





**REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
COMUNI DI VILLASOR E DECIMOPUTZU**
Provincia del Sud Sardegna (SU)



**PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO
AGROVOLTAICO AVANZATO DENOMINATO VILLASOR Z**

Loc. "Sartu Is Coccus" 09034 Villasor (SU) e Loc. Mitza Cannas 09010 Decimoputzu (SU) - Sardegna, Italia
Potenza Nominale: Impianto FV 62'080,98 kWp

	Committente - Sviluppo progetto FV: Apollo Villasor S.r.l. Viale della Stazione n. 7 - 39100 Bolzano (BZ) P.IVA 03167130214, PEC: apollovillasor@legalmail.it	Gruppo di lavoro La SIA S.p.A. Riccardo Sacconi - Ingegnere Civile Antonio Dedoni - Ingegnere Idraulico Giulio Alberto Arca - Archeologo Marta Camba - Geologo Francesco Paolo Pinchera - Biologo Progettazione Agronomica (La SIA S.p.A.) Agr. Stefano Atzeni - Agronomo Agr. Franco Milito - Agronomo Progettazione Elettrica Ing. Silvio Matta – Ing. Elettrico
	Coordinamento Progettisti Innova Service S.r.l. Via Santa Margherita n. 4 - 09124 Cagliari (CA) P.IVA 03379940921, PEC: innovaserviceca@pec.it	
	Coordinamento gruppo di lavoro La SIA S.p.a. Viale Luigi Schiavonetti n. 286 – Roma (RM) P.IVA 08207411003, PEC: direzione.lasia@pec.it	

Elaborato

RELAZIONE GEOLOGICA

Codice elaborato REL_SP_GEO			Scala -	Formato A4
REV.	DATA	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
00	Maggio 2024	Geol. Marta Camba	Innova Service S.r.l.	Apollo Villasor S.r.l.

Note

INDICE

1. PREMESSA.....	1
1.1 Normative di riferimento.....	1
1.2 Bibliografia e studi.....	2
2. Inquadramento Geografico	3
3. Modellazione Geologica	7
3.1 Inquadramento Geologico.....	7
3.1.1 Litologia e stratigrafia significative all 'area di Progetto	12
3.1.2 Tettonica e caratteristiche geostrutturali.....	12
3.2 Inquadramento Geomorfologico	13
3.3 Inquadramento Idrogeologico	14
3.3.1 Idrografia superficiale	14
3.3.2 Idrografia sotterranea	16
3.4 Inquadramento Pedologico	19
3.5 Uso del suolo.....	21
4. Vincoli Vigenti	22
4.1 PAI – Piano di Assetto Idrogeologico.....	22
4.2 Articolo 30 ter. delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI.....	23
4.3 PGRA – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni	25
4.4 PSFF – Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.....	25
5. Piano di Indagini geologico-geotecniche	26
5.1 Prove penetrometriche DM30.....	27
5.1.1 Risultati prove penetrometriche	28
5.2 Metodologia MASW	28
5.2.1 Risultati indagini sismiche	29
6. Pericolosità sismica di base	31
6.1 Pericolosità Sismica di base.....	31
6.1.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	32
7. Modellazione geotecnica.....	35
7.1 Verifica geotecnica su pali	36
7.2 Verifica geotecnica fondazioni superficiali	47
8. Terre e Rocce da scavo	55

8.1	Caratterizzazione dei materiali scavati	55
8.2	Piano di riutilizzo delle terre e rocce da scavo.....	56
9.	Valutazione degli impatti sulle matrici ambientali: acque superficiali, acque sotterranee, suolo e sottosuolo.....	57
10.	Conclusioni	59

1. PREMESSA

In supporto al progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Agrivoltaico avanzato in località "Sartu Is Coccus" nel Comune di Villasor (SU) e loc. Mitza Cannas nel Comune di Decimoputzu (SU), 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, geotecniche e i possibili impatti sulle matrici ambientali dell'area interessata dal suddetto lavoro.

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 meteorologici
- 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 Assemini CARG

2. Inquadramento Geografico

L'impianto in progetto ricade all'interno del territorio comunale di Villasor e di Decimoputzu, comuni della provincia del Sud Sardegna. Si trovano al centro del Campidano di Cagliari, distano dal capoluogo circa 20-25 km e vi è collegamento tramite la linea ferroviaria Cagliari-Golfo Aranci e la strada statale 196.

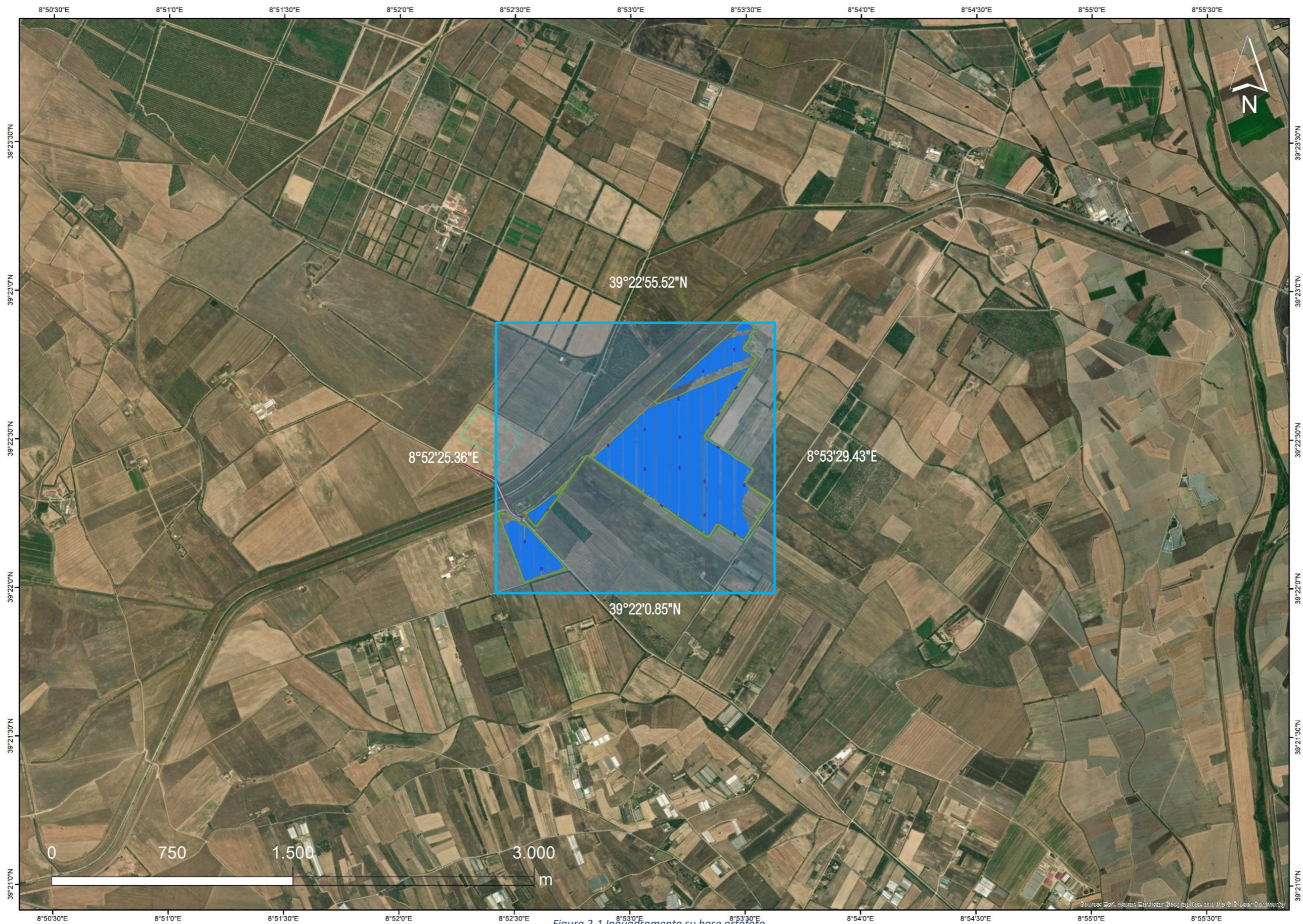


Nello specifico, si riporta l'inquadramento cartografico dell'area oggetto di intervento:

- I.G.M. Serie 25 foglio **556 I** "Villasor"
- CTR – scala 1:10000 – sez. **556030** "Cantoniera Sa Doda";
- Carta Geologica d'Italia – scala 1:100.000 – foglio **225** "Guspini"
- Carta Geologica d'Italia – scala 1:50.000 – foglio **556** "Assemini"

Le coordinate WGS84 dell'area interessata dal progetto:

Latitudine Nord	Latitudine Sud	Longitudine Ovest	Longitudine Est
39°22'55.52"N	39°22'0.85"N	8°52'25.36"E	8°53'29.43"E



