



**REGIONE SARDEGNA
COMUNE DI
PALMAS ARBOREA
Provincia Di Oristano**



Titolo del Progetto

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO CON SISTEMA INNOVATIVO DI CUI ALLE LINEE GUIDA DEL M.A.S.E. IMPIANTO DENOMINATO "GREEN AND BLUE SERRA E FIGU" POTENZA DI 70,050 MW IN LOCALITÀ "CUCCURU IS SERRAS" NEL COMUNE DI PALMAS ARBOREA E CON CONNESSIONE RICADENTE NEI COMUNI DI PALMAS ARBOREA E ORISTANO

Identificativo Documento

REL_SP_01_GEO

ID Progetto	GBSF	Tipologia	R	Formato	A4	Disciplina	AMB
-------------	------	-----------	---	---------	----	------------	-----

Titolo

RELAZIONE GEOLOGICA

FILE:REL_SP_01_GEO.pdf

IL PROGETTISTA

Arch. Andrea Casula



GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Andrea Casula
Geom. Fernando Porcu
Dott. in Arch. J. Alessia Manunza
Geom. Vanessa Porcu
Dott. Agronomo Giuseppe Vacca
Archeologo Marco Cabras
Geol. Marta Camba
Ing. Antonio Dedoni

COMMITTENTE

ALTER SOL INVICTUS SRL

Rev.	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
Rev.	Agosto 2024	Prima Emissione	Green Island Energy	Alter Sol Invictus Srl	Alter Sol Invictus Srl

PROCEDURA

Valutazione di Impatto Ambientale ai sensi dell'art.23 del D.Lgs.152/2006

GREEN ISLAND ENERGY SAS
Via S.Mele, N 12 - 09170 Oristano
tel&fax(+39) 0783 211692-3932619836
email: greenislandenergysas@gmail.com

NOTA LEGALE: Il presente documento non può tassativamente essere diffuso o copiato su qualsiasi formato e tramite qualsiasi mezzo senza preventiva autorizzazione formale da parte di Green Island Energy SaS



COMUNE DI PALMAS ARBOREA

*PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO
AGRIVOLTAICO CON SISTEMA INNOVATIVO
DENOMINATO "GREEN AND BLUE SERRA E FIGU" DELLA POTENZA
DI 70,050 **MW** IN LOCALITÀ "CUCCURU IS SERRAS"
NEL COMUNE DI PALMAS ARBOREA*

RELAZIONE GEOLOGICA

INDICE

1. PREMESSA	1
1.1 Normative di riferimento.....	1
1.2 Bibliografia e studi.....	2
2. Inquadramento Geografico	3
3. Cenni caratteristiche di progetto	7
4. Modellazione Geologica	12
4.1 Inquadramento Geologico	12
4.1.1 Tettonica e caratteristiche geostrutturali.....	17
4.2 Inquadramento Geomorfologico	18
1.3 Geomorfologia dell'area significativa al progetto	18
4.3 Inquadramento Idrogeologico	19
4.3.1 Idrografia superficiale.....	19
4.3.2 Idrografia sotterranea.....	19
4.4 Inquadramento Pedologico	22
4.5 Uso del suolo.....	24
5. Vincoli Vigenti	25
5.1 PAI – Piano di Assetto Idrogeologico.....	25
5.2 Articolo 30 ter. delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI.....	26
5.3 PGRA – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni	29
5.4 PSFF – Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.....	29
6 Proposta piano di Indagini geologico-geotecniche	30
6.1 Stima del volume significativo e profondità di indagine	30
7 Pericolosità sismica di base	32
7.1 Pericolosità Sismica di base.....	34
7.1.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	34
8 Modellazione geotecnica preliminare	37
8.1 Capacità portante su pali	38
8.1.1 Verifica geotecnica su pali.....	53
8.2 Capacità portante su fondazioni superficiali	55
8.3.1 Verifica geotecnica fondazioni superficiali	62
9 Terre e Rocce da scavo	73
9.1 Caratterizzazione dei materiali scavati.....	73
9.2 Piano di riutilizzo delle terre e rocce da scavo	74

10	Valutazione degli impatti sulle matrici ambientali: acque superficiali, acque sotterranee, suolo e sottosuolo	75
11	Considerazioni conclusive	77

1. PREMESSA

In supporto al progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Agrosolare Innovativo nel territorio del Comune di Palmas Arborea (OR) e Oristano, in località "Cuccuru is Serras", la Dott.ssa Geol. Marta Camba, iscritta all'Ordine dei Geologi della Sardegna sez.A n°827, sede legale in via delle fontane n°11, 09012 Capoterra (CA), P.Iva 03920410929, è stata incaricata per la redazione della Relazione geologica-geotecnica secondo quanto previsto dalle NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni), con l'obiettivo analizzare le caratteristiche geologico-morfologiche e i possibili impatti sulle matrici ambientali dell'area interessata dal suddetto lavoro.

Il seguente studio, in questa fase, ha lo scopo inoltre di caratterizzare preliminarmente l'area in cui sorgerà il parco fotovoltaico dal punto di vista geotecnico attraverso informazioni desunte e dedotte l'analisi bibliografica e sulla base di studi effettuati in aree limitrofe. Sarà necessario pertanto, in fase esecutiva, provvedere all'esecuzione di un piano di indagini per una definizione dettagliata del modello geologico e geotecnico di riferimento.

1.1 Normative di riferimento

- D.M LL.PP. 11.03.1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii attuali 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 in applicazione della Legge 02.02.1974 n°64.

- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24.09.1988 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. LL.PP.11.03.1988.

- Raccomandazioni, programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1975 – Associazione Geotecnica Italiana.

- D.M. Infrastrutture 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni. (6.2.1 – Caratterizzazione e modellazione geologica del sito, 6.4.2 Fondazioni superficiali)

- D.lgs. n. 152/2006 Norme in materia ambientale

- DPR 59/2013 Regolamento recante la disciplina dell'autorizzazione unica ambientale e la semplificazione di adempimenti amministrativi in materia ambientale gravanti sulle piccole e medie imprese e sugli impianti non soggetti ad autorizzazione integrata ambientale

- Dgls 50/2016 Codice dei contratti pubblici

- Deliberazione n. 6/16 del 14 febbraio 2014- Direttive in materia di autorizzazione unica ambientale. Raccordo tra la L.R. n. 3/2008, art.1, commi 16-32 e il D.P.R. n. 59/2013.
- Norme Tecniche di Attuazione PAI approvate con la Deliberazione del comitato istituzionale n. 15 del 22/11/2022 ed entrate in vigore con la pubblicazione sul B.U.R.A.S. n.55 del 01/12/2022

1.2 Bibliografia e studi

Nel presente studio sono state utilizzate le informazioni, dati topografici e tematici resi disponibili dai database Regionali e Nazionali:

Regione Autonoma della Sardegna:

- Carta dell'Uso del Suolo della Regione Sardegna, 2008
- Carta della Permeabilità dei suoli e substrati, 2019
- Studio dell'Idrologia Superficiale della Sardegna, annali idrologici 1922-2009
- ARPA – Dati meteoroclimatici
- Autorità di Bacino - Piano Stralcio d'Assetto Idrogeologico
- Piano di Tutela delle Acque
- Piano Stralcio delle Fasce Fluviali
- SardegnaGeoportale - DTM passo 1 e 10 metri
- SardegnaGeoportale - Carta Topografica I.G.M. scala in 1:25000
- SardegnaGeoportale - Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000

I.S.P.R.A - Istituto superiore per la protezione e la ricerca ambientale:

- Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (legge 464/84)
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:100.000
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:50.000
- Note Illustrative Foglio Oristano CARG

2. Inquadramento Geografico

Il comune di Palmas Arborea (Palme e arborea = luogo acquitrinoso), posto a circa 5 metri slm, si affaccia sulla zona umida di Pauli Majore. Il suo territorio, delimitato dai territori dei comuni di Oristano a nord, Villaurbana, Villaverde e Pau ad Est, Santa Giusta a Sud e Sud-Ovest, ricopre una superficie di circa 3932 ha, occupando la parte nord-occidentale del Monte Arci, e parte della piana del Campidano di Oristano. Esso ricade nella Sardegna Centrale ed amministrativamente appartiene alla provincia di Oristano.



Nello specifico, si riporta l'inquadramento cartografico dell'area oggetto di intervento:

- I.G.M. Serie 25 foglio **528 II "Oristano Sud"**
- CTR – scala 1:10000 – sez. **528120 "Santa Giusta"**
- Carta Geologica d'Italia – scala 1:100.000 – **217 "Oristano"**
- Carta Geologica d'Italia – scala 1:50.000 – foglio **528 "Oristano"**

Le coordinate WGS84 dell'area interessata dal progetto:

Latitudine Nord	Latitudine Sud	Longitudine Ovest	Longitudine Est
39° 52.416'N	39° 51.262'N	8° 38.489'E	8° 39.719'E



Figura 2-1 Inquadramento su ortofoto_wms regione Sardegna ortofoto2019

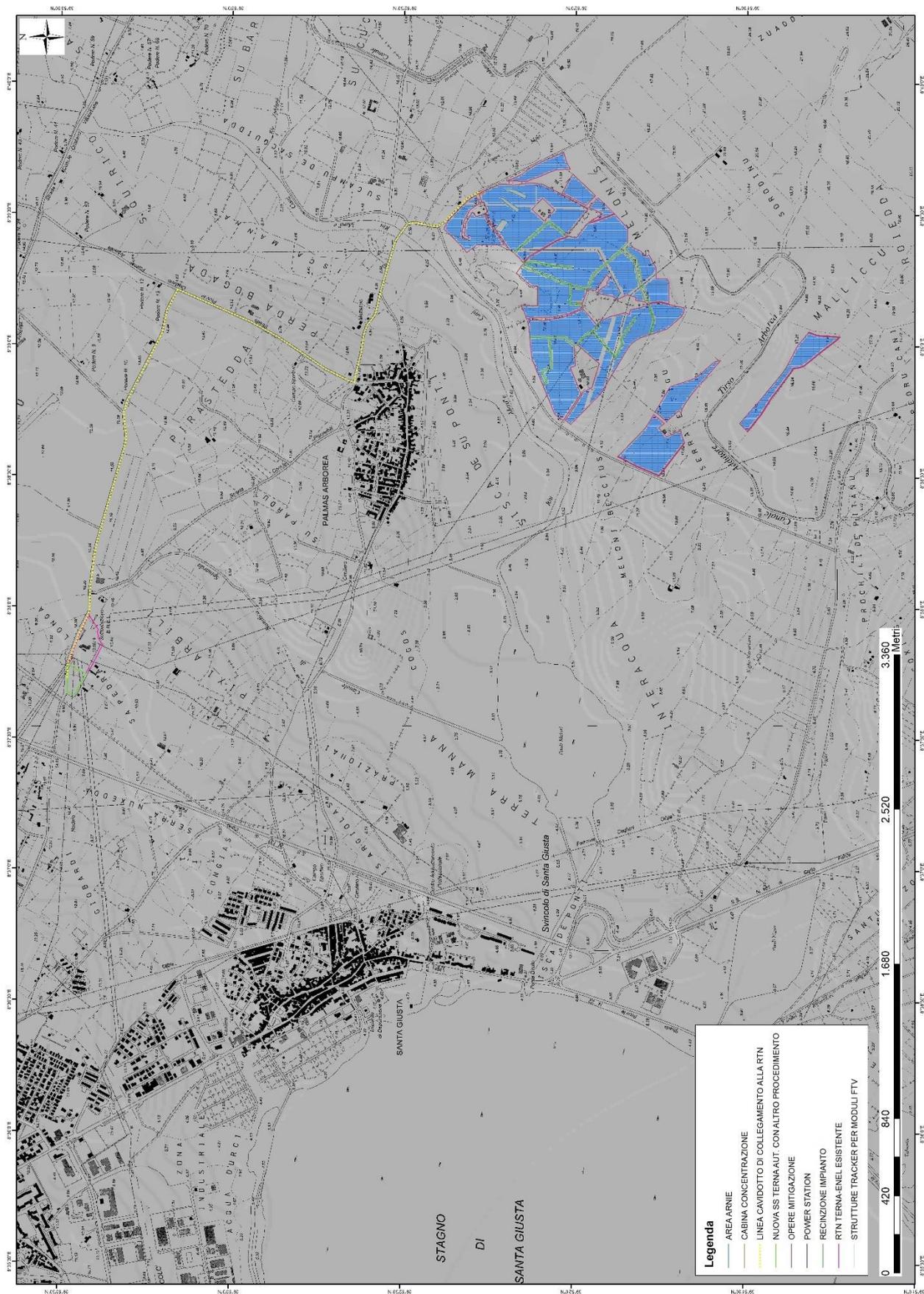


Figura 2-2 Inquadramento su ctr 1:10.000

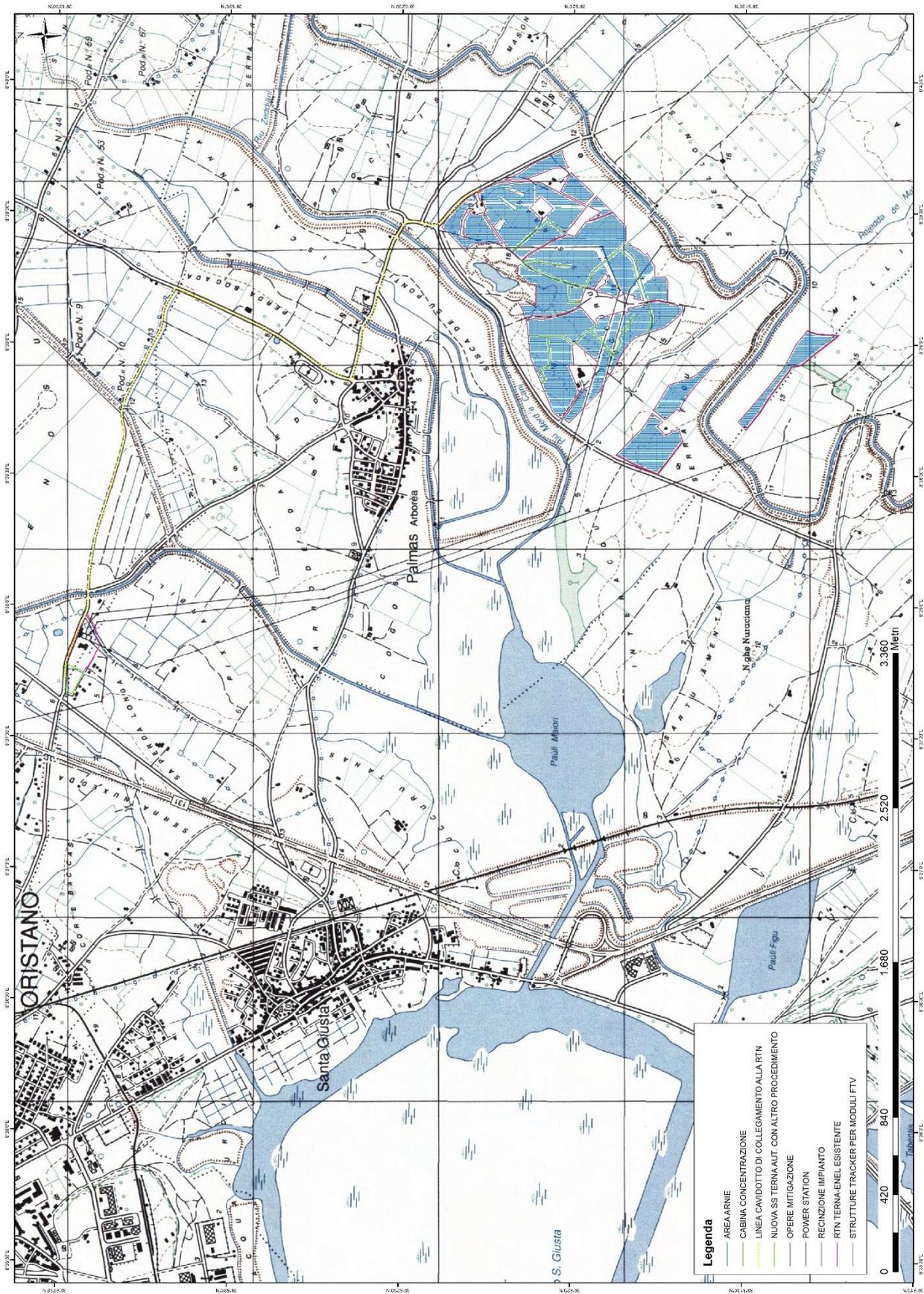


Figura 2-3 Inquadramento su IGM 1:25.000

3. Cenni caratteristiche di progetto

La realizzazione dell'impianto sarà eseguita mediante l'installazione di moduli fotovoltaici a terra installati su sistema ad inseguimento monoassiale che raggiunge +/- 55°G di inclinazione rispetto al piano di calpestio sfruttando interamente un rapporto di copertura non superiore al 15.56% della superficie totale. Il fissaggio della struttura di sostegno dei moduli al terreno avverrà a mezzo di un sistema di fissaggio del tipo a infissione con battipalo nel terreno e quindi amovibile in maniera tale da non degradare, modificare o compromettere in qualunque modo il terreno utilizzato per l'installazione e facilitarne lo smantellamento o l'ammodernamento in periodi successivi senza l'effettuazione di opere di demolizione scavi o riporti. Il movimento dei moduli avviene durante l'arco della giornata con piccolissime variazioni di posizione che ad una prima osservazione darà l'impressione che l'impianto risulti fermo.

