

REGIONE SARDEGNA

COMUNE DI SILIGO (SS)

ATLAS SOLAR 6 s.r.l.

Rovereto (TN)
Piazza Manifattura n.1, CAP 38068
C.F. e P.IVA 03054610302
Pec: atlassar6@legalmail.it

PROGETTO PER LA COSTRUZIONE ED ESERCIZIO DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO, PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE RINNOVABILE ABBINATA AD ATTIVITA' ZOOTECNICA, SITO NEL COMUNE DI SILIGO (SS) PER UNA POTENZA NOMINALE MASSIMA DI 29721 KW E POTENZA IN A.C. DI 27500 KW, ALLA TENSIONE RETE DI 36 KV, E DELLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE RICADENTI ANCHE NEI COMUNI DI CODRONGIANOS (SS), PLOAGHE (SS) E SILIGO (SS)

**PROGETTO DEFINITIVO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE
COMPRESIVO DELLE OPERE DI RETE PER LA CONNESSIONE**

ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

DATA: 03/11/2022

SCALA :

aggiornamento : 25/01/2024

PROGETTISTI

Ing. Nicola ROSELLI

Ing. Rocco SALOME

PROGETTISTA PARTI ELETTRICHE

Per. Ind. Alessandro CORTI

CONSULENZE E COLLABORAZIONI

Arch. Gianluca DI DONATO
Dott. Massimo MACCHIAROLA
Ing. Elvio MURETTA
Archeol. Gerardo FRATIANNI
Geol. Vito PLESCIA



Energy for the Future

Udine (UD) Via Andreuzzi n°12, CAP 33100
Partita IVA 02943070306
www.atlas-re.eu

revisione	descrizione	data	DOC RS4
A	RELAZIONE GEOTECNICA	03/11/2022	
B	RELAZIONE GEOTECNICA	25/01/2024	
C			

INDICE

PREMESSA.....	pag 1
NORMATIVA TECNICA NAZIONALE.....	pag 2
1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA OGGETTO DELL'INTERVENTO.....	// 4
2. PROGETTO PAI.....	// 8
3. GEOLOGIA.....	// 14
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	// 18
4.1 INDAGINE GEOFISICA-SISMICA A RIFRAZIONE.....	// 22
4.2 SISMICA PASSIVA RE.MI.....	// 23
4.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE	// 24
4.4 RISULTATI DELLE PROVE SISMICHE A RIFRAZIONE.....	// 25
4.5 RISULTATI DELLA PROVA SISMICA PASSIVA RE.MI.....	// 26
4.6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-1.....	// 28
4.7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-2.....	// 29
4.8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-3.....	// 30
RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA.....	// 31
VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	// 32
5. SISMICA.....	// 33
5.1 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA ALLO STUDIO.....	// 33
5.2 CLASSIFICAZIONE DEL SITO METODO PREVISTO DAL D.M. 17 GENNAIO 2018..	// 35
6. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	// 36
Bibliografia.....	// 73

PLANIMETRIA SATELLITARE

PLANIMETRIA UBICAZIONE AREA ALLO STUDIO Scala 1 : 12.000

CARTA GEOMORFOLOGICA Scala 1 : 12.000

CARTA PAI DEL RISCHIO IDRAULICO Scala 1 : 12.000

CARTA PAI DEL RISCHIO GEOMORFOLOGICO Scala 1 : 12.000

CARTA PAI DELLA PERICOLO IDRAULICO Scala 1 : 12.000

CARTA PAI DELLA PERICOLO GEOMORFOLOGICO Scala 1 : 12.000

CARTA GEOLOGICA Scala 1 : 12.000

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

CARTA SISMICA DELL'ITALIA PER LA VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

ALLEGATI

INDAGINE GEOFISICA TABELLE E GRAFICI SISMICA A RIFRAZIONE . SISMICA PASSIVA

TABELLE E GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE DPSH

TAVOLE ALLEGATE FORMATO A0

TAV.1 PLANIMETRIA SATELLITARE IMPIANTO AGRIVOLTAICO

TAV.2 PLANIMETRIA UBICAZIONE AREA ALLO STUDIO Scala 1 : 5.000

TAV.3 CARTA GEOMORFOLOGICA IMPIANTO AGRIVOLTAICO Scala 1 : 5.000

TAV.4 CARTA PAI DEL RISCHIO IDRAULICO *Scala 1 : 5.000*

TAV.5 CARTA PAI DEL RISCHIO GEOMORFOLOGICO *Scala 1 : 5.000*

TAV.6 CARTA PAI DEL PERICOLO IDRAULICO *Scala 1 : 5.000*

TAV.7 CARTA PAI DEL PERICOLO GEOMORFOLOGICO *Scala 1 : 5.000*

TAV.8 CARTA DELLA PERMEABILITA' Scala 1 : 5.000

TAV.9 CARTA GEOLOGICA Scala 1 : 5.000

TAV.10 CARTA LITOLOGICA Scala 1 : 5.000

PREMESSA

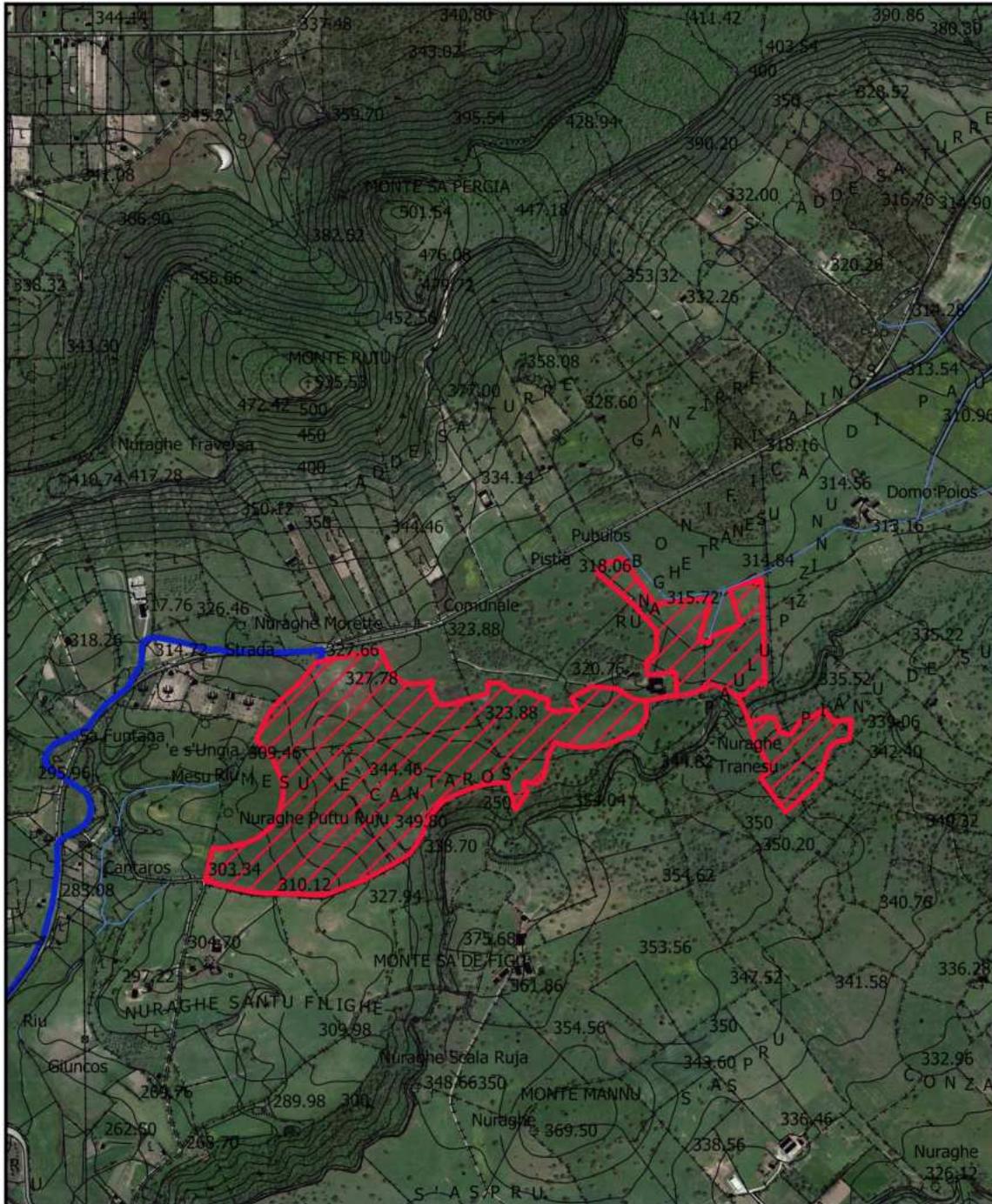
Per conto della Società ATLAS SOLAR 6 S.R.L., con sede in Piazza Manifattura n.1 Trento, il sottoscritto Geologo Plescia Vito Francesco, iscritto all'Albo Professionale dell'Ordine dei Geologi della Regione Molise al n° 039 sez. A "Geologi Specialisti", ha eseguito uno studio geotecnico, a corredo del progetto definitivo autorizzazione unica ai sensi del DLGS n.37, per la costruzione ed esercizio di un impianto agrivoltaico, per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile abbinata ad attività zootecnica, sito nel Comune di Siligo (SS) per una potenza nominale massima di 29721 KW e potenza in A.C. di 27500 KW alla tensione rete di 36 KV, e delle relative opere di connessione ricadenti anche nei comuni di Codrongianos (SS). Ploaghe (SS) e Siligo (SS). L'area interessata è sita in località Spandituro. Mentre la stazione Terna è posizionata a sud-ovest di Ploaghe in Contrada Santu Antoni.

Nell'area destinata al campo agrivoltaico, per la ricostruzione della serie litostratigrafica locale e per conoscere i parametri geotecnici sono state effettuate tre prove penetrometriche dinamiche continue DPSH, tre prove di sismica a rifrazione ed una prova di sismica passiva RE.MI ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019. L'indagine è stata realizzata dalla Società dalla Società TERGAM S.r.l. con sede in Via G.Verdi, 7 Quartu S.Elena (CA), per il calcolo della capacità portante è stato utilizzato un foglio di calcolo realizzato dal Dott. Ing. Paolo Sottile. Mentre per la redazione delle carte tematiche è stato utilizzato il programma QGIS 3.6 e sono stati utilizzati i dati cartografici in shape file della Regione Sardegna, i dati dell'autorità di bacino (PAI). Di seguito si espongono le risultanze di che trattasi e le considerazioni emerse dallo studio effettuato.

NORMATIVA TECNICA NAZIONALE

- 1) Circolare Min. LL.PP. 31/10/1986 - "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche".
 - 2) D.M. 11/03/1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
 - 3) Circ. LL.PP. n. 30483 (Pres. Cons. Sup. - Servizio Tecnico Centrale) 24/09/88 " Legge 2/2/64 n. 64 art. 1 - D.M. 11/03/88 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione".
 - 4) O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni ed integrazioni.
 - 5) D.M. 14/01/2008 - "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
 - 6) A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana - 1977 - "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".
 - 7) A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana - 1994 - "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio".
 - 8) Nuove norme tecniche per le costruzioni 2018 e circolare esplicativa 2019
 - 9) D. M. 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le costruzioni" NTC2018), pubblicato nella G.U. del 20.02.2008 n.42 e s.m.i.
 - 10) Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018".
- Normativa Regionale
- 11) Piano Assetto Idrogeologico della Regione Sardegna aggiornato con Delibera G.R. n. 54/33 del 30/12/04.

VISIONE SATELLITARE DELL' AREA OGGETTO DELL'INTERVENTO



PLANIMETRIA SATELLITARE IMPIANTO AGRIVOLTAICO

Legenda

Area Impianto Siligo

Connessione Siligo - Percorso Connessione Siligo

— 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler

Scala 1: 12.000

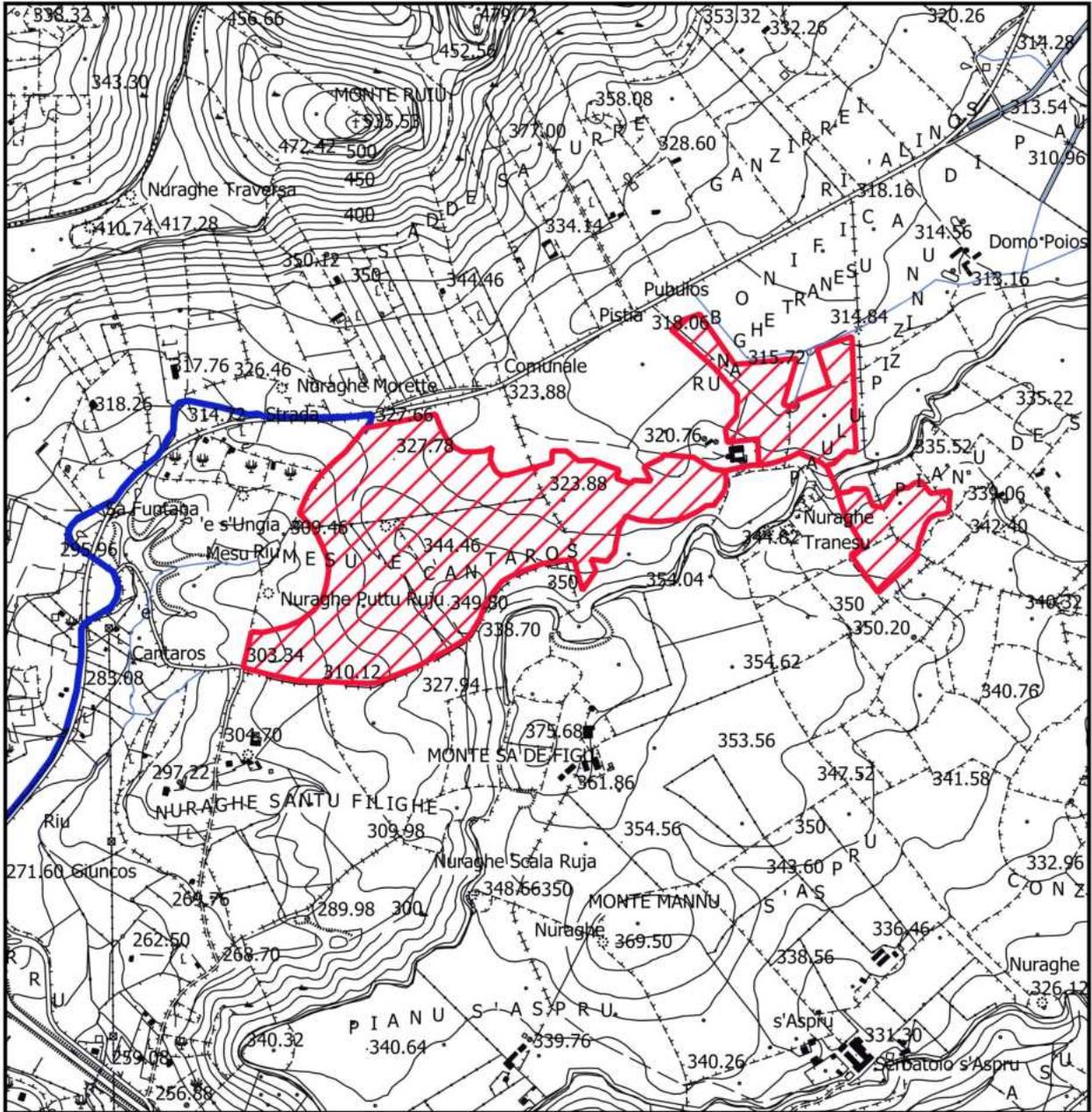
1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO DELL' AREA OGGETTO DELL'INTERVENTO