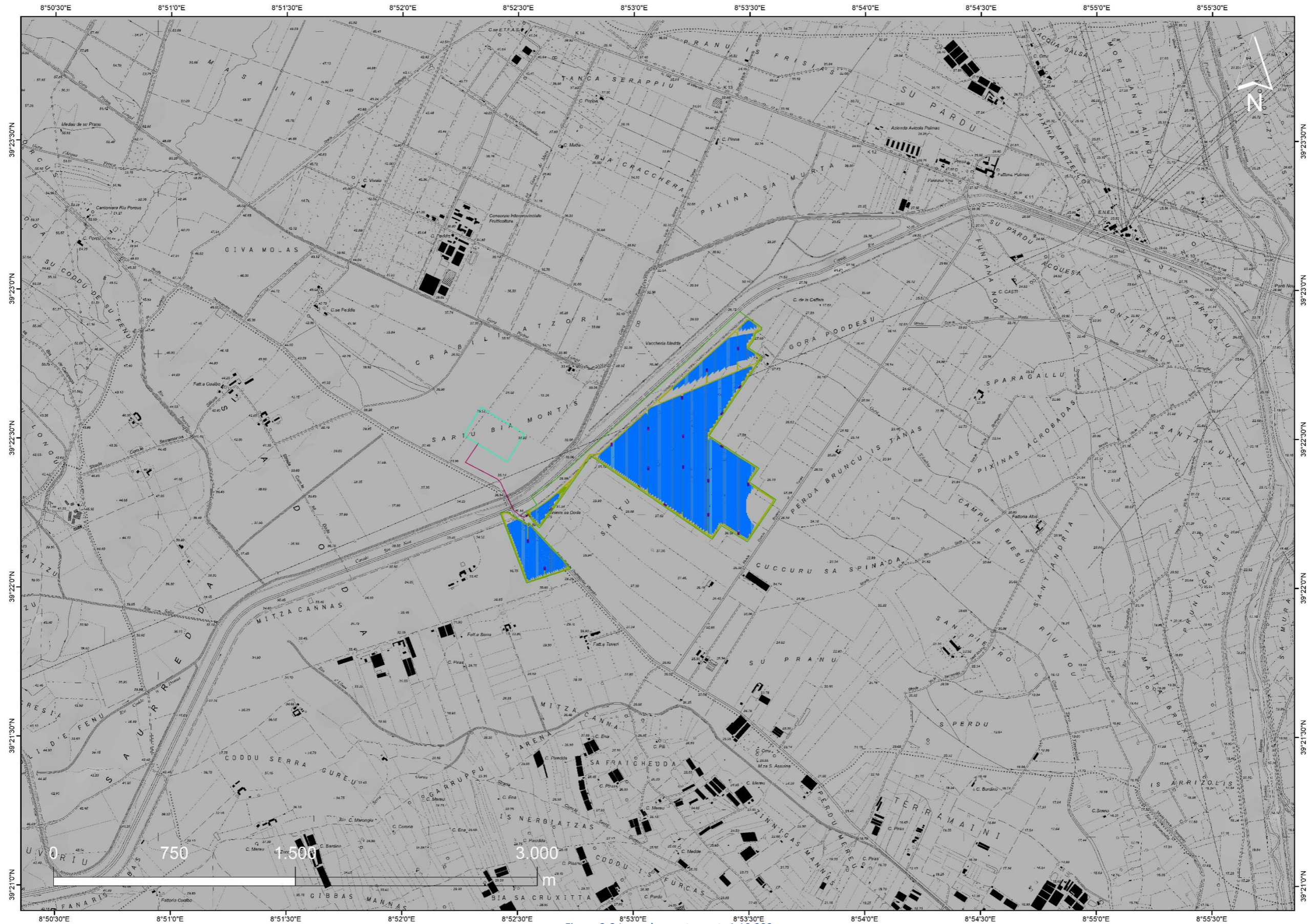


Figura 2-2 Inquadramento su ctr 1:10.000

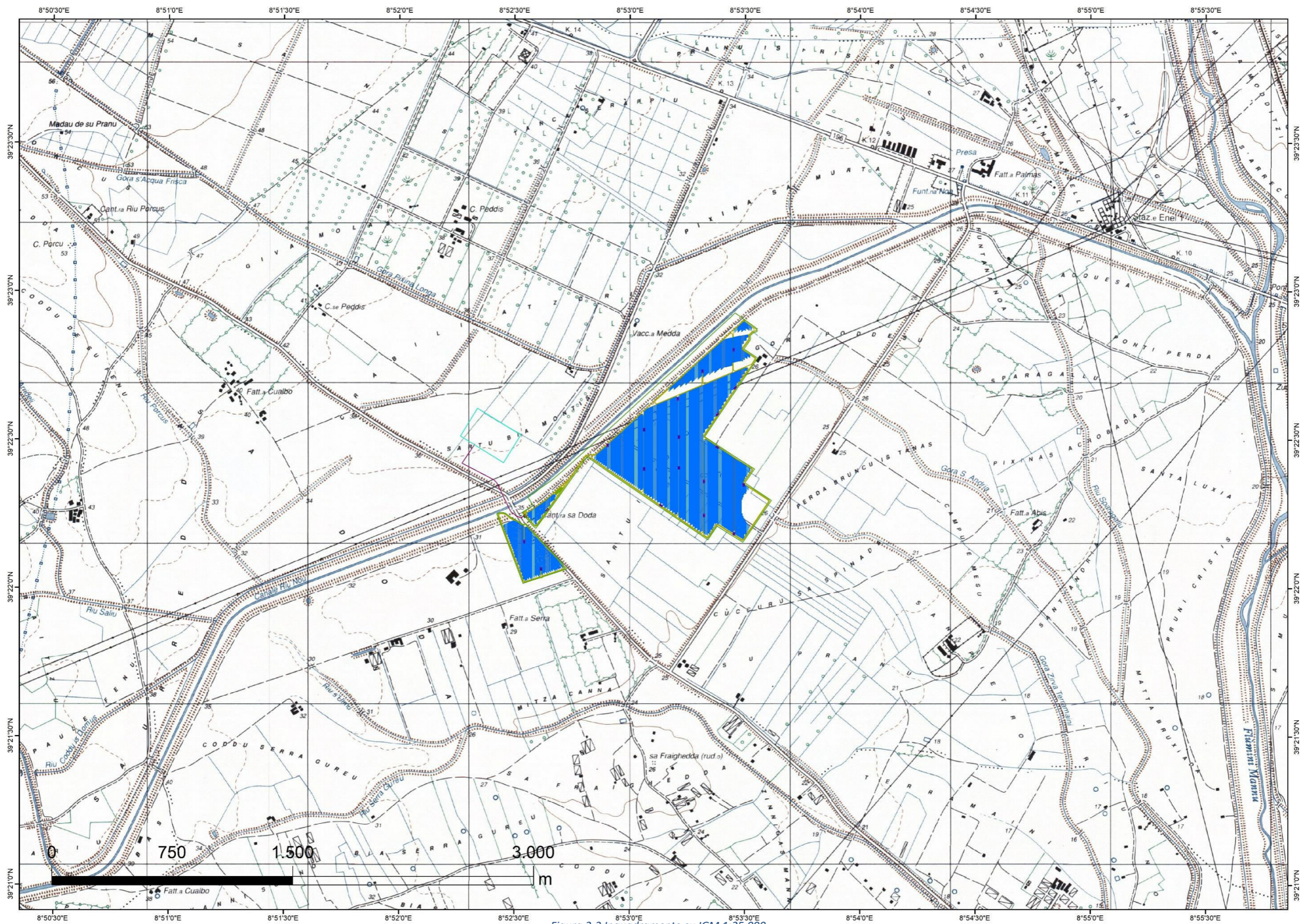


Figura 2-3 Inquadramento su IGM 1:25.000

3. 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

3.1 Inquadramento Geologico

La Sardegna è classicamente 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 Varisica 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 (*Graben del Campidano*) struttura geologica e geomorfologica entro la quale è compresa l’opera di progetto.

Profili sismici realizzati dall’Agip mostrano che il semigraben è limitato verso SW da una faglia principale che ha controllato la sedimentazione anche nel Miocene (*Carmignani et alii,2001b*). Il margine Orientale mostra invece un appoggio per aggradazione (tipo onlap) dei sedimenti plio-pleistocenici su quelli miocenici.

I depositi quaternari affioranti in questo settore del graben del campidano sono rappresentati da depositi da sedimenti fluviali di sistema di conoide e di piana alluvionale. Si riporta di seguito il “Pozzo Campidano 1”effettuto presso Villasor per una profondità di 1700 m.

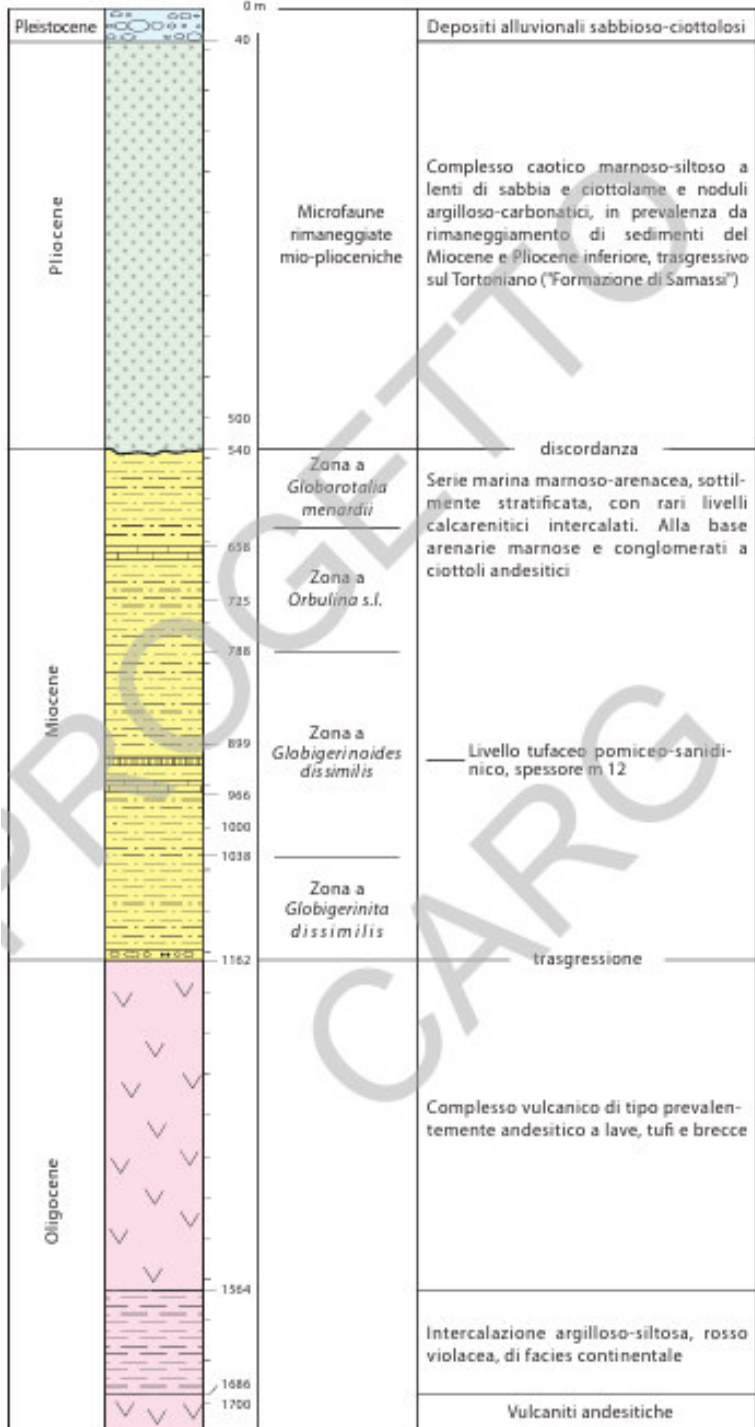
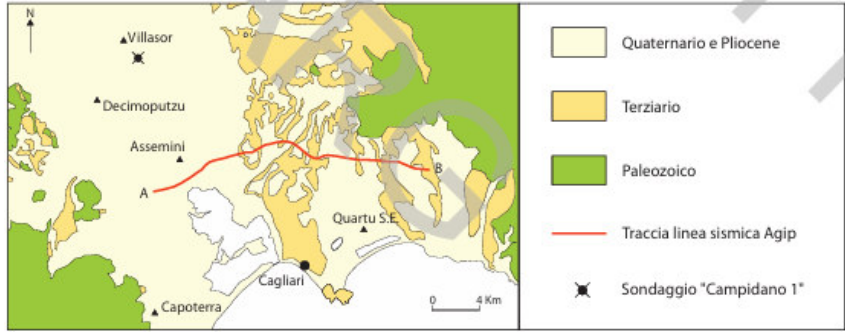


Figura 3-1 Sondaggio Campidano 1

Di seguito vengono descritte le unità presenti nell'area vasta:

ba_ Depositi alluvionali. Ghiaie da grossolane a medie. OLOCENE

bb_ Depositi alluvionali. Sabbie con subordinati limi e argille. OLOCENE

bc_ Depositi alluvionali. Limi ed argille. OLOCENE

bna_ Depositi alluvionali terrazzati. Ghiaie con subordinate sabbie. OLOCENE

bnb_ Depositi alluvionali terrazzati. Sabbie con subordinati limi ed argille. OLOCENE

bnc_ Depositi alluvionali terrazzati. Limi ed argille. OLOCENE

f1_ Travertini. Depositi carbonatici stratificati, da compatti a porosi, con tracce di resti vegetali e gusci di invertebrati. Derivano in parte da acque termali. OLOCENE

