilità pluviometriche ottenute **con metodologia VAPI**, ampiamente utilizzata e consigliata dalle stesse Linee Guida PAI ex AdB Calabria, Allegato A.2.

## 3. Modellazione idraulica

La modellazione dei fenomeni di allagamento e di transito sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo HEC-RAS 6.3.1 sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers. La modellazione è stata eseguita utilizzando le portate al colmo ricavate secondo le indicazioni descritte al capitolo precedente.

In particolare, la modellazione idraulica è stata eseguita secondo uno schema monodimensionale in moto permanente (*steady flow*), simulando il deflusso di piena all'interno dell'alveo fluviale oggetto del presente studio.

Il programma permette la ricostruzione dei tiranti idrici di un corso d'acqua mediante l'integrazione numerica con il metodo dello "standard step" dell'equazione differenziale del moto permanente.

Il modello di calcolo è basato sulle seguenti ipotesi:

- il moto è permanente (le grandezze idrauliche non variano con il tempo);
- la geometria dell'alveo è caratterizzata generalmente da variazioni graduali di sezione dove è applicabile l'equazione del moto; nei tronchi dove si realizzano variazioni brusche di sezione viene adottata l'equazione dinamica in forma globale;
- il moto è monodimensionale, cioè si trascurano le componenti della velocità nelle direzioni ortogonali a quella di avanzamento della corrente; ne discende che: il carico energetico totale è lo stesso per tutti i punti di una sezione trasversale, la velocità ha una sola componente nella direzione della corrente e la superficie dell'acqua è orizzontale per tutta la sezione trasversale;
- la pendenza longitudinale non sia troppo elevata (minore del 10%).

I dati di base richiesti dal programma di calcolo utilizzato sono sostanzialmente quelli relativi alle caratteristiche geometriche ed idrauliche del corso d'acqua in analisi. I dati necessari sono i profili di fondo (sezioni trasversali), le lunghezze dei tratti e la scabrezza dell'alveo e delle aree golenali.

### 3.1 Geometria

Il modello idraulico monodimensionale è stato implementato per un tratto complessivo di circa 2000 m a monte del tombino stradale sulla S.P. 11.

Il dato geometrico è stato ottenuto primariamente da apposita campagna topografica, in particolare sono state rilevate 35 sezioni trasversali del Torrente Candrilli. Per le aree più distanti o comunque nelle zone dove era assente il rilievo, si è utilizzato rilievo laseraltimetrico (LiDAR), risoluzione 1x1 m, fornito dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare.

Nella figura seguente vediamo il DEM all'interno di RAS Mapper, da cui sono state estratte le sezioni intermedie tra quelle rilevate (Figura 3.1).



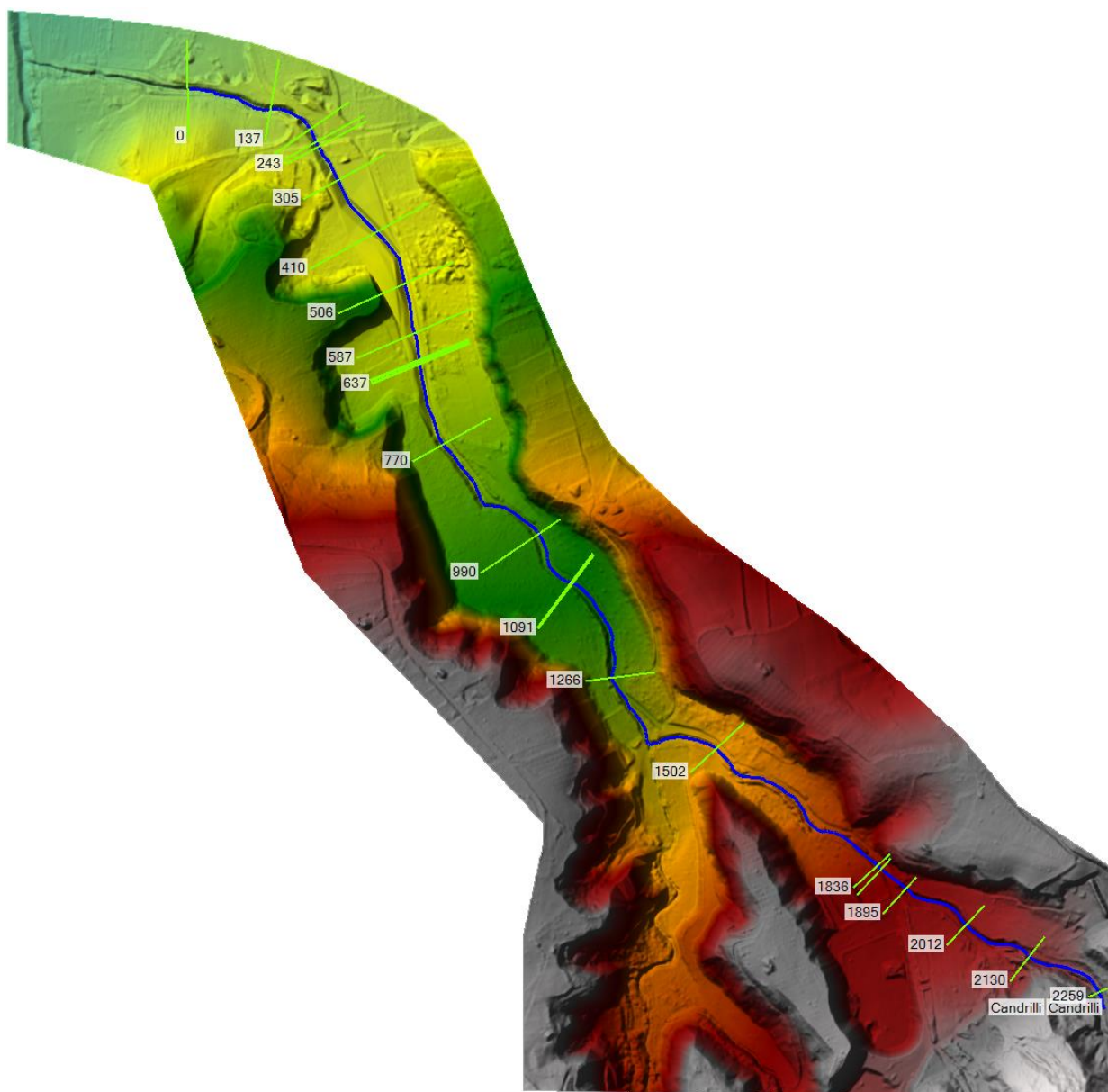


Figura 3.1 – Modello Lidar in Ras Mapper da cui sono state estrapolate le sezioni integrative utilizzate nel modello monodimensionale (Hec-Ras 6.3).

All'interno del modello 1D sono stati implementati anche i dati relativi ai tombini sotto gli attraversamenti stradali, sia quelli comunali da adeguare, sia quelli privati da rimuovere. In Figura 3.2 vediamo la geometria del primo attraversamento a monte sul T. Candrilli implementata in HEC-RAS tramite lo strumento "Bridge/Culvert".

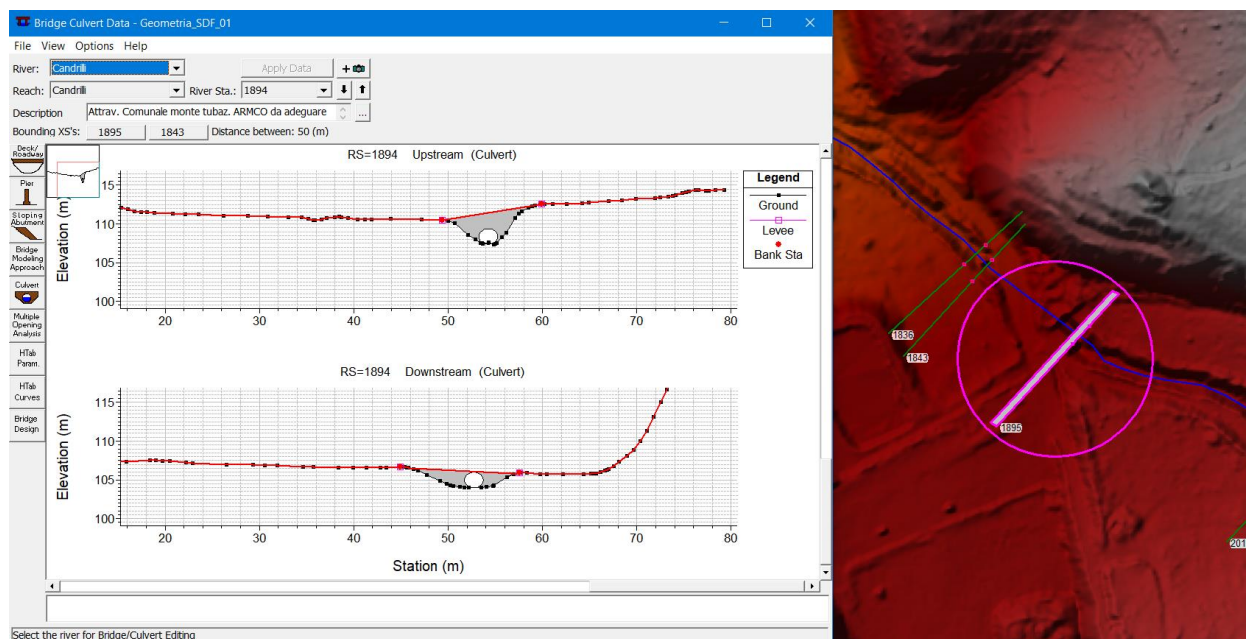


Figura 3.2 – Implementazione del tombino stradale di monte nel modello HEC-RAS dello stato attuale.

