



REGIONE BASILICATA

COMUNE DI FERRANDINA (MT)



Progetto per la costruzione e l'esercizio di un impianto Agrivoltaico, con sistema integrato per la coltivazione di piante officinali e la produzione di energia elettrica, delle opere e delle infrastrutture connesse, denominato CISTERNA 2, da realizzarsi in agro del comune di Ferrandina, di potenza pari a 19.981,92 Kwp

PROGETTO DEFINITIVO



Elaborato:

RELAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

Tavola:

CIS2-AMB-REL-011

Data: Ottobre 2021

Scala:

Rev	Data	Descrizione	Eseguito	Verificato	Approvato

Progettazione:



Proponente:

Ambra Solare 31 S.r.l.
Via Tevere 41 - 00198 Roma
C.F. e P.I. 16110281009
PEC: ambrasolare31@legalmail.it

PowerTis
Ambra Solare 31 S.r.l.
Via Tevere 41, 00198 Roma
C.F. e P.IVA 16110281009

Visti:

INDICE

1.0	PREMESSA.....	2
2.0	INDIVIDUAZIONE AREE OGGETTO DI STUDIO	2
3.0	ATTIVITÀ SVOLTE NEL PRESENTE STUDIO.....	4
3.1	PORTATE DI PIENA - APPLICAZIONE DEL METODO VAPI.....	4
3.2	LEGGI DI VARIAZIONE DEI COEFFICIENTI DI CRESCITA CON IL PERIODO DI RITORNO	4
3.2.1	IDROMETRIA – PORTATE ISTANTANEE.....	4
3.3	STIMA DEL VALORE MEDIO.....	6
3.3.2	Piena media annua.....	6
3.4	PORTATE AL COLMO DI PIENA	6
3.4.1	Metodo diretto.....	6
4.0	MODELLAZIONE IDRAULICA.....	7
4.1	IL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS	7
4.1.1	IPOTESI DI BASE E LIMITAZIONI DEL CODICE HEC-RAS.....	7
4.2	Risultanze della campagna di rilievi cartografici e topografici	8
4.3	Geometria della sezione trasversale	8
4.4	Coefficienti per il calcolo delle perdite di energia	9
4.5	Condizioni al contorno	12
4.6	Equazioni di base per il calcolo del profilo di corrente (steady flow)	12
4.7	Valutazione delle perdite di energia	13
4.8	Procedura di calcolo.....	13
4.9	Determinazione dell'altezza di stato critico.....	14
5.0	VERIFICA IDRAULICA PER LA DETERMINAZIONE DELLE AREE INONDABILI.....	16
5.1	VERIFICA IDRAULICA – FOSSO CANNOSA	17
6.0	CONCLUSIONI.....	22

1.0 PREMESSA

Il presente studio idrologico-idraulico di un tratto del Fosso Cannosa a monte della confluenza con Torrente Vella in località Piano della Botta nel comune di Ferrandina (MT) accompagna il progetto di un impianto agrivoltaico con sistema integrato per la coltivazione di piante officinali e la produzione di energia elettrica della potenza di 19.981,92 kWp denominato “Cisterna 2”.

Per le finalità della presente analisi appare opportuno ricordare che i corsi d’acqua oggetto della verifica dal punto di vista amministrativo ricadono all’interno dell’area di competenza dell’Autorità di Bacino Distretto Idrografico dell’Appennino Meridionale.

Per il parere di competenza da parte di tale Autorità è necessario verificare la rispondenza del progetto alle prescrizioni indicate all’interno delle Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico (PAI). I corsi d’acqua non sono stati oggetto di studio da parte dell’Autorità di Bacino, pertanto, non è presente una perimetrazione che ne definisca il livello di rischio idraulico.

Per la loro determinazione trovano applicazione gli artt. 4,6 e 10 delle medesime NTA del PAI che prevedono un’estensione delle aree a diversa pericolosità idraulica per una fascia di 150 m in destra e in sinistra di tale ramo.

Per tali ragioni è stato realizzato il presente studio di compatibilità idrologica ed idraulica che ne analizza compiutamente i regimi di deflusso nonché l’effettiva estensione delle aree allagabili in modo da verificare la compatibilità degli interventi in progetto con le NTA del PAI.

Le analisi idrologiche, illustrate in dettaglio nel seguito, sono state condotte mediante l’utilizzo del metodo VAPI Basilicata al fine di stabilire la portata al colmo di piena per eventi con tempi di ritorno di 200 anni.

2.0 INDIVIDUAZIONE AREE OGGETTO DI STUDIO

Il presente studio è stato redatto ai sensi del R.D. 523/1904 ed è costituito da:

- ✓ Studio idrologico per la valutazione della portata di piena del corso d’acqua considerato;
- ✓ Studio idraulico finalizzato all’individuazione delle condizioni di deflusso della corrente, redatto considerando condizioni di moto permanente monodimensionale gradualmente variato, utilizzando un congruo numero di sezioni d’alveo georeferenziate e rilevate ortogonalmente alla direzione del moto.

Il numero, l’ubicazione, l’estensione delle sezioni ed il numero di punti rilevati ha consentito un’attendibile descrizione plano altimetrica del tratto d’alveo e della fascia di territorio indagata.

- ✓ Planimetria dello stato dei luoghi con l’esatta ubicazione delle sezioni e la delimitazione delle aree inondabili in scala 1:2.000 o di maggior dettaglio;
- ✓ Sezioni rilevate, rappresentate in scala adeguata;

Lo studio analizza la fattibilità idraulica dell’intervento proposto relativo alla realizzazione di un impianto fotovoltaico realizzato tra il Torrente Vella e il Fosso Cervallo.

La base topografica utilizzata per la valutazione della pericolosità idraulica è rappresentata da rilievi topografici delle sezioni trasversali dell’asta principale del fiume e dei suoi affluenti e delle relative strutture idrauliche e da cartografie di dettaglio in scala 1:2.000; in tal modo si è ottenuta una descrizione del corso fluviale che ha consentito di valutare le dinamiche che il torrente seguirà in occasione di eventi di piena associati ai periodi di ritorno T_r previsti.

Di seguito, in *Fig. 2.1* è riportato uno stralcio del reticolo idrografico del bacino del Torrente Vella affluente in destra idraulica del Fiume Basento con l’indicazione del bacino imbrifero sotteso alla sezione di chiusura individuata.

POWERIS – Impianto agrivoltaico, con sistema integrato per la coltivazione di piante officinali e la produzione di energia elettrica della potenza di 19.981,92kWp denominato “Cisterna 2” da realizzarsi in agro di Ferrandina

Novembre 2021

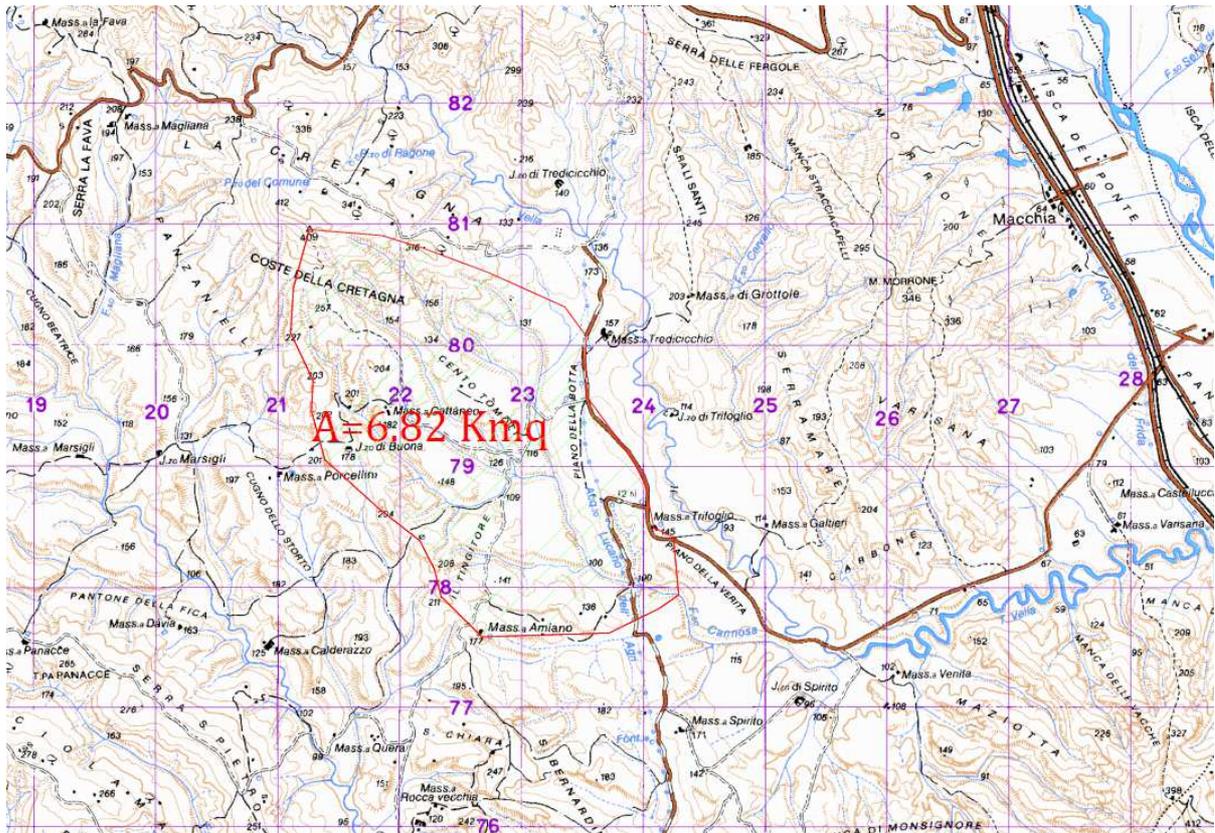


Fig. 2.1: Bacino imbrifero sotteso alla sezione di chiusura sul Fosso Cannosa prima della confluenza nel Torrente Vella.