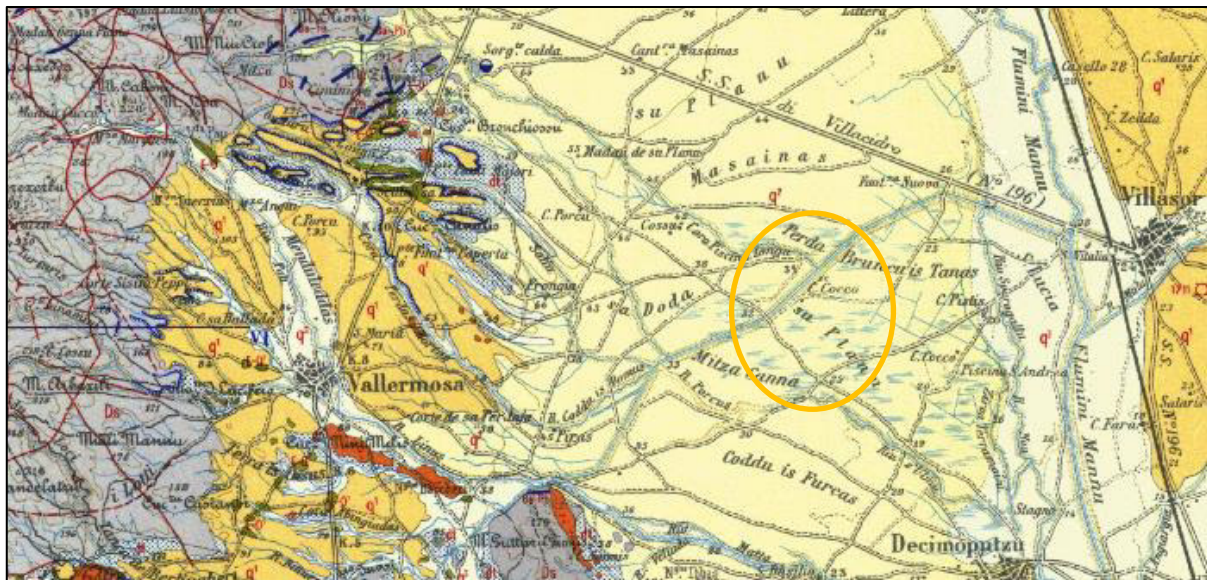


Figura 3-3 Stralcio Carta geologica 1:100.000 foglio 225 GUSPINI



Figura 3-2 Stralcio Carta Geologica 1:50.000 foglio 556 ASSEMINI

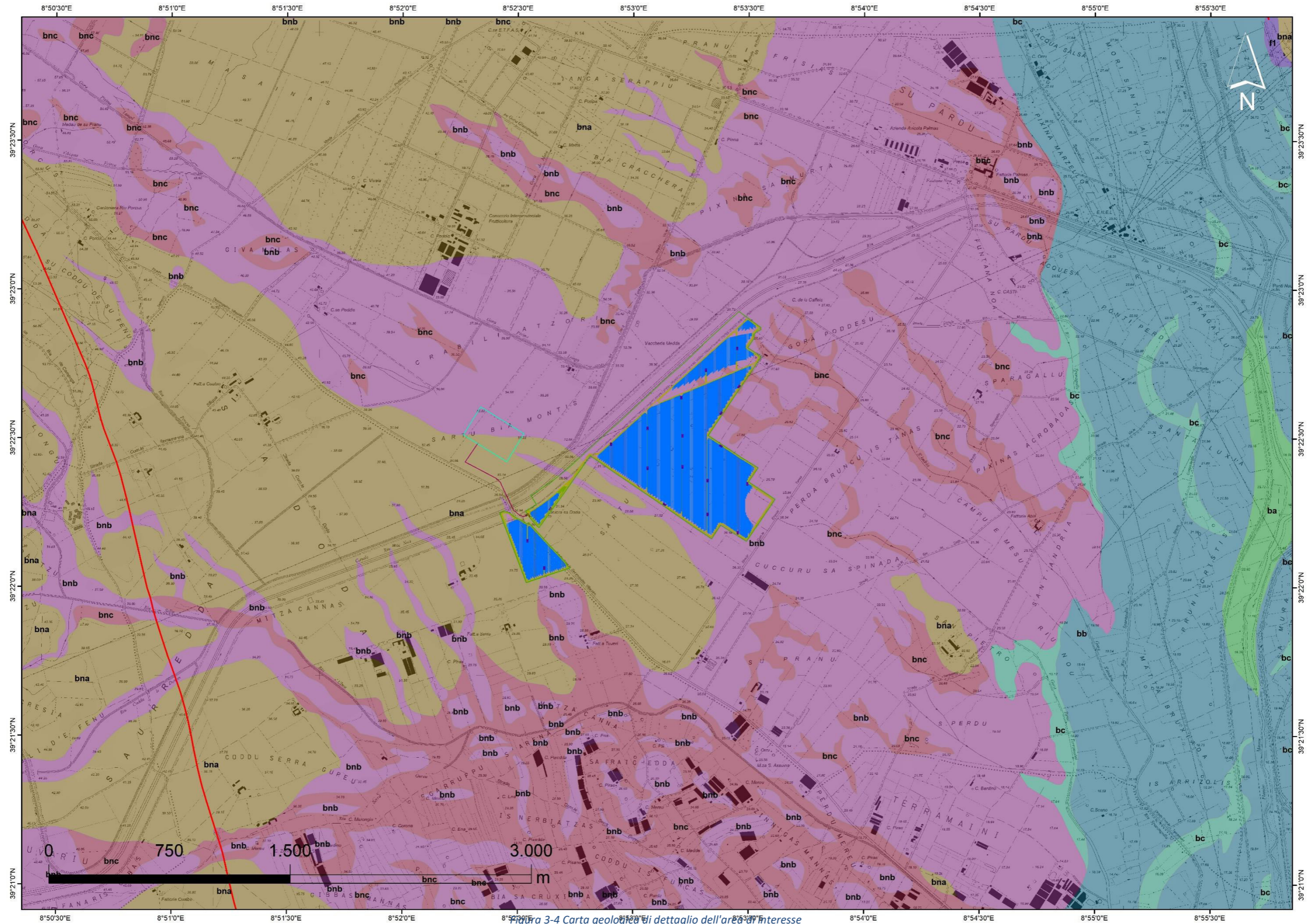










Figura 3-4 Carta geologica di dettaglio dell'area di interesse

Legenda

Litologie

	ba_Depositi alluvionali. Ghiaie da grossolane a medie. OLOCENE
	bb_Depositi alluvionali. Sabbie con subordinati limi e argille. OLOCENE
	bc_Depositi alluvionali. Limi ed argille. OLOCENE
	bn _a _Depositi alluvionali terrazzati. Ghiaie con subordinate sabbie. OLOCENE
	bn _b _Depositi alluvionali terrazzati. Sabbie con subordinati limi ed argille. OLOCENE
	bn _c _Depositi alluvionali terrazzati. Limi ed argille. OLOCENE
	f1_Travertini. Depositi carbonatici stratificati, da compatti a porosi, con tracce di resti vegetali e gusci di invertebrati. Derivano in parte da acque termali. OLOCENE
	Faglia

3.1.1 Litologia e stratigrafia significative all 'area di Progetto

Nello specifico, il progetto interessa le tre diverse facies dei depositi alluvionali terrazzati Olocenici:

bn_a_ *Depositi alluvionali terrazzati. Ghiaie con subordinate sabbie. OLOCENE*

bn_b_ *Depositi alluvionali terrazzati. Sabbie con subordinati limi ed argille. OLOCENE*

bn_c_ *Depositi alluvionali terrazzati. Limi ed argille. OLOCENE*

Sono depositi posti ai lati dei letti attuali o dei tratti di alveo regimati ed in genere non interessati dalle dinamiche in atto. Tratti limitati di questa unità potrebbero essere interessati da dinamiche alluvionali durante eventi idrometeorici eccezionali.

3.1.2 Tettonica e caratteristiche geostrutturali

In riferimento alle caratteristiche geostrutturali, nell'area in questione non sono emersi dei caratteri tettonici significativi all'opera interessata dall'intervento. L'area è inserita all'interno del graben del Campidano il quale è costituito da una serie di faglie distensive che hanno appunto provocato lo sprofondamento della crosta terrestre e formazione della fossa.

Questo movimento tettonico viene fatto risalire all'intervallo di tempo geologico medio Pliocene – inizio Pleistocene, circa da 4 a 2 milioni di anni fa e fu associato a importanti eventi effusivi. In seguito la fossa fu interessata da fenomeni di sedimentazione alluvionale che portarono uno spessore di circa 600 metri di sedimenti continentali e deltizi ed il seppellimento del sistema di faglie presenti all'interno della fossa del campidano.

3.2 Inquadramento Geomorfologico

I lineamenti geomorfologici dell'area vasta in esame sono strettamente correlati alle litologie affioranti e alle caratteristiche geostrutturali che hanno interessato questo settore della Sardegna. L'azione combinata di questi due fattori ha conferito al paesaggio una morfologia articolata dovuta prevalentemente alla differente vulnerabilità del substrato affiorante nei confronti degli agenti geomorfodinamici più incidenti in quest'area.

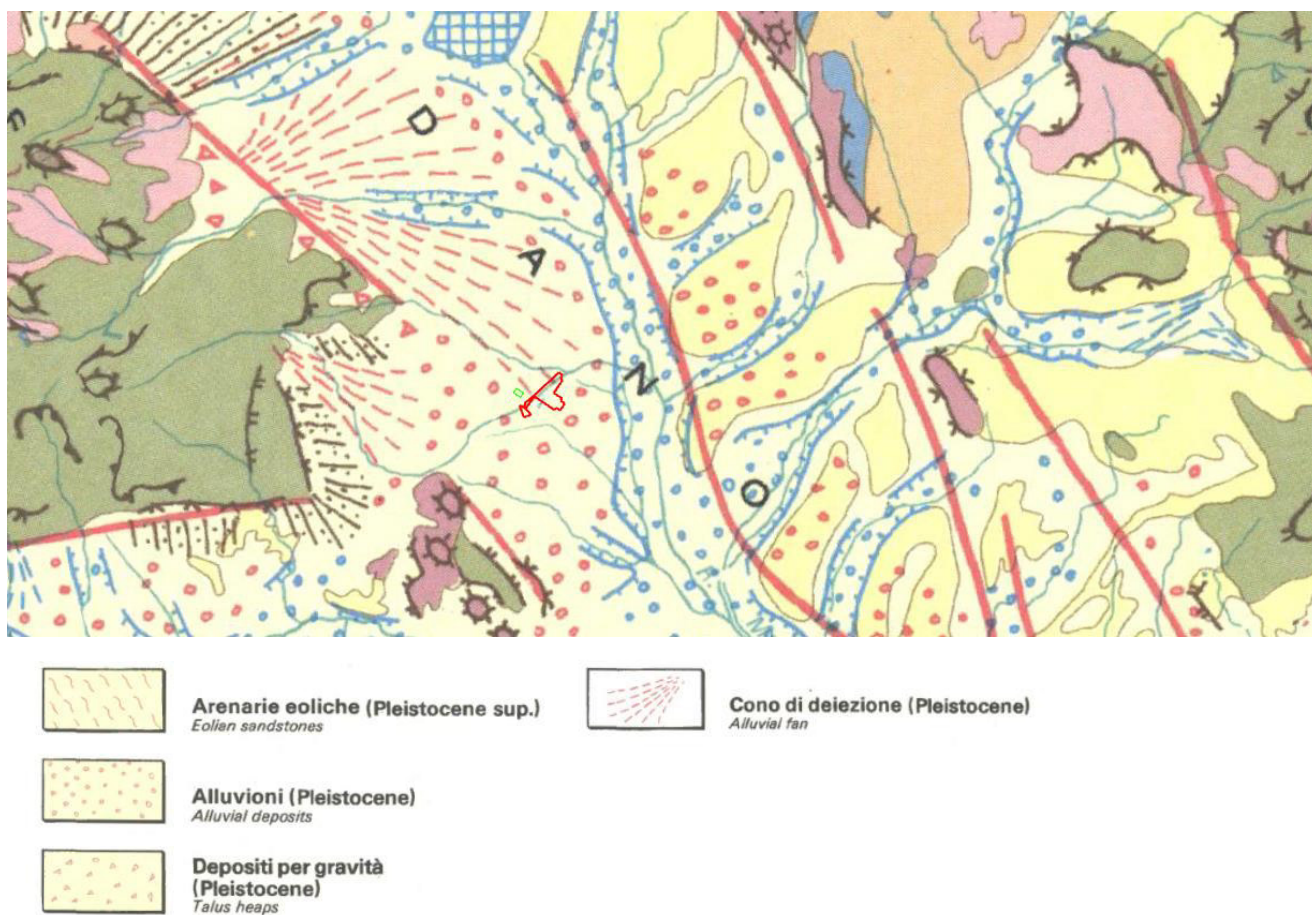


Figura 3-5 Stralcio carta geomorfologica della Sardegna

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 di progetto è inserita nella piana del campidano, contesto geomorfologico prettamente sub pianeggiante e dominato da dinamiche fluviali. Durante le piogge, le basse pendenze combinate alla presenza di suoli a bassa permeabilità, favoriscono la formazione di un velo superficiale d'acqua uniforme, il quale defluendo lentamente lungo le linee di maggior pendenza, asporta il materiale incoerente determinando così la formazione di tanti piccoli

Dal punto di vista geomorfologico il riu Flumini Mannu presenta per tutto il tratto d'interesse (dall'abitato di Villasor alla foce) un tipo di alveo monocursale ad andamento rettilineo orientato N-S e si sviluppa interamente in pianura.

