



SETTEMBRE 2023

MUSA EOLICA S.R.L.

IMPIANTO EOLICO "MUSA" DA 244,8 MW

LOCALITÀ CERRO – SAN VITO

COMUNI DI BONEFRO, CASACALENDA, MONACILIONI,
RIPABOTTONI, SANT'ELIA A PIANISI (CB)

MA
contar
na

ELABORATI TECNICI DI PROGETTO

ELABORATO R09

RELAZIONE IDRAULICA

Progettista

Ing. Laura Maria Conti – Ordine Ing. Prov. Pavia n. 1726

Coordinamento

Eleonora Lamanna

Matteo Lana

Lorenzo Griso

Codice elaborato

2908_5111_MUSA_PFTE_R09_Rev0_RELAZIONE IDRAULICA

Memorandum delle revisioni

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
2908_5111_MUSA_PFTE_R09_Rev0_R ELAZIONE IDRAULICA	09/2023	Prima emissione	G.d.L.	E.Lamanna	A.Angeloni

Gruppo di lavoro

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro	N° ordine
Laura Conti	Direttore Tecnico - Progettista	Ord. Ing. Prov. PV n. 1726
Corrado Pluchino	Responsabile Tecnico Operativo	Ord. Ing. Prov. MI n. A27174
Eleonora Lamanna	Coordinamento Generale, Progettazione, Studio Ambientale, Studi Specialistici	
Matteo Lana	Coordinamento Progettazione Civile	
Riccardo Festante	Coordinamento Progettazione Elettrica	
Lorenzo Griso	Coordinamento Dati Territoriali – Senior GIS Expert	
Ali Basharзад	Ingegnere Civile - Progettazione civile e viabilità	Ord. Ing. Prov. PV n. 2301
Mauro Aires	Ingegnere Civile – Progettazione Strutture	Ord. Ing. Prov. Torino – n. 9583J
Stefano Adami	Ingegnere Civile Ambientale – Progettazione Civile	Ord. Ing. Milano – n. A23812
Andrea Amantia	Geologo - Progettazione Civile	
Davide Lo Conte	Geologo	Ordine Geologi Umbria n.445
Fabio Lassini	Ingegnere Civile Ambientale – Progettazione Civile	Ord. Ing. Prov. MI n. A29719
Carla Marcis	Ingegnere per l’Ambiente ed il Territorio, Tecnico competente in acustica	Ord. Ing. Prov. CA n. 6664 – Sez. A ENTECA n. 4200
Lia Buvoli	Biologa – Esperto GIS – Esperto Ambientale	

Montana S.p.A.

Via Angelo Carlo Fumagalli 6, 20143 Milano
Tel. +39 02 54 11 81 73 | Fax +39 02 54 12 98 90

Milano (Sede Certificata ISO) | Brescia | Palermo | Cagliari | Roma | Siracusa

C. F. e P. IVA 10414270156

Cap. Soc. 600.000,00 €

www.montanambiente.com





Elena Comi	Biologa – Esperto GIS – Esperto Ambientale	Ord. Nazionale Biologi n. 060746 Sez. A
Andrea Mastio	Ingegnere per l’Ambiente e il Territorio – Esperto Ambientale Junior	
Andrea Delussu	Ingegnere Elettrico – Progettazione Elettrica	
Matthew Piscedda	Esperto in Discipline Elettriche	
Francesca Casero	Esperto GIS – Esperto Ambientale Junior	
Simone Demonti	Esperto GIS – Esperto Ambientale Junior	
Alessia Papeti	Esperto Ambientale – Geologo - GIS Junior	
Riccardo Coronati	Geourbanista – Pianificatore junior	
Fabio Bonelli	Esperto Ambientale - Naturalista	
Davide Molinetti	Esperto GIS – Esperto Ambientale Junior	
Mariana Marchioni	Ingegnere Civile Ambientale – Progettazione Civile	
Paolo Pallavicini	Ingegnere per l’Ambiente e il Territorio – Esperto Ambientale Junior	
Elide Moneta	Esperto GIS – Esperto Ambientale Junior	
Roberto Camera	Esperto GIS – Esperto Ambientale Junior	

Montana S.p.A.

Via Angelo Carlo Fumagalli 6, 20143 Milano
Tel. +39 02 54 11 81 73 | Fax +39 02 54 12 98 90

Milano (Sede Certificata ISO) | Brescia | Palermo | Cagliari | Roma | Siracusa

C. F. e P. IVA 10414270156
Cap. Soc. 600.000,00 €

www.montanambiente.com



INDICE

1. PREMESSA	6
1.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE DEL SITO	7
2. DATI DI RIFERIMENTO	9
2.1 DATI DI RIFERIMENTO	9
2.2 NORMATIVA E FONTI DI RIFERIMENTO	9
3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	10
3.1 COPERTURA DEL SUOLO	10
3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	10
3.2.1 Inquadramento geologico	10
3.2.2 Inquadramento geomorfologico	14
3.2.3 Inquadramento idrogeologico	17
3.2.4 Idrografia superficiale	19
3.3 INQUADRAMENTO QUALITÀ DELLE ACQUE	21
3.3.1 Acque superficiali	21
3.3.2 Acque sotterranee	27
4. STUDIO PRELIMINARE DELLA COMPATIBILITÀ E INQUADRAMENTO DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'AREA DI PROGETTO	32
4.1 PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)	32
4.2 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)	34
5. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI	36
5.1 AEROGENERATORI	36
5.2 VIABILITÀ	37
5.3 PIAZZOLE	38
6. STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO	40
6.1 CRITERI DI PROGETTO	40
6.2 CALCOLI IDROLOGICI	41
6.2.1 Considerazioni climatiche	41
6.2.2 Scelta del tempo di ritorno	43
6.2.3 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense	44
6.2.4 Valutazione della pioggia efficace (netta)	48
6.2.5 Valutazione post-operam e fase di cantiere	50
6.2.6 Modello di trasformazione afflussi/deflussi – stima delle portate di progetto post-operam	50
6.3 CALCOLI E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI	51
6.3.1 Fosso di guardia e tubazioni	52
6.3.2 Trincea drenante	53
6.4 SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE - VIABILITÀ	54
6.4.1 Sistema di gestione acque meteoriche: strade	54
6.4.2 Tipologico - fosso di guardia e tubazioni	56
6.4.3 Risoluzione delle potenziali interferenze con l'idrografia	58
6.5 SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE - PIAZZOLE	59
6.5.1 Fase di cantiere/montaggio	59



6.5.2 Piazzole definitive	60
7. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA	62
7.1 IDENTIFICAZIONE DELLE INTERFERENZE	62
7.2 INTERFERENZE CON VIABILITÀ DI NUOVA REALIZZAZIONE	62
7.2.1 Viabilità di accesso alla torre MU01 – Interferenza T01.....	64
7.2.2 Viabilità di accesso alla torre MU01 – Interferenza T02.....	65
7.2.3 Viabilità di accesso alla torre MU07 – Interferenza T03.....	67
7.2.4 Viabilità di accesso alla torre MU08 – Interferenza T04.....	69
7.2.5 Viabilità di accesso alla torre MU09 – Interferenza T05.....	71
7.2.6 Viabilità di accesso alla torre MU09 – Interferenza T06.....	73
7.2.7 Viabilità di accesso alla torre MU09 – Interferenza T07.....	75
7.2.8 Viabilità di accesso alle torri MU17 e MU18 – Interferenza T08	77
7.2.9 Viabilità di accesso alla torre MU23 – Interferenza T09.....	79
7.2.10 Viabilità di accesso alla torre MU23 – Interferenza T10	81
7.2.11 Viabilità di accesso alla torre MU24 – Interferenza T11	83
7.2.12 Viabilità di accesso alla torre MU24 – Interferenza T12	85
7.2.13 Viabilità di accesso alla torre MU28 – Interferenza T13	87
7.2.14 Viabilità di accesso alla torre MU29 – Interferenza T14	89
7.2.15 Viabilità di accesso alla torre MU30 – Interferenza T15	90
7.2.16 Viabilità di accesso alla torre MU31 – Interferenza T16	92
7.2.17 Viabilità di accesso alla torre MU33 – Interferenza T17	94
7.2.18 Viabilità di accesso alla torre MU34 – Interferenza T18	96
7.3 INTERFERENZE CON VIABILITÀ ESISTENTE DA ADEGUARE	98
7.4 INTERFERENZE CON IL TRACCIATO DEL CAVIDOTTO DI CONNESSIONE	98
7.5 INTERFERENZE CON PIAZZOLE DI CANTIERE E DEFINITIVE	104
7.5.1 Piazzola di cantiere della torre MU11 – Interferenza P01.....	106
7.5.2 Piazzola di cantiere della torre MU07 – Interferenza P02.....	107
8. CONCLUSIONE	110

ELABORATI GRAFICI

2908_5111_MUSA_PFTE_R09_T01_Rev0_PLAN. DRENAGGI SCARICHI AM

2908_5111_MUSA_PFTE_R09_T02_Rev0_ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI

1. PREMESSA

Il progetto in esame riguarda la realizzazione di un nuovo Parco Eolico della potenza complessiva di 244,8 MW, che prevede l'installazione di n. 34 aerogeneratori da 7,2 MW con relative opere di connessione da installarsi nei territori comunali di Bonefro, Casacalenda, Colletorto, Monacilioni, Ripabottoni, Rotello, San Giuliano di Puglia, Sant'Elia a Pianisi e Santa Croce di Magliano, nel territorio provinciale di Campobasso, regione Molise.

La Società Proponente è la MUSA EOLICA S.R.L., con sede legale in Largo Guido Donegani 2, 20121 Milano (MI).

Tale opera si inserisce nel quadro istituzionale di cui al D.Lgs. 29 dicembre 2003, n. 387 "Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità" le cui finalità sono:

- promuovere un maggior contributo delle fonti energetiche rinnovabili alla produzione di elettricità nel relativo mercato italiano e comunitario;
- promuovere misure per il perseguimento degli obiettivi indicativi nazionali;
- concorrere alla creazione delle basi per un futuro quadro comunitario in materia;
- favorire lo sviluppo di impianti di microgenerazione elettrica alimentati da fonti rinnovabili, in particolare per gli impieghi agricoli e per le aree montane.

La Soluzione Tecnica Minima Generale (STMG) elaborata prevede che l'impianto eolico venga collegato in antenna a 380 kV sul futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) a 380/150 kV della RTN denominata "Rotello".

Nel suo complesso il parco di progetto sarà composto da:

- N° 34 aerogeneratori della potenza nominale di 7,2 MW ciascuno;
- dalla viabilità di servizio interna realizzata in parte ex-novo e in parte adeguando strade comunali e/o agricole esistenti;
- dalle opere di regimentazione delle acque meteoriche;
- dalle opere di collegamento alla rete elettrica;
- dalla viabilità di servizio interna;
- dalle reti tecnologiche per il controllo del parco e dalle opere di regimentazione delle acque meteoriche;
- dalle reti tecnologiche per il controllo del parco

A tal fine il presente documento costituisce la **Relazione Idraulica** del progetto.

All'interno della relazione si riporta lo **studio di compatibilità idraulica**, dove vengono analizzate le eventuali interferenze dei diversi componenti con il reticolo idrografico e le aree a pericolosità idraulica e identificando, nel caso, la migliore soluzione e tecnologia per la risoluzione delle stesse. Nel caso di interferenze con 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 negli ultimi aggiornamenti del Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e del Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA).

Il progetto affronta lo studio idrologico e idraulico delle aree scolanti interessate dalle opere del progetto 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).

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

- analisi delle piogge, eseguita utilizzando le indicazioni riportate sul progetto Valutazione Piene (VAPI) del Gruppo Nazionali Difesa Catastrofi Idrogeologiche (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.

Il Capitolo 6 riporta la descrizione dei sistemi di gestione acque meteoriche delle opere in progetto.

1.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE DEL SITO

Il parco eolico in progetto si estende nella provincia di Campobasso e prevede l'installazione di n. 34 aerogeneratori nei territori comunali di Bonefro, Casacalenda, Monacilioni, Ripabottoni e Sant'Elia a Pianisi, mentre le opere di connessione sono così collocate (Figura 1.1):

- Cavidotto interrato di connessione nei territori comunali di Bonefro, Casacalenda, Colletorto, Monacilioni, Ripabottoni, Rotello, San Giuliano di Puglia, Sant'Elia a Pianisi e Santa Croce di Magliano, in provincia di Campobasso;
- Ampliamento Stazione Elettrica (SE) Terna esistente e n. 3 Sottostazioni Elettriche Utente (SSEU) nei territori comunali di Bonefro, Rotello e Sant'Elia a Pianisi, in provincia di Campobasso.

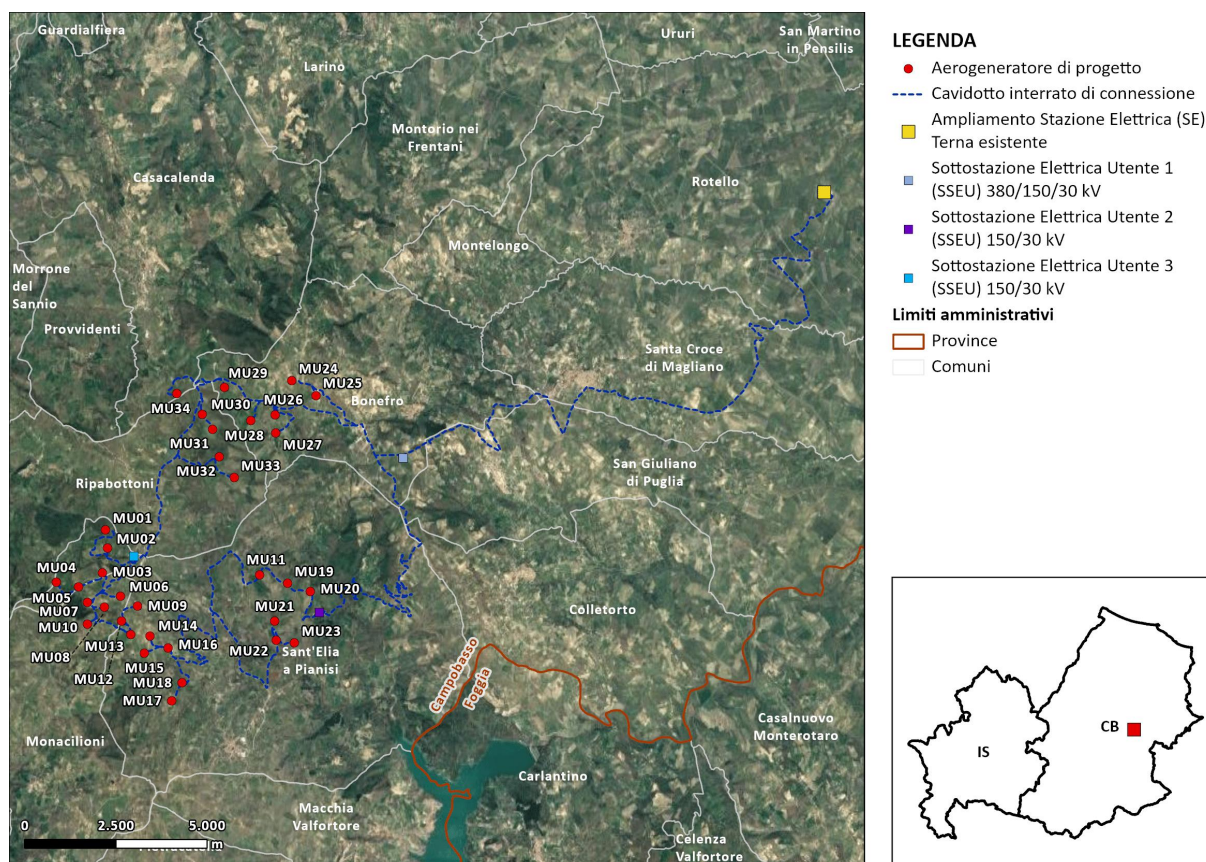


Figura 1.1: Localizzazione a scala provinciale e comunale dell'impianto proposto

Le coordinate degli aerogeneratori previsti sono riportate in Tabella 1.1.

Tabella 1.1 Coordinate aerogeneratori - WGS 1984 UTM Zone 33N (Gradi decimali)

WTG	WGS 84 – GRADI DECIMALI	
	Longitudine	Latitudine
MU01	14,83306926	41,67415884
MU02	14,83367005	41,66971977
MU03	14,83205671	41,66354829
MU04	14,81679859	41,6611985
MU05	14,82417463	41,66016406
MU06	14,83802761	41,65779369
MU07	14,82707196	41,65630409
MU08	14,8327487	41,6550821
MU09	14,84363409	41,65546355
MU10	14,82714948	41,6509533
MU11	14,88379408	41,66319138
MU12	14,83828011	41,65169965
MU13	14,84146613	41,64841884
MU14	14,847641	41,6480147
MU15	14,84590238	41,64379278
MU16	14,85370869	41,64509208
MU17	14,85495301	41,63204182
MU18	14,85828976	41,63650013
MU19	14,89297107	41,66103122
MU20	14,90050088	41,65899559
MU21	14,88873383	41,65172601
MU22	14,88938054	41,64703538
MU23	14,8953253	41,6463473
MU24	14,89428852	41,71108322
MU25	14,90241345	41,70738039
MU26	14,88888127	41,70265955
MU27	14,88906916	41,69813886
MU28	14,88080054	41,7011621
MU29	14,87218128	41,70944208
MU30	14,86484696	41,70274469
MU31	14,86827708	41,69900471
MU32	14,87050868	41,69222087
MU33	14,8753409	41,68713369
MU34	14,85645914	41,70785916

L'accesso al sito avverrà mediante strade pubbliche esistenti a carattere nazionale e provinciale partendo dal porto di Vasto (CH), per poi percorrere le principali strade statali del territorio fino ad arrivare all'area di progetto.



2. DATI DI RIFERIMENTO

2.1 DATI DI RIFERIMENTO

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

2.2 NORMATIVA 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 Molise – Studio del Rischio Idrogeologico nella Regione Molise –Sezione B Rischio idraulico, Maggio 2001;
- Autorità di Bacino dei Fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore – Piano di Bacino – Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) – Relazione Generale;
- Autorità di Bacino dei Fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore – Piano di Bacino – Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) – Norme Tecniche di Attuazione;
- Autorità di Bacino dei Fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore– Piano di Bacino – Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) – Allegati Cartografici;
- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) del Distretto dell'Appennino Meridionale
- Regione Molise – Piano di tutela dell'acqua – Relazione Generale;
- Regione Molise – Piano di tutela dell'acqua – Allegati Cartografici;
- Arpa Molise - Annuario dei dati ambientali, 2015;
- Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione – Hoepli, CSDU;
- La sistemazione dei bacini idrografici - Vito Ferro, McGraw – Hill editore;
- Open Channel Hydraulics, Chow – McGraw – Hill editore;
- Spate irrigation – FAO – HR Wallinford;
- Urban Drainage Design Manual pubblicato da FHWA (Federal Highway Administration – US Department of transportation);
- Bischetti, Gian Battista. Linee Guida per La Progettazione Della Viabilità Agro-Silvo-Pastorale in Lombardia - Criteri Generali. Parte 1, Istituto di Idraulica Agraria dell'Università Degli Studi Di Milano, 2005;
- Tarquini S., Isola I., Favalli M., Battistini A. (2007). TINITALY, a digital elevation model of Italy with a 10 meters cell size (Version 1.0) [Data set]. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/tinality/1.0>;

3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

3.1 COPERTURA DEL SUOLO

Nell'ambito dello studio idrologico del nuovo parco eolico è stata valutata sia la copertura del terreno sia l'uso del suolo dell'area di ubicazione delle opere in progetto.

In particolare, la copertura del suolo è stata analizzata a partire dal database del progetto Corine Land Cover (CLC), aggiornato al 2018.

La quasi totalità delle piazzole degli aerogeneratori ricadono nella classe "seminativi in aree non irrigue" (2111); l'unica eccezione è rappresentata dalla torre MU32 che è ubicata, in parte, in "Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione" (324)

Si riporta uno stralcio della carta dell'uso del suolo CORINE Land Cover (2018) in Figura 3.1.

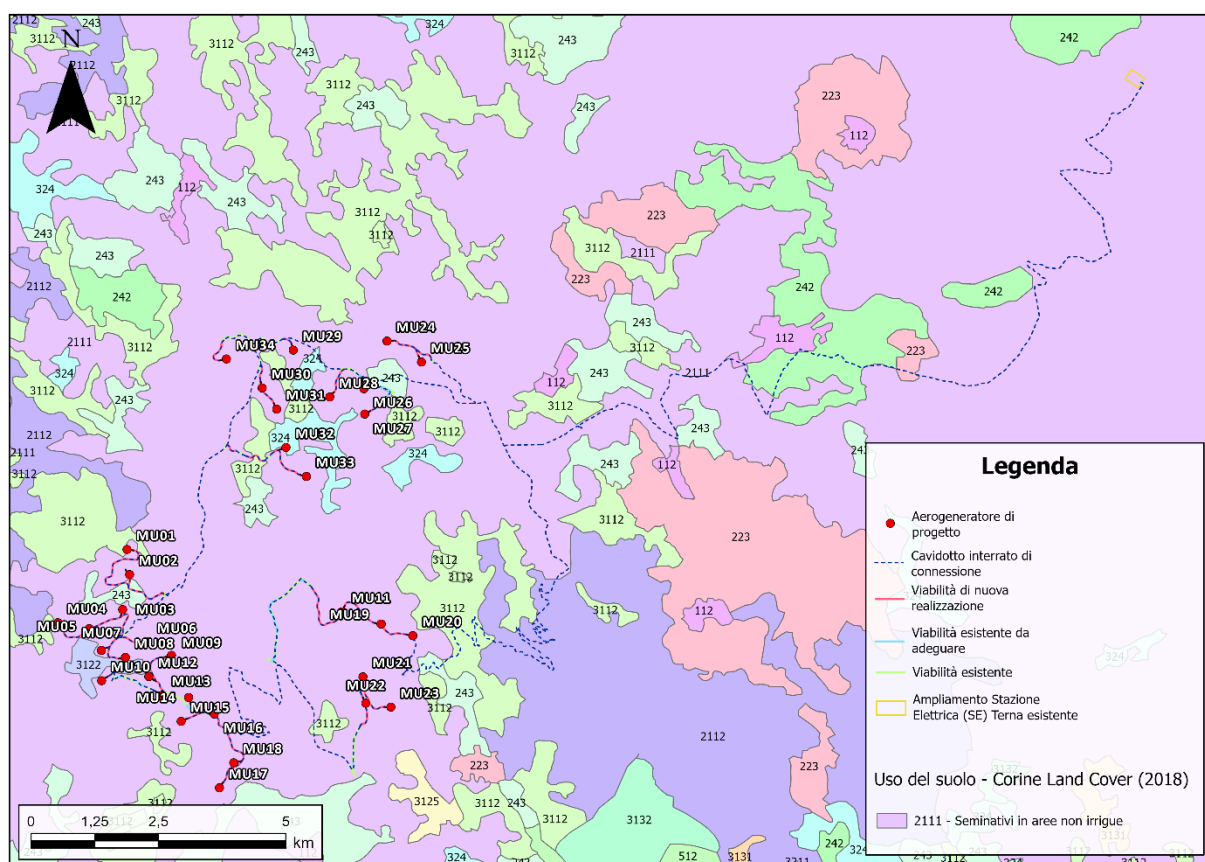


Figura 3.1: Stralcio carta uso del suolo 2018, CORINE Land Cover.

3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Nel presente paragrafo sono riportati alcuni estratti dell'analisi geomorfologica e idrogeologica del sito; per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato di progetto 2908_5111_MUSA_PFTE_R08_Rev0_REL GEO.

3.2.1 Inquadramento geologico

L'area in esame fa parte di un settore dell'Appennino centro-meridionale che ricade interamente nella regione molisana al confine con la regione Campania, più precisamente, l'area in oggetto impegna la

fascia montuosa localizzata al bordo orientale della dorsale appenninica, rappresentata dai rilievi dei Monti del Matese.

L'assetto strutturale dell'area molisana è impostato in un sistema avanfossa-avanpaese, in cui si ha un sistema imbricato dove sono coinvolte le unità della piattaforma carbonatica laziale-abruzzese, del bacino molisano e della piattaforma abruzzese esterna, che ricoprono tettonicamente le unità apulo-adriatiche deformate della Maiella e di Casoli (Figura 3.2). Queste ultime sono in sovrapposizione tettonica su argille dell'avanfossa adriatica, di età da Pliocene inferiore a Pliocene medio-superiore e collegate allo sviluppo del Melange tettonico dei M. Frentani, ove sono implicati sia in affioramento che in sottosuolo (tra le valli del F. Sangro e del F. Fortore) i sedimenti plio- pleistocenici dei settori adriatici più esterni.

Le principali unità tettoniche interne ed esterne affioranti in Molise sono unità alloctone, caratterizzate da un diverso grado di traslazione orizzontale, delimitate alla base da superfici di taglio a basso angolo a sviluppo regionale. Si tratta di unità costituite da successioni litostratigrafiche mesozoico-terziarie troncate a diversi livelli stratigrafici da superfici di scollamento tettonico.

Più nel dettaglio, l'assetto geologico dell'area di intervento è stato ricostruito mediante rilevamenti di superficie eseguiti nella zona in esame e tramite il raffronto con i dati ricavati dalla Carta Geologica d'Italia a scala 1: 100.000, Foglio 162 "Campobasso" e dalla carta geologica fornita dal Portale Cartografico Nazionale.

Nell'area oggetto di studio i terreni affioranti corrispondono alle unità sicilidi, attualmente affioranti in posizione geometrica più elevata nell'edificio strutturale centro-appenninico, e presentano il maggior tasso di alloctonia della Catena appenninica. Sono rappresentate da una successione di un paleodominio interno di bacino e costituite in larga prevalenza dalla Formazione delle Argille Scagliose, note in letteratura anche come Argille Varicolori (Auct.) o terreni caotici (Selli, 1962). Si tratta di prevalenti peliti rosse, grigie, verdi e violacee con intercalazioni decimetriche siltitico-arenacee e calcareo silicee, di età compresa tra il Cretaceo superiore ed il Miocene inferiore. A causa di una estesa e potente copertura eluviale e della caoticità interna, la formazione ha uno spessore difficilmente misurabile; si possono tuttavia stimare spessori complessivi fino ad un paio di migliaia di metri. Gli intervalli pelitici della Argille Scagliose, spesso minutamente scagliettati e stirati in livelli boudinati, sono associati a frammenti non cartografabili di calcari grigio-verdi con vene spatiche (tipo "Alberese"), di calcari marnosi rosati in facies di scaglia, di calcari con patine limonitiche e noduli ferruginosi con pirite, calcari selciferi rosso-verdastri, radiolariti nere e quarzo siltiti verdognole (CLERMONTÉ, 1977).

A questa formazione sono tettonicamente associati blocchi da metrici a plurimetrici appartenenti alla Formazione dei "Calcari cristallini", alla Formazione Cercemaggiore ed al Flysch Numidico. Sono inoltre presenti blocchi (da metrici a pluridecametrici) di calcari di piattaforma cretacei a Rudiste, di calcareniti mioceniche a Pectinidi e Litotamni, di gessi e calcari evaporitici messiniani e di marne tortoniane.

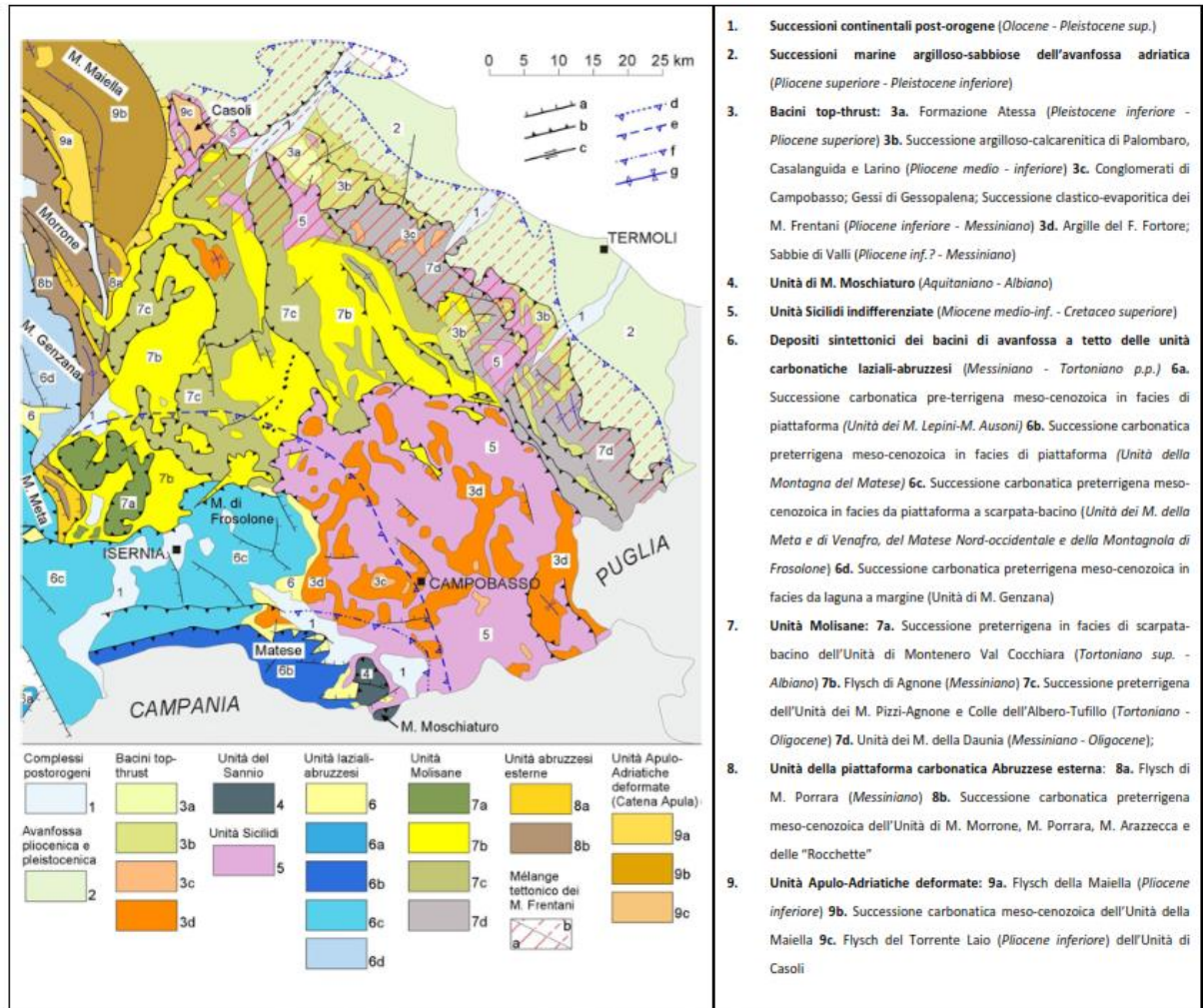


Figura 3.2: Schema strutturale dell'Appennino Abruzzese-Molisano

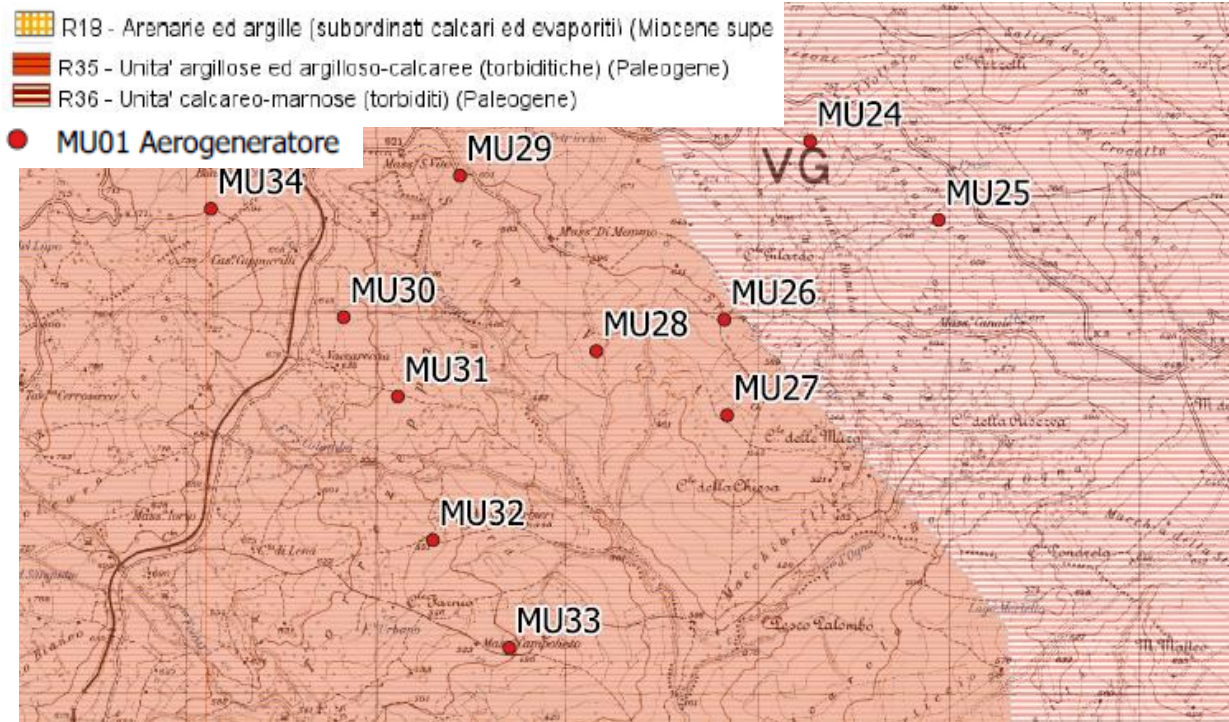


Figura 3.3: Stralcio Carta Geologica A.