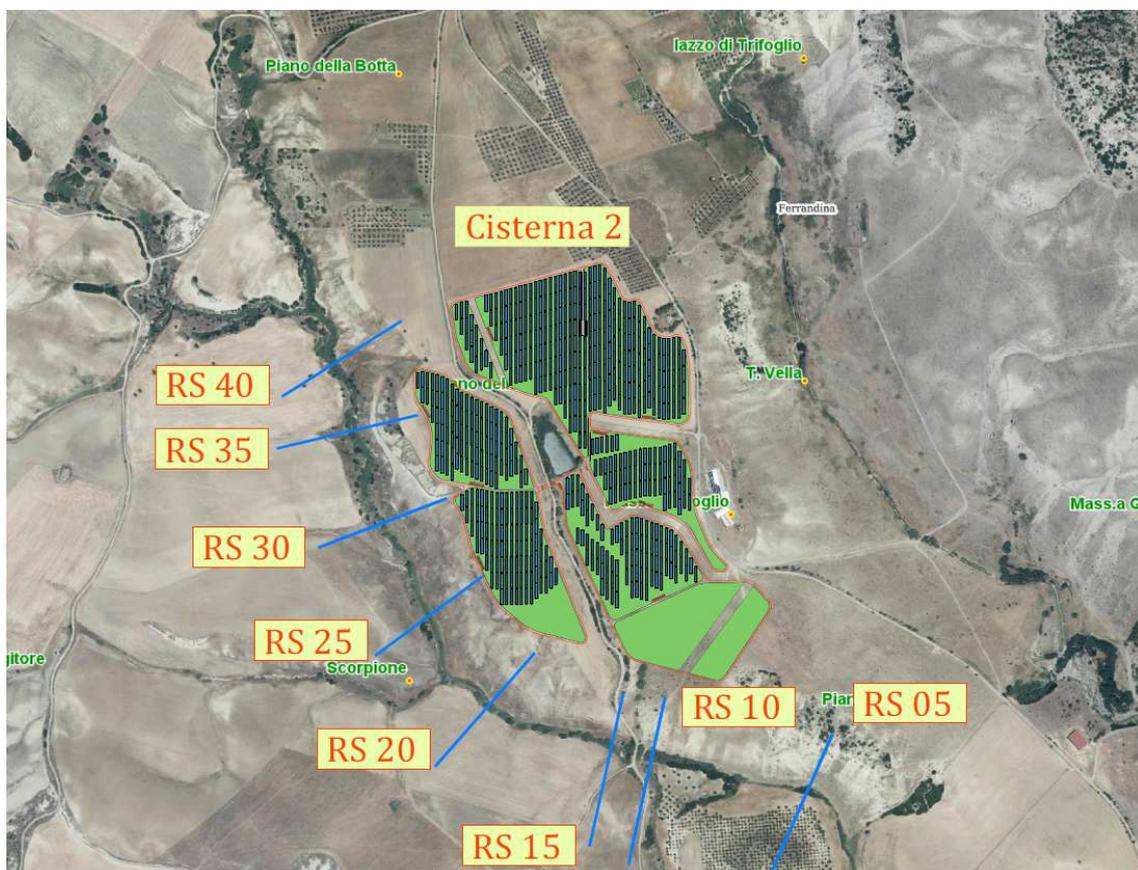


Fig. 2.2: Aerofoto con l'indicazione delle sezioni di verifica idraulica del Fosso Cannosa.

3.0 ATTIVITÀ SVOLTE NEL PRESENTE STUDIO

Nella presente relazione sarò affrontato lo studio per la valutazione della capacità di deflusso della sezione idrica per le portate di piena ai vari tempi di ritorno, nei paragrafi successivi sono descritte le attività sviluppate, ed in particolare:

- La definizione della geometria d'alveo;
- Lo studio idraulico sviluppato per le aree di interesse mediante l'applicazione del modello idraulico HEC-RAS, con riferimento alle portate poste a base dei calcoli;
- L'analisi dei parametri idraulici significativi.

3.1 PORTATE DI PIENA - APPLICAZIONE DEL METODO VAPI

La metodologia utilizzata per l'individuazione e la delimitazione delle fasce di esondazione fluviali è basata sull'utilizzo del metodo VAPI, mediante il quale vengono determinate le portate al colmo di piena con assegnata probabilità di accadimento, rispetto alle quali è stata condotta un'analisi idraulica attraverso l'applicazione di un modello idrodinamico per lo studio di correnti in moto stazionario.

Lo studio idrologico utilizzato per la valutazione del rischio di piena in una sezione qualsiasi del reticolo idrografico del bacino è basato sui risultati e le metodologie dell'indagine VAPI in Basilicata condotto da Claps e Fiorentino [2001].

Tale procedura è basata su uno studio di regionalizzazione impostato sull'utilizzo della distribuzione TCEV per descrivere la distribuzione di probabilità degli estremi di pioggia e di portata.

Ai fini della verifica idraulica si è fatto riferimento alle portate al colmo di piena relative al bacino sotteso con la sezione di chiusura posta in corrispondenza dell'interferenza del reticolo con la pianificazione urbanistica includendo anche i contributi degli affluenti laterali eventualmente presenti lungo il tratto analizzato.

Per la stima della portata al colmo di piena per un fissato tempo di ritorno si può ricorrere a:

- **Metodi diretti** che prescindono dall'esame dell'influenza dei diversi fattori morfologici e climatici sulla formazione dei deflussi di piena e si fondano sull'analisi probabilistica di una o più serie storiche di misura di portata;

3.2 LEGGI DI VARIAZIONE DEI COEFFICIENTI DI CRESCITA CON IL PERIODO DI RITORNO

3.2.1 IDROMETRIA – PORTATE ISTANTANEE

Al secondo livello di regionalizzazione, partendo dalle stazioni del SIMN considerate nell'analisi delle portate al colmo di piena, si suddivide la regione Basilicata in tre sottozone omogenee.

II LIVELLO - ZONE OMOGENEE

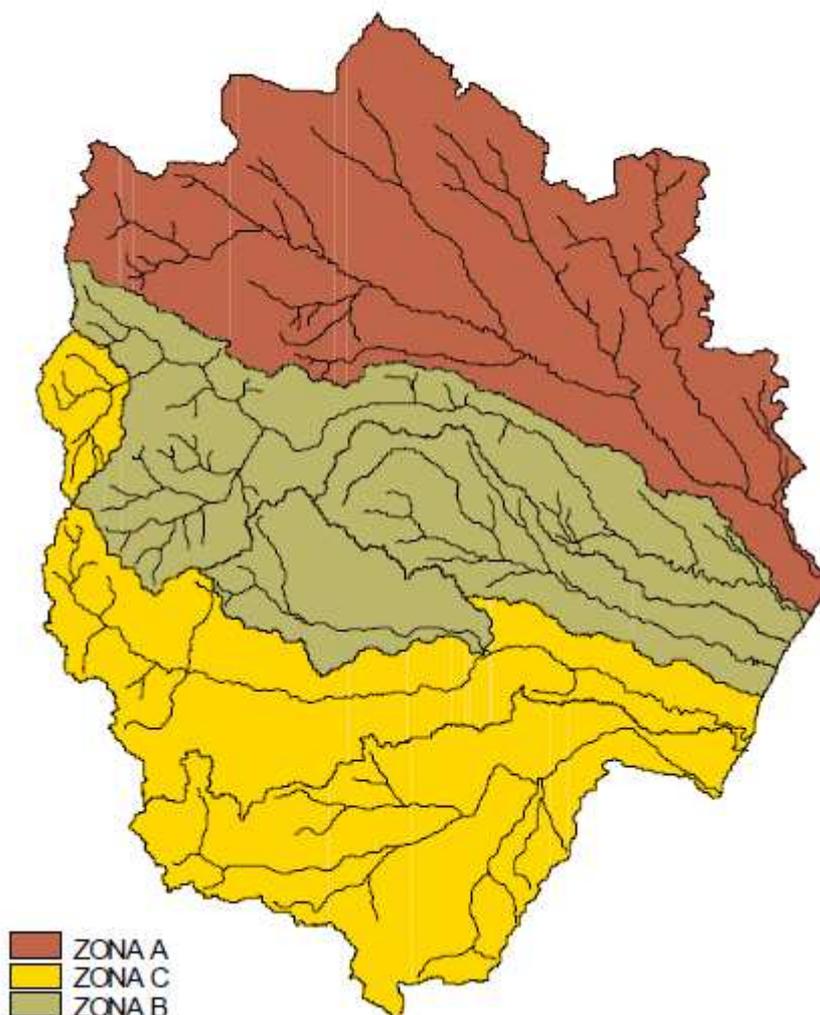


Fig. 3.2.2.1: Sottozone omogenee al secondo livello di regionalizzazione

Nel caso in esame il territorio comunale di Ferrandina ricade interamente nella sottozona omogenea B comprendente il Basento e il Cavone. In definitiva utilizzando l'espressione asintotica della legge di crescita:

$$K(T) = a + b \ln(T) \quad [5]$$

È possibile calcolare i coefficienti di crescita utilizzando i coefficienti riportati per la sottozona C nella quale ricade il territorio del Comune di Calvera:

Zona Omogenea	a	b	To	η
A	0.5673	0.9930	-0.8256	2.6728
B	-0.2354	0.7827	-0.8256	3.3909
C	0.0565	0.5977	-0.8256	4.4401

Tab. 3.2.2.1: Coefficienti utilizzabili per l'uso dell'espressione asintotica (5)

Pertanto, l'espressione da utilizzare nelle analisi sarà:

$$K(T) = -0.2354 + 0.7827 \ln(T) \quad [6]$$

3.3 STIMA DEL VALORE MEDIO

3.3.2 Piena media annua

Per poter pervenire alla stima della distribuzione di probabilità delle portate in una generica sezione fluviale l'unico parametro che resta da ricavare è il valore medio della distribuzione del massimo annuale della portata al colmo di piena, piena indice $m(Q)$ che è fortemente influenzata dall'area del bacino. La relazione empirica che meglio risponde a questa esigenza è rappresentata da una legge del tipo:

$$m(Q) = k \cdot A^{\alpha} \quad [8]$$

Sono state individuate due zone omogenee:

- **Area omogenea 1** che include i bacini del Bradano, Basento, Cavone ed Agri;
- **Area omogenea 2** che include i bacini del Sinni, Lao e Noce.

Caratterizzate dai seguenti parametri:

Zona Omogenea	k	b
1	2.13	0.766
2	5.98	0.645

Il territorio del Comune di Ferrandina appartiene alla zona omogenea 1 pertanto la piena indice sarà così determinata:

$$m(Q) = 2.13 \cdot A^{0.645} \quad [9]$$

Nella quale i valori numerici sono tipici dell'area omogenea del Bacino di appartenenza ed A rappresenta l'area del bacino idrografico depurata dalle aree permeabili in formazioni calcaree e da quelle sottese da significativi invasi.