L'asta è arginata sia in destra che in sinistra per tutta la sua lunghezza, mantenendo una larghezza stabile e uniforme della sezione di deflusso, con un profilo di fondo a bassa pendenza. La realizzazione delle arginature ha stabilizzato il tracciato planimetrico dell'alveo; al di fuori di esse il rilievo si individuano numerose evidenze delle piene storiche su entrambe le sponde, come storiche sono testimoniate dalle numerose tracce di modellamento fluviale ancora visibili. Particolare attenzione meritano le confluenze, in sinistra di numerosi affluenti secondari: il Canale riu Malu, il riu Flumineddu, il riu de Giancu Meloni, il riu di Sestu ed il riu Mannu di San Sperate, i quali contribuiscono in maniera significativa all'apporto idrico e solido.

I depositi alluvionali recenti localizzati in prossimità delle aree di confluenza sono prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi, ancora in evoluzione e interessati dai processi di trasporto fluviale. Nel settore prossimo alla foce e prospiciente la laguna di Santa Gilla, l'alveo mostra una sezione progressivamente più larga e meno incisa; tale conformazione è una diretta conseguenza dell'immissione in mare, che frena i processi di erosione di fondo favorendo per contro la deposizione del trasporto solido. Il confronto tra la situazione attuale dell'alveo e quella riportata sulla cartografia I.G.M. risalente agli anni '40 dello scorso secolo, non evidenzia variazioni significative del tracciato dell'alveo.

L'elemento idrico più prossimo al progetto è il canale Riu Nou, affluente destro del riu Fluminu Mannu. Ad Est dell'area di interesse sono presenti diverse linee di drenaggio superficiale locale individuate nello shapafile elementi idrici della regione. Scorrono con direzione prevalente da NW SE e drenano le acque che ricadono nella porzione topografica compresa tra il canale Riu Nou ed il Flumini Mannu.

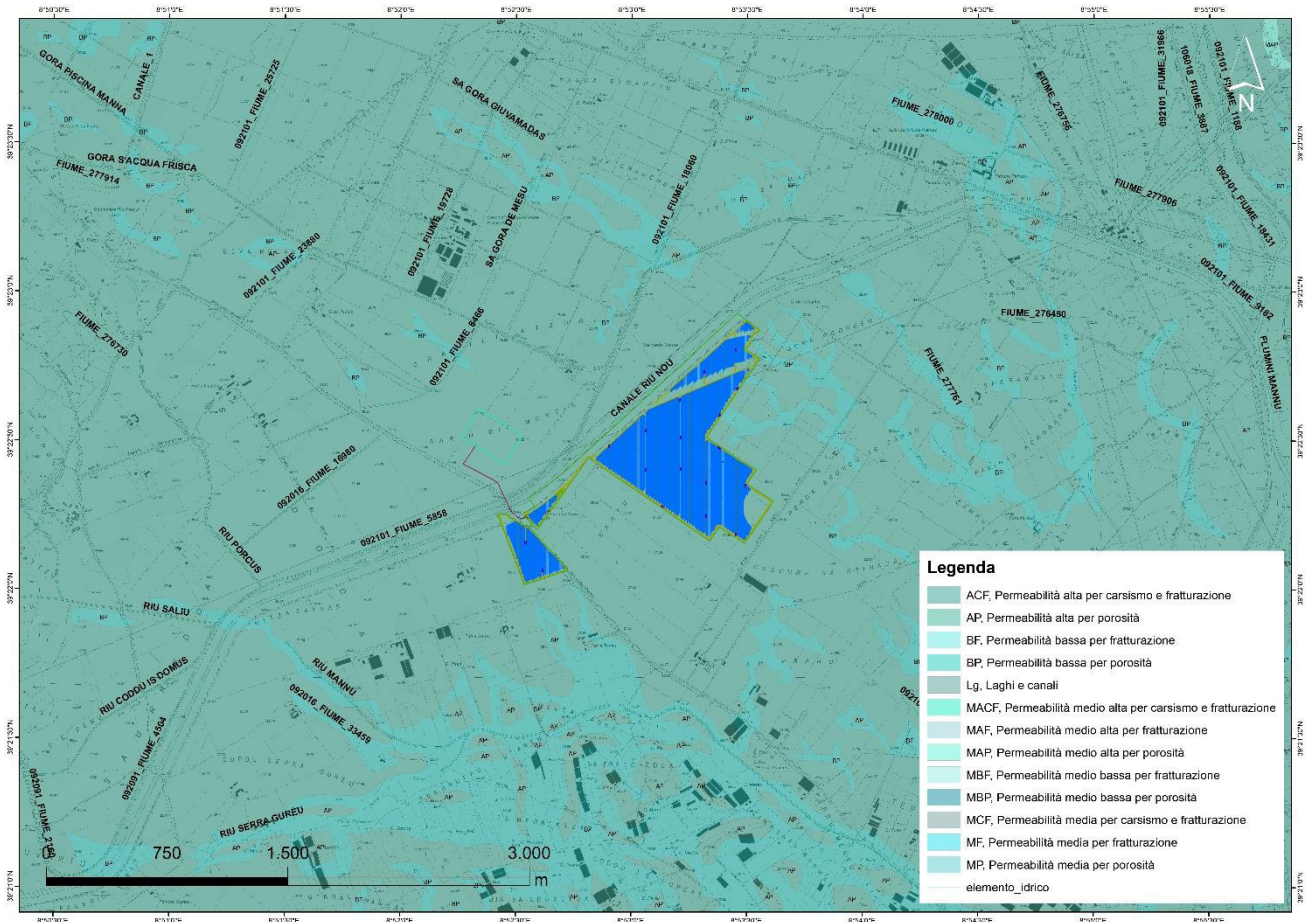
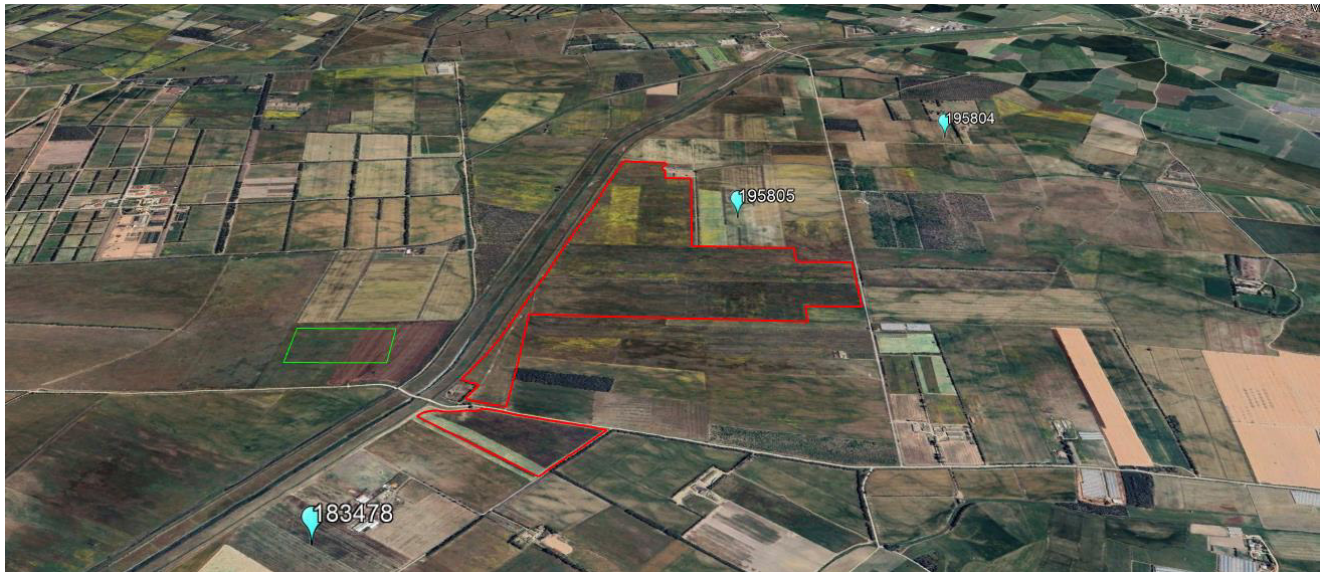


Figura 3-9 Carta delle permeabilità dei suoli e substrati

Questi depositi di tipo alluvionale, presentano delle intercalazioni di livelli più o meno permeabili caratteristici di ambienti di sedimentazione fluviale, pertanto sono sede di un acquifero multifalda i quali livelli più profondi sono confinati da orizzonti impermeabili e sono pertanto di tipo artesiano. Il più superficiale è presumibilmente di tipo freatico connesso alla rete idrografica e ai regimi pluviometrici.

Sono state estrapolate dall'archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (ISPRA) delle schede relative a delle perforazioni effettuate in prossimità dell'area di progetto. Il sondaggio codice 195805, ubicato a circa 200 metri dall'impianto, è stato spinto sin ad una profondità di 95 metri dal piano campagna e riporta una stratigrafia caratterizzata da alternanza di livelli argillosi sabbiosi e ghiaiosi. Su tutta la verticale sono state rinvenute 3 falde impostate sui livelli permeabili. La falda più superficiale è stata rinvenuta da una profondità di 5 metri dal p.c per uno spessore di 0,5 metri.

Sugli altri sondaggi, la falda più superficiale è stata rinvenuta a profondità più elevate.



195805		FALDE ACQUIFERE		
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	
1	5,00	5,50	0,50	
2	30,00	31,00	1,00	
3	66,00	67,00	1,00	
MISURE PIEZOMETRICHE				
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
mag/1995	5,00	10,00	5,00	3,000

195804		FALDE ACQUIFERE		
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	
1	18,00	18,30	0,30	
2	40,00	40,50	0,50	
POSIZIONE FILTRI				
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	50,00	51,00	1,00	110
MISURE PIEZOMETRICHE				
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
ott/1989	7,00	50,00	43,00	2,000

183478		FALDE ACQUIFERE		
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	
1	34,00	35,00	1,00	
3	132,00	138,00	6,00	
2	124,00	125,00	1,00	
POSIZIONE FILTRI				
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	140,00	140,00	250
MISURE PIEZOMETRICHE				
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
ott/1996	2,00	20,00	18,00	13,000

3.4 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.

