

Progetto per la realizzazione di un impianto agrivoltaico avanzato denominato “Pontedera” di potenza pari a 43,2 MWp nel Comune di Pontedera (PI) e opere connesse alla RTN ricadenti nel Comune di Ponsacco (PI)

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

02/10/2024	00	Emissione per autorizzazione	Davide Petrozzino	L. Marabeti/ G. D'amico/ O. Retini	F. Boni Castagnetti
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale  Iren Green Generation Tech s.r.l.			ID Documento Committente H60_FV_BCR_00070		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale 			ID Documento Appaltatore -		

File name:H060_FV_BCR_00070_R00-Rel.Idrologica-Idraulica.docx

Sommario

1	Premessa.....	3
2	Inquadramento dell'area di intervento	5
2.1	Ubicazione del sito di intervento	5
2.2	Caratterizzazione geologica, geomorfologica e idrogeologica	5
2.3	Reticolo idraulico superficiale nell'area di studio	8
2.4	Inquadramento dell'area di impianto rispetto al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni dell'Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino settentrionale (PGRA).....	10
2.5	Verifica delle condizioni di cui all'art. 8 c. 1 lett. c) della L.R. 41/2018 e smi.....	12
3	Modellazione idraulica.....	15
4	Modello di calcolo	21
4.1	Equazioni che governano la matrice liquida con il metodo dei volumi finiti (FV)	22
5	Risultati della modellazione.....	32
6	Opere di invarianza idraulica	35
7	CONCLUSIONI.....	43

	ID Documento Committente H60_FV_BCR_00070	Pagina 3 / 43
		Numero Revisione
		00

1 Premessa

La presente relazione è stata redatta a corredo della documentazione tecnica di supporto alla procedura autorizzativa per la realizzazione di un impianto agrivoltaico avanzato denominato “Pontedera” di potenza pari a 43,2 MWp, che la Società Iren Green Generation Tech s.r.l. prevede di realizzare nel territorio del Comune di Pontedera, con opere di connessione alla RTN da realizzare nei comuni di Pontedera e Ponsacco, Provincia di Pisa, Regione Toscana.

L’impianto Agrivoltaico occupa una superficie complessiva di circa 63 ha suddivisi in 9 sottocampi.

L’impianto sarà costituito da 65.640 pannelli fotovoltaici, dei quali 12.288 da 650 W e 53.352 da 660 W, montati su strutture ad inseguimento di tipo monoassiale e da n. 14 Cabine di trasformazione e una cabina di raccolta. All’interno di ciascuna Cabina di trasformazione verrà concentrata l’energia elettrica dal campo agrivoltaico proveniente dagli inverter distribuiti e avverrà l’elevazione della tensione in uscita dall’inverter da bassa (BT) a media tensione (MT).

Dal cabinato MT di raccolta si deriverà la linea in media tensione interrata, lunga circa 5 km, per la connessione alla Sottostazione Elettrica Utente (SSE) AT/MT che sarà realizzata in un’area in prossimità della Cabina Primaria (CP) di Ponsacco di e-distribuzione. La SSE eleverà la tensione da 30 kV a 132 kV mediante un trasformatore AT/MT.

Il collegamento alla Rete Trasmissione Nazionale (RTN) avverrà tramite l’utilizzo di un cavo in alta tensione 132 kV di lunghezza pari a circa 130 m che conetterà la SSE al nuovo stallo di arrivo linea che sarà realizzato all’interno della CP Ponsacco di e-distribuzione.

L’installazione dei moduli fotovoltaici sarà effettuata per mezzo di apposite strutture a “inseguimento solare” (c.d. “tracker” o “inseguitori”), monoassiali, fissate al terreno mediante pali infissi.

È previsto l’impiego di due tipologie di tracker: una da 24 moduli fotovoltaici e l’altra da 12.

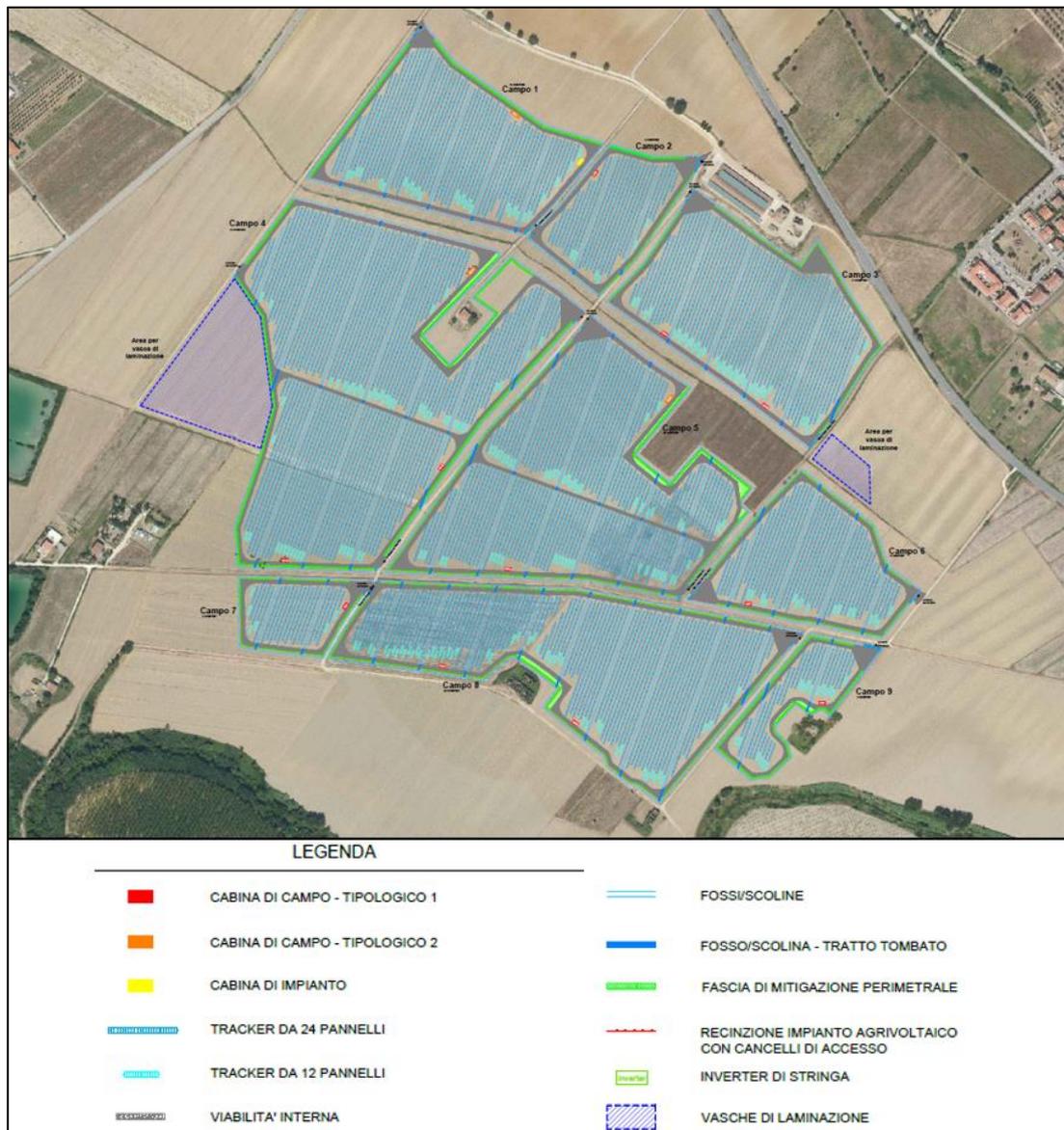
In entrambe le tipologie i moduli saranno disposti in una fila in posizione “portrait”. Questo tipo di strutture sono dotate di attuatori per la movimentazione.

Le fila dei tracker sono poste ad una distanza di 5,5 m in modo da limitare il fenomeno di ombreggiamento del fotovoltaico e da garantire il passaggio in sicurezza dei mezzi agricoli.

Si evidenzia che nell’area impianto sarà condotta la coltivazione di erba medica, patate e erbaio misto di graminacee e leguminose in corrispondenza del quale verranno fatti pascolare ovini, inoltre, in corrispondenza della fascia di mitigazione perimetrale, verranno inserite delle essenze mellifere erbacee e arboree cespugliose.

Scopo della relazione è l’analisi e la descrizione degli accorgimenti che si prevede di utilizzare nell’area dell’impianto agrivoltaico per la mitigazione del rischio idraulico e che verranno assunti in sede di progettazione al fine di garantire la compatibilità degli interventi con le condizioni di pericolosità del sito in esame.

Fig. 1a – Layout d'impianto su immagine satellitare.



	ID Documento Committente H60_FV_BCR_00070	Pagina 5 / 43
		Numero Revisione
		00

2 Inquadramento dell'area di intervento

2.1 Ubicazione del sito di intervento

Le caratteristiche geografiche del sito individuato per la realizzazione dell'impianto sono indicate nella seguente tabella (misurate in posizione baricentrica rispetto all'estensione dell'area).

Tabella 2.1a Caratteristiche geografiche del sito

Nome Impianto	Comune	Provincia	Coordinate UTM32-WGS84	Altitudine media (m s.l.m.)
Pontedera	Pontedera	Pisa	4831099 N° 633803 E°	25 m s.l.m.

Il sito si presenta pianeggiante e allo stato attuale occupato da seminativi.

L'accesso all'impianto agrivoltaico è garantito dall'SP11 e da via Maremmana. L'accesso alla SSE Utente e alla CP "Ponsacco" avviene dall'SP13.

L'inquadramento delle opere in progetto su CTR 1:10000, su IGM 1:25.000 e su ortofoto è riportato nell'elaborato H060_FV_BPD_00048.

Lo stato attuale dei luoghi è riportato nell'elaborato H060_FV_BGD_00065.

L'area d'impianto è classificata come Zona E2a "Sistema agricolo di pianura: aree ad esclusiva funzione agricola" dal Regolamento Urbanistico del Comune di Pontedera (approvato con Deliberazione Consiliare n. 13 del 31/01/2006): si veda elaborato H060_FV_BPD_00051 per dettagli.

2.2 Caratterizzazione geologica, geomorfologica e idrogeologica

Per definire il modello geologico dell'area su cui sarà realizzato l'impianto agrivoltaico sono state eseguite le seguenti indagini geotecniche:

- Area impianto agrivoltaico: 12 prove penetrometriche statiche (CPT) con approfondimento fino a 7,60 m da piano campagna e 3 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), spinte fino a profondità comprese tra 13,00 e 20,00 m da p.c.

Oltre a tali prove sull'area dell'impianto agrivoltaico sono state realizzate trincee esplorative che hanno consentito di caratterizzare dettagliatamente i primi 2,5 – 2,8 m di sottosuolo.

Le prove penetrometriche eseguite hanno permesso di caratterizzare dal punto di vista litologico e stratigrafico i primi 20 metri di sottosuolo delle due aree

La descrizione particolareggiata delle prove condotte, gli esiti e le relative valutazioni di natura geotecnica sono riportate nella Relazione Geologica dell'impianto agrivoltaico (doc. rif.: H60_FV_BCR_00066).

Su tutta l'area in cui sarà realizzato l'impianto agrivoltaico è presente un orizzonte di terreno coltivo avente spessore compreso tra 0,15 m e 0,40 m caratterizzato da terreni sabbioso limoso argillosi soffici; tale orizzonte non è idoneo per la posa delle fondazioni in quanto comunque rimaneggiato antropicamente e con scarse caratteristiche geotecniche.

Proseguendo verso il basso le trincee hanno permesso di individuare un orizzonte coesivo costituito da limi argillosi con talvolta la presenza di intercalazioni limose debolmente sabbiose decimetriche che si spinge fino alle massime profondità indagate, 2,50 – 2,80 metri da piano campagna. L'acqua, seppur presente nella maggior parte delle trincee a profondità comprese tra 2,00 e 2,70 m, non è stata rinvenuta in tutte le trincee eseguite.

Proseguendo verso il basso, si evidenzia che i primi 9 metri di sottosuolo sono contraddistinti da alternanze di prevalenti livelli coesivi da soffici a plastici (argille, argille con limo, argille limose, limi argillosi, limi argilloso sabbiosi) e di subordinati livelli di sabbia generalmente argilloso limosa da sciolta a mediamente addensata. Tali orizzonti risultano interdigitati fra loro con eteropie laterali e verticali.

I terreni coesivi sono risultati prevalenti anche tra 10,00 e 20,00 metri di profondità; tuttavia le prove hanno permesso di individuare livelli sabbiosi e/o sabbioso limosi aventi spessori leggermente maggiori rispetto ai primi 10,00 metri di sottosuolo; i litotipi sabbiosi e/o sabbioso limosi risultano tuttavia sempre interdigitati con livelli coesivi argillosi e limosi.

In tutta la colonna stratigrafica i litotipi coesivi presentano un grado di addensamento da soffice a plastico, raramente consistente mentre i litotipi incoerenti risultano da sciolti a mediamente addensati.

Nella seguente Tabella 2.2a si riportano le unità geolitologiche individuate, nell'area dell'impianto agrivoltaico all'interno dei primi 20 metri di profondità dal piano campagna e distinte per natura granulometrica e grado di addensamento.

Tabella 2.2a Unità geolitologiche individuate nell'area dell'impianto agrivoltaico

ORIZZONTE	Profondità (m)	DESCRIZIONE GEOLITOLOGICA
A	0,00 ÷ 0,40	<i>COPERTURA AGRARIA costituita da limi sabbiosi soffici <u>NON IDONEO PER POSA FONDAZIONI</u></i>
B	0,40 ÷ 20,00	<i>LIMO CON ARGILLA, LIMO ARGILLOSO, LIMO ARGILLOSO SABBIOSO, ARGILLA CON LIMO, ARGILLA LIMOSA, ARGILLA LIMOSO SABBIOSA da soffice a plastico</i>
B1	Orizzonti max 50 cm interni ad orizzonte B	<i>SABBIA LIMOSA, SABBIA LIMOSO ARGILLOSA da sciolta a mediamente addensata</i>

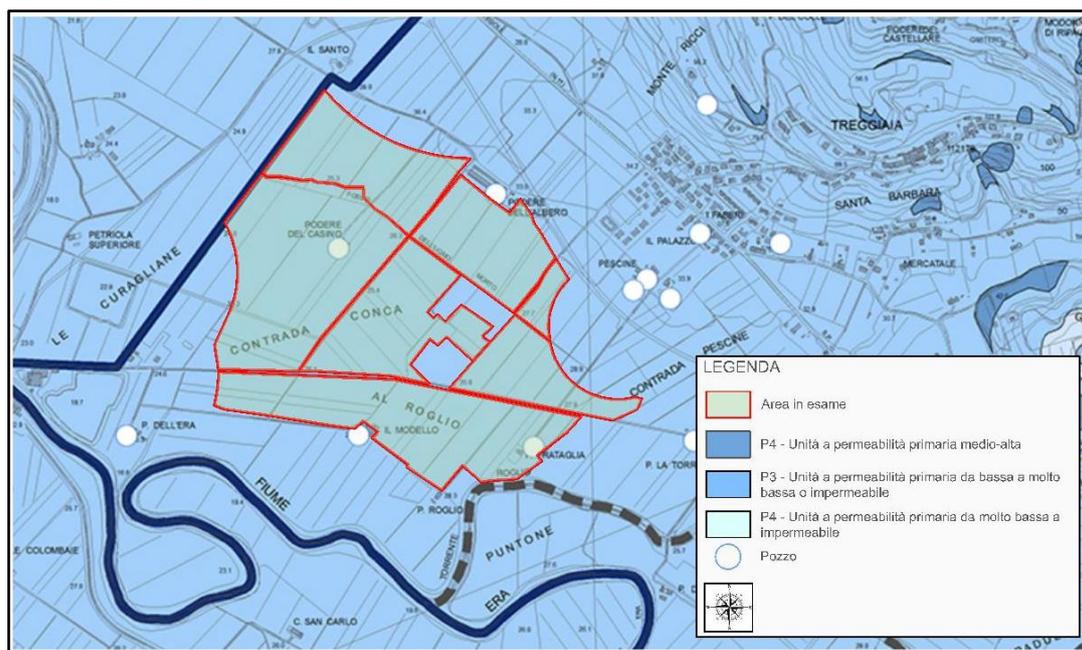
Come riportato all'interno della relazione geologica-geotecnica sismica (H60_FV_BCR_00066), dal punto di vista idrogeologico nel sottosuolo della Pianura Pisana su cui ricade l'area di studio, che comprende sia strati acquiferi che acquicludi e acquitardi, ha sede una complessa struttura idrogeologica composta, oltre che da discontinui livelli freatici superficiali, da un acquifero multistrato confinato.