### 3.2 Scenari simulati e condizioni al contorno

Gli scenari simulati hanno riguardato il tempo di ritorno di **50 anni** come indicato dalle *Linee Guida ABR Calabria* per ciò che riguarda gli interventi di manutenzione ordinaria (pulizia e risagomatura d'alveo  $T_R=50$  anni, cfr. par. 3.1.1 *Linee Guida*) ed anche il tempo di ritorno di **200 anni** relativo agli interventi di manutenzione straordinaria che prevedono l'asporto di materiale (cfr. par. 3.2 *Linee Guida*) e la progettazione di arginature (cfr. par. 4.3 *Linee Guida*).

Come condizioni al contorno a monte e a valle del tratto considerato è stata imposta la condizione di moto uniforme (*Normal Depth*) ponendo il valore pari alla pendenza del fondo alveo in questi tratti ovvero:

- $p = 0.0813$  m/m nella prima sezione del Candrilli a monte;
- $p = 0.0325$  m/m nell'ultima sezione del Candrilli a valle.

Le portate utilizzate sono state quelle ricavate ai par. 2.4 pari a **26.10 m<sup>3</sup>/s per TR 50 anni** e **46.50 m<sup>3</sup>/s per TR 200 anni**.

Per quanto riguarda i coefficienti di scabrezza sono stati assunti i seguenti:

- $n = 0.030$  s/m<sup>1/3</sup> per l'alveo ed  $n = 0.035$  s/m<sup>1/3</sup> per le golene nella simulazione dello stato attuale;
- $n = 0.030$  s/m<sup>1/3</sup> in stato di progetto per le aree di espansione e circostanti al torrente e l'alveo ripulito;
- $n = 0.025$  s/m<sup>1/3</sup> in stato di progetto per la zone dell'alveo riprofilate del corso d'acqua.

### 3.3 Risultati della modellazione idraulica dello stato attuale

Di seguito si mostrano i risultati salienti dell'elaborazione condotta. HEC-RAS fornisce come principali output il profilo di moto permanente, il tirante idrico e le velocità nelle singole sezioni trasversali e la mappa di inondazione.

Analizzando il profilo longitudinale notiamo subito come, in corrispondenza degli attraversamenti analizzati, la corrente presenti un rallentamento con innalzamento del tirante idrico e conseguente esondazione laterale; ciò avviene sia sul primo attraversamento di monte, comunale, sia sugli attraversamenti privati a valle (Figura 3.3). Anche il ponte stradale sulla S.P.11 nella configurazione attuale non riesce a far defluire entrambe le portate, sia la cinquantennale che la duecentennale (Figura 3.7).

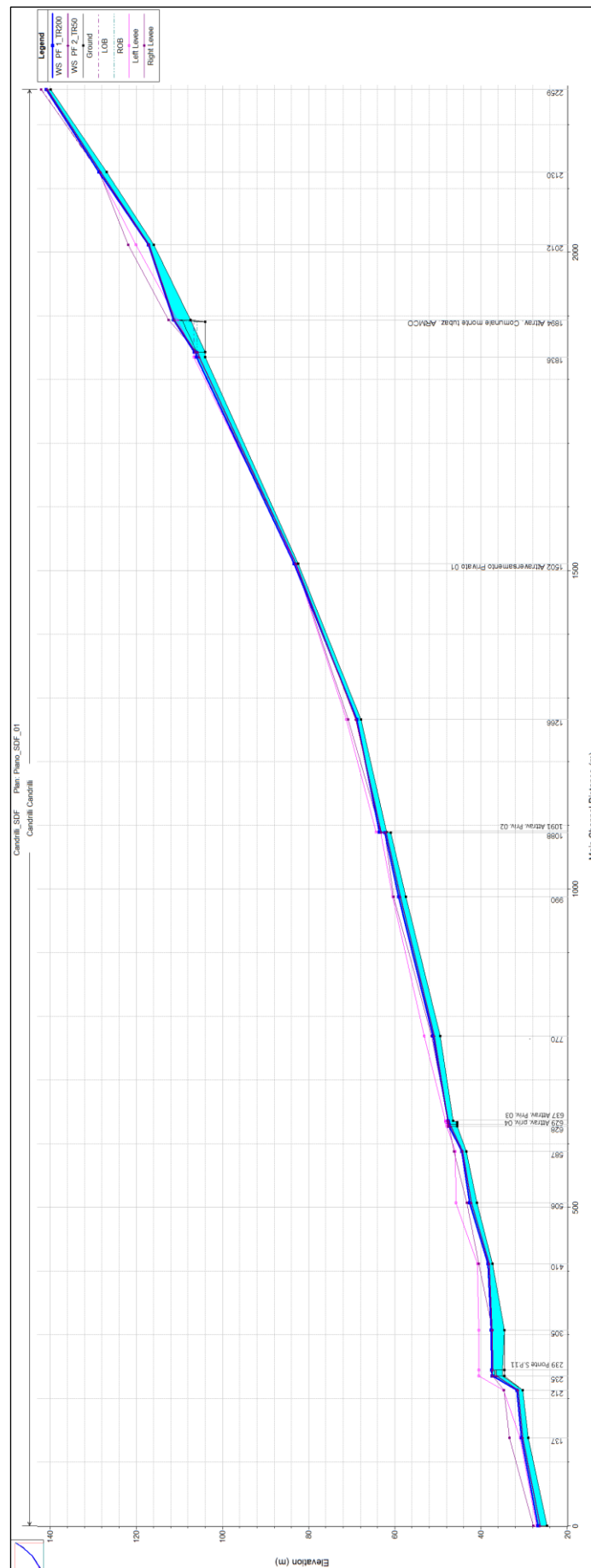


Figura 3.3 – Profilo di moto permanente sul T. Candrilli – Stato Attuale.



Tutti gli attraversamenti, come si vede anche dalle sezioni trasversali, sono sottodimensionati ed inadeguati al passaggio sia della portata duecentennale che della cinquantennale, provocando l'esondazione dell'alveo dove in destra, dove in sinistra idraulica (Figura 3.4, Figura 3.5).

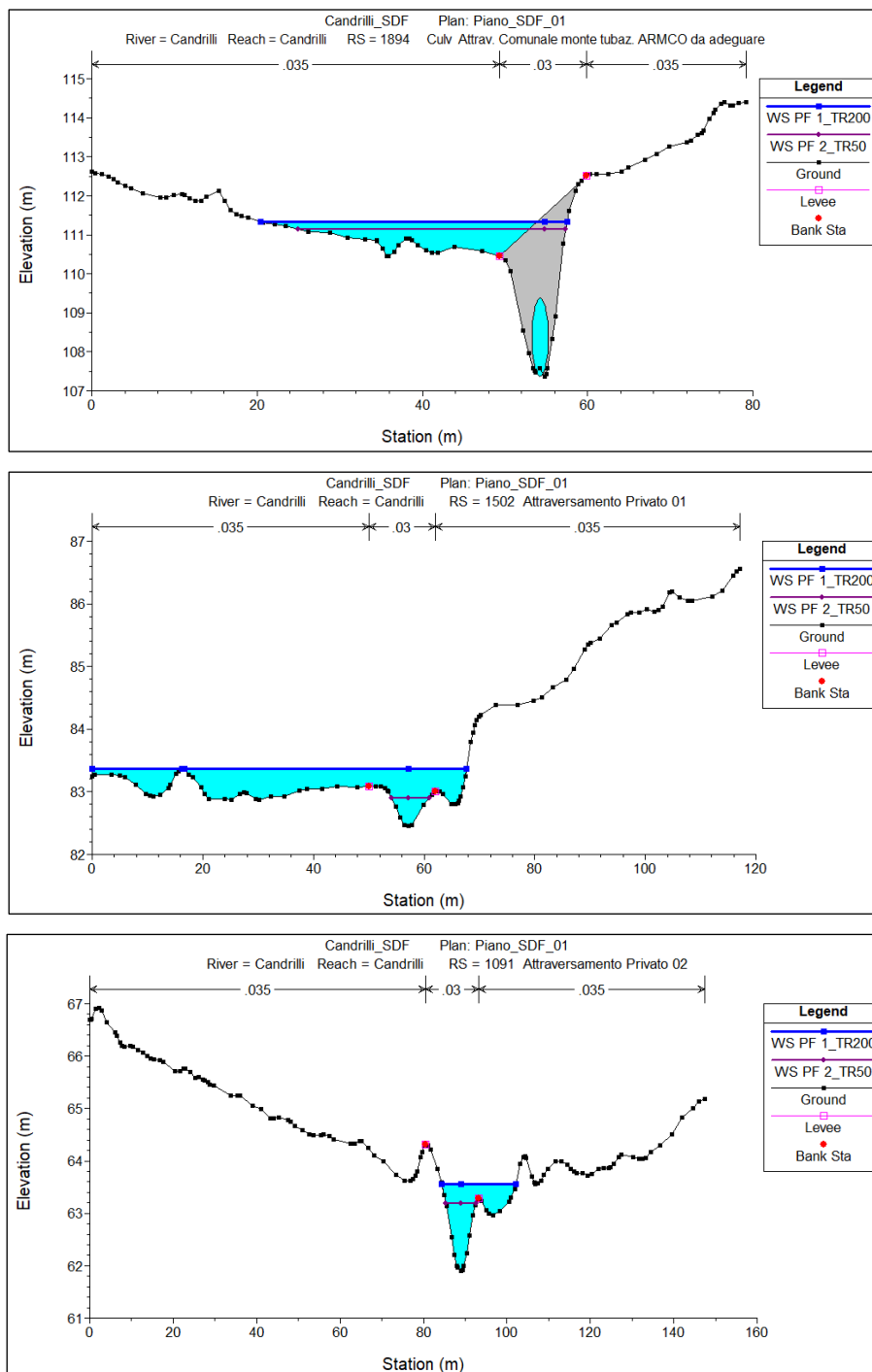


Figura 3.4 – Risultati simulazione in corrispondenza degli attraversamenti stradali sul T. Candrilli – Stato Attuale.