L'impianto in progetto, del tipo ad inseguimento monoassiale (inseguitori di rotolamento), prevede l'installazione di strutture di supporto dei moduli fotovoltaici (realizzate in materiale metallico), disposte in direzione Nord-Sud su file parallele ed opportunamente spaziate tra loro (interasse di 6.00 m), per ridurre gli effetti degli ombreggiamenti.

Le strutture di supporto sono costituite fondamentalmente da tre componenti

- 1) I pali in acciaio zincato, direttamente infissi nel terreno;
- 2) La struttura porta moduli girevole, montata sulla testa dei pali, composta da profilati in alluminio, sulla quale viene posata una fila parallela di moduli fotovoltaici
- 3) L'inseguitore solare monoassiale, necessario per la rotazione della struttura porta moduli.

moduli.

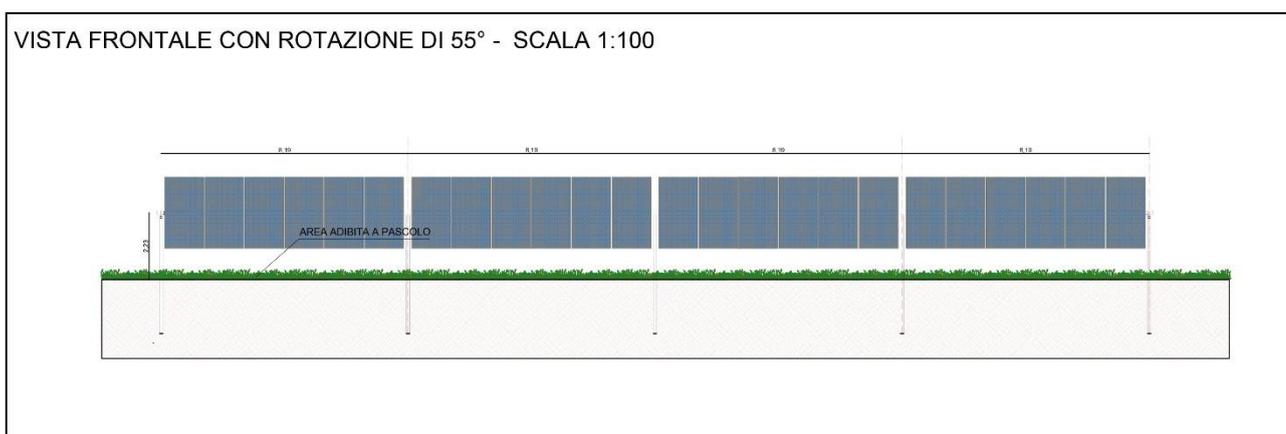


Figura 3-1 Vista frontale moduli FTV con rotazione di 55°

L'inseguitore è costituito essenzialmente da un motore elettrico che tramite un'asta collegata al profilato centrale della struttura di supporto, permette di ruotare la struttura durante la giornata, posizionando i pannelli nella perfetta angolazione per minimizzare la deviazione

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

DETTAGLIO SEZIONE LONGITUDINALE STRUTTURA - SCALA 1:100

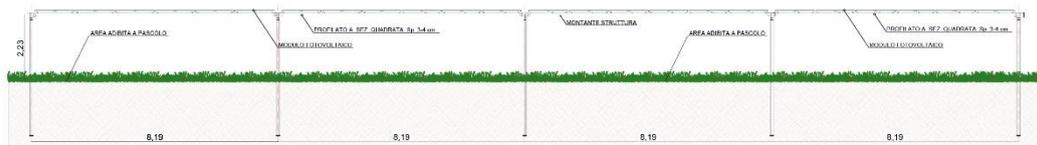


Figura 3-2 Dettaglio sezione longitudinale struttura

VISTA LATERALE CON ROTAZIONE DI 55° - SCALA 1:100

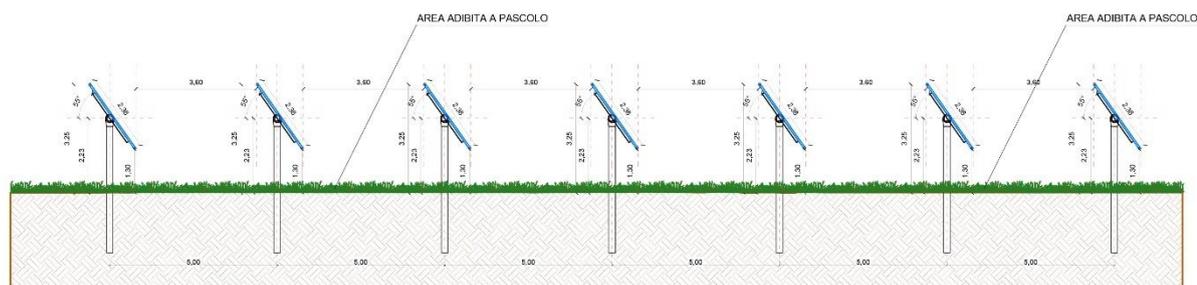
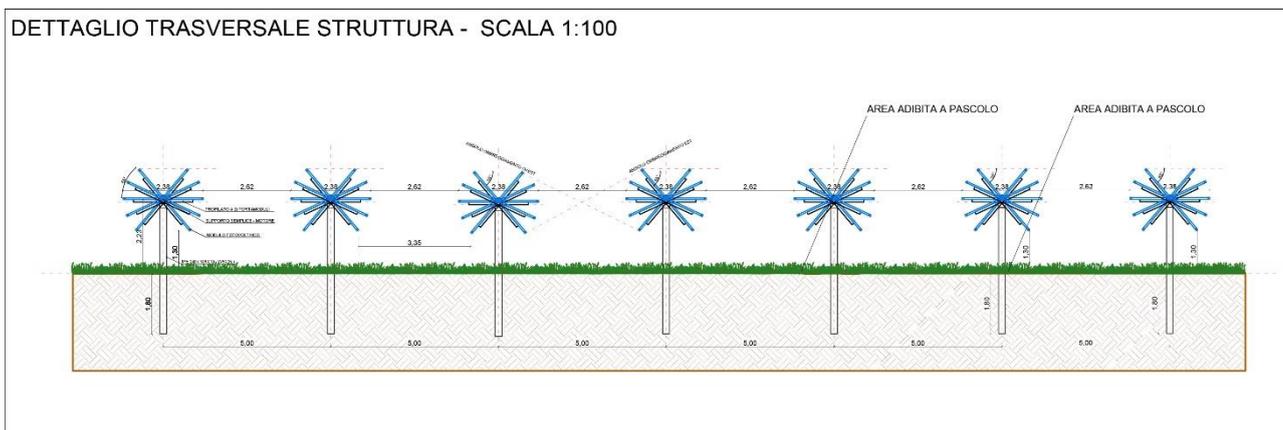


Figura 3-3 Vista laterale strutture con rotazione di 55°

L'altezza dei pali di sostegno è stata fissata in modo tale che lo spazio libero tra il piano campagna ed i moduli, alla massima inclinazione, sia superiore a 1,30 m, per agevolare la fruizione del suolo per le attività agricole. Di conseguenza, l'altezza massima raggiunta dai moduli è di 3.25 m.

DETTAGLIO TRASVERSALE STRUTTURA - SCALA 1:100



Dettaglio Trasversale struttura

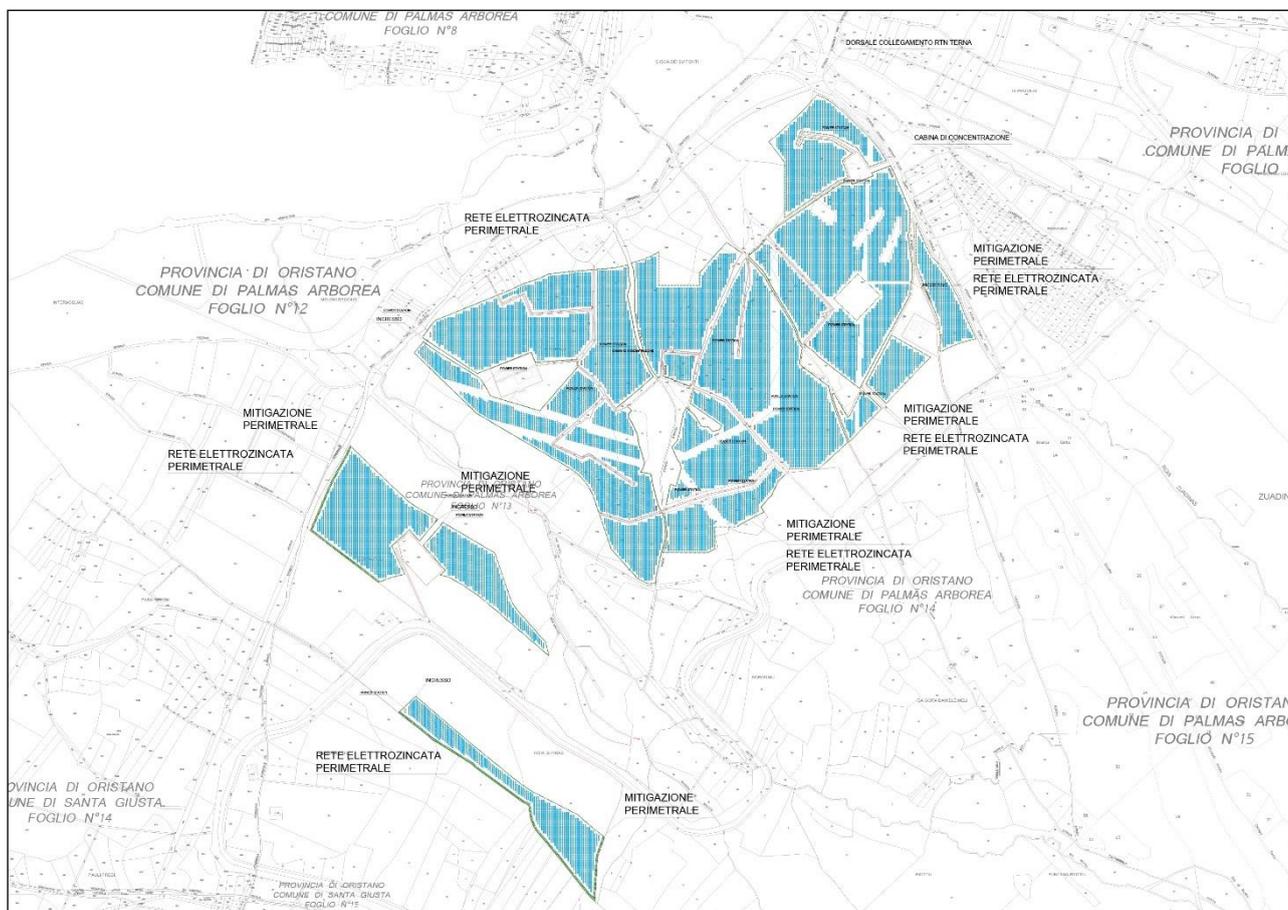


Figura 3-4 Layout impianto

La larghezza in sezione delle strade è variabile da 4 a 5 m; pertanto, i mezzi utilizzati nelle fasi di cantiere e di manutenzione e in fase di sfruttamento agricolo del fondo potranno operare senza alcuna difficoltà.

SEZIONE TRASVERSALE SCALA 1:50

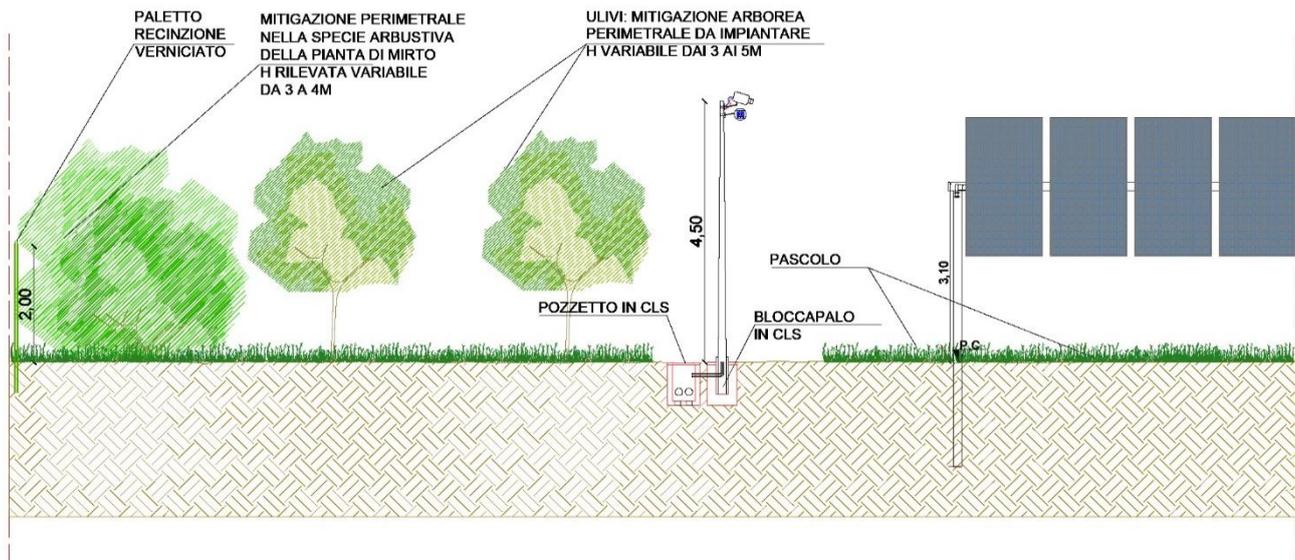


Figura 3-5 Dettaglio recinzione e mitigazione perimetrale

La tipologia di struttura prescelta, considerata la distanza tra le strutture gli ingombri e l'altezza del montante principale si presta ad una perfetta integrazione impianto tra impianto agro-fotovoltaico ed attività agricole.

Come precedentemente illustrato nei paragrafi precedenti, l'impianto agro-fotovoltaico è stato progettato, con lo scopo di garantire lo svolgimento di attività di coltivazione agricola identificando anche a mezzo di contributi specialistici di un Dottore Agronomo quali coltivazioni effettuare nell'area di impianto e quali accorgimenti progettuali adottare, al fine di consentire la coltivazione con mezzi meccanici, il tutto meglio specificato nella Relazione Agronomica in allegato.