Nelle aree centrali della pianura gli strati più superficiali, per uno spessore medio di 3-4 metri, sono costituiti in genere da argille e limi sabbiosi impermeabili sovrastanti sabbie e limi sabbiosi più permeabili: l'acquifero presente in queste ultime risulta pertanto semiconfinato ed i livelli misurati nei pozzi sono conseguenti ad un apprezzabile grado di risalita della falda in pressione. Nelle aree prossime ai Fiumi Arno ed Era, l'assenza delle coperture argillose fa sì che l'acquifero assuma un carattere più decisamente freatico influenzato sia direttamente dall'infiltrazione delle acque meteoriche che dall'alimentazione da parte dei sub-alvei dei due corsi d'acqua.

La quasi totalità della successione sedimentaria è costituita da sedimenti argilloso limosi con caratteristiche di acquitardo. I numerosi studi eseguiti nella piana pisana, indicano che le linee di flusso di tale falda sono orientate verso Ovest con un gradiente idraulico di circa 0.15%.

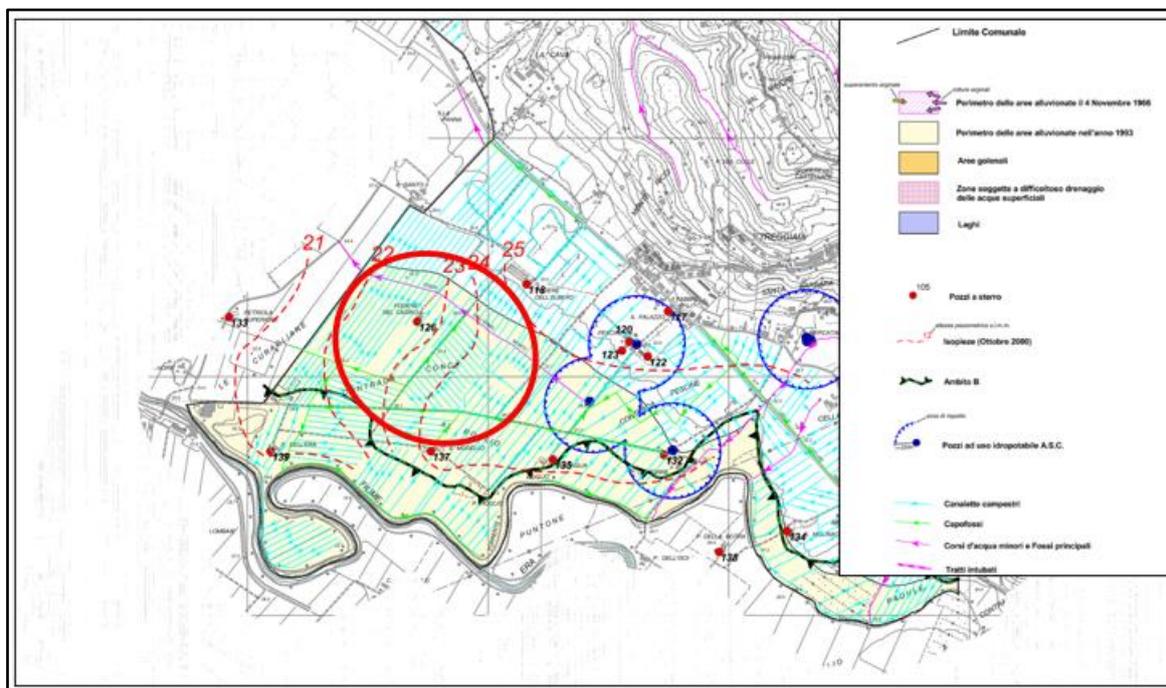
Dalla Carta idrogeologica del Piano Strutturale Intercomunale unione dei Comuni della Valdera di cui è riportato un estratto in figura 2.2b, si evince che l'area in cui sarà realizzato l'impianto agrivoltaico si trova su depositi con permeabilità primaria da bassa a molto bassa o impermeabile.

Figura .2.2ba– Stralcio (non in scala) “QC04 Carta Idrogeologica” annessa al PSI – Area dell'impianto agrivoltaico



Dalla Carta Idrogeologica e del reticolo minore allegata allo studio per la pianificazione del territorio Comunale di Pontedera, di cui è sotto riportato un estratto (figura 2.2c), si evince come l'area in esame sia caratterizzata da una bassa soggiacenza (circa 2- 4 m da p.c.) con andamento della direzione di falda da Sud-Est verso Nord-Ovest.

Figura .2.2c– Stralcio (non in scala) “Carta Idrogeologica e del reticolo minore” annessa allo studio per la pianificazione del territorio Comunale – Area dell’impianto agrivoltaico



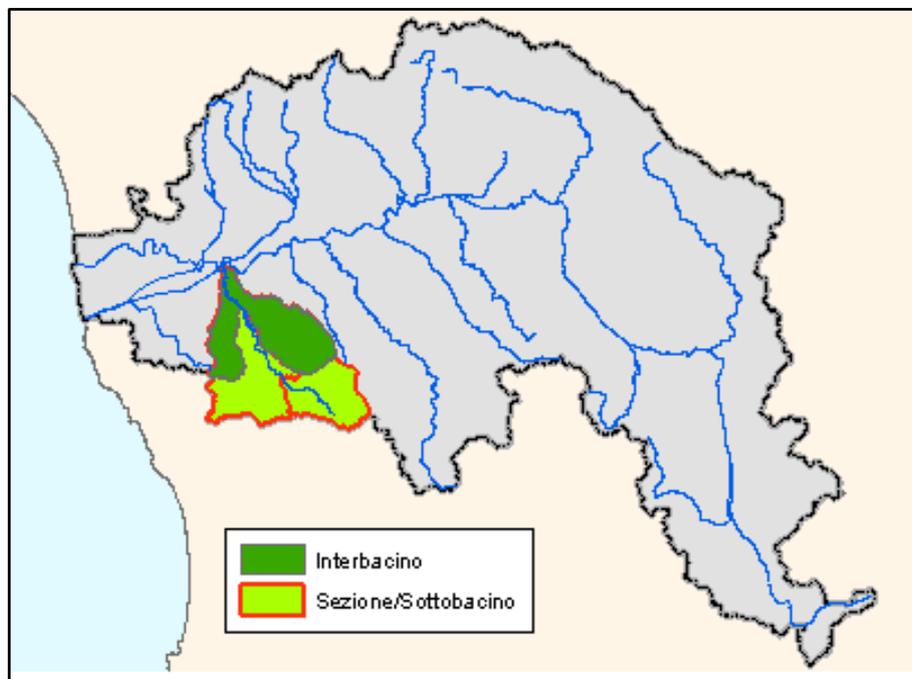
L’area in esame è ubicata a quote altimetriche comprese tra 24,0 e 28,0 m slm.; il livello piezometrico (come visibile dalle isofreatiche in figura sopra riportata) si attesta a quote comprese tra 22 e 24 m slm; ne consegue che la profondità della falda sia compresa a quote tra 1,0 e 4,0 m da piano campagna, come confermato dalle prove eseguite, in cui è stata riscontrata la presenza di acqua di falda alla profondità di c.ca 2,00/2,70 m da p.c.

2.3 Reticolo idraulico superficiale nell’area di studio

L’area di studio ricade nella parte terminale del bacino imbrifero del Fiume Era, ultimo affluente sinistro di rilievo del F. Arno.

Questo costituisce una depressione allungata secondo le direttrici tettoniche principali dell’area, che si estende per circa 40 km nell’entroterra a Sud della pianura pisana. Dalle scaturigini sino alla confluenza con il F. Arno presso Pontedera, il bacino ha una estensione complessiva pari a circa 595 kmq e una forma vicina a quella di un triangolo rettangolo, con i cateti disposti, rispettivamente, secondo le direzioni NS e EO e l’ipotenusa in direzione appenninica, SE-NO (Figura 2.3a).

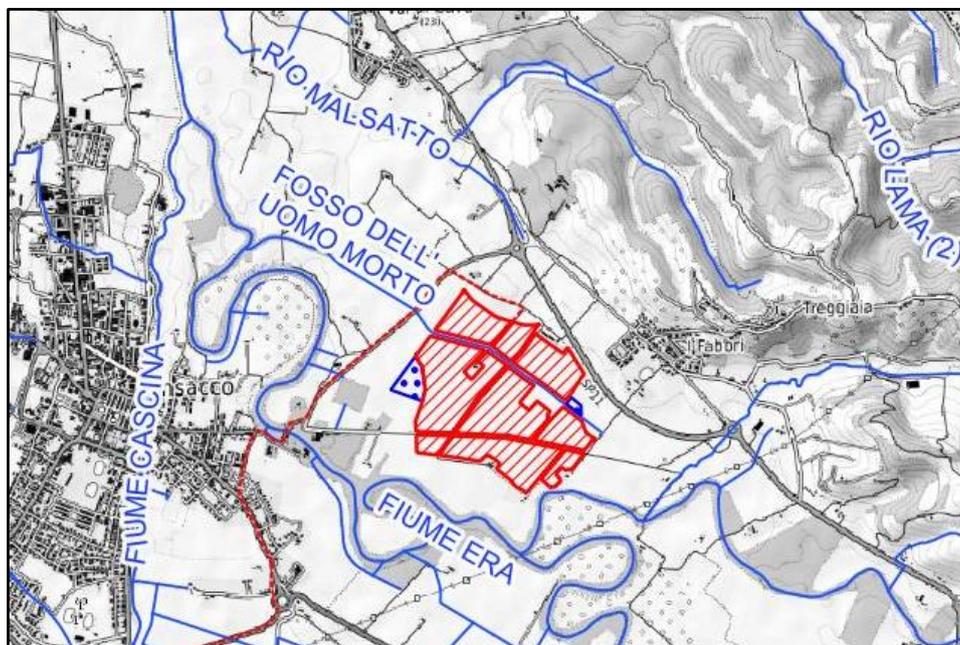
Figura 2.3a Ubicazione bacino.



Il F. Era, con i suoi 54 km complessivi di percorso, ha origine dai torrenti Era Viva ed Era Morta, nel tratto di dorsale collinare ad Est di Volterra, ove condivide lo spartiacque con brevi torrenti, affluenti destri del F. Cecina.

L'area di progetto è attraversata trasversalmente dal Fosso dell' "Uomo Morto", che ha funzione di canale di bonifica e raccoglie le acque dei terreni circostanti; non presenta particolari problematiche di rischio idraulico ma solo fenomeni di stagnazione delle acque dei terreni agricoli che non vengono significativamente alterati dall'intervento.

Figura 2.3b Reticolo idrografico per l'area di progetto.

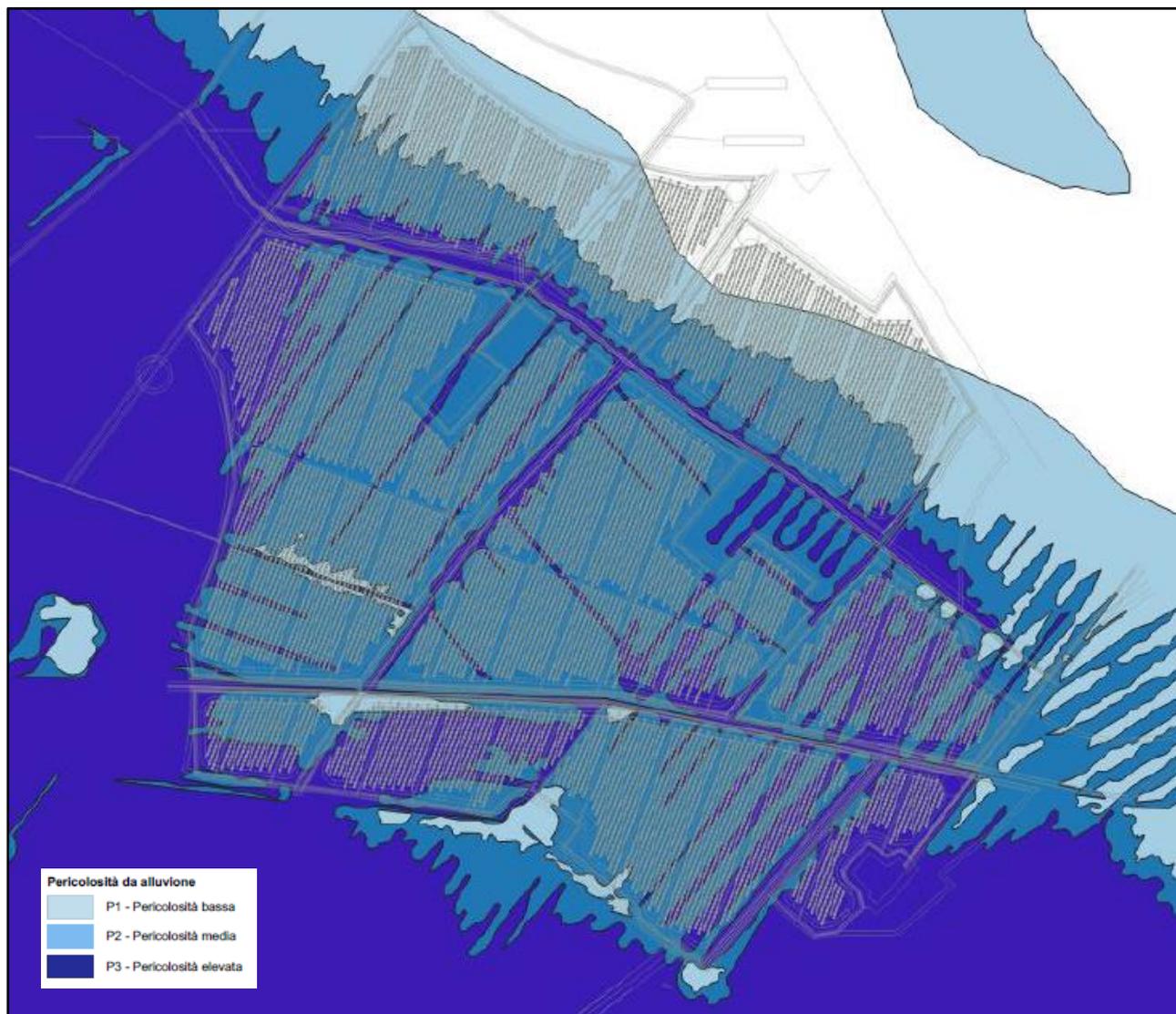


2.4 Inquadramento dell'area di impianto rispetto al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni dell'Autorità di Bacino distrettuale dell'Appennino settentrionale (PGRA)

L'area oggetto di intervento è soggetta al potenziale rischio idraulico del reticolo idraulico del fiume Era e affluenti, come desumibile facilmente dalla mappa della pericolosità da alluvione allegata al Piano di Gestione del Rischio PGRA del Distretto Idrografico dell'Appennino Settentrionale approvato con DPCM del 26 ottobre 2016 e pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 28 del 3 febbraio 2017 (Fig. 2.4a).