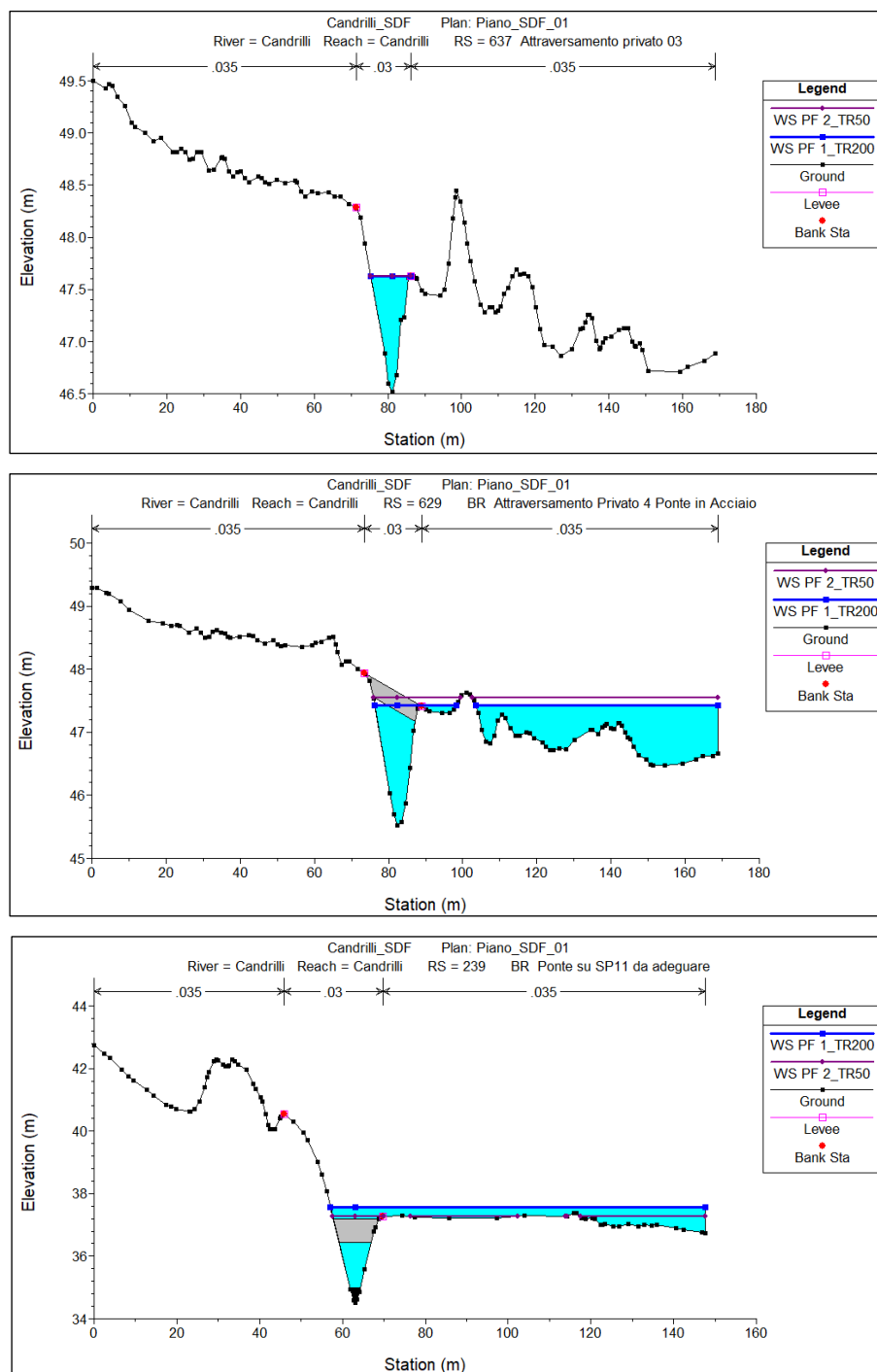


Figura 3.5 - Risultati simulazione in corrispondenza degli attraversamenti stradali sul T. Candrilli – Stato Attuale.

In alcuni punti la sezione dell'alveo risulta comunque insufficiente, non solo in corrispondenza degli attraversamenti privati ma anche in corrispondenza del ponte sulla S.P.11 a monte del quale abbiamo un leggero rigurgito in destra idraulica, dovuto sicuramente all'ostruzione di parte della sezione dell'alveo (Figura 3.7).

**Nella fase di progetto, a seguire, si darà per scontato che le criticità individuate nello stato di fatto dall'attraversamento privato 02 verso valle al Ponte Stradale sulla SP11, siano già state risolte in altro intervento progettuale. Ci si concentrerà sul risolvere le problematiche relative al tombino di lunghezza 50m realizzato con tubazione ARMCO su strada comunale a monte e degli attraversamenti privati 01 e 02.**

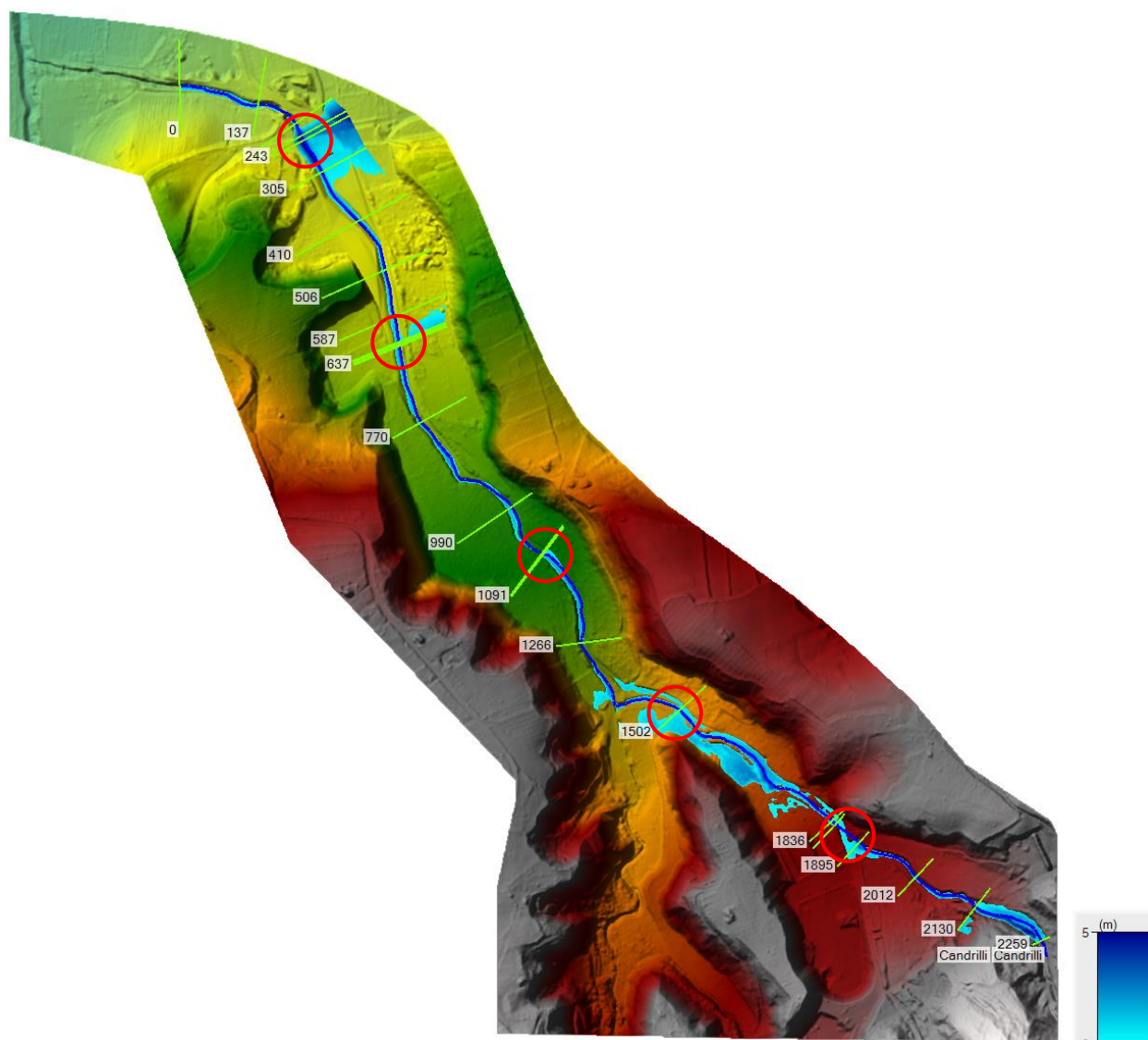


Figura 3.6 – Mappa delle aree allagate sul T. Candrilli – Stato Attuale.