Il territorio interessato dal presente studio è topograficamente individuabile nella Tavoleta IGM al 25.000 I° Nord-Ovest Ploaghe, del Foglio n° 193 Bonovra al 100.000, e nelle Carte Tecniche Regionali elementi 480010, 480020, 460130, 460140 alla scala 1 : 10.000. In particolare l'area interessata dai pannelli fotovoltaici rientra nelle CTR 460130, 460140 posta a Nord del Comune di Siligo. Territorialmente l'area deputata è delimitata a Nord dal Monte Sa Pescia, ad est dalla Contrada Pianu De Su Crastu Covacadu, a Sud da Monte Mannu ed infine ad Ovest dalla Punta Sos Lacchedos. Nell'area deputata ad ospitare l'impianto agrivoltaico si ha la presenza di una dorsale spartiacque che delimita idrograficamente due bacini. La zona ad Est appartiene al bacino imbrifero del Rio De Sadda, la zona ad Ovest al bacino imbrifero del Rio Giuncos. L'assetto geomorfologico di un territorio è determinato dall'interazione tra le caratteristiche geologico-strutturali dei terreni presenti in affioramento e gli agenti morfogenetici predominanti in quella particolare area. Partendo dalla tettonica, che deforma i corpi litologici di un'area dando luogo a forme cosiddette "strutturali", la risposta dei terreni varia a seconda che siano presenti in affioramento rocce coerenti, pseudocoerenti o incoerenti, infatti, queste grandi categorie di terreni hanno una risposta profondamente diversa all'azione degli agenti esogeni.

Le litologie di tipo pseudocoerente si conformano secondo rilievi dall'andamento spesso mammellonare, regolari, interrotti localmente da forme geomorfologiche legate ad attività erosiva intensa; mentre le litologie coerenti e/o cementate danno luogo a forme più acclivi e dall'andamento più accidentato ed irregolari. Questa marcata differenziazione di origine "strutturale" viene ulteriormente accentuata dalla cosiddetta "erosione selettiva", ossia dalla differente risposta dei terreni agli agenti morfogenetici che, nel sistema morfoclimatico attuale, sono dati essenzialmente dalle acque di precipitazione meteorica. Le litologie coerenti vengono erose in misura più ridotta e tendono quindi a risaltare nei confronti delle circostanti litologie pseudocoerenti. La morfologia derivata in quest'ambito è di media collina e l'area deputata all'impianto presenta un'esposizione per la maggior parte verso Est. Altimetricamente l'area è posta a quote minime di mt 303.00, massime di mt.349.80 s.l.m. Essa è solcata da un rilievo che fa da spartiacque; verso Est caratterizza la morfologia da una serie di superfici, più o meno estese, che localmente presentano un

aspetto tabulare con pendenza massima del 2.68%. Mentre verso Ovest si hanno superfici con pendenze massime del 9.11%. In tali aree l'evoluzione dei caratteri morfologici è stata naturalmente condizionata dalla natura del substrato geologico presente. Dalla lettura delle carte PAI si evince che l'area non risulta interessata da pericolosità e rischio geomorfologico e da pericolosità e rischio idrogeologico in quanto l'area presenta una bassissima pendenza che non permette l'instaurarsi di fenomeni franosi. Pertanto nelle aree allo studio ed in quelle vicinarie non si riscontrano fenomeni franosi in atto o potenziali, fenomeni quiescenti, fenomeni franosi stabilizzati zone di erosione o di ruscellamento accelerato.

Il terreno interessato dall'impianto agrivoltaico e dalla linea Mt per la bassa acclività si presenta stabile e privo di fenomenologie eversive. Tutto ciò è visibile, nella carta geomorfologica e nelle carte del rischio e pericolosità geomorfologica redatta dall'autorità di bacino ed allegata al Piano di Assetto Idrogeologico (Ved. Tavole 2,3,4,5,6,7).

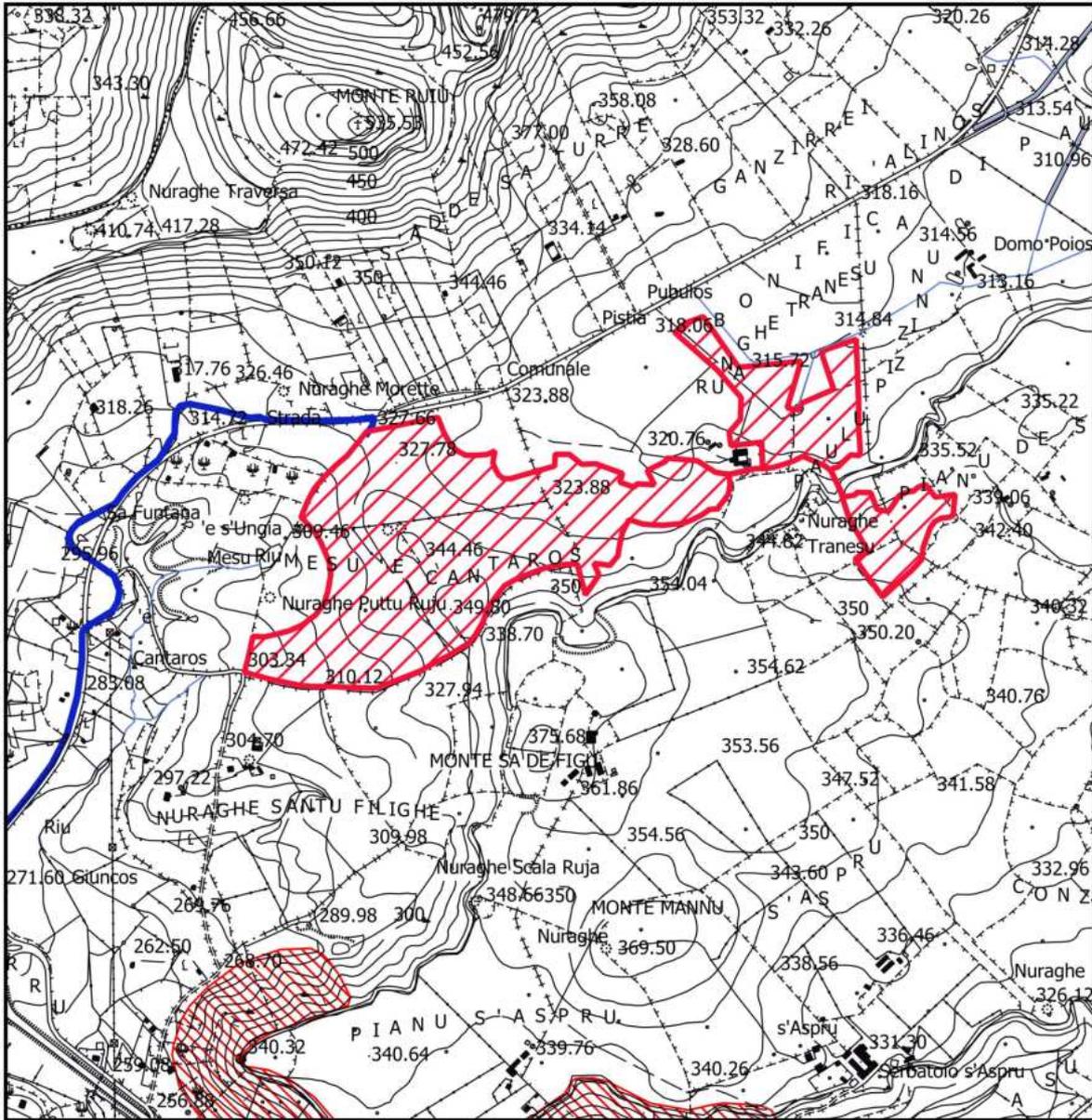


PLANIMETRIA UBICAZIONE IMPIANTO

Legenda

-  Area Siligo
-  Connessione Siligo - Percorso
-  04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler

Scala 1: 12.000



CARTA GEOMORFOLOGICA

Legenda

- Area Siligo
- Connessione Siligo - Percorso
- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler

Catalogo frane - Aree soggette a franosità diffuse

- Aree soggette a crolli/ribaltam
- Aree soggette a sprofondame
- Aree soggette a frane superfix

Catalogo frane - Frane poligonali

- Crollo/ribaltamento
- Scivolamento rotazionale
- Espansione
- Colamento lento
- Colamento rapido
- Sprofondamento
- Complesso
- n.d.

Scala 1: 12.000

2. PROGETTO PAI SARDEGNA

Il Progetto PAI è finalizzato al miglioramento delle condizioni di regime idraulico e della stabilità geomorfologica, individua e norma per l'intero ambito del bacino le aree a pericolosità e rischio idraulico e le aree a pericolosità e rischio geomorfologico.

Le aree a pericolosità idraulica individuate dal PAI sono suddivise, in funzione dei differenti gradi di rischio in:

AREE A PERICOLOSITA' IDRAULICA

- 1) Aree a pericolosità idraulica moderata – (Hi1);
- 2) Aree a pericolosità idraulica media – (Hi2);
- 3) Aree a pericolosità idraulica elevata – (Hi3);
- 4) Aree a pericolosità idraulica molto elevata – (Hi4);

AREE A PERICOLOSITA' DA FRANA

- 5) Aree a pericolosità nulla – (Hg0);
- 6) Aree a pericolosità moderata da frana – (Hg1);
- 7) Aree a pericolosità media da frana – (Hg2);
- 8) Aree a pericolosità elevata da frana – (Hg3);
- 9) Aree a pericolosità molto elevata da frana – (Hg4);

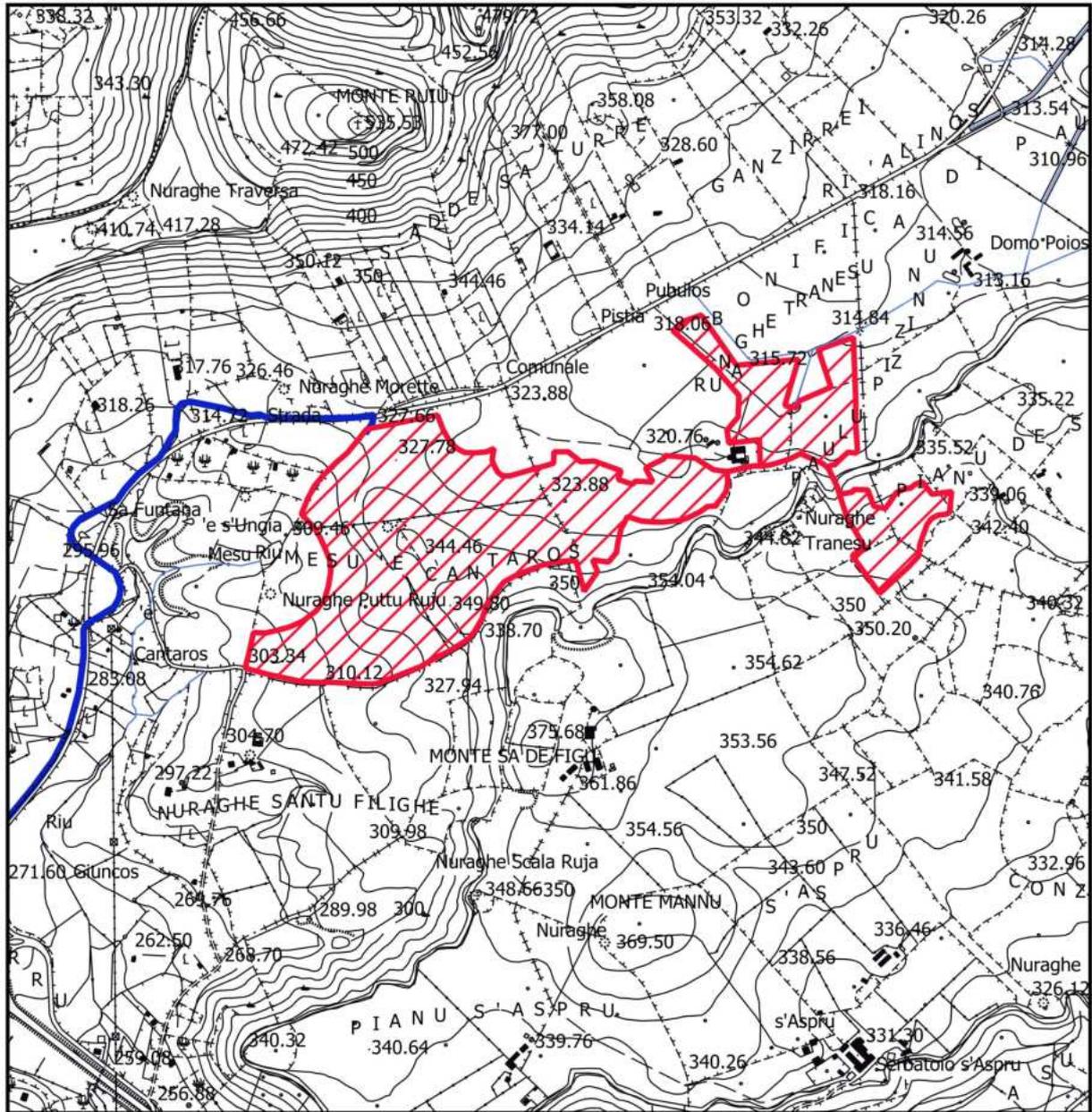
AREE A RISCHIO IDRAULICO

- 1) Aree a rischio idraulico moderato – Ri1;
- 2) Aree a rischio idraulico medio – Ri2;
- 3) Aree a rischio idraulico elevato – Ri3;
- 4) Aree a rischio idraulico molto elevato – Ri4;

AREE A RISCHIO FRANA

- 1) Aree a rischio nullo – Rg0;
- 2) Aree a rischio frana moderato – Rg1;
- 3) Aree a rischio frana medio – Rg2;
- 4) Aree a rischio frana elevato – Rg3;
- 5) Aree a rischio frana molto elevato – Rg4;

Nell' area allo studio (Ved. Tav. 3,4,5,6,7) dalle verifiche effettuate non sono presenti pericolosità idraulica e rischio idraulico, pericolosità geomorfologica e rischio geomorfologico. Quindi si può affermare che dal punto di vista della pericolosità idraulica e geomorfologica e per il rischio idraulico e geomorfologico l'area scelta per il campo agrivoltaico non è interessata. Infine sia il tracciato del cavo nonché la cabina utente non sono interessati da pericolosità idraulica e geomorfologica e da rischio idraulico e geomorfologico.