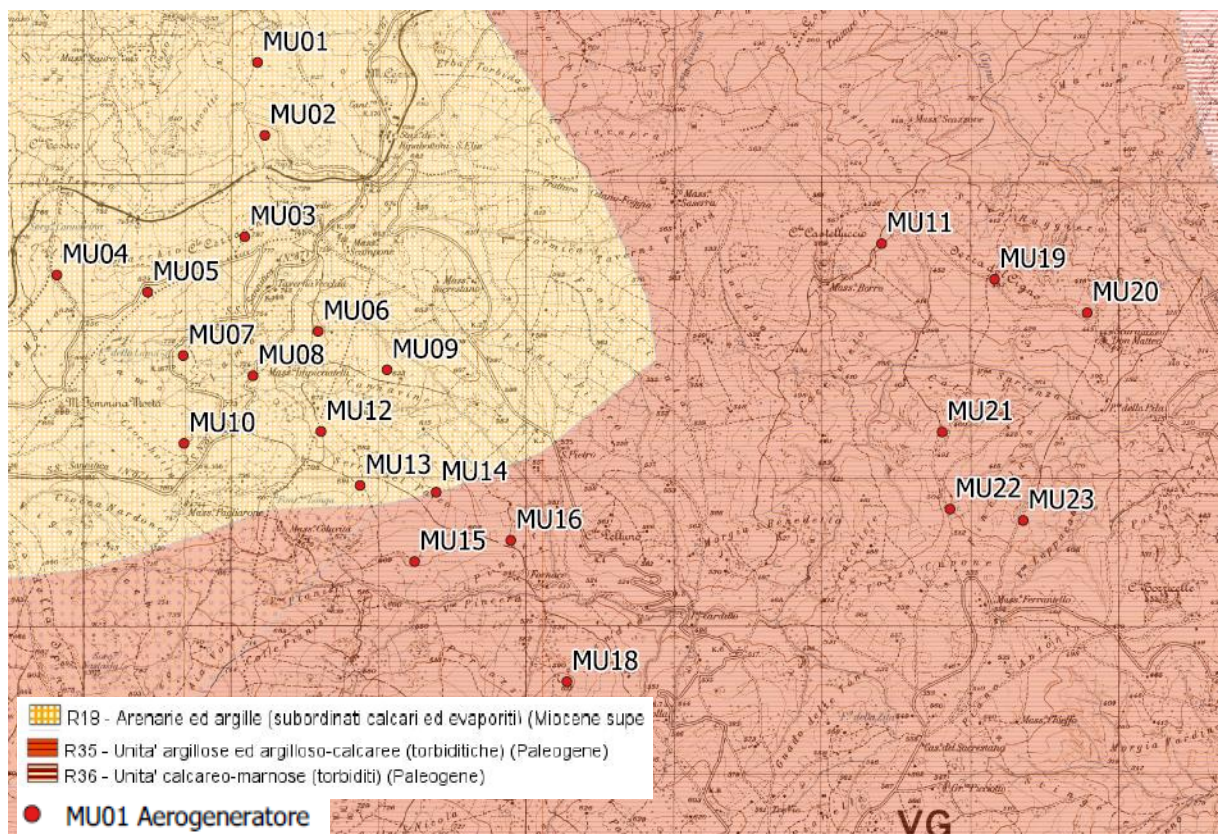


Figura 3.4: Stralcio Carta Geologica B.

3.2.2 Inquadramento geomorfologico

Il parco eolico di progetto ricade nell'area "Molise Centrale"; l'area presenta un'estensione di circa 1500km² ed è caratterizzata da una morfologia prevalentemente collinare a tratti montuosa, con quote topografiche variabili dai circa 150 m, rinvenibili nei tratti di fondovalle dei fiumi Trigno, Biferno e Fortore, fino a quote di oltre 900 m. Qui, la natura litologica dei terreni e la distribuzione degli allineamenti tettonici, hanno favorito l'incisione delle valli in direzione NNO-SSE e con dei profili generalmente molto morbidi.

La situazione morfologica di questo territorio, nelle linee generali, è caratterizzata da un assetto tipico delle zone collinari, con profili generalmente morbidi, dovuti al susseguirsi di leggeri declivi, con bruschi cambi di pendenza e forre più o meno incise in corrispondenza del corso d'acqua principale e di quelli secondari. Il reticolo idrografico dell'intera area è prevalentemente di tipo dendritico, tipico dei terreni impermeabili con bassa acclività.

La geomorfologia del territorio è influenzata dalle varie formazioni geologiche affioranti, costituite da litologie piuttosto eterogenee, che ne influenzano l'orografia e il reticolo idrografico di superficie. Si ha una morfologia dolce ed ondulata in corrispondenza di sedimenti fini pelitici; diruta ed aspra, dove affiorano sedimenti più competenti come rocce litoidi o granulari cementate. Un fenomeno di erosione selettiva è ben riscontrabile dove si hanno in affioramento le argille varicolori, dove all'interno si riscontrano intercalazioni di calcari, marne, breccie, che interrompono la blanda morfologia dei sedimenti quali peliti marnose.

Il tipo di litologia affiorante influenza enormemente anche i fenomeni gravitativi di versante, che in quest'area sono discretamente presenti. Dove affiorano terreni litoidi o semi litoidi si hanno movimenti franosi per distacco o cedimento, ma le aree più dissestate sono sicuramente quelle dove si hanno facies pelitico marnose, dove i movimenti più frequenti sono da colamento e da scivolamento che, sovente, si riscontrano in concomitanza. Altre forme di dissesto diffuso sono associabili a deformazioni superficiali lente tipo soliflusso che, solitamente, coinvolgono le coltri alterate dei litotipi ed i colluvi.

In quest'ultimo caso anche il drenaggio è fortemente influenzato da tali litologie che, per via della bassa permeabilità, creano forme da ruscellamento, come solchi concentrati o erosione areale.

Tuttavia, va sottolineato come gran parte degli aerogeneratori ricadono fuori dalle perimetrazioni delle aree franose; fanno eccezione gli aerogeneratori MU07, MU08 e in parzialmente MU10 che rientrano, rispettivamente, in aree classificate come interessate da un dissesto complesso, i primi due, e da scivolamento, il terzo; sulla base delle rilevazioni eseguite in sito, in queste aree sembra che i fenomeni presenti siano di tipo superficiale e che al momento permangono in situazioni di potenziale instabilità essendo in uno stato di quiescenza o inattività.

In generale, l'assetto morfologico generale delle aree, nonché le caratteristiche di resistenza dei terreni in presenza, evidenziano una sostanziale stabilità che non verrà ad essere perturbata dagli interventi in progetto.

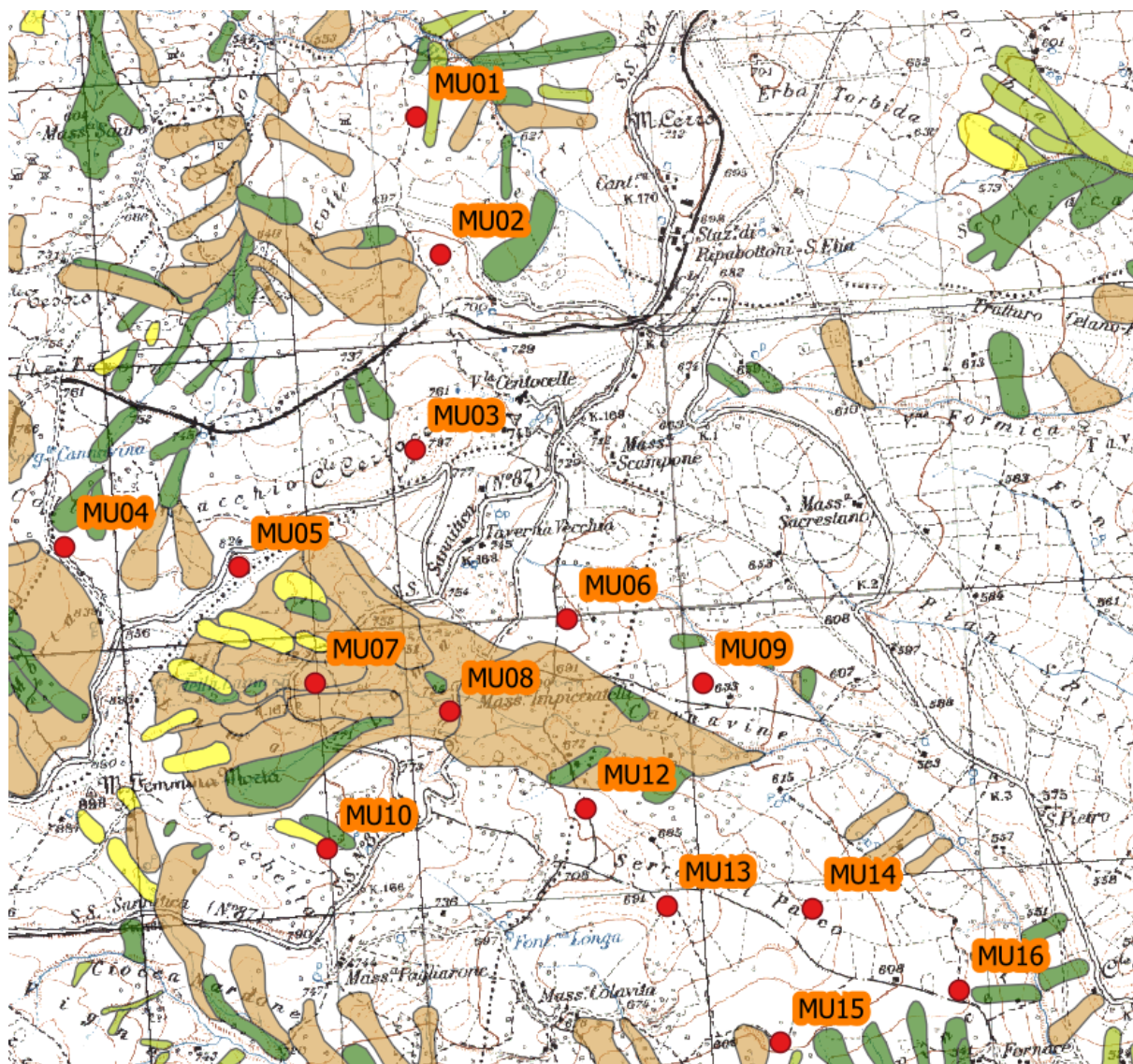


Figura 3.5: Stralcio Carta Geomorfologica

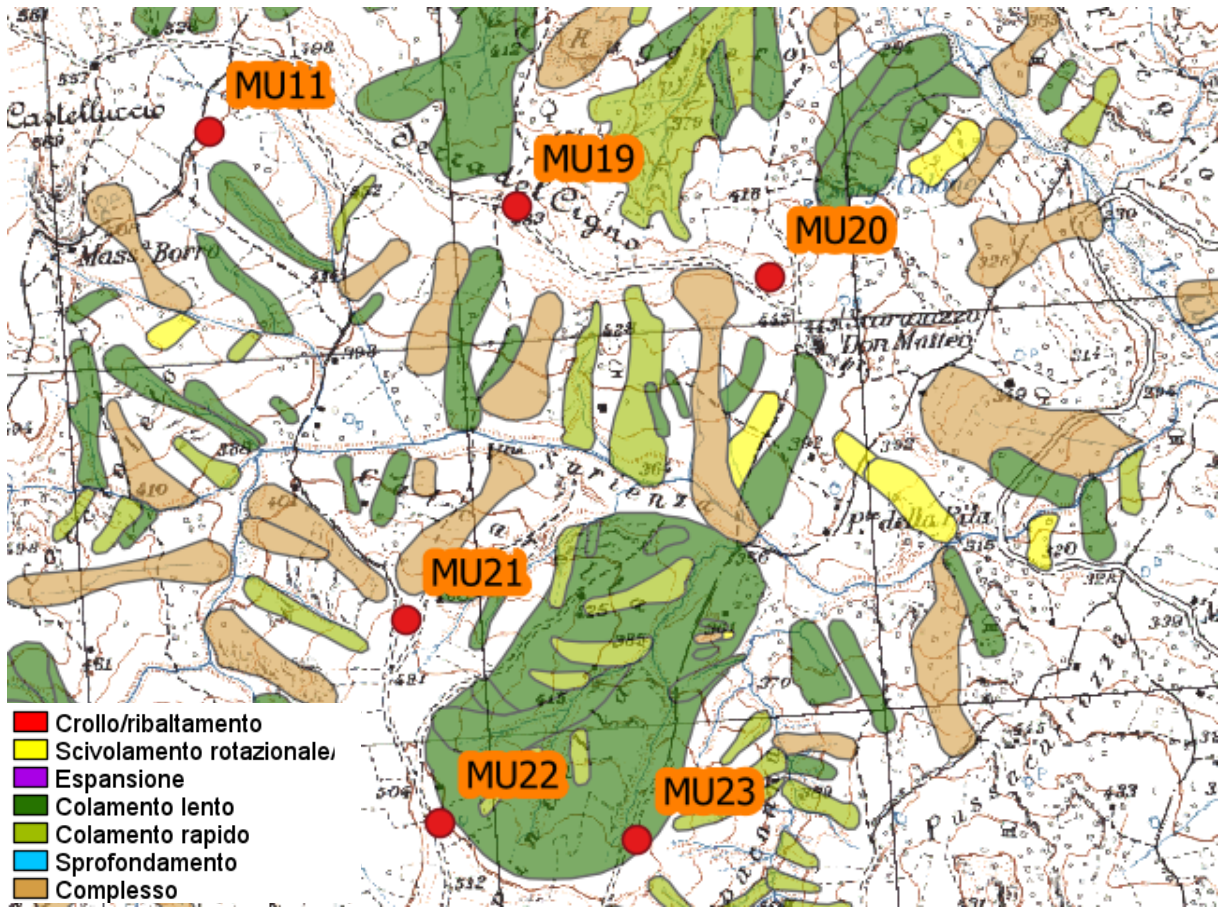


Figura 3.6: Stralcio A Carta Geologica

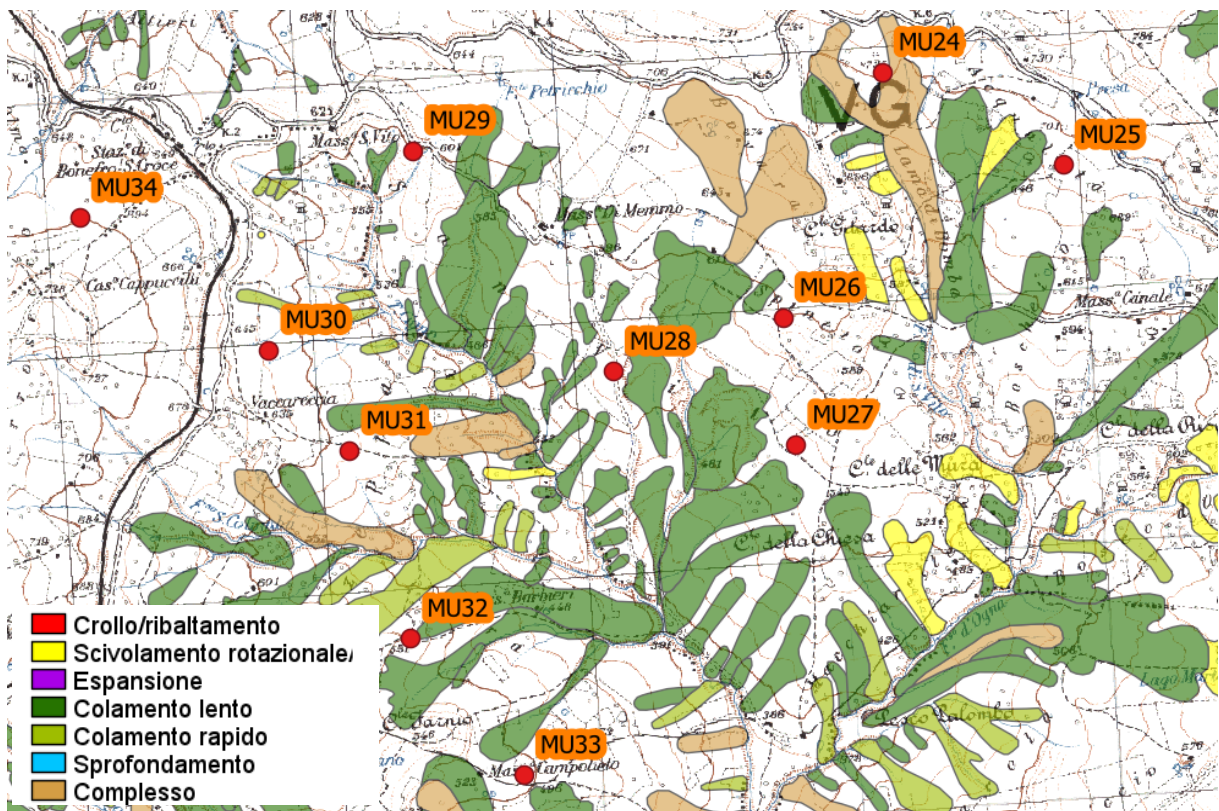


Figura 3.7: Stralcio B Carta Geologica

3.2.3 Inquadramento idrogeologico

È possibile ottenere una visione d'insieme circa la distribuzione areale dei corpi idrici sotterranei della regione Molise dalla "Carta dei Corpi Idrici sotterranei", realizzata da Arpa Molise ai fini del monitoraggio delle acque sotterranee previsto dal Piano di gestione delle Acque ai sensi della Direttiva 2000/60/CE (Figura 3.8).

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

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

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

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

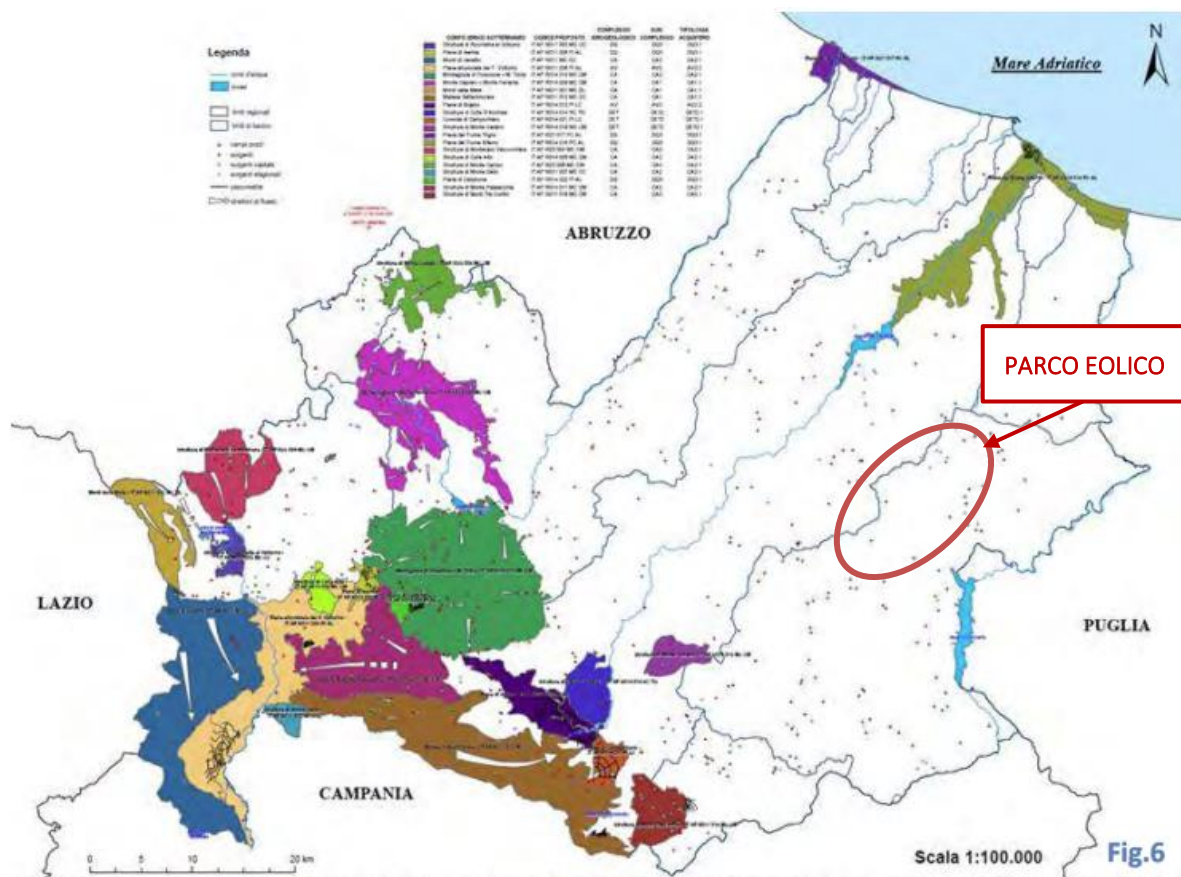


Figura 3.8: Corpi Idrici Sotterranei (fonte: Arpa Molise, Annuario dei dati ambientali 2015 – Resoconto triennale 2012-2014)

A scala locale, l’area di studio rientra nell’ambito del complesso caratterizzato da due unità differenti (Figura 3.9):

LITOTIPI A PERMEABILITÀ BASSA

Argille fogliettate, rosse, violacee, verdastre, grigiastre con sottili livelli di arenaria caratterizzate da una scarsa permeabilità, con valori del coefficiente di permeabilità $K < 10^{-8}$. La caratteristica principale dell’argilla è che la dimensione dei suoi pori è talmente piccola da non consentire il passaggio dell’acqua che viene praticamente trattenuta per ritenzione; ne deriva una circolazione idrica nulla o comunque trascurabile che favorisce il ruscellamento superficiale.

LITOTIPI A PERMEABILITÀ MEDIA

Complesso Flyscioidide di calcareniti e brecciole associate, calcari compatti giallastri con lenti e noduli di selce bruna e rossastra, arenarie calcaree, marne grigie compatte, marne argillose, straterelli di argilla sabbiosa grigiasta fogliettata. Miocene Medio Inferiore.

Queste formazioni sono costituite da depositi sabbiosi fini o grossolani ma immersi in una matrice limosa/argillosa o a volte da depositi rocciosi fratturati e si presentano con valori del coefficiente permeabilità $10^{-5} < k \leq 10^{-8}$.

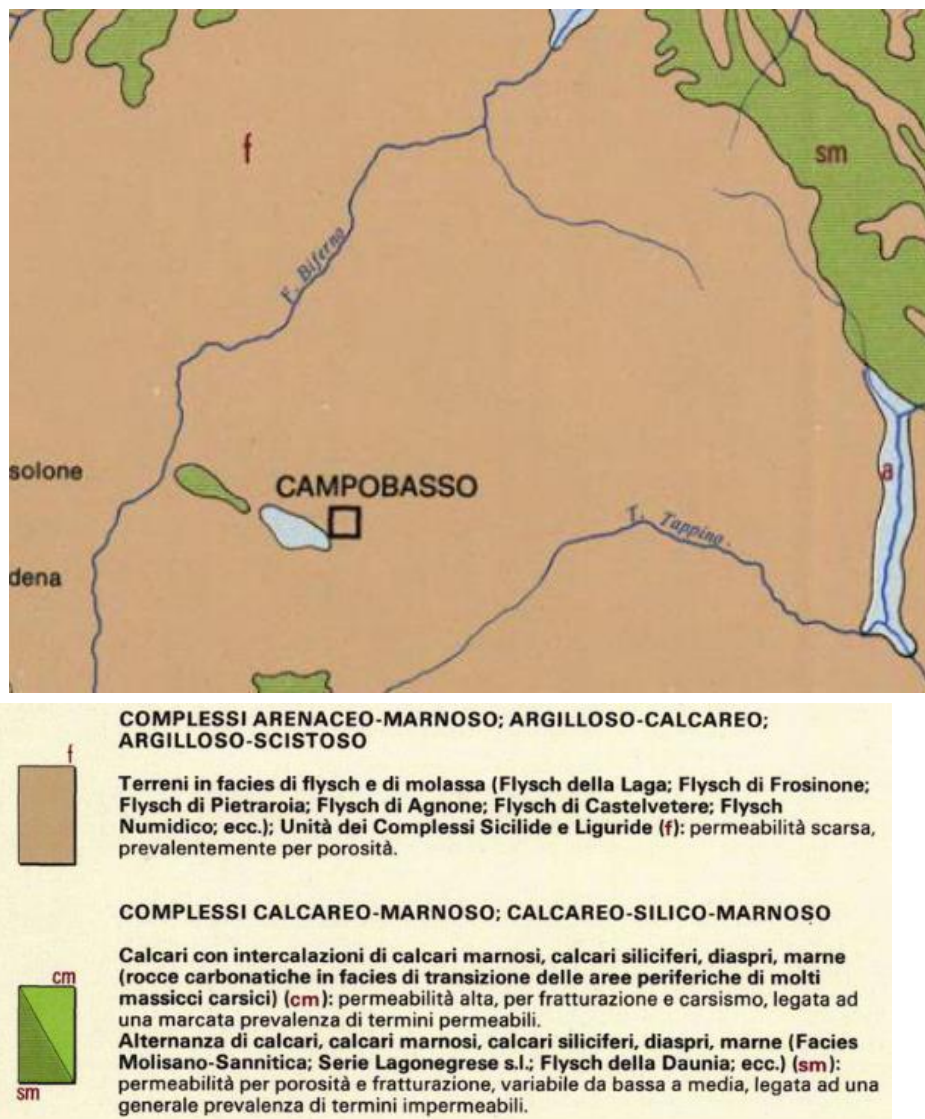


Figura 3.9: Stralcio Carta Idrogeologica Italia Meridionale

3.2.4 Idrografia superficiale

In Molise l'idrografia è piuttosto scarsa e, nella maggior parte dei casi, i corsi d'acqua hanno regime torrentizio, con piene invernali e marcate magre estive. I fiumi principali sono il Volturno, il Trigno, il Biferno e il Fortore.

L'area di progetto rientra nel Distretto idrografico dell'Appennino Meridionale e, in particolare, nelle seguenti *Unit of Management (UoM)*:

- Fortore (ITI015)
- Saccione (ITI022)
- Regionale Molise Biferno e Minori (ITR141).

L'UoM Fortore, la cui superficie complessiva è pari a circa 1619 km², si estende in tre Regioni (Molise, Campania e Puglia) ed ha una lunghezza del reticolo pari a 2215 km. All'interno dell'UoM Fortore ricadono 28 aerogeneratori di progetto ed un tratto preponderante del percorso del cavidotto di connessione

Gli altri sei aerogeneratori di progetto ed alcuni tratti del cavidotto di connessione interessano invece l'UoM Saccione; il suo bacino si estende sul territorio della Regione Molise e della Regione Puglia per una superficie totale pari a 289,5 km² ed è caratterizzato da una lunghezza complessiva del reticolo idrografico di circa 305 km.

Infine, il tratto terminale del percorso di connessione ricade nella UoM Regionale Molise Biferno e Minori: il bacino presenta una superficie di circa 1553 km², si estende interamente in territorio molisano ed è caratterizzato da un reticolo idrografico di lunghezza complessiva pari a circa 1338 km.

Per lo studio di compatibilità idraulica del parco eolico di progetto è stato analizzato il reticolo idrografico del progetto DBPRIOR10K (Figura 3.10).