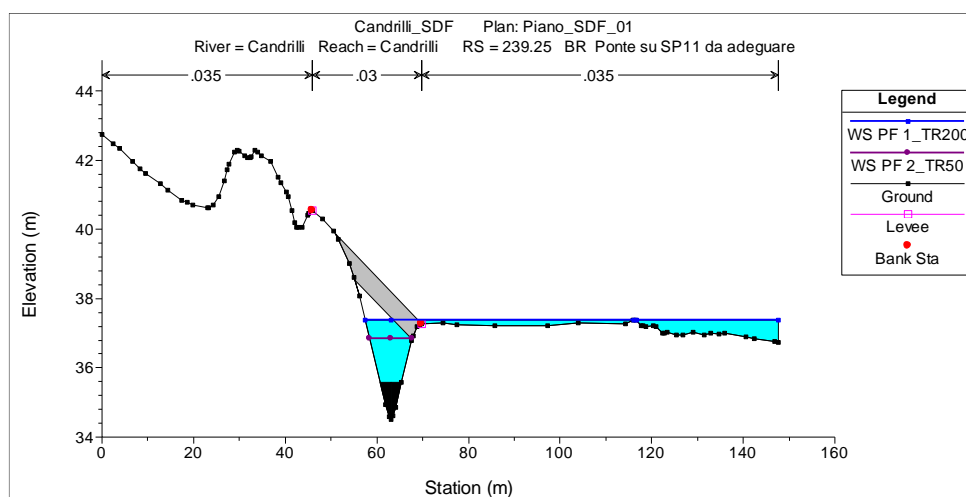


Figura 3.7 - Sezione subito a monte del ponte stradale sulla S.P.11: l'ostruzione dell'alveo provoca un rigurgito in destra idraulica.

I risultati vengono esposti anche in forma tabulare nella Tabella 3.1.



Tabella 3.1 – Risultati simulazione permanente T. Candrilli – Stato Attuale.

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)	Max Chl Dpth (m)	Crit Depth (m)
Candrilli	2259	PF 1_TR200	46.50	139.84	140.92	141.77	144.14	0.0813	7.94	5.86	7.07	1.32	1.93
Candrilli	2259	PF 2_TR50	26.10	139.84	140.64	141.24	142.87	0.0813	6.62	3.94	6.36	1.04	1.40
Candrilli	2130	PF 1_TR200	46.50	126.83	128.68	128.68	130.20	0.0461	6.04	9.24	17.34	1.85	1.85
Candrilli	2130	PF 2_TR50	26.10	126.83	128.21	128.68	131.40	0.0955	7.91	3.30	3.90	1.38	1.85
Candrilli	2012	PF 1_TR200	46.50	115.96	117.21	118.19	121.69	0.1259	9.37	4.96	6.47	1.25	2.23
Candrilli	2012	PF 2_TR50	26.10	115.96	116.97	117.65	119.80	0.1052	7.45	3.51	5.73	1.01	1.69
Candrilli	1895	PF 1_TR200	46.50	107.37	111.34	110.23	111.48	0.0015	1.86	34.03	37.16	3.97	2.85
Candrilli	1895	PF 2_TR50	26.10	107.37	111.15	109.51	111.21	0.0007	1.23	27.32	32.35	3.78	2.14
Candrilli	1894		Culvert										
Candrilli	1843	PF 1_TR200	46.50	103.98	106.30	106.07	106.58	0.0036	2.49	21.34	20.38	2.32	2.09
Candrilli	1843	PF 2_TR50	26.10	103.98	105.71	105.44	106.02	0.0050	2.44	10.70	9.22	1.74	1.46
Candrilli	1836	PF 1_TR200	46.50	103.98	106.07	106.07	106.53	0.0065	3.08	16.82	19.42	2.09	2.09
Candrilli	1836	PF 2_TR50	26.10	103.98	105.44	105.44	105.94	0.0098	3.15	8.30	8.20	1.46	1.46
Candrilli	1502	PF 1_TR200	46.50	82.46	83.37	83.37	83.58	0.0130	2.57	25.00	67.18	0.91	0.91
Candrilli	1502	PF 2_TR50	26.10	82.46	82.90	83.25	94.12	1.2283	4.83	1.76	6.85	0.44	0.79
Candrilli	1266	PF 1_TR200	46.50	67.84	68.80	69.83	74.83	0.2116	1.87	4.28	6.78	0.96	1.99
Candrilli	1266	PF 2_TR50	26.10	67.84	69.01	69.34	70.05	0.0286	4.51	5.78	7.58	1.17	1.50
Candrilli	1091	PF 1_TR200	46.50	61.91	63.56	63.90	64.45	0.0217	4.50	12.09	17.71	1.65	2.00
Candrilli	1091	PF 2_TR50	26.10	61.91	63.19	63.53	64.41	0.0352	4.90	5.33	7.18	1.28	1.62
Candrilli	1088	PF 1_TR200	46.50	60.91	62.33	62.90	64.33	0.0592	6.55	8.18	16.12	1.42	2.00
Candrilli	1088	PF 2_TR50	26.10	60.91	61.97	62.53	64.29	0.0796	6.76	3.86	5.91	1.06	1.62
Candrilli	990	PF 1_TR200	46.50	57.42	59.17	59.63	60.46	0.0246	5.03	9.25	9.00	1.75	2.21
Candrilli	990	PF 2_TR50	26.10	57.42	58.74	59.07	59.76	0.0251	4.46	5.86	6.95	1.32	1.65
Candrilli	770	PF 1_TR200	46.50	49.47	51.18	51.66	53.32	0.0442	6.47	7.18	7.24	1.71	2.19
Candrilli	770	PF 2_TR50	26.10	49.47	50.78	51.31	52.43	0.0459	5.69	4.59	5.83	1.31	1.84
Candrilli	637	PF 1_TR200	46.50	46.52	47.63	47.63	47.69	0.0025	1.10	44.55	82.14	1.11	1.11
Candrilli	637	PF 2_TR50	26.10	46.52	47.63	47.63	47.65	0.0008	0.62	44.55	82.14	1.11	1.11
Candrilli	635	PF 1_TR200	46.50	45.53	47.52	47.52	47.57	0.0016	1.35	49.32	84.83	1.99	1.99
Candrilli	635	PF 2_TR50	26.10	45.53	47.54	47.15	47.56	0.0005	0.76	51.10	86.79	2.01	1.62
Candrilli	631	PF 1_TR200	46.50	45.52	47.43	47.41	47.47	0.0014	1.23	53.39	87.45	1.91	1.89
Candrilli	631	PF 2_TR50	26.10	45.52	47.54	47.05	47.55	0.0003	0.56	63.83	89.80	2.03	1.53
Candrilli	629		Bridge										
Candrilli	628	PF 1_TR200	46.50	45.52	47.41	47.41	47.46	0.0015	1.25	52.30	87.24	1.89	1.89
Candrilli	628	PF 2_TR50	26.10	45.52	47.05	47.05	47.51	0.0098	3.00	8.71	9.51	1.53	1.53
Candrilli	587	PF 1_TR200	46.50	43.34	44.49	45.14	47.02	0.0860	7.05	6.60	10.48	1.15	1.80
Candrilli	587	PF 2_TR50	26.10	43.34	44.21	44.75	46.42	0.1071	6.58	3.96	8.25	0.87	1.41
Candrilli	506	PF 1_TR200	46.50	40.91	42.65	42.98	43.75	0.0191	4.65	10.00	9.03	1.74	2.07
Candrilli	506	PF 2_TR50	26.10	40.91	42.25	42.46	43.03	0.0184	3.93	6.64	7.58	1.34	1.55
Candrilli	410	PF 1_TR200	46.50	37.27	38.37	38.97	40.55	0.0657	6.54	7.11	10.31	1.10	1.70
Candrilli	410	PF 2_TR50	26.10	37.27	38.09	38.56	39.80	0.0737	5.78	4.51	8.63	0.82	1.29
Candrilli	305	PF 1_TR200	46.50	34.52	37.64	36.99	37.69	0.0009	1.27	59.14	90.70	3.12	2.47
Candrilli	305	PF 2_TR50	26.10	34.52	37.43	36.45	37.48	0.0007	1.04	40.57	90.32	2.91	1.93
Candrilli	243	PF 1_TR200	46.50	35.00	37.54	37.33	37.62	0.0015	1.55	49.09	90.51	2.54	2.33
Candrilli	243	PF 2_TR50	26.10	35.00	37.23	36.55	37.39	0.0022	1.76	14.84	11.50	2.23	1.55
Candrilli	239		Bridge										
Candrilli	235	PF 1_TR200	46.50	35.00	37.33	37.33	37.54	0.0037	2.26	30.41	88.32	2.33	2.33
Candrilli	235	PF 2_TR50	26.10	35.00	36.35	36.55	37.13	0.0180	3.91	6.67	7.43	1.35	1.55
Candrilli	212	PF 1_TR200	46.50	30.27	31.69	32.75	36.81	0.1392	1.02	4.64	5.66	1.42	2.48
Candrilli	212	PF 2_TR50	26.10	30.27	31.32	32.22	35.85	0.1737	9.43	2.77	4.40	1.05	1.95
Candrilli	137	PF 1_TR200	46.50	29.06	30.66	31.10	31.91	0.0254	4.94	9.40	9.86	1.60	2.04
Candrilli	137	PF 2_TR50	26.10	29.06	30.34	30.59	31.17	0.0219	4.02	6.49	8.31	1.28	1.53
Candrilli	0	PF 1_TR200	46.50	24.67	26.77	27.31	28.22	0.0278	5.34	8.71	8.12	2.10	2.64
Candrilli	0	PF 2_TR50	26.10	24.67	26.28	26.70	27.53	0.0314	4.97	5.25	5.90	1.61	2.03

### 3.4 Interventi previsti

Il modello evidenzia quindi il limite della configurazione attuale, caratterizzata da una sezione di deflusso insufficiente sul tratto fluviale analizzato a convogliare la portata defluente. Occorre dunque tentare di arginare il fenomeno se si vuole salvaguardare le circostanti aree coltivate.