La maggior parte dell'impianto ricade in area a Pericolosità idraulica 2, con alcune areole in Pericolosità 3; la zona bianca lato nord è in sicurezza idraulica.

Fig. 2.4a – Estratto Mappa della pericolosità da alluvione - PGRA Appennino Settentrionale.



Le disposizioni contenute nella disciplina del PGRA sono rivolte agli strumenti di governo del territorio e pertanto non direttamente applicabili al progetto in esame, di conseguenza per la disciplina delle opere ricadenti nelle aree individuate dal P.G.R.A. si fa riferimento alla L.R. 41 del 24/07/2018 recante “Disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d’acqua in attuazione del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni). Modifiche alla l.r. 80/2015 e alla l.r. 65/2014.”

In base alla L.R. 41/2018 e smi, art. 13, c. 4 “Nelle aree a pericolosità per alluvioni frequenti o poco frequenti, indipendentemente dalla magnitudo idraulica, gli interventi di seguito indicati possono essere realizzati alle condizioni stabilite, tra cui alla lettera d): “impianti e relative opere per la produzione di energia da fonti rinnovabili, nonché l’adeguamento e l’ampliamento di quelli

	ID Documento Committente H60_FV_BCR_00070	Pagina 12 / 43
		Numero Revisione
		00

esistenti, a condizione che sia realizzata almeno una delle opere di cui all'articolo 8, comma 1, lettere a), b), c) o d)''

All'interno della presente relazione pertanto verrà illustrato il rispetto della condizione di cui all'art. 8 c. 1 lett. c) della L.R. 41/2018 e smi, ovvero si garantisce la sicurezza idraulica mediante opere di sopraelevazione, senza aggravio delle condizioni di rischio in altre aree.

2.5 Verifica delle condizioni di cui all'art. 8 c. 1 lett. c) della L.R. 41/2018 e smi

Al fine di *non creare aggravio delle condizioni di rischio in altre aree*, nella scelta del sito di progetto è stata garantita la non interferenza delle opere in progetto con le aree in cui è prevista dalla pianificazione di settore e locale la realizzazione di opere di laminazione delle piene (Fig. 2.5a).

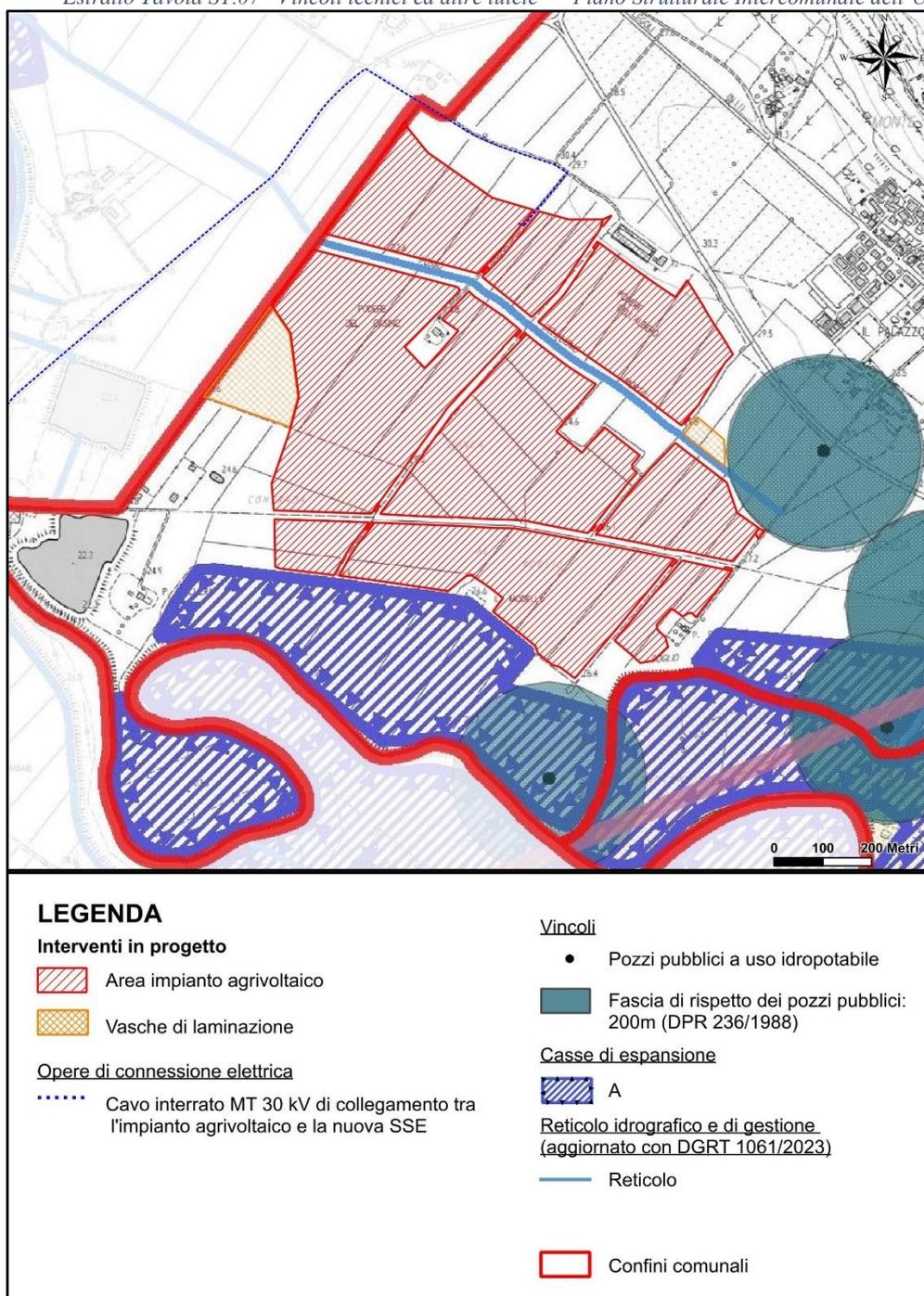
Fig. 2.5a Inquadramento dell'impianto rispetto alle aree vincolate dall'Autorità di Bacino per previsione di opere di laminazione delle piene (areale in arancione).



Nella Tavola ST.07 “Vincoli tecnici ed altre tutele” allegata al Piano Strutturale Intercomunale dell’Unione Valdera (PSIV) (di cui è stata approvata la proposta definitiva con Deliberazione della Giunta dell’Unione Valdera n. 43 del 16/04/2024) è riportata la perimetrazione aggiornata delle aree da dedicare alla realizzazione di casse di espansione.

Dallo stralcio della tavola ST.07 “Vincoli tecnici ed altre tutele” riportato in Figura 2.5b è visibile la non interferenza degli interventi in progetto con le aree perimetrare nella Tavola. Dalla medesima figura emerge la prossimità di una porzione dell’area dell’impianto agrivoltaico con un elemento del “Reticolo idrografico e di gestione”. Il layout di impianto è stato definito tenendo conto della fascia di rispetto di ampiezza pari a 10 m apposto a tale reticolo.

Figura 2.5b Estratto Tavola ST.07 “Vincoli tecnici ed altre tutele” – Piano Strutturale Intercomunale dell’Unione Valdera



	ID Documento Committente H60_FV_BCR_00070	Pagina 14 / 43
		Numero Revisione
		00

In merito alla *sicurezza idraulica dell'impianto in progetto mediante opere di sopraelevazione* è stata condotta una modellazione idraulica della piena duecentennale del Fiume Era ricavando i relativi tiranti generati nell'area di studio riportata nei successivi capitoli.

Sulla base del quadro conoscitivo esistente, si è provveduto al calcolo dei battenti idraulici duecentennali attesi in conseguenza delle esondazioni del fiume Era nell'intorno dell'impianto.

La base topografica utilizzata per le modellazioni riportate nei successivi paragrafi è il DTM Lidar 2008 della Regione Toscana, per coerenza con le basi utilizzate nelle valutazioni condotte nel PGRA vigente.

	ID Documento Committente H60_FV_BCR_00070	Pagina 15 / 43
		Numero Revisione
		00

3 Modellazione idraulica

E' stata riprodotta l'esondazione duecentennale nell'area oggetto di intervento tramite simulazione numerica 2D impostando condizioni al contorno congruenti con le valutazioni condotte nel PGRA vigente e, in particolare, sono stati stimati i massimi tiranti idrici duecentennali a monte e a valle dell'impianto.

Il campo bi-dimensionale modellato ha, inoltre, come input la massima portata duecentennale del fiume Era in corrispondenza della sezione di monte individuata con la dicitura "in_fiume" che, dal quadro conoscitivo esistente, risulta inferiore a 800 mc/s. A favore di sicurezza è stato impostato tale valore come portata duecentennale del fiume Era; in tal modo vengono riprodotti sia i flussi di transito della piena (confrontando la massima portata di piena che si registra tra la sezione di monte "in_fiume" e la sezione di valle "out_fiume" del tratto del Fiume Era analizzato), che gli eventuali volumi di accumulo nell'area oggetto di intervento (Fig. 3a).

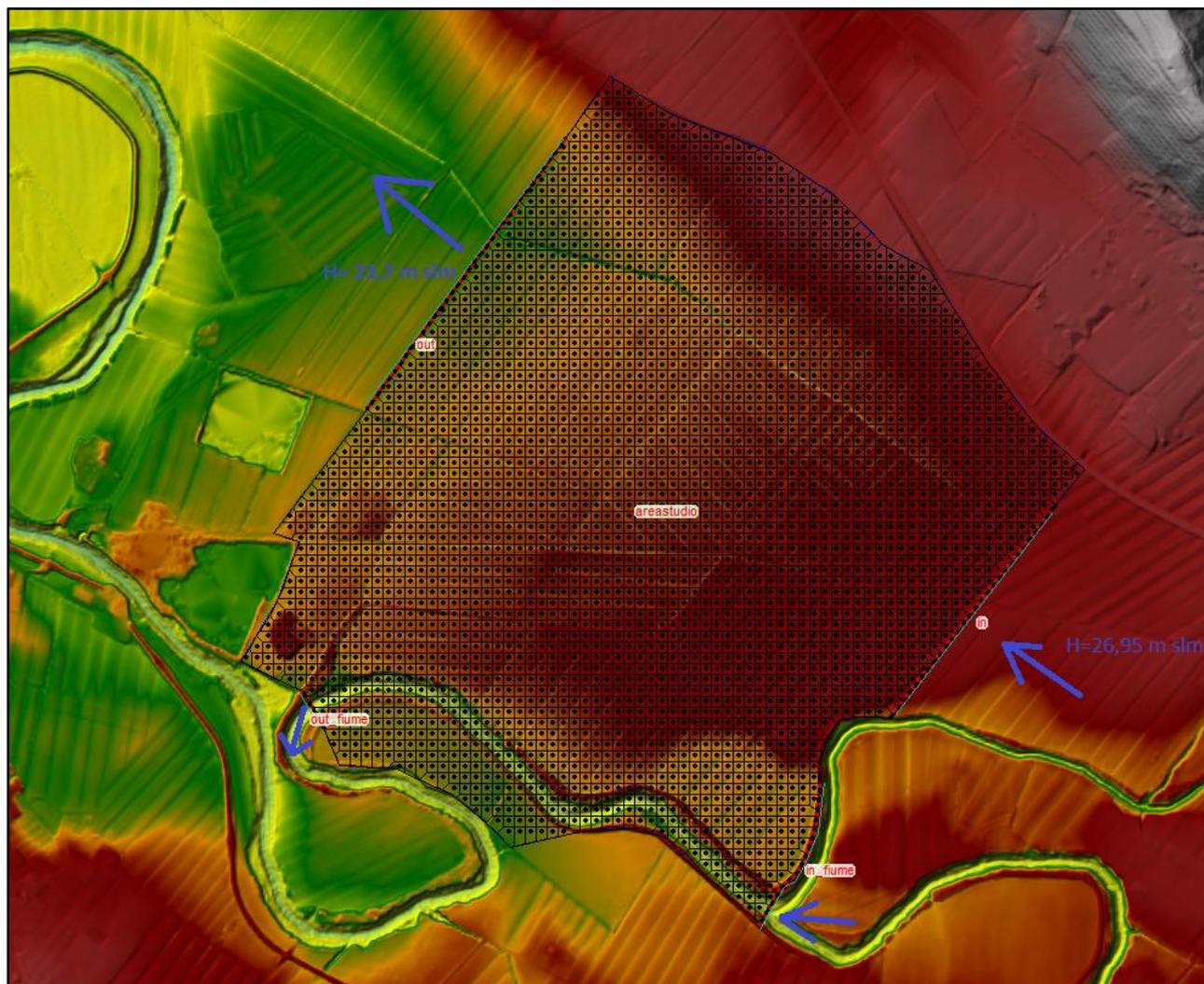
L'area di studio è stata quindi suddivisa in una griglia di calcolo di 20x20 m e, come indicato in fig. 3a e sono stati definiti i flussi di ingresso e di uscita del sistema, ovvero i livelli IN/OUT del modello sono:

H_{in} = 26,95 m s.l.m.,

H_{out} = 23,7 m s.l.m..

