IMPIANTO AGRIVOLTAICO DA 42 MWp

Comuni: Montorio nei Frentani- Ururi - Rotello

Provincia: Campobasso (CB)

Regione: Molise

PROPONENTE: PV ITALY 1 S.r.l.

Via Filzi Fabio, 11

20124 Milano (MI)

pvit1@pec.it

15530969

Massimo Bartocci
08.01.2024 18:11:26 GMT+01:00

GRUPPO DI LAVORO:

Coordinamento sviluppo:

EMEREN ITALIA S.r.l.

Via Giorgio Giulini n.2

20123, Milano (MI)

Tel: 0282197048

P.Iva: 11670160966

Progettazione tecnica: Full Service Company S.r.l.

Via del Commercio n.14/A

60021, Camerano (AN)

Pec: fullservicecompany@legalmail.it

P.Iva: 02743840429

Progettazione tecnica opere di rete:

GSB CONSULTING S.r.l.

Via Passo Rolle n.9

20134, Milano (MI)

Pec: gbsconsultingsrl@pec.it

P.Iva: 11882750968

Aspetti ambientali e paesaggisitici:

ARCADIS Italia S.r.l. Milan

Via Monte Rosa n.93

20194, Milano (MI)

Tel: 0200624665

P.Iva: 01521770212

Dott. Agronomo Alberto Massa Saluzzo: aspetti agronomici

Rev.	Data	Descrizione	Dis.	Contr.	App.
0	Lug.23	Progetto definitivo	B.B.	R.M.	G.S.

Nome Progetto:	Codice Documento:
Impianto Agrivoltaico Montorio 42.08 MWp	PVI1ARCVIA007
Nome Documento:	**Scala:**
Relazione idrologica idraulica	-

Memorandum delle revisioni

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
3078_5398_MO_R01_Rev0_Relazione idrologica e idraulica	07/2023	Prima emissione	MCF	FLassini	A.Angeloni

Gruppo di lavoro

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro	N° ordine
Alberto Angeloni	Direzione Tecnica	Ordine Ing. Milano A20024
Santina Madde	Responsabile tecnico operativo	
Fabio Lassini	Coordinamento - Ingegnere idraulico	Ordine Ing. Milano A29719
Carolina Ferraro	Ingegnere idraulico	

INDICE

1. PREMESSA 4
2. DATI DI RIFERIMENTO 6
2.1 TOPOGRAFIA 6
2.1.1 Rilievo topografico 6
2.1.2 Modello digitale del terreno 6
2.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 6
3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO 7
3.1 LOCALIZZAZIONE IMPIANTO 7
3.2 COPERTURA DEL SUOLO 8
3.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO 8
3.3.1 Inquadramento geomorfologico 8
3.3.2 Inquadramento geologico 10
3.4 IDROGRAFIA DEL TERRITORIO 12
3.4.1 Idrografia superficiale 12
3.4.2 Idrografia sotterranea 13
4. INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'AREA DI PROGETTO 16
4.1 PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI) 16
4.2 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA) 20
5. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE INTERVENTI 24
5.1 LAYOUT DI IMPIANTO 24
5.2 DESCRIZIONE IMPIANTO 25
5.2.1 Moduli fotovoltaici 26
5.2.2 Strutture di supporto dei moduli fotovoltaici 26
5.2.3 Collegamento dei moduli fotovoltaici 27
5.2.4 Inverter 28
5.2.5 Power Station (Cabine di Campo) 28
6. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA NUOVO IMPIANTO AGRIVOLTAICO E LINEA DI CONNESSIONE 30
6.1 IDENTIFICAZIONE INTERFERENZE – LAYOUT DI PROGETTO 30
6.2 IDENTIFICAZIONE INTERFERENZE – LINEA DI CONNESSIONE 32
6.3 METODOLOGIA DI VERIFICA PROFONDITA' DI SICUREZZA POSA TOC 34
6.3.1 Analisi qualitativa 34
6.3.2 Analisi quantitativa 34
6.4 RISOLUZIONE INTERFERENZE LINEA DI CONNESSIONE 36
6.4.1 I01 e I02 36
6.4.2 I03 39
6.4.3 I04 41
6.4.4 I05 43
6.4.5 I06 44
6.4.6 I07 46
6.4.7 I08 48

6.4.8 I09 50
7. STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO PER DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO SUPERFICIALE 53
7.1 ANALISI PRELIMINARE SULLA RETE IDROGRAFICA PER INDIVIDUAZIONE DELLE CRITICITÀ NEI CAMPI DI PROGETTO 53
7.1.1 Campo A1 54
7.1.2 Campo A2 56
7.1.3 Campo A3 58
7.1.4 Campo B1 60
7.1.5 Campi B2 e B3 62
7.1.6 Campi C1 e C2 64
7.1.7 Campo D1 66
7.2 CONSIDERAZIONI CLIMATICHE 68
7.3 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO 70
7.4 ANALISI PROBABILISTICA DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE 71
7.5 IDENTIFICAZIONE DEI BACINI SCOLANTI DI PROGETTO 73
7.6 VALUTAZIONE DELLA PIOGGIA EFFICACE (NETTA) 77
7.6.1 Valutazione ante-operam 78
7.6.2 Valutazione post-operam 78
7.7 MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI/DEFLUSSI – STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO 80
8. OPERE IDRAULICHE 84
8.1 SISTEMA DI DRENAGGIO SUPERFICIALE DELL'AREA DI INTERVENTO 84
8.2 SISTEMA DI PROTEZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO 86
8.3 SISTEMA DI INFILTRAZIONE E LAMINAZIONE NELL'AREA DI INTERVENTO 86
8.4 SISTEMI DI ACCUMULO DI ACQUA A SCOPO IRRIGUO 88
8.4.1 Fabbisogni di acqua 89
8.4.2 Fattibilità per recupero acque meteoriche per irrigazione e pre-dimensionamento vasca campo A2 89
8.4.3 Considerazioni sulla vasca esistente campo A3 93
9. CONCLUSIONI 95

ALLEGATI

PVI1ARCVIA008 – Tavola - regimazione acque meteoriche superficiali - Campo A

PVI1ARCVIA009 – Tavola - regimazione acque meteoriche superficiali - Campo B

PVI1ARCVIA010 – Tavola - regimazione acque meteoriche superficiali - Campo C

PVI1ARCVIA011 – Tavola - regimazione acque meteoriche superficiali - Campo D

1. PREMESSA

Il progetto in questione prevede la realizzazione, attraverso la società di scopo PV ITALY 1 S.r.l., di un impianto solare agrivoltaico in alcuni terreni che si trovano tra i comuni di Montorio nei Frentani (a Sud-Est), Rotello (a Sud) e Ururi (a Nord) in provincia di Campobasso, nella Regione Molise di potenza pari a 42,08 MWp su un'area catastale di circa 138 ettari complessivi di cui circa 72 ha recintati. L'area libera al di fuori della recinzione è di 66 ha, pari al 48% dell'intera area disponibile.

Il soggetto proponente del progetto in esame è la società PV ITALY 1 S.r.l. con sede a Milano.

Alla luce dei recenti indirizzi programmatici a livello nazionale in tema di energia, contenuti nella Strategia Energetica Nazionale (SEN) pubblicata a Novembre 2017 che ha posto le basi per l'adozione del Piano Nazionale Integrato per l'Energia e il Clima (PNIEC) a Gennaio 2020, la Società ha ritenuto opportuno proporre un progetto innovativo che consenta di coniugare la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile con l'attività di coltivazione agricola, perseguendo due obiettivi prioritari fissati nella SEN, ovvero il contenimento del consumo del suolo e la tutela del paesaggio

La tecnologia impiantistica prevede l'installazione di moduli fotovoltaici bifacciali che saranno installati su strutture mobili (tracker) di tipo monoassiale mediante palo infisso nel terreno.

Le strutture saranno posizionate in maniera da consentire lo sfruttamento ottimale del terreno, i pali di sostegno delle strutture tracker sono posizionati distanti tra loro di 10,0 metri. Saranno utilizzate due tipologie di strutture composte una da 14 moduli, e l'altra da 28 moduli.

Infine, l'impianto agrivoltaico sarà allacciato, con soluzione in cavo interrato di lunghezza pari a circa 27,6 km, con tensione pari a 36 kV alla rete di Distribuzione tramite Realizzazione di nuove cabine di consegna. All'interno dei campi A, C e D è prevista la realizzazione di una o più cabine volte a ospitare gli scomparti di protezione 36 kV delle linee provenienti dai vari sottocampi, il trasformatore di servizi ausiliari e la protezione generale 36 kV.

Il presente documento riporta lo studio di compatibilità idraulica del progetto dell'impianto agrivoltaico e della linea di connessione analizzando le eventuali interferenze dei diversi componenti con le aree a pericolosità idraulica e identificando, nel caso, la migliore soluzione e tecnologia per la risoluzione delle stesse.

Lo studio Idrologico e idraulico relativo al reticolo idrografico superficiale, ai principali solchi vallivi o aree depresse e alle aree allagabili è riferito alla perimetrazione della pericolosità idraulica riportata dal PGRA e dal PAI dell'autorità di bacino distrettuale dell'Appennino Meridionale. Per l'individuazione di elementi idrici nei pressi dell'area di progetto sono stati anche consultati il reticolo idrografico disponibile dal Geoportale Nazionale e le ortofoto ricavate da Google Earth.

Il progetto affronta lo studio idrologico idraulico delle aree scolanti interessate dalle opere del progetto agrivoltaico con valutazioni in merito alle variazioni ante-operam – post-operam, analizzando quindi il possibile impatto del progetto da un punto di vista idrologico (valutazione delle variazioni del coefficiente di deflusso e modifiche al deflusso naturale delle acque meteoriche) e da un punto di vista idraulico (valutazione delle variazioni degli apporti durante eventi intensi al ricettore finale).

In particolare, lo studio idrologico e idraulico riportato nel presente documento è costituito da:

- analisi delle piogge, eseguita utilizzando le indicazioni riportate sul progetto Valutazione Piene (VAPI) del Gruppo Nazionali Difesa Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI);
- valutazione della durata dell'evento pluviometrico di progetto di durata pari al tempo critico del bacino idrografico oggetto di studio (tempo di corrivazione e ietogramma di progetto);
- determinazione delle portate di riferimento e dimensionamento del sistema di collettamento delle stesse.

Per maggiori approfondimenti relativi alla planimetria gestione acque meteoriche interne e degli interventi di regimazione idraulica delle aree di progetto nel nuovo impianto agrivoltaico si rimanda all'Allegato 01 del presente documento.

È stato inoltre studiata la posizione e la volumetria di punti di accumulo di acqua con grado progettuale preliminare da utilizzare a scopo irriguo. In particolare, sono stati individuati:

- una vasca esistente in prossimità del campo A3;
- una vasca di progetto nei pressi del campo A2 alimentata da acque superficiali;
- una serie di piccole aree verdi umide distribuite tra gli altri campi e presumibilmente alimentate da pozzo.

2. DATI DI RIFERIMENTO

2.1 TOPOGRAFIA

2.1.1 Rilievo topografico

Per determinare la topografia delle aree interessate dall'opera in esame è stata svolta una campagna investigativa topografica.

2.1.2 Modello digitale del terreno

Attraverso il sito Tinitaly è stato ottenuto il modello digitale del terreno con una risoluzione spaziale 10x10 metri dell'intera area di progetto, tracciato di connessione incluso.

2.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I seguenti documenti sono stati utilizzati come principali riferimenti per lo studio:

- D.Lgs 152/06 e smi;
- Direttiva Comunitaria 2007/60/CE – Valutazione e gestione del rischio di alluvioni/ D.Lgs. 49/2010;
- Regione Molise – Studio del Rischio Idrogeologico nella Regione Molise –Sezione B Rischio idraulico, Maggio 2001;
- Autorità di Bacino dei Fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore – Piano di Bacino – Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) – Relazione Generale;
- Autorità di Bacino dei Fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore – Piano di Bacino – Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) – Norme Tecniche di Attuazione;
- Autorità di Bacino dei Fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore– Piano di Bacino – Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) – Allegati Cartografici;
- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) del Distretto dell'Appennino Meridionale
- Sistemi di fognatura - Manuale di progettazione - Hoepli, CSDU;
- La sistemazione dei bacini idrografici, Vito Ferro, McGraw – Hill editore;
- Open Channel Hydraulics, Chow – McGraw – Hill editore;
- Spate Irrigation - FAO – HR Wallinford;
- Urban Drainage Design Manual pubblicato da FHWA (Federal highway administration-US Department of transportation).
- Bischetti, Gian Battista. Linee Guida per La Progettazione Della Viabilità Agro-Silvo-Pastorale in Lombardia - Criteri Generali. Parte 1, Istituto di Idraulica Agraria dell'Università Degli Studi Di Milano, 2005

3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

3.1 LOCALIZZAZIONE IMPIANTO

Il progetto in esame ubicato nei territori comunali di Montorio nei Frentani, Rotello e Ururi in provincia di Campobasso. L'area di progetto è rappresentata da nove sezioni raggruppate in quattro macro aree (A, B, C e D).

La zona A, costituita da tre campi di area recintata complessiva pari a 24,99 ha è situata a circa 4,1 km a NE del centro abitato di Montorio, a 4,8 km a SE del centro di Larino e 5,2 km a SO dal centro abitato di Ururi. La Strada Provinciale n. 40 divide i campi dell'area A; ed incrocia a NO la Strada Provinciale n. 91 che costeggia il confine nord-occidentale dell'impianto. Circa 200 metri a NE del sito c'è una strada privata. Per il resto il sito risulta circondato da campi.

La zona B, costituita da tre campi di area recintata complessiva pari a 16,17 ha è situata a circa 4,0 km a Nord del centro abitato di Rotello, a 6,1 km a NE del centro di Montorio e 4,1 km a NE dal centro abitato di Ururi. Una strada senza denominazione che parte dalla SP n. 40 divide i campi dell'area B. Tutto il confine occidentale è costeggiato da una strada sterrata. Per il resto il sito risulta circondato da campi.

La zona C, costituita da due campi di area recintata complessiva pari a 16,01 ha è situata a circa 2,6 km a Sud del centro abitato di Ururi, a 5,0 km e a Nord del centro di Rotello. In prossimità del sito a Nord e ad Ovest sono presenti due strade sterrate senza denominazione. Per il resto il sito risulta circondato da campi.

L'area D, costituita da un unico campo di superficie recintata pari a 14,64 ha, si trova a 3,7 km a Sud-Est del centro abitato di Ururi e 5,2 km a Nord-Est del centro di Rotello. L'area ai confini non è perimetrata da strade esistenti. Le strade più vicine sono strade private che arrivano a circa 200-300 metri dalla recinzione. L'area è interamente circondata da campi.

L'area di progetto presenta un'estensione complessiva catastale pari a 138 ettari ed un'area recintata pari a 72 ha.

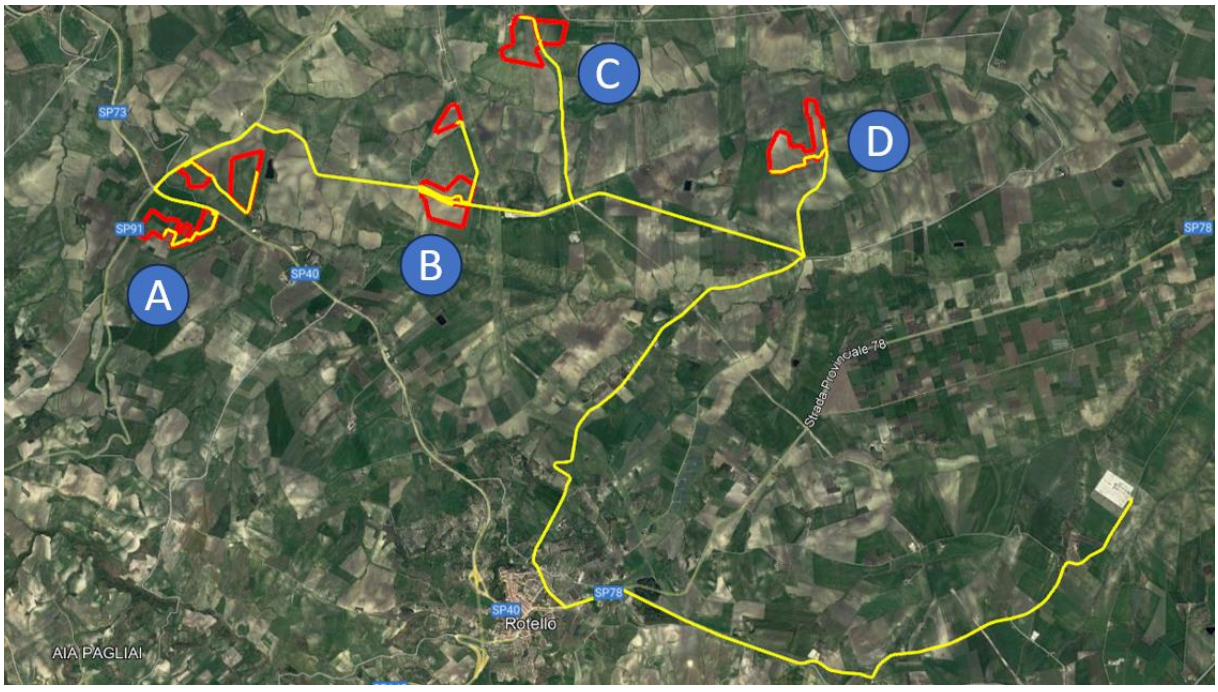

Figura 3.1 - Inquadramento area di impianto (in rosso) e linea di connessione (in giallo).

3.2 COPERTURA DEL SUOLO

Nell'ambito dello studio idrologico e del calcolo è stata valutata sia la copertura del terreno sia l'uso del suolo dell'area di ubicazione delle opere dell'impianto agrivoltaico.

Secondo il progetto CORINE Land Cover, l'area di impianto e gran parte dell'elettrodotto si trovano all'interno di aree utilizzate per colture intensive.

Il cavidotto attraversa per un tratto di 1,8 km un'area di oliveti e per un breve tratto (circa 240 m) una zona residenziale a tessuto discontinuo e rado.

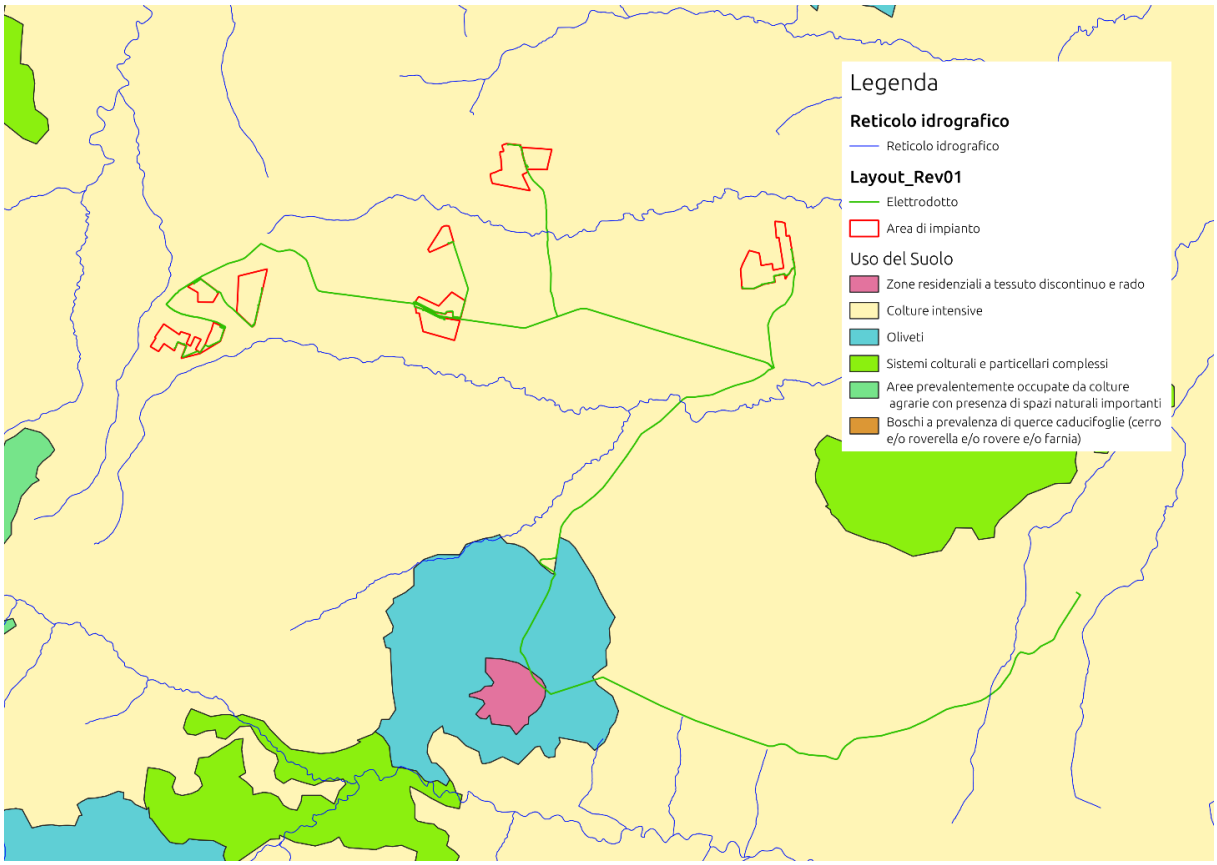

Figura 3.2: Stralcio carta uso del suolo, CORINE Land Cover (2018)

3.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

3.3.1 Inquadramento geomorfologico

Dal punto di vista geologico e geomorfologico la regione Molise può essere suddivisa in sette grandi aree omogenee (fonte: Piano di Sviluppo Rurale PSR Regione Molise):

- Alto Molise;
- Mainarde - M.ti di Venafro - Alto Volturno;
- Montagnola di Frosolone;
- Matese - Conca di Boiano - Sepino.
- Molise Centrale;
- Basso Molise;
- Fascia costiera.

L'area oggetto di studio è ascrivibile al Basso Molise: tale territorio presenta un'estensione di circa 673 km^2 ed è delimitato dai comuni di Roccavivara, Guadialfiera, Bonefro, Collotorto, Rotello, Larino, Montecilfone e Mafalda.

L'area individua un'estesa fascia che comprende i settori medio-bassi delle valli del Trigno e del Biferno fino ai rilievi dei Monti Frentani. Il territorio è caratterizzato da una morfologia prevalentemente collinare con quote variabili dai 240 m ai 480 m. I rilievi montuosi dell'area non superano i 1.000 metri ad eccezione del Monte Mauro (1.042 m) nei pressi di Castelmauro. Queste dorsali si sviluppano secondo un allineamento parallelo con direzione NO-SE e costituiscono versanti a prevalente controllo strutturale. I processi morfogenetici che li dominano sono rappresentati dall'erosione idrica concentrata e dai fenomeni di *creep*.

L'intera area Basso Molise è interessata da processi fluvio-denudazionale associabili a fenomeni di instabilità, sia lenti che rapidi, come scorrimenti e scivolamenti, colamenti e fenomeni complessi, e da fenomeni di erosione superficiale spesso in stretta interazione con i processi di erosione idrica concentrata e lineare accelerata.

La diffusa presenza di lembi di superfici fluvio-denudazionale caratterizza il territorio in corrispondenza delle posizioni sommitali o lungo i versanti. Qui i processi morfogenetici dominanti sono legati all'azione delle acque incanalate e non, e alla forza di gravità che, visto le pendenze, gioca un ruolo piuttosto limitato, favorendo comunque lo sviluppo di fenomeni superficiali quali il *creep* e il soliflusso, nonché di limitati movimenti in massa superficiali e lenti.

Nelle zone di fondovalle dei corsi dei fiumi Trigno, Biferno e Fortore i processi dominanti sono riferibili all'azione di progressiva recinzione delle superfici terrazzate, all'erosione lineare verticale e laterale che localmente può favorire fenomeni franosi. Invece, lungo i tratti da intermedi a terminali dei corsi d'acqua si sviluppano processi legati all'azione fluviale, sia deposizionale che erosionale, che porta ad una continua riconfigurazione morfologica.

Più in particolare, l'Area di Sito si inserisce nella porzione di territorio ubicato in corrispondenza del margine collinare dell'Appennino meridionale compreso tra i Comuni di Rotello, Montorio nei Frentani ed Ururi; il territorio in oggetto risulta caratterizzato da una morfologia con versanti genericamente dolci, alternati ad ampie aree pianeggianti, pianalti e valli incise dal reticolo idrografico; il territorio degrada topograficamente verso le aree costiere, con uno sviluppo progressivo genericamente dolce e regolare. In Figura 3.3 si riporta un'elaborazione grafica rappresentante la topografica del terreno (fonte: DTM - reso disponibile dall'INGV nell'ambito del progetto TINITALY 1.1, con risoluzione spaziale 10 x 10 m), che permette di apprezzare le quote e le pendenze riscontrabili in corrispondenza delle Aree di Sito: le quote in oggetto risultano essere genericamente comprese tra 300 (Cluster A) e 150 (Cluster D) m slm. Come si evince dalla suddetta Figura 3.3, le locali aree caratterizzate da pendenza eccedente i 15% sono state escluse dal progetto in oggetto. L'alto topografico locale risulta essere ubicato in corrispondenza del centro abitato di Montorio nei Frentani, a circa 650 m slm.

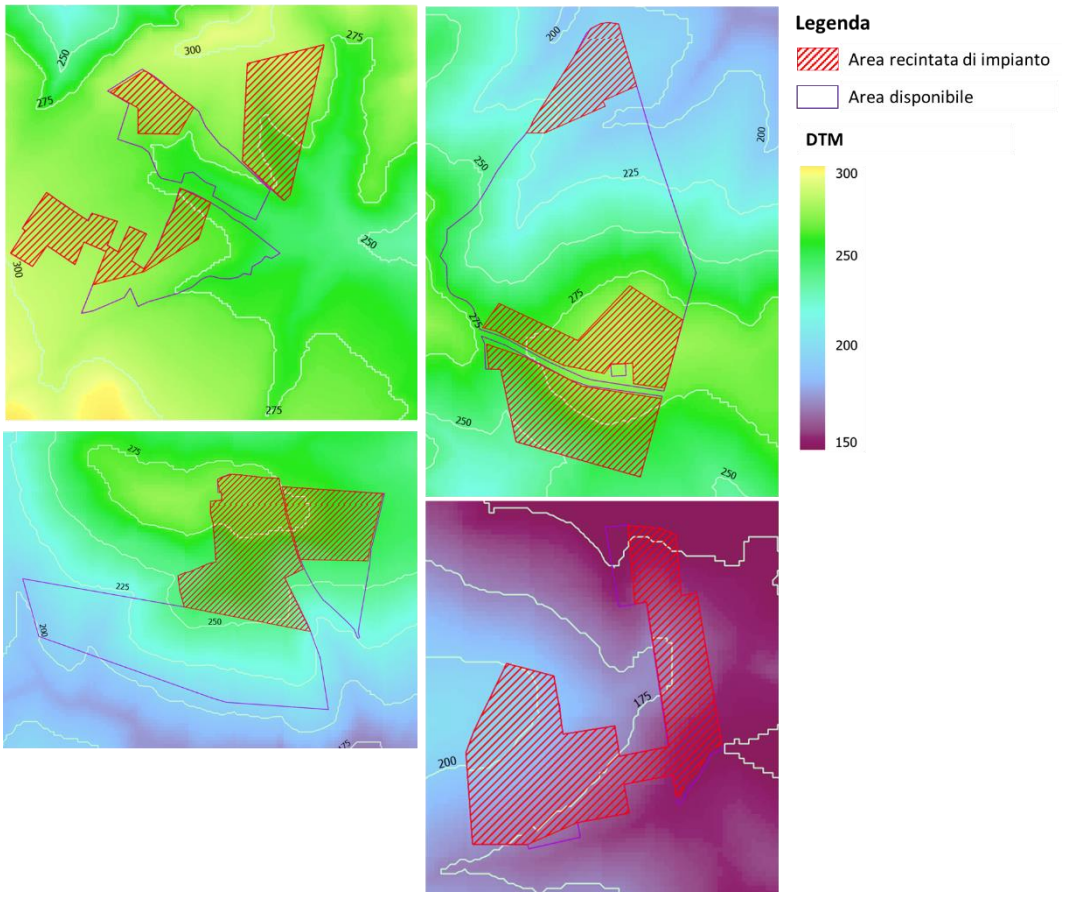

Figura 3.3: Topografia dell'Area di Sito (fonte: DTM progetto TINITALY 1.1)

3.3.2 Inquadramento geologico

L'attuale configurazione dell'Appennino centro-meridionale è il risultato complessivo della continua evoluzione paleografica e dei movimenti tettonici che a più riprese, specialmente nella fase dell'orogenesi appenninica (Mio-Pleistocene), hanno deformato e disarticolato le unità tettoniche preesistenti, complicandone la geometria e contribuendo, successivamente, alla dislocazione dei diversi corpi geologici fino all'individuazione delle unità morfologiche attualmente presenti sul territorio. L'Appennino meridionale è una catena montuosa a falde di ricoprimento, risultante dalla sovrapposizione, dovuta a fasi di tettonica compressiva, di grandi corpi geologici (unità paleografiche) che occupavano distinti bacini di sedimentazione (Figura 3.4). I movimenti compressivi, avvenuti a partire dal Tortoniano medio - Messiniano, hanno traslato le unità stratigrafiche scollandole dalle originarie aree di sedimentazione. Ciò ha creato imponenti fenomeni di sovrascorrimento e fagliamento, con conseguente accostamento di domini, in origine, molto distanti tra loro. Il fronte di compressione, e quindi di accavallamento, si è sviluppato dalle zone occidentali (margine tirrenico) a quelle orientali (margine adriatico) formando archi tettonici sempre più recenti (Scandone, 1989). La situazione geodinamica attuale è il risultato di un lungo processo evolutivo, iniziato nel Cretaceo e proseguito per tutto il Paleogene e Neogene, che ha portato ad un progressivo ed articolato sprofondamento della microzolla adriatica al di sotto della catena dinarica sud-alpina ed appenninica. Alle spalle della catena appenninica, in avanzamento verso l'avampaese adriatico, è avvenuta una successiva espansione delle zone di retroarco che ha generato l'apertura del bacino tirrenico.

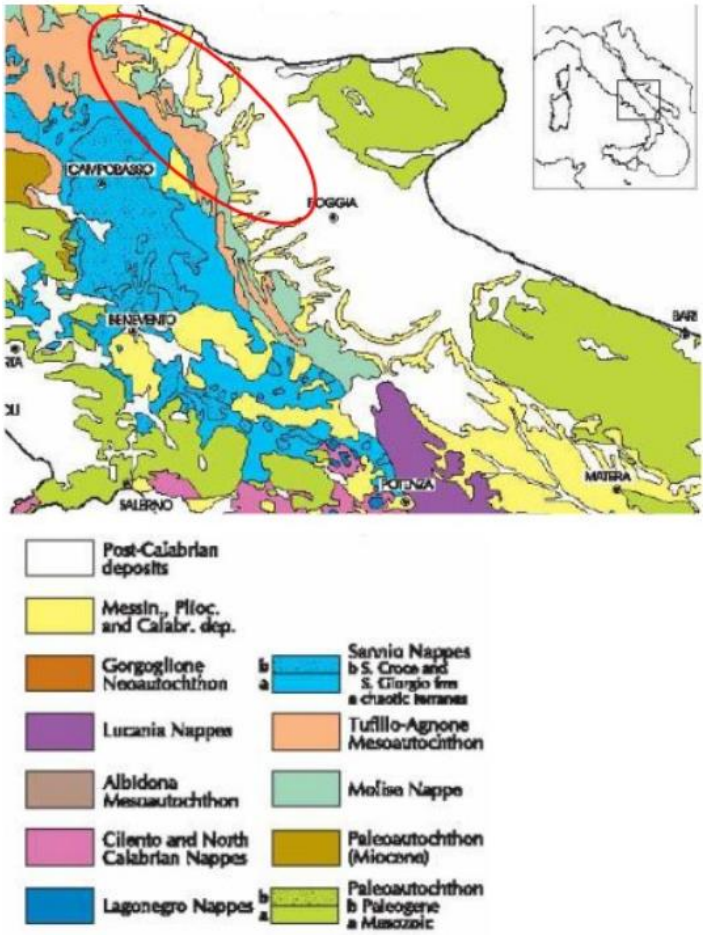

Figura 3.4: Schema strutturale del segmento Calabro-Lucano dell'Appenino Centro Meridionale

Il settore di nostro interesse si materializza geologicamente nelle formazioni appartenenti al complesso più esterno di un sistema di avampaese che possiamo distinguere nelle seguenti n. 3 fasce (da ovest verso est):

- una ristretta fascia montuosa al bordo orientale della dorsale appenninica costituita dai rilievi del gruppo delle Mainarde e dei Monti del Matese, formata da rocce calcaree, calcareo-dolomitiche e dolomitiche di età prevalentemente triassico-cretacica;
- un'ampia fascia che si estende verso est fino all'allineamento Carovilli-Chiauci-Frosolone-Campobasso-Riccia, nella quale affiorano in larga prevalenza formazioni calcareo-marnoso-selciose di età cretacico-oligocenica e complessi flyschioidi miocenici a costituzione arenaceo-marnosa ed argilloso-marnosa.
- una fascia molto estesa, che comprende le medie valli del Trigno e del Biferno fino ai rilievi dei M. Frentani, nella quale affiorano diffusamente terreni a prevalente composizione argillosa (Argille Scagliose o Argille Varicolori) e formazioni flyschioidi calcareo-marnose, arenaceo-marnose e marnoso-argillose di età miocenica.

Più in particolare, in Figura 3.5 si riporta un'elaborazione riportante la sovrapposizione dell'Area di Sito con il Foglio n. 155 "San Severo" (1:100.000) della Carta Geologica d'Italia. Dall'esame della suddetta cartografia è possibile individuare le seguenti principali formazioni interessate i Campi in progetto:

- *Coperture fluvio-lacustri dei pianalti e del 1° ordine di terrazzi* (fl^1): ghiaie più o meno cementate, livelli travertinosi, argille sabbiose, sabbie, calcari pulverulenti ricoperti in generale da "terre nere" ad alto tenore humico (Pleistocene).

- *Argille di Montesecco* (Q^Cp^2): Argille marnose, siltoso-sabbiose, con abbondante macrofauna a prevalenti lamellibranchi e gasteropodi (Pliocene).

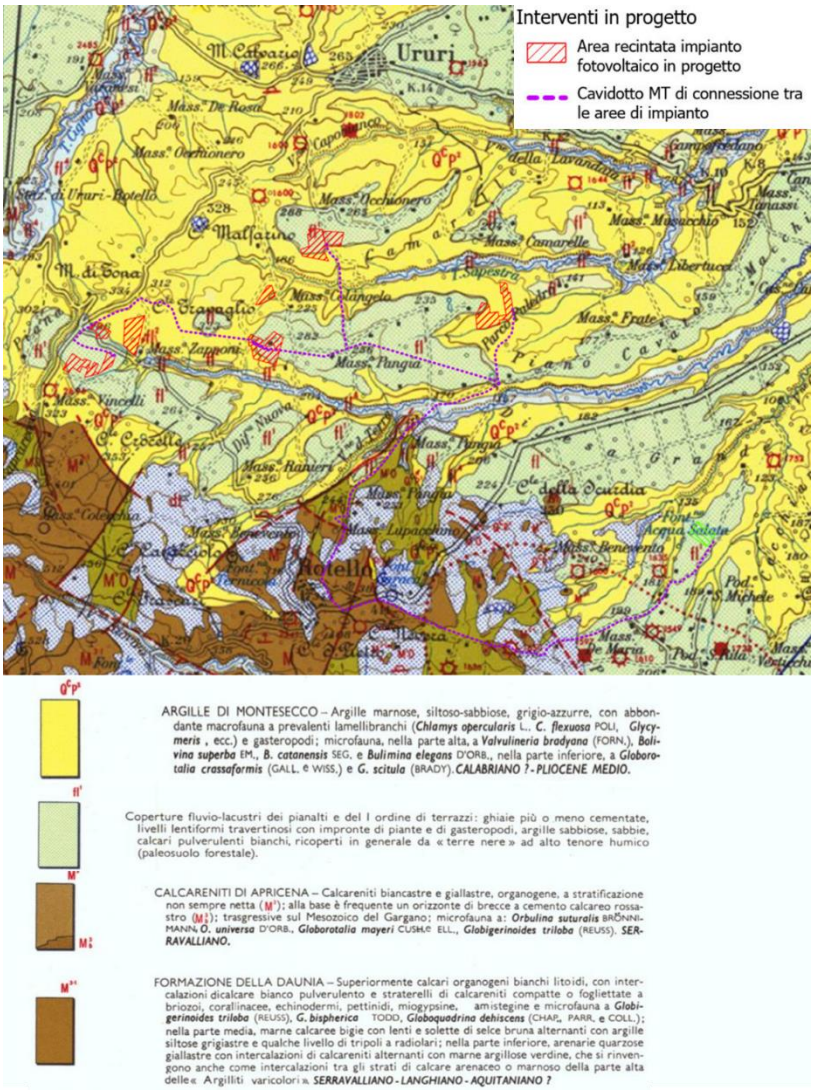

Figura 3.5: Elaborazione Area di SIto e base Carta Geologica 1:100.000 Foglio 155 "San Severo"

3.4 IDROGRAFIA DEL TERRITORIO

3.4.1 Idrografia superficiale

In Molise l'idrografia è piuttosto scarsa e spesso tutti i cosi d'acqua hanno regime torrentizio con piene invernali e marcate magre estive. I fiumi principali sono il Volturno, il Trigno, il Biferno e il Fortore.

