



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA



PROVINCIA DI SASSARI

REGIONE SARDEGNA PROVINCIA DI SASSARI

PARCO EOLICO MISTRAL (35 MW) NEI COMUNI DI LUOGOSANTO, TEMPIO PAUSANIA E AGLIENTU

DATA	REVISIONE
Dicembre 2023	Valutazione di Impatto Ambientale

I TECNICI:

Dott. Geol. Antonio Viggiano



Dott. Geol. Mattia Lettieri



SOCIETA' PROPONENTE:

ENGIE MISTRAL S.r.l
Via Chiese 72
20126 Milano (MI)
C.F e P.IVA 13054420966
REA MI-2700957



Relazione geologica di compatibilità
idrogeologica e di modellazione sismica

ELABORATO

01W.R.02

INDICE

1. Premessa	3
2. Individuazione geografica e cartografica dell'area	7
3. Caratterizzazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica generale	9
3.2 Caratteri geologici e litologici dell'area di studio	14
3.3 Geomorfologia e stabilità generale dell'area di studio	24
3.4 Idrologia ed idrogeologia dell'area in esame	27
4. Pericolosità geologica dell'area di studio	31
4.1 Normativa di riferimento	31
5. Modello geologico e geotecnico preliminare dell'area di studio	37
5.1 Normativa di riferimento	37
5.2 Definizione del modello geologico preliminare delle aree di studio	38
5.3 Definizione del modello geotecnico preliminare	40
6. Modellazione sismica ed indagini geofisiche	54
6.1 Prospezione sismica M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves)	54
7. Considerazioni sul rischio sismico	64
7.1 Indicazione della zona sismogenetica	64
7.2 Sismicità storica della Regione Sardegna	67
7.3 Classificazione sismica di Luogosanto e Tempio Pausania	69
8. Risposta sismica locale	75
8.1 Categoria di sottosuolo	76
8.2 Categoria topografica	80
8.3 Condizioni di amplificazione stratigrafica e topografica	81
9. Caratterizzazione sismica secondo le N.T.C. 2018 (D.M. 17.01.2018)	83
10. Verifica delle pericolosità dovuti agli effetti cosismici	89
10.1 Stabilità nei confronti della liquefazione	90
11. Considerazioni tecniche e compatibilità geologica del progetto proposto	93
11.1 Descrizione sommaria delle opere da realizzare	93
11.2 Compatibilità idrogeologica del progetto proposto	97
12. Campagna di indagini geognostiche previste per il progetto esecutivo	100

Tavole allegate alla relazione fuori testo:

- *Tav. R02.1 – Impianto eolico su aerofotogrammetria I.G.M. – Scala 1:25.000*
- *Tav. R02.2 – Impianto eolico su aerofotogrammetria C.T.R. – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.3 – Impianto eolico su ortofoto tratta da Google satellite – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.4 – Carta geolitologica – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.5 – Carta litologica – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.6 – Carta della permeabilità – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.7 – Carta geomorfologica – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.8 – Carta del modello di elevazione digitale del terreno – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.9 – Carta clivometrica – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.10 – Carta del pericolo geomorfologico dell’AdB della Sardegna – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.11 – Carta del rischio geomorfologico dell’AdB della Sardegna – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.12 – Carta del pericolo idraulico dell’AdB della Sardegna – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.13 – Carta del rischio idraulico dell’AdB della Sardegna – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.14 – Carta del danno atteso dell’AdB della Sardegna – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.15 – Carta della categoria topografica e dell’amplificazione topografica – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.16 – Carta della categoria di sottosuolo e dell’amplificazione stratigrafica – Scala 1:5.000*
- *Tav. R02.17 – Carta di ubicazione delle indagini in sito – Scala 1:5.000*

1. Premessa

Su incarico ricevuto dalla soc. **ENGIE MISTAL S.r.l.**, con sede in Milano (MI) alla via Chiese n°72, il sottoscritto geologo dott. Antonio Viggiano, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania con n°2397, con studio in Postiglione (SA) alla via Canneto n°210, in collaborazione con il *geologo dott. Mattia Lettieri*, iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Campania con n°1448, redigono la presente relazione geologica, idrogeologica, di compatibilità idrogeologica e di modellazione sismica del sito di costruzione (DPR 328/01, art. 41; D.M. 17/01/2018, 3.2.2, 6.2.2;) per il "Parco Eolico Mistral (35 MW) nei Comuni di Luogosanto, Tempio Pausania e Aglientu".

Per quanto riguarda gli aspetti tecnici questo studio geologico-tecnico è stato redatto prendendo in considerazione la vigente normativa tecnica nazionale e regionale, ed in particolare in ottemperanza alle seguenti disposizioni:

- *Legge n. 64 del 02/02/1974* - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- *Decreto del Ministro dei LL.PP. del 11/03/1988* - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- *Circolare del Ministro dei LL.PP. n. 30483 del 24/09/1988* - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- *Circolare n. 218/24/3 del 9 gennaio 1996* - Legge 2 febbraio 1974, n.64 Decreto del Ministro dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988. Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica.
- *Decreto del Ministro dei LL.PP. del 16/01/1996* - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 (e successive modifiche ed integrazioni)* - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica.
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* - Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.
- *Delibera G.R. 30 marzo 2004 n. 15/31* - Disposizioni preliminari in attuazione dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (pubblicata nel B.U. Sardegna, 21 agosto 2004 n. 23).
- *D.M. 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.* - Suppl. Ordinario n. 30, Nuove Norme Tecniche per le costruzioni.
- *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26/02/2009* - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

- *DECRETO 17 Gennaio 2018* - Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (G.U. Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8);
- *Circolare esplicativa del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 21 Gennaio 2019* - Istruzioni per l'Applicazione delle NTC 2018.
- *Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti*. Legge 18 maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6, ter D.L. 180/98 e successive modifiche ed integrazioni;
- *Circolare 1/2019* – Indirizzi interpretativi e procedurali relativi alle norme di attuazione del Piano Stralcio di bacino per l'assetto Idrogeologico (PAI);

La presente analisi fornisce un inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico dell'area oggetto di studio ed è supportata dalle risultanze delle indagini geognostiche eseguite dagli scriventi nell'area oggetto d'intervento, nonché dagli studi tematici effettuati dalla citata Autorità di Bacino citata.

Questo lavoro si prefigge, quindi, di evidenziare le possibili problematiche connesse alle condizioni di assetto idrogeologico in cui versa attualmente il territorio indagato fornendo tutti i suggerimenti necessari per eseguire le scelte tecniche operative più idonee. L'indagine eseguita si è articolata nelle seguenti quattro fasi di studio principali:

1. *Fase preliminare*: la prima fase ha riguardato la raccolta di tutti i dati disponibili presso gli enti pubblici preposti (Comuni di Luogosanto e Tempio Pausania, Autorità di Bacino della Sardegna) e del materiale bibliografico riguardante l'area in esame.
2. *Fase conoscitiva di base*: durante la seconda fase è stato effettuato il riconoscimento dei lineamenti geologici, geomorfologici e dell'assetto strutturale della zona, dello stato idrogeologico superficiale e sotterraneo, controllo, integrazioni o aggiornamenti delle cartografie di base già redatte per la zona di studio da altri enti pubblici.
3. *Fase degli accertamenti di dettaglio*: la terza fase si è svolta prima mediante il rilevamento geologico di campagna, al fine di verificare e aggiornare con rilievi di dettaglio gli aspetti geologici e geomorfologici relativi al territorio in studio, e successivamente con l'analisi delle indagini geognostiche eseguite e disponibili con la successiva elaborazione ed interpretazione dei dati.
4. *Elaborazione dei dati*: infine si è pervenuti alla stesura della relazione geologica, idrogeologica e di modellazione sismica del sito di costruzione, che illustra le conclusioni cui si è approdati in fase di sintesi al fine di verificare la compatibilità dei lavori di progetto in relazione alla stabilità della zona ed alle condizioni di assetto idrogeologiche attualmente presenti.

I contenuti della presente relazione geologica e idrogeologica, di compatibilità idrogeologica e di modellazione sismica del sito di costruzione, sono i seguenti:

- inquadramento geologico, idrogeologico e geomorfologico dell'area;
- analisi e considerazioni sulle indagini geognostiche e sismiche eseguite sui siti di specifico interesse e su quelle disponibili per l'area di studio;
- caratterizzazione dei parametri geotecnici medi dei litotipi del sottosuolo in esame;
- indicazione della zona sismogenetica, della classificazione sismica regionale e della sismicità storica dell'area di studio;
- determinazione della categoria di sottosuolo, indicazione degli effetti di sito (risposta sismica locale) e dei relativi coefficienti di amplificazione sismica;
- verifica delle pericolosità (liquefazione dei terreni, effetti cosmici);
- indicazione della fattibilità dell'intervento in relazione all'assetto idrogeologico della zona ed in base ai risultati ottenuti dai punti precedenti.

L'obiettivo finale che si vuole raggiungere con il presente studio è quello di valutare la Risposta Sismica di Sito che ha avuto lo scopo di definire, in tutti i suoi dettagli, le caratteristiche del sito di fondazione e del sottosuolo significativamente interessato dalle opere di progetto definendo, come previsto nella nuova normativa per le costruzioni in zona sismica, la Categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche. L'attenzione alle caratteristiche geolitologiche, geosismiche e geotecniche a livello di sito, nasce dalla constatazione ormai ben nota che un deposito incoerente, poggianti su un basamento rigido, può modificare sostanzialmente la composizione spettrale ed il livello energetico dell'evento sismico determinando l'amplificazione di alcune frequenze.

La definizione di tali amplificazioni è essenziale per valutare la pericolosità di un sito potendo essa essere di livello anche molto maggiore di quello relativo alle stesse differenziazioni energetiche legate alla Classificazione. Il Rischio per una struttura sottoposta ad uno stress sismico dipende, infatti, non solo dalla vulnerabilità propria della struttura edilizia, ma anche, e forse principalmente, dall'intensità delle componenti a varie frequenze contenute nel segnale sismico ed in particolare quello relativo alle onde *S*, che, emergendo in genere verticalmente, producono sollecitazioni orizzontali alle costruzioni.

Per la ricostruzione del modello geologico, geotecnico e sismico preliminare delle aree di studio è stata eseguita una campagna geognostica consistente nella realizzazione di prove sclerometriche sugli affioramenti lapidei delle aree esaminate (n°3 stazioni di misura) e n°1 prospezione sismica superficiale del tipo M.A.S.W. (*Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh*).

Inoltre, sono state prese in considerazione le indagini pregresse condotte sulle medesime formazioni geologiche di quelle dell'area di specifico interesse e riportate negli studi geologici disponibili (bibliografia), consistenti in sondaggi a carotaggio continuo, prove S.P.T. in foro di sondaggio e prove di laboratorio su campioni di terreno indisturbato.

Tali attività hanno permesso di ricostruire il modello geologico e geofisico delle aree esaminate e, nel contempo, di ricavare i principali parametri dei terreni del sottosuolo di interesse geotecnico e sismico, al fine di conoscerne e studiarne il comportamento in relazione alle caratteristiche strutturali e dimensionali delle opere di progetto.

Lo studio geologico è corredato dai seguenti elaborati:

- Tav. 01W.R.02.01 - Impianto agrivoltaico su aerofotogrammetria I.G.M
- Tav. 01W.R.02.02 - Impianto agrivoltaico su aerofotogrammetria C.T.R
- Tav. 01W.R.02.03 - Impianto agrivoltaico su ortofoto tratta da Google satellite
- Tav. 01W.R.02.04 - Carta geologica
- Tav. 01W.R.02.05 - Carta litologica
- Tav. 01W.R.02.06 - Carta della permeabilità
- Tav. 01W.R.02.07 - Carta geomorfologica
- Tav. 01W.R.02.08 - Carta del modello di elevazione digitale del terreno
- Tav. 01W.R.02.09 - Carta clivometrica
- Tav. 01W.R.02.10 - Carta del pericolo geomorfologico Autorità di Bacino della Sardegna
- Tav. 01W.R.02.11 - Carta del rischio geomorfologico Autorità di Bacino della Sardegna
- Tav. 01W.R.02.12 - Carta del pericolo idraulico Autorità di Bacino della Sardegna
- Tav. 01W.R.02.13 - Carta del rischio idraulico Autorità di Bacino della Sardegna
- Tav. 01W.R.02.14 - Carta del danno atteso Autorità di Bacino della Sardegna
- Tav. 01W.R.02.15 - Carta della categoria topografica e dell'amplificazione topografica
- Tav. 01W.R.02.16 - Carta della categoria di sottosuolo e dell'amplificazione stratigrafica
- Tav. 01W.R.02.17 - Carta di ubicazione delle indagini in sito

L'insieme dei dati acquisiti, a parere degli scriventi, risulta sufficiente a riconoscere e descrivere i parametri necessari ad inquadrare la tematica trattata e consente di giungere responsabilmente al parere di competenza, in ordine all'incarico ricevuto.

2. Individuazione geografica e cartografica dell'area

I territori comunali di Tempio Pausania e Luogosanto si trovano ubicati nella Sardegna centro settentrionale, nell'area geografica della Gallura. Essi sono delimitati a Nord e Sud da aree montuose, dalla conformazione aspra ed accidentata in cui dominano le morfologie tipiche del paesaggio "a graniti" gallurese, presentano nei settori centrali ampie zone da collinare a pianeggiante, in cui comunque la tipicità del paesaggio resta una costante, con i numerosi tor e le cataste di blocchi granitici dalla tipica forma sferoidale.

L'isola amministrativa di Tempio Pausania, dislocata a Nord-Est rispetto al nucleo del comune, si trova a brevissima distanza (circa 2,5 km) dalla linea di costa, ed in particolare da ben note località quali la Spiaggia del Liscia, Porto Puddu e l'Isola dei Gabbiani (Comune di Santa Teresa di Gallura e Comune di Palau). Le aree di studio presentano un paesaggio fortemente caratterizzato dalle morfologie relitte tipiche delle rocce granitoidi galluresi.

Nella cartografia prodotta dall'I.G.M. in scala 1:25.000, Serie 25DB, il territorio esaminato ricade nel Foglio "427-I Bassacutena" (Fig. 1).

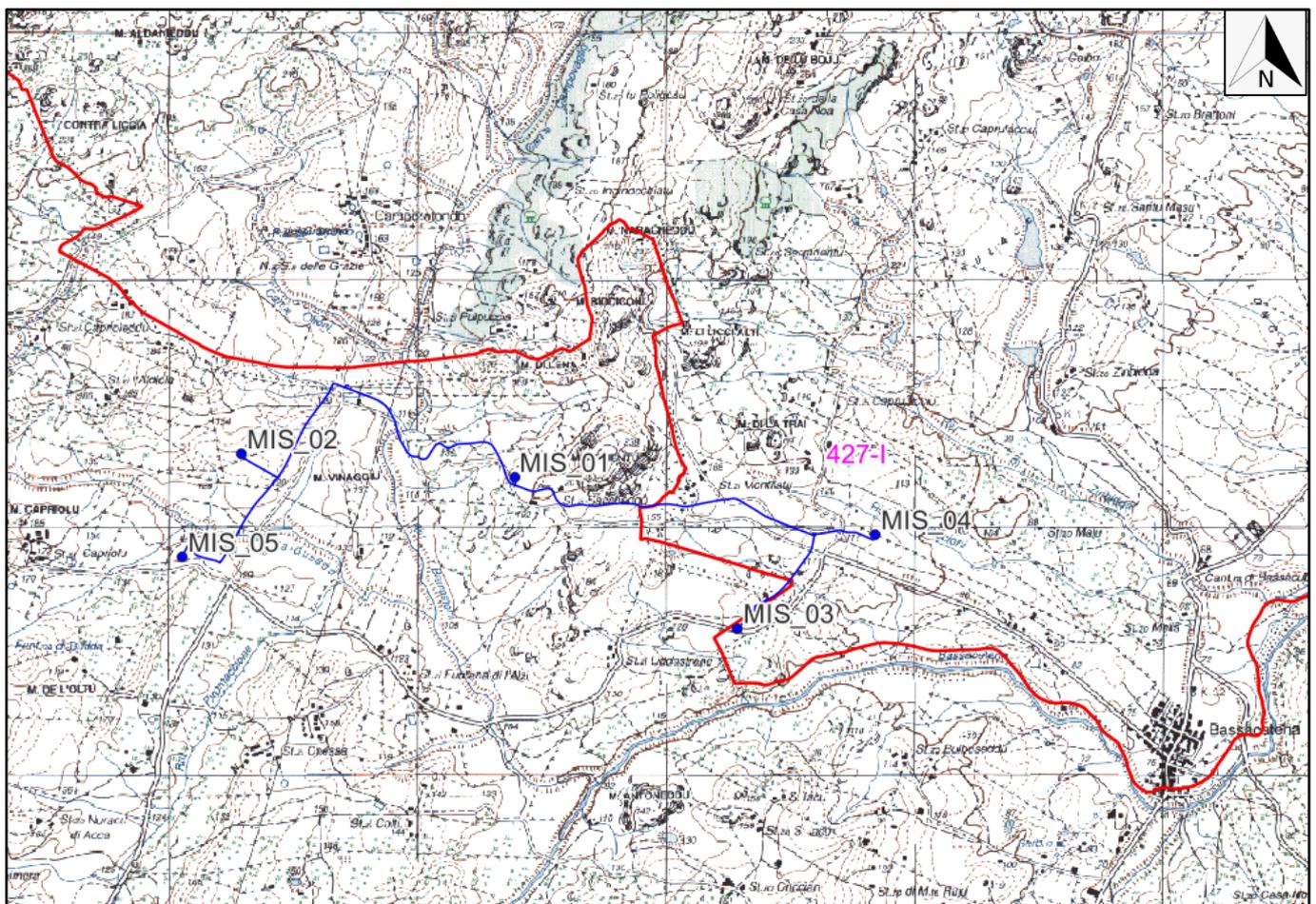


Fig. 1 - Stralcio cartografico (fuori scala) dell'I.G.M. Serie 25DB – Foglio "427-I Bassacutena"

Il parco eolico sarà costituito da n°5 aerogeneratori di cui n° 3 ricadono nel Comune di Luogosanto e n°2 in quello di Tempio Pausania (Fig. 2).

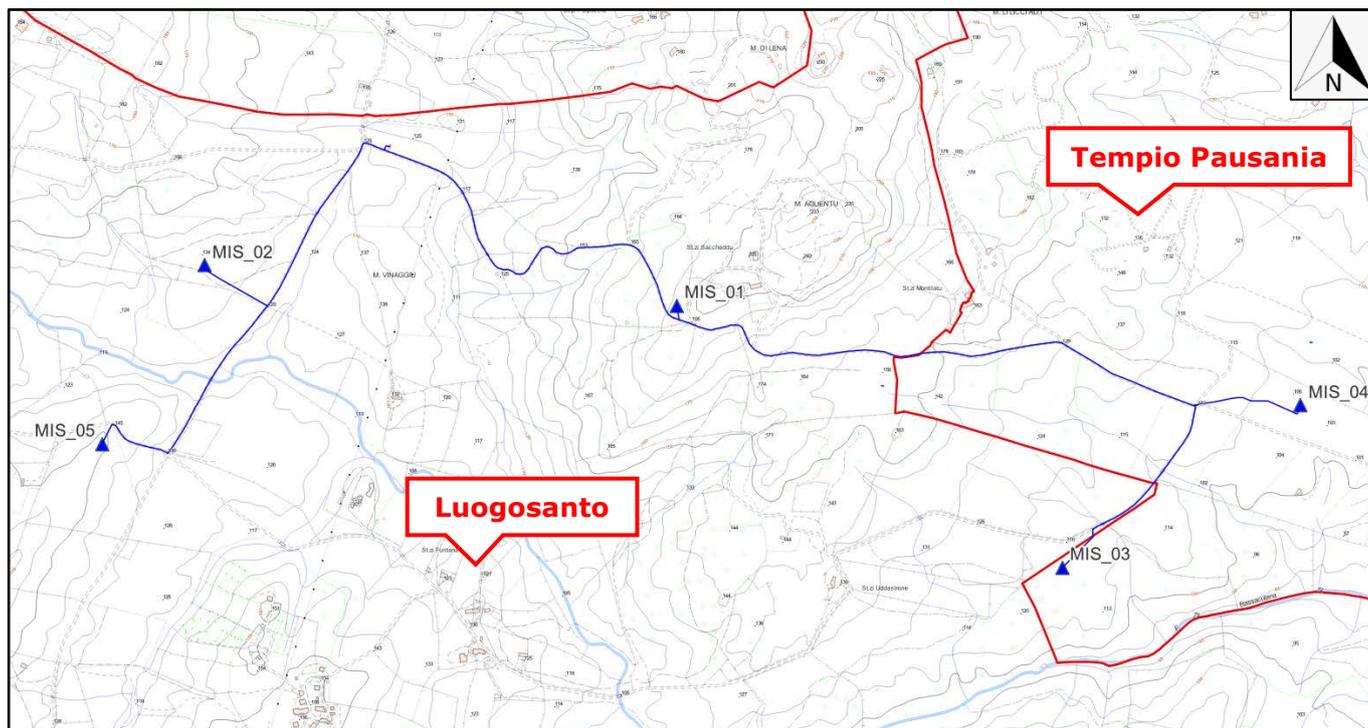


Fig. 2 – Stralcio aerofotogrammetrico CTR con ubicazione degli aerogeneratori

Nella seguente tabella sono indicate le coordinate geografiche delle singole postazioni degli aerogeneratori del parco eolico Mistral di progetto.

Comune di Luogosanto		
ID	Latitudine	Longitudine
MIS_1	41° 7' 6.65" N	9° 13' 49.64" E
MIS_2	41° 7' 9.80" N	9° 13' 2.60" E
MIS_5	41° 6' 56.28" N	9° 12' 52.40" E

Isola Amministrativa del Comune di Tempio Pausania		
ID	Latitudine	Longitudine
MIS_3	41° 6' 46.74" N	9° 14' 28.00" E
MIS_4	41° 6' 58.99" N	9° 14' 51.76" E

3. Caratterizzazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica generale

3.1 Assetto geologico e tettonico regionale

Dal punto di vista geologico generale l'area in esame è rappresentata nel Foglio della Carta Geologica d'Italia, in scala 1/100.000, n°168 "La Maddalena" (Fig. 3).

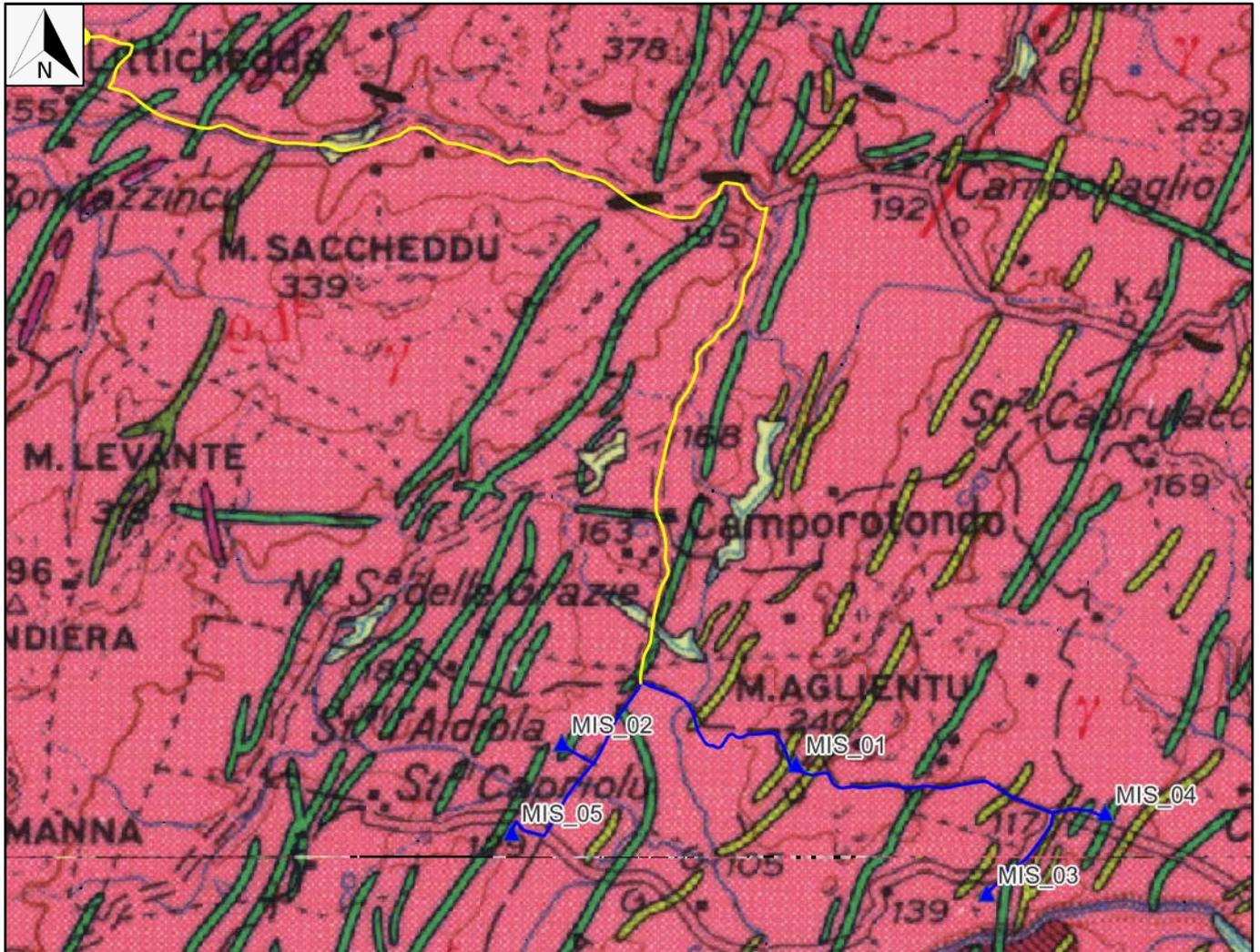


Fig. 3 – Stralci della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000. Foglio 168 "La Maddalena"

Legenda

-  Aerogeneratore
-  Elettrodotto impianto
-  Elettrodotto allaccio alla stazione elettrica
-  Stazione elettrica

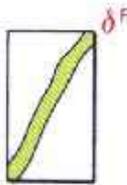
Legenda della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000

PLUTONE GRANITICO DI GALLURA E RELATIVO CORTEO FILONIANO

Ciclo magmatico ercinico



$q\Delta^F$ Filoni riolitici a struttura porfirica ed a massa di fondo granulare o granofirica; filoni riolitici granofirici, talora a due miche e sovente a tendenza aplitica (q^F). Filoni di riocacite spesso anfibolica a struttura porfirica ed a massa di fondo microgranulare, talora a tendenza granofirica ($q\Delta^F$).



δ^F Filoni a composizione da dacitica a basaltica; litotipi lamprofirici (spessartiti, camptoniti) con termini di transizione alla serie dacite-basalto.



γdt Graniti biotitici, localmente passanti a granodioriti, in genere a grana eterogenea con prevalenza di componenti a dimensioni medio-grossolane, per lo più rosati e, più raramente, grigi, talora contenenti scie ricche in biotite ed inclusi di varia natura (γ). Graniti alterati, mantelli eluviali dei corpi granitici e relative facies arcose (γdt).

È noto come la Sardegna sia suddividibile in tre complessi geologici che affiorano per estensioni circa equivalenti: il basamento metamorfico ercinico, il complesso intrusivo tardo-ercinico e le successioni sedimentarie e vulcaniche tardo-erciniche, mesozoiche e cenozoiche.

Il basamento paleozoico sardo è un segmento della Catena Ercinica sud europea, considerata una catena collisionale con subduzione di crosta oceanica e metamorfismo di alta pressione a partire dal Siluriano, collisione continentale con importante ispessimento crostale, metamorfismo barroviano e magmatismo durante il Devoniano Superiore e il Carbonifero.

In Sardegna la geometria collisionale della Catena Ercinica è ancora ben riconoscibile: il margine armoricano sovrascorso è rappresentato dal Complesso Metamorfico di Alto Grado che affiora nella Sardegna settentrionale, mentre il margine subdotto è rappresentato da un Complesso Metamorfico di Basso e Medio Grado strutturato in un edificio a falde, a sua volta suddiviso in Falde Interne e Falde Esterne, che affiora nella Sardegna centrale e Sud-orientale (Carmignani et alii, 1992a; 1994a). I due complessi sono separati dalla Linea Posada-Asinara, lungo la quale affiorano frammenti di crosta oceanica con paragenesi relitte di ambientazione eclogitica. A questa strutturazione collisionale, nel tardo Paleozoico, segue un'evoluzione caratterizzata dal collasso gravitativo della catena e da rilascio termico.

In Sardegna e Corsica l'evoluzione tardo-ercinica della catena, caratterizzata da una dinamica essenzialmente estensionale e/o trans-tensile, è dominata da processi esumativi e coincide con la messa in posto delle plutoniti che formano il Batolite Sardo-Corso. Essa si esprime anche con diffuse manifestazioni vulcaniche e sub-vulcaniche in campi filoniani e la genesi di bacini intracratonici stefaniano-autuniani.

In definitiva quindi la messa in posto del batolite sardo è da ricondursi alla tettonica estensionale legata al collasso gravitativo della catena ercinica, attiva in Sardegna a partire da 308 MA. Tale tettonica, in Sardegna, è sicuramente attiva a partire da almeno 307 Ma, cioè dalle più antiche età di chiusura delle muscoviti dei graniti anatettici della Bassa Gallura (la cui genesi è legata al regime esumativo della catena e prosegue fino almeno all'Autuniano). Essa, infatti, si manifesta anche con un metamorfismo regionale di alto T/P, con lo sviluppo di bacini stefano-autuniani e con un vulcanismo calcalcalino. Come conseguenza, gran parte del plutonismo calcalcalino del batolite sardo, deve ritenersi coevo sia dei sedimenti (almeno della loro parte basale), che delle vulcaniti presenti nei bacini stefano-permiani. In definitiva, le vulcaniti, possono rappresentare la controparte effusiva delle plutoniti del batolite.

E' evidente come la connotazione sin-tettonica, sensu Ghezzi & Orsini (1982), delle intrusioni vada più semplicemente ricondotta al quadro cinematico (comunque estensionale), esistente durante la loro messa in posto. Tale quadro, oltre che nel tempo, può variare anche nello spazio, per cui intrusioni coeve possono mostrare tessiture fortemente foliate, oppure isotrope, a seconda dei loro rapporti spaziali con zone di taglio.

Quasi tutte le altre intrusioni mostrano una più o meno marcata orientazione acquisita in condizioni di magmatic flow.

Il Complesso Metamorfico di Alto Grado di Carmignani et alii (1994a) affiora a Nord della Linea Posada-Asinara ed è costituito da affioramenti di modesta estensione isolati nel batolite calcalcalino tardo-orogénico. I protoliti di questo complesso sono con ogni probabilità precambriici e il litotipo dominante è costituito da migmatiti, le quali mostrano una certa variabilità di tipologie strutturali e composizionali. Al di là delle specifiche caratteristiche tessiturali e strutturali, le migmatiti possono essere suddivise in metatessiti e diatessiti. All'interno di esse si rinvencono corpi pluritettonici di ortogneiss e corpi di anfiboliti.

I granitoidi tardo-ercinici del Complesso intrusivo ercinico costituiscono circa un quarto dell'isola ed insieme alle intrusioni granitoidi della Corsica formano il Batolite Sardo-Corso. Il carattere del batolite è notoriamente composito in ragione del lasso di tempo piuttosto lungo in cui si realizza la sua messa in posto (circa 60 MA, intervallo di tempo in cui è lecito aspettarsi cambiamenti del quadro geodinamico che si riflettono sui caratteri strutturali e composizionali delle diverse intrusioni).

Per ciò che concerne i caratteri composizionali, si evince dalla letteratura che le plutoniti del Batolite Sardo-Corso sono schematicamente suddivisibili in tre grandi gruppi:

- 1) **Plutoniti basiche (masse gabbriche, tonaliti, granodioriti tonalitiche).** Molto rare all'interno del Batolite Sardo, costituiscono masse di piccole dimensioni quasi sempre inglobate all'interno di plutoniti acide. Un tratto comune a queste plutoniti è la presenza di stratificazione da cumulo e l'associazione con litotipi a composizione da dioritica a tonalitica. La massa gabbrica più studiata è quella di Punta Falcone. Si tratta di gabbri anfibolici con strutture di cumulo; questa massa basica è stata interpretata come il prodotto

dello smembramento di un'intrusione basica, non ancora cristallizzata, risalita a livelli alto crustali, dove sarebbe stata inglobata da magmi anatectici con i quali avrebbe prodotto fenomeni di interazione meccanica.

- 2) **Monzograniti (monzograniti e granodioriti monzogranitiche).** Presentano ampia varietà di facies dovuta essenzialmente a diversi gradi di eterogranularità e di orientazione tessiturale. Detta variabilità, riscontrabile spesso all'interno di singole intrusioni, a conferire loro notevole disomogeneità tessiturale, ha grande rilevanza nella caratterizzazione merceologica di tali rocce, che sono ampiamente sfruttate per usi ornamentali. Tutti i monzograniti sono inquadrabili tra "le plutoniti tardo-tettoniche" e "post tettoniche", sensu GHEZZO & ORSINI (1982). Tra le diverse intrusioni, alcune sono allungate a forma ellissoidica (l'intrusione di Tempio Pausania-Calangianus), con asse maggiore orientato a N110E. All'interno delle intrusioni monzogranitiche, è stata riconosciuta una sequenza di messa in posto sincrona "in continuo", dai tipi più ricchi in biotite, verso quelli leucocrati, meno ricchi in biotite, che rappresenterebbero le facies pertinenti i livelli apicali del corpo intrusivo. In queste plutoniti è spesso rilevabile una marcata fluidalità planare, espressa dall'allineamento di megacristalli di feldspato alcalino e di inclusi femici di forma allungata, elemento caratteristico di queste plutoniti, la cui orientazione è compresa intorno a N110E.
- 3) **Leucomonzograniti.** Affiorano diffusamente in tutti i settori del basamento sardo. Si rinvencono infatti intrusi all'interno delle rocce anchimetamorfiche della zona esterna, delle metamorfiti in facies di scisti verdi, della Sardegna centro-orientale e del complesso di alto grado metamorfico della Gallura. Si contraddistinguono per la generale omogeneità composizionale, per le tessiture essenzialmente isotrope o, talvolta, debolmente orientate e per la colorazione tipicamente rosata. Varie facies sono distinguibili anche in virtù del grado di porfiricità, del contenuto in biotite, che non supera mai il 5% modale, nonché della eventuale compresenza di muscovite. La giacitura delle intrusioni leucomonzogranitiche è generalmente discordante rispetto al pattern strutturale delle rocce incassanti e delle intrusioni precedenti; la direzione dominante varia da Nord-Sud a Nord/Est-Sud/Ovest. Le principali intrusioni sono quelle dei massicci di Alà dei Sardi, del Monte Limbara e del Sulcis, ma intrusioni più modeste sono sparse in tutta l'isola. Tra i leucomonzograniti, va distinto quello del massiccio di Concas, che affiora da Punta Tepilora a Punta Pianedda, per il suo carattere peralluminoso, che si manifesta con la presenza di granati e muscovite. Le età radiometriche disponibili, per leucograniti, variano intorno alla data di 285 +/- 5 Ma.

Dal punto di vista tettonico, esiste un intenso sistema di strutture secondarie (faglie, fratture, etc.) così chiamate proprio perché postcristalline. La loro natura tettonica è evidenziata da effetti "cataclastici" nel granito, dall'assenza di fenomeni di ricristallizzazione e dalla presenza di "tectoglifi", che indicano un senso di movimento orizzontale, suborizzontale o verticale. Esistono

infatti due principali sistemi di fratturazione, i *joints di raffreddamento* e le *fratture tettoniche secondarie*:

- *Joints di raffreddamento*. Sono delle fratture primarie legate ai processi di raffreddamento dei graniti ed è possibile distinguerli dalla presenza di filoni e di adunamenti mineralogici (quarzo, pirite, sericite, epidoti, muscovite, etc.).
- *Fratture tettoniche secondarie*. L'origine delle fratture tettoniche secondarie è posteriore alla messa in posto dei plutoni granitici ed è probabilmente legata alla tettonica alpina; non è da escludere, comunque, la possibilità che alcune direzioni di fratturazione siano state già attive durante le fasi tardive dell'orogenesi ercinica e, successivamente, riutilizzate durante la tettonica alpina.

I due sistemi di fratturazione principale, sono, il primo, con direzioni preferenziali N 100-N 150 ed un secondo, con direzioni Ovest/Nord-Ovest ed Est/Sud-Est; entrambi non presentano fenomeni di ricristallizzazione e sono chiaramente postraffreddamento dell'intrusione. Oltre a questi due importanti sistemi di fratturazione, dalla carta tettonica, se ne può rilevare un terzo, con una fratturazione meno intensa e, probabilmente, complementare ai primi due, con direzioni di circa Est/Ovest e Nord-Est, Est/Sud-Ovest.

Questi sistemi di fratturazione rispondono soddisfacentemente ad un modello di trascorrenza regionale a componente sinistra (Sgavetti M., 1982), dove è ipotizzabile l'esistenza di faglie con direzione Nord-Est/Sud-Ovest, caratterizzate da una certa componente compressiva, alla quale potrebbero essere associate faglie inverse, corrispondenti ai lineamenti Nord-Ovest/Sud-Est.

3.2 Caratteri geologici e litologici dell'area di studio

Il territorio in esame si trova ubicato nell'area geografica della Gallura, inquadrabile nel pilastro tettonico orientale della fossa Sarda. In particolare, nel corso dell'Oligocene medio, con la collisione della placca africana con quella europea si ebbe la rototraslazione del blocco sardo-corso e l'apertura del rift sardo, con la suddivisione del basamento cristallino paleozoico, strutturalmente già evoluto, in due horst (pilastri tettonici) e l'apertura della Fossa Sarda, che si sviluppava dal Golfo dell'Asinara al Golfo di Cagliari.