La soluzione di progetto ipotizzata, nel rispetto dei finanziamenti ad oggi disponibili, prevede i seguenti interventi:

- ampliamento della sezione idraulica del torrente Candrilli tra l'attraversamento privato 02 e il tombino ARMCO a monte per una lunghezza complessiva di 1316 m, mediante esecuzione di escavazione laterale;
- rimozione di numero due attraversamenti privati sul Candrilli insufficienti al deflusso delle acque e risagomatura alveo con sezione di progetto;
- rimozione di un attraversamento stradale comunale in loc.tà Cuccurita costituito da una tubazione ARMCO e realizzazione di due nuovi attraversamenti stradali costituiti da scatolare in c.a. (impalcato in travetti "a T" post-tesi di luce netta 12 m ed altezza intradosso di 3.0 m) dimensionati per la portata di progetto di 50 m<sup>3</sup>/s;
- fornitura e posa in opera di opere di difesa spondale costituite da gabbioni con maglie di rete metallica a doppia torsione riempiti di pietrame, a sostegno delle spalle in rilevato dei due nuovi ponti di prima categoria in località Cuccurita.

Ricapitolando, le nuove opere hanno le seguenti dimensioni:

- 2 scatolari a monte su Candrilli (al posto del tubo ARMCO) **dim. 12.00x3.00 m** larg. trasv. 10.50m (Figura 3.9);
- risagomatura Candrilli a partire dall'attraversamento privato 02 verso monte fino all'attuale tombino ARMCO per una lunghezza complessiva di 1316 m, con nuova sezione trasversale di dimensioni **b 5.00 x B 14.90 x h 3.30 m**, come da figura seguente (Figura 3.8).

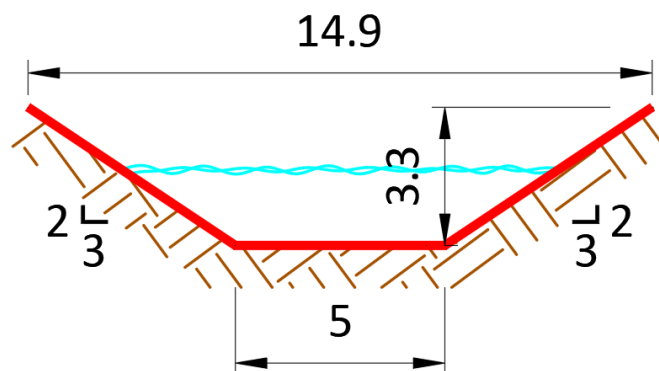


Figura 3.8 – Nuova sezione di progetto dell'alveo.

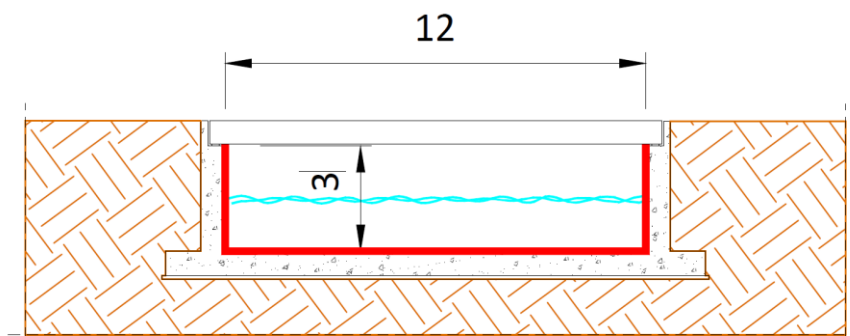


Figura 3.9 – Nuova sezione di progetto scatolare ponti in c.a..



L'intervento previsto manterrà pertanto inalterate le attuali quote di fondo alveo (thalweg), intervenendo tramite risagomatura e gabbionature solo su quelle spondali.

Gli ulteriori interventi previsti, di manutenzione straordinaria, riguarderanno il contenimento della vegetazione (arborea ed arbustiva) sviluppatasi nel corso d'acqua, da effettuare nel rispetto della direttive nazionale (D.P.R. 14.04.1993) e regionale (*Linee Guida PAI Calabria*). In particolare si prevede di effettuare un taglio della vegetazione arborea ed arbustiva secca, pericolante, o che ostacola il libero deflusso delle acque.

**I presenti interventi verranno dimensionati con la portata di progetto duecentennale, dando per assodata la risoluzione delle problematiche individuate a valle.**

La soluzione proposta consente di ottenere un **netto miglioramento dello stato attuale, consentendo il contenimento** in alveo non solo della portata per TR=50 anni ma anche **la portata duecentennale**, proteggendo così i territori circostanti dalle frequenti inondazioni dovute agli intensi eventi di piena che si verificano nella zona.

### 3.5 Criteri di dimensionamento

Si riportano di seguito i criteri adottati per il dimensionamento degli interventi del post-operam.

Si è verificata, innanzitutto, la sezione del nuovo alveo risagomato, a sezione trapezia, di dimensioni: base minore 5.00 m, base maggiore 14.90m, altezza 3.30m e scarpe laterali 3:2. Il calcolo è stato effettuato in maniera speditiva considerando il valore della portata duecentennale di 50 mc/s, considerata transitante nel canale con pendenza e scabrezza costanti pari a: pendenza long.  $i_f = 6.20\%$  e coefficiente di scabrezza di Strickler  $K_S = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Possiamo quindi considerare la classica formulazione di Gauckler-Strickler:

$$Q = A \cdot K_S \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i_f}$$

in cui:

- $Q$  è la portata in  $\text{m}^3/\text{s}$
- $A$  è la l'area bagnata ( $A = y \cdot b$  se l'alveo è rettangolare)
- $y$  è l'altezza del pelo libero
- $b$  è la larghezza dell'alveo rettangolare
- $R$  è il raggio idraulico
- $i_f$  è la pendenza media del fondo

In questa espressione è tutto noto, tranne il tirante idrico, funzione del raggio idraulico. Si procede quindi, per tentativi ipotizzando dei valori del tirante via via crescenti (entro il limite massimo dei 3.30 della sezione di progetto), calcolando il raggio idraulico, quindi la portata corrispondente, fino al raggiungimento dei  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  di progetto. Così facendo si ottiene che il tirante idrico all'interno del canale in moto uniforme per la portata duecentennale è pari a **0.96 m** (Figura 3.10). La sezione risulta quindi impegnata per meno del 30%, con un franco rimanente di circa 2.30 m (Figura 3.11).

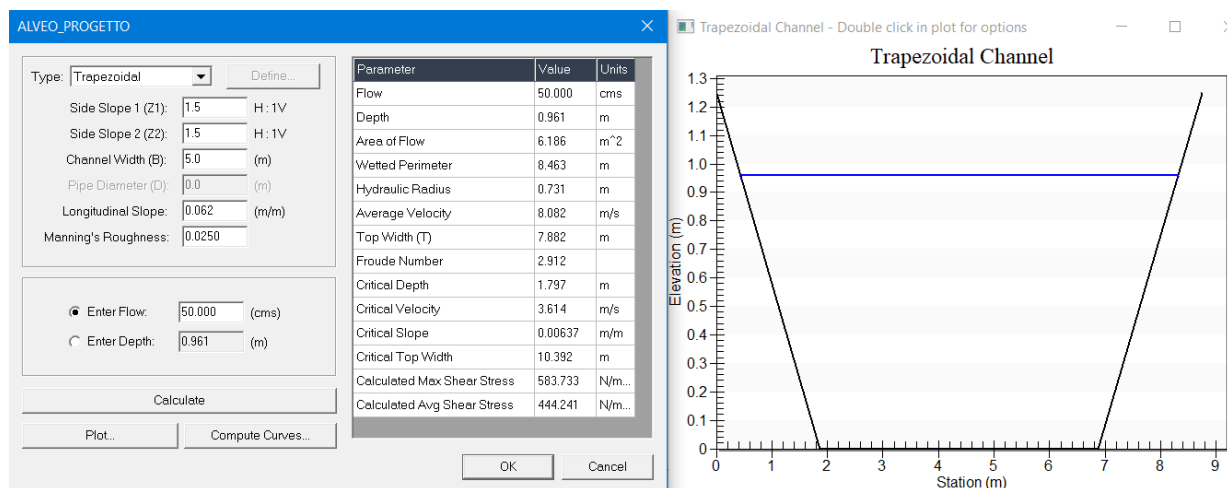


Figura 3.10 - Verifica alveo di progetto con portata duecentennale.

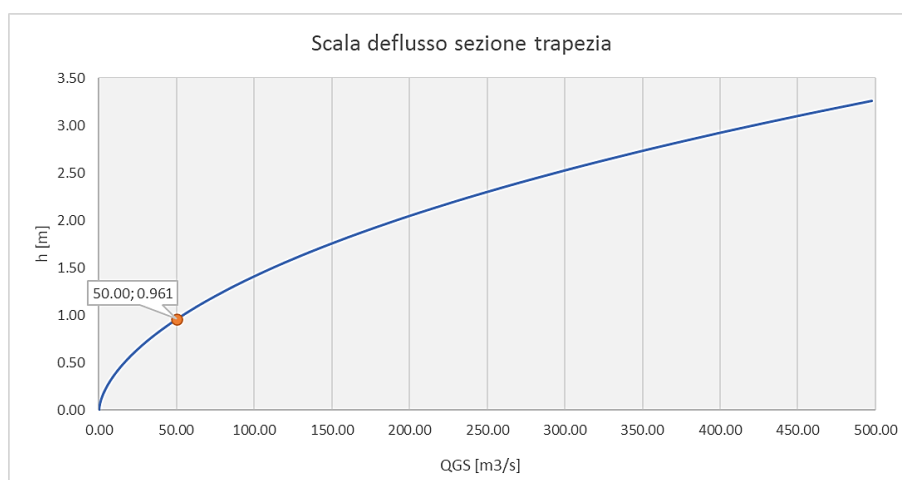


Figura 3.11 - Scala di deflusso della sezione trapezia di progetto.

Anche la sezione dei due nuovi ponti di prima categoria previsti, dal punto di vista idraulico, è stata preventivamente verificata a moto uniforme utilizzando la procedura illustrata in precedenza, applicando la formulazione di Gauckler-Strickler.

