

**IMPIANTO FOTOVOLTAICO A TERRA COLLEGATO ALLA RTN
POTENZA NOMINALE 131.70 MWp
*Comune di Ascoli Satriano***

PROPONENTE:

TEP RENEWABLES (FOGGIA 3 PV) S.R.L.
Viale Shakespeare, 71 – 00144 Roma
P. IVA e C.F. 04292570712 – REA RM 1651669

PROGETTISTA:

ING. LAURA CONTI
Iscritta all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia al n. 1726

PROGETTO DEFINITIVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO

Relazione idrologica e idraulica

| Cod. Documento | Data | Tipo revisione | Redatto | Verificato | Approvato |
|---|-------------|-----------------------|----------------|-------------------|------------------|
| 2564_4100_A3_AS_PDVIA_R04_Rev0_Relazione Idrologica E Idraulica | 02/2022 | Prima emissione | FL | CP | L.Conti |

Gruppo di lavoro

| Nome e cognome | Ruolo nel gruppo di lavoro |
|---------------------------------------|--|
| Leonardo Montesi | CEO TEP Renewables Ltd e A.U. TEP Renewables (Foggia 3 PV) Srl |
| Laura Maria Conti | Direzione Tecnica |
| Corrado Pluchino | Coordinamento Progetto |
| Riccardo Festante | Progettazione Elettrica, Rumore e Comunicazioni |
| Fabio Lassini | Progettazione Civile e Idraulica |
| Daniele Crespi | Coordinamento SIA |
| Marco Corrà | Architetto |
| Francesca Jaspardo | Esperto Ambientale |
| Andrea Grioni | Ingegnere Ambientale |
| Sergio Alifano | Architetto |
| Andrea Fanelli | Tecnico Elettrico |
| Sara Zucca | Architetto |
| Pietro Simone | Geologo |
| Massimo Busnelli | Geologo |
| Mauro Aires | Ingegnere strutturista |
| Elena Comi | Biologo |
| Andrea Fronteddu | Ingegnere Elettrico |
| Massimo Valagussa | Agronomo |
| Michele Pecorelli (Studio Geodue) | Geologo - Indagini Geotecniche Geodue |
| Giovanni Saraceno (3e Ingegneria Srl) | Progetto di Connessione alla R.T.N. |
| Giovanni Capocchiano | Rilievo topografico |
| Sebastiano Muratore | Archeologo |

INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. PREMESSA | 5 |
| 2. DATI DI RIFERIMENTO | 6 |
| 2.1.1 RILIEVO TOPOGRAFICO | 6 |
| 2.1.2 NORMATIVA E FONTI DI RIFERIMENTO | 6 |
| 3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO | 7 |
| 3.1 LOCALIZZAZIONE | 7 |
| 3.2 COPERTURA E USO DEL SUOLO | 7 |
| 3.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO | 10 |
| 3.3.1 GEOLOGIA | 10 |
| 3.3.2 CARATTERIZZAZIONE DEI LITOTIPI LOCALI E ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO | 10 |
| 3.3.3 ASPETTI GEOMORFOLOGICI | 12 |
| 3.3.4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO | 13 |
| 3.4 IDROGRAFIA DEL TERRITORIO | 14 |
| 3.4.1 INQUADRAMENTO IDROLOGICO, IDRAULICO E GEOMORFOLOGICO DEI TORRENTI CARAPELLE E CARAPELLOTTO | 16 |
| 3.5 INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITA' E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'AREA DI PROGETTO E DELLA LINEA DI CONNESSIONE | 19 |
| 4. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE INTERVENTI | 22 |
| 4.1 IMPIANTO FOTOVOLTAICO | 22 |
| 4.1.1 Moduli fotovoltaici e strutture di supporto | 23 |
| 4.1.2 Cabine di campo | 23 |
| 4.1.3 Cavi di potenza e di controllo | 24 |
| 4.1.4 Rete di drenaggio interna | 24 |
| 4.2 LINEA DI CONNESSIONE | 25 |
| 5. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA NUOVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO, LINEA DI CONNESSIONE, CABINA DI CONSEGNA/COLLEGAMENTO SE RTN | 27 |
| 5.1 IDENTIFICAZIONE DELL'INTERFERENZA | 27 |
| 5.2 METODOLOGIA DI VERIFICA PROFONDITA' DI SICUREZZA POSA TOC | 27 |
| 5.2.1 ANALISI QUALITATIVA | 27 |
| 5.2.2 ANALISI QUANTITATIVA | 28 |
| 5.3 NUOVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO | 31 |
| 5.3.1 A01 | 32 |
| 5.3.2 A02 | 33 |
| 5.3.3 ATTRAVERSAMENTI CAVI DI MEDIA | 34 |
| 5.4 PERCORSO DI CONNESSIONE | 40 |
| 6. STUDIO IDROLOGICO AREA NUOVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO | 43 |
| 6.1 CONSIDERAZIONI CLIMATICHE | 43 |
| 6.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO | 44 |
| 6.3 ANALISI PROBABILISTICA DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE | 45 |
| 6.4 IDENTIFICAZIONE DEI BACINI SCOLANTI DI PROGETTO | 49 |

| | |
|--|----|
| 6.5 VALUTAZIONE DELLA PIOGGIA EFFICACE (NETTA) | 50 |
| 6.5.1 Valutazione ante-operam | 50 |
| 6.5.2 Valutazione post-operam | 52 |
| 6.6 MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI - STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO ANTE-OPERAM E POST OPERAM | 54 |
| 7. VERIFICHE E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI | 57 |
| 7.1 SISTEMA DI INFILTRAZIONE NELL'AREA DI INTERVENTO | 57 |
| 7.2 SISTEMA DI DRENAGGIO SUPERFICIALE DELL'AREA DI INTERVENTO | 60 |
| 8. CONCLUSIONE | 62 |

ALLEGATO/APPENDICE

ALLEGATO 01 GESTIONE ACQUE METEORICHE INTERNE

1. PREMESSA

Il presente documento riporta lo studio di compatibilità idraulica del progetto dell'impianto fotovoltaico, 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. In corrispondenza di canali irrigui/corsi d'acqua naturali si è inoltre valutato che il superamento delle interferenze avvenga in condizioni di sicurezza idraulica in relazione alla natura dell'intervento e al contesto territoriale.

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 dalla nuova variante del PAI 2019 dall'AdB Puglia.

Il progetto affronta lo studio idrologico idraulico delle aree scolanti interessate dalle opere del progetto fotovoltaico con valutazioni in merito alle possibili 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).

Tale studio è svolto secondo le Norme Tecniche di Attuazione del Piano d'Assetto Idrogeologico redatto dall'Autorità di Bacino della Puglia, e è costituito da:

- analisi delle piogge, eseguita utilizzando le indicazioni riportate sul progetto Valutazione Piene (VAPI) del Gruppo Nazionali Difesa Catastrofi Idrogeologiche (GNDICI);
- 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 alle aree di progetto del nuovo impianto fotovoltaico si rimanda all' Allegato 01 del presente documento.

2. DATI DI RIFERIMENTO

2.1.1 RILIEVO TOPOGRAFICO

La campagna investigativa topografica e fotogrammetrica ha interessato tutta l'area di progetto in modo completo e dettagliato.

Sono stati ottenuti i modelli digitali del terreno e della superficie rispettivamente dalla Regione Puglia.

In seguito a completamento dell'indagine e per verifica dei dati in possesso è stato condotto un rilievo topografico eseguito con GPS.

2.1.1.1 Modello digitale del terreno - Regione Puglia

Attraverso la fonte ufficiale Regione Puglia è stato ottenuto il modello digitale del terreno con una risoluzione spaziale 8x8 metri di tutta l'area di progetto.

2.1.1.2 Rilievo topografico

È stato eseguito un rilievo topografico con GPS al fine di definire l'andamento plano-altimetrico del terreno e la presenza di interferenze nelle aree destinate alla realizzazione del nuovo impianto fotovoltaico.

2.1.2 NORMATIVA E FONTI DI RIFERIMENTO

I seguenti documenti sono stato 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 Puglia - Servizio Protezione Civile - Centro Funzionale Regionale. Precipitazioni medie e di massima intensità registrate nella stazione pluviometrica locale 1921-2010;
- Autorità di Bacino della Puglia - Piano di Bacino - Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) – Norme Tecniche di Attuazione - Relazione di Piano;
- PGRA;
- 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).

3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

3.1 LOCALIZZAZIONE

Il progetto dell'impianto fotovoltaico in esame è ubicato nel territorio comunale di Ascoli Satriano (FG). L'area di progetto è divisa in 4 sottoaree S1, S2, S3a e S3c, situate a circa 5 km a nord-ovest del centro abitato di Ascoli Satriano. Le sottoaree si sviluppano ai lati della Strada Statale n.655 (SS655), più precisamente nelle vicinanze dell'incrocio tra la Strada Provinciale n.105 (SP105) e la Strada Provinciale 106 – Giardinetto Palazzo d'Ascoli (SP106).



Figura 3.1: Inquadramento territoriale, in rosso l'area di progetto e in verde la linea di connessione.

3.2 COPERTURA E USO 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 fotovoltaico.

I terreni rientranti nel presente progetto risultano indicati, dall'autorità comunale, come aree seminate semplici.



Figura 3.2: Stralcio carta uso del suolo (Allegati Relazione Carapelle AdBP). In rosso l'area di progetto.

La zona nella quale sarà realizzato l'impianto è quella tipica del basso Tavoliere, caratterizzata da aree pianeggianti intervallate ad aree collinari modellate dall'azione antropica frutto dell'attività agricola.

L'impianto in progetto e la sottostazione sorgeranno in un contesto agricolo. L'area in cui ricadrà l'impianto risulta coltivata per il 95% essenzialmente a colture di cereali (grano duro in particolare), come indicato nella relazione agronomica allegata. Risulta presente un giovane impianto di ulivi, di superficie di circa 1 ettaro, le cui piante potranno essere trapiantate negli adiacenti uliveti, afferenti alla medesima proprietà, allo scopo di sopperire alle fallanze presenti. Le coltivazioni oggi presenti non rientrano comunque tra le produzioni di pregio del territorio locale.



Figura 3.3: Uso del suolo, stralcio aerofotogrammetrico-territorio agricolo area di progetto impianto fotovoltaico



Figura 3.4: Uso del suolo, fotografie da rilievo in sito

3.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

3.3.1 GEOLOGIA

La regione pugliese può essere suddivisa in tre grandi elementi geologici: Avampaese apulo (all'interno del quale si distinguono il Promontorio del Gargano, l'Altopiano delle Murge e le Serre Salentine), Fossa Bradanica (differenziata geograficamente in Tavoliere delle Puglie, a nord, e Fossa Premurgiana, a sud) e catena subappenninica (cui appartiene il Subappennino Dauno o Monti della Daunia).

Da un punto di vista geologico, il Tavoliere delle Puglie rappresenta il settore settentrionale della Fossa Bradanica, limitato ad O dal Subappennino Dauno e ad E dal Gargano.

L'intera Fossa Bradanica è caratterizzata nel Plio-Quaternario da due distinte fasi di evoluzione geodinamica: 1) una marcata subsidenza (circa 1 mm/anno nel Pliocene - Pleistocene inferiore) connessa alla subduzione appenninica e 2) un sollevamento (circa 0,5 mm/anno che comincia alla fine del Pleistocene inferiore e si esplica nel Pleistocene medio-superiore).

Dal punto di vista regionale, la subsidenza pliopleistocenica è segnata dalla sedimentazione della Formazione della Calcarenite di Gravina che passa verso l'alto (e lateralmente) ad una spessa successione siltoso-argilloso-sabbiosa (argille subappennine - denominate "Formazione dell'Ofanto" nell'area di interesse da CROSTELLA & VEZZANI, 1964). Il sollevamento del Pleistocene medio e superiore è invece segnato da depositi regressivi e depositi terrazzati.

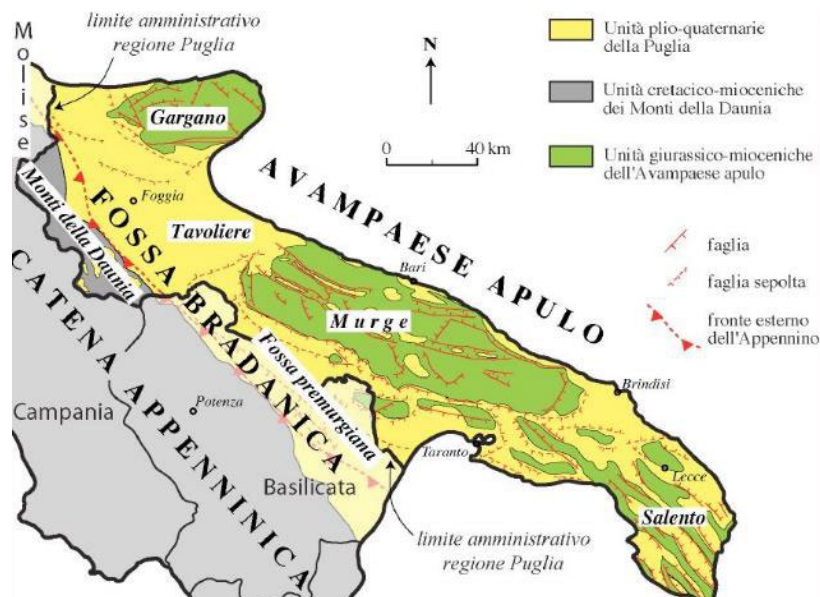


Figura 3.5: Carta geologica schematica della regione Puglia (da Pieri et al, 1997, modificata)

3.3.2 CARATTERIZZAZIONE DEI LITOTIPI LOCALI E ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO

L'area in progetto ricade nel settore meridionale dell'estesa piana del Tavoliere, caratterizzata da affioramenti di depositi continentali terrazzati, presenti alla quota di pochi metri al di sopra di quella degli alvei attuali e poggianti sulle formazioni argillose marine Plio-Pleistoceniche.

La formazione dei depositi continentali è legata all'ultima fase dell'evoluzione geodinamica della regione, caratterizzata dal progressivo sollevamento ed emersione di tutta l'area avvenuta a partire dal Pleistocene medio e tuttora in atto. Durante tale processo l'azione degli agenti esogeni, esercitata sulle terre già emerse, causava erosione con trasporto verso il mare in regressione dei prodotti erosi. Le

concomitanti oscillazioni glacio-eustatiche del livello del mare hanno favorito la formazione dei depositi terrazzati.

I terreni alluvionali sono costituiti da limi sabbiosi talora argillosi con ghiaie e ciottoli poligenici ed eterometrici, talora addensati e debolmente cementati, in matrice sabbioso limosa di colore avana. Tali depositi contengono intercalazioni lentiformi di limi sabbiosi più o meno argillosi. Nella parte superficiale si rinvencono talvolta croste biancastre a lamine orizzontali, costituiti da limi sabbiosi di natura carbonatica contenenti talora elementi di ghiaia. La natura continentale del deposito alluvionale è evidenziata dalla morfologia dei ciottoli che si presentano generalmente sub-arrotondati, anche se non mancano talora quelli appiattiti ad indicare un parziale rimaneggiamento ad opera del moto ondoso del mare in regressione.

Come già descritto, dal punto di vista geologico generale il sottosuolo in esame è parte integrante dei depositi alluvionali olocenici, poggianti sui sedimenti Plio-pleistocenici, in prevalenza formati da sabbie e argille, che costituiscono i terreni affioranti alle pendici meridionali dei Monti della Daunia, ai margini sud-occidentali del Tavoliere delle Puglie. Nello stralcio della Carta Geologica d'Italia – Foglio 421, si rilevano, in particolare, 4 formazioni di cui, tre ascrivibili all'Unità Quaternarie del Tavoliere di Puglia e una all'Unità della Fossa Bradanica:

- Sintema dei Torrenti Carapelle e Cervaro – RPL₁ – Sub-sintema dell'Incoronata, depositi alluvionali recenti e sub-attuali di accumulo lungo gli alvei dei rispettivi torrenti
- Sub-sintema di Monte Livagni – ADL₁ Pleistocene medio
- Sub-sintema di La Mezzana – ADL₂ Pleistocene medio
- Argille subappennine -ASP

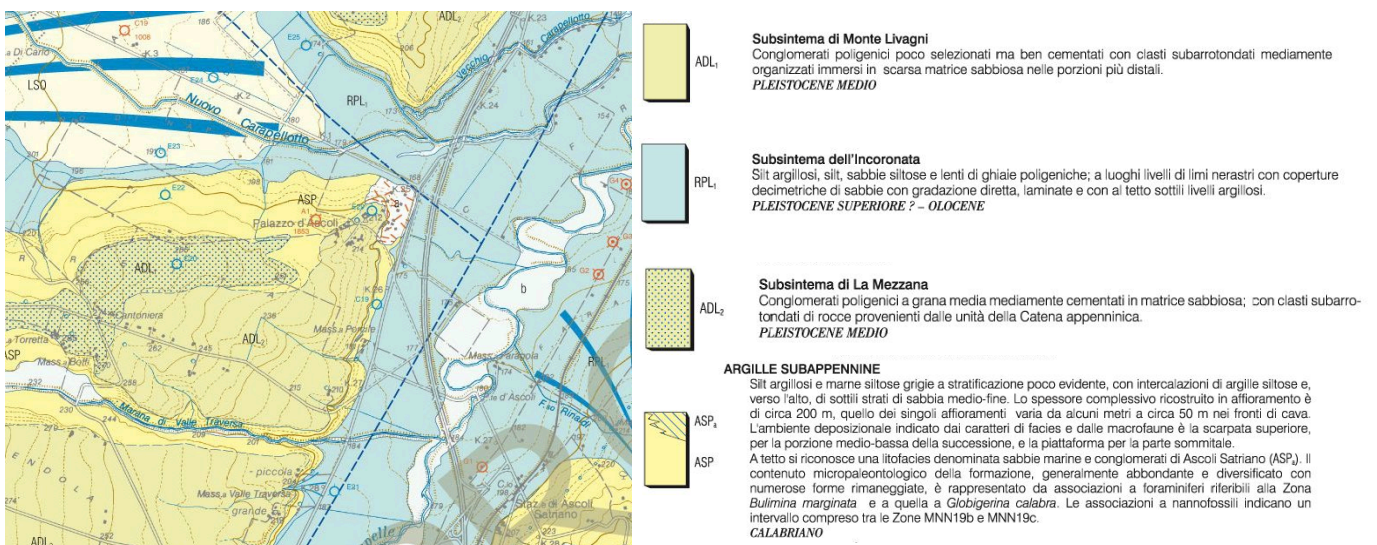


Figura 3.6: Stralcio Carta Geologica 1: 50.000 (progetto CARG)

Sulla base delle indagini effettuate in sito è stato formulato il presente modello del terreno: i primi 1-2m risultano costituiti in genere da terreno vegetale, il quale poggia su ciottoli di matrice sabbiosa-limosa dalla profondità di -2 fino a circa -10 m, rispetto a piano campagna. Il basamento di tali depositi risulta costituito da limi sabbiosi-argillosi con ciottoli di piccole dimensioni o da argille di colore grigio-azzurro (dai -7 fino a -25 m rispetto a piano campagna).