In termini geolitologici l'area in esame è esclusivamente impostata su rocce magmatiche intrusive a composizione granitoidale ascritte al Batolite Sardo-Corso (leucograniti, monzograniti, granodioriti, tonaliti), generalmente attraversate da sistemi di fratture variamente intersecantesi e caratterizzate da vario grado di alterazione. Il Complesso granitoidale risulta iniettato da manifestazioni filoniane tardo erciniche orientate secondo la direttrice principale SSW-NNE, direzione lungo cui sono orientate anche le principali faglie rilevate nell'area.

I depositi quaternari olocenici, di origine alluvionale e detritica non raggiungono mai estensioni superficiali e potenze tali da renderli prevalenti, seppure localmente, rispetto alle formazioni paleozoiche. Si riscontrano in affioramento lungo i corsi d'acqua principali e in alcune zone di fondovalle, aree in cui si presentano condizioni geologiche e geomorfologiche favorevoli al raggiungimento del requisito di cartografabilità alla scala del presente studio sia in termini di estensione che di potenza media.

Facendo cenno alla tettonica, è evidente nell'area di indagine la presenza di una direzione preferenziale, recentemente messa in relazione all'evoluzione tettonica collisionale della "Corsica alpina", delle direttrici tettoniche, faglie e fratture, con andamento SSW-NNE, resa ancor più evidente dal condizionamento geomorfologico e idrologico che queste hanno determinato nel dominio in oggetto (es.: forma del rilievo, fenomeni di cattura, pattern idrografico).

Il territorio esaminato, dunque, è caratterizzato da una sostanziale uniformità geolitologica, con la presenza di rocce granitoidi ascritte al Complesso Granitoidale della Gallura che interessano la totalità della superficie di studio (Fig. 4).

Nelle pagine seguenti si riporta una breve descrizione delle principali formazioni geologiche affioranti nell'area indagata, accorpate secondo il criterio litologico e riportate in ordine cronologico dalla più antica alla più recente (Fig. 5).

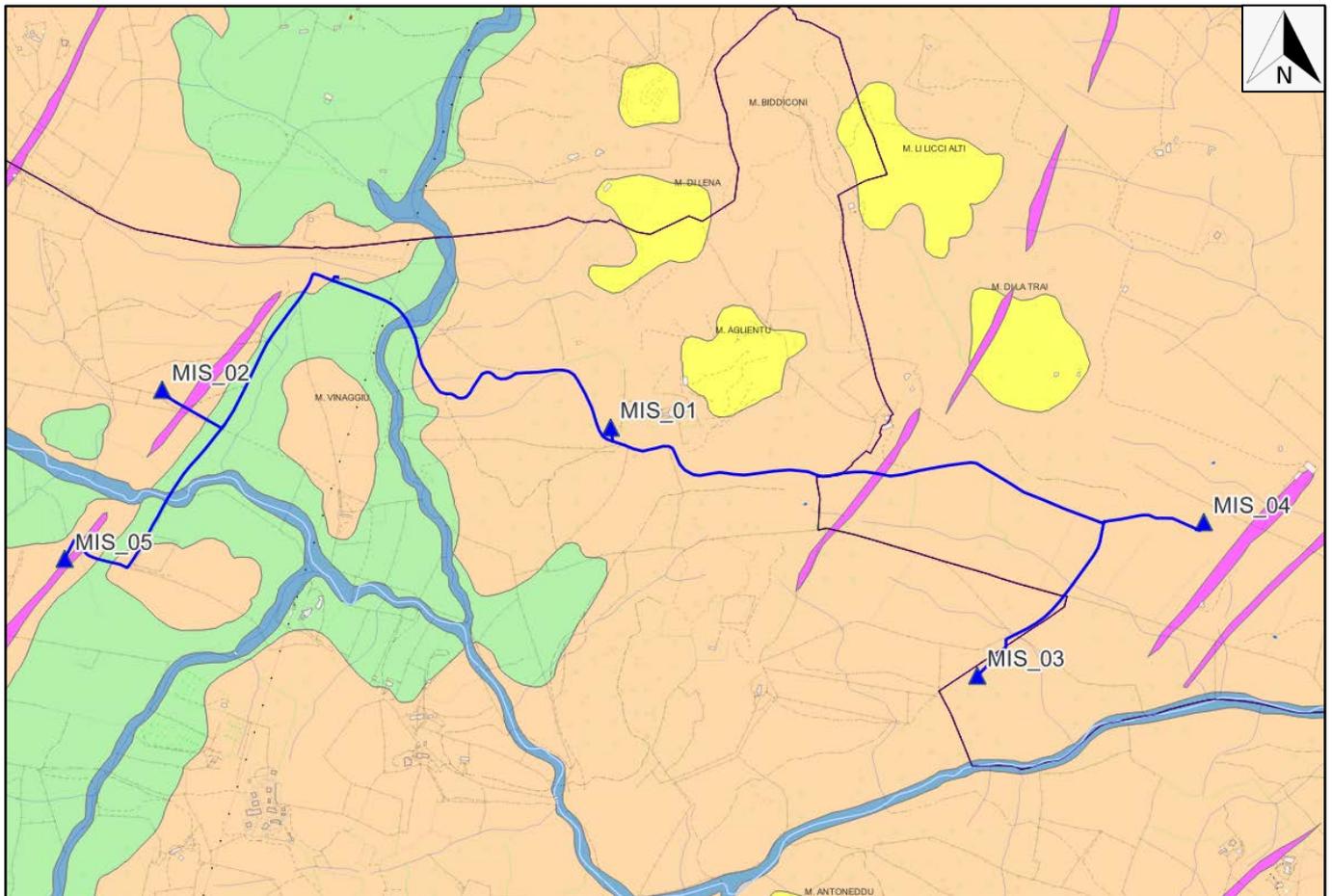


Fig. 4 - Stralcio della Carta Geologica con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto di progetto

Legenda

-  Depositi olocenici dell'area continentale. Età: Olocene
-  Sedimenti alluvionali. Età: Olocene
-  Sedimenti legati alla gravità. Età: Olocene.
-  Filoni e ammassi. Età: Carbonifero Sup. - Permiano.
-  Complesso granitoido della Gallura. Età: Carbonifero Sup. - Permiano.

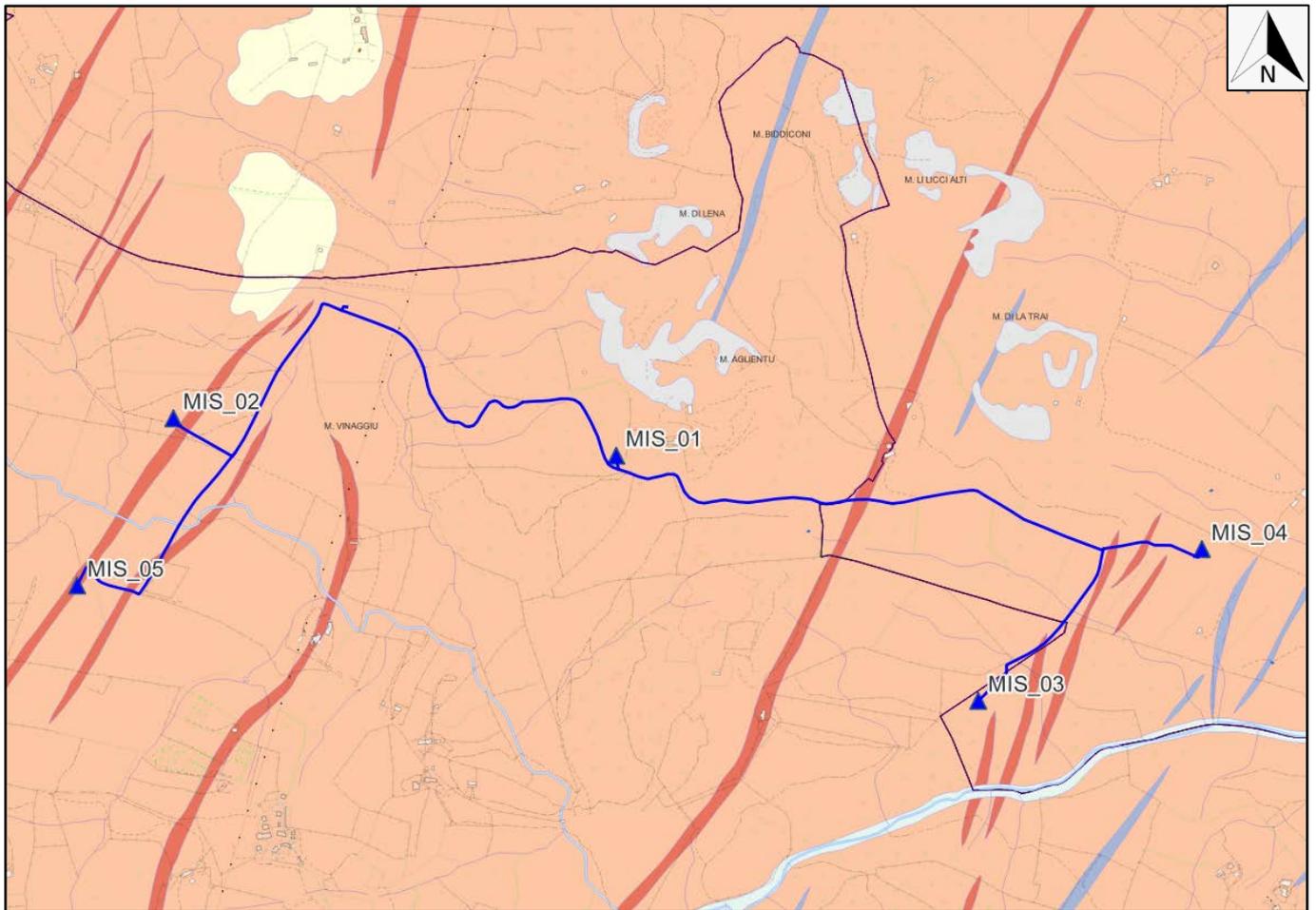


Fig. 5 - Stralcio della Carta Litologica con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto di progetto

Legenda

-  Depositi terrigeni antropici.
-  Depositi terrigeni continentali legati a gravità.
-  Filoni e ammassi acidi.
-  Filoni e ammassi basici e intermedio-basici.
-  Monzograniti, leucomonzograniti, granodioriti monzogranitiche.

Complesso Granitoide della Gallura

- **I Leucograniti** (Carbonifero Sup.-Permiano). Unità Intrusiva di Luogosanto. Facies Contramazzone (Leucograniti microporfirici). Facies Monti di Cognu (Leucograniti a grana fine). Unità Intrusiva di Tempio Pausania. Facies Monte S. Giorgio (Leucograniti moderatamente inequigranulari). Facies Monte di Li Conchi (Leucograniti moderatamente inequigranulari). Facies Punta Balistreri (Leucograniti porfirici a grana fine). Facies Punta Bozzico (Leucograniti a grana fine). Facies Valliciola (Leucograniti equigranulari a grana medio-fine).

Sono rocce a composizione super-acida, con tenore in silice compreso tra 75-78% e struttura analoga a quella di un granito (con le medesime possibili varietà in termini di equi o inequigranularità). Sono povere in minerali ferromagnesiaci e con un indice di colore più basso del normale. Hanno colore in prevalenza grigio biancastro-rosato e la paragenesi mineralogica, piuttosto omogenea, è data da quarzo (nelle alte percentuali sopra specificate), feldspato potassico (in prevalenza ortoclasio peritico e in subordinate microclino), plagioclasio di composizione oligoclasica e più raramente albitica, poca biotite (<5% modale) e talora muscovite; tra gli accessori figurano apatite, allanite, zircone e più raramente magnetite e titanite. La particolare resistenza agli agenti esogeni del leucogranito fa sì che questo si riscontri spesso in affioramento nella sua facies francamente litoide al più leggermente alterato nella porzione più superficiale per effetto dell'idrolisi dei silicati, che determina una debole foliazione a scagliette.

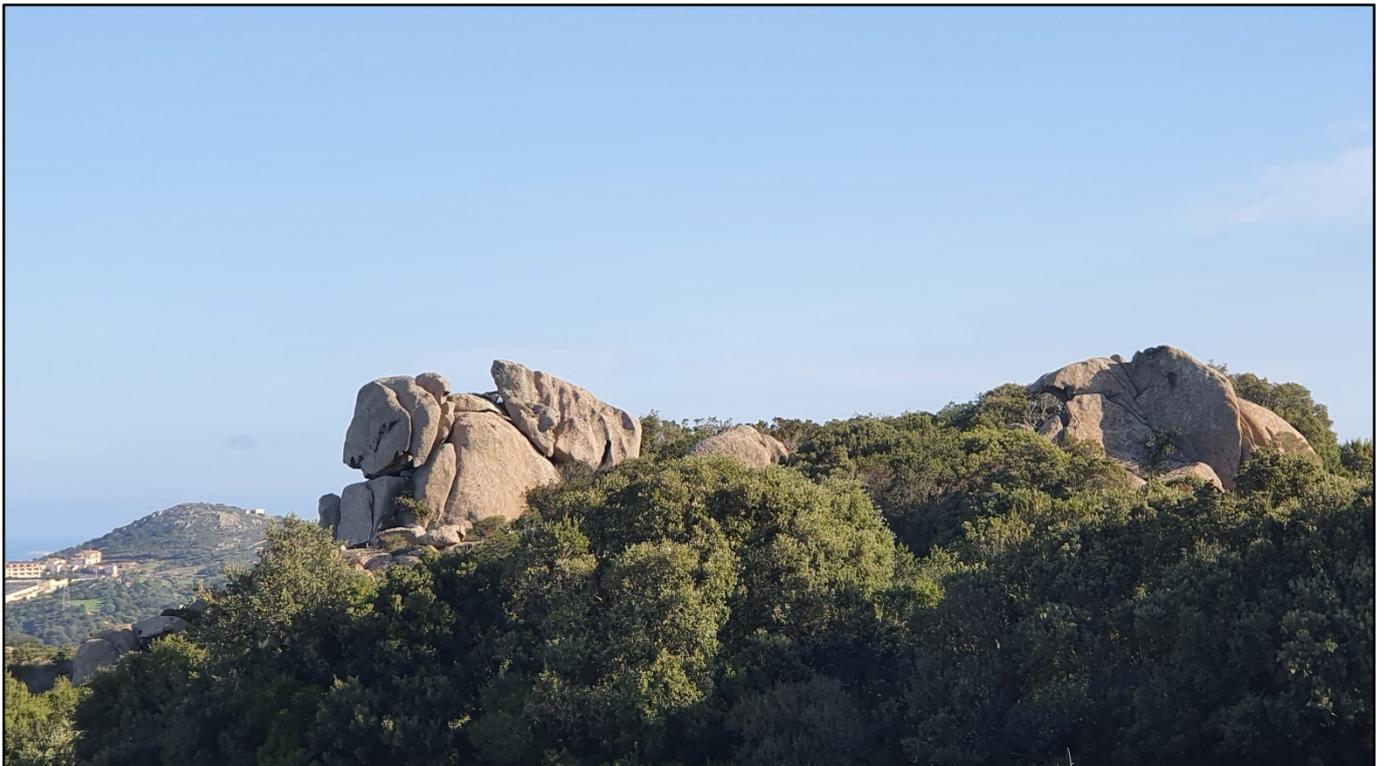


Foto 1 – Affioramento di leucograniti nell'area di studio

- **I Monzograniti** (Carbonifero sup. - Permiano). Unità Intrusiva di Arzachena. Facies Arzachena (Monzograniti inequigranulari, a rari fenocristalli euedrali di kfs di taglia compresa tra 0.5 e 2 cm). Unità Intrusiva di Luogosanto. Facies Monte Pulchiana (Monzograniti equigranulari a tendenza leucocrata). Unità Intrusiva di Tempio Pausania. Facies Monte di La Jescia (Monzograniti inequigranulari a rari fenocristalli di Kfs con taglia fino a 12 cm, e numerosi inclusi microgranulari basici). Facies Punta Lovia Avra (Monzograniti inequigranulari, con fenocristalli euedrali di Kfs aventi taglia compresa tra 1 e 5 cm). Facies Punta Paoleddu (Monzograniti inequigranulari, con abbondanti fenocristalli euedrali di Kfs aventi taglia compresa tra 1 e 4 cm).

Si tratta di rocce intrusive sature (percentuale di quarzo >5%) a chimismo acido (percentuale di silice compresa tra 65-75%) caratterizzate dalla predominanza di feldspato potassico e plagioclasio (labradorite); presenti in percentuali simili, pirosseno monoclino, orneblenda. All'esame macroscopico i monzograniti mostrano struttura massiva e tessitura granitoide olocristallina in prevalenza inequigranulare nell'area di interesse (associata alla disposizione disomogenea ed alle dimensioni mediamente elevate "centimetriche" dei cristalli euedrali di k-feldspato), con granulometria che varia da media a grossolana (diametro medio 3,5 mm), di colore prevalentemente grigio-rosato (da chiaro a scuro) con piccole macchie nere (cristalli di biotite), biancastre (cristalli di quarzo) e rosate (cristalli di feldspato); a luoghi sono presenti iso-orientazioni per flusso magmatico, evidenziate soprattutto dalla disposizione delle biotiti. Gli spessori della coltre alteritica sono mediamente bassi; non mancano naturalmente le eccezioni rispetto alla tendenza media, da un lato con sacche di alterazione profonda, corrispondenti ad aree particolarmente disturbate tettonicamente, in cui l'arenizzazione della roccia madre può raggiungere potenza decametrica, con facies alteritiche molto spinte, fino al granito arenizzato sensu strictu; all'opposto non mancano gli estesi affioramenti di roccia affiorante, francamente litoide fratturata.

A testimoniare la presenza del bedrock roccioso a profondità medio-basse rispetto al piano di campagna, si ha la presenza con una certa continuità, di affioramenti rocciosi diffusi, sia in forma di torche in forma di creste ed affioramenti arealmente significativi di roccia in facies litoide. Con tutta probabilità le maggiori potenze delle coltri alteritiche autoctone del complesso granitoide monzogranitico vengono raggiunte nelle aree sub-pianeggianti.

I monzograniti a tendenza leucocrata ascritti alla Facies Monte Pulchiana segnano un netto stacco morfologico rispetto ai monzograniti inequigranulari, con una notevole concentrazione di forme relitte, ossia forme ereditate da sistemi morfoclimatici differenti, succedutisi nel passato. Questa litofacies si distingue per la presenza di biotite con taglia mediamente millimetrica che non supera il 5% modale e per il colore rosato conferito dalla diffusa presenza di aggregati policristallini di k-feldspato.



Foto 2 – Affioramento di monzograniti nell'area di studio

- **Le Granodioriti.** Unità Intrusiva di Tempio Pausania. Facies S. Pancrazio (Granodioriti moderatamente inequigranulari). Unità Intrusiva di S. Antonio di Gallura. Facies Santa Maria delle Grazie (Granodioriti monzogranitiche equigranulari). Le granodioriti sono rocce granitoidi di composizione da intermedia a acida (nei termini monzogranitici), con percentuale in silice compresa tra 60-75%. La biotite può raggiungere proporzioni modali anche fino al 20%. Sono caratterizzate dalla predominanza di un plagioclasio sodico-calcico (oligoclasio-andesina, costituente circa i 2/3 dei minerali presenti) e da una percentuale di quarzo (8-10%). Le granodioriti monzogranitiche affiorano a sud della zona a duomi, interposte ai monzograniti a tendenza leucorata ed anche a contatto diretto con le metatessiti indistinte.



Foto 3 – Affioramento di granodioriti nell'area di studio

- **Unità Intrusiva di Arzachena.** Si tratta di una unità particolarmente complessa, che comprende litofacies a composizione in prevalenza monzogranitica, ma anche granodioritica. In particolare, le facies monzogranitiche sono tendenzialmente inequigranulari (anche se non mancano i termini a grana fine) per fenocristalli euedrali di kfs di dimensioni medio-grossolane; e proprio la diffusa presenza di aggregati di k-feldspato conferisce alla roccia monzogranitica un colore rosato. Localmente i termini monzogranitici lasciano il passo a termini granodioritici, dall'inferiore tenore in silice, con grana da media a grossa, dal colore più tendente al grigio, presenza di biotite e kfs.



Foto 4 – Affioramento dell'unità intrusiva di Arzachena nell'area di studio

- **Le facies di alterazione nelle rocce granitoidi.** La tipica facies di alterazione dei granitoidi fin qui descritti è rappresentata dalla cosiddetta roccia "arenizzata", che si produce per gli effetti che la combinazione di agenti atmosferici (acqua di ruscellamento superficiale e vadosa, acido carbonico, ossigeno), agenti fisici (termoclastismo, crioclastismo) ed agenti organici (di origine animale e vegetale) hanno sui singoli minerali che costituiscono la roccia madre. Alcuni tra i più comuni processi di degradazione dei minerali che costituiscono i granitoidi sono l'idrolisi dei silicati (processo a cui è dedicato un paragrafo nella sezione relativa alla geomorfologia, a cui si rimanda), la caolinizzazione dei feldspati e fenomeni di idratazione. I prodotti dell'alterazione chimica di solito conservano in buona parte la forma dei minerali originari, così che la struttura primitiva della roccia permane normalmente invariata e riconoscibile nelle facies moderatamente e leggermente alterate.

Evidentemente il processo di alterazione risulta più efficace su litotipi fratturati: infatti la presenza di una rete di discontinuità tettoniche fa sì che l'attività disagregante dei fattori succitati possa esplicarsi tanto in superficie quanto in profondità; al contrario se la roccia madre ha carattere massivo, viene intaccata esclusivamente la coltre superficiale, fino ad una profondità massima di pochi centimetri di spessore (alle nostre condizioni climatiche).

Ne consegue che a seconda dell'intensità e dell'efficacia dell'azione degli agenti chimici e fisici sulla roccia madre, ed in dipendenza dal chimismo e dal grado di fratturazione di quest'ultima, il processo di arenizzazione potrà essere più o meno spinto, con tutta una serie di facies di alterazione intermedie. Un granitoide alterato può genericamente essere definito come una roccia semicoerente in cui le strutture originarie sono ancora ben riconoscibili, compresa la maggior parte dei minerali ed eventuali manifestazioni filoniane, ma in cui i legami molecolari risultano più deboli che nella roccia sana.

A partire da questa definizione, in fase di rilevamento geologico di superficie si vanno ad osservare e descrivere tutta una serie di situazioni intermedie tra la roccia litoide propriamente detta ed il cosiddetto sabbione granitico, che rappresenta il prodotto finale del processo di arenizzazione di una roccia granitoide e consiste in un sabbione più o meno sciolto a composizione prevalentemente quarzosa (sabbia arcossica) in cui i minerali originari sono per la maggior parte alterati ed in cui i legami molecolari sono debolissimi, pressoché inesistenti. Nelle facies da leggermente a moderatamente alterate, le più diffuse nell'area di indagine tra le tipologie di alterazione, sono invece riconoscibili struttura e tessitura della roccia madre, particolari orientazioni per flusso magmatico, ed anche i motivi strutturali. La roccia mantiene in questi casi un grado medio di coesione ed esercita una buona resistenza agli agenti erosivi.



Foto 5 – Affioramento della facies di alterazione delle rocce granitoidi nell'area di studio

- **Corteo filoniano** (Carbonifero sup. - Permiano inf.). Le manifestazioni filoniane rilevate nell'area in studio sono da considerarsi un diretto effetto della tettonica connessa alla fase distensiva dell'Orogenesi Ercinica. Rappresentano infatti il prodotto del riempimento di fratture in rocce intrusive granitoidi per venuta di fluidi magmatici lungo le stesse.

Sono rappresentate da rocce di differente chimismo ma probabilmente riconducibili a corpi intrusivi derivanti da un'unica camera magmatica, per le analogie che esse presentano dal punto di vista classificativo e giaciturale.

Il corteo filoniano è costituito da porfidi granitici, filoni e stocks di composizione dacitica e riordacitica, filoni e ammassi aplitici, filoni idrotermali a prevalente quarzo, filoni a composizione intermedia (dioritica e quarzo andesitica), filoni di gabbro porfirici, filoni basaltici.

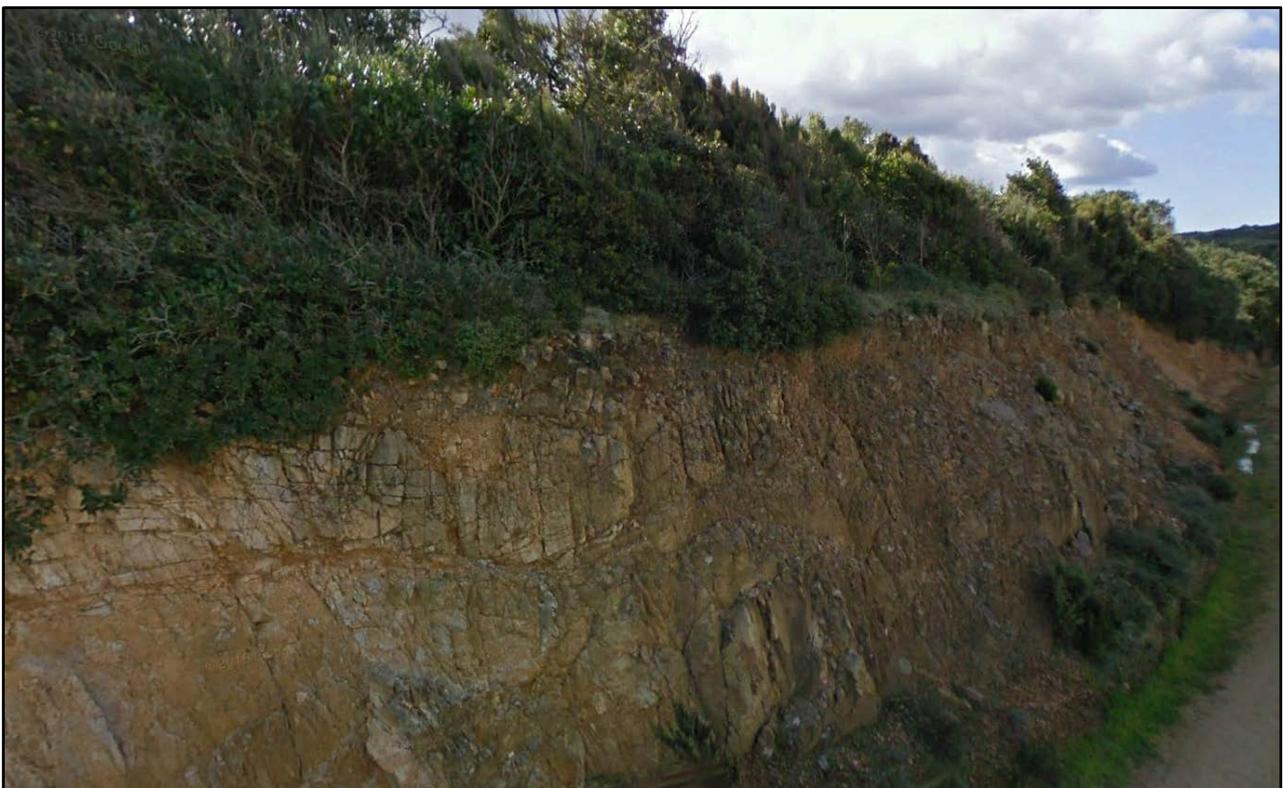


Foto 6 – Affioramento di corteo filoniano granitoidi nell'area di studio

Depositi del quaternario

- **Coltri eluvio-colluviali e detrito di versante** (Olocene). I depositi eluvio-colluviali e il detrito di versante costituiscono coltri mediamente poco potenti derivanti dal lento disfacimento delle rocce del bedrock granitoide, trasportate in prevalenza da acque di ruscellamento diffuso o discese per gravità. In condizioni naturali il prodotto della alterazione del bedrock, in relazione alla pendenza dei versanti ed alla copertura vegetale, in parte permane in situ ed in parte tende ad accumularsi nelle aree morfologicamente depresse (compluvi, conche, etc.).

In generale è possibile affermare che le formazioni alloctone sono costituite da depositi clastici granulari poco elaborati di genesi colluviale ed eluviale, prevalentemente costituiti da frammenti litici spigolosi policristallini mediamente centimetrici di roccia granitoide più o meno

alterata associati a singoli cristalli di quarzo, immersi in una matrice a granulometria variabile da sabbiosa a limo-argillosa.

L'alterazione della componente feldspatico-plagioclasica e dei minerali femici della roccia madre produce una discreta componente fine ascrivibile granulometricamente ai limi e alle argille, che va a costituire la matrice fine dei depositi terrigeni, normalmente preponderante percentualmente rispetto allo scheletro clastico più grossolano. Tali sedimenti, ad esclusione della parte superiore pedogenizzata, a meno di rimaneggiamenti antropici, risultano in genere ben addensati, pseudocoerenti, con colorazione che può tendere al marrone chiaro fino all'ocra, a causa di fenomeni di ossidazione, caratteristici in particolare dei livelli più antichi. S

alvo casi particolari, il detrito di versante si rileva con una certa continuità lungo il corpo dei versanti con potenze medie basse, dell'ordine del metro, da porre in relazione alla elevata resistenza della roccia granitoide, anche in facies alterata, agli agenti esogeni ed ai fenomeni erosivi che si esplicano lungo il pendio. I principali affioramenti di coltri eluvio-colluviali si trovano al piede di versanti o in aree dalle basse pendenze in cui si vengono a creare condizioni favorevoli a deposito ed accumulo.

- **Sedimenti alluvionali** (Olocene). I depositi alluvionali si riscontrano in corrispondenza e in prossimità dei principali corsi d'acqua, interessando il letto di magra e le aree esondabili limitrofe, ove interessate da pregressi e ripetuti fenomeni di deflussi superficiali. Sono rappresentati da depositi quaternari alluvionali grossolani, anche terrazzati nei termini più antichi, eterometrici e poligenici con prevalenza di elementi litici di natura granitoide.

La granulometria è in prevalenza sabbioso-ghiaiosa, ma non mancano i livelli a carattere maggiormente limoso. Trattasi quindi di depositi eterogenei, in quanto la sedimentazione fluviale è tipicamente rapida e discontinua, con condizione di deposizione dei sedimenti variabili in relazione a diversi fattori, primo fra tutti l'alternarsi delle stagioni.

I depositi alluvionali presentano una estrema variabilità sia in senso longitudinale (granulometria decrescente da monte verso valle), che in senso trasversale (granulometria decrescente dal centro verso le sponde), che lungo la verticale (alternanza di sedimenti grossolani e minuti dovuti, rispettivamente, a sedimentazioni avvenute in periodi di piena e di magra). Ciò si traduce nella giustapposizione di termini di varia granulometria, aggregati in lenti allungate nel senso della corrente che le ha depositate, con conseguente circolazione idrica per falde sovrapposte, con deflusso preferenziale dell'acqua nei livelli a più alto grado di permeabilità relativa. Tra i più significativi depositi alluvionali si segnalano quelli del Fiume Liscia, al limite ovest dell'isola amministrativa del comune di Tempio Pausania.

- **Depositi olocenici dell'area continentale** (Olocene). Comprendono tutto l'insieme di terre derivanti dall'azione morfogenetica connessa con l'attività antropica che ha prodotto una discontinua ma talora significativa coltre di riporto più o meno addensata. Nel territorio esaminato prevalgono i riporti derivanti da attività di cava (discariche minerarie).

3.3 Geomorfologia e stabilità generale dell'area di studio

L'evoluzione geomorfologica dell'area è fortemente influenzata dalle caratteristiche del substrato, costituito da rocce appartenenti al Basamento Paleozoico Sardo, in genere massicce e fortemente fratturate. L'eredità strutturale ha svolto un ruolo importante nel modellamento dell'area, dato che la maggior parte delle valli si approfondiscono lungo le faglie e le fratture della tettonica alpina orientate prevalentemente Nord-Sud.

La natura litologica dei terreni, costituiti in prevalenza da rocce intrusive alterate e arenizzate, contribuisce a generare un paesaggio caratteristico di tali terreni. Lungo le zone maggiormente fratturate e fagliate, si sono creati dei solchi di ruscellamento diffuso e concentrato. In questo settore sono inoltre presenti ripiani di erosione su roccia, interpretabili come antichi terrazzi di abrasione. La loro estensione è estremamente variabile e si presentano in genere fortemente dissecati dall'approfondimento vallivo.

L'erosione selettiva ha giocato un ruolo importante anche nel modellamento subaereo dell'area, dato che le valli sono spesso rettilinee ed orientate con i principali lineamenti tettonici. Sono inoltre estremamente diffuse tutte le morfologie connesse all'arenizzazione dei graniti ed alla successiva erosione differenziata dei blocchi da parte delle acque correnti superficiali e del ruscellamento diffuso. La morfologia ad altopiano è estesamente presente in tutto il settore esaminato, solcato da valli e incisioni torrentizie, che nella parte valliva raggiungono dislivelli rilevanti.

Le valli riprendono le fratture tettoniche regionali e i sistemi di faglia principali, aventi direzione NNW-SSE e NE-SW, che hanno scomposto il tavolato vulcanico e il sottostante basamento paleozoico, definendo l'aspetto del paesaggio morbido e variamente ondulato. Le parti morfologicamente più aspre si rinvengono in corrispondenza di rocce molto resistenti alla degradazione, quali ad esempio le rocce paleozoiche metamorfiche affioranti nel settore orientale, dove il paesaggio è caratterizzato da rilievi più pronunciati e valli più marcatamente incise. Il paesaggio si presenta per lo più monotono, caratterizzato in prevalenza da forme sub pianeggianti e dominante rocciosità, dovuta all'affioramento della roccia vulcanica sin dalla superficie: localmente, dove i processi pedogenetici hanno avuto la possibilità di svilupparsi, è presente un suolo poco profondo, ricco in minerali argillosi e ossidi di ferro.

Da evidenziare sono gli orli del tavolato basaltico, dove la rottura di pendio generata essenzialmente dall'erosione differenziale nel passaggio di litologia tra le vulcaniti e le sottostanti metamorfite, determina processi geomorfologici in atto, legati a dinamiche di crollo e ribaltamento dei blocchi vulcanici, fratturati e dislocati, in cui la gravità gioca un ruolo determinante per la loro movimentazione. Alle pendici del tavolato si rinvengono infatti depositi di versante, caratterizzati da ciottoli spigolosi e massi, in matrice parzialmente compatta o semi-incoerente, spesso inglobanti massi isolati o porzioni rocciose provenienti dal franamento di porzioni di roccia provenienti dalle pareti vulcaniche in sommità.

L'area in esame si caratterizza per una morfologia dalle deboli pendenze. Impostata interamente su rocce granitoidi dell'Unità Intrusiva di Arzachena, si caratterizza per la presenza di forme erosive residuali e esumate tipiche della roccia granitoide, quali cataste di blocchi,

perlopiù sferoidali, e tor. In associazione si hanno le microforme rappresentate dai tafoni e sculture alveolari. Nell'area sub-pianeggiante, settore centro-meridionale, tor e cataste di roccia svettano rispetto al piano di campagna, risultando ben riconoscibili (Fig. 6). È ben chiara in questo caso la dinamica di esumazione di pilastri di roccia diaclasata che assumono, una volta in ambiente subaereo, le tipiche forme sub-colonnari (tor).

Per quanto attiene invece ai rilievi collinari dell'area di studio quali M. Aglientu (233 m slm.), M. Di Lena (210 m slm.), M. Biddiconi (242 m slm.), sono ben riconoscibili oltre alle forme sopra citate (soprattutto tor sommitali e di versante), alcuni rilievi a cupola tipicamente privi di copertura vegetale, contornati da cataste di blocchi sferoidali. Questi alti morfologici sono delimitati da valli dai fianchi ripidi, dalla tipica forma a "V".