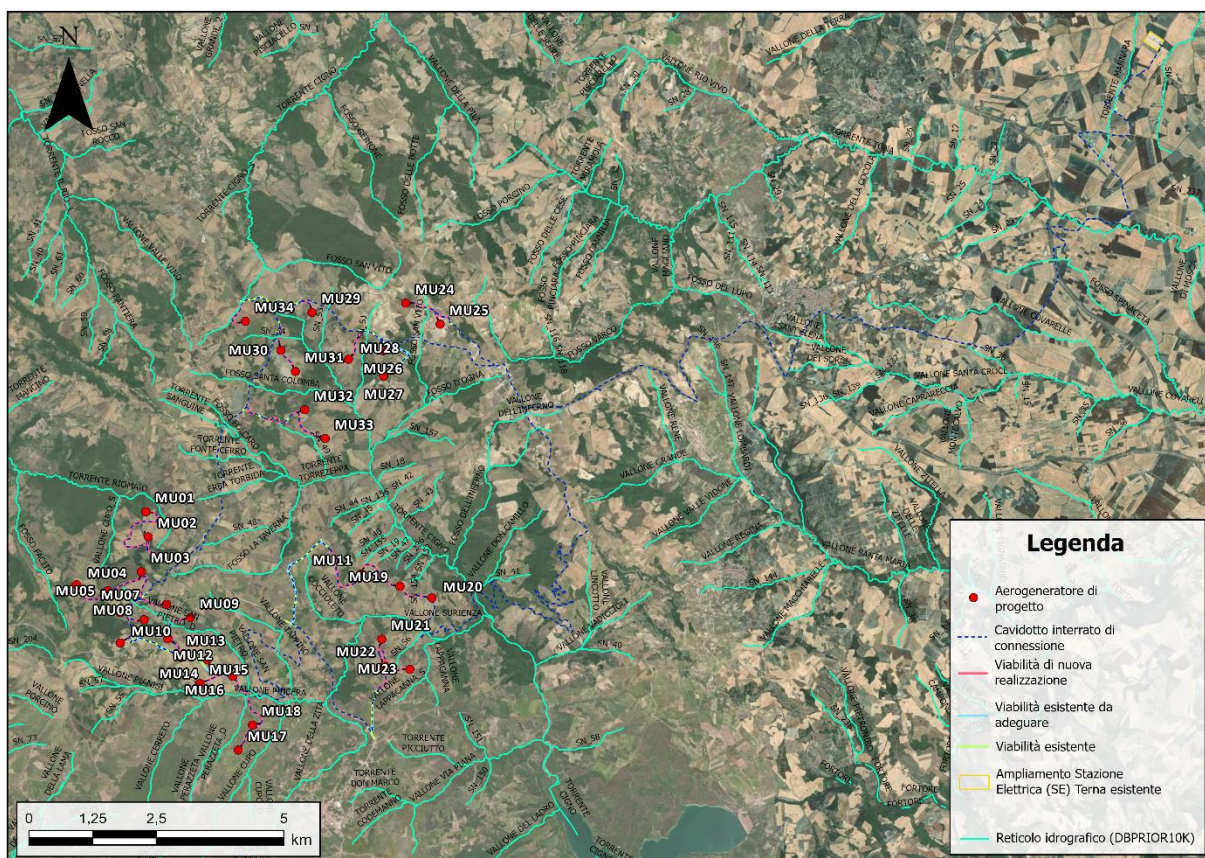


Figura 3.10: Reticolo idrografico (DBPRIOR10K) nei dintorni dell'area di progetto.

Nell'area di studio i corpi idrici principali che interferiscono con le opere di progetto sono i seguenti:

- **Torrente Tona:** immissario del Fiume Fortore, scorre in direzione Est, a Nord del parco eolico, interferendo con il tratto terminale del percorso del cavidotto di connessione.
- **Torrente Cigno:** immissario dell'Invaso Occhito, attraversa l'area di studio scorrendo in direzione Sud-Est e interferendo con il cavidotto circa 900 metri a Est della torre MU20.

Inoltre, sono presenti numerosi elementi idrici di rilevanza minore che, tuttavia, interferiscono con le opere di progetto in molteplici punti.

In aggiunta all'analisi del reticolo idrografico DBPRIOR10K, nel presente studio è stata anche eseguita una simulazione del modello digitale del terreno ottenuto dal portale dell'INGV dal progetto Tinality. La simulazione è stata condotta mediante algoritmi TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models – Utah State University) e successivamente rielaborata in ambiente GIS. Lo studio del DEM ha

permesso di identificare le principali informazioni idrologiche a scala di bacino nello stato di fatto: in particolare, l'analisi ha permesso di identificare, con l'aiuto delle immagini satellitari, solchi di drenaggio e impluvi naturali nell'area di studio non riconosciuti dal reticolo idrografico DBPRIOR10K.

Per quanto concerne gli specchi d'acqua, nei dintorni dell'area di progetto sono presenti due bacini artificiali importanti: L'**Invaso del Liscione**, situato circa 12 km a Nord-Ovest della torre MU24, e L'**Invaso Occhito**, localizzato circa 6 km a Sud-Est della torre MU17.

Il **bacino artificiale di Occhito**, coincidente con siti Natura 2000, si estende per una lunghezza di circa 12 km e demarca il confine regionale con la Puglia per 10 Km. L'invaso è realizzato da uno sbarramento che invasa le acque del Fiume Fortore. Lo sbarramento, in particolare, sottende un bacino idrografico sviluppato per una estensione areale di circa 1.012 km²; il serbatoio ha una capienza massima di circa 333 milioni di m³, con un volume effettivamente utilizzabile pari a circa 250 milioni di m³. Le acque invasate nell'Occhito vengono utilizzate per irrigazione di un comprensorio di 143.000 ettari di terreni lungo il corso vallivo del Fiume Fortore e della pianura del Tavoliere, ricadenti nel perimetro del Consorzio di Bonifica della Capitanata; subordinatamente, si ha l'utilizzo idropotabile e l'uso industriale delle acque invasate.

Il **bacino artificiale del Liscione**, invece, si estende nei territori comunali di Larino, Casacalenda e Guardialfiera per una lunghezza di circa 5 km. L'invaso, realizzato a partire dalla seconda metà degli anni '70, è sotteso da uno sbarramento che invasa le acque del Fiume Biferno. Lo sbarramento, in particolare, sottende un bacino idrografico per un'estensione areale di circa 1.043 km²; il serbatoio ha una capienza massima di circa 173 milioni di m³, con un volume effettivamente utilizzabile pari a circa 148 milioni di m³. Le acque invasate nel Liscione vengono impiegate per scopi idropotabili, irrigui-industriali e per la produzione di energia elettrica; la destinazione d'uso per il consumo umano, in particolare, è garantita dall'utilizzo di idonei sistemi di potabilizzazione.

L'idrografia superficiale, come sottolineato in precedenza, interferisce in molteplici punti con la viabilità di progetto, con le piazzole di cantiere e con il cavidotto di connessione; non sono invece presenti interferenze con le piazzole definitive degli aerogeneratori. Si rimanda al capitolo 7 per l'identificazione delle interferenze con i corpi idrici superficiali e la verifica di compatibilità idraulica. Si rimanda al capitolo 4, invece, per lo studio delle interferenze dei piani PAI e PGRA con le opere di progetto.

3.3 INQUADRAMENTO QUALITÀ DELLE ACQUE

La Direttiva Quadro sulle Acque (WFD 2000/60/CE), recepita in Italia con il D.Lgs. 152/06, introduce un piano d'azione comunitario per l'attuazione di una politica sostenibile in materia di acque. Scopo della Direttiva è quello di istituire delle linee guida per la protezione delle acque superficiali interne, delle acque di transizione, delle acque costiere e di quelle sotterranee in modo da impedire un ulteriore deterioramento degli ecosistemi acquatici e delle zone umide direttamente dipendenti dagli ecosistemi acquatici, prevenire e ridurre l'inquinamento e promuovere un utilizzo sostenibile dell'acqua. Il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale", con le sue successive modifiche ed integrazioni, recepisce formalmente la Direttiva 2000/60/CE, abrogando il previgente Decreto Legislativo 11 maggio 1999, n. 152.

3.3.1 Acque superficiali

Caratteristiche qualitative delle acque superficiali

Le acque superficiali della Regione Molise costituiscono una riserva di acqua dolce direttamente accessibile e rappresentano una importante fonte di approvvigionamento idrico per l'agricoltura, l'industria (compresa la produzione di energia idroelettrica) e, soprattutto per l'area del Basso Molise, per la produzione di acqua potabile.

Il D.Lgs. 152/06 e ss.mm.ii. introduce un nuovo sistema di giudizio delle acque superficiali definendo, ai fini della classificazione, lo “stato delle acque superficiali” come l’espressione complessiva dello stato di un corpo idrico superficiale, determinato dal valore del suo Stato Ecologico e Chimico.

Sulla scorta della tipizzazione dei Corpi Idrici Superficiali presenti nell’ambito del territorio Regionale, a partire dall’anno 2010 ha avuto inizio, dapprima in via sperimentale e successivamente programmato in via definitiva, il monitoraggio ambientale condotto sui Corpi Idrici Superficiali significativi ai sensi del Punto 1.1.1 dell’Allegato 1 alla Parte III del citato D.Lgs 152/2006.

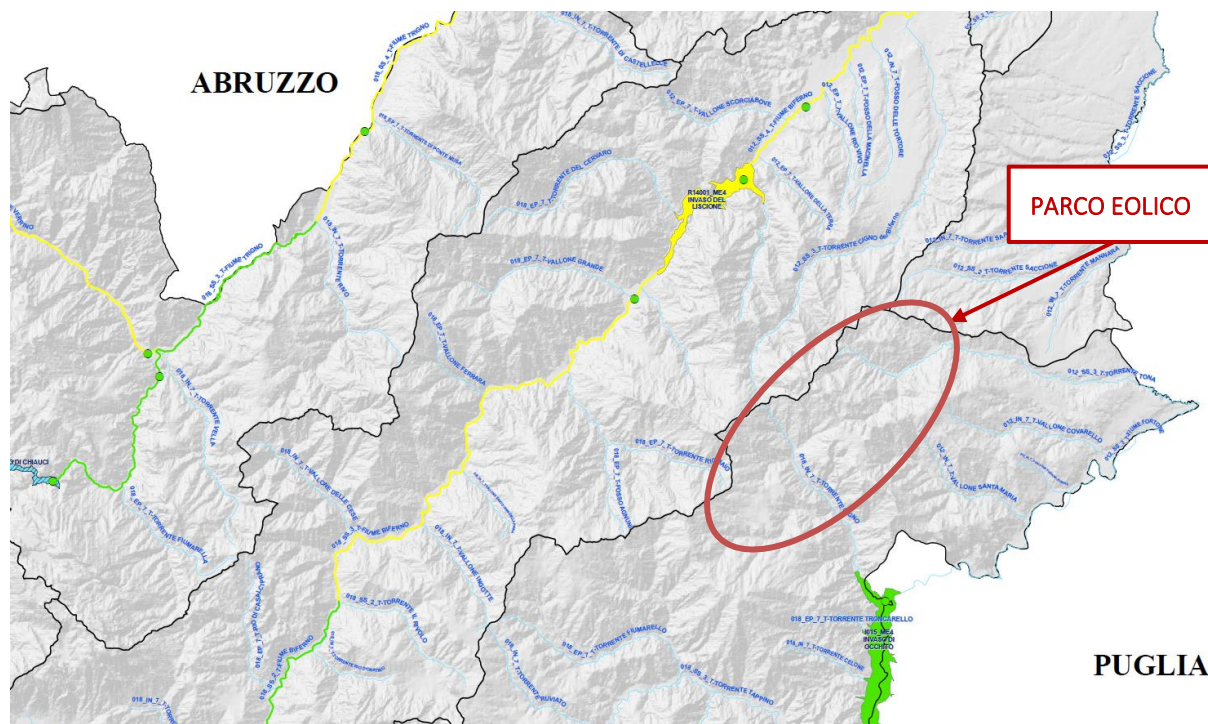
Stato ecologico

Lo Stato Ecologico esprime la qualità, la struttura e il funzionamento degli ecosistemi acquatici associati alle acque superficiali; esso è definito su più elementi di qualità:

- Elementi di Qualità Biologica (macroinvertebrati, macrofite, diatomee e fauna ittica);
- Elementi idromorfologici;
- Elementi chimico-fisici a sostegno;
- Inquinanti specifici;

Per i corpi idrici fortemente modificati, così come definiti al comma 2 dell’articolo 74 del D.Lgs. 152/06, i quali sono “corpi idrici la cui natura, a seguito di alterazioni fisiche dovute a un’attività umana, è sostanzialmente modificata”, la normativa prevede la determinazione del “Potenziale Ecologico”, invece dello stato ecologico, così come definito al punto A.2.5 dell’Allegato 1 del D.M. 260/2010. Nella regione Molise il Piano di tutela delle acque individua il corpo idrico Biferno 5 (R14_001_012_SS_4_T) come corpo idrico fortemente modificato e l’invaso del Liscione (R14.001_ME4) come corpo idrico artificiale.

Si riporta in Figura 3.11 uno stralcio della Tav. T9 del Piano Tutela dell’Acqua della regione Molise (Dicembre 2016) che mostra lo stato ecologico delle acque superficiali in prossimità dell’area in esame sulla scorta delle elaborazioni dei dati rilevati nell’arco temporale 2010/2015.



Legenda

Classificazione eseguita ai sensi del DM 260/2010

STATO ECOLOGICO ACQUE MARINE COSTIERE

- buono
- sufficiente
- non classificato

POTENZIALE ECOLOGICO INVASI

- buono
- sufficiente
- non classificato

STATO ECOLOGICO CORSI D'ACQUA

- buono
- sufficiente

- punti di prelievo
- reticolo idrografico secondario
- limiti di regione
- limiti di bacino

Figura 3.11: Stato ecologico delle acque superficiali della regione Molise (Tav. T9 del Piano Tutela dell'Acqua della regione Molise, Dicembre 2016)

In prossimità dell'area di progetto, l'unico corso d'acqua monitorato tra il 2010 e il 2015 è stato il corpo idrico Biferno 4 che, situato a nord del parco eolico di progetto, è stato classificato con stato ecologico "sufficiente". Non sono stati monitorati gli altri elementi del reticolo idrografico secondario.

Per quanto riguarda i corpi lacustri, sono stati monitorati sia l'invaso di Occhito, situato a Sud-Est dell'area di studio, che l'invaso del Liscione, localizzato a Nord-Ovest dell'impianto. L'invaso Occhito è stato classificato con stato ecologico "buono", mentre l'Invaso Liscione è stato classificato con potenziale ecologico "sufficiente".

Sul portale di ARPA Molise (<https://www.arpamolise.it/Acque/FIUMI/index.php>) è riportata la mappa dell'aggiornamento del monitoraggio nel periodo 2016/2020 (Figura 3.12).

Lo stato ecologico del fiume Biferno 4 è passato da "sufficiente" a "buono" nel periodo 2016/2020, così come il potenziale ecologico dell'invaso del Liscione. L'invaso di Occhito, invece, non è stato monitorato successivamente al 2016.

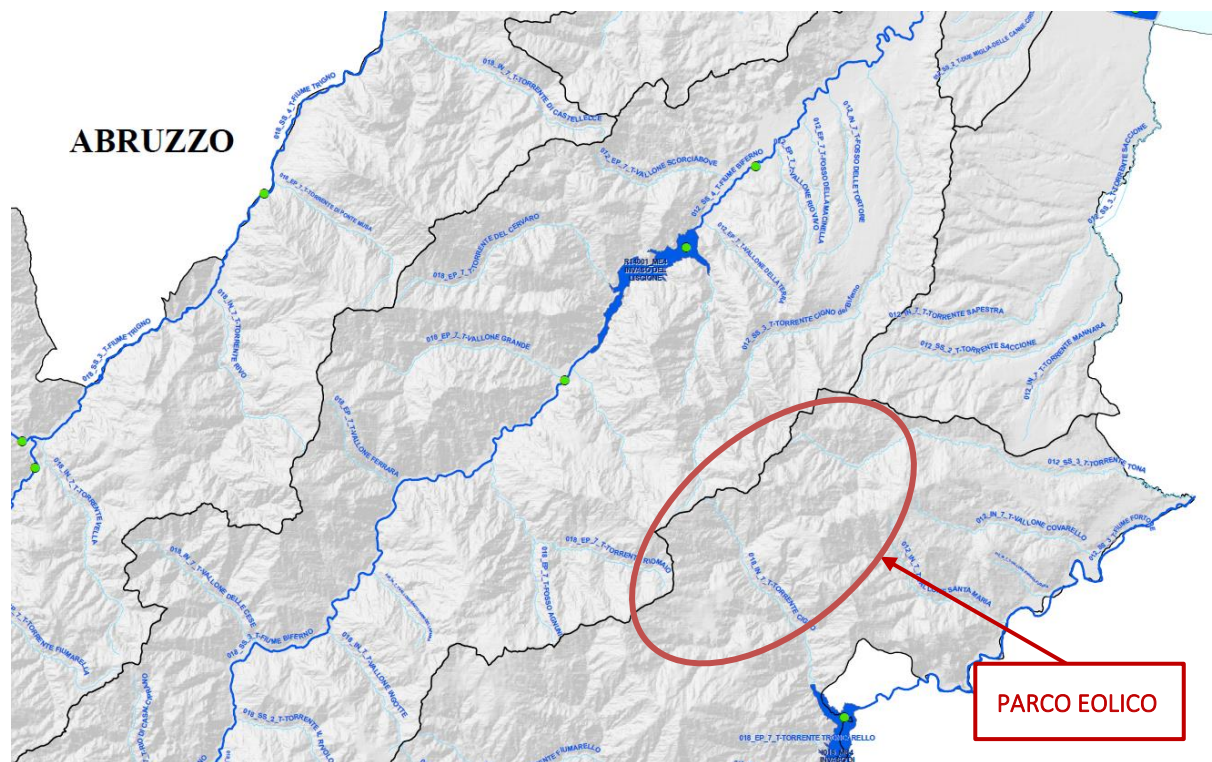


Figura 3.12: Aggiornamento del monitoraggio delle acque superficiali da parte di ARPA Molise nel periodo 2016/2020. Fonte: <https://www.arpamolise.it/Acque/FIUMI/index.php>

Stato chimico

Lo Stato Chimico dei corpi idrici superficiali è classificato come “buono” o “non buono” sulla base degli standard di qualità dei microinquinanti appartenenti alla tabella 1/A del D.Lgs. 172/2015. Tale tabella comprende le sostanze definite prioritarie (P) e quelle definite pericolose prioritarie (PP) e le rimanenti sostanze (E).

Si riporta in Figura 3.13 uno stralcio della Tav. T8 del Piano Tutela dell’Acqua della regione Molise (Dicembre 2016) che mostra lo stato chimico delle acque superficiali in prossimità dell’area in esame nel periodo 2010/2015.



Legenda

Classificazione eseguita ai sensi del DM 260/2010

- acque marino-costiere**
 - buono
 - mancato conseguimento dello stato buono
- invasi**
 - buono
 - mancato conseguimento dello stato buono
- corsi d'acqua**
 - buono
 - mancato conseguimento dello stato buono
- punti di prelievo
- reticolo idrografico secondario
- limiti di regione
- limiti di bacino

Figura 3.13: Stato chimico delle acque superficiali della regione Molise (Tav. T8 del Piano Tutela dell'Acqua della regione Molise, Dicembre 2016)

Come si evince dalla Figura 3.13, lo stato chimico del fiume Biferno 4 e degli invasi di Occhito e del Liscione è stato classificato come “buono” nel periodo 2010/2015.

L’attività di monitoraggio nel periodo 2016/2020 ha confermato lo stato chimico “buono” per il fiume Biferno 4 e per l’invaso del Liscione; L’invaso di Occhito, invece, non è stato monitorato successivamente al 2016 (Figura 3.12).

Stima degli impatti potenziali

La realizzazione dell’impianto non prevede scarichi di nessun tipo, né di natura civile, né industriale, pertanto gli aspetti da valutare relativamente alla componente acque superficiali sono quelli dovuti a:

- Possibile presenza di circolazione idrica sotterranea e/o stagnazione acque di pioggia in fase di scavo delle fondazioni: vanno considerati gli effetti dell'eventuale presenza d'acqua alla quota di imposta delle fondazioni in relazione ad una possibile circolazione idrica indotta dai fenomeni di detensionamento dovuti agli scavi;
- Utilizzo di acqua per le necessità di cantiere, strettamente legato alle operazioni di bagnatura delle superfici, al fine di limitare il sollevamento delle polveri prodotte dalle operazioni di scavo e dal passaggio degli automezzi sulle strade sterrate;
- Contaminazione in caso di sversamento accidentale degli idrocarburi contenuti nei serbatoi di alimentazione dei mezzi di cantiere in seguito ad incidenti o determinati da incidenti o guasti agli aerogeneratori.

Nel presente studio si è proceduto con l'analisi del reticolo idrografico del progetto DBPRIOR10K. Inoltre, attraverso l'analisi TauDEM rielaborata in ambiente GIS, sono stati individuati anche percorsi preferenziali che non presentano un alveo ben definito, ma possono raggiungere portate significative in seguito ad eventi di pioggia intensi non ordinari.

Lo studio specialistico non ha individuato interferenze degli elementi idrici con le piazzole definitive degli aerogeneratori; tuttavia, sono state individuate 2 interferenze con le piazzole di cantiere, 18 interferenze con la viabilità di progetto e 73 interferenze con la linea di connessione. Si rimanda al capitolo 7 per l'identificazione e la verifica di compatibilità idraulica delle interferenze con i corpi idrici superficiali.

Per ulteriori dettagli sulla stima degli impatti potenziali delle acque superficiali si fa riferimento allo studio di impatto ambientale (Rif. 2908_5111_MUSA_SIA_R01_Rev0_SIA).

Azioni di mitigazione

L'approccio utilizzato nella progettazione ha posto grande attenzione non solo alla progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ma soprattutto all'integrazione delle opere con lo stato di fatto. Si sono quindi minimizzate le interferenze con l'idrografia esistente, sostituendo l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile di raccolta e scarico con opere che implementassero la mitigazione.

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

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

- 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;
- Contrastare i processi di erosione.

Ai sensi delle migliori pratiche progettuali sono state previste opere di laminazione e infiltrazione (trincee drenanti) nei sistemi di gestione acque meteoriche delle piazzole in progetto.

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, che presentano scarichi in corrispondenza degli impluvi naturali esistenti; questi ultimi sono stati identificati sulla base di una simulazione del modello digitale del terreno con estrazione dei sottobacini idrografici e della rete idrografica esistente.

Tali scelte consentono di evitare di modificare la rete naturale, senza interferenze nella costruzione della viabilità e nella disposizione delle piazzole.

Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'ingegneria naturalistica.

Per quanto concerne la fase di cantiere le principali azioni di mitigazione sono:

- L'installazione di pompe adeguatamente dimensionate per la portata da emungere, al fine di mantenere asciutti gli scavi per la realizzazione della fondazione;
- L'adozione di tutte le misure di sicurezza dei cantieri per evitare sversamenti accidentali;
- La pronta rimozione del terreno incidentato in caso di sversamento di idrocarburi;
- La manutenzione, la pulizia e il ricovero dei mezzi meccanici dovranno avvenire in apposite aree ben identificate ed impermeabilizzate, possibilmente coperte, al fine di impedire che le acque utilizzate per la pulizia dei mezzi, i carburanti, gli oli o altre sostanze inquinanti vengano a contatto con terreno;
- Le acque utilizzate in queste attività dovranno essere convogliate in apposite vasche a perfetta tenuta stagna e trattati come rifiuti speciali pericolosi e gestiti secondo la normativa del settore o, in alternativa, l'installazione di idoneo impianto di depurazione dimensionato per il trattamento di acque reflue contenenti tali sostanze;
- L'acqua utilizzata in cantiere dovrà provenire da fonti di approvvigionamento con caratteristiche qualitative e quantitative tali da rispettare i massimi livelli di compatibilità ambientale per il sito, onde evitare l'alterazione chimico-fisica e idraulica della componente acqua superficiale e sotterranea;
- Lo sfalcio dell'erba e la manutenzione generale delle aree libere e in prossimità delle strutture e della viabilità saranno eseguiti attraverso mezzi meccanici, dove possibile e manualmente nelle aree con limitata possibilità di spazi;
- Durante le attività dovranno essere evitati i versamenti d'idrocarburi, oli e qualsiasi sostanza inquinante contenuta negli automezzi necessari per il funzionamento degli stessi. Nell'eventualità di uno sversamento accidentale dovranno essere messe in atto tutte le misure necessarie per limitare la diffusione nel suolo e nel sottosuolo e contemporaneamente al ripristino dell'area contaminata;
- Non sono previsti e non dovranno essere utilizzati diserbanti;
- La viabilità interna dovrà essere tenuta in perfetto stato, con il ripristino del manto drenante per evitare l'istaurarsi di superfici impermeabili, che possono influenzare il regime idraulico superficiale dando origine a fenomeni di ristagno ed erosione differenziale.

L'adozione di tutte le misure di sicurezza dei cantieri per evitare sversamenti accidentali e la pronta rimozione del terreno incidentato in caso di sversamento di idrocarburi sono misure da adottare anche in fase di esercizio e di dismissione.

3.3.2 Acque sotterranee

Caratteristiche qualitative delle acque sotterranee

Le acque sotterranee costituiscono la riserva di acqua dolce più delicata oltre che la più cospicua e costituiscono una imprescindibile fonte di approvvigionamento di acqua potabile per la Regione Molise. Conformemente alle disposizioni di cui all'articolo 7 della Direttiva Comunitaria WFD 2000/60/CE, tutti i Corpi Idrici Sotterranei utilizzati per l'estrazione di acque potabili o destinati a tale uso futuro devono essere protetti in modo da evitarne il deterioramento.

Sulla scorta dell'individuazione, perimetrazione e caratterizzazione dei Corpi Idrici Sotterranei presenti nell'ambito del territorio Regionale (Figura 3.8), a partire dall'anno 2009 ha avuto inizio, dapprima in via

sperimentale e successivamente programmato in via definitiva, il monitoraggio ambientale condotto sulle acque sotterranee dei Corpi Idrici perimetrati.

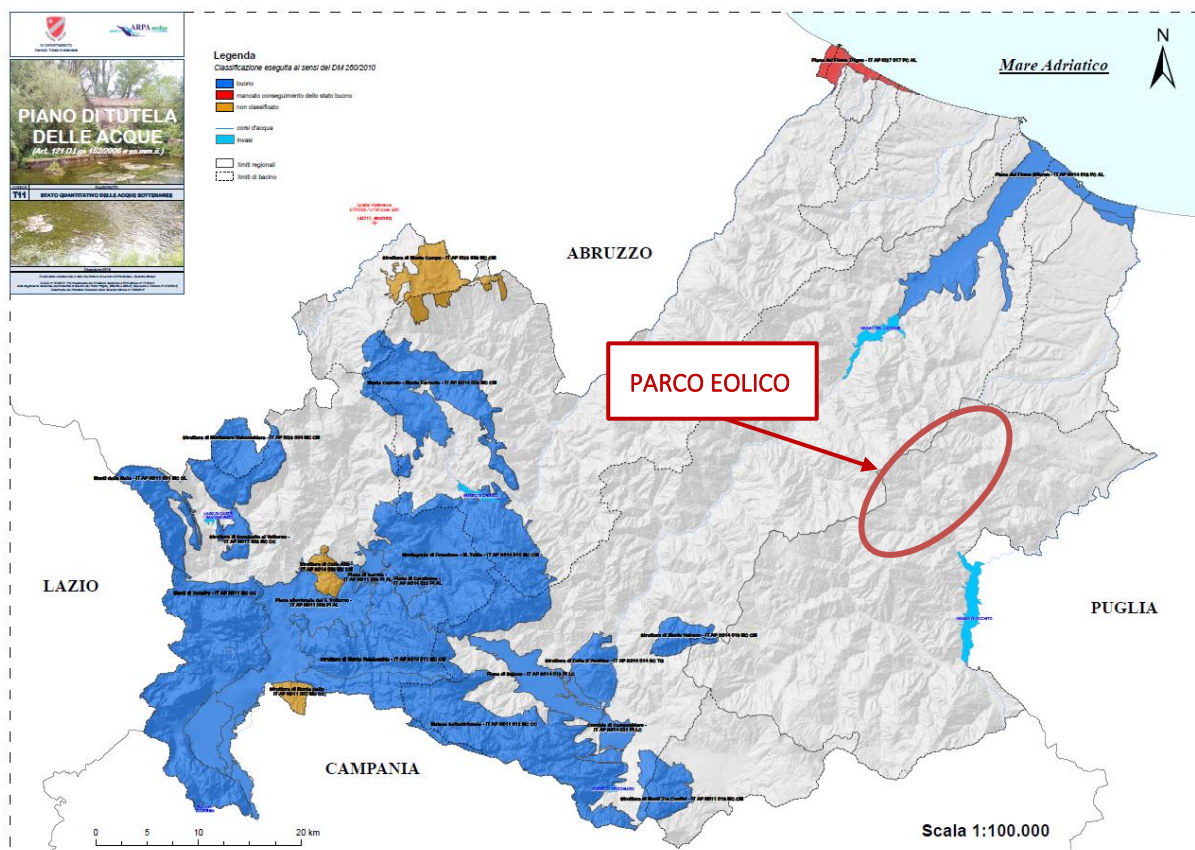
L'utilizzo di metodi statistico-geometrici, sviluppati per lo più in ambiente GIS, per quantificare la rappresentatività spaziale e/o volumetrica di ogni singola stazione di monitoraggio, unitamente ad un gran numero di dati derivanti dai monitoraggi, ha consentito una buona conoscenza dei trasferimenti idrici tra i diversi corpi idrici sotterranei o delle interazioni di questi con i corsi d'acqua superficiali, dei parametri che determinano il grado di vulnerabilità intrinseca e di tutte quelle peculiarità idrochimiche indipendenti da fattori antropici.

Ai sensi delle disposizioni di cui al Punto B dell'Allegato 4 alla Parte Terza del D.Lgs 152/2006 e ss.mm.ii., sulla scorta delle elaborazioni dei dati chimico-fisici e quantitativi così come definite dal D.Lgs 30/2009 e D.M. 260/2010, è stato possibile definire lo "Stato Chimico" e lo "Stato Quantitativo" dei Corpi Idrici Sotterranei presenti nell'ambito del territorio Regionale, funzionali alla redazione degli obiettivi futuri da perseguire per le risorse idriche sotterranee della regione Molise.

Stato quantitativo

La valutazione dello **stato quantitativo** delle acque sotterranee deve tenere conto di tutti i termini del bilancio idrico, in particolare la ricarica e i prelievi. La determinazione dello Stato Quantitativo delle acque sotterranee evidenzia i corpi idrici nei quali risulta critico l'equilibrio, sul lungo periodo, del ravenamento naturale rispetto ai prelievi di acque sotterranee operati dalle attività antropiche.

Si riporta in Figura 3.14 la Tav. T11 del Piano Tutela dell'Acqua della regione Molise (Dicembre 2016) che mostra lo stato quantitativo dei corpi idrici sotterranei presenti nell'ambito del territorio Regionale nel periodo 2010/2015.