3.4 PORTATE AL COLMO DI PIENA

3.4.1 Metodo diretto

I metodi diretti prescindendo dall'esame dell'influenza che i diversi fattori morfologici e climatici hanno sulla formazione dei deflussi di piena, si fondano sull'analisi probabilistica di una o più serie storiche di misure di portata di piena. Con riferimento al VAPI per la Basilicata l'espressione sintetica per il calcolo della portata al colmo di piena ad assegnato periodo di ritorno è:

$$Q_T = K_T \cdot m(Q) \quad [10]$$

Dove T rappresenta il periodo di ritorno.

Combinando l'espressione (6) per il coefficiente di crescita e l'espressione (9) per il valore della piena indice è possibile ricavare i valori corrispondenti della portata al colmo di piena noti i valori della superficie del bacino imbrifero sotteso alla sezione di chiusura.

Di seguito si riportano i valori delle portate per i diversi periodi di ritorno calcolate e utilizzate nella modellazione idraulica per il bacino imbrifero in esame:

- **Fosso Cannosa** affluente in destra idraulica del Torrente Vella la cui superficie del bacino imbrifero è pari a 6,82kmq;

T (anni)	10	30	50	100	200	500
KT	1,56	2,43	2,83	3,37	3,91	4,63
Q (mc/s)	14,52	22,49	26,20	31,23	36,26	42,91

La portata al colmo di piena così definita considera che tutto il bacino contribuisce in modo omogeneo alla formazione delle piene.

La durata dei fenomeni di piena da modellare dipende dalle dimensioni del bacino ed è di solito molto limitata, dell'ordine delle ore o, per bacini molto estesi, dei giorni. Ciò implica che a rigore non sarebbe possibile definire un coefficiente di deflusso rappresentativo del comportamento del bacino in qualsiasi condizione. In altre parole, il deflusso attraverso la sezione di chiusura di un assegnato bacino, conseguente ad un identico afflusso di pioggia, non è sempre lo stesso in quanto dipende dalle condizioni in cui si trova il bacino all'inizio della precipitazione. Per questo in via cautelativa e a vantaggio di sicurezza non se ne è tenuto conto per la verifica idraulica e si sono utilizzati i valori di portata delle tabelle precedenti.

4.0 MODELLAZIONE IDRAULICA

La modellazione idraulica dei fenomeni di propagazione delle piene in alveo è stata effettuata con riferimento ad uno schema di moto permanente monodimensionale gradualmente variato. Le simulazioni sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo HEC RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System).

In merito alle condizioni al contorno, si è proceduto in diversi modi tenendo conto delle caratteristiche idrauliche della corrente e dei manufatti eventualmente presenti a monte e a valle dei tratti studiati.

4.1 IL CODICE DI CALCOLO HEC-RAS

HEC-RAS è un codice di calcolo per lo studio idraulico di corsi d'acqua naturali e di sistemi di canali, predisposto dall'Hydrologic Engineering Center (HEC), dell'U.S. Army Corps of Engineers. HEC-RAS è un software che consente il calcolo del profilo del pelo libero sia in caso di moto stazionario (steady flow) che in condizioni di moto non stazionario (unsteady flow).

Il programma è in grado di effettuare l'analisi di più profili contemporaneamente, prevedendo la possibilità di inserire punti singolari (ponti, sottopassi, tombini ecc.) e portate con vari tempi di ritorno; è possibile, inoltre, un loro confronto per sovrapposizione.

Il modello è in grado di simulare indifferentemente sia canali singoli che reti di canali naturali o artificiali, integrando profili di moto permanente in regime di corrente lenta, veloce o di tipo “misto”.

4.1.1 IPOTESI DI BASE E LIMITAZIONI DEL CODICE HEC-RAS

In virtù delle equazioni poste alla base del codice di calcolo, con specifico riferimento alla sussistenza della condizione di moto permanente, il codice di calcolo HEC-RAS si basa sulla validità delle seguenti ipotesi:

1. La portata è costante nel tempo nei vari tratti di alveo (steady flow);
2. Il moto della corrente idrica è monodimensionale;
3. L'alveo ha una pendenza sufficientemente piccola da poter ritenere che i tiranti idrici siano misurabili secondo una direzione verticale, piuttosto che ortogonalmente alla linea di fondo;
4. La corrente è gradualmente variata.

Ovviamente, l'ipotesi di moto permanente preclude la possibilità di considerare idrogrammi variabili nel tempo sia in termini input che come output del codice di calcolo. Tale circostanza risulta comunque cautelativa ai fini della valutazione e della delimitazione delle aree soggette a fenomeni di allagamento.

L'ipotesi di corrente idrica gradualmente varia, oltre che monodimensionale, limita la possibilità di analizzare fenomeni idraulici in cui queste ipotesi perdono di validità. Ad

esempio, in corrispondenza di brusche variazioni planimetriche della linea d'asse del canale/alveo, possono instaurarsi sensibili valori di sovrizzo della superficie libera che dovranno essere opportunamente sommati ai valori dei tiranti idrici valutati dal codice di calcolo.

Infine, l'ipotesi di piccola pendenza comporterà la necessità di valutare separatamente gli effetti dell'eventuale insorgenza di fenomeni idraulici caratteristici di canali alvei ad elevata pendenza, quali, ad esempio, formazione di onde di traslazione a fronte ripido e rigonfiamento della corrente per effetto dell'elevato trascinamento d'aria.

4.2 Risultanze della campagna di rilievi cartografici e topografici

Lungo i tratti oggetto di studio è stato effettuato un rilievo topografico per rilevare tutte le sezioni idraulicamente significative. La geometria dell'area di interesse così ottenuta ha consentito una migliore utilizzazione degli strumenti di calcolo ed una conseguente maggiore precisione nella definizione delle fasce fluviali, compatibilmente con la scala di riferimento.

4.3 Geometria della sezione trasversale

Le sezioni trasversali vengono definite per tutta la lunghezza dell'alveo e dove si presentano variazioni di portata, pendenza, forma e scabrezza. La distanza tra una sezione e la successiva dipende dalla grandezza e dall'uniformità della sezione trasversale, dalla pendenza del canale, da eventuali manufatti, dalla presenza di curve e qualsiasi singolarità che possa far variare le caratteristiche del moto. In generale, quanto più la sezione del canale è uniforme e la pendenza dello stesso è piccola, tanto minore è il numero di sezioni necessarie.

Per determinare il numero e individuare la posizione delle sezioni trasversali da rilevare, si è fatto riferimento ai seguenti criteri:

- Perpendicolari al corso d'acqua;
- Posizionate in corrispondenza di punti dove si verificano significative variazioni della morfologia dell'alveo, della scabrezza o della pendenza;
- Almeno una all'inizio e una alla fine nei tratti arginati o con sistemazioni;
- Almeno tre in corrispondenza di ponti e strutture idrauliche: una immediatamente a monte, una immediatamente a valle ed un'intermedia descrivente la struttura;
- Almeno una in tutte quelle sezioni che possano risultare idraulicamente di controllo.

Ogni sezione trasversale è individuata tramite le etichette River, Reach e River Station; all'ultima etichetta corrisponde un numero che è crescente, da valle verso monte. La forma della sezione è determinata per punti, che sono individuati con due coordinate station ed elevation. La station è la distanza del punto considerato rispetto al primo punto di sinistra della sezione; la elevation è la quota rispetto ad un piano di riferimento. È possibile parlare di “sinistra idraulica” poiché, nel considerare le coordinate, l'osservatore, convenzionalmente, guarda la sezione rivolto verso valle. Nella procedura di calcolo per la determinazione delle caratteristiche idrauliche della corrente è necessario, ovviamente, determinare l'area della sezione idrica A, il perimetro bagnato P, il raggio idraulico R e la larghezza B della sezione in corrispondenza di un assegnato valore del tirante idrico.

È qui necessario ricordare che la numerazione utilizzata dal codice di calcolo HEC-RAS procede da valle verso monte e quindi nel verso contrario a quello delle sezioni dei rilievi.

4.4 Coefficienti per il calcolo delle perdite di energia

I coefficienti necessari per il calcolo delle perdite di energia sono, principalmente, due: uno relativo alle perdite per effetto delle forze resistenti al moto ed uno relativo alle perdite per espansione o contrazione della corrente.

Le perdite di carico dovute alla scabrezza superficiale sono calcolate con la formula di Manning – Gauckler e Strickler; quindi, bisogna individuare il coefficiente n di Manning. La scelta del coefficiente di scabrezza è fondamentale per avere un profilo calcolato in maniera accurata. Il valore di n è variabile e dipende da vari fattori come: la scabrezza delle pareti; la presenza di vegetazione; le irregolarità della sezione; ecc.

Le perdite per espansione o contrazione della corrente sono calcolate come aliquota della differenza di altezza cinetica tra due sezioni successive. Per il calcolo delle perdite di energia, tra due sezioni, si fa riferimento ad opportuni valori di coefficienti. I valori da assumere per detti coefficienti dipendono dal tipo di corrente e dalle variazioni, che si verificano lungo il canale, della sezione trasversale. Il valore massimo che può essere assunto per i coefficienti in esame è 1.