Per rendere i terreni in cui è prevista la realizzazione dell'impianto agro-fotovoltaico idonei alla coltivazione, prima dell'inizio delle attività di installazione delle strutture di sostegno si eseguirà un livellamento mediante livellatrice.

Non è necessario effettuare altre operazioni preparatorie per l'attività di coltivazione agricola, come ad esempio scasso a media profondità (0,60-0,70 m) mediante ripper e concimazione di fondo, ad esclusione dell'area interessata dalla realizzazione della fascia arborea in quanto i terreni si prestano alle coltivazioni e presentano un discreto contenuto di sostanza organica.

Le attività di coltivazione delle superfici con l'impianto agro-fotovoltaico in esercizio includono anche le attività riguardanti la fascia arborea perimetrale, nella quale saranno impiantati piante di olivo. Si è ritenuto opportuno orientarsi verso colture ad elevato grado di meccanizzazione o del tutto meccanizzate, considerata l'estensione dell'area.

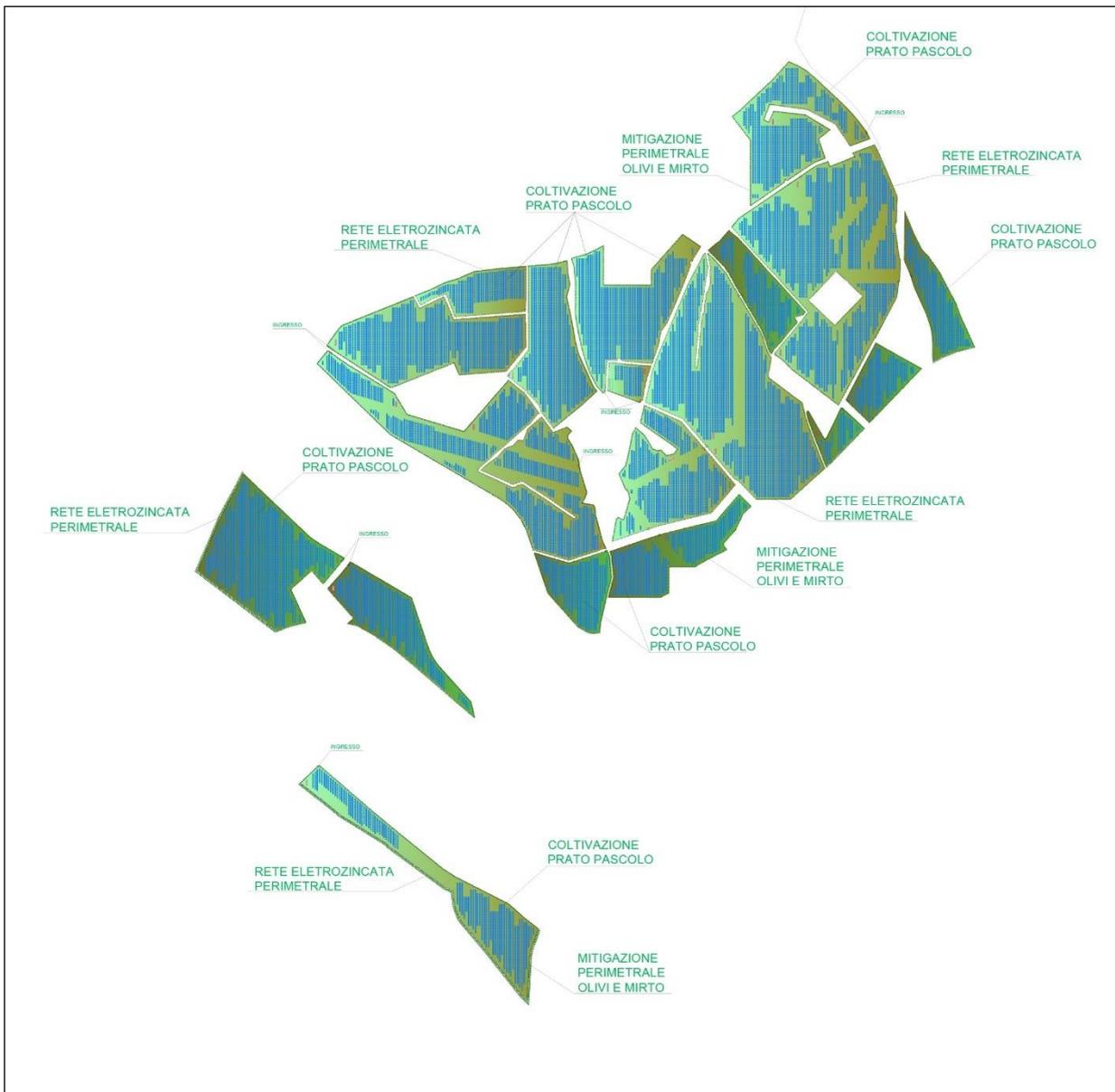


Figura 3-6 Layout delle coltivazioni

4. Modellazione Geologica

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche

4.1 Inquadramento Geologico

La Sardegna è divisa in tre grossi complessi geologici, che affiorano distintamente in tutta la regione per estensioni circa equivalenti: il basamento metamorfico ercinico, il complesso magmatico tardo-paleozoico e le successioni vulcano-sedimentarie tardo-paleozoiche, mesozoiche e cenozoiche.

La formazione della Sardegna (superficie di 24.098 km²) è strettamente legata ai movimenti compressivi tra Africa ed Europa. Questi due blocchi continentali si sono ripetutamente avvicinati, scontrati e allontanati negli ultimi 400 milioni di anni.

L'isola rappresenta una microplacca continentale con uno spessore crostale variabile dai 25 ai 35 km ed una litosfera spessa circa 80 km. Essa è posta tra due bacini con una struttura crostale di tipo oceanico (Bacino Ligure-Provenzale che cominciò ad aprirsi circa 30 Ma e Bacino Tirrenico) caratterizzati da uno spessore crostale inferiore ai 10 km.

L'attuale posizione del blocco sardo-corso è frutto di una serie di progressivi movimenti di deriva e rotazione connessi alla progressiva subduzione di crosta oceanica chiamata Oceano Tetide al di sotto dell' Europa.

La storia collisionale Varisca ha prodotto tre differenti zone distinte dal punto di vista strutturale:

- **“Zona a falde Esterne”** a foreland “thrusts-and-folds” belt formata da rocce metasedimentarie con età variabile da Ediacarian superiore (550Ma) a Carbonifero inferiore

(340Ma) che affiora nella zona sud occidentale dell'isola. Il metamorfismo è di grado molto basso Anchimetamorfismo al limite con la diagenesi.

- **“Zona a falde Interne”** un settore della Sardegna centrale con vergenza sud ovest costituito da metamorfiti paleozoiche in facies scisti verdi di origine sedimentaria e da una suite vulcanica di età ordoviciana anch'essa metamorfosata in condizioni di basso grado

- **“Zona Assiale”** (Northern Sardinia and Southern Corsica) caratterizzata da rocce metamorfiche di medio e alto grado con migmatiti e grandi intrusioni granitiche tardo varisiche (320- 280Ma).

A partire dal Miocene Superiore e fino al Pliocene-Pleistocene, buona parte dell'Isola è stata interessata da una nuova importate fase distensiva. Sono legate ad essa estese manifestazioni vulcaniche prevalentemente basiche ad affinità alcalina, transizionale e tholeitica, da riferire all'estensione litosferica che origina l'apertura del tirreno centro meridionale. In Sardegna la maggiore struttura legata a questa tettonica distensiva è rappresentata da un semigraben orientato NW-SE (*Fossa del Campidano*) struttura geologica e geomorfologica entro la quale è compresa l'opera di progetto.

La subsidenza all'interno della fossa fu attiva per un lungo periodo, cosicché il mare miocenico vi penetrò, come testimoniano i numerosi affioramenti di sedimenti marini miocenici nel Meilogu-Logudoro a nord e lungo i bordi della fossa campidanese nel centro- sud, nella Marmilla, nella Trexenta ad est e di Funtanazza e del Cixerri ad ovest.

Le indagini di superficie e le numerose perforazioni profonde eseguite in Campidano hanno permesso di ricostruire la serie miocenica nel settore centrale della “fossa sarda”. Essa presenta spessore di circa 1500 m, di cui circa 300-400 m di ambiente continentale ed il restante di ambiente marino. In funzione della posizione rispetto all'evoluzione della fossa stessa, i terreni che in essa si rinvencono sono stati suddivisi in depositi pre-rift, syn-rift e post-rift, (Cherchi e Montardet, 1982, 1984).

Nel Campidano la continua subsidenza e la mancanza di pendenze adeguate, ha localmente consentito il permanere di vaste zone depresse, come per esempio lo stagno di Sanluri e l'anello “lacustre” attorno al Golfo di Oristano e quello attorno a quello di Cagliari. In tempi geologici più recenti, e soprattutto durante le glaciazioni, l'erosione ha poi continuato il modellamento della regione ed ha portato gradualmente all'attuale configurazione morfologica dell'area, caratterizzata da una vasta pianura delimitata da pilastri tettonici di varia natura litologica ed età. In questo periodo sono stati depositi lungo i corsi d'acqua principali coltri alluvionali e si sono formati depositi di pendio ed eluvio-colluviali che ricoprono e raccordano i versanti delle colline e dei massicci vulcanici con l'attigua zona pianeggiante.

Il territorio comunale di Palmas Arborea, geologicamente di età molto recente, può essere suddiviso in due domini geologici distinti:

- il dominio appartenente all'edificio vulcanico del Monte Arci
- il dominio appartenente alla pianura del Campidano.

Il primo dominio, costituito dalla parte settentrionale del versante occidentale del Monte Arci, non comprende in affioramento tutti i termini, sedimentari e vulcanici, presenti nel massiccio, ma solo i prodotti del vulcanismo plio-pleistocenico.

I prodotti vulcano- sedimentari oligo-miocenici, costituiscono presumibilmente il substrato delle vulcaniti plio-pleistoceniche. Sulle vulcaniti si rinvengono inoltre sottili coltri detritiche recenti ed attuali. Il secondo dominio, costituito dal tratto di Campidano che si sviluppa dalle pendici dell'Archi fino quasi allo Stagno di Santa Giusta, rispecchia fedelmente i caratteri geologici della pianura campidanese, una vasta superficie sub-pianeggiante o dolcemente ondulata modellata su potenti depositi detritici plio-quadernari di varia origine e raccordata con i versanti del massiccio dell'Archi dai depositi di conoide.



Figura 4-1 Stralcio carta geologica CARG 1:50.000 - Foglio Oristano

Nello specifico, le litologie interessate dal progetto sono le seguenti:

h1r_ Depositi antropici. Materiali di riporto e aree bonificate_OLOCENE

bb – Depositi alluvionali. Sabbie con subordinati limi e argille_OLOCENE

PVM2a_ Litofacies del subsistema di Portoscuso (SINTEMA DI PORTOVESME). Ghiaie alluvionali e terrazze da medie a grossolane, con subordinate sabbie. PLEISTOCENE SUP
Dall'archivio nazionale delle indagini del sottosuolo si è potuto attingere alla scheda di perforazione (num. 197148) di un sondaggio effettuato in prossimità dell'area interessata dal progetto in questione.

La stratigrafia riportata mostra una tipica successione deposizionale di ambiente alluvionale con l'alternanza di strati argillosi, sabbiosi e ciottolosi.

 		Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale			
Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)					
Dati generali		Ubicazione indicativa dell'area d'indagine			
<p> Codice: 197148 Regione: SARDEGNA Provincia: ORISTANO Comune: PALMAS ARBOREA Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 100,00 Quota pc slm (m): ND Anno realizzazione: 1990 Numero diametri: 3 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): ND Portata esercizio (l/s): 10,000 Numero falde: 3 Numero filtri: 0 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): SI Numero strati: 10 Longitudine WGS84 (dd): 8,664025 Latitudine WGS84 (dd): 39,862061 Longitudine WGS84 (dms): 8° 39' 50.50" E Latitudine WGS84 (dms): 39° 51' 43.42" N </p> <p>(*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia</p>					
DIAMETRI PERFORAZIONE					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)	
1	0,00	20,00	20,00	530	
2	20,00	60,00	40,00	420	
3	60,00	100,00	40,00	380	
FALDE ACQUIFERE					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)		
1	12,00	18,00	6,00		
2	61,00	65,00	4,00		
3	90,00	92,00	2,00		
MISURE PIEZOMETRICHE					
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)	
nov/1990	11,00	12,00	1,00	10,000	
STRATIGRAFIA					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	0,20	0,20		TERRENO LIMOSO SABBIOSO
2	0,20	9,00	8,80		ARGILLA DEBOLMENTE ARENACEA
3	9,00	12,00	3,00		MICROCONGLOMERATO
4	12,00	18,00	6,00		SABBIONE
5	18,00	61,00	43,00		ARGILLA DEBOLMENTE ARENACEA
6	61,00	64,00	3,00		MICROCONGLOMERATO
7	64,00	90,00	26,00		ARGILLA
8	90,00	91,00	1,00		INTERCALAZIONE SABBIOSO MICROCONGLOMERATICA
9	91,00	97,00	6,00		ARGILLA COMPATTA
10	97,00	100,00	3,00		MICROCONGLOMERATO COMPATTO

Figura 4-3 Scheda sondaggio ISPRA_cod.197148

4.1.1 Tettonica e caratteristiche geostrutturali

L'area vasta è stata interessata da varie fasi tettoniche che sono riconducibili essenzialmente al cosiddetto ciclo orogenetico Alpino. Le diverse fenomenologie tettoniche si sono evidenziate per mezzo di periodi alternati nei quali predominavano talora le componenti distensive (faglie dirette), talora quelle compressive (faglie inverse)

Alla macroscala nel rilievo vulcanico, in particolare, si individuano almeno tre direzioni tettoniche principali, ossia NNW-SSE (direzione campidanese), N-S e NNE-SSW, rispetto alle quali concordano la direzione dei dicchi alimentatori delle colate tardo-pleioceniche; si tratta di associazioni di fratture e faglie distensive, a presumibile andamento crostale, che mettono in evidenza il carattere prevalentemente fissurale del vulcanismo tardo-pleiocenico del Monte Arci (Assorgia et al., 1976).

Alla meso e micro-scala, non sono visibili lineazioni e/o caratteri geostrutturali significativi all'area di progetto, i quali se presenti, sono stati oblitterati dai depositi alluvionali pleistocenici.

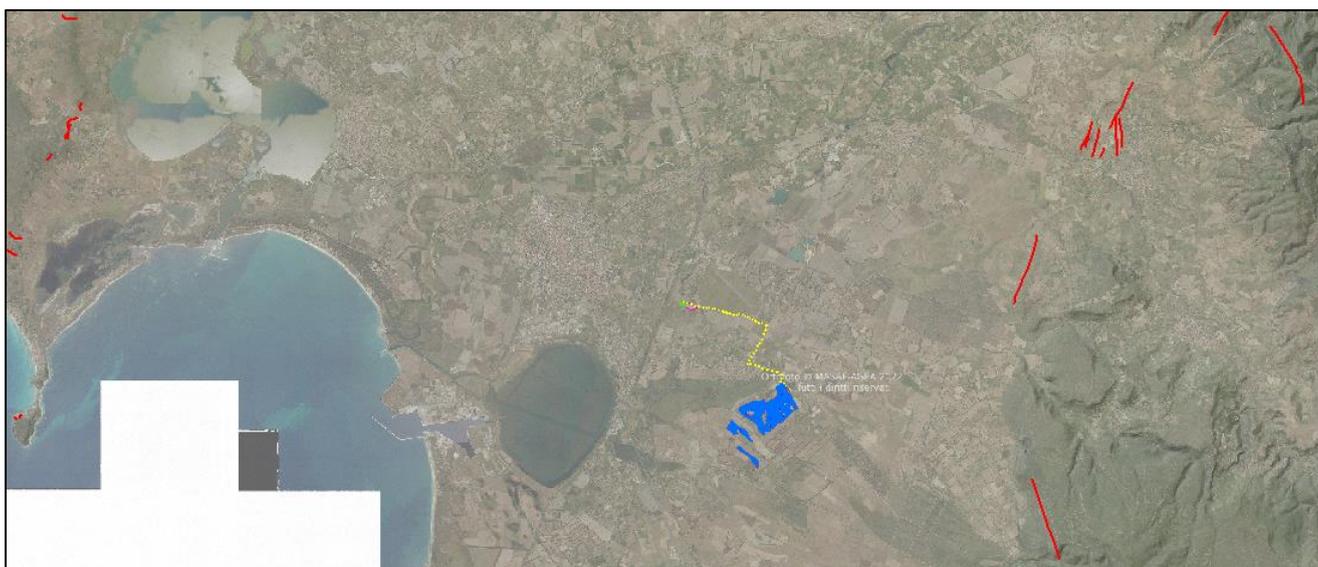


Figura 4-4 Principali lineamenti tettonici dell'area vasta

4.2 Inquadramento Geomorfologico

Il territorio di Palmas, per quanto arealmente poco esteso, presenta una considerevole variabilità di forme e processi morfogenetici, che caratterizzano certi settori, creando dei paesaggi morfologici assai vari.