3.3.3 ASPETTI GEOMORFOLOGICI

Dal punto di vista geomorfologico l'area in progetto appartiene al Tavoliere delle Puglie che è un'estesa pianura alluvionale e, con i suoi 3500 kmq d'estensione areale, è la seconda area di pianura dell'Italia peninsulare dopo la Pianura Padana. È limitata a N dalla valle del Fortore e a S dalla valle dell'Ofanto ed è solcata da numerosi corsi d'acqua a carattere torrentizio che, a dispetto del loro limitato bacino imbrifero, sono capaci di importanti esondazioni che producono, ormai quasi annualmente, danni ingenti ad agricoltura e vie di comunicazione.

Dal punto di vista morfologico è caratterizzato da strette colline di modesta elevazione e a tetto piatto cui si interpongono piccole valli solcate da numerosi corsi d'acqua a regime torrentizio (T. Cervaro, T. Carapelle, T. Vulgano, T. Salsola, T. Cacciafumo, Canale di Motta-Montecorvino, T. Triolo) che scorrono da O verso E, con tracciati paralleli.

In relazione ai sedimenti affioranti in quest'area si possono distinguere forme di modellamento diverso procedendo da ovest verso est: un'area collinare, una zona a ripiani, una vasta piana alluvionale antica, una piana costiera ed una zona litorale.

I ripiani corrispondono a terrazzi marini che degradano verso l'Adriatico e sono delimitati ad est da poco elevate scarpate, corrispondenti a ripe di abrasione, che specialmente nella parte meridionale del Tavoliere risultano più erosi tanto da essere completamente circondati da depositi alluvionali. Questi ultimi, si raccordano più ad est con i sedimenti della piana costiera, sede in un passato storico di ambiente palustre di laguna, successivamente bonificato.

La zona nella quale verrà insediato il parco fotovoltaico risulta caratterizzata dalla presenza di ampie aree pianeggianti intervallate da aree collinari di modesta elevazione modellate e regolarizzate mediante terrazzamenti dall'azione antropica frutto dell'attività agricola.

Sulla base dei rilievi topografici è stata analizzata la morfologia dell'area (asperità, pendenze, esposizioni).



Figura 3.7: Da sinistra sono riportati: ortofoto-DTM

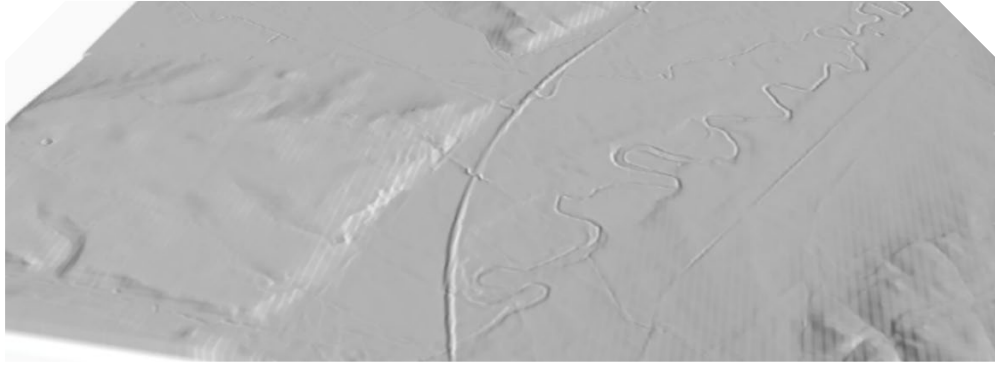


Figura 3.8: DTM vista assonometrica

Buona parte del territorio comunale presenta pendenze basse (<10%), generalmente riferibili alle piane alluvionali generate dai corsi d'acqua che lo attraversano. Nello specifico il sito di intervento si inserisce nell'estesa valle del Torrente Carapelle e dei suoi tributari di sinistra che hanno generato ampi terrazzi in cui si inserisce l'area progettuale. Si riscontrano aree a pendenze superiori al 15 % che non sono state considerate nell'installazione dell'impianto.

L'alveo del torrente Carapelle presenta localmente un andamento sinuoso e meandriforme.

3.3.4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

In relazione alle caratteristiche stratigrafico-strutturali dell'area e in funzione della profondità, si identificano tre unità acquifere principali, di seguito elencate, dal basso verso l'alto:

- Acquifero fessurato-carsico profondo, situato in corrispondenza del substrato carbonatico preplioceno.
- Acquifero poroso profondo, situato in corrispondenza delle lenti sabbiose intercalate alle argille plio-pleistoceniche.
- Acquifero poroso superficiale, la cui falda ha sede nei livelli sabbioso ghiaiosi dei depositi marini e alluvionali del Pleistocene sup.-Olocene.

L'acquifero superficiale è di tipo articolato in quanto risulta costituito da alternanze irregolari di strati ghiaiosi, sabbiosi, argillosi e argilloso-limosi con diverso grado di permeabilità. Tale acquifero risulta sostenuto dalle argille grigio-azzurre impermeabili, identificate anche nel corso delle indagini in sito, e la potenza dello stesso risulta variabile tra i 25 e i 50 m. La superficie piezometrica si rinviene a circa 250 m s.l.m nelle zone più interne e degrada fino alla costa con gradienti compresi tra 0,15% e 0,25%. Nell'area in studio tale superficie risulta compresa tra i -18 e i -40 m rispetto a piano campagna.

3.4 IDROGRAFIA DEL TERRITORIO

La Puglia, presenta una situazione idrologico ambientale caratterizzata da scarsa disponibilità idrica superficiale avente distribuzione molto differenziata sul territorio. L'ambito territoriale di progetto risulta a carattere torrentizio e come gran parte del resto del territorio pugliese si caratterizza per un esteso sviluppo di solchi erosivi naturali in cui vengono convogliate le acque in occasione di eventi meteorici intensi, a volte compresi in ampie aree endoreiche aventi come recapito finale la falda circolante negli acquiferi carsici profondi.

Nello specifico l'area di interesse rientra nell'Idro-ecoregione 16 "BasilicataTavoliere", unità idrografica 3 "Tavoliere delle Puglie" ed è interessato dai bacini del Candelaro, del Cervaro e del Carapelle, i quali sono da annoverare tra i maggiori corsi d'acqua, insieme al Fiume Ofanto, sia per estensione della rete fluviale che per significatività dei deflussi.

La figura che segue evidenzia tutti i corsi idrici fluviali presenti nel territorio e considerati dal Piano di Gestione delle Acque.

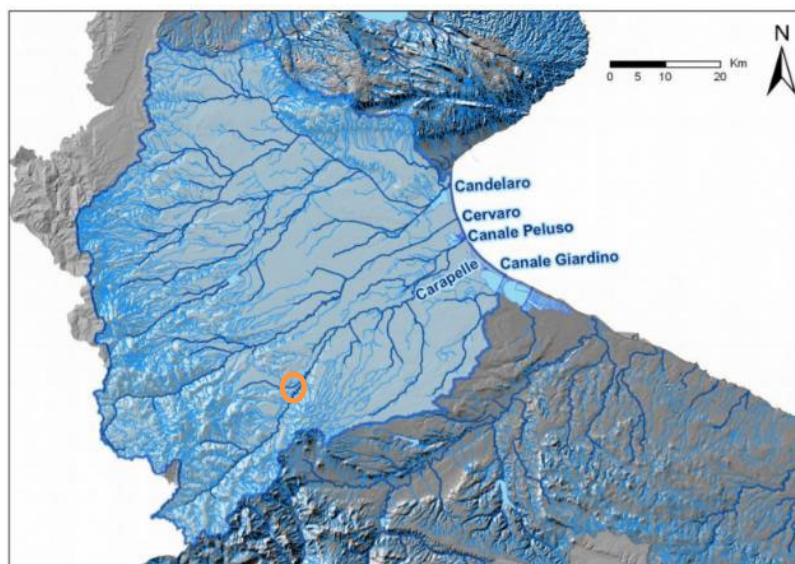


Figura 3.9: Corpi idrici superficiali (Relazione PGR - AdB Puglia) ed ubicazione area di progetto e limitrofi torrenti Carapelle e Carapellotto

Nel corso del passato si era sviluppata una rete di drenaggio antropica di bonifica/irrigazione intersecata con la rete idrografica naturale.

Negli ultimi decenni con il passaggio ad un'agricoltura di tipo intensivo l'approvvigionamento idrico per le campagne è avvenuto da pozzi con emungimento da falda e da reti di grande distribuzione di tipo consortile (Consorzio di Bonifica della Capitanata).

Nell'ambito dell'area interessata dal progetto risultano presenti il torrente Carapelle e suo diretto tributario, noto come Torrente Carapellotto, il quale risulta non rivestito e vegetato con tracciato leggermente sinuoso da Ovest verso Est. Tale corso d'acqua confluisce con il Torrente Carapelle circa 1,5km a valle della sezione di impianto più a nord.

Tali corsi d'acqua mostrano un andamento delle portate irregolare con momenti di secca e, anche se per breve durata, inaspettati eventi di piena con portate anche di elevata entità.

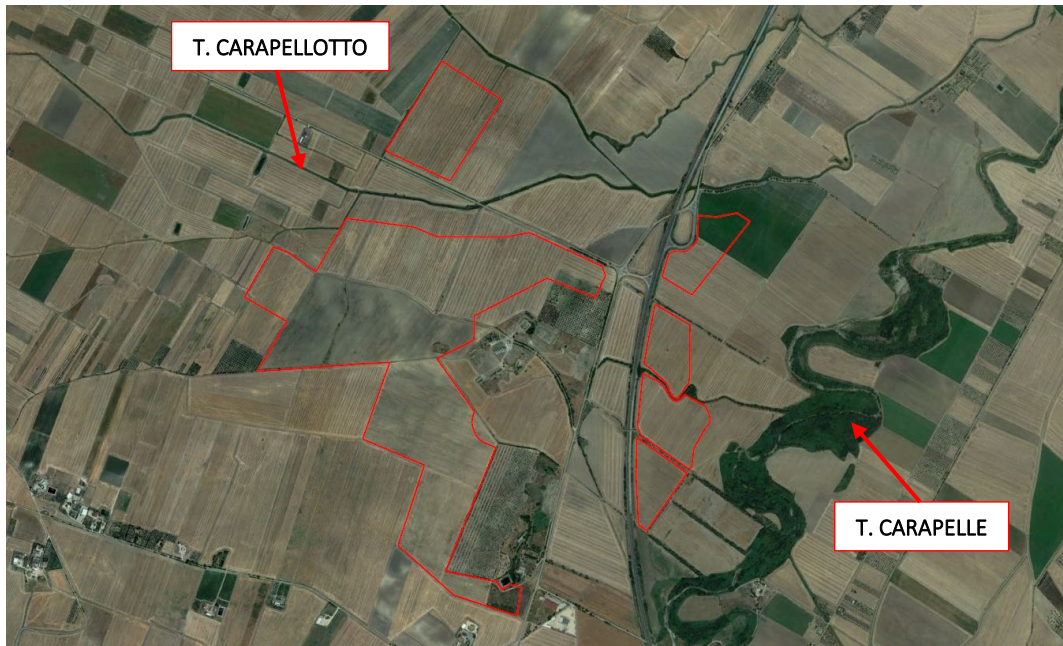


Figura 3.10: Stralcio ortofoto con indicate perimetrazioni aree in progetto ed alvei dei torrenti Carapelle (cerchio arancione) e Carapellotto (cerchio giallo)



Figura 3.11: Foto da rilievo- da sinistra verso destra- Torrente Carapelle a monte dell'area di progetto e Torrente Carapellotto post attraversamento SS655.

I solchi della coltivazione dell'area si sono nel tempo uniti a solchi di drenaggio episodici naturali, i quali sono stati individuati nel corso del rilievo e sopralluogo in sito.

La rete idrografica locale comprende, inoltre, canali di raccolta delle acque meteoriche paralleli ai tratti stradali che attraversano l'area oggetto di intervento. Di particolare rilievo risulta infatti la presenza della SS655, la quale come mostrato in Figura 3.10 attraversa perpendicolarmente l'alveo del Torrente Carapellotto e il drenaggio delle acque meteoriche delle aree in sinistra.

Il versante di progetto adiacente al Palazzo d'Ascoli, con pendenze maggiori del 5%, mostra solo in alcuni punti minori la presenza di una rete di regimazione, lasciando la maggior parte alle dinamiche di drenaggio e erosione derivanti dalla pendenza mista al verso di orientamento di coltivazione.

Il progetto prevedrà nelle aree di impianto una generale sistemazione idraulica di quest'area rispettosa delle dinamiche naturali e con pratiche di ingegneria naturalistica/sistemazione agraria.

3.4.1 INQUADRAMENTO IDROLOGICO, IDRAULICO E GEOMORFOLOGICO DEI TORRENTI CARAPELLE E CARAPELLOTTA

L'area di studio per il presente progetto rientra nel bacino idrografico del Torrente Carapelle e relativo immissario noto come torrente Carapellotto.

Per tale motivazione si è condotto un approfondimento su tali torrenti, sulle relative caratteristiche geomorfologiche e sull'andamento delle portate idrologiche/idrauliche.

3.4.1.1 DESCRIZIONE DEL TORRENTE CARAPELLE E FOCUS SUL TRATTO NELL'AREA DI PROGETTO

Il torrente Carapelle sgorga in Irpinia alle falde del Monte la Forma (864 m) e scorre per circa 98km prima di sfociare nel golfo di Manfredonia presso Zapponeta (FG). Il bacino del Carapelle, chiuso a mare, si estende per circa 935 km², interessando il territorio di tre regioni (Campania, Basilicata e Puglia) e comprendendo settori altimetrici di territorio che variano da quello montuoso a quello di pianura (Relazione CARAPELLE – *Studio per la definizione delle opere per la messa in sicurezza del reticolo idraulico pugliese con riferimento particolare alle aree del Gargano, delle coste joniche e salentine della Regione Puglia*).

All'altezza di Palazzo d'Ascoli, ad est della statale SS655 riceve le acque del Torrente Carapellotto, la cui sorgente risulta invece ubicata sul Monte Tre Titoli (891m) ad est di Deliceto. La lunghezza dell'asta principale del Torrente Carapelle risulta circa pari a 113 km e la confluenza con il torrente Carapellotto risulta ubicata a circa 48km dalla foce. Il bacino ha un'altitudine media di circa 425 m slm.

Dal punto di vista litologico, considerando l'intero bacino del Carapelle, chiuso a mare, si osserva che l'unità geologica prevalente è rappresentata dalle ghiaie e da conglomerati di ambiente alluvionale (23%). In particolare, si tratta di ghiaie e conglomerati a basso grado di cementazione in matrice sabbiosa la cui porosità primaria è piuttosto elevata. Le sabbie e le ghiaie in ambiente alluvionale si attestano invece, intorno al 13%, mentre le areniti silicoclastiche e/o carbonatiche intorno al 5%.

Nella tabella seguente si riporta un estratto dallo studio dell'AdBP, dove si evidenziano le percentuali delle formazioni geologiche prevalenti relative all'intero bacino del Carapelle a confronto con il sottobacino chiuso alla confluenza con il Ponte Rotto, a circa 11 km a valle della confluenza con il torrente Carapellotto.

| | Argille, argille siltose ed argille marnose di piattaforma | Sabbie e ghiaie di ambiente alluvionale | Complesso argilloso caotico Cretacico - Miocene | Complesso argilloso caotico da melange tettonico | Areniti silicoclastiche e/o carbonatiche di ambiente di transizione |
|--------------------------------|--|---|---|--|---|
| Carapelle a Ponte Rotto | 17.17 | 15.65 | 12.51 | 9.90 | 8.16 |
| Carapelle chiuso a mare | 10.70 | 13.38 | 5.90 | 7.39 | 4.82 |

Figura 3.12: Valori percentuali relativi alle formazioni geologiche prevalenti.

In riferimento all'uso del suolo del bacino del torrente Carapelle, è possibile distinguere, in termini percentuali, le seguenti classi:

- Aree seminative (75%);
- Boschi di latifoglie (5%);
- Aree a pascolo naturale (4%);
- Uliveti (3%);
- Vigneti (0.4%);
- Urbano e industriale (1.57%).

La Figura 3.13 presenta uno stralcio della Carta idrogeomorfologica della Regione Puglia dove si mostra a scala di bacino la tipologia dei depositi e note di dettaglio in merito ai torrenti, quali argini, cigli sponda ecc. Tre tipologie di depositi sono riconoscibili mediamente nell'area di interesse (progetto fotovoltaico, linea di connessione, cabina di consegna):

- Unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica;
- Unità a prevalente componente argillosa;
- Depositi sciolti a prevalente componente sabbioso-ghiaiosa.