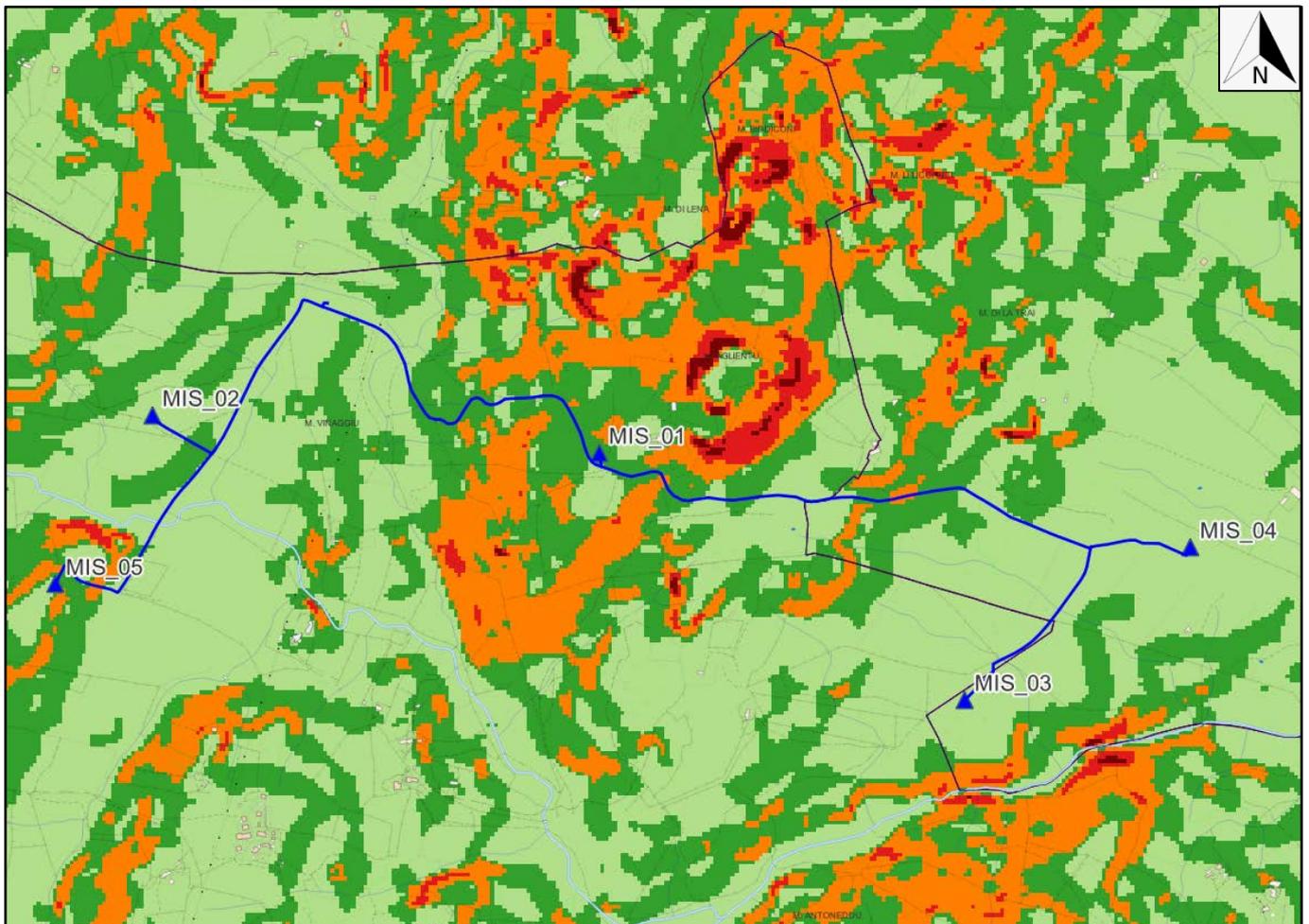
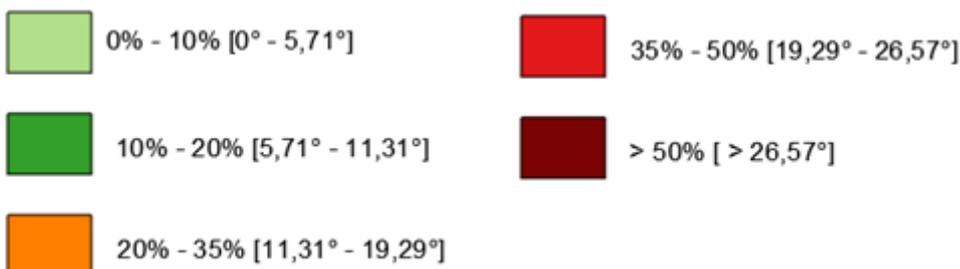


Fig. 6 – Carta clivometrica con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto dell'impianto

Legenda



I lineamenti geomorfologici ed i principali processi morfoclimatici in atto nell'area di studio sono riportati nella carta geomorfologica, nella quale vengono distinte le forme generali del rilievo e i principali processi geomorfologici in atto, elaborata a seguito del rilievo di superficie.

Si ha quindi un'area dalle medie pendenze, che interessa una fascia orientata SW-NE che attraversa l'area di studio, fortemente caratterizzata dalla presenza di tor e cataste di roccia, con blocchi sferoidali di dimensioni anche rilevanti poggianti in equilibrio su affioramenti in posto (balanced rocks) (Fig. 7).

Le aree di sedime che saranno coinvolte direttamente dagli aerogeneratori dell'impianto eolico di progetto non sono interessate da fenomeni franosi in atto, come risulta dall'analisi della carta inventario delle frane del Piano Stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico dell'Autorità di bacino della Sardegna.

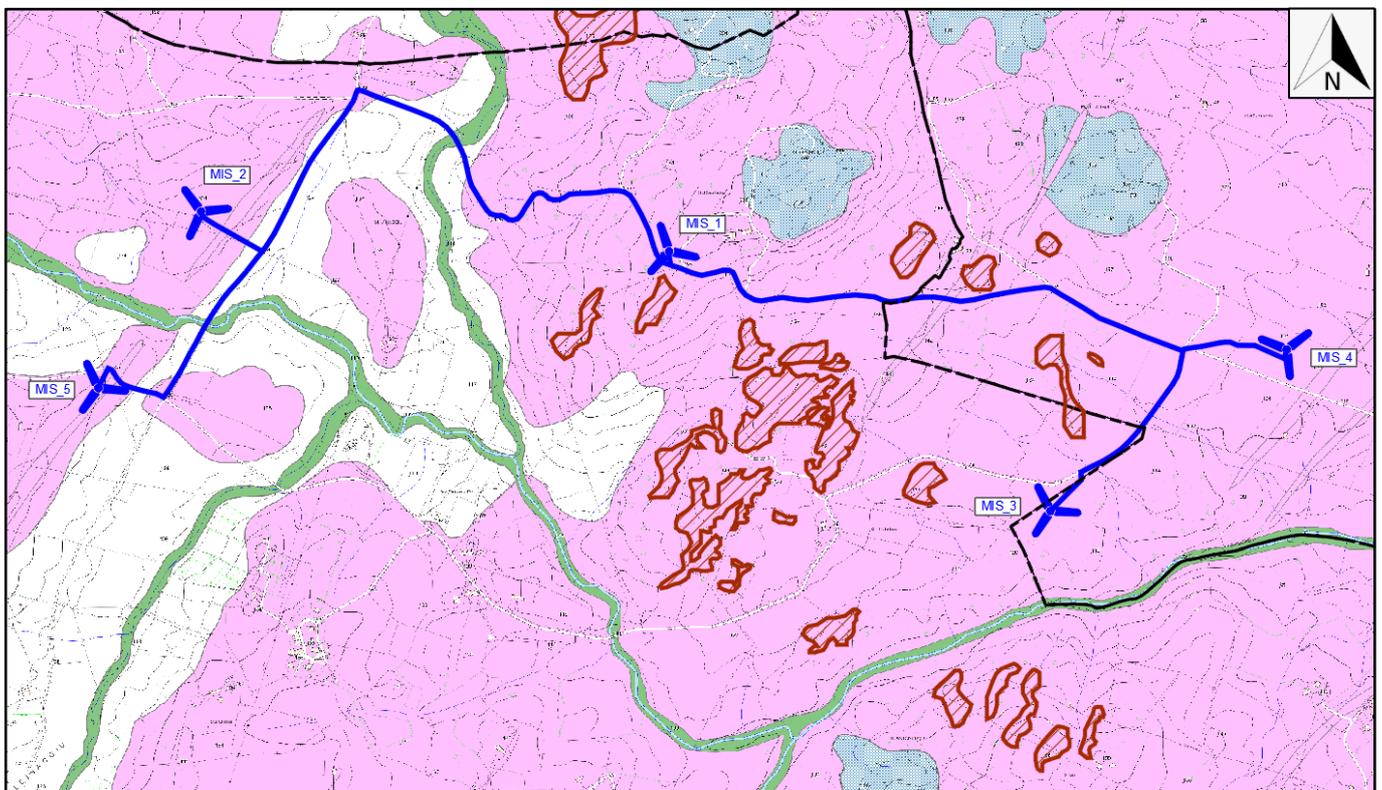


Fig. 7 – Carta geomorfologica con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto dell'impianto

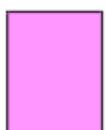
Legenda



Discariche minerarie.



Vallecola a V.



Rocce intrusive e metamorfiche massive.



Aree con cataste di blocchi.

3.4 Idrologia ed idrogeologia dell'area in esame

L'area di studio rientra nel bacino idrografico del fiume Liscia che ha un'estensione di circa 2253 Km² ed è delimitato a Sud del Massiccio del Limbara, ad Est dai rilievi di Punta Salici e Monte Littigheddu, sino ad arrivare sulla costa al promontorio di Isola Rossa, ad Ovest dai modesti rilievi del M.Pinna e di Punta di Manas e a Nord dalle Bocche di Bonifacio.

L'altimetria del bacino varia con quote che vanno da 0 m (s.l.m) in corrispondenza della foce del fiume Liscia ai 1285 m (s.l.m) in corrispondenza dei Monti del Limbara.

L'idrografia superficiale del territorio esaminato è fortemente controllata dall'assetto strutturale, con un reticolo idrografico in prevalenza subdendritico ed a tratti angolare. Non soltanto le faglie principali, dirette SSW-NNE, ma anche i reticoli di diaclasi che intersecano il basamento granitoidale alla macro e meso scala, influenzano in maniera netta ed evidente detto reticolo.

Come esposto nel paragrafo precedente, il territorio in esame presenta una morfologia ad altopiano, sub pianeggiante e blandamente degradante verso SW. Il reticolo idrografico superficiale, di tipo semplice, poco gerarchizzato e a carattere torrentizio, ricalca le lineazioni tettoniche principali, in prevalenza parallelo nelle litologie vulcaniche, con direzione NW-SE, mentre sulle litologie metamorfiche presenta un reticolo di tipo dendritico poco gerarchizzato e valli con profilo a "V", fortemente incassate a testimonianza di una energia di rilievo tuttora importante e attiva.

Il ruscellamento idrico superficiale è strettamente condizionato da fattori morfologici e litologici: le litologie vulcaniche presentano infatti una permeabilità per porosità bassa e nulla, i deflussi avvengono quasi esclusivamente per ruscellamento superficiale e spesso sono presenti, soprattutto nella stagione autunno invernale, ristagni idrici, naturali e artificiali. Tra i corsi d'acqua degni di nota si citano, da E verso W, il riu Cialdused, il riu Barrastoni, il Fiume Bassacutena.

Per la definizione delle classi di permeabilità sono state utilizzate le informazioni ricavabili dalla cartografia geolitologica in associazione a dati di letteratura scientifica, riclassificandole in unità litologiche omogenee, aventi oltre che una comprovata unità spaziale e giaciturale, anche un tipo di permeabilità prevalente in comune e un grado di permeabilità relativa che si mantiene in un campo di variazione piuttosto ristretto.

In linea generale nel territorio esaminato si possono individuare le seguenti Unità Idrogeologiche:

- ✓ *Unità detritico-carbonatica quaternaria*
- ✓ *Unità delle alluvioni plio-quaternarie*
- ✓ *Unità magmatica paleozoica*

Le aree che saranno interessate dagli aerogeneratori e dall'elettrodotto di progetto l'Unità maggiormente rappresentata è l'Unità Magmatica Paleozoica (Fig. 8), per definizione poco permeabile e dalla bassa porosità efficace, all'interno della quale è possibile distinguere due distinte tipologie di acquifero, di seguito descritte.

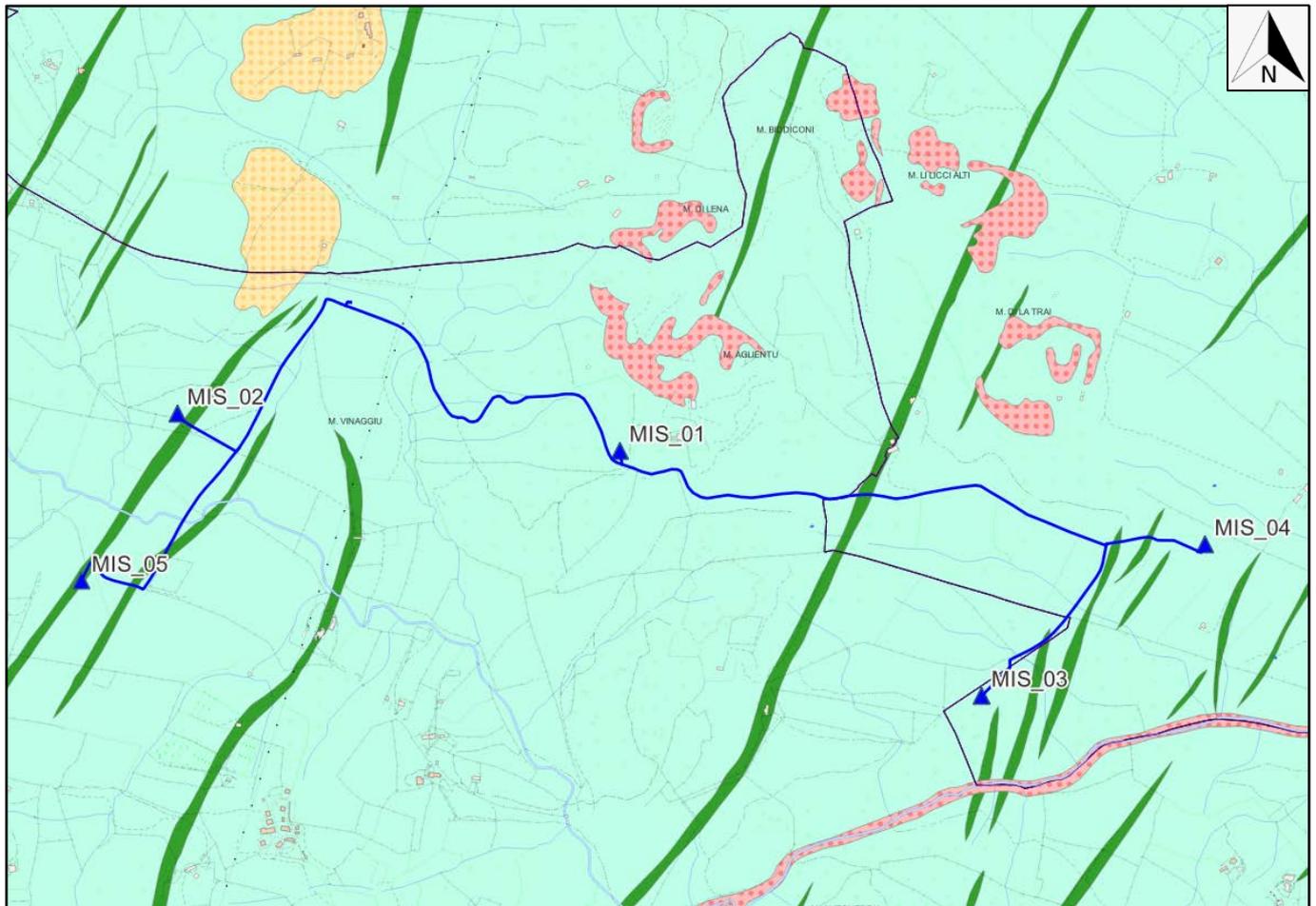
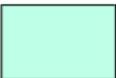


Fig. 8 – Carta della permeabilità con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto dell'impianto

Legenda

-  Permeabilità medio alta per porosità.
-  Permeabilità alta per porosità.
-  Permeabilità bassa per fratturazione.
-  Permeabilità medio bassa per fratturazione.

La porzione superficiale, generalmente costituita da granitoidi in facies alterata, è permeabile per porosità. La formazione alterata, roccia semicoerente, presenta una buona componente scheletrica ed una certa componente fine limo-argillosa, derivante dalla alterazione dei minerali feldspatici. Il coefficiente di permeabilità K per la coltre superficiale è dell'ordine di 10^{-6} m/s, per cui il grado di permeabilità relativa è definibile come mediamente basso.

È chiaro che il grado di permeabilità cresce proporzionalmente al grado di disfacimento della roccia granitoide, che in forma di sabbione arcossico (roccia granitoide completamente alterata, ridotta a roccia incoerente) può arrivare a valori medi di permeabilità relativa, con coefficiente di permeabilità compreso tra 10^{-2} e 10^{-4} m/s.

Mediamente per l'area di interesse la roccia granitoide è definibile come da mediamente a leggermente alterata, con grado di permeabilità medio-basso. In questa tipologia di acquifero la falda freatica superficiale, se presente, presenta portate proporzionali allo spessore della coltre di alterazione, ha carattere generalmente effimero e si imposta all'interfaccia con la formazione in facies litoide. La direzione di deflusso delle acque di falda sub-superficiali segue comunemente l'andamento della superficie topografica, con una sostanziale coincidenza tra spartiacque superficiali e sotterranei, ossia tra bacino imbrifero e bacino idrogeologico.

Il bedrock granitoide in facies litoide costituisce nell'area in esame il substrato impermeabile, il quale in particolari condizioni geo-strutturali può presentare permeabilità secondaria, ovvero per fessurazione.

La roccia in facies litoide va a costituire pertanto un impermeabile relativo rispetto alla coltre alterata, in grado di tamponare parzialmente la circolazione idrica per la presenza di una superficie di contatto tra complessi con differente permeabilità relativa. L'acquifero fessurato è per definizione anisotropo e discontinuo, caratterizzato da condizioni di circolazione idrica sotterranea tali da avere circuiti generalmente lenti. La circolazione idrica sotterranea avviene nelle zone disturbate tettonicamente, in presenza di faglie e/o fratture di diversa scala, dando luogo a riserve idriche sotterranee profonde anche di discreta entità. A seconda dell'entità del disturbo tettonico e del conseguente grado di fessurazione si hanno differenti gradi di permeabilità.

In questa tipologia di acquifero l'acqua di falda si accumula in zone dell'ammasso roccioso in cui le fratture risultano aperte, beanti e povere o prive di riempimento, condizioni che solitamente tendono a coesistere a profondità medio-elevate, comunemente superiori a 30-40 m dal p.c. (soggiacenza mediamente decametrica).

Dette zone, caratterizzate da una più intensa cataclasizzazione, rappresentano aree di drenaggio preferenziale, seppur con porosità efficace bassa, a causa della locale maggiore permeabilità relativa della roccia. Le falde acquifere impostate nel complesso granitoide fratturato sono comunemente profonde, confinate o semiconfinate, e possono presentare, quando intercettate in fase di trivellazione, un certo grado di risalienza.

Il complesso granitico litoide presenta nel complesso permeabilità secondaria molto bassa (coefficiente di permeabilità $K < 10^{-7}$ m/s). Limitatamente alle fasce molto disturbate

tettonicamente la permeabilità per fessurazione cresce leggermente, pur mantenendosi mediamente bassa, con coefficiente di permeabilità K che può aggirarsi sull'ordine di 10^{-6} m/s.

Analogamente a quanto riscontrato per le acque superficiali, anche la direzione di deflusso delle acque sotterranee all'interno dell'acquifero fessurato è condizionata dall'assetto tettonico dell'area. Per l'area in esame è possibile individuare quali direzioni preferenziali SSW-NNE, lungo cui sono allineate le principali faglie e motivi strutturali che intersecano il basamento paleozoico.

L'Unità delle alluvioni plio-quadernarie e l'Unità detritico-carbonatica quadernaria poggiano direttamente sul basamento paleozoico con affioramenti relativamente poco potenti. Si tratta in entrambi i casi di depositi eterogenei, soprattutto in termini granulometrici, dalla estrema variabilità sia in senso longitudinale, che in senso trasversale, che lungo la verticale. Ciò si traduce nella giustapposizione di termini di varia granulometria (nel caso della unità alluvionale aggregati in lenti allungate nel senso della corrente) con conseguente circolazione idrica con deflusso preferenziale dell'acqua nei livelli a più alto grado di permeabilità relativa (Fig. 8).

Le emergenze sorgentizie nel territorio esaminato sono concentrate in particolare nelle aree in cui la roccia granitoide (formazioni monzogranitiche) presenta un certo grado di alterazione, con una coltre alteritica autoctona da "arenizzata" a moderatamente o fortemente alterata potente almeno qualche metro. Nell'area di studio le emergenze sorgentizie sono scarse.

Da quanto sinora esposto è possibile affermare che l'area in esame ha un substrato scarsamente permeabile ed una circolazione nel sottosuolo legata esclusivamente a faglie e/o fratture. Le manifestazioni sorgentizie di acque di fessurazione sono poco significative, visibili solo nei periodi più piovosi dove è più evidente la fratturazione e alterazione della roccia; nelle stagioni in cui le precipitazioni sono scarse, sono assenti.

Sulla base del rilevamento geologico di campagna e in funzione delle caratteristiche geologiche dei litotipi che costituiscono il sottosuolo in esame, nonché sulla scorta della bibliografia esistente per l'area di studio, è possibile affermare che nei siti che saranno interessati dall'impianto eolico di progetto possono essere presenti localmente falde superficiali di modesta entità ubicate all'interno della coltre colluviale, e falde idriche ben più importanti a profondità più elevate (oltre i 100 metri di profondità dal p.c.).

Sono presenti diverse zone umide e di raccolta delle acque di drenaggio degli impluvi, in corrispondenza dei corsi d'acqua e della confluenza delle aste torrentizie dove sono presenti le alluvioni, recenti e antiche.

4. Pericolosità geologica dell'area di studio

4.1 Normativa di riferimento

Per la verifica dei vincoli gravanti sulle aree di progetto è stata consultata la documentazione presente sul sito della Regione Sardegna. In particolare, sono stati consultati gli elaborati cartografici del Piano per l'Assetto idrogeologico (P.A.I.), predisposto dalla competente Autorità di Bacino Regionale della Sardegna, inerenti il Rischio Idraulico e Rischio Geomorfologico.

Per quanto riguarda gli aspetti legati alla pericolosità idrogeologica, si sintetizzano gli esiti del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), adottato con Delibera della Giunta Regionale n. 2246 del 21 luglio 2003, approvato con Delibera n. 54/33 del 30 dicembre 2004 e reso esecutivo dal Decreto dell'Assessore dei Lavori Pubblici n. 3 del 21 febbraio 2005. Infine, le norme di Attuazione del PAI, approvate con Decreto del Presidente della Regione n.35 del 27/04/2018 pubblicato sul BURAS n. 23 – Parte I e II del 03/05/2018.

Il PAI individua e perimetra, all'interno dei singoli sub-bacini, le aree a pericolosità idraulica (molto elevata Hi4, elevata Hi3, media Hi2 e moderata Hi1) e a pericolosità da frana (molto elevata Hg4, elevata Hg3, media Hg2, moderata Hg1), rileva gli insediamenti, i beni, gli interessi e le attività vulnerabili nelle aree pericolose, allo scopo di valutarne le condizioni di rischio, individua e delimita, quindi, le aree a rischio idraulico (molto elevato Ri4, elevato Ri3, medio Ri2, moderato Ri1) e a rischio da frana (Rg4, Rg3, Rg2, Rg1).

L'intero territorio della Sardegna costituisce il "Bacino Unico Regionale" ed è suddiviso in 7 sub-bacini, l'area in esame è compresa nel **Sub-Bacino 4 del Liscia**.

Dall'analisi della cartografia tematica del P.A.I. e secondo quanto previsto nel Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) (Norme di Attuazione del PAI, approvate con Decreto del Presidente della Regione n.35 del 27/04/2018 pubblicato sul BURAS n. 23 – Parte I e II del 03/05/2018) gli aerogeneratori di progetto non rientrano in aree ricomprese tra quelle con pericolosità idraulica o geomorfologica.

Per quanto riguarda l'elettrodotto interrato dell'impianto, un tratto compreso tra gli aerogeneratori MIS_1 e MIS_4 ricade per circa 189 metri in un'area perimetrata a pericolosità moderata da frana (Hg1) e a rischio moderato da frana (Rg1), un altro tratto invece, compreso tra gli aerogeneratori MIS_2 e MIS_5, ricade per circa 87 metri in un'area a pericolosità idraulica moderata (Hi1) e a rischio idraulico moderato (Ri1) (Figg. 9-10-11-12).

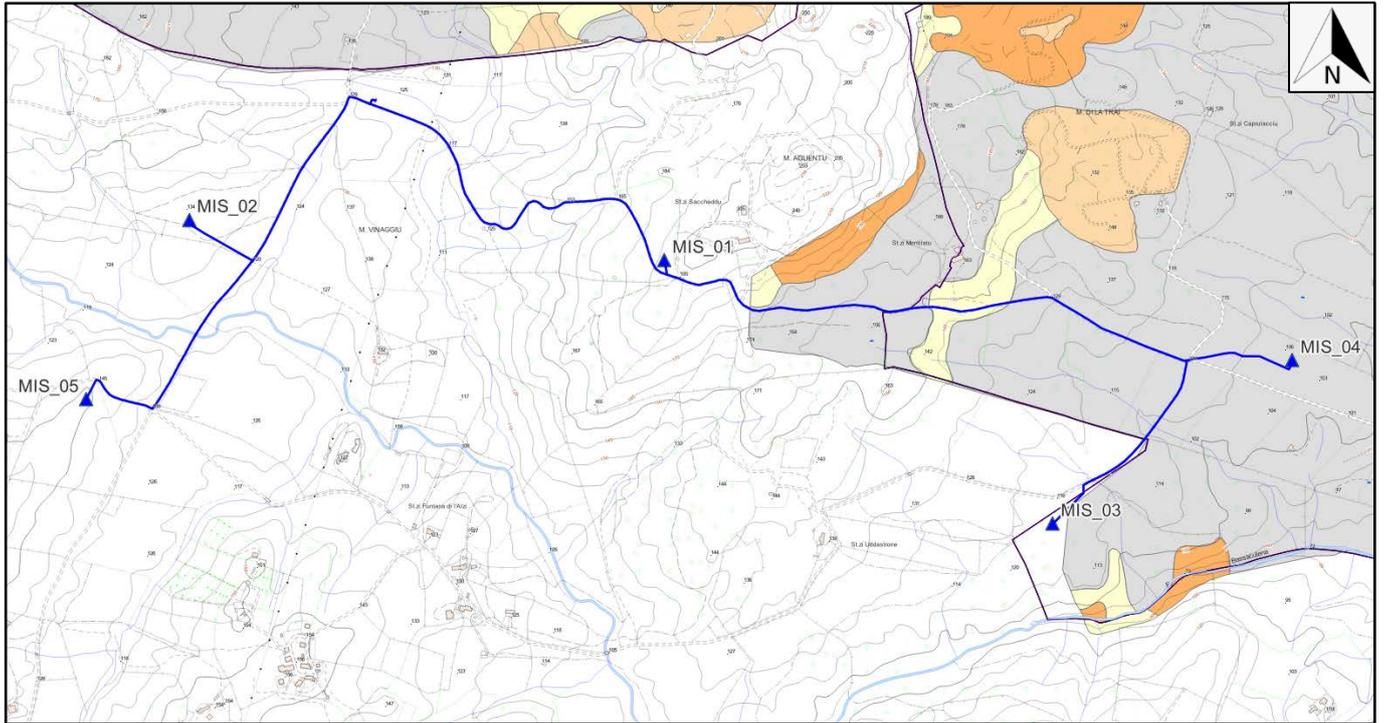


Fig. 9 – Carta del pericolo geomorfologico con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto dell'impianto

Legenda

-  Hg0
-  Aree di pericolosità moderata da frana (Hg1)
-  Aree di pericolosità media da frana (Hg2)
-  Aree di pericolosità elevata da frana (Hg3)
-  Aree di pericolosità molto elevata da frana (Hg4)

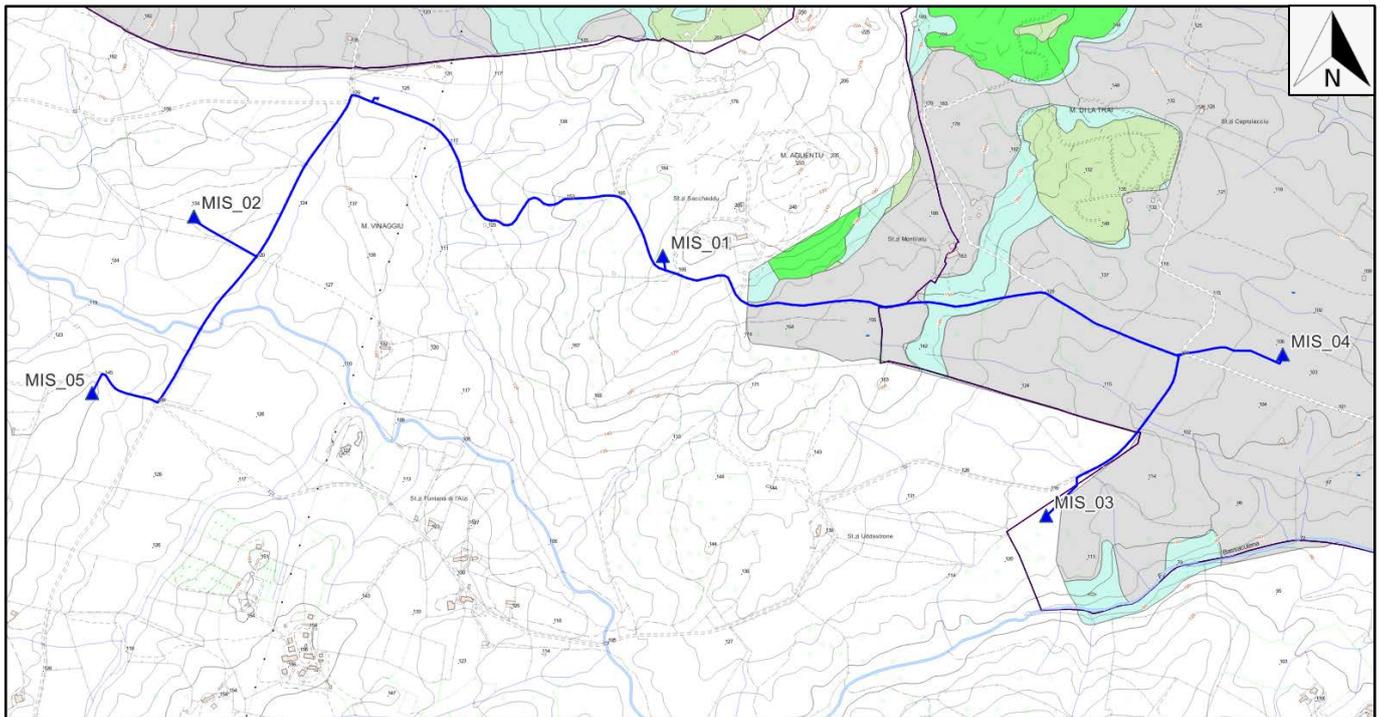
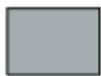


Fig. 10 – Carta del rischio geomorfologico con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto dell'impianto

Legenda

-  Rg0
-  Aree a rischio moderato da frana (Rg1)
-  Aree a rischio medio da frana (Rg2)
-  Aree a rischio elevato da frana (Rg3)
-  Aree a rischio molto elevato da frana (Rg4)

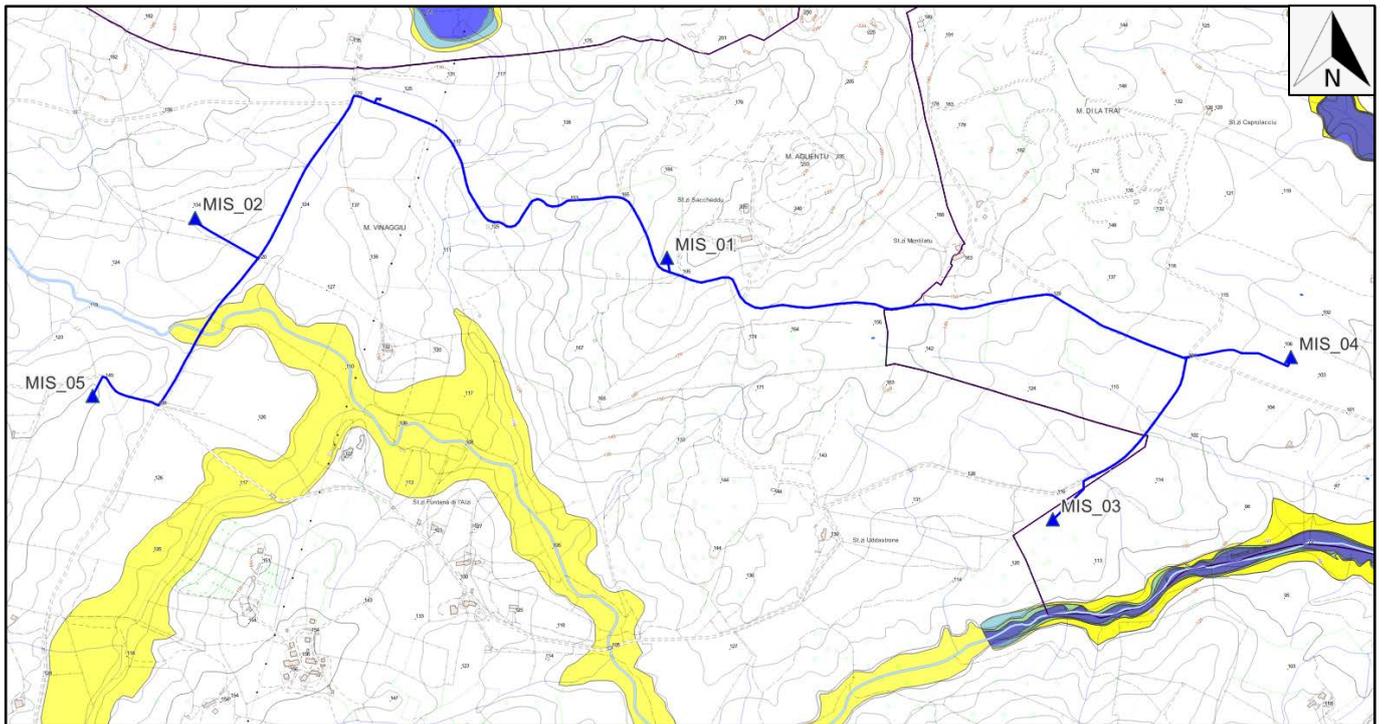


Fig. 11 – Carta del pericolo idraulico con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto dell'impianto

Legenda

-  Aree di pericolosità idraulica moderata (Hi1)
-  Aree di pericolosità idraulica media (Hi2)
-  Aree di pericolosità idraulica elevata (Hi3)
-  Aree di pericolosità idraulica molto elevata (Hi4)

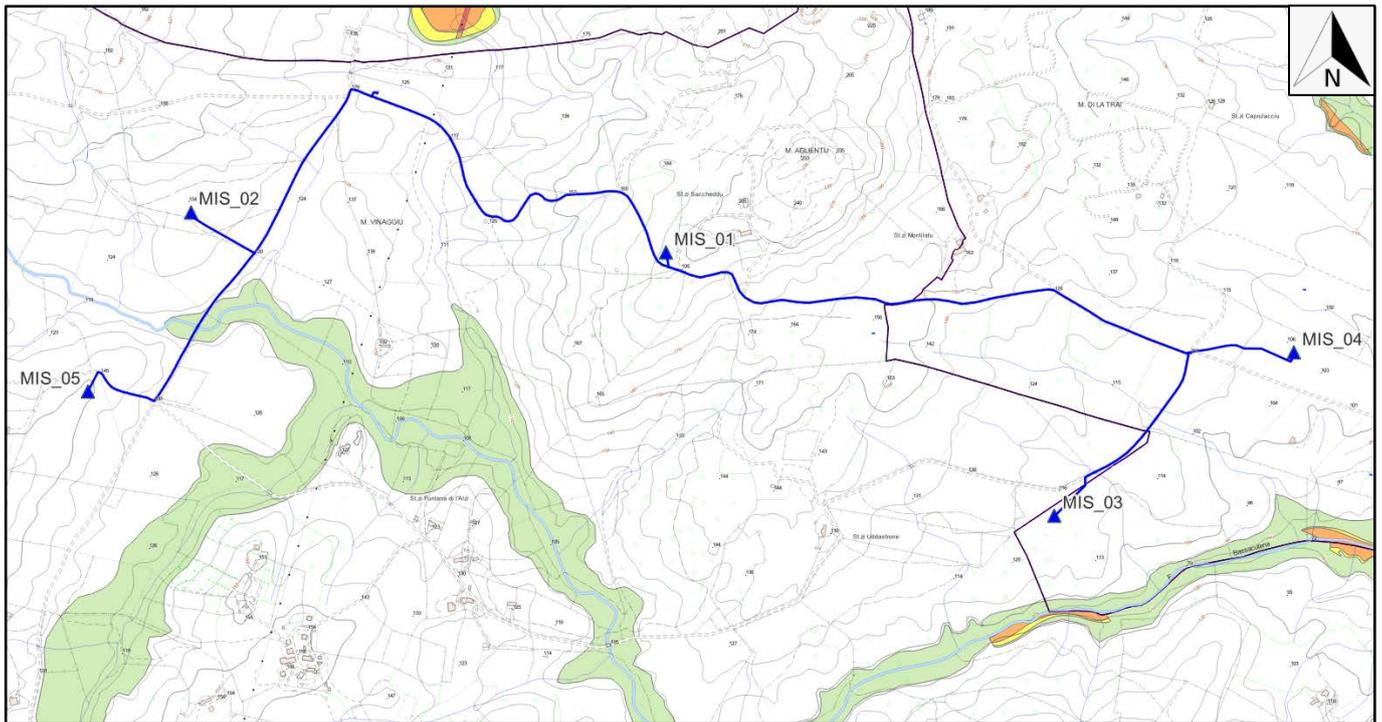
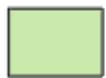


Fig. 12 – Carta del rischio idraulico con ubicazione degli aerogeneratori e dell'elettrodotto dell'impianto

Legenda

-  Aree di rischio idraulico moderato (Ri1)
-  Aree di rischio idraulico medio (Ri2)
-  Aree di rischio idraulico elevato (Ri3)
-  Aree di rischio idraulico molto elevato (Ri4)

Per quanto attiene la disciplina delle aree di pericolosità idraulica moderata (Hi1) (art. 30) e delle aree di pericolosità moderata da frana (Hg1) (art. 34) delle Norme di Attuazione del P.A.I., *“competete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare le opere sul patrimonio edilizio esistente, i mutamenti di destinazione, le nuove costruzioni, la realizzazione di nuovi impianti, opere ed infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico, i nuovi insediamenti produttivi commerciali e di servizi, le ristrutturazioni urbanistiche e tutti gli altri interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia, salvo in ogni caso l'impiego di tipologie e tecniche costruttive capaci di ridurre la pericolosità ed i rischi”*.