Il territorio può essere suddiviso in tre unità geomorfologiche differenti sulla base del tipo di pendenza presente.

Analizzando infatti l'andamento dell'acclività si possono distinguere tre settori diversi, che coincidono con i tre domini morfologici identificati, ognuno dei quali mostra un andamento delle pendenze tipico. L'area ricadente nell'unità geomorfologica dell'Archi mostra in genere pendenze comprese tra il 20% ed il 35% nella parte basale del versante, e pendenze superiori al 35% e spesso anche al 50%, nella parte media e sommitale dello stesso.

La fascia pedemontana è invece caratterizzata da pendenze più dolci, sempre inferiori al 20%, mediamente intorno al 10%, che decrescono con regolarità, man mano che si procede verso ovest. Nella terza unità geomorfologica, quella ricadente nella pianura campidanese e in cui è inserito il progetto, le pendenze si riducono ulteriormente e sono generalmente comprese tra il 5% e 2%, con vasti tratti di pianura che raggiungono anche valori di pendenza inferiori al 2%.

Questa differenza nell'andamento delle pendenze è legata essenzialmente ai caratteri litologici dei diversi ambiti territoriali ed alla loro genesi, così come risulta significativo il ruolo delle strutture tettoniche, in prevalenza faglie dirette, nel modellamento del territorio.

La morfologia di quest'area si può dunque affermare che è pressoché recente poiché legata ai movimenti tettonici pleistocenici della Fossa del Campidano.

1.3 Geomorfologia dell'area significativa al progetto

L'area geomorfologicamente significativa è quell'area all'interno della quale gli agenti morfodinamici vanno ad interessare indirettamente o direttamente l'opera oggetto di studio.

L'area interessata dal progetto è compresa all'interno della terza unità geomorfologica caratterizzata da pendenze di circa 2 %, pertanto da vasti tratti di pianura. È inserita in una zona di transizione tra l'ambiente litorale e continentale pertanto una fascia di territorio che è stata influenzata pienamente dalle fasi marine trasgressive e regressive. In relazione a tali dinamiche si rinvengono in questo settore differenze in termini sedimentologici dei depositi determinati dall'azione erosiva e deposizionale delle dinamiche fluviali e variazioni del livello

del mare. Si può affermare che i processi morfologicamente più attivi in quest'area sono riconducibili a quelli di tipo fluviale e di tipo antropico.

4.3 Inquadramento Idrogeologico

4.3.1 Idrografia superficiale

Secondo la classificazione dei bacini sardi riportata nel Piano di Assetto Idrogeologico, l'area oggetto di studio, facente parte del Comune di Palmas Arborea è inclusa nel Sub – Bacino n°2 Tirso.

Il Tirso, principale fiume della Sardegna, nasce circa una decina di chilometri ad est di Buddusò, dalla dorsale posta a circa 900 m di altitudine compresa tra i monti Madras d'Ingannu e sa Ianna Bassa. Presenta un corso con andamento prevalente da NE verso SW. Nel complesso, pertanto, il Tirso attraversa per gran parte del suo sviluppo un'ampia fascia della Sardegna centrale caratterizzata da bassi rilievi montuosi e altopiani impostati sul basamento cristallino o su sovrastanti lave terziarie. All'interno di tali strutture sono presenti alcune conche a minore acclività, in cui vi sono limitate porzioni di territorio sub-pianeggianti che possono essere allargate, permettendo al Tirso di assumere una conformazione moderatamente più matura dal punto di vista geomorfologico.

La pendenza dell'asta fluviale è di circa lo 0,4% nel tratto a monte della conca di Ottana, ove scende allo 0,2%, risale allo 0,4 %, risale allo 0,3% nella zona di Fordongianus, tra il lago Omodeo e la "dighetta" di Santa Vittoria, riscende sotto lo 0,1% nella piana costiera.

Nello specifico gli elementi idrici più significativi sono il Riu Arriottu, il Riu Merd'e Cani, Riu S'acqua Mala ed il Canale adduttore Tirso Arborea.

4.3.2 Idrografia sotterranea

In base alle caratteristiche litologiche strutturali e morfologiche, vengono individuate le unità idrogeologiche presenti nell'area vasta con descrizione qualitativa della permeabilità:

- ***Unità Detritico-Carbonatica quaternaria***

Sabbie marine di spiaggia e dunari, arenarie eoliche, sabbie derivanti dall'arenizzazione dei graniti.

Permeabilità alta per porosità e, nelle facies carbonatiche, anche per fessurazione

- ***Unità delle alluvioni Plio quaternarie***

Depositi alluvionali conglomeratici, arenacei, argillosi; depositi lacustropalustri, discariche minerarie

Permeabilità per porosità complessiva medio-bassa; localmente medio-alta nei livelli a matrice più grossolana

- **Unità delle Vulcaniti Plio Quaternarie**

Basalti, basaniti, trachibasalti, hawaiiiti, andesiti basaltiche, trachiti, fonoliti e tefriti

Permeabilità complessiva per fessurazione da medio bassa a bassa; localmente, in corrispondenza di facies fessurate, vescicolari e cavernose, permeabilità per fessurazione e subordinata mente per porosità medioalta

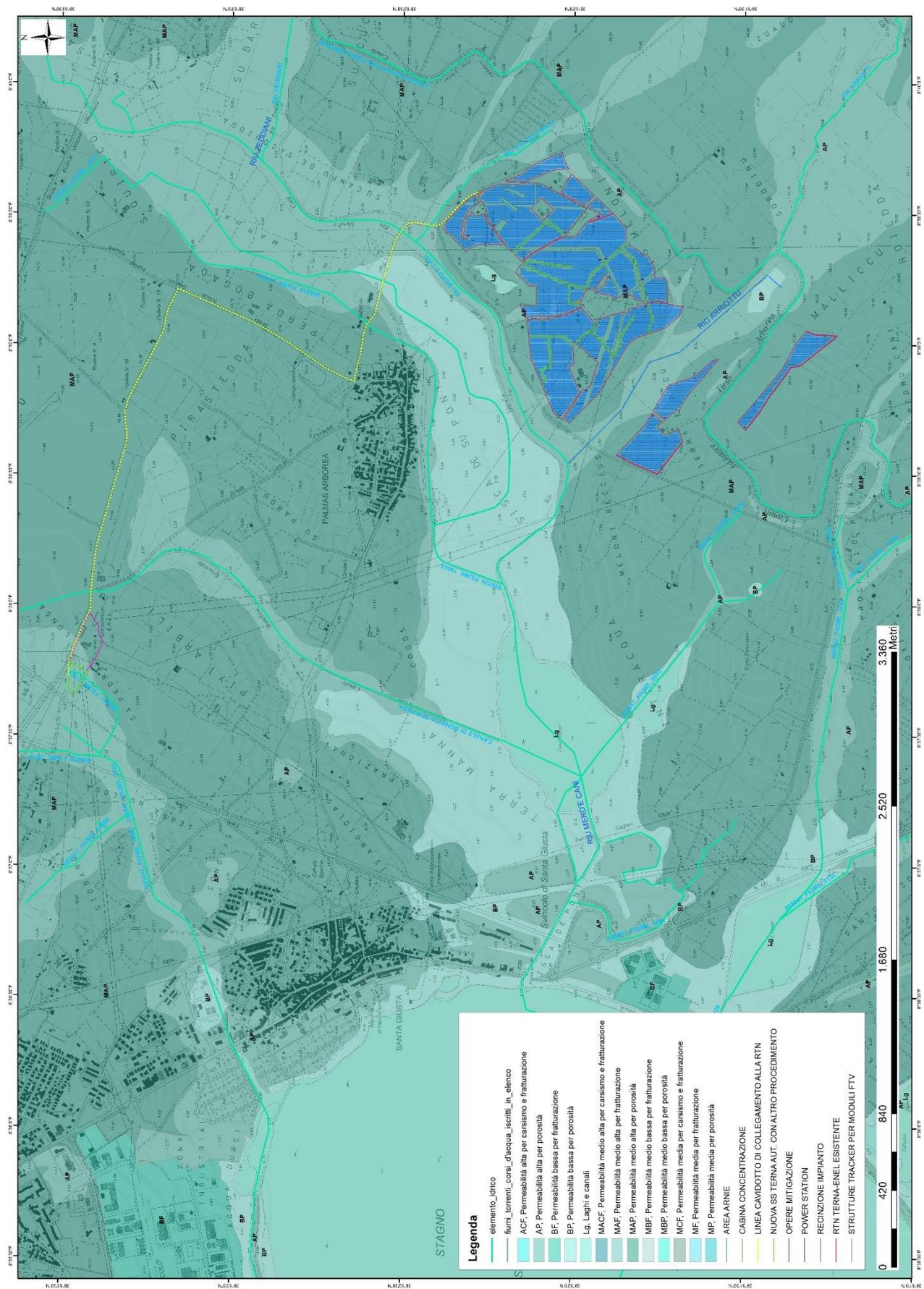
L'area di progetto interessa totalmente l'unità Plio quaternaria dei depositi alluvionali. Si evince inoltre, dalla carta delle permeabilità dei suoli e substrati resa disponibile dal geoportale RAS che, i depositi alluvionali presenti posseggono un tipo di permeabilità classificata come Medio Alta per porosità. Data l'eterogeneità granulometrica dei depositi in questione, tale parametro può variare localmente ed essere minore o maggiore in relazione alla quantità di materiale argilloso presente.

Dal sondaggio reso disponibile dall'Archivio Nazionale delle Indagini nel Sottosuolo - ISPRA sono resi noti, inoltre, i dati relativi alle falde acquifere e livelli piezometrici.

L'eterogeneità sedimentologica che caratterizza i depositi di tipo alluvionale, presenti come in questo caso sin ad elevate profondità, determina la presenza di un acquifero di tipo multifalda. L'alternanza di livelli a maggior componente argillosa favorisce la presenza di falde sospese. Nella scheda del sondaggio dell'ISPRA (pag.17) si apprende per l'appunto che sono state rinvenute 3 falde.

FALDE ACQUIFERE				
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	
1	12,00	18,00	6,00	
2	61,00	65,00	4,00	
3	90,00	92,00	2,00	

MISURE PIEZOMETRICHE				
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
nov/1990	11,00	12,00	1,00	10,000



- Legenda**
- elemento idrico
 - fiumi, torrenti, corsi d'acqua iscritti in elenco
 - ACF: Permeabilità alta per carsismo e fratturazione
 - AP: Permeabilità alta per porosità
 - BF: Permeabilità bassa per fratturazione
 - BP: Permeabilità bassa per porosità
 - Lg: Laghi e canali
 - MACF: Permeabilità medio alta per carsismo e fratturazione
 - MAF: Permeabilità medio alta per fratturazione
 - MAP: Permeabilità medio alta per porosità
 - MBF: Permeabilità medio bassa per fratturazione
 - MBP: Permeabilità medio bassa per porosità
 - MCF: Permeabilità media per carsismo e fratturazione
 - MF: Permeabilità media per fratturazione
 - MP: Permeabilità media per porosità
 - AREA ARBIE
 - CABINA CONCENTRAZIONE
 - LINEA CAVIDOTTO DI COLLEGAMENTO ALLA RTN
 - NUOVA SS TERNAUT. CON ALTRO PROCEDIMENTO
 - OPERE MITIGAZIONE
 - POWER STATION
 - RECINZIONE IMPIANTO
 - RTN TERNA-ENEL ESISTENTE
 - STRUTTURE TRACKER PER MODULI FV

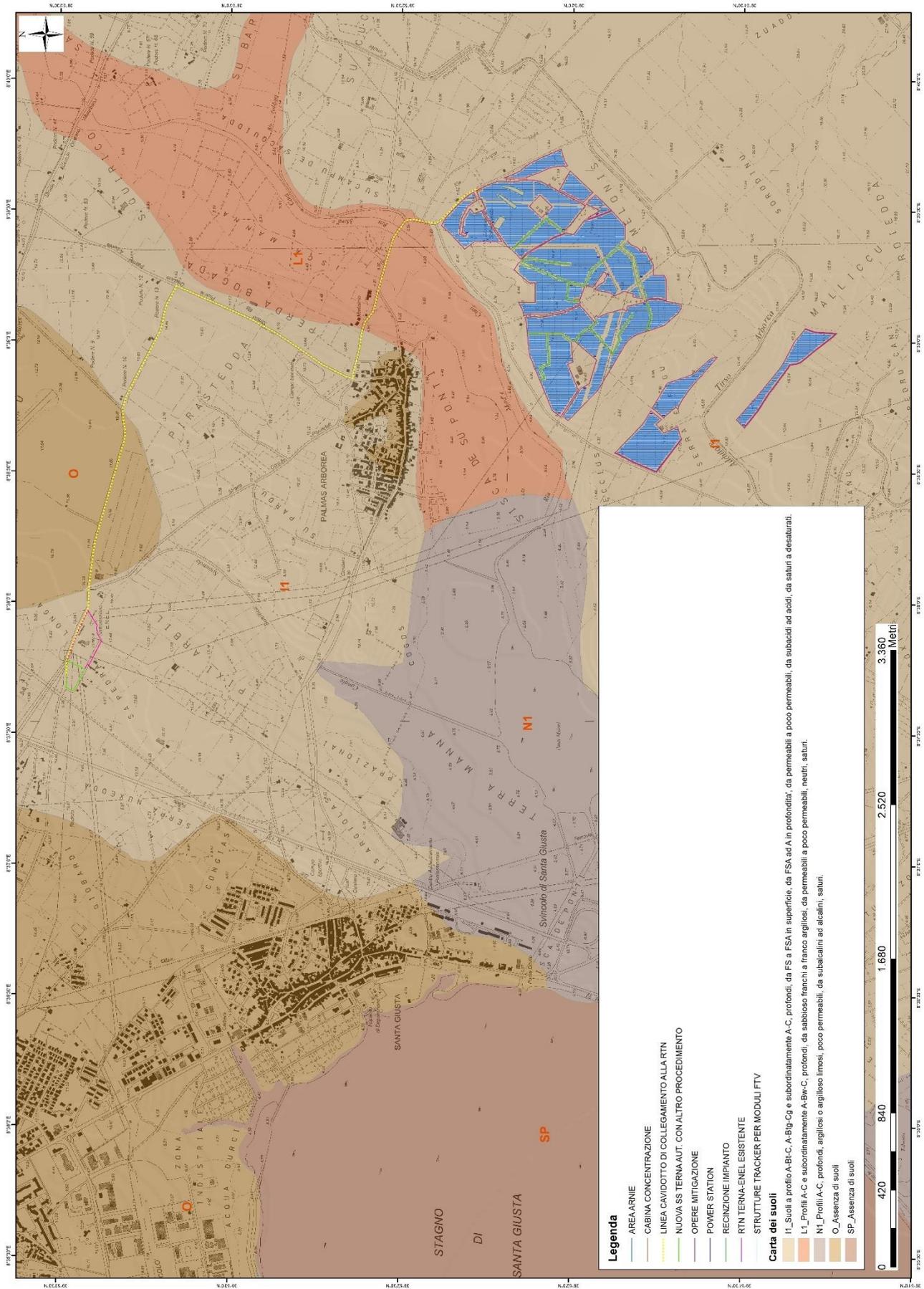
4.4 Inquadramento Pedologico

Le tipologie di suolo sono legate per genesi alle caratteristiche delle formazioni geolitologiche presenti e all'assetto idraulico di superficie nonché ai diversi aspetti morfologici, climatici e vegetazionali.