Nella Carta dei Suoli della Sardegna in scala 1:250000 (2008), l'area di interesse ricade nell'unità **I1**

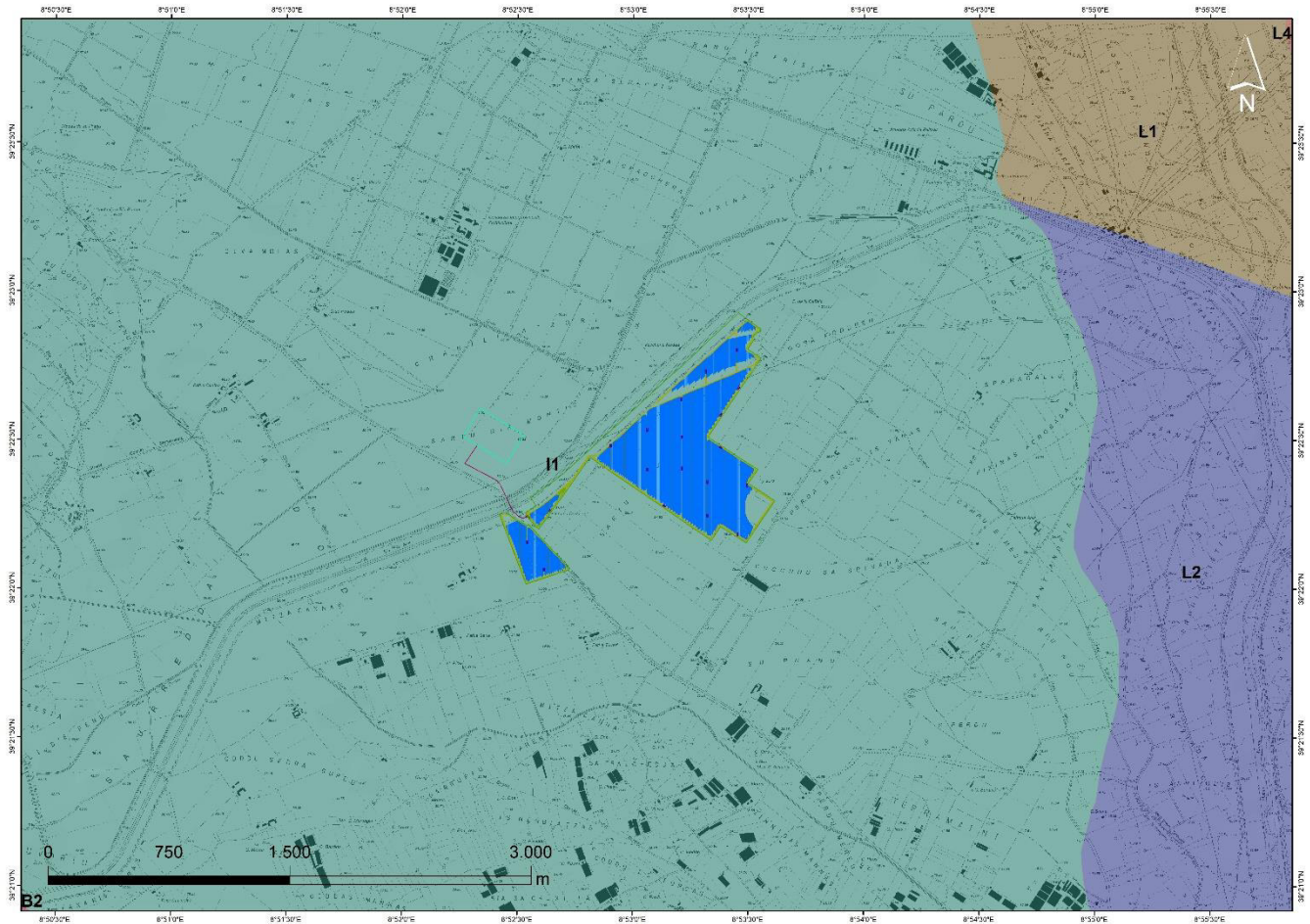


Figura 3-10 Carta dei suoli

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 profondita', 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..

3.5 Uso del suolo

Dalla carta dell'Uso del Suolo, resa disponibile dal sito Geoportale, si evince che l'ambito di progetto si inserisce principalmente in un contesto in cui il suolo ricade nel livello dei:

- 2121 -SEMINATIVI SEMPLICI E COLTURE ORTICOLE A PIENO CAMPO

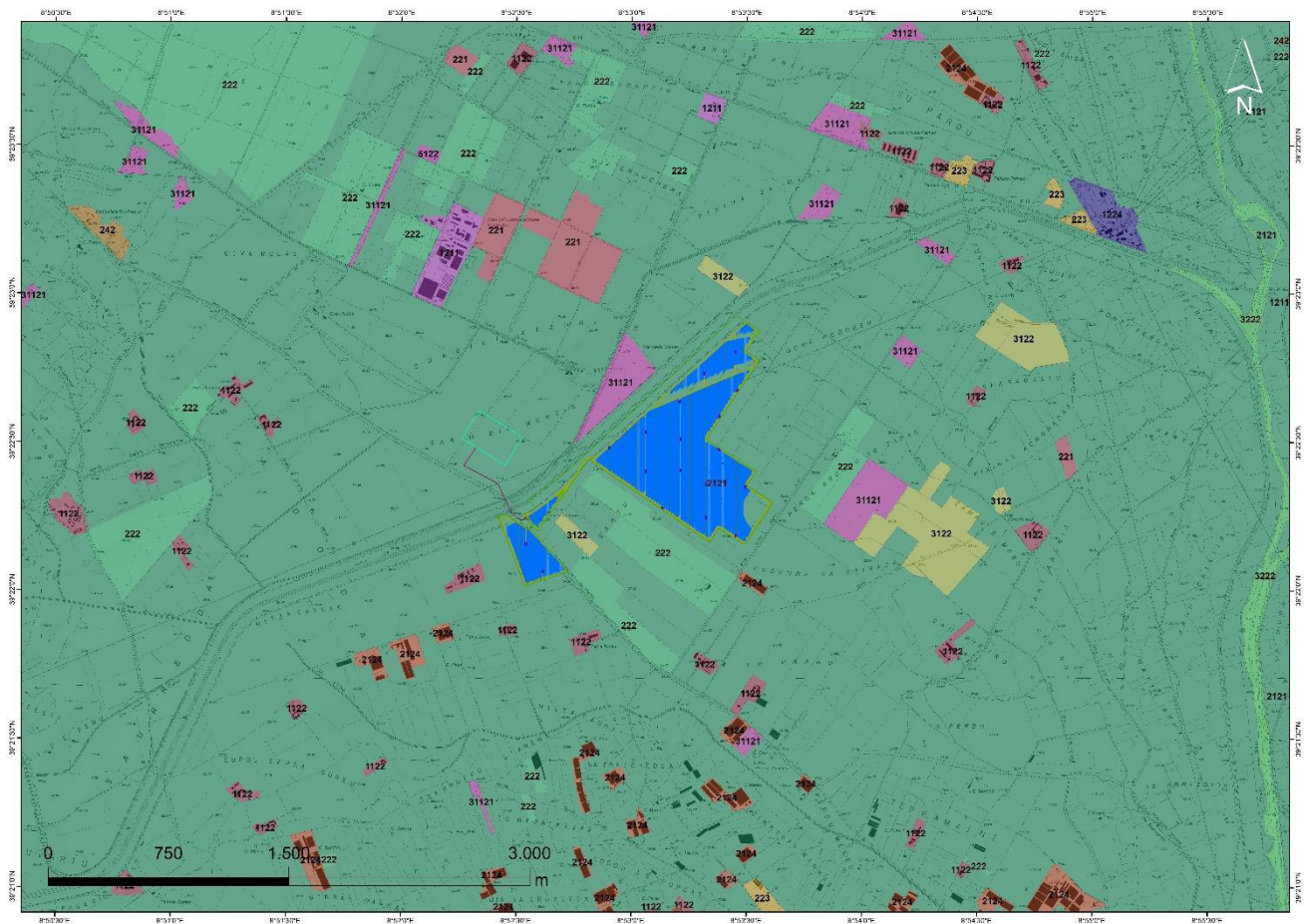


Figura 3-11 Carta dell'usol del suolo

4. Vincoli Vigenti

4.1 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. 12 del 21/12/2021, pubblicata sul BURAS n. 72 del 30/12/2021 il Comitato Istituzionale ha adottato alcune modifiche alle Norme di Attuazione del PAI. Le modifiche sono state successivamente approvate con la Deliberazione di giunta regionale n. 2/8 del 20/1/2022 e con Decreto del Presidente della Regione n. 14 del 7/2/2022.

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"

L'area dove sorgerà l'impianto agrivoltaico avanzato **risulta essere interessata** da pericolosità idraulica bassa **Hi1**.

Lungo il tragitto, il cavidotto interseca elementi idrici appartenenti al reticolo idrografico regionale sui cui vige il buffer di prima salvaguardia equiparato ad aree a **pericolosità molto elevata Hi4**.

4.2 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.

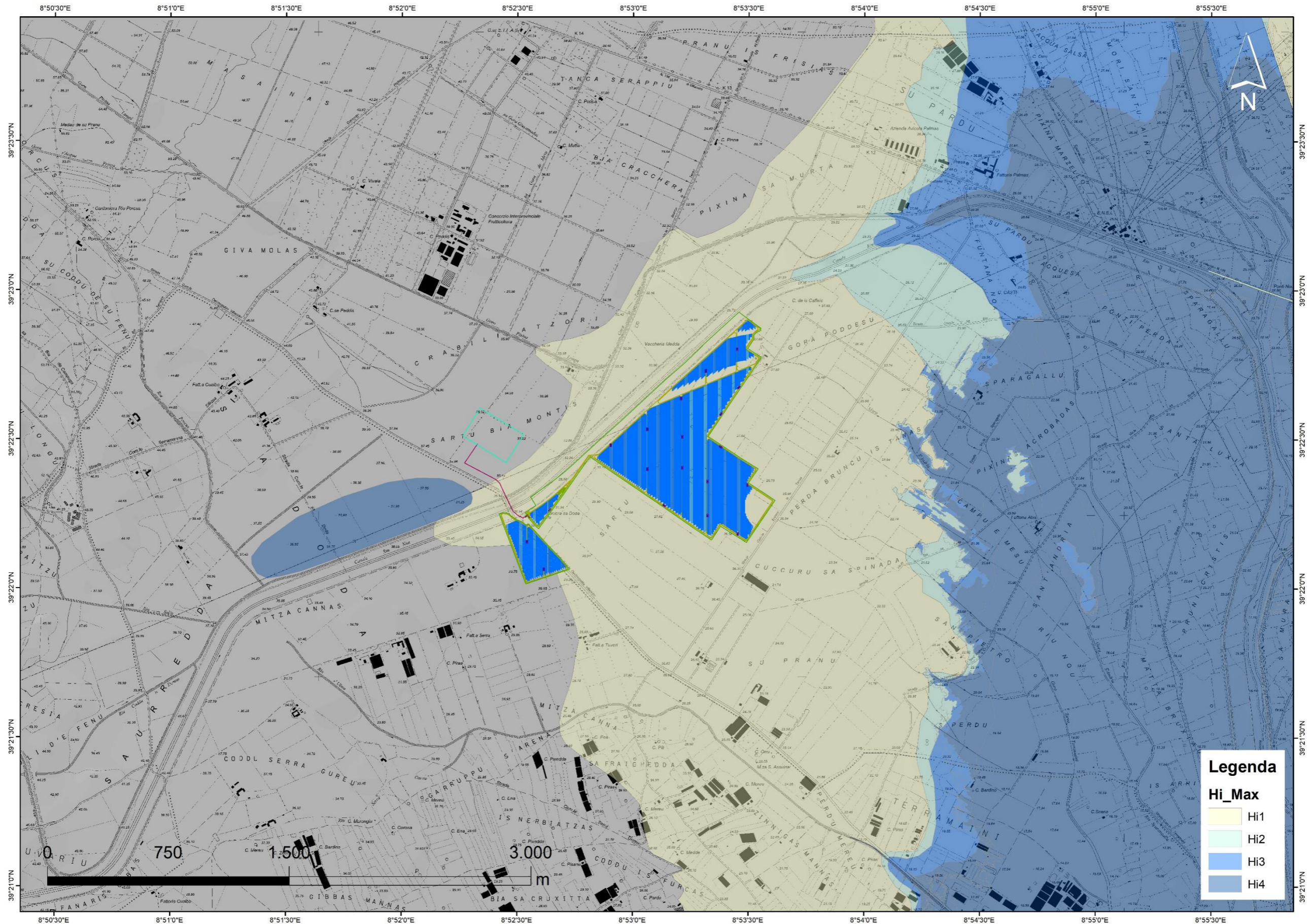
Con l'introduzione nelle N.A. del P.A.I. dell'art. 30 ter "Identificazione e disciplina delle aree di pericolosità quale misura di prima salvaguardia", viene introdotta la norma di prima salvaguardia relativa a fasce di ampiezza variabile in funzione della gerarchizzazione del reticolo idrografico secondo 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

All'interno dell'area di progetto, non risultano essere presenti fasce strahler di prima salvaguardia.