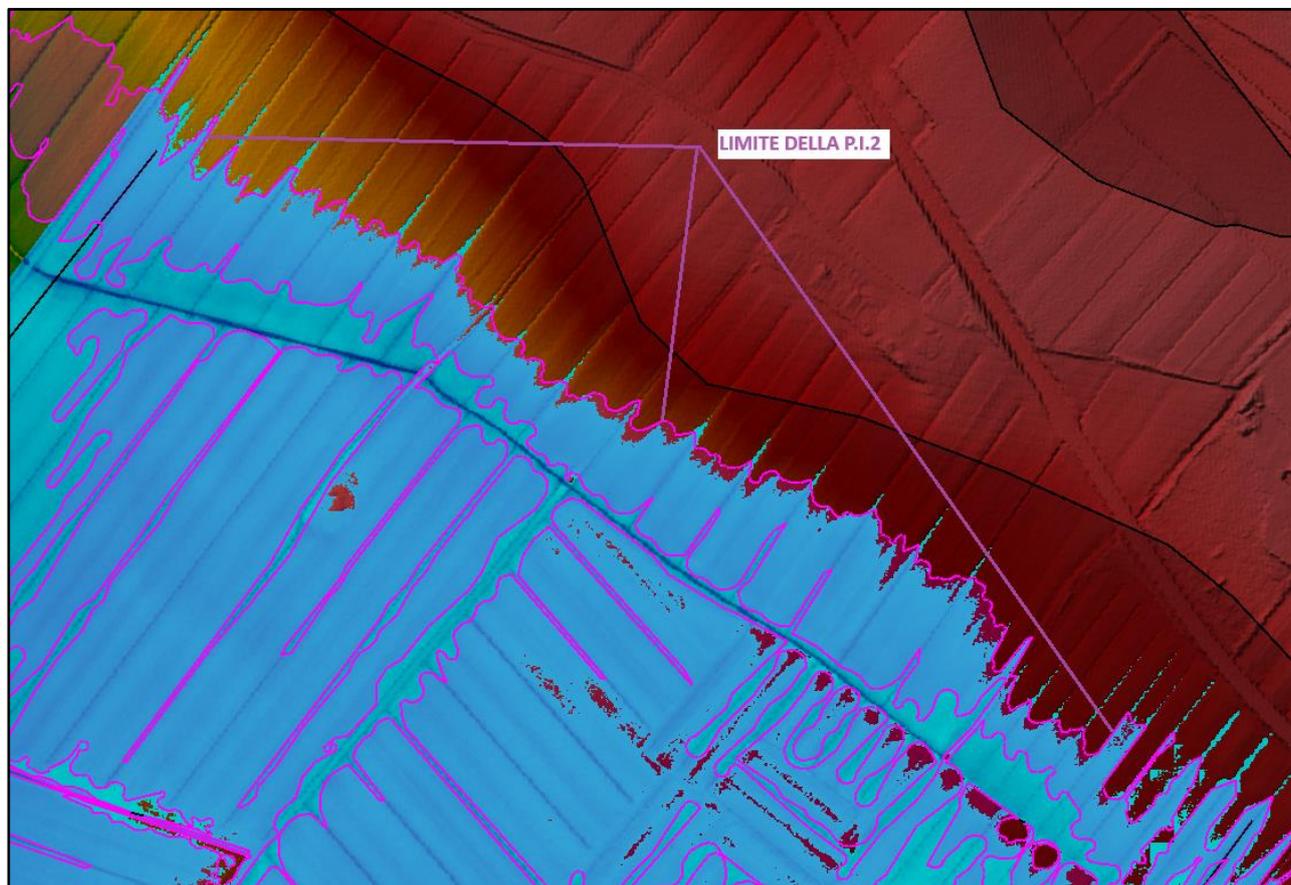
Per quanto riguarda i coefficienti di scabrezza utilizzati per la modellazione della piena, si è assunto un coefficiente di Manning di 0,06 s m^{-1/3}, per tener conto delle irregolarità del terreno coltivato e della presenza di colture.

Fig. 3a – Modello idraulico di calcolo.



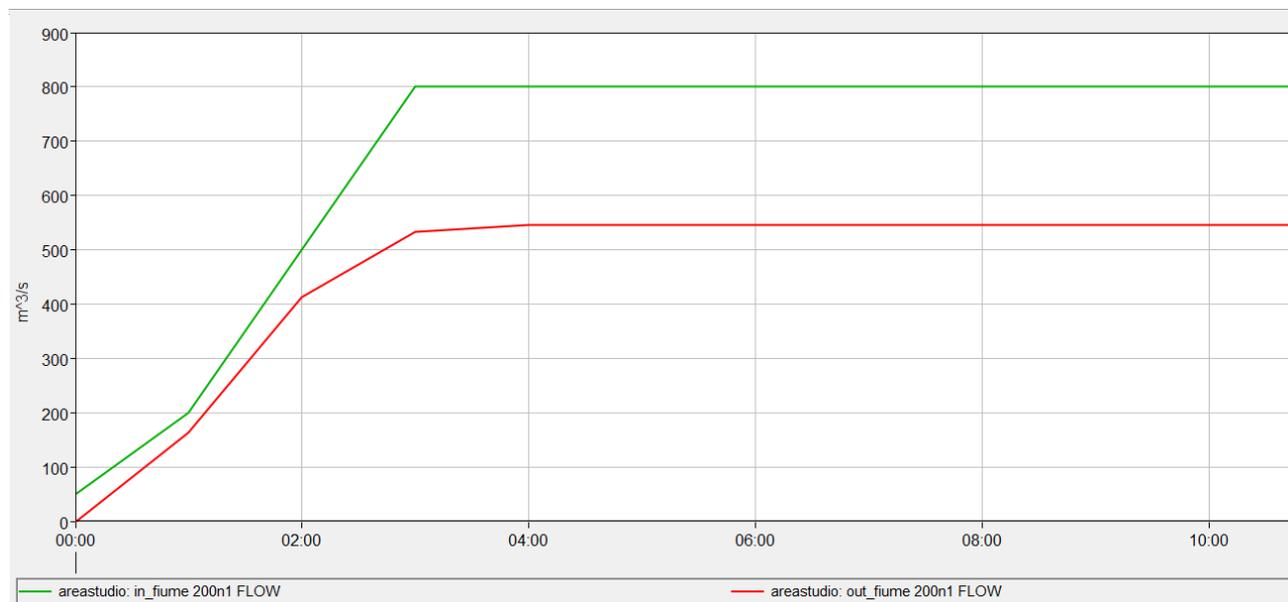
Dal confronto tra i risultati della modellazione e l'area identificata a Pericolosità Idraulica 2 (PI2) dal PGRA si può osservare una buona affinità tra le due perimetrazioni (vedasi la seguente fig. 3b).

Fig. 3b – Confronto tra risultati del modello di calcolo e P.I.2 del PGRA vigente.



La modellazione condotta per l'area di impianto, in accordo a quanto contenuto nel PGRA, mostra come l'allagamento delle aree indagate fornisca una laminazione dell'onda di piena del Fiume Era per cui la massima portata si riduce da 800 m³/s (sezione di ingresso "in_fiume" in figura 3a) a 545 m³/s (sezione di uscita "out_fiume" in figura 3a).

Fig. 3c – Portate Fiume Era (IN/OUT) assunte nel presente studio.



Da recenti studi sul fiume Era condotti dal Comune di Ponsacco, contenuti nel documento “Studio idrologico-idraulico del fiume Era e degli affluenti Cascina e Roglio” allegato al Piano Strutturale (PS) del Comune di Ponsacco approvato con Deliberazione del Consiglio Comunale n. 7 del 25/01/2022, si desume una portata massima, a monte della confluenza con il Fiume Cascina, in ingresso all’abitato di Ponsacco (ubicato poco più a valle della zona del presente studio), ben superiore a 600 mc/s (fig. 3d e 3e).

Fig. 3d – Idrogrammi di piena Tr200 Fiume Era – Comune di Ponsacco.

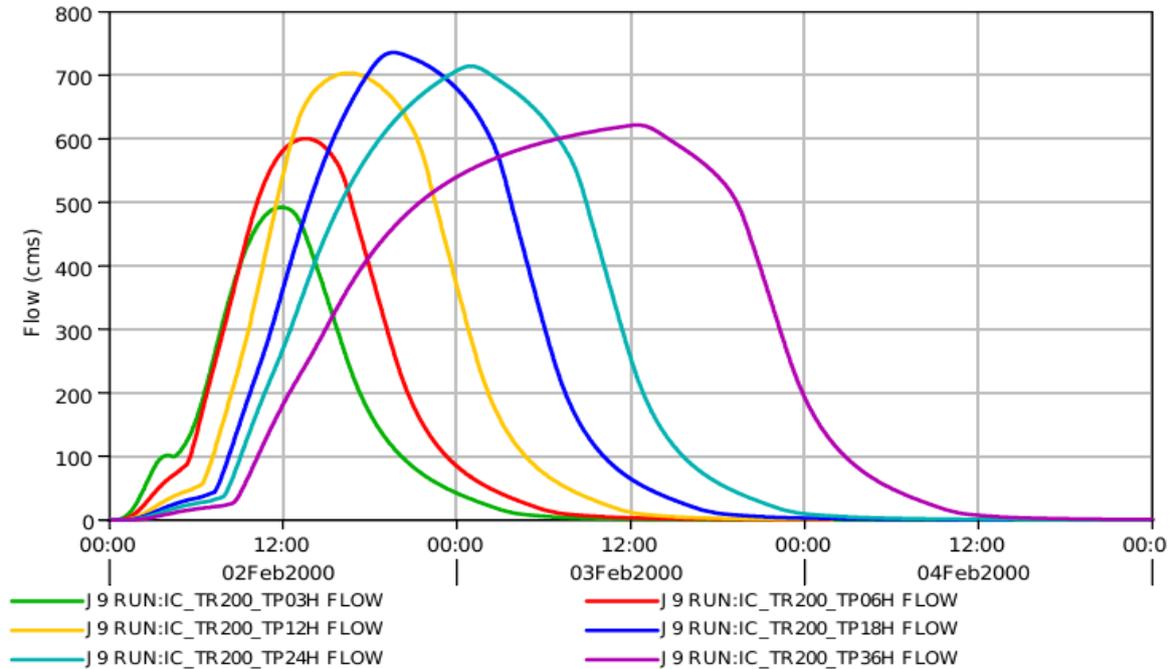


Figura 3.48: Idrogrammi ottenuti in fase di modellazione idrologica nella sezione J9 a valle della confluenza con il Roglio (scenario idrologico 1: ietogrammi rettangolari, ragguglio bacino Era) per $Tr=200$ anni.

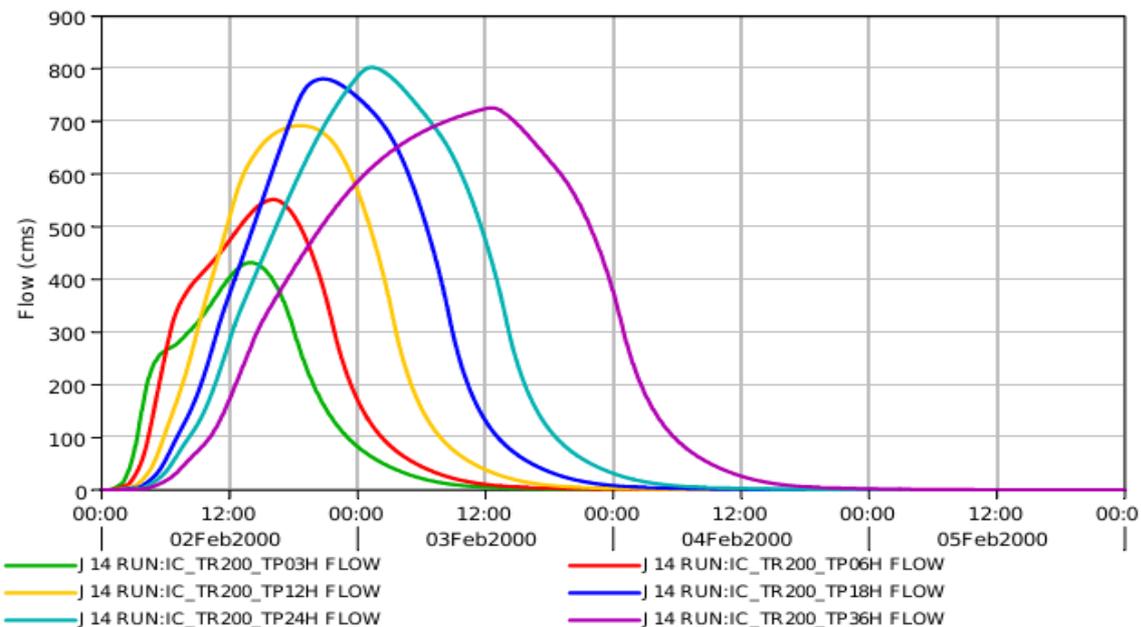


Figura 3.54: Idrogrammi ottenuti in fase di modellazione idrologica nella sezione J14 di chiusura dell'Era (scenario idrologico 1: ietogrammi rettangolari, ragguglio bacino Era) per $Tr=200$ anni.

Fig. 3e – Idrogrammi di piena Tr200 Fiume Cascina – Comune di Ponsacco.

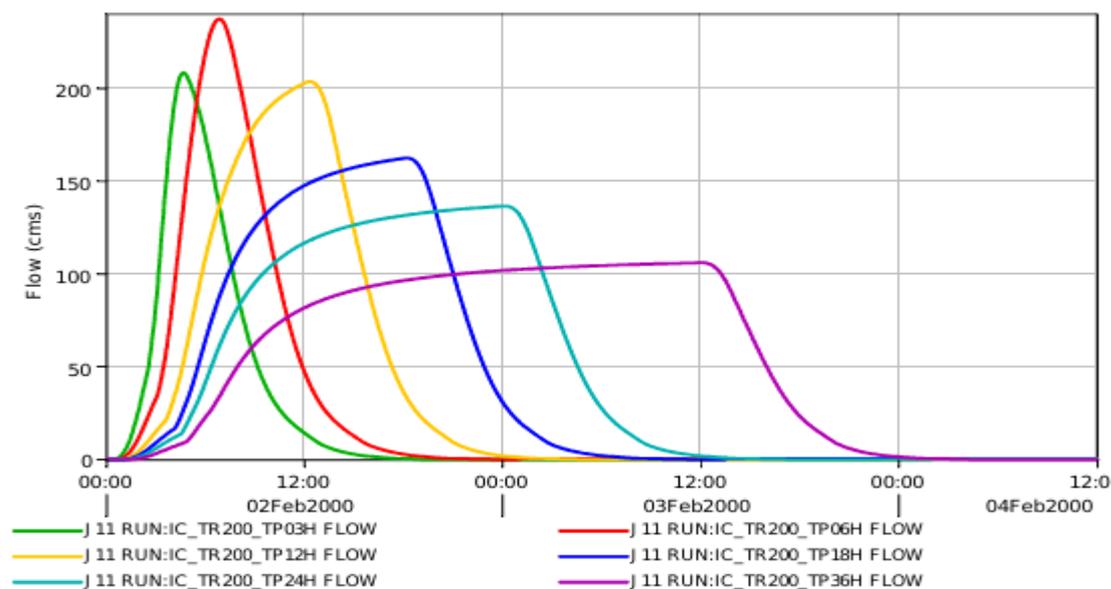


Figura 3.50: Idrogrammi ottenuti in fase di modellazione idrologica nella sezione J11 di chiusura del Cascina (scenario idrologico 1: ietogrammi rettangolari, ragguglio bacino Era) per $Tr=200$ anni.

Di seguito è descritto il modello di calcolo e sono riportati i battenti risultanti.

	ID Documento Committente H60_FV_BCR_00070	Pagina 21 / 43
		Numero Revisione
		00

4 Modello di calcolo

Le modellazioni idrauliche sono state condotte tramite il software HEC-RAS ver. 6.5, come di seguito specificato.