La carta, resa disponibile dal Geoportale Sardegna, è stata realizzata sulla base di grandi Unità di Paesaggio in relazione alla litologia e relative forme. Ciascuna unità è stata suddivisa in sottounità (unità cartografiche) comprendenti associazioni di suoli in funzione del grado di evoluzione o di degradazione, dell'uso attuale e futuro e della necessità di interventi specifici. Sono stati adottati due sistemi di classificazione: la Soil Taxonomy (Soil Survey Staff, 1988) e lo schema FAO (1989). Nel primo caso il livello di classificazione arriva al Sottogruppo. Per ciascuna unità cartografica pedologica vengono indicati il substrato, il tipo di suolo e paesaggio, i principali processi pedogenetici, le classi di capacità d'uso, i più importanti fenomeni di degradazione e l'uso futuro.

L'area di progetto interessa le sottounità I1

UNITA'	I1
SUBSTRATO	Alluvioni e su arenarie eoliche cementate del Pleistocene.
MORFOLOGIA	Aree da subpianeggianti a pianeggianti.
DESCRIZIONE	Suoli a profilo A-Bt-C, A-Btg-Cg e subordinatamente A-C, profondi, da FS a FSA in superficie, da FSA ad A in profondità, da permeabili a poco permeabili, da subacidi ad acidi, da saturi a desaturati.
TASSONOMIA	TYPIC, AQUIC, ULTIC PALEXERALFS, subordinatamente XEROFLUVENT, OCHRAQUALFS
CLASSI	III - IV
COPERTURA	Aree con prevalente utilizzazione agricola.
LIMITAZIONI	Eccesso di scheletro, drenaggio da lento a molto lento, moderato pericolo di erosione.



5. Vincoli Vigenti

5.1 PAI – Piano di Assetto Idrogeologico

Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (**PAI**) è stato redatto dalla Regione Sardegna ai sensi del comma 6 ter dell'art. 17 della Legge 18 maggio 1989 n. 183 e ss.mm.ii., adottato con Delibera della Giunta Regionale n. 2246 del 21 luglio 2003, reso esecutivo dal Decreto dell'Assessore dei Lavori Pubblici n. 3 del 21 febbraio 2005 e approvato con Decreto del Presidente della Regione del 10.07.2006 n. 67.

Ha valore di piano territoriale di settore e, in quanto dispone con finalità di salvaguardia di persone, beni, ed attività dai pericoli e dai rischi idrogeologici, prevale sui piani e programmi di settore di livello regionale (Art. 4 comma 4 delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI). Inoltre (art. 6 comma 2 lettera c delle NTA), "le previsioni del PAI [...] prevalgono: [...] su quelle degli altri strumenti regionali di settore con effetti sugli usi del territorio e delle risorse naturali, tra cui i [...] piani per le infrastrutture, il piano regionale di utilizzo delle aree del demanio marittimo per finalità turistico-ricreative.

Con la Deliberazione n. 15 del 22/1/2022, sono state approvate dall'Autorità di bacino le modifiche al testo coordinato delle NTA PAI..

Le vigenti Norme di Attuazione del P.A.I., recitano, all'art. 8, comma 2, che i Comuni, "con le procedure delle varianti al PAI, assumono e valutano le indicazioni di appositi studi comunali di assetto idrogeologico concernenti la pericolosità e il rischio idraulico, in riferimento ai soli elementi idrici appartenenti al reticolo idrografico regionale, e la pericolosità e il rischio da frana, riferiti a tutto il territorio comunale o a rilevanti parti di esso"

Ai sensi degli artt. 8 e 37 delle Norme di Attuazione – Deliberazione. N. 6 DEL 11.12.201, il comitato istituzionale ha adottato in via definitiva, ai sensi dell'art. 31 della L.R. 19/2006, in conformità all'art. 37, comma 3 – lett. b, delle Norme di Attuazione del P.A.I., la variante al PAI, così come proposta dall'Amministrazione Comunale di **Palmas Arborea**, relativa alle aree a pericolosità e rischio idraulico e da frana dell'intero territorio comunale.

L'area dove sorgerà l'impianto agrivoltaico **non risulta essere interessata** da dalle perimetrazioni del **PAI**.

5.2 Articolo 30 ter. delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI.

Con la Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 3 del 30.07.2015 per le finalità di applicazione delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI e delle relative Direttive, è stato identificato quale reticolo idrografico di riferimento per l'intero territorio regionale l'insieme degli elementi idrici contenuti nell'ultimo aggiornamento dello strato informativo 04_ELEMENTO_IDRICO.shp del DBGT_10k_Versione 0.1 (Data Base Geo Topografico 1:10.000), da integrare con gli ulteriori elementi idrici eventualmente rappresentati nella cartografia dell'Istituto Geografico Militare (IGM), Carta topografica d'Italia - serie 25V edita per la Sardegna dal 1958 al 1965.

Con l'introduzione nelle N.A. del P.A.I. dell'art. 30 ter "Identificazione e disciplina delle aree di pericolosità quale misura di prima salvaguardia", viene introdotta la norma di prima salvaguardia relativa a fasce di ampiezza variabile in funzione della gerarchizzazione del reticolo idrografico secondo Horton-Strahler (1952), la cui rappresentazione viene resa disponibile, con la sola funzione ricognitiva, sul sito istituzionale dell'Autorità di bacino.

Si riporta il citato articolo 30 ter, comma 1:

Per i singoli tratti dei corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico dell'intero territorio regionale di cui all'articolo 30 quater, per i quali non siano state ancora determinate le aree di pericolosità idraulica, con esclusione dei tratti le cui aree di esondazione sono state determinate con il solo criterio geomorfologico di cui all'articolo 30 bis, quale misura di prima salvaguardia finalizzata alla tutela della pubblica incolumità, è istituita una fascia su entrambi i lati a partire dall'asse, di profondità L variabile in funzione dell'ordine gerarchico del singolo tratto:

ordine gerarchico (numero di Horton- Strahler)	profondità L (metri)
1	10
2	25
3	50
4	75
5	100
6	150
7	250
8	400

La progettazione del layout di progetto è stata effettuata nel rispetto delle fasce di salvaguardia dell'art. 30 ter delle NTA PAI. Per dettagli consultare l'elaborato REL_SP_CIDRA.

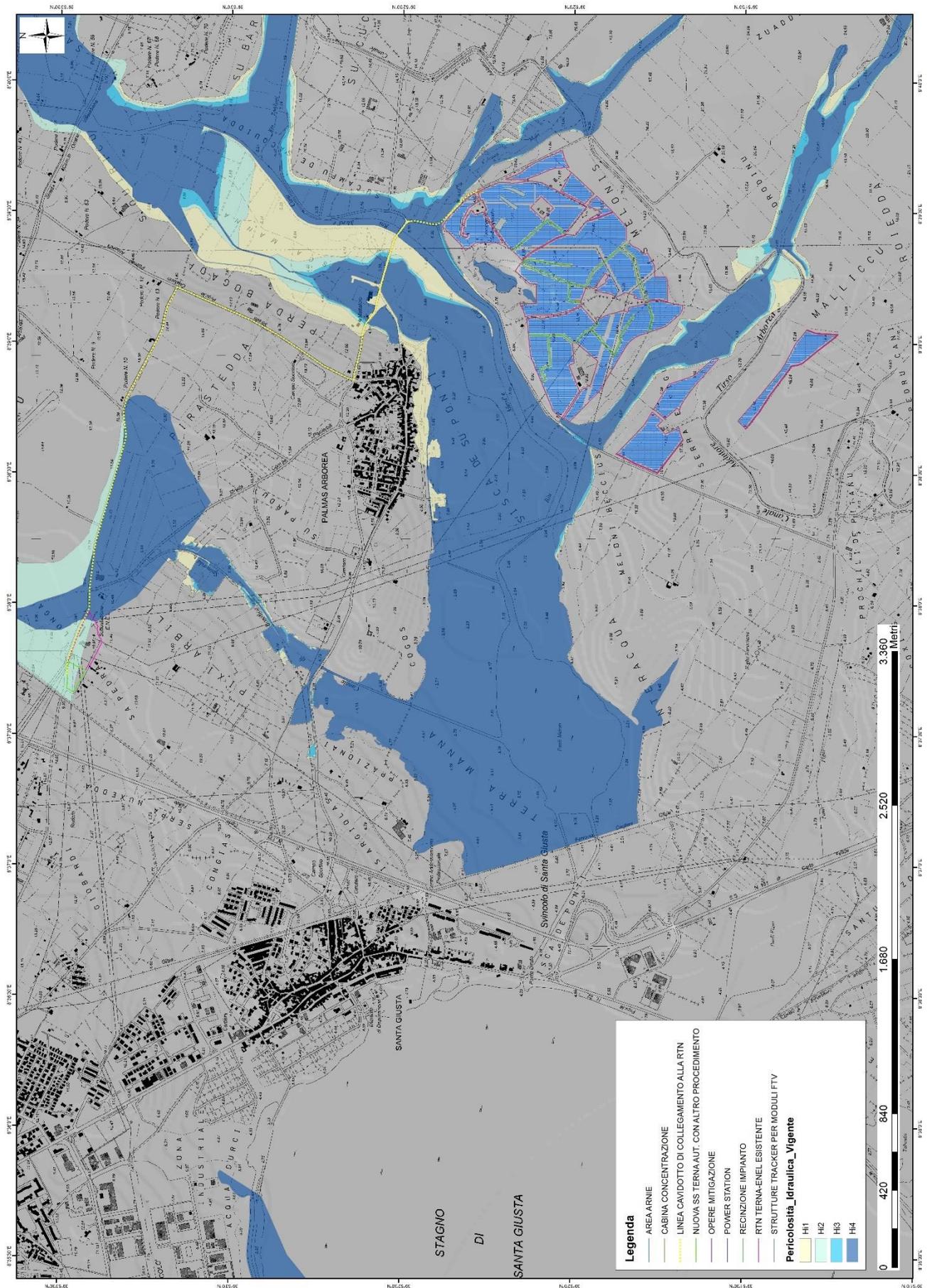


Figura 5-1 Pericolosità idraulica vigente

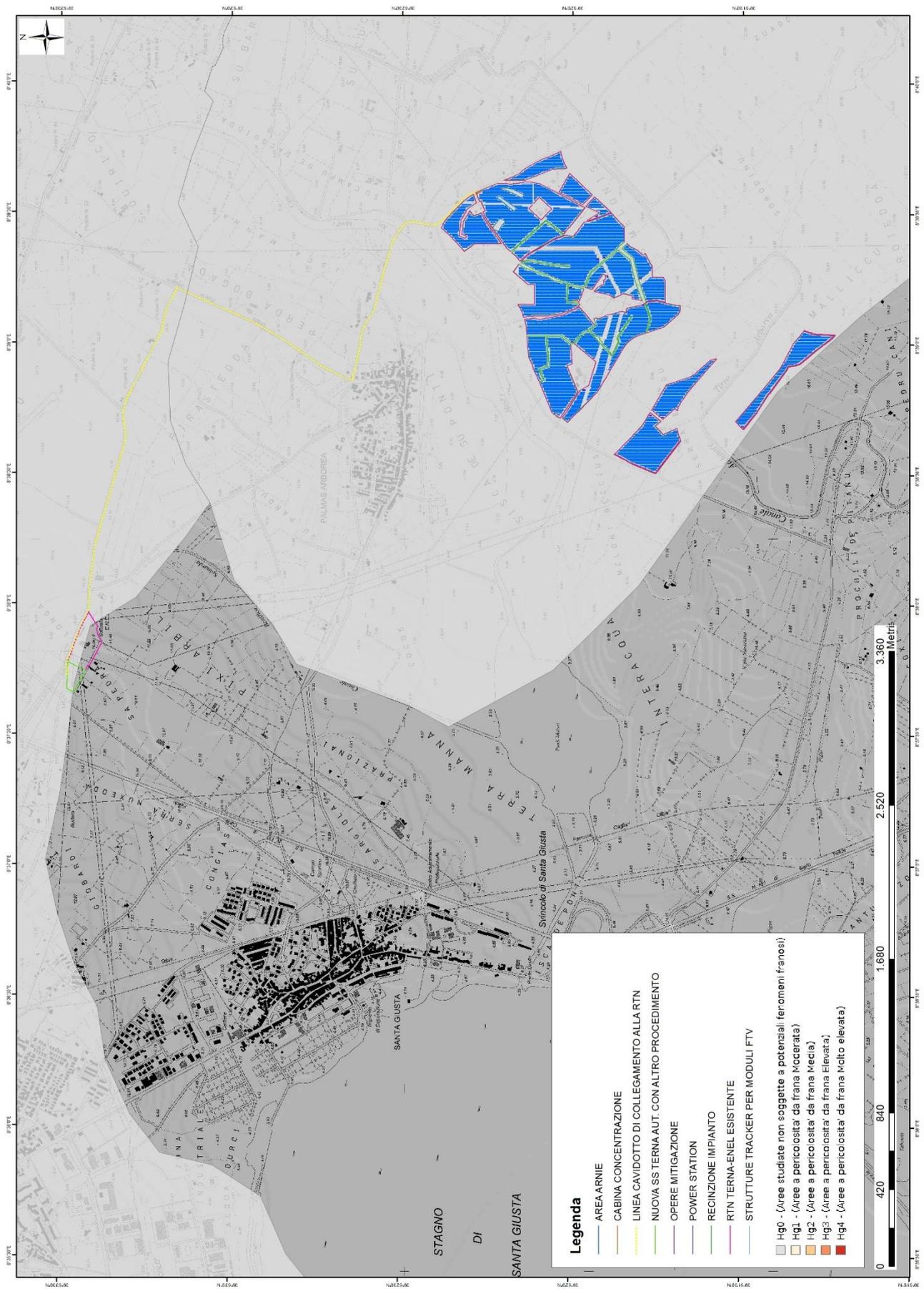


Figura 5-2 Pericolosità geomorfologica vigente

5.3 PGRA – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni

Il PGRA, è redatto ai sensi della direttiva 2007/60/CE e del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (di seguito denominato D.lgs. 49/2010) ed è finalizzato alla gestione del rischio di alluvioni nel territorio della regione Sardegna.

L'obiettivo generale del PGRA è la riduzione delle conseguenze negative derivanti dalle alluvioni sulla salute umana, il territorio, i beni, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche e sociali. Esso individua strumenti operativi e azioni di governance finalizzati alla gestione preventiva e alla riduzione delle potenziali conseguenze negative degli eventi alluvionali sugli elementi esposti; deve quindi tener conto delle caratteristiche fisiche e morfologiche del distretto idrografico a cui è riferito, e approfondire conseguentemente in dettaglio i contesti territoriali locali.

Il PGRA della Sardegna è stato approvato con Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 del 15/03/2016 e con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27/10/2016, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale serie generale n. 30 del 06/02/2017.

A conclusione del processo di partecipazione attiva, avviato nel 2018 con l'approvazione della "Valutazione preliminare del rischio" e del "Calendario, programma di lavoro e dichiarazione delle misure consultive", proseguito poi nel 2019 con l'approvazione della "Valutazione Globale Provvisoria" e nel 2020 con l'adozione del Progetto di Piano, con la Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 14 del 21/12/2021 è stato approvato il Piano di gestione del rischio di alluvioni della Sardegna per il secondo ciclo di pianificazione.