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
A. Natural Streams			
1. Main Channels			
a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.040	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.070	0.100	0.150
2. Flood Plains			
a. Pasture no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
2. Same as above, but heavy sprouts	0.050	0.060	0.080
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.080	0.100	0.120
4. Same as above, but with flow into branches	0.100	0.120	0.160
5. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200
3. Mountain Streams, no vegetation in channel, banks usually steep, with trees and brush on banks submerged			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	0.030	0.040	0.050
b. Bottom: cobbles with large boulders	0.040	0.050	0.070

Tab. 4.4.1: Valori del coefficiente di Manning

POWERIS – Impianto agrivoltaico, con sistema integrato per la coltivazione di piante officinali e la produzione di energia elettrica della potenza di 19.981,92kWp denominato “Cisterna 2” da realizzarsi in agro di Ferrandina

Novembre 2021

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
B. Lined or Built-Up Channels			
1. Concrete			
a. Trowel finish	0.011	0.013	0.015
b. Float Finish	0.013	0.015	0.016
c. Finished, with gravel bottom	0.015	0.017	0.020
d. Unfinished	0.014	0.017	0.020
e. Gunite, good section	0.016	0.019	0.023
f. Gunite, wavy section	0.018	0.022	0.025
g. On good excavated rock	0.017	0.020	
h. On irregular excavated rock	0.022	0.027	
2. Concrete bottom float finished with sides of:			
a. Dressed stone in mortar	0.015	0.017	0.020
b. Random stone in mortar	0.017	0.020	0.024
c. Cement rubble masonry, plastered	0.016	0.020	0.024
d. Cement rubble masonry	0.020	0.025	0.030
e. Dry rubble on riprap	0.020	0.030	0.035
3. Gravel bottom with sides of:			
a. Formed concrete	0.017	0.020	0.025
b. Random stone in mortar	0.020	0.023	0.026
c. Dry rubble or riprap	0.023	0.033	0.036
4. Brick			
a. Glazed	0.011	0.013	0.015
b. In cement mortar	0.012	0.015	0.018
5. Metal			
a. Smooth steel surfaces	0.011	0.012	0.014
b. Corrugated metal	0.021	0.025	0.030
6. Asphalt			
a. Smooth	0.013	0.013	
b. Rough	0.016	0.016	
7. Vegetal lining			
	0.030		0.500
C. Excavated or Dredged Channels			
1. Earth, straight and uniform			
a. Clean, recently completed	0.016	0.018	0.020
b. Clean, after weathering	0.018	0.022	0.025
c. Gravel, uniform section, clean	0.022	0.025	0.030
d. With short grass, few weeds	0.022	0.027	0.033
2. Earth, winding and sluggish			
a. No vegetation	0.023	0.025	0.030
b. Grass, some weeds	0.025	0.030	0.033
c. Dense weeds or aquatic plants in deep channels	0.030	0.035	0.040
d. Earth bottom and rubble side	0.028	0.030	0.035
e. Stony bottom and weedy banks	0.025	0.035	0.040
f. Cobble bottom and clean sides	0.030	0.040	0.050
3. Dragline-excavated or dredged			
a. No vegetation	0.025	0.028	0.033
b. Light brush on banks	0.035	0.050	0.060
4. Rock cuts			
a. Smooth and uniform	0.025	0.035	0.040
b. Jagged and irregular	0.035	0.040	0.050
5. Channels not maintained, weeds and brush			
a. Clean bottom, brush on sides	0.040	0.050	0.080
b. Same as above, highest stage of flow	0.045	0.070	0.110
c. Dense weeds, high as flow depth	0.050	0.080	0.120
d. Dense brush, high stage	0.080	0.100	0.140

Tab. 4.4.1: Valori del coefficiente di Manning

Può essere effettuata una stima dei coefficienti anche attraverso l'applicazione del metodo di Cowan (1956), il quale permette di valutare il peso dei fattori che possono influenzare il valore del coefficiente di scabrezza, confrontando i risultati con le tabelle disponibili in

letteratura. L'applicazione del metodo può aiutare nella scelta dei coefficienti di scabrezza riportati nelle tabelle disponibili in letteratura considerando che per gli stessi viene proposto un intervallo di valori, talora piuttosto variabili.

Il metodo di Cowan calcola il valore del coefficiente di Manning (n) con la seguente formula:

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5) \cdot m$$

Nella quale i parametri n_i , che descrivono le caratteristiche fisiche delle sezioni, sono quelli proposti da Chow (1959):

n₁: stato fisico della sezione del fondo alveo (granulometria, forma e dimensione dei materiali costituenti il perimetro bagnato);

n₂: irregolarità del fondo (depressioni o accumuli di detriti o isole di vegetazione);

n₃: variazione della sezione (forma e dimensione);

n₄: ostacoli e irregolarità concentrate (estensione, ingombro, forma quantità e disposizione);

n₅: vegetazione delle zone golenali (densità, tipo, distribuzione, sviluppo e stadio stagionale);

m: tortuosità (meandri).

I valori per i vari coefficienti sono riportati nella successiva tabella.

Condizioni dell'alveo		Valori	
Materiale costituente l'alveo	Terra	n ₁	0.020
	Roccia		0.025
	Ghiaia fine		0.024
	Ghiaia grossolana		0.028
Irregolarità della superficie della sezione	Trascurabile	n ₂	0.000
	Bassa		0.005
	Moderata		0.010
	Elevata		0.020
Variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale	Graduale	n ₃	0.000
	Variazione occasionalmente		0.005
	Variazione frequente		0.010-0.015
Effetto relativo di ostruzioni	Trascurabile	n ₄	0.000
	Modesto		0.010-0.015
	Apprezzabile		0.020-0.030
	Elevato		0.040-0.050
Effetto della vegetazione	Basso	n ₅	0.005-0.010
	Medio		0.010-0.025
	Alto		0.025-0.050
	Molto alto		0.050-0.100
Grado di sinuosità dell'alveo	Modesto	m	1.000
	Apprezzabile		1.150
	Elevato		1.300

Tabella 4.4.2: Valori per i vari coefficienti presenti nella formula di Cowan

In caso di incertezza, soprattutto dove una variazione dei coefficienti comporta variazioni significative ai risultati delle verifiche è opportuno adottare valori cautelativi.

In caso di incertezza, soprattutto dove una variazione dei coefficienti comporta variazioni significative ai risultati delle verifiche è opportuno adottare valori cautelativi.

Dai sopralluoghi in situ è emerso che il fondo del torrente è caratterizzato ghiaia e terra mentre le sponde sono caratterizzate, nel tratto in esame, da versanti coltivati con presenza di arbusti e vegetazione. In definitiva sono stati adottati:

- Per l'alveo un coefficiente di Manning n pari a $0,075 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ corrispondente ad un coefficiente di Strickler pari a $13 \text{ m}^{-1/3}\text{s}^{-1}$;
- Per le aree latitanti il torrente un coefficiente di Manning pari $0,05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ corrispondente ad un coefficiente di Strickler pari a $25 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per tener conto della presenza della vegetazione.

4.5 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno sono fondamentali per risolvere il problema del calcolo del profilo del pelo libero. Le correnti lente necessitano di una condizione al contorno nell'ultima sezione di valle; mentre, quelle veloci, nella prima sezione di monte. Se la corrente è mista, le condizioni al contorno devono essere imposte sia a monte che a valle. Ci sono quattro tipi di condizioni al contorno:

- Tirante idrico assegnato: per utilizzare questa condizione al contorno, si dovrà immettere un'altezza idrica nota per ogni profilo che si vuole determinare, e cioè per ogni valore di portata assegnato;
- Altezza di stato critico: quando si ricorre a questo tipo di condizione, il programma calcola l'altezza di stato critico, per ogni profilo che si vuole determinare, e pone tale altezza come condizione al contorno;
- Altezza di moto uniforme: per questo tipo di condizione si dovrà inserire il valore della pendenza, della linea dell'energia, con la quale si vuole calcolare l'altezza di moto uniforme. Utilizzando la formula di Manning – Gauckler e Strickler viene calcolata tale l'altezza che viene considerata come condizione al contorno;
- Scala di deflusso: quando viene selezionata tale condizione, si immetteranno, in una tabella, i valori dell'altezza e la corrispondente portata.

4.6 Equazioni di base per il calcolo del profilo di corrente (steady flow)

Il profilo del pelo libero in condizioni di moto stazionario è calcolato, tra una sezione trasversale e quella successiva, risolvendo l'equazione dell'energia, con una procedura iterativa. L'equazione dell'energia è la seguente:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha \cdot V_2^2}{2 \cdot g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha \cdot V_1^2}{2 \cdot g} + \Delta H \quad [5]$$

Dove:

Y_1, Y_2 = altezza d'acqua nella sezione trasversale;

Z_1, Z_2 = quota del fondo del canale, rispetto ad un generico piano orizzontale di riferimento;

V_1, V_2 = velocità media di portata;

α_1, α_2 = coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche;

g = accelerazione di gravità;

h_e = perdita di energia.

La somma di Z e Y , che rappresenta la quota del pelo libero rispetto ad un piano orizzontale di riferimento, viene indicata con il termine *W.S. (Water Stage)*.

La perdita di energia (h_e) tra due sezioni trasversali è costituita da due aliquote: una dovuta all'attrito ed una dovuta all'espansione o contrazione della corrente. L'equazione della perdita di energia è la seguente:

$$\Delta H = L \cdot S_f + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} \right| \quad [6]$$

Dove:

L = distanza tra le due sezioni;

S_f = perdita di energia per unità di lunghezza, che può essere vista come la pendenza della linea rappresentativa delle perdite di energia per attrito;

C = coefficiente per le perdite di espansione o contrazione.

4.7 Valutazione delle perdite di energia

La perdita di energia per attrito è calcolata con la seguente formula:

$$h_{fe} = L \cdot S_f \quad [7]$$

La cadente S_f è determinata con la formula di Manning.

$$v = L \cdot S_f$$

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}}}{n} \quad [8]$$

I valori da assegnare al coefficiente n di scabrezza di Manning sono quelli individuati in funzione della natura delle pareti che costituiscono il canale.

La perdita di energia, dovuta alla contrazione o espansione della corrente, è calcolata mediante la relazione:

$$h_{ce} = C \cdot \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} \right| \quad [9]$$

Dove

C = coefficiente di espansione o contrazione.

Il programma presume che si verifichi una contrazione ogni qual volta la velocità nella sezione di valle è maggiore della velocità nella sezione di monte.

Viceversa, quando la velocità nella sezione di monte è maggiore della velocità nella sezione di valle, il programma suppone che verifichi un'espansione.

4.8 Procedura di calcolo

Consideriamo due sezioni successive, denominate A e B. Supponiamo che nella sezione A il tirante sia noto. Per determinare il tirante idrico nella sezione B, il codice HEC-RAS risolve, in maniera iterativa, le equazioni (5) e (6), secondo la procedura indicata di seguito:

1. Si assume un valore dell'altezza idrica, *W.S.B Assunto*;
2. Note le caratteristiche del canale e della sezione, e nota la portata, si determina la velocità media della corrente;

3. Si considera un valore del coefficiente di contrazione/espansione C , si calcola S_f e si risolve la (6);
4. Dalla (5) si ricava l'altezza d'acqua ricercata, $W.S.B$ Calcolato;
5. Si confrontano i valori dell'altezza idrica ipotizzata e quella calcolata. Se la differenza tra detti valori non è inferiore alla tolleranza stabilita, si ripete la procedura, reiterando i quattro passi precedenti.

Il programma può eseguire un numero massimo di iterazioni per bilanciare l'equazione dell'energia.