HEC-RAS è un software idrodinamico mono e bidimensionale (2D) a moto vario; è un sistema integrato di software, progettato per l'uso interattivo in un ambiente multi-tasking multi-utente. Il sistema è composto da un'interfaccia utente grafica (GUI) con componenti di analisi idraulica separati, capacità di archiviazione e gestione dei dati, grafica e funzionalità di reporting. Nel campo bidimensionale vengono gestiti scenari sia in acque poco profonde (SWE) che non (DWE) tramite modello dell'onda diffusiva, nonché la routine combinata tra flusso 1D e 2D. Le aree Open-space a flusso 2D possono essere utilizzate in diversi modi, ovvero:

- Modellazione dettagliata dei canali 2D;
- Modellazione dettagliata di canali 2D e pianure alluvionali;
- Canali 1D combinati con aree alluvionali 2D;
- Collegare direttamente un'area di flusso 2D all'area di invaso 1D con una struttura idraulica;
- Presenza di più aree di flusso 2D nella stessa geometria;
- Collegare direttamente più aree di flusso 2D con strutture idrauliche;
- Analisi semplificate e molto dettagliate dei collassi arginali e delle dighe;
- Regime di flusso misto. La capacità 2D (così come l'1D) può gestire il flusso supercritico e subcritico, nonché le transizioni di flusso da subcritico a super critico e da super critico a subcritico (salti idraulici).

La modellazione del flusso 2D viene eseguita aggiungendo elementi dell'area di flusso 2D nel modello, nello stesso modo in cui si aggiunge un'area di invaso, e, successivamente, viene gestita tramite una mesh variabile dall'utente.

Il sistema HEC-RAS contiene quattro componenti unidimensionali di analisi fluviale per:

- calcoli del profilo superficiale dell'acqua a flusso stazionario;
- simulazione di flussi non stazionari (idrodinamica unidimensionale e bidimensionale);
- Calcoli di trasporto dei sedimenti su fondo mobile (1D e 2D);
- Analisi della qualità dell'acqua.

Un elemento chiave è che tutti e quattro i componenti utilizzano una rappresentazione dei dati geometrici comune e routine di calcolo geometrico e idraulico comuni. HEC-RAS dispone anche di un ampio sistema di integrazione e mappatura dei dati spaziali (HEC-RAS Mapper).

HEC-RAS è in grado di simulare il flusso non stazionario unidimensionale, il flusso bidimensionale e combinare la modellazione di flussi instabili 1D e 2D. Il solutore di equazioni di flusso vario 1D è stato adattato dal modello UNET (Barkau, 1992 e HEC, 1997); successivamente è stato sviluppato

	ID Documento Committente H60_FV_BCR_00070	Pagina 22 / 43
		Numero Revisione
		00

il solutore di equazioni 2D presso HEC ed è stato integrato direttamente nel motore HEC-RAS (Unsteady flow) al fine di facilitare la modellazione idrodinamica combinata 1D e 2D.

I calcoli idraulici per sezioni trasversali, ponti, canali sotterranei e altre strutture idrauliche sviluppate per il componente a flusso stazionario sono stati incorporati nel modulo di flusso non stazionario con aggiunta delle connessioni idrauliche tra le aree 2D.

Nell'ultima versione del software è stata inserita la componente relativa al Trasporto di sedimenti che esegue i calcoli unidimensionali e bidimensionali della matrice solida interfacciata con quella liquida e il conseguente trasporto di sedimenti da parte della corrente liquida.

4.1 Equazioni che governano la matrice liquida con il metodo dei volumi finiti (FV)

Le leggi fisiche che governano il flusso dell'acqua in un corso d'acqua sono:

- il principio di conservazione della massa (continuità)
e
- il principio di conservazione della quantità di moto.

Queste leggi sono espresse matematicamente sotto forma di equazioni differenziali alle derivate parziali, che saranno indicate come equazioni di continuità e quantità di moto. Le derivazioni di queste equazioni sono presentate in questo capitolo sulla base di un articolo di James A. Liggett dal libro *Unsteady Flow in Open Channels* (Mahmmod e Yevjevich, 1975) e si basano sulle seguenti assunzioni, ben note dai più diffusi modelli di calcolo di idraulica:

- La distribuzione della pressione è di tipo idrostatico (ipotesi valida se le linee di flusso non presentano curvatura accentuata).
- La pendenza di fondo alveo è piccola, così che la sezione trasversale normale alla corrente si confonde con la sezione verticale.
- L'alveo è prismatico, le variazioni nella sezione trasversale e nella pendenza di fondo possono essere prese in considerazione approssimando il corso d'acqua con una serie di tratti prismatici, descritti attraverso le sezioni trasversali i cui dati possono essere inseriti agevolmente nel software tramite apposita routine grafica.
- Le perdite di carico in moto vario possono essere espresse tramite una delle classiche formule adottate per il moto uniforme (si utilizza l'equazione di Manning); con questa ipotesi si assume che in regime di moto vario ad una data velocità V della corrente si abbiano le stesse perdite di carico che si avrebbero in moto uniforme con la stessa velocità.
- La velocità e le accelerazioni lungo la verticale sono trascurabili rispetto alle analoghe grandezze in direzione del moto.
- Le variazioni della densità del fluido sono trascurabili.

L'equazione di continuità si esprime nella forma:

$$3.1 \frac{\partial A_n}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l$$

Dove:

t = tempo in ore [T]

Q è la portata [L^3/T]

A_n è l'area della sezione trasversale [L^2]

q_l è l'afflusso laterale per unità di lunghezza [L^2/T]

L'equazione della quantità di moto che descrive la conservazione della quantità di moto in 1D è scritta come:

$$3.2 \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \left(\frac{\partial H}{\partial x} + S_f + S_h \right) = v_t \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho h}$$

Dove:

V = velocità media della sezione trasversale [L/T]

g = accelerazione gravitazionale [L/T^2]

v_t = viscosità turbolenta [L^2/T]

S_f = cadente della linea dell'energia [-]

S_h = termine aggiuntivo per tener conto di eventuali azioni [-]

$\tau_{s,x}$ = sollecitazione superficiale del vento [$M/L/T^2$]

ρ = densità dell'acqua [M/L^3]

H = profondità dell'acqua [L]

L'equazione di cui sopra può essere scritta sia per il canale centrale che per le pianure alluvionali sinistra e destra con alcune correzioni.

Il termine S_f nel moto 1D viene messo in relazione alla scabrezza del canale mediante la nota Equazione di Manning:

$$3.3 S_f = \sqrt{\frac{Q}{K}} = \frac{n^2}{R^{4/3}} |V|V$$

Dove:

V = velocità media della sezione trasversale [L/T]

R = Raggio idraulico = A_n/C [L]

C = contorno bagnato [L]

n = scabrezza di Manning, dipendente dalla natura del materiale d'alveo, dalla vegetazione presente e dalla sua geometria (vedasi "Guide for selecting Manning's roughness coefficient for

natural channels and flood plains” del United States Geological Survey Water Supply- Paper 2339);

K = parametro detto conveyance.

v_t tiene conto della viscosità e del fenomeno di turbolenza che, come noto, è un complesso movimento di fluido in modo caotico (turbolento) e con vortici che coprono una vasta gamma di scale di lunghezza; molte delle scale di lunghezza sono troppo piccole per essere risolte in modo fattibile da un modello numerico discreto, quindi la definizione del flusso turbolento è modellata come un processo di tipo diffusivo. La viscosità è calcolata come segue:

$$3.4 v_t = D u_* h$$

Dove:

h = battente idrico

D = coefficiente di diffusività (mixing coefficient)

u_* = velocità di taglio = $\sqrt{\tau_b / \rho}$

dove: τ_b = tensione tangenziale al fondo, calcolata con la nota formula dell'idraulica fluviale,

ovvero: $\tau_b = \rho g R S_f$, e ρ = densità dell'acqua.

L'azione del vento in genere viene trascurata, salvo casi in cui si hanno scenari di vento significativi con lunghezze di fetch, battute dal vento, molto elevate; tipico è il caso dei grossi invasi delle dighe di ritenuta.

La relazione, utilizzata dal software per considerare l'azione tangenziale del vento è la seguente:

$$3.5 \tau_s = \rho_a C_d |W_{10}| W_{10}$$

Dove:

ρ_a è la densità dell'aria al livello del mare ($\sim 1,29 \text{ kg/m}^3$),

C_d è il coefficiente di resistenza aerodinamica,

W_{10} è la velocità del vento alta 10 m.

Le precedenti equazioni si semplificano nel caso di modelli stazionari in quanto non compare più la variabile tempo.

La soluzione di dette equazioni avviene mediante discretizzazione numerica. L'equazione di continuità è discretizzata usando approssimazioni di volume finito. Per l'equazione del momento, il tipo di discretizzazione varierà a seconda del termine; il metodo di Crank-Nicolson è usato per pesare il contributo delle variabili ai passi temporali n e $n+1$. Tuttavia, la diversa natura delle equazioni richiederà l'uso di uno schema di solutore più elaborato. L'integrazione della velocità

avviene in fasi utilizzando il campo di velocità interpolato in ogni cella. In pratica, ciò equivale a suddividere il passo temporale di integrazione in sotto-passi più piccoli.

L'algoritmo della soluzione è:

1. I dati di geometria sono pre-calcolati.
2. La soluzione inizia con z_s^0 e V_k^0 come condizione iniziale fornita al passo temporale $n=0$.
3. Le condizioni al contorno vengono fornite per il successivo passo temporale $n+1$.
4. Ipotesi iniziale $z_s^{n+1}=z_s^n$ e $V_k^{n+1}=V_k^n$.
5. Calcolare termini espliciti che rimangono costanti durante il calcolo del passaggio temporale.
6. Calcolare il livello della superficie dell'acqua θ media e le grandezze che dipendono dal livello stesso (aree, aree superficiali, raggi idraulici, n di Manning, ecc.).
7. Il sistema di equazioni viene assemblato e viene risolto iterativamente usando l'algoritmo di Newton con le condizioni al contorno date per ottenere una possibile soluzione z_s^{n+1} .
8. Le Velocità V_k^{n+1} sono calcolate in base all'equazione del momento discretizzata.
9. Se il residuo (o in alternativa, la correzione) è maggiore di una determinata tolleranza (e non è stato raggiunto il numero massimo di iterazioni), si torna al punto 6; In caso contrario, si continua con il passaggio successivo.

Il codice di calcolo assicura soluzioni stabili nelle simulazioni in moto permanente per correnti lente, per correnti veloci ed anche per scenari misti (gestiti tramite uno switch automatico tra i due approcci).

Per quanto riguarda il moto nei campi bidimensionali (2D), si ha un'estensione delle precedenti equazioni al campo 2D; come è noto le equazioni di Navier-Stokes descrivono il moto dei fluidi in tre dimensioni. Nel contesto della modellazione dei canali e delle piene, vengono imposte ulteriori semplificazioni; un insieme semplificato di equazioni sono le Eq. Shallow Water (SWE) in cui si assume il flusso incomprimibile, densità uniforme e pressione idrostatica e le equazioni di Reynolds del moto turbolento è approssimato usando la viscosità turbolenta. Si presume inoltre che la scala di lunghezza verticale sia molto più piccola delle scale di lunghezza orizzontale. Di conseguenza, la velocità verticale è piccola e la pressione è idrostatica, portando alla forma differenziale delle equazioni SW indicate di seguito.

Un'ulteriore modifica alle equazioni di Navier-Stokes è quella di considerare trascurabili i termini viscosi locali che determinano instabilità e sono secondari in condizioni idrostatiche; ciò porta a semplificare l'equazione del momento che diventa quindi l'onda di diffusione bidimensionale. La combinazione di questa equazione con la conservazione della massa produce un modello di equazione unica, noto come Diffusive Wave Approximation of the Shallow Water (DSW). Tale condizione viene utilizzata, però, soltanto nei modelli "a fondo fisso", mentre negli altri si fa riferimento al modello SWE.

Nel campo 2D l'equazione di conservazione della massa diventa:

$$3.6 \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q$$

Dove le grandezze in gioco hanno il medesimo significato di quelle indicate nelle precedenti equazioni salvo che al posto di V vi sono u e v , che sono rispettivamente la componente della velocità secondo x e secondo y e q rappresenta una sorgente puntiforme anziché lineare.

Per quanto riguarda la Quantità di moto, in questo caso abbiamo 2 equazioni che esprimono l'equilibrio delle forze lungo x e lungo y :

$$3.7 \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - f_{cv} = -g \frac{\partial z_s}{\partial x} + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t, xx h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t, yy h \frac{\partial u}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{b,x}}{\rho R} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho h} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p_{un}}{\partial x}$$

$$3.8 \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + f_{cu} = -g \frac{\partial z_s}{\partial y} + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t, xx h \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t, yy h \frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{b,y}}{\rho R} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho h} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p_{un}}{\partial y}$$

Le grandezze in gioco sono le medesime di cui sopra, salvo che adesso abbiamo ovviamente due componenti delle tensioni tangenziali dovute al vento e all'attrito di fondo, z_s è ovviamente la quota idrica, f_c è il parametro Coriolis [$1/T$] per tener conto della curvatura gravitazionale e p_{un} è la pressione atmosferica [$M/L/T^2$].

Di conseguenza, le precedenti equazioni 3.4 e 3.5, in ambito 2D, assumono forma vettoriale e la Diffusione D diventa un tensore:

$$D = \begin{bmatrix} D_{xx} & 0 \\ 0 & D_{yy} \end{bmatrix}$$

Dove:

$$D_{xx} = D_L \cos^2 \theta + D_T \sin^2 \theta$$

$$D_{yy} = D_L \sin^2 \theta + D_T \cos^2 \theta$$

θ = direzione della velocità;

D_L e D_T sono parametri che tengono conto della turbolenza longitudinale e trasversale, che ovviamente in caso di campo bidimensionale uniforme assumono il medesimo valore per motivi di isotropia, e possono essere stimati come di seguito:

DL	Intensità di miscelazione	Geometria e superficie
Da 0,1 a 0,3	Piccola miscelazione longitudinale	Canale dritto Superficie liscia
0,3 a 1	Miscelazione longitudinale moderata	Meandri delicati Irregolarità superficiali moderate
1 a 3	Forte miscelazione longitudinale	Forti meandri Superficie ruvida

DT	Intensità di miscelazione	Geometria e superficie
Da 0,05 a 0,1	Piccola miscelazione longitudinale	Canale dritto Superficie liscia
0,1 - 0,3	Miscelazione longitudinale moderata	Meandri delicati Irregolarità superficiali moderate
0,3 - 1	Forte miscelazione longitudinale	Forti meandri Superficie ruvida

HEC-Ras è poi in grado di modellare svariate tipologie di opere idrauliche sia in 1D che 2D quali: ponti, sfioratori, argini, sbarramenti, impianti di pompaggio, ecc., con apposite routine di calcolo specifiche.