L'approvazione del PGRA per il secondo ciclo adempie alle previsioni di cui all'art. 14 della Direttiva 2007/60/CE e all'art. 12 del D.Lgs. 49/2010, i quali prevedono l'aggiornamento dei piani con cadenza sessennale.

L'area dove sorgerà l'impianto agrivoltaico non risulta essere interessata dal PGRA.

5.4 PSFF – Piano Stralcio delle Fasce Fluviali

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali è redatto ai sensi dell'art. 17, comma 6 della legge 19 maggio 1989 n. 183, quale Piano Stralcio del Piano di Bacino Regionale relativo ai settori funzionali individuati dall'art. 17, comma 3 della L. 18 maggio 1989, n. 183. Ha valore di Piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo, mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso riguardanti le fasce fluviali.

Con Delibera n. 2 del 17.12.2015, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino della Regione Sardegna, ha approvato in via definitiva, per l'intero territorio regionale, ai sensi dell'art. 9 delle

L.R. 19/2006 come da ultimo modificato con L.R. 28/2015, il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.

L'area dove sorgerà l'impianto agrivoltaico **non risulta essere interessata** da dalle perimetrazioni del PSFF..

6 Proposta piano di Indagini geologico-geotecniche

Il seguente studio, in questa fase, ha lo scopo di caratterizzare l'area in cui sorgeà il parco Agrivoltaico dal punto di vista geologico geomorfologico e idrogeologico, attraverso un'analisi bibliografica e sulla base di studi effettuati in aree limitrofe e sulla stessa litologia. Le informazioni desunte e dedotte, dovranno poi essere confermate in fase esecutiva.

Sarà necessario pertanto, in tale fase, provvedere all'esecuzione di un piano di indagini che definisca dettagliatamente la stratigrafia e i parametri geotecnici delle litologie interessate dall'infissione del tracker.

Il volume significativo corrisponde alla profondità in cui gli incrementi per le sollecitazioni esercitate da carichi applicati in superficie si possono considerare trascurabili.

Leggendo la norma europea (UNI ENV 1997-1) in ambito della progettazione geotecnica, si apprende che la zona di sottosuolo influenzata dal comportamento della struttura in condizioni di stato limite è di solito molto più ampia di quella strettamente interessata da una prova eseguita sul terreno.

Pertanto il parametro di valutazione è spesso tradotto nel valore medio di una certa superficie o di un certo volume di sottosuolo. Sulla base di tale considerazione si ha che il valore caratteristico deve corrispondere ad una stima cautelativa del suddetto valore medio.

6.1 Stima del volume significativo e profondità di indagine

Secondo le Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (AGI 1977) lo studio geotecnico va condotto su quella parte del sottosuolo che verrà influenzata dalla costruzione del manufatto o che influenzerà il comportamento del manufatto stesso.

Questa parte del sottosuolo – volume significativo dell'indagine – va quindi delimitata con riferimento al problema in esame: nel caso delle fondazioni l'indagine verrà estesa fin dove si verificheranno variazioni significative dello stato tensionale.

Pertanto, sarà necessaria la realizzazione di indagini sismiche MASW, per la definizione della categoria del sottosuolo secondo le NTC18. Qualora sia possibile, eseguire pozzetti

geognostici al fine di determinare la stratigrafia di dettaglio dei primi metri. Sulla base delle risultanze dei pozzetti geognostici, i quali restituirebbero un primo dato su eventuali disomogeneità presenti sulla litologia interessata, sarà determinato il n° delle prove penetrometriche dinamiche da effettuare.

Durante l'esecuzione dei pozzetti, dovranno essere prelevati dei campioni sui quali verranno eseguite delle prove geotecniche di laboratorio per la determinazione del:

- peso specifico γ ;
- coesione, c' ;
- coesione non drenata, c_u ;
- angolo di attrito del terreno ϕ

Si riporta una tabella indicativa delle indagini da eseguire:

MASW
Pozzetti geognostici
Prove penetrometriche Dinamiche
Prove di laboratorio su terre

7 Pericolosità sismica di base

Per ridurre gli effetti del terremoto, l'azione dello Stato si è concentrata sulla classificazione del territorio, in base all'intensità e frequenza dei terremoti del passato, e sull'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche. La legislazione antisismica italiana, allineata alle più moderne normative a livello internazionale prescrive norme tecniche in base alle quali un edificio debba sopportare senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare i terremoti più forti, salvaguardando prima di tutto le vite umane.

Sino al 2003 il territorio nazionale era classificato in tre categorie sismiche a diversa severità. I Decreti Ministeriali emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1981 ed il 1984 avevano classificato complessivamente 2.965 comuni italiani su di un totale di 8.102, che corrispondono al 45% della superficie del territorio nazionale, nel quale risiede il 40% della popolazione.

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.

A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.

Il provvedimento detta i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (Decreto Legislativo n. 112 del 1998 e Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

Zona 1 - E' la zona più pericolosa. La probabilità che capiti un forte terremoto è alta

Zona 2 - In questa zona forti terremoti sono possibili

Zona 3 - In questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2

Zona 4 - E' la zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto



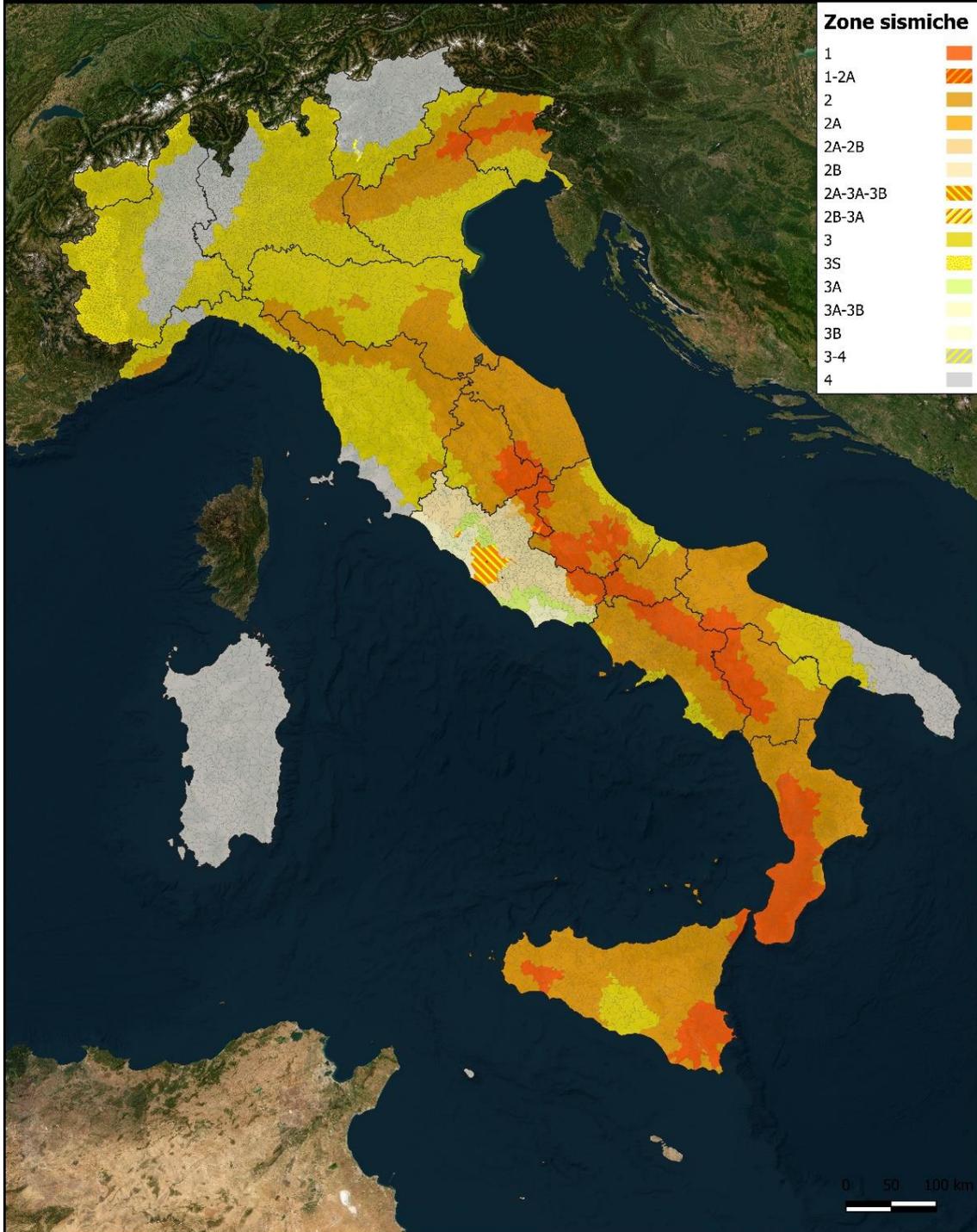
Presidenza del Consiglio dei Ministri

Dipartimento della Protezione Civile

Ufficio II - Attività Tecnico Scientifiche per la previsione e la prevenzione dei Rischi - Servizio Rischio Sismico

Classificazione sismica al 31 marzo 2023

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e dell'OPCM 28 aprile 2006, n. 3519
Atti di recepimento al 31 dicembre 2022: Abruzzo DGR n. 438/05 - Basilicata DCR n.731/03 - Calabria DGR n.47/04 - Campania DGR n. 5447/02 - Emilia Romagna DGR n. 146/23 - Friuli Venezia Giulia DGR n. 845/10 - Lazio DGR n. 387/09 - Liguria DGR n. 216/17 - Lombardia DGR n. X/2129/14 - Marche DGR n. 1142/22 - Molise DGR n. 194/06 - Piemonte DGR n. 17-8404/19 - Puglia DGR n. 153/04 - Sardegna DGR n. 15/31/04 - Sicilia DGR n. 81/22 - Toscana DGR n. 421/14 - Trentino Alto Adige-Bolzano DGP n. 4017/06 - Trentino Alto Adige-Trento DGP n. 2919/12 s049/20 - Umbria DGR n. 1111/12 - Veneto DGR n. 244/21 - Valle d'Aosta DGR n. 1603/13



7.1 Pericolosità Sismica di base

Dalla normativa vigente NTC2018 si evince che la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa A_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. Inoltre, in alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purchè correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

A_g accelerazione orizzontale massima al sito;

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

T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di A_g , F_o e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

7.1.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

La tipologia di costruzioni previste in progetto (NTC2018 - par.2.4) ha vita nominale ≥ 50 anni (opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni...) appartiene alla classe d'uso II.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU :

$$VR = VN \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. Nel Caso specifico Cu = 1.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il valore del periodo di riferimento è $V_r = 50$

Amplificazione stratigrafica e topografica: Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica

La categoria topografica è la T1 a cui corrisponde un valore del fattore di amplificazione pari a 1.0.

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 $i > 30^\circ$

Al fine di definire l'azione sismica di progetto, basata sull'identificazione della categoria del sottosuolo di riferimento, si è voluto definire il parametro fondamentale per la "classificazione sismica dei terreni", e quindi per la determinazione della categoria, corrispondente alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio VS 30, valutata entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna.

Sulla base dei dati disponibili e studi reperibili in bibliografia, si stima che la categoria di sottosuolo interessato dalla progettazione dell'impianto, è attribuibile alla categoria B. Tuttavia tale parametro andrà stimato direttamente in sito mediante l'esecuzione profili MASW.

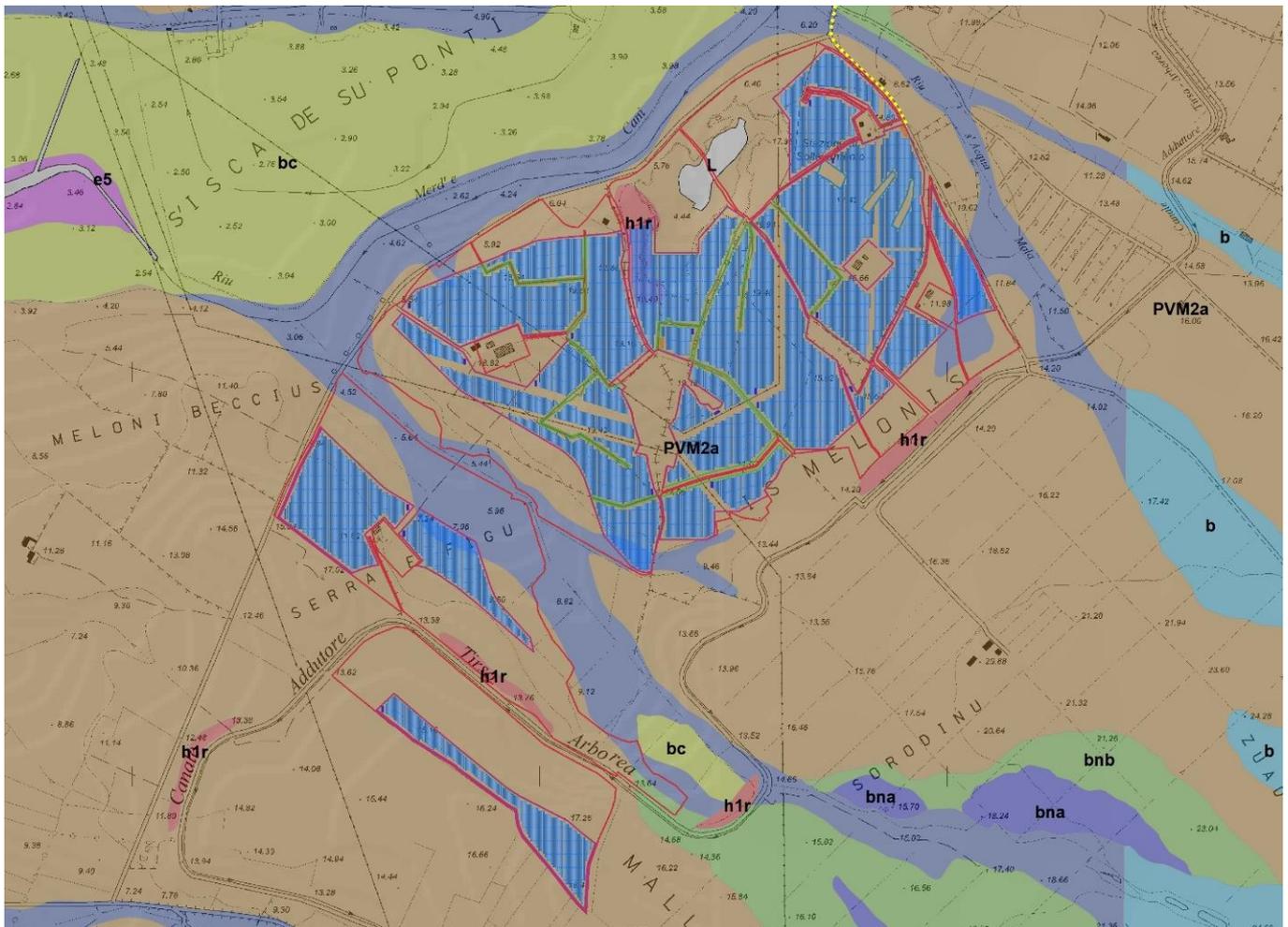
Cat.B *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”*

In base ai dati di localizzazione, tipologia dell'opera e classe d'uso si sono calcolati i parametri sismici relativi alle verifiche SLO, SLD, SLV e SLC. (GEOSTRU-Parametrisismici2018):

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.019	2.610	0.273
Danno (SLD)	50	0.024	2.670	0.296
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.050	2.880	0.340
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.060	2.980	0.372
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

8 Modellazione geotecnica preliminare

Vengono riportati di seguito la stratigrafia i relativi dati geotecnici dei litotipi presenti in via preliminare e del tutto indicativa desunti da dati tecnici bibliografici e attribuibili sulla base di indagini effettuate su litologie analoghe.