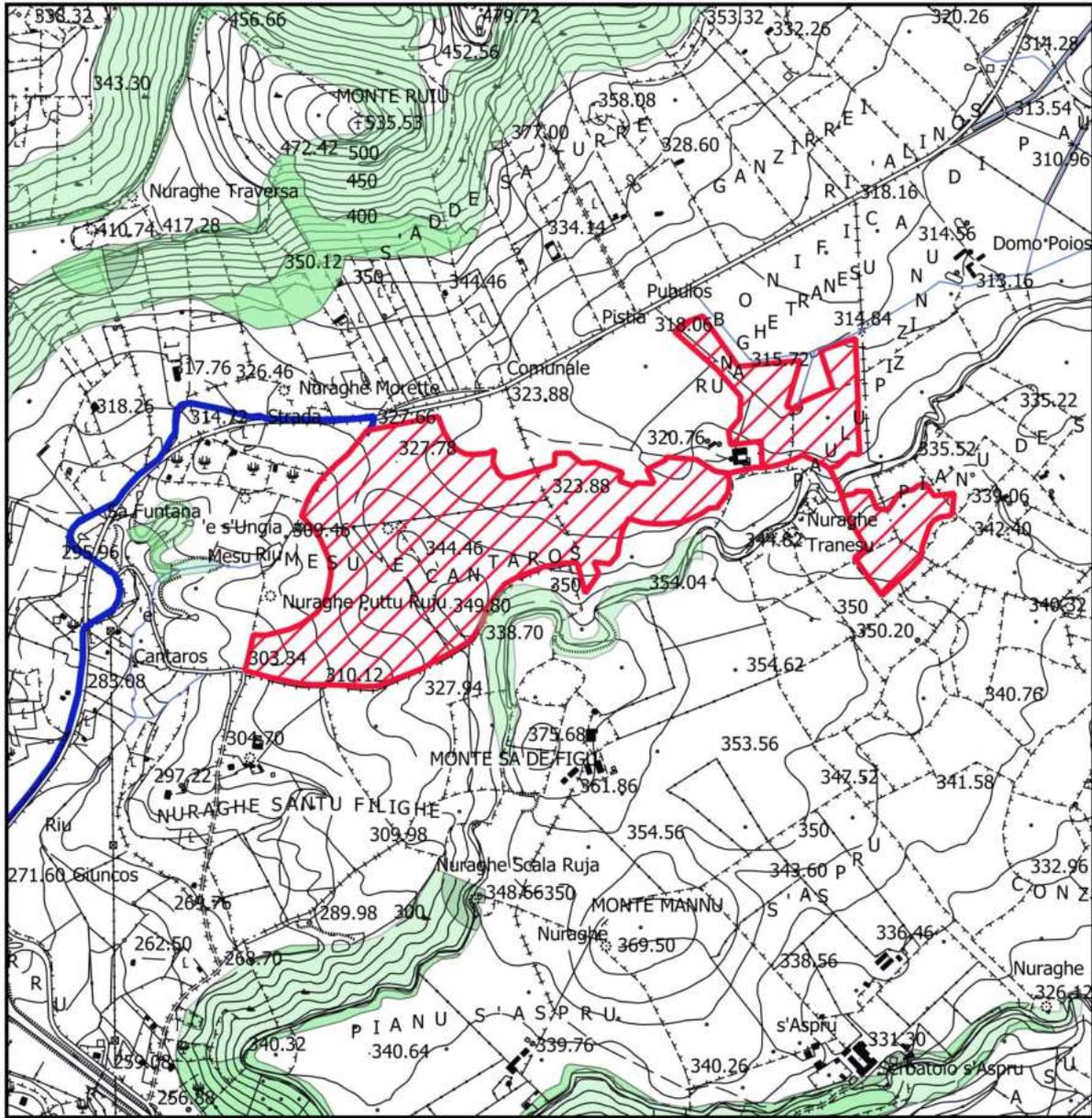


CARTA PAI DEL RISCHIO IDRAULICO

Legenda

- Area Siligo
- Connessione Siligo - Percorso
- 04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
- PAI_RISCHIOIDRAULICO_REV41Polygon
 - Ri1
 - Ri2
 - Ri3
 - Ri4

Scala 1: 12.000

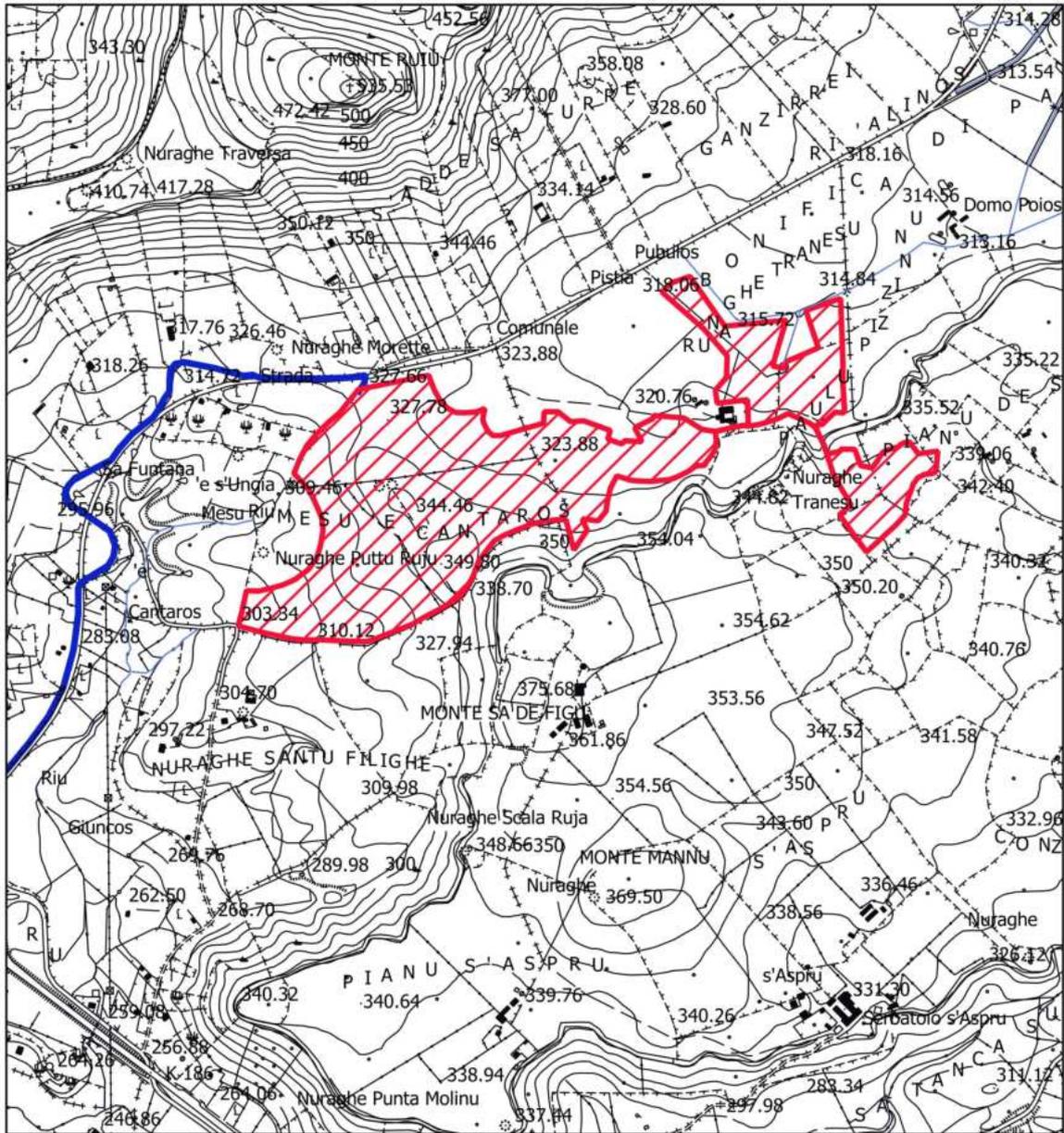


CARTA PAI DEL RISCHIO GEOMORFOLOGICO

Legenda

-  Area Siligo
-  Connessione Siligo - Percorso
-  04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
- PAI_RISCHIOGEOMORFOL_REV42Polygon
 -  Rg0
 -  Rg1
 -  Rg2
 -  Rg3
 -  Rg4

Scala 1: 12.000



CARTA PAI DEL PERICOLO IDRAULICO

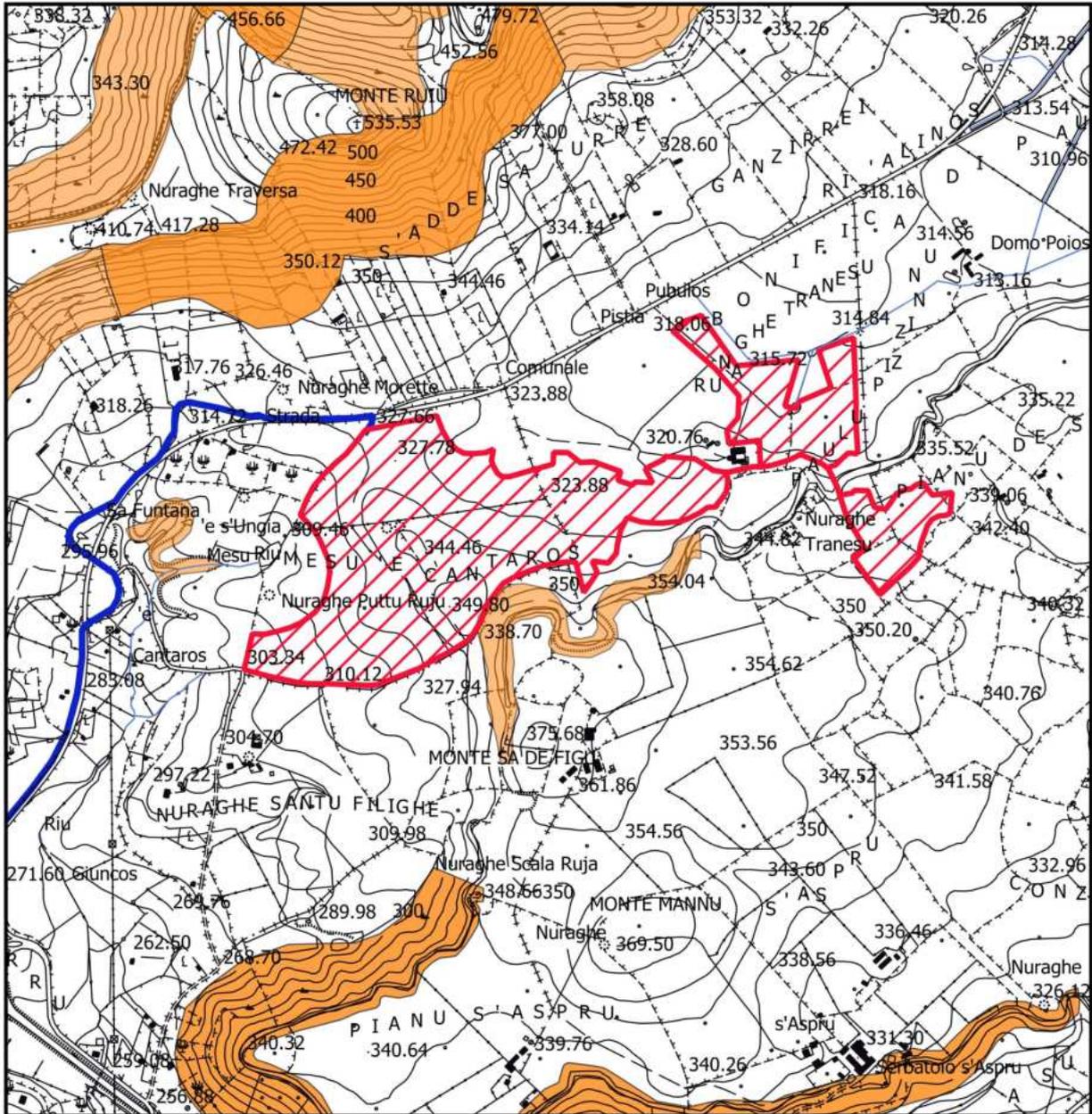
Legenda

-  Area Siligo
-  Connessione Siligo - Percorso
-  04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler

PAI_PERICOLOIDRAULICO_REV41Polygon

-  Hi1
-  Hi2
-  Hi3
-  Hi4

Scala 1 : 12.000



CARTA PAI DEL PERICOLO GEOMORFOLOGICO

Legenda

-  Area Siligo
-  Connessione Siligo - Percorso
-  04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler
- PAI_PERICOLOGEOMORFOL_REV42Polygon
 -  Hg0
 -  Hg1
 -  Hg2
 -  Hg3
 -  Hg4

Scala 1: 12.000

3. GEOLOGIA

La geologia del territorio interessato dall'intervento ospita nove formazioni geologiche sedimentarie per lo più appartenenti al bacino del Logudoro. Detto bacino è un semi-graben orientato NNW-SSE. La strutturazione del bacino stesso, avviene tramite una serie di faglie dirette che ne identificano il margine occidentale, mentre quello orientale è caratterizzato dalla trasgressione miocenica su un substrato costituito prevalentemente dalle vulcaniti Aquitaniane-Burdigaliane e da sedimenti mesozoici. I sedimenti miocenici, procedendo da E verso W, mostrano un'evoluzione di ambienti prossimali e distali. La sequenza più antica ha un'età che va dal Burdigaliano superiore al Langhiano. Essa poggia con rapporti di onlap sulle sottostanti vulcaniti Oligo-Aquitane ed è interrotta superiormente da una superficie erosiva. E' caratterizzata da una successione sedimentaria costituita alla base da sedimenti clastici grossolani tipici di ambiente fulvio-deltizio che passano a calcari litorali e sabbie seguiti da siltiti e marne arenacee tipiche di ambiente marino profondo. Su questi ultimi giace la seconda sequenza deposizionale che arriva fino al Tortoniano – Messiniano, costituita da sabbie fluvio-marine alla base, cui seguono calcari di piattaforma interna ricchi in alghe ed episodi termali. Movimenti tettonici responsabili di sollevamenti differenziali di settori di piattaforma sono evidenziati sia da strutture deposizionali sintettoniche che dall'erosione di parte della prima sequenza.