5. Modello geologico e geotecnico preliminare dell'area di studio

5.1 Normativa di riferimento

La stesura della presente *Relazione Geologica* si inquadra nell'ambito della L. 64/74 e del D.M.LL.PP. 11/03/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Pubblicato nel Suppl. Ord. Gazz. Uff. 1° giugno 1988, n. 127." (e s.m.i.).

I criteri ed indirizzi secondo cui è stata redatta tale *relazione* sono esplicitati nella Circ. n. 218/24/3 del 09/01/96 ed ancora nelle Nuove N.T.C. 14.01.08 e suo aggiornamento del 17/01/2018., L.R. n.38/'97, L.R. 575/2009.

Si aggiunge che, ai sensi del succitato D.M.LL.PP. 11/03/88 (in particolare, art. 3, lettera B) ed ai sensi della L. 11/02/1994 n. 109 (Legge Quadro in materia di lavori pubblici o "Legge Merloni") e del D.Lgs. n. 163/06 "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE - Pubblicato nella Gazz. Uff. 2 maggio 2006, n. 100, S.O." (in particolare, Allegato XXI - Allegato tecnico di cui all'articolo 164 - Sezione I, punto 2, lettera d), per la stesura della *relazione geologica preliminare* si può far riferimento a conoscenze provenienti da fonti bibliografiche o, qualora se ne sia in possesso, derivanti da indagini precedentemente svoltesi nella stessa area di analisi.

Infatti, nel D.M.LL.PP. 11/03/88, l'art. 3, lettera B, recita: [...Nelle fasi preliminari della progettazione si potrà far riferimento a informazioni di carattere geologico e a dati geotecnici deducibili dalla letteratura oppure noti attraverso indagini eseguite precedentemente sulla medesima area.]; mentre, il D.Lgs. n. 163/06, Allegato XXI - Allegato tecnico di cui all'articolo 164 - Sezione I, punto 2, lettera d, riportata [...studi necessari per un'adeguata conoscenza del contesto in cui andrà a inserirsi l'opera, corredati da dati bibliografici e/o indagini in sito ed in laboratorio - quali, indicativamente ma non esaustivamente, quelle topografiche, geologiche, geotecniche, idrogeologiche, idrologiche, idrauliche, sismiche,...]; è evidente come il decreto, attraverso la dicitura "...dati bibliografici e/o indagini in sito ed in laboratorio..." dia la facoltà di utilizzare sia dati preesistenti sia dati provenienti da indagini *in situ ex novo*.

Si sottolinea pertanto che, per la stesura della presente relazione, sono utilizzati anche dati estrapolati da fonti bibliografiche (specifiche per la zona), cartografie, da ampi studi messi a disposizione on-line dai portali regionali e provinciali del territorio.

Per la ricostruzione del modello geologico, geotecnico e sismico preliminare delle aree di studio è stata eseguita una campagna geognostica consistente nella realizzazione di prove sclerometriche sugli affioramenti lapidei delle aree esaminate (n°3 stazioni di misura) e n°1 prospezione sismica superficiale del tipo M.A.S.W. (*Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh*).

Inoltre, sono state prese in considerazione le indagini pregresse condotte sulle medesime formazioni geologiche di quelle dell'area di specifico interesse e riportate negli studi geologici

disponibili (bibliografia), consistenti in sondaggi a carotaggio continuo, prove S.P.T. in foro di sondaggio e prove di laboratorio su campioni di terreno indisturbato.

5.2 Definizione del modello geologico preliminare delle aree di studio

Al fine di ricostruire il “*modello geologico del sottosuolo*”, è stato realizzato un rilievo geologico di campagna delle aree interessate dal parco eolico, unitamente ad una specifica ricerca bibliografica a carattere scientifico. I dati acquisiti sono stati integrati con quelli emersi da campagne di indagini in sito eseguite in aree limitrofe a quelle di specifico interesse e sulle stesse formazioni geologiche costituite dai terreni tardopaleozoici (Carbonifero superiore-Permiano) del Ciclo magmatico ercinico, ivi rappresentati da Complessi granitoidi e dai relativi cortei filoniani.

In particolare, è stata svolta una campagna di rilievi di superficie dei siti di installazione degli aerogeneratori e in un intorno significativo delle aree di intervento, le cui risultanze sono riportate nei paragrafi successivi. I dati litostratigrafici risultanti dalla campagna di rilievi condotta hanno consentito di definire il modello geologico preliminare oggetto della presente progettazione. Questo scaturisce dunque dall'elaborazione dei dati a disposizione, esaminati in relazione alle opere in oggetto e da tutti gli inquadramenti precedentemente esposti.

Le principali formazioni geologiche osservate in fase di rilevamento nelle aree di intervento sono ascrivibili a rocce magmatiche intrusive a composizione granitoide ascritte al Batolite Sardo-Corso (leucograniti, monzograniti, granodioriti, tonaliti). Nelle aree esaminate affiora diffusamente e ne costituisce in sottosuolo la formazione ascrivibile all'Unità Intrusiva di Arzachena: si tratta di graniti rappresentati in prevalenza da monzograniti e granodioriti, associati molto frequentemente a sistemi filoniani, diversificati per composizione chimico-mineralogica.

Il complesso descritto a luoghi si presenta alterato: tale alterazione è evidente sia in maniera areale sia localizzata e queste azioni di degradazione danno luogo alla formazione di prodotti di alterazione che in modo discontinuo ricoprono il basamento addolcendone le forme. La più diffusa tipologia di deposito di versante riscontrata nel corso del rilevamento geologico di superficie è rappresentata da depositi eluvio-colluviali e alluvionali, i quali costituiscono una coltre mediamente poco potente ma continua derivante dal lento disfacimento delle rocce del bedrock granitico.

Le rocce vulcaniche nel complesso mostrano una facies in prevalenza rocciosa e massiva, con giacitura tipica delle formazioni di copertura suborizzontale, piana, talvolta frastagliata dalle intersezioni dei tagli erosivi, ma con pendici marginali a ripida scarpata. Sulle ampie superfici del tavolato vulcanico si innescano, per azione dell'acqua di origine meteorica, lenti processi di degradazione chimico-fisica che portano alla formazione del tipico suolo marrone-rossastro argilloso poco profondo e molto degradato. Le pirroclastiti tendono infatti, in presenza di ristagno idrico, al fenomeno dell'argillificazione, processo di alterazione chimica ad opera delle acque meteoriche per cui in seguito alla ossidazione di ferro e alluminio e alla idrolisi dei minerali silicatici (feldspati) si originano i minerali argillosi.

Dal punto di vista idrogeologico la porzione più superficiale, costituita dai prodotti di alterazione della roccia vulcanica, può essere permeabile sia per porosità che per fessurazione. Pertanto è possibile affermare che la permeabilità cresce proporzionalmente al grado di disfacimento e/o fratturazione della roccia vulcanica con la profondità.

Le litologie vulcaniche pur essendo, impermeabili, presentano una medio-bassa permeabilità per fratturazione, strettamente legata ai sistemi di fratturazione e ai rapporti di giacitura delle discontinuità, che costituiscono un serbatoio acquifero importante, funzione del loro spessore.

Non disponendo di indagini geognostiche dirette, quali pozzetti geognostici o sondaggi, analizzando i dati bibliografici esistenti per l'area di studio ed utilizzando la prospezione sismica M.A.S.W. eseguita, si può ipotizzare la seguente successione stratigrafica media:

- 0,00 ÷ 5,00 m: *Terreni di copertura costituito da sabbie sciolte con ghiaia granitica in disfacimento (I Livello).*
- 5,00 ÷ 20,0 m: *Granito in facies litoide da poco a mediamente fratturato (II livello).*
- 20,0 ÷ 30,0 m: *Granito in facies litoide compatto (III livello).*

Sono stati individuati, quindi, tre livelli litostratigrafici principali di cui si riporta una descrizione sistematica.

Il primo livello è costituito dalla coltre arenitica derivante dal disfacimento del Complesso granitoide, di spessore medio ipotizzato compreso tra 1,00 e 5,00 metri. Esso può essere identificato con la coltre sabbioso-limoso-ghiaiosa derivante dall'alterazione chimica e dalla degradazione fisica del substrato granitoide, i cui processi evolutivi sono stati descritti nei paragrafi precedenti.

La variabilità dello spessore della coltre di copertura nell'ambito delle aree di studio non può essere prevista mediante interpolazione dei dati rilevati, restandone affidata la definizione ad investigazioni puntuali dirette (indagini geognostiche) o indirette (indagini geofisiche).

Il secondo livello è dato dal Complesso granitoide con grado di fratturazione medio-basso e di spessore medio compreso tra 15,00 e 19,00 metri.

Il terzo livello è dato dal Complesso granitoide con grado di fratturazione molto basso o assente.

Tale ricostruzione stratigrafica dovrà essere verificata per ogni sito di sedime degli aerogeneratori di progetto in fase di progetto esecutivo mediante l'esecuzione di apposite indagini geognostiche dirette, quali sondaggi geognostici a carotaggio continuo.

Per la definizione del modello geologico definitivo, quindi, si rimanda ad un approfondimento del quadro conoscitivo a livello locale di ogni singolo aerogeneratore. Tale approfondimento dovrà essere eseguito al fine di investigare i livelli stratigrafici interessati dalle fondazioni delle opere in progetto e del suo intorno significativo.

5.3 Definizione del modello geotecnico preliminare

Nel presente paragrafo vengono esposte le caratteristiche geotecniche dei terreni che costituiscono il sottosuolo in esame ricavati dalle indagini eseguite in sito, dalla bibliografia e da esperienze compiute su questi materiali. I dati scaturiti dal rilevamento geologico di campagna e dall'analisi delle indagini disponibili per l'area di studio, previo opportune rielaborazioni ed interpretazioni, hanno consentito di conoscere il modello geologico del sito in esame e di caratterizzare dal punto di vista fisico-meccanico i terreni della porzione di sottosuolo di interesse geotecnico che sarà coinvolta dalle opere di progetto.

Trattasi della sovrapposizione di materiali diversi per origine e composizione, messi in posto con differenti modalità; dall'alto verso il basso stratigrafico, a partire dall'attuale piano campagna, si riconoscono:

1. *Terreni di copertura di spessore variabile da 1,00 a 5,00 metri costituiti da sabbione a componente prevalentemente quarzosa (roccia arenitizzata).*
2. *Unità Intrusiva di Arzachena che comprende litofacies a composizione in prevalenza monzogranitica, ma anche granodioritica, di spessore non definito.*

Come già esposto nei paragrafi precedenti, il substrato geologico dei siti esaminati geologicamente sono ascrivibili ad una sola formazione geologica costituita da terreni vulcanici in facies litoide (graniti) le cui caratteristiche geomeccaniche sono state definite dall'analisi ed interpretazione della letteratura scientifica disponibile per l'area di studio e dalle indagini eseguite in sito. Infatti, dall'esame dei dati bibliografici esistenti si sono estrapolati i seguenti dati geotecnici dei terreni presenti nell'area di interesse.

All'uopo si fa presente che le caratteristiche geotecniche possono variare in modo rilevante all'interno della formazione stessa, grazie al diverso grado di fratturazione dell'ammasso roccioso. Da ciò ne consegue che i valori riportati per ogni singola formazione sono da ritenersi preliminari e vanno confrontati e verificati attraverso indagini geognostiche puntuali in situ e in laboratorio nella fase della progettazione esecutiva.

Per una prima caratterizzazione geotecnica preliminare, sono stati determinati i parametri geotecnici relativi ai terreni di copertura e all'ammasso roccioso granitoide affioranti nei pressi delle aree in cui verranno realizzate le fondazioni degli aerogeneratori.

I terreni sciolti sono stati ricavati attraverso le correlazioni dirette con i valori conoscitivi di N_{SPT} tipici dei sabbioni granitici delle aree di studio. Quando queste prove sono svolte in materiali con granulometria prevalentemente ghiaiosa, è possibile stimare la densità relativa utilizzando l'espressione ricavata empiricamente da Skempton (1986):

$$(N_1)_{60}/D_r^2=(a+b) \quad (1)$$

in cui $(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato al rendimento del 60% della macchina di prova, e $(a+b)$ è una costante, che per i terreni naturali può essere posta pari a 65.

Per correlare la densità relativa all'angolo d'attrito del materiale, parametro con il quale in genere si caratterizza la resistenza dei materiali granulari sciolti, possono essere utilizzate molte espressioni, riportate nella letteratura scientifica.

Schmertmann (1978), ad esempio, suggerisce per terreni con granulometria paragonabile a quella riscontrata nei sondaggi eseguiti in sito, suggerisce la relazione:

$$\phi = 34.5 + 0.100 \times Dr \quad (2)$$

La caratterizzazione fisico-meccanica media dei terreni sciolti di copertura, è di seguito riportata.

➤ Coltre arenitica di copertura

Si tratta di terreni che si sono formati per effetto dei processi di alterazione ed erosione delle rocce del substrato granitoido metamorfico e che generalmente hanno subito un modesto trasporto per gravità e per effetto delle acque di ruscellamento superficiale. Si tratta di materiale grossolano ed eterometrico, costituito per lo più da ciottoli e sabbie, in matrice prevalentemente limoso-argillosa, derivato dai processi di disgregazione meccanica superficiale dello stesso materiale, presente come substrato in posto, esposto agli agenti atmosferici. Le caratteristiche geotecniche sono discrete, poiché trattasi di livelli ad elementi grossolani attrittivi (incoerenti) addensati, con valori di resistenza alla punta $10 \leq N_{SPT} \leq 20$.

A questi terreni possono essere attribuite le seguenti caratteristiche geotecniche:

- Peso unità di volume = 20 KN/m³
- Angolo di attrito = 33°
- Coesione drenata = 25 KN/m²

La caratterizzazione meccanica degli ammassi rocciosi granitoidi è sicuramente più complessa in quanto la loro resistenza dipende sia dalle caratteristiche della roccia intatta, sia dalla posizione, dal numero e dall'orientazione delle discontinuità. L'importanza relativa di questi due fattori è legata al rapporto tra la spaziatura delle discontinuità e l'estensione della zona interessata dall'opera. Per la caratterizzazione geotecnica del complesso granitoido che costituisce il substrato geologico delle aree esaminate è stata effettuata la caratterizzazione dell'ammasso roccioso utilizzando il **criterio di rottura** pubblicato da **Hoek et al. (2002)** per la caratterizzazione della resistenza al taglio degli ammassi rocciosi fratturati.

Questo criterio di rottura estende quello tradizionalmente utilizzato per i terreni sciolti (Mohr-Coulomb) e permette di utilizzare il metodo di verifica della stabilità mediante l'equilibrio limite anche in presenza di ammassi rocciosi fratturati, dove è necessaria una metodologia che permetta di definire la resistenza al taglio dell'ammasso in termini dei parametri ϕ' e c' .

La metodologia di Hoek, che si è evoluta in oltre 25 anni di studi di meccanica e ingegneria delle rocce (Hoek & Bray, 1997; Marinos & Hoek, 2001, Hoek et al.; 2002), permette attraverso una caratterizzazione delle qualità meccaniche e strutturali dell'ammasso un percorso non ambiguo che porta alla valutazione dei parametri necessari per effettuare una verifica di stabilità dei pendii.

Il campo di applicazione della metodologia è limitato ai pendii in roccia dove non sono presenti instabilità e distacchi di natura strutturale quali: cunei o poliedri di roccia, topplig/ribaltamenti, e caduta di massi.

Tuttavia il metodo presenta una capacità di generalizzazione molto ampia, potendo spaziare dagli ammassi rocciosi in rocce consistenti, alle rocce deboli fino alle rocce tenere.

In particolare, *Hoek e Brown* (2002) hanno proposto un criterio di resistenza per ammassi rocciosi fratturati nel quale compaiono tre parametri:

- σ_{ci} , ovvero la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, per caratterizzare la resistenza del materiale lapideo;
- “ m ” ed “ s ”, che tengono conto del grado di fratturazione del volume di materiale interagente con l’opera.

Nel piano delle tensioni principali il criterio di resistenza di Hoek e Brown è espresso dall’equazione:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3)$$

La stima del parametro σ_{ci} è stata effettuata in base alle indicazioni provenienti sia dalle prove di laboratorio eseguite sulle dolomie sia dalla letteratura. La resistenza a compressione semplice che si assume in questa sede come rappresentativa per le dolomie, sulla base delle evidenze sperimentali è pari a circa 16 MPa.

I parametri “ m ”, “ s ” ed “ a ” possono essere correlati all’indice “*Geological Strength Index*” (GSI) secondo le espressioni (Hoek et al., 2002):

$$m = m_i \exp \left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right) \quad (4)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right) \quad (5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (6)$$

Il coefficiente D che compare nelle ultime tre relazioni sopra riportate varia tra 0 ed 1, e rappresenta quantitativamente il disturbo arrecato alla roccia dalle operazioni di asportazione da scavo e dallo scarico tensionale che ne consegue.

Quando non possa essere dedotto da informazioni ricavate direttamente dai sondaggi e quindi ricavato dalle tabelle proposte da Hoek e Marinos (2000) per le rocce fratturate, il parametro GSI può essere derivato da correlazioni proposte in letteratura tra il GSI e l’indice RMR (Rock Mass Rating) di Bieniawsky (1989).

I parametri del criterio di rottura di Hoek e Brown possono essere correlati ai valori della coesione e dell'angolo di attrito del criterio di *Mohr-Coulomb* linearizzando nel piano delle tensioni principali ($\sigma_1; \sigma_3$) il dominio di rottura di Hoek e Brown in un intervallo:

$$\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{3\max} \quad (7)$$

L'angolo d'attrito può essere in queste ipotesi calcolato come:

$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (8)$$

e la coesione può essere invece ricavata dall'espressione:

$$c' = \frac{\sigma'_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{\frac{1+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{[(1+a)(2+a)]}}} \quad (9)$$

in cui $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma'_{ci}$.

Hoek e Brown (2002) indicano un criterio razionale per scegliere il valore adeguato di $\sigma_{3, \max}$, che in generale è funzione del tipo di problema esaminato (stabilità di pendii in roccia o studio del comportamento di una galleria) e della profondità dello scavo (o altezza della scarpata).

Una delle caratteristiche del criterio di rottura di Hoek è che esso definisce per l'ammasso nel suo insieme un involucro di rottura curvo all'interno del diagramma degli sforzi normali e tangenziali. In tal modo la definizione dei parametri φ' e c' equivalenti per l'ammasso passa attraverso la valutazione locale dello stato tensionale e successivamente definisce i parametri φ e c equivalenti attraverso la retta tangente con l'involucro nel punto considerato.

Per l'applicazione del criterio di rottura di Hoek et al (2002), anche detto "sistema/metodo GSI", è necessario determinare o stimare l'ammasso con quattro parametri di base:

- 1) La resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} (Mpa) degli elementi di roccia intatta, valutata solitamente mediante prove Point Load o assimilate. Nel caso in esame sono state effettuate prove sclerometriche in diverse aree (n°3 stazioni di misura), ottenendo la misura della "durezza di rimbalzo" della roccia (Fig. 13).
- 2) L'indice geologico di resistenza **GSI** (adimensionale) che sintetizza le caratteristiche strutturali essenziali dell'ammasso.
- 3) La costante litologica **mi** (adimensionale) che dipende dalla litologia dell'ammasso e stimabile da apposite tabelle.
- 4) Il fattore di disturbo **D** (adimensionale) che variando da 0 a 1 rappresenta il grado di disturbo indotto da operazioni di scavo meccanico o esplosivi.

Tutti questi parametri possono essere stimati con l'ausilio di grafici o tabelle, oltre che misurati direttamente in sito, come la resistenza alla compressione uniassiale.

Nel presente lavoro è stata valutata la resistenza a compressione a partire dall'indice **R** del **martello di Schmidt** misurato in affioramento.

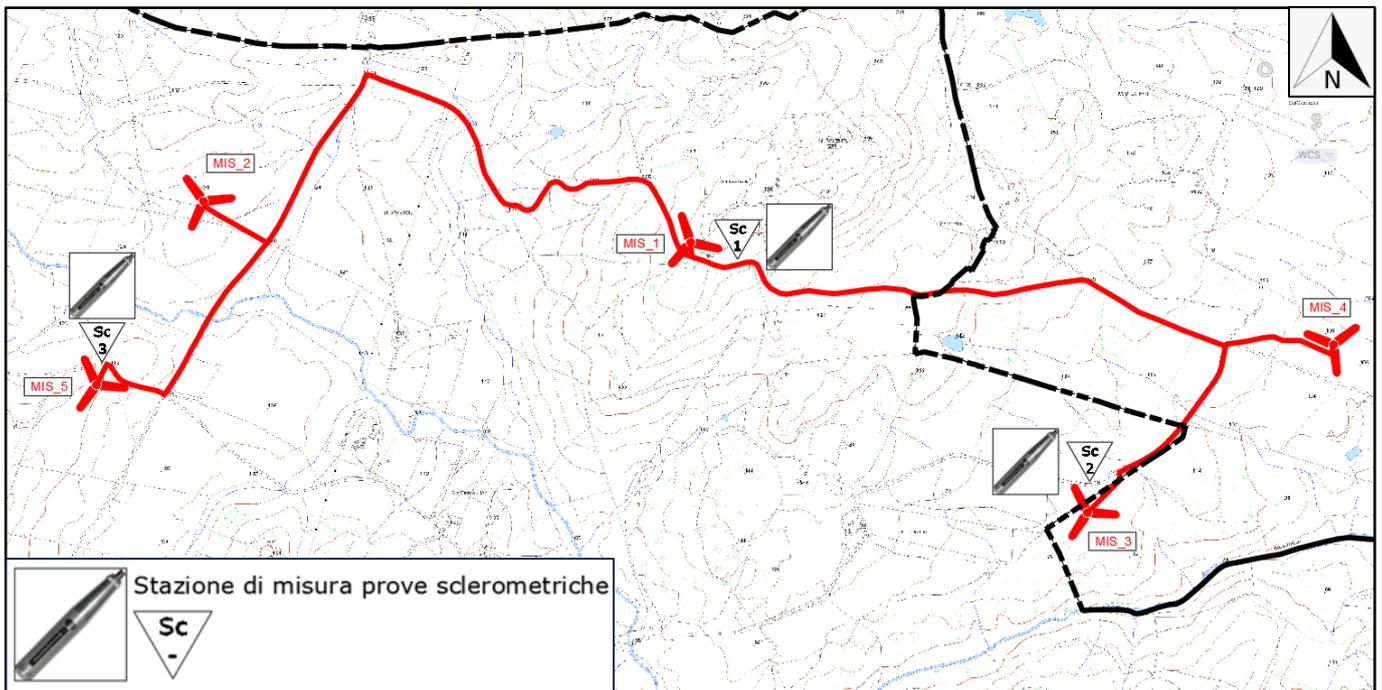


Fig. 13 – Ubicazione delle stazioni di misura delle prove sclerometriche

Resistenza a compressione uniassiale σ_c

Il martello di Schmidt consente di stimare la resistenza a compressione della roccia in modo non distruttivo e veloce, in laboratorio su campioni di dimensioni adeguate o in campagna direttamente sull'affioramento. Esso è costituito da un corpo cilindrico, una massa battente di acciaio azionata da una molla, e un'asta di percussione che fuoriesce da un'estremità dello strumento. Posizionando l'asta di percussione a contatto con il materiale che si vuole indagare e perpendicolarmente ad esso, si spinge il corpo dello strumento contro la roccia e l'asta entra al suo interno caricando la molla. Quando l'asta sarà totalmente entrata, una massa viene automaticamente liberata colpendo l'asta stessa, la quale, essendo posta direttamente a contatto con il materiale, provocherà un contraccolpo sulla massa tanto maggiore quanto più alta è la resistenza del materiale con cui è a contatto; l'entità del rimbalzo di contraccolpo è misurata attraverso un indice leggibile su una scala graduata situata sul fianco dello strumento.

L'indice che compare sulla scala graduata si riferisce al massimo valore del rimbalzo della massa, e corrisponde all'indice "r" se la misura è condotta su roccia allo stato naturale o all'indice "R" (rebound number o rebound strength) se è realizzata su una superficie pulita dall'alterazione superficiale con una pietra smeriglio.

Per determinare la resistenza a compressione semplice le norme ISRM (Aydin, 2009) suggeriscono di registrare 20 valori di R separati di almeno un diametro dell'asta, correggendoli per l'orientazione del martello di Schmidt nel caso la misura non sia stata fatta con martello

orizzontale. *UCS* viene calcolato utilizzando il valore medio dell'intera serie di valori di *R*, utilizzando le relazioni empiriche presenti in letteratura.

La campagna sperimentale, i cui risultati sono di seguito presentati, è stata condotta utilizzando uno *sclerometro meccanico tipo L* (Foto 1).



Foto 1 – Prove sclerometriche eseguite sull'affioramento roccioso granitoide in una delle stazioni di misura

Le procedure codificate per l'esecuzione di prove sclerometriche prevedono l'impiego del *Martello di Schmidt*, applicato perpendicolarmente alle superfici pulite delle discontinuità rilevate. In caso di diversa inclinazione vengono introdotti fattori compensativi nel calcolo.

Le prove sono state condotte su superfici asciutte, sulla base di almeno 10 letture, con riferimento alle prescrizioni **I.S.R.M.** (1993), scartando le 5 più basse e calcolando, per ogni stazione, la media delle 5 letture più alte (in grassetto nelle tabelle).

Il rapporto di sintesi delle prove sclerometriche è illustrato nella seguente tabella:

Stazione 1	↓	Stazione 2	↓	Stazione 3	↓
Lettura	Valore rimbalzo	Lettura	Valore rimbalzo	Lettura	Valore rimbalzo
1	34	1	36	1	32
2	33	2	35	2	35
3	28	3	34	3	30
4	29	4	33	4	33
5	37	5	29	5	30
6	30	6	31	6	34
7	31	7	38	7	33
8	34	8	27	8	29
9	36	9	32	9	27
10	27	10	28	10	31
Media	34,60	Media	35,00	Media	33,20

Il simbolo ↓ è riferito all'orientazione dello sclerometro sulle rispettive superfici testate. La specificazione è essenziale in quanto il comportamento dello strumento al rimbalzo è funzione variabile dell'orientamento del martello in rapporto alla superficie (per effetto contrario o sfavorevole dell'accelerazione di gravità sul rimbalzo) e conseguentemente differenti sono le corrispondenze con i valori di resistenza monoassiale determinata con disposizioni diverse da quella canonica (verticale), ancorché ortogonale alla superficie, in quanto vengono introdotti fattori di correzione rispetto alla prova con strumento verticale.

Il valore medio determinato per le tre stazioni è stato utilizzato ai fini della valutazione della resistenza alla compressione dei due litotipi diversi riscontrati nei siti esaminati, impiegando il noto abaco di correlazione (Deere & Miller, 1966) ed impostando il valore del peso di volume della roccia stessa a partire da $PV > 25 \text{ kN/m}^3$, il quale permette anche la normalizzazione del valore del rimbalzo rispetto alla direzione verticale.

Per trasformare l'indice **R** dello sclerometro in valore della resistenza a compressione sono state prese in considerazione anche altre e diverse relazioni proposte da vari autori:

- relazione *Irfan e Dearman* (1978): $q_c = 0,755 R + 21,3$
- relazione *Fukui K et al.* (1980): $\log(q_c) = 0,0165 R + 1,13$
- relazione *Barton & Chobey* (1977): $\log(q_c) = 0,00088 R + 1,01$

Nella tabella che segue sono riportati i valori della resistenza a compressione dedotti con i differenti metodi, mentre nelle successive figure (Fig. 14) il diagramma di Deere & Miller per le diverse stazioni di misura.

RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE q_c (Mpa)						
Stazione	Peso di volume (KN/mc)	Indice di rimbalzo R	<i>Irfan e Dearman</i>	<i>Fukui et al</i>	<i>Barton & Chobey</i>	<i>Deere & Miller</i>
1	25	34,60	48,12	50,22	59,05	58,27
2	25	35,00	48,43	50,99	45,37	60,00
3	25	33,20	47,03	47,62	42,03	55,48

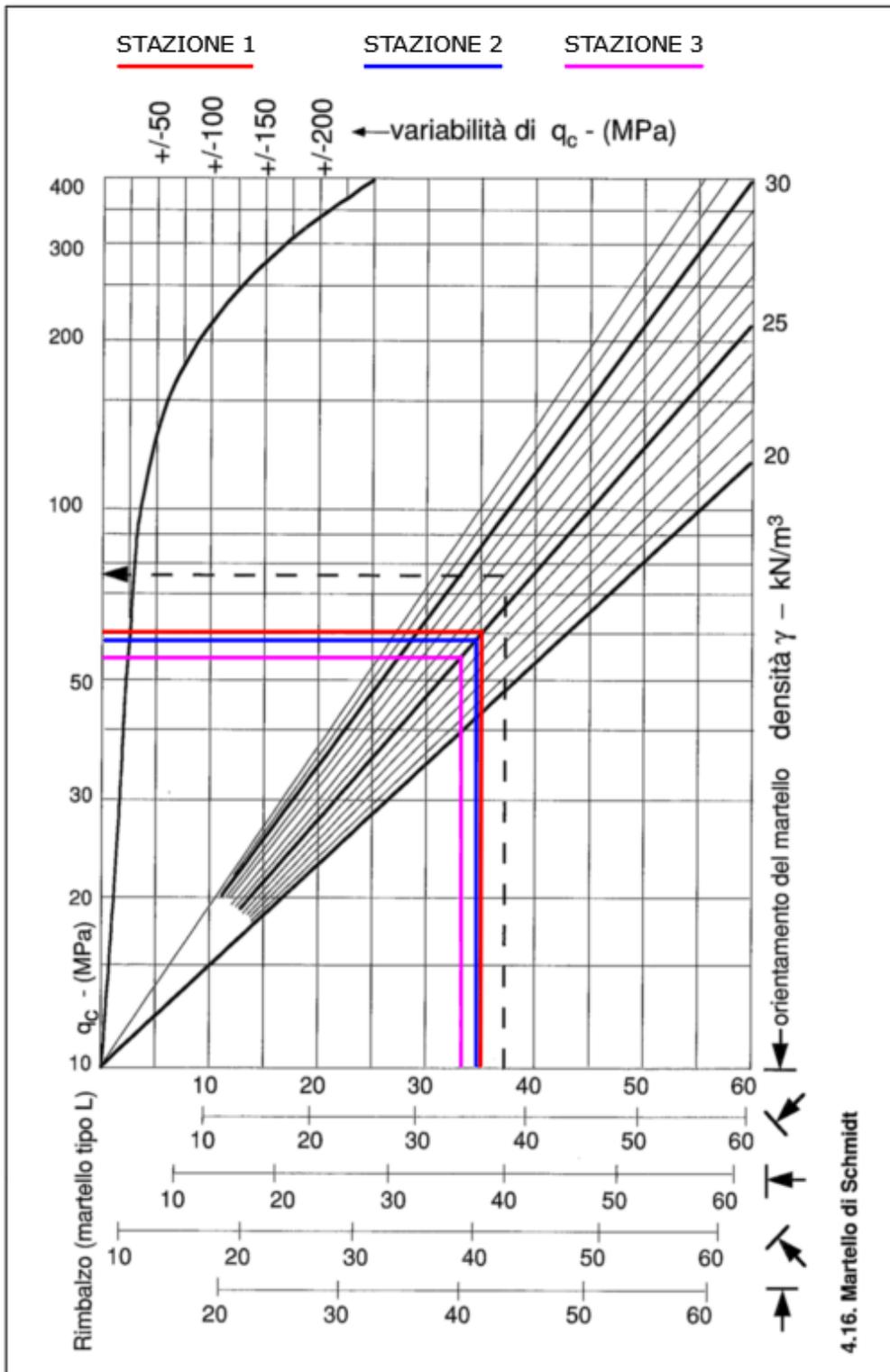


Fig. 14 – Valori della resistenza a compressione degli ammassi rocciosi determinati con il diagramma di Deere e Miller (1966)

Pertanto, la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso granitoidale determinata nelle tre diverse stazioni di misura può essere come la media dei dati ottenuti, e cioè:

- Resistenza compressione monoassiale ammasso roccioso della Stazione 1 = 53,91 Mpa
- Resistenza compressione monoassiale ammasso roccioso della Stazione 2 = 51,20 Mpa
- Resistenza compressione monoassiale ammasso roccioso della Stazione 3 = 48,04 Mpa

Indice geologico di resistenza GSI

L'indice geologico di resistenza **GSI** (adimensionale) lega l'assetto strutturale dell'ammasso con le caratteristiche di discontinuità che lo separano: in termini di grado di fratturazione e disturbo tettonico con le caratteristiche della superficie delle discontinuità in termini di rugosità, alterazione e riempimento della frattura (Fig. 15).

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX per rocce fratturate (Hoek & Marinos, 2002)		condizioni delle discontinuità								
		MOLTO BUONE: giunti molto rugosi, non alterati	BUONE: giunti rugosi, leggermente alterati, ossidati	MEDIOCRRI: giunti lisci, superficie moderatamente alterata	SCADENTI: giunti levigati, superfici alterate con riempimento compatto o frammenti angolari	MOLTO SCADENTI: giunti levigati, superfici alterate con riempimento argilloso molle				
STRUTTURA ROCCIA		grado di interconnessione tra i frammenti di roccia								
INTATTA O MASSIVA: roccia sana con poche discontinuità ad ampia spaziatura	90								N/A	N/A
FRATTURATA: ammasso roccioso non disturbato, con tre sistemi di famiglie di giunto che isolano blocchi a forma prevalentemente cubica	80						70			
MOLTO FRATTURATA: ammasso parzialmente disturbato con quattro o più famiglie di giunto a formare blocchi angolari a più facce							60	50		
PIEGATA: ammasso disturbato tettonicamente, a pieghe, con diverse famiglie di giunti. Piani di stratificazione o di scistosità a grande persistenza								40	30	
DISINTEGRATA: ammasso molto fratturato con debole interconnessione fra i blocchi, frammenti di roccia angolari e arrotondati									20	
LAMINATA/FAGLIATA: ammasso non suddiviso in blocchi, piani di scistosità a fitta spaziatura, piani di taglio/faglie	N/A						N/A			10

Fig. 15 – Valori dell'indice geologico di resistenza GSI

Costante litologica m_i

Questo valore (adimensionale) dipende dalla litologia dell'ammasso roccioso ed è stimabile da appositi valori di letteratura (Fig. 16).

Rocce sedimentarie			Rocce ignee			Rocce metamorfiche		
Roccia	media	scarto	Roccia	media	scarto	Roccia	media	scarto
	mi	±		mi	±		mi	±
Conglomerato	21	3	Granito	32	3	Marmo	9	3
Arenaria	17	4	Granodiorite	29	3	Cornubianite	19	4
Siltite	7	2	Diorite	25	5	Metaquarzite	20	3
Argillite	4	2	Gabbro	27	3	Quarzite	20	3
Argilloscisto	6	2	Norite	20	5	Migmatite	29	3
Chalk	7	2	Dolerite	16	5	Anfibolite	26	6
Breccia	20	2	Riolite	25	5	Gneiss	28	5
Calcere cristallino	12	3	Dacite	25	3	Scisti argillosi	7	4
Calcere spiritico	10	5	Peridotite	25	5	Scisti	10	3
Calcere micritico	8	3	Porfirite	20	5	Filladi	7	3
Dolomia	9	3	Andesite	25	5			
Marna	7	2	Basalto	25	5			
Gesso	10	2	Diabase	15	5			
Anidride	12	2	Ossidiana	19	3			

Fig. 16 – Valori bibliografici della costante m_i

Fattore di disturbo D

Il valore del fattore di disturbo D (adimensionale) varia da 0 a 1 e rappresenta il grado di disturbo indotto da operazioni di scavo meccanico o esplosivi (Fig. 16).