Da 0,00 m a ~ 0,2/1 m Litologia_Suolo, Deposito limoso sabbioso ciottoloso e frazione organica.

Da 0,6/2,50 m a > 10 – Depositi alluvionali costituiti da ghiaie e subordinate sabbie

Nr.	SPESSORE m	Peso unità di Volume [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Modulo elastico [kN/m ²]	Descrizione litologica
1	0,2÷1	17,00÷18,00	3÷9	22÷25	3000÷5000	Suolo
2	>10	19,00÷20,00	15÷20	33÷36	40.000÷50.000	Ghiaie e subordinate sabbie

Tenendo in considerazione che, i parametri sopra esposti sono del tutto preliminari e che in fase esecutiva, al fine di una esaustiva caratterizzazione geotecnica, dovranno essere poi determinati a seguito dell'esecuzione di un piano di indagini dettagliato, in questa fase si possono approssimativamente desumere i valori della capacità portante.

Si propongono di seguito una verifica preliminare della capacità portante per fondazioni su pali eseguita mediante software MP della Geostru nella quale sono stati inseriti i parametri geotecnici più cautelativi tra quelli individuati nelle tabelle soprariportate.

Su tale simulazione verrà previsto un carico ipotetico di progetto di 10 kN.

Fondazioni superficiali sono inoltre previste per il posizionamento di cabine ed opere accessorie. Si propone dunque anche una simulazione preliminare anche per questo tipo di fondazione.

8.1 Capacità portante su pali

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \text{ nei pali trivellati}$$

dove f è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con f il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + g \times L \times N_q + 0.5 \times g \times D \times N_\gamma \times s_g$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a gD , e tanto

minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (f) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + g \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

g peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ev .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ev può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75

Argilla	150-250
---------	---------

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $f = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $f > 0$.

Per $f = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $f = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $f = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \quad \text{se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo a, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non

drenate);

s = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \alpha$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \alpha$$

d = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$d = \frac{3}{4} \tan \alpha$$

Per pali trivellati

$$d = \tan \alpha$$

a = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel
$$\alpha = \frac{100+c^2}{100+7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)
$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)
$$a = 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)
$$a = 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente a per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$a = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$a = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$a = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$a = 0.40$
$c \geq 20$	$a = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con

conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di Q_{lim} .

Le correzioni di Sano e di Vesic si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di Davis-Poulos, secondo il quale il palo

viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (t_j / E) \times B \times l_{i,j}$$

Avendo indicato con:

t_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

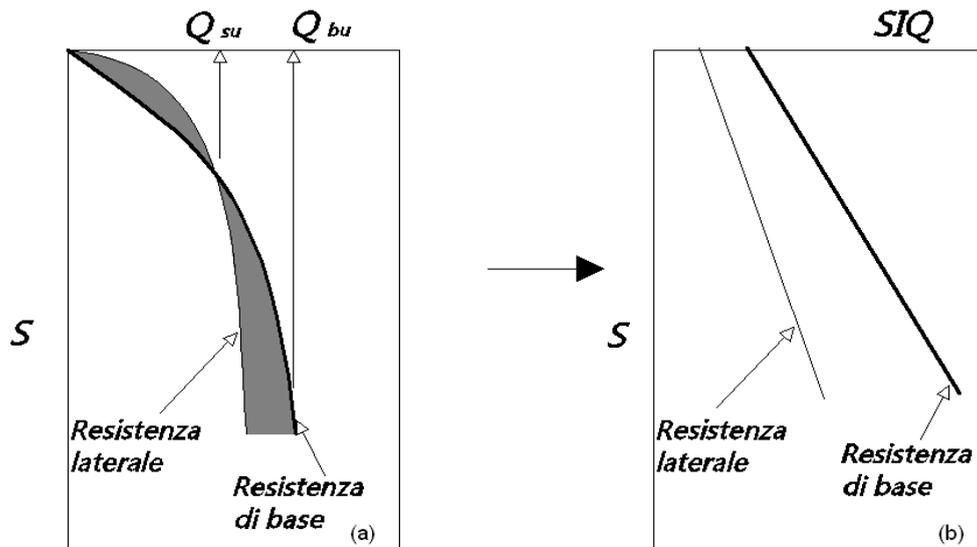
B = Diametro del palo

$l_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del carico ultimo laterale (Q_{su}) e la resistenza di base ultima (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di Fleming ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di Chin erano distorti dall'accorciamento elastico del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di Chin l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad attrito basso o nullo e quello che si sviluppa lungo la parte attiva del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_s L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.

- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c=26 \times 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di
- $E_c=40 \times 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del palo rigido può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q=Q_s+Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t=S_s=S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6Q_{bu}Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s=S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di

prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3Kp_g z \times B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

g = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti.

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con P la matrice delle forze nodali esterne, con F quella delle forze interne e con A la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni X (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice B è dimostrato essere la trasposta della matrice A .

D'altra parte, le forze interne F sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SATX$$

e quindi

$$P = AF = A SATX$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A SAT$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X :

$$X = (A \text{ SAT})^{-1}P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $A \text{ SAT}$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \ln^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/DH = C(cN_c + 0.5gBN_g)$$

$$B_s Z^n = C(gN_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il

principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidezza relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidezza e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidezza. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, Nikolaou et al.2001, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidezza, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

8.1.1 Verifica geotecnica su pali

Dati generali...

Diametro punta 0.15 m

Lunghezza 2.00 m

Tipo Infisso

Sporgenza dal terreno 1.50 m

Portanza di punta calcolata con: Berezantzev

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	ftcd [MPa]	ftm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.01	2.21
2	C25/30	30	31475	25	14.16	1.14	2.56
3	C28/35	35	32308	28	15.86	1.26	2.76

4	C40/50	50	35220	40	22.66	1.63	3.5
---	--------	----	-------	----	-------	------	-----

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	$\beta 1 * \beta 2$ in.	$\beta 1 * \beta 2$ fin.
1	B450C	200000	450	391.3	450	391.3	.075	.0675	1	.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	.05	.04	1	.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	.05	.04	1	.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	.05	.04	1	.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m3]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m3]	c [kN/m2]	Fi (°)	Roccia	RQD (%)	Punta Palo [MN/m2]	Attrito negativo	α	Modulo elastico [MN/m2]	Vs [m/s]	Descrizi one litologica
1	1.00	17.00	18.00	6.00	23.52	No	0.00	0.00	No	1.00	4000.00	0	
2	9.00	19.00	20.00	17.50	34.00	No	0.00	0.00	No	0.00	45000.00	0	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Punta Palo	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	54.23	78.91	$\phi=34/c=17.50$	2.65	58.90	8.02	64.27	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1

Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1.70

Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1.70

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	58.90	58.90	58.90
Laterale	8.02	8.02	8.02
Totale=Base+Laterale-Peso palo	64.27	64.27	64.27

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3

Base 1.15

Laterale 1.15

Resistenza di progetto base 30.13 kN

Resistenza di progetto laterale 4.10 kN

Resistenza di progetto 31.58 kN

Azioni di progetto 10.00 kN

Fattore sicurezza verticale 3.16

8.2 Capacità portante su fondazioni superficiali

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$
(stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

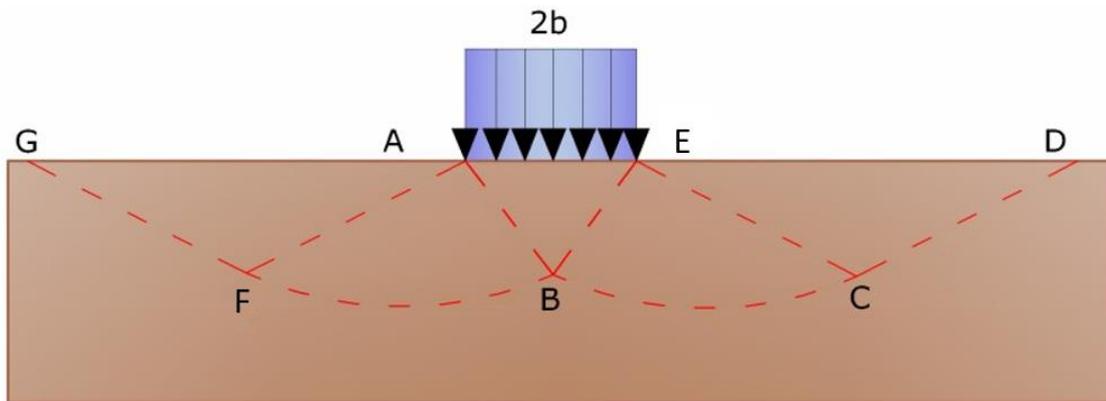
All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti

inclinati di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g\varphi \left[e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) - 1 \right]$$

Per $\varphi=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore

del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{\text{rid}} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{\text{ult}} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel

terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_j che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_j per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi=0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastroformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

8.3.1 Verifica geotecnica fondazioni superficiali

DATI GENERALI

=====

Normativa NTC_2018

Larghezza fondazione 2.0 m

Lunghezza fondazione 2.0 m
 Profondità piano di posa 0.3 m
 Profondità falda 12.0
 Correzione parametri

=====

STRATIGRAFIA TERRENO

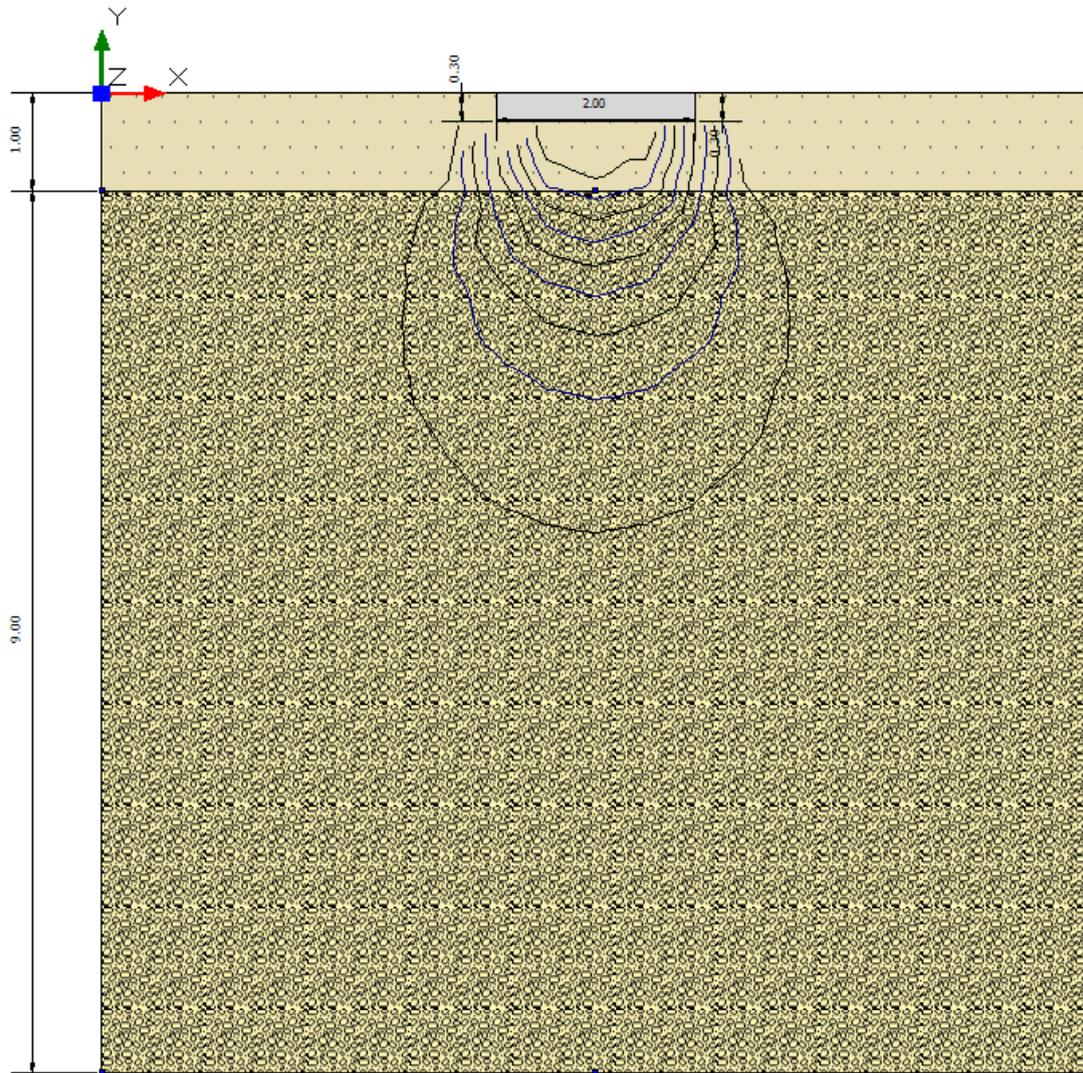
Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1.0	17.0	18.0	23.5	6.0	0.0	4000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
9.0	19.0	20.0	34.0	17.5	0.0	45000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	91.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	S.L.E.	91.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
3	S.L.D.	91.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	SISMA	91.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
5	A(1)+M(1)+R(3)	91.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	1	1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1.8	1.1
5	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1



CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult] 275.77 kN/m²
 Resistenza di progetto [Rd] 119.9 kN/m²
 Tensione [Ed] 91.92 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 11030.82 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 18.08 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 19.08 kN/m³
 Angolo di attrito 29.1811 °

Coesione 12.2222 kN/m²

=====

Fattore [Nq]	6.73	
Fattore [Nc]	15.32	
Fattore [Ng]	3.22	
Fattore forma [Sc]	1.44	
Fattore profondità [Dc]	1.06	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0	
Fattore forma [Sq]	1.37	
Fattore profondità [Dq]	1.05	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0	
Fattore forma [Sg]	0.6	
Fattore profondità [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====

Carico limite 275.77 kN/m²
Resistenza di progetto 119.9 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.08	kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.08	kN/m ³
Angolo di attrito	29.1811	°
Coesione	12.2222	kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	7.85	
Fattore [Nc]	18.31	
Fattore [Ng]	5.36	
Fattore forma [Sc]	1.0	
Fattore forma [Sg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====

Carico limite 286.87 kN/m²
Resistenza di progetto 124.73 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 18.08 kN/m³
Peso unità di volume saturo 19.08 kN/m³
Angolo di attrito 29.1811 °
Coesione 12.2222 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 6.73
Fattore [Nc] 15.32
Fattore [Ng] 3.14
Fattore forma [Sc] 1.42
Fattore profondità [Dc] 1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
Fattore forma [Sq] 1.21
Fattore profondità [Dq] 1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
Fattore forma [Sg] 1.21
Fattore profondità [Dg] 1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 297.78 kN/m²
Resistenza di progetto 129.47 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 18.08 kN/m³
Peso unità di volume saturo 19.08 kN/m³
Angolo di attrito 29.1811 °
Coesione 12.2222 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 6.73
Fattore [Nc] 15.32
Fattore [Ng] 5.79
Fattore forma [Sc] 1.44
Fattore profondità [Dc] 1.06
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
Fattore forma [Sq] 1.37
Fattore profondità [Dq] 1.05
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0
Fattore inclinazione base [Bq] 1.0
Fattore forma [Sg] 0.6
Fattore profondità [Dg] 1.0

Fattore inclinazione carichi [I_g] 1.0
Fattore inclinazione pendio [G_g] 1.0
Fattore inclinazione base [B_g] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z_q] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z_g] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z_c] 1.0

=====
Carico limite 302.85 kN/m²
Resistenza di progetto 131.67 kN/m²

Condizione di verifica [E_d ≤ R_d] Verificata
=====

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
Peso unità di volume 18.08 kN/m³
Peso unità di volume saturo 19.08 kN/m³
Angolo di attrito 29.1811 °
Coesione 12.2222 kN/m²