Generalmente, quando il programma non riesce a bilanciare l'equazione dell'energia per una sezione, ciò è causato dal numero ridotto di sezioni, o meglio, dal fatto che le sezioni trasversali sono troppo distanziate tra di loro.

Quando, per la sezione trasversale di calcolo, il procedimento iterativo determina il valore del tirante idrico compatibile con la tolleranza assegnata, il programma effettua un controllo per verificare che il tirante idrico determinato sia coerente con il valore locale della altezza di stato critico. Se tale controllo dà esito negativo, si assume, come altezza idrica della sezione, quella di stato critico, e di questo, se ne dà comunicazione con un messaggio di *warning*.

Per un profilo di corrente lenta, un controllo preliminare, per determinare in maniera corretta le caratteristiche cinetiche della corrente, viene fatto sul numero di Froude Fr . Se Fr è maggiore di 0.94, allora si effettua un controllo del regime della corrente, calcolando, in maniera più accurata, l'altezza di stato critico, usando il metodo della minima energia specifica.

Per un profilo di corrente veloce, l'altezza critica è calcolata automaticamente per tutte le sezioni di calcolo, in modo da consentire un confronto continuo tra il valore del tirante idrico calcolato e quello di stato critico in ciascuna sezione.

4.9 Determinazione dell'altezza di stato critico

L'altezza di stato critico, per una generica sezione trasversale, è determinata se si verifica una delle seguenti condizioni:

1. La corrente idrica è veloce;
2. Il calcolo dell'altezza critica è richiesto dall'utente;
3. L'altezza critica è una condizione al contorno esterna in una sezione;
4. Il controllo del numero di Froude Fr , per un profilo di corrente lenta, indica che l'altezza critica deve essere determinata per verificare che il regime della corrente sia coerente con il valore del tirante idrico calcolato per via iterativa;
5. Il programma non può bilanciare l'equazione dell'energia con la tolleranza fissata, prima di raggiungere il massimo numero di iterazioni.

L'energia totale, riferita ad una sezione trasversale, è data dalla seguente relazione:

$$H = WS + \frac{\alpha \cdot V^2}{2 \cdot g} \quad [10]$$

Dove:

H = energia totale, riferita ad un piano orizzontale;

WS = quota del pelo libero, riferita ad un piano orizzontale;

$$\frac{\alpha \cdot V^2}{2 \cdot g} = \text{altezza cinetica.}$$

L'altezza di stato critico è l'altezza per la quale l'energia totale è minima, per un assegnato valore della portata. Detta altezza è determinata con una procedura iterativa, che consiste nel valutare, per ogni valore WS considerato, il corrispondente valore di H ,

tramite la (10), fino a quando si giunge al minimo valore di H .

5.0 VERIFICA IDRAULICA PER LA DETERMINAZIONE DELLE AREE INONDABILI

Dalla restituzione del profilo di rigurgito e delle tabelle di output del codice di calcolo HEC-RAS, riportati in seguito, è stato individuato il valore dell'altitudine della superficie idrica (in m s.l.m.m.) per ognuno il periodo di ritorno considerato.

Il limite destro e/o sinistro delle aree soggette ad allagamento si è ottenuto dall'intersezione, in ogni sezione trasversale in cui è prevista l'esonazione dell'alveo, del piano orizzontale, avente quota pari all'altitudine della superficie idrica, valutata nella sezione di interesse con la rappresentazione cartografica di base.

La restituzione a curve di livello della cartografia disponibile ha consentito di delimitare le aree inondabili così come riportato negli elaborati seguenti.

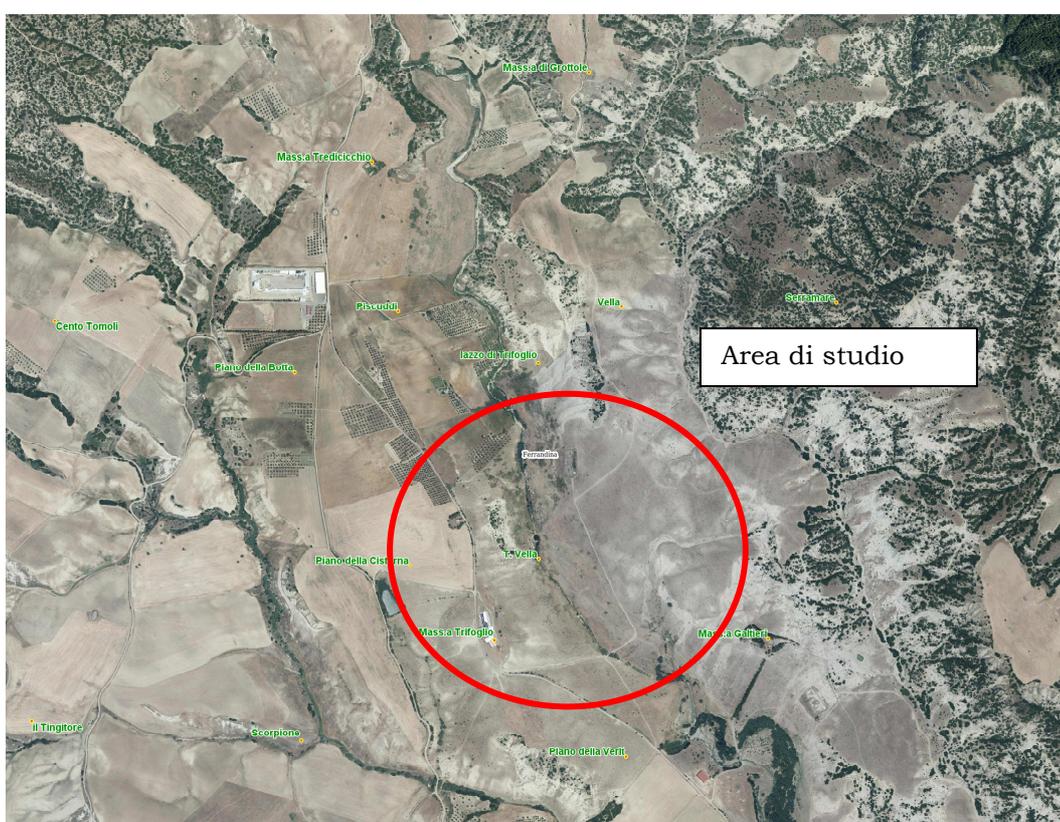


Figura 5.1: Aerofoto dell'area di studio

I parametri utilizzati per la verifica idraulica sono:

COEFFICIENTI DI SCABREZZA

Dai sopralluoghi in situ è emerso che il fondo del fiume è caratterizzato da ciottoli e ghiaia con sponde più o meno acclivi fondamentalmente ricoperte da vegetazione, a tratti molto rigogliosa, con presenza sia di arbusti che di piante ad alto fusto. In definitiva sono stati adottati:

- Per l'alveo un coefficiente di Manning n pari a $0,075 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ corrispondente ad un coefficiente di Strickler pari a circa $13 \text{ m}^{-1/3}\text{s}^{-1}$;
- Per le aree latitanti il torrente un coefficiente di Manning pari $0,05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ corrispondente ad un coefficiente di Strickler pari a circa $20 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$;

CONDIZIONI AL CONTORNO

- Condizione al contorno di monte è rappresentata dall'altezza di stato critico;

- *Condizione al contorno di valle* è stata fornita la pendenza del tratto del fosso a valle che approssima la pendenza della linea dei carichi totali in tale tratto, risultata essere pari a $i_{valle}=0,48\%$;

5.1 VERIFICA IDRAULICA – FOSSO CANNOSA

Di seguito si riporta il dettaglio delle sezioni analizzate ai vari tempi di ritorno, è riportato il livello idrico ottenuto dalla simulazione numerica ed il valore del tirante allo stato critico per comprendere lo stato della corrente (veloce o lenta).