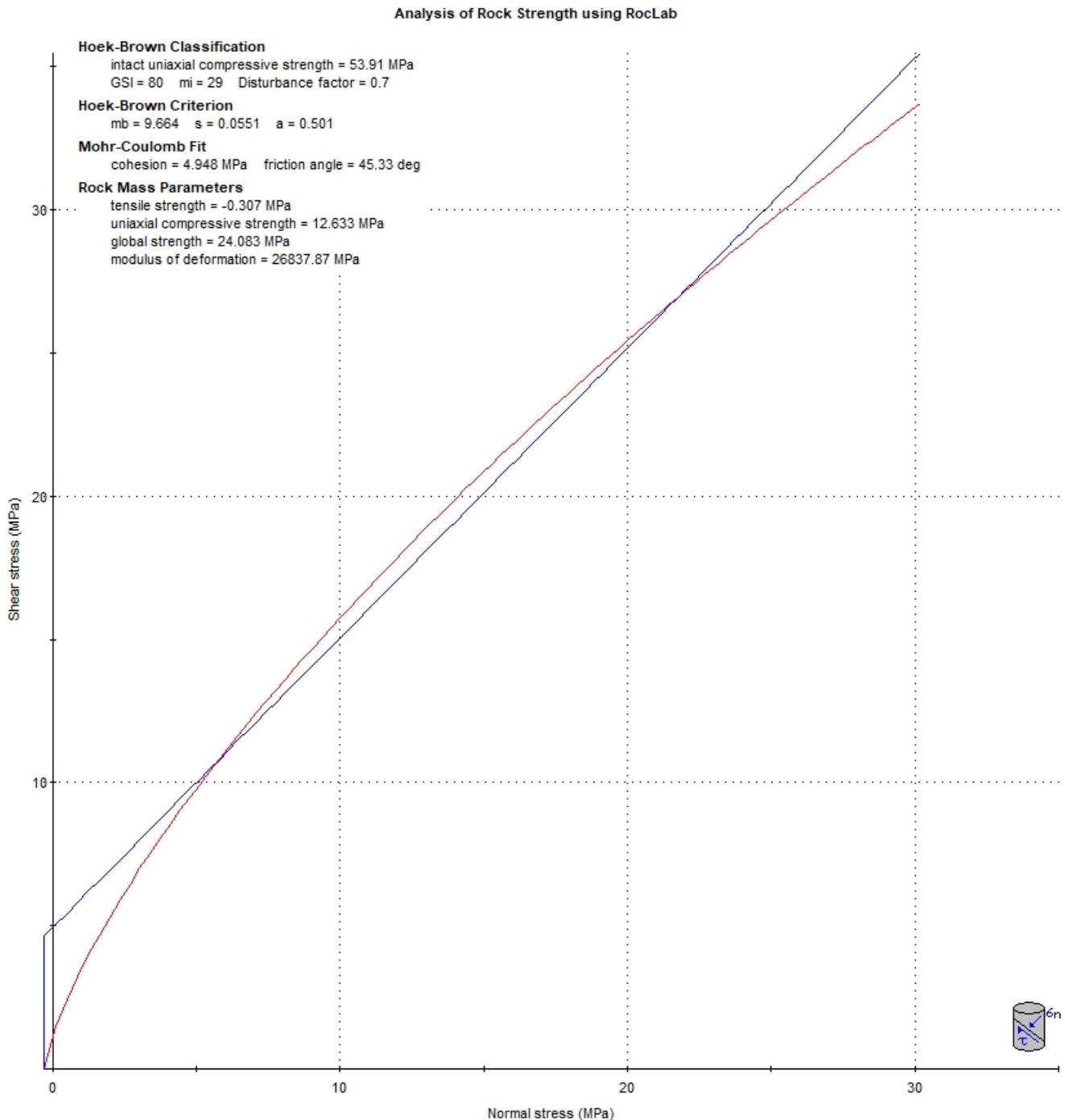
Valore di D suggerito (Hoek et al. 2002; Hoek, 2012) (con integrazioni dell'autore di questo manuale)	Condizioni di applicazione
$D=0.0$	Pendii naturali senza effetti di rilascio tensionale (tension cracks)
$D=0.5$	Pendii con fenomeni di rilascio tensionale visibili (tension cracks)**
$D=0.7$	Pendio oggetto di scavo meccanico e/o uso ottimale di esplosivi (con possibili rilasci tensionali)
$D=1.0$	Uso non ottimale di esplosivi e scavi a cielo aperto molto profondi, e con possibile rilascio tensionale.

Fig. 17 – Valori del fattore di disturbo D

A partire dal valor medio di GSI, e riferendosi ai valori dei parametri di Hoek e Brown per la roccia intatta, sono stati calcolati i valori dei parametri relativi all'ammasso roccioso (m_b , s , ed a) e con le procedure descritte nelle pagine precedenti, con l'ausilio del software *RocLab 1.0*, sono stati stimati determinati gli involucri di rottura all'interno del diagramma degli sforzi normali e tangenziali relativi agli ammassi rocciosi granitoidi, che hanno consentito di determinare l'angolo di attrito e la coesione, come riportato nelle pagine successive.

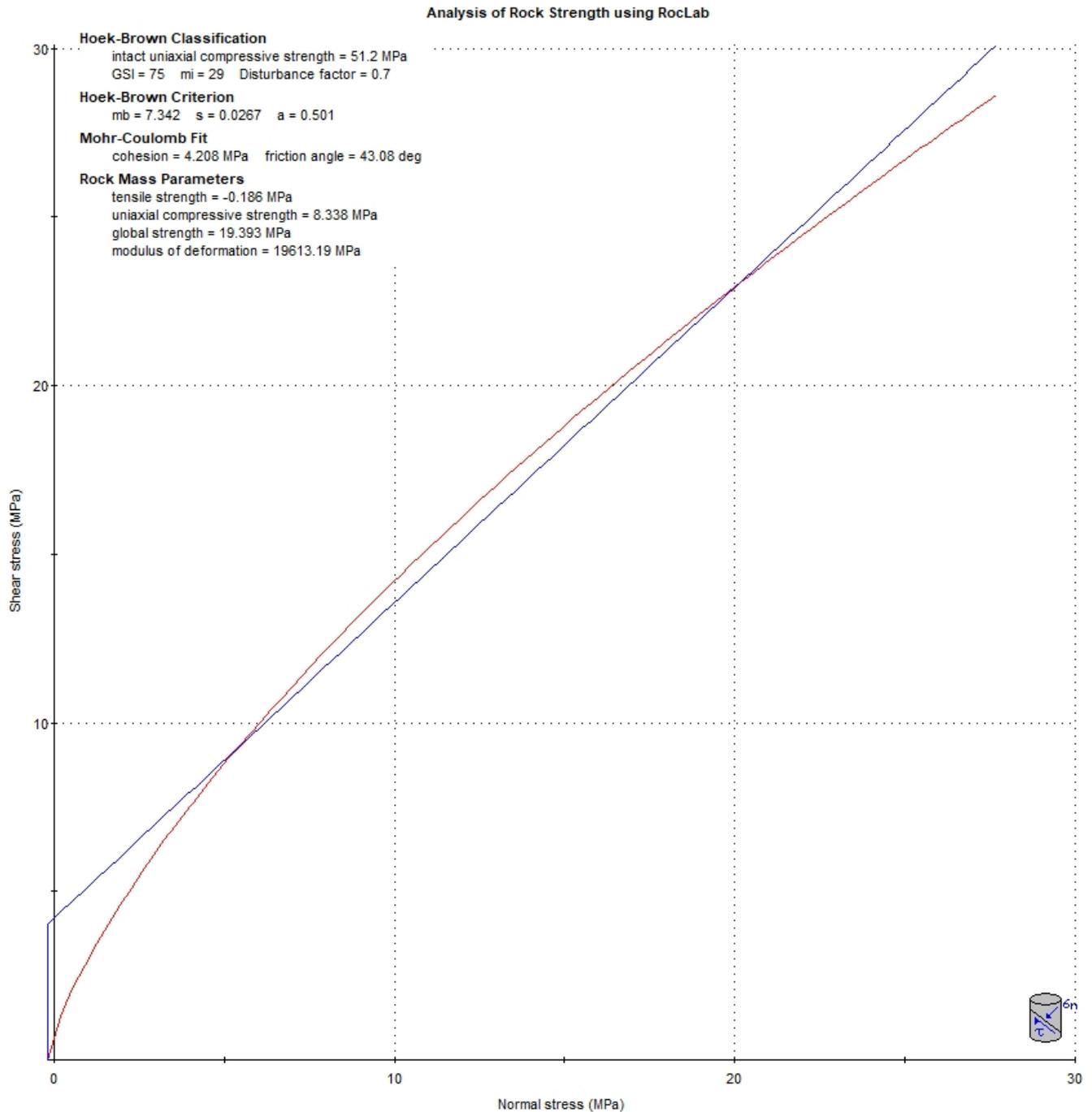
Stazione 1

- $\sigma_{ci} = 53,91$ MPa (Resistenza a compressione monoassiale della roccia calcarea intatta)
- $GSI = 80$ (Indice della classificazione Hoek-Brown)
- $m_i = 29$ (Costante della roccia intatta: 29 ± 3)
- $D = 0,7$ (Fattore di disturbo)



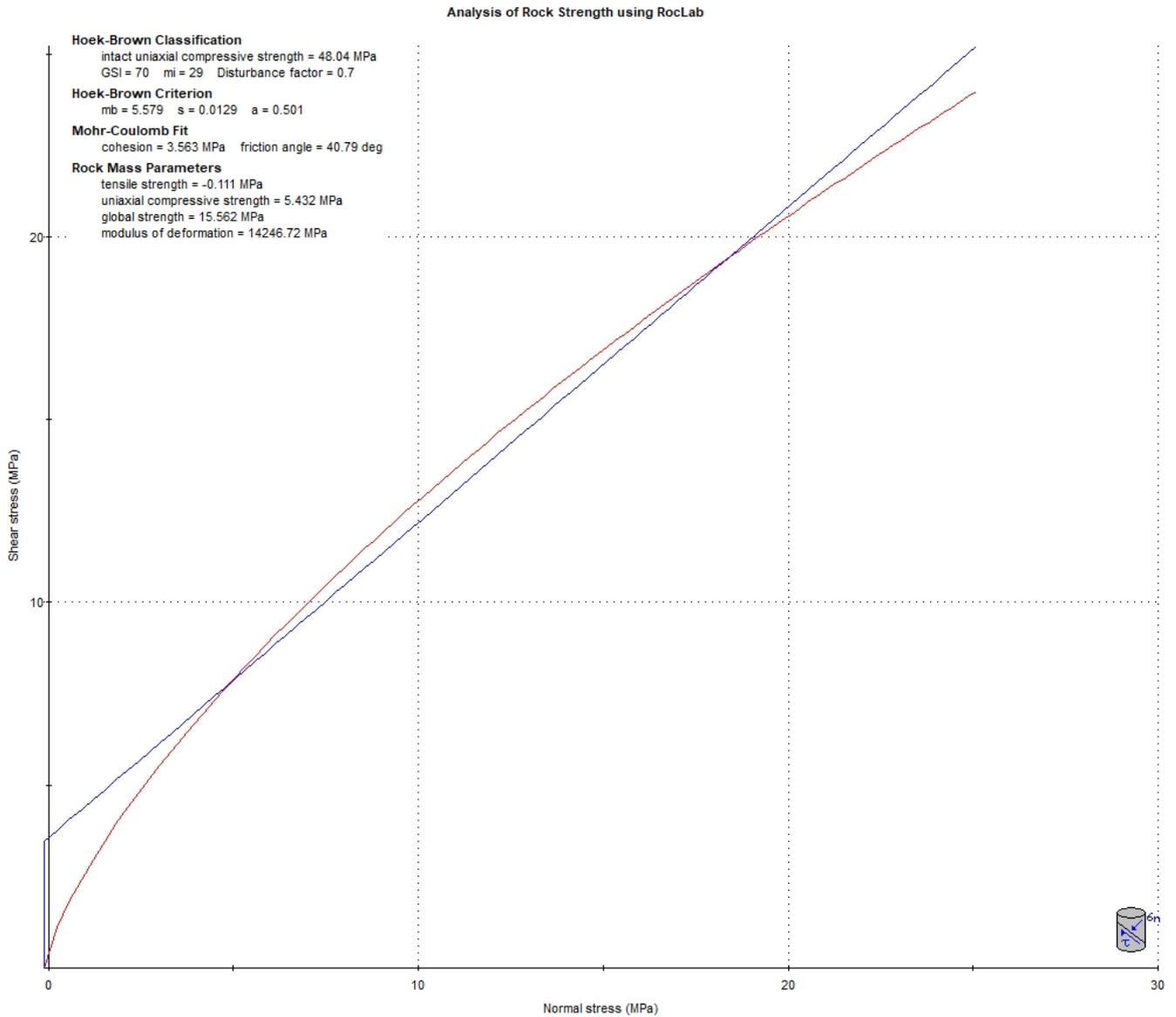
Stazione 2

- $\sigma_{ci} = 51,20$ MPa (Resistenza a compressione monoassiale della roccia calcarea intatta)
- $GSI = 75$ (Indice della classificazione Hoek-Brown)
- $m_i = 29$ (Costante della roccia intatta: 29 ± 3)
- $D = 0,7$ (Fattore di disturbo)



Stazione 3

- $\sigma_{ci} = 48,04 \text{ MPa}$ (Resistenza a compressione monoassiale della roccia calcarea intatta)
- $GSI = 70$ (Indice della classificazione Hoek-Brown)
- $m_i = 29$ (Costante della roccia intatta: 29 ± 3)
- $D = 0,7$ (Fattore di disturbo)



La caratterizzazione fisico-meccanica media dell'ammasso roccioso granitoide, effettuata utilizzando il criterio di rottura pubblicato da Hoek et al. (2002) per la caratterizzazione della resistenza al taglio degli ammassi rocciosi effettuata nelle tre stazioni di misura, è di seguito riportata:

Stazione 1

- Resistenza a compressione monoassiale = 53,91
- Indice geologico di resistenza GSI = 80
- Costante litologica mi = 29
- Fattore di disturbo D = 0,7
- Parametro mb criterio Hoek-Brown = 9,664
- Parametro s criterio Hoek-Brown = 0,0551
- Parametro a criterio Hoek-Brown = 0,501
- Peso unità di volume = 25 KN/m³
- Angolo di attrito = 45,33°
- Coesione efficace = 4,948 MPa

Stazione 2

- Resistenza a compressione monoassiale = 51,20
- Indice geologico di resistenza GSI = 75
- Costante litologica mi = 29
- Fattore di disturbo D = 0,7
- Parametro mb criterio Hoek-Brown = 7,342
- Parametro s criterio Hoek-Brown = 0,0267
- Parametro a criterio Hoek-Brown = 0,501
- Peso unità di volume = 25 KN/m³
- Angolo di attrito = 43,08°
- Coesione efficace = 4,208 MPa

Stazione 3

- Resistenza a compressione monoassiale = 48,04
- Indice geologico di resistenza GSI = 70
- Costante litologica mi = 29
- Fattore di disturbo D = 0,7
- Parametro mb criterio Hoek-Brown = 5,579
- Parametro s criterio Hoek-Brown = 0,0129
- Parametro a criterio Hoek-Brown = 0,501
- Peso unità di volume = 25 KN/m³
- Angolo di attrito = 40,79°
- Coesione efficace = 3,563 MPa

6. Modellazione sismica ed indagini geofisiche

6.1 Prospezione sismica M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves)

Nei siti esaminati è stata eseguita n°1 prospezione sismica superficiale del tipo **M.A.S.W.** (*Multichannel Analysis of Surface Waves* ovvero *Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh*) al fine di definire le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi presenti nell'area di studio e classificare sismicamente il suolo secondo la normativa vigente (D.M. 17.01.2018).

Le onde di Rayleigh sono polarizzate in un piano verticale (Fig. 18) e si generano in corrispondenza della superficie libera del mezzo quando viene sollecitato acusticamente. In questo tipo di onde le particelle descrivono un movimento di tipo ellittico la cui ampiezza decresce esponenzialmente con la distanza dalla superficie libera. L'asse maggiore delle ellissi è normale alla superficie libera del mezzo ed alla direzione di propagazione delle onde e le particelle compiono questo movimento ellittico in senso retrogrado rispetto alla direzione di propagazione delle onde che vengono generate. Le onde superficiali di Rayleigh, quando si propagano in un mezzo omogeneo, non presentano dispersione e la loro velocità è uguale a $0.92V_s$.

In un mezzo disomogeneo, quale la Terra, la loro velocità varia in funzione della lunghezza d'onda tra i limiti 0 e $0.92V_s$. La teoria della propagazione delle onde superficiali è ben conosciuta ed è descritta dettagliatamente da Ewing et al. (1957).



Fig. 18 - Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh caratterizzata dall'oscillazione polarizzata in un piano verticale e con movimento delle particelle retrogrado rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.

La determinazione della velocità delle onde di taglio V_s tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da \sqrt{r} e non da r come per le onde di volume. In aggiunta, la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_p e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_s , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione sismica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche (O.P.C.M. 3274/03; O.P.C.M. 3431/05; D.M. 17.01.2018).

Infatti, mentre la velocità delle onde P misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del

materiale, la velocità delle onde S è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde P , risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno. La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle V_S , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati (Fig. 19).

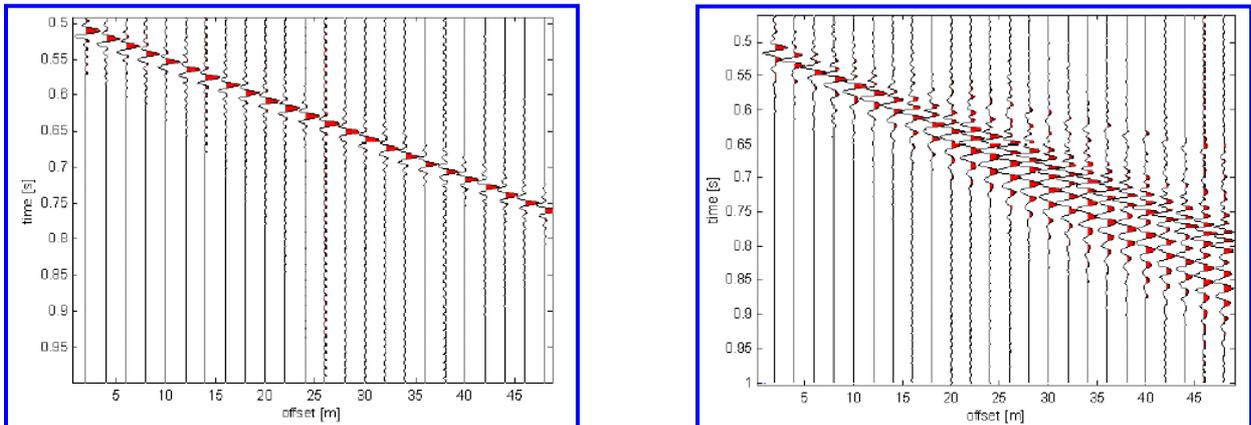


Fig. 19 – Segnali sismici che evidenziano (in rosso) le onde superficiali di Rayleigh in un mezzo non stratificato (a sinistra) e in un mezzo stratificato (a destra). Risulta evidente il fenomeno della dispersione delle onde superficiali di Rayleigh in un mezzo stratificato.

Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite processo di inversione (Fig. 20).

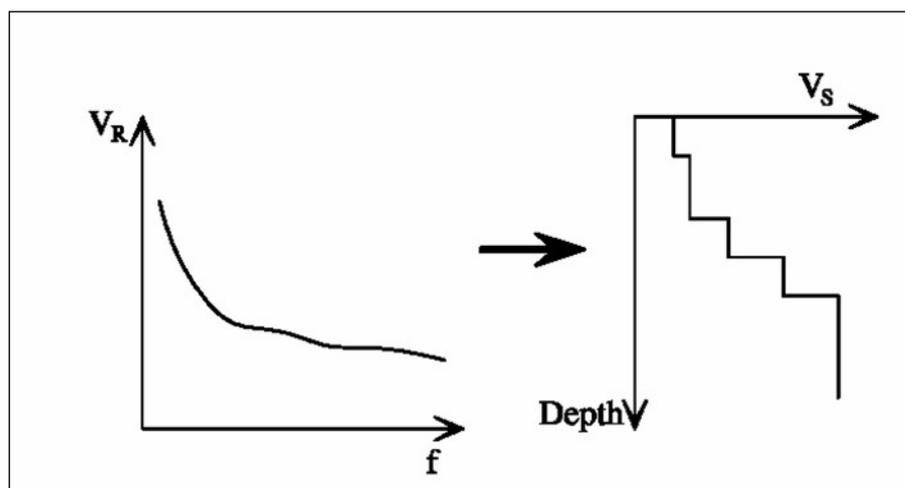


Fig. 20 – Velocità delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (a sinistra) e profilo di velocità delle onde di taglio in funzione della profondità (a destra) ricavato tramite processo d'inversione.

Il metodo MASW (basato sull'analisi della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh) consente una dettagliata ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde S nel sottosuolo.

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una efficiente ed accreditata metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio V_s .

Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, simili alla tecnica SASW, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

La metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW prevede i seguenti passi fondamentali:

1. Ripetute acquisizioni multicanale dei segnali sismici, generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra in alluminio), lungo uno stendimento rettilineo di sorgente-geofoni.
2. Estrazione del modo fondamentale di oscillazione dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione).
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere un profilo verticale delle V_s nel punto medio di ogni stendimento geofonico).

Lo schema dello stendimento sismico è riprodotto nella seguente figura (Fig. 21).

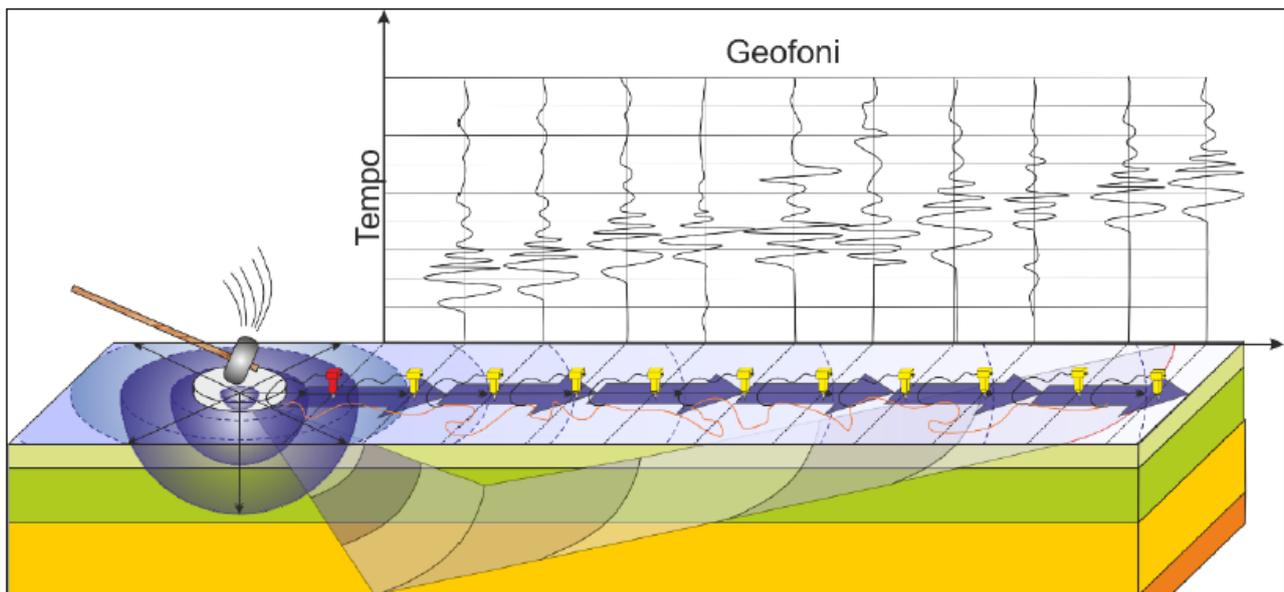


Fig. 21 – Schema dello stendimento sismico

Quando vengono generate onde sismiche usando una sorgente impattante come un martello su una piastra vengono generate sia onde di volume (P ed S), sia onde di superficie (Rayleigh e Love), che si propagano in tutte le direzioni. Alcune di queste onde vengono riflesse e disperse quando incontrano oggetti superficiali o poco profondi (ad esempio, fondazioni di edifici, canali sotterranei, trovanti lapidei, ecc.) e diventano rumore.

Inoltre, vengono quasi sempre rilevate vibrazioni da rumore ambientale proveniente dal traffico veicolare, dall'attività industriale e, in generale, dall'attività umana. Il vantaggio principale dell'approccio multicanale della tecnica MASW sta nella sua intrinseca capacità di distinguere tutte queste onde dovute al rumore e di isolarle dalle onde superficiali di Rayleigh evidenziando solo il modo fondamentale di oscillazione dei terreni.

L'isolamento del modo fondamentale di oscillazione si basa su molteplici caratteristiche sismiche dei segnali. Le proprietà della dispersione di tutti i tipi di onde (di volume e superficiali) sono visualizzate attraverso un metodo di trasformazione (basato sull'analisi spettrale dei segnali sismici) del campo d'onda che converte direttamente i segnali sismici acquisiti in una immagine dove un modello di dispersione è riconosciuto nella distribuzione dell'energia trasformata in oscillazioni (Fig. 22).

Dispersion Image

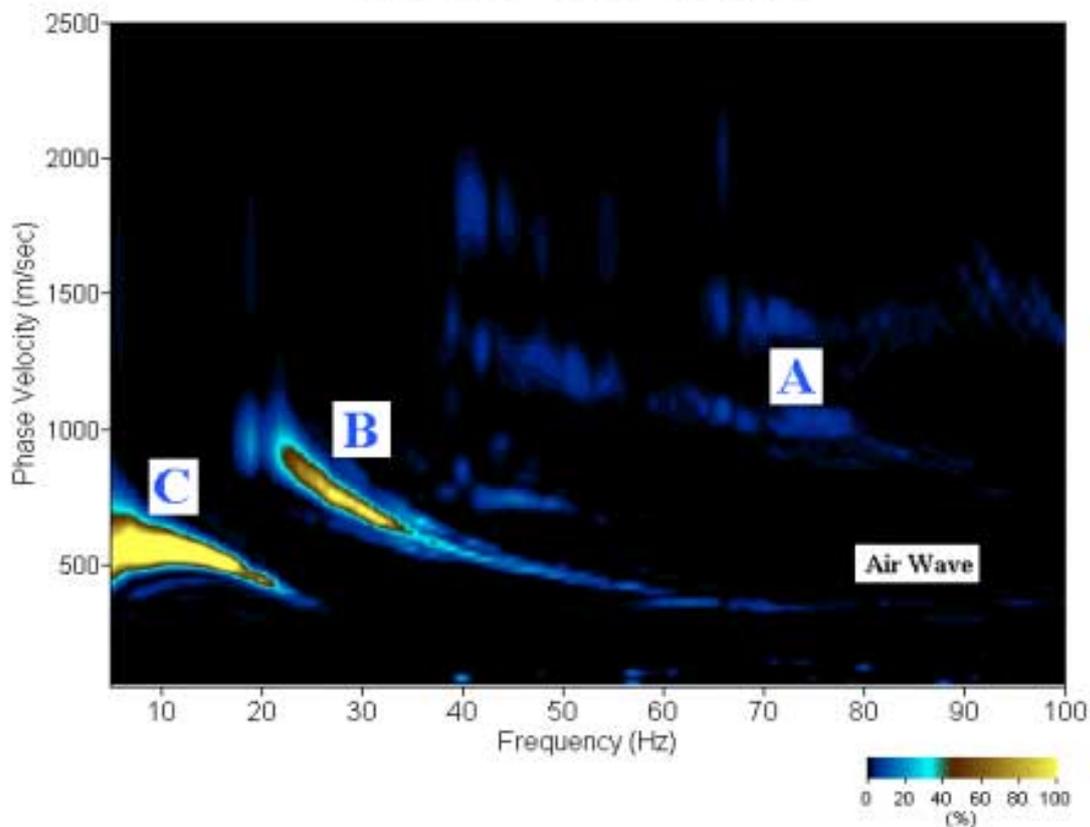


Fig. 22 – Curva di dispersione della velocità di fase in funzione della frequenza delle onde superficiali di Rayleigh relativa ai segnali sismici in Fig. 19. Il picco energetico in corrispondenza di C rappresenta, nel modello della dispersione, il modo fondamentale da estrarre. Il picco energetico in B rappresenta il primo modo mentre quello in A, poco evidente, rappresenterebbe il secondo modo.

Successivamente, il modo fondamentale (proprietà fondamentale della dispersione della velocità di fase delle onde di Rayleigh) viene estratto da un modello specifico. Tutte le altre onde (riflesse, disperse, modi superiori delle onde superficiali, noise ambientale) vengono quindi rimosse durante il processo di elaborazione.

Lo stendimento della prospezione sismica superficiale del tipo M.A.S.W. è stato eseguito con le seguenti caratteristiche (Tab. 1):

<i>Prospezioni sismiche</i>	<i>Geofoni (n°)</i>	<i>Offset (m)</i>	<i>Spacing (m)</i>	<i>Lunghezza complessiva dello stendimento (m)</i>
M.A.S.W. Mw1	24	1,50	6,00	40,50

L'indagine è stata condotta mediante l'utilizzo di sismografo M.A.E. A6000-S 24 bit 36 canali, strumento compatto e versatile progettato e realizzato appositamente per eseguire indagini di prospezione sismica convenzionali e non convenzionali. L'elevata dinamica (24 bit di risoluzione) unita alla notevole memoria per l'acquisizione, ne consente l'utilizzo per tecniche di indagine di tipo non convenzionale. Tali indagini risultano particolarmente adatte in aree fortemente antropizzate (aree urbane e industriali) con notevole presenza di rumore di fondo (noise). La gestione dell'apparecchiatura è notevolmente semplificata dall'interfaccia grafica e dall'interazione con essa tramite il sistema di puntamento touch-screen, che consente di eseguire tutte le operazioni toccando con un pennino gli oggetti interessati direttamente sullo schermo. L'ambiente operativo dello strumento è quello di Microsoft Windows XP embedded.

La sorgente sismica è costituita da un impatto transiente verticale (maglio dal peso di 8 kg che batte su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un geofono verticale Geospace a 14Hz, posto in prossimità della piastra. Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni verticali (Geospace – 4.5Hz) posizionati lungo il profilo di indagine con offset e spacing predefiniti (Tab. 1). La lunghezza complessiva dello stendimento geofonico è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia dei terreni nel sito prescelto fino alla profondità di 31,00 metri dal piano campagna di riferimento.

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale $T=2.048 s$, sono state effettuate con passo di campionamento $dt=0.5 ms$.

La frequenza di campionamento è data da:

$$f_{\text{campionamento}} = 1/dt = 2000 \text{ Hz}$$

La frequenza massima dei segnali, ovvero la frequenza di Nyquist, è data da:

$$f_{\text{Nyquist}} = 1/2dt = 1000 \text{ Hz.}$$

La frequenza minima dei segnali è data da:

$$f_{\text{min}} = 1/T = 0.488 \text{ Hz.}$$

L'elaborazione dei dati e l'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh sono state effettuate con il programma *MASW 2007* dell'ing. Vitantonio Roma che ha permesso di eseguire l'intero processo di elaborazione di una sezione sismostratigrafica delle onde di taglio V_s . Gli elaborati relativi alla prospezione sismica M.A.S.W. effettuata sono di seguito riportati (Figg. 23-28).

Prospezione sismica M.A.S.W. Mw1

Dati sperimentali Mw1

Distanza tra i sensori: 1,50 m

Numero di campioni temporali 2048

Passo temporale di acquisizione 2 ms

Numero di ricevitori usati per l'analisi 24

L'intervallo considerato per l'analisi comincia a 0 ms

L'intervallo considerato per l'analisi termina a 4094 ms

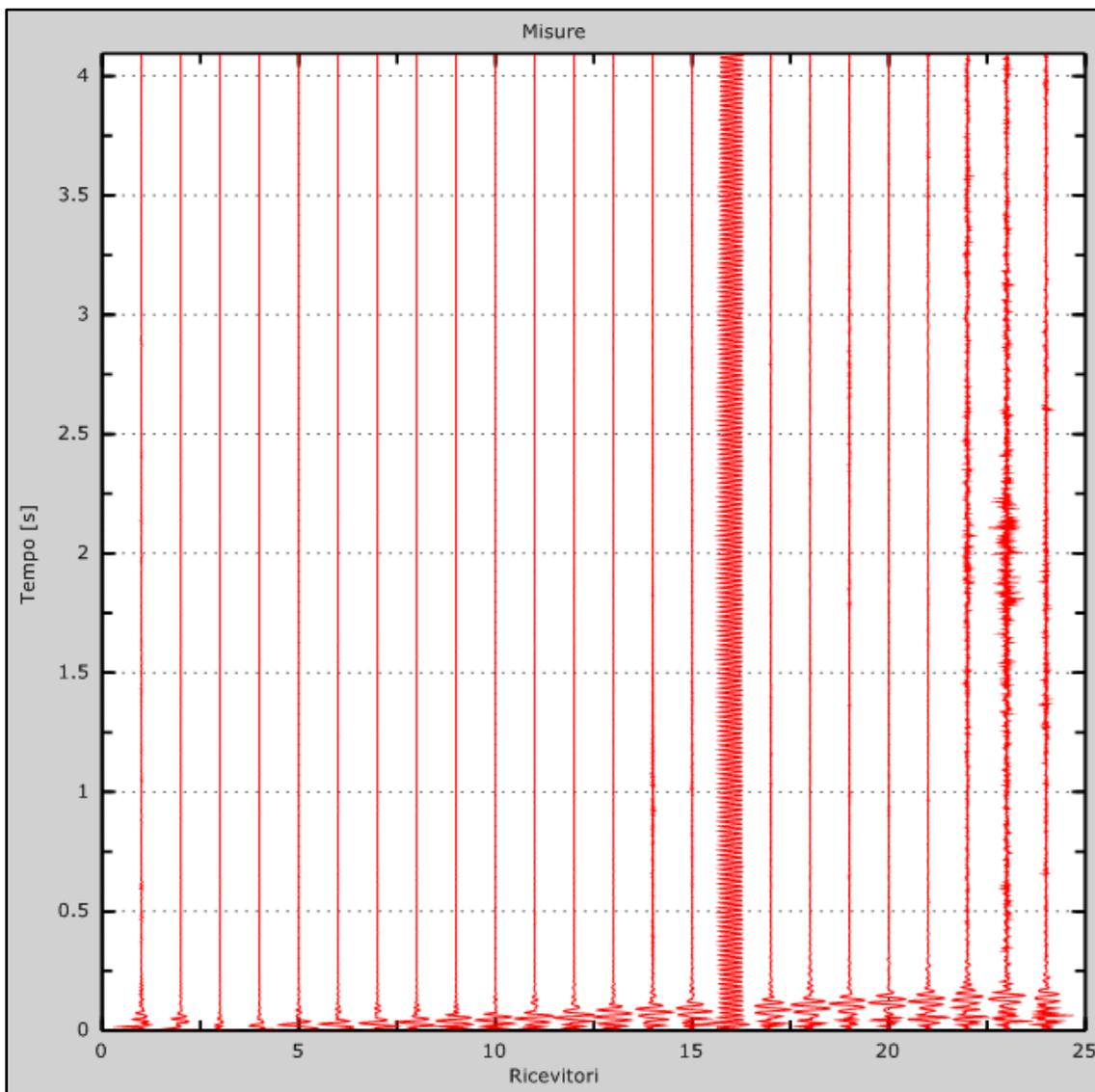


Fig. 23 – Sismogrammi relativi all'indagine MASW Mw1 (tracce sperimentali)

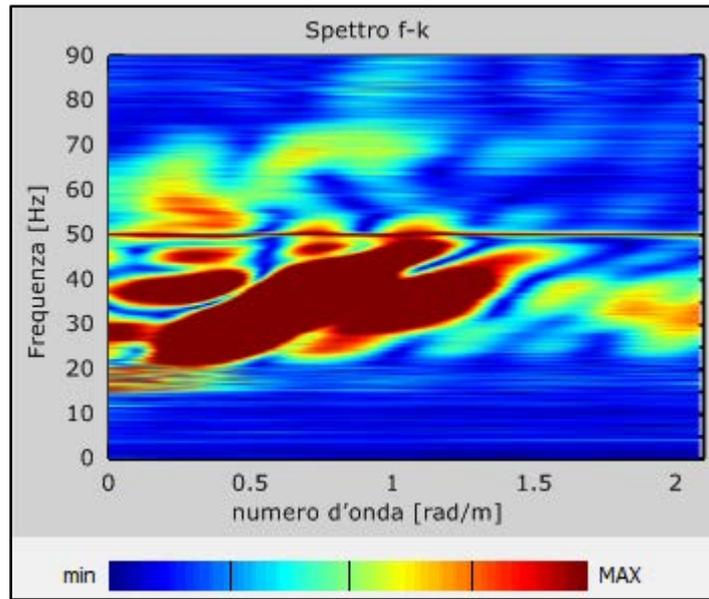


Fig. 24 – Curve di livello dello spettro di risposta sperimentale del suolo Mw1

Risultati delle analisi Mw1

Frequenza finale..... 70Hz

Frequenza iniziale..... 2Hz

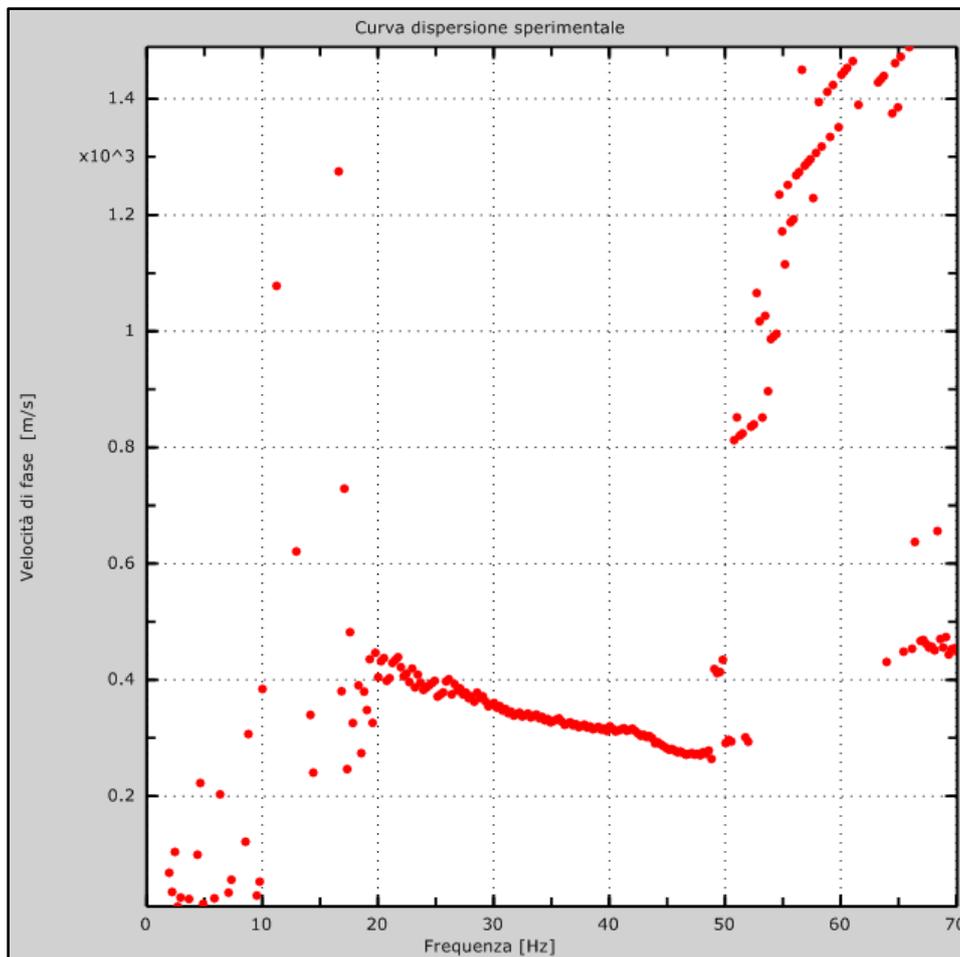


Fig. 25 – Curva di dispersione sperimentale

Curva di dispersione Mw1

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]	V. fase min [m/s]	V. fase Max [m/s]
7.56299	1613.25	1602.58	1623.92
11.1725	1065.37	1054.7	1076.04
16.9829	713.163	709.605	716.72
21.825	428.551	414.32	442.781
33.798	339.609	318.263	360.955
47.9719	275.572	261.341	289.802