Figura 3.13: Carta idrogeomorfologica della Regione Puglia - in verde sono riportati i cigli di sponda dei torrenti Carapelle e Carapellotto

Sulla base delle indagini geologico geotecniche, come descritto in precedenza, è emerso che al di sotto di circa -2 m da piano campagna sono presenti ciottoli di matrice sabbiosa-limosa.

Si riportano a seguire gli andamenti longitudinali del terreno medi in prossimità dell'area oggetto di intervento lungo l'asta principale del Torrente Carapelle e del Torrente Carapellotto.

La pendenza media dell'asta è stimata per i due torrenti rispettivamente pari a 2.2% e 1.5%, considerando variazioni di quota tra 204 fino a circa 161 m slm in circa 8,5 km per il Carapelle, mentre per il Carapellotto ci si muove da 222m a 164m in circa 6.13km.

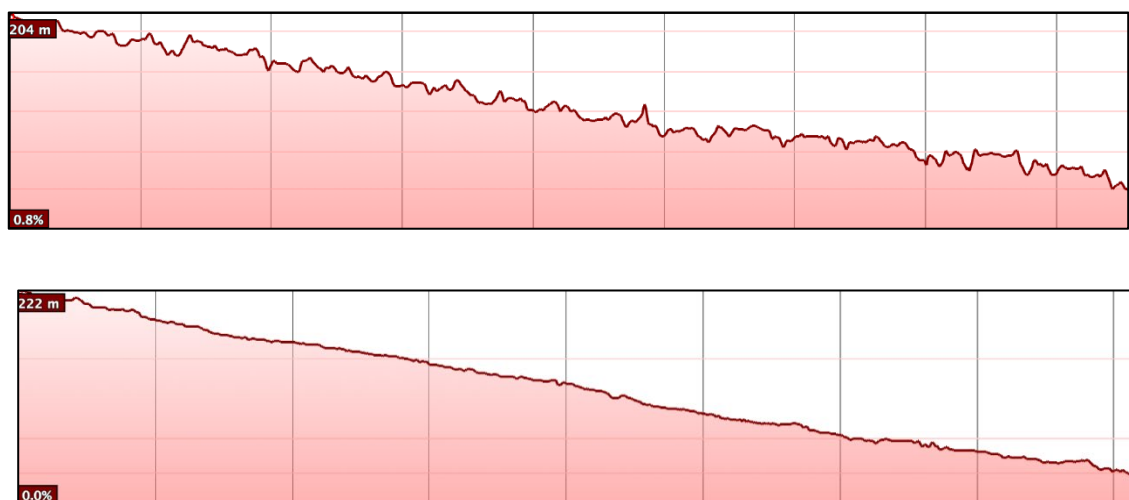


Figura 3.14: Andamenti longitudinali Carapelle (sopra) e Carapellotto (sotto).

Il Torrente Carapelle, comprese le aree golenali, mostra una larghezza d'alveo in corrispondenza dell'area oggetto dell'intervento circa pari a 60m, mentre l'alveo di magra interessa solo 15m dell'estensione totale. Per quanto concerne il Carapellotto, esso mostra, invece, una larghezza circa pari a 4 m.

Nel tratto in corrispondenza dell'area di progetto, l'alveo del torrente Carapelle presenta un andamento meandriforme. Il torrente e la sua fascia fluviale risultano stabili nell'ultimo ventennio.

Le immagini di seguito riportano lo stato di fatto dell'area riferite all'anno 2002 e 2019.



Figura 3.15: Ortofoto anno 2002

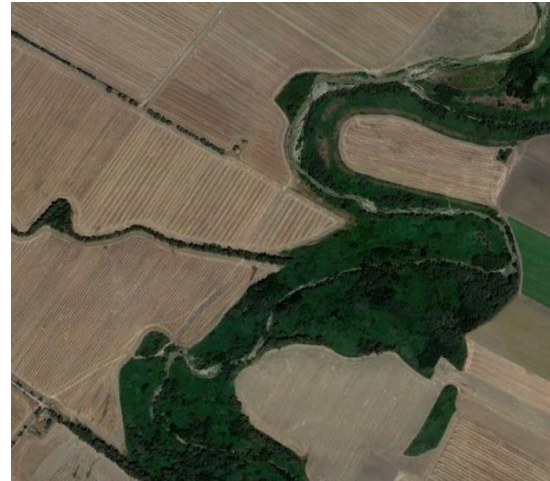


Figura 3.16: Ortofoto anno 2019

È possibile notare che il percorso rimane stabile con minima mobilità geomorfologica nell'arco di circa 17 anni.

Le sponde del Torrente Carapelle presentano una fitta vegetazione arborea ed arbustiva, mentre relativamente al Carapellotto esse risultano erbacee e con la presenza di piccoli arbusti.

Il Carapellotto risulta maggiormente antropizzato e rettilineo, con fascia riparia molto ridotta e quasi assente in alcuni tratti ove la coltivazione è spinta sino al ciglio sponda.

3.4.1.2 PORTATE IDROLOGICHE E IDRAULICHE CARATTERISTICHE ASSUNTE

La presente caratterizzazione delle portate è stata utilizzata nella valutazione e il dimensionamento quali-quantitativo delle soluzioni tecnologiche per la risoluzione delle interferenze degli attraversamenti della linea di media interrata e della linea di connessione.

Le portate nelle sezioni di attraversamento del Torrente Carapelle e del Torrente Carapellotto sono state desunte dallo studio svolto dall'Autorità di Bacino Regione Puglia, la quale ha sviluppato alcune modellazioni mono-bidimensionali per la definizione delle opere per la messa in sicurezza del reticolo idraulico. In corrispondenza delle aree in progetto, sono state identificate le sezioni di riferimento per il Torrente Carapelle (Sezione n°15) e il Torrente Carapellotto (Sezione n°18) (Figura 3.17).

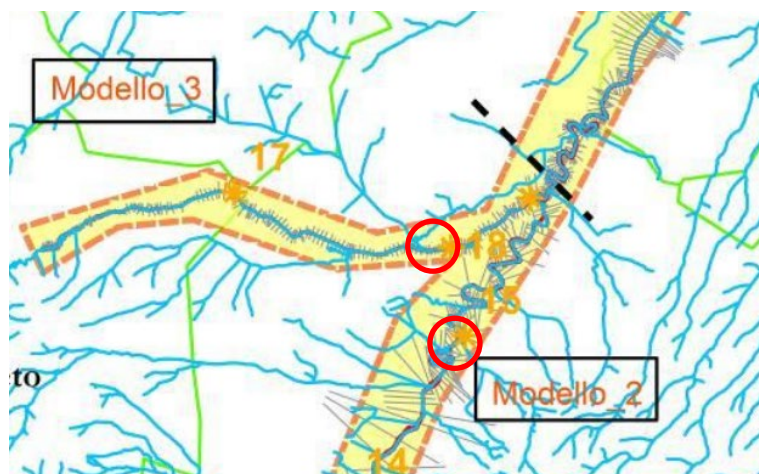


Figura 3.17: Sezioni di riferimento per il torrente Carapelle (n°15) e per il torrente Carapellotto (n°18)

Nelle tabelle seguenti si riportano le aree dei bacini sottesi e le portate di riferimento (T_r pari a 30, 200 e 500 anni) indicate nello studio svolto dall'AdBP, relative alle due sezioni individuate:

- sezione n°15 – Torrente Carapelle – a monte dell'area di progetto
- sezione n°18 – Torrente Carapellotto – in corrispondenza dell'attraversamento della SS655.

Tabella 3.1: Sezione n°15 – Torrente Carapelle - Parametri idrodinamici per vari tempi di ritorno – (Area bacino e portate di riferimento)

| Sezione n°15 – Torrente Carapelle | | | |
|-----------------------------------|----------------|-------------|-------------|
| | Portate [mc/s] | | |
| Area [kmq] | Tr 30 anni | Tr 200 anni | Tr 500 anni |
| 401.9 | 530.45 | 840.25 | 992.55 |

Tabella 3.2: Sezione n°18 – Torrente Carapellotto - Parametri idrodinamici per vari tempi di ritorno – (Area bacino e portate di riferimento)

| Sezione n°18 – Torrente Carapellotto | | | |
|--------------------------------------|----------------|-------------|-------------|
| | Portate [mc/s] | | |
| Area [kmq] | Tr 30 anni | Tr 200 anni | Tr 500 anni |
| 62.85 | 132.30 | 215.58 | 256.55 |

3.5 INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITA' E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'AREA DI PROGETTO E DELLA LINEA DI CONNESSIONE

Il Comune di Ascoli Satriano appartiene oggi al Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, la struttura operativa di livello territoriale di riferimento è l'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale Sede Puglia (AdB DAM Puglia).

Lo strumento vigente sul territorio è Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni - I ciclo (PGRA) approvato con Delibera del 3/3/2016 dal Comitato Istituzionale dell'autorità di Bacino del Liri-Garigliano integrato con i componenti designati dalle regioni ricadenti nel distretto.

Secondo quanto indica il PGRA, il territorio dell'unità regionale Puglia/Ofanto coinvolge territori interessati da eventi alluvionali contraddistinti da differenti meccanismi di formazione e propagazione dei deflussi di piena, motivo per cui, al fine di orientare meglio le scelte di piano è stato ulteriormente suddiviso in 6 Ambiti Territoriali Omogenei.

Ascoli Satriano ricade in quello definito "Fiumi Settentrionali", che è così descritto:

"L'ambito dei bacini fluviali con alimentazione appenninica è caratterizzato dalla presenza di reticoli idrografici ben sviluppati con corsi d'acqua che, nella maggior parte dei casi hanno origine dalle zone pedemontane dell'Appennino Dauno. Tali corsi d'acqua sottendono bacini di alimentazione di rilevante estensione, dell'ordine di alcune migliaia di km², che comprendono settori altimetrici di territorio che variano da quello montuoso a quello di pianura. Mentre nei tratti montani di questi corsi d'acqua i reticoli denotano un elevato livello di organizzazione gerarchica, nei tratti medio-vallivi le aste principali degli stessi diventano spesso le uniche aree fluviali appartenenti al bacino."

Importanti sono state le numerose opere di sistemazione idraulica e di bonifica che si sono succedute, a volte con effetti contrastanti, nei corsi d'acqua del Tavoliere. Dette opere hanno fatto sì che estesi tratti dei reticoli interessati presentino un elevato grado di artificialità, tanto nei tracciati quanto nella geometria delle sezioni, che in molti casi risultano arginate.

I corsi d'acqua principali sono il Candelaro, il Cervaro e il Carapelle (rif. Relazione PGRA). Quanto alle perimetrazioni di pericolosità idraulica e geomorfologica e di rischio, è opportuno fare riferimento alle mappe del PAI, il cui ultimo aggiornamento risale al 2019. Tali mappe, consultabili sul WebGis dell'AdB DAM Puglia, riportano infatti le modifiche approvate a seguito di approfondimenti conoscitivi nonché delle istruttorie svolte su richieste puntuali e successivo confronto con i soggetti e le amministrazioni comunali interessate. Di seguito si riporta uno stralcio della perimetrazione delle aree soggette a pericolosità idraulica secondo l'ultima Variante PAI approvata con il Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 19 giugno 2019 - G.U. n. 194 del 20 Agosto 2019 per il sito di progetto.

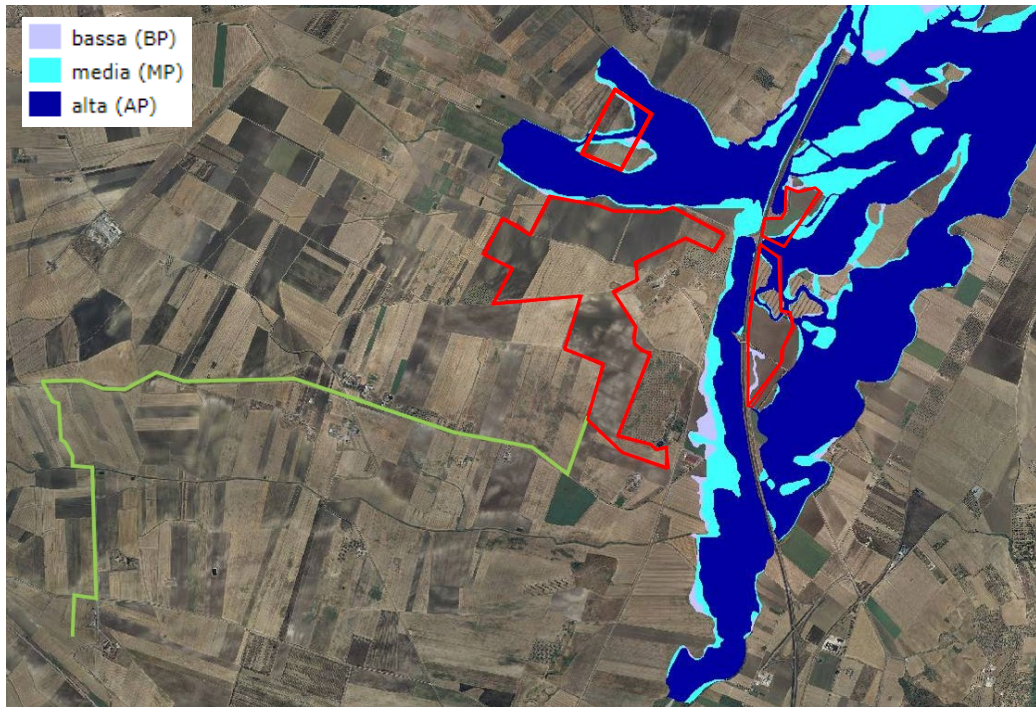


Figura 3.18: Stralcio assetto idrogeologico (PAI) - assetto idraulico territorio ex Autorità di bacino della Puglia pubblicato sulla gazzetta ufficiale del G.U. n. 194 del 20/08/2019. In rosso il sito di progetto, in verde la linea di connessione.

Nell'area catastale disponibile risultano presenti fasce di pericolosità idraulica alta, media e bassa, relative al Torrente Carapelle e al Torrente Carapellotto, come indicato in Figura 3.18.

Tale vincolo è stato recepito nel progetto non considerando l'area classificata con pericolosità alta e media per l'installazione delle opere principali dell'impianto.

Per quanto riguarda le linee di connessione AT e la cabina di consegna SST – Deliceto, queste non risultano ricadere in aree a pericolosità idraulica, sulla base delle mappe di rischio consultate. Eventuali interferenze presenti con corsi irrigui minori saranno superate mediante TOC. Si rimanda al Paragrafo 5 per lo studio di compatibilità idraulico dell'impianto fotovoltaico e della linea di connessione.

4. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE INTERVENTI

4.1 IMPIANTO FOTOVOLTAICO

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

- rispetto del PAI sulla base dell'ultimo aggiornamento 11/2019 nella predisposizione del layout;
- scelta preliminare della tipologia impiantistica, ovvero impianto fotovoltaico a terra tipo tracker con tecnologia moduli bifacciali;
- ottimizzazione dell'efficienza di captazione energetica realizzata mediante orientamento dinamico dei pannelli;
- disponibilità delle aree, morfologia ed accessibilità del sito acquisita sia mediante sopralluoghi che rilievo topografico di dettaglio.

Oltre a queste assunzioni preliminari si è proceduto tenendo conto di:

- rispetto delle leggi e delle normative di buona tecnica vigenti;
- soddisfazione dei requisiti di performance di impianto;
- conseguimento delle massime economie di gestione e di manutenzione degli impianti progettati;
- ottimizzazione del rapporto costi/benefici;
- impiego di materiali componenti di elevata qualità, efficienza, lunga durata e facilmente reperibili sul mercato;
- riduzione delle perdite energetiche connesse al funzionamento dell'impianto, al fine di massimizzare la quantità di energia elettrica immessa in rete.

Il proponente ha richiesto la soluzione tecnica minima generale (STMG) di connessione a Terna S.p.A nel novembre 2019 con identificazione codice pratica 201901471. Tale soluzione emessa da Terna con Prot. TERNA/P20200009172-10/02/2020 è stata accettata dalla proponente nel febbraio 2019 e prevede la connessione dell'impianto alla RTN nella SE Deliceto 380/150 kV. Nell'aprile 2020 la STMG emessa è stata volturata dalla TEP Renewables Italia S.r.l. alla TEP Renewables (Foggia 3 PV) S.r.l.

L'impianto fotovoltaico ha una potenza complessiva di 131.70 MW in DC e 110 MW in AC ed è così costituito:

- n.1 cabina di Utenza all'interno dell'area del campo FV. Il collegamento alla RTN necessita della realizzazione di una stazione MT/AT di utenza che serve ad elevare la tensione di impianto di 30 kV al livello di 150 kV, per il successivo collegamento alla stazione di rete 380/150 kV di "Deliceto". Tale stazione consentirà la connessione di altri due impianti fotovoltaici, di altro produttore "Proenergy", che condivideranno l'unico trasformatore di stazione e il collegamento AT alla RTN. In allegato alla STMG si riporta l'accordo di condivisione della SE 150/30 kV di collegamento alla SE Terna di trasformazione della RTN 380/150 kV di Deliceto;
- n. 26 Power Station (PS). Le Power Station o cabine di campo avranno la duplice funzione di convertire l'energia elettrica da corrente continua a corrente alternata ed elevare la tensione da bassa a media tensione; esse saranno collegate tra di loro in configurazione radiale e in posizione più possibile baricentrica rispetto ai sottocampi fotovoltaici in cui saranno convogliati i cavi provenienti dalle String Box che a loro volta raccoglieranno i cavi provenienti dai raggruppamenti delle stringhe dei moduli fotovoltaici collegati in serie;
- n.1 cabina secondaria MT di smistamento con tensione nominale 30 kV, connessa alla cabina generale MT di sottostazione e posizionata sul perimetro della sezione 3A di impianto; da tale cabina partono le 6 linee di alimentazione verso i 7 sottocampi della sezione 3;
- i moduli fotovoltaici saranno installati su apposite strutture metalliche di sostegno tipo tracker fondate su pali infissi nel terreno con profilo IPE o a elica in base alle caratteristiche del 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 all'elaborato di progetto specifico.