In particolare procedendo dall'alto verso il basso si hanno le seguenti formazioni (Ved. Tavola 9):

Coltri eluvio –colluviali, sedimenti legati a graniti. Trattasi di detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti arricchiti in frazione organica. Detta formazione è presente nella parte centrale del foglio rilevato ed interessa parte dell'area che ospiterà il campo agrivoltaico. L'età dalla letteratura è ascrivibile all' Olocene.

Seguono i sedimenti alluvionali formati da **depositi alluvionali** costituiti da sabbie e ghiaie presenti nel foglio allo studio nella zona a Sud-Ovest nell'alveo del Rio Funtana Ide. L'età è ascrivibile all'Olocene.

La terza formazione continentale è rappresentata dai **depositi di frana**. Si tratta nella quasi totalità di accumuli di blocchi derivanti dall'arretramento di cornici rocciose, per frane di crollo e/o di ribaltamento. I blocchi hanno dimensioni variabili da pochi decimetri cubi ad alcune decina di

metri cubi e sono sovente parzialmente immersi in una matrice fine pedogenizzata che include detriti angolosi di varia granulometria.

È presente a Nord dell'area nei pressi del Monte Ruia e del Monte Sa Percia.

La quarta formazione presente è la **Subunità di San Matteo** Basalti dei Plateau. (Basalti del Logudoro), Trachibasalti olocristallini, porfirici per fenocristalli di Pi, Ol, con noduli gabbrici e peridotitici, e xenoliti quarzose: in estese colate. Occupa aree poste a Sud dell'area ed in parte rientra nei terreni interessati dal campo agrivoltaico. L'età dalla letteratura è ascrivibile al Pleistocene Medio.

La quinta formazione è rappresentata dalla **Subunità di Monte Ruiu** Basalti dei Plateau. (Basalti del Logudoro), Basalti alcalini, porfirici per fenocristalli di Pi, Ol, e frequenti zenocristalli di Opx rari xenoliti quarzosi a struttura granoblastica, frequenti noduli gabbrici e peridotiti. Occupa aree poste a Nord del campo agrivoltaico e l'età dalla letteratura è ascrivibile al Pleistocene Medio.

La sesta formazione è rappresentata dalla **Formazione di Florinas** della Successione sedimentaria Oligo-Miocenica del Logudoro Sassarese, costituita da due litofacies sabbie e biocalcareni. È presente a Nord dell'area in parola ed occupa parte dei terreni destinati al campo agrivoltaico. L'età dalla letteratura è ascrivibile al Serravalliano - Miocene.

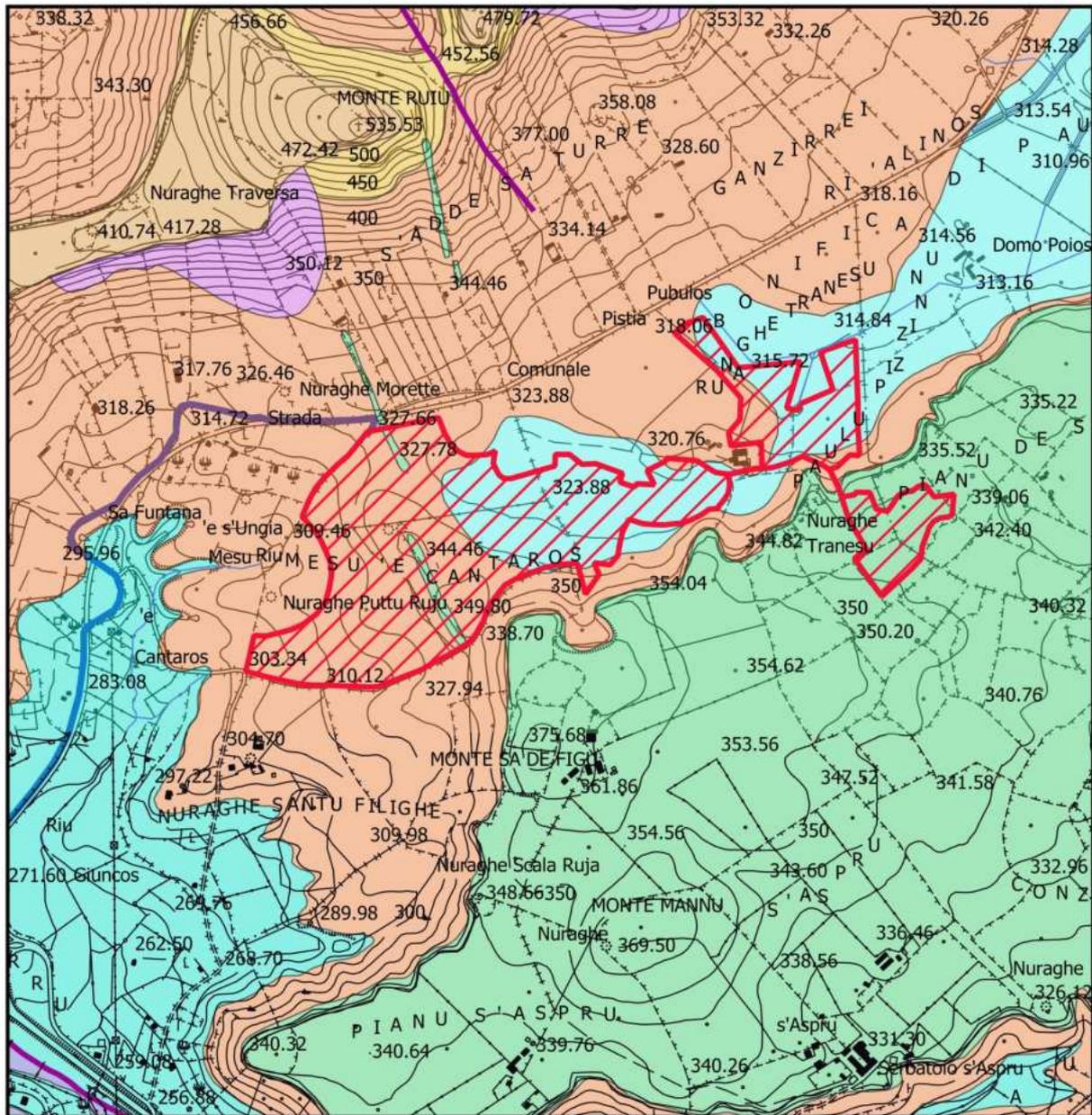
La settima formazione denominata di **Oppia Nuova** è della successione sedimentaria Oligo-Miocenica del Logudoro-Sassarese. Sabbie quarzose-feldspatiche e conglomerati eterometrici, ad elementi di basamento paleozoico, vulcaniti oligomioceniche e calcari mesozoici, Ambiente di sedimentazione da conoide alluvionale a fluvio-deltizio. Affiora a Sud-Ovest del foglio rilevato. L'età dalla letteratura è ascrivibile al Burdigliano Miocene Medio-Superiore.

L'ottava formazione è denominata **formazione del Borutta**. Fa parte della successione sedimentaria Oligo-Miocenica del Logudoro-Sassarese. Costituita da Marne, marne arenacee bioturbate e calcari marnosi, localmente in alternanza ritmiche. Occupa aree a Sud-Ovest e a Nord-Ovest dell'area allo studio. L'età dalla letteratura è ascrivibile al Langhiano - Miocene.

L'ultima formazione è rappresentata dalla **formazione di Mores** della Successione sedimentaria Oligo-Miocenica del Logudoro Sassarese. Questa formazione è rappresentata da due Litofacies. La prima costituita da arenarie e conglomerati a cemento carbonatico, fossiliferi e bioturbati. Intercalazioni di depositi sabbioso-arenacei quarzoso feldspatici a grana medio grossa, localmente

ricchi di ossidi di ferro. La seconda costituita da calcareniti calcari bioclastici fossiliferi. Calcari nodulari a componente terrigena, variabile con fauna a gasteropodi, ostreidi ed echinidi. Questa formazione occupa aree poste ad Est e a Sud del territorio che ospiterà l'impianto agrivoltaico. L'età dalla letteratura è ascrivibile al Burdigaliano Miocene. Per quanto riguarda la presenza di elementi lineari (Fratture) nell'area in esame che dovrà ospitare l'impianto agrivoltaico, non si riscontrano.

Inoltre è da mettere in evidenza come la diversa composizione litologica dei litotipi presenti sul territorio, si riflette spesso sulle forme morfologiche derivanti dalla evoluzione geomorfologica dei versanti. Queste considerazioni emergono dalla visione geologica generale estesa in tutto il territorio posto nel foglio 193 Bonovra. Si è ritenuto opportuno estendere la visione geologica come descritto in quanto tutto ciò permette di avere una visione completa e globale della morfologia e della geologia del territorio su cui si andrà ad intervenire.



CARTA GEOLOGICA

Legenda

Area Siligo

Connessione Siligo - Percorso

04_ELEMENTO_IDRICO_Strahler

GEOLOGIA

Coltri eluvio-colluviali

Depositi alluvionali

Depositi di frana

Sub unità di San Matteo

Sub unità di Monte Ruiu

Formazione di Florinas sabbie

Formazione di Florinas biocalcareni

Formazione di Oppianuova

Formazione del Borutta

Litofacies nella formazione di Mores -arenarie

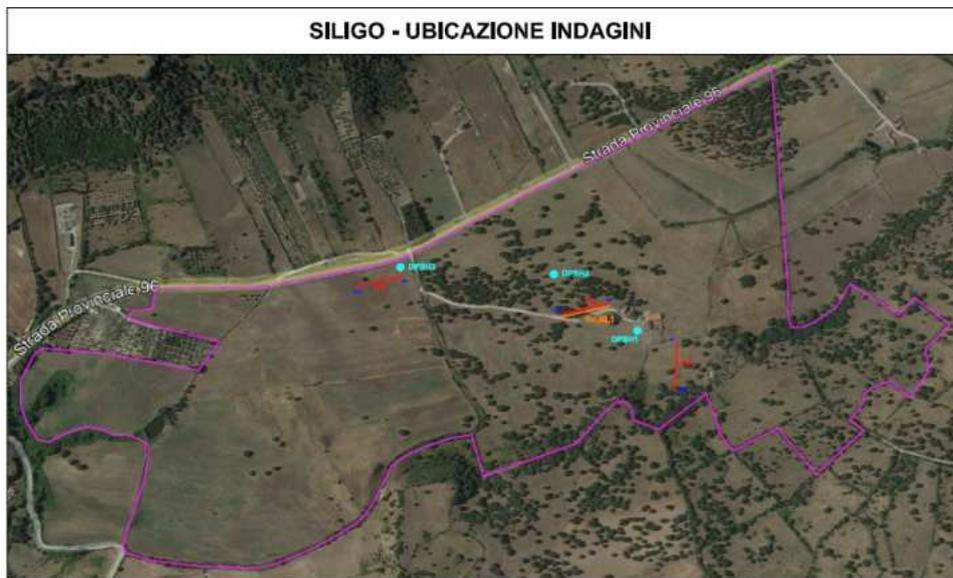
Litofacies nella formazione di Mores calcareniti

geologiaLineari

Scala 1 : 12.000

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nelle aree in esame come già descritto è stata effettuata una campagna indagini geognostiche dalla Società TERGAM S.r.l. con sede in Via G. Verdi, 7 Quartu S.Elena (CA). Detta campagna è composta da prove penetrometriche del tipo dinamica pesante DPSH spinte fino alle profondità significative, prove di sismica a rifrazione e prove di sismica passiva RE. MI. In dettaglio nell'area destinata al campo agrivoltaico, state effettuate tre prove penetrometriche dinamiche continue DPSH, tre prove di sismica a rifrazione ed una prova di sismica passiva RE.MI.