L'area di progetto rientra nel Distretto idrografico dell'Appennino Meridionale e, in particolare, nella *Unit of Management* (*UoM*) Saccione, una piccola parte dei campi della zona A ricade all'interno dell *UoM* Biferno e un pezzo di cavidotto a Sud ricade nella *UoM* Fortone.

L'*UoM* Saccione si estende in due Regioni (Molise e Puglia) ed ha una lunghezza del reticolo pari a 305 km. La superficie complessiva è pari a 262,46 kmq.

Alla scala locale il sito, i corpi idrici più prossimi sono il torrente Saccione a Sud dell'area di progetto, il Torrente Sapestra a Nord, il Torrente Ripa di Moro a Ovest in prossimità del campo A.

All'interno dell'area di progetto non ricadono corsi d'acqua principali.

Il tracciato del cavo di connessione interferisce in tre punti con il reticolo idrografico. In particolare, il cavo di connessione interferisce con il Torrente Sapestra, con il Torrente Saccione e poi con il Torrente Mannara nell'ultimo tratto. Per l'individuazione e la risoluzione delle interferenze si rimanda al paragrafo 6.

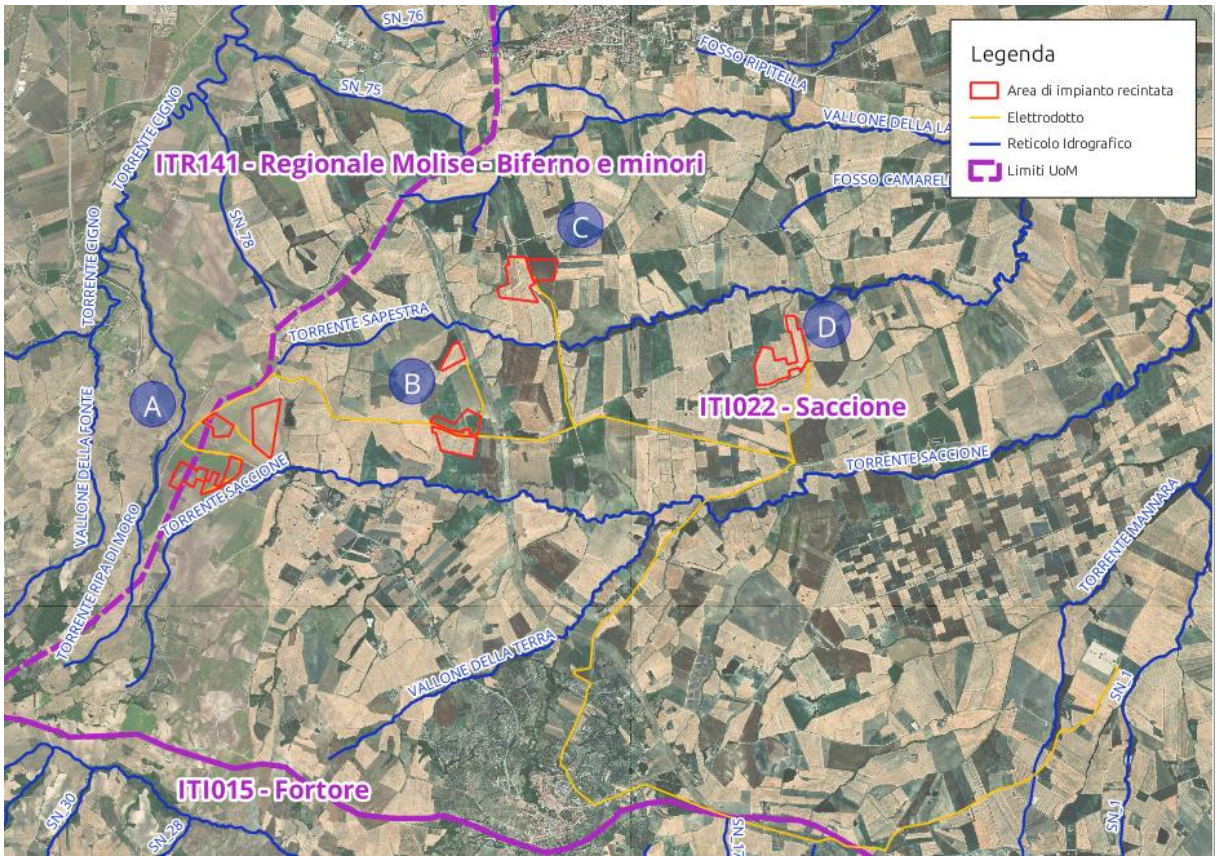

Figura 3.6: Idrografia attorno al sito di progetto e alla linea di connessione

3.4.2 Idrografia sotterranea

La caratterizzazione delle acque sotterranee è desunta dagli studi condotti da Arpa Molise nell'ambito di applicazione del monitoraggio, condotto ai sensi della Direttiva 2000/60/CE, previsto dal Piano di Gestione delle Acque.

Sulla base delle elaborazioni dei dati geologico-strutturali ed in relazione alle informazioni bibliografiche, Arpa Molise ha realizzato una cartografia tematica, a grande denominatore di scala, idrologica ed idrogeologica.

A partire dagli strati informativi relativi ai bacini idrografici ed al reticolo idrografico della Regione Molise ed ai Complessi Idrogeologici, è stata realizzata una "Carta dei Corpi Idrici sotterranei" (cfr.Figura 3.7) dalla quale è possibile ottenere una visione d'insieme circa la loro distribuzione areale.

Dal quadro d'insieme appare evidente come le aree a maggior permeabilità si sviluppano lungo una fascia orientata SE-NW e corrispondono alla dorsale dell'Appennino; le aree a permeabilità minore bordano, sia ad Est che ad Ovest, la citata catena appenninica e costituiscono il naturale acquicludo dei grandi acquiferi carbonatici.

La sovrapposizione della cartografia ottenuta con il Digital Terrain Model (DTM-3D) ha ulteriormente evidenziato, attraverso la differente densità di drenaggio superficiale, le aree interessate maggiormente dalla circolazione idrica sotterranea e le aree a minore permeabilità.

Dall'analisi dei complessi idrogeologici si rileva come la maggior parte degli acquiferi localizzati nei settori centrali della catena siano di natura carbonatica, caratterizzati da un reticolo idrografico con scarsa densità di drenaggio e da numerose scaturigini sorgentizie poste alla base dei rilievi; le piane alluvionali intra-appenniniche (di origine fluvio-lacustre) sono caratterizzate da falde multistrato, in parziale comunicazione idraulica tra loro, e da importanti ravvenamenti provenienti dai grandi acquiferi carbonatici che bordano le piane stesse.

Inoltre, per quanto riguarda le piane costiere, queste si sviluppano nei settori di territorio dove le dinamiche fluviali e marino-costiere, direttamente connesse con le fluttuazioni eustatiche, hanno determinato la formazione di ampie pianure che ospitano falde a bassa soggiacenza e, di conseguenza, ampiamente interconnesse con il reticolo idrografico di superficie.

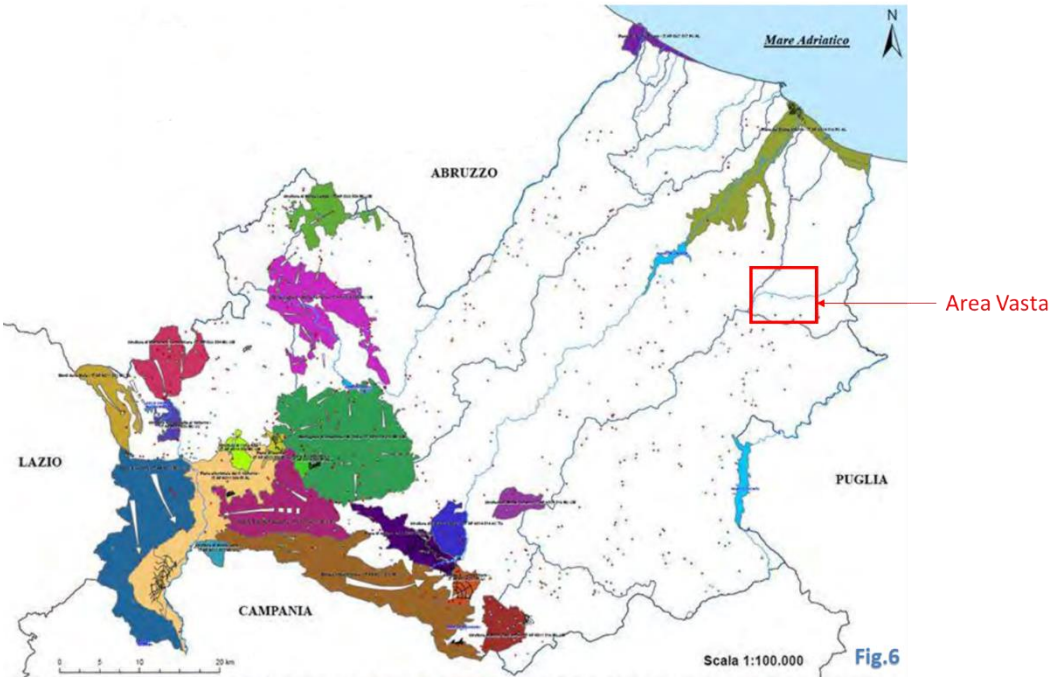

Figura 3.7: Corpi Idrici Sotterranei (fonte: Arpa Molise, Annuario dei dati ambientali 2015 – Resoconto triennale 2012-2014)

Relativamente all'area in esame, la natura sostanzialmente impermeabile delle formazioni argillose presenti fanno sì che l'Area di Sito e le aree circostanti siano sprovvisti di una circolazione idrica sotterranea significativa. L'assenza di una falda acquifera potenzialmente sfruttabile è documentata anche dalle indagini geologico-geotecniche eseguite presso le aree di sito (si veda Relazione Geologica di progetto). Quanto descritto risulta particolarmente evidente se si osserva la Figura 3.7 che mostra la totale assenza di Corpi Idrici Sotterranei nell'area di interesse. L'assenza di corpi idrici sotterranei in corrispondenza dell'Area di Sito trova ulteriore conferma in quanto riportato all'interno della cartografia prodotta nell'ambito del Piano di Gestione delle Acque e del Piano di Tutela delle Acque. A tal proposito si precisa tuttavia che il suddetto PGA identifica un acquifero alluvionale in corrispondenza della Bassa Valle del Saccione, classificato in ambito PGA quale un acquifero soggetto ad una "pressione significativa" da attività agricole diffuse: sulla base della suddetta cartografia, tuttavia, tale acquifero risulterebbe comunque esterno all'Area di Sito, estendendosi geograficamente ad una distanza superiore a 3 km dalle aree di progetto.

Si specifica che le indagini geologico-geotecniche eseguite presso le aree di sito (si veda Relazione Geologica di progetto) hanno evidenziato che nelle litologie presenti in sito, ovvero terreni di matrice argillosa e limosa con intercalazioni sabbiose, possono essere localmente presenti terreni saturi a varia permeabilità, non assimilabili a vere a proprie falde acquifere.

Tali terreni potrebbero consentire il prelevamento di piccole quantità di acqua da utilizzare ai fini agricoli per irrigazioni di soccorso. A riprova di tali considerazioni sono stati osservati in prossimità dei terreni oggetto di intervento alcuni pozzi idrici di raccolta di tali acque di strato (cfr. Figura 3.8).

Figura 3.8: Pozzi presenti in prossimità del Cluster C

4. INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'AREA DI PROGETTO

I comuni di Montorio (CB), Ururi (CB) e Rotello (CB) appartengono al Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, le Unità di Gestione (UoM) sono:

- ITI022: Bacino Saccione
- ITR141: Bacini idrografici Biferno e minori del Molise (solo una piccola parte dell'area di impianto e di cavo di connessione)

Con D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. sono state soppresse le Autorità di Bacino di cui alla ex L.183/89 e istituite, in ciascun distretto idrografico, le Autorità di Bacino Distrettuali. Ai sensi dell'art. 64, comma 1, del suddetto D.lgs. 152/2006, come modificato dall'art. 51, comma 5 della Legge 221/2015, il territorio nazionale è stato ripartito in 7 distretti idrografici tra i quali quello dell'Appennino Meridionale, comprendente i bacini idrografici nazionali Liri-Garigliano e Volturno, i bacini interregionali Sele, Sinni e Noce, Bradano, Saccione, Fortore e Biferno, Ofanto, Lao, Trigno ed i bacini regionali della Campania, della Puglia, della Basilicata, della Calabria, del Molise.

Le Autorità di Bacino Distrettuali, dalla data di entrata in vigore del D.M. n. 294/2016, a seguito della soppressione delle Autorità di Bacino Nazionali, Interregionali e Regionali, esercitano le funzioni e i compiti in materia di difesa del suolo, tutela delle acque e gestione delle risorse idriche previsti in capo alle stesse dalla normativa vigente nonché ogni altra funzione attribuita dalla legge o dai regolamenti. Con il DPCM del 4 aprile 2018 (pubblicato su G.U. n. 135 del 13/06/2018) - emanato ai sensi dell'art. 63, c. 4 del decreto legislativo n. 152/2006 - è stata infine data definitiva operatività al processo di riordino delle funzioni in materia di difesa del suolo e di tutela delle acque avviato con Legge 221/2015 e con D.M. 294/2016.

L'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, in base alle norme vigenti, ha fatto proprie le attività di pianificazione e programmazione a scala di Bacino e di Distretto idrografico relative alla difesa, tutela, uso e gestione sostenibile delle risorse suolo e acqua, alla salvaguardia degli aspetti ambientali svolte dalle ex Autorità di Bacino Nazionali, Regionali, Interregionali in base al disposto della ex legge 183/89 e concorre, pertanto, alla difesa, alla tutela e al risanamento del suolo e del sottosuolo, alla tutela quali–quantitativa della risorsa idrica, alla mitigazione del rischio idrogeologico, alla lotta alla desertificazione, alla tutela della fascia costiera ed al risanamento del litorale (in riferimento agli articoli 53, 54 e 65 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e s.m.i.).

La pianificazione di bacino fino ad oggi svolta dalle ex Autorità di Bacino ripresa ed integrata dall'Autorità di Distretto, costituisce riferimento per la programmazione di azioni condivise e partecipate in ambito di governo del territorio a scala di bacino e di distretto idrografico.

Nei paragrafi seguenti verranno individuate le interferenze tra i piani PAI e PGRA, con il layout di progetto ed il tracciato del cavo di connessione.

4.1 PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

I Piani Stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (di seguito definito PAI) del Bacino Saccione e dei Bacini idrografici Biferno e minori del Molise sono redatti ai sensi dell'art. 17 comma 6-ter della Legge 18 maggio 1989 n.183, riguardano il settore funzionale della pericolosità e del rischio idrogeologico, come richiesto dall'art. 1 del Decreto Legge 11 giugno 1998, n. 180, e dall'art. 1 –bis del Decreto Legge 12 ottobre 2000, n. 279.

Il PAI, nell'ambito del settore funzionale di competenza, persegue le finalità dell'art. 3 della L. 183/89, con particolare riferimento ai contenuti del comma 3, lettere b), c), d), f), l), m), dell'art. 17 della medesima legge.

Il PAI ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo, tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso riguardanti l'assetto idrogeologico del bacino idrografico, quale individuato al successivo art. 3.

Il PAI, allo scopo di perseguire le finalità di cui al comma 1, definisce norme atte a favorire il riequilibrio dell'assetto idrogeologico del Bacino Regionale Puglia e Interregionale Ofanto, nel rispetto degli assetti naturali, della loro tendenza evolutiva e delle potenzialità d'uso del territorio, in modo da garantire il corretto sviluppo del territorio dal punto di vista infrastrutturale-urbanistico e indirizzare gli ambiti di gestione e pianificazione del territorio.

L'assetto idrogeologico comprende:

a) l'assetto idraulico riguardante le aree a pericolosità e a rischio idraulico;

b) l'assetto dei versanti riguardante le aree a pericolosità e a rischio di frana.

Per quanto l'assetto idraulico, Il PAI individua e perimetra a scala di bacino le aree inondabili per eventi con tempo di ritorno assegnato e le classifica in base al livello di pericolosità idraulica.

Si individuano le seguenti tre classi di aree a diversa pericolosità idraulica:

- Aree a pericolosità idraulica alta (P3): aree inondabili per tempo di ritorno minore o uguale a 30 anni;
- Aree a pericolosità idraulica moderata (P2): aree inondabili per tempo di ritorno maggiore di 30 e minore o uguale a 200 anni;
- Aree a pericolosità idraulica bassa (P1): aree inondabili per tempo di ritorno maggiore di 200 e minore o uguale a 500 anni.

Il PAI definisce anche peri tratti fluviali non studiati, una fascia di rispetto pari a:

- 40 metri per il reticolo principale;
- 20 metri per il reticolo minore (corsi d'acqua identificabili sulla cartografia IGM scala 1:25.000 con propria denominazione);
- 10 metri per il reticolo minuto (restanti corsi d'acqua distinguibili sulla cartografia IGM scala 1:25.000 ma privi di una propria denominazione).

L'area di progetto non interferisce con le aree di pericolosità. Si può notare dalla Figura 4.1 che c'è interferenza con il reticolo minuto e quindi anche con la fascia di rispetto di 10 m.

Per quanto riguarda la linea di connessione, dalla Figura 4.5 si evince che l'elettrodotto interferisce con la mappa di pericolosità e con le fasce di rispetto fluviale definite dal PAI in diversi punti. Si rimanda al paragrafo 6 per lo studio di compatibilità, l'individuazione e la risoluzione delle interferenze.

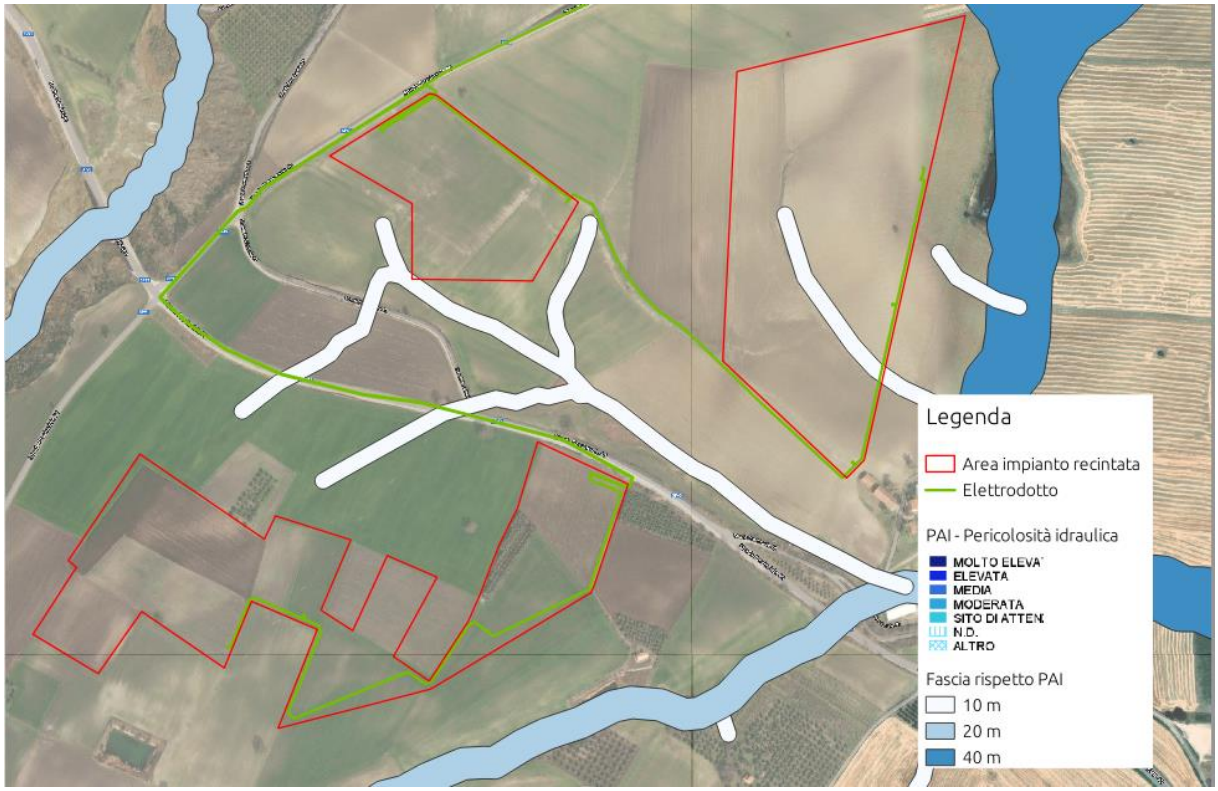

Figura 4.1: Stralcio PAI in corrispondenza dell'area di impianto A

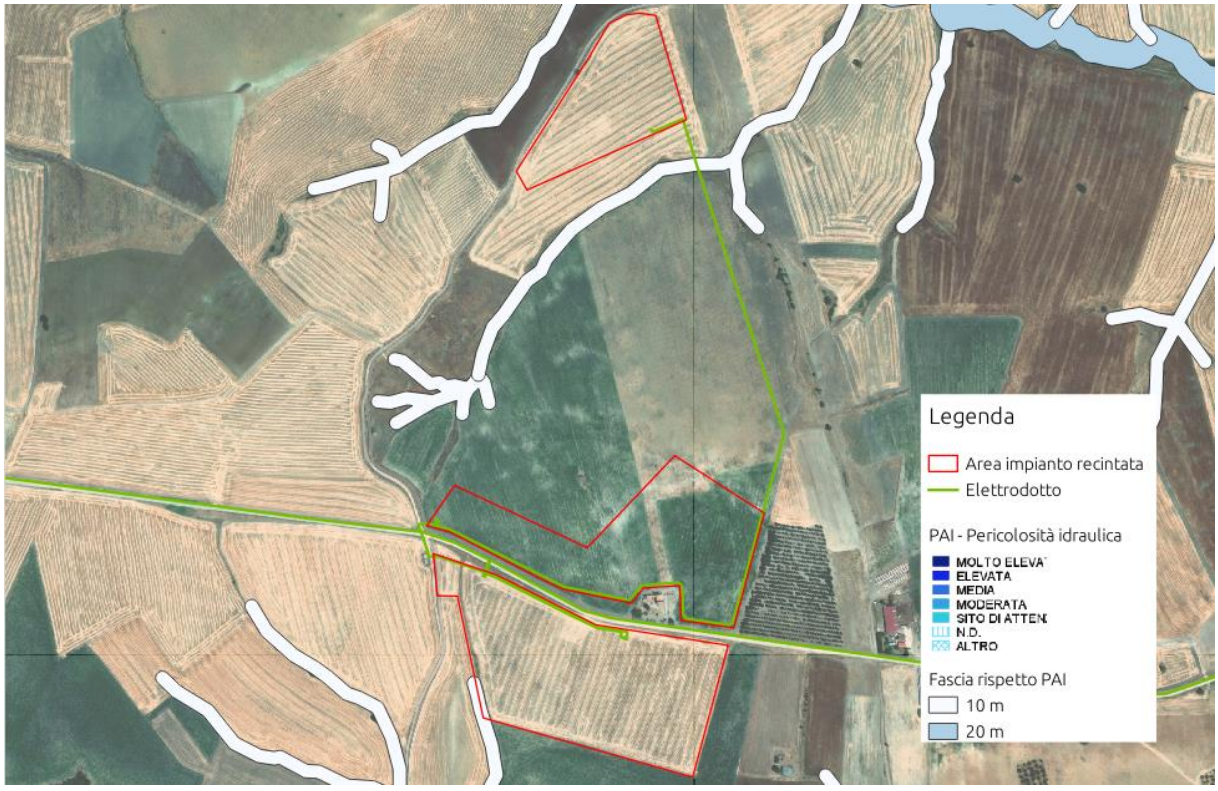

Figura 4.2: Stralcio PAI in corrispondenza dell'area di impianto B

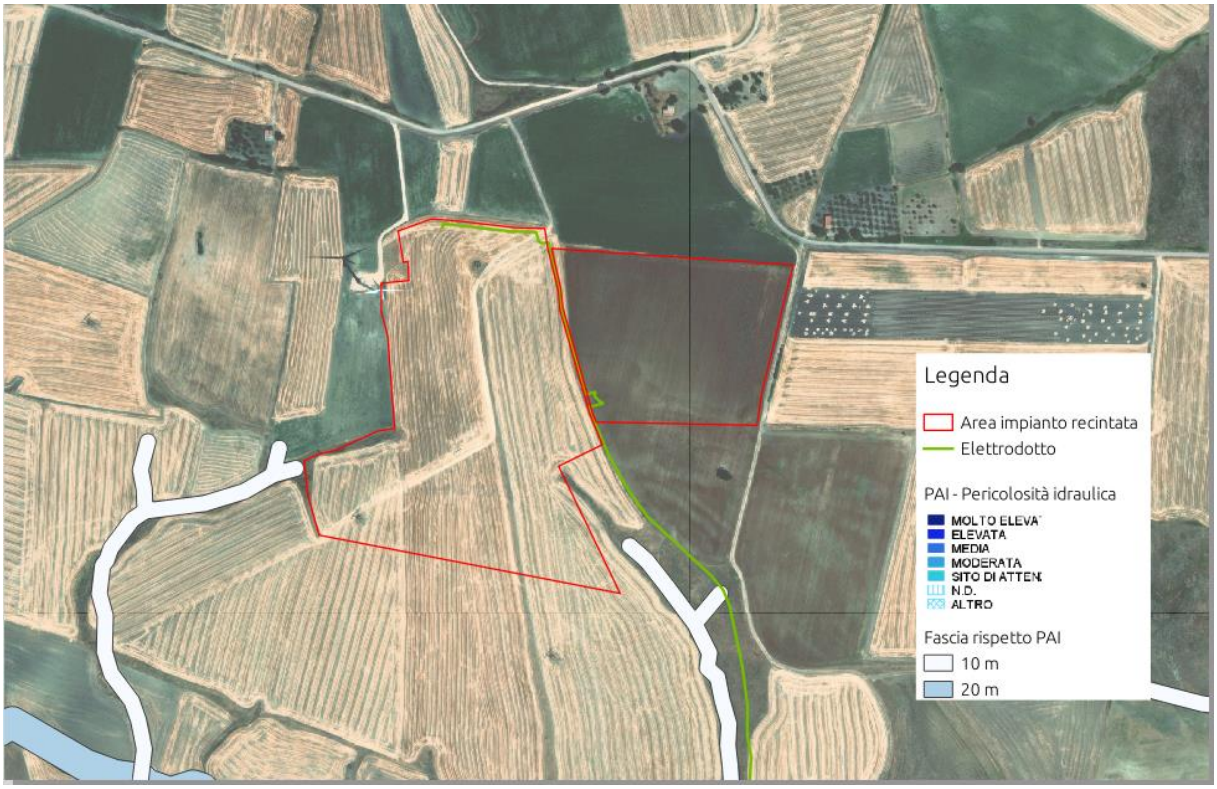

Figura 4.3: Stralcio PAI in corrispondenza dell'area di impianto C

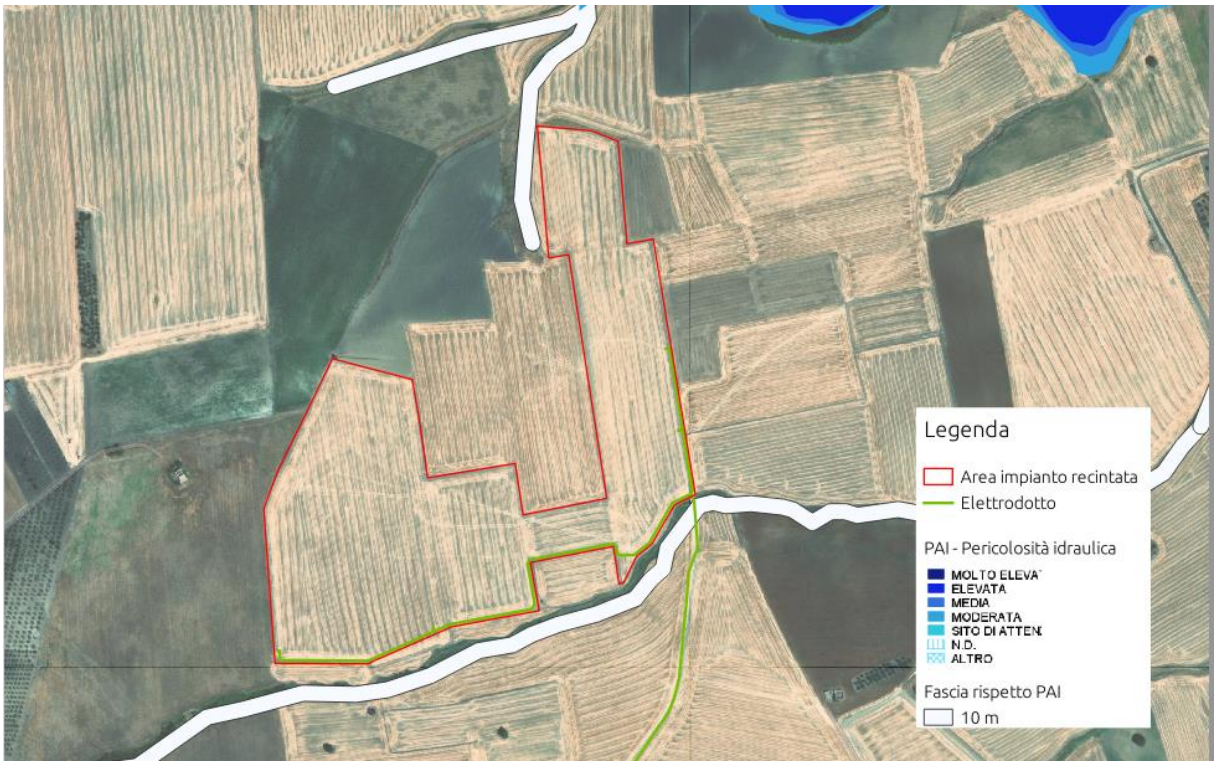

Figura 4.4: Stralcio PAI in corrispondenza dell'area di impianto D

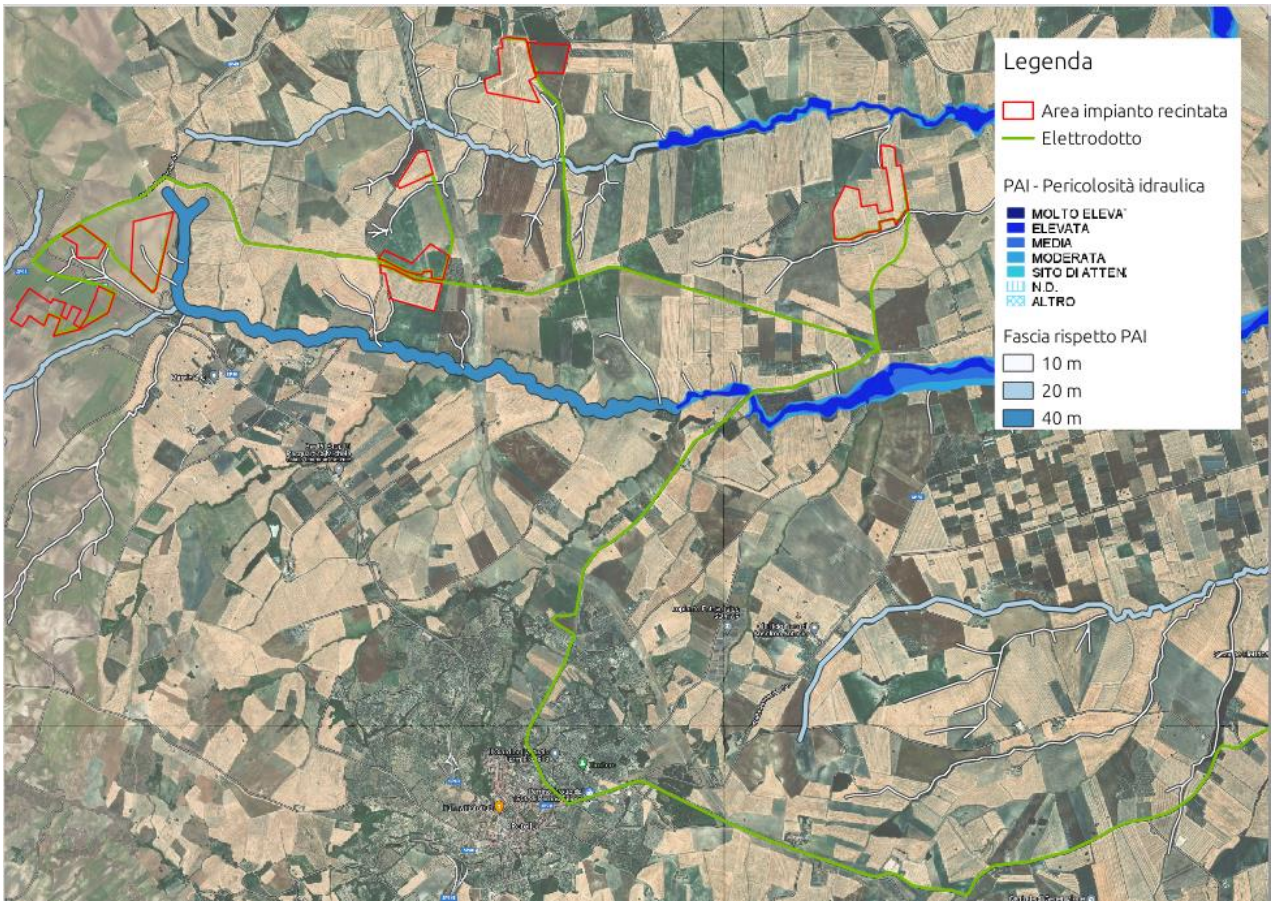

Figura 4.5: Stralcio PAI con area di progetto (rosso) e cavidotto (verde)

4.2 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)

La Direttiva Comunitaria "Alluvioni" 2007/60/CE del 23 ottobre 2007, derivata dalla più generale Direttiva Comunitaria "Acque" 2000/60/CE, istituisce un quadro di riferimento omogeneo a scala europea per la gestione dei fenomeni alluvionali e persegue l'obiettivo di ridurre i rischi di conseguenze negative derivanti dalle alluvioni soprattutto per la vita e la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale, l'attività economica e le infrastrutture.

La direttiva Alluvioni è stata recepita in Italia dal D. Lgs. 49/2010 che ha introdotto il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) da predisporsi per ciascuno dei distretti idrografici individuati nell'art. 64 del D. Lgs. 152/2006.

Il Piano di Gestione del rischio alluvioni (PGRA) è lo strumento di riferimento nella pianificazione in ambito distrettuale della strategia per la gestione del rischio da alluvioni. In considerazione dell'art.7 co.6 lett. a) e b) del D.Lgs. 49/2010, gli Enti territorialmente interessati sono tenuti a conformarsi alle disposizioni del PGRA rispettandone le prescrizioni nel settore urbanistico, ai sensi dei commi 4 e 6 dell'articolo 65 del decreto legislativo n. 152 del 2006 e predisponendo o adeguando, nella loro veste di organi di protezione civile, per quanto di competenza, i piani urgenti di emergenza di cui all'articolo 67, comma 5, del decreto legislativo n. 152 del 2006, facendo salvi i piani urgenti di emergenza già predisposti ai sensi dell'articolo 1, comma 4, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180, convertito, con modificazioni, dalla legge 3 agosto 1998, n. 267. Si specifica, inoltre, che dalla data di pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale e sul Bollettini Regionali, negli ambiti perimetrati dalle mappe del PGRA e non ricompresi nei PAI, vigono misure di salvaguardia, le quali decadono con l'adozione del Decreto Segretariale di aggiornamento dei relativi PAI e, comunque, non oltre novanta giorni dalla data di pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale e sui Bollettini Ufficiali delle Regioni della delibera di adozione di

tali misure di salvaguardia da parte della Conferenza Istituzionale permanente. Definizione degli scenari di probabilità nel Distretto

La definizione degli scenari di probabilità nel Distretto dell'Appennino Meridionale, partendo dalle indicazioni fornite dal D.Lgs. 49/2010, tiene conto innanzitutto dell'origine dell'alluvione (fluviale, pluviale, marina da elevato trasporto solido). Per le alluvioni di origine fluviale i tempi di ritorno utilizzati nelle modellazioni sono i seguenti:

- Aree a bassa pericolosità (LPH): aree inondabili per tempo di ritorno maggiore di 200 anni e minore o uguale a 500 anni;
- Aree a media pericolosità (MPH): aree inondabili per tempo di ritorno maggiore di 30 anni e minore o uguale a 200 anni;
- Aree ad alta pericolosità (HPH): aree inondabili per tempo di ritorno minore o uguale a 30 anni.