HEC-RAS calcola le perdite di energia causate da strutture come ponti e tubazioni in tre parti: una parte è costituita da perdite che si verificano nella portata immediatamente a valle della struttura, dove generalmente avviene un'espansione del flusso, la seconda parte sono le perdite nella struttura stessa, che possono essere modellate con diversi metodi e la terza parte è costituita da perdite che si verificano nella portata immediatamente a monte della struttura, dove il flusso si contrae generalmente per attraversare l'apertura. Vengono prese in considerazione tre tipologie di moto: flusso basso, in cui l'impalcato non interferisce con la corrente, flusso alto, in caso contrario e flusso combinato. Nel flusso basso il software utilizza diversi approcci (Equazione dell'energia, Equilibrio del momento, Equazione di Yarnell, Metodo FHWA WSPRO); nel flusso alto si ha l'interessamento dell'impalcato e anche qui abbiamo più approcci a seconda del livello idrico rispetto al ponte (Energia, Pressione, stramazzo):

Fig. 4.1a - flusso di pressione del tipo di paratoia

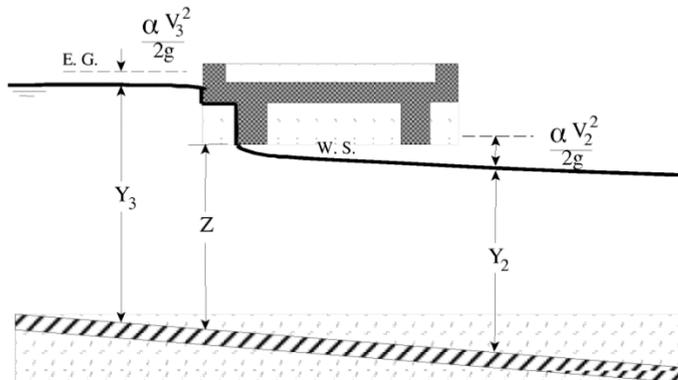


Fig. 4.1b - flusso di pressione sommerso

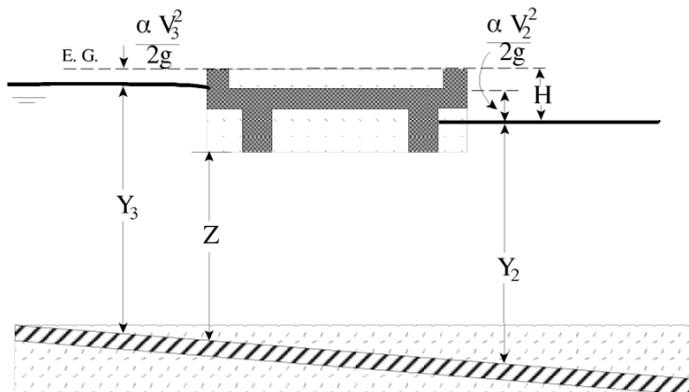
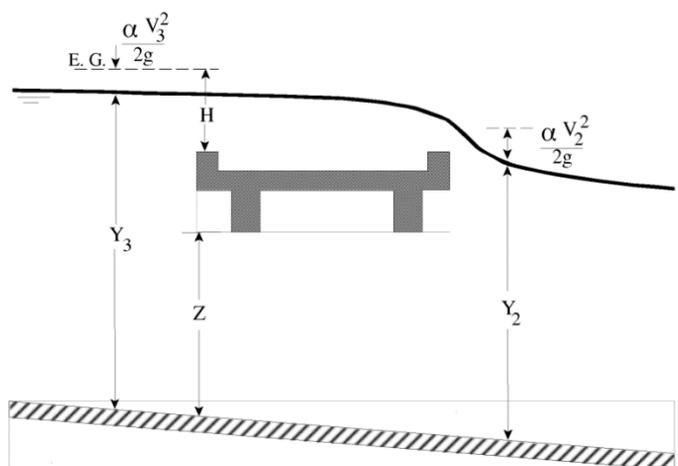


Fig. 4.1c - ponte in pressione e flusso a stramazzo



Il moto combinato include entrambe le precedenti tipologie suindicate.

Per quanto riguarda gli sfioratori viene utilizzata la nota equazione dell'Idraulica in forma differenziale, ovvero:

$$3.9 \, dQ = C(y_{ws} - y_w)^{3/2} dx$$

dove:

Q è la portata [L^3/T]

y_w e y_{ws} sono, rispettivamente, il livello idrico e la quota della soglia di sfioro [L]

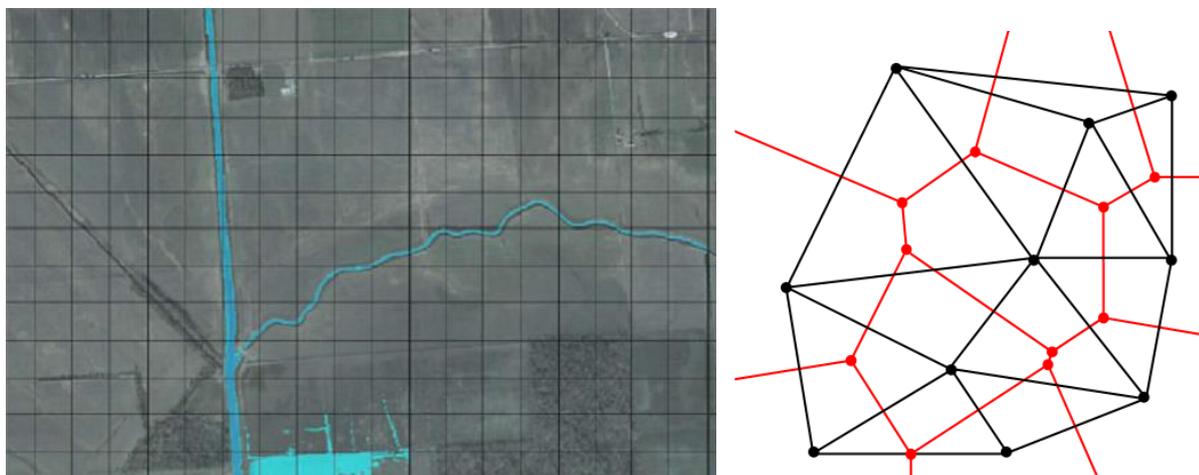
C è il coefficiente dello sfioratore variabile mediamente tra 1 e 2 a seconda della tipologia (stramazzo in parete grossa, in parete sottile, profilo Creager, ecc.).

HEC-RAS costruisce la rete computazionale seguendo la tecnica di triangolazione Delaunay Triangolazione, e quindi la costruzione di un Diagramma Voronoi (triangoli in nero nella figura sottostante).

In matematica e geometria computazionale, la triangolazione di Delaunay per un gruppo di punti P su un piano è una triangolazione DT(P) tale che nessun punto appartenente a P sia all'interno del circumcerchio di ogni triangolo in DT(P). La triangolazione di Delaunay massimizza il minor angolo di tutti gli angoli dei triangoli nella triangolazione e si tende a evitare i triangoli stretti. La triangolazione prende il nome da Boris Delaunay per il suo lavoro su questo argomento dal 1934.

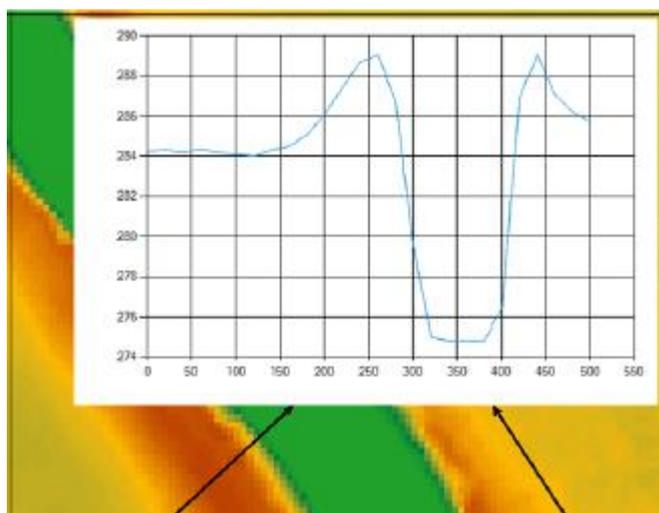
Le cellule (rosso) sono poi costruite bisecando tutti i bordi dei triangoli (bordi neri), in modo analogo al noto metodo dei poligoni di Thiessen.

Fig. 4.1d - Esempio di diagramma Delaunay - Voronoi.



In tal modo, le cellule riescono a rappresentare in modo ottimale i dettagli del terreno sottostante a differenza di molti altri modelli 2D che utilizzano semplicemente una quota costante per l'intera cella che viene così ad essere modellata come "piatta". Analogo ragionamento per le facce della cella le quali modellano il flusso seguendo il reale andamento del terreno senza interpolazioni e appiattimenti:

Fig. 4.1e – modellazione morfologia hec ras.



La chiave per ottenere una buona maglia di calcolo in HEC-RAS, è garantire che le facce delle celle catturino il punto più alto degli ostacoli al flusso. Inoltre, si deve considerare la pendenza della superficie dell'acqua; maggiore è la dimensione della cella e più distanti sono i valori calcolati della superficie dell'acqua, quindi la pendenza della superficie dell'acqua è mediata su distanze maggiori (in due dimensioni). Tale valore può essere accettabile per alcune zone, ma non appropriato per altre. Se la pendenza della superficie dell'acqua varia rapidamente, le dimensioni delle celle devono essere più piccole in quella zona. HEC-RAS consente all'utente di variare la dimensione della cella e la forma in tutte le parti nel modello.

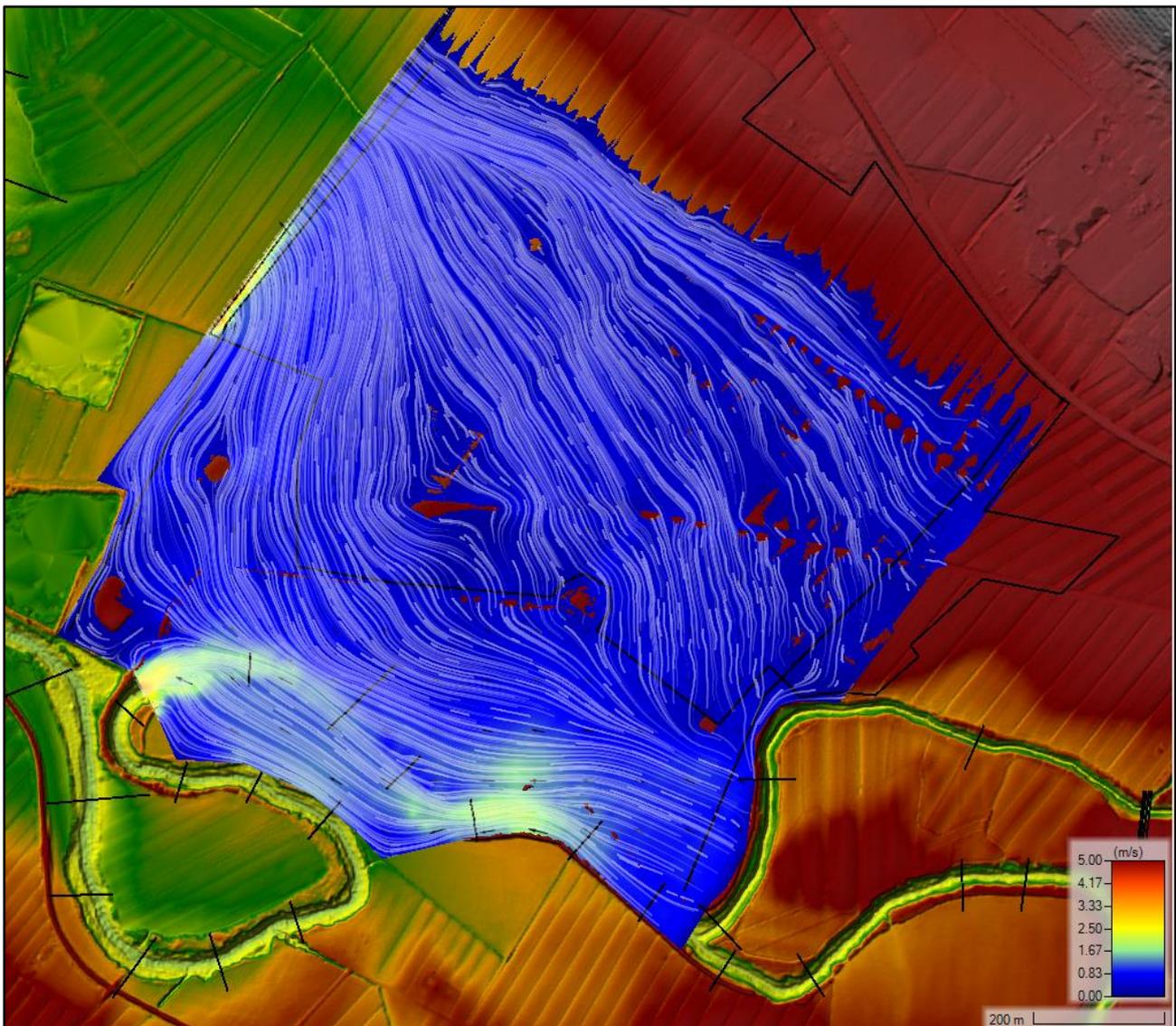
In certi casi la maglia generata in modo automatico potrebbe creare celle che si estendono oltrepassando più cellule. questo si verifica solo per le celle di confine, e di solito dove il confine è un angolo molto acuto. Per risolvere questo problema è possibile aggiungere punti al poligono di confine e appianare il confine stesso.

È inoltre possibile aggiungere altri centri cellulari, eliminare le cellule, o spostare alcuni centri cellulari, al fine di affinare il modello e renderlo perfettamente coerente con l'andamento del terreno.

La perimetrazione delle aree allagabili così come le animazioni dello scenario degli allagamenti in funzione del tempo può essere fatta all'interno di HEC-RAS utilizzando le funzionalità di RAS – Mapper che consente, inoltre, di gestire in modo interattivo le geometrie fluviali e gli argini. La mappatura delle aree allagate si basa sul DTM, ciò significa che la reale superficie bagnata sarà basata sui dettagli della morfologia del terreno sottostante e non sulla dimensione della cella di calcolo. Oltre alla mappa dei battenti e velocità in formato raster, il software permette di generare le linee di flusso degli allagamenti nelle aree dove sono state definite le celle 2D, sia in forma vettoriale (vector arrows) che lagrangiano (Particle Tracing) generando il "campo delle velocità".

Di seguito si riporta l'estratto della mappa delle velocità ricavata nel presente modello:

Fig. 4.1f – Mappa delle Velocità Treggiaia – area dell'impianto - HEC-RAS.



	<p>ID Documento Committente</p> <p>H60_FV_BCR_00070</p>	Pagina 32 / 43
		Numero Revisione
		00

5 Risultati della modellazione

Nella mappa di seguito riportata (fig. 5a) è evidente la gradazione di colori che mostra battenti medi di 40 – 50 cm nella maggior parte dell'area di ubicazione dell'impianto; si raggiungono valori di punta di 1 – 1,2 m in corrispondenza del fondo delle fosse campestri.

In ogni caso i pannelli fotovoltaici saranno ubicati a quote di 2,1 m sopra il p.c. corrente e quindi in sicurezza idraulica.