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -1



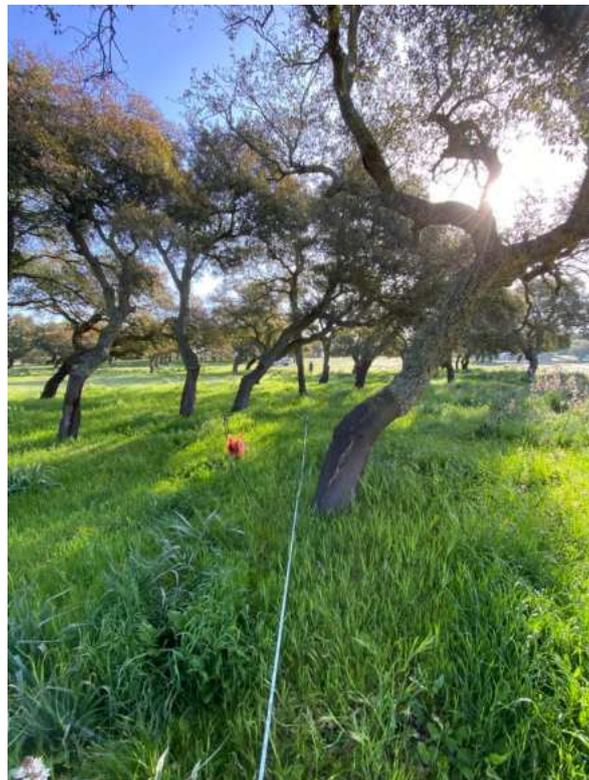
Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -2



Prova penetrometrica dinamica continua DPSH -3



Sismica a rifrazione P1 e RE. MI.



Sismica a rifrazione P2



Sismica a rifrazione P3



4.1 INDAGINE GEOFISICA-SISMICA A RIFRAZIONE

Le indagini geofisiche rappresentano una moderna metodologia d'indagine geofisica non invasiva e per l'acquisizione dei dati sismici è stato impiegato un apparato del tipo *RAS-24* della *ABEM Instruments* a 24 canali, con risoluzione dei tempi di 0.125 ms. I profili sismici sono stati materializzati con l'utilizzo di n. 24 geofoni/profilo con distanza intergeofonica pari a 4 metri e lunghezza totale del profilo pari a 92 metri. Al fine di consentire la costruzione di un adeguato numero di dromocrone (curve spazio-tempo), in corrispondenza di tutti i profili sono state effettuate 9 registrazioni che corrispondono ad altrettante energizzazioni eseguite, in corrispondenza dei geofoni G1, G4, G7, G10, G13, G16, G19, G22 e G24. Come sorgente di energia è stata utilizzata una massa battente di 8 kg impattante su una piastra opportunamente collegata al sistema di *trigger*, assolutamente appropriata per le profondità d'indagine richieste.

La qualità del segnale è risultata nel complesso buona; in ogni caso l'utilizzo della tecnica di accumulo del segnale ha consentito di ottenere un buon rapporto segnale/disturbo; alla buona qualità dei dati acquisiti hanno anche contribuito importanti requisiti dell'apparato di registrazione quali il sistema di amplificazione dei segnali di ogni singolo geofono e la dotazione di filtri. La procedura di elaborazione dei dati acquisiti consiste nell'analisi dei singoli sismogrammi ottenuti per ciascuna registrazione dai quali si individuano, manualmente, per ogni singola traccia registrata, i tempi di primo arrivo delle onde generate. Successivamente il *processing* dei dati è stato condotto mediante il software *SeisOptPro V5.0*. Il *SeisOptPro* usa esclusivamente i tempi di primo arrivo e la geometria d'acquisizione per ricavare la distribuzione delle velocità nel sottosuolo. In particolare, esso impiega una tecnica di ottimizzazione non lineare e lavora in termini di modellizzazione. In sintesi, viene creato un modello di velocità iniziale al quale sono associate delle dromocrone sintetiche; queste ultime vengono quindi confrontate con i dati sperimentali ed i modelli di velocità vengono progressivamente modificati sino al raggiungimento della miglior convergenza con i dati sperimentali. Non si tratta quindi di uno dei metodi classici più comunemente impiegati nella sismica a rifrazione (tempi intercetti, metodo reciproco, metodo reciproco generalizzato, ecc), bensì di un *processing* sofisticato che, in luogo della tipica e non sempre realistica rappresentazione per strati omogenei, fornisce una sezione in cui le variazioni di velocità sono rappresentate con elevata risoluzione, secondo modalità tipiche della tomografia sismica.

4.2 SISMICA PASSIVA RE. MI.

Per la stima della V_{seq} , è stato adottato il metodo Re.Mi. (*Refraction Microtremor*), che consiste essenzialmente nei seguenti passi:

- 1) si esegue una registrazione sismica multicanale del disturbo naturale e/o indotto dalle attività antropiche, senza ricorrere ad energizzazioni di tipo impulsivo come quelle normalmente impiegate nella sismica di prospezione (rifrazione, riflessione, tomografia cross-hole etc.); la registrazione deve avere lunghezza temporale adeguata (p.e. alcune decine di secondi); la geometria dello stendimento sismico deve essere stabilita in funzione delle caratteristiche e dell'obiettivo con l'ausilio di n. 24 geofoni con bassa frequenza naturale (8 Hz);
- 2) per uno stesso stendimento sismico vengono eseguite diverse registrazioni (da alcune a qualche decina);
- 3) dopo le fasi di preparazione (*pre-processing*) i dati, acquisiti nel dominio spazio-tempo ($s-t$), vengono trasformati nel dominio lentezza-frequenza ($p-f$), essendo la lentezza p il reciproco della velocità; questa operazione produce per ciascuna registrazione uno spettro di lentezza che, rappresentato graficamente, di norma secondo una scala cromatica, mostra la localizzazione nel piano $p-f$ degli eventi dotati di maggiore energia; al fine di migliorare il rapporto segnale/disturbo, è possibile selezionare solo gli spettri migliori, i quali vengono sommati tra loro in modo da ottenere un solo spettro da interpretare;
- 4) una volta ottenuto lo spettro $p-f$ si devono riconoscere, in esso, gli eventi sicuramente associati alle onde superficiali (onde di *Rayleigh* e/o onde di *Love*); dato che le onde superficiali hanno la caratteristica di essere dispersive, il loro riconoscimento può non essere difficile se i dati sono di buona qualità ed elaborati in modo corretto;
- 5) si esegue quindi il “*picking*” della curva di dispersione, ottenendo un file numerico contenente le coppie $p-f$ riconosciute come appartenenti alle onde superficiali;
- 6) l'inversione della curva di dispersione delle onde superficiali fornisce i valori della velocità di propagazione delle stesse in funzione della profondità, e, poiché la velocità di propagazione delle onde superficiali è in rapporto noto con quella delle onde di taglio (p.e. $V_{Rayleigh} \approx 0.9 V_s$), quest'ultima risulta stimata.

Una volta ottenuto un modello stratificato del terreno in cui sono stimati gli spessori e le relative V_s , si stima la V_{seq} mediante l'equazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con

h_i = spessore dello stato i -esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec.

4.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE DPSH

La prova penetrometrica dinamica consiste nel determinare il numero di colpi necessari ad infiggere una punta conica nel terreno per successive profondità costanti, utilizzando metodologie ed attrezzature standardizzate. È noto, infatti, come un oggetto conico infisso mediante battute successive incontri, durante la penetrazione, una resistenza che è direttamente proporzionale a quella del mezzo attraversato. Se il mezzo attraversato è il terreno, questa resistenza dipende dalle caratteristiche fisico-meccaniche nel quale esso si trova allo stato naturale e pertanto, per terreni incoerenti dipende prevalentemente dallo stato d'addensamento dei granuli, mentre per terreni coesivi dal contenuto in umidità naturale. Le prove sono state eseguite secondo le modalità ISSMFE, mediante infissione nel terreno di una punta conica posta all'estremità di un'asta d'acciaio; la penetrazione avviene per mezzo di un meccanismo di battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso.

Il conteggio dei colpi necessari all'avanzamento di un tratto di asta di lunghezza 30 cm, permette di utilizzare le relazioni empiriche che forniscono la resistenza del terreno all'infissione (R_d), consente di correlare NDPSH a NSPT. Inoltre la prova, con l'estrazione delle aste, mette in evidenza la presenza e la profondità di rinvenimento della falda freatica.

4.4. RISULTATI DELLE PROVE SISMICHE A RIFRAZIONE SILIGO

In base all'elaborazione delle prove sismiche a rifrazione P1, P2, P3 vediamo che lo strato incoerente varia da una profondità minima di circa 4-5 mt. nella prova P1, ad un massimo di circa 14-16 mt. nella Prova P3. (Vedi quaderno indagini allegato). Oltre queste profondità si ha la presenza del basamento lapideo.