Il layout di progetto non interferisce con il PGRA, mentre il cavo di connessione interferisce con il PGRA, nelle aree a pericolosità alluvionale media e alta. Si rimanda al paragrafo 6 per lo studio di compatibilità, l'individuazione e la risoluzione delle interferenze.

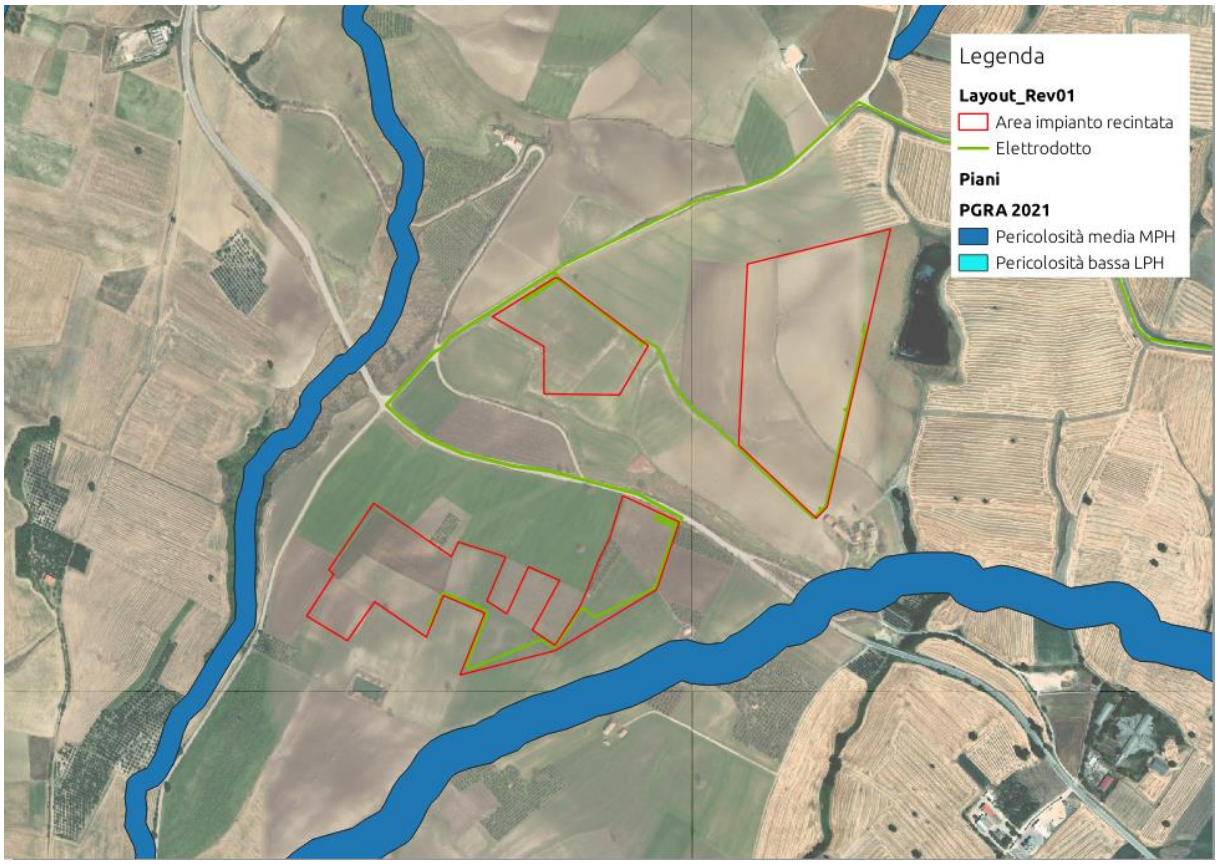

Figura 4.6: Stralcio PGRA in corrispondenza dell'area di impianto A

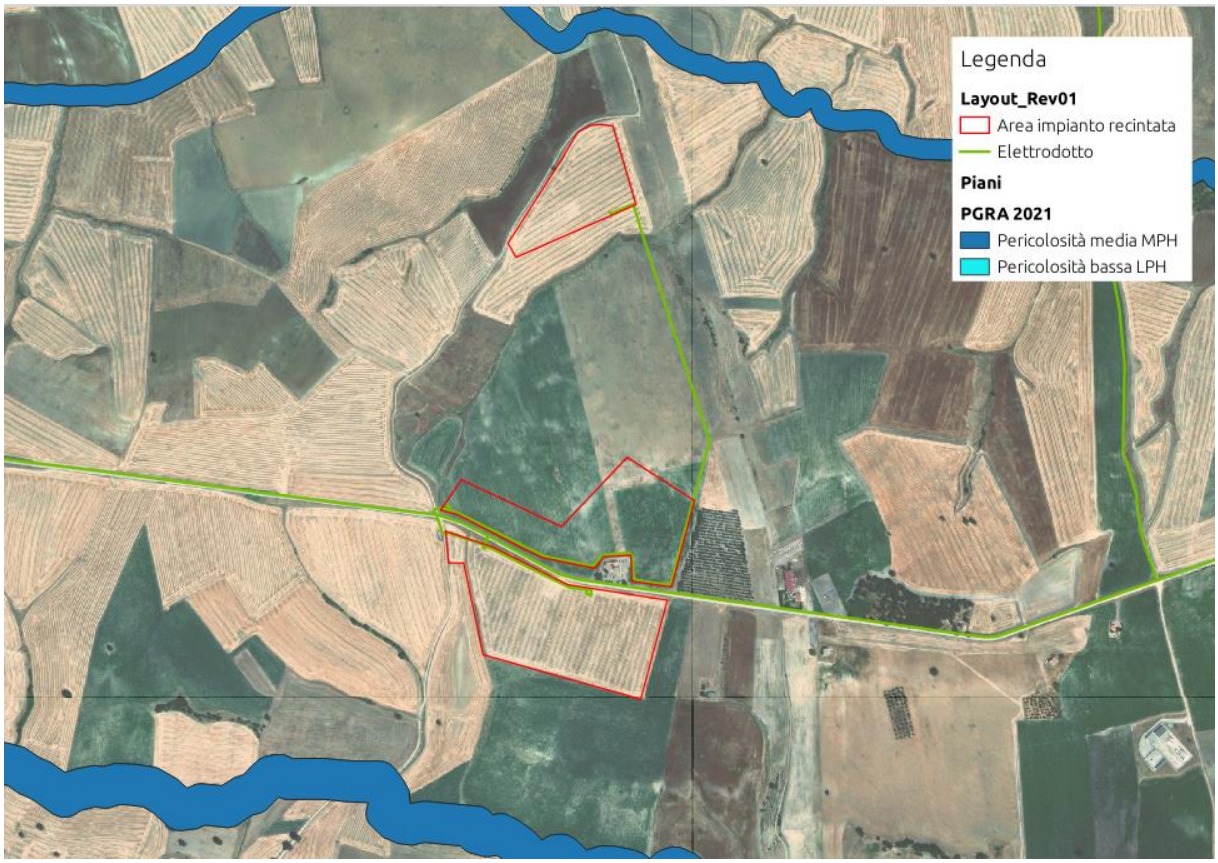

Figura 4.7: Stralcio PGRA in corrispondenza dell'area di impianto B

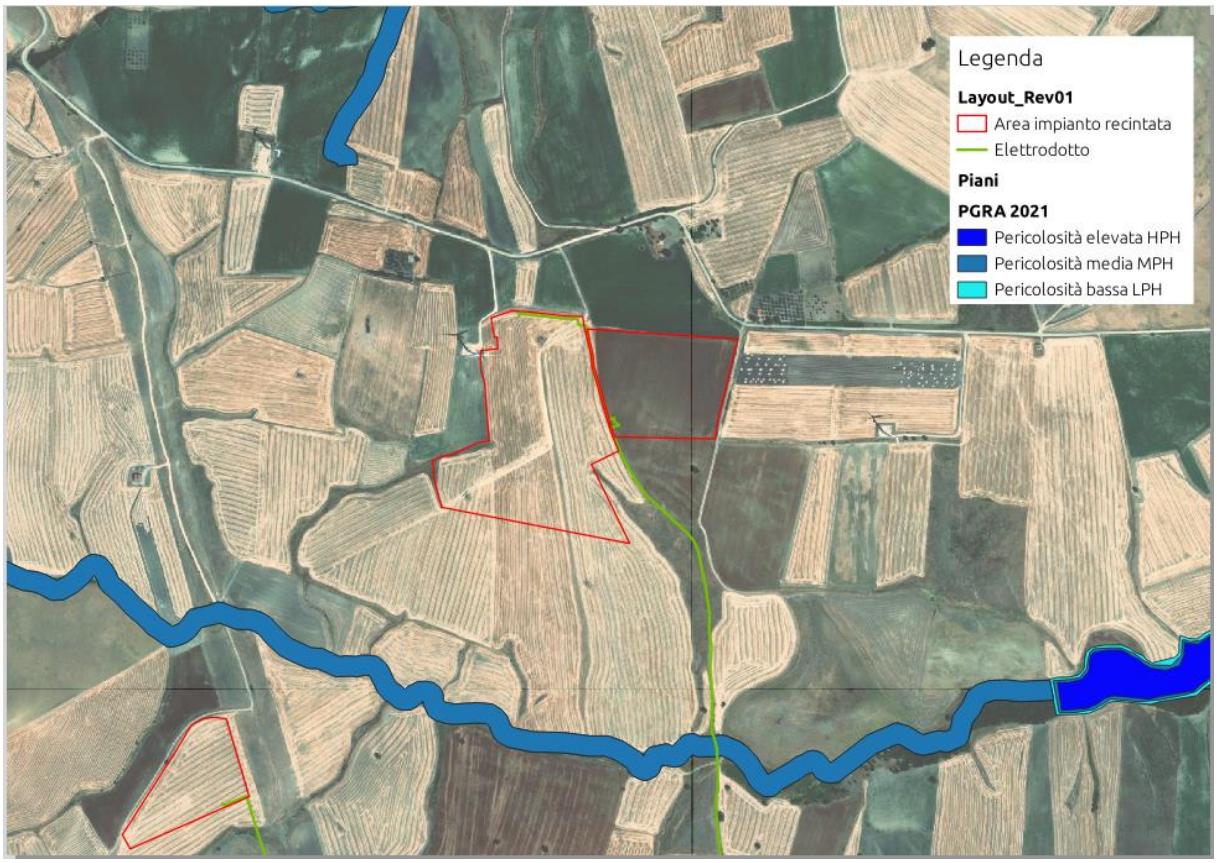

Figura 4.8: Stralcio PGRA in corrispondenza dell'area di impianto C

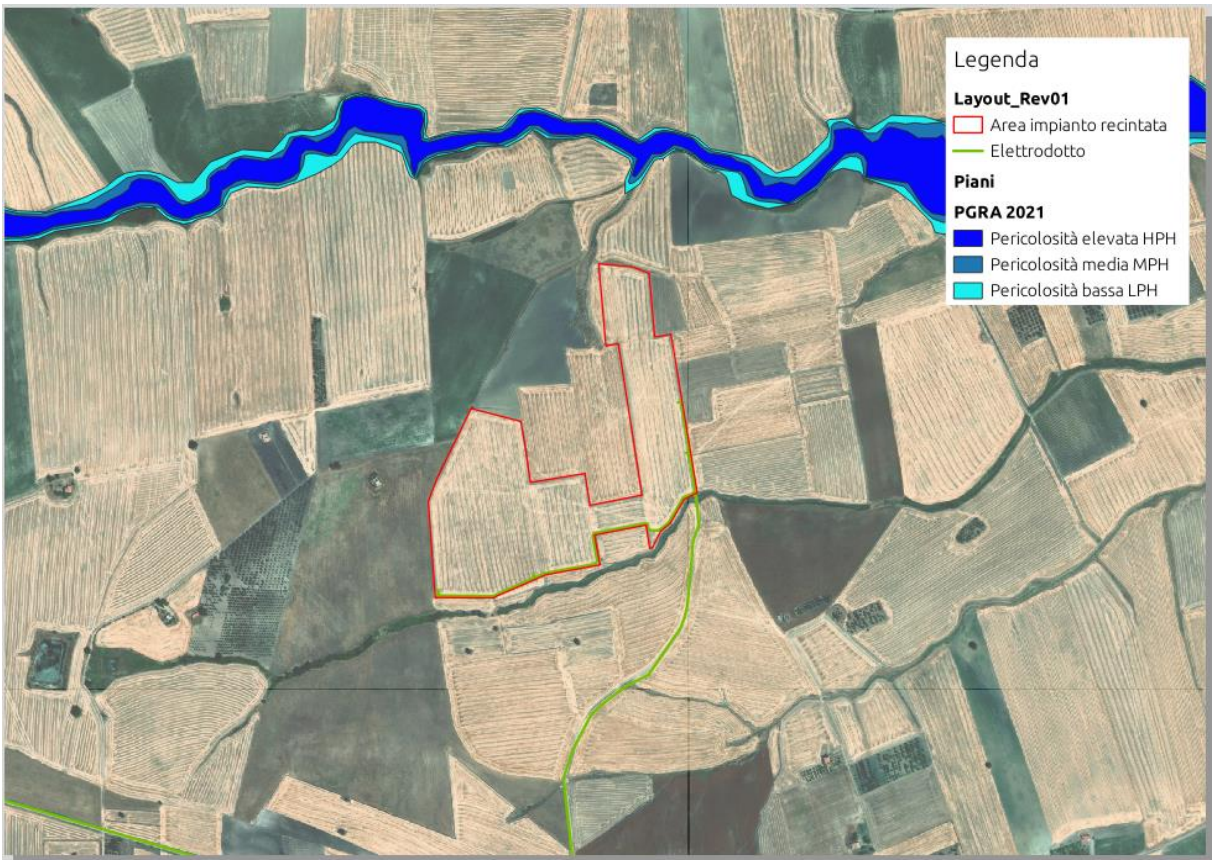

Figura 4.9: Stralcio PGRA in corrispondenza dell'area di impianto D

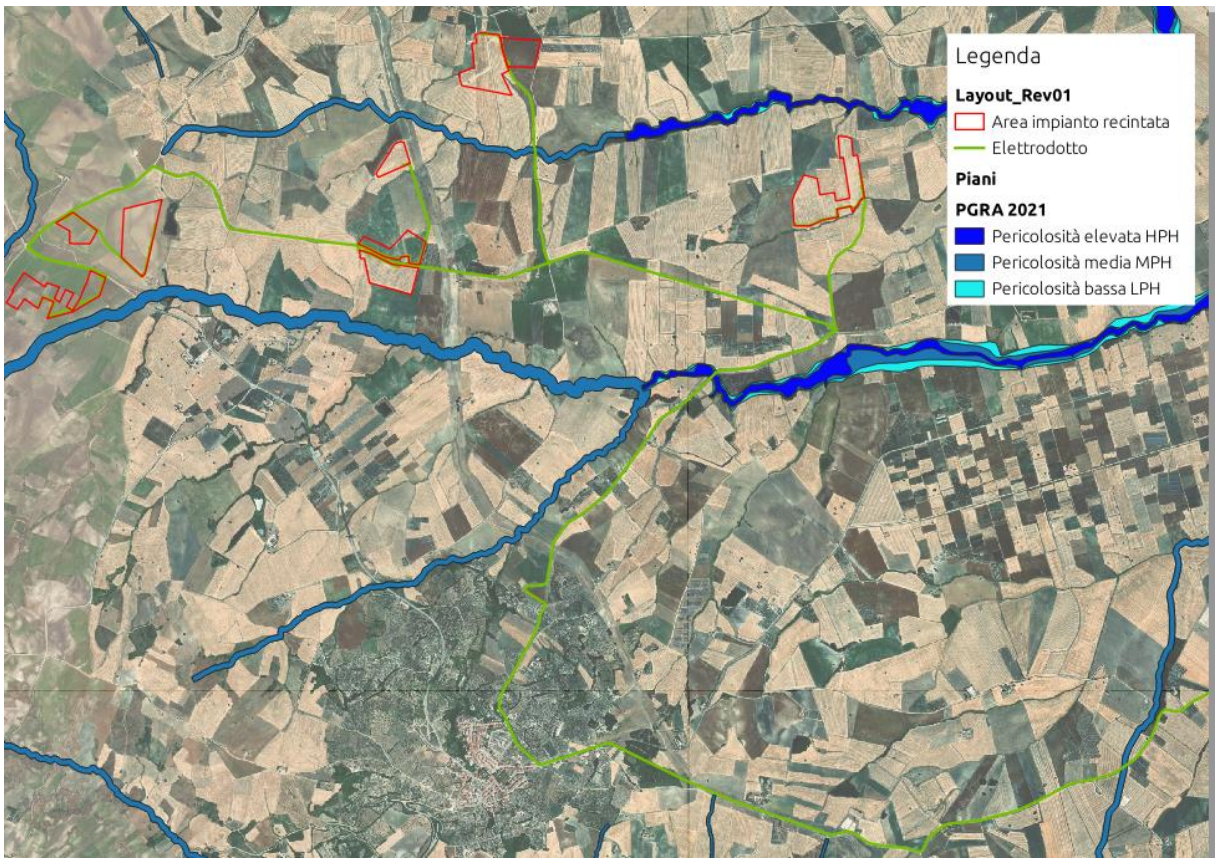

Figura 4.10: Stralcio PGRA con area di progetto (rosso) e cavidotto (verde)

5. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE INTERVENTI

I criteri con cui è stata realizzata la progettazione idraulica definitiva dell'impianto agrivoltaico fanno riferimento sostanzialmente a:

- rispetto del PAI/PGRA e normativa sulla base dell'ultimo aggiornamento e del principio di invarianza idraulica nella predisposizione del layout;
- rispetto delle leggi e delle normative di buona tecnica vigenti;
- ottimizzazione del rapporto costi/benefici;
- impiego di materiali sostenibili componenti di elevata qualità, efficienza, lunga durata e facilmente reperibili sul mercato;
- valutazione qualitativa dei rischi interni ed esterni idraulici;
- analisi delle pendenze (sulla base del DTM tinitaly 10x10m);
- valutazione sul rispetto dei potenziali punti di scarico e dei percorsi di drenaggio naturale esistenti al fine di ridurre l'impatto e migliorare la gestione delle acque;
- applicazione di sistemi di drenaggio sostenibili.

5.1 LAYOUT DI IMPIANTO

L'area dedicata all'installazione dei pannelli fotovoltaici è composta da 9 sezioni (campi), raggruppate in 4 aree (A, B, C e D). I dettagli relativi alla potenza, al numero di strutture e ai moduli presenti in ciascuna sezione sono riportati nella Tabella 5.1. Inoltre il layout dell'impianto è stato progettato considerando le seguenti specifiche:

- Larghezza massima struttura in pianta: 4,788 m;
- Altezza massima struttura: 4,95 m;
- Pitch (distanza palo-palo) tra le strutture: 10,00 m;
- Larghezza viabilità del sito: 3,50 m;
- Disposizione dei moduli fotovoltaici sulle strutture di sostegno in 2 file (2p);

Tabella 5.1: Dati di progetto

IMPIANTO	STRUTTURA	N MODULI X STRUTTURA	N STRUTTURE	N MODULI COMPLESSIVI	POTENZA MODULO (WP)	POTENZA COMPLESSIVA (MWP)
SEZIONE A1	TIPO 1: 2x14	28	14	392	670	0,26
SEZIONE A1	TIPO 2X28	56	60	3 360	670	2,25
TOTALE SEZ A1			74	3 752	670	2,51
SEZIONE A2	TIPO 1: 2x14	28	10	280	670	0,19
SEZIONE A2	TIPO 2X28	56	156	8 736	670	5,85
TOTALE SEZ A2			166	9 016	670	6,04
SEZIONE A3	TIPO 1: 2x14	28	27	756	670	0,51
SEZIONE A3	TIPO 2X28	56	137	7 672	670	5,14
TOTALE SEZ A3			164	8 428	670	5,65
SEZIONE B1	TIPO 1: 2x14	28	9	252	670	0,17
SEZIONE B1	TIPO 2X28	56	53	2 968	670	1,99
TOTALE SEZ B1			62	3 220	670	2,16
SEZIONE B2	TIPO 1: 2x14	28	23	644	670	0,43
SEZIONE B2	TIPO 2X28	56	97	5 432	670	3,64

IMPIANTO	STRUTTURA	N MODULI X STRUTTURA	N STRUTTURE	N MODULI COMPLESSIVI	POTENZA MODULO (WP)	POTENZA COMPLESSIVA (MWP)
TOTALE SEZ B2			120	6 076	670	4,07
SEZIONE B3	TIPO 1: 2x14	28	19	532	670	0,36
SEZIONE B3	TIPO 2X28	56	56	3 136	670	2,10
TOTALE SEZ B3			75	3 668	670	2,46
SEZIONE C1	TIPO 1: 2x14	28	18	504	670	0,34
SEZIONE C1	TIPO 2X28	56	115	6 440	670	4,31
TOTALE SEZ C1			133	6 944	670	4,65
SEZIONE C2	TIPO 1: 2x14	28	11	308	670	0,21
SEZIONE C2	TIPO 2X28	56	92	5 152	670	3,45
TOTALE SEZ C2			103	5 460	670	3,66
SEZIONE D1	TIPO 1: 2x14	28	36	1 008	670	0,68
SEZIONE D1	TIPO 2X28	56	272	15 232	670	10,21
TOTALE SEZ D1			308	16 240	670	10,88
TOTALE			**680**	**62.804**	**670**	**42,08**

Figura 5.1 - Layout di progetto

5.2 DESCRIZIONE IMPIANTO

L'impianto agrivoltaico con potenza nominale di picco pari a 42,08 MW è così costituito da:

- n. 13 Power Station (PS) contenenti quadro BT di parallelo inverter, trasformatore elevatore con potenza fino a 800 kVA, dispositivi elettromeccanici di protezione e sezionamento ausiliari;
- n. 9 Cabine di Monitoraggio
- n. 3 Cabine di Consegna
- n. 1 Cabina di raccolta campi 36 kV;
- n. 7 locale deposito O$M;
- n. 1 Stazione di Trasformazione 150/36 kV e relativo collegamento alla rete RTN;
- Impianto elettrico, costituito da:
    - Una rete di distribuzione dell'energia elettrica in AT in elettrodo interrato costituito da cavi a 36 kV per la connessione delle PS alla cabina di raccolta a 36 kV;
    - Una rete telematica interna di monitoraggio in fibra ottica e/o RS485 per il controllo dell'impianto fotovoltaico (parametri elettrici relativi alla generazione di energia e controllo delle strutture tracker) e trasmissione dati via modem o via satellite;
    - Una rete elettrica interna in bassa tensione per l'alimentazione dei servizi ausiliari di centrale (controllo, sicurezza, illuminazione, TVCC, forza motrice ecc.) e dei tracker (motore di azionamento).
- Opere civili di servizio, costituite principalmente da basamenti per le cabine/PS, edifici prefabbricati, opere di viabilità, posa cavi, recinzioni.
- I moduli fotovoltaici saranno installati su apposite strutture metalliche di sostegno tipo tracker fondate su pali infissi nel terreno;

  L'impianto è completato da:

    - tutte le infrastrutture tecniche necessarie alla conversione DC/AC della potenza generata dall'impianto e dalla sua consegna alla rete di distribuzione nazionale;

- opere accessorie, quali: impianti di illuminazione, videosorveglianza, monitoraggio, cancelli e recinzioni.

L'impianto dovrà essere in grado di alimentare dalla rete tutti i carichi rilevanti (ad esempio: quadri di alimentazione, illuminazione). Inoltre, in mancanza di alimentazione dalla rete, tutti i carichi di emergenza verranno alimentati da un generatore temporaneo di emergenza, che si ipotizza possa essere rappresentato da un generatore diesel.

Di seguito si riporta la descrizione dei principali componenti d'impianto; per dati di tecnici maggior dettaglio si rimanda alle relazioni e agli elaborati dedicati.

5.2.1 Moduli fotovoltaici

I moduli fotovoltaici sono moduli bifacciali del tipo in silicio monocristallino ad alta efficienza e ad elevata potenza nominale (670Wp) tipo TRINA SOLAR VERTEX TSM-DEG21C.20W da 670 W o similare. Questa soluzione permette di ridurre il numero totale di moduli necessari per coprire la taglia prevista dell'impianto, ottimizzando l'occupazione del suolo.

La tipologia specifica dei moduli sarà definita in fase esecutiva cercando di favorire la filiera di produzione locale. Le caratteristiche preliminari dei moduli utilizzati per il dimensionamento dell'impianto sono riportate nella seguente tabella

Tabella 5.2: Caratteristiche modulo fotovoltaico di progetto

GRANDEZZA	VALORE
Potenza nominale (Pmax)	670 Wp
Efficienza nominale	21,4% @ STC
Tensione di uscita a vuoto (Voc)	46,3 V
Corrente di corto circuito (Isc)	18,55 A
Tensione di uscita a Pmax (Vmp)	38,5 V
Corrente nominale a Pmax (Imp)	17,43 A
Dimensioni	2384x1303x35 mm

Nella parte posteriore di ogni modulo sono collocate le scatole di giunzione per il collegamento dei moduli al resto dell'impianto. Tali scatole, che hanno grado di protezione IP68, sono dotate di 3 diodi di by-pass per evitare il flusso di corrente in direzione inversa (ad esempio in caso di ombreggiamento dei moduli) e conseguenti fenomeni di hot-spot che potrebbero danneggiare i moduli stessi.

I moduli sono marcati CE e sono certificati in classe si isolamento II e rispondenti alle norme:

- IEC 61215, IEC 61730, UL 61730
- ISO 9001:2008: ISO Quality Management System
- ISO 14001:2004: ISO Environment Management System
- TS62941: Guideline for module design qualification and type approval
- OHSAS 18001:2007: Occupational Health and Safety

5.2.2 Strutture di supporto dei moduli fotovoltaici

L'impianto in progetto prevede l'installazione di strutture di supporto dei moduli fotovoltaici (realizzate in materiale metallico), disposte in direzione Nord-Sud su file parallele ed opportunamente spaziate tra

loro (interasse di 10,00 m), per ridurre gli effetti degli ombreggiamenti e permettere le coltivazioni sottostanti.

Le strutture di supporto sono costituite essenzialmente da tre componenti:

1. I pali in acciaio zincato, direttamente infissi nel terreno (nessuna fondazione prevista);
2. La struttura porta moduli girevole, montata sulla testa dei pali, composta da profilati in alluminio, sulla quale vengono posate due file parallele di moduli fotovoltaici (in totale 28 o 14 moduli disposti su due file in verticale);
3. L'inseguitore solare monoassiale, necessario per la rotazione della struttura porta moduli. L'inseguitore è costituito essenzialmente da un motore elettrico (controllato da un software), che tramite un'asta collegata al profilato centrale della struttura di supporto, permette di ruotare la struttura durante la giornata, posizionando i pannelli nella perfetta angolazione per minimizzare la deviazione dell'ortogonalità dei raggi solari incidenti, ed ottenere per ogni cella un surplus di energia fotovoltaica generata.

Le strutture saranno opportunamente dimensionate per sopportare il peso dei moduli fotovoltaici, considerando il carico da neve e da vento della zona di installazione.

L'inseguitore solare serve ad ottimizzare la produzione elettrica dell'effetto fotovoltaico (il silicio cristallino risulta molto sensibile al grado di incidenza della luce che ne colpisce la superficie) ed utilizza la tecnica del backtracking, per evitare fenomeni di ombreggiamento a ridosso dell'alba e del tramonto. In pratica nelle prime ore della giornata e prima del tramonto i moduli non sono orientati in posizione ottimale rispetto alla direzione dei raggi solari, ma hanno un'inclinazione minore (tracciamento invertito). Con questa tecnica si ottiene una maggiore produzione energetica dell'impianto fotovoltaico, perché il beneficio associato all'annullamento dell'ombreggiamento è superiore alla mancata produzione dovuta al non perfetto allineamento dei moduli rispetto alla direzione dei raggi solari.

L'algoritmo di backtracking che comanda i motori elettrici consente ai moduli fotovoltaici di seguire automaticamente il movimento del sole durante tutto il giorno, arrivando a catturare il 15-20% in più di irraggiamento solare rispetto ad un sistema con inclinazione fissa.

L'altezza dei pali di sostegno sarà fissata in modo tale che lo spazio tra il piano campagna ed i moduli, alla massima inclinazione, sia superiore a 1.0 m, per agevolare la fruizione del suolo per le attività agricole. Di conseguenza, l'altezza massima raggiunta dai moduli è circa 4.95 m (sempre in corrispondenza della massima inclinazione dei moduli).

La tipologia di struttura prescelta, considerata la distanza tra le strutture (10,00 m in interasse), gli ingombri e l'altezza del montante principale (>2,1 m), si presta ad una perfetta integrazione tra impianto fotovoltaico e attività agricole.

I motori dei tracker potranno ricevere alimentazione da quadro BT installato all'interno della cabina di monitoraggio o in alternativa potranno essere alimentati in autoconsumo direttamente dall'impianto tramite anche l'installazione di un piccolo sistema di accumulo.

Sono state previste due tipologie di tracker costituite una da 14 moduli, e una da 28 moduli montati con una disposizione su due file (2p).

Saranno installate in totale:

- n. 167 strutture tracker con configurazione 2x14;
- n. 1038 strutture tracker con configurazione 2x28.

5.2.3 Collegamento dei moduli fotovoltaici

I moduli fotovoltaici sono collegati tra loro in serie attraverso dei connettori di tipo maschio-femmina (tipo MC4), formando delle stringhe. Ogni stringa è formata da 28 moduli, per un totale di 2.243 stringhe

per l'intero impianto fotovoltaico. Le stringhe saranno quindi direttamente collegate agli inverter di stringa da 350 kVA posizionati sotto i trackers

5.2.4 Inverter

Gli inverter come anticipato nel paragrafo precedente sono del tipo distribuito da 350 kW che saranno installati sotto i tracker. Gli inverter sono dotati di idonei dispositivi atti a sezionare e proteggere il lato in corrente alternata, alloggiati in un'apposita sezione dei quadri inverter. L'inverter è marcato CE e munito di opportuna certificazione sia sui rendimenti che sulla compatibilità elettromagnetica.

5.2.5 Power Station (Cabine di Campo)

Ogni power station è composta da un quadro BT, da un trasformatore 0,8/36 kV MT e dai dispositivi di protezione e sezionamento in MT alloggiati in un container, con porzioni di pannelli laterali aperti e/o tettoie apribili, per favorire la circolazione dell'aria. Tale soluzione è compatta, versatile ed efficiente, che ben si presta per il luogo di installazione e la configurazione dell'impianto.

Le Power Station così configurate costituiscono la soluzione ottimale per centrali fotovoltaiche predisposte per la fornitura di potenza reattiva nel periodo notturno, in accordo con le richieste del codice di rete.

La tipologia specifica della power station sarà definita in fase di progettazione esecutiva, scegliendo tra i vari produttori.

Nello specifico i trasformatori possono essere alloggiati a seconda delle esigenze di trasporto e dalle disponibilità di mercato:

- Esterni (outdoor) e/o in container aperti;
- Interni (indoor) in cabine prefabbricate e/o in container chiusi;
- Una via di mezzo ai punti precedenti, ad esempio trasformatori outdoor mentre locali quadri in locali chiusi (cabine e/o container).

La potenza sarà limitata a livello inverter in modo da non superare i 42 MW al punto di consegna, nel rispetto di quanto prescritto nella STMG.

Trasformatore 0,8/36 kV

Il trasformatore 0.8/36 kV di ciascun sottocampo sarà posizionato in apposito locale. I trasformatori elevatori saranno del tipo a secco inglobato in resina, con raffreddamento naturale ad aria, ed avranno potenza nominale variabile dai 2500 kVA ai 5000 kVA e rapporto di trasformazione 36/0,8, Vcc=6,5%, gruppo Dyn,11. L'isolamento degli avvolgimenti primario e secondario sarà di classe di isolamento F. E' prevista una vasca di raccolta dell'olio in acciaio inox, adeguatamente dimensionata. Il trasformatore è corredato dei relativi dispositivi di protezione elettromeccanica, quali sensori di temperatura, relè Buchholtz, ecc.

Compartimento MT

All'interno del gruppo di conversione, nel comparto 366 kV, è installato il Quadro 36kV, composto da 2 o 3 scomparti, a seconda che avvenga un entra-esci verso un'altra Power Station o meno (Cella arrivo, partenza e trasformatore).

Compartimento BT

All'interno del gruppo di conversione, nel comparto BT, sono installate le seguenti apparecchiature di bassa tensione:

- Quadro BT per alimentazioni ausiliarie (F.M., illuminazione, quadri ausiliari, ecc.);
- Pannello contatori per la misura dell'energia attiva prodotta a valle della sezione inverter;
- UPS per alimentazioni ausiliarie degli inverter e delle apparecchiature di monitoraggio d'impianto alloggiate nella cabina inverter;
- Trasformatore di tensione per servizi ausiliari;
- Sezionatori portafusibili per il parallelo degli inverter.

Cabine monitoraggio

All'interno dei quattro campi saranno installate un totale di 9 cabine di monitoraggio (o, in alternativa, dei container), contenenti le seguenti apparecchiature:

- Quadro BT ausiliari generale del sottocampo corrispondente;
- Quadro BT alimentazione tracker del sottocampo corrispondente;
- Quadro BT prese F.M., illuminazione, antintrusione, TVCC ecc. del sottocampo corrispondente;
- Sistema di monitoraggio, controllo e comando sottocampo di appartenenza tracker;
- Sistema di monitoraggio e controllo sottocampo di appartenenza Impianto Fotovoltaico;
- Sistema di monitoraggio e controllo stazioni meteo di appartenenza;
- Sistema di trasmissione dati del sottocampo di appartenenza.

Locale deposito O&M

All'interno di ogni campo è prevista l'installazione di una o più cabine locale deposito O&M (o, in alternativa di un container) volte a ospitare il magazzino per lo stoccaggio dei materiali di consumo dell'impianto fotovoltaico.

Cabina di consegna MT

All'interno di ciascun campo (ad esclusione del campo B) è prevista la realizzazione di una o più cabine (o, in alternativa, di un container) volte ad ospitare:

- Gli scomparti di protezione 36 kV delle linee provenienti dai vari sottocampi;
- Trasformatore servizi ausiliari;
- Protezione generale 36 KV.

Cabina di raccolta campi 36 kV

All'interno del campo B è prevista la realizzazione di una cabina di consegna di smistamento da cui partirà il cavidotto a 36 kV (o, in alternativa, di un container), volta ad ospitare:

- Gli scomparti di protezione AT delle linee provenienti dai 4 campi A, B, C e D;
- Protezione generale AT.

6. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA NUOVO IMPIANTO AGRIVOLTAICO E LINEA DI CONNESSIONE

In questo capitolo è presente lo studio di compatibilità idraulica, si individuano i possibili punti/tratti di interferenza tra le opere in progetto e aree a pericolosità idraulica, oltre che l'interferenza con il reticolo idrico.

Per la classificazione delle aree si è fatto riferimento al PAI e PGRA, definendo il grado di pericolosità idraulica. In aggiunta, per l'identificazione di canali minori dei bacini Saccione e Biferno è stata consultata la cartografia di base disponibile sul Geoportale Nazionale su scala 1:25.000.

6.1 IDENTIFICAZIONE INTERFERENZE – LAYOUT DI PROGETTO

All'interno dell'area recintata non si riscontrano aree di pericolosità idraulica secondo il PAI ed il PGRA, ma si segnala un'interferenza con il reticolo minuto identificabile sulla cartografia IGM scala 1:25.000 e con la relativa fascia di rispetto di 10m definita dal PAI (Figura 6.1). L'area di progetto di interesse è la "A1".

Questo vincolo è stato recepito nel progetto non considerando l'area interessata dalla presenza della fascia di rispetto di 10m per l'installazione delle opere principali dell'impianto.