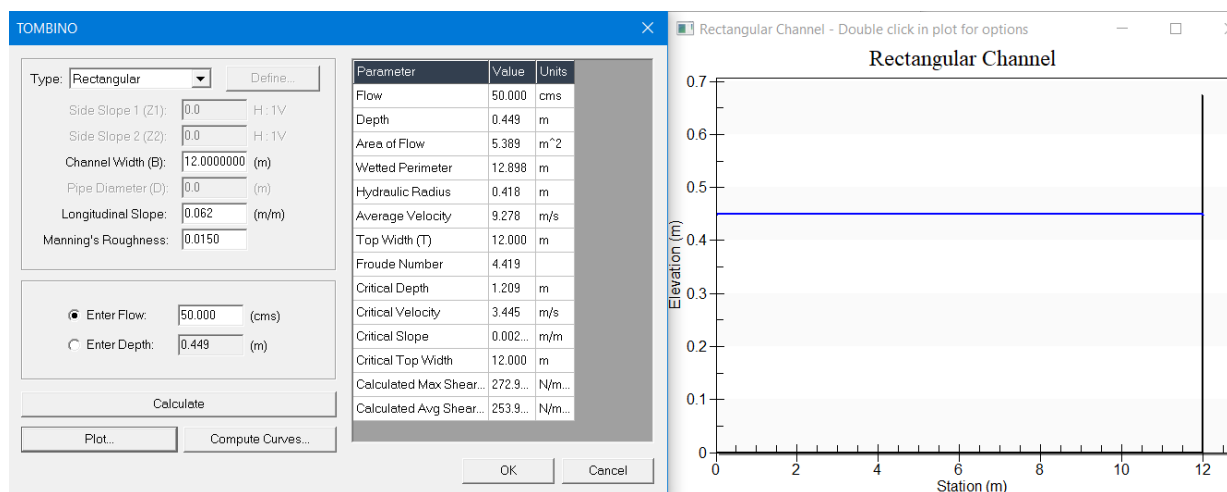


Figura 3.12 - Verifica sezione del ponte scatolare in c.a. per la portata duecentennale.

In questo caso, si ottiene che il tirante idrico che consente il passaggio della portata per TR200 anni di progetto, applicando un  $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le pareti in calcestruzzo del ponte e considerando sempre una pendenza media  $i_r = 6.20\%$ , è pari a **0.45 m** (Figura 3.12).

Ampiamente verificato il franco idraulico secondo NTC 2018, par. 5.2, definito come *“la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, da assumersi non inferiore a 1,50 m”*. Si vede come la sezione risulta impegnata per meno del 15%, con un franco rimanente di circa 2.50 m (Figura 3.13).

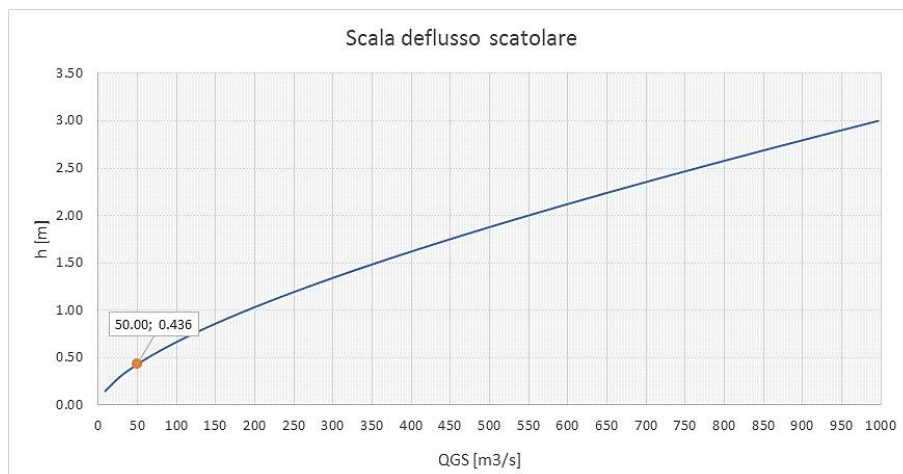


Figura 3.13 - Scala di deflusso della sezione del ponte stradale di progetto.

### 3.6 Risultati della modellazione idraulica dello stato di progetto

Il modello Hec-RAS dello stato di progetto è basato, dunque, sulle condizioni al contorno esposte al par. 3.2, **dando per assodato che dall'attraversamento privato 02 proseguendo verso valle, tutte le criticità esposte in precedenza siano state risolte**. Il modello dello stato di progetto, quindi, considera il Ponte sulla S.P. 11 di sezione liquida adatta al transito della portata di progetto e che gli attraversamenti privati 03 e 04 (passerella in acciaio) siano stati adeguati o rimossi, ripristinando la sezione naturale dell'alveo.

Nel tratto oggetto di intervento, è stato ipotizzato che i due attraversamenti privati 01 e 02 vengano rimossi, ripristinando la sezione fluviale naturale mentre relativamente al tombino in tubazione ARMCO, anche questo viene rimosso e sostituito da due ponti di luce netta 12 m per altezza intradosso 3 m, riprofilando e portando a giorno l'alveo tra i due nuovi manufatti. Le sezioni di progetto fluviale e dei manufatti sono quelle riportate nelle figure 3.8 e 3.9.

L'analisi del profilo di moto permanente del modello Hec-RAS di progetto dimostra immediatamente come i tiranti idrici per TR 50 anni e TR 200 anni **siano sempre contenuti all'interno dell'alveo fluviale** (Figura 3.14).

I risultati sono ancora più evidenti analizzando delle sezioni trasversali significative. Ad esempio in quelle relative ai due nuovi ponti di progetto, vediamo come il tirante sia pari a **0.96 m per il primo e 0.87m per il secondo**, quindi con un franco di circa 2.00 m. Nelle sezioni fluviali ripristinate con la sezione di progetto, dove prima vi erano gli attraversamenti privati, mostrano dei livelli idrici pari rispettivamente a **0.95m per il primo e 1.03 m per il secondo**; in ambo i casi abbiamo un franco rimanente di oltre 2.00 m (Figura 3.15).

I risultati sono ovviamente confermati anche dalla mappa delle inondazioni (Figura 3.16). Vediamo come **la portata duecentennale e anche quella cinquantennale siano sempre contenute in alveo**, lungo tutto il tratto di progetto.



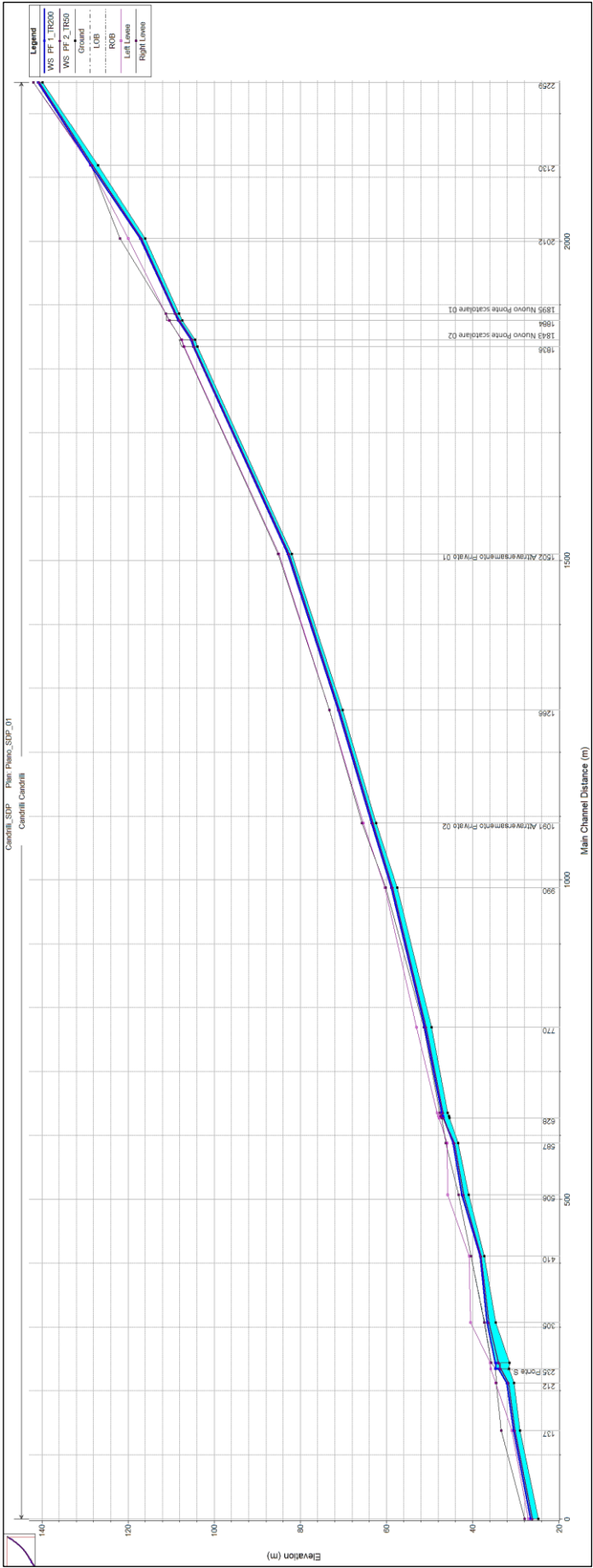


Figura 3.14 - Profilo di moto permanente sul T. Candrilli – Stato di Progetto.