Per quanto riguarda i locali adibiti a cabina elettrica questi saranno collocati a quota superiore al massimo battente duecentennale (fig. 5b) più un franco di sicurezza di 10 cm.

Fig. 5a – Mappa dei battenti e Impianto agrivoltaico.

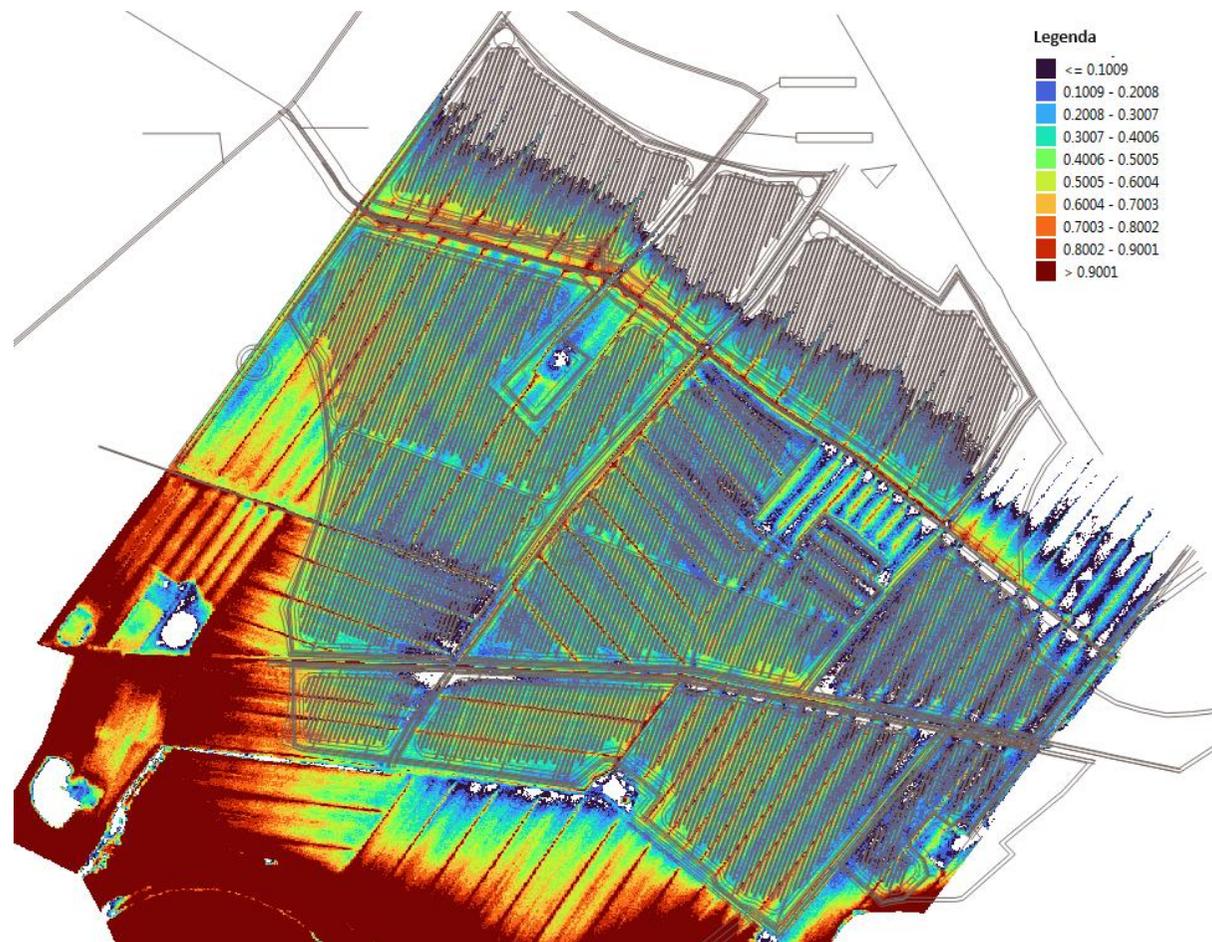


Fig. 5b – Battenti alle Cabine elettriche Tr 200 (in rosa).



6 Opere di invarianza idraulica

Il Progetto di realizzazione dell'impianto agrivoltaico non prevede la trasformazione dei suoli e, pertanto, il terreno al di sotto dei pannelli, continuerà ad essere utilizzato per le sue funzioni agricole, fatta eccezione per alcune aree accessorie adibite a cabine elettriche e viabilità interna (trattasi di stradelli in terra battuta).

Per tali aree si è considerata la minor permeabilità, rispetto allo stato attuale, che comporta la necessità di misure compensative.

Il progetto prevede la realizzazione di Vasche di laminazione e fossi di guardia; infatti ognuno dei 9 Campi in cui è diviso l'impianto è interamente circondato da uno stradello e da un fosso di guardia.

Applicando il noto metodo dell' "Invaso" si è provveduto alla stima delle portate idrologiche Ante-Operam e Post-Operam:

$$6.1 \quad u = 2168 \frac{n(\varphi a)^{\frac{1}{n}}}{(w)^{\frac{1}{n}-1}} \quad \text{l/s ha}$$

ove:

- **a** e **n** sono i coefficienti della Curva di possibilità pluviometrica di calcolo; nel ns. caso si è fatto riferimento alle "Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica" della Regione Toscana, stimando, per il tempo di ritorno duecentennale: $a = 79$ mm, $n = 0,28$, nella zona di intervento;
- φ = coefficiente di afflusso meteorico:
 - o per un terreno agricolo vale 0,2 – 0,3, pertanto nella situazione ante operam si è assunto 0,3;
 - o nella situazione post operam si è considerato il maggior afflusso dovuto alla presenza degli stradelli e delle cabine elettriche che riguardano circa il 10-11 % della superficie complessiva dell'impianto; di conseguenza si registra un aumento del coefficiente di afflusso che, a favore di sicurezza, si è assunto pari a 0,35;
- w = coefficiente di invaso specifico, ovvero il volume di acqua meteorica invasata dal bacino di calcolo per unità di superficie:
 - o per un terreno agricolo tradizionale (situazione ante-operam) è pari circa a 120 m³/ha (piccoli invasi);
 - o nella situazione post-operam tale valore è leggermente ridotto dalla presenza degli stradelli, cabine e opere elettromeccaniche. Pertanto, a favore di sicurezza, si è assunto un valore di 80 m³/ha a cui si dovrà sommare il volume dei fossi di guardia che hanno una sezione di progetto di:
 - Capofossi principali: 0,90 m² e sviluppo longitudinale complessivo di 4,8 km circa;
 - Fossi secondari: 0,25 m² e sviluppo longitudinale complessivo di 5 km circa.

Di conseguenza, il volume di invaso di tali fossi è di 5.600 m³; di tale volume se ne considera, però, solo una quota, pari all'85%, per tener conto del franco di sicurezza nel dimensionamento dei fossi stessi e del comportamento idraulico non sincrono durante gli

eventi meteorici dinamici. L'invaso specifico nella situazione di progetto diviene, pertanto:

$$w = 80 + 4750/65 = 153 \text{ mc/ha (l'intero impianto copre una superficie di 65 ha).}$$

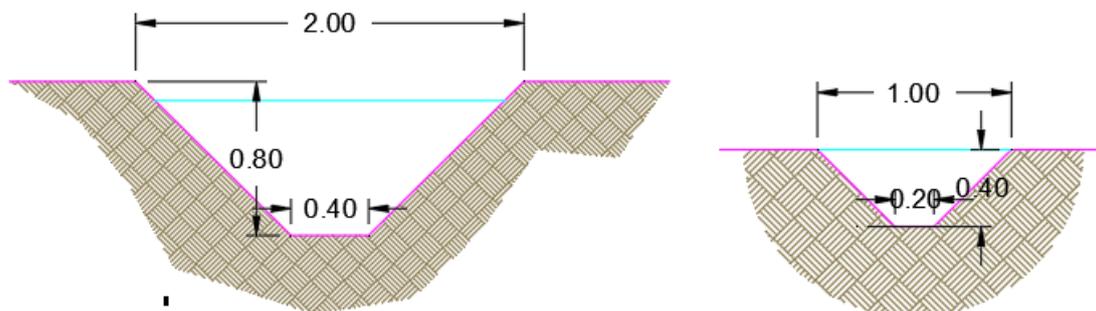
In termini numerici si ha:

Stato ante-operam		
a=	0.079	m
n=	0.28	
φ =	0.30	
w=	0.012	m
Abac	63	ha
U=	82.79	l/s ha
Q=	5381.57	l/s
Stato post-operam:		
a=	0.079	m
n=	0.28	
φ =	0.35	
w=	0.0153	m
Abac	65	ha
U=	76.77	l/s ha
Q=	4989.98	l/s

Come si evince dalla tabella sopra riportata, si ha una riduzione del coefficiente udometrico U nella situazione post operam, grazie al maggior invaso dei fossi di guardia a fronte di un lieve aumento del coefficiente di afflusso. Ciò permette di evitare aumenti di portata nel ricettore finale.

Detti fossi di guardia avranno le seguenti caratteristiche geometriche:

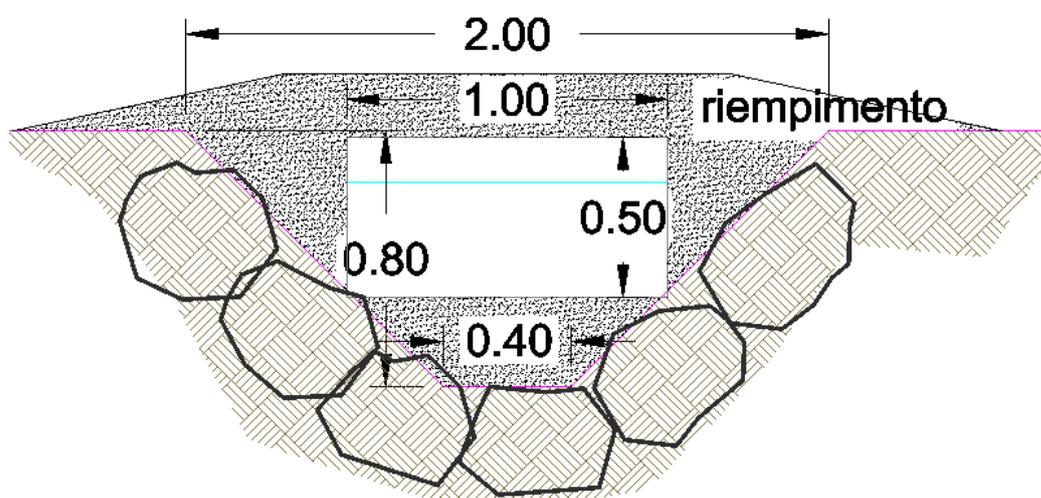
Fig. 5d – Sezioni tipo fossi di guardia (sezione a sinistra) e fossi campestri (sezione a destra)



Essi recapiteranno le portate nei fossi esistenti in zona (in particolare il fosso del’ “Uomo morto”) senza aggravii di rischio, come suddetto.

Si prevede la realizzazione di 12 punti di scarico (vedasi planimetria H060_FV_BCD_00071) ad ognuno dei quali competerà una portata di scarico di $4,99/12 = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}$; detti scarichi potranno essere realizzati con una tubazione 1000x500 mm o un tratto di canale protetto da massi cementati, con le seguenti caratteristiche geometriche:

Fig. 5e - Sezione tipo fosso di guardia allo sbocco finale



Tale soluzione consente una efficace laminazione e un aumento dei piccoli invasi.

L’imbocco e lo sbocco di detto scarico dovranno essere protetti con scogliere in massi naturali adeguatamente immorsati.

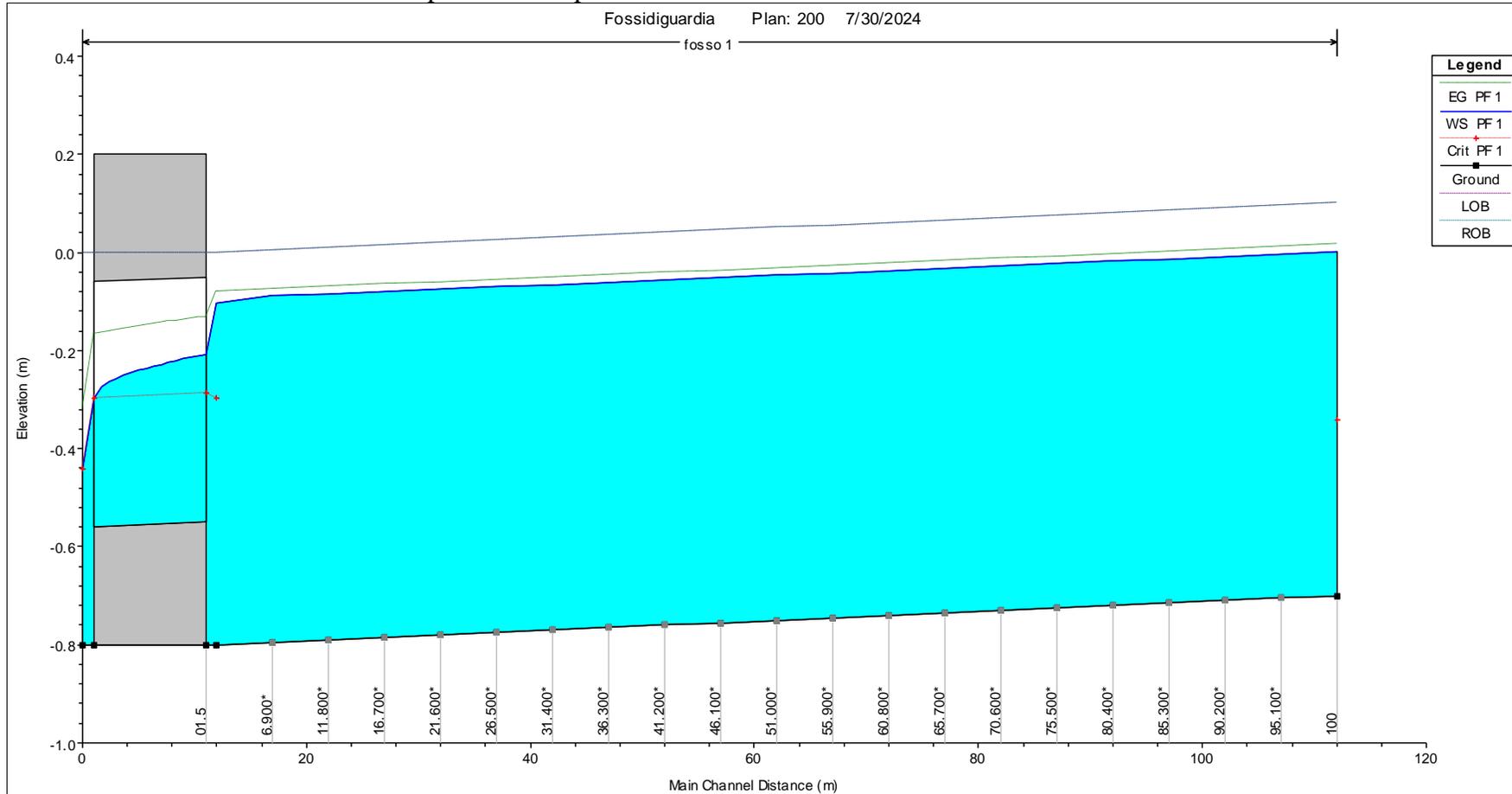
Ovviamente tutti i fossi di guardia e i relativi punti di scarico dovranno essere oggetto di adeguata manutenzione periodica (2-3 volte l’anno).