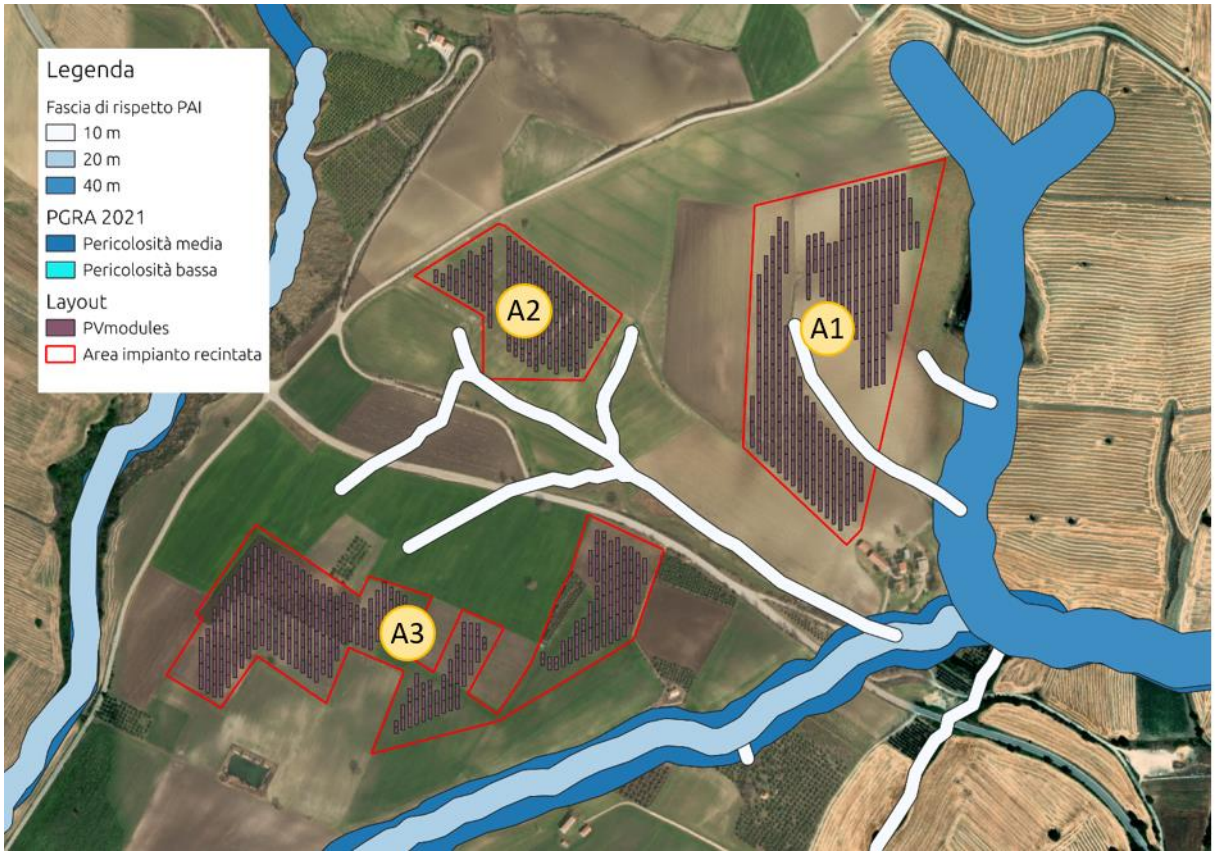

Figura 6.1: Area di progetto che interferisce con fascia di rispetto 10m

L'elemento idrico del reticolo minuto interferisce con le opere accessorie consistenti in recinzione e strada perimetrale del campo "A1". Per la risoluzione dell'interferenza è stato ipotizzato l'utilizzo di uno scatolare in c.a. carrabile cat. A1.

Per il dimensionamento dello scatolare si è partiti con l'individuazione del bacino scolante relativo al punto di chiusura corrispondente all'interferenza stessa. A tal fine è stata eseguita una simulazione del modello digitale del terreno disponibile che ha permesso di identificare le principali informazioni

morfologiche e idrologiche a scala di bacino nello stato di fatto (pendenze e isoipse, delimitazione del bacino idrografico, rete principale e secondaria).

La simulazione è stata condotta mediante algoritmi TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models) e successivamente rielaborata in ambiente GIS.

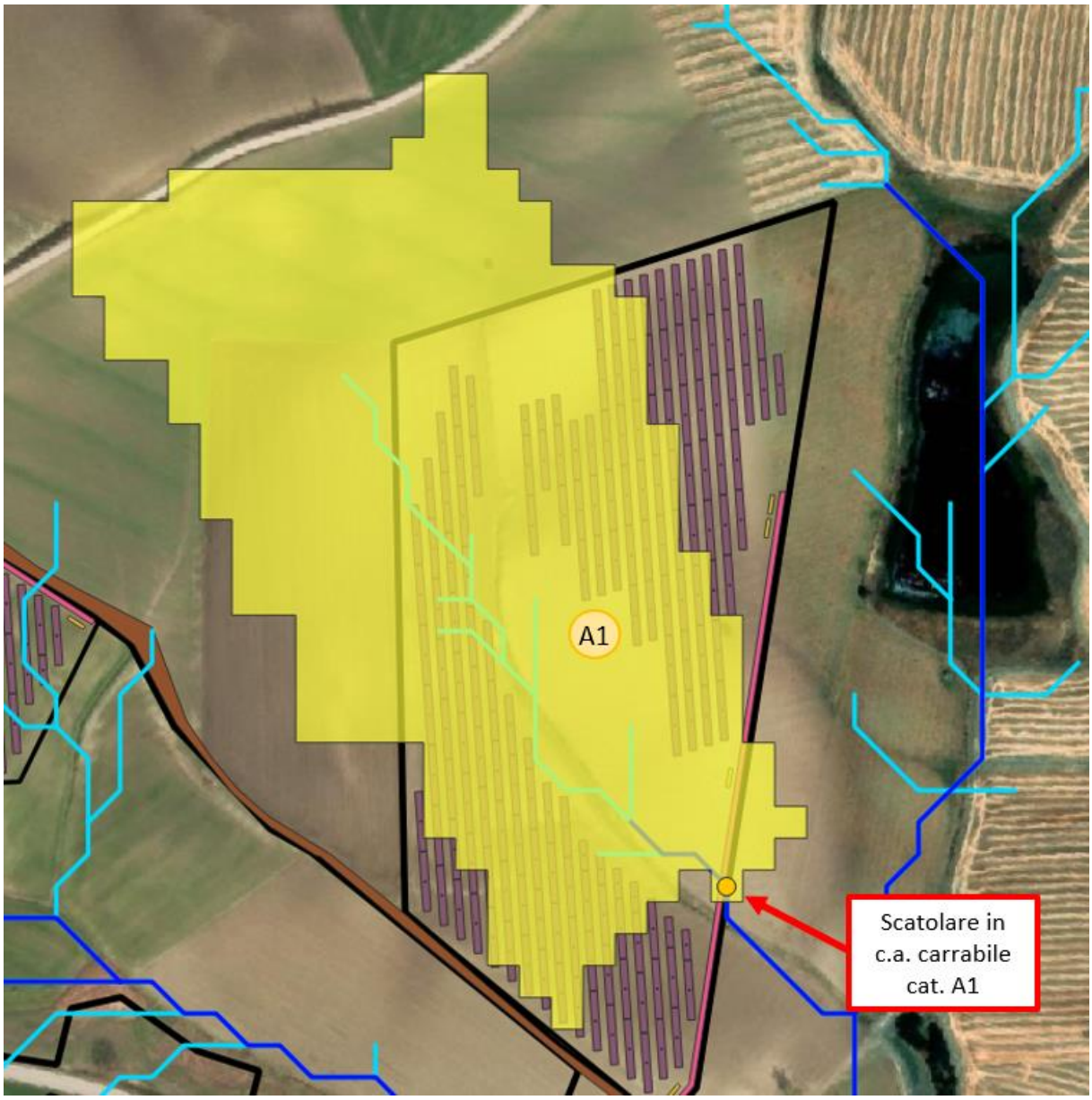

Figura 6.2: interferenza tra layout e l'elemento idrico nel campo "A1". In giallo l'area individuata del bacino scolante alla sezione di chiusura, presa nel punto di interferenza.

Ai fini di stabilire la portata critica da garantire per un evento di pioggia avente tempo di ritorno pari a 100 anni, è stato utilizzato il modello afflussi/deflussi presentato nel paragrafo 7.7 con le medesime ipotesi.

Il coefficiente di deflusso è stato ricavato sulla base dell'uso del suolo e dello studio della geologia (si rimanda al paragrafo 7.6.1).

Per la definizione del tempo di corrivazione è stata adottata la formulazione di Kirpich, dove lunghezza dell'asta principale e pendenza media del bacino sono stati ricavati sulla base del modello digitale del terreno del progetto TINITALY.

Alla luce degli elementi sopra riportati, in conformità con le NTA del PAI, l'interferenza si ritiene idraulicamente compatibile e superata con l'utilizzo di un tombotto.

I coefficienti di calcolo principali, adottati per la valutazione della portata critica in corrispondenza dell'attraversamento della viabilità perimetrale con l'idrografia estratta dall'analisi del DEM, sono mostrati in Tabella 6.1.

Tabella 6.1: Coefficienti principali per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza della viabilità perimetrale con l'idrografia.

COEFFICIENTI	
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [km^2]	0,13
Tempo di ritorno [anni]	100
Tempo di corrivazione [ore]	0,16
Coeff. deflusso [-]	0,45
Lunghezza asta principale [km]	0,6
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,04

La capacità di convogliamento della sezione idraulica è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, secondo la normale prassi progettuale, utilizzando la nota formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Manning.

Il risultato dell'analisi idraulica mostra una portata critica attesa pari a 3,06 m^3/s.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,8 metri e altezza pari a 0,8 metri. Le dimensioni ottenute dovranno essere confermate dal gestore della rete.

Le dimensioni ipotizzate garantiscono un franco di sicurezza rispetto al tirante idrico di circa 30 cm, che potrà essere integrato in base alle richieste del gestore.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa. Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria e la verifica del tombotto finale sulla base delle geometrie assunte per la costruzione.

6.2 IDENTIFICAZIONE INTERFERENZE – LINEA DI CONNESSIONE

Il cavo di connessione interferisce in più punti con aree soggette a pericolosità idraulica (torrente Sapestra e asta principale del torrente Saccione) inoltre si segnalano interferenze con le fasce di rispetto individuate dal PAI relative ai tratti fluviali non studiati (reticolo minore e minuto comprendente i corsi d'acqua distinguibili sulla cartografia IGM scala 1:25.000).

Le soluzioni adottate per le interferenze con la linea di connessione sono di tipo 'trenchless', ovvero una tipologia di interramento del cavo che non prevede il tradizionale scavo a cielo aperto. Esempi di tecnologie *trenchless* sono TOC, microtunnel e spingitubo.

Nelle interferenze individuate con i tre torrenti è stata prevista l'adozione della TOC, ma, in accordo col gestore, possono essere prese in considerazione altre tecnologie *trenchless* minormente invasive.

Tuttavia non è sempre necessario interrare i cavi con tecnologie prive di trincea. Nei lunghi periodi di secca, tipici delle stagioni estive, sono consentiti gli scavi tradizionali purché il cavo venga interrato di almeno 1.5 metri dal punto di impluvio e che il gestore sia concorde. Nei paragrafi successivi viene analizzata la compatibilità idraulica assumendo la condizione critica del cantiere durante la stagione più piovosa e quindi quando sono necessarie le tecnologie *trenchless*.

La Tabella 6.2 di seguito riporta un riepilogo dei vari punti analizzati lungo il percorso di connessione, indicando il livello di pericolosità individuato e la tecnologia prevista per la risoluzione dell'interferenza ove presente. Il paragrafo 6.3 riporta la metodologia di analisi qualitativa e quantitativa per la definizione della minima profondità di posa.

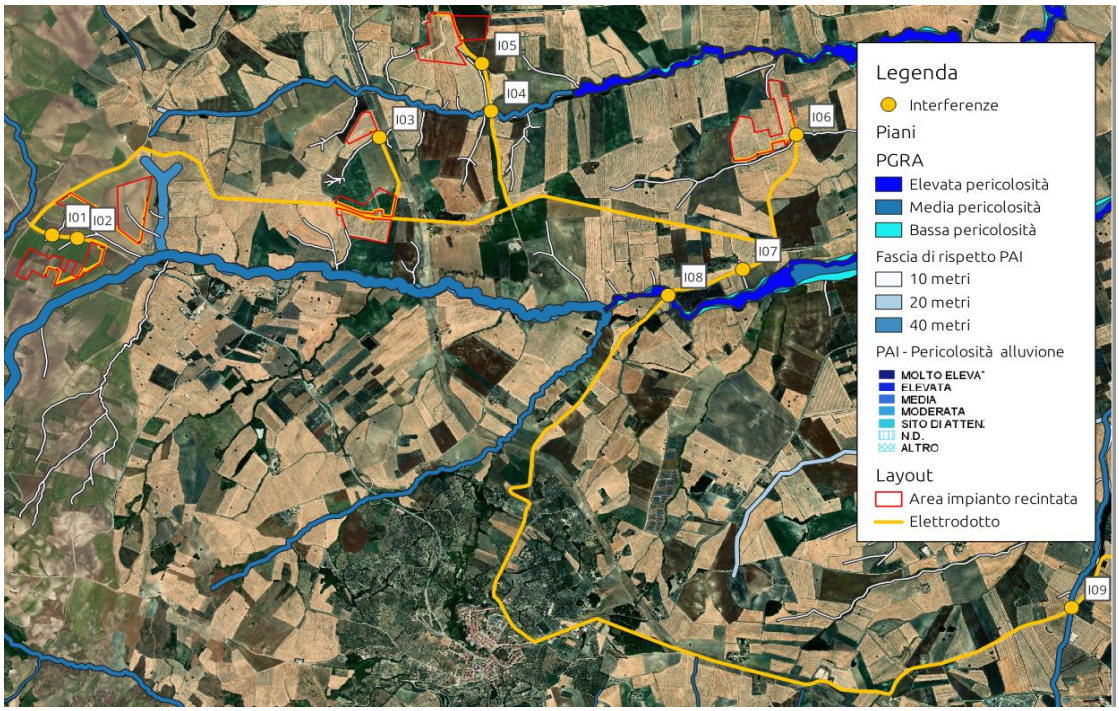

Figura 6.3 Identificazione delle interferenze riscontrate lungo il tracciato di connessione

Tabella 6.2: Interferenze con il percorso di connessione

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I01	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10m PAI	Trenchless-Cavo interrato
I02	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10m PAI	Trenchless - Cavo interrato
I03	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10m PAI	Trenchless - Cavo interrato
I04	Torrente Sapestra	Media (PGRA) e Fascia di rispetto 20 m PAI	TOC
I05	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10m PAI	Trenchless - Cavo interrato
I06	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10m PAI	Trenchless - Cavo interrato
I07	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10m PAI	Trenchless - Cavo interrato
I08	Torrente Saccione	Bassa, Media, Alta (PAI e PGRA)	TOC
I09	Torrente Mannara	Media (PGRA) e Fascia di rispetto 20 m PAI	TOC

6.3 METODOLOGIA DI VERIFICA PROFONDITA' DI SICUREZZA POSA TOC

6.3.1 Analisi qualitativa

In seguito all'identificazione dei punti di interferenza, per gli attraversamenti dei corsi d'acqua naturali/antropici è stata effettuata un'analisi qualitativa di stabilità dei tratti di interesse. L'analisi è stata condotta sulla base delle indicazioni HEC-20 – Stream Stability at Highway Structures – FHWA.

Per ognuno è stato assegnato un valore numerico totale derivante dall'analisi qualitativa multicriteria al quale corrisponde una categoria di stabilità dell'alveo: eccellente, buono, moderato, cattivo stato.

Gli indicatori di stabilità considerati sono stati:

4. caratteristiche e attività del bacino e delle golene: è stato valutato il grado di interferenza dovuto all'esercizio di attività come pascoli, allevamenti, costruzioni, infrastrutture, ecc.
5. periodicità caratteristica: periodicità e frequenza del flusso (effimero, regolare, flash flood, ecc.) e clima (umido, semiarido, arido);
6. classificazione geomorfologica del canale;
7. presenza e tipologia di aree golenali. Grado di confinamento, quindi se il canale è delimitato da argini, infrastrutture;
8. materiale di fondo e granulometria tipologica;
9. presenza delle barre e caratteristiche dell'asta (pendenza longitudinale, il rapporto tra larghezza/altezza della sezione di interesse);
10. potenziali ostruzioni;
11. caratteristiche dello stato delle golene e delle sponde;
12. pendenza media delle sponde;
13. grado di protezione delle sponde sulla base della copertura vegetale o di opere di ingegneria;
14. valutazione del livello di frastagliamento della sponda;
15. segni di cedimenti delle golene ed eventuali evidenze di trasporto di materiale;
16. allineamento di eventuali ponti e pile rispetto al flusso.

6.3.2 Analisi quantitativa

L'analisi quantitativa segue la metodologia HEC18 "Evaluating Scour at Bridges" FHWA-HIF-12-003 basata sulle portate caratteristiche idrologiche/idrauliche, le caratteristiche geometriche e granulometriche del corso d'acqua.

La granulometria assunta è quella caratteristica dello strato risultante dal modello geotecnico consistente al di sotto dei 3 metri da piano campagna in ciottoli di matrice sabbiosa-limosa.

Considerata la stabilità geomorfologica complessiva non è stata considerata la migrazione dell'alveo. A favore di sicurezza non sono stati considerati fenomeni di deposizione ma solo di erosione.

L'erosione totale potenziale è stata valutata come somma:

- Erosione a lungo termine;
- Erosione in corrispondenza di contrazioni;
- Erosioni locali in corrispondenza di pile di ponti

Erosione a lungo termine

Il calcolo dell'erosione a lungo termine è stato condotto nell'ipotesi di formazione di uno strato di corazzamento "armoring". L'erosione graduale dello stato attivo di fondo con il dilavamento dei sedimenti crea uno strato di corazzamento assunto quale condizione di stabilità.

Tale stabilità è mantenuta sino a nuovo evento che supera quello alla base del calcolo.

Non essendo possibile stabilire allo stato attuale se tale corazzamento sia avvenuto o in divenire, a favore di sicurezza il valore di escavazione calcolato è stato sommato interamente con le altre erosioni.

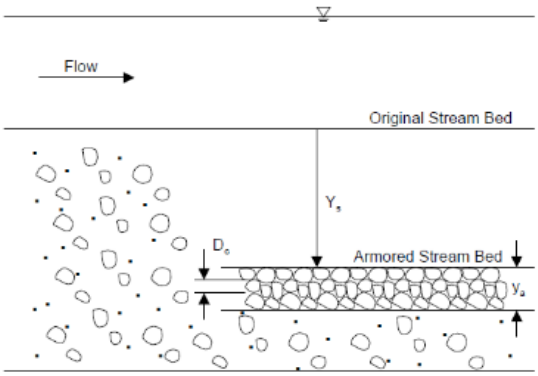

Figura 6.4 Dinamica erosione a lungo termine per corazzamento (FHWA)

La portata utilizzata per il calcolo dell'erosione a lungo termine è stata la portata formativa/dominante definita come quel valore teorico di portata che ha maggiori effetti sulla forma e sulle dimensioni dell'alveo.

Esistono tre possibili approcci per determinare tale portata "teorica" (Biedenharn et al.,2001):

a. portata ad alveo pieno (bankfull discharge);
b. portata con tempo di ritorno compreso tra 1 e 3 anni (il valore della portata con tempo di ritorno di 1.5 anni è quello più comunemente usato);
c. portata efficace (effective discharge), intesa come portata che trasporta più sedimenti in un intervallo temporale sufficientemente ampio.

Nel presente calcolo è stata assunta la portata con metodo b.

Erosione da contrazione e da pile in corrispondenza di ponti stradali

L'erosione dovuta alla presenza di un ponte di attraversamento stradale è calcolata come somma dell'erosione dovuta alla contrazione della vena più quella dovuta alla presenza di pile in alveo.

La portata alla base del calcolo a favore di sicurezza è quella con tempo di ritorno 200 anni.

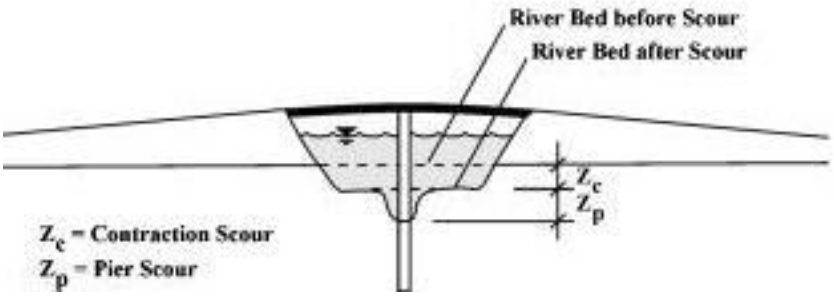

Figura 6.5 Erosioni assunte in corrispondenza di un ponte di attraversamento stradale (fonte FHWA).

Contrazione

L'erosione di contrazione e da pile è diversa dal degrado a lungo termine, in quanto la contrazione si verifica in prossimità di restringimenti naturali o antropici quali ponti. Questa può essere ciclica e/o correlata al passaggio di una piena.

L'erosione dello stato attivo è tipicamente ciclica; ad esempio, durante la fase ascendente di evento di piena può creare erosioni che si riempiono poi nella fase discendente.

La natura ciclica incrementa la difficoltà nel determinare la profondità di escavazione dopo un'alluvione. A favore di sicurezza nel calcolo è assunta l'erosione totale calcolata quindi nel punto più critico della piena.

La contrazione del flusso può mediamente essere causata sia dalla diminuzione naturale dell'area di flussi del torrente sia da restringimenti antropici.

Assumendo la possibilità di rimozione dello strato di corazzamento in occasione di eventi di piena la formulazione adottata per il calcolo ha previsto la condizione di Live Bed cioè il trasporto solido in atto e non di acqua limpida come indicato da linea guida FHWA.

Pile e spalle

Il meccanismo di base che causa l'erosione localizzata delle pile è presentato dalle correnti non lineari create dall'interazione tra flusso di monte e pila.

Il vortice a ferro di cavallo creato è stato il risultato dell'accumulo di acqua sulla superficie a monte dell'ostruzione con prima importante escavazione e della successiva accelerazione del flusso con creazione di vortici a frequenza oscillatoria. L'azione di tali vortici rimuove il materiale del letto intorno alla base della pila.

Il tasso di trasporto dei sedimenti a valle del ponte è superiore al tasso di trasporto alla pila e, di conseguenza si sviluppa erosione. Con l'aumento della profondità dell'escavazione, la forza del vortice a ferro di cavallo si riduce, riducendo così il tasso di trasporto della regione di base.

Ristabilendo l'equilibrio tra l'afflusso e il deflusso del materiale del letto si crea una stabilità di fondo.

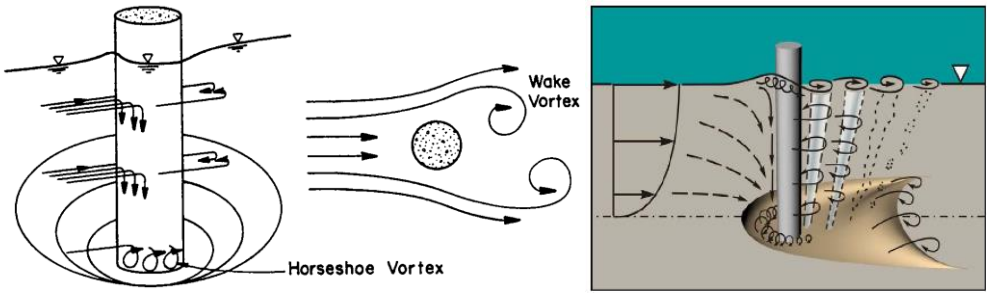

Figura 6.6 Dinamica di erosione in corrispondenza di pile strette (fonte FWHA)

6.4 RISOLUZIONE INTERFERENZE LINEA DI CONNESSIONE

6.4.1 I01 e I02

Identificazione

Le interferenze sono situate lungo la Strada Provinciale n. 73 e sono entrambe dovute alla presenza del reticolo minuto ed in particolare di due corsi idrici distinguibili sulla cartografia IGM scala 1:25.000 ma privi di una denominazione. I due corsi idrici si uniscono e sfociano nel torrente Saccione poco più a valle. Per questo tipo di corsi d'acqua, il PAI impone una fascia di rispetto di 10 metri.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in giallo il tracciato di connessione.

Tabella 6.3: Riepilogo interferenza I01

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I01	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10 m	Trenchless - Cavo interrato
I01	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10 m	Trenchless - Cavo interrato

Figura 6.7: Ubicazione interferenze I01 e I02 con fasce di rispetto PAI dovute alla presenza del reticolo minuto distinguibile dall'IGM 1:25.000 – (fascia di rispetto di 10 metri)

Figura 6.8 : Ortofoto interferenze I01 e I02

Figura 6.9: Foto di Google Earth in corrispondenza dell'interferenza I01

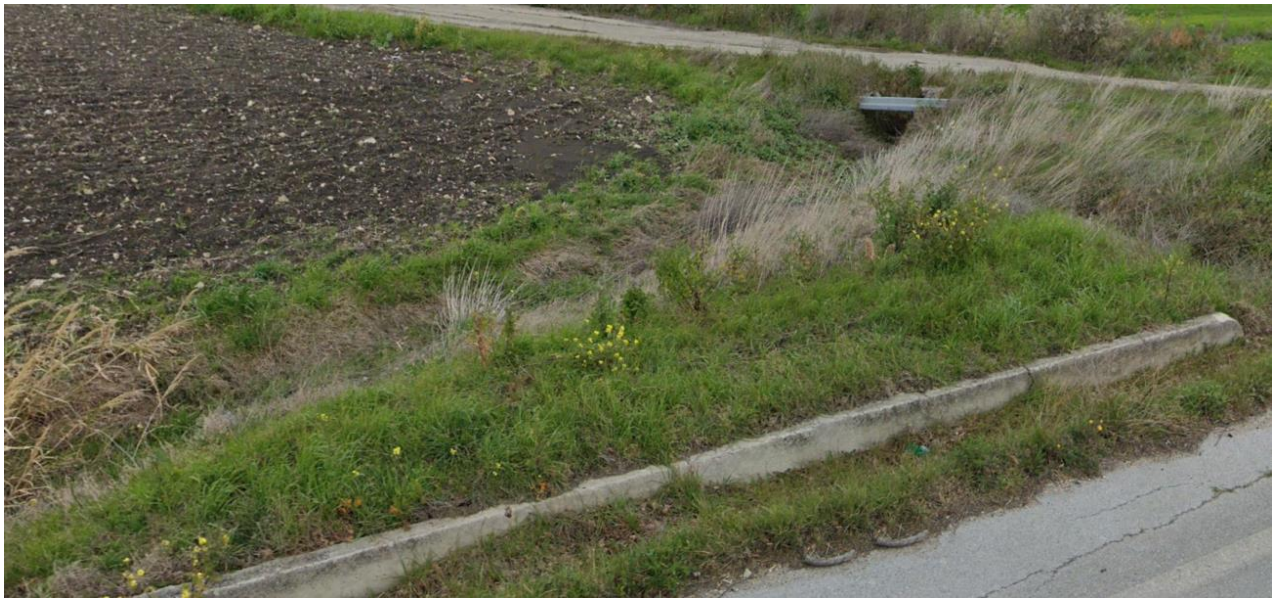

Figura 6.10: Foto di Google Earth in corrispondenza dell'interferenza I02

Osservazioni

Dalla visione di ortofoto si riscontrano segni di alveo nei pressi del tracciato di connessione, confermati anche dall'analisi di ortofoto storiche dal 2001 al 2021.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 6.3.2. il tratto risulta caratterizzato da una **buona stabilità.**

Verifica di compatibilità idraulica – Analisi quantitativa

Dato il carattere episodico dell'elemento idrico e le dimensioni ridotte e considerando la localizzazione effettiva della posa di cavo, in accordo con il gestore si può optare per l'interramento ad almeno 1,5 metri di profondità dal fondo alveo senza necessariamente ricorrere a metodi *trenchless*.

Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

6.4.2 I03

Identificazione

In questo tratto il cavo di connessione passa attraverso un campo e interferisce con un elemento idrico del reticolo minuto individuabile sulla cartografia IGM scala 1:25.000 ma senza propria denominazione, per cui il PAI prevede una fascia di rispetto di 10 metri. Il corso idrico sfocia nel torrente Sapestra circa 120 metri dopo l'interferenza.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in giallo il tracciato di connessione.

Tabella 6.4: Riepilogo interferenza I03

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I03	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10 m	Trenchless - Cavo interrato

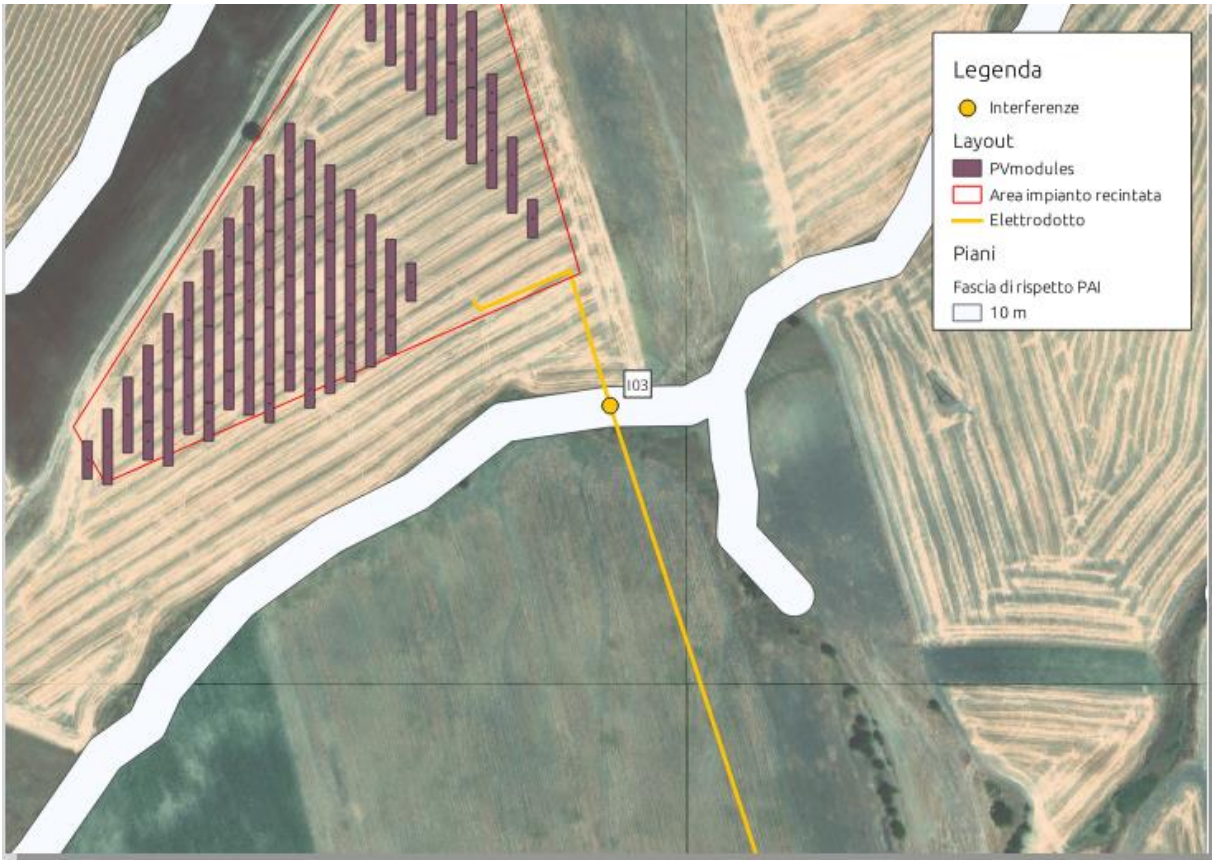

Figura 6.11 : Ubicazione interferenza I03 con fascia di rispetto PAI dovuta alla presenza del reticolo minuto distinguibile dall'IGM 1:25.000 – (Fascia di 10 metri)

Figura 6.12:Ortofoto interferenza I03

Osservazioni

Dalla visione di ortofoto si riscontrano segni di alveo nei pressi del tracciato di connessione, confermati anche dall'analisi di ortofoto storiche dal 2001 al 2021.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 6.3.2, il tratto risulta caratterizzato da una **buona stabilità.**

Verifica di compatibilità idraulica – Analisi quantitativa

Dato il carattere episodico dell'elemento idrico e le dimensioni ridotte e considerando la localizzazione effettiva della posa di cavo, in accordo con il gestore si può optare per l'interramento ad almeno 1,5 metri di profondità senza necessariamente ricorrere a metodi *trenchless*.

Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa

6.4.3 I04

Identificazione

Il tracciato del cavo di connessione interferisce con il torrente Sapestra in corrispondenza di un'area di pericolosità media secondo il PGRA. In questo punto il cavo di connessione passa attraverso dei campi coltivati. Per questo tratto del torrente Sapestra il PAI impone una fascia di rispetto di 20 metri.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in giallo il tracciato di connessione e stralcio PGRA e PAI.

Tabella 6.5 : Riepilogo interferenza I04

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I04	Torrente Sapestra	Media (Fascia 20 m e PGRA)	TOC

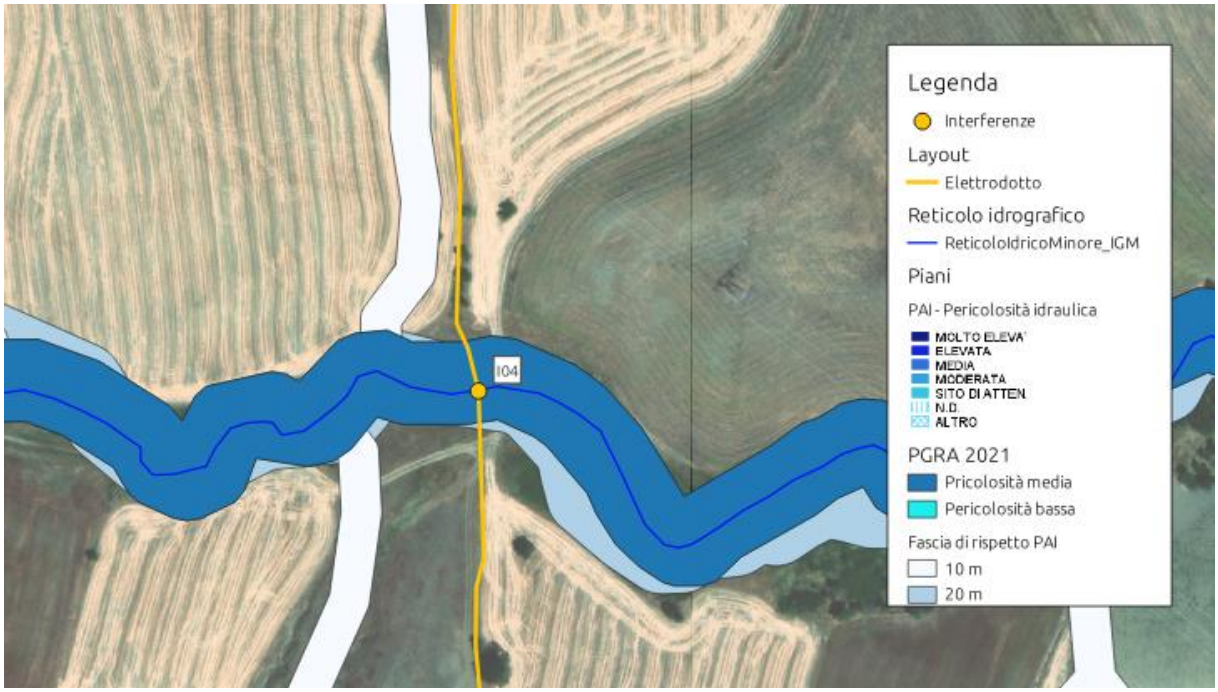

Figura 6.13 : Ubicazione interferenze I04 con fascia a pericolosità media PGRA e fascia di rispetto PAI 20 metri dovuta alla presenza di reticolo minore distinguibile dall'IGM 1:25.000

Figura 6.14: Ortofoto interferenza I04

Osservazioni

Il corpo idrico in esame risulta non rivestito e con presenza di vegetazione erbacea ed arbustiva. L'asta risulta a tratti meandriforme.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 6.3.2, il tratto risulta caratterizzato da una **buona stabilità.**

Verifica di compatibilità idraulica – Analisi quantitativa

La posa del cavo verrà seguita mediante perforazione TOC.

La profondità di posa tra cielo tubazione dal punto più depresso della sezione idraulica attraversata sarà al minimo pari a 3,5 metri dal fondo dell'alveo. La TOC si svilupperà per 10 metri prima e dopo l'interferenza.

Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

6.4.4 I05

Identificazione

In questo tratto il cavo di connessione passa attraverso un campo e interferisce con un elemento idrico del reticolo minuto individuabile sulla cartografia IGM scala 1:25.000 ma senza propria denominazione, per cui il PAI prevede una fascia di rispetto di 10 metri. Il breve tratto in questione si unisce con un altro elemento idrico del reticolo minuto pochi metri più avanti che sfocia nel torrente Sapestra dopo circa 410 metri.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in giallo il tracciato di connessione.

Tabella 6.6: Riepilogo interferenza I05

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I05	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10 m	Trenchless - Cavo interrato

Figura 6.15 : Ubicazione interferenza I05 con fascia di rispetto PAI dovuta alla presenza del reticolo minuto distinguibile dall'IGM 1:25.000 – (Fascia di 10 metri)

Figura 6.16:Ortofoto interferenza I05

Osservazioni

Dalla visione di ortofoto si riscontrano segni di alveo nei pressi del tracciato di connessione, confermati anche dall'analisi di ortofoto storiche dal 2001 al 2021. Si tratta di un piccolo tratto di canale a carattere episodico.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 6.3.2, il tratto risulta caratterizzato da una buona stabilità.