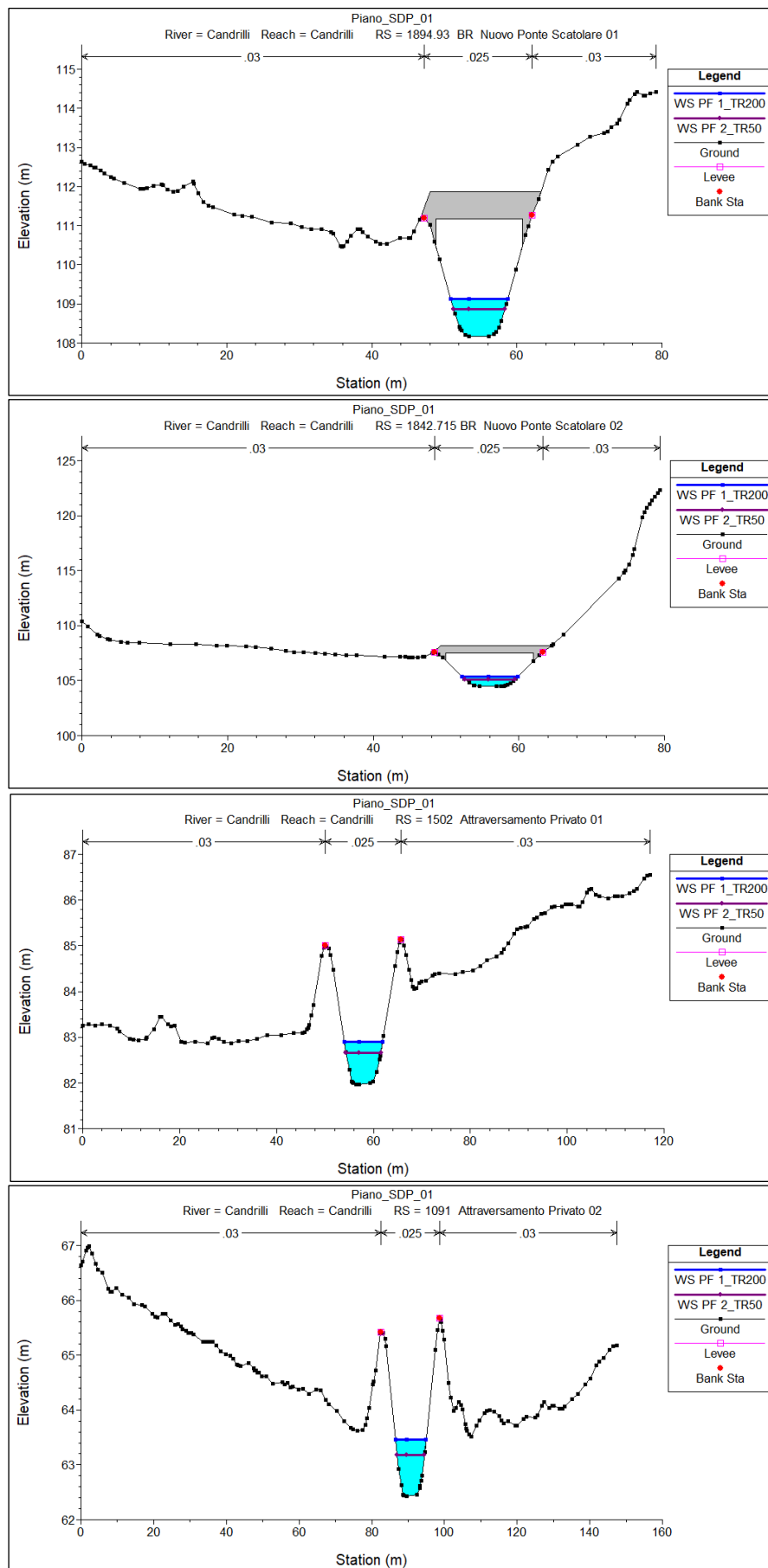


Figura 3.15 - Sezioni di progetto dei due nuovi ponti scatolari e sezioni in corrispondenza dei precedenti attraversamenti privati rimossi.

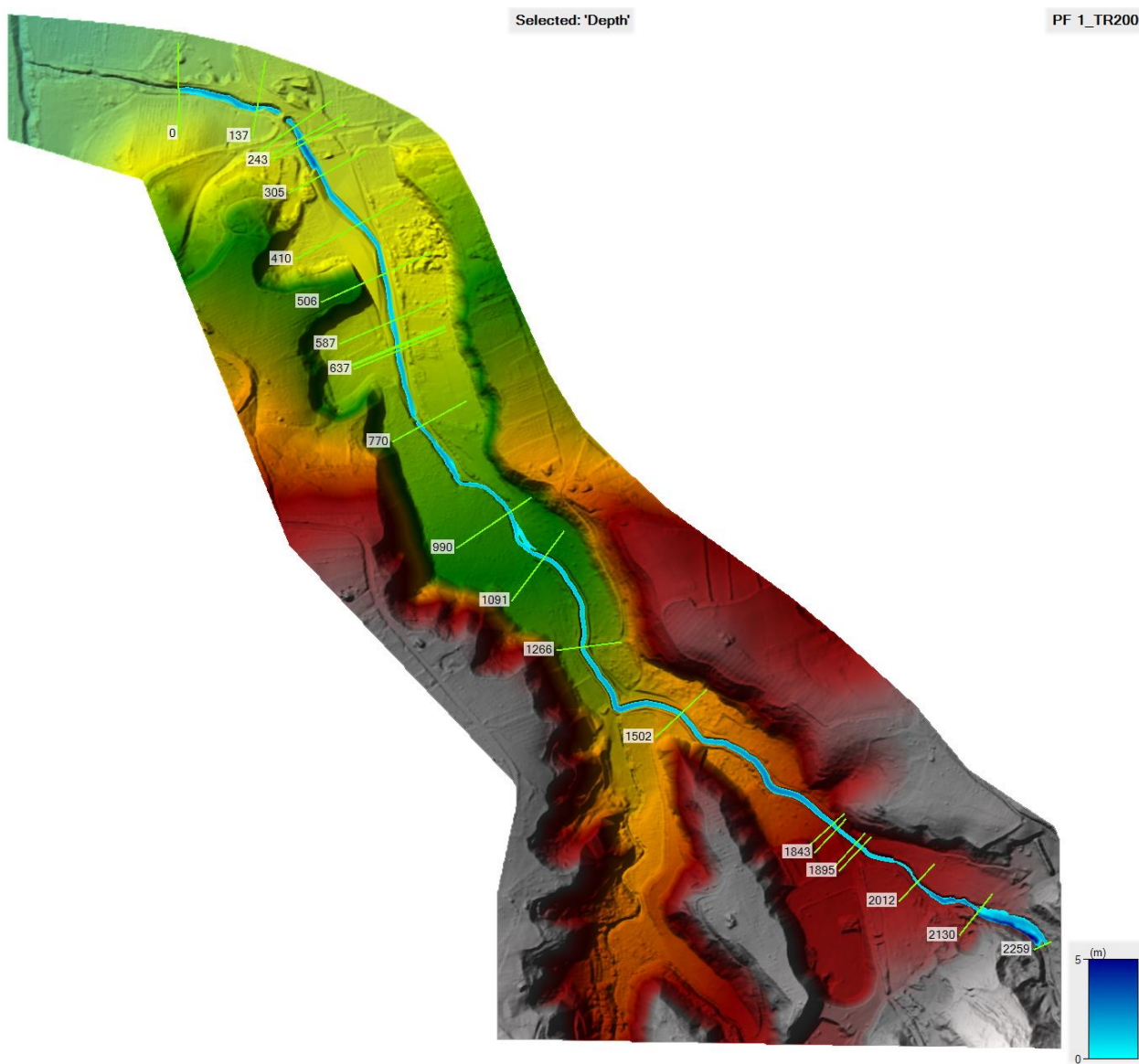


Figura 3.16 - Mappa delle aree allagate della simulazione del post-operam.

A pagina seguente si riportano i risultati della simulazione di progetto in forma tabellare (Tabella 3.2).