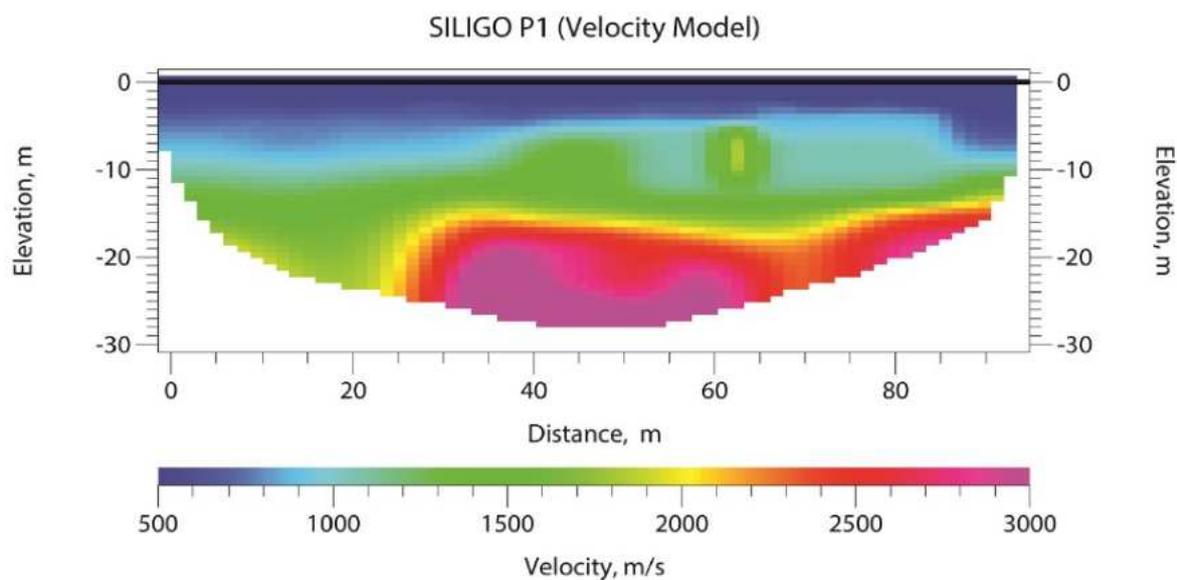


Fig. 1 – Tomografia sismica P1

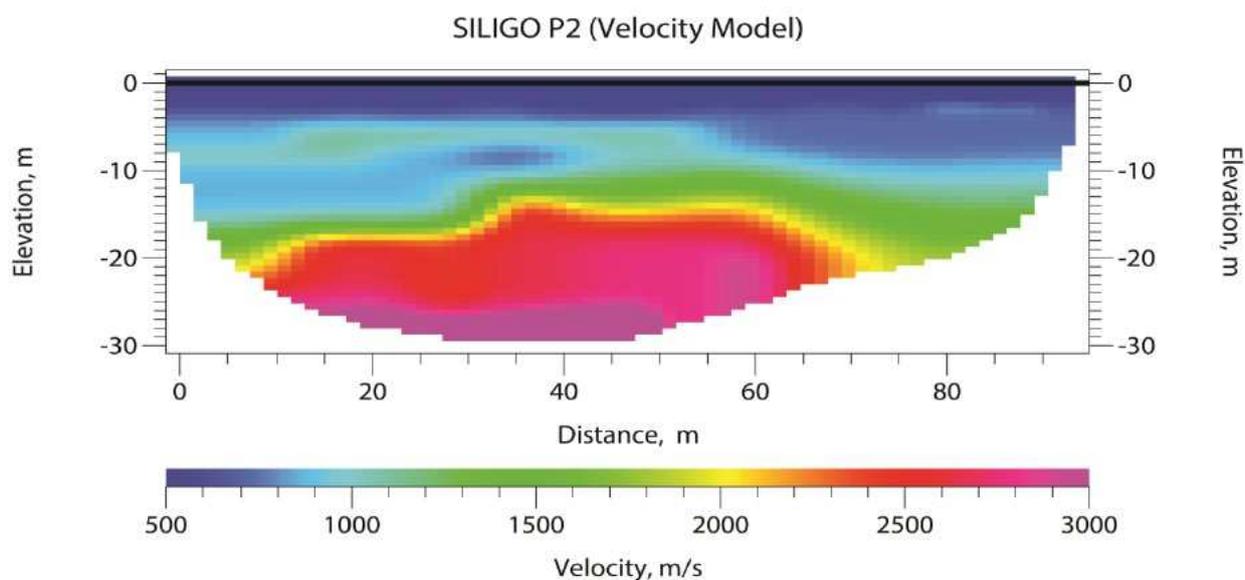


Fig. 2 – Tomografia sismica P2

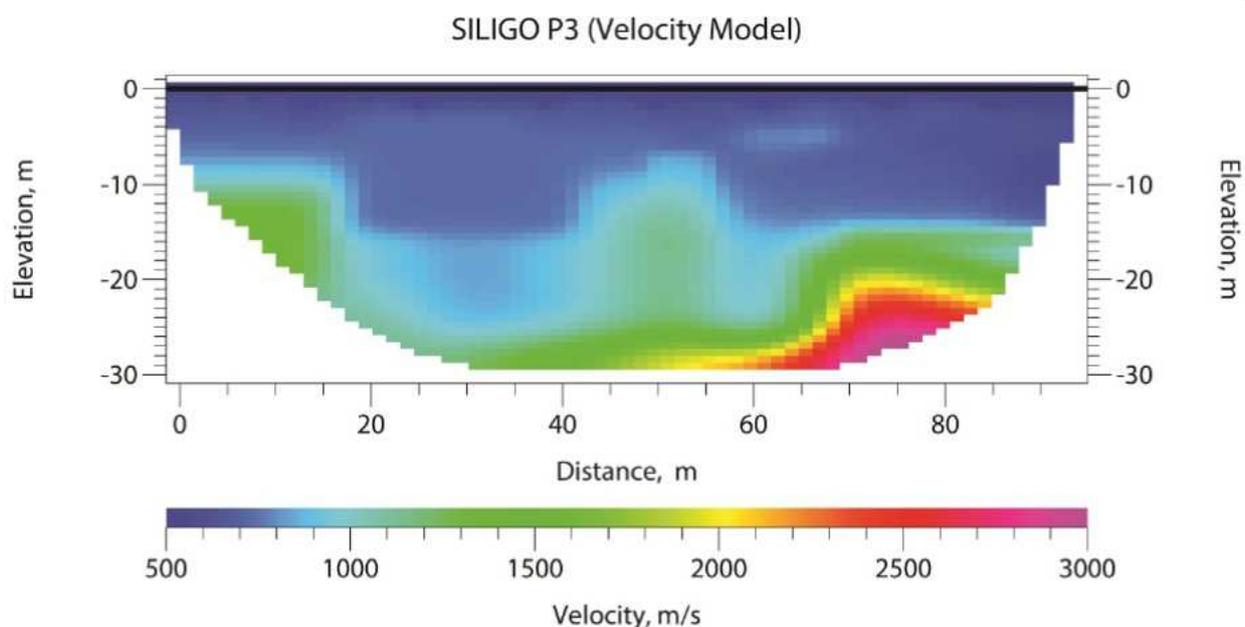
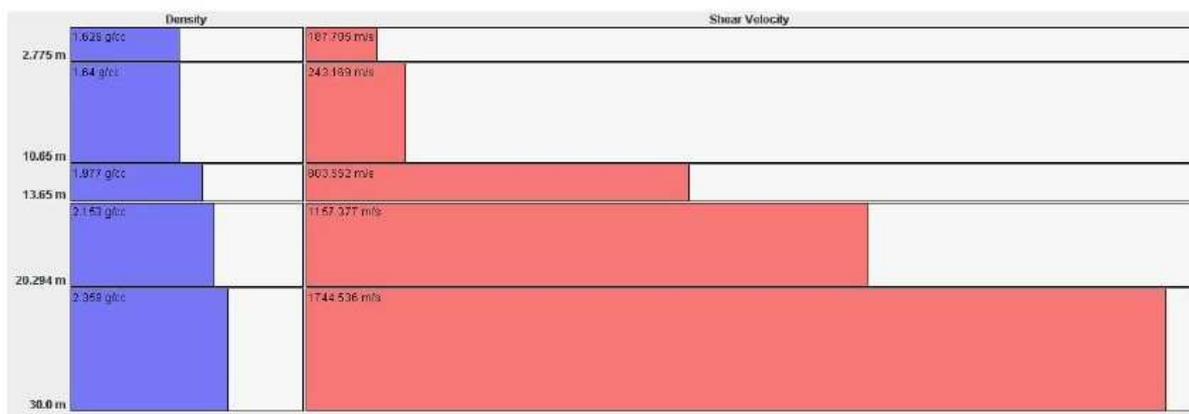


Fig. 3 – Tomografia sismica P3

4.5 RISULTATI DELLA PROVA SISMICA PASSIVA RE. MI. SILIGO

Per quanto riguarda la prova sismica passiva RE. MI. abbiamo cinque sismostrati ed una velocità V_{S30} -equ pari a 225.79 m/sec, che classifica questo materiale di tipo E (Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.).



N. strato	Profondità (m)	Densità (g/cm ³)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
1	0.00 – 2.78	1.61	187.71	324.73
2	2.78– 10.65	1.49	243.174	420.68
3	10.65 – 13.65	1.77	803.55	1390.14
4	13.65 – 20.29	1.83	1157.38	2002.26
5	20.29 – 30.00	1.89	1744.54	3018.05

Tabella A: sintesi dei risultati dell'inversione della curva di dispersione.

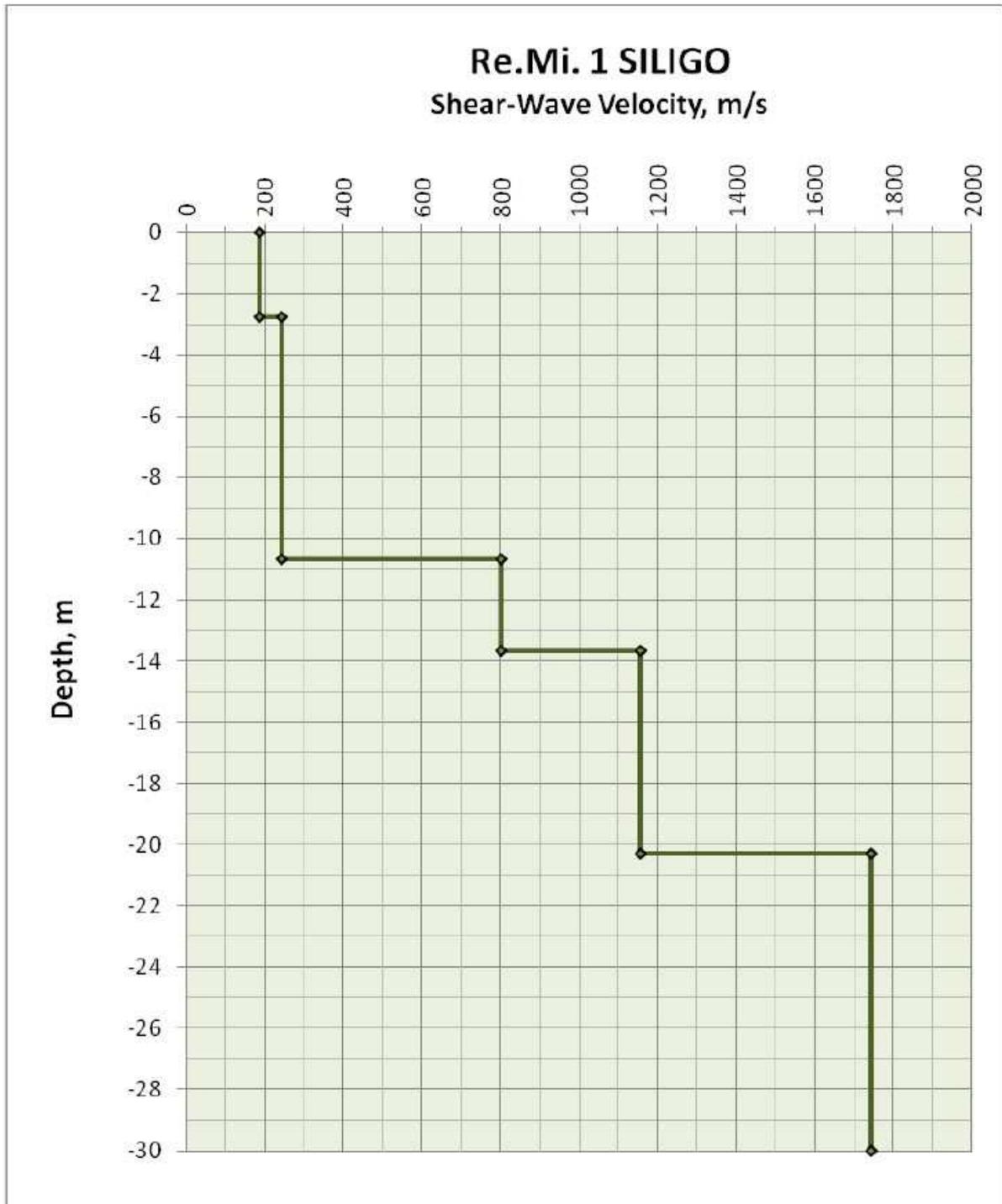


Fig. 7 - Velocità delle onde di taglio V_s in funzione della profondità.

4.6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-1 SILIGO
TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.
Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 134

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA **DIN 1**
ELABORAZIONE STATISTICA

- committente : ATLAS RE S.r.l. - data prova : 27/04/2022
- lavoro : Parco fotovoltaico - quota inizio : Piano campagna
- località : Siligo (SS) - prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto speriment. :
- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s				M+s
0	0.00	0.30		0.0	0	0	0.0	---	---	---	61	1.15	70

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI **DIN 1**

n°	H1	H2	NATURA GRANULARE						NATURA COESIVA					Q	Litologia	
			Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat			W
0	0.00	0.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30	2.40	18	120	112	47	32.4	216	1.98	1.57	1.13	108	2.00	26.2	0.708	---
3	2.40	5.10	46	171	224	81	40.0	552	2.13	1.82	2.88	276	2.33	10.1	0.274	---
4	5.10	5.40	70	196	306	92	44.0	840	2.19	1.92	4.38	420	2.63	1.7	0.046	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ_w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.30	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30—2.40	18	47	32.4	216	Mediamente addensato	1.57	1.98	112
3	2.40-5.10	46	81	40.0	552	Addensato	1.82	2.13	224
4	5.10-5.40	70	92	44.0	840	Molto addensato	1.92	2.19	306

Assenza di falda

4.7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-2 SILIGO
TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.

Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 134

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 2

- committente : ATLAS RE S.r.l. - data prova : 27/04/2022
- lavoro : Parco fotovoltaico - quota inizio : Piano campagna
- località : Siligo (SS) - prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto speriment. :
- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s				M+s
0	0.00	0.30		0.0	0	0	0.0	---	---	---	67	1.15	77

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 2

n°	H1	H2	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Q	Litologia		
			Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed			Ysat	W
0	0.00	0.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30	1.50	15	107	98	42	31.5	180	1.96	1.54	0.94	90	1.96	28.6	0.773	---
3	1.50	3.00	40	151	202	75	38.5	480	2.10	1.77	2.50	240	2.26	12.8	0.347	---
4	3.00	4.20	71	183	309	92	44.1	852	2.19	1.92	4.44	426	2.64	1.4	0.038	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15=>Chi=>20] capacità portante Sanglerat 1972

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ_w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.30								
2	0.30—1.50	15	42	31.5	180	Mediamente addensato	1.57	1.96	98
3	1.50-3.00	40	75	38.5	480	Addensato	1.77	2.26	202
4	3.00-4.20	71	92	44.1	852	Molto addensato	1.92	2.64	309

Assenza di falda

4.8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PROVA PENETROMETRICA DPSH-3 SILIGO
TERRENO DI TIPO ATTRITIVO

TERGAM S.r.L.

Territorio - Geologia - Ambiente

Rapporto di prova n°: 134

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 3

- committente : ATLAS RE S.r.l. - data prova : 27/04/2022
- lavoro : Parco fotovoltaico - quota inizio : Piano campagna
- località : Siligo (SS) - prof. falda : Falda non rilevata
- aiuto sperim. :
- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\text{min})$	s	M-s				M+s
1	0.00	0.60	N	7.5	4	11	5.8	---	---	---	8	1.15	9
			Rpd	45.5	24	67	34.9	---	---	---	49		
2	0.60	1.20	N	9.0	6	12	7.5	---	---	---	9	1.15	10
			Rpd	52.8	36	69	44.6	---	---	---	53		
3	1.20	3.30	N	34.3	27	42	30.6	5.4	28.9	39.7	34	1.15	39
			Rpd	188.8	156	222	172.3	26.5	162.2	215.3	187		
4	3.30	3.90	N	58.0	47	69	52.5	---	---	---	58	1.15	67
			Rpd	298.4	248	349	273.2	---	---	---	298		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 3

n°	H1 H2		NATURA GRANULARE						NATURA COESIVA					Q	Litologia	
			Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat			W
1	0.00	0.60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.60	1.20	10	100	73	35	30.0	120	1.93	1.50	0.63	60	1.90	33.0	0.892	---
3	1.20	3.30	39	151	199	74	38.3	468	2.10	1.76	2.44	234	2.25	13.3	0.360	---
4	3.30	3.90	67	181	296	91	43.6	804	2.19	1.91	4.19	402	2.59	2.6	0.070	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

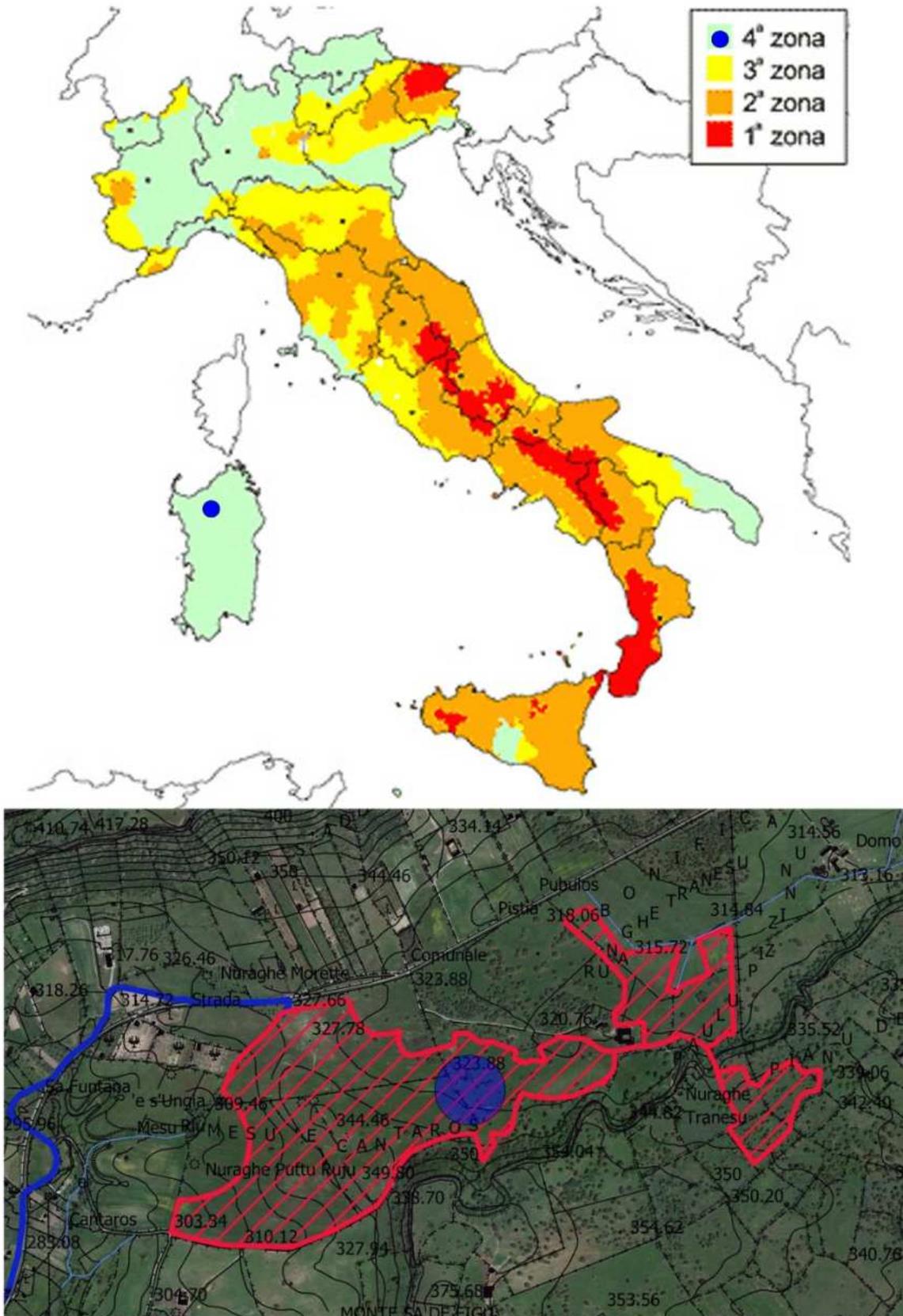
Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Dr (%)	ϕ Angolo d'attrito interno (°)	E' modulo di deformazione drenato (Kg/cm ²)	Classificazione AGI	γ Peso di volume del terreno (t/m ³)	γ_w Peso di volume del terreno saturo (t/m ³)	G modulo di taglio dinamico (Kg/cm ²)
1-	0.00-0.60								
2	0.60—1.20	10	35	30.0	120	Mediamente addensato	1.50	1.93	73
3	1.20-3.30	39	74	38.3	468	Addensato	1.76	2.10	199
4	3.30-3.90	67	91	43.6	804	Molto addensato	1.91	2.19	296