Verifica di compatibilità idraulica – Analisi quantitativa

Dato il carattere episodico dell'elemento idrico e le dimensioni ridotte e considerando la localizzazione effettiva della posa di cavo, in accordo con il gestore si può optare per l'interramento ad almeno 1,5 metri di profondità dal fondo alveo senza necessariamente ricorrere a metodi *trenchless*.

Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

6.4.5 I06

Identificazione

In questo tratto il cavo di connessione passa attraverso un campo e interferisce con un elemento idrico del reticolo minuto individuabile sulla cartografia IGM scala 1:25.000 ma senza propria denominazione, per cui il PAI prevede una fascia di rispetto di 10 metri. Il corso idrico sfocia nel torrente Saccione circa 1,8 km dopo l'interferenza.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in giallo il tracciato di connessione.

Tabella 6.7: Riepilogo interferenza I06

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I06	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10 m	Trenchless - Cavo interrato

Figura 6.17 : Ubicazione interferenza I06 con fascia di rispetto PAI dovuta alla presenza del reticolo minuto distinguibile dall'IGM 1:25.000 – (Fascia di 10 metri)

Figura 6.18:Ortofoto interferenza I06

Osservazioni

Dalla visione di ortofoto si riscontrano evidenti segni di alveo nei pressi del tracciato di connessione. Dalle ortofoto storiche non risultano particolari segni di erosione. Il corso idrico appare non rivestito e non si nota un particolare sviluppo di vegetazione erbacea ed arbustiva lungo gli argini.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 6.3.2, il tratto risulta caratterizzato da una buona stabilità.

Verifica di compatibilità idraulica – Analisi quantitativa

Dato il carattere episodico dell'elemento idrico e le dimensioni ridotte e considerando la localizzazione effettiva della posa di cavo, in accordo con il gestore si può optare per l'interramento ad almeno 1,5 metri di profondità dal fondo alveo senza necessariamente ricorrere a metodi *trenchless*.

Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

6.4.6 I07

Identificazione

L'interferenza è situata lungo la strada denominata Contada Leuci SP13 situata nel comune di Rotello. In questo punto, il tracciato della linea di connessione, seguendo il percorso della viabilità esistente, interferisce con l'elemento idrico del reticolo minuto individuabile sulla cartografia IGM scala 1:25.000 ma senza propria denominazione, per cui il PAI prevede una fascia di rispetto di 10 metri. Il corso idrico sfocia nel torrente Saccione circa 200 metri dopo l'interferenza.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in giallo il tracciato di connessione.

Tabella 6.8: Riepilogo interferenza I07

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I07	Reticolo minuto IGM	Fascia di rispetto 10 m	Trenchless - Cavo interrato

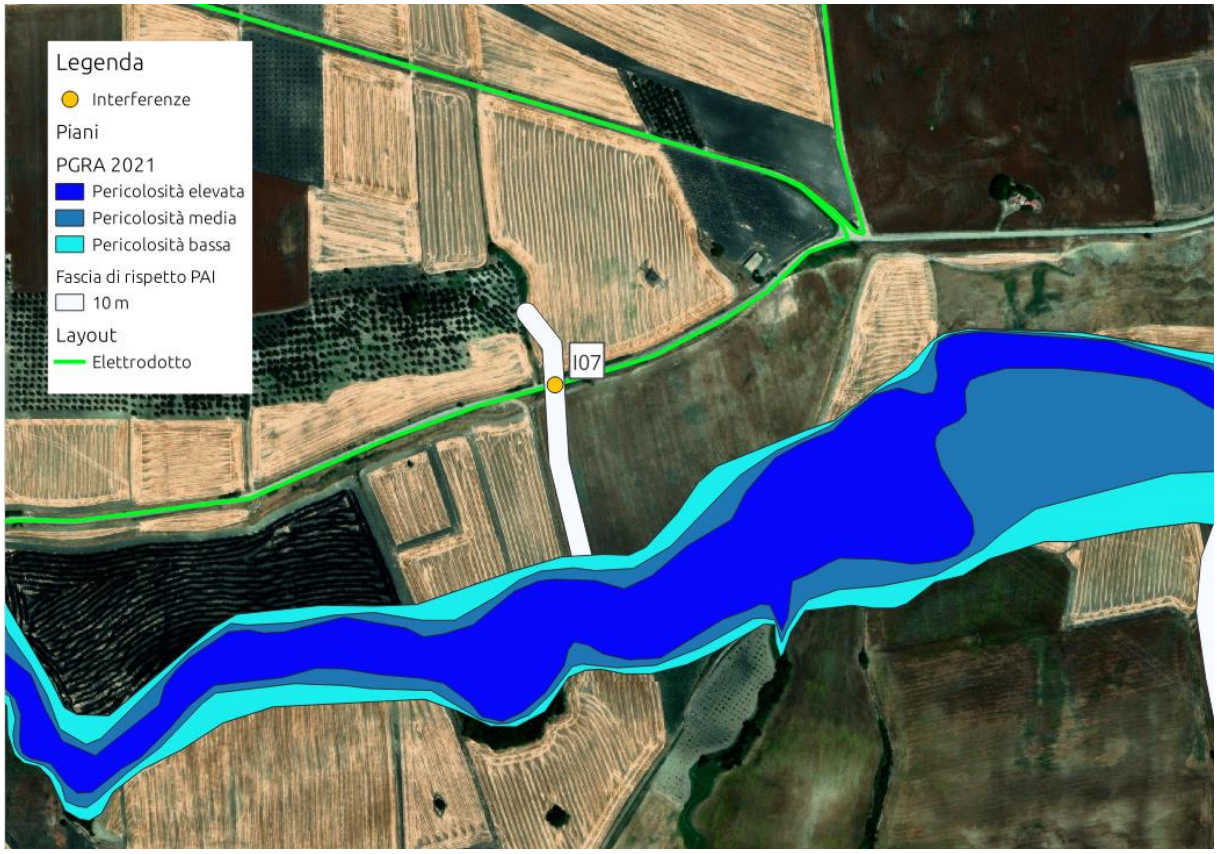

Figura 6.19 : Ubicazione interferenza I07 con fascia di rispetto PAI dovuta alla presenza del reticolo minuto distinguibile dall'IGM 1:25.000 – (Fascia di 10 metri)

Figura 6.20:Ortofoto interferenza I07

Figura 6.21: Foto da Google Earth in corrispondenza dell'interferenza I07

Osservazioni

Dalla visione di ortofoto si riscontrano evidenti segni di alveo nei pressi del tracciato di connessione. Dalle ortofoto storiche non risultano particolari segni di erosione. Il corso idrico appare non rivestito e non si nota un particolare sviluppo di vegetazione erbacea ed arbustiva lungo gli argini.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 6.3.2, il tratto risulta caratterizzato da una buona stabilità.

Verifica di compatibilità idraulica – Analisi quantitativa

Dato il carattere episodico dell'elemento idrico e le dimensioni ridotte e considerando la localizzazione effettiva della posa di cavo, in accordo con il gestore si può optare per l'interramento ad almeno 1,5 metri di profondità dal fondo alveo senza necessariamente ricorrere a metodi *trenchless*.

Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

6.4.7 I08

Identificazione

L'interferenza è situata lungo la strada denominata Contrada Leuci situata nel comune di Rotello. Il tracciato del cavo di connessione interferisce con l'asta principale del torrente Saccione. In questo punto, il tracciato della linea di connessione, seguendo il percorso della viabilità esistente, interferisce con il torrente Saccione a cui è assegnata una pericolosità alta secondo il PAI e il PGRA.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in giallo il tracciato di connessione e stralcio PGRA e PAI.

Tabella 6.9 : Riepilogo interferenza I08

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I08	Torrente Saccione	Bassa, Media, Alta (PAI e PGRA)	TOC

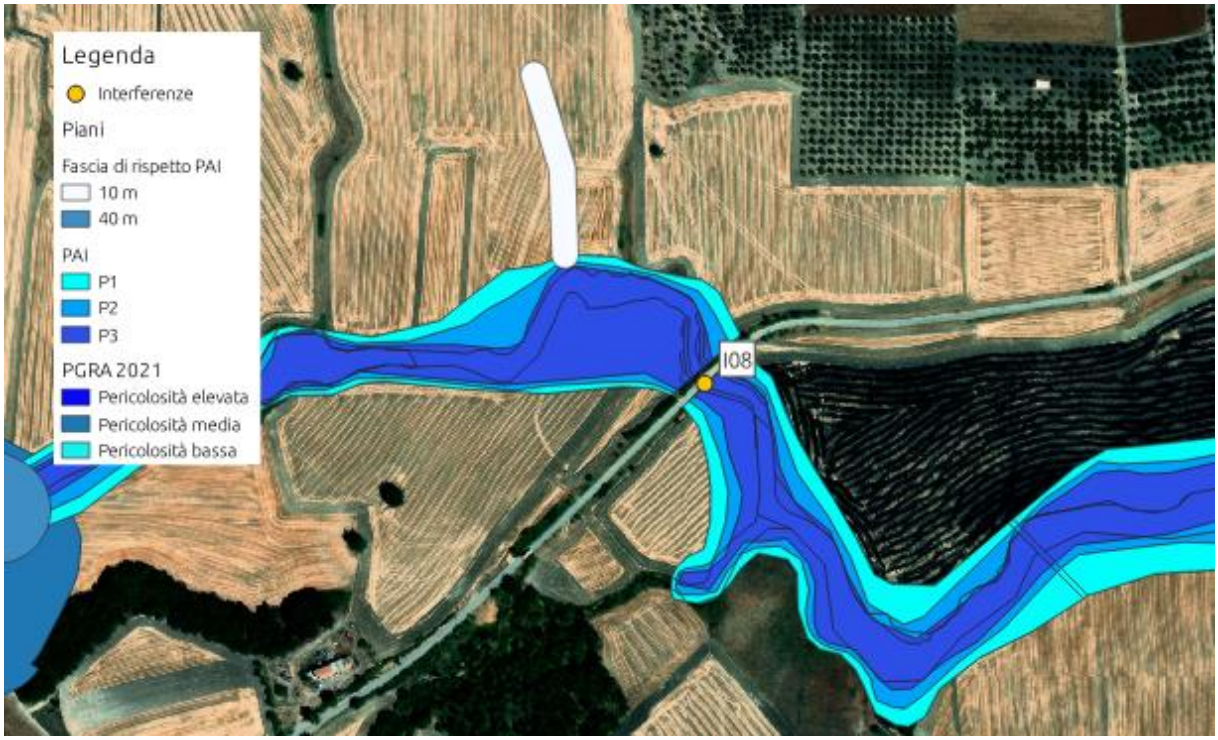

Figura 6.22 : Ubicazione interferenza I08 con fascia a pericolosità media PAI e PGRA

Figura 6.23: Ortofoto interferenza I08

Figura 6.24: Foto da Google Earth in corrispondenza dell'interferenza I08

Osservazioni

Il torrente Saccione appare non rivestito, la sezione dell'alveo appare stabile e le sponde risultano rinverdite. Il passaggio del canale avviene al di sotto del manto stradale. L'asta risulta a tratti meandriforme. Dalla visione delle ortofoto storiche, nel periodo compreso tra il 2001 e il 2021, il canale si presenta vegetato e senza particolari segni di erosione.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 6.3.2, il tratto risulta quindi caratterizzato da una buona stabilità.

Verifica di compatibilità idraulica – Analisi quantitativa

La posa del cavo verrà seguita mediante perforazione TOC.

La profondità di posa tra cielo tubazione dal punto più depresso della sezione idraulica attraversata sarà al minimo pari a 3,5 metri dal fondo alveo. La TOC si svilupperà per 10 metri prima e dopo l'interferenza.

Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

6.4.8 I09

Identificazione

L'interferenza è situata lungo una strada sterrata senza denominazione situata nel comune di Rotello. In questo punto, il tracciato della linea di connessione, seguendo il percorso della viabilità esistente, interferisce con il torrente Mannara a cui è assegnata una pericolosità media secondo PGRA. Per questo tratto del torrente Mannara il PAI impone una fascia di rispetto di 20 metri.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in giallo il tracciato di connessione e stralcio PGRA e PAI.

Tabella 6.10 : Riepilogo interferenza I08

ID	INTERFERENZA	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE
I09	Torrente Mannara	Media (PGRA) e fascia 10 m	TOC

Figura 6.25 : Ubicazione interferenze I09 con fascia a pericolosità media PGRA e fascia di rispetto PAI 10 metri dovuta alla presenza di reticolo minuto distinguibile dall'IGM 1:25.000

Figura 6.26: Ortofoto interferenza I09

Figura 6.27: Foto da Google Earth in corrispondenza dell'interferenza I09

Osservazioni

Il torrente Mannara appare non rivestito, la sezione dell'alveo appare stabile e le sponde risultano rinverdite. Il passaggio del canale avviene al di sotto del manto stradale. Dalla visione delle ortofoto storiche, nel periodo compreso tra il 2001 e il 2021, il canale si presenta vegetato e senza particolari segni di erosione.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 6.3.2, il tratto risulta caratterizzato da una buona stabilità.

Verifica di compatibilità idraulica – Analisi quantitativa

La posa del cavo verrà seguita mediante perforazione TOC.

La profondità di posa tra cielo tubazione dal punto più depresso della sezione idraulica attraversata sarà al minimo pari a 2,5 metri dal fondo alveo. La TOC si svilupperà per 10 metri prima e dopo l'interferenza.

Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

7. STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO PER DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO SUPERFICIALE

In questo paragrafo si riportano le basi per il dimensionamento del sistema di drenaggio superficiale delle aree di intervento.

Lo studio idrologico-idraulico è stato articolato secondo i seguenti punti:

- Analisi qualitativa dei rischi per ogni campo
- Studio dei bacini idrografici minori esistenti basato sulla modellazione del DTM ed estrazione della rete idrografica naturale, con analisi critica rispetto alla morfologia;
- Identificazione delle aree scolanti e del coefficiente di deflusso;
- Determinazione delle Linee Segnaletiche di Possibilità Pluviometriche (LSPP) per tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 30, e 50 anni;
- Costruzione dello ietogramma di progetto;
- Stima del processo di infiltrazione e determinazione dello ietogramma netto di progetto;
- Modello di trasformazione afflussi-deflussi - stima delle portate di progetto post operam;
- dimensionamento degli elementi caratteristici del drenaggio consistenti in fossi e trincee drenanti e vasche di laminazione.

7.1 ANALISI PRELIMINARE SULLA RETE IDROGRAFICA PER INDIVIDUAZIONE DELLE CRITICITÀ NEI CAMPI DI PROGETTO

L'area di progetto è suddivisa in quattro grandi zone (A, B, C e D) ed in ogni zona sono presenti più "Campi" per un totale di 9.

Figura 7.1: Suddivisione e denominazione dei Campi

Per ogni campo è stata effettuata un'analisi dei rischi provenienti dall'esterno, un'analisi delle pendenze (sulla base del DTM tinitaly 10x10m) e una valutazione sul rispetto dei potenziali punti di scarico e dei percorsi di drenaggio naturale esistenti. Sulla base dei risultati di quest'analisi sono state effettuate le scelte progettuali ed evidenziate le criticità.

7.1.1 Campo A1

Il campo A1 è attraversato da un corso d'acqua che è evidente anche da ortofoto. Si può definire un vero e proprio rischio in quanto trattasi di un corso idrico identificato come *stream.* Inoltre, come già detto nel paragrafo 6.1, è anche evidenziato dal PAI che individua in corrispondenza del suddetto corpo idrico, facente parte del reticolo minuto individuabile dalla cartografia CTR 1:25.000 ma privo di denominazione, una fascia di rispetto di 10 m. Il corso idrico attraversa tutto il campo da NO a SE e interferisce con le opere accessorie dell'impianto (recinzione e layout). Per il superamento dell'interferenza è stato ipotizzato uno scatolare in c.a. carrabile cat. A1. Per ulteriori approfondimenti si rimanda al paragrafo 6.1.

Per quanto riguarda i rischi provenienti dall'esterno, tutta l'area a Nord del campo scarica all'interno della recinzione. Per proteggere il campo è stato previsto l'inserimento di una canaletta perimetrale, come richiesto dai progettisti, per permettere l'allontanamento delle acque provenienti dall'esterno senza che queste ricadano all'interno dell'area di impianto. Nella fase successiva potrà essere valutato l'utilizzo di arginelli o di altre tecnologie.

La direzione del flusso è concorde con il corpo idrico individuato che attraversa il campo, e quindi va da Nord-Ovest a Sud-Est, in maniera abbastanza concorde alla direzione dei tracker. Il principale punto di scarico è lo *stream* di cui sopra e non si individuano criticità nel rispetto dei punti di scarico naturali.

La pendenza è abbastanza elevata: a Nord è prevalentemente tra il 5 e il 10% e aumenta verso Sud (tra il 10 e il 15%. In diversi punti, soprattutto nella parte centrale del campo, la pendenza raggiunge valori superiori al 15%. Come esplicitato nel paragrafo 8.1, con una pendenza compresa tra il 5% e il 10%, è previsto l'inserimento di canalette con fondo rinforzato in materiale granulare e inserimento di salti di fondo e con pendenze superiori al 10% si prevede la l'inserimento di elementi di ingegneria naturalistica più complessi, da progettare nelle successive fasi progettuali. Entrambe le tipologie di canalette servono a consentire la dissipazione di energia, dunque il rallentamento delle velocità.

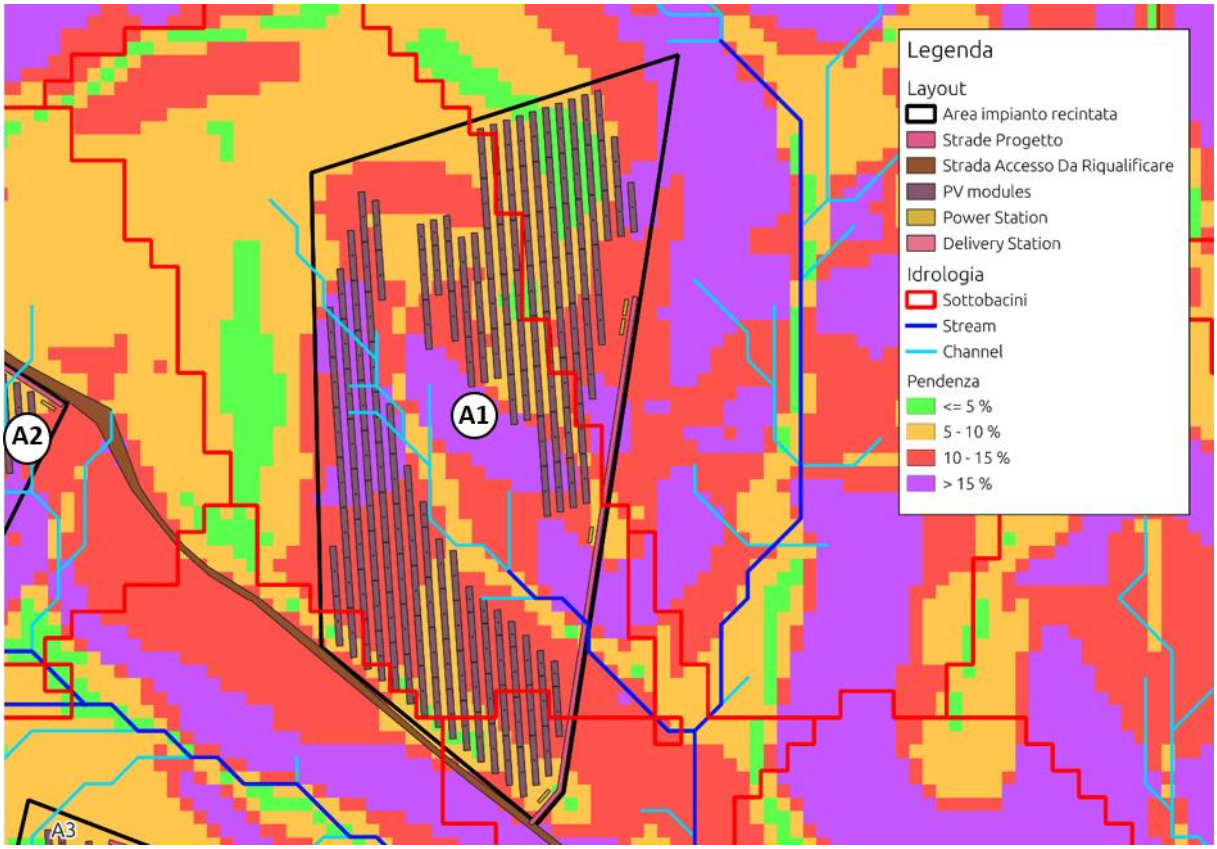

Figura 7.2: Campo A1 con indicazione delle pendenze, e informazioni idrologiche (bacini scolanti, rete principale e secondaria)

Figura 7.3: Campo A1 con ortofoto

7.1.2 Campo A2

Nel Campo A2 si evidenzia la presenza di due impluvi a sud-est, visibili anche da ortofoto. Il rischio esterno e interno che ne consegue è basso in quanto si tratta di *channel.*

Dall'esterno l'acqua tende a defluire nel campo lungo il confine NE dell'area. La risoluzione del rischio esterno sarà l'inserimento di una canaletta perimetrale, come richiesto dai progettisti, per permettere l'allontanamento delle acque provenienti dall'esterno senza che queste ricadano all'interno dell'area di impianto. Nella fase successiva potrà essere valutato l'utilizzo di arginelli o di altre tecnologie.

Il campo è suddiviso da uno spartiacque per cui l'acqua tende a defluire in parte verso Nord e in parte verso Sud.

Nella zona Nord si riescono a rispettare i punti di scarichi naturali. Per rispettare gli scarichi a Sud invece, si provvederà all'inserimento di canalette nel senso del *channel* che attraversa il campo. La possibilità di inserire canalette anche in senso trasversale ai tracker è stata concordata con i progettisti (vedi paragrafo 8.1).

La pendenza è tra il 5 e il 10% in tutta la metà NE del campo; nella zona centrale è sotto il 5% e nella parte meridionale aumenta sopra il 10%.

La pendenza è sotto al 5% nella zona Sud del campo ed arriva anche a sopra il 15% nella parte Nord. Come esplicitato nel paragrafo 8.1, con una pendenza compresa tra il 5% e il 10%, è previsto l'inserimento di canalette con fondo rinforzato in materiale granulare e inserimento di salti di fondo per consentire la dissipazione di energia, dunque il rallentamento delle velocità.

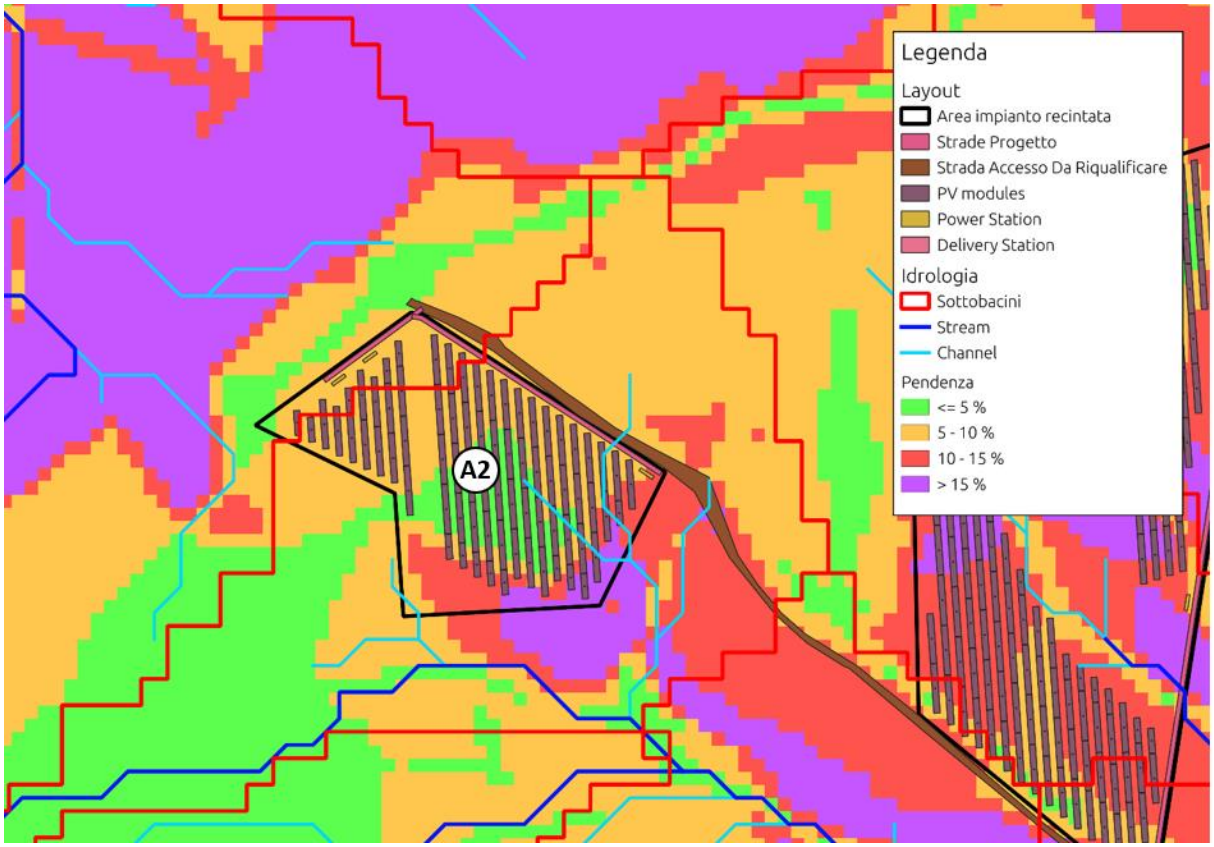

Figura 7.4: Campo A2 con indicazione delle pendenze, e informazioni idrologiche (bacini scolanti, rete principale e secondaria)

Figura 7.5 : Campo A2 con ortofoto

7.1.3 Campo A3

Il campo A3 è attraversato da diversi elementi idrici, distinguibili anche da ortofoto. Il rischio che ne consegue risulta essere comunque basso in quanto si tratta di *channel,* in particolare di piccoli impluvi per lo più episodici.

Per quanto riguarda i rischi provenienti dall'esterno, da Sud-Ovest l'acqua scola verso l'interno dell'area di impianto. Per proteggere il campo verrà utilizzata una canaletta perimetrale, come richiesto dai progettisti, per permettere l'allontanamento delle acque provenienti dall'esterno senza che queste ricadano all'interno dell'area di impianto. Nella fase successiva potrà essere valutato l'utilizzo di arginelli o di altre tecnologie.

La direzione del flusso internamente va da Sud-Ovest a Nord-Est, in direzione trasversale rispetto alla direzione dei tracker. Solo la parte più meridionale ha una direzione del deflusso che a verso Sud direttamente al corpo idrico ricettore.

Nella parte più ad Ovest del campo, il rispetto dei punti di scarico naturale risulta possibile inserendo delle canalette nella direzione del flusso (SO-NE). La possibilità di inserire canalette anche in senso trasversale ai tracker è stata concordata con i progettisti (vedi paragrafo 8.1). Nelle rimanenti zone del campo A3 si riescono a rispettare i punti di scarico esistenti senza "forzare" il deflusso.

La pendenza è ovunque sotto il 5% dunque, come esplicitato nel paragrafo 8.1, in questo campo si prevede l'inserimento canalette semplici in terra vegetate.

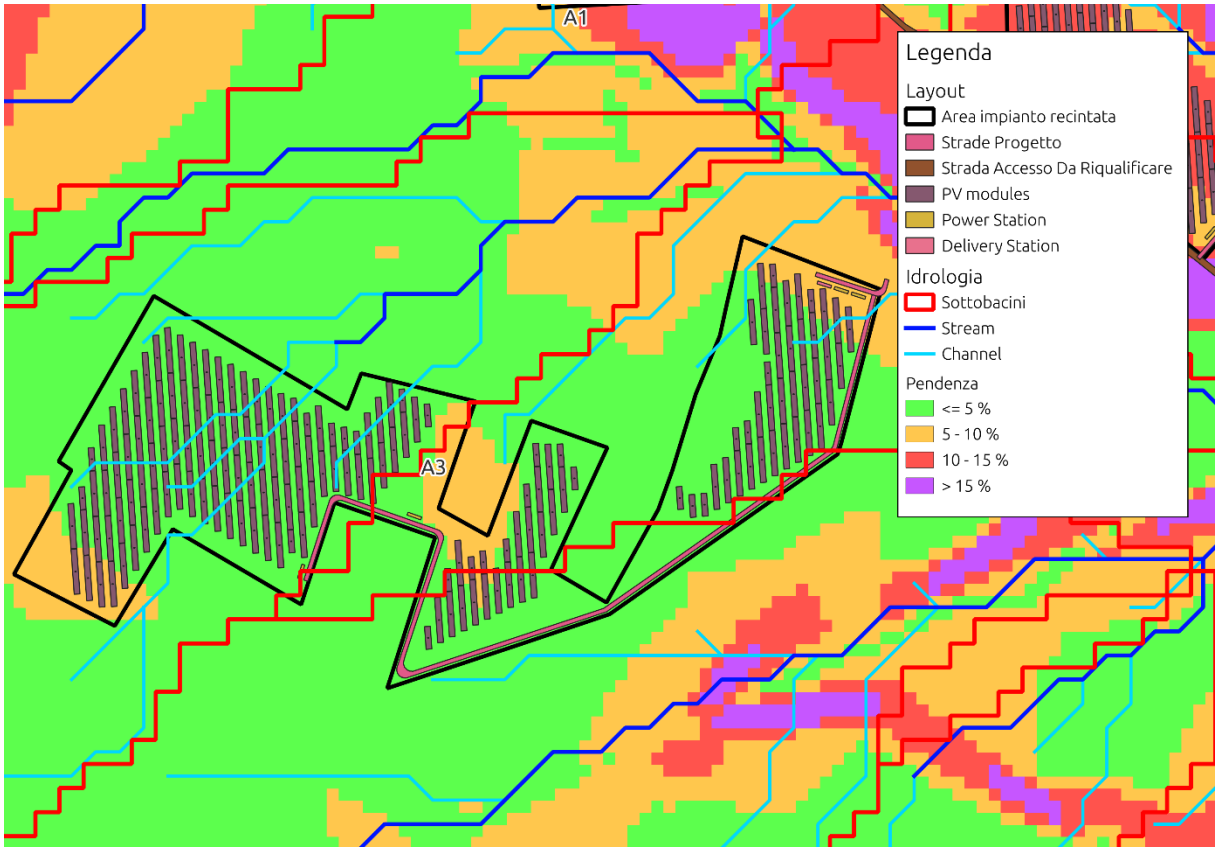

Figura 7.6: Campo A3 con indicazione delle pendenze, e informazioni idrologiche (bacini scolanti, rete principale e secondaria)

Figura 7.7: Campo A3 con ortofoto

7.1.4 Campo B1

Il campo B1 internamente non è attraversato da nessun elemento idrico e quindi non sono individuate criticità interne.

Anche esternamente non ci sono aree che scolano all'interno del bacino e quindi non si evidenziano rischi esterni.

Il campo è caratterizzato internamente dalla presenza di un punto di alto da cui l'acqua parte e defluisce verso l'esterno dell'area in diverse direzioni: verso NO nella zona nord-occidentale e verso SE nella zona sud-orientale. La direzione naturale di deflusso è abbastanza concorde all'orientamento dei tracker ed i punti di scarico naturali sono facilmente rispettati.

La principale criticità di questo campo è la forte pendenza che è nella metà a NE tra il 5 e il 15% e nell'altra metà raggiunge valori superiori al 15%. Come esplicitato nel paragrafo 8.1, con una pendenza compresa tra il 5% e il 10%, è previsto l'inserimento di canalette con fondo rinforzato in materiale granulare e inserimento di salti di fondo e con pendenze superiori al 10% si prevede la l'inserimento di elementi di ingegneria naturalistica più complessi, da progettare nelle successive fasi progettuali. Entrambe le tipologie di canalette servono a consentire la dissipazione di energia, dunque il rallentamento delle velocità.

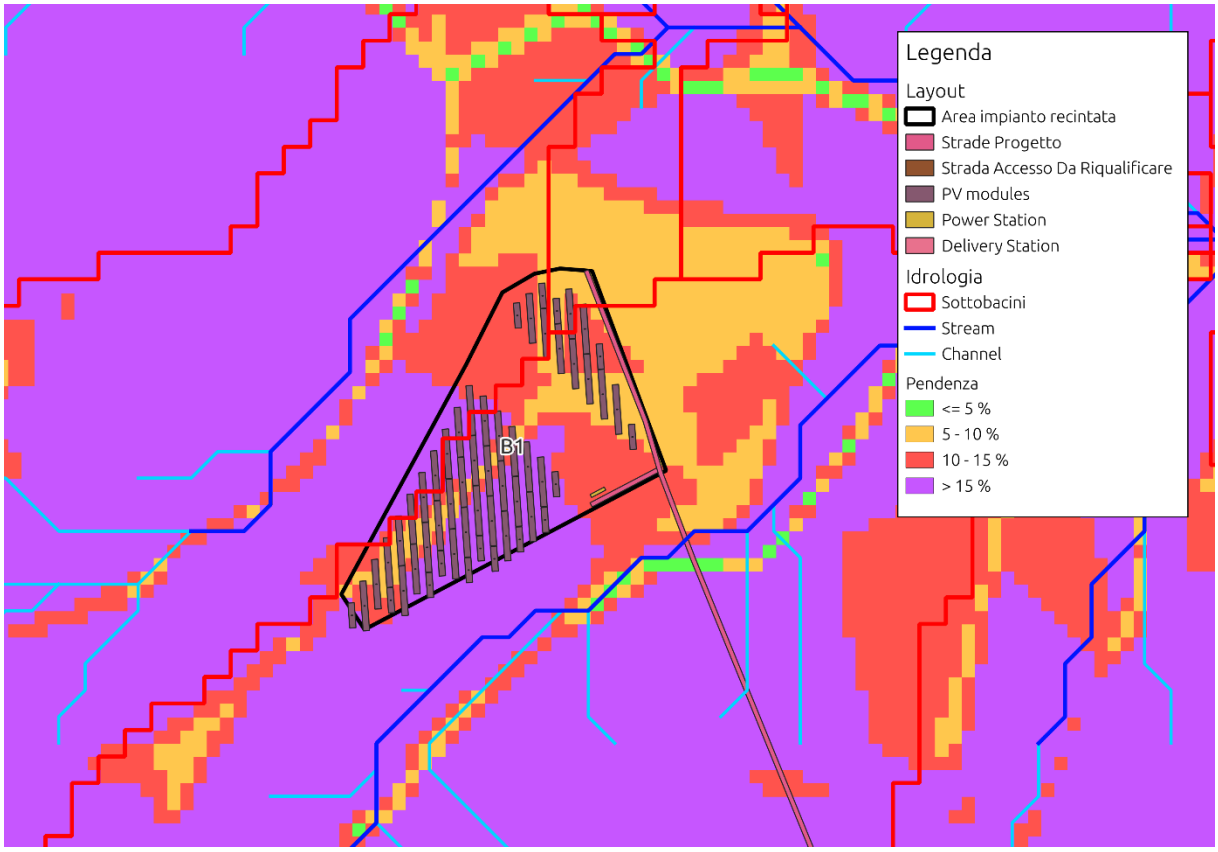

Figura 7.8: Campo B1 con indicazione delle pendenze, e informazioni idrologiche (bacini scolanti, rete principale e secondaria)

Figura 7.9: Campo B1 con ortofoto

7.1.5 Campi B2 e B3

Il campo B2 non è attraversato da elementi idrici internamente e quindi non sono individuate criticità interne. Il campo B3 invece presenta dei punti al suo interno in cui sono distinguibili dei *channel*. Tuttavia questi non vengono considerati un vero e proprio rischio in quanto si tratta comunque di elementi idrici con dimensioni molto ridotte, dal riscontro su ortofoto sono distinguibili dei solchi che però si trovano all'esterno della recinzione ed infine occuperebbero comunque delle aree in cui il layout non prevede la presenza di tracker.

Per quanto riguarda i rischi provenienti dall'esterno, per entrambi i campi non si individuano aree che scolano all'interno del bacino.

Nel campo B2 è presente un punto di alto da cui si diramano quattro sottobacini e l'acqua tende ad andare in direzione Nord nella zona settentrionale e in direzione Sud nella zona meridionale. In ogni caso la direzione naturale del flusso coincide con la direzione dei tracker. Nel campo B3 invece si trova uno spartiacque che divide il campo in direzione N-S e la direzione dell'acqua è da NE a SO nell'area occidentale e da NO a SE nell'area orientale.

In entrambi i campi la direzione del flusso è concorde con l'orientamento dei tracker e risulta sempre possibile il rispetto dei punti di scarico naturali.

La pendenza è ovunque sotto il 5% dunque, come esplicitato nel paragrafo 8.1, in questo campo si prevede l'inserimento canalette semplici in terra vegetate.