La verifica idraulica del fosso e relativo scarico è stata condotta sempre con il suindicato software HEC-RAS, ottenendo:

Tabella 5a – Tabella delle principali grandezze idrauliche

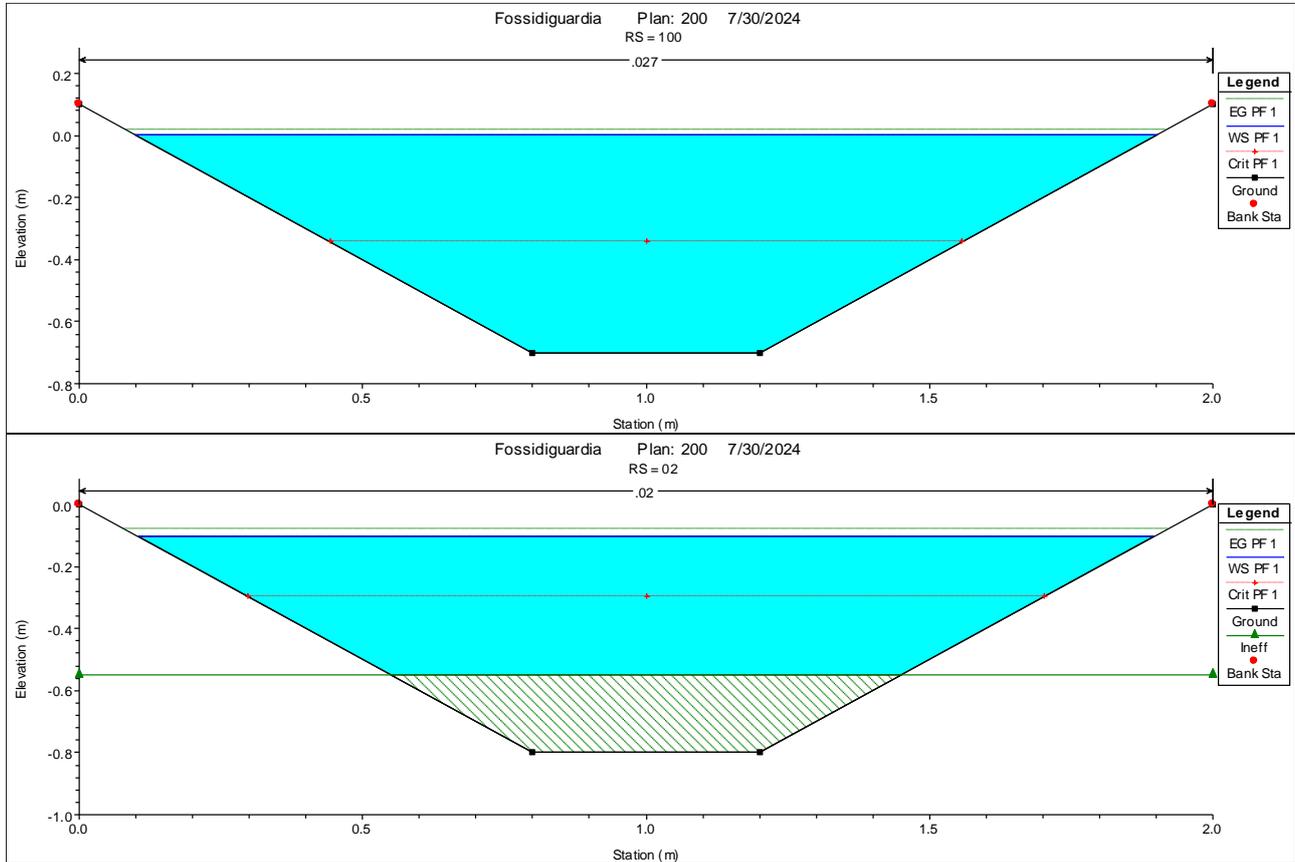
HEC-RAS Plan: 200 River: fosso Reach: 1 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	100	PF 1	0.42	-0.70	0.00	-0.34	0.02	0.000968	0.54	0.77	1.80	0.27
1	95.100*	PF 1	0.42	-0.71	0.00		0.01	0.000967	0.54	0.77	1.80	0.27
1	90.200*	PF 1	0.42	-0.71	-0.01		0.01	0.000966	0.54	0.77	1.80	0.27
1	85.300*	PF 1	0.42	-0.72	-0.01		0.00	0.000965	0.54	0.77	1.80	0.26
1	80.400*	PF 1	0.42	-0.72	-0.02		0.00	0.000964	0.54	0.77	1.80	0.26
1	75.500*	PF 1	0.42	-0.73	-0.02		-0.01	0.000962	0.54	0.77	1.80	0.26
1	70.600*	PF 1	0.42	-0.73	-0.03		-0.01	0.000962	0.54	0.77	1.80	0.26
1	65.700*	PF 1	0.42	-0.73	-0.03		-0.02	0.000961	0.54	0.77	1.81	0.26
1	60.800*	PF 1	0.42	-0.74	-0.04		-0.02	0.000959	0.54	0.78	1.81	0.26
1	55.900*	PF 1	0.42	-0.74	-0.04		-0.03	0.000958	0.54	0.78	1.81	0.26
1	51.000*	PF 1	0.42	-0.75	-0.05		-0.03	0.000957	0.54	0.78	1.81	0.26
1	46.100*	PF 1	0.42	-0.75	-0.05		-0.04	0.000956	0.54	0.78	1.81	0.26
1	41.200*	PF 1	0.42	-0.76	-0.06		-0.04	0.000955	0.54	0.78	1.81	0.26
1	36.300*	PF 1	0.42	-0.77	-0.06		-0.05	0.000953	0.54	0.78	1.81	0.26
1	31.400*	PF 1	0.42	-0.77	-0.07		-0.05	0.000952	0.54	0.78	1.81	0.26
1	26.500*	PF 1	0.42	-0.78	-0.07		-0.06	0.000950	0.54	0.78	1.81	0.26
1	21.600*	PF 1	0.42	-0.78	-0.08		-0.06	0.000949	0.54	0.78	1.81	0.26
1	16.700*	PF 1	0.42	-0.78	-0.08		-0.07	0.000947	0.54	0.78	1.81	0.26
1	11.800*	PF 1	0.42	-0.79	-0.08		-0.07	0.000809	0.54	0.78	1.81	0.26
1	6.900*	PF 1	0.42	-0.79	-0.09		-0.07	0.000621	0.54	0.78	1.81	0.26
1	02	PF 1	0.42	-0.80	-0.10	-0.30	-0.08	0.001215	0.70	0.60	1.79	0.39
1	01.5		Culvert									
1	01	PF 1	0.42	-0.80	-0.44	-0.44	-0.32	0.008721	1.55	0.27	1.11	1.01

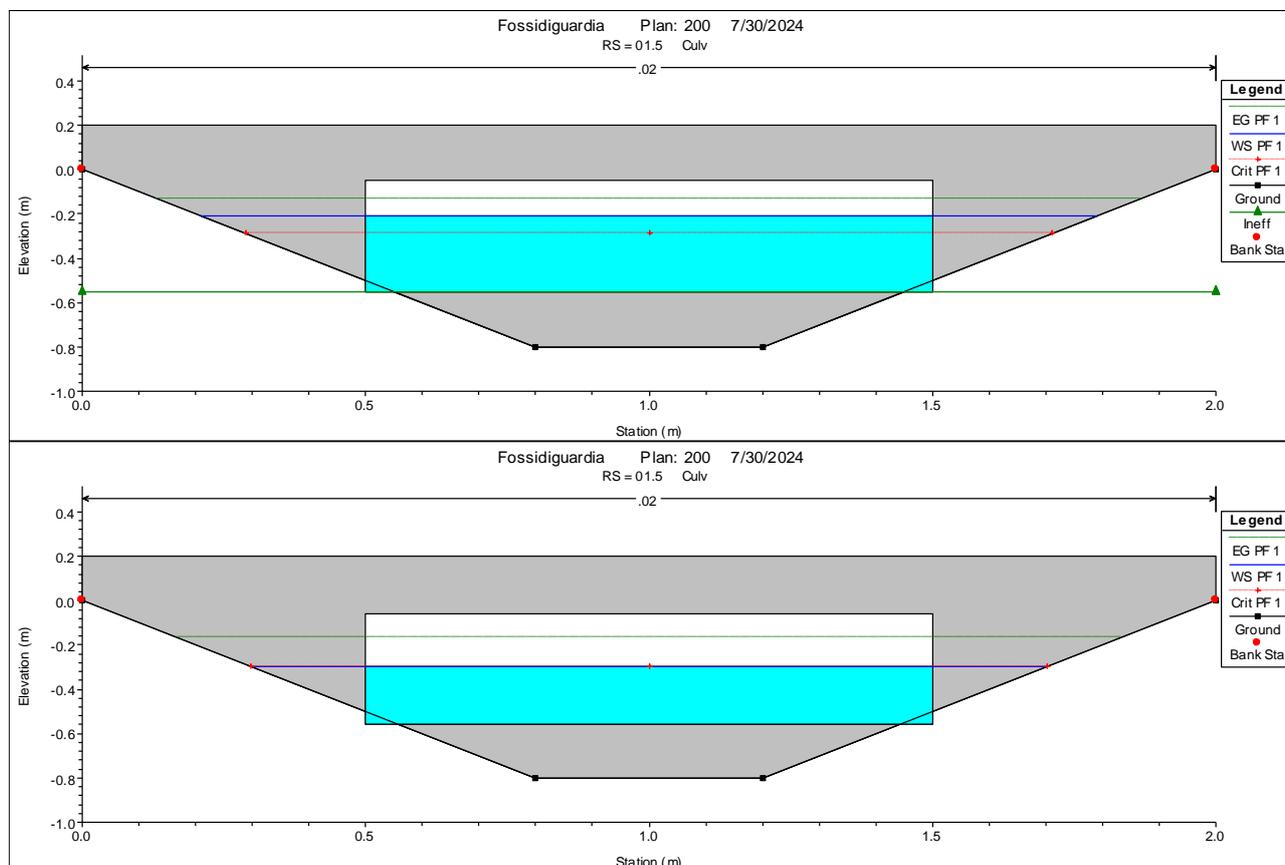
- Profilo idraulico risultante per verifica opere di scarico con Tr200:



Si è assunta una pendenza motrice pari al 0,1%, coerente con il rilievo topografico, essendo un terreno pianeggiante.

- Principali sezioni idrauliche:





Per quanto riguarda i coefficienti di scabrezza, del fosso si è assunto un Manning di $0,027 \text{ s m}^{-1/3}$, essendo di forma regolare e mantenuto in buono stato di conservazione e pulizia.

Le vasche di laminazione, previste in progetto, avranno funzione, oltre che di protezione idraulica, anche di compensazione; la presenza dei suddetti stradelli e cabine elettriche infatti sottrae volume in caso di esondazione, benché si tratti di modeste quantità; si stima infatti un volume sottratto ai piccoli invasi pari a $6,5 \times 120 = 780 \text{ m}^3$, essendo 6,5 ha la superficie degli stradelli e delle 15 cabine elettriche; le cabine, saranno, inoltre, rialzate da terra per garantire la sicurezza idraulica (come precedentemente specificato) e quindi sottraggono un ulteriore volume pari a: $15 \times 100 \times 0,5 = 750 \text{ m}^3$, avendo attribuito 100 m^2 di superficie per cabina e assumendo, a favore di sicurezza, il battente massimo di 50 cm.

Di conseguenza occorre un volume di compenso di circa 1.550 mc.

Il progetto prevede casse di compenso per una superficie complessiva di 30.000 m^2 da scavare per 20 cm circa:

- Vasca ovest (laminazione piene per aree a sud del fosso dell'Uomo Morto) → superficie di 25.000 m^2 circa (la vasca avrà arginature con pendenza di circa 10°);
- Vasca est (laminazione piene per aree a nord del fosso dell'Uomo Morto) → superficie di 3.600 m^2 circa (la vasca avrà arginature con pendenza di circa 10°).

	<p>ID Documento Committente</p> <p>H60_FV_BCR_00070</p>	Pagina 42 / 43
		Numero Revisione
		00

Il volume delle vasche risulta pari a:

- Vasca ovest → volume utile di 5.000 m³ circa;
- Vasca est → volume utile di 700 m³ circa;

per un totale di 5.700 m³ circa superiore a quello di calcolo.

Tenendo però in conto che la superficie delle vasche verrà comunque coltivata, la volumetria utile come laminazione delle piene è da intendersi ridotta, cautelativamente di un fattore pari al 40% della volumetria di ciascuna vasca (vasca ovest 3.500 m³ circa e vasca est 400 m³ circa) nel caso di coltivazione a graminacee e tenendo conto di fenomeni di interrimento progressivi dovuti alla conduzione dell'attività agricola, oltre che per tener conto delle variabili idrodinamiche che possono coinvolgere l'impianto in caso di eventi pluviometrici estremi.

7 CONCLUSIONI

Come anticipato al §2.4, in base alla L.R. 41/2018 e smi, art. 13, c. 4 “*Nelle aree a pericolosità per alluvioni frequenti o poco frequenti, indipendentemente dalla magnitudo idraulica, gli interventi di seguito indicati possono essere realizzati alle condizioni stabilite, tra cui alla lettera d): “impianti e relative opere per la produzione di energia da fonti rinnovabili, nonché l’adeguamento e l’ampliamento di quelli esistenti, a condizione che sia realizzata almeno una delle opere di cui all’articolo 8, comma 1, lettere a), b), c) o d)”*”.

All’interno della presente relazione è stato pertanto illustrato il rispetto della condizione di cui all’art. 8 c. 1 lett. c) della L.R. 41/2018 e s.m.i., ovvero ***si garantisce la sicurezza idraulica mediante opere di sopraelevazione, senza aggravio delle condizioni di rischio in altre aree.***

Oltre alle misure indicate nei precedenti paragrafi, è opportuno richiamare l’attenzione sulla sicurezza elettrica generale; infatti tutte le opere elettriche, ed in particolare, inverter, cavi elettrici, collegamenti, ecc., dovranno essere, ovviamente, realizzati a regola d’arte, considerando che l’impianto può essere soggetto, in caso di fenomeni alluvionali, ad allagamenti come indicato in Par. 3 e che detti fenomeni possono permanere per più giornate, sottoponendo le opere a sollecitazioni non ordinarie.

E’ inteso che, per ovvi motivi di sicurezza, il personale addetto all’impianto, gestione e manutenzione, non potrà essere presente in caso di eventi alluvionali dell’area.

Con il rispetto di dette indicazioni e quelle dei precedenti paragrafi, l’intervento di realizzazione dell’impianto agrivoltaico, si ritiene compatibile con la normativa pertinente sulla sicurezza idraulica.

Fucecchio, Settembre 2024

Ing. Davide Petrozzino.