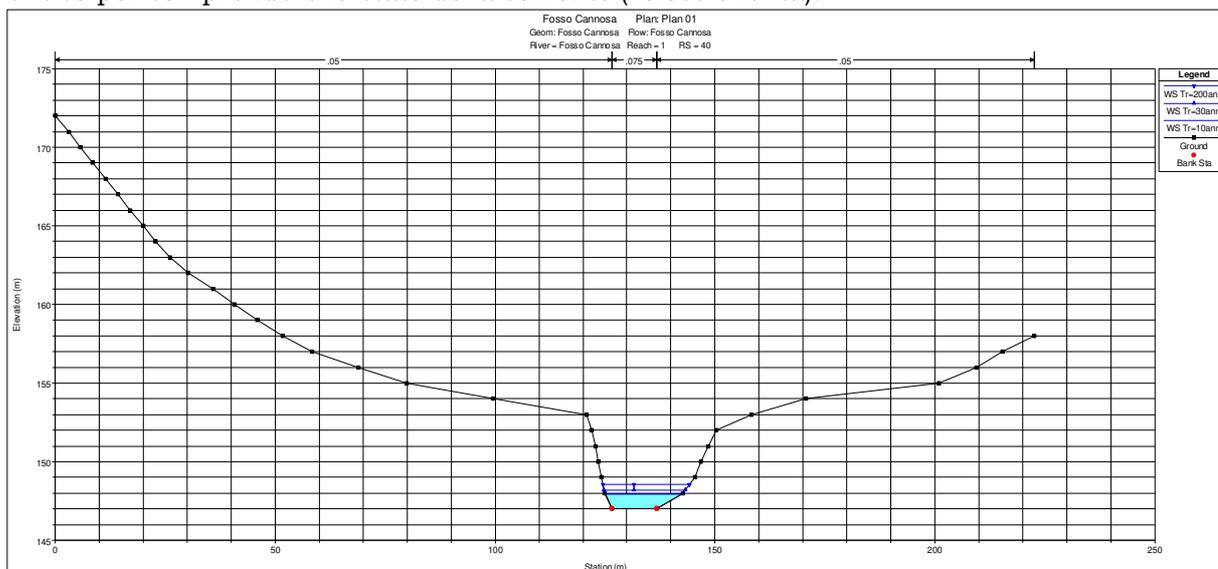


Fig. 5.1.1.1: Sezione per la verifica idraulica – RS 40

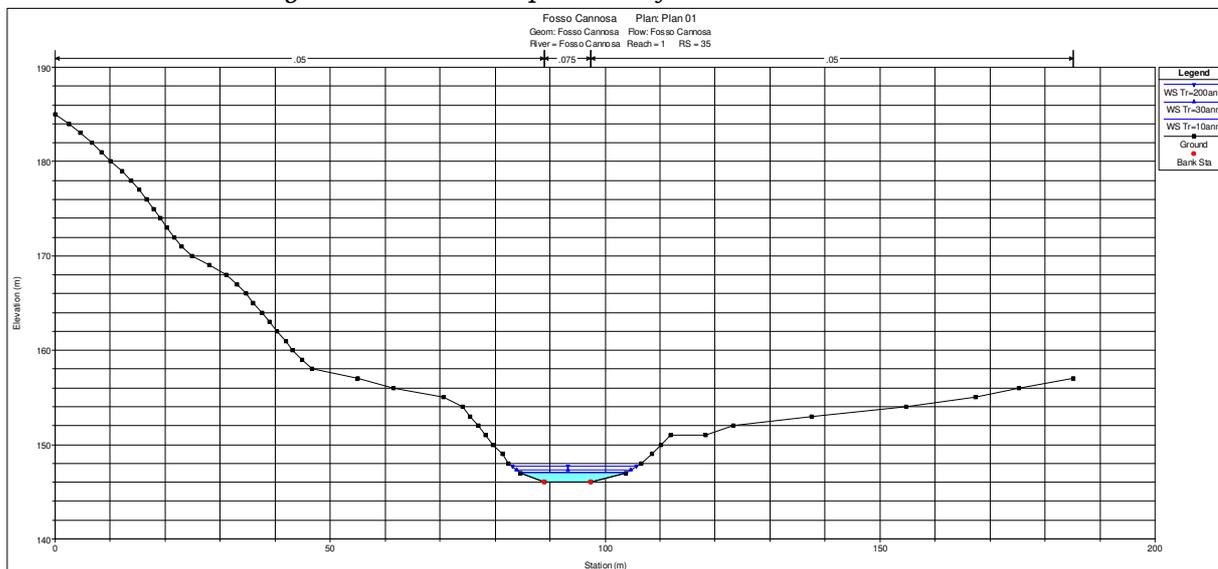


Fig. 5.1.1.2: Sezione per la verifica idraulica – RS 35

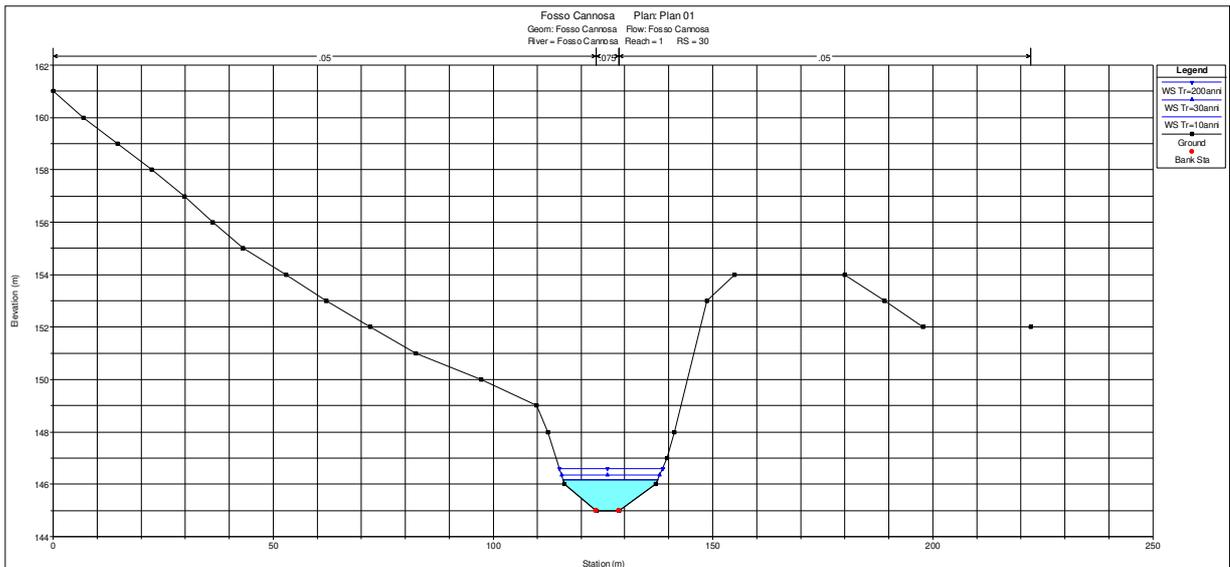


Fig. 5.1.1.3: Sezione per la verifica idraulica – RS 30

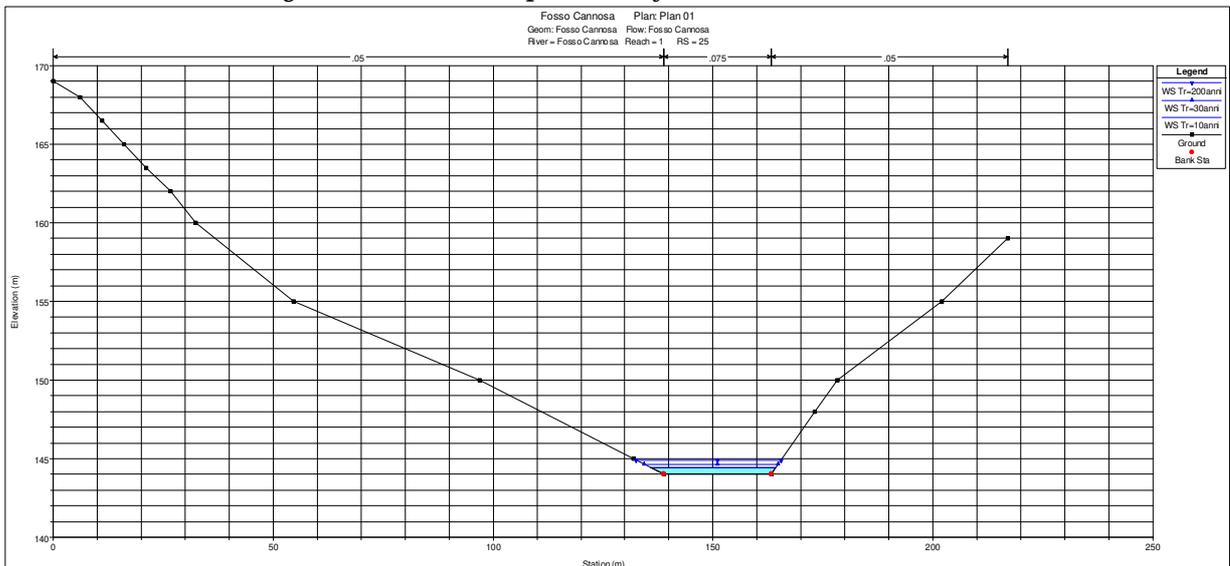


Fig. 5.1.1.4: Sezione per la verifica idraulica – RS 25

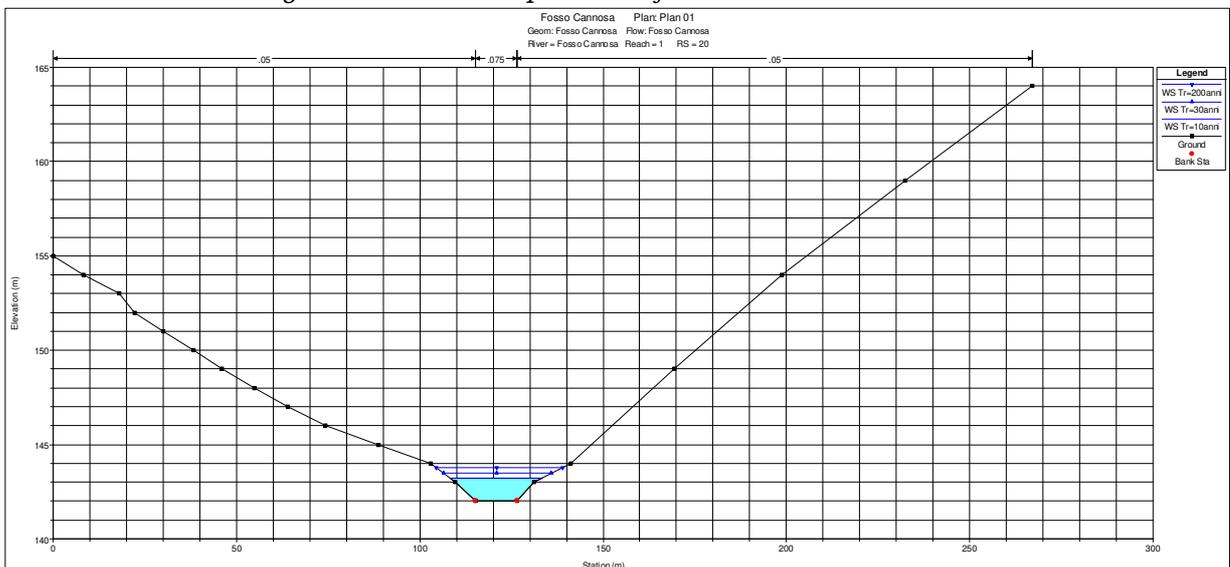


Fig. 5.1.1.5: Sezione per la verifica idraulica – RS 20

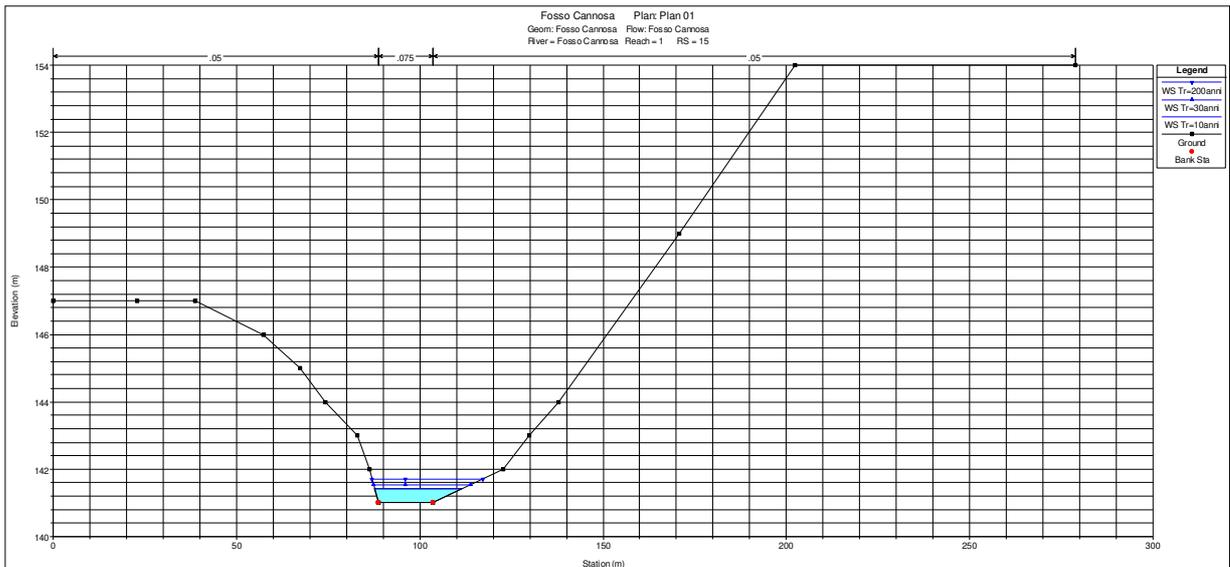


Fig. 5.1.1.6: Sezione per la verifica idraulica – RS 15

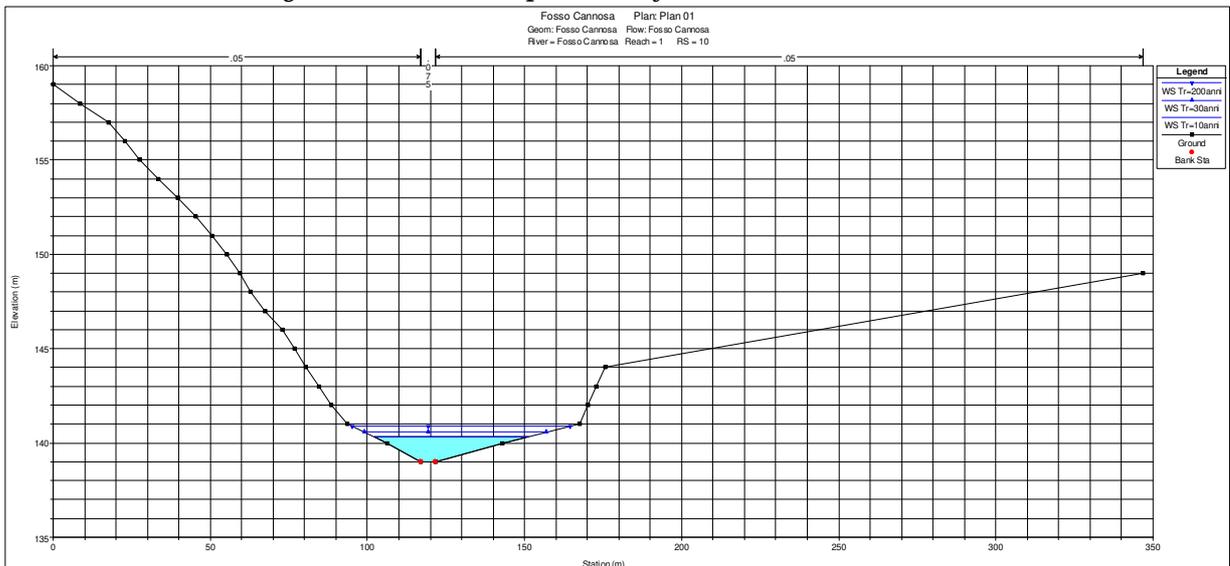


Fig. 5.1.1.7: Sezione per la verifica idraulica – RS 10

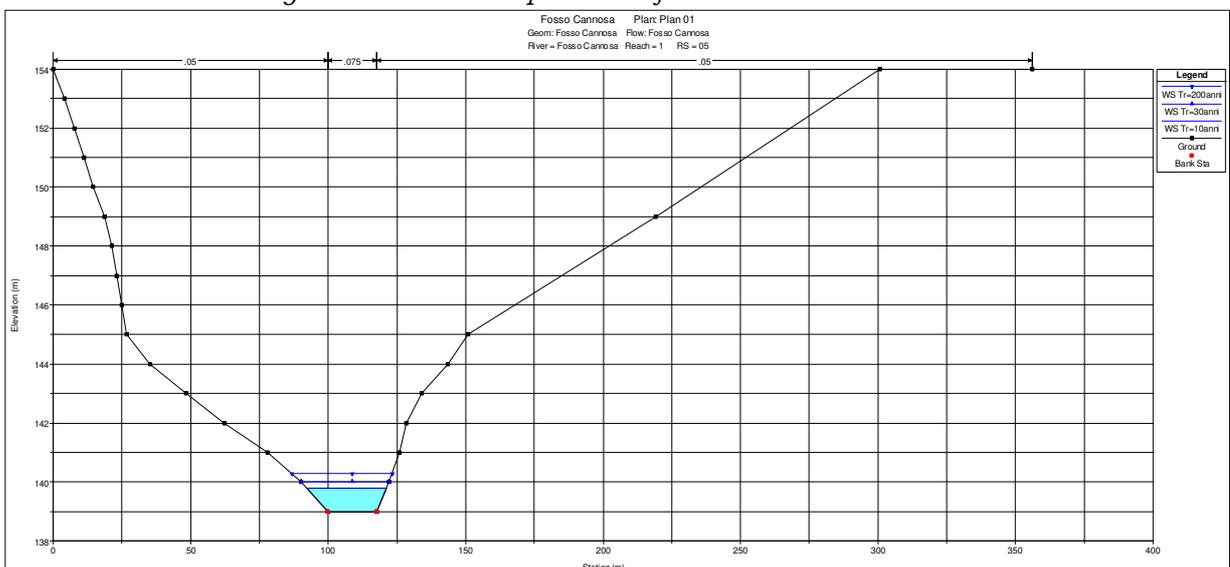


Fig. 5.1.1.8: Sezione per la verifica idraulica – RS 05

5.1.2 FOSSO CANNOSA - Tabella riepilogativa dei parametri idraulici relativi alle simulazioni effettuate

Nella seguente tabella sono riportati i parametri e le variabili idrauliche caratteristiche con riferimento ai periodi di ritorno adottati per la simulazione idraulica per ognuna delle sezioni idrauliche studiate. In particolare, l'altezza idrica della corrente è indicata con la sigla W.S. ed è espressa in m s.l.m. mentre la velocità media della corrente all'interno del canale è descritta con la sigla Vel Chnl.

Fosso Cannosa											
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	Froude # Chl
		(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m²)	(m)	
RS 40	Tr=10anni	14.52	147.00	147.96			148.02	0.007352	1.11	13.32	17.46
RS 40	Tr=30anni	22.49	147.00	148.20			148.28	0.007393	1.29	17.59	18.46