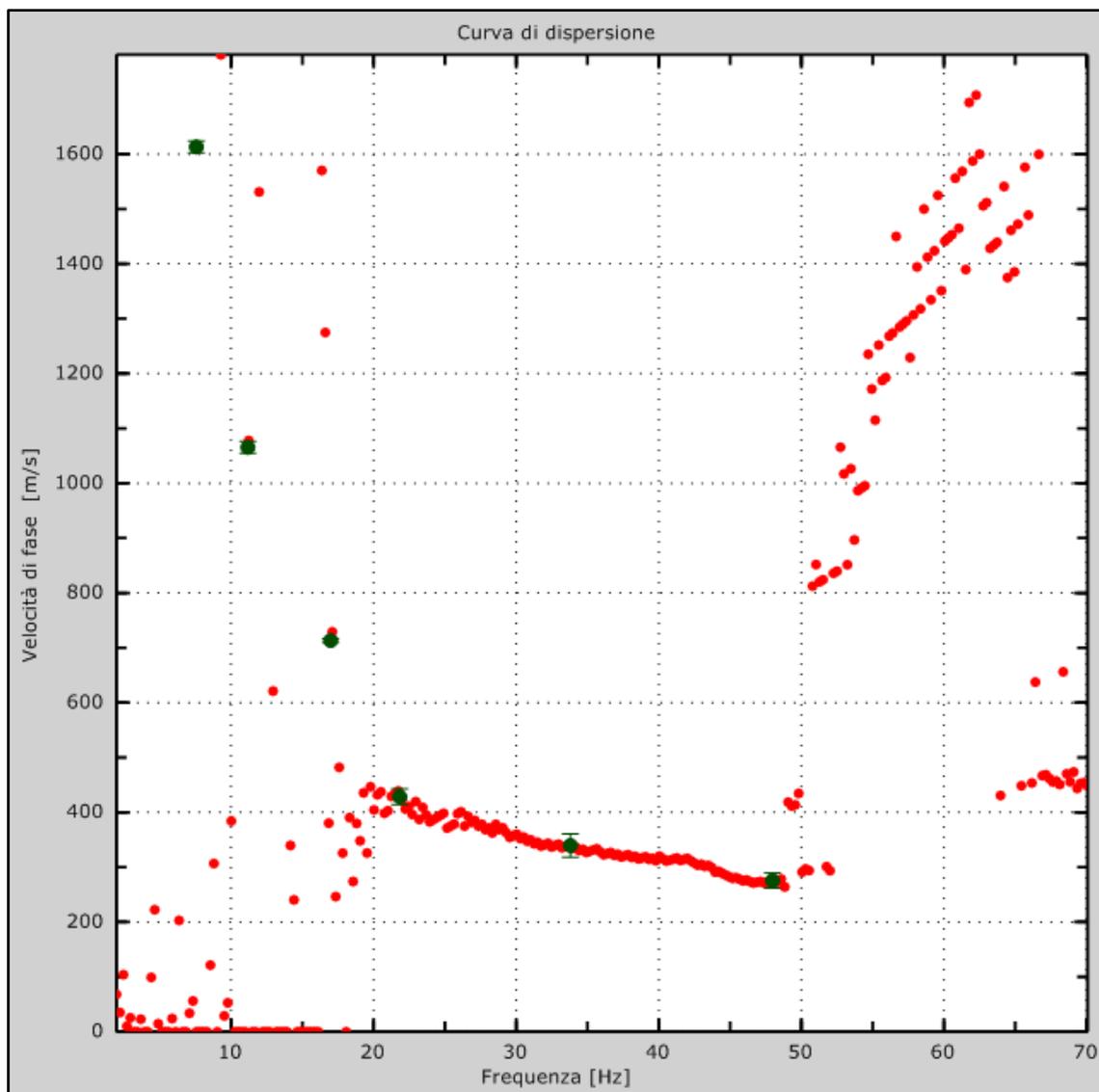


Fig. 26 – Curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ottenuta dall'indagine Sismica MASW Mw1

Profilo in sito Mw1

Prospetto delle determinazioni dei valori di V_s per i sismostrati riscontrati nella Mw1

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	V_s finale (m/s)	Falda nello strato
S1	0,00 – 1,90	1,90	273	Non presente
S2	1,90 – 5,30	3,40	377	Non presente
S3	5,30 – 20,60	15,30	923	Non presente
S4	20,60 – 31,90	11,30	1111	Non presente

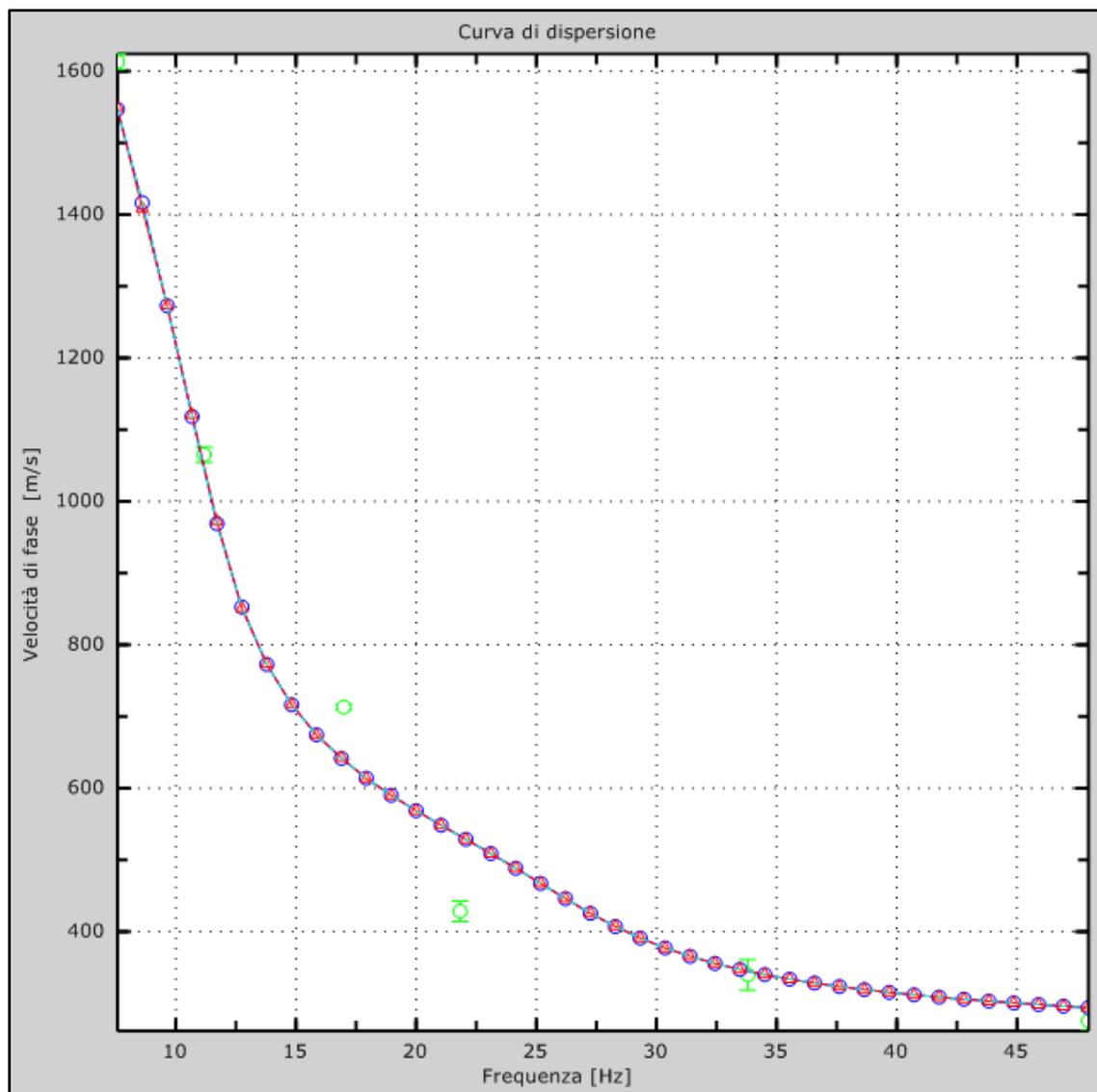


Fig. 27 – Velocità numeriche–punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente (blu), curva numerica (rosso)

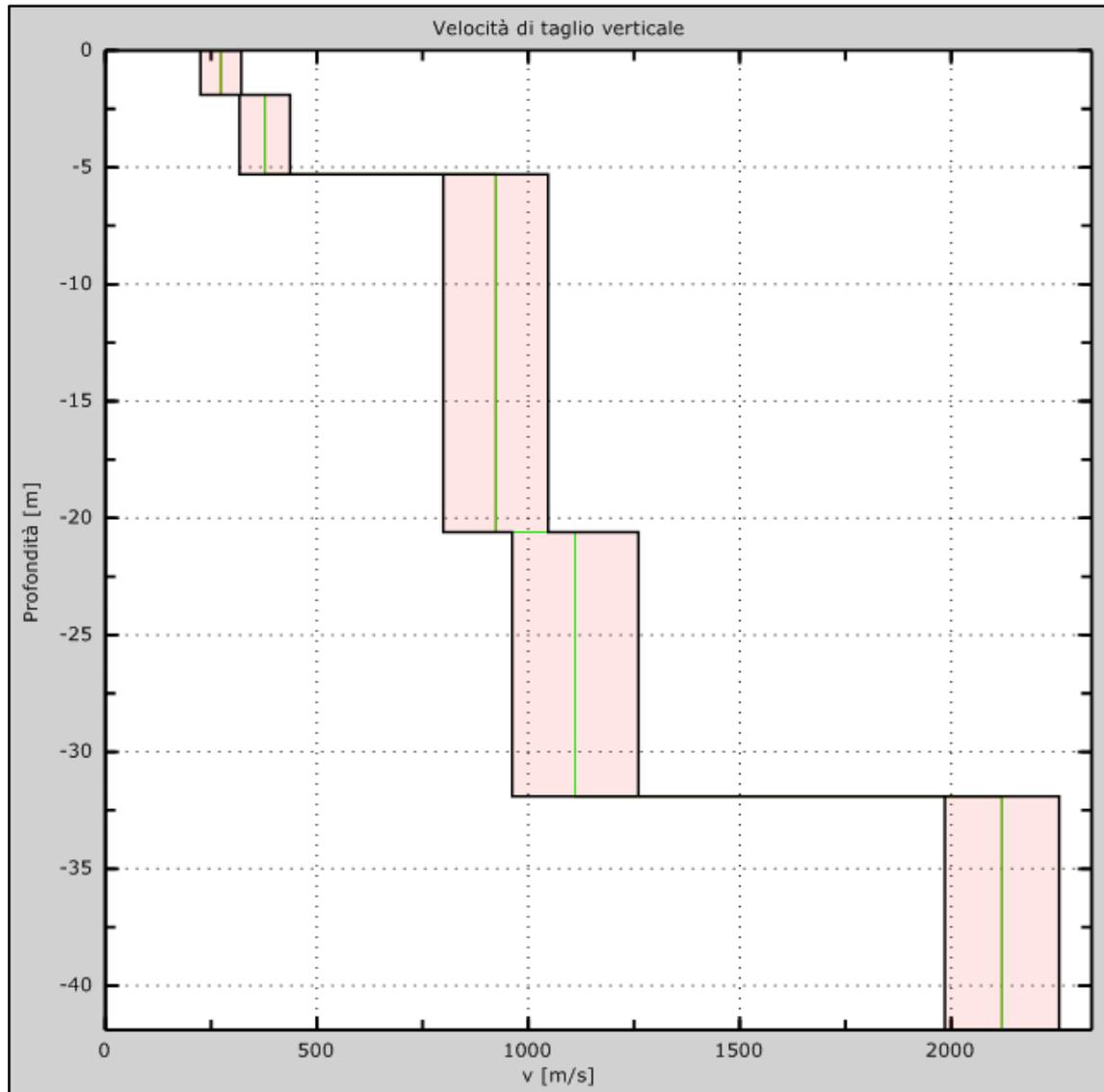


Fig. 28 – Profilo verticale delle V_s (in verde velocità iniziale, in rosso velocità finale) ottenuto dall'inversione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh $Mw1$

7. Considerazioni sul rischio sismico

7.1 Indicazione della zona sismogenetica

La Zonazione sismogenetica per il territorio nazionale, denominata ZS9, è stata eseguita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - Gruppo di Lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (Meletti e G. Valensise - marzo 2004) che rappresenta il risultato di modifiche, accorpamenti ed elisioni delle numerose zone della precedente *Zonazione sismogenetica ZS4* (Scandone e Stucchi, 2000) e dell'introduzione di nuove zone (Fig. 29).

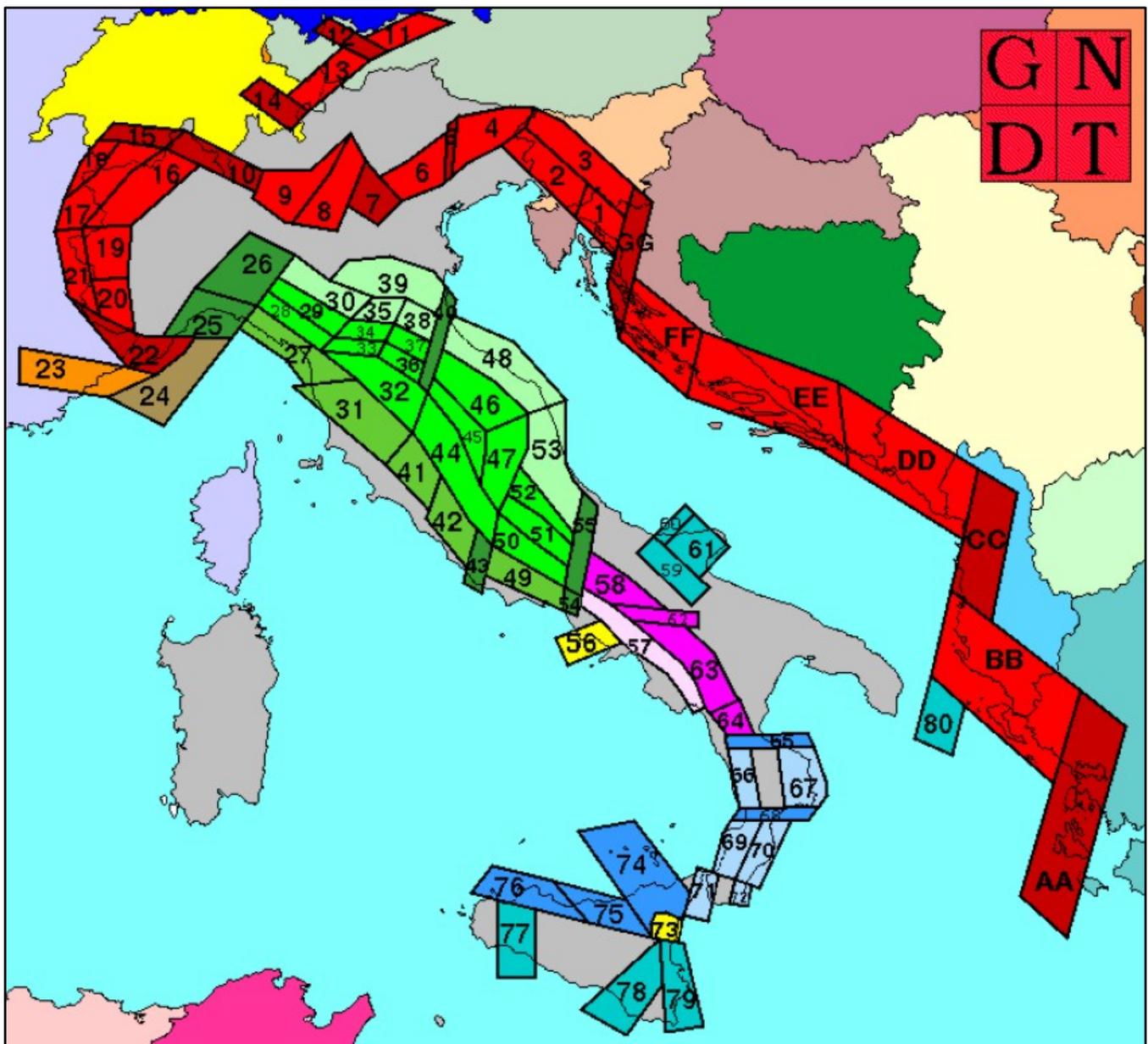


Fig. 29 – Zonazione sismogenetica ZS4

L'obiettivo di questa ricerca è stato la realizzazione di un modello più coerente con i nuovi dati e con il quadro sismotettonico oggi disponibile, tenendo in considerazione soprattutto le indicazioni e gli spunti che derivano dall'analisi dei dati relativi ai terremoti più importanti verificatisi successivamente alla predisposizione di ZS4, alcuni dei quali (tra gli altri Bormio 2000, Monferrato 2001, Merano 2001, Palermo 2002, Molise 2002) localizzati al di fuori delle zone-sorgente in essa definite. La zonazione sismogenetica ZS9 è stata disegnata in maniera tale da soddisfare i seguenti requisiti:

- a) *essere basata sul pregresso modello ZS4;*
- b) *recepire le informazioni sulle sorgenti sismogenetiche italiane alla luce delle nuove evidenze di tettonica attiva e delle valutazioni sul potenziale sismogenetico acquisite negli ultimi anni;*
- c) *considerare ed analizzare i dati relativi a terremoti localizzati al di fuori delle zone sorgente definite in ZS4;*
- d) *essere utilizzabile con i dati di CPTI2;*
- e) *fornire una stima di profondità "efficace", definita come l'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti in ogni zona sorgente, utilizzabile in combinazione con le relazioni di attenuazione determinate su base regionale;*
- f) *fornire per ogni ZS un meccanismo di fagliazione prevalente, utilizzabile con le relazioni di attenuazione classiche modificate secondo le procedure di Bommer et al., (2003).*

La Zonazione sismogenetica ZS9 è costituita da 36 zone-sorgente identificate con un numero (da 901 a 936) o con una lettera (da A ad F) (Fig. 30).

Oltre alla riduzione del numero di zone rispetto alla ZS4, la ZS9 è caratterizzata anche da modifiche dei limiti delle zone, che sono state effettuate tenendo conto dei nuovi dati relativi alle geometrie di singole sorgenti o di insiemi di queste. Si deve però tener presente che i confini geografici di molte zone di ZS9 rappresentano il frutto di un compromesso tra numerosi parametri, di conseguenza, sono affetti da un certo margine di incertezza.

Per far fronte a questa problematica, nella redazione di ZS9 si è fatto ricorso ai "bordi morbidi", cioè ad una fascia (definita in chilometri) di dimensioni variabili, nella quale si produce uno smussamento della distribuzione della pericolosità, producendo così gradienti meno accentuati ai confini tra le diverse ZS.

Studi più recenti per la valutazione della pericolosità sismica nazionale (Stucchi et al., 2007) hanno prodotto risultati in accordo a quelli evidenziati dalla ZS9 in merito alla difficoltà di individuare per il territorio sardo una mappa delle sorgenti sismogenetiche a causa della bassa sismicità che caratterizza la regione.

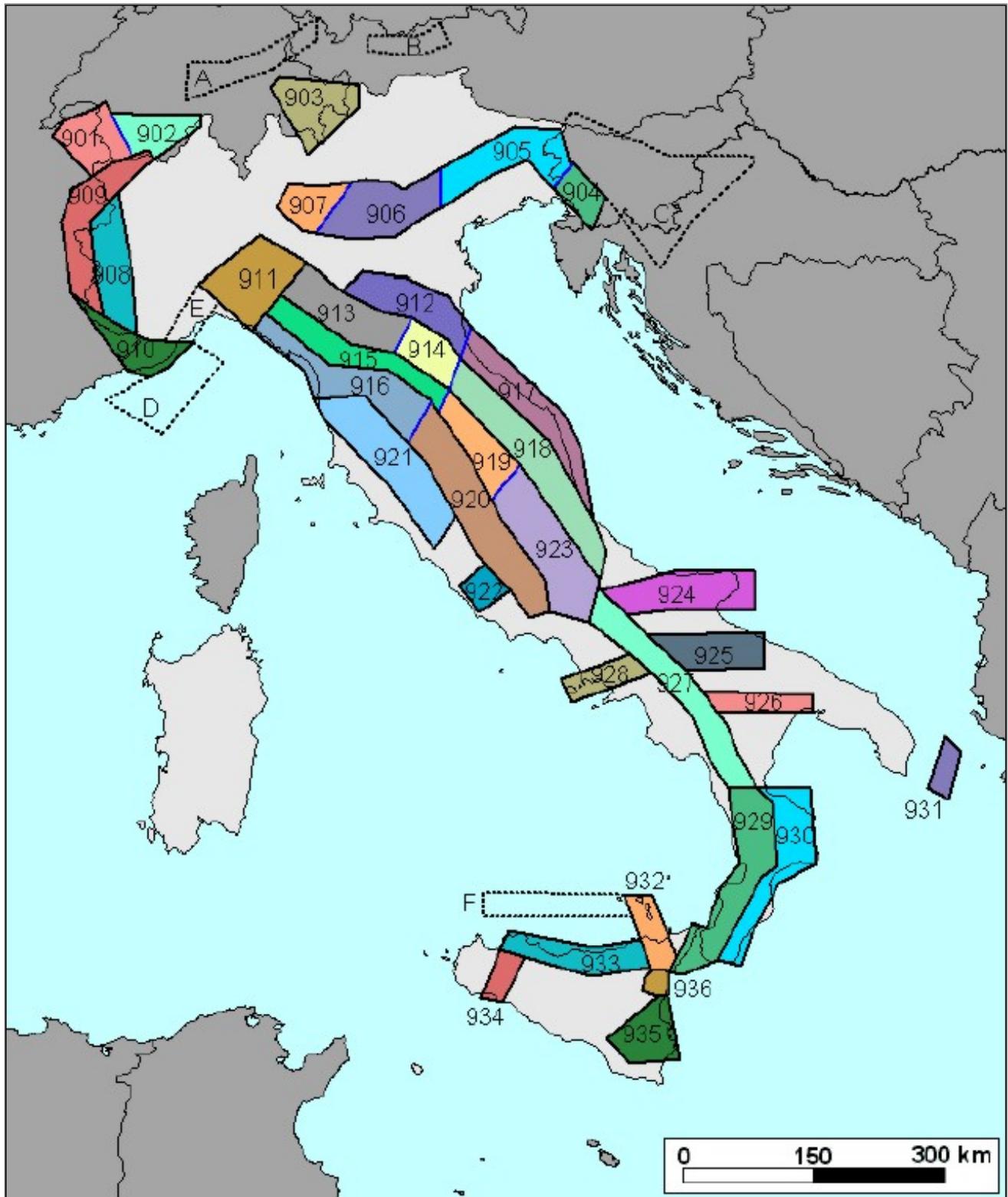


Fig. 30 – Zonazione sismogenetica ZS9

7.2 Sismicità storica della Regione Sardegna

La caratterizzazione della sismicità di un territorio richiede, in primo luogo, una approfondita e dettagliata valutazione della storia sismica, definita attraverso l'analisi di evidenze storiche e dati strumentali riportati nei cataloghi ufficiali. La sismicità storica dell'area interessata dall'opera in progetto è stata analizzata consultando i cataloghi più aggiornati, considerando un intervallo temporale che va dal mondo antico all'epoca attuale.

In particolare, sono stati consultati i seguenti database:

- Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015 (CPTI15), redatto dal Gruppo di lavoro CPTI 2015 dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questo catalogo riporta dati parametrici omogenei, sia macrosismici che strumentali, relativi ai terremoti con intensità massima (I_{max}) ≥ 5 o con magnitudo (M_w) ≥ 4.0 d'interesse relativi al territorio italiano.
- DataBase Macrosismico Italiano 2015 (DBMI15), realizzato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questo catalogo riporta un set omogeneo di dati di intensità macrosismiche provenienti da diverse fonti e relativo ai terremoti con intensità massima (I_{max}) ≥ 5 avvenuti nel territorio nazionale e in alcuni paesi confinanti (Francia, Svizzera, Austria, Slovenia e Croazia).

La finestra cronologica coperta dal catalogo CPTI15 e dal database DBMI15 va dall'anno 1000 d.C. circa a tutto il 2014 d.C., ed offre per ogni terremoto una stima il più possibile omogenea della localizzazione epicentrale (Latitudine, Longitudine), dei valori di Intensità massima ed epicentrale, della magnitudo momento e della magnitudo calcolata dalle onde superficiali.

Per la compilazione del CPTI15 sono stati ritenuti di interesse solo i terremoti avvenuti in Italia e quelli che, pur essendo stati localizzati in aree limitrofe, potrebbero essere stati risentiti con intensità significativa all'interno dei confini dello stato.

Nella figura successiva (Fig. 31) è mostrata una mappa delle localizzazioni dei terremoti storici presenti nel catalogo CPTI15 relativi alla regione Sardegna, mentre nella tabella sono riportati gli eventi sismici catalogati per i Comuni di Luogosanto e Tempio Pausania.

In generale, dalla consultazione di questo catalogo si evidenzia che l'area interessata dal progetto presenta una sismicità storica molto bassa. Il catalogo CPTI15 riporta solo due eventi di magnitudo $\leq 5M_w$ (1924 e 1948). In occasione dell'evento del 1948 sono state osservate intensità pari a 6MCS in alcune località della Sardegna Nord-Occidentale.

I terremoti più recenti (avvenuti nel 2000, 2004 e 2006), tutti di $M_w < 5$ e localizzati in mare, hanno prodotto in terraferma effetti di modesta intensità.

PlaceID	Place Name	Lat	Lon	Prov	I_{max}	EQs
IT_68232	Luogosanto	41.050	9.206	OT	3	1
IT_68382	Tempio Pausania	40.903	9.104	OT	4-5	1

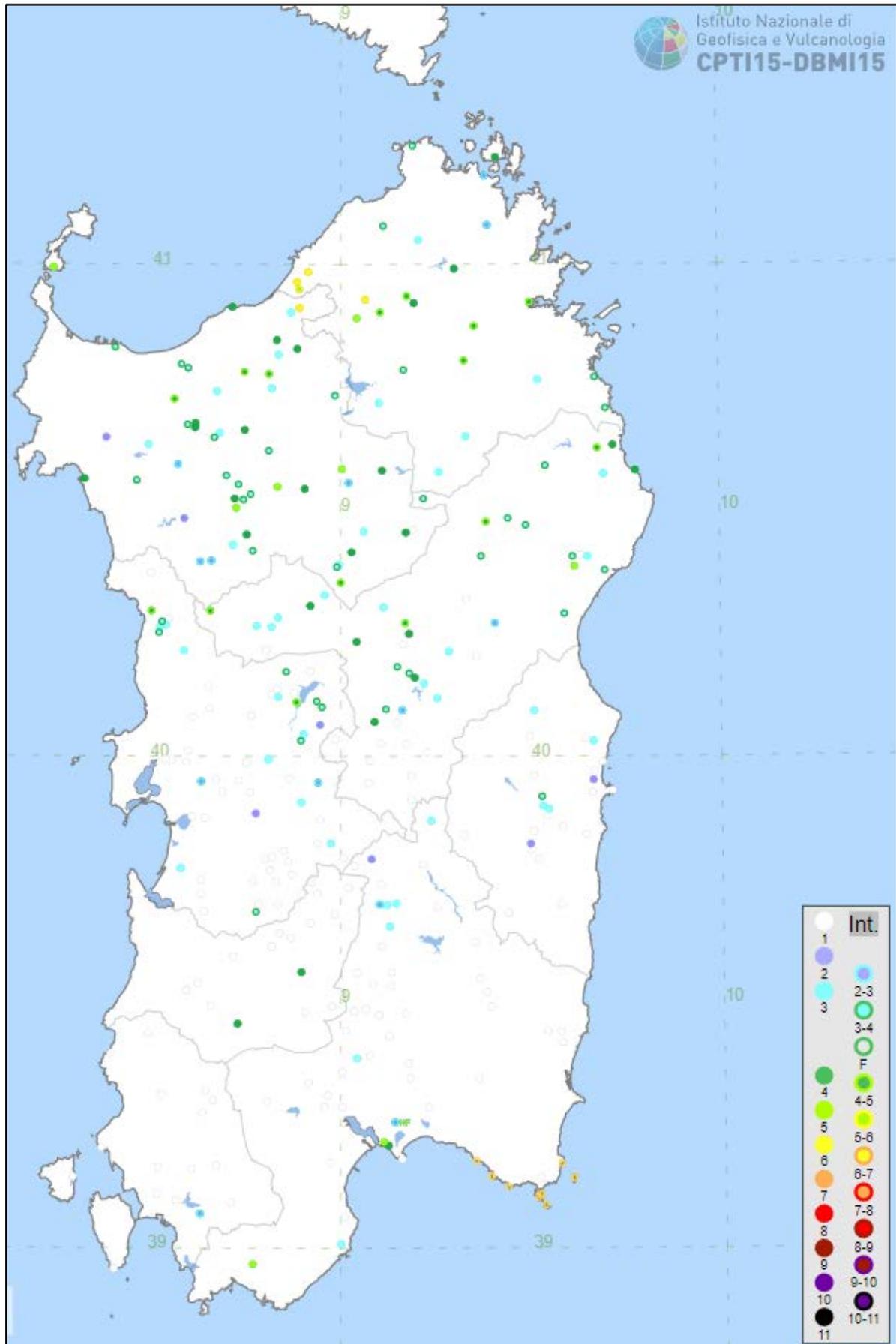


Fig. 31 - Mappa con la localizzazione degli epicentri dei terremoti storici avvenuti in Sardegna

(fonte: catalogo CPTI15, redatti da INGV)

Negli ultimi decenni non sono stati pochi i terremoti di energia non esattamente trascurabile localizzati in Sardegna oppure a poche decine di chilometri dalle sue coste con epicentro in mare.

Il 18 giugno 1970, ad esempio, un terremoto di magnitudo Mw 4.8 localizzato nel Mare di Sardegna, alcune decine di chilometri a nord-ovest di Porto Torres, viene avvertito distintamente anche lungo le coste Liguri e in Costa Azzurra. Sette anni più tardi, il 28 agosto 1977, è la volta di un terremoto di magnitudo Mw 5.4 localizzato in mare, un centinaio di km a sud-ovest di Carloforte. Anche se la distanza è considerevole, la scossa viene avvertita in modo molto sensibile in tutta la Sardegna meridionale e provoca panico a Cagliari.

Più di recente, il 26 aprile 2000, due forti scosse (la maggiore di magnitudo Mw 4.8) localizzate nel Tirreno centrale, poche decine di km a est di Olbia sono avvertite in gran parte dell'isola suscitando spavento lungo la costa nord orientale, in particolare a Olbia e Posada.

Sono noti anche che, tra i terremoti storicamente più antichi, quello del 4 giugno 1616 determinò danneggiamenti vari a edifici della Cagliari di allora e ad alcune torri costiere attorno a Villasimius. Altri terremoti degni di nota (oltre ai primi registrati dall'Istituto Nazionale di Geofisica negli anni 1838 e 1870 rispettivamente del VI e V grado della scala Mercalli) risalgono al 1948 (epicentro nel Canale di Sardegna, verso la Tunisia, VI grado della scala Mercalli) e al 1960 (V grado della scala Mercalli, con epicentro i dintorni di Tempio Pausania). Allora, i terremoti venivano registrati dall'Istituto Nazionale di Geofisica, e gli effetti venivano misurati soltanto con la scala Mercalli in quanto non esistevano strumentazioni per poter misurare la magnitudo.

7.3 Classificazione sismica di Luogosanto e Tempio Pausania

Il **Database Macrosismico Italiano** permette di visionare la storia sismica delle località italiane. La versione **DBMI15** è stato realizzato nell'ambito della linea di attività INGV T3 "Pericolosità sismica e contributi alla definizione del rischio" e quale contributo alle attività dell'Allegato A dell'Accordo quadro INGV-DPC 2012-2021.

La versione 2015 del Database Macrosismico Italiano (DBMI15), è consultabile liberamente all'indirizzo <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15>. L'utilizzo, anche parziale, del database è consentito a condizione che la fonte sia sempre citata come segue: *Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>.*

L'ultima versione del Database Macrosismico Italiano, chiamata DBMI15 v4.0, è stata rilasciata nel 2022 e aggiorna e sostituisce le precedenti. DBMI fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani nella finestra temporale 1000-2014. I dati provengono da studi di autori ed enti diversi, sia italiani che di paesi confinanti (Francia, Svizzera, Austria, Slovenia e Croazia). I dati di intensità macrosismica (MDP, Macroseismic Data Point) sono raccolti e organizzati da DBMI per diverse finalità.

La principale è fornire una base di dati per la determinazione dei parametri epicentrali dei terremoti (localizzazione e stima di magnitudo) per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI).

L'insieme di questi dati consente inoltre di elaborare le "storie sismiche" di migliaia di località italiane, vale a dire l'elenco degli effetti di avvertimento o di danno, espressi in termini di gradi di intensità, osservati nel corso del tempo a causa di terremoti. DBMI15 contiene 122701 dati di intensità relativi a 3212 terremoti.

La storia sismica del Comune di **Luogosanto** e di **Tempio Pausania** è riportata nelle pagine che seguono (Figg. 32-33).

Luogosanto

PlaceID IT_68232
 Coordinate (lat, lon) 41.050, 9.206
 Comune (ISTAT 2015) Luogosanto
 Provincia Olbia-Tempio
 Regione Sardegna
 Numero di eventi riportati 1



Fig. 32 – Storia sismica del Comune di Luogosanto

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
3	2000	04	26	13	37	4	Tirreno centrale	265		4.77

Tempio Pausania

PlaceID	IT_68382
Coordinate (lat, lon)	40.903, 9.104
Comune (ISTAT 2015)	Tempio Pausania
Provincia	Olbia-Tempio
Regione	Sardegna
Numero di eventi riportati	1

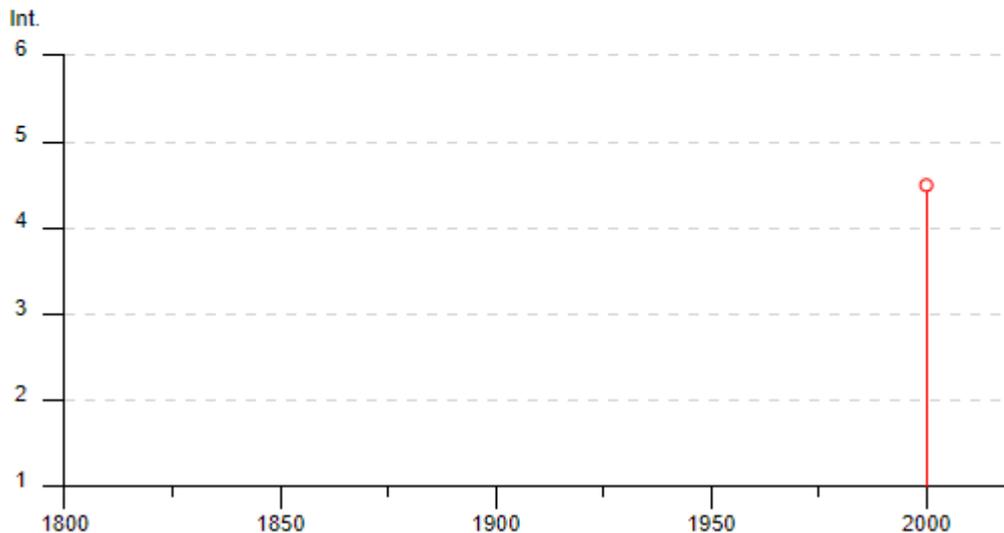


Fig. 33 – Storia sismica del Comune di Tempio Pausania

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
4-5	2000	04	26	13	37	4	Tirreno centrale	265		4.77

dove:

Int. = Intensità al sito (scala MCS)

Io = Intensità massima (scala MCS)

Mw = Magnitudo momento

L'Ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" affida alle regioni la individuazione, la formazione e l'aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche, dando in questo modo attuazione al D. Lgs. 112/1998, ed in particolare agli Artt. 93 e 94 che determinano la ripartizione tra stato e regioni delle competenze in materia di riduzione del rischio sismico. L'ordinanza, allineando il sistema normativo per le costruzioni in zona sismica al sistema dei codici europei (EC8), ha consentito una significativa razionalizzazione del processo di individuazione delle zone sismiche.