Legenda

Classificazione eseguita ai sensi del DM 260/2010

- buono
- mancato conseguimento dello stato buono
- non classificato
- corsi d'acqua
- invasi
- limiti regionali
- limiti di bacino

Figura 3.14: Stato quantitativo dei corpi idrici sotterranei della regione Molise (Tav. T11 del Piano Tutela dell’Acqua della regione Molise, Dicembre 2016)

Come si evince dalla Figura 3.14, non sono presenti corpi idrici sotterranei monitorati prossimi all’area di studio.

Sul portale di ARPA Molise (<https://www.arpamolise.it/Acque/FIUMI/sotterranee.php>) è disponibile la mappa dell’aggiornamento del monitoraggio nel periodo 2016/2020 che conferma l’assenza di corpi idrici sotterranei monitorati prossimi all’area di studio (Figura 3.15).



Figura 3.15: Corpi idrici sotterranei della Regione Molise con i punti di campionamento afferenti ad ognuno di essi nel periodo 2016/2020. Fonte: <https://www.arpamolise.it/Acque/FIUMI/sotterranee.php>.

Stato chimico

La valutazione dello **Stato Chimico** delle acque sotterranee, invece, è basata sul monitoraggio di:

- Inquinanti soggetti a standard di qualità (SQA) individuati a livello comunitario (Tabella 2, Allegato 3 – D.Lgs. 30/09 e smi DM 6 luglio 2017);
- Inquinanti soggetti a valori soglia (VS) individuati a livello nazionale (Tabella 3, Allegato 3 – D.Lgs. 30/09 e smi DM 6 luglio 2017).

La rete di monitoraggio qualitativa dello stato chimico dei corpi idrici sotterranei si compone, sulla base di quanto definito dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Molise, di 170 punti di campionamento (pozzi e sorgenti) distribuiti in 21 corpi idrici sotterranei.

Per la definizione dello stato chimico buono, è necessario che, per ogni sostanza monitorata, il valore soglia non venga superato in oltre il 20% dei punti di campionamento situati all'interno del corpo idrico monitorato.

Si riporta in Figura 3.16 la Tav. T10 del Piano Tutela dell'Acqua della regione Molise (Dicembre 2016) che mostra lo stato chimico dei corpi idrici sotterranei presenti nell'ambito del territorio Regionale nel periodo 2010/2015.

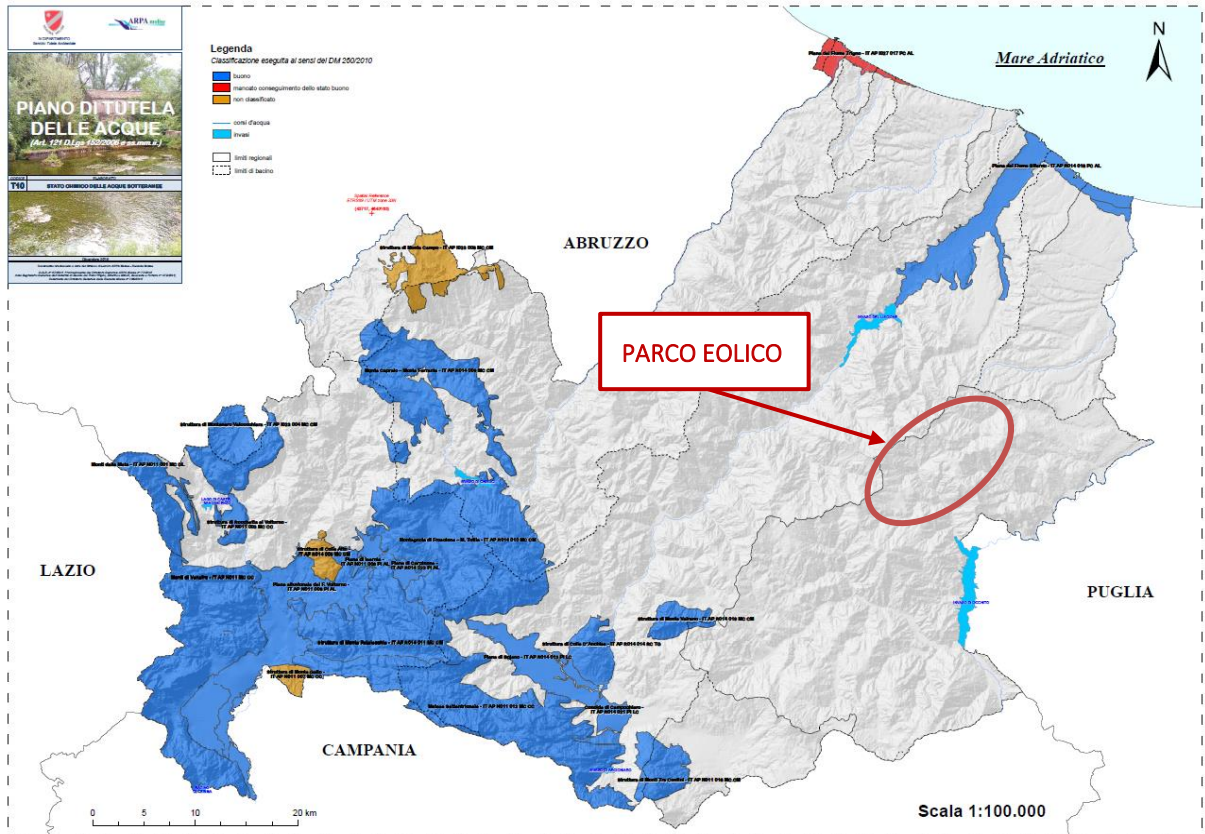


Figura 3.16: Stato chimico dei corpi idrici sotterranei della regione Molise (Tav. T10 del Piano Tutela dell'Acqua della regione Molise, Dicembre 2016)

Come sottolineato in precedenza, non sono presenti corpi idrici sotterranei monitorati in prossimità dell'area di studio.

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

Il parco eolico di progetto ricade nei comuni di Bonefro, Casacalenda, Colletorto, Monacilioni, Ripabottoni, Rotello, San Giuliano di Puglia, Sant'Elia a Pianisi e Santa Croce di Magliano, nel territorio provinciale di Campobasso, regione Molise. I comuni appartengono al Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale e, in particolare, alle Unità di Gestione (UoM) ITI015 Fortore, ITI022 Saccione e ITR141 Regionale Molise Biferno e Minori.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

L'assetto idrogeologico comprende:

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

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

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

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

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

- **40 metri** per il reticolo principale che comprende, limitatamente alle *UoM* analizzate, i corsi d'acqua Fortore, Tappino, Saccione, Biferno, Cigno, Rio, Callora, Quirino e Sinarca;
- **20 metri** per il reticolo minore (affluenti del reticolo principale identificabili sulla cartografia IGM scala 1:25000 con propria denominazione);
- **10 metri** per il reticolo minuto (restanti corsi d'acqua distinguibili sulla cartografia IGM scala 1:25.000 ma privi di una propria denominazione).

Il tracciato del cavidotto di connessione interferisce con le aree a pericolosità idraulica del torrente Cigno e del torrente Tona ricadendo, in entrambi i casi, nella fascia a pericolosità alta (P3). Non sono invece presenti interferenze con la viabilità di progetto e con le piazzole degli aerogeneratori (Figura 4.1).

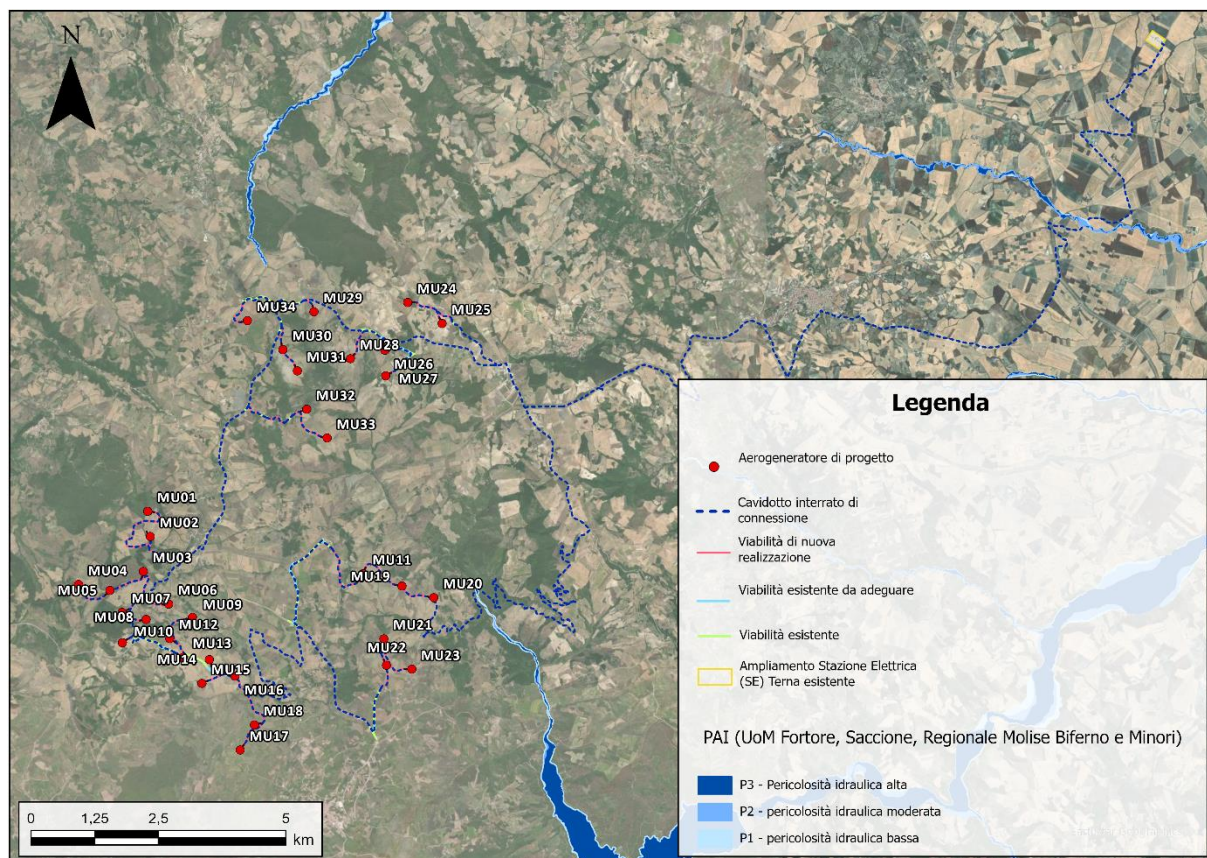


Figura 4.1: Stralcio del PAI in corrispondenza dell'area di progetto.

4.2 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)

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

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

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

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

La definizione degli scenari di probabilità nel Distretto dell'Appennino Meridionale, partendo dalle indicazioni fornite dal D.Lgs. 49/2010, tiene conto innanzitutto dell'origine dell'alluvione (fluviale, pluviale, marina da elevato trasporto solido).

Per le alluvioni di origine fluviale i tempi di ritorno utilizzati nelle modellazioni sono i seguenti:

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

Sia il tracciato del cavidotto di connessione che la viabilità di progetto interferiscono in molteplici tratti con le aree a pericolosità idraulica del PGRA (2021); in particolare, due tratti della linea di connessione ricadono nella fascia ad alta pericolosità (HPH) del torrente Cigno e del torrente Tona. Non sono invece presenti interferenze con le piazzole degli aerogeneratori (Figura 4.2).

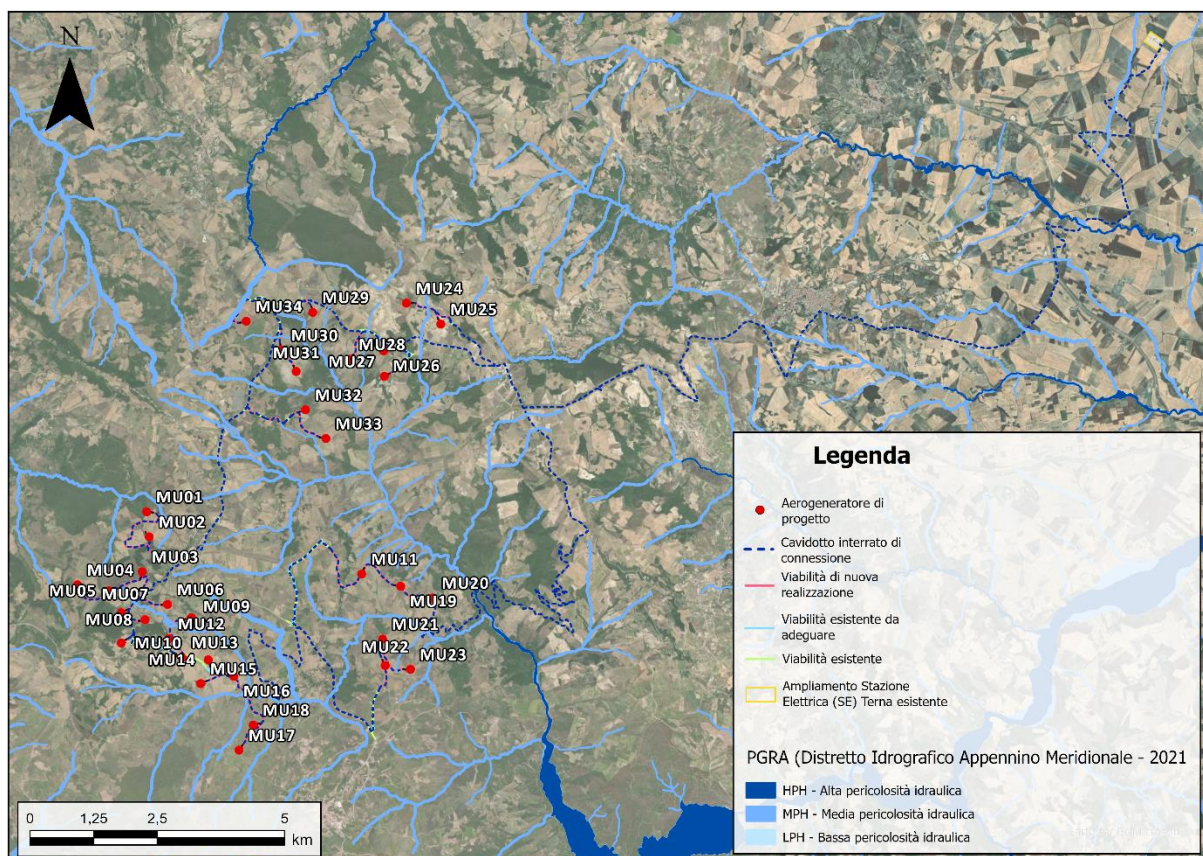


Figura 4.2: Stralcio del PGRA in corrispondenza dell'area di progetto

5. STATO DI PROGETTO: DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI

Il parco in esame sarà costituito da n. 34 aerogeneratori e sarà collegato alla rete elettrica nazionale. La connessione sarà garantita da un cavidotto interrato che collegherà il parco eolico ad una nuova Stazione Elettrica di trasformazione della RTN. La Soluzione Tecnica Minima Generale (STMG) elaborata prevede che l'impianto eolico venga collegato in antenna a 380 kV sul futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) a 380/150 kV della RTN denominata "Rotello".

Per determinare le soluzioni tecniche adottate nel progetto, si è fatta una valutazione ed una successiva comparazione dei costi economici, tecnologici e soprattutto ambientali che si devono affrontare in fase di progettazione, esecuzione e gestione del parco eolico.

Viste le diverse caratteristiche dell'area, la scelta è ricaduta su di un impianto caratterizzato da un'elevata potenza nominale in grado di ridurre, a parità di potenza da installare, i costi di trasporto, di costruzione e l'incidenza delle superfici effettive di occupazione dell'intervento. Nel caso in esame, la scelta è ricaduta su di un impianto costituito di macchine tripala della potenza nominale di 7,2 MW, che meglio rispondono alle esigenze progettuali.

La tipologia di turbina è stata scelta basandosi sul principio che turbine di grossa taglia minimizzano l'uso del territorio a parità di potenza installata; mentre l'impiego di macchine di piccola taglia richiederebbe un numero maggiore di dispositivi per raggiungere la medesima potenza, senza peraltro particolari benefici in termini di riduzione delle dimensioni di ogni singolo aerogeneratore.

La scelta dell'ubicazione dei vari aerogeneratori è stata fatta, per quanto possibile nelle vicinanze di strade, piste e carrarecce esistenti, con lo scopo di ridurre notevolmente la costruzione di nuove piste di accesso, minimizzando di conseguenza le lavorazioni per scavi e i riporti.

Nei seguenti paragrafi verranno descritte singolarmente le diverse lavorazioni e componenti che costituiscono il parco eolico.

5.1 AEROGENERATORI

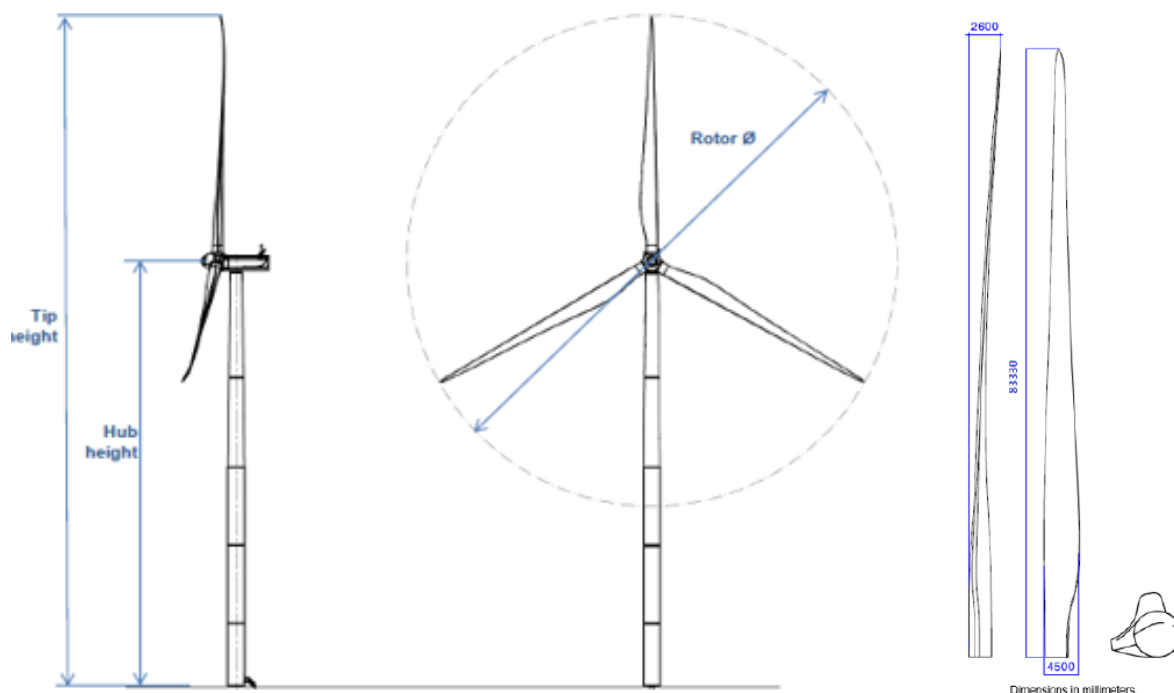
Un aerogeneratore ha la funzione di convertire l'energia cinetica del vento prima in energia meccanica e successivamente in energia elettrica.

Sostanzialmente un aerogeneratore è così composto:

- Un rotore, nel caso in esame a tre pale, per intercettare il vento
- Una "navicella" in cui sono alloggiate tutte le apparecchiature per la produzione di energia
- Un fusto o torre che ha il compito di sostenere gli elementi sopra descritti (navicella e rotore) posizionandoli alla quota prescelta in fase di progettazione

In questa fase progettuale l'aerogeneratore scelto è un Vestas della potenza nominale di 7,2 MW ad asse orizzontale. In fase esecutiva, in funzione anche della probabile evoluzione dei macchinari, la scelta dell'aerogeneratore potrà variare mantenendo inalterate le caratteristiche geometriche massime.

Di seguito si riporta uno schema grafico dell'aerogeneratore e della navicella.



Tip height=200m; hub height=114m; rotor diameter=172m; blade length≈84 m

Figura 5.1 - Struttura aerogeneratore

Da un punto di vista elettrico schematicamente l'aerogeneratore è composto da:

- generatore elettrico;
- interruttore di macchina BT;
- trasformatore di potenza MT/0,8 kV;
- cavo MT di potenza;
- quadro elettrico di protezione MT;
- servizi ausiliari;
- rete di terra.

Il generatore produce corrente elettrica in bassa tensione (BT) che viene innalzata in MT da un trasformatore posto internamente alla navicella.

Inoltre, gli aerogeneratori saranno equipaggiati con un sistema di segnalazione notturna con luce rossa intermittente posizionato sulla sommità posteriore navicella dell'aerogeneratore, mentre la segnalazione diurna verrà garantita da una verniciatura della parte estrema delle pale con tre bande di colore rosso ciascuna di 6 m. L'ENAC (Ente Nazionale per l'Aviazione Civile) potrà fornire eventuali prescrizioni concernenti la colorazione delle strutture o la segnaletica luminosa, diverse o in aggiunta rispetto a quelle precedentemente descritte.

5.2 VIABILITÀ

Al campo eolico si accede attraverso la viabilità esistente (strade Statali, Provinciali, Comunali e/o Vicinali), mentre l'accesso alle singole pale avviene mediante piste di nuova realizzazione e/o su tracciati agricoli esistenti.

Come descritto nel precedente paragrafo, l'ingresso al parco può essere individuato nei pressi della futura Stazione Utente lungo la SP40 nel comune di Bonefro (CB).



Da questo punto si può ipotizzare inizi la viabilità interna che sfruttando principalmente le seguenti strade permette il collegamento delle piste di nuova realizzazione previste per ciascuna piazzola:

- SP146
- SS212
- SP40
- SS87

Le strade sopra menzionate si presentano asfaltate e in gran parte adatte al passaggio dei mezzi speciali mentre per quanto riguarda i tracciati agricoli con fondo sterrato dovranno essere adeguati aumentandone la sezione carrabile.

Alla luce di quanto sopra descritto, non si prevedono particolari interventi sulle strade esistenti se non locali accorgimenti di adeguamento della sagoma o di eliminazione di ostacoli (i.e. cartelli segnaletici) per permettere le manovre dei mezzi particolarmente ingombranti. Si evidenzia come nella zona siano presenti altri parchi eolici di recente realizzazione che hanno sfruttato la medesima viabilità in esame.

Negli elaborati grafici allegati e redatti per ciascun aerogeneratore, sono illustrati i percorsi per il raggiungimento degli aerogeneratori, sia in fase di realizzazione sia in fase di esercizio. Come illustrato nelle planimetrie di progetto, saranno anche realizzati opportuni allargamenti degli incroci stradali per consentire la corretta manovra dei trasporti eccezionali.

Detti allargamenti saranno rimossi o ridotti, successivamente alla fase di cantiere, costituendo delle aree di “occupazione temporanea” necessarie appunto solo nella fase realizzativa. Per il tracciamento delle piste di accesso ci si è attenuti alle specifiche tecniche tipiche di produttori di turbine che impongono raggi di curvatura, raccordi altimetrici e pendenze.

La sezione stradale avrà larghezza carrabile di 5,50 m, dette dimensioni sono necessarie per consentire il passaggio dei mezzi di trasporto delle componenti dell’aerogeneratore eolico.

Il corpo stradale sarà realizzato secondo le seguenti modalità:

1. Scotico terreno vegetale.
2. Scavo, ove necessario, per il raggiungimento della quota del piano di posa.
3. Compattazione del piano di posa con relative prove per la determinazione dei parametri minimi richiesti.
4. Ove necessario, stesa per strati e compattazione del corpo del rilevato con materiale da cava o con materiale proveniente dagli scavi se ritenuto idoneo dalla D.L.
5. Posa del Cassonetto stradale in tout venant compattato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente costipato per uno spessore totale di 40 cm.
6. Posa dello Strato di finitura in ghiaia/pietrisco stabilizzato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente vagliato (sp. medio 10 cm).

Per la viabilità esistente (strade regionali, provinciali, comunali e poderali), ove fosse necessario ripristinare il pacchetto stradale per garantire la portanza minima o allargare la sezione stradale per adeguarla a quella di progetto, si eseguiranno le modalità costruttive in precedenza previste.

5.3 PIAZZOLE

In corrispondenza di ciascun aerogeneratore verrà realizzata una piazzola di montaggio al fine di consentire le manovre di scarico dei vari elementi delle torri, il loro stoccaggio in attesa della posa in opera, il posizionamento della gru principale di sollevamento e montaggio e il posizionamento della gru ausiliaria. Tenuto conto delle dimensioni del generatore, la viabilità di servizio all’impianto e le piazzole costituiscono le opere di maggiore rilevanza per l’allestimento del cantiere. Oltre all’area suddetta saranno realizzate due aree di servizio per il posizionamento delle gru ausiliarie al montaggio del braccio della gru principale.

Le piazzole di montaggio dovranno avere una superficie piana o con pendenza minima (1÷2%) di dimensioni tali da contenere tutti i mezzi e le apparecchiature garantendo ai mezzi all'interno di essa buona libertà di movimento. Per il progetto in esame, al fine di minimizzare i movimenti terra e quindi gli impatti sul territorio, si è scelto di utilizzare una piazzola per un montaggio in due fasi, denominata "Partial storage" dove verranno utilizzate due tipologie di gru e verranno stoccati i diversi componenti due tempi.

Per la realizzazione delle piazzole si procede con le seguenti fasi lavorative:

1. Scotico terreno vegetale;
2. scavo, ove necessario, per il raggiungimento della quota del piano di posa;
3. compattazione del piano di posa con relative prove per la determinazione dei parametri minimi richiesti;
4. stesa per strati e compattazione del corpo del rilevato con materiale da cava o con materiale proveniente dagli scavi se ritenuto idoneo dalla D.L.;
5. posa di uno strato di fondazione in tout venant compattato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente costipato sp. totale 40 cm;
6. posa dello Strato di finitura in ghiaia/pietrisco stabilizzato o materiale di recupero proveniente dagli scavi opportunamente vagliato sp. medio 10 cm.

Si riporta di seguito una sezione tipo delle piazzole.

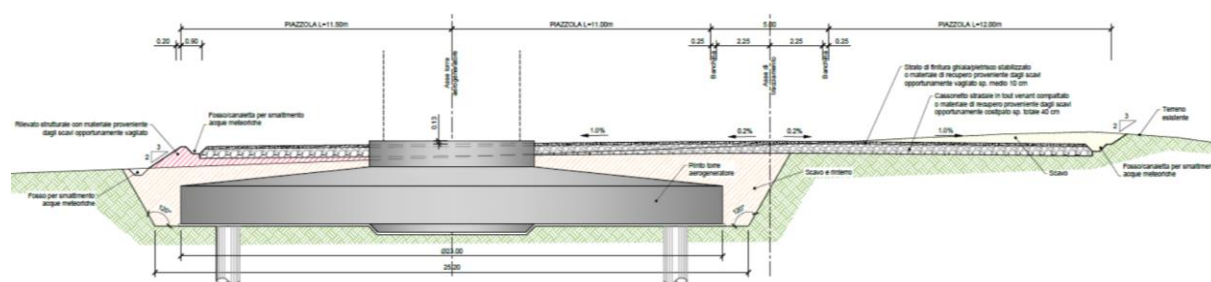


Figura 5.2: Sezione tipo piazzole

6. STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO

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

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

- studio dei bacini idrografici minori esistenti basato sulla modellazione del DTM ed estrazione della rete idrografica naturale, con analisi critica rispetto alla morfologia;
- identificazione delle aree scolanti e del coefficiente di deflusso ottenuto mediante una media ponderata;
- determinazione delle Linee Segnatrici di Possibilità Pluviometriche (LSPP) per tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 30, 50 e 100 anni;
- costruzione dello ietogramma di progetto;
- stima del processo di infiltrazione e determinazione dello ietogramma netto di progetto;
- modello di trasformazione afflussi-deflussi e stima delle portate di progetto post operam;
- dimensionamento degli elementi caratteristici del drenaggio consistenti in fossi e trincee drenanti.

6.1 CRITERI DI PROGETTO

L'approccio utilizzato nella progettazione ha posto grande attenzione non solo alla progettazione della rete di drenaggio delle acque meteoriche, ma soprattutto all'integrazione delle opere con lo stato di fatto. Si sono quindi minimizzate le interferenze con l'idrografia esistente, sostituendo l'utilizzo delle tradizionali opere dell'ingegneria civile di raccolta e scarico con opere che implementassero la mitigazione.

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

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

- 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;
- contrastare i processi di erosione.

Il presente progetto ha mirato all'utilizzo di:

- fossi di scolo in terra;
- trincee drenanti;
- protezione scarichi verso solchi di drenaggio naturali mediante implementazione di opere di dissipazione e protezione del versante.

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

Il dimensionamento di tubazioni e fossi ha tenuto conto di un grado di riempimento massimo del 75%.

6.2 CALCOLI IDROLOGICI

6.2.1 Considerazioni climatiche

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

L’analisi della distribuzione spaziale delle precipitazioni permette di identificare sul territorio molisano la presenza di alcune aree principali a diversa piovosità (Figura 6.1).