La pendenza nel campo B2 è bassa solo in un'area limitata ed è tra il 5 e il 15% per il resto del campo. Relativamente all'area B3 invece, dove sono posizionati i tracker la pendenza è tra il 5% e il 10% nella fascia settentrionale e tra il 10 e il 15% nella parte a Sud-Est. Come esplicitato nel paragrafo 8.1, con una pendenza compresa tra il 5% e il 10%, è previsto l'inserimento di canalette con fondo rinforzato in materiale granulare e inserimento di salti di fondo e con pendenze superiori al 10% si prevede la l'inserimento di elementi di ingegneria naturalistica più complessi, da progettare nelle successive fasi progettuali. Entrambe le tipologie di canalette servono a consentire la dissipazione di energia, dunque il rallentamento delle velocità.

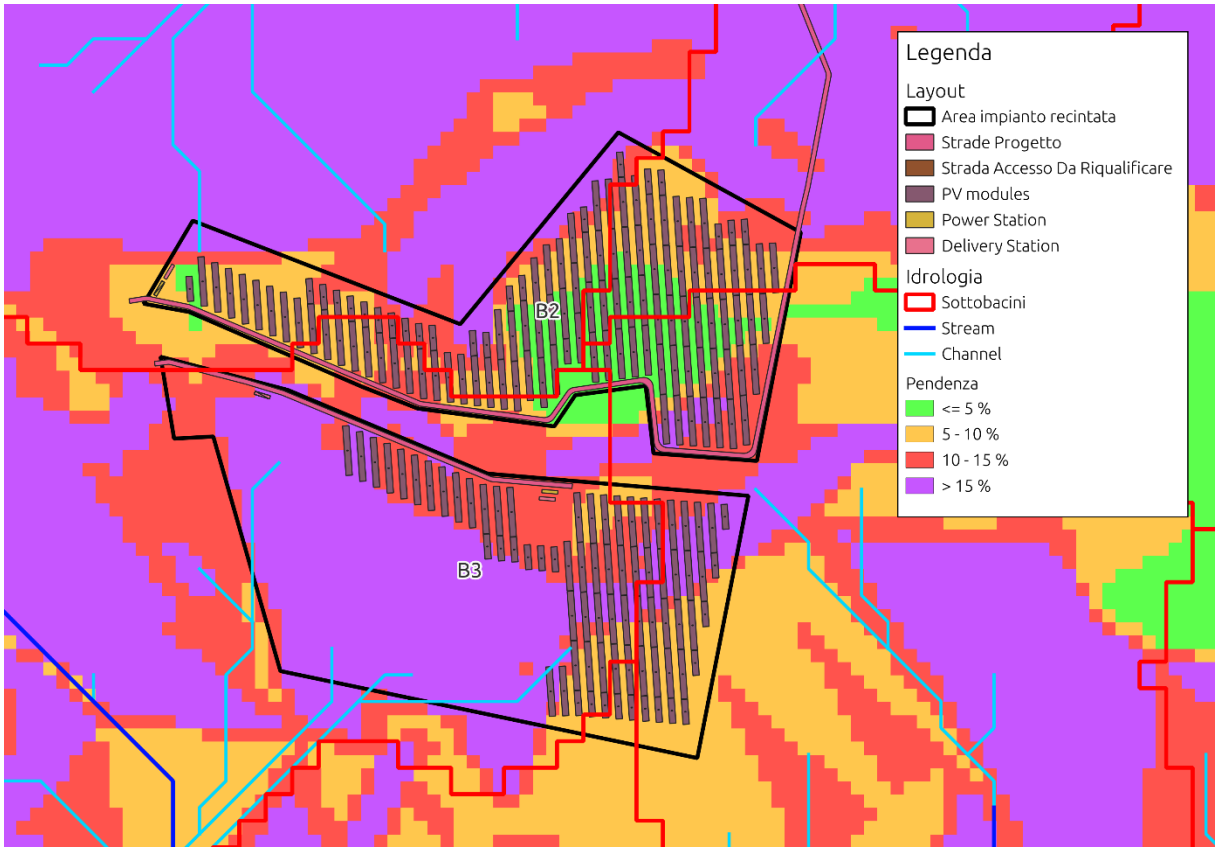

Figura 7.10: Campi B2 e B3 con indicazione delle pendenze, e informazioni idrologiche (bacini scolanti, rete principale e secondaria)

Figura 7.11: Campi B2 e B3 con ortofoto

7.1.6 Campi C1 e C2

Il campo C1 sembra interferire con due *channel* ad Est, dall'ortofoto però si distingue il solco naturale tra il campo C1 e C2, senza interferire con nessuno dei due. Per il resto non si individuano altri elementi idrici e quindi i due sottocampi non presentano criticità internamente.

Per quanto riguarda i rischi provenienti dall'esterno, per entrambi i campi non si individuano aree che scolano all'interno del bacino

Entrambi i campi presentano punti di alto per cui l'acqua defluisce naturalmente verso l'esterno in diverse direzioni verso i ricettori naturali. In particolare, nella zona Est del campo C1 la direzione del flusso va da Nord-Ovest a Sud-Est, nella zona occidentale del campo l'acqua segue il percorso NE-SO; tutta la parte meridionale scarica verso Sud. Nel campo C2, la zona Sud è caratterizzata da un flusso che ha direzione N-S e nella zona Nord, al contrario, l'acqua tende a muoversi in direzione Nord; nell'area centro orientale rimanente l'acqua ha una direzione che va da Nord-Est a Sud-Ovest.

La direzione del flusso coincide quasi ovunque con quella dei tracker, tranne nella zona occidentale del campo C1 e nella zona Est del campo C2. In queste aree risulta difficile rispettare i punti di scarico naturali. Per risolvere questa problematica si provvederà all'inserimento di canalette nel senso del flusso, trasversalmente alla direzione dei tracker. Questa scelta progettuale è stata concordata con i progettisti (vedi paragrafo 8.1).

La direzione del flusso coincidente con quella dei tracker permette di rispettare i punti di scarico naturali.

Le aree più pendenti (sopra al 15%) si trovano nella zona meridionale ed orientale del campo C1 e a SO del campo C2. Queste zone però per lo più non sono interessate dalla presenza di tracker. Il resto delle aree ha una pendenza inferiore al 5% e, in alcuni punti, compresa tra il 5 e il 10%. Come esplicitato nel paragrafo 8.1, con una pendenza compresa tra il 5% e il 10%, è previsto l'inserimento di canalette con fondo rinforzato in materiale granulare per permettere la dissipazione di energia, dunque il rallentamento delle velocità.

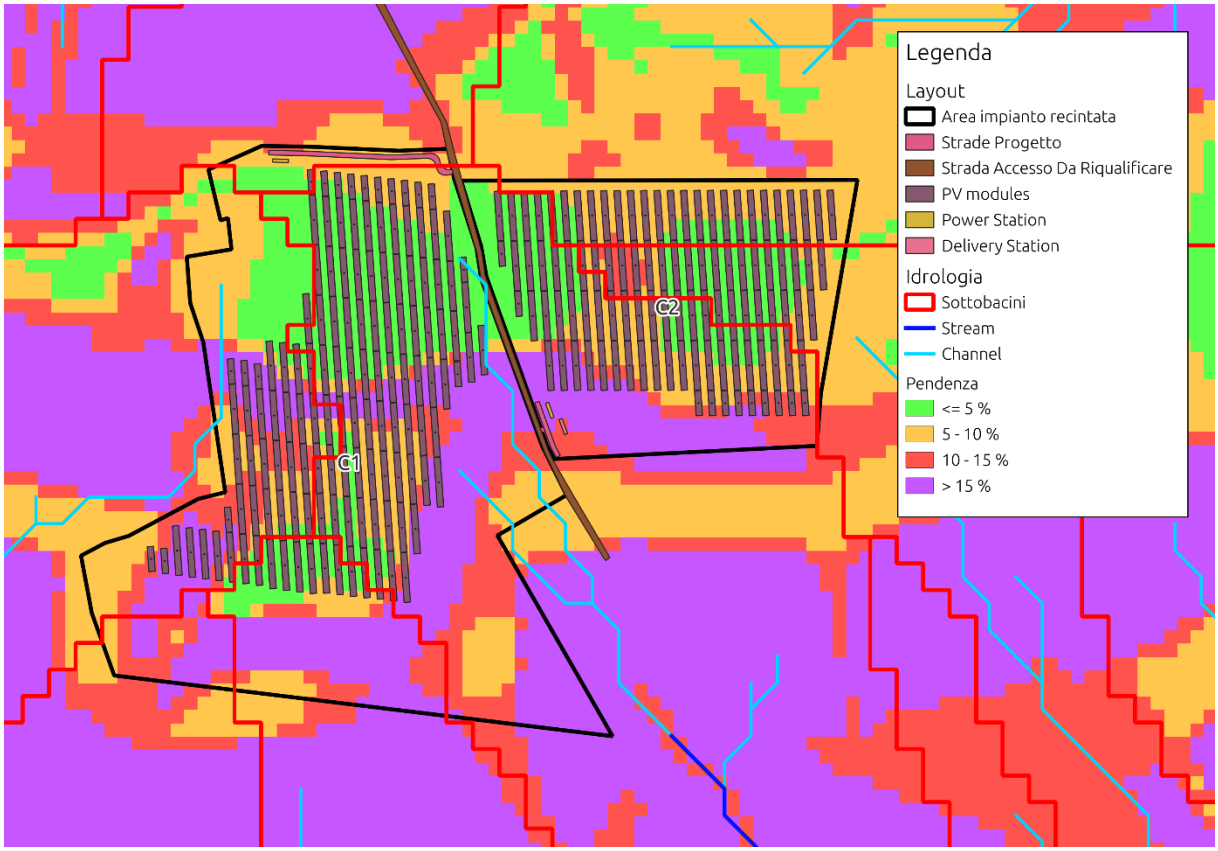

Figura 7.12: Campi C1 e C2 con indicazione delle pendenze, e informazioni idrologiche (bacini scolanti, rete principale e secondaria)

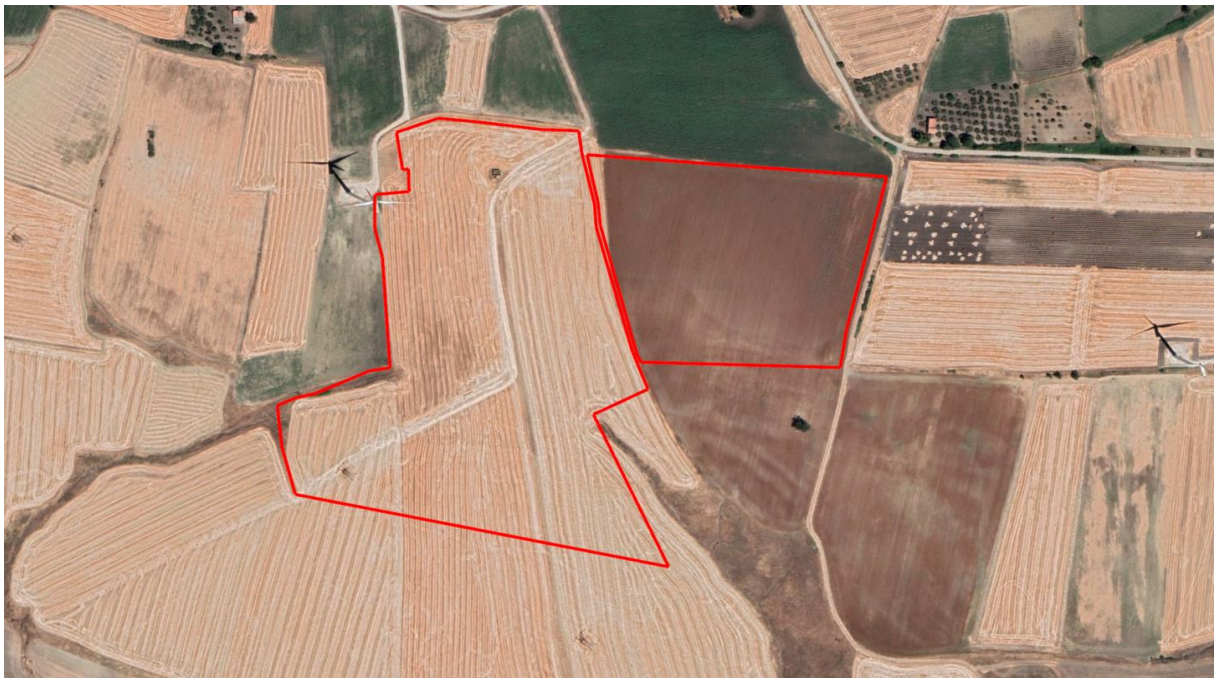

Figura 7.13: Campi C1 e C2 con ortofoto

7.1.7 Campo D1

Il campo D1 è costeggiato a Sud da uno *stream* ben visibile anche da ortofoto, verso cui defluiscono diversi *channel,* due dei quali ricadono all'interno del campo analizzato. Da ortofoto si intravedono due solchi che potrebbero essere vie preferenziali di deflusso. Il rischio che ne consegue può essere definito basso in quanto si tratta di *channel* di dimensioni ridotte.

Come rischi esterni si individua solo un'area limitata a Nord della parte centrale del campo che defluisce all'interno della recinzione. La risoluzione del rischio esterno consisterà nell'inserimento di una canaletta perimetrale, come richiesto dai progettisti, per permettere l'allontanamento delle acque provenienti dall'esterno senza che queste ricadano all'interno dell'area di impianto. Nella fase successiva potrà essere valutato l'utilizzo di arginelli o di altre tecnologie.

Tutta l'area meridionale del campo D1 è caratterizzata da una direzione del flusso che va verso Sud. In due aree a nord, una a NO e l'altra a NE, l'acqua tende a defluire verso Nord. Una piccola area del campo che si trova a NE è caratterizzata da una direzione di flusso che va da Ovest ad Est.

I punti di scarico esistenti si riescono a rispettare ovunque tranne che nella sopracitata area a NE in cui l'acqua ha una direzione opposta rispetto al senso dei tracker. In questo caso, si prevede l'inserimento di canalette in senso trasversale ai tracker, così come da accordi con i progettisti (vedi paragrafo 8.1).

La criticità maggiore è la pendenza che risulta molto elevata in tutto il campo (per la maggior parte superiore al 15%). Come esplicitato nel paragrafo 8.1, in presenza di pendenze superiori al 10% si prevede la l'inserimento di canalette con elementi di ingegneria naturalistica più complessi, da progettare nelle successive fasi progettuali, per consentire la dissipazione di energia, dunque il rallentamento delle velocità.

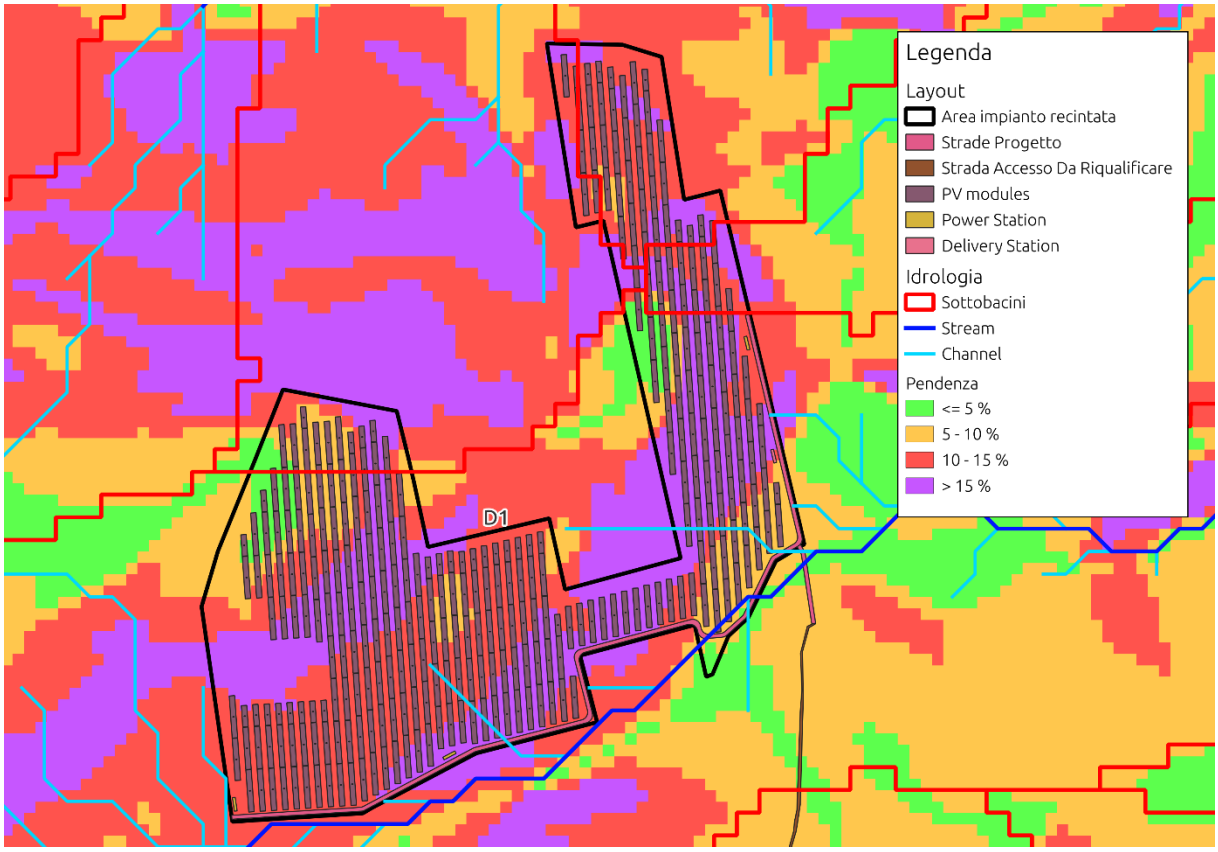

Figura 7.14: Campo D1 con indicazione delle pendenze, e informazioni idrologiche (bacini scolanti, rete principale e secondaria)

Figura 7.15: Campo D1 con ortofoto

7.2 CONSIDERAZIONI CLIMATICHE

Le informazioni climatiche della regione Molise sono poche ed incomplete. La pubblicazione "La classificazione climatica della regione Molise" (Aucelli et al., 2007) cerca di riempire tali lacune conoscitive proponendo una classificazione climatica del territorio molisano attraverso l'analisi geostatistica delle serie termometriche e pluviometriche esistenti. L'analisi climatica proposta dagli autori ha riguardato soprattutto la distribuzione spaziale e temporale delle precipitazioni e delle temperature a cui si è aggiunta un'analisi della distribuzione territoriale dell'aridità.

L'analisi della distribuzione spaziale delle precipitazioni permette di identificare sul territorio molisano la presenza di alcune aree principali a diversa piovosità.

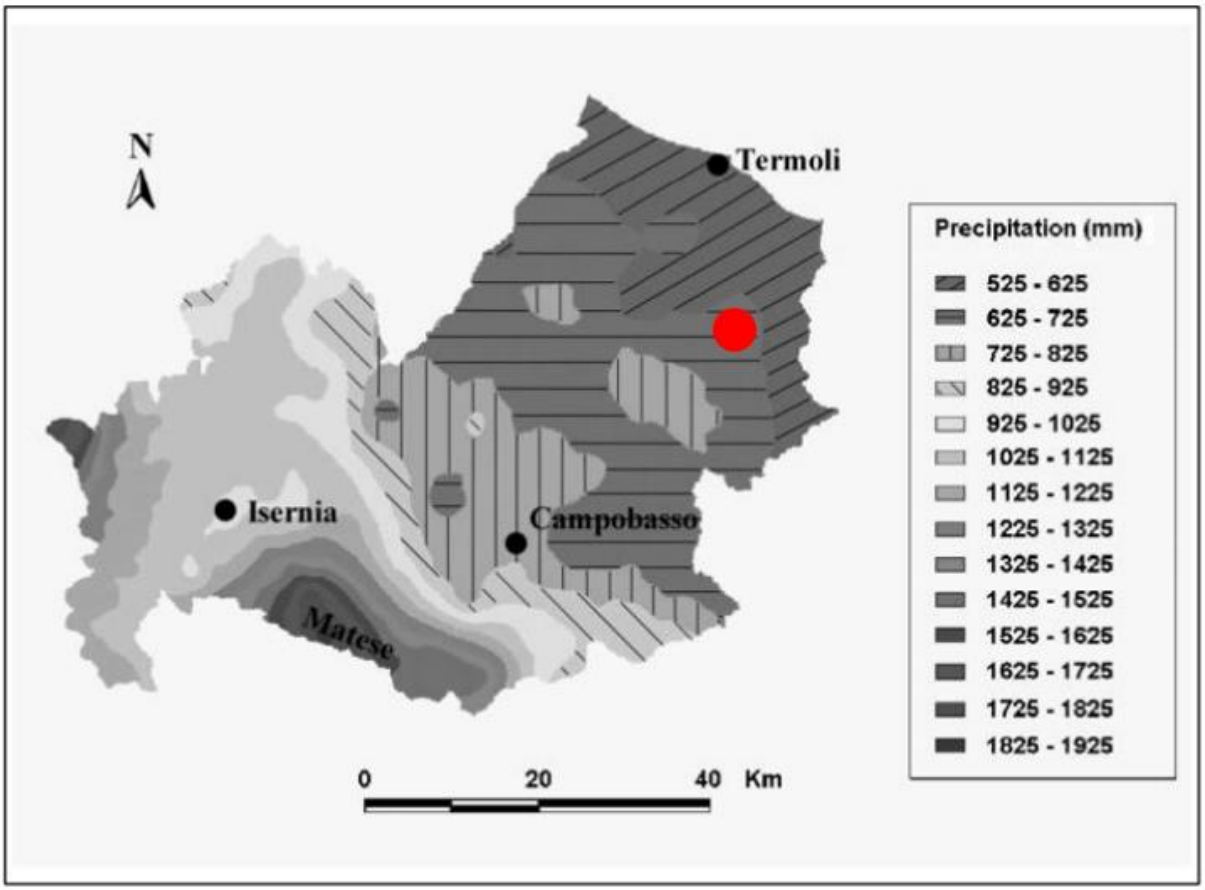

Figura 7.16: Distribuzione regionale delle precipitazioni medie annue (da Aucelli et al., 2007)

Dalla Figura 7.16 si può notare come procedendo dalla costa verso le zone interne della regione ci sia un graduale incremento delle precipitazioni. In particolare, l'area di progetto è caratterizzata da una precipitazione tra 625 e 732 mm.

Per quel che riguarda le temperature si può affermare si può affermare che la sua distribuzione altimetrica non presenta la stessa eterogeneità di comportamento delle precipitazioni e mostra un andamento molto vicino alla linearità (Figura 7.17), con un gradiente termico pari 0.6 °C ogni 100m.

Le temperature medie annue diminuiscono procedendo dalla costa verso l'interno, per poi tornare nuovamente ad aumentare nel settore sud-occidentale del Molise. L'area di intervento si trova nella zona di temperatura media annua più elevata, compresa tra 15 e 16 °C.

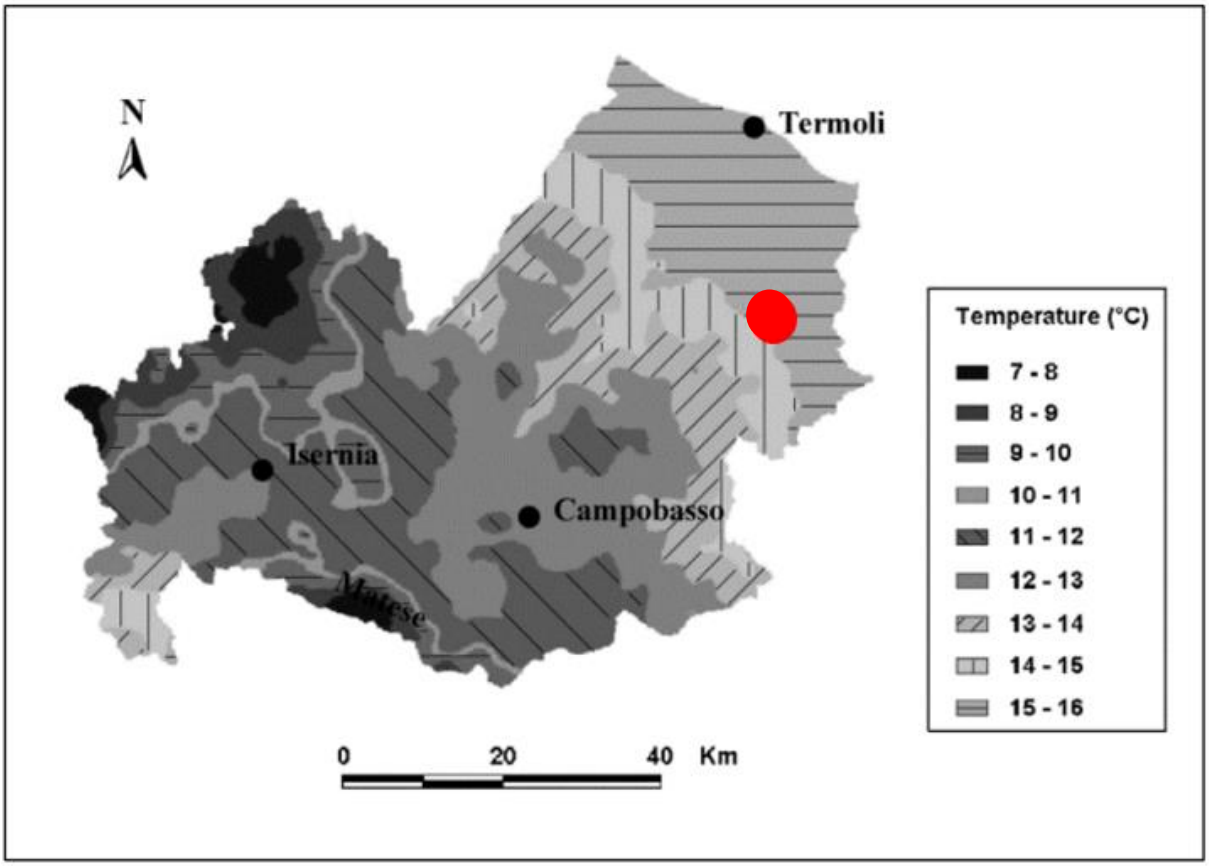

Figura 7.17: Distribuzione regionale della temperatura media (da Aucelli et al., 2007)

In base all'analisi dei precedenti parametri, in Molise è stata riconosciuta la presenza di un'unica categoria climatica principale: la categoria dei climi temperato-caldi. Sono state identificate ulteriori due sotto-categorie:

- Clima con stagione asciutta ricadente nel periodo estivo, confinata nell'area costiera meridionale e nella fascia territoriale ad essa adiacente
- Clima umidi

L'area oggetto dell'intervento ricade all'interno di una zona definita con *clima temperato-caldo umido con estate calda*.

Ai fini di effettuare uno studio sui volumi di acqua meteorica potenzialmente accumulabili a scopo irriguo all'interno delle aree catastali, è stata effettuato uno studio più approfondito sui dati di precipitazione e temperatura. A tal fine è stato utilizzato il sito *weatherspark.com* che fornisce rapporti meteo dettagliati sulla base dei dati climatici ottenuti da *MERRA-2 Modern-Era Retrospective Analysis* dellaNASA. La rianalisi effettuata dal sito unisce una varietà di misurazioni in un'ampia area in un modello meteorologico stato dell'arte per ricostruire la storia oraria del clima in tutto il mondo in una griglia di 50 chilometri.

Sono stati così ottenuti i dati di temperatura e precipitazione per il comune di Montorio nei Frentani. Dopo un confronto tra i valori ottenuti dal suddetto sito e valori di stazioni misurate nella regione, la fonte è stata ritenuta affidabile sul territorio molisano.

Tabella 7.1: valori medi mensili di precipitazione e temperatura media, minima e massima per il comune di Montorio nei Frentani (fonte: https://weatherspark.com/y/76897/Average-Weather-in-Montorio-Nei-Frentani-Italy-Year-Round)

	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
P (mm)	35,8	34,6	35,5	34,6	29,4	23,6	19,2	22	38,9	44,8	56,1	41,2
T (°C)	6	6	9	12	17	21	24	24	20	16	11	7
Tmin (°C)	4	4	6	9	13	17	20	20	16	12	8	5
Tmax (°C)	9	9	12	16	20	25	28	28	24	19	14	10

7.3 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO

L'evento di pioggia di progetto alla base dei calcoli idrologici e della simulazione/dimensionamento idraulico delle vasche di laminazione è scelto in base al concetto di tempo di ritorno.

Il periodo di ritorno di un evento, definito anche come "tempo di ritorno", è il tempo medio intercorrente tra il verificarsi di due eventi successivi di entità uguale o superiore ad un valore di assegnata intensità o, analogamente, è il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta.

Oltre al concetto di tempo di ritorno vi è poi la probabilità che un evento con tempo di ritorno T si realizzi in N anni:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

Il grafico riportato di seguito esprime il rischio di superare l'evento con tempo di ritorno T durante N anni.

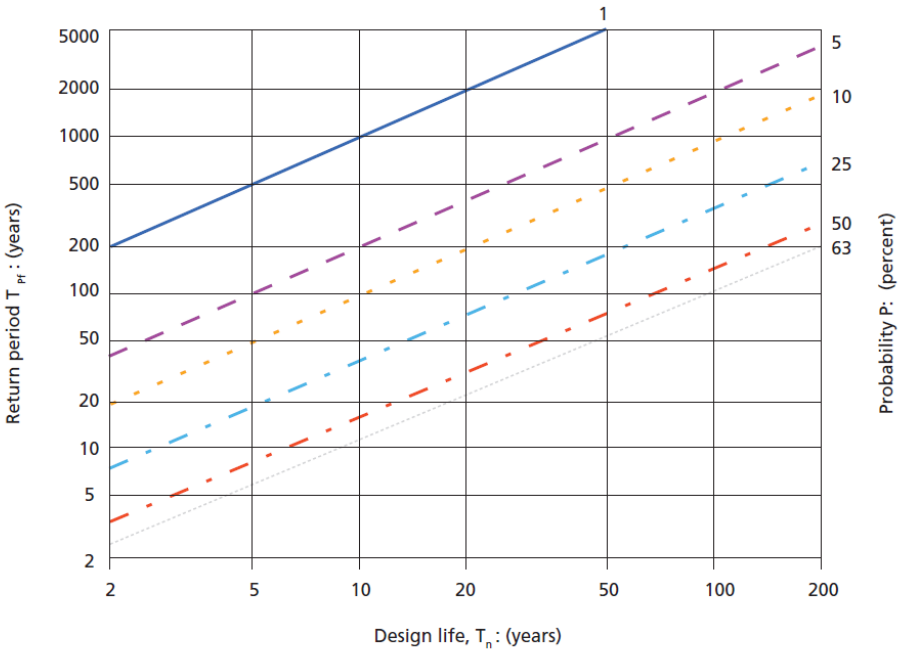

Figura 7.18: Probabilità che un evento con determinati Tempi di ritorno si verifichi in N anni

La durata della vita utile dell'impianto agrivoltaico in oggetto è assunta pari a 30 anni. Il tempo di ritorno per il calcolo della precipitazione di progetto è stato dunque assunto pari a 30 anni.

7.4 ANALISI PROBABILISTICA DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE

Per l'applicazione di un modello afflussi-deflussi e la successiva determinazione delle portate meteoriche superficiali, è stato necessario determinare la curva di possibilità pluviometrica caratteristica dell'area oggetto di intervento.

Il tempo di ritorno da assegnare alla curva di possibilità pluviometrica è stato fatto variare da un minimo di 2 anni ad un massimo di 100 anni.

Secondo quanto previsto dalla "Relazione di Piano (dic. 2004) – AdB" lo studio idrologico a livello di bacino per la determinazione delle portate attese con diversi tempi di ritorno è da condurre in conformità con quanto previsto dal progetto Valutazione Piene (VAPI) del Gruppo Nazionale di Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) e deve in ogni caso tener conto dei dati raccolti dagli Uffici periferici dell'ex Servizio Mareografico e Idrografico Nazionale e da eventuali elaborazioni dei dati prodotti dagli stessi Uffici.

La documentazione più recente relativa all'analisi pluviometrica è lo "Studio del rischio idrogeologico nella Regione (maggio 2001) – Regione Molise".

L'analisi pluviometrica è stata svolta sulla base dell'Analisi regionale delle piogge massime annuali di durata compresa tra 1 e 24 ore. Il modello statistico utilizzato fa riferimento alla distribuzione TCEV (Rossi et al. 1984) con regionalizzazione di tipo gerarchico (Fiorentino et al. 1987). Lo studio è articolato secondo i primi due livelli di regionalizzazione.

L'inferenza statistica a livello regionale è stata condotta ipotizzando un'unica curva di crescita per le durate da 1 a 24 ore. Le stazioni complessivamente analizzate sono 66 di cui 49 sono state utilizzate per l'inferenza statistica, scartando quelle stazioni con meno di 15 dati. Sulla base dei risultati dell'analisi statistica regionale al secondo livello sono state ricavate per ciascuna stazione le curve di possibilità pluviometrica che assumono la seguente espressione:

$$h(T,d) = K_T a' d^n$$

Dove h(d, T) sta a indicare l'altezza di pioggia che dipende dal tempo di ritorno considerato e dalla durata, K_T rappresenta la curva di crescita in funzione del tempo di ritorno, a' ed n sono parametri che dipendono dal sito considerato e vengono stimati per ogni stazione con una regressione ai minimi quadrati.

Al fine di rendere utilizzabili nella modellazione idrologica le curve di possibilità pluviometrica così calcolate la curva di crescita espressa dal parametro K_T è stata approssimata con una funzione del tipo:

$$K_T = a'' T^m$$

Dove a''=0.9297 ed m=0.2101.

La curva di possibilità pluviometrica può quindi essere espressa come:

$$h = a\, d^n\, T^m$$

Dove i valori di a, n ed m sono tabellati per durate superiori o inferiori all'ora per tutte le stazioni.

Nel caso in esame la stazione più vicina all'area di studio è quella di Larino, con cod. 3581. I valori dei parametri della stazione di riferimento sono:

- a = 21.39 mm/h
- n = 0.352
- m = 0.210

Di seguito riportate le Curve di Possibilità Pluviometrica distinte per eventi pluviali di durata superiore e inferiore ad un'ora e per diversi tempi di ritorno.