4.1.1 Moduli fotovoltaici e strutture di supporto

I moduli fotovoltaici utilizzati per la progettazione dell'impianto, saranno di prima scelta, del tipo silicio monocristallino, indicativamente della potenza di 545 Wp, dotati di scatola di giunzione (Junction Box) installata sul lato posteriore del modulo, con cavetti di connessione muniti di connettori ad innesto rapido, al fine di garantire la massima sicurezza per gli operatori e rapidità in fase di installazione.

Il progetto prevede l'impiego di una struttura metallica di tipo tracker con fondazione su pali infissi nel terreno ed in grado di esporre il piano ad un angolo di tilt pari a $+55^\circ$ - 55° .

- Altezza min: 0,85 m (rispetto al piano di campagna);
- Altezza max: 4,878 m (rispetto al piano di campagna).

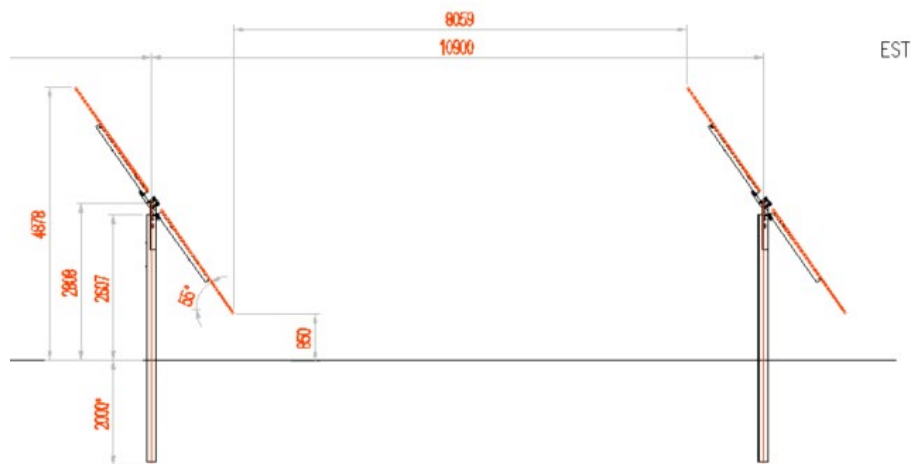


Figura 4.1: Particolare strutture di sostegno moduli

4.1.2 Cabine di campo

Le Power Station (o cabine di campo) hanno la duplice funzione di convertire l'energia elettrica dal campo fotovoltaico da corrente continua (CC) a corrente alternata (CA) e di elevare la tensione da bassa (BT) a media tensione (MT).

Le cabine saranno costituite da elementi prefabbricati suddivisi in più scomparti e saranno progettate per garantire la massima robustezza meccanica e durabilità. Le pareti e il tetto saranno tali da garantire

impermeabilità all'acqua e il corretto isolamento termico. Il locale avrà le dimensioni indicative riportate nell'elaborato grafico dedicato e sarà posato su un basamento in calcestruzzo di adeguate dimensioni.

Per ognuna delle cabine è indicativamente prevista la realizzazione di un impianto di ventilazione naturale che utilizzerà un sistema di griglie posizionate nelle pareti in due differenti livelli e un impianto di condizionamento e/o di ventilazione forzata adeguato allo smaltimento dei carichi termici introdotti nel locale dalle apparecchiature che entrerà in funzione nel periodo di massima temperatura estiva.

4.1.3 Cavi di potenza e di controllo

Le linee elettriche prevedono conduttori di tipo idoneo per le sezioni d'impianto (continua, alternata bassa tensione, alternata media tensione, alternata alta tensione) in rame e in alluminio. Il dimensionamento del conduttore è a norma CEI e la scelta del tipo di cavi è armonizzata anche con la normativa internazionale. L'esperienza costruttiva ha consentito l'individuazione di tipologie di cavi (formazione, guaina, protezione ecc.) che garantiscono una durata di esercizio ben oltre la vita dell'impianto anche in condizioni di posa sollecitata.

Sia per le connessioni dei dispositivi di monitoraggio che di security verranno utilizzati prevalentemente due tipologie di cavo:

- Cavi in rame multipolari twistati e non;
- Cavi in fibra ottica.

I primi verranno utilizzati per consentire la comunicazione su brevi distanze data la loro versatilità, mentre la fibra verrà utilizzata per superare il limite fisico della distanza di trasmissione dei cavi in rame, quindi comunicazione su grandi distanze, e nel caso in cui sia necessaria una elevata banda passante come nel caso dell'invio di dati.

4.1.4 Rete di drenaggio interna

La sostenibilità e l'attenzione alle acque non ha riguardato solo la progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche ma è risalita a monte integrandosi nello stato di fatto minimizzando le interferenze con l'idrografia esistente e l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile (infrastrutture grigie) a favore delle infrastrutture verdi che mitigano gli impatti biofisici dovuti all'urbanizzazione riducendo il rischio idrogeologico, creando benefici ecosistemici e promuovendo gli obiettivi della politica comunitaria.

La progettazione della rete di drenaggio è stata costruita sulla base dell'individuazione delle principali informazioni morfologiche e idrologiche a scala di bacino, come pendenze e isoipse, delimitazione del bacino idrografico, rete principale e secondaria. Una volta definiti i principali solchi di drenaggio naturali esistenti allo stato attuale, identificati sulla base della simulazione del modello digitale del terreno, è stata dimensionata la rete di drenaggio di progetto principalmente lungo tali solchi naturali e sono state implementate opere di laminazione e infiltrazione.

Tale scelta consente di evitare di modificare la rete naturale, permettendo ai deflussi superficiali di seguire i percorsi naturali, senza interferenze dovute alla costruzione della viabilità, alla disposizione dei tracker e delle altre opere di progetto.

Il progetto ha previsto la realizzazione di fossi di scolo realizzati con ingegneria naturalistica, bacini di laminazione (10x10m, 20x20m, 30x30m) e infiltrazione e una vasca di laminazione. Il carico idrico sul ricettore è stato ridotto andando a decentrare i flussi di acqua meteorica in più diramazioni, permettendo l'infiltrazione in punti dislocati, sfruttando i bacini che si rinverdiranno spontaneamente.

I bacini così dimensionati sono in grado di smaltire per infiltrazione la portata critica delle aree scolanti per eventi con tempo di ritorno 2 anni.

La preparazione del sito inoltre non prevede opere su larga scala di scotico, ma solo il taglio vegetazione ove essa impedisca la regolare esecuzione delle attività di costruzione e operatività. La viabilità di cantiere

è assunta in materiale drenante. Non è prevista l'impermeabilizzazione di alcuna area se non trascurabilmente (cabine di campo). Tutto ciò contribuisce alla riduzione dell'impatto delle opere complessive.

A favore di sicurezza è stata comunque valutata la condizione di infiltrazione ante-operam/post operam e possibili impatti negativi.

Fin dalla fase di cantiere, saranno realizzati i drenaggi di progetto, evitando quindi anche durante la fase di costruzione possibili ostruzioni o modifiche dei drenaggi naturali. La viabilità di cantiere sarà in materiale drenante.

L'attività di preparazione dell'area descritta sarà, in termini idrologici, paragonabile alla preparazione del terreno presemina.

In tali condizioni il recettore continuerà a ricevere le acque che riceve allo stato di fatto con un impatto idrologico e idraulico minimo.

Oltre al potenziale impatto stimato il progetto prevede anche opere compensative che avranno effetti positivi durante la fase di esercizio. Per un approfondimento in merito alle opere di mitigazione e compensazione previste si rimanda allo Studio di Impatto Ambientale. Tutte queste opere mitigative e compensative concorreranno al miglioramento della copertura del suolo, alla permeabilità dell'area ed alla regimazione delle acque oggi in parte assente.

4.2 LINEA DI CONNESSIONE

Di seguito il percorso di connessione in cavidotto AT, lungo circa 7 km, che collega l'impianto fotovoltaico allo stallo SE Deliceto 380/150 Kv, individuato dal gestore di rete Terna S.p.A..

Si rimanda al progetto di connessione per i contenuti di dettaglio.



Figura 4.2: In verde il percorso di connessione dal campo FV alla Sottostazione AT 380/150 kV Deliceto.

In corrispondenza dell'attraversamento di interferenze (tubazioni profonde, corsi d'acqua naturali/antropici, opere ferroviarie, ecc.) queste saranno superate mediante adozione della soluzione tecnologica consistente nella TOC. Il paragrafo 5 ha inoltre valutato che il superamento delle interferenze avvenga in condizioni di sicurezza idraulica in relazione alla natura dell'intervento e al contesto territoriale.

5. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA NUOVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO, LINEA DI CONNESSIONE, CABINA DI CONSEGNA/COLLEGAMENTO SE RTN

5.1 IDENTIFICAZIONE DELL'INTERFERENZA

Il paragrafo 3.5 individua i possibili punti/tratti di interferenza tra le opere in progetto e aree a pericolosità idraulica. Per la classificazione delle aree si è fatto riferimento al PAI variante 2019, definendo il grado di pericolosità idraulica. L'area di progetto risulta interessata dalle fasce di pericolosità media e bassa, tale vincolo è stato recepito nel progetto non considerando l'area classificata con pericolosità media per l'installazione delle opere principali dell'impianto. Inoltre, un'attenta analisi del percorso di connessione ha rilevato un'interferenza con il Marana di valle Traversa.

La tabella di seguito riporta un riepilogo per i 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 5.2 riporta la metodologia di analisi qualitativa e quantitativa per la definizione della minima profondità di posa.

Tabella 5.1: Riepilogo interferenze impianto fotovoltaico.

| ID | INTERFERENZA | PERICOLOSITÀ | RISOLUZIONE |
|-----|--------------------------|--------------------|----------------|
| A01 | Area allagabile | Alta, Media, Bassa | Cavo interrato |
| A02 | Area allagabile | Alta, Media, Bassa | Cavo interrato |
| P01 | Torrente Carapellotto | Alta, Media | TOC |
| P02 | Area allagabile | Alta, Media | Cavo interrato |
| P03 | Area allagabile | Alta, Media | Cavo interrato |
| P04 | Canale di bonifica | Alta, Media | TOC |
| P05 | Marana di valla Traversa | - | TOC |

5.2 METODOLOGIA DI VERIFICA PROFONDITA' DI SICUREZZA POSA TOC

5.2.1 ANALISI QUALITATIVA

In seguito all'identificazione dei punti di interferenza, per gli attraversamenti di 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 ed ha interessato i punti identificati come P01, P03 e P05.

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:

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

5.2.2 ANALISI QUANTITATIVA

L'analisi quantitativa è stata effettuata in corrispondenza delle interferenze P01, P03 e P05.

L'analisi quantitativa ha seguito 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.

Per il punto di interferenza P01 sono state assunti i parametri idrodinamici nella Tabella 3.1 al paragrafo 3.4.1.2.

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.

I punti di attraversamento non corrispondono, in entrambi i casi, con ponti di attraversamento.

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:

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

5.2.2.1 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 strato 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 stabilire 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.

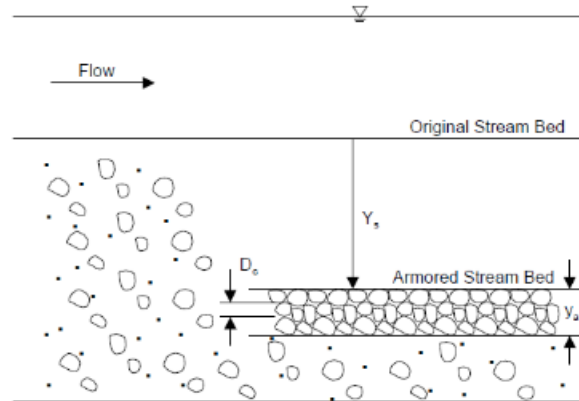


Figura 5.1: dinamica erosione a lungo termine per corazzamento - FHWA

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.

5.2.2.2 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 riportata dallo "Studio per la definizione delle opere necessarie alla messa in sicurezza del reticolo idraulico pugliese, con particolare riferimento alle aree del Gargano, delle coste joniche e salentine della Regione Puglia" nelle sezioni.

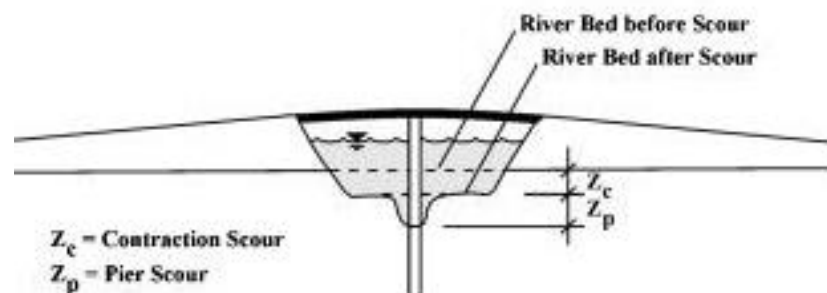


Figura 5.2: Erosioni assunte in corrispondenza di un ponte di attraversamento stradale - FHWA

Contrazione

L'erosione da 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 strato 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 da una diminuzione naturale dell'area di flusso 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 di 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 rappresentato dalle correnti non lineari create dall'interazione tra flusso di monte e pila.

Il vortice a ferro creato è il risultato dell'accumulo di acqua sulla superficie a monte dell'ostruzione con prima importante escavazione e della successiva accelerazione del flusso con creazioni 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 un'erosione. Con l'aumento della profondità dell'escavazione, la forza del vortice a ferro di cavallo si riduce, riducendo così il tasso di trasporto dalla regione di base.

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

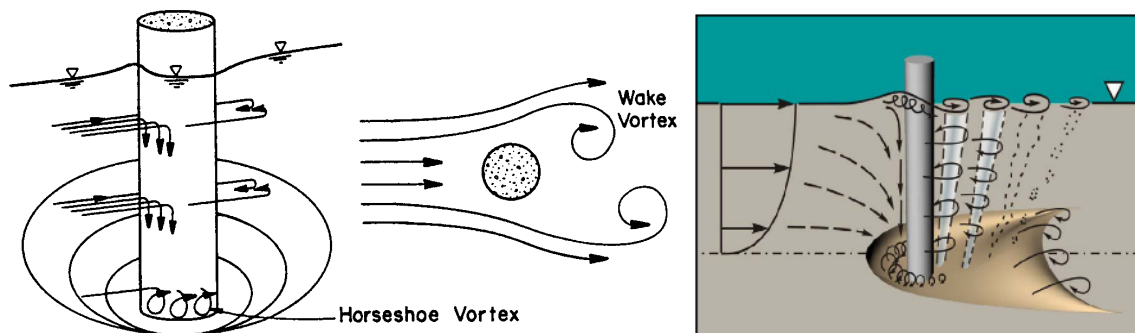


Figura 5.3: Dinamica erosione in corrispondenza di pile strette (fonte FHWA).

5.3 NUOVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO

Nell'area catastale disponibile per l'impianto fotovoltaico risultano presenti fasce di pericolosità idraulica alta, media e bassa, secondo l'ultimo aggiornamento del PAI, come introdotto nel paragrafo 3.5, fasce di pericolosità sono quelle riferite al Torrente Carapelle e al Torrente Carapellotto.

Tale vincolo è stato recepito nel progetto non considerando le aree classificate con pericolosità idraulica media per l'installazione delle opere principali dell'impianto, come visibile in Figura 5.4.

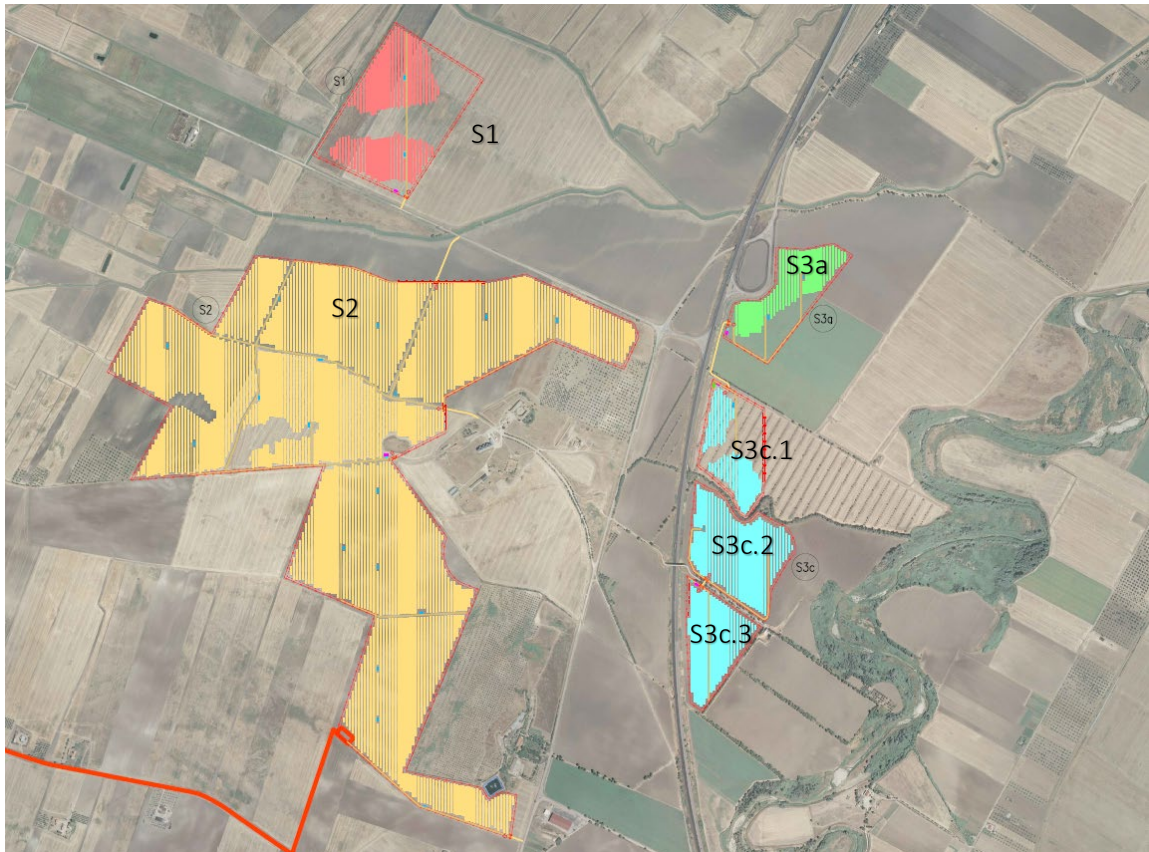


Figura 5.4: Layout di progetto dell'impianto fotovoltaico.