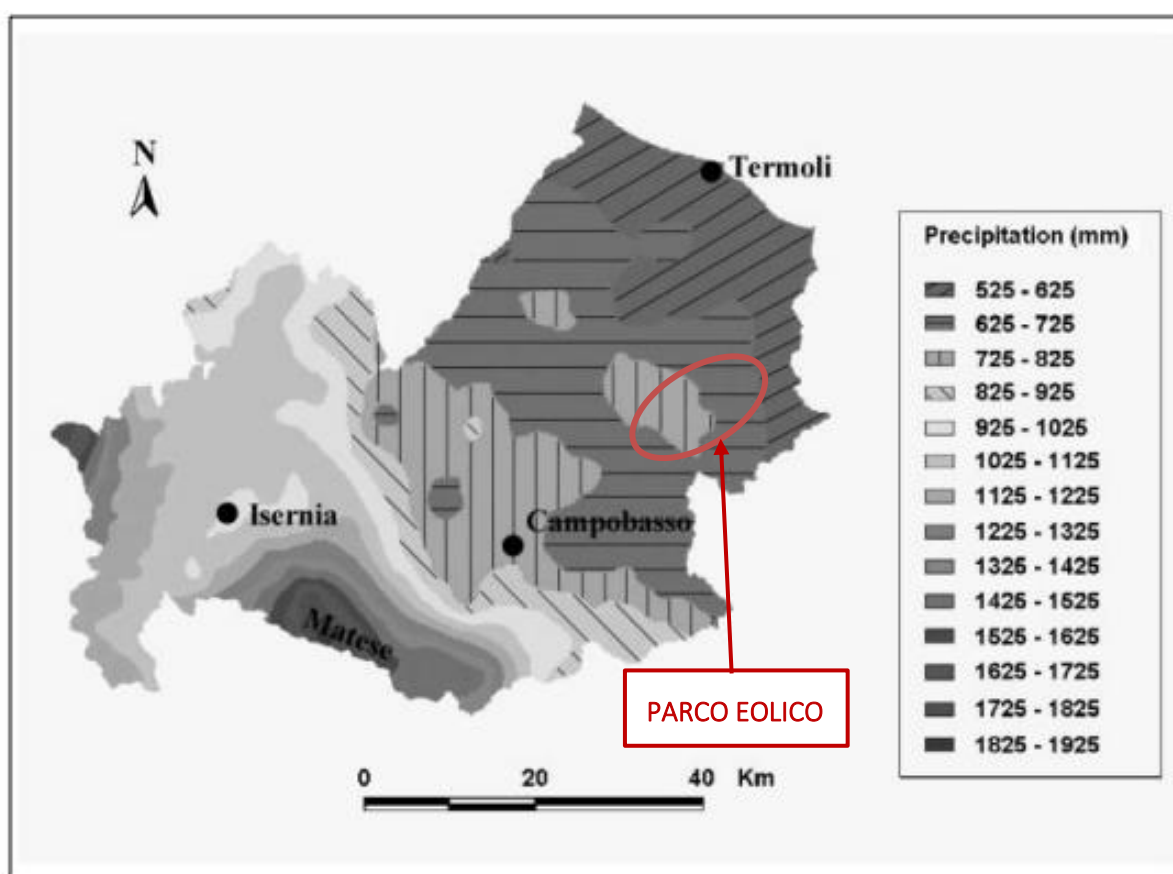


Figura 6.1: Distribuzione regionale delle precipitazioni medie annue (da Aucelli et al., 2007).

Dalla Figura 6.1 si può notare come, procedendo dalla costa verso le zone interne della regione, ci sia un graduale incremento delle precipitazioni. In particolare, l’area di studio è caratterizzata da una pioggia media annua compresa tra i 625 e i 825 mm.

Le temperature medie annue, invece, risultano dipendenti dall’andamento altimetrico nella regione e non presentano la stessa eterogeneità di comportamento delle precipitazioni; in particolare, si osserva un andamento molto vicino alla linearità (Figura 6.2), con un gradiente termico pari 0.6 °C ogni 100 m.

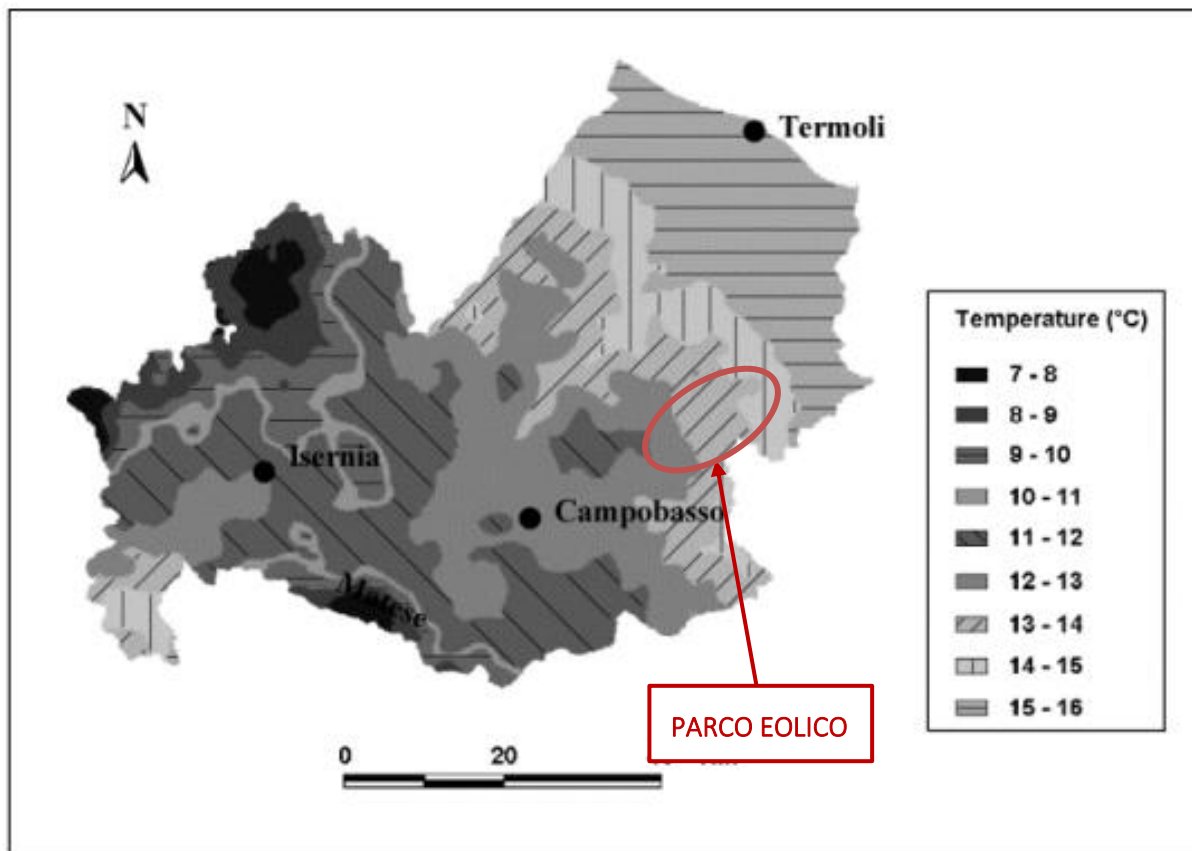


Figura 6.2: Distribuzione regionale della temperatura media (da Aucelli et al., 2007)

Dalla Figura 6.2 si può notare come le temperature medie annue diminuiscano procedendo dalla costa verso l'interno, per poi tornare nuovamente ad aumentare nel settore sud-occidentale del Molise. L'area di intervento si trova in una zona di temperatura media annua compresa tra 12 e 15 °C.

In base all'analisi dei precedenti parametri, in Molise è stata riconosciuta la presenza di un'unica categoria climatica principale: la categoria dei climi temperato-caldi. Tuttavia, sulla base della classificazione di Köppen (1936) e delle successive modifiche introdotte da Pinna (1970), è possibile distinguere tra più sotto-categorie di climi nel territorio molisano (Figura 6.3)

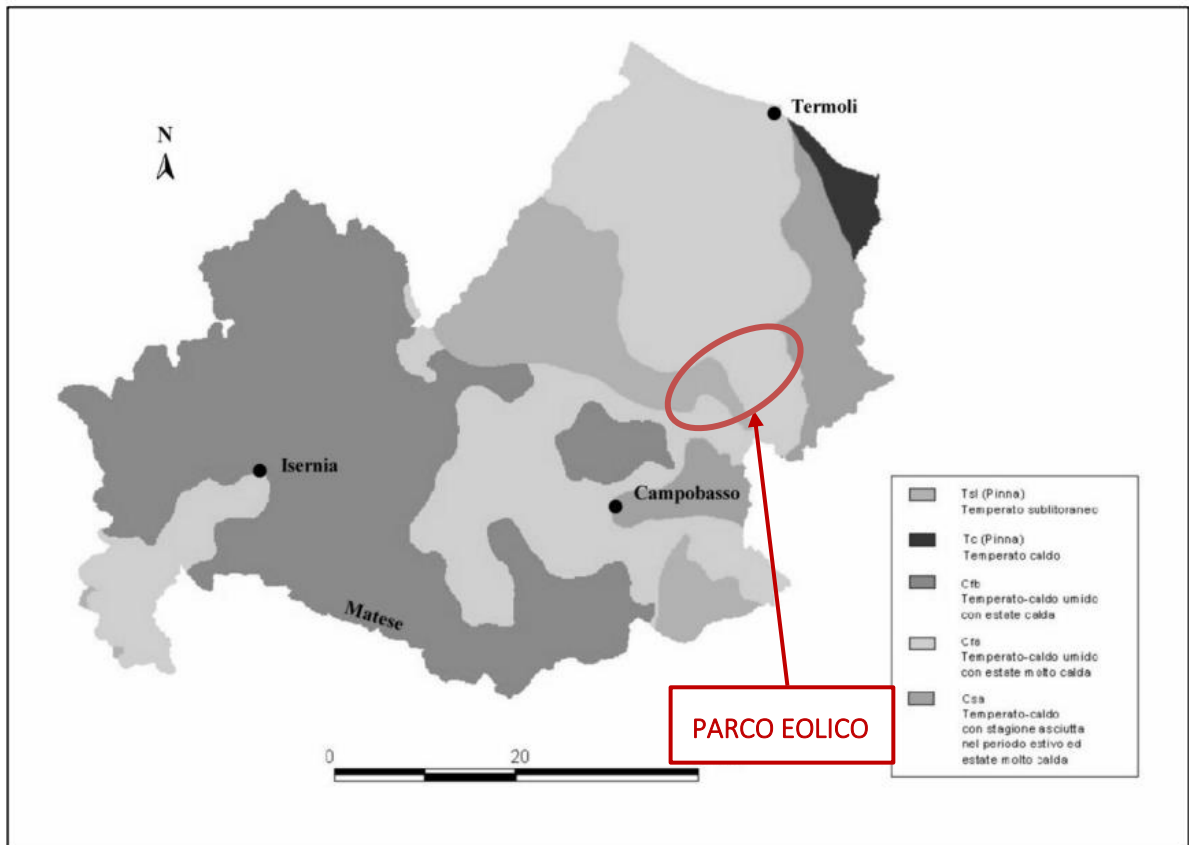


Figura 6.3: carta climatica del Molise (da Aucelli et al., 2007)

In particolare, l'area oggetto di studio ricade sia all'interno della zona definita con clima temperato sublitoraneo che ricade nella fascia con clima temperato-caldo umido con estate molto calda.

6.2.2 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:

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

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

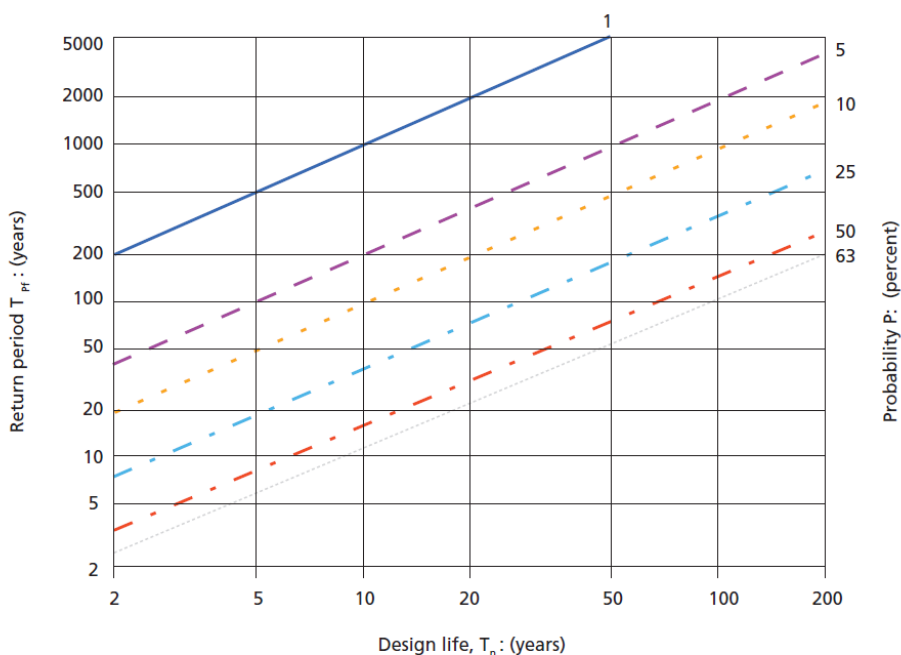


Figura 6.4: Probabilità che un evento con determinato tempo di ritorno si verifichi in N anni.

La durata della vita utile dell'impianto eolico 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** per le opere permanenti, mentre un tempo di **2 anni** per le opere di cantiere.

Nelle successive fasi di progetto, in seguito a sopralluogo in sito e rilievo aggiornato, nell'eventualità dell'identificazione di corsi preferenziali che non presentano un alveo ben definito, ma possono raggiungere portate significative in seguito ad eventi di pioggia intensi non ordinari, il tempo di ritorno per il calcolo della precipitazione di progetto sarà assunto pari a **100 anni**.

6.2.3 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense

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

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

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

periferici dell'ex Servizio Mareografico e Idrografico Nazionale e da eventuali elaborazioni dei dati prodotti dagli stessi Uffici.

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

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

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

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

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

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

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

Dove:

- $a'' = 0.9297$
- $m = 0.2101$.

La curva di possibilità pluviometrica può quindi essere espressa come:

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

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

Nel caso in esame la stazione più vicina all'area di studio è quella di Casacalenda, con cod. 3583. I valori dei parametri della stazione di riferimento sono:

- $a = 22,03$ mm/h
- $n = 0.357$
- $m = 0.210$

Di seguito riportate le Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica, distinte per eventi meteorici di durata superiore e inferiore ad un'ora e per diversi tempi di ritorno.

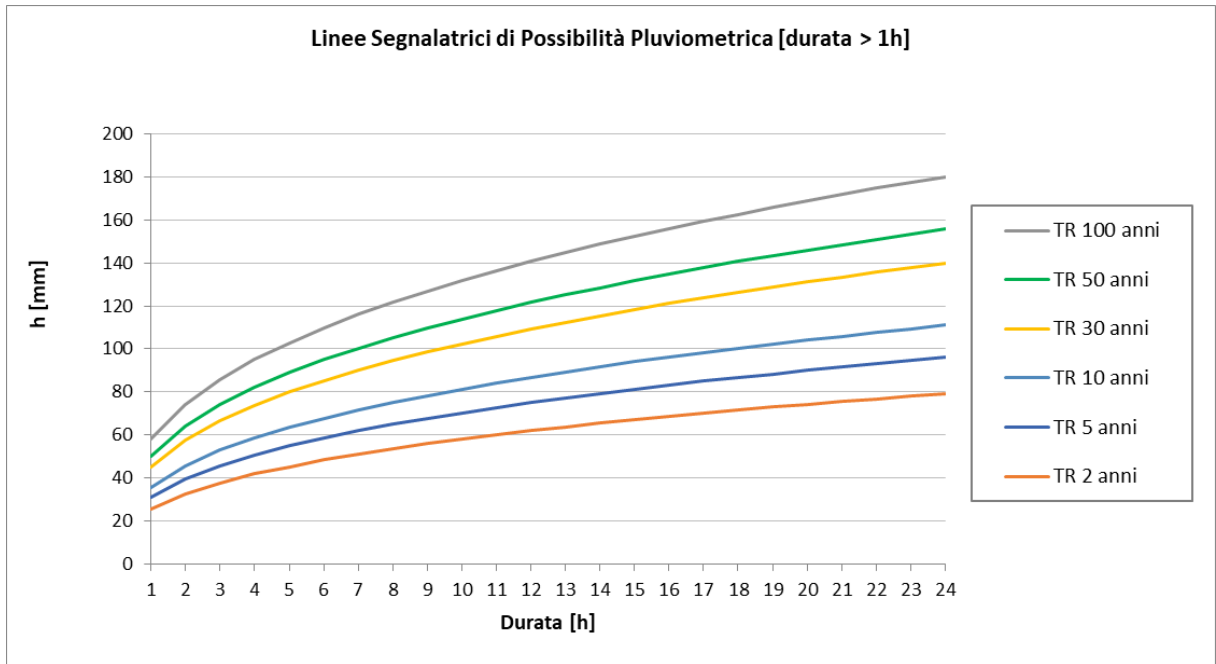


Figura 6.5: Linee Segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) per eventi di durata > 1h

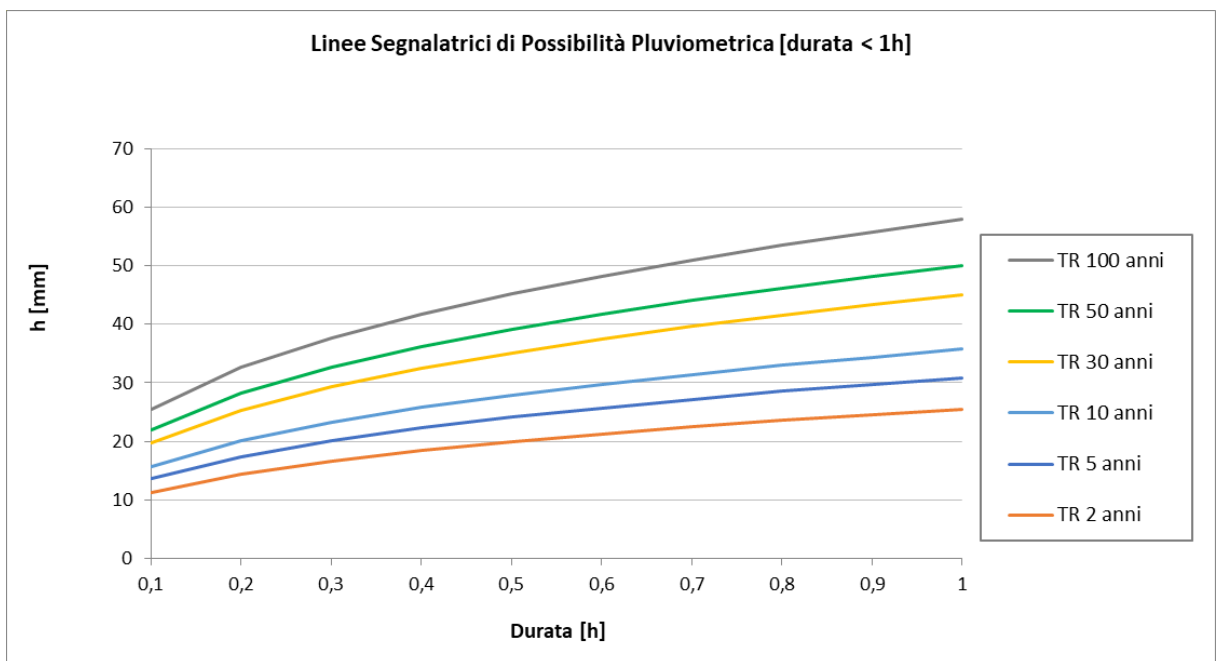


Figura 6.6: Linee Segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) per eventi di durata < 1h.

Infine, si riportano in Tabella 6.1 i corrispondenti valori di altezza di precipitazione $h_T(t)$ espresse in mm.

Tabella 6.1: Valori di altezza di precipitazione $h_T(t)$ forniti dalle LSPP per diverse durate e tempi di ritorno.

ALTEZZA PIOGGIA AL VARIARE DEL TEMPO DI RITORNO [TR] DELLA DURATA [h]						
DURATA [h]	TR 2 ANNI	TR 5 ANNI	TR 10 ANNI	TR 30 ANNI	TR 50 ANNI	TR 100 ANNI
0,5	19,9	24,1	27,9	35,1	39,1	45,2
1	25,5	30,9	35,7	45,0	50,1	57,9
2	32,6	39,6	45,8	57,6	64,2	74,2
3	37,7	45,7	52,9	66,6	74,2	85,8
4	41,8	50,7	58,6	73,8	82,2	95,0
5	45,3	54,9	63,5	79,9	89,0	102,9
6	48,3	58,6	67,7	85,3	95,0	109,9
7	51,0	61,9	71,6	90,1	100,3	116,1
8	53,5	64,9	75,1	94,5	105,2	121,7
9	55,8	67,7	78,3	98,6	109,8	127,0
10	58,0	70,3	81,3	102,4	114,0	131,8
11	60,0	72,7	84,1	105,9	117,9	136,4
12	61,9	75,0	86,8	109,3	121,6	140,7
13	63,7	77,2	89,3	112,4	125,2	144,8
14	65,4	79,2	91,7	115,4	128,5	148,7
15	67,0	81,2	93,9	118,3	131,7	152,4
16	68,6	83,1	96,1	121,1	134,8	155,9
17	70,1	84,9	98,2	123,7	137,7	159,3
18	71,5	86,7	100,3	126,3	140,6	162,6
19	72,9	88,4	102,2	128,7	143,3	165,8
20	74,3	90,0	104,1	131,1	146,0	168,8
21	75,6	91,6	105,9	133,4	148,5	171,8
22	76,8	93,1	107,7	135,7	151,0	174,7
23	78,0	94,6	109,4	137,8	153,4	177,5
24	79,2	96,1	111,1	139,9	155,8	180,2

6.2.4 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.

Il coefficiente ϕ è calcolato a partire dal Curve Number (CN) che, secondo il metodo SCS-NC, è funzione dalla copertura del suolo, del tipo idrologico di suolo e dello stato di imbibimento iniziale.

Come descritto nel paragrafo 3., le aree di progetto, allo stato ante-operam, non risultano impermeabilizzate e sono prevalentemente occupate da "seminativi in aree non irrigue" (2111). Si riportano di seguito i valori di CN_{II} secondo il progetto CORINE Land Cover per tale classe di copertura del suolo.

Classi di uso del suolo della Corine Land Cover 2008		CN_{II}			
		A	B	C	D
2111	seminativi in aree non irrigue	61	73	81	84

Figura 6.7: Valori di CN_{II} secondo il progetto CORINE Land Cover per la classi di copertura del suolo d'interesse.

Per quanto riguarda il tipo idrologico di suolo, si ritiene che le aree di progetto ricadano principalmente all'interno della classe D (Figura 6.8). Infatti, come illustrato nel paragrafo 3.2.3, il parco eolico in progetto è interessato principalmente da argille con permeabilità molto bassa che, di conseguenza, favoriscono il ruscellamento superficiale. Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato di progetto (Rif. 2908_5111_MUSA_PFTE_R08_Rev0_REL GEO)

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

Figura 6.8: Classi Tipo idrologico di suolo.

Tali considerazioni hanno portato a considerare un valore del CN_{II} pari a 84.

Si assume, inoltre, che il valore di CN possa variare in relazione alle condizioni iniziali di imbibimento all'atto della piena. Lo stato di imbibimento viene espresso, in modo quali-quantitativo, in base ad un indice di pioggia, ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento di piena. A seconda di tale valore, vengono identificate le tre classi AMC I, II, III, che rappresentano rispettivamente terreno inizialmente asciutto, mediamente imbibito e fortemente imbibito.

A favore di sicurezza, nelle successive fasi di calcolo sarà considerata la classe AMC III. Il valore del CN_{III} corrispondente può essere derivato grazie alla seguente equazione:

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

Si ottiene quindi un valore del CN_{III} pari a **92**.

Il coefficiente di deflusso ϕ può essere dedotto a partire dal valore di *Curve Number* con il metodo SCS-CN. Data un evento caratterizzato da un'altezza di precipitazione lorda P [mm], il modello SCS-CN permette di stimare la l'altezza di precipitazione netta, ossia il deflusso superficiale SR [mm], come segue:

$$SR = \frac{(P - IA)^2}{P - IA + S}$$

Dove S [mm] rappresenta la massima capacità di ritenzione idrica del suolo, mentre IA [mm] le perdite iniziali dovute all'intercettazione, all'infiltrazione e alla saturazione delle depressioni superficiali:

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

$$IA = 0,2 \cdot S$$

Il coefficiente di deflusso ϕ può essere calcolato dal rapporto tra la precipitazione lorda P e quella netta SR dell'evento meteorico.

$$\varphi = \frac{1}{1 + \frac{S}{P - IA}}$$

Il coefficiente di deflusso φ utilizzato nel presente studio sarà quindi funzione del tempo di ritorno considerato e della durata dell'evento di precipitazione.

6.2.5 Valutazione post-operam e fase di cantiere

In merito alle aree prevalentemente permeabili è stato valutato l'impatto delle opere permanenti e temporanee, ovvero la piazzola intorno alla torre, la strada di accesso e la piazzola di cantiere.

Si è valutata arealmente l'incidenza delle acque meteoriche e si sono valutati gli impatti in termini di capacità di infiltrazione delle acque di ruscellamento che si generano su ogni settore di progetto su aree permeabili.

Le strade di accesso e le piazzole di cantiere saranno pavimentate con misto granulare stabilizzato, a tal proposito si è reso necessario un aumento cautelativo del coefficiente di deflusso per tali aree, pari a **0,7**.

Per quanto riguarda le piazzole permanenti intorno alla WTG, l'impermeabilizzazione consiste nel basamento della torre avente diametro 7 metri e un'area rettangolare intorno al basamento in misto granulare stabilizzato. Nel calcolo della pioggia netta è stato quindi calcolato il coefficiente di deflusso medio ponderale sulla base delle precedenti assunzioni portando ad un aumento cautelativo del coefficiente di deflusso per l'intera piazzola permanente pari a **0,77**.

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

6.2.6 Modello di trasformazione afflussi/deflussi – stima delle portate di progetto post-operam

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

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

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

Dove:

- Q_P : portata critica (netta) [m^3/s];
- Φ : coefficiente di deflusso, mediante il quale si tiene conto delle perdite per infiltrazione e detenzione superficiale [adimensionale];
- $i(T_0, t_C)$: intensità media della precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino (t_C - min) ed avente un tempo di ritorno (T_0 - anni) [mm/h];
- A : superficie del bacino [ha].

Il valore del tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow*, stimato con la formula di Kerby, e quello di *channel flow*, stimato con la formula di Kirpich.

6.3 CALCOLI E DIMENSIONAMENTI IDRAULICI

Attraverso l'analisi TauDEM rielaborata in ambiente GIS è stato indentificato un reticolo idrografico principale caratterizzato da corsi preferenziali che non presentano un alveo ben definito, ma possono raggiungere portate significative in seguito ad eventi di pioggia intensi non ordinari. Il reticolo estratto dall'analisi tauDEM è stato quindi integrato all'idrografia individuata dal progetto DBPRIOR10K.

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

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.

Per le piazzole di cantiere e permanenti si prevede un fosso di guardia perimetrale in terra. Per le piazzole permanenti si prevede inoltre l'installazione di trincee drenanti, con l'obiettivo di ridurre i picchi di deflusso che gravano sullo scarico finale con conseguente erosione potenziale. Inoltre, le trincee drenanti riducono il carico inquinante, sfruttando i processi naturali di abbattimento degli stessi, andando a contribuire alla riduzione dell'impatto ambientale delle opere di progetto. Le trincee drenanti saranno costituite da scavi riempiti con materiale con ottima capacità drenante del tipo ghiaia/ciottolato.

La viabilità di accesso sarà corredata da fossi di guardia ai lati, con tubazioni sotto il piano stradale nel caso di versanti ripidi e bacini di scolo significativi gravanti sul piano stradale.

6.3.1 Fosso di guardia e tubazioni

Il presente paragrafo presenta lo studio preliminare dei fossi di guardia delle piazzole e delle strade. Nelle fasi di progettazione successive, sulla base del sopralluogo in sito e rilievo aggiornato, sarà possibile definire la sezione idraulica più adatta alla regimazione del deflusso meteorico per ogni strada e piazzola.

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):

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

Dove:

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

I fossi saranno realizzati in scavo con una sezione trapezoidale di larghezza e profondità variabile in funzione della portata di progetto e sponde inclinate di 45° (Figura 6.9).

In corrispondenza di interferenze tra corsi d'acqua esistenti e viabilità di progetto si sono previsti dei tratti interrati composti da scatolati in c.a. carrabili.

Nei rami di significativa lunghezza, al fine di ridurre la velocità di scorrimento in occasione di eventi con tempo di ritorno 2-5 anni, saranno inseriti dei salti di fondo.

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** per le piazzole permanenti e per le strade, ed un tempo di ritorno di **2 anni** per le piazzole di cantiere.

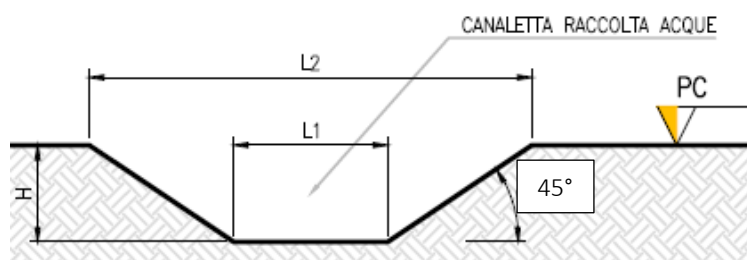


Figura 6.9: Sezione tipologica canaletta di drenaggio realizzata in scavo.

Per quanto riguarda le tubazioni sotto il piano stradale, avranno una spaziatura tale da assicurare il corretto deflusso delle acque di pioggia provenienti da parte del manto stradale e dal versante (ove presente), e assicurare un'interferenza con l'idrografia esistente quanto più minima tra ante- e post-operam. Per il dimensionamento delle tubazioni e della spaziatura si rimanda al paragrafo 6.4.

Gli scarichi della rete di drenaggio post-operam, sia per le strade sia per le piazzole, convergeranno ai ricettori esistenti ante-operam.

6.3.2 Trincea drenante

Una trincea drenante è un sistema lineare di gestione dell'acqua piovana costituita da una trincea sotterranea riempita di ghiaia ricoperta di geotessile, in grado di smaltire acqua nei terreni circostanti attraverso i lati e il fondo della trincea, e di abbattere i picchi di deflusso.

Questa tipologia di sistemi di drenaggio sostenibile (SuDS) sono generalmente realizzati con forme differenti in funzione del volume necessario e degli aspetti paesaggistico/architettonici.

Oltre ai vantaggi in materia idraulica già descritti precedentemente, la scelta di inserimento di queste vasche consentirà di ridurre il carico inquinante, sfruttando i processi naturali di abbattimento degli stessi, andando a contribuire alla riduzione dell'impatto ambientale delle opere di progetto.

Gli scavi sono in genere di sezione rettangolare, riempiti con materiale inerte naturale ghiaioso e sabbioso, ad elevata permeabilità.

L'acqua infiltrata viene trasportata lungo la trincea attraverso il materiale di riempimento o utilizzando una tubazione drenante collocata alla base della trincea. Per evitare l'intasamento del corpo drenante da parti fini, lo scavo sarà completamente rivestito da strati di tessuto non tessuto.

Sono previsti pozzetti di ispezione e manutenzione.

Di seguito si riporta un'immagine esemplificativa dell'opera in oggetto.