L'allegato 1 dell'Ordinanza stabilisce che le zone sismiche vengono individuate da n. 4 classi di accelerazione massima del suolo (a_{max}) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

La coincidenza tra il numero di categorie del presente sistema ("classificazione sismica") e il numero delle zone previste dall'ordinanza non deve incoraggiare a stabilire un parallelismo eccessivo fra mappe relative a sistemi che sottendono livelli di protezione sismica differenti. Basti ricordare ad esempio che la quarta categoria precedente non richiedeva alcun intervento antisismico, mentre la quarta zona attuale lo richiede sia pure in modo semplificato.

Nella cronistoria della classificazione sismica del territorio italiano nei decreti emessi fino al 1984, la sismicità è definita attraverso il "Grado di sismicità" S.

Nella proposta di riclassificazione del GdL del 1998 si utilizzano n. 3 categorie sismiche, più una categoria di comuni non classificati (N.C.).

Nella classificazione del 2003 la sismicità è definita mediante n. 4 zone, numerate da 1 a 4 in ordine crescente di pericolosità:

- Zona 1: è la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.
- Zona 2: nei comuni inseriti in questa zona possono verificarsi terremoti forti.
- Zona 3: i comuni ricadenti in questa zona possono essere soggetti a terremoti forti ma rari.
- Zona 4: è la meno pericolosa. Nei comuni compresi in questa zona i terremoti sono rari.

Sparisce il territorio "non classificato", che diviene **zona 4**, nel quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica. A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1=0.35 g, zona 2=0.25 g, zona 3=0.15 g, zona 4=0.05 g).

Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di Lavoro, 2004), previsto dall'OPCM 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006. Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'OPCM n. 3519, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

Di seguito è evidenziata la variazione di intensità sismica in termini di a_g/g , a parità di classe sismica a scala nazionale (Gruppo di Lavoro MPS, 2001; 2004).

Classificazione Sismica (O.P.C.M. 3274/03)	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni a_g/g	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) a_g/g	Classificazione Sismica (D.M. 19/01/96)	Coefficiente Sismico (S)
1	>0,25	0,35	1	0,1
2	0,15 – 0,25	0,25	2	0,09
3	0,05 – 0,15	0,15	3	0,06
4	<0,05	0,05	4	0

Dalla mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale, edita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, si evince che la **Sardegna** ricade interamente in **Zona 4** (Fig. 34).

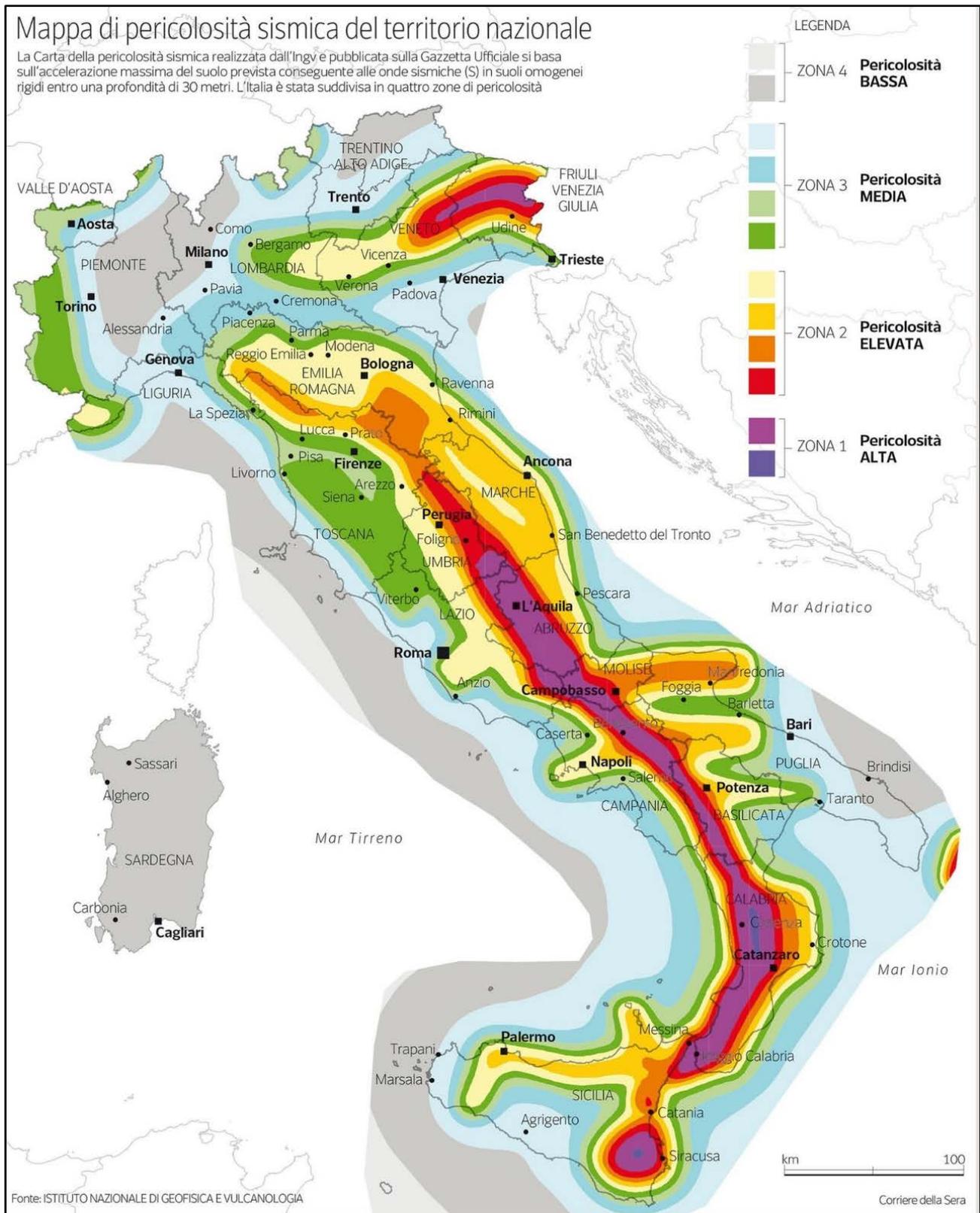


Fig. 34 – Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

Con l'entrata in vigore dell'O.P.C.M. 3274/03 è cambiato il livello energetico attribuito alle classi sismiche, per cui la "**Pericolosità Sismica**", espressa come intensità sismica in termini di accelerazione al suolo (ag/g), mette in luce nuovi valori di riferimento, notevolmente superiori rispetto a quelli precedentemente vigenti.

La mappa del territorio nazionale per la pericolosità sismica, disponibile on-line sul sito dell'INGV di Milano, redatta secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008), indica che i territori comunali di **Luogosanto** e di **Tempio Pausania** rientrano nelle contraddistinte da valori di ag di riferimento $< 0.025 g$ (punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento ag ; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50) (Fig. 34).

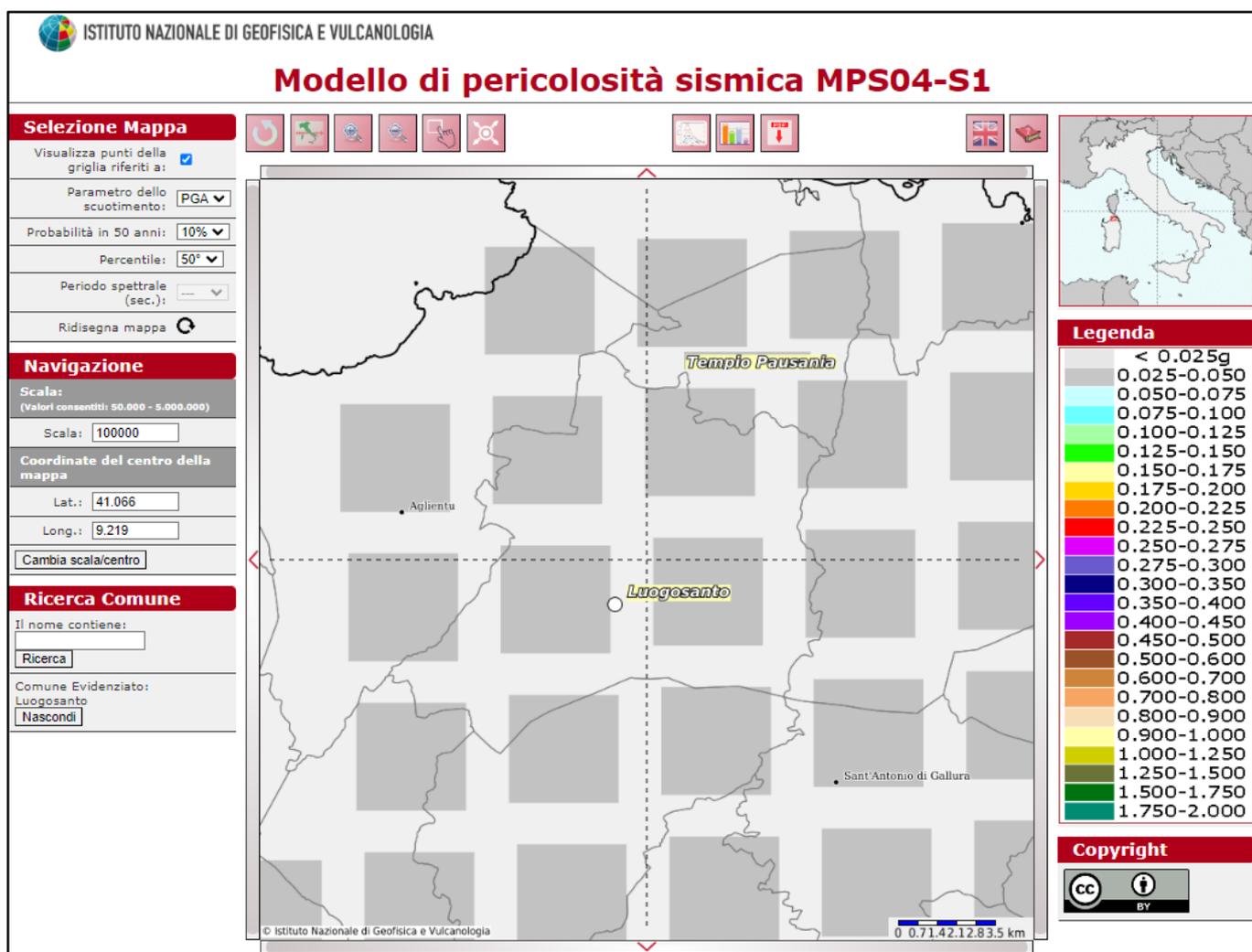


Fig. 34 – Mappa di pericolosità sismica redatta a cura dell'INGV di Milano secondo le N.T.C./2018. Punti della griglia riferiti a: parametro dello scuotimento $a(g)$; probabilità in 50 anni 10%; percentile 50.

In conclusione, la distribuzione dei terremoti storici nell'area di interesse del progetto, estratti dal catalogo CPTI15 e dal database DBMI15, dimostra che la zona in studio è caratterizzata da un livello di sismicità molto basso, sia dal punto di vista della frequenza di eventi, che dei valori di magnitudo.

8. Risposta sismica locale

Lo studio sugli effetti di sito è un aspetto fondamentale nella valutazione e mitigazione del rischio sismico. Tale studio si effettua in termini di risposta sismica locale, partendo dal concetto di amplificazione del moto sismico che si origina dal basamento roccioso (definito *bedrock* sismico) e che si propaga all'interno di un deposito sino a raggiungere la superficie.

Valutare questi effetti non è sempre del tutto facile anche perché, in molti casi, l'amplificazione è dovuta ai cosiddetti fenomeni di risonanza nei terreni stratificati posti al di sopra del *bedrock*, di riflessione e rifrazione delle onde sismiche nelle interfacce di discontinuità e tra mezzi a diversa densità, dove le onde vengono per così dire "intrappolate" e successivamente trasmesse allo strato più superficiale generando così onde di tipo Love e di Rayleigh. A questi, poi, si aggiunge l'effetto di focalizzazione del raggio sismico nelle zone morfologicamente più acclive.

Sul territorio italiano la valutazione degli effetti della risposta sismica locale viene fatta sulla base delle vigenti norme tecniche per le costruzioni pubblicate in *GU n.42 del 20/02/2018 - Suppl. Ordinario n. 8*.

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono, dunque, a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, perché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale.

Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della *risposta sismica locale*, cioè l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno (coefficienti S_s e C_c);
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza (coefficiente S_T).

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati. In tal caso si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nella Tabella 3.2.II delle NTC e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2.IV delle NTC.

8.1 Categoria di sottosuolo

Il D.M. 17 gennaio 2018, al *Capitolo 3.2.2 (Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche)*, prevede una classificazione del sito in funzione sia della velocità delle onde S nella copertura che dello spessore della stessa. Esso propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica del profilo stratigrafico del suolo, mediante cinque tipologie di suoli (A, B, C, D, E - Tabella 3.2.II), per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare, da individuare in relazione ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,eq}$).

Per situazioni riconducibili alle categorie definite in Tab. 3.2.II di cui al § 3.2.2 si può fare riferimento ad un approccio semplificato basato sui valori di velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s , che costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo di cui al § 6.2.2.

Tabella 3.2.II delle NTC – Categorie di sottosuolo

Classe	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

In tal caso si calcola la velocità equivalente con la seguente espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad (m/s)$$

con:

h_i : spessore in metri dell' i -esimo strato di terreno;

$V_{s,i}$: velocità dell'onda di taglio media nell' i -esimo strato;

N : numero di strati;

H : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Mentre per tutti quei casi non rientranti è richiesta una specifica analisi della risposta sismica locale, così come previsto al § 7.11.3 (Figg. 35-36).

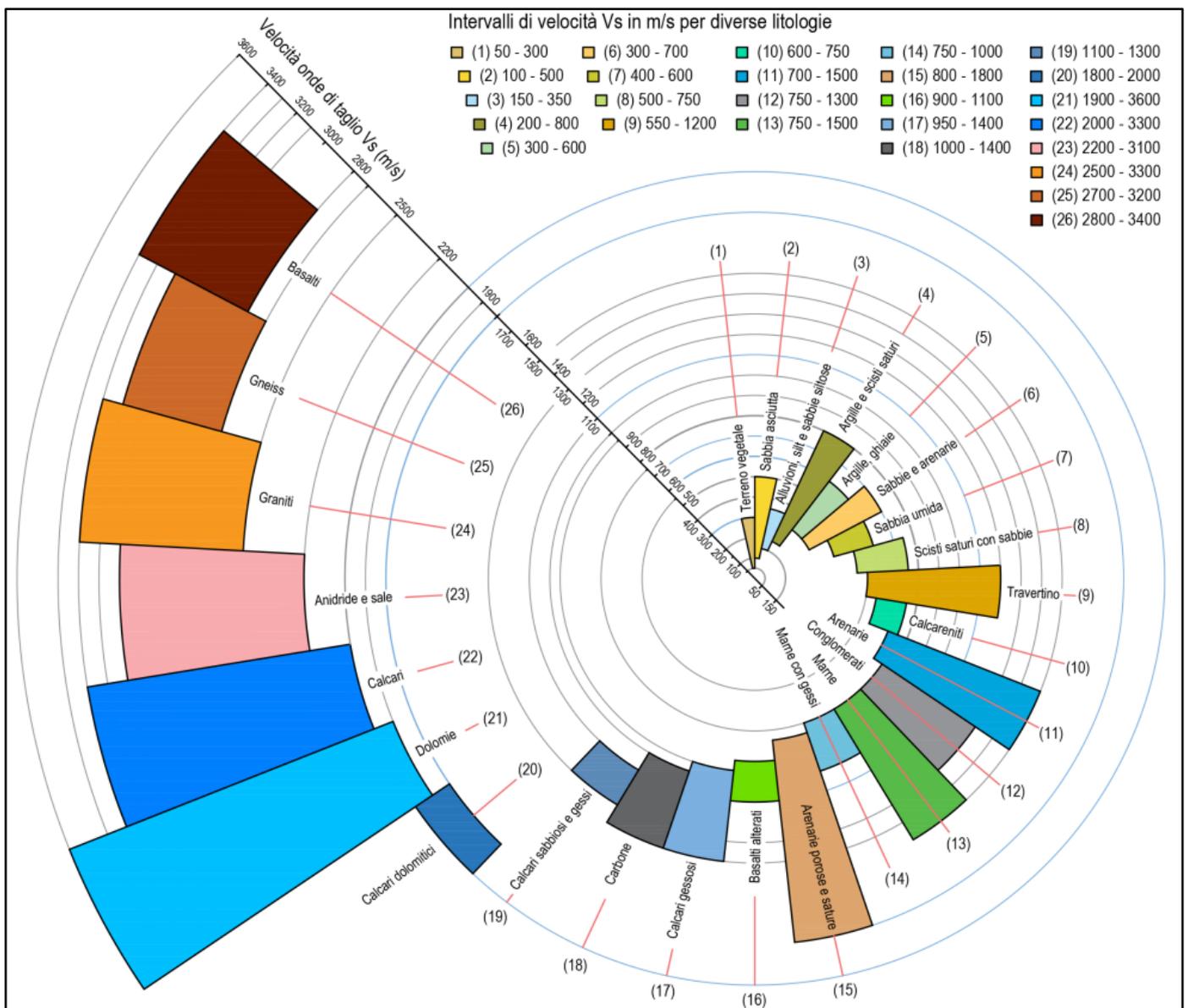


Fig. 35 – Intervalli tipici di velocità delle V_s per le diverse litologie

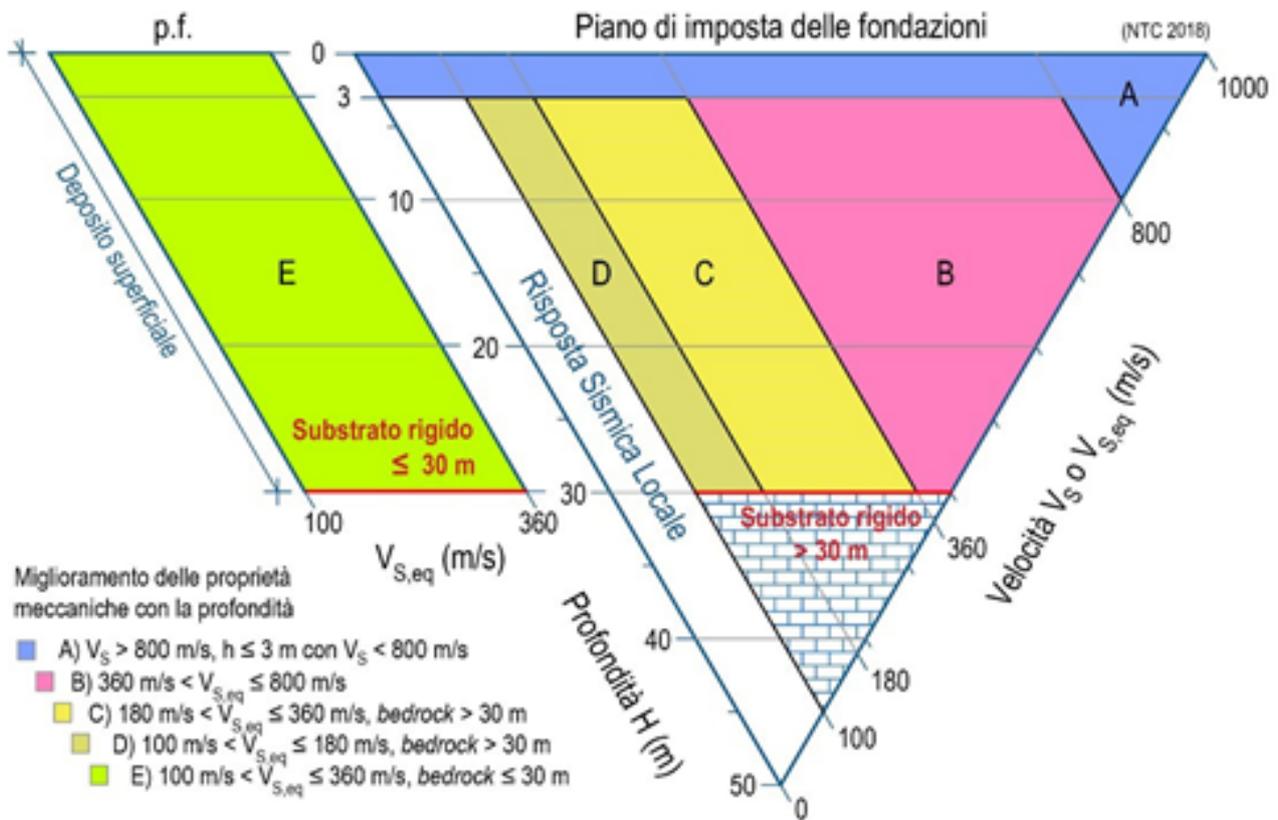


Fig. 36 - Diagramma per le categorie di sottosuolo secondo i riferimenti del § 3.2.2 delle NTC 2018.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione (Fig. 37).

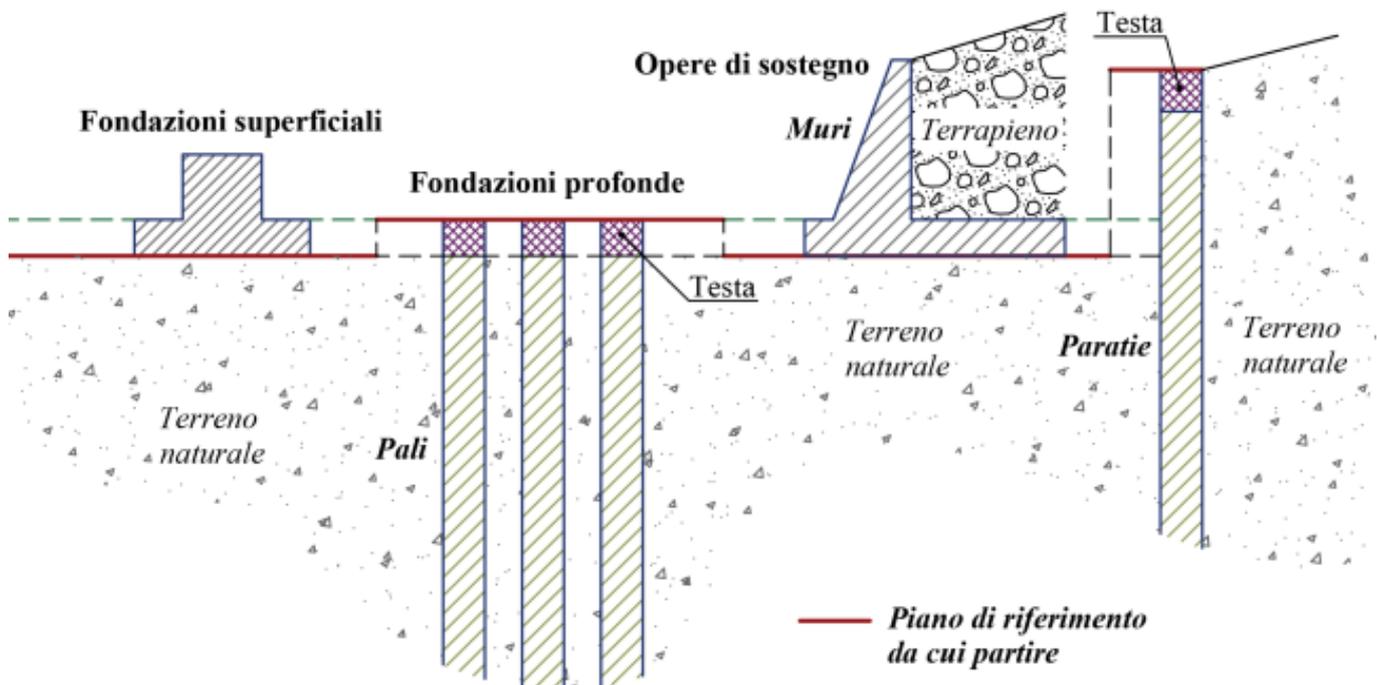


Fig. 37 - Piano di riferimento per la determinazione della categoria di sottosuolo
Schemi di riferimento richiamati al § 3.2.2 delle NTC 2018.

Di seguito sono riportate, secondo le indicazioni predisposte dalla normativa vigente, le operazioni di calcolo effettuate sulla base dell'elaborazione della prospezione sismica superficiale del tipo M.A.S.W. eseguita presso il sito di sedime dell'aerogeneratore MSI_1 (Fig. 37).

Categoria di sottosuolo calcolata dall'elaborazione della M.A.S.W. Mw1

Nr = numero progressivo per ciascun sismostrato, *H* = profondità, *hi* = spessori, *Vs* = velocità onde di taglio, *H_{calc}* e *hi_{calc}* sono rispettivamente la profondità e gli spessori ricalcolati partendo dal piano d'imposta delle fondazioni.

Valori utilizzati per il calcolo della categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 alle NTC 2018).

Nr.	H (m)	hi (m)	Vs (m/s)	H _{calc} (m)	hi _{calc} (m)	hi _{calc} /Vs (s)
1	1,90	1,90	273,00	1,90	1,90	0,006960
2	5,30	3,40	377,00	5,30	3,40	0,009019
3	20,60	15,30	923,00	20,60	15,30	---
4	30,00	9,40	1.111,00	30,00	9,40	---

Vs,eq = **331,70** m/s

Categoria di sottosuolo: **E**

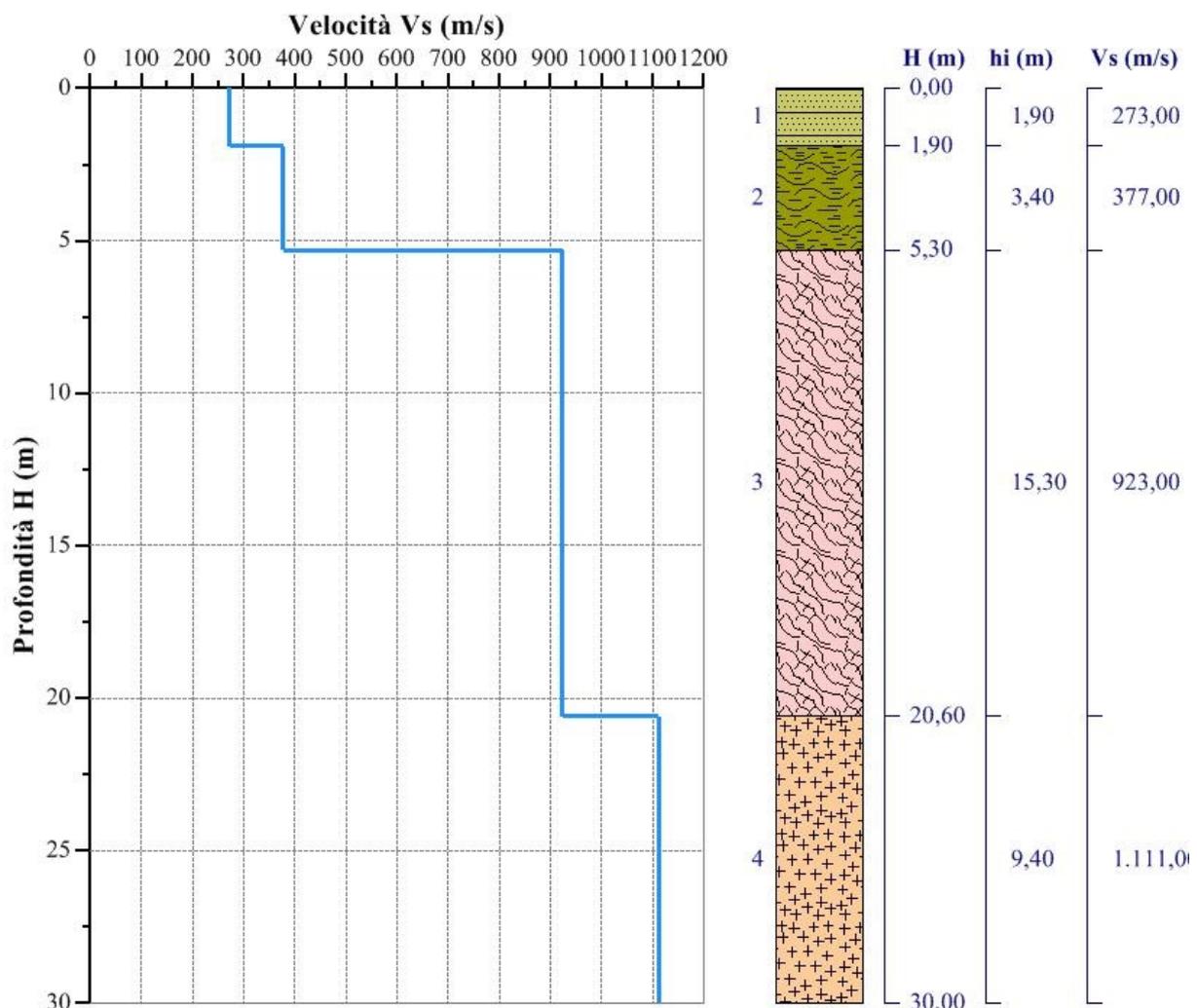


Fig. 37 – Sismostratigrafia dell'area di studio ottenuta dalla prospezione sismica superficiale M.A.S.W. Mw1

In generale è possibile affermare che per i territori esaminati nei Comuni di Luogosanto e di Tempio Pausania la Categoria di Sottosuolo maggiormente rappresentata sia la *A* o, in presenza di importanti coltri alteritiche, la *E*. Ai fini pratici progettuali sarà sempre e comunque necessario procedere con la definizione dell'azione sismica di progetto.

Nella fase della progettazione esecutiva sarà necessario, dunque, ai sensi della vigente normativa, di definire l'azione sismica di progetto, con la valutazione, caso per caso, della profondità del bedrock e della potenza delle coperture e della coltre alteritica in tutte le aree di sedime degli aerogeneratori di progetto, con tutte le condizioni al contorno riferite al caso specifico (Vita Nominale, Classe d'Uso, posizione opera rispetto ai nodi del reticolo di riferimento – Rif. Tab. A2 N.T.C. per la Sardegna).

8.2 Categoria topografica

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Tabella 3.2.IV delle NTC – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

I siti che ospiteranno gli aerogeneratori del parco eolico di progetto si sviluppano su superfici pianeggianti o comunque su pendii con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. Per tale motivo essi rientrano nella categoria topografica **T1**.

8.3 Condizioni di amplificazione stratigrafica e topografica

Come già specificato nelle pagine precedenti, la pericolosità sismica di base viene determinata facendo riferimento alle ipotesi di sito di riferimento rigido, superficie topografica orizzontale e campo libero (*free field*). Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche determinano una modifica delle onde sismiche in superficie (Fig. 38), in termini di ampiezza dell'oscillazione, durata e contenuto in frequenza.

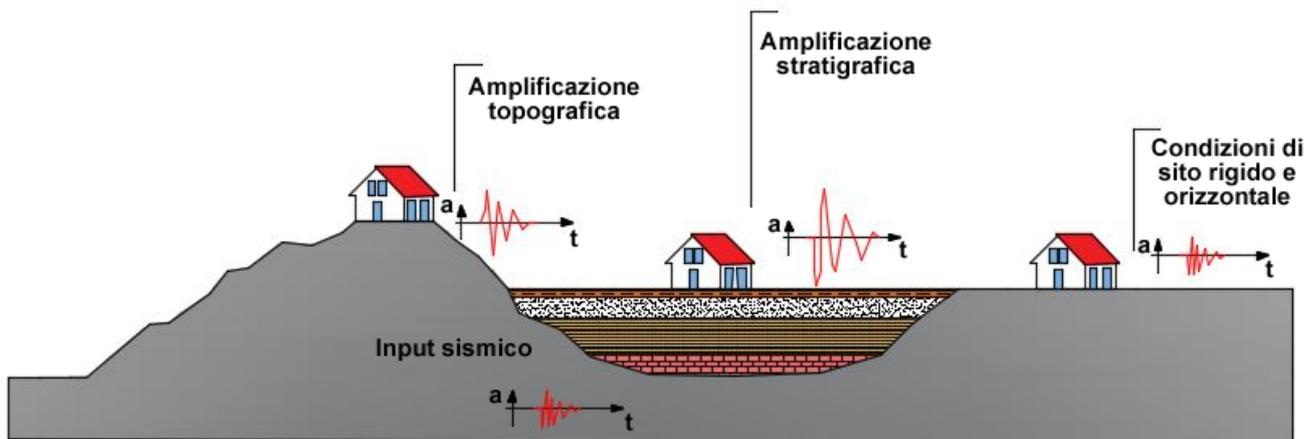


Fig. 38 – Effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica sull'azione sismica

Per tenere conto di questo aspetto, la normativa identifica cinque categorie di sottosuolo **A, B, C, D, E** e quattro categorie topografiche **T1, T2, T3, T4**.

La categoria di sottosuolo viene determinata, come visto, in funzione del valore che assume la velocità delle onde di taglio **V_s** nel sottosuolo (Tab. 3.2.II delle NTC), mentre la categoria topografica dalla morfologia che assume la superficie topografica (Tab. 3.2.IV delle NTC).

In merito all'amplificazione stratigrafica per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti **S_s** e **C_c** valgono **1,00** mentre per le categorie di sottosuolo **B, C, D,** ed **E** tali coefficienti possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T^*c relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V delle NTC, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V delle NTC – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria Sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot ag/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*c)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot ag/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*c)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot ag/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*c)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot ag/g \leq 1,60$	$1,10 \cdot (T^*c)^{-0,20}$

Di seguito si riportano i valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica **S_s** ed il coefficiente **C_c** , per ogni stato limite considerato, per la sola area di sedime dell'aerogeneratore MSI_1 dove è stata determinata una categoria di suolo **E**.

Aerogeneratore	Stato Limite	Coefficiente S_s	Coefficiente C_c
MIS_1 Coordinate ED50 Lat. 40,08720 Lon. 8,98100	SLO	1,600	1,860
	SLD	1,600	1,840
	SLV	1,600	1,710
	SLC	1,600	1,670

Relativamente all'amplificazione topografica, per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.VI delle NTC, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera.

Tabella 3.2.VI delle NTC – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1		1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

Nel caso specifico i siti di impianto degli aerogeneratori sono posti su superfici pianeggianti o pendii con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ e n°3.

Per tale motivo essi siti rientrano nella categoria topografica **T1**, a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a **1,00**.

9. Caratterizzazione sismica secondo le N.T.C. 2018 (D.M. 17.01.2018)

L'entrata in vigore delle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC D.M. 17.01.2018, a cui si rimanda per maggiori dettagli) ha imposto di procedere ad una diversa definizione del profilo stratigrafico dei suoli di fondazione, in funzione delle azioni sismiche di progetto (cfr. N.T.C. C3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI).

La pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un *sito rigido* (di categoria **A**) (cfr. NTC § 3.1.2) con *superficie topografica orizzontale* (di categoria **T1**), in *condizioni di campo libero*, cioè in assenza di manufatti. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata *PVR*, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima attesa (*ag*) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. È possibile anche descrivere il terremoto in forma di accelerogrammi, ovviamente questi devono essere compatibili con le predette caratteristiche del moto sismico del sito.

I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica *PVR*:

- *ag* = accelerazione massima al sito;
- *Fo* = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- *TC** = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

9.1 Valutazione dell'azione sismica e relativi parametri

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle *NTC*, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria **A**) con superficie topografica orizzontale (di categoria **T1**), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Negli sviluppi successivi il sito di riferimento sarà caratterizzato da sottosuolo di categoria **A** e superficie topografica orizzontale **T1**. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata *Pvg*, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle *NTC*, dalle accelerazioni *ag* e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle *NTC* sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

1. ***ag*** = accelerazione orizzontale massima del terreno;
2. ***Fo*** = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
3. ***Tc**** = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

9.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli stati limite, sia di *esercizio* (**SLD** – Stato Limite di **D**anno ed **SLO** – Stato Limite di immediata Operatività) che *ultimi* (**SLV** – Stato Limite della **V**ita ed **SLC** – Stato Limite di prevenzione del **C**ollasso) consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limiti ordinati per azione sismica crescente (**SLO**, **SLD**, **SLV**, **SLC**), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme della struttura.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (Tabella 3.2.1 delle NTC) valori della probabilità di superamento P_{vg} pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%. La pericolosità sismica in un generico sito, dunque, deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

La pericolosità sismica di un sito, quindi, è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "*periodo di riferimento*" V_R e la probabilità è denominata "*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento*" P_{vg} . Per i siti oggetto di studio è stata effettuata la valutazione della risposta sismica locale, secondo i dettami del D.M. del 17.01.2018, tramite l'utilizzo del software sperimentale *EXCEL SPETTRI NTC 1.0.3* sviluppato e messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Questo software fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri:

- *FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (sulla base del progetto S1 - INGV).*
- *FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione.*
- *FASE 3 - Determinazione dell'azione di progetto.*

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30.

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Nelle pagine seguenti vengono forniti i valori dei parametri a_g , F_0 , T^*c , in funzione della latitudine e longitudine per ogni sito d'intervento, per i periodi di ritorno T_R , associati a ciascuno stato limite di riferimento, da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC, mentre i successivi grafici rappresentano gli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento per categoria di suolo A (**FASE 1**).

Di seguito, quindi, si illustra la pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria **A** e superficie topografica orizzontale **T1**.

Le coordinate geografiche (in gradi decimali) dei siti (prese nel baricentro dei rispettivi siti investigati) sono state convertite dal sistema *WGS84* al sistema di riferimento *ED50*, in quanto il reticolo dei punti che determina la pericolosità sismica di base (*Allegato B delle NTC 2018*) è ancorata al sistema ED50 e, dato che il reticolo NTC18 è un campionamento della stessa, ne consegue che il reticolo è anche ancorato all'ellissoide ED50.

Per quanto riguarda la strategia di progettazione (**FASE 2**), su indicazione del progettista, si è valutato il periodo di riferimento V_R delle opere da realizzare in **50 anni**, ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N (**50 anni**) ed il valore del coefficiente d'uso C_u (**2,0**) che compete alla classe d'uso delle opere di progetto (Classe IV). In questo modo si sono ricavati, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{Vg} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma ed i valori dei parametri a_g , F_0 , T^*c .