Per quanto riguarda le recinzioni, le strade interne e le strade di collegamento delle sottoaree dell'impianto di progetto, ricadenti in fasce di pericolosità media e alta, si ritiene che non influiscano sul regime idraulico e che non costituiscano un fattore di aumento della pericolosità idraulica né localmente, né nei territori a valle o a monte.

Le strade per la viabilità interna saranno realizzate con materiale misto granulometrico alla stessa quota del piano campagna, mentre le recinzioni formate da rete metallica saranno opportunamente sollevate da terra di circa 20 cm, queste condizioni fanno sì che il normale libero deflusso delle acque non venga ostacolato.

Come detto nel precedente paragrafo 3.5 le sottoaree di progetto S1, S3a ed S3c.1, sono percorse internamente dalle fasce di pericolosità idraulica del PAI. In particolare nelle sottoaree S1 ed S3c.1 sono presenti cavi di connessione interni all'impianto.

5.3.1 A01

Identificazione

L'interferenza è situata all'interno della sottoarea di progetto S1. Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto e stralcio del PAI.

Tabella 5.2: Riepilogo interferenza A01.

| ID | INTERFERENZA | PERICOLOSITÀ | RISOLUZIONE |
|-----|-----------------|--------------|----------------|
| A01 | Area Allagabile | Alta | Cavo interrato |



Figura 5.5: Ubicazione interferenza A01, in rosso l'area di progetto S1.



Figura 5.6: Stralcio del PAI con fasce di pericolosità idraulica alta, media e bassa.

Osservazioni

Il canale non presenta alveo ben definito e risulta non rivestito, senza presenza di vegetazione erbacea ed arbustiva tipica dei drenaggi naturali.

In seguito a rilievo e sopralluogo dell'area, non sono stati riscontrati segni di erosione o di alveo, così come da osservazione di ortofoto storiche (nel periodo compreso tra il 2002 e il 2019).

Verifica di compatibilità idraulica

I cavi di connessione saranno interrati al di sotto del campo, che è soggetto al solo allagamento e non a forti correnti. In questo modo il cavo sarà protetto poiché non si instaureranno erosioni significative. L'impianto prevedrà inoltre la sistemazione idraulica dell'area con miglioramento del drenaggio esistente. A tal proposito, si ritiene sufficiente la posa dei cavi interrati come da normativa in merito alla posa dei cavi di media tensione.

Si ritiene quindi superata l'interferenza A01 ed idraulicamente compatibile.

5.3.2 A02

Identificazione

L'interferenza è situata all'interno della porzione nord della sottoarea di progetto S3c (S3c.1). Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto e stralcio del PAI.

Tabella 5.3: Riepilogo interferenza A02.

| ID | INTERFERENZA | PERICOLOSITÀ | RISOLUZIONE |
|-----|-----------------|--------------|----------------|
| A02 | Area Allagabile | Alta | Cavo interrato |



Figura 5.7: Ubicazione interferenza A02, in rosso l'area di progetto S3c.



Figura 5.8: Stralcio del PAI con fasce di pericolosità idraulica alta, media e bassa.

Osservazioni

Il canale non presenta alveo ben definito e risulta non rivestito, senza presenza di vegetazione erbacea ed arbustiva tipica dei drenaggi naturali.

In seguito a rilievo e sopralluogo dell'area, non sono stati riscontrati segni di erosione o di alveo, così come da osservazione di ortofoto storiche (nel periodo compreso tra il 2002 e il 2019).

Verifica di compatibilità idraulica

I cavi di connessione saranno interrati al di sotto del campo, che è soggetto al solo allagamento e non a forti correnti. In questo modo il cavo sarà protetto poiché non si instaureranno erosioni significative. L'impianto prevedrà inoltre la sistemazione idraulica dell'area con miglioramento del drenaggio esistente. A tal proposito, si ritiene sufficiente la posa dei cavi interrati come da normativa in merito alla posa dei cavi di media tensione.

Si ritiene quindi superata l'interferenza A02 ed idraulicamente compatibile.

5.3.3 ATTRAVERSAMENTI CAVI DI MEDIA

5.3.3.1 P01

Identificazione

L'interferenza è situata a sud della strada Provinciale SP106, nei pressi del sovrappasso di quest'ultima sul Torrente Carapellotto. Si riscontra, dalla consultazione del PAI, la fascia di pericolosità idraulica alta.

Di seguito uno stralcio dell'ubicazione su ortofoto, dove è evidenziato in arancione il tracciato del cavo di connessione, ed uno stralcio del PAI.

Tabella 5.4: Riepilogo interferenze con P01.

| ID | INTERFERENZA | PERICOLOSITÀ | RISOLUZIONE |
|-----|-----------------------|--------------|-------------|
| P01 | Torrente Carapellotto | Alta | TOC |



Figura 5.9: Ubicazione interferenza P01, in arancione il cavo MT.



Figura 5.10: Stralcio del PAI con fasce di pericolosità idraulica alta, media.

Osservazioni

Non sono presenti sovrappassi o opere antropiche in prossimità dell'attraversamento del tracciato di connessione. Lungo le sponde del Torrente Carapellotto, si evidenzia la presenza di vegetazione, prevalentemente erbacea e arbustiva. L'attività agricola è sviluppata, ma non si estende fino al ciglio di sponda. Il tratto del torrente, interessato dall'attraversamento, risulta rettilineo e stabile nel corso del tempo (2002-2019).

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 5.2.1, al tratto in oggetto è possibile assegnare un valore di 75, rientrante nella categoria “buono”. Il tratto quindi è caratterizzato da una buona stabilità.

Verifica compatibilità idraulica

La posa del cavo verrà seguita mediante perforazione TOC.

Sulla base dell’analisi quantitativa (HEC 18-FHWA) è stata ottenuta l’erosione totale attesa. In questo caso l’erosione considerata ha interessato il solo processo di erosione a lungo termine (corazzamento).

La profondità di posa tra cielo tubazione dal punto più depresso della sezione idraulica attraversata sarà al minimo pari a 3 metri.

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

5.3.3.2 P02

Identificazione

Il punto di interferenza P02 è stato individuato in prossimità di un’area di potenziale allagamento, ubicata ad ovest della SS655, in corrispondenza dell’incrocio con la SP106.

Di seguito si riporta l’ubicazione di P02, il relativo inquadramento rispetto alle fasce di pericolosità idraulica indicate nel PAI.

Tabella 5.5: Riepilogo interferenze con P02.

| ID | INTERFERENZA | PERICOLOSITÀ | RISOLUZIONE |
|-----|-----------------|--------------|----------------|
| P08 | Area allagabile | Alta | Cavo Interrato |

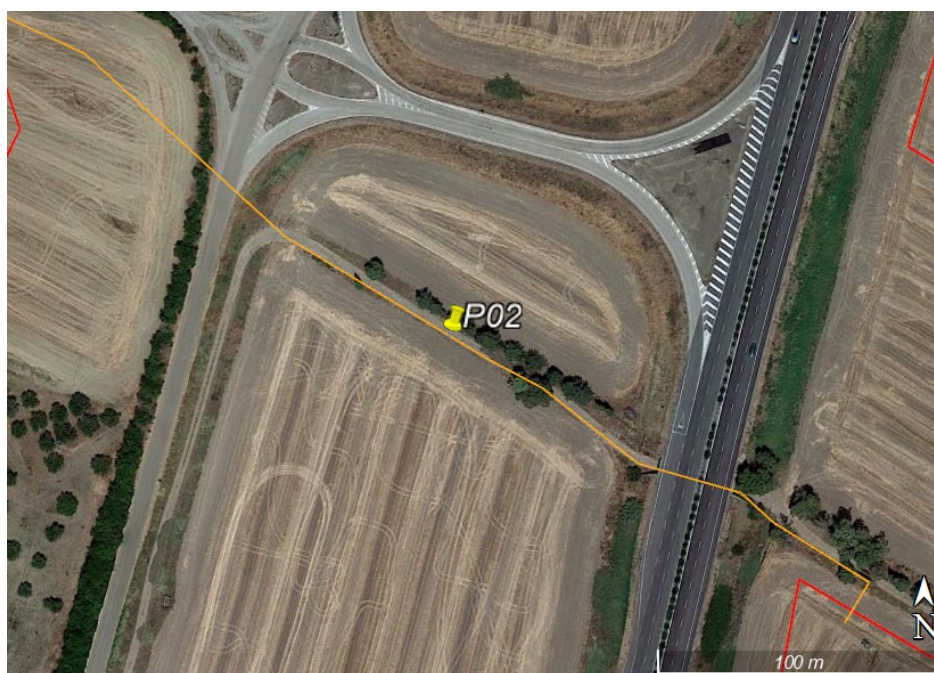


Figura 5.11: Ubicazione interferenza P02, in arancione il cavo MT.



Figura 5.12: Stralcio del PAI con fasce di pericolosità idraulica alta, media.

Osservazioni

L'area in oggetto è adibita ad attività di tipo agricolo ed è classificata con pericolosità alta, media. Il tracciato della connessione segue un tratto stradale sterrato, il quale connette l'area in oggetto ai terreni agricoli ad est della SS655.

Dalla visione delle ortofoto storiche, nel periodo compreso tra il 2002 e il 2019, non si evidenziano particolari segni di erosione.

Verifica compatibilità idraulica

Il cavo di connessione sarà interrato sotto il manto stradale, che non risulta asfaltato ma ben consolidato, per l'intera estensione dell'area allagabile. Pertanto, nell'eventualità di allagamento, il cavo sarà protetto dall'erosione.

A tal proposito, si ritiene sufficiente la posa del cavo interrato come da normativa in merito ai cavi di media tensione. Si ritiene quindi superata l'interferenza P02 ed idraulicamente compatibile.

5.3.3.3 P03

Identificazione

Il punto in esame identifica il cavo di connessione MT tra le sottoaree S3a ed S3c.1, ubicato ad est della strada Statale n.655 (SS655).

Di seguito si riporta l'ubicazione di P03, il relativo inquadramento rispetto alle fasce di pericolosità e il dettaglio relativo al tracciato di connessione presente nell'area in oggetto.

Tabella 5.6: Riepilogo interferenze con P03.

| ID | INTERFERENZA | PERICOLOSITÀ | RISOLUZIONE |
|-----|-----------------|--------------|----------------|
| P03 | Area allagabile | Alta, Media | Cavo interrato |

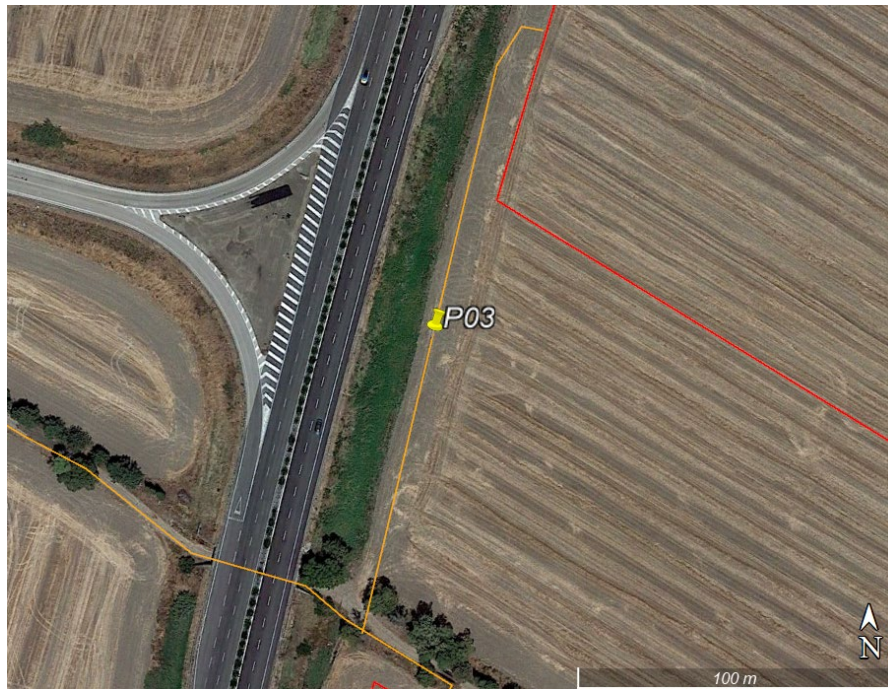


Figura 5.13: Ubicazione interferenza P03, in arancione il cavo MT.



Figura 5.14: Stralcio del PAI con fasce di pericolosità idraulica alta, media.

Osservazioni

Diversi tratti del tracciato di connessione risultano rientrare in aree classificate ad alta, media e bassa pericolosità. Le aree in oggetto risultano adibite ad attività agricole e sono attraversate da un tratto stradale sterrato lungo i quali sarà realizzata la posa dei cavi.

Dalla visione delle ortofoto storiche, nel periodo compreso tra il 2002 e il 2019, non si evidenziano particolari segni di erosione.

Verifica compatibilità idraulica

Il cavo di connessione sarà interrato sotto il manto stradale, che non risulta asfaltato ma ben consolidato, per l'intera estensione dell'area allagabile. Pertanto, nell'eventualità di allagamento, il cavo sarà protetto dall'erosione.

A tal proposito, si ritiene sufficiente la posa del cavo interrato come da normativa in merito ai cavi di media tensione. Si ritiene quindi superata l'interferenza P06 ed idraulicamente compatibile.

5.3.3.4 P04

Identificazione

Il punto di interferenza P04 è stato individuato in prossimità dell'attraversamento di un canale di bonifica, circa 1km a monte rispetto alla confluenza con il torrente Carapelle. Tale canale si trova tra la sottoarea Sc3.1 ed Sc3.2.

Di seguito si riporta l'ubicazione di P04, il relativo inquadramento rispetto alle fasce di pericolosità idraulica indicate dal PAI e il tracciato della connessione in prossimità dell'interferenza identificata.

Tabella 5.7: Riepilogo interferenze con P10

| ID | INTERFERENZA | PERICOLOSITÀ | RISOLUZIONE |
|-----|--------------------|--------------|-------------|
| P04 | Canale di bonifica | Alta, Media | TOC |



Figura 5.15: Ubicazione interferenza P04, in arancione il cavo MT.



Figura 5.16: Stralcio del PAI con fasce di pericolosità idraulica alta, media.

Osservazioni

Non sono presenti sovrappassi o opere antropiche in prossimità dell'attraversamento del tracciato di connessione. Si evidenzia la presenza di una fitta vegetazione di tipo arboreo e arbustiva.

L'attività agricola è sviluppata, ma non si estende fino al ciglio di sponda.

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 5.2.1, al tratto in oggetto è possibile assegnare un valore di 80, rientrante nella categoria "buono". Il tratto quindi è caratterizzato da una buona stabilità.

Verifica compatibilità idraulica

Sulla base dell'analisi quantitativa (HEC 18-FHWA) è stata ottenuta l'erosione totale attesa. In questo caso l'erosione considerata ha interessato il solo processo di erosione a lungo termine (corazzamento).

La profondità di posa tra cielo tubazione dal punto più depresso della sezione idraulica attraversata sarà al minimo pari a 2,5 metri. Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

5.4 PERCORSO DI CONNESSIONE

Per quanto riguarda le linee di connessione AT e la cabina di consegna SST – Deliceto, queste non risultano ricadere in aree a pericolosità idraulica, sulla base delle mappe di rischio consultate. risulta però un'interferenza con il Marana di valle Traversa che sarà superata mediante TOC.

5.4.1.1 P05

Identificazione

Il punto di interferenza è situato a sud della strada Provinciale n.120 (SP120) e a nord della strada Comunale Deliceto-Ascoli. Il punto in esame non risulta interessato da fasce di pericolosità.

Di seguito si riporta l'ubicazione di P04, il relativo inquadramento rispetto al PAI.

Tabella 5.8: Riepilogo interferenze con P10

| ID | INTERFERENZA | PERICOLOSITÀ | RISOLUZIONE |
|-----|--------------------------|--------------|-------------|
| P05 | Marana di valle Traversa | - | TOC |

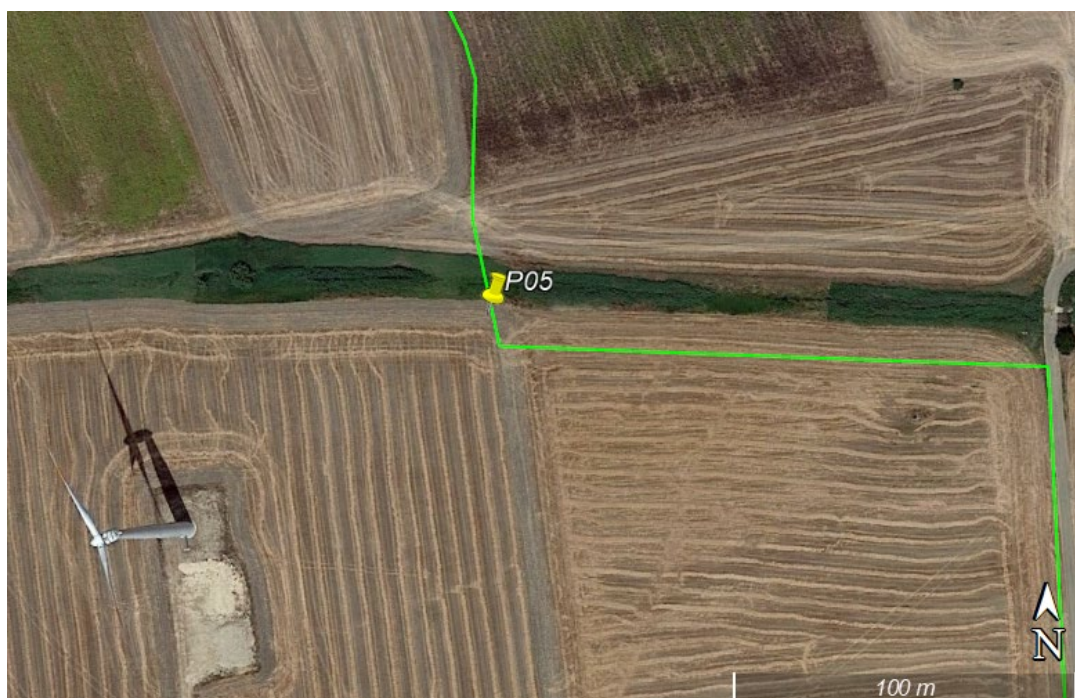


Figura 5.17: Ubicazione interferenza P05, in verde la linea di connessione.