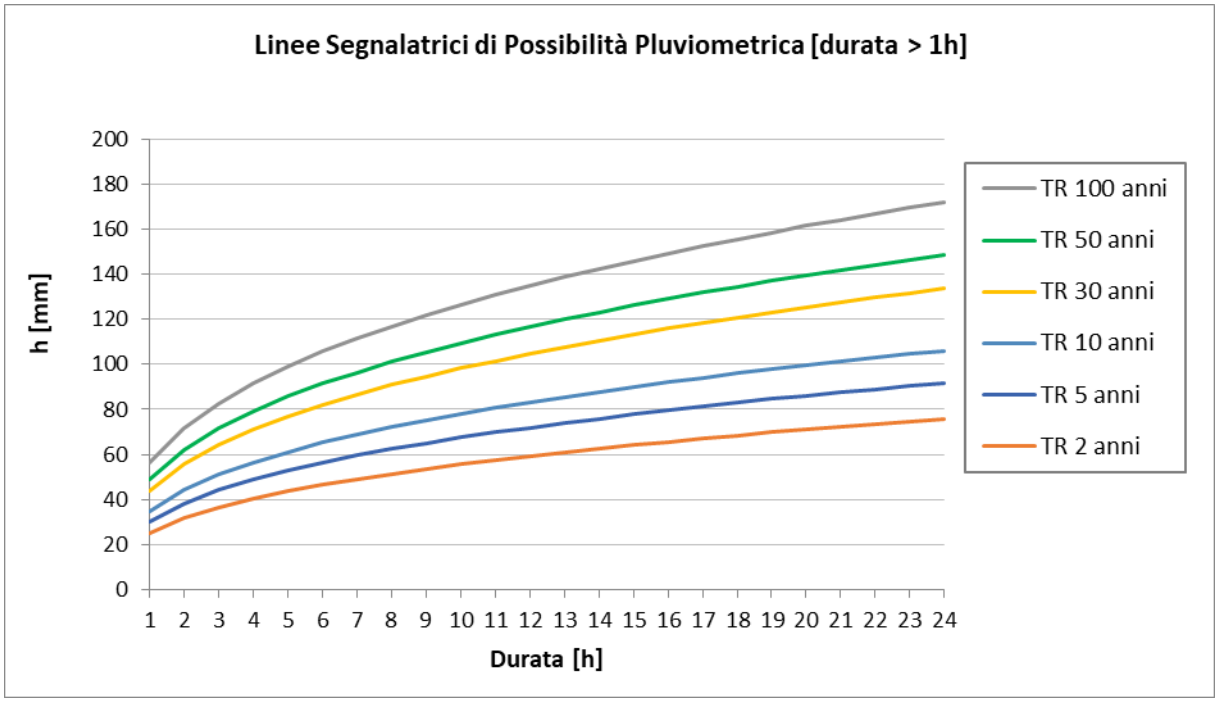

Figura 7.19: Curve di possibilità pluviometrica (CPP) per eventi di durata > 1h

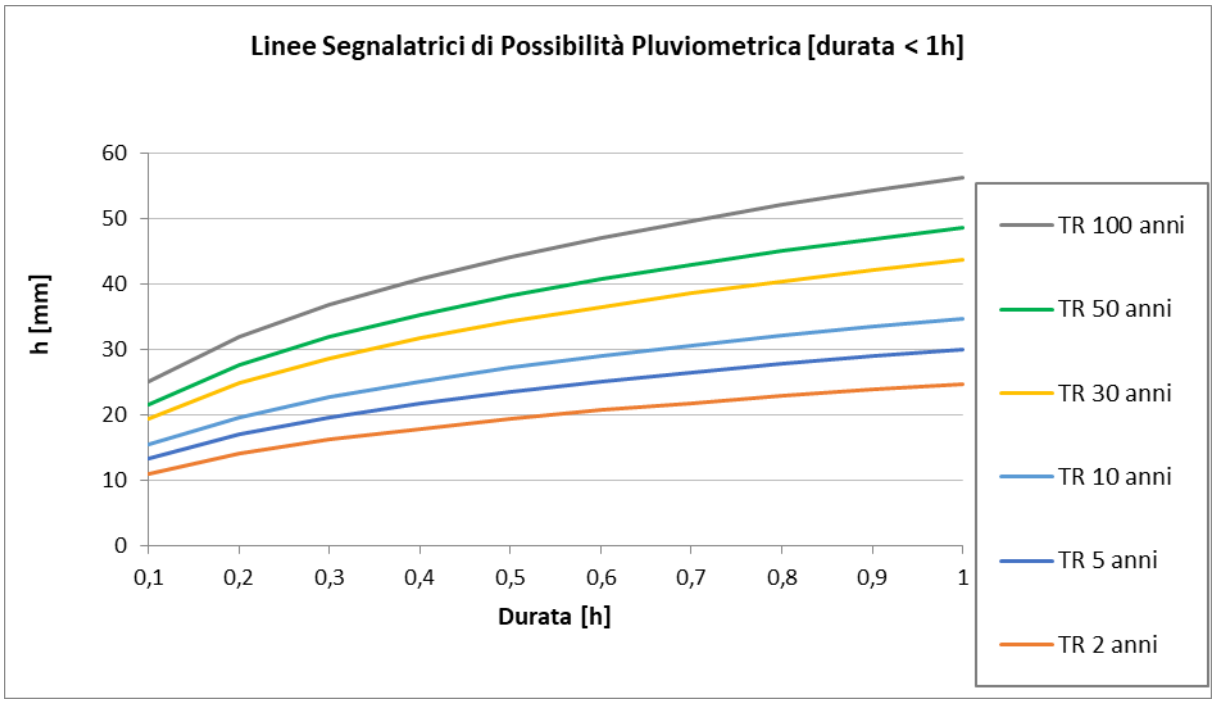

Figura 7.20: Curve di possibilità pluviometrica (CPP) per eventi di durata < 1h

Nella tabella seguente si riportano, inoltre, per diverse durate t (0,5 – 24h) e tempi di ritorno T (2, 5, 10, 30, 50 e 100 anni), i valori delle altezze di precipitazione h_T espresse in mm.

ALTEZZA PIOGGIA AL VARIARE DEL TEMPO DI RITORNO E DELLA DURATA H [MM]						
DURATA [H]	TR 2 ANNI	TR 5 ANNI	TR 10 ANNI	TR 30 ANNI	TR 50 ANNI	TR 100 ANNI
0,5	19,4	23,5	27,2	34,2	38,1	44,1
1	24,7	30,0	34,7	43,7	48,6	56,3
2	31,6	38,3	44,3	55,8	62,1	71,8
3	36,4	44,2	51,1	64,3	71,6	82,8
4	40,3	48,9	56,5	71,2	79,2	91,7
5	43,6	52,8	61,1	77,0	85,7	99,1
6	46,5	56,4	65,2	82,1	91,4	105,7
7	49,1	59,5	68,8	86,7	96,5	111,6
8	51,4	62,4	72,1	90,8	101,1	117,0
9	53,6	65,0	75,2	94,7	105,4	121,9
10	55,6	67,5	78,0	98,3	109,4	126,5
11	57,5	69,8	80,7	101,6	113,1	130,9
12	59,3	71,9	83,2	104,8	116,6	134,9
13	61,0	74,0	85,6	107,8	120,0	138,8
14	62,6	75,9	87,8	110,6	123,1	142,4
15	64,2	77,8	90,0	113,3	126,2	145,9
16	65,7	79,6	92,1	115,9	129,1	149,3
17	67,1	81,3	94,0	118,4	131,9	152,5
18	68,4	83,0	96,0	120,9	134,5	155,6
19	69,8	84,6	97,8	123,2	137,1	158,6
20	71,0	86,1	99,6	125,4	139,6	161,5
21	72,3	87,6	101,3	127,6	142,0	164,3
22	73,4	89,0	103,0	129,7	144,4	167,0
23	74,6	90,4	104,6	131,7	146,7	169,6
24	75,7	91,8	106,2	133,7	148,9	172,2

7.5 IDENTIFICAZIONE DEI BACINI SCOLANTI DI PROGETTO

Nel presente paragrafo sono state identificate le singole aree scolanti. A tal fine è stata eseguita una simulazione del modello digitale del terreno disponibile con lo scopo di identificare le principali informazioni morfologiche e idrologiche a scala di bacino nello stato di fatto (pendenze e isoipse, delimitazione del bacino idrografico, rete principale e secondaria).

La simulazione è stata condotta mediante algoritmi TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models) e successivamente rielaborata in ambiente GIS.

In Figura 7.21 sono riportati i bacini individuabili all'interno dell'area di impianto (in verde) e le aree di alimentazione meteorica esterne all'area di progetto (in arancione).

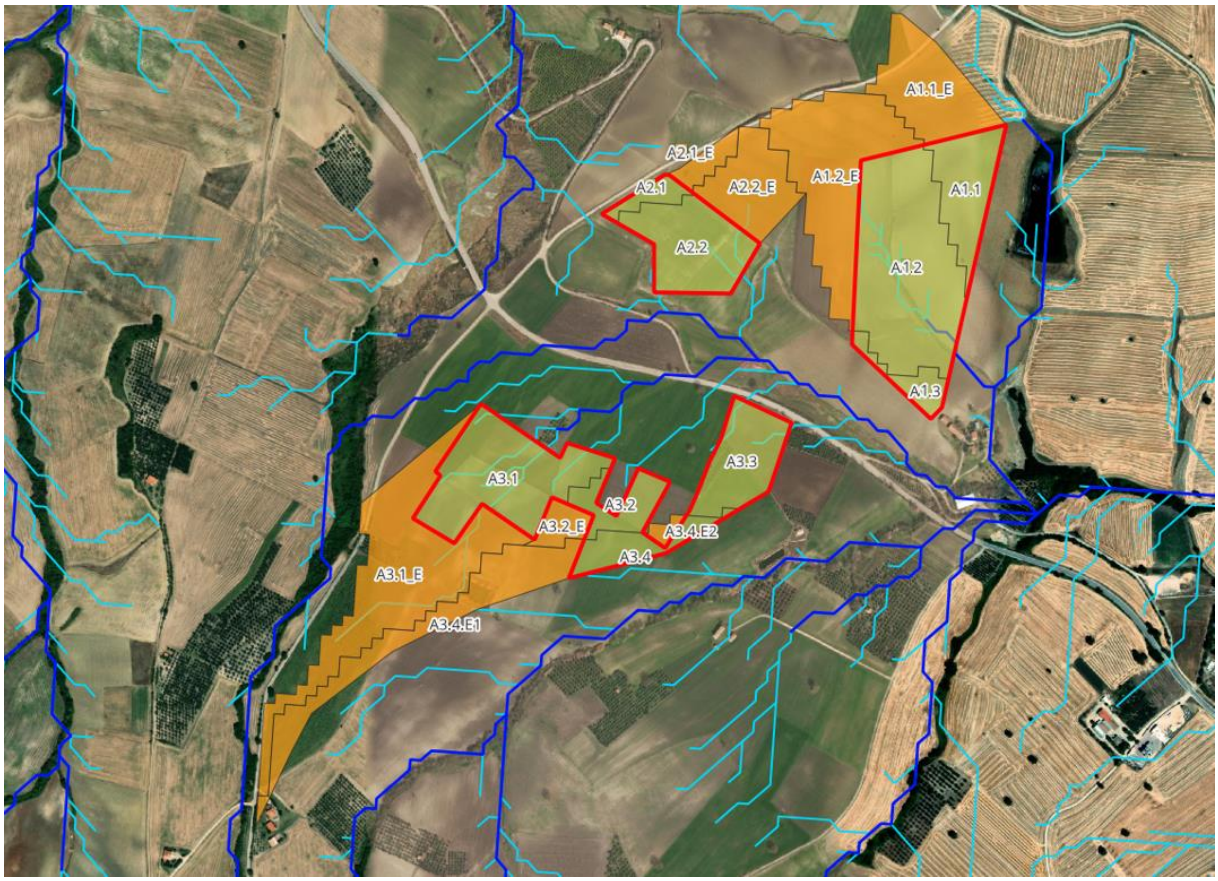

Figura 7.21: Delimitazione bacini scolanti interni (verde) ed esterni (arancione) e codifica – CAMPO "A"

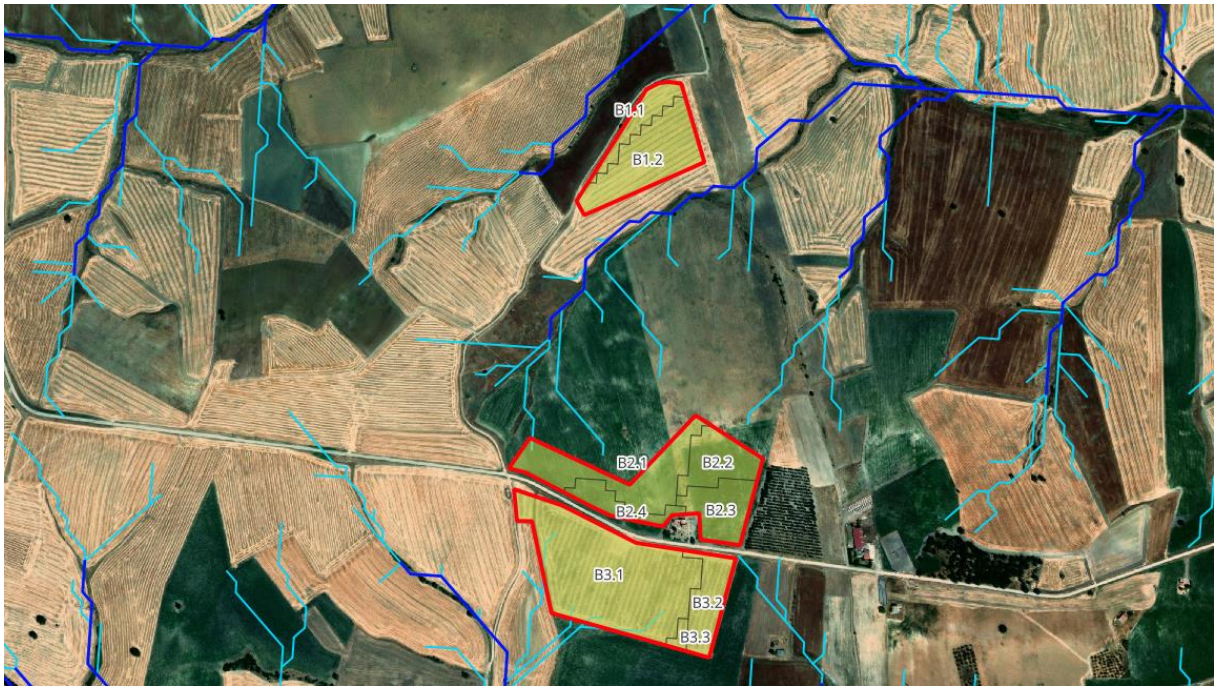

Figura 7.22: Delimitazione bacini scolanti interni e codifica – CAMPO "B"

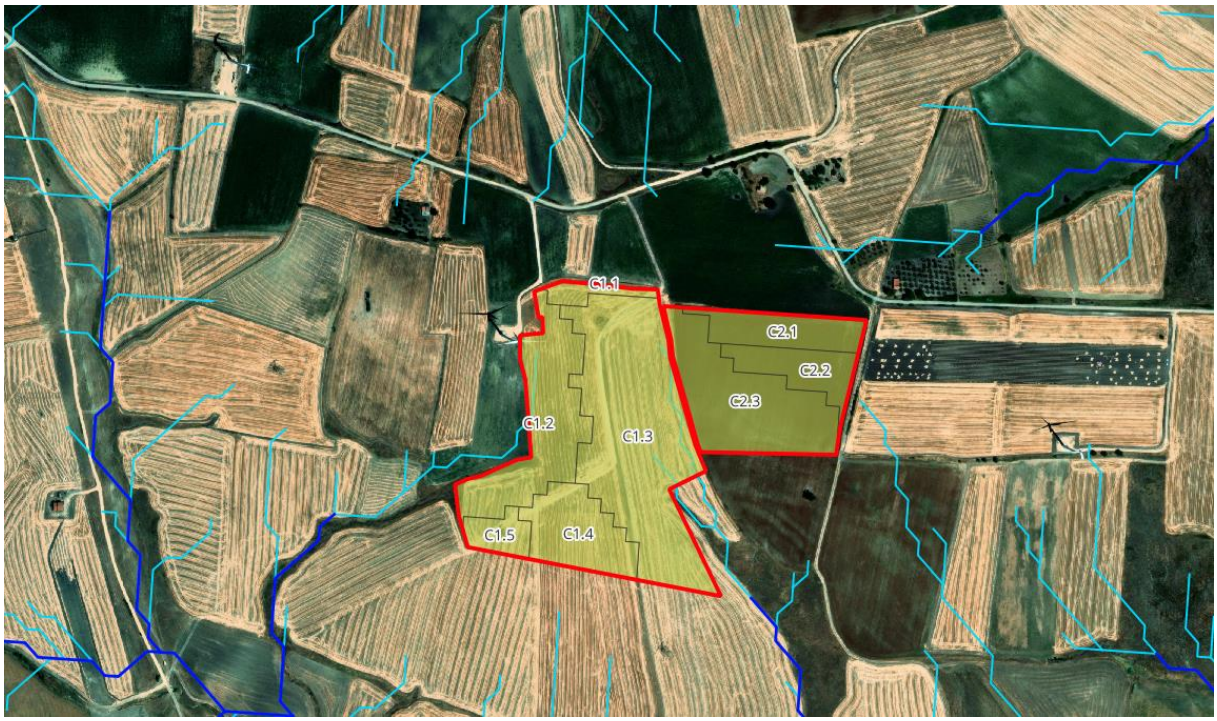

Figura 7.23: Delimitazione bacini scolanti interni (verde) e codifica – CAMPO "C"

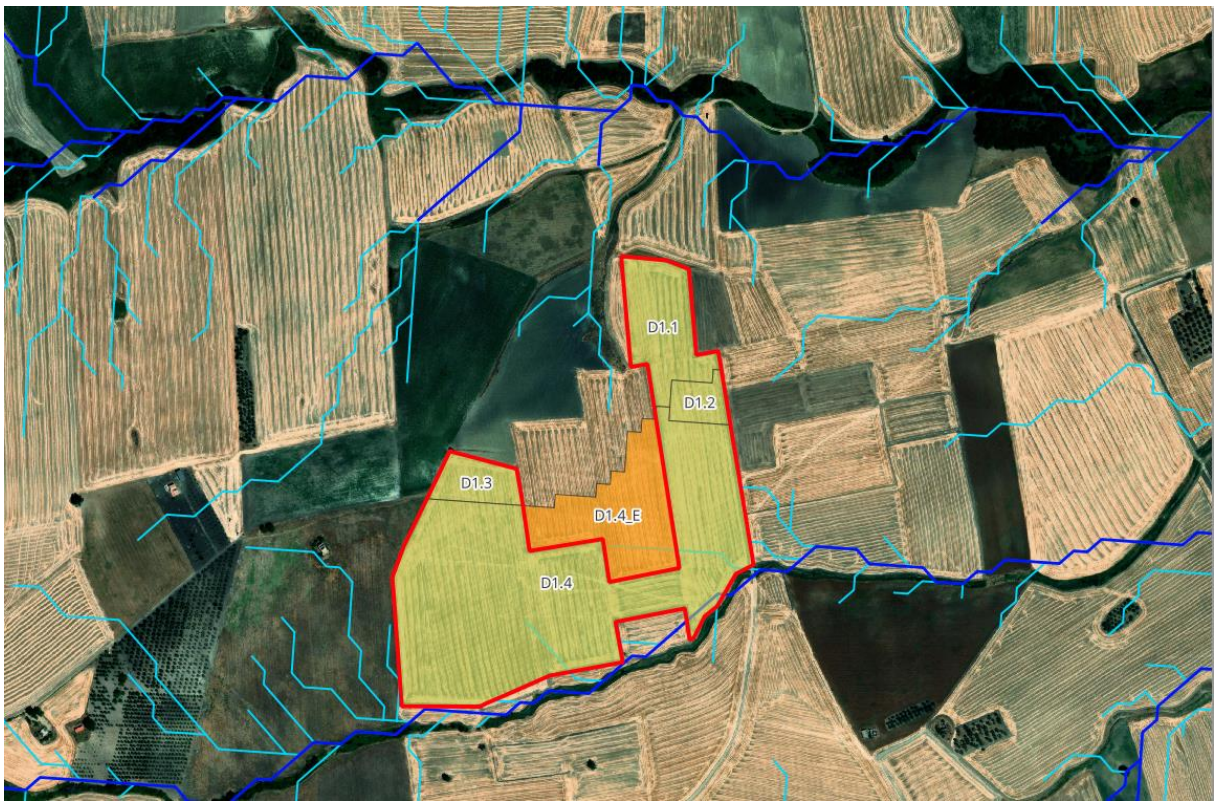

Figura 7.24: Delimitazione bacini scolanti interni (verde) ed esterni (arancione) e codifica – CAMPO "D"

Tabella 7.2 e Tabella 7.3 riportano i bacini scolanti individuati (rispettivamente interni ed esterni) e l'area delle relative superfici espresse in metri quadri.

La rete estratta attraverso la simulazione, descritta in precedenza, è stata quindi sovrapposta con le aree di progetto e sulla base dei risultati è stato definito il sistema interno di gestione delle acque meteoriche e i punti di affluenza.

Lo stato di progetto presenterà quindi una rete di drenaggio con i percorsi e punti di affluenza ai canali perimetrali compatibili con lo stato di fatto. La rete interna a tali siti sarà principalmente costituita da canalette in terra a cielo aperto.

Tabella 7.2 Bacini di drenaggio interni all'impianto, codifica e superficie scolante

BACINI DI DENAGGIO INTERNO	
ID BACINO	AREA [MQ]
A1.1	24 400
A1.2	75 314
A1.3	8 263
A2.1	5 699
A2.2	32 849
A3.1	50 230
A3.2	13 121
A3.3	25 660
A3.4	13 094
B1.1	7 822
B1.2	24 059
B2.1	23 758
B2.2	12 876
B2.3	13 097
B2.4	7 128
B3.1	59 810
B3.2	11 989
B3.3	1 551
C1.1	3 305
C1.2	27 115
C1.3	56 518
C1.4	15 962
C1.5	5 208
C2.1	11 410

BACINI DI DENAGGIO INTERNO	
ID BACINO	AREA [MQ]
C2.2	10 177
C2.3	29 595
D1.1	19 140
D1.2	5 300
D1.3	7 676
D1.4	113 475

Tabella 7.3 Bacini di alimentazione esterni all'impianto, codifica e superficie scolante

BACINI DI DENAGGIO ESTERNO	
ID BACINO	AREA [MQ]
A1.1_E	33 720
A1.2_E	58 261
A2.1_E	6 280
A2.2_E	25 587
A3.1_E	75 149
A3.2_E	7 119
A3.4.E1	38 348
A3.4.E2	2 369
D1.4_E	26 448

7.6 VALUTAZIONE DELLA PIOGGIA EFFICACE (NETTA)

La determinazione della pioggia efficace ovvero della porzione di volume della precipitazione che contribuisce effettivamente alla formazione dell'onda di piena è stata eseguita applicando il "metodo percentuale".

Questo metodo ipotizza che le perdite costituiscano una percentuale costante della quantità di pioggia durante l'evento.

Si considera il coefficiente di deflusso ϕ, caratteristico dell'evento nella sua totalità, come rapporto tra il volume di precipitazione netta (P_{netta}) ed il volume di precipitazione totale (P):

$$\varphi = \frac{P_{netta}}{P}$$

Al fine di ottenere lo ietogramma di pioggia netta, la pioggia sintetica "di progetto" viene moltiplicata per il parametro ϕ, ammettendosi così che i fenomeni di infiltrazione e perdita idrica siano costanti durante tutta la durata dell'evento piovoso.

7.6.1 Valutazione ante-operam

Come descritto nel paragrafo 3.2 l'area di progetto si sviluppa su aree ad uso agricolo, in particolare colture intensive.

Si assume che il valore di CN possa variare in relazione alle condizioni iniziali di imbibimento all'atto della piena. Lo stato di imbibimento viene espresso, in modo quali-quantitativo, in base ad un indice di pioggia, ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento di piena.

A seconda di tale valore, vengono identificate le tre classi AMC I, II, III, che rappresentano rispettivamente terreno inizialmente asciutto, mediamente imbibito e fortemente imbibito.

Nella figura di seguito si riporta il grafico di correlazione CN-SCS/coefficiente di deflusso e Altezza di Pioggia/coefficiente di deflusso.

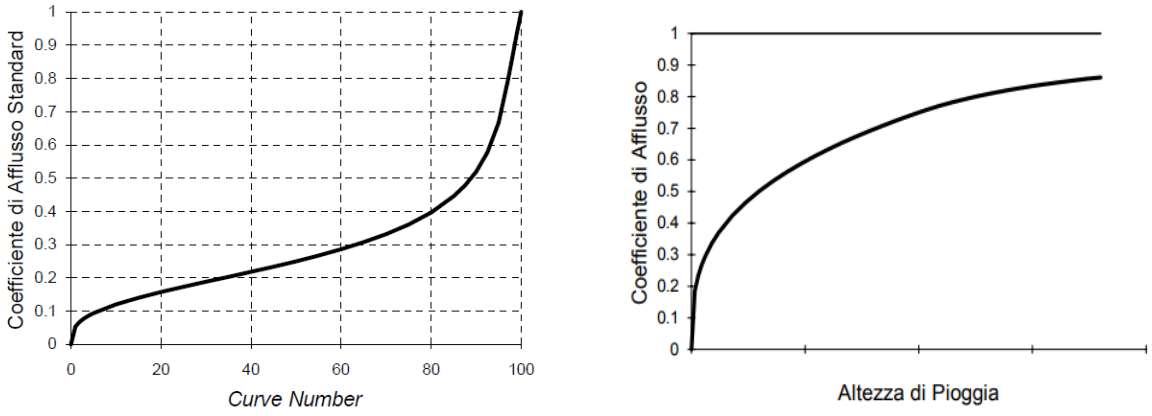

Figura 7.25: A sinistra, correlazione da letteratura SCS-CN vs. coeff. afflusso/deflusso. A destra, correlazione da letteratura Altezza di Pioggia vs. coeff. afflusso/deflusso

Il valore di CN (II) può essere individuato in funzione della categoria di uso del suolo e della potenzialità di deflusso del terreno. In questo caso è stato assunto un valore di CN (II) pari ad 80.

A vantaggio di sicurezza nelle successive fasi di calcolo sarà considerato un valore di AMC III derivabile grazie alla seguente equazione:

$$CN\ (III) = \frac{23\ CN\ (II)}{10 + 0.13\ CN\ (II)}$$

Il valore derivato di CN nell'ipotesi di AMC III è 90.

A seguito del calcolo del CN è stato possibile determinare il coefficiente di deflusso della zona, basandosi su fonte da letteratura e sulle curve sopra riportate e in base alla durata degli eventi critici e ai CN calcolati confrontando la precipitazione lorda con la precipitazione netta.

Il coefficiente di deflusso *ante-operam* è stato assunto pari a ***0,45.***

Il coefficiente di deflusso potrà essere ricalibrato in virtù di ulteriori analisi e approfondimenti a seguito di indagini sito-specifiche.

7.6.2 Valutazione post-operam

In merito alle aree prevalentemente permeabili è stato valutato l'effettivo impatto dell'installazione di strutture tracker.

L'interasse fra le strutture sarà di circa 10,00 metri. L'altezza in mezzeria della struttura sarà di circa 1,77 m (rispetto al piano di campagna). I tracker non avranno una configurazione fissa ma oscilleranno durante le fasi del giorno. Il tracker si posizionerà stabilmente con un tilt prossimo a zero solo in condizioni di messa in sicurezza in occasione di velocità del vento superiore alla soglia limite.

Si ritiene che durante un evento intenso con tempo di ritorno pari a quello di progetto, la capacità di infiltrazione, così come le caratteristiche di permeabilità del terreno, delle aree di intervento non siano modificate dall'installazione delle strutture.

Analogamente si può affermare delle platee di appoggio delle cabine elettriche che avranno un'area trascurabile rispetto all'intera estensione delle aree.

Ciononostante, volendo cautelativamente ipotizzare una perdita di capacità di infiltrazione delle acque meteoriche, si è valutata arealmente l'incidenza e si sono valutati gli impatti in termini di capacità di infiltrazione delle eventuali acque di ruscellamento che si generano su ogni settore di progetto su aree permeabili.

Tale valutazione è stata condotta sulla base di precedenti studi internazionali (rif. "Hydrologic responce of solar farm", Cook, Lauren, Richard - 2013 –American Society of Civil Engineers) improntati su un modello concettuale di impatto che simula il modulo idrologico tipo di impianto come costituito da un'area di installazione pannelli ed una di interfila.

L'area di interfila presenta una capacità di infiltrazione non influenzata dall'opera in progetto; l'area interessata dalla struttura, invece, viene schematizzata come composta al 50% da una sezione "Wet" con capacità di infiltrazione non influenzata e collegata alla precedente area di interfila e una sezione "dry" che si assume a favore di sicurezza come non soggetta ad infiltrazione diretta e quindi con coefficiente di deflusso pari a 1. Lo schema è visibile in Figura 7.26.

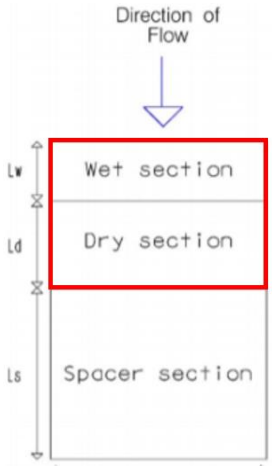

Figura 7.26 - Modulo tipo, descrivente il modello concettuale idrologico dell'installazione di strutture fotovoltaiche a tracker su pali infissi comprendente l'area pannelli (in rosso) e l'area di interfila (Fonte: Hydrologic responce of solar farm Cook 2013 American Society of Civil Engineers).

Come descritto in precedenza, la proiezione del tracker a terra non risulterà fissa in quanto la struttura varierà il tilt durante le fasi della giornata. Volendo comunque assumere la condizione più sfavorevole di evento intenso di progetto in occasione di tilt della struttura pari a zero si ottiene un'area dry pari al 50% dell'area utile di installazione pannelli.

Sulla base di tali assunzioni, il coefficiente di deflusso medio ponderale post-operam è stato stimato pari a 0.56 (Tabella 7.4); di conseguenza, l'impermeabilità del sito risulterà incrementata del **16%.**

Tabella 7.4: Aree scolanti e caratteristiche di infiltrazione negli scenari ante-operam/post-operam

STATO DI FATTO	AREA [HA]	AREA MODULI [HA]	PERCENTUALE DEI MODULI SULL'AREA NETTA INSTALLAZIONE DI PANNELLI	AREA DRY STIMATA CON TILT PARI A 0° [HA]	PERCENTUALE AREA AVENTE EFFETTO POTENZIALMENTE DRY	COEF. DI DEFLUSSO ANTE-OPERAM ASSUNTO	COEFF. DI DEFLUSSO POST-OPERAM STIMATO
Superfici agricole	71,94	66 144	25%	9,15	13%	0,45	0,52

Sulla base dei coefficienti di deflusso stimati, sono state calcolate le portate al colmo durante l'evento di progetto negli scenari ante-operam e post-operam.

7.7 MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI/DEFLUSSI – STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO

Per calcolare le portate di scolo dai bacini imbriferi costituiti dai singoli settori in cui è prevista l'area di progetto, si è determinato per ognuno di essi l'evento critico, cioè l'evento meteorico che produce la massima portata al colmo (portata critica). A tal fine si è adottato il modello cinematico (o della corrivazione).

Ipotizzando che la precipitazione sia a intensità costante e che la curva tempi aree del bacino sia lineare, la durata critica coincide con il tempo di corrivazione del bacino e la portata critica (portata di progetto) è data dall'espressione:

$$Q_P = \varphi \cdot \frac{i(T_0, t_C) \cdot A}{360}$$

Dove:

Q_P = portata critica (netta) [m^3/s];

ϕ = coefficiente di deflusso, mediante il quale si tiene conto delle perdite per infiltrazione e detenzione superficiale [adimensionale];

$i(T_0, t_C)$ = intensità media della precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino (t_C - min) ed avente un tempo di ritorno (T – anni) [mm/h];

A = superficie del bacino [ha].

Il valore del tempo di corrivazione è stato calcolato con la formula di Kirpich per i bacini interni e come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete per i bacini esterni.

Tabella 7.5: Determinazione delle portate di progetto con tempo di ritorno 30 anni nello scenario ante e post operam per i bacini interni al "Campo A" dell'area di progetto

BACINO	A1.1	A1.2	A1.3	A2.1	A2.2	A3.1	A3.2	A3.3	A3.4
S (ha)	2,45	7,57	0,83	0,57	3,30	5,05	1,32	2,58	1,32
L asta (m)	195	427	228	95	193	410	201	285	163
t_C (h)	0,05	0,11	0,09	0,03	0,05	0,12	0,07	0,11	0,06
h (60) (mm)	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7
h(t) (mm)	15,4	20,1	18,4	12,7	15,4	20,7	16,8	19,8	16,5

BACINO	A1.1	A1.2	A1.3	A2.1	A2.2	A3.1	A3.2	A3.3	A3.4
Intensità (mm/h)	297	183	214	428	299	173	252	188	263
Coefficiente di deflusso ante-operam (-)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Coefficiente di deflusso post-operam (-)	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
Portata al colmo ante-operam Qcr (mc/s)	**0,91**	**1,73**	**0,22**	**0,31**	**1,24**	**1,09**	**0,42**	**0,61**	**0,43**
Portata al colmo post-operam Qcr (mc/s)	1,05	2,00	0,26	**0,35**	**1,43**	**1,26**	**0,48**	**0,70**	**0,50**

Tabella 7.6: Determinazione delle portate di progetto con tempo di ritorno 30 anni nello scenario ante e post operam per i bacini interni al "Campo B" dell'area di progetto

BACINO	B1.1	B1.2	B2.1	B2.2	B2.3	B2.4	B3.1	B3.2	B3.3
S (ha)	0,79	2,42	2,39	1,29	1,32	0,72	6,01	1,21	0,16
L asta (m)	246	237	312	157	155	50	236	241	63
t_C (h)	0,06	0,05	0,07	0,05	0,04	0,02	0,05	0,05	0,03
h (60) (mm)	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7
h(t) (mm)	15,9	15,7	16,8	15,5	13,7	10,9	14,7	15,5	12,0
Intensità (mm/h)	279	287	255	294	370	560	324	293	471
Coefficiente di deflusso ante-operam (-)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Coefficiente di deflusso post-operam (-)	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
Portata al colmo ante-operam Qcr (mc/s)	0,27	0,87	0,76	0,48	0,61	0,50	2,43	0,44	0,09
Portata al colmo post-operam Qcr (mc/s)	0,32	1,00	0,88	0,55	0,70	0,58	2,81	0,51	0,11

Tabella 7.7: Determinazione delle portate di progetto con tempo di ritorno 30 anni nello scenario ante e post operam per i bacini interni al "Campo C" dell'area di progetto

BACINO	C1.1	C1.2	C1.3	C1.4	C1.5	C2.1	C2.2	C2.3
S (ha)	0,33	2,73	5,68	1,60	0,52	1,15	1,02	2,98
L asta (m)	172	198	370	131	76	239	201	223
t_C (h)	0,07	0,05	0,08	0,03	0,02	0,07	0,06	0,05
h (60) (mm)	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7
h(t) (mm)	16,9	15,1	18,3	12,9	10,7	16,9	15,8	15,3
Intensità (mm/h)	252	308	217	413	578	250	285	301
Coefficiente di deflusso ante-operam (-)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Coefficiente di deflusso post-operam (-)	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
Portata al colmo ante-operam Qcr (mc/s)	**0,10**	**1,05**	**1,54**	**0,83**	**0,38**	**0,36**	**0,36**	**1,12**
Portata al colmo post-operam Qcr (mc/s)	**0,12**	**1,21**	**1,78**	**0,96**	**0,44**	**0,41**	**0,42**	**1,29**

Tabella 7.8: Determinazione delle portate di progetto con tempo di ritorno 30 anni nello scenario ante e post operam per i bacini interni al "Campo D" dell'area di progetto

BACINO	D1.1	D1.2	D1.3	D1.4
S (ha)	1,92	0,53	0,77	11,41
L asta (m)	187	91	165	331
t_C (h)	0,04	0,03	0,04	0,06
h (60) (mm)	43,7	43,7	43,7	43,7
h(t) (mm)	13,9	12,0	14,2	16,4
Intensità (mm/h)	361	470	348	264
Coefficiente di deflusso ante-operam (-)	**0,45**	**0,45**	**0,45**	**0,45**
Coefficiente di deflusso post-operam (-)	**0,52**	**0,52**	**0,52**	**0,52**

BACINO	D1.1	D1.2	D1.3	D1.4
Portata al colmo ante-operam Qcr (mc/s)	**0,87**	**0,31**	**0,34**	**3,77**
Portata al colmo post-operam Qcr (mc/s)	**1,00**	**0,36**	**0,39**	**4,36**

Tabella 7.9: Determinazione delle portate di progetto con tempo di ritorno 2 anni nello scenario ante e post operam per i bacini esterni all'area di progetto

BACINO	A1.1_E	A1.2_E	A2.1_E	A2.2_E	A3.1_E	A3.2_E	A3.4.E1	A3.4.E2	D1.4_E
S (ha)	3,37	5,83	0,63	2,56	7,51	0,71	3,83	0,24	2,64
L asta (m)	350	225	157	224	750	110	875	82	210
t_C (h)	0,31	0,29	0,28	0,29	0,39	0,27	0,41	0,27	0,29
h (60) (mm)	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7	43,7
h(t) (mm)	16,5	16,0	15,8	16,0	17,7	15,6	18,1	15,5	16,0
Intensità (mm/h)	52	55	57	55	46	58	44	58	55
Coefficiente di deflusso ante-operam (-)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Coefficiente di deflusso post-operam (-)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Portata al colmo ante-operam Qcr (mc/s)	**0,22**	**0,40**	**0,04**	**0,18**	**0,43**	**0,05**	**0,21**	**0,02**	**0,18**
Portata al colmo post-operam Qcr (mc/s)	**0,22**	**0,40**	**0,04**	**0,18**	**0,43**	**0,05**	**0,21**	**0,02**	**0,18**

Le condizioni di permeabilità naturali dell'area di intervento vengono pressoché mantenute, con un lieve incremento del coefficiente di deflusso che conseguentemente non genera un aumento rilevante delle portate stimate nelle condizioni post-operam.

8. OPERE IDRAULICHE

Le opere di mitigazione si inseriscono nel progetto più articolato del sistema di regimazione idraulica del sito di intervento.

In particolare, in contrapposizione al classico approccio di drenaggio delle acque meteoriche, in cui il principale obiettivo è l'allontanamento delle acque dal sito, nel presente progetto si sono utilizzate tecniche di progettazione a basso impatto.

La scelta dei sistemi di drenaggio sostenibili porterà al raggiungimento di più obiettivi:

- Regimentazione del carico di acque meteoriche smaltite nei vari corsi idrici, per lo smaltimento tramite laminazione;
- Realizzazione di infrastrutture verdi a vantaggio di quelle grigie;
- Rallentamento e riduzione del picco di piena durante piogge intense;
- Realizzazione di interventi che favoriscano i fenomeni di infiltrazione e ritenzione e gli indiretti processi di bioremediation;
- Contrastare i processi di erosione.