4.3 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 avanzato **risulta essere interessata** dal PGRA.

4.4 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 avanzato **risulta essere interessata** da pericolosità idraulica bassa **Hi1**.

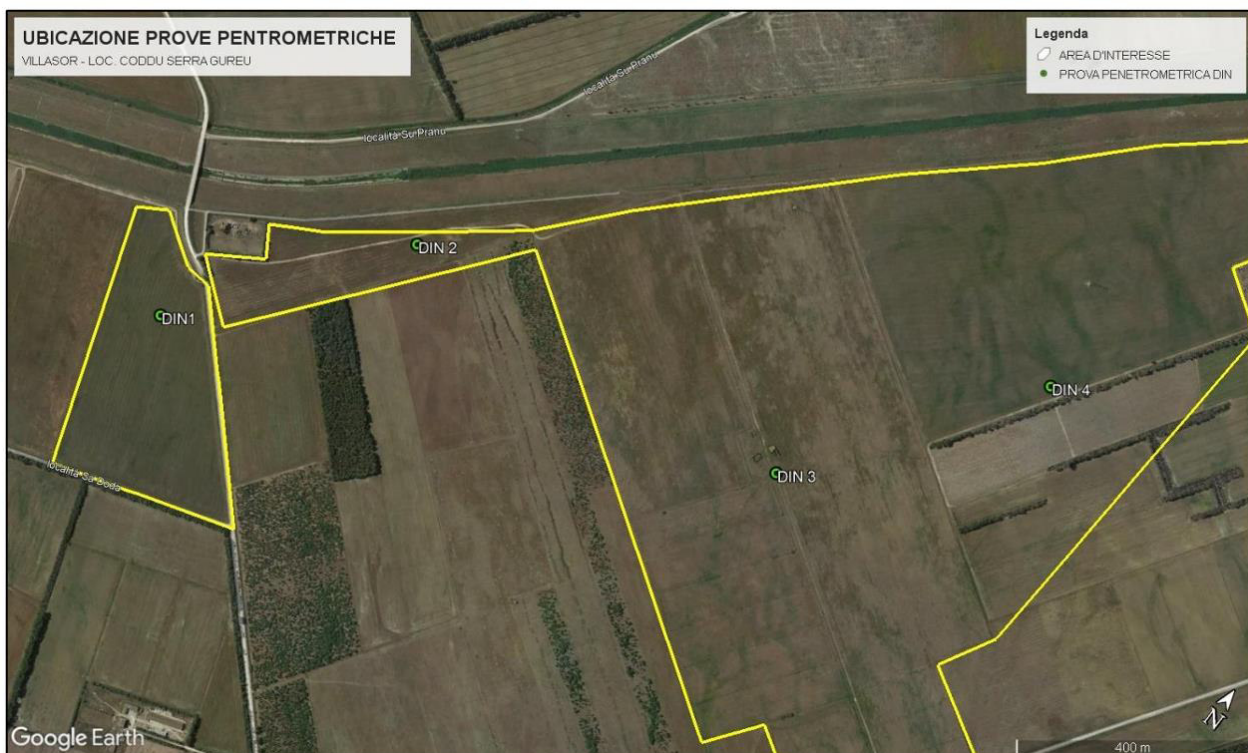
5. Piano di Indagini geologico-geotecniche

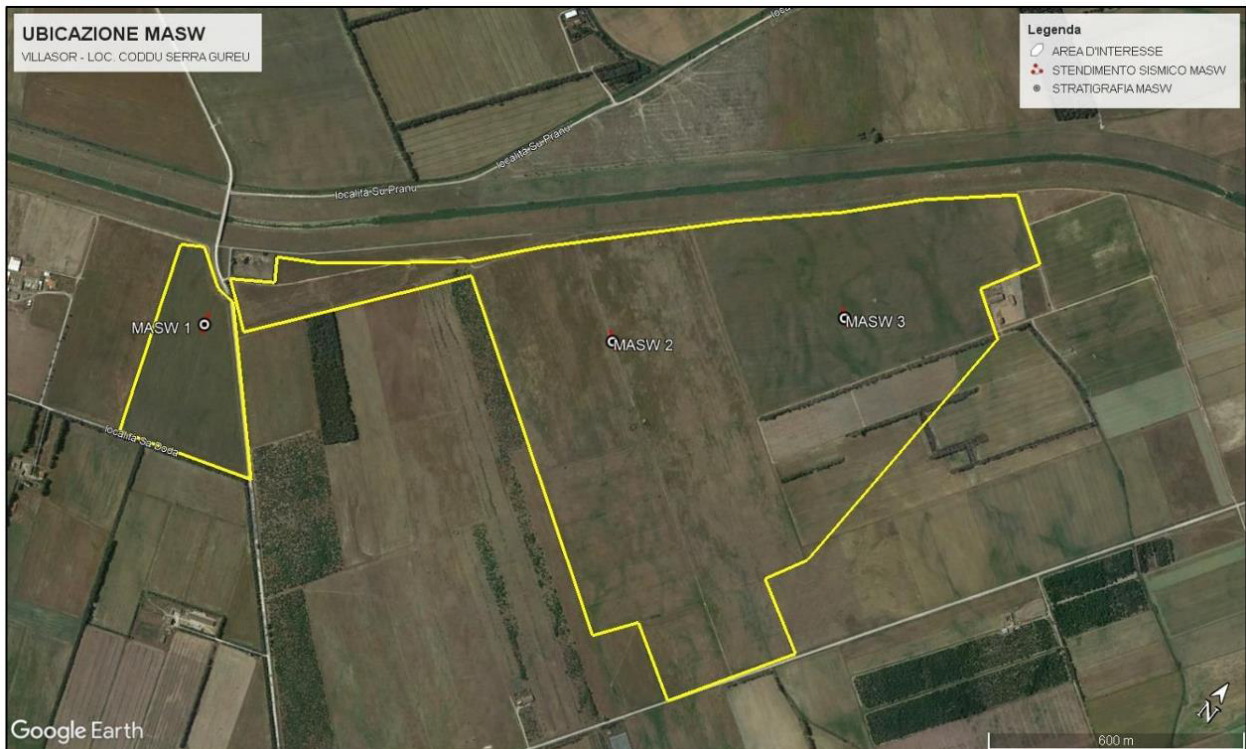
Ai fini di una caratterizzazione preliminare geotecnica dei depositi interessati dall'installazione dell'opera, è stato eseguito un piano di indagini geognostiche.

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 dall'installazione dei tracker 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 strato tensionale.

Sono state eseguite n°4 prove penetrometriche dinamiche e n°3 profili masw.





5.1 Prove penetrometriche DM30



Le prove penetrometriche sono attualmente molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione poiché può essere svolta in tutti i tipi di terreno, coesivo o granulare (dalle argille alle ghiaie), comprese le rocce tenere, fornendo lo stato d'addensamento di terreni incoerenti e la consistenza di terreni coerenti, attraverso la valutazione della resistenza dinamica alla punta degli strati attraversati. È però necessario tenere sempre ben presente che le prove dinamiche continue sono state ideate per lo studio dei terreni incoerenti, i dati elaborati per gli strati coesivi, quindi sono da considerarsi utili solo per un primo inquadramento del problema. La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione (per tratti consecutivi di 10 cm) misurando il numero di colpi N necessari. La prova viene generalmente eseguita a partire dal piano di campagna, ma in alcuni casi può essere condotta, con l'impiego di speciali accorgimenti, a partire dal fondo di fori di sondaggio.

Le prove sono state eseguite con un penetrometro mod. DeepDrill DM30, azionato da un gruppo oledinamico alimentato da un motore a scoppio da 4 Hp, provvisto di una massa battente di 30 Kg, classificabile quindi come tipo medio.




5.1.1 Risultati prove penetrometriche

Parametri riassuntivi delle prove penetrometriche



DIN 1

Prof. Strato (m)	N DPM (Minimo)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Rd Minima (Kg/cm ²)	Nspt Minimo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo	Coesivo	Incoerente	Clay Fraction (%)	Texture	Descrizione
0.1	9	1.505	65.55	13	1.82	1.94	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		terreno vegetale
0.2	23	1.505	167.51	34	2.17	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		limo sabbioso
0.4	39	1.505	284.04	58	2.27	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		Alluvioni




DIN 2

Prof. Strato (m)	N DPM (Minimo)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Rd Minima (Kg/cm ²)	Nspt Minimo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo	Coesivo	Incoerente	Clay Fraction (%)	Texture	Descrizione
0.2	6	1.505	43.7	9	1.7	1.91	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		terreno vegetale
0.3	27	1.505	196.64	40	2.2	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		sabbia con limo
0.5	48	1.505	349.58	72	2.43	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		Alluvioni

DIN 3

Prof. Strato (m)	N DPM (Minimo)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Rd Minima (Kg/cm ²)	Nspt Minimo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo	Coesivo	Incoerente	Clay Fraction (%)	Texture	Descrizione
0.2	18	1.505	131.1	27	2.1	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		sabbia con limo
0.4	43	1.505	313.17	64	2.32	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		terreno vegetale

DIN 4

Prof. Strato (m)	N DPM (Minimo)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Rd Minima (Kg/cm ²)	Nspt Minimo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo	Coesivo	Incoerente	Clay Fraction (%)	Texture	Descrizione
0.3	1	1.505	7.28	1	1.35	1.86	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		terreno vegetale
0.7	9	1.505	65.55	13	1.82	1.94	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		sabbia con limo
1	23	1.505	158.14	34	2.17	2.5	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0		Alluvioni

5.2 Metodologia MASW

La tecnica MASW consente di misurare la velocità delle onde di taglio Vs sfruttando il carattere dispersivo delle onde di Rayleigh quando queste si propagano in un mezzo stratificato. La dispersione consiste nella variazione della velocità di fase a diverse frequenze, con l'aumento della lunghezza d'onda (abbassamento di frequenza) la profondità coinvolta dalla propagazione dell'onda è via via maggiore.

È quindi possibile, impiegando onde di un certo intervallo di frequenza, caratterizzare le proprietà acustiche dei terreni sino ad una certa profondità. Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa

lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga.

Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici. L'intero processo comprende tre passi successivi: L'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

Il metodo si sviluppa attraverso la determinazione delle proprietà dispersive del mezzo individuabili dall'analisi dello spettro di velocità dei dati. Il range di frequenza si sviluppa comunemente tra i 5 Hz e i 70Hz, fornendo informazioni sino a profondità di circa 30 m a seconda della rigidità del suolo: la profondità massima di penetrazione è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e più bassa frequenza identificabile.

Questa tipologia di prospezione si realizza con uno stendimento sismico costituito da 12/24 o più geofoni allineati a distanza intergeofonica variabile tipicamente fra 1 e 5 m (la lunghezza dello stendimento incide sulla focalizzazione del segnale nello spettro di velocità) che registrano le onde sismiche generate in corrispondenza di X punti di energizzazione effettuati tipicamente ad una distanza compresa fra 2 m e 20 m dal primo geofono.