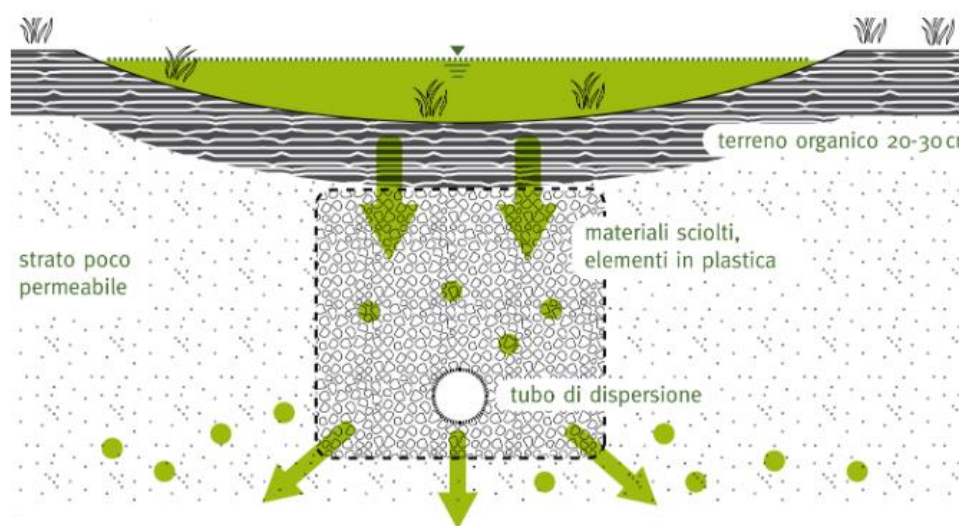


Figura 6.10: Schema esemplificativo di trincea di infiltrazione.

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

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

Dove:

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

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

Per il dimensionamento della trincea si rimanda al paragrafo 6.5.2.

6.4 SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE - VIABILITÀ

Il presente paragrafo identifica gli interventi necessari per garantire il corretto deflusso delle piste di accesso, il minimo impatto delle stesse sull'idrografia esistente e l'eventuale attraversamento in sicurezza di corsi d'acqua minori.

6.4.1 Sistema di gestione acque meteoriche: strade

Sulla base della pratica e di fonti di letteratura, la deviazione del deflusso inalveato al di fuori del suo naturale percorso ha conseguenze considerevoli sull'assetto esistente dei solchi di drenaggio e, nel caso di pendenze elevate, del versante.

Una volta arrivato sulla sede stradale, infatti, il deflusso che eccede la capacità di smaltimento del manufatto, in genere non prosegue nel suo percorso rientrando in alveo, ma segue la strada fino a sfociare sul versante in una porzione non protetta, saturandolo, ed in generale predisponendolo al dissesto. Questo tipo di fenomeno è molto spesso la fonte primaria di detrito e la causa principale di cedimento delle strade.

Le opere di regimazione delle acque superficiali si rendono quindi necessarie e determinanti nell'ottica di una riduzione dell'impatto ambientale e nel limitare gli interventi di manutenzione e, quindi, i costi di gestione.

La viabilità seguirà percorsi esistenti eventualmente con solchi di drenaggio già esistenti o in altri casi da eseguire o ripristinare.

Al fine di gestire correttamente il deflusso superficiale devono essere realizzati dei manufatti che consentano di intercettare l'acqua ed indirizzarla opportunamente sui versanti, o verso la rete idrografica. Tutte le strade di accesso saranno di tipo permeabile con cassonetto in tout venant dallo spessore di 40 cm e uno strato di finitura in ghiaia o pietrisco dallo spessore di 10 cm.

A seconda della morfologia del terreno, sarà introdotto un sistema diverso di gestione del deflusso secondo quattro casistiche:

- **Strada in piano:** Strade realizzate in piano con manto a schiena d'asino con pendenza minima pari a circa il 2%; posto che non vi siano bacini scolanti gravanti sulle strade non sarebbe necessaria la realizzazione di fossi laterali, tuttavia, questa tipologia di strada è stata comunque dotata di due canalette a sezione trapezia a lato. (Figura 6.11)
- **Strada a mezza costa:** casistica dove sulla strada grava non solo il deflusso della stessa, ma anche quello derivante dal lato di monte. In questo caso si gestiscono le acque con due fossi, uno sul lato di monte e uno sul lato di valle. Gli scarichi per questa tipologia costruttiva sono situati al di sotto del manto stradale. La pendenza del manto stradale è variabile a seconda della morfologia del terreno. (Figura 6.12)
- **Strada in rilevato:** strada realizzata mediante un riporto di altezza variabile, le cui scarpate hanno pendenza variabile; anche in questo caso è prevista la realizzazione di due canalette a lato della

strada, in corrispondenza del piede della sponda. In questo caso lo scarico avviene a lato seguendo la pendenza del versante, secondo l'idrografia del terreno. (Figura 6.13)

- **Strada in trincea:** costruite previa realizzazione di una trincea le cui scarpate hanno pendenza variabile; sono previste due canalette a lato della strada posizionate all'interno della trincea. Essendo le canalette posizionate ad una quota inferiore al piano campagna, esse scaricheranno le acque raccolte non appena la morfologia e la pendenza del terreno consentono lo scarico a gravità. (Figura 6.14)

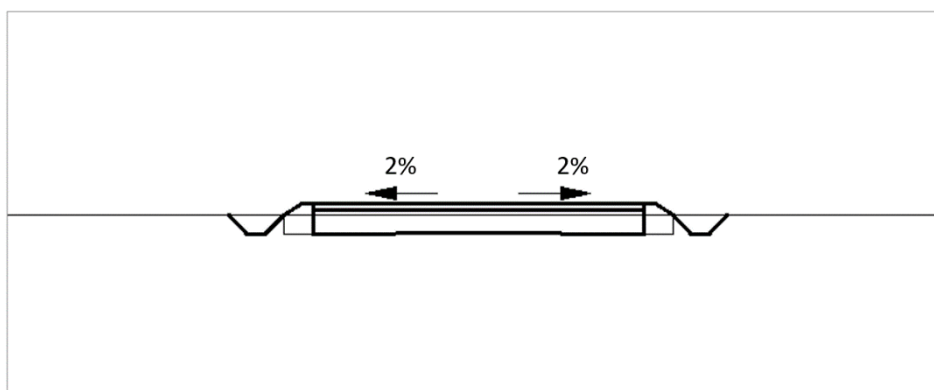


Figura 6.11: Sezione trasversale per strada in piano.

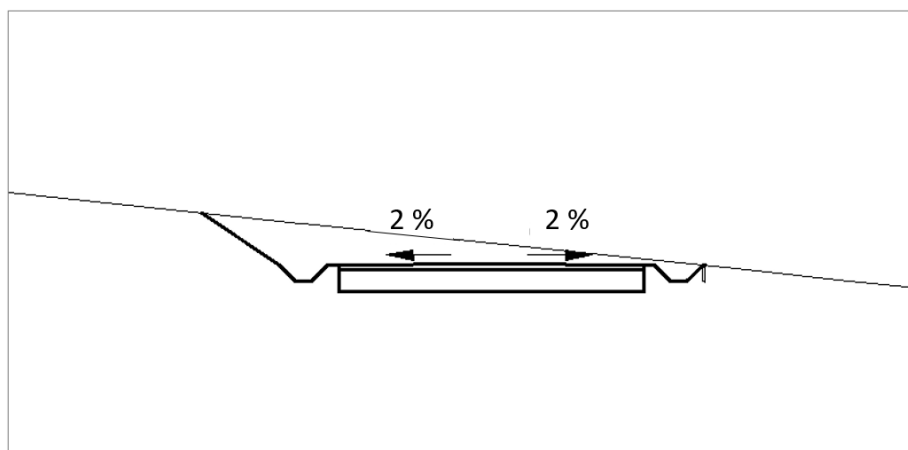


Figura 6.12: Sezione trasversale per strada a mezza costa.

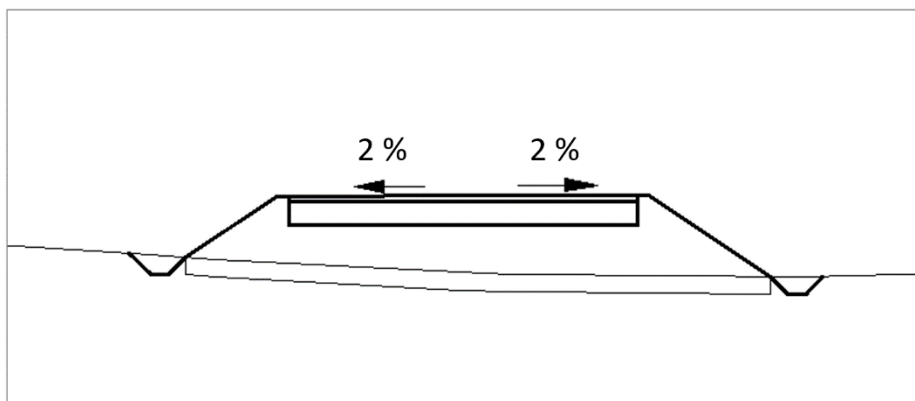


Figura 6.13: Sezione trasversale per strada in rilevato.

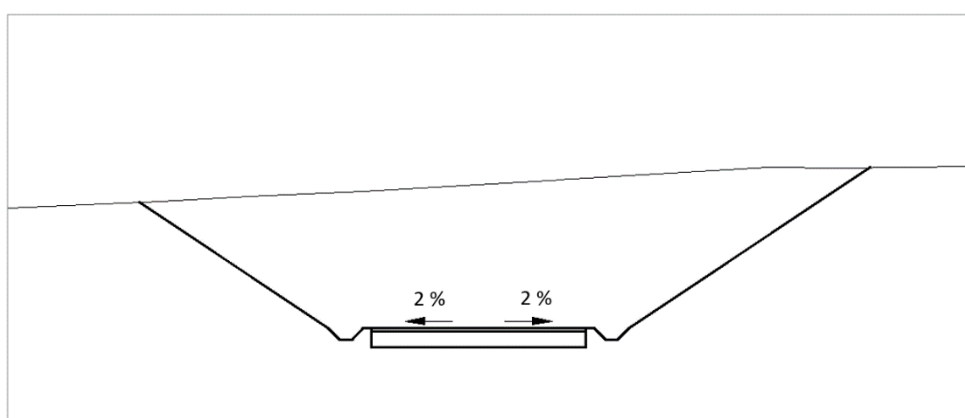


Figura 6.14: Sezione trasversale per strada in trincea.

A causa della morfologia del terreno e delle esigenze pratiche del progetto in questione, le strade di accesso alle piazzole non saranno realizzate secondo un'unica tipologia ma possono contenere molteplici casistiche.

Sulla base del reticolo idrografico DBPRIOR10K, dell'idrografia estratta mediante simulazione del modello digitale del terreno condotta mediante algoritmi TauDEM, delle immagini satellitari e dei Piani PAI e PGRA, sono emerse interferenze con corsi d'acqua.

Nel paragrafo 6.4.3 si studia la risoluzione delle interferenze con i corsi d'acqua; a tale fine, sono state considerate anche le potenziali interferenze con eventuali solchi di drenaggio naturali che sono emersi in via preliminare dall'analisi del DEM e che potranno essere individuati nelle successive fasi di progetto, in seguito a sopralluogo in sito e rilievo aggiornato. Tali percorsi preferenziali, che non presentano un alveo ben definito, saranno in ogni caso tutelati in fase costruttiva al fine di mantenerne la continuità idraulica.

6.4.2 Tipologico - fosso di guardia e tubazioni

In combinazione con la sagomatura del piano stradale, saranno realizzati una serie di manufatti che consentano di intercettare l'acqua ed indirizzarla opportunamente verso la rete idrografica esistente.

Si prevedono fossi di guardia lungo le strade così da prevenire fenomeni di dissesto idrogeologico innescati dall'alterazione della naturale circolazione idrica dei versanti interessati dalla viabilità e della rete idrografica che vi sottende.

Nel caso delle strade a mezza costa il fosso permetterà di intercettare il deflusso dal versante di monte e il deflusso prodotto su parte del piano stradale, essendo quest'ultimo con baulatura.

Tali fossi, che confluiscono in tombini, si raccorderanno a tubazioni che sottopassano la sede stradale e smaltiscono il deflusso verso i punti di scarico.

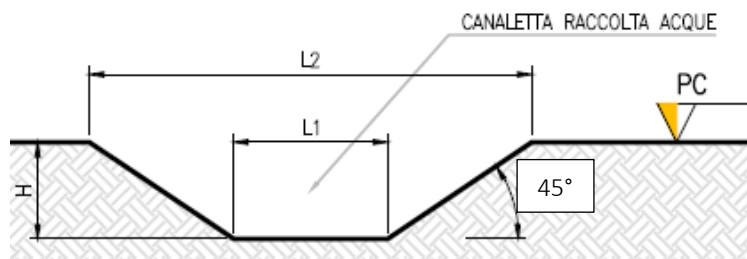


Figura 6.15: Sezione tipologica canaletta di drenaggio realizzata in scavo, le dimensioni saranno ricalcolate nel corso delle successive fasi progettuali per ogni accesso alle WTG.

Tabella 6.2: Dimensioni sezione tipo canaletta di drenaggio.

TABELLA DIMENSIONI SCHEMA TIPO CANALETTA		
L1 [m]	L2 [m]	H [m]
0,3	0,9	0,3

Il raccordo tra fosso di drenaggio e tombino che sottopassa la strada, avviene per mezzo di un pozzetto d'ispezione e raccordo, così anche da ridurre la quantità di sedimento a valle. Al fine di garantire una maggiore efficienza del deflusso, è opportuno operare con protezione dei punti di ingresso e di uscita dei tombini, così da ridurre o evitare intasamenti ed erosione sulla scarpata di valle o sul versante. Tali protezioni si possono realizzare in modo semplice ed efficace, con pietre di grosse dimensioni e tondame, come mostrato in Figura 6.16.



Figura 6.16: Pozzetti in legname e in massi (fonte: "Viabilità forestale regionale" Bortoli, P.L. 2001).

In corrispondenza dei punti di scarico saranno realizzati locali protezione antierosive e dissipazioni in pietrame.

In questa fase preliminare è stato valutato, a titolo di esempio, il caso di un tratto di strada a mezza costa, avendo quale area scolante non solo la strada di progetto, ma anche il versante.

Sulla base dell'analisi idrologica e del modello digitale del terreno con risoluzione spaziale 10x10 m (ottenuto dal portale dell'INGV dal progetto Tinitaly), e in relazione alle considerazioni idrauliche al paragrafo 6.3, considerando un'area scolante di versante di circa **10000 m²**, un tempo di ritorno di **30 anni** ed una lunghezza del tratto di nuova viabilità di **100 m**, è prevista una spaziatura delle tubazioni di circa **50 metri** con un diametro dei tubi di **300 mm**.

Tali dimensioni saranno ricalcolate nel corso delle successive fasi progettuali, in seguito a rilevamento topografico di dettaglio, sopralluogo e studio idraulico di dettaglio per ogni strada di accesso.

Il posizionamento degli scarichi lungo la viabilità di accesso e per le piazzole è visibile nell'elaborato grafico 2908_5111_MUSA_PFTE_R09_T01_Rev0_PLAN.DRENAGGI SCARICHI AM.

6.4.3 Risoluzione delle potenziali interferenze con l'idrografia

Sulla base del reticolo idrografico del progetto DBPRIOR10K, dell'idrografia estratta dalla simulazione del modello digitale del terreno condotta mediante algoritmi TauDEM, delle immagini satellitari e dei Piani PAI e PGRA, si sono riscontrate molteplici interferenze con l'idrografia lungo la viabilità esistente da adeguare e di nuova realizzazione.

In particolare, le strade di progetto interferiscono con piccoli corsi d'acqua e con solchi di drenaggio senza alveo definito e non soggetti a pianificazione di rischio.

Nella necessità di superare un'interferenza tra la strada di progetto e l'idrografia, al fine di garantire la continuità idraulica del reticolo naturale, si rende utile l'utilizzo di tombotti in c.a. carrabili.

Si è considerato di evitare la soluzione del guado poiché costituirebbe un ostacolo per il transito dei mezzi logistici durante la fase di cantiere.

Al fine di evitare che all'ingresso del tombotto si possano formare rallentamenti del deflusso e ristagni che causano la deposizione di materiale e quindi ne riducono l'efficienza fino ad intasarlo, saranno implementate 3 soluzioni:

1. Evitare allargamenti dell'alveo in prossimità dell'imboccatura;
2. Evitare diminuzioni di pendenza in prossimità dell'imboccatura;
3. Raccordare alveo e tombotto con angoli quanto più ottusi.

Il tombotto dovrà essere dimensionato, da un punto di vista idraulico, in relazione ad una portata di un evento di pioggia con tempo di ritorno pari a minimo **100 anni**.

Nelle fasi di progettazione successiva sulla base di sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile definire con maggior accuratezza gli eventuali solchi di drenaggio esistenti.



Figura 6.17: Esempi di tombotti.

Si rimanda al capitolo 7 per l'identificazione e la verifica di compatibilità idraulica delle interferenze con i corpi idrici superficiali.

6.5 SISTEMA DI GESTIONE ACQUE METEORICHE - PIAZZOLE

Il presente paragrafo identifica gli interventi necessari per garantire il corretto deflusso delle piazzole permanenti e quelle della fase di cantiere ed il minimo impatto delle stesse sull'idrografia esistente.

A favore di sicurezza è stata valutata anche la fase di cantiere, nonostante questa occuperà un intervallo temporale molto breve e transitorio.

6.5.1 Fase di cantiere/montaggio

Al fine di garantire il corretto smaltimento del deflusso superficiale prodotto dall'area di cantiere, si prevede un fosso di guardia perimetrale scavato nel terreno naturale, al fine di raccordare il deflusso delle acque meteoriche interne all'area di cantiere unitamente a quelle esterne gravanti sull'area di progetto. Al paragrafo 6.3.1 il dimensionamento del fosso.

Le opere idrauliche in progetto, avendo queste il solo scopo di garantire la viabilità di passaggio e trasporto durante la fase di cantiere e per le attività di manutenzione durante l'esercizio, saranno progettate al fine di minimizzare l'alterazione al naturale deflusso dell'area di progetto.

Al fine di non modificare la rete naturale allo stato attuale e definire un sistema di drenaggio 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).

A tal proposito, lo scarico delle acque superficiali avverrà in conformità con la rete idrografica esistente, desunta dallo studio del modello digitale del terreno.

In Figura 6.18 si riporta un tipologico dell'area scolante esterna gravante sull'area di cantiere (B1) e l'area scolante interna (B2). Il fosso di guardia perimetrale andrà a scaricare in modo da assecondare l'idrografia esistente nel punto indicato in figura.

Si rimanda al capitolo 7 per l'identificazione e la verifica di compatibilità idraulica in caso di interferenze con corpi idrici superficiali.

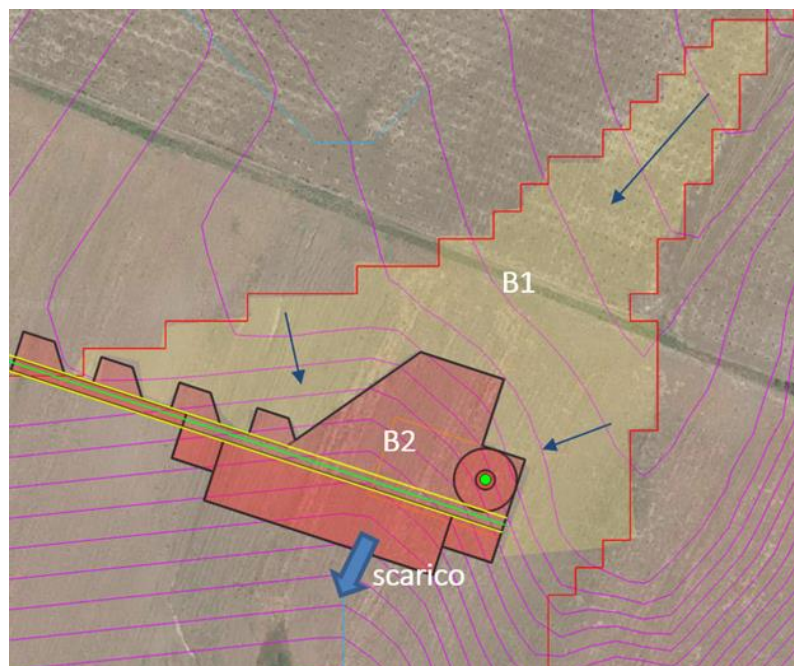


Figura 6.18: Esempio delimitazione bacini scolanti esterni (giallo - B1) ed interni (rosso - B2) e direzione del deflusso (freccie blu), dislivello (rosso), isoipse passo 1m (magenta), strada di accesso (verde), reticolo idrografico (celeste) e punto di scarico.

Al fine di difendere il suolo dalla possibile erosione provocata dalla corrente uscente dall'area di cantiere, saranno posizionati dei letti in **riprap** di dissipazione, disposti su stese in geotessuto.

Si tratta di difese con materiali inerti naturali caratterizzate dall'essere permeabili ed in grado di subire assestamenti senza danni. La granulometria nominale risulta dimensionata sulla base dei risultati della modellazione idraulica per garantire la stabilità.

Le regole generali di progettazione di protezioni con pietrame sciolto prevedono uno spessore minimo di **30 cm**, anche per ragioni pratiche di realizzazione e di posa. Le dimensioni degli elementi lapidei saranno maggiori rispetto a quelle che la corrente è in grado di trascinare e deve essere fatta in funzione delle sollecitazioni meccaniche a cui verranno sottoposte in esercizio, ovvero le forze di trascinamento dovute alla corrente.

Nelle fasi di progettazione successiva sulla base di sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile definire con maggior accuratezza i punti di scarico idonei e conformi alla topografia esistente.

6.5.2 Piazzole definitive

Durante la vita utile, la situazione post operam consisterà in una piazzola non oggetto di rinverdimento nell'intorno della torre; la piazzola sarà di forma rettangolare con lati di lunghezza pari a circa 47,0 e 31,5 metri.

Le medesime considerazioni applicate alla fase di cantiere (6.5.1) si applicano alla piazzola in fase di vita utile: è previsto un fosso di guardia perimetrale, al fine di raccordare il deflusso superficiale interno ed esterno, punto di scarico conforme all'idrografia esistente per minimizzare l'impatto delle opere di progetto e, infine, letto in riprap per difendere il suolo al punto di scarico dalla possibile erosione provocata dalla corrente in uscita. Al paragrafo 6.3.1 il dimensionamento del fosso.

Nelle fasi di progettazione successiva sulla base di sopralluogo in sito, rilievo aggiornato e studio idraulico di dettaglio, sarà possibile definire con maggior accuratezza i punti di scarico idonei e conformi all'idrografia esistente.

Per le piazzole permanenti, unitamente al fosso perimetrale, si prevede l'installazione di trincee drenanti, con l'obiettivo di ridurre i picchi di deflusso che gravano sullo scarico finale con conseguente erosione potenziale.

Il paragrafo seguente descrive il dimensionamento della trincea inserita nel sistema di drenaggio.

Trincee drenanti

La realizzazione delle piazzole prevede opere di regimazione idraulica di acque meteoriche tali da garantire il deflusso regolare delle acque e il convogliamento delle stesse nei compluvi naturali esistenti, mitigando gli impatti attraverso l'implementazione di una trincea drenante.

L'acqua infiltrata viene trasportata lungo la trincea attraverso il materiale di riempimento o utilizzando una tubazione drenante collocata alla base della trincea. Per evitare l'intasamento del corpo drenante da parti fini, lo scavo sarà completamente rivestito da strati di tessuto non tessuto.

Sono previsti pozzetti di ispezione e manutenzione.

Si prevede l'utilizzo di una trincea drenante di larghezza minima pari a 1,5 metri e altezza pari a 1 metro. La lunghezza longitudinale, invece, sarà di circa 160 metri pari al perimetro della piazzola.

7. STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLE INTERFERENZE

Al fine di valutare la compatibilità idraulica, sono state analizzate le interferenze con il reticolo idrografico e con le aree a pericolosità idraulica per i seguenti elementi:

- Tracciato del cavidotto di connessione;
- Viabilità di nuova realizzazione;
- Viabilità esistente da adeguare;
- Piazzole di cantiere;
- Piazzole permanenti e aerogeneratori.

Per l'idrografia, si è fatto riferimento al reticolo idrografico del progetto DBPRIOR10K e alla rete estratta dall'analisi DEM. Per la classificazione delle aree, invece, si è fatto riferimento al PGRA e al PAI.

Come evidenziato nel capitolo 4, non vi è alcuna interferenza con le piazzole permanenti degli aerogeneratori, vincolo indispensabile per la realizzazione di tali impianti. Sono state individuate, invece, 2 interferenze con le piazzole di cantiere (P01, P02).

Inoltre, sono presenti molteplici interferenze lungo il tracciato del cavidotto di connessione e lungo la viabilità di progetto. Nello specifico, sono state individuate 18 interferenze con l'idrografia lungo la viabilità di nuova realizzazione (P01, P02, ..., P18) e 73 interferenze lungo il cavidotto di connessione (I01, I02, ..., I73). Non si sono invece riscontrate interferenze lungo la viabilità esistente da adeguare.

7.2 INTERFERENZE CON VIABILITÀ DI NUOVA REALIZZAZIONE

Le strade di nuova realizzazione interferiscono in 18 punti (T01, T02, ..., T18) con l'idrografia (Figura 7.1).

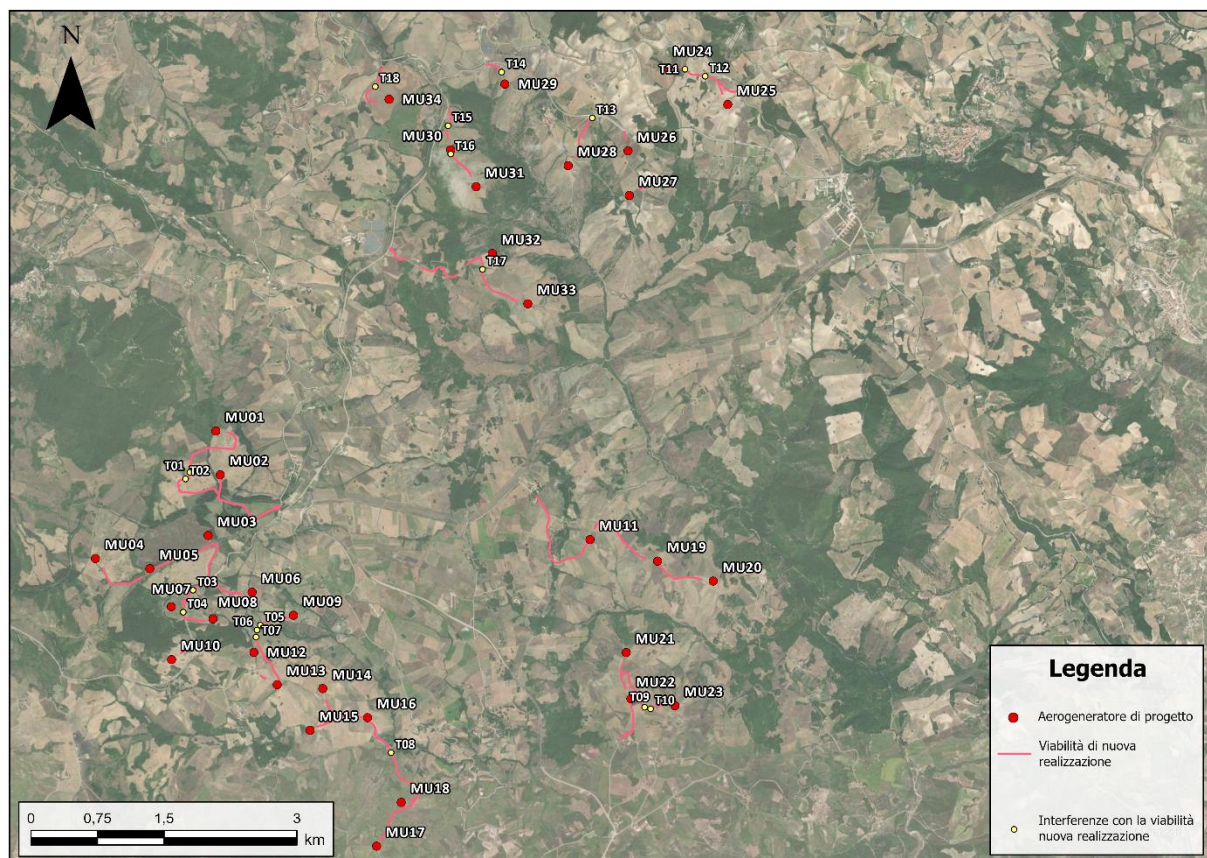


Figura 7.1: Interferenze della viabilità di nuova realizzazione con l'idrografia.

Per rendere la fase post operam il più possibile simile allo stato di fatto, si è previsto di superare le interferenze dimensionando uno scatolare in c.a. per garantire un corretto funzionamento con eventi meteorici con tempi di ritorno pari a 100 anni.

Nel caso dell'interferenza T14, la strada di progetto è adiacente ad un tratto di viabilità esistente dove, allo stato di fatto, è già presente uno scatolare che permette il passaggio del deflusso superficiale. Per rendere la fase post operam il più possibile simile allo stato di fatto, si è previsto di superare l'interferenza T14 estendendo lo scatolare esistente per l'intero tratto di viabilità da adeguare.

Ai fini di stabilire la portata critica da garantire per un evento di pioggia avente tempo di ritorno pari a 100 anni, è stato utilizzato il modello afflussi/deflussi presentato nel paragrafo 6.2.6, con le medesime ipotesi.

Sulla base di analisi satellitare, sopralluogo e simulazione del modello digitale del terreno, condotta mediante algoritmi TauDEM, è stato stabilito il bacino scolante alla sezione di chiusura corrispondente all'interferenza.

Il coefficiente di deflusso è stato ricavato sulla base dell'uso del suolo e dello studio della geologia mediante il modello SCS-CN (paragrafo 6.2.4)

Per la definizione del tempo di corrivazione, è stata considerata la somma del tempo di *overland flow* e *channel flow*. Il tempo di *overland flow* è stato stimato con la formulazione di Kerby, mentre il tempo di *channel flow* con la formulazione di Kirpich; i parametri utilizzati per il calcolo del tempo di corrivazione (lunghezza e pendenza dell'asta principale, lunghezza dell'*overland flow* e pendenza media del bacino) sono stati ricavati sulla base del modello digitale del terreno 10 x 10 m ottenuto dal sito Tinality.

Alla luce degli elementi sopra riportati, si ritengono le interferenze idraulicamente compatibili e superata con l'utilizzo di tombotti.

Si riporta lo studio delle interferenze con la viabilità di nuova realizzazione nei paragrafi seguenti.

7.2.1 Viabilità di accesso alla torre MU01 – Interferenza T01

L'interferenza T01 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU01 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.1 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T01.

Tabella 7.1: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T01 tra la viabilità di accesso alla torre MU01 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	8,4
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,07
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,21
Tempo di corrivazione [ore]	0,42
Coefficiente di deflusso [-]	0,41 (T = 2 anni) 0,58 (T = 30 anni) 0,64 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete. Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,4 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **1,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metri e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 19% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 1,6 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.2: Interferenza T01, tra la viabilità di accesso alla torre MU01 e l'idrografia.