Figura 5.18: Stralcio del PAI con fasce di pericolosità idraulica alta, media e bassa. In verde la connessione e nel cerchio rosso il punto in esame.

Osservazioni

Non sono presenti sovrappassi o opere antropiche in prossimità dell'attraversamento del tracciato di connessione. Si evidenzia la presenza di una fitta vegetazione di tipo arboreo. Il tratto del torrente, interessato dall'attraversamento, risulta rettilineo e stabile nel corso del tempo (2002-2019).

Analisi qualitativa stabilità

Secondo il metodo HEC-20 di Stream Stability at Highway Structures proposto da FHWA, come descritto nel paragrafo 5.2.1, al tratto in oggetto è possibile assegnare un valore rientrante nella categoria "ottimo". Il tratto quindi è caratterizzato da una buona stabilità.

Verifica compatibilità idraulica

Sulla base dell'analisi quantitativa (HEC 18-FHWA) è stata ottenuta l'erosione totale attesa. In questo caso l'erosione considerata ha interessato il solo processo di erosione a lungo termine (corazzamento). La profondità di posa tra cielo tubazione dal punto più depresso della sezione idraulica attraversata sarà al minimo pari a 2 metri. Si ritiene che a tale profondità l'attraversamento avvenga in condizioni di sicurezza idraulica nella vita di progetto attesa.

6. STUDIO IDROLOGICO AREA NUOVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO

In questo paragrafo si riportano le basi per il dimensionamento del sistema di drenaggio superficiale dell'area di intervento.

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

- Identificazione delle aree scolanti e del coefficiente di deflusso ottenuto mediante una media ponderata;
- Determinazione delle Linee Segnaletiche di Possibilità Pluviometriche (LSP) per tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 30, 50 e 100 anni;
- Costruzione dello ietogramma di progetto avente una durata superiore al tempo di corrivazione del bacino sotteso dall'invaso;
- Stima del processo di infiltrazione e determinazione dello ietogramma netto di progetto;
- Modello di trasformazione afflussi-deflussi - stima delle portate di progetto ante-operam e post operam.

Lo studio ha interessato le aree di progetto. In merito alla pericolosità idraulica del Torrente Carapelle e del Torrente Carapellotto, si è fatto riferimento alla perimetrazione della pericolosità idraulica riportata dalla nuova variante del PAI 2019 che deriva da simulazioni bidimensionali condotte dall'AdB.

6.1 CONSIDERAZIONI CLIMATICHE

All'interno della Relazione di piano del PAI è descritto come la regione Puglia sia *“caratterizzata da un clima tipicamente mediterraneo, con inverno mite e poco piovoso e stagione estiva calda e secca.*

I mesi estivi sono caratterizzati da siccità dovuta alle masse d'aria calda e secca tropicale che dominano sul bacino del Mediterraneo.

I mesi invernali e autunnali presentano frequente nuvolosità e piogge relativamente abbondanti, recate in genere da venti sciroccali, avvicendate con periodi sereni e piuttosto freddi provocati da venti settentrionali e di Nord Est.

I giorni piovosi sono scarsi: il loro numero è compreso tra 60 e 80. Annualmente la regione riceve in media poco più di 600 mm di pioggia; la maggiore piovosità si osserva sul Gargano con 1.100-1.200 mm totali annui, interessato da piogge di tipo orografico a cui si aggiungono quelle d'origine frontale legate al ciclo genesi del Mediterraneo orientale.

La minore piovosità si osserva sul Tavoliere, con valori totali annui al di sotto dei 450 mm ed in una ristretta fascia costiera intorno a Taranto. Nel Subappennino Dauno si avvicina a 900 mm annui e la maggior parte delle aree pianeggianti ha meno di 700 mm annui. In tutta la regione, le precipitazioni si concentrano per oltre il 60% nei mesi autunno-invernali, con massimi nel Salento dove raggiungono l'80%.

Il ciclo annuo mostra un solo massimo di piovosità ben distinto in novembre o in dicembre, mentre il minimo quasi sempre ricade in luglio per tutta la regione.

La stagione estiva è caratterizzata da una generale aridità su tutto il territorio: infatti, ad eccezione del Gargano e del Subappennino dove si hanno precipitazioni di poco superiori a 50 mm, i valori sono inferiori a 30 mm; in alcuni anni i mesi estivi sono stati del tutto privi di pioggia. Succede, tuttavia, che non siano infrequenti i brevi ed intensi rovesci estivi con punte 30-50 mm in pochi minuti. Elevata è, infine, la variabilità inter annuale delle piogge: si può passare in una qualunque stazione dai 300 mm di un anno ai 900-1.000 mm dell'anno seguente, come è accaduto a Bari nel 1913 (371 mm) e nel 1915 (1.095 mm).” (Fonte Autorità di Bacino della Puglia - Dicembre 2004 – RELAZIONE DI PIANO)

Dal sito della Protezione Civile, <http://www.protezionecivile.puglia.it/>, è possibile scaricare i dati di interesse meteorologico e idrologico. Il dataset fornito è articolato in 127 record, uno per stazione di monitoraggio presente sul territorio pugliese.

Il regime pluviometrico regionale evidenzia che quello della Puglia centrale, dopo quello del Tavoliere di Foggia, risulta il clima più arido; dai 450 mm annui di acqua intorno a Taranto si arriva fino ai 600-700 mm nella parte più alta della Murgia, per poi riscendere a circa 550 mm intorno a Bari. Caratteristica per la Puglia è la distribuzione non ideale delle piogge che prevalentemente avvengono nel semestre settembre-marzo, creando spesso situazioni di intensa e prolungata siccità nel restante periodo dell'anno. Frequente, anche se in modo irregolare, soprattutto nel periodo estivo, è il fenomeno della grandine che risulta molto dannoso per il mondo agricolo e forestale, in particolare sulle fasce costiere.

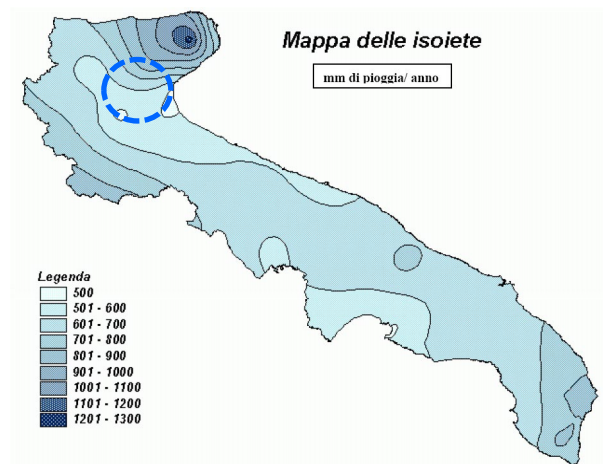


Figura 6.1: Mappa delle isoiete della Regione Puglia

6.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO

L'evento di pioggia di progetto alla base dei calcoli idrologici e della simulazione/dimensionamento idraulico 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:

$$P = 1 - (1 - 1/T)^N$$

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

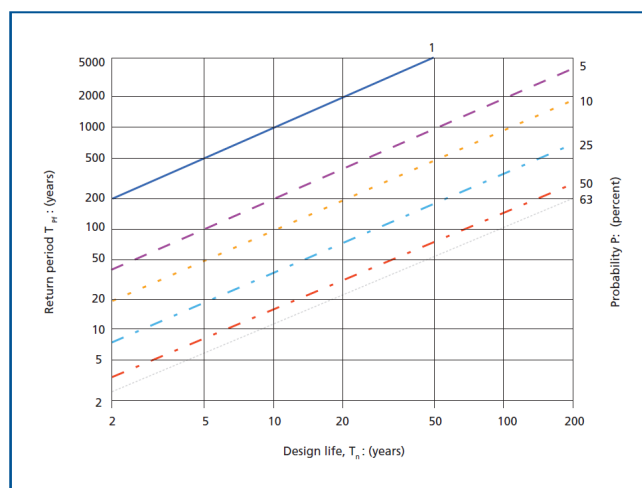


Figura 6.2: Probabilità che un evento con determinate Tempo di ritorno si verifichi in N anni

La durata della vita utile dell’impianto fotovoltaico in oggetto è assunta pari a 30 anni.

Il tempo di ritorno per il calcolo della precipitazione di progetto è stato assunto pari a 30 anni.

6.3 ANALISI PROBABILISTICA DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE

Per l’applicazione del metodo dell’invaso lineare, impiegato nella stima delle portate meteoriche superficiali è stato necessario determinare la curva di possibilità climatica caratteristica dell’area oggetto di intervento.

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

Nel caso in esame la durata del campo fotovoltaico è assunta pari a 30 anni, pertanto il tempo di ritorno per il calcolo della precipitazione è stato assunto pari a 30 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 a quanto previsto dal progetto Valutazione Piene (VaPi) del Gruppo Nazionali 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.

L’analisi pluviometrica è stata svolta sulla base dell’Analisi regionale delle piogge massime annuali di durata compresa tra 1 ora 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) in cui per l’individuazione delle regioni omogenee di primo e secondo livello è stato fatto ricorso a generazioni sintetiche Montecarlo in grado di riprodurre la struttura correlativa delle serie osservate (Gabriele e Liritano, 1994).

Il territorio di competenza dell’Autorità di Bacino della Puglia dal punto di vista dell’approccio pluviometrico, sulla base dei risultati ottenuti è stato pertanto suddiviso in 6 aree pluviometriche omogenee, per ognuna delle quali è possibile calcolare la Curva di Possibilità Pluviometrica.

L’area in cui ricade l’intervento in oggetto è nella sottozona omogenea 3 della Puglia meridionale, vedasi Figura 6.3, da cui risulta la seguente equazione determinante la CPP:

$$\text{Zona 3: } h_{(t,z)} = 25,325 T_c^{(0,696+0,000531z)/(3,178)}$$

Dove $h_{(t,z)}$ = Altezza della pioggia (mm) per fissata durata t e quota z
 t_c = durata dell’evento pluviale (ore)

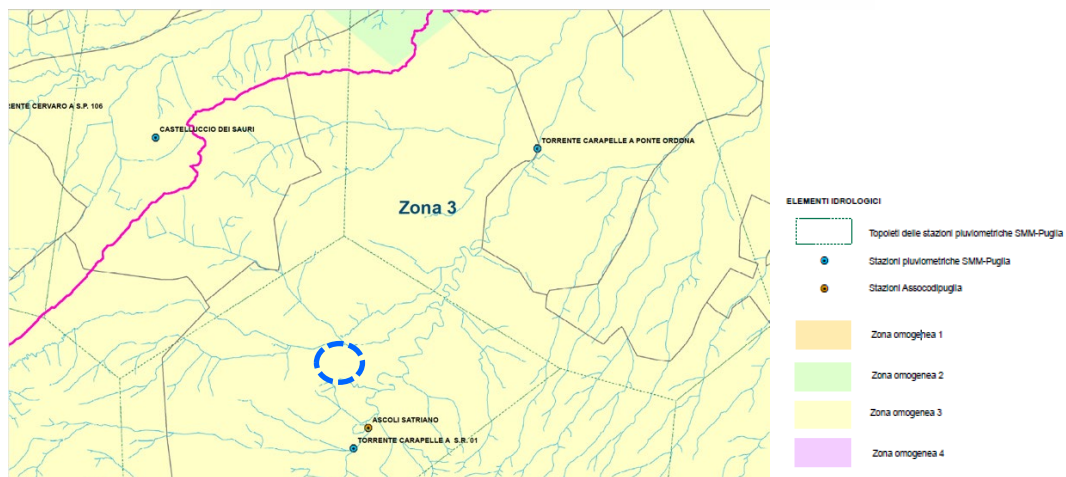
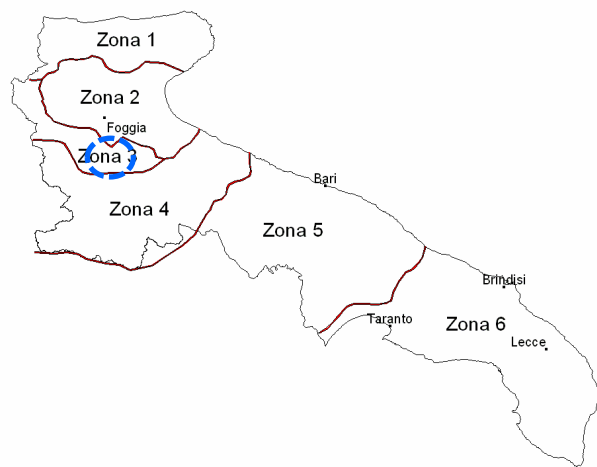


Figura 6.3: Sottozone pluviometriche omogenee (terzo livello)

La Curva di Possibilità pluviometrica permette di stimare le altezze di precipitazione relative ad eventi pluviali con durate superiori ad 1h, in quanto i parametri di tale equazione vengono ottenuti mediante l'analisi di eventi pluviometrici di lunga durata ($t > 60$ minuti). Nel caso di eventi brevi ($t < 60$ minuti) è possibile stimare le altezze di precipitazione mediante la legge di Bell:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = \left(\frac{t}{60}\right)^s$$

- $h_{60,T}$ = Altezza di precipitazione (mm) con durata pari a 60 min e fissato T
- s = coefficiente dipendente dalla regione in esame, per la Puglia assunto pari a 0,227

A tali altezze di precipitazione vanno applicati inoltre coefficienti moltiplicativi relativamente al Fattore di Crescita KT (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al Fattore di Riduzione Areale KA (funzione della superficie del bacino espressa in kmq, e della durata dell'evento di progetto espressa in ore).

Per le zone 1-2-3-4 (Puglia Settentrionale):

$$K_T = 0,5648 * 0,415 \ln T$$

dove T è il Tempo di Ritorno di progetto considerato.

Nel caso in cui si debba condurre uno studio idrologico in un'area estesa, la precipitazione deve essere ragguagliata alla superficie del bacino idrografico considerato per tener conto del fatto che la precipitazione, calcolata come descritto in precedenza, è un valore puntuale e quindi va opportunamente ridotta di un valore (Fattore di Riduzione Areale) che dipende dall'estensione dell'area studiata e dalla durata dell'evento. Per quanto concerne il Fattore di Riduzione Areale K_A :

$$K_A = 1 - (1 - e^{(-0.0021 \cdot A)}) \cdot e^{(-0.53d^{0.25})}$$

Tale fattore di correzione è stato trascurato nel contesto di progetto in quanto i bacini idrografici di riferimento risultano di estensione limitata.

Di seguito si riportano le Curve di Possibilità pluviometrica distinte per eventi pluviali di durata superiore o inferiore ad 1h e per diversi tempi di ritorno (2, 5, 10, 25, 50 e 100 anni).

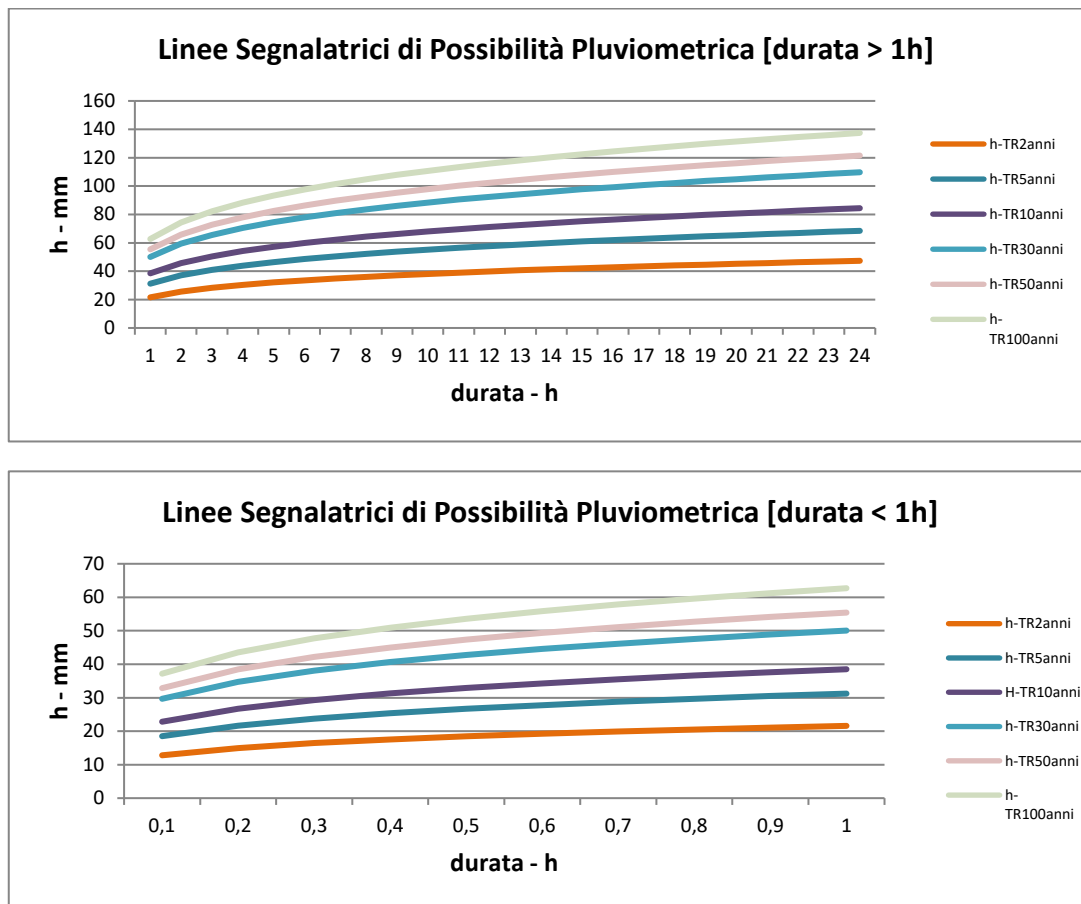


Figura 6.4 – Curve di possibilità pluviometrica per eventi di durata > 1h e < 1h.