L'obiettivo della registrazione è quindi l'individuazione del treno di onde superficiali (Rayleigh), che a causa della stratificazione del mezzo subisce una dispersione le cui modalità sono direttamente correlate alla velocità delle onde di taglio S. L'acquisizione delle onde di Rayleigh può essere fatta mediante geofoni verticali (come nel nostro caso), oppure mediante geofoni orizzontali con asse posto parallelo (radiale) allo stendimento (in entrambi i casi si utilizza una sorgente verticale - piastra-martello).

5.2.1 Risultati indagini sismiche

L'analisi del profilo sismico per il calcolo delle V_s equivalenti è stata effettuata utilizzando un modello composto da 9 sismostrati di seguito rappresentati nelle tabelle sotto. L'indagine MASW si basa sull'assunto che la stratificazione del sito investigato sia piano parallela, di con

sequenza in condizioni geologicamente complesse vi possono essere delle restituzioni stratigrafiche affette da un certo margine di errore. Per questo motivo l'interpretazione stratigrafica proposta delle MASW seguenti non può che essere indicativa.

Stratigrafia Vs MASW 1								
Strati	Profondità (m)	Spessore (m)	Descrizione	Vs (m/s)	γ_1 (kN/m ³)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
1	1,7	1,7	Alluvioni	324	18.2	5911	138	0.021
2	3,8	2,1		283	17.6	4991	149	0.030
3	6,3	2,5		243	17.0	4125	152	0.041
4	9,2	2,9		265	17.3	4598	192	0.044
5	12,5	3,3		262	17.3	4533	216	0.050
6	16,2	3,7		258	17.2	4446	239	0.057
7	20,4	4,2	Alluvioni addensate	303	17.9	5436	318	0.055
8	25	4,6		356	18.7	6649	409	0.052
9	-	-		394	19.2	7548	-	-

Stratigrafia Vs MASW 2								
Strati	Profondità (m)	Spessore (m)	Descrizione	Vs (m/s)	γ (kN/m ³)	R (kPa)	F (Hz)	T (s)
1	1,7	1,7	Alluvioni	307	18.0	5526	130	0.022
2	3,8	2,1		286	17.7	5057	150	0.029
3	6,3	2,5		261	17.3	4511	163	0.038
4	9,2	2,9		257	17.2	4425	186	0.045
5	12,5	3,3		274	17.5	4794	226	0.048
6	16,2	3,7	Alluvioni addensate	330	18.3	6048	305	0.045
7	20,4	4,2		375	18.9	7096	394	0.045
8	25	4,6		396	19.2	7596	455	0.046
9	-	-		412	19.4	7982	-	-

6. Pericolosità sismica di base

La caratterizzazione sismogenetica dell'area in studio è stata elaborata considerando la recente Zonazione Sismogenetica, denominata ZS9, prodotta dall' INGV (Meletti C. e Valensise G., 2004).

Questa zonazione è considerata, nella recente letteratura scientifica, il lavoro più completo e aggiornato a livello nazionale. Dall'analisi dei risultati riportati nella ZS9 si può evidenziare che la regione interessata dal progetto non è caratterizzata da nessuna area sorgente di particolare rilievo.

6.1 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, purché 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_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC^* 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_0 e TC^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa

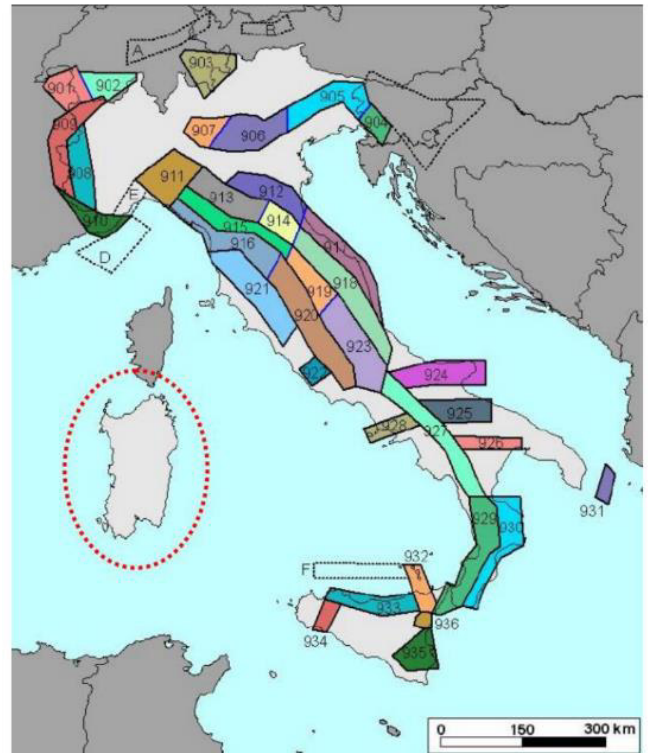


Figura 6-1 Mappa della zonizzazione Sismogenetica ZS9 dell'Italia

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.

6.1.1 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.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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 $C_u = 1$.

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.

Tale parametro è stato stimato direttamente in sito mediante l'esecuzione di 3 profili MASW.

Categorie di sottosuolo: ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3.

La categoria di sottosuolo desunta dalle vs30 ricavate dalle indagini sismiche MASW è la C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ 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			

7. Modellazione geotecnica

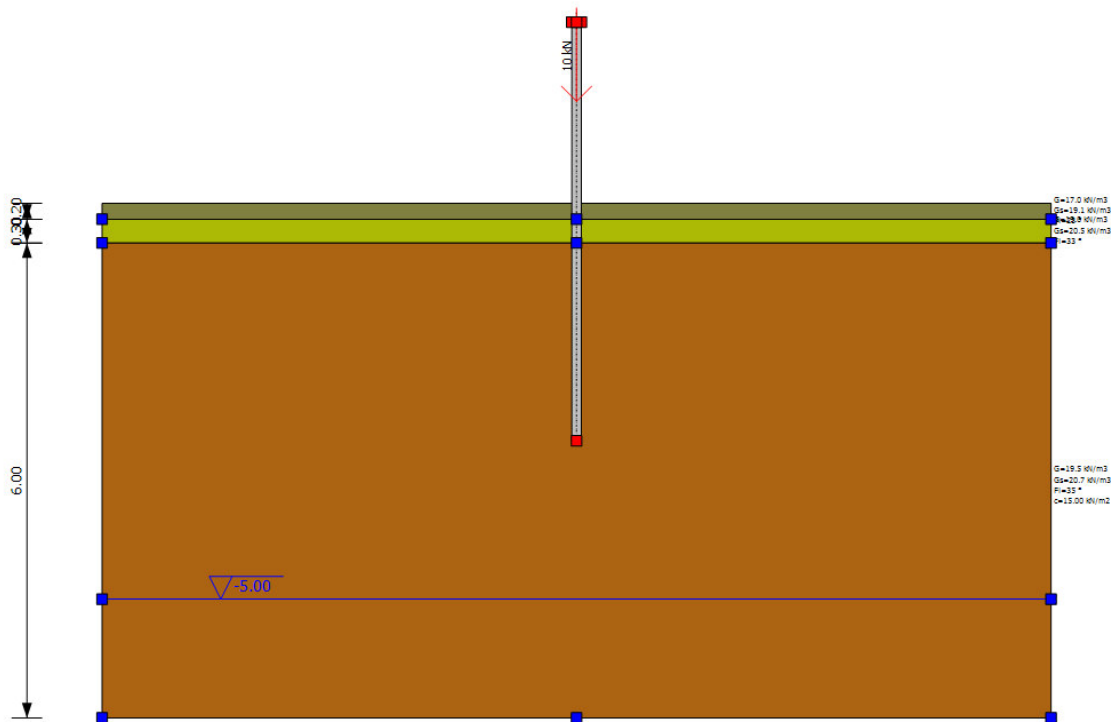
L'acquisizione dei parametri geotecnici di progetto è avvenuta su osservazioni dirette ed indirette e da indagini di dettaglio effettuate sul lotto di interesse riportate nei capitoli precedenti.

Ai fini delle verifiche geotecniche, sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici:

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Modulo elastico [MN/m ²]	Descrizione litologica
1	0.20	17.00	19.10	0.00	23.00	No	14.70	Suolo
2	0.30	19.00	20.50	0.00	33.00	No	4.00	Sabbie limose
3	6.00	19.50	20.70	15.00	35.00	No	66.00	Ghiaie sabbioso argilloso limose

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche effettuate mediante software prodotti dalla casa Geostru, rispettivamente **MP** – Pali e micropali di fondazione, attraverso il quale è stato possibile effettuare il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione per un palo, e **Loadcap** per il calcolo della capacità portante per fondazioni superficiali

7.1 Verifica geotecnica 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:

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

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

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

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:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

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

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

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

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

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 γD , 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 (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ 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 ε_V .

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 ε_V 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 $\phi = 0$ (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 $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ 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 $\phi = 0$

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 $\phi = 0$.

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:

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

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

Resistenza del fusto

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

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

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);

σ = 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

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

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

$$K = 1 - \text{sen}\phi$$

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

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

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

Pali trivellati:

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

Meyerhof – Murdock (1963) $\alpha = 1 - 0.1 \cdot c$ per $c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c$ per $c \geq 5 \text{ t/m}^2$

Whitaker – Cooke (1966) $\alpha = 0.9$ per $c < 2.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.9$ per $c > 7.5 \text{ t/m}^2$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

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

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

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

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

Pali infissi

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

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:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

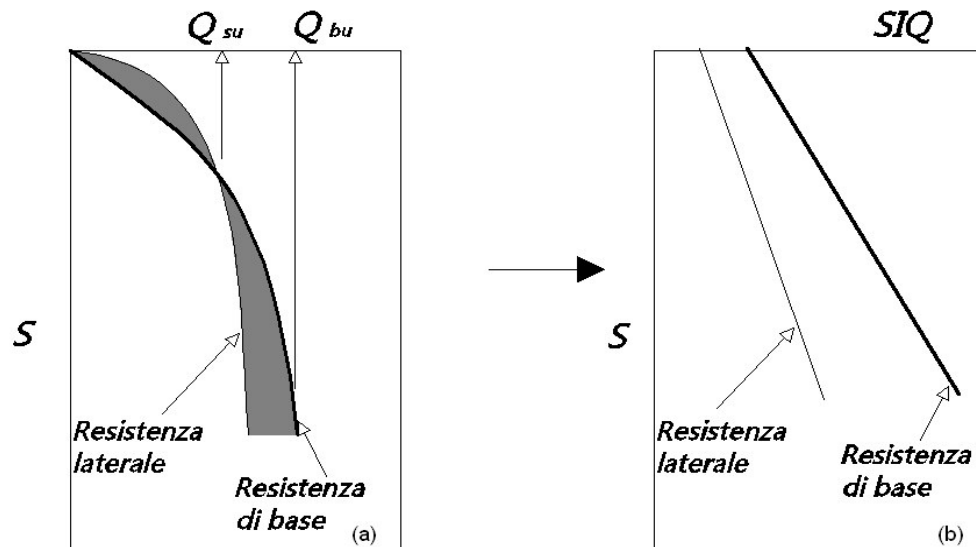
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = 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:

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

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 $E_c=26 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di
- $E_c=40 \cdot 10^6$ 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:

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

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:

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

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.

Report calcolo verifica geotecnica

Dati generali...