Infine, relativamente alla determinazione dell'azione di progetto (**FASE 3**), in questa sede ci si limita a fornire al progettista il fattore **S** di incremento dell'accelerazione sismica massima a_g che è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

A tal proposito, infatti, il moto sismico di ciascun punto del suolo al di sotto della costruzione può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali; per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali dell'accelerazione (accelerogrammi).

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4$ s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita mediante le stesse espressioni fornite dall'EN1998 nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza, F_0 , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze ag , T_C e, conseguentemente, T_B , T_D .

Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo ag , e l'amplificazione massima F_V , espressa come funzione di ag . La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta.

Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente $S = S_S \times S_T$ che comprende gli effetti delle amplificazioni stratigrafica (S_S) e topografica (S_T). Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, il periodo T_C di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, è funzione invece del coefficiente C_C , dipendente anch'esso dalla categoria di sottosuolo.

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di S_S con $F_0 \cdot ag$ è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di S_S con $F_0 \cdot ag$.

In genere, a parità di pericolosità del sito ($F_0 \cdot ag$), i valori di S_S si incrementano al decrescere della rigidità del sottosuolo, passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. In particolare, per $F_0 \cdot ag < 0.78g$, il sottosuolo di categoria D mostra amplificazioni maggiori delle altre categorie di sottosuolo, mentre, per $0.78g \leq F_0 \cdot ag < 1.17g$ i fenomeni di amplificazione sono più marcati per il sottosuolo di categoria C.

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente C_C decresce al crescere di T_C^* e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima. In genere, a parità di T_C^* , i valori di C_C si incrementano al decrescere della rigidità del sottosuolo, ovvero passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E.

Il sottosuolo di categoria D presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di T_C maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

SITO AEROGENERATORE MIS_1

FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (Progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1

Latitudine = 40,08720° N

Longitudine = 8,98100° E

Categoria di suolo = A

Superficie topografica = T1

**Tabella dei valori dei parametri di a_g , F_0 , T_c^*
per i periodi di ritorno TR di riferimento.**

Tr (anni)	Ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
60	0,025	2,685	0,299
101	0,031	2,730	0,307
949	0,060	2,976	0,371
1950	0,071	3,061	0,393

dove:

a_g = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione

Vita nominale della costruzione (V_N) = 50 anni

Coefficiente d'uso della costruzione (C_u) = 2

Periodo di riferimento per la costruzione = 100 anni

Valori dei parametri ag , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno SL

Stato Limite	Prob. Sup.	Tr (anni)	Ag (g)	Fo (-)	Tc* (S)
SLO	81%	60	0,025	2,685	0,299
SLD	63%	101	0,031	2,730	0,307
SLV	10%	949	0,060	2,976	0,371
SLC	5%	1950	0,071	3,061	0,393

FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto

- Categoria di sottosuolo = **E**
- Categoria topografica = **T1**

Il valore dell'accelerazione massima in campo libero (a_{max}), dato dal prodotto di ag per il fattore S di incremento dell'accelerazione sismica massima ag ($S = S_s \times S_T$), calcolata per il sito in esame, per la strategia di progettazione scelta, assume i seguenti valori:

Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero (a_{max}) – Sito Aerogeneratore MA_1A

Stato Limite	Tr (anni)	Coefficiente S_s	Coefficiente S_T	$S = S_s \times S_T$	ag	$a_{max} = ag \times S$
SLO	60	1,600	1,000	1,600	0,025	0,0400
SLD	101	1,600	1,000	1,600	0,031	0,0496
SLV	949	1,600	1,000	1,600	0,060	0,0960
SLC	1950	1,600	1,000	1,600	0,071	0,1136

10. Verifica delle pericolosità dovuti agli effetti cosismici

In relazione a possibili scenari di pericolosità, oltre a fenomeni di amplificazione locale si possono registrare veri e propri fenomeni di instabilità dei terreni. Questi insorgono quando le forze (azioni) indotte da un terremoto superano la resistenza al taglio dei terreni provocandone la rottura. L'approccio a tale situazione reale consiste nell'individuare le condizioni di potenziale instabilità del terreno ed il margine di sicurezza rispetto a tale situazione in occasione dell'evento sismico atteso.

I terreni sottoposti a potenziale instabilità sono definiti sismicamente instabili, in cui gli sforzi ciclici indotti dal terremoto di riferimento uguagliano o superano la resistenza al taglio del terreno stesso che, non essendo in grado di trasmettere gli sforzi indotti, subisce collassi e rotture. Generalmente tali terreni sono caratterizzati da proprietà meccaniche molto scadenti, basse resistenze al taglio ed elevate deformabilità.

I possibili effetti che un terremoto può provocare in un determinato sito, in rapporto alle condizioni locali sono:

- fenomeni di liquefazione in terreni granulari fini;
- fenomeni di densificazione in terreni incoerenti, nonché asciutti o parzialmente saturi;
- movimenti franosi lungo pendii;
- cedimenti in terreni argillosi soffici;
- scorrimenti e cedimenti differenziali in corrispondenza di contatti geologici o di faglie.

I fenomeni sovraelencati sono imputabili principalmente alle proprietà geotecniche dei terreni e all'interazione fra onde sismiche e natura dei depositi.

Esiste un'abbondante bibliografia, a livello nazionale ed internazionale, relativa agli effetti cosismici indotti da terremoti sia di storico che di recente accadimento, di moderata o elevata magnitudo/intensità.

Oltre alla descrizione dei fenomeni ed alla ricostruzione dei meccanismi che presiedono al verificarsi di tali effetti di superficie, che corrispondono sempre a deformazioni di natura permanente del terreno e quindi a condizioni di rottura a seguito di sollecitazioni sismiche, tali studi sono volti alla definizione della occorrenza di ciascuna categoria di effetti in relazione a parametri quali: magnitudo dell'evento, distanza epicentrale ovvero distanza dalla linea di rottura desunta dalla distribuzione degli after-shock, accelerazione di picco (PGA), ecc..

10.1 Stabilità nei confronti della liquefazione

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano in genere depositi sabbiosi saturi e dipendono principalmente da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni.

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti. Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce.

La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Il fenomeno della liquefazione si origina preferibilmente in sedimenti posti tra 1,00 m e 20,00 m di profondità dal piano campagna, come chiarisce la Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile "*Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*".

Le NTC richiedono una verifica alla suscettibilità di liquefazione dei terreni del sito sul quale insiste la progettazione di un manufatto. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Il D.M. 17.01.2018 contiene al punto 7.11.3.4.2 le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione dei terreni. Una valutazione semplificata della suscettibilità può essere ottenuta considerando le seguenti condizioni:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti
- profondità media stagionale della falda
- tipo di deposito.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 KPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata a una tensione di verticale di 100 KPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 39 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in figura 40 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

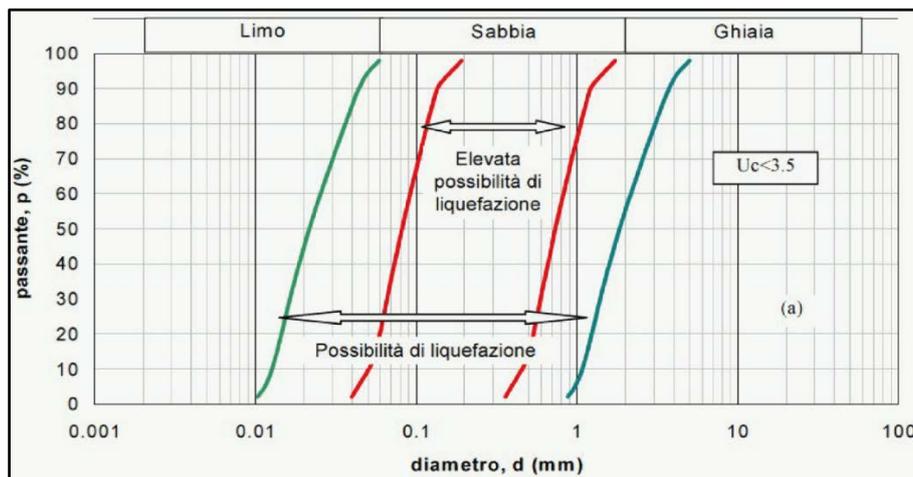


Fig. 39 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ($U_c < 3,5$)

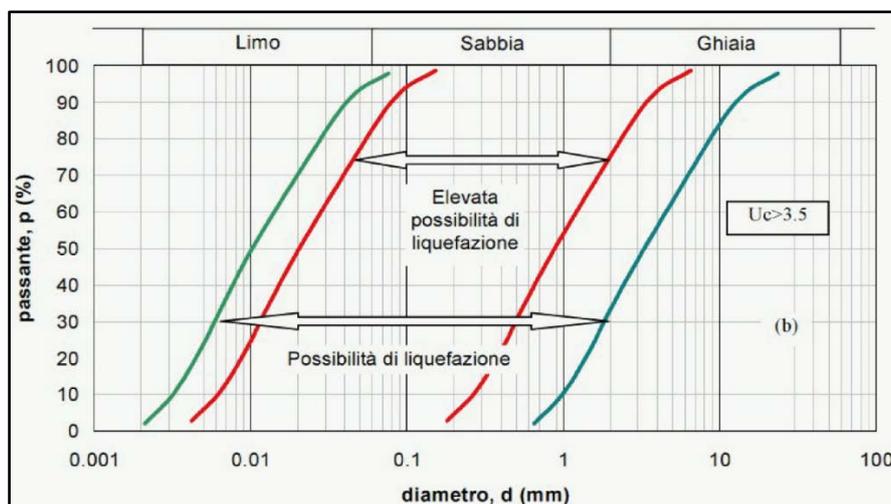


Fig. 40 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ($U_c > 3,5$)

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Quando nessuna delle condizioni risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

La verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio.

La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

La caratterizzazione sismica dell'area di studio è stata trattata nei capitoli precedenti di questa relazione, ai quali si rimanda.

Di seguito, si analizzano i dati disponibili per l'analisi dei quattro elementi predisponenti alla liquefazione.

1. Condizione 1: accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

La condizione 1 non risulta soddisfatta in quanto:

Il sito in esame ricade in una categoria di sottosuolo E (cfr. Capitolo 8), in riferimento al valore di V_{s30} misurato a partire dal piano campagna. Per gli stessi siti è stato calcolato, per lo stato limite SLV, quanto segue:

Aerogeneratore MIS_1

✓ *Per un terremoto con periodo di ritorno di 949 anni, su suolo di categoria A, il valore di a_g è pari a 0,060 ($F_0 = 2,976$ e $T_c^* = 0,371$). L'incremento dell'accelerazione sismica massima a_{max} , attesa al piano campagna, è dato dall'espressione $S = S_s \times S_T$. Nel caso in esame S_s assume il valore di 1,600 ed S_T è pari a 1,000, da cui si ricava che $S = 1,600$. Pertanto, l'accelerazione a_{max} attesa al piano campagna è $a_g (0,060) \times S (1,600) = 0,0960$.*

2. Condizione 2: profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

La condizione 2 risulta soddisfatta in quanto:

✓ *dall'analisi della bibliografia disponibile per l'area di studio, si evince che la profondità media stagionale della falda è superiore a 15,00 m dal piano campagna.*

Per tale motivo ai sensi del D.M. 17.01.2018 - punto 7.11.3.4.2, è possibile omettere la verifica a liquefazione.

11. Considerazioni tecniche e compatibilità geologica del progetto proposto

11.1 Descrizione sommaria delle opere da realizzare

Le valutazioni effettuate nel presente paragrafo sono volte a dimostrare la compatibilità geologica degli interventi di progetto, in accordo con quanto richiesto dalle Norme sopra richiamate. Per gli scopi del presente studio è necessario descrivere in maniera sintetica le opere da realizzare per meglio inquadrarne gli aspetti d'impatto idrogeologico salienti e per esprimere in maniera più compiuta un giudizio sulla loro compatibilità geologica: per una trattazione dettagliata si rimanda alla relazione tecnica del progetto.

Unità fondamentale dell'impianto è la postazione di macchina in cui trova collocazione ciascun aerogeneratore. Le postazioni di macchina sono tante quanti gli aerogeneratori da installare e, salvo inevitabili adattamenti locali dovuti alle differenze orografiche presenti in un sito alta collina, presentano il più elevato grado di standardizzazione possibile in termini di dimensioni, forma e disposizione dell'aerogeneratore al suo interno.

Si rammenta che nel caso specifico, prevedendo l'utilizzo di macchine di grande taglia, la trasformazione BT/MT trova posto nella torre che consente di contenere le apparecchiature elettriche per il collegamento ad un sistema di cavidotti interrati che portano l'energia elettrica fino al punto di consegna alla rete elettrica di distribuzione.

Le postazioni di macchina, opere di tipo "puntuale" se confrontate all'estensione complessiva dell'impianto, sono collegate da due sistemi a rete: uno, superficiale, è costituito dalla viabilità di servizio all'impianto che deve permettere l'accessibilità a ciascun aerogeneratore durante tutta la vita utile dell'impianto; l'altro, reso invisibile in quanto interrato, è formato da cavi di potenza e da una fibra ottica per i segnali.

Normalmente vi è convenienza a tenere sovrapposte queste due tipologie di opere lineari, facendo correre le linee elettriche interrate in asse o al bordo delle strade di servizio.

• Cavidotti

In generale, per tutte le linee elettriche, si prevede la posa direttamente interrata dei cavi, con protezioni meccaniche ove necessario, ad una profondità che prevede l'estradosso del cavo maggiore o uguale a 1 m. In caso di particolari attraversamenti o di risoluzione puntuale di interferenze, le modalità di posa saranno modificate in conformità a quanto previsto dalla norma CEI 11-17 e dagli eventuali regolamenti vigenti relativi alle opere interferite, mantenendo comunque un grado di protezione delle linee non inferiore a quanto garantito dalle normali condizioni di posa.

La costruzione del cavidotto comporta, quindi, un impatto minimo per via della scelta del tracciato (in fregio alla viabilità), per il tipo di mezzo impiegato (un escavatore con benna stretta) e per la minima quantità di terreno da portare a discarica, potendo essere in gran parte riutilizzato per il rinterro dello scavo a posa dei cavi avvenuta. In aggiunta, la sua realizzazione avverrà senza

comportare profondi movimenti di terra che possano alterare in modo sostanziale e/o stabilmente il profilo del terreno.

Per quanto attiene la posa di cavi Mt interrati a margine di strade esistenti si precisa che, al termine dell'esecuzione dei lavori, si provvederà al ripristino della situazione ante operam delle carreggiate stradali; perciò gli interventi previsti non determineranno alcune modifiche territoriali o modifiche dello stato fisico dei luoghi.

- **Fondazioni degli aerogeneratori**

La struttura di fondazione sarà del tipo a plinto in calcestruzzo armato su pali trivellati a sezione circolare, disposti nei vertici e in corrispondenza delle sezioni mediane del plinto; il sistema dovrà essere adeguatamente proporzionato in modo da assorbire e trasmettere al terreno carichi e sollecitazioni prodotte dalla struttura sovrastante.

La sovrastante torre, a sezione tubolare, sarà resa solidale alla fondazione mediante un collegamento flangiato dato da una gabbia circolare di tirafondi, anch'essi in acciaio, inglobati nella stessa fondazione all'atto del getto. Il dado sarà completamente interrato o ricoperto dalla sovrastruttura in materiale arido della piazzola di servizio. La fondazione sarà costituita da una piastra tronco conica avente diametro e altezza complessiva di idonee dimensioni.

All'interno del plinto di fondazione sarà annegata una gabbia di ancoraggio metallica cilindrica dotata di una piastra superiore di ripartizione dei carichi ed una piastra inferiore di ancoraggio. Entrambe le piastre sono dotate di due serie concentriche di fori che consentiranno il passaggio di barre filettate ad alta resistenza, che, tramite dadi, garantiscono il corretto collegamento delle due piastre. A tergo dei lati del manufatto dovrà essere realizzato uno strato di drenaggio, munito di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

- **Piazzole aerogeneratori**

Per consentire il montaggio degli aerogeneratori dovrà predisporre, nelle aree subito attorno alla fondazione, lo scotico superficiale, la spianatura, il riporto di materiale vagliato e compattazione di una idonea superficie.

Invece per quanto riguarda le aree temporanee, necessarie solo per il tempo sufficiente al montaggio della macchina, saranno predisposte delle aree appunto temporanee a seconda dei casi, subito adiacenti a quelle definitive, per lo stoccaggio temporaneo delle pale e del resto delle componenti della navicella, dei conci di torre e di ulteriori componenti e attrezzature necessari al montaggio. A montaggio ultimato queste aree, ad eccezione della piazzola definitiva, verranno riportate allo stato ante operam prevedendo il riporto di terreno vegetale per favorire la crescita di vegetazione spontanea.

Verrà invece mantenuta la piazzola definitiva, per la quale bisognerà provvedere a tenerla sgombra da piantumazioni allo scopo di consentire le operazioni di controllo e/o manutenzione delle macchine.

• **Viabilità di accesso al sito**

L'accesso al sito eolico è garantito da strade provinciali e/o comunali; le strade che collegheranno i rami dell'impianto alle WTG di progetto saranno create ex-novo. I cavidotti in media tensione di collegamento tra la cabina di sezionamento e la stazione elettrica di consegna saranno interrati lungo la sede viaria di strade vicinali e/o comunali esistenti così come la porzione di cavidotto AT che realizzerà l'interconnessione tra la Stazione di Utenza e la Stazione di Rete.

Nei tratti di viabilità esistente, quando necessari, saranno previsti adeguamenti del fondo stradale per tutto il tratto che conduce all'impianto. I tratti stradali di nuova costruzione, che si realizzeranno per il collegamento della viabilità esistente alle piazzole di montaggio delle WTG, saranno del tipo "strade bianche", con strato di fondazione e di usura in pietrame, senza alcuna stesura di calcestruzzo o conglomerato bituminoso.

• **Viabilità di servizio**

All'interno del sito è già presente una rete di viabilità a servizio dei fondi presenti. Essa sarà adeguata alle nuove necessità e solo dove necessario ne verrà creata di nuova e utilizzata per accedere ad ognuna delle piattaforme degli aerogeneratori, sia durante la fase di esecuzione delle opere sia nella successiva manutenzione del parco eolico e costituiranno peraltro una utile viabilità aperta a tutti per la fruizione del territorio.

Nella definizione del layout del nuovo impianto, quindi, è stata sfruttata la viabilità esistente sul sito (strade comunali, provinciali e vicinali, carrarecce, sterrate, piste, sentieri, ecc.), onde contenere gli interventi. Inoltre, in fase di esecuzione dei tracciati stradali sarà ottimizzato in particolar modo il deflusso delle acque onde evitare innesco di fenomeni erosivi, perdita di stabilità e turbamento del regime delle acque.

Le strade, ove possibile, saranno realizzate in modo tale da interessare marginalmente i fondi agricoli; essi avranno lunghezze e pendenze delle livellette tali da seguire la morfologia propria del territorio evitando eccessive opere di scavo e riporto. La sezione stradale sarà realizzata in massiciata composta da uno strato di fondazione in misto calcareo di 40 cm, eventualmente steso su geotessile disteso alla base del cassonetto stradale a diretto contatto con il terreno, allo scopo di limitare al massimo le deformazioni e i cedimenti localizzati; superiormente sarà previsto uno strato di finitura/usura in misto stabilizzato, dello spessore di 20 cm.

• **Opere di ingegneria naturalistica**

Gli interventi di ingegneria naturalistica, intrapresi per la salvaguardia del territorio, dovranno avere lo scopo di:

- *intercettare i fenomeni di ruscellamento incontrollato che si verificano sui versanti per mancata regimazione delle acque;*
- *ridurre i fenomeni di erosione e di instabilità dei versanti;*
- *regimare in modo corretto le acque su strade, piste e sentieri;*
- *ridurre il più possibile l'impermeabilizzazione dei suoli creando e mantenendo spazi verdi e diffondendo l'impiego della vegetazione nella sistemazione del territorio.*

Pertanto, si prevede l'utilizzo del materiale vegetale vivo e del legname come materiale da costruzione, in abbinamento con materiali inerti come pietrame. L'area, dal punto di vista geomorfologico, è definita da dossi collinari di entità variabile. I deflussi sono comunque assenti per gran parte dell'anno. Gli interventi di ingegneria ambientale, all'interno dell'area del parco, sono minimi e serviranno per la regimentazione delle acque meteoriche, non si presentano condizioni di rischio frana o eccessiva erosione, anche e soprattutto per la natura del terreno.

Di seguito si elencano alcuni interventi che possono trovare riscontro nei lavori di consolidamento e regimentazione delle acque meteoriche all'interno del parco e lungo la viabilità esterna di accesso.

- a) Cunetta vivente: nel progetto proposto sono state previste per tutta la lunghezza della viabilità interna e in alcuni tratti di maggior pendenza, dove le semplici cunette potrebbero essere destabilizzate dall'acqua e con esse la strada. In pratica, si realizza un fosso a sezione trapezoidale dove vengono sistemati sul letto e sulle pareti, uno accanto all'altro, dei rami o delle stanghe vive in modo serrato, tenendoli fermi con pali vivi infissi nel terreno, ad intervalli da 2 a 4 m per mezzo di sagome in legno preparate in precedenza, oppure ad intervalli da 0,5 fino ad 1 m (uno dall'altro) posti lungo le pareti del fosso. Nel caso di portata idrica permanente si può consolidare il letto e la parte inferiore della parete del fosso con tavoloni.
- b) Canalizzazioni in pietrame e legno: nei casi di piccoli impluvi naturali che intercettano la viabilità di progetto, che possono spesso causare solchi ed erosione puntuale, si può prevedere la costruzione di canalizzazioni in legname e pietrame, di sezione trapezoidale avente lo scopo di convogliare le acque nei punti di recapito.
- c) Idrosemina e rivestimenti antierosivi: le tecniche con idrosemina sono impiegate soprattutto nelle situazioni in cui il terreno si trova completamente denudato e privo di copertura organica. Questa tecnica consente di generare in tempi brevi un manto vegetale di protezione. L'inerbimento ed il consolidamento mediante idrosemina consiste nello spruzzare ad alta pressione, sul terreno preventivamente preparato, una soluzione di acqua, semi, collante ed altri eventuali componenti. La possibilità di variare in molti modi la composizione delle miscele, rende l'idrosemina adatta alla soluzione di quasi tutti i problemi di rinverdimento. L'intervento è adatto a coprire grandi e medie superfici anche a elevata pendenza.

• **Opere idrauliche**

La durabilità delle strade e delle piazzole di un parco eolico è garantita da un efficace sistema idraulico di allontanamento e drenaggio delle acque meteoriche. La viabilità esistente sarà interessata da un'analisi dello stato di consistenza delle opere idrauliche già presenti: laddove necessario, tali opere idrauliche verranno ripristinate e/o riprogettate per garantire la corretta

raccolta ed allontanamento delle acque defluenti dalla sede stradale, dalle piazzole o dalle superfici circostanti.

Le scelte progettuali saranno condotte secondo principi di invarianza idraulica così da avere opere ad "impatto zero" sull'esistente reticolo idrografico, rispettando il regime idraulico ante operam e recapitando le acque superficiali presso gli impluvi ove naturalmente, oggi, sono convogliate. Il sistema di opere idrauliche, in uno con le caratteristiche della viabilità e delle piazzole del parco, non modificheranno né il reticolo di drenaggio esistente, né la risposta dei bacini per tutti gli aspetti che riguardano i meccanismi di formazione dei deflussi, di conseguenza non varieranno le caratteristiche di permeabilità e non si avranno praticamente variazioni della portata da scaricare.

Le acque defluenti dalla sede stradale, dalle piazzole o dalle superfici circostanti potranno essere raccolte ed allontanate dalle seguenti opere idrauliche:

- ✓ fossi di guardia in terra, eventualmente con fondo rivestito in pietrame;
- ✓ opere di dissipazione in pietrame;
- ✓ pozzetti in cls prefabbricato;
- ✓ arginello in terra;
- ✓ in fase di esecuzione, così come per le opere di bioingegneria, saranno scelte le opere migliori per il drenaggio delle acque meteoriche valutate caso per caso e a seconda dei risultati elaborati dalle relative indagini.

11.2 Compatibilità idrogeologica del progetto proposto

Per giungere a dimostrare la compatibilità geologica delle opere di progetto e per meglio inquadrarne gli aspetti d'impatto idrogeologico salienti, in modo da poter esprimere in maniera più compiuta un giudizio sulla sua compatibilità geologica, è necessario è necessario descrivere in maniera sintetica lo stato dei luoghi del territorio in esame ed effettuare alcune considerazioni inerenti sia all'assetto territoriale, già precedentemente descritto, sia alla tipologia degli interventi che si intendono realizzare.

La caratterizzazione geomorfologica del territorio esaminato è stata effettuata individuando tutte quelle forme che consentono di caratterizzare i vari aspetti geomorfologici di un versante (rottture di pendio, solchi di erosione, terrazzi naturali e antropici, ecc.) che hanno permesso di individuare le forme denudazionali (erosionali e/o gravitative) e deposizionali, inquadrare nell'ambito del sistema crinale-versante-fondovalle, legate all'evoluzione più o meno recente del territorio nonché i processi che ne determinano il modellamento attuale.

Tale caratterizzazione ha messo in evidenza che nell'area di stretto interesse che sarà interessata dalla realizzazione del parco eolico non sono presenti fenomeni d'instabilità in atto, non ci sono versanti in equilibrio precario (in terre o in roccia) che possano essere interessati da fenomeni di riattivazione o neoformazione di movimenti franosi, come pure sono assenti terreni granulari fini (sabbiosi) saturi di acqua, che possano essere sottoposti a possibili rifluimenti parziali o generalizzati, a causa dei fenomeni di liquefazione. I rilievi effettuati in campagna traggono,

quindi, spiegazione dalle considerazioni sopra effettuate, e contemporaneamente le supportano come evidenze tangibili della loro coerenza. In merito alle opere da realizzare come sopra descritte possono esprimersi le seguenti considerazioni:

- 1) per la realizzazione degli aerogeneratori non sarà modificata la geometria dei luoghi con ingenti scavi e/o riporti, tagli, ecc., né saranno create neosuperfici esposte ad elevata pendenza: ciò si traduce nell'eliminazione di un ben noto fattore d'innescio di movimenti franosi dei terreni di copertura;
- 2) i carichi degli stessi aerogeneratori saranno trasferiti tramite fondazioni profonde ai terreni più consistenti del substrato geologico locale: in tal modo non si creano disequilibri di masse lungo il versante e di conseguenza non si determina un aumento della pericolosità da frana del territorio;
- 3) nello stesso tempo, tutte le opere previste per la posa in opera degli stessi non producono condizioni di concentrazione di deflusso superficiale tali da innescare processi di erosione e denudazione che possano evolvere in reali dissesti e, nello stesso tempo, non costituiscono ostacolo ai deflussi attualmente in essere nella zona;
- 4) gli scavi previsti per l'alloggiamento del cavidotto, per altro di minima entità, saranno realizzati per la maggior parte su tracciati stradali esistenti, per cui non peggiorano le condizioni di pericolosità idrogeologica attualmente presenti nel territorio.

Tanto premesso, ed alla luce degli interventi di progetto che ricadono nelle aree a pericolosità e rischio da frana e/o idraulico (alcuni tratti del cavidotto interrato), è utile ricordare che il progetto proposto è un'opera di interesse pubblico riferita ad un servizio pubblico essenziale non delocalizzabile. Sicuramente rispetto al progetto proposto non esistono alternative tecnicamente ed economicamente sostenibili perché il percorso individuato per il cavidotto è l'unico che consente di allacciare tutti gli aerogeneratori alla sottostazione utente individuata.

È da segnalare, poi, che la suddetta opera di interesse pubblico risulta sicuramente coerente con la pianificazione degli interventi di emergenza di protezione civile, in quanto con essi non interferisce in alcun modo e, per la sua realizzazione, non si ravvisa la necessità di realizzare preventivamente o contestualmente idonee opere di mitigazione del rischio esistente essendo lo stesso cavidotto, completamente interrato e per la quasi totalità su tracciati di strade esistenti, quindi non capace di ostacolare il normale deflusso delle acque in superficie ed in alveo, né tanto meno può essere coinvolto da eventuali fenomeni franosi perché sufficientemente interrato e protetto.

Per i motivi fin qui considerati è possibile esprimere valutazioni positive sulla compatibilità degli interventi da realizzare con l'assetto idrogeologico dell'area, in quanto gli stessi non pregiudicano la stabilità attuale della zona e sono da considerarsi, appunto, compatibili dal punto di vista idrogeologico con la situazione di pericolosità e di rischio da dissesti di versante attualmente

sostenibile dal territorio. In definitiva, tutte le opere di progetto non interferiranno sull'assetto idrogeologico attuale del territorio in esame risultando pienamente in linea con il dispositivo vincolistico e tecnico del P.A.I. varato dall'Autorità di Bacino della Sardegna, in quanto:

- *non peggiorano le condizioni di sicurezza attuali del territorio e di difesa del suolo;*
- *non costituiscono un fattore di aumento del rischio da dissesti di versante e/o elemento pregiudizievole all'attenuazione o all'eliminazione definitiva delle specifiche cause di rischio esistenti;*
- *non pregiudicano eventuali interventi previsti dalla pianificazione di bacino o dagli strumenti di programmazione provvisoria e urgente;*
- *non si producono modifiche sull'assetto morfologico, planimetrico ed altimetrico degli alvei;*
- *sono garantite le condizioni di sicurezza dell'intervento rispetto alle condizioni di pericolosità idrogeologica attualmente sostenibili dal territorio in cui si inserisce.*

Il processo di verifica, valutazione e stima della compatibilità geologica dell'intervento, sommariamente ripercorso in queste pagine, ha portato a stabilire che essa è, appunto verificata, stimata e valutata rispetto allo stato attuale, in quanto non si sono ravvisati condizioni geologiche tali da compromettere la realizzabilità dei lavori di progetto.

In conclusione, i risultati dello studio di compatibilità idrogeologica effettuato sui diversi aspetti geomorfologici, idrogeologici e geolitologici dei siti in esame permette di affermare che gli interventi proposti sono in linea con il disposto delle misure di salvaguardia dell'ex Autorità di competenza territoriale, rientrando, a tutti gli effetti, tra gli interventi adottabili, in quanto non interferiscono con i dissesti idrogeologici presenti o potenziali dell'area e soprattutto non creano nuove condizioni di rischio attualmente sostenibili dal territorio, così come richiesto dalle Norme di Attuazione e Prescrizioni di Piano. Tutte queste considerazioni, associate alle conoscenze geologiche acquisite nel corso dello studio di dettaglio eseguito, consentono di affermare che l'area in esame rientra in un territorio che per le sue generali condizioni risulta idoneo ad accogliere i lavori di progetto, che verranno messi in atto adottando tutti gli accorgimenti necessari per garantire la funzionalità e la sicurezza delle opere.

A valle del presente studio, viste le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche delle aree esaminate, e per i motivi fin qui considerati, è possibile affermare che il progetto per la realizzazione dell'impianto eolico Mistral previsto nei Comuni di Luogosanto e Tempio Pausania è da considerarsi compatibile con le condizioni di pericolosità e di rischio idrogeologico attualmente presenti nel territorio esaminato in quanto non altera l'equilibrio idrogeologico dell'area in cui si inserisce e dell'ambito idrogeomorfologico e sismico di riferimento.

12. Campagna di indagini geognostiche previste per il progetto esecutivo

La progettazione prevede l'installazione di n°5 aerogeneratori di grande dimensione ed altezza che dovranno essere adeguatamente fondati al fine di garantire idonea stabilità agli stessi ai fini statici, dinamici connessi alle sollecitazioni del vento, nonché sismici imposti dalla risposta microsismica del sito di installazione. Gli aerogeneratori saranno poi collegati tra di loro dal cavidotto di raccolta e trasferimento dell'energia prodotta da ciascuno di essi fino alla sottostazione di consegna dell'energia.

La caratterizzazione geologica e sismica inerente alla fase definitiva di progetto si è basata sia sull'analisi delle indagini eseguite in sito e sia nella realizzazione di prospezioni sismiche superficiali del tipo M.A.S.W. per alcuni siti interessati dalle opere.

Nella successiva fase progettuale esecutiva, sulla base delle generali caratteristiche geologiche, strutturali, geomorfologiche ed idrogeologiche e simiche dell'areale di progetto dovranno essere realizzati i seguenti accertamenti geognostici investigativi di dettaglio al fine di garantire alla progettazione la idonea sicurezza:

1. Realizzazione di perforazioni di sondaggio con carotaggio in continuo dei suoli, approfondite fino a quote di 35 metri dalla superficie, in corrispondenza di ciascuna postazione aerogeneratore e cabina di consegna dell'energia, al fine di definire in maniera puntuale la successione litostratigrafica di ciascun sito e di effettuare prove geotecniche e prelievo di campioni per le caratterizzazioni geotecniche in laboratorio.
2. Installazione di piezometri a tubo aperto da installarsi in ciascuno dei fori di sondaggio al fine di monitorare l'assetto idrogeologico sotterraneo dei suoli di progetto.
3. Esecuzione di prove S.P.T. in foro di sondaggio per ciascuna perforazione.
4. Prelievo di campioni di terreno indisturbati con campionatore sottile Shelby.
5. Analisi presso laboratorio geotecnico autorizzato dal Ministero LL.PP. dei campioni di terreno prelevati, per la determinazione dei parametri fisici e meccanici delle varie unità litologiche presenti.
6. Prospezioni sismiche del tipo M.A.S.W. (*Multichannel Analysis of Surface Waves* ovvero *Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh*) al fine di definire le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi presenti nell'area di studio e classificare sismicamente il suolo secondo la normativa vigente.
7. *Prospezioni di sismica passiva a stazione singola (HVSr)* in corrispondenza di ciascuna postazione aerogeneratore e cabina di consegna dell'energia.

Le perforazioni saranno caratterizzate dalle seguenti modalità operative:

- carotaggio continuo e rappresentativo del terreno attraversato;
- descrizione stratigrafica a carattere geotecnico dei suoli attraversati;
- prelievo di campioni indisturbati di terreno in numero di due per ciascun sondaggio;
- prove geotecniche di laboratorio sulle singole unità litostratigrafiche presenti;
- esecuzione di prove geotecniche e geomeccaniche in foro;
- determinazione della eventuale presenza di falde sotterranee e loro relativa quota piezometrica e soggiacenza, se presente;
- rilievi e monitoraggio in fase di perforazione dei parametri di perforazione (resistenza all'avanzamento, perdita di fluidi di circolazione, usura corone diamantate, coppia di perforazione) con finalità di accertamento geotecnico della competenza geomeccanica dei singoli livelli attraversati.

ATTREZZATURE DI PERFORAZIONE

Per l'esecuzione dei sondaggi saranno utilizzate macchine dotate di sonda a rotazione sia di tipo gommato che cingolato in funzione delle difficoltà tecnico-operative di accesso ai terreni e come dettate dalle locali condizioni morfotopografiche e di imbibizione idrica dei terreni.

UTENSILI DI PERFORAZIONE

La perforazione sarà eseguita a rotazione e "carotaggio continuo" con aste e carotiere, utilizzando carotieri semplici del diametro di 101 mm e rivestimenti del diametro di 127 mm.

PROVE GEOTECNICHE IN FORO

Nel corso delle perforazioni di sondaggio si procederà altresì alla esecuzione di prove con penetrometro tascabile sulle carote estratte dal carotiere, allo scopo di avere una prima stima delle caratteristiche geotecniche del materiale, e prove S.P.T. nei fori di sondaggio.

ANALISI DI LABORATORIO GEOTECNICO

Nel corso delle perforazioni di sondaggio si procederà per ciascuna di esse al prelievo di campioni di suolo in fase di perforazione tramite campionatore a pareti sottili di tipo Shelby. Saranno prelevati almeno n°3 campioni di suolo e/o roccia da ciascun sondaggio eseguito. Il prelievo dei campioni sarà effettuato in modo da caratterizzare le unità litostratigrafiche ritenute importanti ai fini geotecnici per l'appoggio degli aerogeneratori.

I campioni prelevati in tal modo, subito dopo il loro prelievo, saranno sigillati in modo da evitare perdita di umidità e quindi rappresentatività della prova da compiersi sui medesimi nel medesimo campionatore utilizzato per il prelievo tramite paraffina liquidificata ed inviati nella medesima giornata al laboratorio geotecnico designato ed autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti.

Le prove da effettuarsi dal laboratorio sui singoli campioni inviati vengono riportate nella scheda seguente, gli esiti analitici delle prove di laboratorio saranno utilizzati per la caratterizzazione litotecnica delle unità di appoggio fondali.

Su ciascun campione di terreno sciolto saranno pertanto effettuate le seguenti prove di caratterizzazione:

- determinazione della massa volumica mediante fustella e pesata;
- determinazione del peso specifico dei granuli;
- determinazione del peso di volume secco e saturo;
- determinazione dell'indice dei vuoti, della porosità e del grado di saturazione;
- determinazione della resistenza alla punta con pocket penetrometer;
- analisi granulometrica per via secca per vagliatura;
- analisi granulometrica per sedimentazione con aerometro;
- determinazione dei limiti di plasticità e liquidità;
- prova di consolidazione edometrica ad incrementi di carico controllati;
- prova triassiale UU o prova di compressione uniassiale
- prova di espansione laterale libera.

Su ciascun campione di terreno lapideo sarà, invece, effettuata la seguente prova di caratterizzazione:

- prova di compressione triassiale su provini di roccia.

Postiglione, Dicembre 2023

Il Geologo

dott. Antonio Viggiano



Il Geologo

dott. Mattia Lettieri