RS 40	Tr=200anni	36.26	147.00	148.53			148.65	0.007320	1.52	23.97	19.67
RS 35	Tr=10anni	14.52	146.00	147.08			147.13	0.004752	0.97	15.29	19.44
RS 35	Tr=30anni	22.49	146.00	147.34			147.40	0.004529	1.09	20.61	20.79
RS 35	Tr=200anni	36.26	146.00	147.70			147.78	0.004457	1.27	28.32	22.60
RS 30	Tr=10anni	14.52	145.00	146.17	1	45.67	146.21	0.003448	0.87	16.67	21.54
RS 30	Tr=30anni	22.49	145.00	146.36	1	45.83	146.42	0.004187	1.06	20.72	22.36
RS 30	Tr=200anni	36.26	145.00	146.61	1	46.06	146.71	0.005079	1.31	26.50	23.49
RS 25	Tr=10anni	14.52	144.00	144.43			144.52	0.027817	1.27	11.46	28.43
RS 25	Tr=30anni	22.49	144.00	144.64			144.72	0.017515	1.30	17.38	30.31
RS 25	Tr=200anni	36.26	144.00	144.92			145.01	0.012334	1.40	26.25	32.93
RS 20	Tr=10anni	14.52	142.00	143.21	1	42.51	143.23	0.002192	0.71	21.37	25.11
RS 25	Tr=30anni	22.49	142.00	143.46	1	42.66	143.49	0.002394	0.84	28.28	29.32
RS 25	Tr=200anni	36.26	142.00	143.78	1	42.88	143.83	0.002647	1.01	38.44	34.59
RS 15	Tr=10anni	14.52	141.00	141.41	1	41.41	141.58	0.062750	1.85	7.97	23.81
RS 15	Tr=30anni	22.49	141.00	141.53	1	41.53	141.75	0.055683	2.07	11.05	26.45
RS 15	Tr=200anni	36.26	141.00	141.70	1	41.70	141.97	0.048891	2.33	15.87	30.13
RS 10	Tr=10anni	14.52	139.00	140.33			140.34	0.000760	0.45	34.81	49.03
RS 10	Tr=30anni	22.49	139.00	140.57			140.58	0.000806	0.51	47.27	57.78

RS 10	Tr=200anni	36.26	139.00	140.87			140.89	0.000837	0.59	66.64	69.22
RS 05	Tr=10anni	14.52	139.00	139.79	1	39.39	139.83	0.004800	0.79	18.60	29.18
RS 05	Tr=30anni	22.49	139.00	140.00	1	39.51	140.04	0.004804	0.92	24.82	32.12
RS 05	Tr=200anni	36.26	139.00	140.27	1	39.68	140.33	0.004804	1.09	34.26	36.52