Nella tabella seguente si riportano inoltre, per diverse durate (1 -24 h) e tempi di ritorno (2, 5, 10, 30, 50 e 100 anni), i valori delle altezze di precipitazione $h_T(t)$ espresse in mm.

Tabella 6.1: Altezza di pioggia per le diverse durate per i diversi tempi di ritorno

| Durata evento critico – [h] | ALTEZZA PIOGGIA CRITICA AL VARIARE DEL TEMPO DI RITORNO E DELLA DURATA H - MM | | | | | |
|-----------------------------|--|-----------|------------|------------|------------|-------------|
| | TR 2 anni | TR 5 anni | TR 10 anni | TR 30 anni | TR 50 anni | TR 100 anni |
| 0,5 | 18,45 | 26,67 | 32,90 | 42,76 | 47,35 | 53,57 |
| 1 | 21,59 | 31,22 | 38,50 | 50,05 | 55,42 | 62,70 |
| 2 | 25,62 | 37,05 | 45,69 | 59,40 | 65,77 | 74,41 |
| 3 | 28,32 | 40,95 | 50,51 | 65,65 | 72,69 | 82,25 |
| 4 | 30,40 | 43,97 | 54,23 | 70,49 | 78,05 | 88,31 |
| 5 | 32,13 | 46,46 | 57,30 | 74,48 | 82,47 | 93,31 |
| 6 | 33,61 | 48,60 | 59,94 | 77,91 | 86,27 | 97,61 |
| 7 | 34,91 | 50,48 | 62,26 | 80,94 | 89,62 | 101,40 |
| 8 | 36,08 | 52,18 | 64,35 | 83,65 | 92,62 | 104,80 |
| 9 | 37,15 | 53,72 | 66,25 | 86,12 | 95,36 | 107,89 |
| 10 | 38,13 | 55,13 | 68,00 | 88,39 | 97,87 | 110,74 |
| 11 | 39,03 | 56,45 | 69,62 | 90,50 | 100,20 | 113,37 |
| 12 | 39,88 | 57,67 | 71,13 | 92,46 | 102,38 | 115,84 |
| 13 | 40,68 | 58,82 | 72,55 | 94,31 | 104,42 | 118,15 |
| 14 | 41,43 | 59,91 | 73,89 | 96,05 | 106,35 | 120,33 |
| 15 | 42,14 | 60,94 | 75,16 | 97,70 | 108,18 | 122,40 |
| 16 | 42,82 | 61,92 | 76,37 | 99,27 | 109,92 | 124,37 |
| 17 | 43,47 | 62,85 | 77,52 | 100,77 | 111,58 | 126,24 |
| 18 | 44,08 | 63,75 | 78,62 | 102,20 | 113,16 | 128,04 |
| 19 | 44,68 | 64,60 | 79,68 | 103,57 | 114,68 | 129,76 |
| 20 | 45,25 | 65,43 | 80,70 | 104,90 | 116,15 | 131,42 |
| 21 | 45,79 | 66,22 | 81,67 | 106,17 | 117,56 | 133,01 |
| 22 | 46,32 | 66,99 | 82,62 | 107,39 | 118,91 | 134,55 |
| 23 | 46,83 | 67,73 | 83,53 | 108,58 | 120,23 | 136,03 |
| 24 | 47,33 | 68,44 | 84,41 | 109,73 | 121,50 | 137,47 |

6.4 IDENTIFICAZIONE DEI BACINI SCOLANTI DI PROGETTO

Nel presente paragrafo sono state identificate le singole aree scolanti e le principali caratteristiche sulla base del quale calcolare le portate idrologiche di riferimento.

Al fine di non modificare la rete naturale allo stato attuale e definire un sistema di drenaggio interno al sito con il minor impatto 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).

Il modello digitale del terreno utilizzato per la modellazione è stato ottenuto mediante rilievo fotogrammetrico di dettaglio come descritto al Paragrafo 2.1.1. La simulazione è stata condotta mediante algoritmi TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models – Utah State University) e successivamente rielaborata in ambiente GIS.

Le opere in progetto insisteranno sui bacini scolanti identificati nella figura seguente.

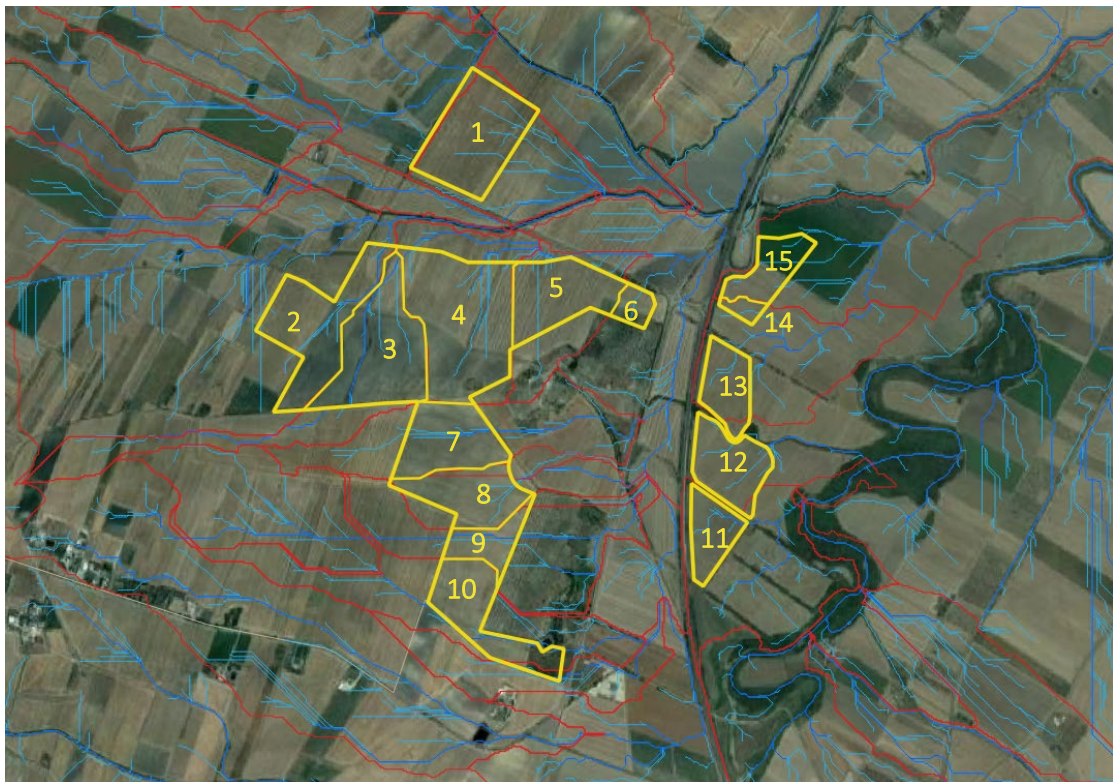


Figura 6.5: Delimitazione bacini scolanti e codifica (giallo), reticolo di drenaggio esterno ed interno alle sezioni di progetto (blu) e limiti bacini idrografici (rosso).

Tutti i bacini identificati risultano essere interessati dall'installazione dei pannelli. La tabella seguente riporta i bacini scolanti individuati, evidenziando quelli che presentano aree di alimentazione esterne all'area di progetto (Bacini 3, 5, 6, 7, 8, 9 ed 10). Tale differenziazione viene effettuata al fine di indicare i bacini per cui il dimensionamento delle opere di scolo è stato realizzato sulla base delle aree effettive di alimentazione.

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 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 6.2: Bacini scolanti distinti in base alle aree di drenaggio interne.

| BACINI DI DRENAGGIO INTERNI | | BACINI DI DRENAGGIO CON ALIMENTAZIONE ESTERNA | |
|-----------------------------|-----------|---|-----------|
| ID Bacino | Area [mq] | ID Bacino | Area [mq] |
| Bacino 1 | 214.420 | Bacino 3 | 240.286 |
| Bacino 2 | 218.507 | Bacino 5 | 153.880 |
| Bacino 4 | 323.158 | Bacino 6 | 29.561 |
| Bacino 8 | 114.997 | Bacino 7 | 165.801 |
| Bacino 11 | 77.123 | Bacino 9 | 65.651 |
| Bacino 12 | 117.748 | Bacino 10 | 148.462 |
| Bacino 13 | 86.902 | | |
| Bacino 14 | 17.300 | | |
| Bacino 15 | 79.747 | | |

6.5 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" ϕ .

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)

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

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.

6.5.1 Valutazione ante-operam

Le aree allo stato ante-operam non risultano impermeabilizzate e sono prevalentemente coltivate.

Come descritto in precedenza, l'area di progetto si sviluppa su aree seminative di tipo semplice.

Il terreno, come riportato nella figura seguente, risulta costituito principalmente da sabbie e ghiaie di ambiente alluvionale e perciò, secondo il metodo SCS-CN, ricade nella categoria suolo di tipo A. In riferimento a tali considerazioni, il valore del Curve Number è stato assunto pari a 74.

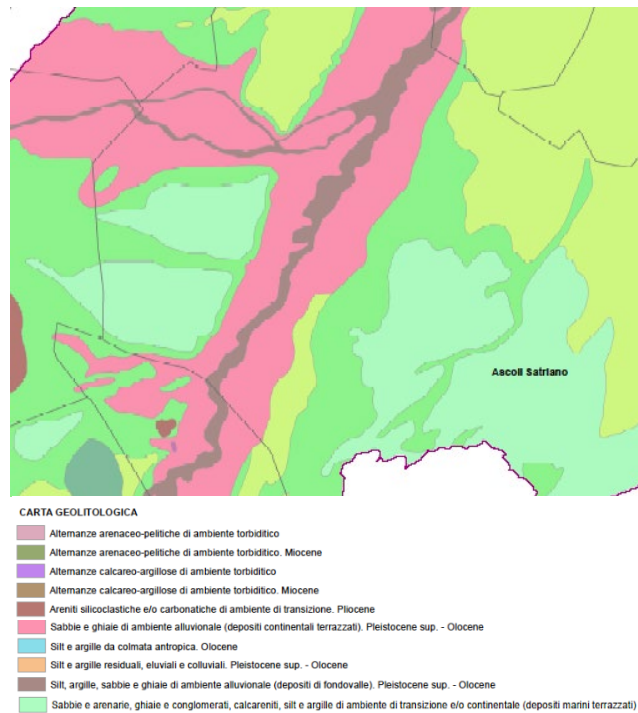


Figura 6.6 – Stralcio carta geolitologica – Fonte: ALLEGATO 1.2.1 – Carapelle AdBP

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 e III, che rappresentano rispettivamente terreno inizialmente asciutto, mediamente imbibito e fortemente imbibito.

Nell'ipotesi di ACMIII il CN corrispondente risulta pari a 87.

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

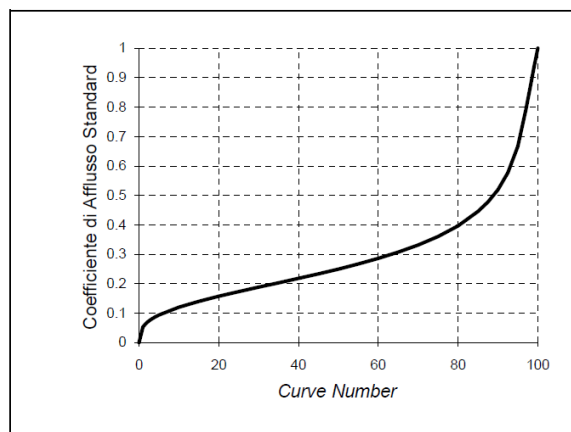


Figura 6.7: Correlazione da letteratura SCS-CN vs. Coefficiente di afflusso/Deflusso

In virtù delle proprietà del terreno esistente, il parametro ϕ è stato quindi assunto pari a 0,45.

6.5.2 Valutazione post-operam

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

L'interasse fra le strutture sarà di circa 10.9 metri. L'altezza in mezzera della struttura sarà di circa 2,8 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 tracker.

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 response 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.

Il modello schematizza l'area interessata dalla struttura 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.



Figura 6.8: modulo tipo descrivente il modello concettuale idrologico dell'installazione di strutture fotovoltaiche a tracker su pari infissi comprendente l'area pannelli (in rosso) e l'area di interfila (Fonte: *Hydrologic response of solar farm* Cook 2013 American Society of Civil Engineers)

Come descritto 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.

Nel calcolo della pioggia netta è stato quindi calcolato il coefficiente di deflusso medio ponderale sulla base delle precedenti assunzioni.

Tabella 6.3: Aree scolanti e caratteristiche di infiltrazione negli scenari ante-operam/post-operam

| stato di fatto | area ha | area moduli mq | percentuale moduli su area netta installazione pannelli | area dry stimata durante tilt pari a 0 ha | percentuale area avente effetto potenziale dry | coefficiente di deflusso ante operam assunto | coefficiente di deflusso Post Operam Stimato |
|----------------|---------|----------------|---|---|--|--|--|
| coltivato | 205,94 | 617.653,66 | 0,30 | 30,88 | 0,15 | 0,45 | 0,53 |

Sulla base dei coefficienti di deflusso stimati sono state calcolate le portate al colmo durante l'evento intenso di progetto negli scenari ante-operam e post-operam, valutando inoltre la capacità idraulica dei canali esistenti e in progetto.

6.6 MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI - STIMA DELLE PORTATE DI PROGETTO ANTE-OPERAM E POST OPERAM

Per calcolare le portate di scolo dai bacini imbriferi costituiti dai singoli settori in cui è prevista la posa delle strutture fotovoltaiche, 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) [m³/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 come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. I bacini scolanti sono riportati nella figura seguente.

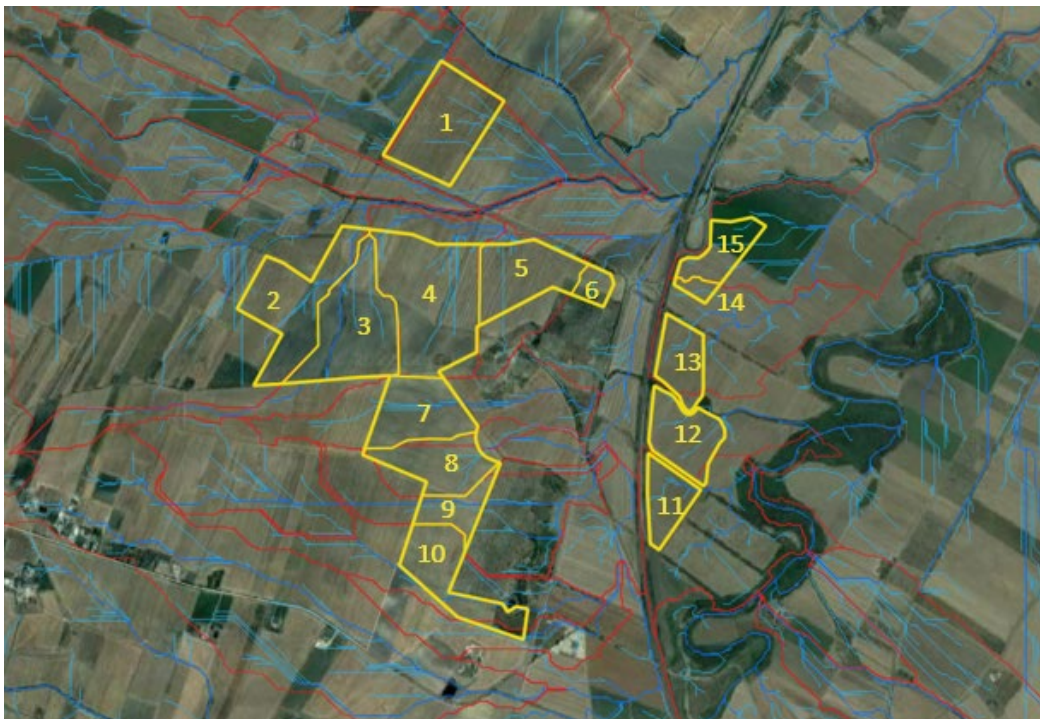


Figura 6.4: Delimitazione recinzione di impianto (giallo), rete di drenaggio naturale interna (blu) e spartiacque (rosso).