Assenza di falda

RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019

VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE



5. SISMICA

5.1 VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA ALLO STUDIO

Premesso che per pericolosità sismica di un'area si intende che in essa, in un dato intervallo di tempo, può verificarsi un terremoto di una certa intensità e che detta intensità dipende dalla geologia del sito, morfologia superficiale, morfologia del substrato roccioso sepolto, presenza e profondità della falda freatica, costituzione e proprietà del sottosuolo, presenza di faglie. In Sintesi dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno, degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che lo costituiscono.

Ciò premesso, il territorio comunale di Siligo già era classificato sismico ai sensi del D.M.19.03.1982. L'Ordinanza P.C.M. n.3274 del 23.03.2003 riclassifica l'intero territorio nazionale e in tale quadro il territorio di Siligo viene confermato in zona sismica 4 (Bassa sismicità). Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zone Sismiche	Classe	NORMATIVA PRECEDENTE		NORMATIVA ATTUALE
		Coefficiente Sismico S	Amplificazione sismica $C = (S - 2)/100$	Amplificazione sismica $a (g)$
1	Elevata Sismicità	12	0,1	0,35
2	Media Sismicità	9	0,07	0,25
3	Moderata Sismicità	6	0,04	0,15
4	Bassa Sismicità	0	0	0,05

Con l'entrata in vigore del D.M.17 gennaio 2018, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Quindi alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la pericolosità sismica viene espressa come risposta sismica locale. La stessa consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzi detti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido, (categoria A)

con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

In definitiva la risposta sismica locale è l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata, contenuto in frequenza, subite trasmettendosi dal substrato rigido. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s).

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con

h_i = spessore dello strato i -esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Dai risultati delle velocità delle onde di taglio, si evince che l'area nei pressi della cabina MT del campo agrivoltaico, presenta una velocità $V_{s,eq}$ di 225,79 m/sec. che individua un terreno di tipo

E. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato viene riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità viene riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

5.2 CLASSIFICAZIONE DEL SITO METODO PREVISTO DAL D.M. 17 GENNAIO 2018

Vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E ad ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

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

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

6. VERIFICHE GEOTECNICHE NTC 2018

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO § 6.2.1.

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.

INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA § 6.2.2.

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI § 7.11.2.

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO § 7.11.3.

RISPOSTA SISMICA LOCALE § 7.11.3.1

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, l'analisi della risposta sismica locale consente quindi di definire le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce, a causa dei suddetti fattori locali.

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA § 7.11.3.2

FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA § 7.11.3.3

In condizioni stratigrafiche e morfologiche schematizzabili con un modello mono-dimensionale e per profili stratigrafici riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.II, il moto sismico alla superficie di un sito è definibile mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{max} può essere ricavato dalla relazione $a_{max} = SS \times a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed SS è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE § 7.11.3.4

Generalità § 7.11.3.4.1

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Esclusione della verifica a liquefazione § 7.11.3.4.2

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

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 .6.2.4.1.

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione: $E_{inst,d} < E_{stb,d}$ dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori JF riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un

elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione: $E_d < R_d$ [6.2.1] essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni :

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in unzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto γ_R può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$. In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti. Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

AZIONI

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. NTC2018. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza

e rigidezza. Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

RESISTENZA

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

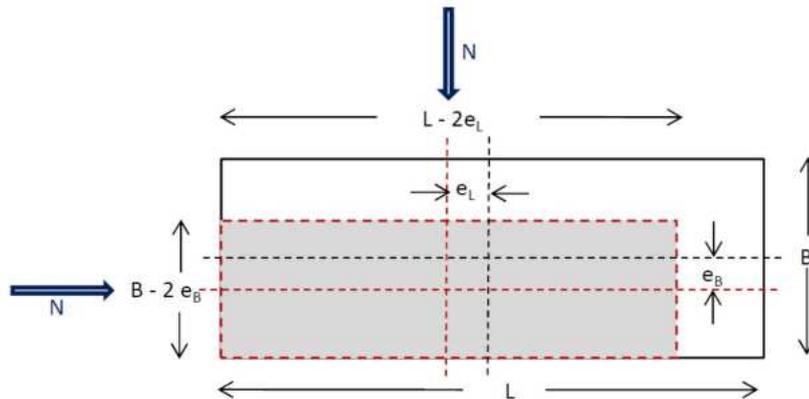
- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Dalle indagini geotecniche e sismiche effettuate è stata calcolata la capacità portante utilizzando un foglio di calcolo realizzato dal Dott. Ing. Paolo Sottile. Inoltre in tutte le indagini non si è riscontrata la presenza di falda.

Capacità portante dell'area di imposta della cabina MT utente 36 kV del campo agrivoltaico. Il calcolo è stato effettuato con i valori geotecnici minimi più penalizzanti. Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti	$G_{k1} = 250$ KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} = 130$ KN
Sovraccarichi	$Q_k = 0$ KN
Risultante dei carichi verticali	$N = 380$ KN
Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale	$\theta = 0^\circ$
Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa	$H = 0.00$ KN
Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa	$V = 380.00$ KN
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B	$e_B = 0.00$ m
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L	$e_L = 0.00$ m
Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B = 7.00$ m
Lunghezza della fondazione	$L = 19.40$ m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D = 0.60$ m
Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' = 7.00$ m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' = 19.40$ m
Coesione del terreno al di sotto del piano di posa	$c = 0.00$ KN/m ²
Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)	$c_a = 0.00$ KN/m ²
Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa	$\phi = 30^\circ$
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q = 0.9$ KN/m ²
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t = 1.50$ KN/m ³
Angolo di inclinazione del piano di campagna	$\omega = 3^\circ$
Angolo di inclinazione del piano di posa	$\varepsilon = 0^\circ$
Parametri sismici	
Stato limite considerato	SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento	$a_g = 0.05$ m/sec ²
Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento	$F_o = 2.88$
Categoria di sottosuolo	E
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1.60$
Categoria topografica	T1
	$S_T = 1.0$

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_c \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma l}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	FALSO
$N_q = 1$	FALSO
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	FALSO
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \phi$ se $\phi \neq 0$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$	30.11
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$	18.38
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$	22.38

Fattori di forma s_c , s_q , e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	FALSO
$s_q = 1$	FALSO
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B') / (N_c \cdot L')$	1.22
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$	1.21
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0.86

Fattori di profondità d_c , d_q , e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

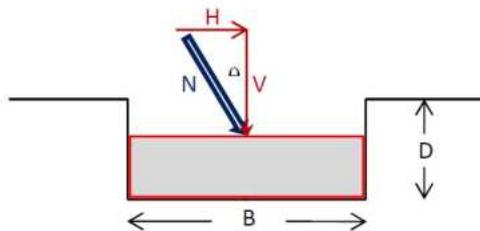
$$K = D/B' = 0.09 \text{ se } D/B' \leq 1$$

$$K = \text{arctg } D/B' = \text{N.R. se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [(1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.03
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$	1.02
$d_\gamma = 1$	1.00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , e i_γ



Si definisce il seguente parametro:

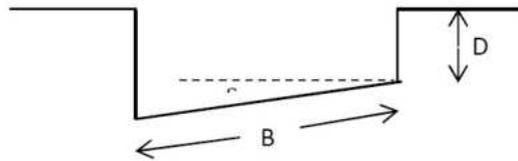
$$m = [2 + (B'/L')] / [(1 + (B'/L'))] = 1.73$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H) / (B' \cdot L' \cdot c_s \cdot N_c)]$	FALSO
$i_q = 1$	FALSO
$i_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [(1 - i_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_s \cdot \text{ctg} \phi))]^m$	1.00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_s \cdot \text{ctg} \phi))]^{m+1}$	1.00

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	FALSO
$g_q = 1$	FALSO
$g_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q) / (N_c \cdot \text{tag} \phi)]$		1.00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \text{tg} \phi)^2$		1.00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \text{tg} \phi)^2$		1.00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)



per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	FALSO
$b_q = 1$	FALSO
$b_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q) / (N_c \cdot \text{tag} \phi)]$		0.89
$b_q = (1 - \text{tg} \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0.90
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0.90

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q , e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1.00
$z_q = (1 - K_{hi} / \text{tg} \phi)^{0,35}$	0.99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \text{tg} \phi)^{0,35}$	0.99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0.010
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico $e_{\gamma i}$, $e_{\gamma k}$ (Maugeri - Cascone)

$e_{\gamma k} = (1 - K_{hk} / \text{tg} \phi)^{0,45}$	0.99
$e_{\gamma i} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0.97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{\max} / g$	0.016
$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0.080

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1.30
Perm. n.s.	1.50
Sovracc.	1.50

Par. geo.	(M1)
$\text{tg} \phi$	1.00
c	1.00
γ_t	1.00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2.30
Scorr.	1.10

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

VERIFICA AL CARICO LIMITE**CONDIZIONI SISMICHE**

Carico limite

$$q_{lim} = 103.79 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 14094.48 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 6128.04 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 520 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$520 < 6128.04$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 11.78$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSARes. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \cdot \tan \phi) / \gamma_\phi]$

$$R_d = 199.45 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 0.00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$$

$$0.00 < 199.45$$

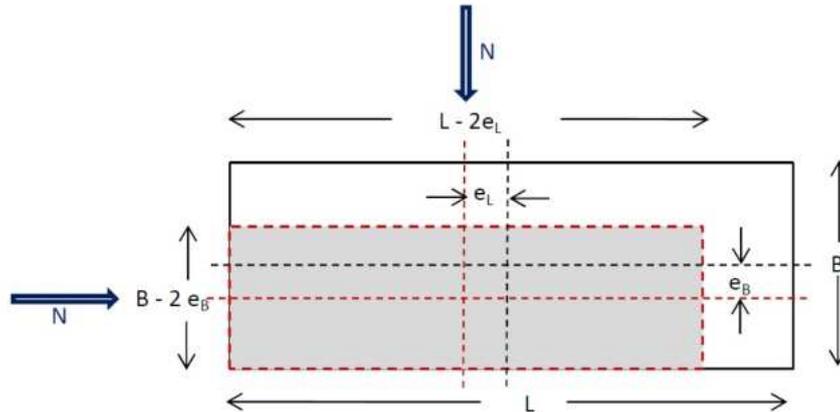
verifica soddisfatta

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Capacità portante dell'area di imposta delle Power Station Inverter Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti	$G_{k1} = 150$ KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} = 100$ KN
Sovraccarichi	$Q_k = 0$ KN
Risultante dei carichi verticali	$N = 250$ KN
Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale	$\theta = 0^\circ$
Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa	$H = 0.00$ KN
Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa	$V = 250.00$ KN
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B	$e_B = 0.00$ m
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L	$e_L = 0.00$ m
Largezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B = 4.00$ m
Lunghezza della fondazione	$L = 7.00$ m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D = 0.60$ m
Largezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' = 4.00$ m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' = 7.00$ m
Coesione del terreno al di sotto del piano di posa	$c = 0.00$ KN/m ²
Adesione lungo la base della fondazione ($c_a < c$)	$c_a = 0.00$ KN/m ²
Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa	$\phi = 30^\circ$
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q = 0.9$ KN/m ²
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t = 1.50$ KN/m ³
Angolo di inclinazione del piano di campagna	$\omega = 3^\circ$
Angolo di inclinazione del piano di posa	$\varepsilon = 0^\circ$
Parametri sismici	
Stato limite considerato	SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento	$a_g = 0.05$ m/sec ²
Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento	$F_0 = 2.88$
Categoria di sottosuolo	<input type="text" value="E"/>
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1.60$
Categoria topografica	<input type="text" value="T1"/>
	$S_T = 1.0$

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	FALSO
$N_q = 1$	FALSO
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	FALSO
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$	30.11
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$	18.38
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$	22.38

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	FALSO
$s_q = 1$	FALSO
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B') / (N_c \cdot L')$	1.35
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$	1.33
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	0.77

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

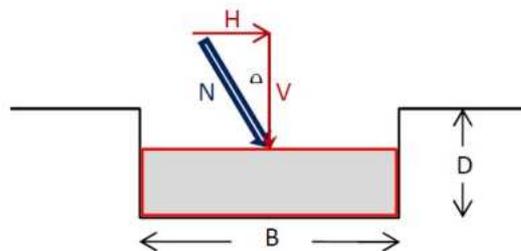
$$K = D/B' = 0.15 \text{ se } D/B' \leq 1$$

$$K = \text{arctg } D/B' = \text{N.R. se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$d_c = d_q - [(1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.05
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$	1.04
$d_\gamma = 1$	1.00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