=====
Fattore [N_q] 6.73
Fattore [N_c] 15.32
Fattore [N_g] 3.22
Fattore forma [S_c] 1.44
Fattore profondità [D_c] 1.06
Fattore inclinazione carichi [I_c] 1.0
Fattore inclinazione pendio [G_c] 1.0
Fattore inclinazione base [B_c] 1.0
Fattore forma [S_q] 1.37
Fattore profondità [D_q] 1.05
Fattore inclinazione carichi [I_q] 1.0
Fattore inclinazione pendio [G_q] 1.0
Fattore inclinazione base [B_q] 1.0
Fattore forma [S_g] 0.6
Fattore profondità [D_g] 1.0
Fattore inclinazione carichi [I_g] 1.0
Fattore inclinazione pendio [G_g] 1.0
Fattore inclinazione base [B_g] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z_q] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z_g] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z_c] 1.0

=====
Carico limite 275.77 kN/m²
Resistenza di progetto 153.21 kN/m²

Condizione di verifica [E_d ≤ R_d] Verificata
=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.08	kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.08	kN/m ³
Angolo di attrito	29.1811	°
Coesione	12.2222	kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	7.85	
Fattore [Nc]	18.31	
Fattore [Ng]	5.36	
Fattore forma [Sc]	1.0	
Fattore forma [Sg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====

Carico limite	286.87	kN/m ²
Resistenza di progetto	159.37	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.08	kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.08	kN/m ³
Angolo di attrito	29.1811	°
Coesione	12.2222	kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	6.73	
Fattore [Nc]	15.32	
Fattore [Ng]	3.14	
Fattore forma [Sc]	1.42	
Fattore profondità [Dc]	1.04	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0	
Fattore forma [Sq]	1.21	
Fattore profondità [Dq]	1.02	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0	
Fattore forma [Sg]	1.21	
Fattore profondità [Dg]	1.02	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====

Carico limite	297.78	kN/m ²
Resistenza di progetto	165.43	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.08	kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.08	kN/m ³
Angolo di attrito	29.1811	°
Coesione	12.2222	kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	6.73	
Fattore [Nc]	15.32	
Fattore [Ng]	5.79	
Fattore forma [Sc]	1.44	
Fattore profondità [Dc]	1.06	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0	
Fattore forma [Sq]	1.37	
Fattore profondità [Dq]	1.05	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0	
Fattore forma [Sg]	0.6	
Fattore profondità [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====

Carico limite	302.85	kN/m ²
Resistenza di progetto	168.25	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

A(1)+M(1)+R(3)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.08	kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.08	kN/m ³
Angolo di attrito	29.1811	°
Coesione	12.2222	kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	6.73	
Fattore [Nc]	15.32	
Fattore [Ng]	3.22	
Fattore forma [Sc]	1.44	
Fattore profondità [Dc]	1.06	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0	

Fattore forma [Sq]	1.37	
Fattore profondità [Dq]	1.05	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0	
Fattore forma [Sg]	0.6	
Fattore profondità [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====
Carico limite 275.77 kN/m²
Resistenza di progetto 119.9 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.08	kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.08	kN/m ³
Angolo di attrito	29.1811	°
Coesione	12.2222	kN/m ²

Fattore [Nq]	7.85	
Fattore [Nc]	18.31	
Fattore [Ng]	5.36	
Fattore forma [Sc]	1.0	
Fattore forma [Sg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====
Carico limite 286.87 kN/m²
Resistenza di progetto 124.73 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.08	kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.08	kN/m ³
Angolo di attrito	29.1811	°
Coesione	12.2222	kN/m ²

=====
Fattore [Nq] 6.73

Fattore [Nc]	15.32	
Fattore [Ng]	3.14	
Fattore forma [Sc]	1.42	
Fattore profondità [Dc]	1.04	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0	
Fattore forma [Sq]	1.21	
Fattore profondità [Dq]	1.02	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0	
Fattore forma [Sg]	1.21	
Fattore profondità [Dg]	1.02	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====
Carico limite 297.78 kN/m²
Resistenza di progetto 129.47 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)
=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
Peso unità di volume 18.08 kN/m³
Peso unità di volume saturo 19.08 kN/m³
Angolo di attrito 29.1811 °
Coesione 12.2222 kN/m²
=====

Fattore [Nq]	6.73	
Fattore [Nc]	15.32	
Fattore [Ng]	5.79	
Fattore forma [Sc]	1.44	
Fattore profondità [Dc]	1.06	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0	
Fattore forma [Sq]	1.37	
Fattore profondità [Dq]	1.05	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0	
Fattore forma [Sg]	0.6	
Fattore profondità [Dg]	1.0	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0	

=====
Carico limite 302.85 kN/m²
Resistenza di progetto 131.67 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE
=====

Pressione normale di progetto 91.91 kN/m²
Tempo 30.0
Profondità significativa Zi (m) 1.878
Media dei valori di N_{spt} all'interno di Zi 20
Fattore di forma fs 1
Fattore strato compressibile fh 1
Fattore tempo ft 1.5
Indice di compressibilità 0.026
Cedimento 5.551 mm
=====

9 Terre e Rocce da scavo

Il Decreto del Presidente della Repubblica del 13 giugno 2017, n. 120, relativo al riordino e la semplificazione della disciplina che riguarda la gestione delle Terre e Rocce da Scavo (TRS) è entrato in vigore il 22 agosto 2017 (Gazzetta Ufficiale Serie Generale n. 183 del 07 agosto 2017), e abroga il precedente Decreto Ministeriale (DM) n. 161 del 2012.

Il DPR 120/2017 mantiene l'impostazione della normativa previgente, introducendo diverse novità e, in estrema sintesi, distingue due procedure principali:

- per le TRS derivanti da opere sottoposte a Valutazione d'Impatto Ambientale (VIA) o ad Autorizzazione Integrata Ambientale (AIA) con produzione maggiore di 6.000 m³ prevede l'applicazione di una procedura (Capo II, dall'articolo 8 all'articolo 19) simile a quella prevista dal DM 161/2012, attraverso la redazione di un Piano di Utilizzo e che deve contenere l'autocertificazione dei requisiti di sottoprodotto;

- per tutti i cantieri con produzione di TRS da riutilizzare inferiori a 6.000 m³ (Capo III), compresi quelli che riguardano opere sottoposte a VIA o ad AIA, e per i siti di grandi dimensioni, superiori a 6000 m³, non sottoposti a VIA o AIA (Capo IV) è prevista una procedura semplificata, simile a quella dell'articolo 41 bis del Decreto Legge n. 69/2013, attraverso autocertificazione.

Il DPR 120/2017 prevede infatti che il proponente o il produttore attesti il rispetto dei requisiti di cui all'articolo 4 (classificazione delle TRS come sottoprodotti e non rifiuti) mediante una autocertificazione (dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà, ai sensi del DPR 445/2000) da presentare all'ARPA territorialmente competente e al Comune del luogo di produzione (all'Autorità competente nel caso di cantieri di grandi dimensioni) utilizzando i moduli previsti dagli Allegati 6-7-8 del DPR.

9.1 Caratterizzazione dei materiali scavati

Prima della realizzazione dell'impianto si provvederà ad eseguire un'analisi del materiale destinato al riutilizzo al fine di verificare che le concentrazioni di elementi e composto di cui alla tabella 4.1 dell'allegato 4 del Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo non superino le Concentrazioni Soglia di Contaminazione (CSC) di cui alle colonne A e B della tabella 1 dell'allegato 5 alla parte quarta del D.Lgs. n. 152/2006 e

s.m.i., con riferimento alla specifica destinazione d'uso urbanistica del sito di produzione e di destinazione.

Si provvederà pertanto a campionare i terreni.

9.2 Piano di riutilizzo delle terre e rocce da scavo

Ai fini del comma 1 e ai sensi dell'articolo 183, comma 1, lettera gg), del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, le terre e rocce da scavo per essere qualificate sottoprodotti devono soddisfare i seguenti requisiti:

a) sono generate durante la realizzazione di un'opera, di cui costituiscono parte integrante e il cui scopo primario non è la produzione di tale materiale;
b) il loro utilizzo è conforme alle disposizioni del piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o della dichiarazione di cui all'articolo 21, e si realizza:

1) nel corso dell'esecuzione della stessa opera nella quale è stato generato o di un'opera diversa, per la realizzazione di reinterri, riempimenti, rimodellazioni, rilevati, miglioramenti fondiari o viari, recuperi ambientali oppure altre forme di ripristini e miglioramenti ambientali;

2) in processi produttivi, in sostituzione di materiali di cava;

c) sono idonee ad essere utilizzate direttamente, ossia senza alcun ulteriore trattamento diverso della normale pratica industriale.

d) soddisfano i requisiti di qualità ambientale espressamente previsti dal Capo II o dal Capo III o dal Capo IV del presente regolamento, per le modalità di utilizzo specifico di cui alla lettera b).

Il piano di utilizzo delle terre e rocce da scavo, verrà redatto in fase di progettazione esecutiva in conformità alle disposizioni di cui all'allegato 5, e trasmesso per via telematica all'autorità competente almeno 90 giorni prima dell'inizio lavori.

10 Valutazione degli impatti sulle matrici ambientali: acque superficiali, acque sotterranee, suolo e sottosuolo

In fase provvisoria di cantiere sono attesi effetti transitori, circoscritti al sito, mentre risultano praticamente nulli se estesi al di fuori dell'area di impianto.

Le misure di mitigazione, in particolare, sono misure volte a ridurre o contenere gli impatti ambientali previsti, affinché l'entità di tali impatti si mantenga sempre al di sotto di determinate soglie di accettabilità e in modo da garantire il rispetto delle condizioni che rendono il progetto accettabile dal punto di vista del suo impatto ambientale

Le valutazioni degli impatti sulle matrici ambientali sono state compilate per la fase riguardante la realizzazione dell'impianto agrivoltaico e la fase d esercizio:

Cantierizzazione

ACQUE SUPERFICIALI

Il posizionamento delle attrezzature e il passaggio dei mezzi, nei mesi in cui l'area è soggetta ad una maggiore piovosità, potrebbero essere d'ostacolo al normale deflusso delle acque superficiali.

Durante la fase di cantiere è prevista, pertanto, l'individuazione di un'area circoscritta da adibire alla posa delle attrezzature e materiali e la realizzazione di momentanee trincee drenanti appositamente studiate e dimensionate al fine di una corretta regimazione delle acque superficiali. Ricorrendo alle suddette misure mitigative, l'impatto è considerato non significativo per la fase di cantierizzazione.

ACQUE SOTTERRANEE

Per quanto riguarda le acque sotterranee, nell'area in questione il substrato costituito da depositi alluvionali terrazzati aventi permeabilità alta/bassa per porosità, sono sede di un acquifero multistrato il quale più superficiale risulta essere collocato a profondità tali da non interferire con le opere in progetto. Non sono previste, pertanto, opere di mitigazione in quanto l'impatto sulle acque sotterranee è nullo.

SUOLO

Durante la fase di cantiere è necessario evitare quanto più possibile scorticamenti di suolo e cumuli per tempi prolungati e nel caso in cui dovesse presentarsi la necessità, è fondamentale ripristinare la superficie nel più breve tempo possibile per evitare una depressione dell'attività

biologica e alterazione delle caratteristiche di permeabilità.

SOTTOSUOLO

Durante la fase di cantierizzazione non sono attesi impatti sulla matrice sottosuolo. L'impatto è, pertanto nullo.

Esercizio

ACQUE SUPERFICIALI

Riguardo la presenza dei moduli fotovoltaici l'ingombro del tracker infisso nel terreno è considerato irrisorio e non di intralcio nei confronti del normale ruscellamento.

Le opere di connessione saranno interrate in caso ci siano delle interferenze con elementi idrici verranno utilizzate installazioni in "subalveo NO DIG / TOC" (perforazione teleguidata orizzontale) al fine di mantenere inalterata la conformazione fisica dell'alveo naturale e indisturbata la corrivazione idraulica al suo interno. Pertanto, non costituiscono pertanto motivo di alterazione nei confronti del regime delle acque superficiali.

Alla luce di quanto sopra descritto, si può asserire che durante la fase di esercizio, l'impatto sulle acque superficiali è da considerarsi compatibile.

ACQUE SOTTERRANEE

Per quanto riguarda le acque sotterranee, nell'area in questione il substrato costituito da depositi alluvionali terrazzati aventi permeabilità alta/bassa per porosità, sono sede di un acquifero multistrato il quale più superficiale risulta essere collocato a profondità tali da non interferire con le opere in progetto. Non sono previste, pertanto, opere di mitigazione in quanto l'impatto sulle acque sotterranee è nullo.

SUOLO

Durante la fase di esercizio non sono attesi impatti sulla matrice suolo. L'impatto è, pertanto nullo.

SOTTOSUOLO

Durante la fase di esercizio non sono attesi impatti sulla matrice sottosuolo. L'impatto è, pertanto nullo.

11 Considerazioni conclusive

Attraverso il presente studio è stato analizzato il contesto geologico, geomorfologico ed idrogeologico entro il quale l'opera di progetto si inserisce.

Sulla base delle verifiche effettuate si può pertanto affermare che:

Il parco agrivoltaico sorgerà in un contesto geomorfologico di tipo pianeggiante nel quale l'agente geomorfologico predominante è riconducibile all'azione erosiva/depositiva da parte delle acque ruscellanti. Tuttavia la progettazione del layout è avvenuta rispettando un buffer, di minimo 10 metri, sulle linee di maggior deflusso censite dalle cartografie IGM e elementi idrici riportati dalla RAS.

Inoltre, l'area ha visto negli anni un importante sviluppo delle attività estrattive ed agricole le quali hanno obliterato la morfologia dell'area. Allo stato attuale relitti di coltivazioni di cava ospitano dei limitati specchi d'acqua, mentre locali linee di deflusso superficiale sono state bonificate per gestire l'acqua in modo efficiente.

La litologia coinvolta riguarda interamente i depositi alluvionali pleistocenici costituiti da ghiaie e subordinati livelli sabbiosi. Tali depositi sono costituiti, per genesi, da eterogeneità laterale, pertanto localmente potrebbero essere presenti zone con differenti percentuali granulometriche presenti.

Questa disomogeneità determina conseguentemente differenti permeabilità dei suoli sulla base del contenuto in argilla, tuttavia si può comunque affermare che il tipo di permeabilità nel litotipo presente è di tipo medio/alto per porosità. L'alternanza di livelli più o meno argillosi ha determinato nell'area la presenza di un acquifero di tipo multifalda. Su un sondaggio effettuato in prossimità dell'area di progetto, è stata rinvenuta ad una profondità di circa 12 metri dal piano campagna la falda più superficiale.

In riferimento alla pericolosità idrogeologica, dagli studi di dettaglio presenti emerge che il progetto non interessa aree a pericolosità idraulica che geomorfologica.

I parametri geotecnici resi noti nel presente studio sono dei parametri desunti dalla bibliografia esistente e da studi effettuati dalla scrivente su litotipi analoghi e pertanto definiti al fine di una caratterizzazione preliminare.

Su tali parametri le verifiche geotecniche effettuate mostrano come depositi di questo tipo posseggono generalmente delle buone capacità portanti. Verifiche definitive saranno

effettuate in fase esecutiva a seguito dell'esecuzione di un esaustivo piano di indagini e degli effettivi carichi di progetto definiti dallo strutturista.

Per quanto riguarda le modalità di installazione dei tracker sulla litologia affiorante si presume che la tecnica di battipalo sia compatibile generalmente su tutto il lotto. Tuttavia non si esclude che la presenza di livelli locali con maggior componente ciottolosa possa creare ostacolo all'infissione. Anche tale aspetto sarà definito a seguito delle indagini.

In tale fase, sulla base delle informazioni disponibili e su quanto dedotto e studiato, non sono emersi motivi ostativi alla realizzazione del parco Agrivoltaico. Si attesta pertanto la compatibilità geologica dell'opera.

Dott.ssa Geol. Marta Camba

Firmato digitalmente