Tabella 6.4: Determinazione delle portate di progetto nello scenario ante-operam e post operam

| BACINO | Bacino 1 | Bacino 2 | Bacino 3 | Bacino 4 | Bacino 5 | Bacino 6 | Bacino 7 | Bacino 8 | Bacino 9 | Bacino 10 | Bacino 11 | Bacino 12 | Bacino 13 | Bacino 14 | Bacino 15 |
|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| S mq | 214 420 | 218507 | 240286 | 323158 | 153880 | 29561 | 165801 | 114997 | 65651 | 148462 | 77123 | 117748 | 86902 | 17300 | 79747 |
| S (ha) | 21.44 | 21.85 | 24.03 | 32.32 | 15.39 | 2.96 | 16.58 | 11.50 | 6.57 | 14.85 | 7.71 | 11.77 | 8.69 | 1.73 | 7.97 |
| S (kmq) | 0.21442 | 0.22 | 0.24 | 0.32 | 0.15 | 0.03 | 0.17 | 0.11 | 0.07 | 0.15 | 0.08 | 0.12 | 0.09 | 0.02 | 0.08 |
| L _{asta} (m) | 459 | 760 | 850 | 750 | 350 | 185 | 425 | 340 | 356 | 365 | 366 | 342 | 354 | 130 | 220 |
| t _{C(ore)} | 0.38 | 0.46 | 0.49 | 0.46 | 0.35 | 0.30 | 0.37 | 0.34 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.29 | 0.31 |
| Kt | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 | 1.98 |
| h(60) (mm) | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 |
| h(t) (mm) | 40 | 42 | 42 | 42 | 39 | 38 | 40 | 39 | 39 | 39 | 39 | 39 | 39 | 38 | 38 |
| Intensità (mm/h) | 106 | 91 | 87 | 91 | 113 | 126 | 108 | 114 | 113 | 112 | 112 | 114 | 113 | 132 | 123 |
| coefficiente di deflusso ante operam | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| coefficiente di deflusso post Operam | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 | 0.53 |
| Portata al colmo ante-operam Q_{cr} (mc/s) | 2.85 | 2.49 | 2.63 | 3.70 | 2.18 | 0.47 | 2.25 | 1.64 | 0.93 | 2.08 | 1.08 | 1.68 | 1.23 | 0.28 | 1.23 |
| Portata al colmo post-operam Q_{cr} (mc/s) | 3.34 | 2.92 | 3.08 | 4.34 | 2.56 | 0.55 | 2.64 | 1.92 | 1.09 | 2.45 | 1.27 | 1.97 | 1.44 | 0.33 | 1.44 |

Come mostrato in Tabella 6.4 ,lo stato post-operam mostra un incremento dei picchi di deflusso proporzionale all'aumento del coefficiente di deflusso di circa il 18% nello scenario più critico di terreno saturo e posizione dei tracker orizzontale.

Dal confronto ante-operam/post operam emerge che l'aumento delle portate al colmo sarà compatibile con la rete di drenaggio esistente e con le portate attualmente scolanti. Come descritto in precedenza, è prevista inoltre la realizzazione di bacini di laminazione ed infiltrazione, connessi alla rete di drenaggio interna (costituita da fossi di scolo in terra), al fine di mitigare l'incremento dei deflussi superficiali attraverso la dispersione degli stessi, ed aumentare le aree umide nell'area di progetto.

7. VERIFICHE E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI

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, che prevedono sistemi distribuiti di infiltrazione e laminazione delle acque.

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

- Diminuzione del carico di acque meteoriche smaltite nei vari corsi idrici, per lo smaltimento tramite infiltrazione;
- 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.

Il presente progetto ha mirato all'utilizzo di:

- Bacini di detenzione e infiltrazione;
- Fossi di scolo in terra;
- Protezione rete idrografica principale.

7.1 SISTEMA DI INFILTRAZIONE 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 mantenuta 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 vasche 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.

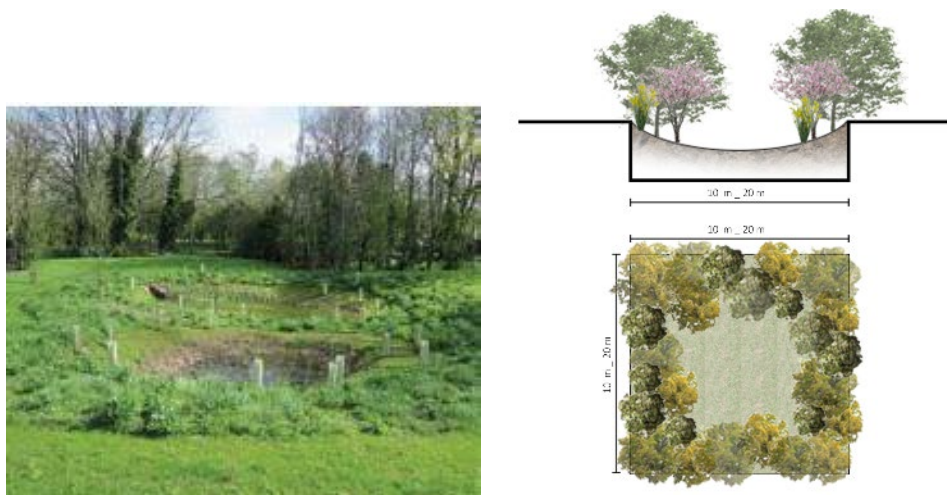


Figura 7.1 Immagini esemplificative di bacini di infiltrazione

Sono stati previsti bacini di laminazione di tre tipologie, tutti con profondità dello strato drenante fino a circa 1,2 m:

- 10x10m;
- 20x20m;
- 30x30m.

Considerando le caratteristiche litologiche di cui al paragrafo 3.3, si è proceduto alla verifica della capacità di assorbimento del terreno assumendo un valore di permeabilità cautelativo pari a 5×10^{-4} 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.

$$Q_f = k * J * A$$

Dove:

- Q_f è portata d'infiltrazione [m^3/s];
- K è permeabilità (o coefficiente di permeabilità) [m/s];
- J è cadente piezometrica [m/m];
- A è 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].

Come è possibile osservare dai risultati riportati nella Tabella 7.1, il **bacino con dimensioni 10mx10m** di superficie 100mq è in grado di smaltire circa 3 l/s per metro lineare.

Considerando un'estensione di 10 m, si conclude che ognuna di queste opere è in grado di disperdere per infiltrazione circa **30 l/s**.

Tale valore sarà riconsiderato alla luce delle indagini in sito di permeabilità.

Tabella 7.1: Dimensionamento degli elementi drenanti – bacini con superfici 100mq

| Determinazione della portata infiltrante (fonte: Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione - HOEPLI - pag. 659) | | | |
|--|----------|-----|--|
| <i>DETERMINAZIONE PORTATA CRITICA</i> | | | |
| ksat | 5E-04 | m/s | permeabilità del mezzo saturo in situ |
| D _h | 1,2 | m | tirante idrico strato drenante |
| B _T | 10 | m | larghezza |
| <i>CALCOLI PRELIMINARI</i> | | | |
| k _{insat} | 2,50E-04 | m/s | permeabilità del mezzo insaturo |
| A _{f,m lineare} | 10,0 | mq | superficie drenante m lineare del bacino |
| Q _{F,T} | 3,00 | l/s | portata drenata da m lineare del bacino |

Il **bacino con dimensioni 20mx20m** è in grado di smaltire circa 6 l/s per metro lineare (v. Tabella 7.2). Considerando un'estensione di 20 m, si conclude che ognuna di queste opere è in grado di disperdere per infiltrazione circa **120 l/s**.

Tabella 7.2: Dimensionamento degli elementi drenanti – bacini con superfici 400mq

| Determinazione della portata infiltrante (fonte: Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione - HOEPLI - pag. 659) | | | |
|--|----------|-----|--|
| <i>DATI DI INPUT</i> | | | |
| ksat | 5E-04 | m/s | permeabilità del mezzo saturo in situ |
| D _h | 1,2 | m | tirante idrico strato drenante |
| B _T | 20 | m | larghezza |
| <i>CALCOLI PRELIMINARI</i> | | | |
| k _{insat} | 2,50E-04 | m/s | permeabilità del mezzo insaturo |
| A _{f,m lineare} | 20,0 | mq | superficie drenante m lineare del bacino |
| Q _{F,T} | 6,00 | l/s | portata drenata da m lineare del bacino |

Analogamente alle considerazioni precedenti, il **bacino con dimensioni 30mx30m** è in grado di smaltire circa 9 l/s per metro lineare. Considerando un'estensione di 30 m, si conclude che ognuna di queste opere è in grado di disperdere per infiltrazione circa **270 l/s**.

L'ubicazione planimetrica dei bacini di laminazione e infiltrazione è illustrata nell'Allegato 01.

I bacini sono stati dimensionati per eventi con tempo di ritorno tra 2 e 5 anni.

7.2 SISTEMA DI DRENAGGIO SUPERFICIALE DELL'AREA DI INTERVENTO

Attraverso l'analisi TauDEM rielaborata in ambiente GIS (come descritto nel paragrafo 6.4) 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 particolarmente intensi.

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 di 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 dettagliate le verifiche idrauliche di moto uniforme per il dimensionamento delle canalette di drenaggio dei diversi settori dell'impianto;

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 (parametro che si usa nello studio dei flussi dei canali e che varia rispetto alla natura della superficie di riferimento):

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \sqrt{i}}{n}$$

nella quale i simboli assumono il seguente significato:

- Q è la portata di riferimento in m³/s;
- n è il coefficiente di conduttanza idraulica di Manning;
- A è l'area della sezione bagnata in m²;
- R è il raggio idraulico in m (rapporto tra A ed il corrispondente perimetro bagnato della sezione);
- i è la pendenza dell'alveo in m/m.

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 26°.

In corrispondenza delle intersezioni con la viabilità 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.

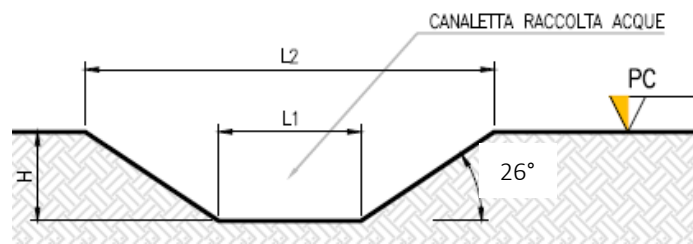


Figura 7.2: Sezione tipologica canaletta di drenaggio realizzata in scavo.

Gli scarichi della rete di drenaggio senza modifiche tra ante-operam e post-operam convergeranno ai ricettori esistenti.

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

8. CONCLUSIONE

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

Inoltre, in corrispondenza degli attraversamenti di canali irrigui/corsi d'acqua naturali, ove si è previsto l'utilizzo della tecnologia TOC, si è valutata la profondità di posa minima al fine di rispettare le condizioni di sicurezza idraulica.

Si evidenzia che l'approccio utilizzato nello studio ha posto grande attenzione non solo alla mera 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.

Questo studio ha messo a confronto lo scenario ante-operam e quello post-operam, 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 ricevitore finale).

In merito allo stato post-operam, si è valutato l'impatto dell'installazione delle strutture tracker monoassiali.

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 response 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 18%.

Tale incremento è mitigato grazie all'adozione di sistemi di drenaggio sostenibili, consistenti in 16 vasche di laminazione e infiltrazione rinverdite portando quindi ad uno scenario post-operam confrontabile con quello ante-operam.

Nel confronto tra la rete di drenaggio naturale dello stato di fatto e di progetto si segnala che si è prevista una rete costituita da fossi in terra non rivestiti, realizzati in corrispondenza degli impluvi naturali esistenti (v. Allegato 01); 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.

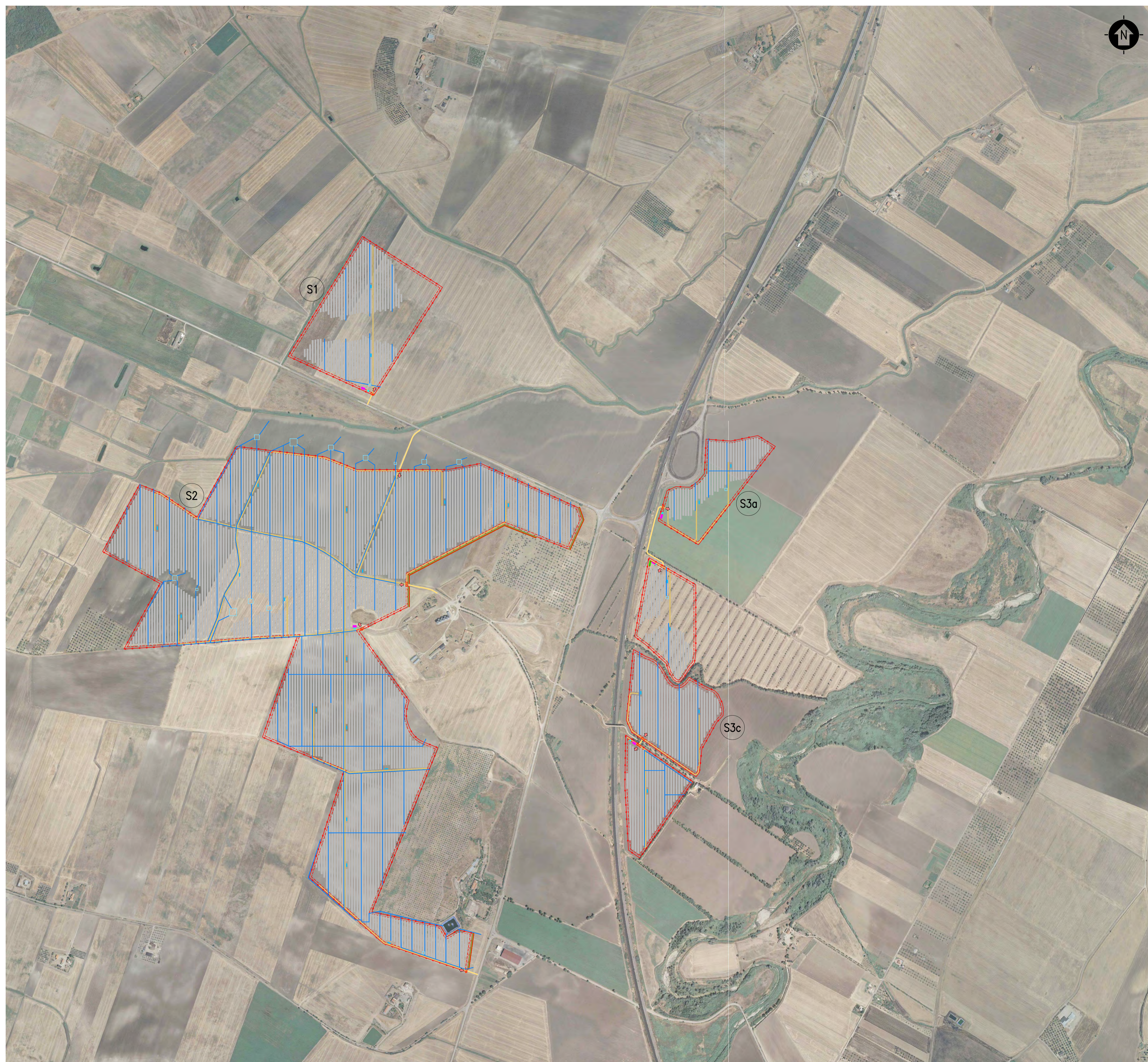
Tale scelta consente di evitare di modificare la rete naturale, senza interferenze nella costruzione della viabilità, nella disposizione dei tracker e delle altre opere di progetto. Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'ingegneria naturalistica. Per alleggerire dal carico idrico la rete come descritto precedentemente sono inseriti bacini diffusi di laminazione e infiltrazione.

La preparazione del sito inoltre non prevede opere su larga scala di scotico, ma solo il taglio vegetazione ove essa impedisca la regolare esecuzione delle attività di costruzione e operatività. La viabilità di cantiere è assunta in materiale drenante.

In merito all'uso del suolo post-operam per le aree interne alla recinzione dell'impianto (nelle interfila dei moduli fotovoltaici) è prevista la possibilità che agricoltori locali possano seminare foraggi da destinate all'alimentazione del bestiame.

Inoltre, per l'area interna alla recinzione dove non sarà possibile il proseguo dell'attività agricola si prevede, di conservare e ove necessario integrare l'inerbimento a prato permanente, che porterà numerosi vantaggi:

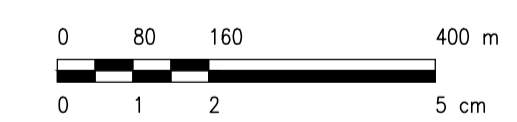
- Limitazione fortemente l'erosione del suolo provocata dalle acque e dal vento;
- importante funzione di depurazione delle acque;
- Riduzione le perdite di elementi nutritivi per lisciviazione grazie all'assorbimento da parte delle piante erbacee;
- Miglioramento la fertilità del suolo, attraverso l'aumento di sostanza organica;
- Produzione O₂ e immagazzinando carbonio atmosferico;
- Miglioramento l'impatto paesaggistico e la gestione è in genere poco onerosa.



LEGENDA

- AREA DI SOTTOSTAZIONE UTENTE
- LINEA DI CONNESSIONE
- REGIMAZIONE IDRAULICA**
- RETE DI DRENAGGIO
- BACINI DI INFILTRAZIONE E LAMINAZIONE
- TRACKER (13x2 MODULI)
- ACCESSO AREA IMPIANTO
- VIABILITÀ INTERNA IN PROGETTO
- RECINZIONE IN PROGETTO
- RECINZIONE IN PROGETTO
- FASCIA DI RISPETTO INTERNA: 8 m
- MITIGAZIONE PERIMETRALE ESTERNA
- CABINATI**
- CABINA SECONDARIA DI SMISTAMENTO
- CABINA ELETTRICA POWER STATION
- UFFICI
- MAGAZZINO

SCALA 1:8000 - 1 cm = 80 m



| REV. | Descrizione | Psic | FL | LC | 02/2022 |
|------|-------------|------|----|----|---------|
| 0 | | | | | |

| | |
|--------------|---|
| Proponente: | TEP RENEWABLES (FOGGIA 3 PV) S.R.L. Viale Michelangelo, 177 - 71121 Foggia P. IVA e C.F. 04292570712 - REA FG - 316051 |
| Oggetto: | IMPIANTO FOTOVOLTAICO A TERRA COLLEGATO ALLA RTN POTENZA NOMINALE 131,7 MWp Comune di Ascoli Satriano (FG) PROGETTO DEFINITIVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO |
| Progettista: | ING. LAURA CONTI Iscritta all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia al n. 1726 |
| Tavola: | GESTIONE ACQUE METEORICHE INTERNE |
| Rif: | EX RETE DRENAGGIO |
| Scale: | 1:8000 |

È VIETATA LA RIPRODUZIONE DI QUESTO DOCUMENTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA TEP RENEWABLES ITALIA S.R.L.