Il presente progetto ha mirato all'utilizzo di:

- Fossi di scolo in terra;
- Bacini di laminazione;
- Protezione scarichi verso solchi di drenaggio naturali mediante implementazione di opere di dissipazione e protezione del versante.

Il sistema di drenaggio è stato dimensionato sulla base dei tempi di ritorno in linea con la vita utile di progetto.

8.1 SISTEMA DI DRENAGGIO SUPERFICIALE DELL'AREA DI INTERVENTO

Attraverso l'analisi TauDEM rielaborata in ambiente GIS (come descritto nel paragrafo 7.1) è stato indentificato un reticolo idrografico principale caratterizzato da corsi preferenziali che non presentano un alveo ben definito, ma possono raggiungere portate significative in seguito ad eventi di pioggia intensi non ordinari.

Alcuni di questi ricadono all'interno dell'area di progetto, di conseguenza la loro pericolosità è stata studiata.

Il progetto ha previsto una sistemazione del drenaggio oggi assente al fine di indirizzare e distribuire le portate, costituita da canalette di forma trapezia scavate nel terreno naturale e rinverdite.

Tra i vantaggi idraulici essi immagazzinano e convogliano le acque scolanti meteoriche favorendo la riduzione dei picchi di deflusso, l'infiltrazione e il rallentamento dei flussi, a seconda della pendenza. Tali opere sono state e sono tuttora largamente in uso nelle aree rurali.

Durante l'avvento dei sistemi di gestione sostenibile questa categoria è stata rielaborata progettualmente creando nuove funzioni quali detenzione, infiltrazione, bioremediation ed ecologica.

Di seguito alcuni esempi:

- Può essere promossa la sedimentazione mediante l'uso di una fitta vegetazione, solitamente piante erbacee, che garantisce basse velocità di flusso per intrappolare gli inquinanti particellari e indiretti effetti fitodepurativi;
- È possibile installare dighe o berme lungo il fosso per favorire ulteriormente lo stoccaggio, il rallentamento, la sedimentazione e l'infiltrazione;
- Mediante la formazione di sottofondo in materiale drenante è possibile incrementare l'infiltrazione creando opere miste con trincee drenanti;
- Utilizzo in commistione con bacini di detenzione come ingresso o uscita.

Nel presente paragrafo sono illustrate le modalità di verifica idraulica di moto uniforme per il dimensionamento dei canali e delle canalette di drenaggio dei diversi settori dell'impianto.

La capacità di convogliamento della sezione idraulica può essere calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, secondo la normale prassi progettuale, utilizzando la nota formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Manning (parametro che si usa nello studio dei flussi dei canali e che varia rispetto alla natura della superficie di riferimento):

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3}\, i^{1/2}}{n} \tag{8}$$

Dove:

- *Q*: portata di riferimento [m^3/s];
- *A:* area della sezione bagnata [m^2];
- *R:* raggio idraulico [m] (rapporto tra A e il corrispondente perimetro bagnato della sezione);
- *i*: pendenza dell'alveo [m/m];
- *n:* coefficiente di conduttanza idraulica di Manning.

Le canalette sono posizionate in maniera prioritaria a protezione di strade e cabinati, parallelamente alle strade interne con i cabinati e lungo le strade perimetrali sul lato più critico di intercettazione delle acque di deflusso.

Le canalette interne all'impianto sono collocate nell'interasse tra le strutture mobili, con disposizione nord-sud. In linea generale, ove possibile, si evita il tracciamento di canalette perpendicolarmente ai filari delle strutture. Per facilitare l'allontanamento delle acque meteoriche, in alcune aree è stato ritenuto necessario inserire delle canalette nella direzione del flusso laddove questa differisse molto rispetto alla direzione dei tracker. Questa soluzione è stata concordata con i progettisti che hanno dato il loro benestare in quanto i pali di sostegno dei tracker risultano sfalsati da progetto.

Le canalette scaricheranno all'esterno della recinzione (all'interno dell'area catastale), in corrispondenza di percorsi naturali di drenaggio, ovvero nei punti in cui naturalmente si ricreano vie preferenziali di deflusso. Allo scarico sarà presente un elemento di tipo riprap al fine di dissipare l'energia e ridurre i problemi di erosione. Gli scarichi della rete di drenaggio senza modifiche tra ante-operam e post-operam convergeranno ai ricettori esistenti. In fase esecutiva verranno realizzati in conformità con le pratiche agricole del sito.

Le canalette saranno realizzate in scavo con una sezione trapezia di larghezza e profondità variabile in funzione della portata di progetto e sponde inclinate di 30° (Figura 8.1). La pendenza delle sponde sarà rivista sulla base delle condizioni sito-specifiche e del successivo progetto.

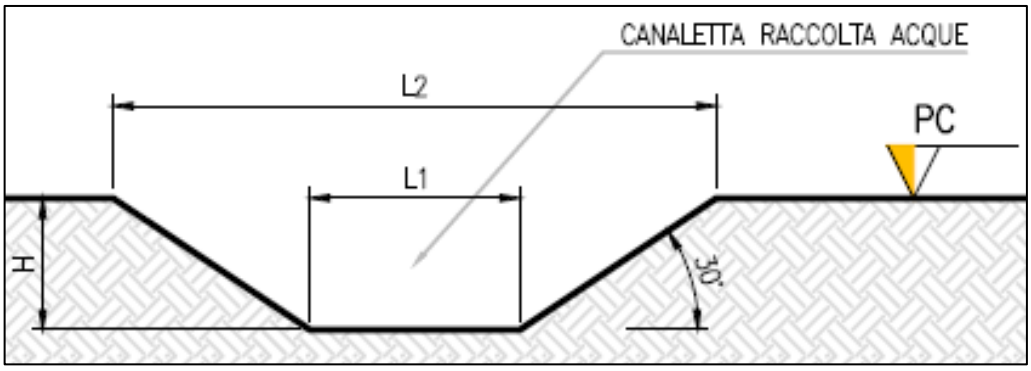

Figura 8.1: Sezione tipologica canaletta di drenaggio realizzata in scavo.

In corrispondenza delle intersezioni con la viabilità o con i muretti a secco, si sono previsti dei tratti interrati composti da scatolati in c.a. carrabili o da tubazioni in HDPE carrabili.

Lo scopo delle canalette e dei condotti interrati è quello di permettere il deflusso dell'intera portata di progetto, relativa a un Tempo di Ritorno di 30 anni.

Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'ingegneria naturalistica. In particolare sono state previste tre tipologie di canalette in funzione della pendenza:

- Canalette semplici in terra vegetate per pendenze < 5%;
- Canalette con fondo rinforzato in materiale granulare e inserimento di salti di fondo per pendenze comprese tra 5 e 10%
- Canalette costruite con elementi di ingegneria naturalistica più complessi da progettare nelle successive fasi progettuali per pendenze > 10%.

Le ultime due tipologie di canalette risultano necessarie nel caso di pendenza più elevata per consentire la dissipazione di energia, dunque il rallentamento delle velocità nel caso in cui il flusso d'acqua lungo le canalette più estese raggiungesse velocità elevate.

In sito, allo stato di fatto, sono già presenti canali rinverditi per la regimazione delle acque, soprattutto nella porzione più a monte del sito.

L'ubicazione planimetrica delle canalizzazioni è illustrata nell'Allegato 01.

8.2 SISTEMA DI PROTEZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO

Durante lo studio dell'area di progetto sono state identificate 9 aree esterne di alimentazione dei bacini interni di cui 8 localizzate idrologicamente a monte di parte dei sottobacini nel campo A e uno localizzato a monte del sottobacino D1.4.

Al fine di proteggere l'area di progetto da eventuali deflussi superficiali esterni è possibile utilizzare il terreno di scavo per la formazione di un piccolo arginello oppure la realizzazione di canalette perimetrali.

La scelta è ricaduta sulle canalette per preferenza indicata dai progettisti.

8.3 SISTEMA DI INFILTRAZIONE E LAMINAZIONE NELL'AREA DI INTERVENTO

La tipologia dell'opera di infiltrazione è stata quella di "vasca di laminazione e di infiltrazione".

Le vasche di infiltrazione consistono in aree rinverdite e depresse con tiranti idrici episodici massimi di 1,2 m.

Le opere a verde di questo tipo di vasche prevedranno riuso del terreno in sito e crescita spontanea manutenuta di essenze vegetali.

Questa tipologia di sistemi di drenaggio sostenibile (SuDS) sono generalmente realizzati con forme differenti in funzione dell'estensione del bacino afferente e degli aspetti paesaggistico/architettonici.

Oltre ai vantaggi in materia idraulica già descritti precedentemente, la scelta di inserimento di queste vsche consentirà:

- Incremento biodiversità e dell'habitat con creazione di isole di rifugio per la fauna;
- Discrete rese di bioremediation soprattutto dovute a meccanismi di filtrazione e adsorbimento;
- Ridotta necessità di manutenzione.

Di seguito si riportano alcune immagini esemplificative dell'opera in oggetto.

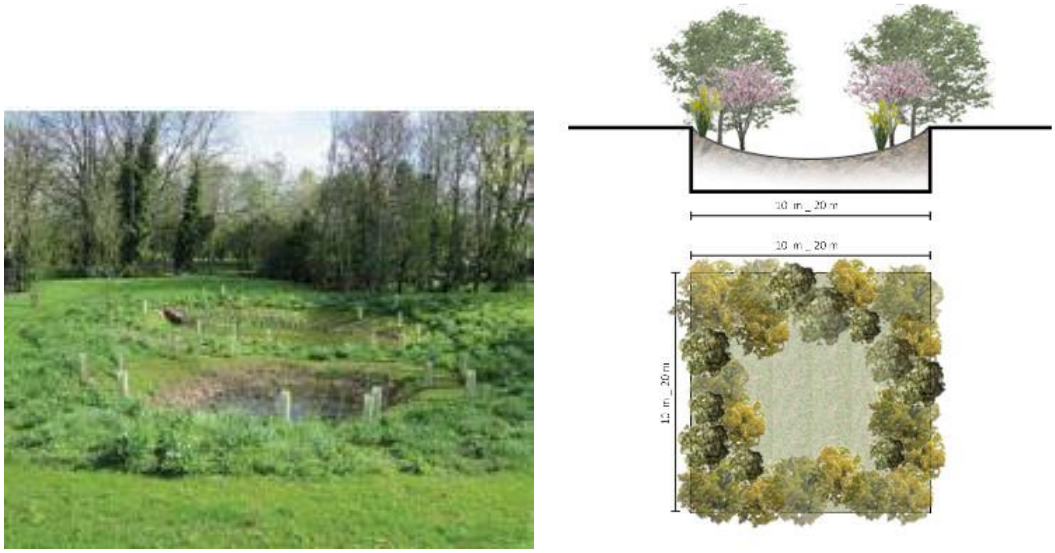

Figura 8.3: Immagini esemplificative di bacini di infiltrazione.

Sono state previste vasche di laminazione di tipologia **5x5 m²** e **10x10 m²**, tutte con profondità dello strato drenante fino a circa **1,2 m.**

Considerando le caratteristiche litologiche di cui al paragrafo 3.3.1, si è proceduto alla verifica della capacità di assorbimento del terreno assumendo un valore di permeabilità cautelativo pari a 5E-05 m/s.

Gli esatti valori di permeabilità del substrato e la soggiacenza della falda andranno in ogni caso verificati in sede esecutiva. Si consiglia in ogni caso di verificare, in fase esecutiva, la presenza del livello superficiale arenaceo che possa compromettere il corretto funzionamento dell'opera disperdente.

Il dimensionamento è stato condotto secondo le linee progettuali de "Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione – HOEPLI" sulla base della legge di Darcy.

$$Q_f = k \cdot J \cdot A$$

Dove:

- Q_f: portata di infiltrazione [m^3/s];
- *k:* coefficiente di permeabilità [m/s];
- *J:* cadente piezometrica [m/m];
- *A*: superficie netta d'infiltrazione [m^2].

Al fine di tener conto che gli strati di terreno in questione si trovano spesso in condizioni insature, è opportuno ridurre del 50% il valore della permeabilità che compare nella legge di Darcy [Sieker, 1984].

In seguito alle indagini di permeabilità in sito si potrà valutare quanto ognuna delle opere è in grado di disperdere per infiltrazione; quindi, quanta portata sono in grado di smaltire per metro lineare, da cui derivare le dimensioni specifiche di ogni opera.

Come prima indicazione preliminare non è stata considerata l'infiltrazione ed è stato utilizzato il metodo delle sole piogge per valutare il numero di vasche necessario a laminare una determinata superficie scolante. Il metodo è stato applicato considerando una portata specifica limite in uscita allo scarico pari a **40 l/s/ha$_{imp}$**. Le vasche sono state dimensionate per eventi intensi ad alta frequenza, con tempo di ritorno tra 2 e 5 anni. È stato ipotizzato, a vantaggio di sicurezza, che i bacini riescano a contenere il doppio del volume di laminazione calcolato per quell'area scolante.

In Tabella 8.1 sono sintetizzati i risultati ottenuti secondo le ipotesi sopracitate ed utilizzati come criterio per il posizionamento dei bacini di infiltrazione. In particolare, sono state individuate delle soglie di superficie scolante per l'utilizzo di una determinata combinazione di bacini di infiltrazione.

Tabella 8.1: Soglie di superficie scolante per diverse combinazioni di bacini di laminazione

AREA SCOLANTE [HA]	VOLUME DI LAMINAZIONE (SOLE PIOGGE) [M3]	BACINI DI LAMINAZIONE PREVISTI	VOLUME DISPONIBILE [M3]
≤ 10	13	n. 1 5x5	30
≤ 20	27	n. 2 5x5	60
≤ 40	53	n.1 10x10	120
≤ 80	106	n. 2 10x10	240

L'ubicazione planimetrica delle vasche di laminazione e infiltrazione è illustrata nell'Allegato 01.

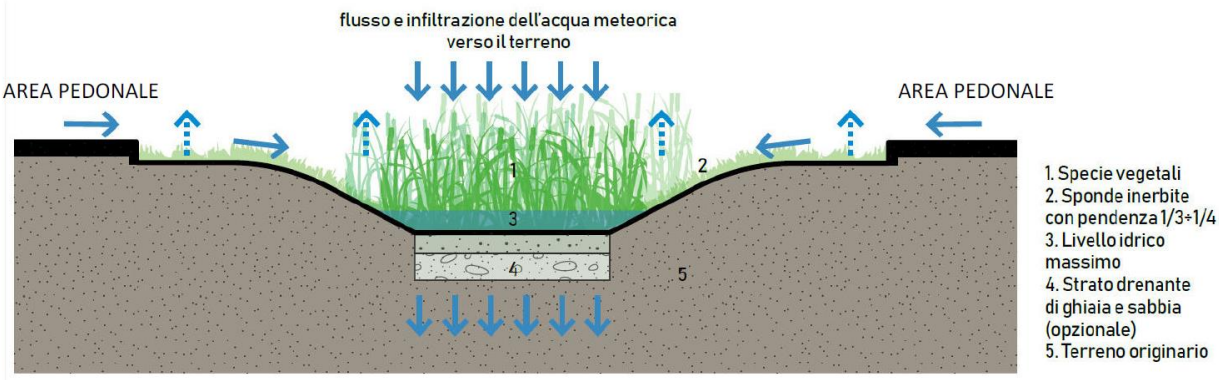

Figura 8.2: Schema tipologico di bacino di bio-ritenzione

8.4 SISTEMI DI ACCUMULO DI ACQUA A SCOPO IRRIGUO

Il progetto da un lato sfrutterà una esistente vasca di accumulo delle acque presente in prossimità del Campo A3 all'interno delle aree nella disponibilità del proponente (per una volumetria stimata in circa 650 mc) e dall'altro lato prevede la realizzazione di:

- una vasca a profondità media stimata preliminarmente in circa 2 m nei pressi del Campo A2, alimentata da acque superficiali, per complessivi mq 200 e volumetria pari a circa 400 mc; nel corso della successiva fare progettuale dovrà essere condotto uno studio idrologico e idraulico di dettaglio al fine di dimensionare la vasca e gli andamenti in accordo con le dinamiche del reticolo di drenaggio anche durante scenari di pioggia intensa. Si rimanda ai paragrafi successivi per i calcoli e il dimensionamento della presente valutazione di fattibilità.
- piccole vasche di raccolta acque alimentate da pozzo all'interno dei Campi B2, C1, C2 e D con volumetria ciascuna pari a circa 15 mc ciascuna. Nel caso in cui non fosse possibile l'alimentazione da pozzo potranno essere utilizzate quali punti ad elevata biodiversità.

Si specifica che nelle litologie presenti presso le aree di sito, ovvero terreni di matrice argillosa e limosa con intercalazioni sabbiose, possono essere localmente presenti terreni saturi a varia permeabilità, non assimilabili a vere a proprie falde acquifere, che potrebbero consentire il prelevamento di piccole quantità di acqua da utilizzare ai fini agricoli per irrigazioni di soccorso. A

riprova di tali considerazioni sono stati osservati in prossimità dei terreni oggetto di intervento alcuni pozzi idrici di raccolta di tali acque di strato.

In fase di progettazione esecutiva sarà meglio approfondita la fattibilità di tali opere. Nel caso di assenza di alimentazione le stesse potranno in ogni caso rappresentare punti a forte carattere ecologico per il miglioramento della biodiversità.

8.4.1 Fabbisogni di acqua

Nell'area considerata sono stati previsti principalmente olivi, siepi e boschi (per ulteriori specifiche si rimanda alla relazione agronomica di progetto).

Le coltivazioni previste in progetto non sono irrigue. I fabbisogni di acqua indicati si riferiscono ai primissimi anni dei nuovi impianti arborei e prudenzialmente a condizioni di precipitazioni inferiori alla media annua.

Si riferiscono inoltre a possibili esigenze straordinarie di irrigazioni di soccorso per le coltivazioni in atto in considerazione dell'ampia superficie coltivata.

In particolare, per l'olivo (impianto di circa 400 piante/ha), le esigenze idriche sono le seguenti:

- Cure colturali per nuovo impianto (per i primi tre anni sino all'affermazione): 15-20 l/pianta per 2 volte a settimana nei 3 mesi più siccitosi;
- Irrigazione di soccorso per pianta adulta: 300 l/pianta.

8.4.2 Fattibilità per recupero acque meteoriche per irrigazione e pre-dimensionamento vasca campo A2

Nel presente paragrafo si tratterà dello studio di fattibilità per il recupero delle acque meteoriche ad uso irriguo e il pre-dimensionamento della vasca situata in prossimità del campo A2.

Oltre ai vantaggi in materia idraulica, l'inserimento di questa vasca consentirà:

- Incremento della biodiversità e dell'habitat con creazione di isole di rifugio per la fauna;
- Discrete rese di *bioremediation* soprattutto dovute a meccanismi di filtrazione e adsorbimento;
- Ridotta necessità di manutenzione.

Per il dimensionamento è stato ipotizzato un volume di acqua pari a 400 m^3 da stoccare in una vasca di profondità di 2 m e superficie 200 m^2. Le dimensioni sono preliminari e indicative. Saranno dimensionate a valle dello studio di dettaglio idrologico e idraulico condotto nella successiva fase progettuale.

Le pendenze della vasca naturale sono ipotizzate in 1/3-1/4 circa.

La superficie finale sarà quindi maggiore della teorica sopramenzionata.

È stato calcolato il volume d'acqua potenzialmente stoccato mensilmente nella vasca come differenza tra volume d'acqua di precipitazione meno il volume perso per evaporazione:

$$V_{netto} = V_{precipitazione} - V_{evaporazione}$$

Il processo dell'evaporazione consiste nel passaggio della materia, nella fattispecie l'acqua, dallo stato liquido a quello gassoso. Tale processo dipende da numerosi fattori quali, ad esempio, la temperatura dell'acqua, quella dell'aria, la profondità dello specchio d'acqua, il vento, l'irraggiamento e l'umidità. Malgrado l'importanza di questa grandezza negli studi idrogeologici, essa è di difficile valutazione.

In Italia trova ampio uso l'utilizzo della formula proposta da Visentini, che permette la stima dell'evaporazione su base media mensile:

$$E_m = 2{,}25 * T_m{}^{1{,}5}$$

Dove:

- E_m= evaporazione media mensile [mm/mese];

- T_m=Temperatura media mensile [C°].

Il volume perso per evaporazione è stato calcolato moltiplicando l'evaporazione media mensile con la superficie media della vasca, pari a 200 m^2.

Per il calcolo del volume di precipitazione si è partiti con l'individuazione del bacino scolante relativo al punto di chiusura corrispondente alla vasca stessa. A tal fine è stata eseguita una simulazione del modello digitale del terreno disponibile che ha permesso di identificare le principali informazioni morfologiche e idrologiche a scala di bacino nello stato di fatto (pendenze e isoipse, delimitazione del bacino idrografico, rete principale e secondaria).

La simulazione è stata condotta mediante algoritmi TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models) e successivamente rielaborata in ambiente GIS.

Il bacino scolante individuato tramite questo metodo è stato confrontato con la situazione reale analizzata tramite Google Earth: gli *stream* ed i *channel* a Nord che confluiscono nel punto di chiusura sono ben visibili dalle immagini satellitari (anche storiche); ad Ovest sono presenti due strade (la SP 40 e la SP 73) e l'analisi sopracitata individua uno *stream* che le attraversa. Non si ha riscontro del passaggio dell'acqua nei punti individuati dalla simulazione condotta.

Presumibilmente l'acqua viene incanalata lungo le strade e le attraversa nel punto di passaggio già individuato come interferenza *I02* (paragrafo 6.4.1). Dal punto I02 l'acqua si ricongiunge con lo stream subito a valle della vasca. Per questo motivo, in questa fase preliminare, è stato ipotizzato che il bacino scolante si estendesse solo fino alla strada SP40.

Sarà necessario uno studio idrologico-idraulico di dettaglio sulla base di rilievi in sito per il dimensionamento e la verifica della vasca nella successiva fase esecutiva di progetto. Si specifica inoltre che la vasca non viene dimensionata per eventi intensi, ma viene dimensionata sulla base delle precipitazioni medie.

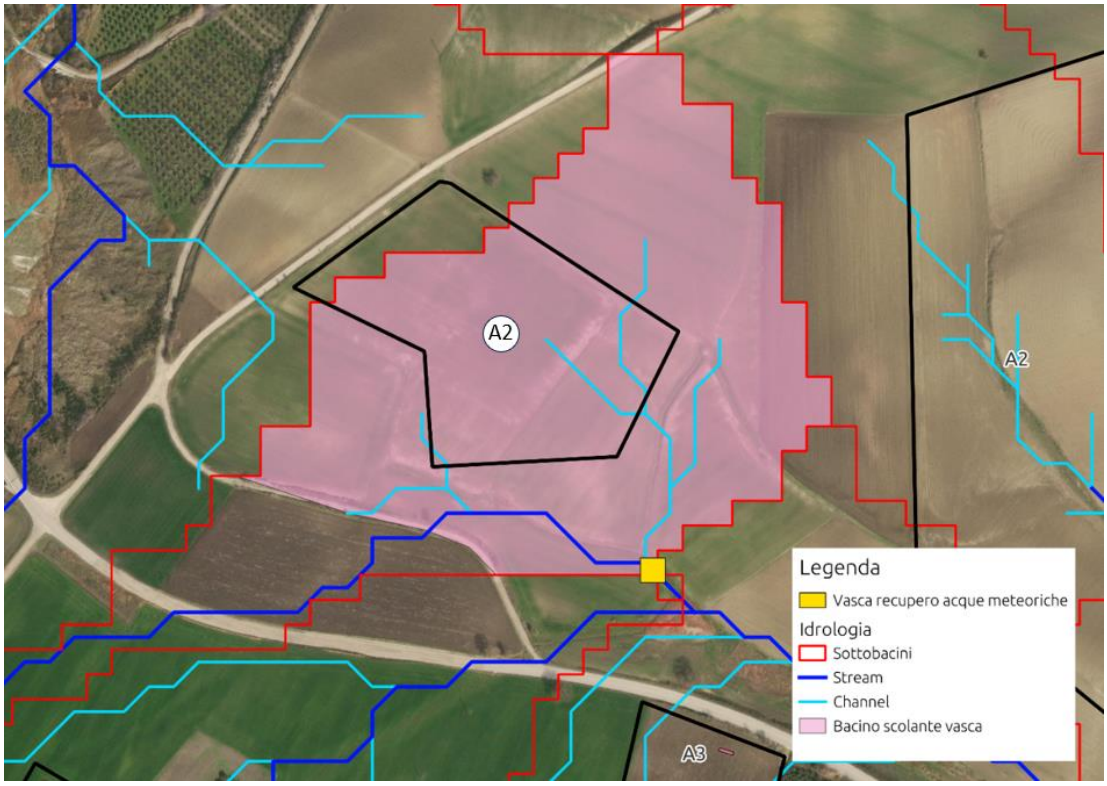

Figura 8.3: In rosa l'area individuata del bacino scolante alla sezione di chiusura, presa in corrispondenza della posizione della vasca di recupero delle acque meteoriche (quadrato giallo)

Per il calcolo del volume di precipitazione del mese i-esimo è stata usata la seguente formula:

$$V_{precipitazione,i} = \phi \cdot S \cdot h_i$$

Dove:

- $\phi = 0{,}17$ è il coefficiente di afflusso;
- $S = 11{,}44$ ha è la superficie del bacino scolante nel punto di chiusura rappresentato dalla vasca;
- h_i [mm] è l'altezza di precipitazione media mensile nel mese i-esimo.

Di seguito, i risultati dei calcoli effettuati:

Tabella 8.2: Risultati ottenuti considerando la media della temperatura massima mensile

	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
h_i [mm]	35,8	34,6	35,5	34,6	29,4	23,6	19,2	22,0	38,9	44,8	56,1	41,2
$T_{max,i}$ [°C]	9	9	12	16	20	25	28	28	24	19	14	10
$V_{precipitazione}$ [m^3]	696	673	690	673	572	459	373	428	757	871	1091	801
$V_{evaporazione}$ [m^3]	12	12	19	29	40	56	67	67	53	37	24	14
V_{netto} [m^3]	684	661	672	644	532	403	307	361	704	834	1067	787
$V_{stoccato}$ [m^3]	400	400	400	400	400	400	307	361	400	400	400	400
$V_{eccesso}$ [m^3]	284	261	272	244	132	3	0	0	304	434	667	387

Tabella 8.3: Risultati ottenuti considerando la media della temperatura media mensile

	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
h_i [mm]	35,8	34,6	35,5	34,6	29,4	23,6	19,2	22,0	38,9	44,8	56,1	41,2
$T_{max,i}$ [°C]	4	4	6	9	13	17	20	20	16	12	8	5
$V_{precipitazione}$ [m^3]	696	673	690	673	572	459	373	428	757	871	1091	801
$V_{evaporazione}$ [m^3]	4	4	7	12	21	32	40	40	29	19	10	5
V_{netto} [m^3]	693	669	684	661	551	427	333	388	728	853	1081	796
$V_{stoccato}$ [m^3]	400	400	400	400	400	400	333	388	400	400	400	400
$V_{eccesso}$ [m^3]	293	269	284	261	151	27	0	0	328	453	681	396

Dai risultati si evince che la vasca, di capacità pari a 400 m^3, riesce a riempirsi tutti i mesi tranne Luglio e Agosto, sia considerando la temperatura massima che la temperatura media.

La vasca è stata verificata considerata ipotizzando che sia a servizio principalmente dell'oliveto subito a valle del campo A2, di cui si riassumono le caratteristiche e le esigenze nella seguente tabella:

Tabella 8.4: Caratteristiche oliveto campo A2

CARATTERISTICHE OLIVETO CAMPO A2	
Area (ha)	3,2
Numero piante (-)	1.282
Esigenze per cure colturali nuovo impianto (m^3/mese) **(*)**	205
Esigenze per irrigazione di soccorso piante adulte (m^3/evento)	385

(*) Le cure colturali sono necessarie per i primi tre anni di vita della pianta, nei mesi più siccitosi (Giugno, Luglio e Agosto).

Risulta dunque che con il volume accumulato in vasca si riescono a coprire le esigenze delle cure colturali dei nuovi impianti: il volume stoccato in vasca è sempre superiore al fabbisogno, anche nei mesi più siccitosi in cui la vasca non si riempie completamente.

Per quanto riguarda le piante adulte, ipotizzando un evento emergenziale al mese che necessita di un fabbisogno di 385 m^3, è stato calcolato il volume effettivo accumulato nel mese *i-esimo* come somma tra il volume in esubero non utilizzato nel mese precedente e il volume accumulato nel mese i-esimo:

$$V_i = V_{esubero,i-1} + V_{stoccato,i}$$

Dai risultati si evince che, con le ipotesi fatte, si riesce a sopperire ad un evento emergenziale al mese per i mesi tra Settembre e Giugno (compresi), anche sulla base della condizione di temperatura massima. Per quanto riguarda i mesi di Luglio e Agosto, la vasca non riesce a riempirsi completamente e, con il volume raccolto stimato, si riesce a sopperire all'esigenza della maggior parte delle piante sia considerando le temperature massime sia le temperature medie. Di seguito si sintetizzano i risultati.

Tabella 8.5: Risultati considerando la media della temperatura massima mensile

	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
$V_{stoccato}$ [m^3]	400	400	400	400	400	400	307	361	400	400	400	400
Fabbisogno cure colturali nuovo impianto [m^3]	205	205	205	205	205	205	205	205	205	205	205	205
Fabbisogno irrigazione soccorso piante adulte [m^3]	385	385	385	385	385	385	385	385	385	385	385	385
Volume effettivo stoccato [m^3]	400	400	400	400	400	400	322	361	400	400	400	400
Volume in esubero al netto di un soccorso [m^3]	15	15	15	15	15	15	0	0	15	15	15	15
Numero piante soccorse	TUTTE	TUTTE	TUTTE	TUTTE	TUTTE	TUTTE	1074	1204	TUTTE	TUTTE	TUTTE	TUTTE
Percentuale piante soccorse	100%	100%	100%	100%	100%	100%	84%	94%	100%	100%	100%	100%

Tabella 8.6: Risultati considerando la media della temperatura media mensile

	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
$V_{stoccato}$ [m^3]	400	400	400	400	400	400	320	375	400	400	400	400
Fabbisogno cure colturali nuovo impianto [m^3]	205	205	205	205	205	205	205	205	205	205	205	205
Fabbisogno irrigazione soccorso piante adulte [m^3]	385	385	385	385	385	385	385	385	385	385	385	385
Volume effettivo stoccato [m^3]	400	400	400	400	400	400	336	375	400	400	400	400
Volume in esubero al netto di un soccorso [m^3]	15	15	15	15	15	15	0	0	15	15	15	15
Numero piante soccorse	TUTTE	TUTTE	TUTTE	TUTTE	TUTTE	TUTTE	1120	1250	TUTTE	TUTTE	TUTTE	TUTTE
Percentuale piante soccorse	100%	100%	100%	100%	100%	100%	87%	98%	100%	100%	100%	100%

SI ricorda che i risultati sono stati ottenuti sulla base di stime di precipitazioni e temperature e ammettendo la non contemporaneità degli eventi critici.

8.4.3 Considerazioni sulla vasca esistente campo A3

Nelle successive fasi progettuali sarà necessario effettuare degli approfondimenti sulle dimensioni, l'alimentazione, la gestione della vasca esistente a Sud del campo A3.

Come ipotesi preliminare è stato stimato un volume della vasca di circa 650 m^3. Le colture che si prevede possano usufruire dell'acqua accumulata in vasca sono due nuovi oliveti e un oliveto esistente le cui caratteristiche sono sintetizzate nella Tabella 8.7:

Tabella 8.7: Caratteristiche oliveti campo A3

CARATTERISTICHE OLIVETI CAMPO A3	OLIVETO GRANDE	OLIVETO PICCOLO	OLIVETO ESITENTE	TOTALE
Area (ha)	3,2	0,4	0,2	3,8
Numero piante (-)	1.286	154	72	1.512
Esigenze per cure colturali nuovo impianto (m^3/mese) **(*)**	206	25	0	230
Esigenze per irrigazione di soccorso piante adulte (m^3/evento)	386	46	21	454

(*) Le cure colturali sono necessarie per i primi tre anni di vita della pianta, nei mesi più siccitosi (Giugno, Luglio e Agosto).

Come analisi preliminare è stato fatto un confronto con la vasca dimensionata nel paragrafo precedente. Ipotizzando che la vasca esistente sia più capiente di circa il 44% rispetto a quella dimensionata a valle del campo A2 e considerando che il fabbisogno per le cure colturali dei nuovi impianti sia di 230 m^3 e quello per le esigenze di irrigazione di soccorso sia di 454 m^3 (rispettivamente il 12% e il 18% in più rispetto alle esigenze dell'olivo a valle del campo A2), si può presumere che la vasca esistente sia sufficiente alle esigenze degli oliveti posizionati a Sud del campo A2.

A seguito dei futuri approfondimenti da effettuare nelle successive fasi progettuali, andranno ridimensionate le colture ipotizzate nell'area interessata.

9. CONCLUSIONI

Lo studio di compatibilità idraulica del progetto dell'impianto agrivoltaico, della linea di connessione e della cabina di consegna ha analizzato le interferenze con le aree di pericolosità idraulica e ha quindi identificato la migliore soluzione e tecnologia per la risoluzione delle stesse.

Si evidenzia che l'approccio utilizzato nello studio ha posto grande attenzione non solo alla progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ma soprattutto all'integrazione delle opere con lo stato di fatto. Si sono quindi minimizzate le interferenze con l'idrografia esistente, sostituendo l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile (infrastrutture grigie) con le infrastrutture verdi, che mitigano gli impatti biofisici delle opere in progetto, riducendo il potenziale rischio idrogeologico, creando benefici ecosistemici e promuovendo gli obiettivi della politica comunitaria.

A livello preliminare, per ogni campo è stata effettuata un'analisi dei rischi provenienti dall'esterno, un'analisi delle pendenze (sulla base del DTM tinitaly 10x10m) e una valutazione sul rispetto dei potenziali punti di scarico e dei percorsi di drenaggio naturale esistenti. Sulla base dei risultati di quest'analisi sono state effettuate le scelte progettuali ed evidenziate le criticità.

Il presente studio, inoltre, ha messo a confronto lo scenario ante-operam e quello post-operam, ossia a seguito dell'installazione delle strutture analizzando il possibile impatto del progetto da un punto di vista idrologico (valutazione variazioni del coefficiente di deflusso e modifiche al deflusso naturale delle acque meteoriche) e da un punto di vista idraulico (valutazione variazioni degli apporti durante eventi intensi al ricettore finale).

Vista l'interdistanza esistente tra le strutture, l'altezza da piano campagna e la mobilità che varierà la copertura su suolo (rendendo quindi non permanente la schermatura), durante un evento intenso con tempo di ritorno pari a quello di progetto non sono previste variazioni critiche della capacità di infiltrazione, così come delle caratteristiche di permeabilità del terreno nelle aree interessate dall'installazione di tracker. Analogamente le platee di appoggio delle cabine avranno un'area trascurabile rispetto all'intera estensione delle aree.

Ciononostante, volendo cautelativamente ipotizzare una perdita di capacità di infiltrazione delle acque meteoriche, si è valutata arealmente l'incidenza nell'ipotesi di fissità orizzontale dei tracker e si sono valutati gli impatti in termini di capacità di infiltrazione delle eventuali acque di ruscellamento che si generano su ogni settore di progetto su aree permeabili. Tale valutazione è stata condotta sulla base di precedenti studi internazionali (rif. "Hydrologic responce of solar farm", Cook, Lauren, Richard - 2013 – American Society of Civil Engineers) improntati su un modello concettuale di impatto che simula il modulo idrologico tipo di impianto come costituito da un'area di installazione pannelli ed una di interfila.

Nelle aree interessate dal progetto, durante la fase post-operam, nello scenario più cautelativo, si registrerebbe un incremento dei deflussi totali di circa il 16%

Tale incremento è mitigato grazie all'adozione di sistemi di drenaggio sostenibili in vasche di laminazione e infiltrazione rinverdite, portando quindi ad uno scenario post operam maggiormente confrontabile con quello ante-operam.

Si segnala come sia prevista una rete costituita da fossi in terra non rivestiti che verranno realizzati in corrispondenza degli impluvi naturali esistenti; questi ultimi sono stati identificati sulla base di una simulazione del modello digitale del terreno con estrazione dei sottobacini idrografici e della rete idrografica primaria e secondaria esistente. Tali scelte consentiranno di evitare di modificare la rete naturale, senza interferenze nella costruzione della viabilità, nella disposizione dei tracker e delle altre opere di progetto. L'interasse tra due file di canali di drenaggio rispetterà i vincoli della normativa vigente.

Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'ingegneria naturalistica. Per alleggerire dal carico idrico la rete come descritto precedentemente sono inserite vasche diffuse di laminazione ed infiltrazione.

Infine sono stati individuati preliminari punti di raccolta di acqua da utilizzare a scopo irriguo: una vasca di accumulo esistente, una vasca di raccolta delle acque meteoriche e degli *hotspot* di aree verdi umide. In fase di progettazione esecutiva sarà meglio approfondita la fattibilità di tali opere.