7.2.2 Viabilità di accesso alla torre MU01 – Interferenza T02

L'interferenza T02 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU01 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.2 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T02.

Tabella 7.2: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T02 tra la viabilità di accesso alla torre MU01 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	16,5
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,15
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,19
Tempo di corrivazione [ore]	0,43
Coefficiente di deflusso [-]	0,41 (T = 2 anni) 0,58 (T = 30 anni) 0,65 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **2,1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **3 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1 metro e altezza pari a 0,5 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 14% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $3 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.

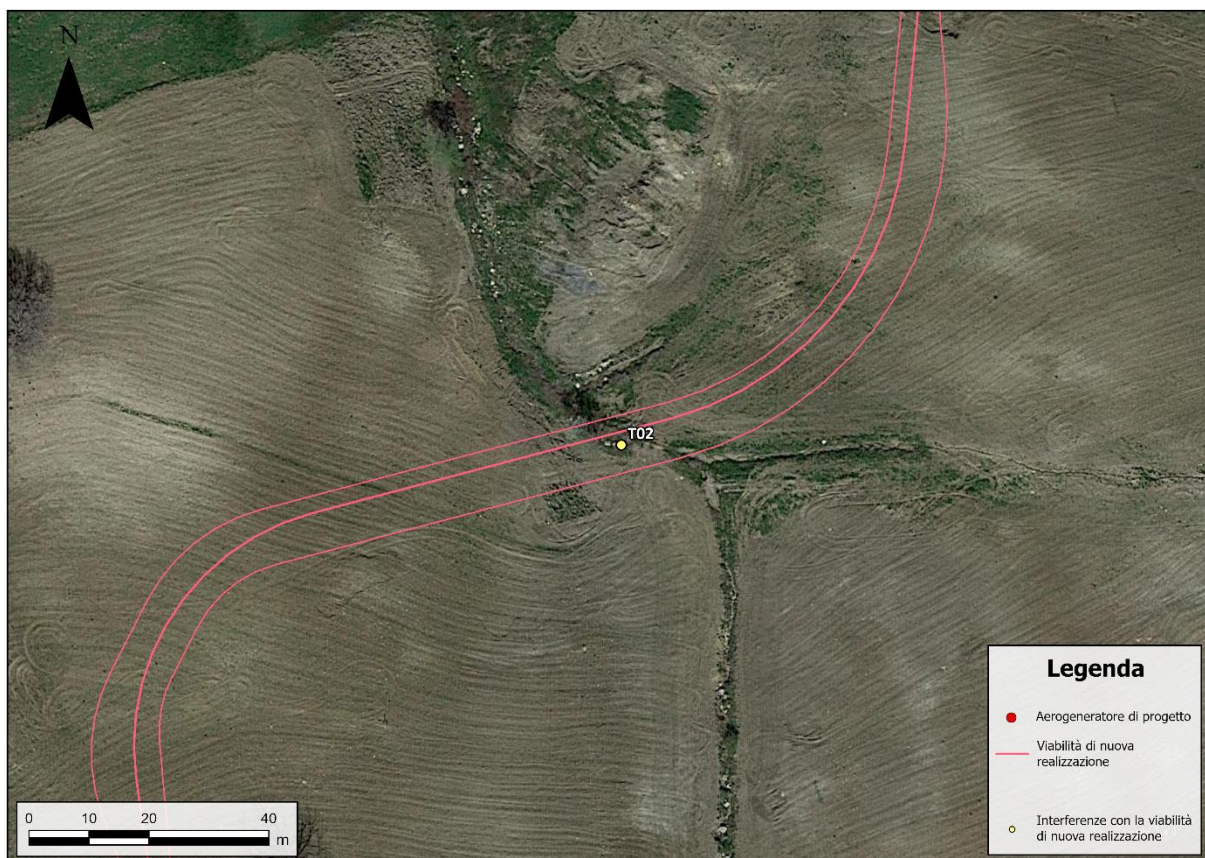


Figura 7.3: Interferenza T02, tra la viabilità di accesso alla torre MU01 e l'idrografia.

7.2.3 Viabilità di accesso alla torre MU07 – Interferenza T03

L'interferenza T03 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU07 ed un elemento del reticolo idrografico DBPRIOR10K. L'interferenza, inoltre, ricade nella fascia a media pericolosità del PGRA.

Si riportano in Tabella 7.3 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T03.

Tabella 7.3: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T03 tra la viabilità di accesso alla torre MU07 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	11,3
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,28
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,12
Tempo di corrivazione [ore]	0,26
Coefficiente di deflusso [-]	0,35 (T = 2 anni) 0,53 (T = 30 anni) 0,60 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,7 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **2,6 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1 metro e altezza pari a 0,8 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 5% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 3,4 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.4: Interferenza T03, tra la viabilità di accesso alla torre MU07 e l'idrografia.

7.2.4 Viabilità di accesso alla torre MU08 – Interferenza T04

L'interferenza T04 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU08 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.4 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T04.

Tabella 7.4: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T04 tra la viabilità di accesso alla torre MU08 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	30,5
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,3
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,09
Tempo di corrivazione [ore]	0,41
Coefficiente di deflusso [-]	0,40 (T = 2 anni) 0,58 (T = 30 anni) 0,64 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **1,6 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **3,9 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **5,6 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1,2 metri e altezza pari a 1 metro.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 6% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 6,4 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.5: Interferenza T04, tra la viabilità di accesso alla torre MU08 e l'idrografia.

7.2.5 Viabilità di accesso alla torre MU09 – Interferenza T05

L'interferenza T05 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU09 ed un elemento del reticolo idrografico DBPRIOR10K. L'interferenza, inoltre, ricade nella fascia a media pericolosità del PGRA.

Si riportano in Tabella 7.5 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T05.

Tabella 7.5: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T05 tra la viabilità di accesso alla torre MU09 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	16,1
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,68
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,12
Tempo di corrivazione [ore]	0,46
Coefficiente di deflusso [-]	0,42 (T = 2 anni) 0,59 (T = 30 anni) 0,65 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **2 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **2,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1 metro e altezza pari a 0,5 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 16% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 3,2 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.6: Interferenza T05, tra la viabilità di accesso alla torre MU09 e l'idrografia.

7.2.6 Viabilità di accesso alla torre MU09 – Interferenza T06

L'interferenza T06 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU09 ed un elemento del reticolo idrografico DBPRIOR10K. L'interferenza, inoltre, ricade nella fascia a media pericolosità del PGRA.

Si riportano in Tabella 7.6 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T06.

Tabella 7.6: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T06 tra la viabilità di accesso alla torre MU09 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	104,1
Lunghezza dell'asta principale [km]	1,16
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,10
Tempo di corrivazione [ore]	0,52
Coefficiente di deflusso [-]	0,43 (T = 2 anni) 0,60 (T = 30 anni) 0,67 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **4,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **11,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **16,9 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1,5 metri e altezza pari a 1,25 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 18% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $20,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.

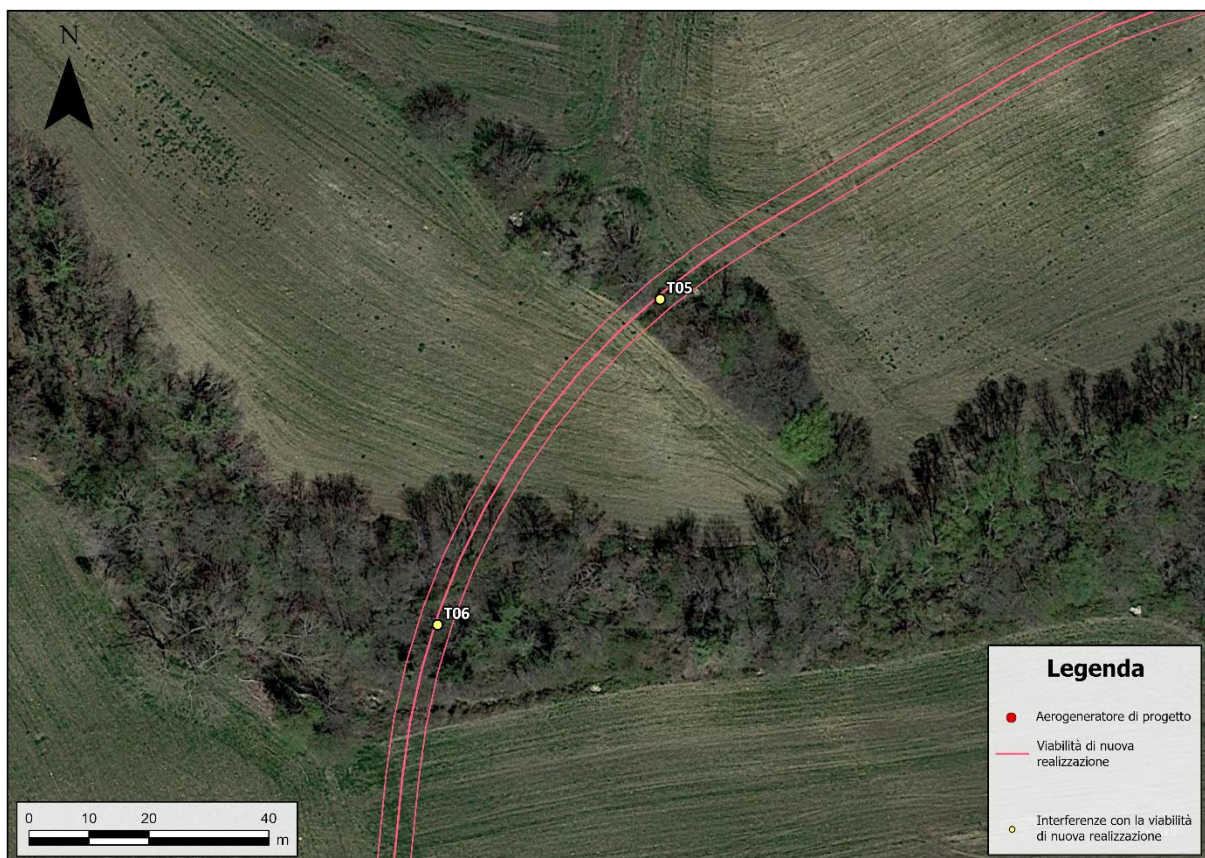


Figura 7.7: Interferenza T06, tra la viabilità di accesso alla torre MU09 e l'idrografia.

7.2.7 Viabilità di accesso alla torre MU09 – Interferenza T07

L'interferenza T07 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU09 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.7 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T07.

Tabella 7.7: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T07 tra la viabilità di accesso alla torre MU09 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	8,0
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,045
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,16
Tempo di corrivazione [ore]	0,40
Coefficiente di deflusso [-]	0,40 (T = 2 anni) 0,57 (T = 30 anni) 0,64 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,4 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,0 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **1,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1 metro e altezza pari a 0,5 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 14% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.

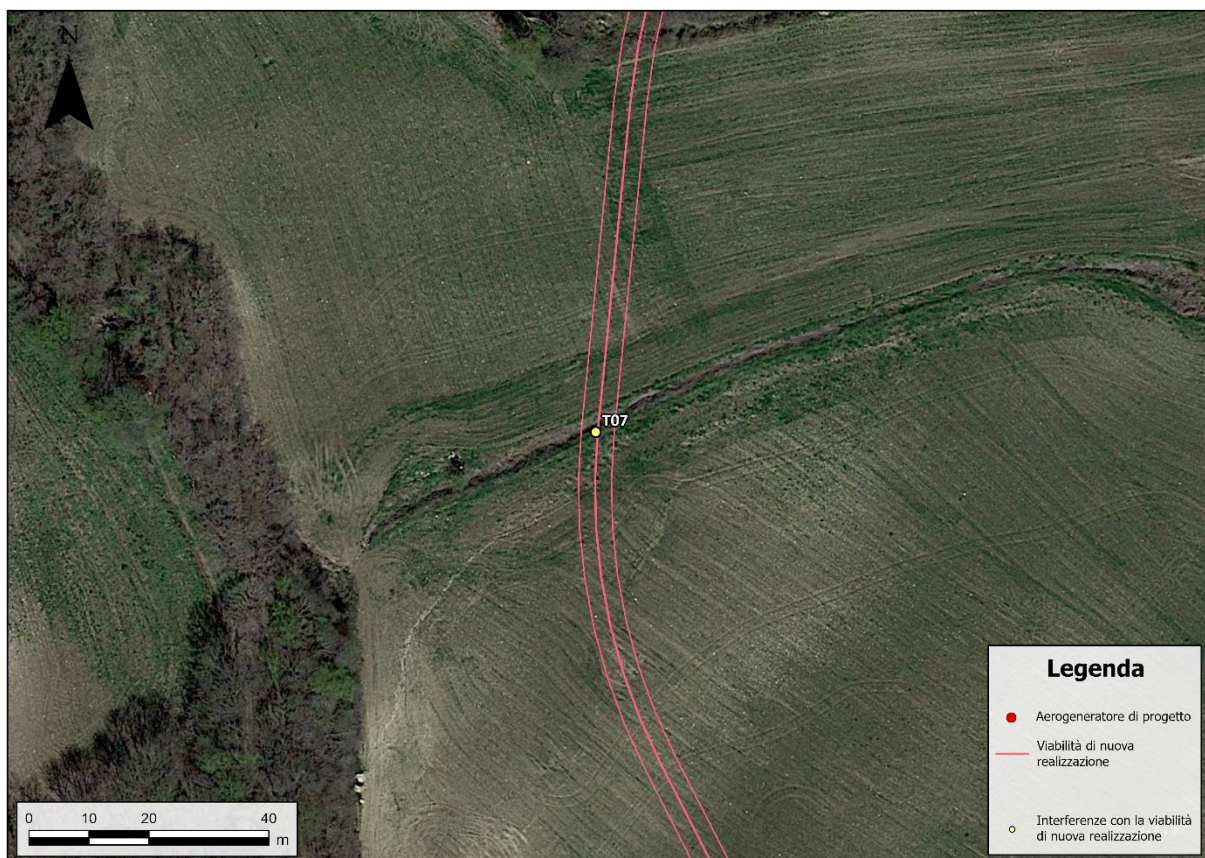


Figura 7.8: Interferenza T07, tra la viabilità di accesso alla torre MU09 e l'idrografia.

7.2.8 Viabilità di accesso alle torri MU17 e MU18 – Interferenza T08

L'interferenza T08 avviene tra la viabilità di accesso alle torri MU17 e MU18 ed un elemento del reticolo idrografico DBPRIOR10K. L'interferenza, inoltre, ricade nella fascia a media pericolosità del PGRA.

Si riportano in Tabella 7.8 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T08.

Tabella 7.8: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T08 tra la viabilità di accesso alle torri MU17 e MU18 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	1000,8
Lunghezza dell'asta principale [km]	4
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,08
Tempo di corrivazione [ore]	1,01
Coefficiente di deflusso [-]	0,50 (T = 2 anni) 0,66 (T = 30 anni) 0,72 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **35,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **82,1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **115,1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando due scatolari in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 3 metri e altezza pari a 2,5 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 18% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $112,7 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.

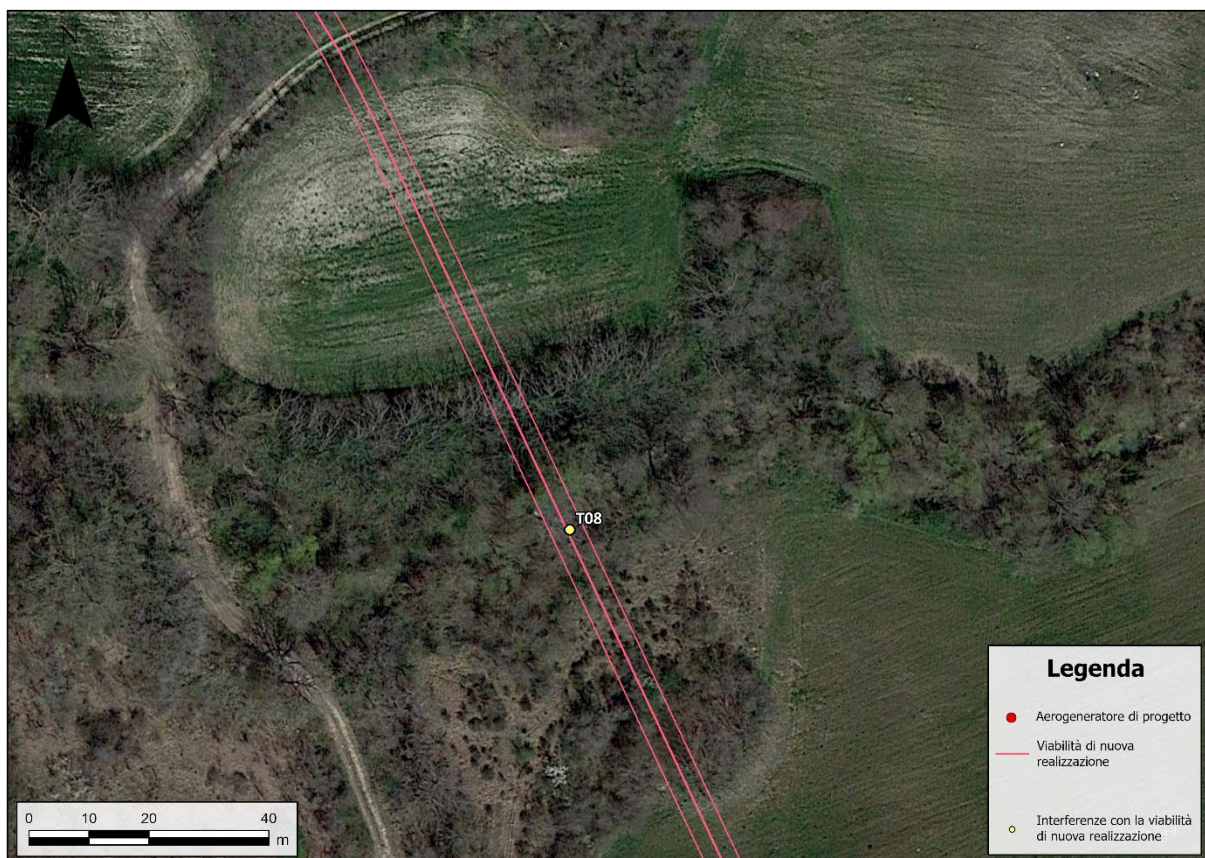


Figura 7.9: Interferenza T08, tra la viabilità di accesso alle torri MU17 e MU18 e l'idrografia.

7.2.9 Viabilità di accesso alla torre MU23 – Interferenza T09

L'interferenza T09 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU23 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.9 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T09.

Tabella 7.9: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T09 tra la viabilità di accesso alla torre MU23 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	3,4
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,016
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,22
Tempo di corrivazione [ore]	0,25
Coefficiente di deflusso [-]	0,35 (T = 2 anni) 0,52 (T = 30 anni) 0,60 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,2 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **0,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **0,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metri e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 24% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.10: Interferenza T09, tra la viabilità di accesso alla torre MU23 e l'idrografia.

7.2.10 Viabilità di accesso alla torre MU23 – Interferenza T10

L'interferenza T10 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU23 ed un elemento del reticolo idrografico DBPRIOR10K. L'interferenza, inoltre, ricade nella fascia a media pericolosità del PGRA.

Si riportano in Tabella 7.10 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T10.

Tabella 7.10: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T10 tra la viabilità di accesso alla torre MU23 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2, 30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	2,4
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,07
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,22
Tempo di corrivazione [ore]	0,21
Coefficiente di deflusso [-]	0,50 (T = 2 anni) 0,66 (T = 30 anni) 0,72 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,2 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **0,4 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **0,6 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando due scatolari in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metri e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 23% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 1,8 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.11: Interferenza T10, tra la viabilità di accesso alla torre MU23 e l'idrografia.

7.2.11 Viabilità di accesso alla torre MU24 – Interferenza T11

L'interferenza T11 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU24 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.11 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T11.

Tabella 7.11: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T11 tra la viabilità di accesso alla torre MU24 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	40,5
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,343
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,13
Tempo di corrivazione [ore]	0,41
Coefficiente di deflusso [-]	0,41 (T = 2 anni) 0,58 (T = 30 anni) 0,64 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **2,1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **5,2 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **7,4 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1,2 metri e altezza pari a 0,8 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 21% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $8,8 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.12: Interferenza T11, tra la viabilità di accesso alla torre MU24 e l'idrografia.

7.2.12 Viabilità di accesso alla torre MU24 – Interferenza T12

L'interferenza T12 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU24 ed un elemento del reticolo idrografico DBPRIOR10K. L'interferenza, inoltre, ricade nella fascia a media pericolosità del PGRA.

Si riportano in Tabella 7.12 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T12.

Tabella 7.12: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T12 tra la viabilità di accesso alla torre MU24 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2, 30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	9,7
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,26
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,12
Tempo di corrivazione [ore]	0,32
Coefficiente di deflusso [-]	0,38 (T = 2 anni) 0,55 (T = 30 anni) 0,62 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,4 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **2,0 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando due scatolari in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1 metro e altezza pari a 0,5 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 17% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.13: Interferenza T12, tra la viabilità di accesso alla torre MU24 e l'idrografia.

7.2.13 Viabilità di accesso alla torre MU28 – Interferenza T13

L'interferenza T13 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU28 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.13 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T13.

Tabella 7.13: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T13 tra la viabilità di accesso alla torre MU28 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	2,4
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,08
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,28
Tempo di corrivazione [ore]	0,26
Coefficiente di deflusso [-]	0,35 (T = 2 anni) 0,53 (T = 30 anni) 0,60 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **0,4 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **0,6 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metri e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 4% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.14: Interferenza T13, tra la viabilità di accesso alla torre MU28 e l'idrografia.

7.2.14 Viabilità di accesso alla torre MU29 – Interferenza T14

L'interferenza T14 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU29 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

In corrispondenza dell'interferenza T14, la strada di progetto è adiacente ad un tratto di viabilità esistente dove, allo stato di fatto, è già presente un tombotto che permette il passaggio del deflusso superficiale. Per rendere la fase post operam il più possibile simile allo stato di fatto, si è previsto di superare l'interferenza T14 estendendo il tombotto esistente per l'intero tratto di nuova viabilità.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.

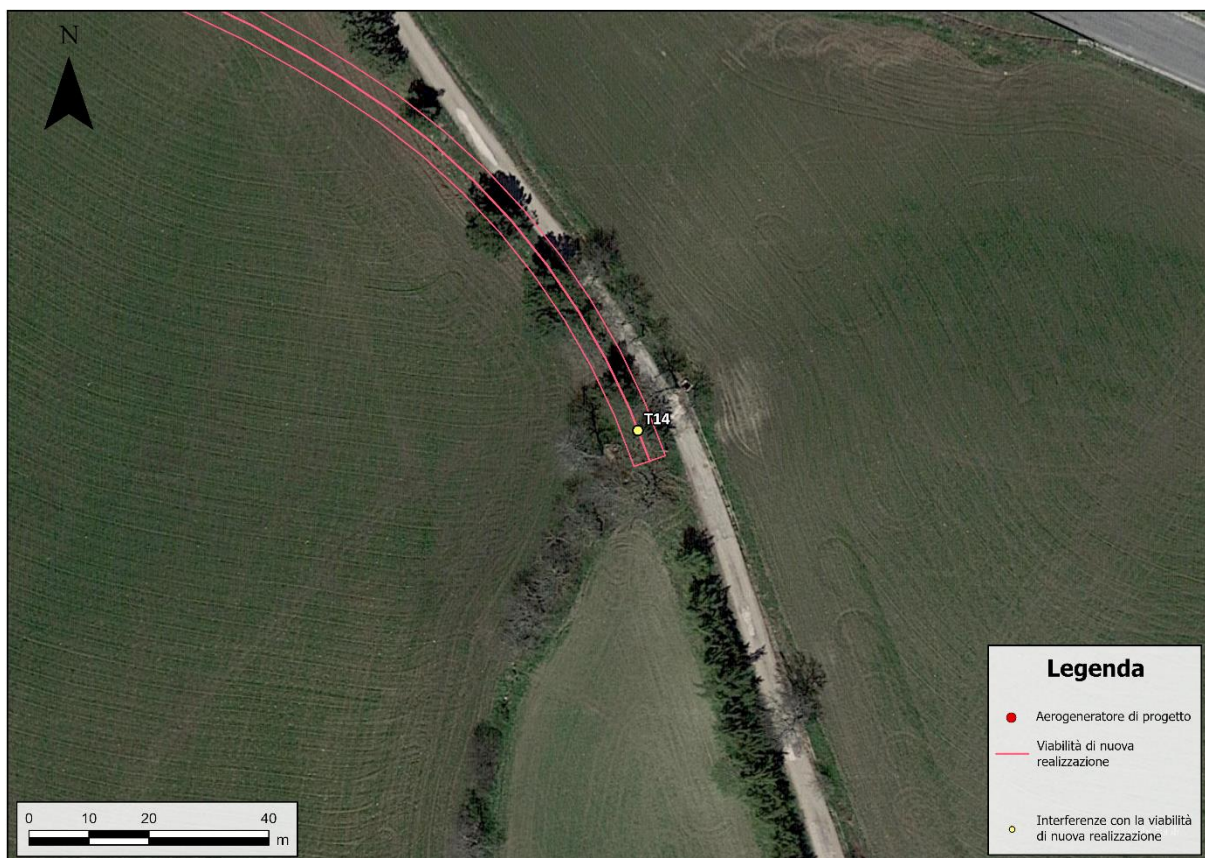


Figura 7.15: Interferenza T14, tra la viabilità di accesso alla torre MU29 e l'idrografia.

7.2.15 Viabilità di accesso alla torre MU30 – Interferenza T15

L'interferenza T15 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU30 ed un elemento del reticolo idrografico DBPRIOR10K. L'interferenza, inoltre, ricade nella fascia a media pericolosità del PGRA.

Si riportano in Tabella 7.14 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T15.

Tabella 7.14: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T15 tra la viabilità di accesso alla torre MU30 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2, 30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	20,2
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,5
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,15
Tempo di corrivazione [ore]	0,43
Coefficiente di deflusso [-]	0,41 (T = 2 anni) 0,58 (T = 30 anni) 0,65 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **2,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **3,6 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando due scatolari in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 1 metro e altezza pari a 0,6 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 15% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 4,0 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.

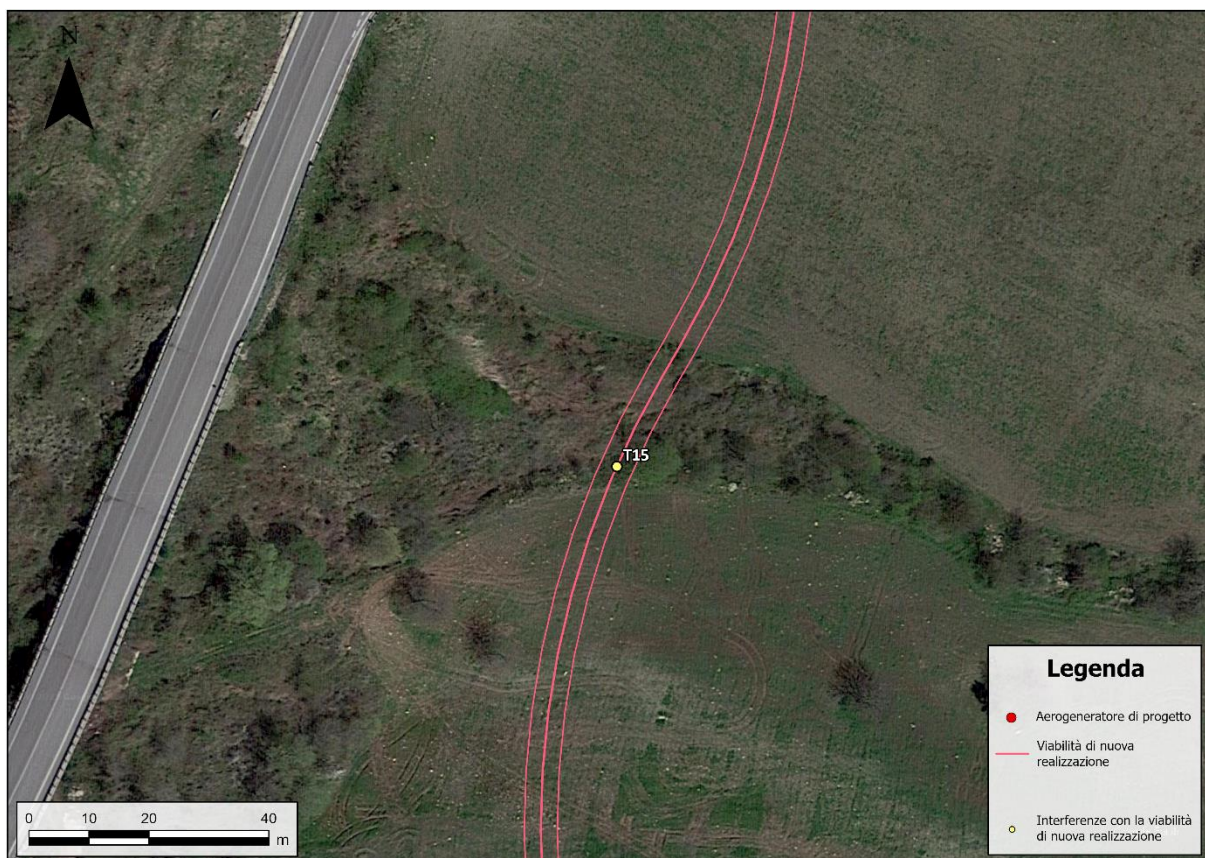


Figura 7.16: Interferenza T15, tra la viabilità di accesso alla torre MU30 e l'idrografia.

7.2.16 Viabilità di accesso alla torre MU31 – Interferenza T16

L'interferenza T16 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU31 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.15 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T16.

Tabella 7.15: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T16 tra la viabilità di accesso alla torre MU31 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	3,5
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,15
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,15
Tempo di corrivazione [ore]	0,27
Coefficiente di deflusso [-]	0,36 (T = 2 anni) 0,53 (T = 30 anni) 0,61 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,2 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **0,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **0,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metri e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 12% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $1,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.