Descrizione	Palo
Diametro punta	0.12 m
Lunghezza	2.00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	2.29 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	5.00 m

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]	Descrizione litologica
1	0.20	17.00	19.10	0.00	23.00	No	0.00	0.00	No	1.00	14.70	0	Suolo
2	0.30	19.00	20.50	0.00	33.00	No	0.00	0.00	No	0.00	4.00	0	
3	6.00	19.50	20.70	15.00	35.00	No	0.00	0.00	No	0.00	66.00	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	75.97	102.25	$\phi=36.25/c=15.00$	1.70	50.30	5.20	53.80	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3
 Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (ξ_3) 1.70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (ξ_4) 1.70

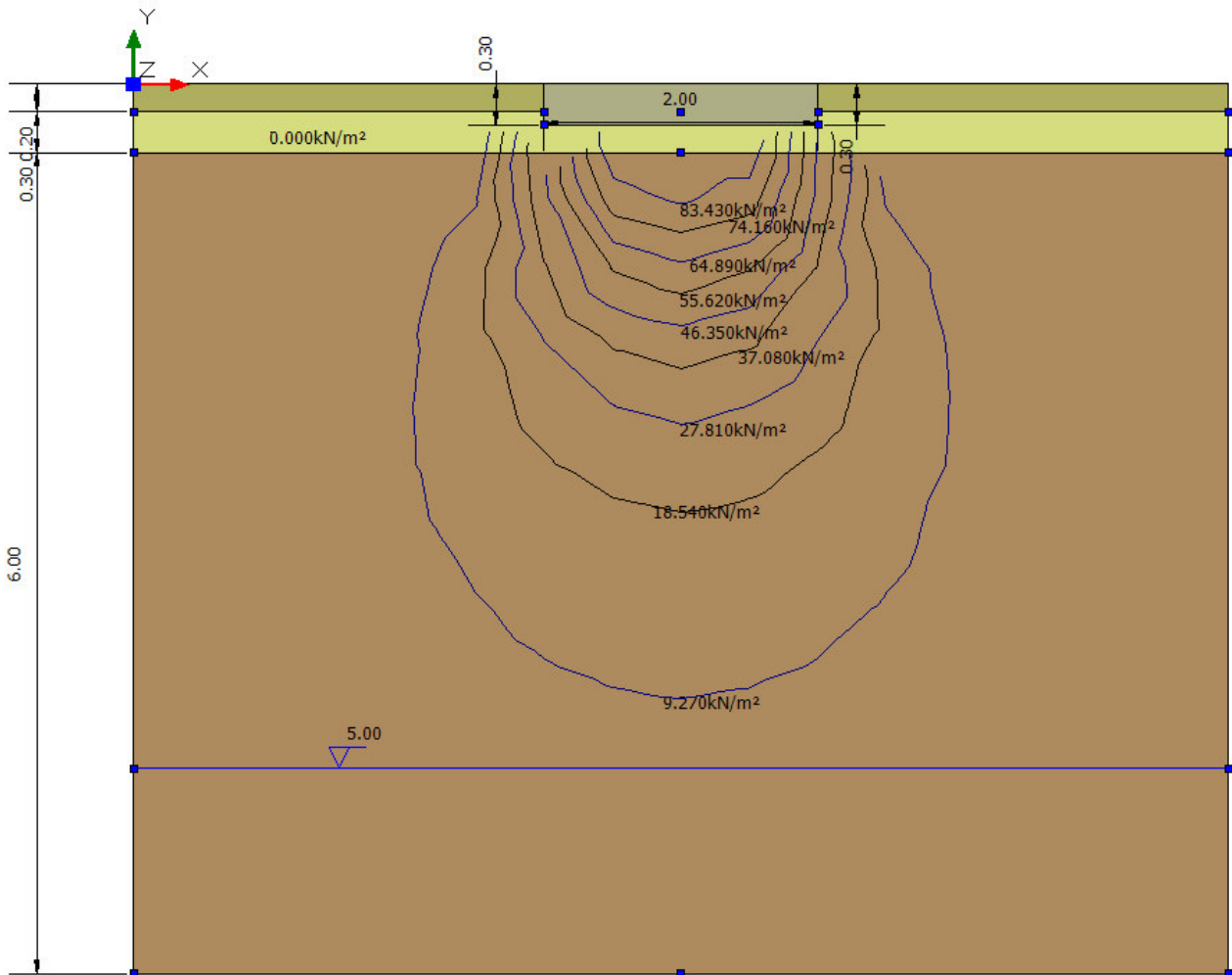
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	50.30	50.30	50.30
Laterale	5.20	5.20	5.20
Totale=Base+Laterale- Peso palo	53.80	53.80	53.80

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1.35
 Laterale 1.15
 Resistenza di progetto base 21.92 kN
 Resistenza di progetto laterale 2.66 kN
 Resistenza di progetto 22.88 kN
 Azioni di progetto 10.00 kN
 Fattore sicurezza verticale 2.29

Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato 10.00 kN
 Coefficiente influenza 0.12
 Cedimento 0.02 cm

7.2 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
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.028
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
-------------	---------------------

Classe d'uso: Classe I
 Vita nominale: 50.0 [anni]
 Vita di riferimento: 35.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.186	2.61	0.273
S.L.D.	35.0	0.235	2.67	0.296
S.L.V.	332.0	0.49	2.88	0.34
S.L.C.	682.0	0.588	2.98	0.372

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Classe I

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.279	1.0	0.0285	0.0142
S.L.D.	0.3525	0.47	0.0169	0.0084
S.L.V.	0.735	0.38	0.0285	0.0142
S.L.C.	0.882	1.0	0.0899	0.045

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.2	17.0	19.1	23.0	0.0	0.0	14700.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
0.3	19.0	20.5	33.0	0.0	0.0	4000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6.0	19.5	20.7	35.0	15.0	0.0	66000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	98.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	98.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	98.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	98.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

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	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

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

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	396.94 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	172.58 kN/m ²
Tensione [Ed]	98.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	4.05
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 21103.96 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.45 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.68 kN/m ³
Angolo di attrito	34.7828 °
Coesione	13.3711 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.62
Fattore [Nc]	20.66
Fattore [Ng]	6.71
Fattore forma [Sc]	1.51
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]	1.47
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	461.69 kN/m ²
Resistenza di progetto	200.74 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.45 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.68 kN/m ³
Angolo di attrito	34.7828 °
Coesione	13.3711 kN/m ²

Fattore [Nq]	12.66
Fattore [Nc]	25.06
Fattore [Ng]	9.65
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	479.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	208.42 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.45 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.68 kN/m ³
Angolo di attrito	34.7828 °
Coesione	13.3711 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.62
Fattore [Nc]	20.66
Fattore [Ng]	6.72

Fattore forma [Sc]	1.49
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.25
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.25
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	527.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	229.39 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	7.43

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18

Carico limite strato 2 (qb)	1907.35 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	396.94 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	6.98 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	7.07
Rapporto (q1/q2)	6.31

Carico limite	396.94 kN/m ²
Resistenza di progetto	172.58 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.45 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.68 kN/m ³
Angolo di attrito	34.7828 °
Coesione	13.3711 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.62
Fattore [Nc]	20.66
Fattore [Ng]	6.71
Fattore forma [Sc]	1.51
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]	1.47
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]	0.97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	459.49 kN/m ²
Resistenza di progetto	255.27 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.45 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.68 kN/m ³
Angolo di attrito	34.7828 °
Coesione	13.3711 kN/m ²

Fattore [Nq]	12.66
Fattore [Nc]	25.06
Fattore [Ng]	9.65
Fattore forma [Sc]	1.0

Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	474.11 kN/m ²
Resistenza di progetto	263.4 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.45 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.68 kN/m ³
Angolo di attrito	34.7828 °
Coesione	13.3711 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.62
Fattore [Nc]	20.66
Fattore [Ng]	6.72
Fattore forma [Sc]	1.49
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.25
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.25
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	522.93 kN/m ²
Resistenza di progetto	290.52 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64

Fattore [Ng]	7.43
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18
Carico limite strato 2 (qb)	1907.35 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	396.94 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	6.98 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	7.07
Rapporto (q1/q2)	6.31
=====	
Carico limite	396.94 kN/m ²
Resistenza di progetto	220.52 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	98.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	7.0
Distanza	4.12 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0.31 cm

8. 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.

8.1 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.

8.2 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 prima della conclusione del procedimento di valutazione di impatto ambientale.

9. 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 ne 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, il substrato costituito da depositi alluvionali terrazzati aventi permeabilità alta/bassa per porosità, sono sede di un acquifero multistrato il quale più superficiale risulta 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.

10. Conclusioni

Attraverso il presente studio è stato analizzato il contesto geologico, geomorfologico ed idrogeologico entro il quale l'opera di progetto si inserisce. L'area è stata inoltre caratterizzata dal punto di vista geotecnico mediante l'esecuzione di un piano di indagini il quale ha visto l'esecuzione di n°4 prove penetrometriche e 3 profili masw, al fine di avere una prima restituzione in termini di indici geotecnici preliminarmente rappresentativi. Data l'eteropia laterale di facies che caratterizza i depositi alluvionali, in fase esecutiva si consiglia inoltre l'esecuzione di un adeguato numero di pozzetti geognostici ed il prelievo di campioni indisturbati per un accurata caratterizzazione geotecnica.

Sulla base dello studio e delle verifiche effettuate si può pertanto affermare che:

La litologia su cui sorgerà il parco agrivoltaico avanzato è costituita da depositi alluvionali costituiti in prevalenza da ghiaie e subordinate sabbie e livelli limoso argillosi.

In riferimento ai caratteri geomorfologici, l'area si presenta prettamente sub pianeggiante e dominata da dinamiche fluviali.

Per quanto riguarda la componente idrica superficiale, l'elemento idrico più prossimo al progetto è il canale Riu Nou, affluente destro del riu Fluminu Mannu. Ad Est dell'area di interesse sono presenti diverse linee di drenaggio superficiale locale individuate inoltre nello shapafile elementi idrici della regione. Scorrono con direzione prevalente da NW SE e drenano le acque che ricadono nella porzione topografica compresa tra il canale Riu Nou ed il Flumini Mannu.

In riferimento alle acque sotterranee, questi depositi alluvionali, presentano delle intercalazioni di livelli più o meno permeabili caratteristici di ambienti di sedimentazione fluviale, pertanto sono sede di un acquifero multifalda i quali livelli più profondi sono confinati da orizzonti impermeabili e sono pertanto verosimilmente di tipo artesiano. Il più superficiale è presumibilmente di tipo freatico strettamente connesso alla rete idrografica e ai regimi pluviometrici.

Per quanto riguarda le interferenze con lo strumento normativo PAI, l'area ricade all'interno

di pericolosità idraulica bassa Hi1 e vista la sua conformazione morfologica, non è interessata da pericolosità di tipo geomorfologico.

Data la presenza diffusa di ghiaie e ciottoli eterometrici, per quanto riguarda l'installazione dei tracker questi possono essere d'ostacolo all'infissione, pertanto potrebbe essere necessario ricorrere preventivamente all'esecuzione di preforo prima dell'infissione. Dall'analisi geotecnica effettuata sul palo, la capacità portante del substrato, presupponendo un'azione di progetto (E_d) di 10 kN (1000 kg), la resistenza di progetto di base (R_d) è risultata essere di 21.92 kN (2235.22 Kg), dunque Condizione $E_d \leq R_d$ verificata con fattore di sicurezza di 2.29. Verifica geotecnica è stata inoltre effettuata per fondazioni superficiali sulle quali andranno ed essere poggiate componenti accessorie di impianto. Presupponendo un'azione di progetto di 98 Kn/m^2 la resistenza di progetto risultante più cautelativa, 172.58 Kn/m^2 ($1,75 \text{ kg/cm}^2$) è stata quella ricavata col metodo Meyerhof and Hanna.

Sulla base di quanto preliminarmente dedotto e studiato si rimanda allo strutturista la verifica della condizione $R_d > A_d$, secondo quanto previsto dalle NTC2018, in base alle azioni di progetto definite in fase di progettazione esecutiva.

Non sono emersi elementi di incompatibilità in riferimento all'installazione dell'opera e opere annesse nel contesto geologico geomorfologico ed idrogeologico in cui è inserita.

Dott.ssa Geol. Marta Camba

Firmato digitalmente