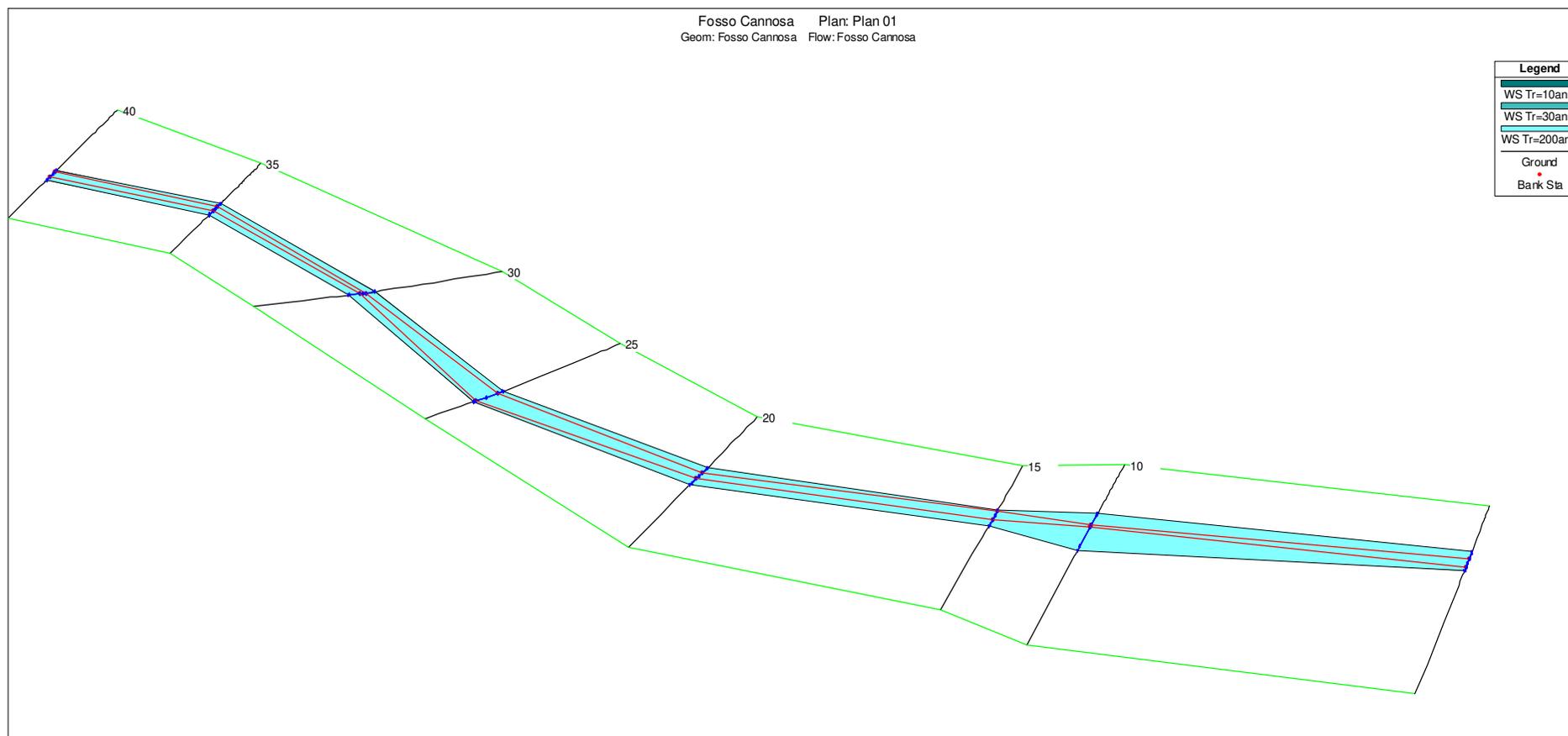


Figura 5.1.2.1: Limite delle aree inondabili del Fosso Cannosa

6.0 CONCLUSIONI

Nella presente relazione è stata analizzata la fattibilità idraulica dell'intervento proposto relativo al progetto per la costruzione e l'esercizio di un impianto agrivoltaico, con sistema integrato per la coltivazione di piante officinali e la produzione di energia elettrica.

In rispondenza al vigente PAI dell'Autorità di Bacino Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, si è proceduto alla delimitazione delle fasce di esondazione per evidenziare la compatibilità idraulica dell'intervento.

A tal proposito è stata effettuata la modellazione di verifica idraulica nella situazione ante operam che, tuttavia, coincide con quella post operam, in quanto non sono previste modifiche dei luoghi in prossimità delle aree di pertinenza fluviale e né tantomeno la realizzazione di opere che possano interferire con l'alveo attivo.

Dalla verifica idraulica sono state definite le aree di pertinenza fluviale a loro volta confrontate con le aree occupate dall'impianto.

Come si rileva dalle sezioni trasversali relative a $Tr=200$ anni, i tiranti idraulici sono pienamente contenuti all'interno delle sezioni d'alveo senza far temere fenomeni di esondazione rispetto ai cigli di sponda.

Dal confronto tra le aree di esondazione determinate e le aree interessate dalla realizzazione dell'impianto è possibile notare come la realizzazione dell'opera non comporti l'occupazione delle aree di pertinenza fluviale e non interferisca con l'alveo attivo.

L'intervento in progetto è tale da:

- Non costituire in alcun caso un fattore di aumento della pericolosità idraulica né localmente, né nei territori a valle o a monte;
- Non costituire un elemento pregiudizievole all'attenuazione o all'eliminazione delle specifiche cause di rischio esistenti;
- Garantire condizioni adeguate di sicurezza durante l'occupazione delle aree;
- Non modificare la natura dei materiali costituenti l'alveo;
- Non rappresentare, in alcun modo, un ostacolo al libero deflusso delle acque.

Pertanto, l'impianto agrivoltaico della potenza di 19.981,92 kWp denominato “Cisterna 2” nella configurazione attuale risulta distante dalle aree di pertinenza fluviale del Torrente Vella e del Fosso Cannosa e, altresì, non risulta tale da poter determinare limitazioni e/o interferenze all'attuale regime di deflusso del suddetto corso fluviale.

Novembre 2021

Il tecnico

Ing. Annamaria **CELANO**



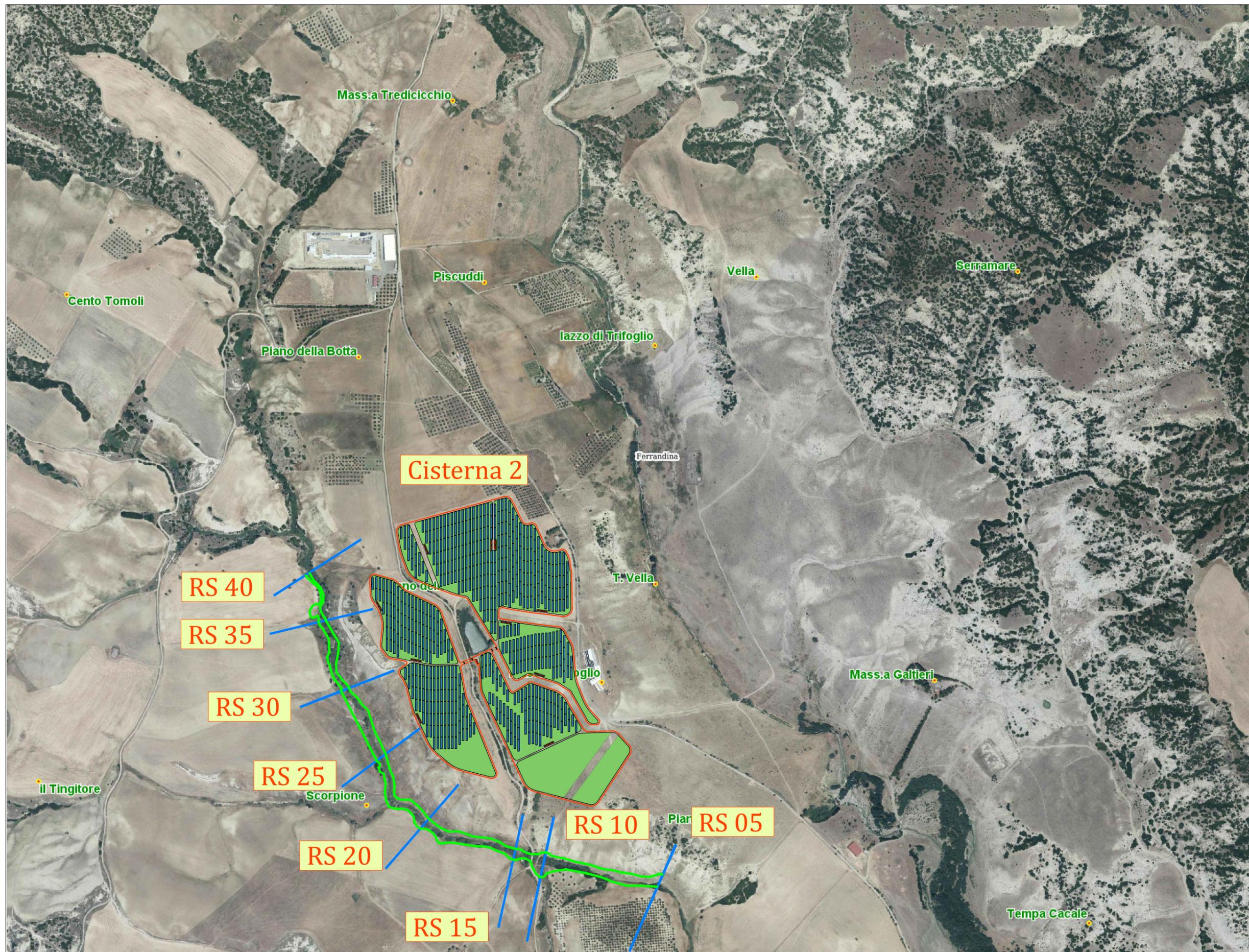
ALLEGATI dello STUDIO IDROLOGICO-IDRAULICO:

- Impianto Agrivoltaico “Cisterna 2” - Planimetria su foto aerea con indicazione del limite delle aree inondabili con $Tr=200$ anni.

BIBLIOGRAFIA

1. AUTORITÀ DI BACINO DELLA BASILICATA, PIANO DI BACINO - STRALCIO DEL BILANCIO IDRICO E DEL DEFLUSSO MINIMO VITALE.
2. Claps, P. & M. Fiorentino, Rapporto di sintesi per la regione Basilicata (bacini del versante ionico) – VALUTAZIONE DELLE PIENE IN ITALIA, GNDCI - U.O. 1.21, 2001.
3. Claps, P. & E. Straziuso - ANALISI DELLE PIOGGE BREVI IN BASILICATA.
4. Hewlett J. D., Principles of forest hydrology, The University of Georgia Press, Athens, 1969.
5. Rossi, F. Dispense del corso di Idrologia, Università di Napoli, 1987.
6. V. Ferro, La sistemazione dei bacini idrografici.
7. U.S. Army Corps of Engineers, *HEC RAS user's manual* – version 4.0, marzo 2008.

Impianto Agrivoltaico "Cisterna 2" - Planimetria generale con indicazione del limite delle aree inondabili con $Tr=200$ anni



LEGENDA

- RS 05
- Sezioni della verifica idraulica Fosso Cannosa
-
- Limite aree inondabili con $Tr=200$ anni

Scala 1:10.000