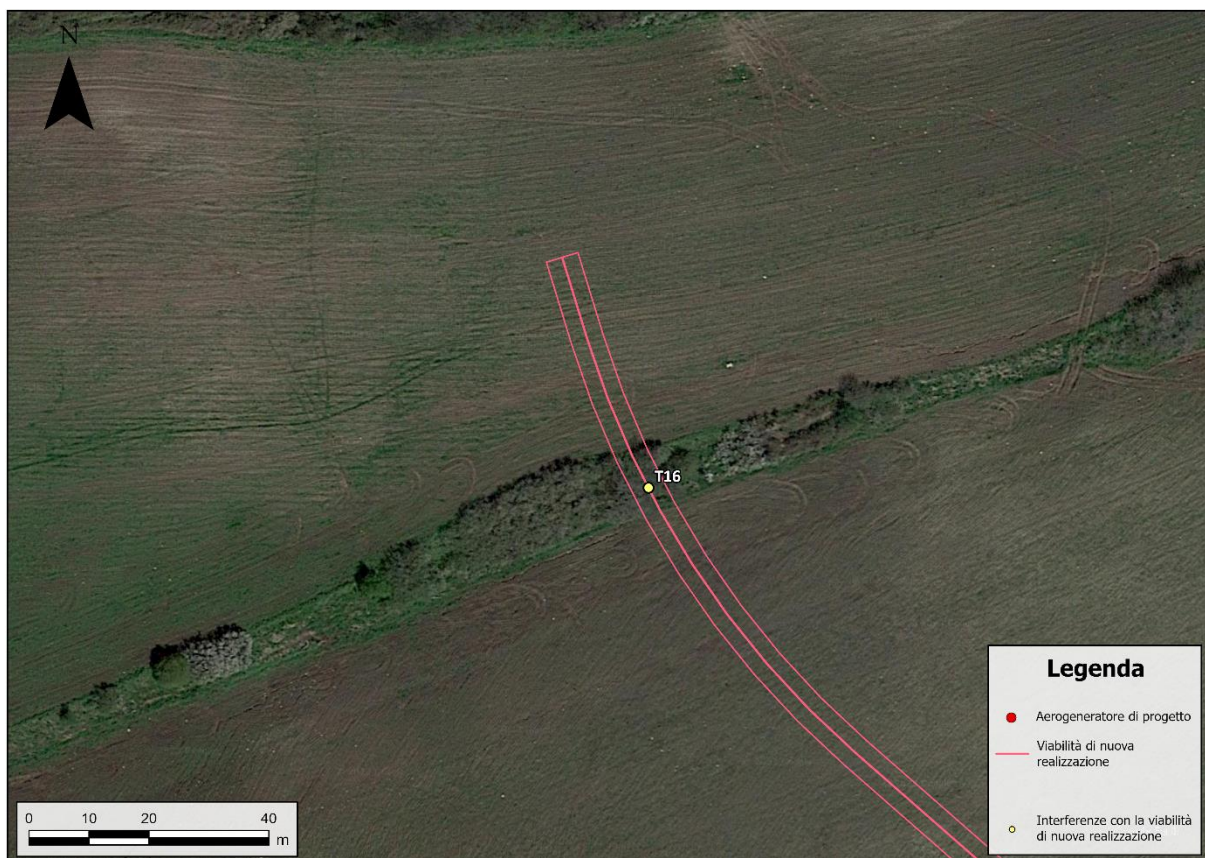


Figura 7.17: Interferenza T16, tra la viabilità di accesso alla torre MU31 e l'idrografia.

7.2.17 Viabilità di accesso alla torre MU33 – Interferenza T17

L'interferenza T17 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU33 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.16 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T17.

Tabella 7.16: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T17 tra la viabilità di accesso alla torre MU33 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	7,0
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,07
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,20
Tempo di corrivazione [ore]	0,29
Coefficiente di deflusso [-]	0,37 (T = 2 anni) 0,54 (T = 30 anni) 0,61 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,4 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,0 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **1,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metri e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, assumendo una pendenza del 22% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.

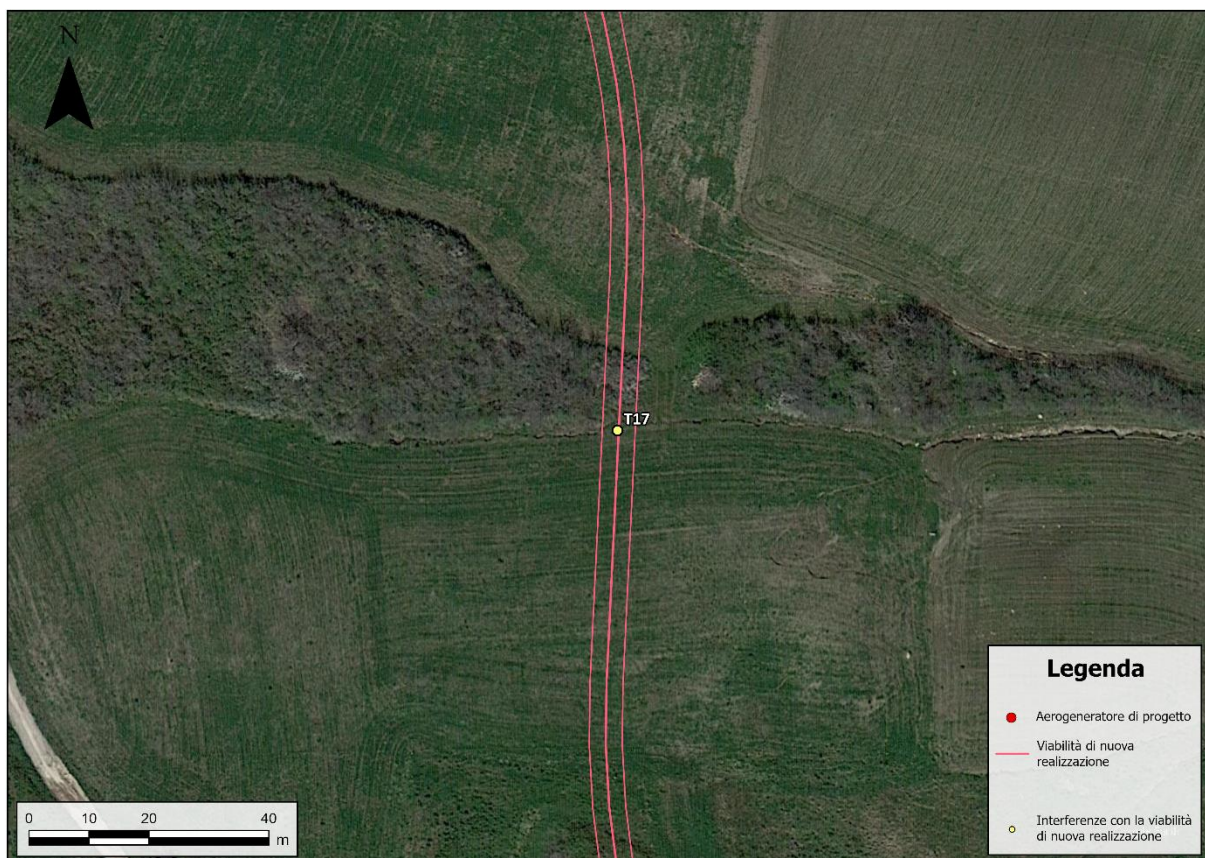


Figura 7.18: Interferenza T17, tra la viabilità di accesso alla torre MU33 e l'idrografia.

7.2.18 Viabilità di accesso alla torre MU34 – Interferenza T18

L'interferenza T18 avviene tra la viabilità di accesso alla torre MU34 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.17 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T18.

Tabella 7.17: Principali parametri idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza T18 tra la viabilità di accesso alla torre MU34 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	5,2
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,12
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,17
Tempo di corrivazione [ore]	0,31
Coefficiente di deflusso [-]	0,38 (T = 2 anni) 0,55 (T = 30 anni) 0,62 (T = 100 anni)



Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,3 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **0,8 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **1,1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metri e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 20% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 1,7 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica del tombotto.



Figura 7.19: Interferenza T18, tra la viabilità di accesso alla torre MU34 e l'idrografia.

7.3 INTERFERENZE CON VIABILITÀ ESISTENTE DA ADEGUARE

Sulla base del reticolo idrografico DBPRIOR10K, dell'idrografia estratta mediante simulazione del modello digitale del terreno condotta grazie ad algoritmi TauDEM, delle immagini satellitari e dei Piani PAI e PGRA, non si è riscontrata alcuna interferenza con della viabilità esistente da adeguare con elementi idrici e fasce di pericolosità idraulica.

7.4 INTERFERENZE CON IL TRACCIATO DEL CAVIDOTTO DI CONNESSIONE

Il tracciato del cavidotto di connessione interferisce in 73 punti (I01, I02, ..., I73) con l'idrografia (Figura 7.20).

In particolare, il cavidotto interferisce in 34 punti con un corso d'acqua riconosciuto dal reticolo idrografico DBPRIOR10K; negli altri 39 casi, invece, l'interferenza avviene con un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e/o dalle immagini satellitari. I dettagli grafici sono riportati nell'elaborato 2908_5111_MUSA_PFTE_R09_T02_Rev0_ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI.

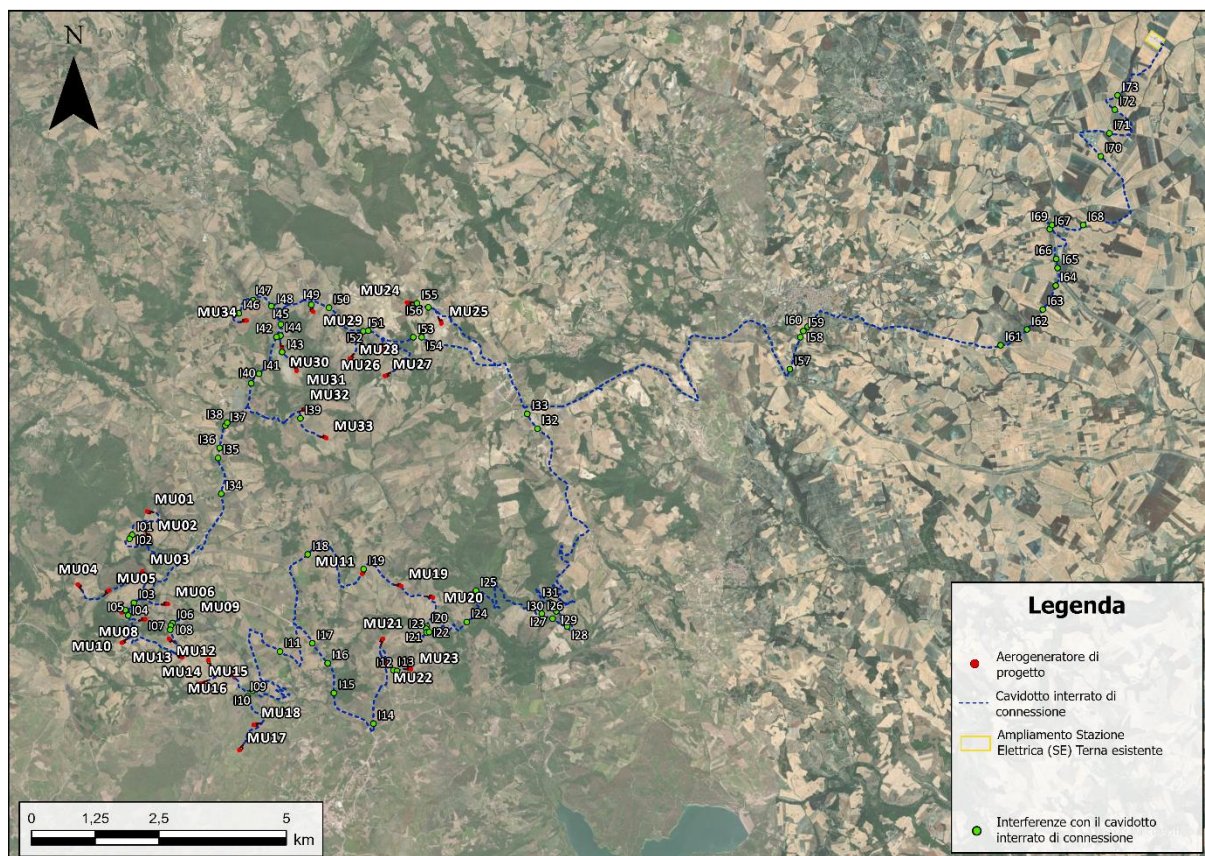


Figura 7.20: Interferenze del cavidotto interrato di connessione con l'idrografia.

Per le interferenze con corsi d'acqua minori, le soluzioni adottate sono di tipo 'trenchless', ovvero una tipologia di interrimento del cavo che non prevede il tradizionale scavo a cielo aperto. Tra le tipologie di *trenchless* vi sono: TOC, microtunnel, spingitubo, ecc.

Tuttavia, non è sempre necessario interrare i cavi con un metodo *trenchless*. Nei lunghi periodi di secca, tipici delle stagioni estive, sono consentiti gli scavi tradizionali purché il cavo venga interrato almeno di 1.5 metri dal punto di impluvio, mentre nelle stagioni critiche più piovose, è opportuno affidarsi ai *trenchless*.

Dove è specificato l'impiego di una TOC, è sempre necessario adoperare questa tecnica e si prevede una profondità minima di posa del cavo di 2 metri dal punto più depresso dell'alveo, mentre nelle altre interferenze minori, in piccoli alvei spesso asciutti è sufficiente un cavo interrato alla profondità specificata per le stagioni non piovose. Si tratta dei casi, identificati in Tabella 7.18, con risoluzione "trenchless/cavo interrato".

In particolare, quando si riscontrano interferenze con corsi d'acqua significativi la risoluzione utilizzata è la TOC.

Nei casi in cui non è necessaria la tecnologia *trenchless* e la profondità di interro da normativa risulta più restrittiva rispetto a quella dei calcoli idraulici, si potrà adottare la soluzione di interrimento.

Il cavo di connessione sarà interrato sotto il manto stradale ad una profondità di posa minima non inferiore a 0,8 m dall'estradosso del cavo in funzione del numero di terne presenti nello scavo. Pertanto, nell'eventualità di allagamento, il cavo sarà protetto dall'erosione. Inoltre, nella fase post operam della posa del cavo, non vi sarà ostacolo al deflusso naturale delle acque meteoriche e non si riscontrerà una riduzione delle capacità di invaso delle aree interessate.

La tabella di seguito riporta un riepilogo per i punti analizzati nel layout di progetto, indicando la tecnologia prevista per la risoluzione dell'interferenza ove presente.

Durante la fase progettuale successiva saranno calcolate le profondità di posa tubazione unitamente al regime idraulico dei corsi d'acqua attraversati.

Tabella 7.18: Elenco delle interferenze della linea di connessione con l'idrografia.

ID	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE	CORSO D'ACQUA ATTRAVERSATO
I01	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I02	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
I03	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Vallone San Pietro
I04	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
I05	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
I06	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Vallone San Pietro
I07	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Vallone San Pietro
I08	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
I09	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	TOC	Vallone Pincera
I10	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	TOC	Vallone San Pietro
I11	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Vallone Tappino
I12	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	SN_56
I13	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I14	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio



ID	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE	CORSO D'ACQUA ATTRAVERSATO
I15	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	TOC	Vallone Surienza
I16	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I17	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I18	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Vallone Coccioleto
I19	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
I20	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I21	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	TOC	Vallone Surienza
I22	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	SN_56
I23	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	TOC	Vallone Surienza
I24	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I25	Interferenza elemento idrico; Area ad alta pericolosità PGRA (HPH). Aree a pericolosità idraulica alta PAI (P3)	TOC	Torrente Cigno
I26	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
I27	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I28	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I29	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I30	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I31	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
I32	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Fosso dell'Inferno

ID	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE	CORSO D'ACQUA ATTRAVERSATO
133	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Vallone dell'Inferno
134	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Torrente Erba Torbida
135	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Torrente Fonte Cerro
136	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
137	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Torrente Sanguine
138	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Fosso Folcaro
139	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
140	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Fosso Santa Colomba
141	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
142	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	SN_54
143	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
144	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	SN_54
145	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
146	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
147	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
148	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
149	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
150	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	SN_53



ID	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE	CORSO D'ACQUA ATTRAVERSATO
151	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
152	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato	SN_51
153	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
154	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Fosso San Vito
155	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
156	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Fosso San Vito
157	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato	Vallone dei Sorci
158	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Vallone Sant'Elena
159	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
160	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
161	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
162	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	TOC	Vallone Covarelle
163	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
164	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
165	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato	Solco di drenaggio
166	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Fosso Spinaceta
167	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio

ID	PERICOLOSITÀ	RISOLUZIONE	CORSO D'ACQUA ATTRAVERSATO
168	Interferenza elemento idrico; Area ad alta pericolosità PGRA (HPH); Aree a pericolosità idraulica alta PAI (P3)	TOC	Torrente Tona
169	Interferenza elemento idrico	Cavo interrato/ Trenchless	Solco di drenaggio
170	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Torrente Mannara
171	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Torrente Mannara
172	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Torrente Mannara
173	Interferenza elemento idrico; Area a media pericolosità PGRA (MPH)	Cavo interrato/ Trenchless	Torrente Mannara

7.5 INTERFERENZE CON PIAZZOLE DI CANTIERE E DEFINITIVE

Sulla base del reticolo idrografico DBPRIOR10K, dell'idrografia estratta mediante simulazione del modello digitale del terreno condotta grazie ad algoritmi TauDEM, delle immagini satellitari e dei Piani PAI e PGRA, non si è riscontrata alcuna interferenza con le piazzole definitive degli aerogeneratori.

Le piazzole di cantiere, invece, interferiscono in due punti (P01, P02) con l'idrografia (Figura 7.21).

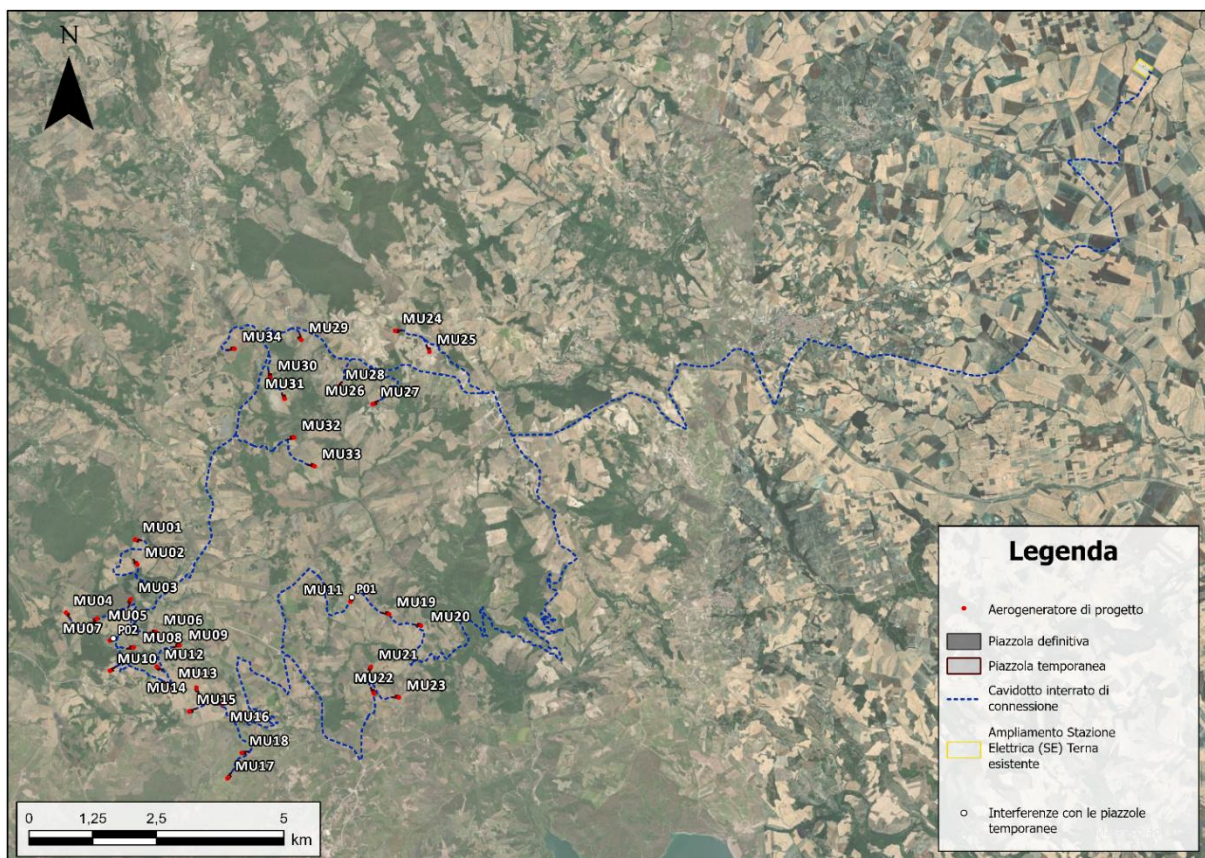


Figura 7.21: Interferenze delle piazzole di cantiere con l'idrografia.

Per rendere la fase post operam il più possibile simile allo stato di fatto, si è previsto di superare l'interferenza P01 dimensionando uno scatolare in c.a. per garantire un corretto funzionamento con eventi meteorici con tempi di ritorno pari a 100 anni. Nel caso dell'interferenza P02, invece, è sufficiente inserire un tubo di diametro interno 300 mm sotto il piano stradale per garantire il corretto deflusso della portata critica.

Ai fini di stabilire la portata critica da garantire per un evento di pioggia avente tempo di ritorno pari a 100 anni, è stato utilizzato il modello afflussi/deflussi presentato nel paragrafo 6.2.6, con le medesime ipotesi.

Sulla base di analisi satellitare, sopralluogo e simulazione del modello digitale del terreno, condotta mediante algoritmi TauDEM, è stato stabilito il bacino scolante alla sezione di chiusura corrispondente all'interferenza.

Il coefficiente di deflusso è stato ricavato sulla base dell'uso del suolo e dello studio della geologia mediante il modello SCS-CN (paragrafo 6.2.4)

Per la definizione del tempo di corrvazione, è stata considerata la somma del tempo di *overland flow* e *channel flow*. Il tempo di *overland flow* è stato stimato con la formulazione di Kerby, mentre il tempo di *channel flow* con la formulazione di Kirpich; i parametri utilizzati per il calcolo del tempo di corrvazione (lunghezza e pendenza dell'asta principale, lunghezza dell'*overland flow* e pendenza media del bacino) sono stati ricavati sulla base del modello digitale del terreno 10 x 10 m ottenuto dal sito Tinitaly.

Alla luce degli elementi sopra riportati, si ritengono le interferenze idraulicamente compatibile e superate.

Si riporta lo studio dell'interferenze P01 e P02 nei paragrafi seguenti.

7.5.1 Piazzola di cantiere della torre MU11 – Interferenza P01

L'interferenza P01 avviene tra la piazzola di cantiere della torre MU11 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.19 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza P01.

Tabella 7.19: Parametri principali idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza P01 tra la piazzola di cantiere della torre MU11 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	8,7
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,15
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,14
Tempo di corrivazione [ore]	0,33
Coefficiente di deflusso [-]	0,38 (T = 2 anni) 0,55 (T = 30 anni) 0,62 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,4 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **1,1 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **1,5 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando uno scatolare in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente dimensioni alla base di 0,7 metri e altezza pari a 0,4 metri.

La capacità di convogliamento dello scatolare di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 15% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 1,4 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica accurata del tombotto.



Figura 7.22: Interferenza P01, tra la piazzola di cantiere della torre MU11 e l'idrografia.

7.5.2 Piazzola di cantiere della torre MU07 – Interferenza P02

L'interferenza P02 avviene tra la piazzola di cantiere della torre MU07 ed un solco di drenaggio individuato dall'analisi del DEM e dalle immagini satellitari.

Si riportano in Tabella 7.20 i principali parametri idrologici assunti per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza P02.

Tabella 7.20: Parametri principali idrologici per il calcolo della portata critica in corrispondenza dell'interferenza P02 tra la piazzola di cantiere della torre MU07 e l'idrografia.

PARAMETRI IDROLOGICI	
Tempo di ritorno [anni]	2,30, 100
Area di bacino alla sezione di chiusura dell'interferenza [ha]	0,7
Lunghezza dell'asta principale [km]	0,11
Pendenza dell'asta principale [m/m]	0,08
Tempo di corrivazione [ore]	0,11
Coefficiente di deflusso [-]	0,26 (T = 2 anni) 0,44 (T = 30 anni) 0,52 (T = 100 anni)

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di *overland flow* (formula di Kerby) e *channel flow* (formula di Kirpich) e confrontato con il valore del tempo di corrivazione calcolato come somma del tempo di entrata in rete più il tempo di rete.

Il risultato dell'analisi idrologica mostra una portata critica di calcolo preliminare pari a **0,05 m³/s** per tempo di ritorno pari a **2 anni**, **0,15 m³/s** per tempo di ritorno pari a **30 anni**, **0,23 m³/s** per tempo di ritorno pari a **100 anni**.

I parametri alla base del calcolo sono di studio preliminare e saranno verificati nella successiva fase progettuale.

Al fine di garantire la verifica di compatibilità idraulica, si è previsto di superare l'interferenza adottando un una tubazione in c.a. carrabile cat.A1, con sezione avente diametro interno pari a 0,3 metri.

La capacità di convogliamento della tubazione di progetto è stata calcolata attraverso una verifica idraulica in regime di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy con il coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, assumendo una pendenza del 10% stimata dal modello digitale del terreno e considerando un grado di riempimento della sezione pari al 75%.

Sulla base di tali assunzioni, la portata convogliabile teorica è pari a circa 0,33 m³/s. Questo valore di portata è basato su incertezze e ipotesi semplificate che verranno confermate tramite rilievo topografico di dettaglio e di studio idrologico e idraulico.

In corrispondenza dell'attraversamento, sarà prevista una riprofilatura dell'alveo e la posa di pietrame e/o riprap come opera di rinforzo strutturale delle sponde, al fine di prevenire fenomeni erosivi contrastando l'azione idrodinamica della corrente, e andando a ridurre eventuali fenomeni di instabilità gravitativa.

Si rimanda alla fase esecutiva di progetto per il dimensionamento della pezzatura necessaria, per il rilievo di dettaglio e per la verifica idrologica e idraulica accurata.

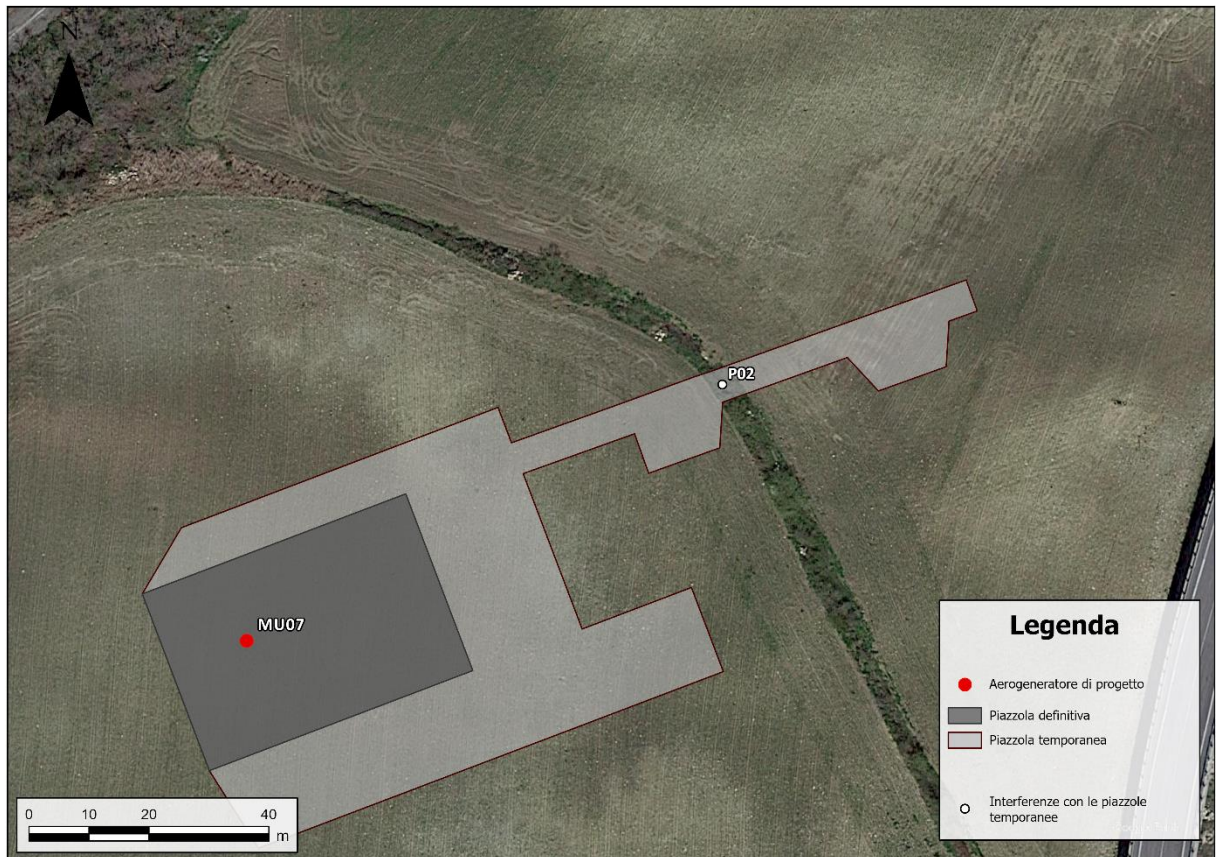


Figura 7.23: Interferenza P02, tra la piazzola di cantiere della torre MU07 e l'idrografia.

8. CONCLUSIONE

Lo studio di compatibilità idraulica del progetto di viabilità, delle piazzole e del cavidotto di connessione ha analizzato le possibili interferenze con l'idrografia e le aree a pericolosità idraulica perimetrata dal Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e dal Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA).

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

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 ricettore finale).

Nel confronto tra la rete di drenaggio naturale dello stato di fatto e di progetto si segnala che si è prevista una sistemazione del drenaggio oggi assente al fine di indirizzare e distribuire le portate, costituita da canalette di forma trapezia scavate nel terreno naturale. 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. La viabilità di accesso sarà corredata da un fosso di guarda per ogni lato della carreggiata, con tubazioni sotto il piano stradale nel caso di versanti ripidi e bacini di scolo significativi gravanti sul piano stradale. Tali scelte consentono di evitare di modificare la rete naturale, senza interferenze nella costruzione della viabilità e nella disposizione delle piazzole.

Ai sensi delle migliori pratiche progettuali sono state previste opere di laminazione e infiltrazione (trincee drenanti) nei sistemi di gestione acque meteoriche delle piazzole in progetto.

Tutte le opere di regimazione rientreranno nell'ambito dell'ingegneria naturalistica.

Nel mantenimento dei limiti della profondità di interramento, ai sensi delle norme vigenti in materia di cavidotti elettrici, la distanza tra fondo alveo e cielo tubazione posata potrà essere ricalcolata nella fase successiva progettuale, in seguito a raccolta di campioni granulometrici e dettaglio delle sezioni topografiche di impalcato e sezioni naturali.