Tabella 3.2 - Risultati simulazione permanente T. Candrilli – Stato di Progetto.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Max Chl Dpth	Crit Depth
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	(m)	(m)
Candrilli	2259	PF 1_TR200	46.5	139.86	140.89	141.83	144.99	0.081302	8.97	5.18	6.94	1.28	1.97
Candrilli	2259	PF 2_TR50	26.1	139.86	140.63	141.3	143.51	0.08136	7.51	3.47	6.17	1.02	1.44
Candrilli	2130	PF 1_TR200	46.5	127.03	128.67	128.67	130.42	0.041121	6.48	8.62	17.23	1.64	1.64
Candrilli	2130	PF 2_TR50	26.1	127.03	128.23	128.67	132.09	0.094473	8.69	3	4.35	1.2	1.64
Candrilli	2012	PF 1_TR200	46.5	116.04	117.18	118.25	122.68	0.114232	10.38	4.48	6.11	1.14	2.21
Candrilli	2012	PF 2_TR50	26.1	116.04	116.93	117.71	120.67	0.104398	8.56	3.05	5.27	0.89	1.67
Candrilli	1895	PF 1_TR200	46.5	108.16	109.12	109.92	112.3	0.061889	7.9	5.89	7.88	0.96	1.76
Candrilli	1895	PF 2_TR50	26.1	108.16	108.87	109.44	111.04	0.060064	6.52	4	7.07	0.71	1.28
Candrilli	1894.93	Bridge											
Candrilli	1884	PF 1_TR200	46.5	107.4	108.35	109.16	111.63	0.064713	8.01	5.8	7.87	0.95	1.76
Candrilli	1884	PF 2_TR50	26.1	107.4	108.1	108.68	110.37	0.06487	6.67	3.91	7.09	0.7	1.28
Candrilli	1843	PF 1_TR200	46.5	104.48	105.35	106.23	109.32	0.085831	8.82	5.27	7.67	0.87	1.75
Candrilli	1843	PF 2_TR50	26.1	104.48	105.11	105.75	107.99	0.092661	7.52	3.47	6.89	0.63	1.27
Candrilli	1842.715	Bridge											
Candrilli	1836	PF 1_TR200	46.5	103.95	104.87	105.7	108.36	0.070951	8.28	5.62	7.77	0.92	1.75
Candrilli	1836	PF 2_TR50	26.1	103.95	104.62	105.22	107	0.069126	6.83	3.82	7	0.67	1.27
Candrilli	1502	PF 1_TR200	46.5	81.96	82.91	83.71	86.18	0.06545	8.02	5.8	7.93	0.95	1.75
Candrilli	1502	PF 2_TR50	26.1	81.96	82.65	83.23	84.94	0.06666	6.7	3.9	7.18	0.69	1.27
Candrilli	1266	PF 1_TR200	46.5	70.14	71.22	71.9	73.58	0.040107	6.8	6.84	8.23	1.08	1.76
Candrilli	1266	PF 2_TR50	26.1	70.14	70.94	71.42	72.55	0.038759	5.61	4.65	7.39	0.8	1.28
Candrilli	1091	PF 1_TR200	46.5	62.43	63.46	64.16	65.99	0.045555	7.04	6.61	8.35	1.03	1.73
Candrilli	1091	PF 2_TR50	26.1	62.43	63.18	63.68	64.97	0.046995	5.93	4.4	7.47	0.75	1.25
Candrilli	990	PF 1_TR200	46.5	57.51	58.9	59.67	61.53	0.042804	7.18	6.47	7.38	1.39	2.16
Candrilli	990	PF 2_TR50	26.1	57.51	58.57	59.14	60.48	0.042058	6.13	4.26	6.12	1.06	1.63
Candrilli	770	PF 1_TR200	46.5	49.56	51.18	51.67	53.36	0.031778	6.54	7.11	7.29	1.62	2.11
Candrilli	770	PF 2_TR50	26.1	49.56	50.81	51.33	52.43	0.031805	5.63	4.63	6.02	1.25	1.77
Candrilli	637	PF 1_TR200	46.5	45.78	47.23	47.63	49.14	0.030401	6.12	7.6	8.67	1.45	1.85
Candrilli	637	PF 2_TR50	26.1	45.78	46.91	47.35	48.27	0.02941	5.18	5.04	7.24	1.13	1.57
Candrilli	631	PF 1_TR200	46.5	45.52	46.9	47.41	48.94	0.034123	6.33	7.35	8.77	1.38	1.89
Candrilli	631	PF 2_TR50	26.1	45.52	47.42	47.05	47.44	0.000331	0.7	53.22	87.46	1.9	1.53
Candrilli	628	PF 1_TR200	46.5	45.42	46.78	47.22	48.85	0.035061	6.36	7.31	8.84	1.36	1.8
Candrilli	628	PF 2_TR50	26.1	45.42	46.94	46.94	47.39	0.006829	2.99	8.72	9.58	1.52	1.52
Candrilli	587	PF 1_TR200	46.5	43.38	44.5	45.15	47.03	0.059665	7.04	6.61	10.52	1.12	1.77
Candrilli	587	PF 2_TR50	26.1	43.38	44.21	44.76	46.56	0.081445	6.79	3.85	8.19	0.83	1.38
Candrilli	506	PF 1_TR200	46.5	40.97	42.49	43	44.04	0.02134	5.52	8.43	8.51	1.52	2.03
Candrilli	506	PF 2_TR50	26.1	40.97	42.13	42.49	43.24	0.020676	4.65	5.61	7.21	1.16	1.52
Candrilli	410	PF 1_TR200	46.5	37.29	38.33	38.99	40.83	0.055071	7	6.64	10.03	1.04	1.7
Candrilli	410	PF 2_TR50	26.1	37.29	38.07	38.57	39.99	0.060602	6.12	4.26	8.5	0.78	1.28
Candrilli	305	PF 1_TR200	46.5	34.65	36.65	37.01	37.83	0.014229	4.81	9.68	8.6	2	2.36
Candrilli	305	PF 2_TR50	26.1	34.65	36.23	36.47	37.08	0.013456	4.08	6.39	6.98	1.58	1.82
Candrilli	243	PF 1_TR200	46.5	31.42	34.77	33.47	34.9	0.00075	1.59	29.3	15.19	3.35	2.05
Candrilli	243	PF 2_TR50	26.1	31.42	34	32.97	34.1	0.000742	1.38	18.92	12.03	2.58	1.55
Candrilli	239	Bridge											
Candrilli	235	PF 1_TR200	46.5	31.6	34.04	34.04	34.71	0.006591	3.62	12.86	9.67	2.44	2.44
Candrilli	235	PF 2_TR50	26.1	31.6	33.46	33.46	34	0.007062	3.28	7.96	7.26	1.86	1.86
Candrilli	212	PF 1_TR200	46.5	30.39	32.11	32.78	34.28	0.032306	6.52	7.13	7.41	1.72	2.39
Candrilli	212	PF 2_TR50	26.1	30.39	31.68	32.25	33.57	0.038578	6.09	4.29	5.65	1.29	1.86
Candrilli	137	PF 1_TR200	46.5	29.05	30.57	31.09	32.07	0.022654	5.44	8.55	9.4	1.52	2.04
Candrilli	137	PF 2_TR50	26.1	29.05	30.25	30.58	31.28	0.020109	4.49	5.81	7.83	1.2	1.53
Candrilli	0	PF 1_TR200	46.5	24.78	26.61	27.3	28.57	0.027809	6.21	7.49	7.4	1.83	2.52
Candrilli	0	PF 2_TR50	26.1	24.78	26.17	26.7	27.8	0.031296	5.65	4.62	5.76	1.39	1.92

## 4. Conclusioni

La presente relazione è relativa all'analisi idrologica ed idraulica svolta sul bacino del Torrente Candrilli, affluente della Fiumara Trainiti, nel tratto compreso tra l'attraversamento privato 02 verso monte fino all'attraversamento comunale in località Cuccurita con tubazione ARMCO, per una lunghezza complessiva di circa 1300 m.

L'area in esame è stata interessata in passato da frequenti fenomeni di esondazione, non ultimo quello verificatosi il 3 luglio 2006, che hanno provocato esondazioni generalizzate dei deflussi dal corso d'acqua e forte erosione spondale.

Al fine di proteggere i terreni latitanti dai continui fenomeni di esondazione, il progetto ha previsto il **ripristino dell'officiosità idraulica del T. Candrilli**, da realizzare con i seguenti interventi:

- 2 scatolari a monte su Candrilli (al posto del tubo ARMCO) **dim. 12.00x3.00 m** larg. trasv. 10.50m (Figura 3.9);
- risagomatura Candrilli a partire dall'attraversamento privato 02 verso monte fino all'attuale tombino ARMCO per una lunghezza complessiva di 1316 m, con nuova sezione trasversale di dimensioni **b 5.00 x B 14.90 x h 3.30 m**, come da Figura 3.8.

La riprofilatura d'alveo nel tratto evidenziato, comporterà la rimozione dei due attraversamenti privati esistenti, risagomando l'alveo secondo la nuova sezione idraulica di progetto. Le verifiche effettuate (vedi par. 3.5 e par. 3.6) sia della sezione di progetto dell'alveo che del tombino scatolare hanno mostrato che le sezioni di progetto sono **in grado di far transitare con ottimi franchi idrici sia la portata cinquantennale che quella duecentennale. Gli interventi, pertanto, sono risolutivi delle problematiche riscontrate.**

L'intervento di ripristino dell'officiosità del tratto del Torrente Candrilli consente in definitiva di regolarizzare il deflusso idrico evitando fenomeni di incisione contro le difese spondali e quindi di erosione e scalzamento delle stesse.

## Riferimenti bibliografici

- CSDU – Centro Studi Deflussi Urbani (1997): Sistemi di Fognatura. Manuale di progettazione, Hoepli Ed., Milano.
- USACE (2013): User's Manual version 4, Hydrologic Modelling System HEC-HMS, Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineering
- Soil Conservation Service (SCS) (1972): National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology. Department of Agriculture, Washington DC
- Battista T. (1988): Bacino del Crati: valutazione dei massimi annuali delle piogge areali con il metodo dei topoi, CNR-IRPI, Rapp. int. n.240, Cosenza.
- Catalano E., F. Pascuzzi e P. Versace, (1989): I massimi annuali delle piogge areali sul bacino del fiume Crati, Previsione e prevenzione degli eventi idrologici estremi e loro controllo, Rapporto '88, GNDI, CNR, Roma.
- Pascuzzi F. e E. Catalano (1989), Stima della pioggia areale: alcune applicazioni sul bacino del Crati, CNR-IRPI, Rapp. int. n.267, Cosenza.
- Penta A. (1974): Distribuzione di probabilità del massimo annuale dell'altezza di pioggia giornaliera su un bacino, Atti XIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli
- United States Department of Agriculture (USDA) (1986): Natural Resources Conservation Service. Technical Release 55: "Urban Hydrology for Small Watersheds".
- Ross, C.W., L. Prihodko, J.Y. Anhang, S.S. Kumar, W. Ji, and N.P. Hanan. 2018. Global Hydrologic Soil Groups (HYSOGs250m) for Curve Number-Based Runoff Modeling. ORNL DAAC, Oak Ridge, Tennessee, USA.
- Ven Te Chow, Open-channel hydraulics, McGraw-Hill Book Company, USA, 1959.
- Ferro V., La sistemazione dei bacini idrografici, McGraw-Hill, Milano, 2006.
- Da Deppo L., Datei C., Salandin P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, 2004
- Casulli V (2009) A high-resolution wetting and drying algorithm for free-surface hydrodynamics. Int J Numer Method Fluids 60:391–408
- Portale OpenData Regione Calabria, <http://geoportale.regione.calabria.it/opendata>