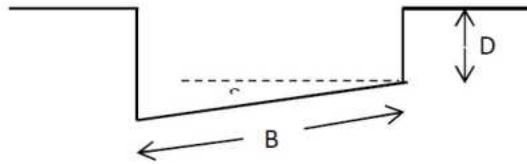
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')] / [(1 + (B'/L'))] = 1.64$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H) / (B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	FALSO
$i_q = 1$	FALSO
$i_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$	A1+M1+R3
$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$	1.00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{tg} \phi))]^m$	1.00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{tg} \phi))]^{m+1}$	1.00

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	FALSO
$g_q = 1$	FALSO
$g_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q) / (N_c \cdot \text{tag} \phi)]$		1.00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \text{tag} \phi)^2$		1.00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \text{tag} \phi)^2$		1.00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	FALSO
$b_q = 1$	FALSO
$b_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q) / (N_c \cdot \text{tag} \phi)]$		0.89
$b_q = (1 - \text{tg} \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0.90
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0.90

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q , e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	1.00
$z_q = (1 - K_{hi} / \text{tg} \phi)^{0,35}$	0.99
$z_\gamma = (1 - K_{hi} / \text{tg} \phi)^{0,35}$	0.99

$k_{hi} = 0,2 \cdot a_g$	0.010
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yir} , e_{yik} (Maugeri - Cascone)

$e_{yik} = (1 - K_{hk} / \text{tg} \phi)^{0,45}$	0.99
$e_{yir} = (1 - 0,7 K_{hi})^5$	0.97

$k_{hk} = \beta_s \cdot a_{\max} / g$	0.016
$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$	0.080

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)
Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1.30
Perm. n.s.	1.50
Sovracc.	1.50

Par. geo.	(M1)
$\text{tg} \phi$	1.00
c	1.00
γ_t	1.00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2.30
Scorr.	1.10

VERIFICA AL CARICO LIMITE CONDIZIONI SISMICHE*Carico limite*

$$q_{lim} = 64.52 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 1806.63 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 785.49 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 345 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$345 < 785.49$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 2.28$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA*Res. di prog. sistema geotecnico* $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \text{ tg}\phi/\gamma_\phi)]$

$$R_d = 131.22 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

$$E_d = 0.00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

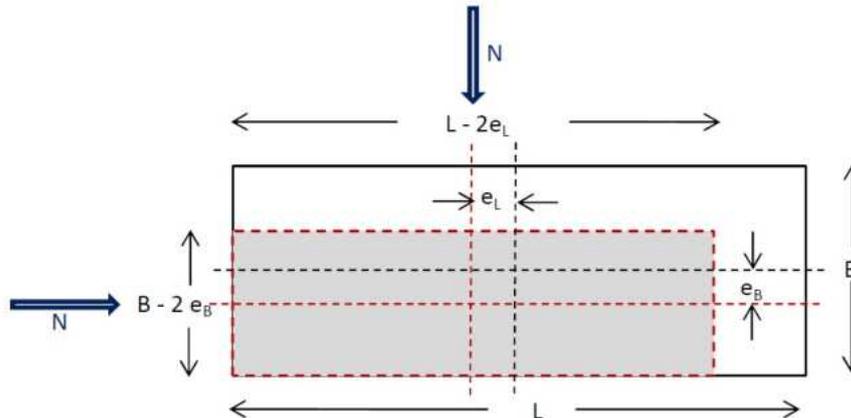
$$0.00 < 131.22$$

verifica soddisfatta

Capacità portante dell'area di imposta del Vano Tecnico Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2018)

La fondazione è la parte di una struttura che serve a trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante attraverso la superficie di contatto (piano di posa). In accordo con la teoria di Terzaghi, una fondazione si definisce di tipo superficiale se $D/B < 4$, essendo D la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna e B la dimensione minima in pianta della fondazione.



Carichi permanenti	$G_{k1} = 250$ KN
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k2} = 150$ KN
Sovraccarichi	$Q_k = 0$ KN
Risultante dei carichi verticali	$N = 400$ KN
Inclinazione della risultante N rispetto alla verticale	$\theta = 0^\circ$
Componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa	$H = 0.00$ KN
Componente verticale dei carichi agente sul piano di posa	$V = 400.00$ KN
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato B	$e_B = 0.00$ m
Eccentricità della risultante dei carichi parallela al lato L	$e_L = 0.00$ m
Larghezza della fondazione all'appoggio sul terreno	$B = 4.00$ m
Lunghezza della fondazione	$L = 13.00$ m
Profondità del piano di posa della fondazione	$D = 0.60$ m
Larghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$B' = 4.00$ m
Lunghezza ridotta della fondazione per eccentricità del carico	$L' = 13.00$ m
Coesione del terreno al di sotto del piano di posa	$c = 0.00$ KN/m ²
Adesione lungo la base della fondazione (ca < c)	$c_a = 0.00$ KN/m ²
Angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa	$\phi = 30^\circ$
Pressione geostatica sul piano di posa della fondazione	$q = 0.9$ KN/m ²
Peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa	$\gamma_t = 1.50$ KN/m ³
Angolo di inclinazione del piano di campagna	$\omega = 3^\circ$
Angolo di inclinazione del piano di posa	$\varepsilon = 0^\circ$
Parametri sismici	
Stato limite considerato	SLV
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento	$a_g = 0.05$ m/sec ²
Fattore di amplificazione spettrale max sul sito di riferimento	$F_0 = 2.88$
Categoria di sottosuolo	E
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_5 = 1.60$
Categoria topografica	T1
	$S_T = 1.0$

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Il carico limite unitario del terreno di fondazione, calcolato con la formula di Brinch - Hansen, è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot e_{yk} \cdot e_{y\ell}$$

Fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$N_c = 2 + \pi$	FALSO
$N_q = 1$	FALSO
$N_\gamma = 0$ se $\phi=0$	FALSO
$N_\gamma = -2 \text{ sen } \omega$ se $\phi \neq 0$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$N_c = (N_q - 1) \text{ ctg } \phi$		30.11
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$		18.38
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$		22.38

Fattori di forma s_c , s_q e s_γ ($B/L \leq 1$)

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$s_c = 1 + [B'/(2 + \pi) \cdot L']$	FALSO
$s_q = 1$	FALSO
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$s_c = 1 + (N_q \cdot B') / (N_c \cdot L')$		1.19
$s_q = 1 + (B'/L' \cdot \text{tg} \phi)$		1.18
$s_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$		0.88

Fattori di profondità d_c , d_q e d_γ

Si definisce il seguente parametro:

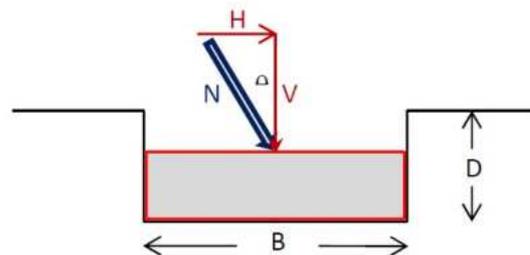
$$K = D/B' = 0.15 \text{ se } D/B' \leq 1$$

$$K = \text{arctg } D/B' = \text{N.R. se } D/B' > 1$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$d_c = 1 + 0,4 K$	FALSO
$d_q = 1$	FALSO
$d_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$d_c = d_q \cdot [1 - d_q / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$		1.05
$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot K$		1.04
$d_\gamma = 1$		1.00

Fattori di inclinazione del carico i_c , i_q e i_γ



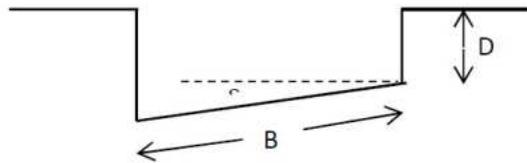
Si definisce il seguente parametro:

$$m = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] = 1.76$$

per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$i_c = 1 - [(m \cdot H) / (B' \cdot L' \cdot c_a \cdot N_c)]$	FALSO
$i_q = 1$	FALSO
$i_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$i_c = i_q \cdot [1 - i_q / (N_c \cdot \text{tg} \phi)]$		1.00
$i_q = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{tg} \phi))]^m$		1.00
$i_\gamma = [1 - (H / (V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{tg} \phi))]^{m+1}$		1.00

Calcolo capacità portante fondazioni superficiali

Fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , e g_γ ($\varepsilon < 45^\circ$)


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$g_c = 1 - [(2 \cdot \varepsilon) / (2 + \pi)]$	FALSO
$g_q = 1$	FALSO
$g_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$		1.00
$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1.00
$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$		1.00

Fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , e b_γ ($\omega < \phi$; $\omega < 45^\circ$)


per $c > 0$ e $\phi = 0$	
$b_c = 1 - [(2 \cdot \omega) / (2 + \pi)]$	FALSO
$b_q = 1$	FALSO
$b_\gamma = 1$	FALSO

per $\phi > 0$		A1+M1+R3
$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$		0.89
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$		0.90
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$		0.90

Fattori di correzione sismica inerziale z_c , z_q , e z_γ (Paolucci - Pecker)

$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hl}$	1.00
$z_q = (1 - K_{hl} / \tan \phi)^{0,35}$	0.99
$z_\gamma = (1 - K_{hl} / \tan \phi)^{0,35}$	0.99

$K_{hl} = 0,2 \cdot a_g$	0.010
--------------------------	-------

Fattori di correzione dell'effetto cinematico e_{yil} , e_{yik} (Maugeri - Cascone)

$e_{yik} = (1 - K_{hik} / \tan \phi)^{0,45}$	0.99
$e_{yil} = (1 - 0,7 K_{hik})^5$	0.97

$K_{hik} = \beta_s \cdot a_{max} / g$	0.016
$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$	0.080

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)
Approccio 2 - Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sono incrementate le azioni permanenti, incrementate le azioni variabili (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R), secondo i coefficienti di seguito riportati:

Carichi	(A1)
Perman.	1.30
Perm. n.s.	1.50
Sovracc.	1.50

Par. geo.	(M1)
$\tan \phi$	1.00
c	1.00
γ_t	1.00

Resist.	(R3)
Cap. port.	2.30
Scorr.	1.10

VERIFICA AL CARICO LIMITE CONDIZIONI SISMICHE

Carico limite

$$q_{lim} = 68.21 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza del sistema geotecnico $R = q_{lim} \times B' \times L'$

$$R = 3546.69 \text{ KN}$$

Resistenza di progetto del sistema geotecnico $R_d = R/\gamma_r$

$$R_d = 1542.04 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = G_{k1} + 1,3 G_{k2} + 1,3 Q_k$

$$E_d = 550 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$550 < 1542.04$$

verifica soddisfatta

$$R_d / E_d = 2.80$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSARes. di prog. sistema geotecnico $R_d = 1/\gamma_r \cdot [(c \cdot B' \cdot L')/\gamma_c + (N_d \text{ tg} \phi / \gamma_\phi)]$

$$R_d = 209.95 \text{ KN}$$

Valore di progetto dell'azione $E_d = H$

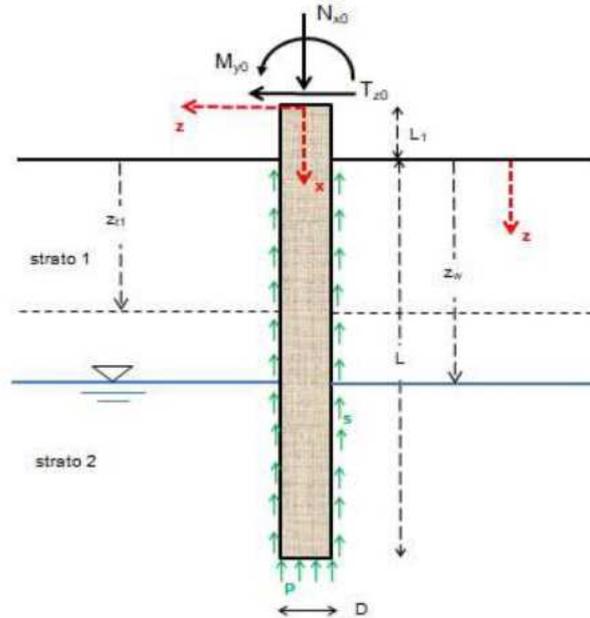
$$E_d = 0.00 \text{ KN}$$

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d \quad (R_d / E_d \geq 1)$

$$0.00 < 209.95$$

verifica soddisfatta

Pali.Az 3.0
CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI
 (Verifiche al Carico Limite, Calcolo Strutturale e Calcolo degli Spostamenti)

**PROGETTO/LAVORI**

VERIFICA GEOTECNICA PRELIMINARE DI UN PALO DI FONDAZIONE DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DEI MODULI

CAMPO DI APPLICAZIONE DEL SOFTWARE

Palo singolo verticale cilindrico a sezione circolare
 Piano di campagna orizzontale
 Terreno anche stratigrafico

Terreni a grana grossa (condizioni drenate) e/o grana fina (condizioni non drenate)
 Eventuale presenza di pressioni neutre (falda in quiete)
 Pali in C.A., in acciaio, micropali (anima in acciaio), materiale generico
 Normative applicabili: DM 11/03/1988+D.M. 16/01/1996 (Metodo alle Tensioni Ammissibili) -
 DM 14/01/2008 (Metodo agli Stati Limite) - DM 17/01/2018 (Metodo agli Stati Limite)
 Verifiche SLU: carico limite per carichi assiali e trasversali, verifiche strutturali
 Verifiche SLE: spostamenti/cedimenti, fessurazione, tensioni di esercizio
 Numero non limitato di combinazioni di carico allo SLU e/o allo SLE

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018

Le verifiche al carico limite (di tipo geotecnico) e strutturali vengono svolte con il metodo agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle azioni (A)

gruppo A1 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

- azioni permanenti con effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=1$ (1)
- azioni permanenti con effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1,3$ (1,3)
- azioni variabili con effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$ (0)
- azioni variabili con effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,5$ (1,5)

gruppo A2 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

- azioni permanenti con effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Gi}=1$ (1)
- azioni permanenti con effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Gs}=1$ (1)
- azioni variabili con effetto favorevole alla sicurezza, $g_{Qi}=0$ (0)
- azioni variabili con effetto sfavorevole alla sicurezza, $g_{Qs}=1,3$ (1,3)

Coeff. parziali o di sicurezza per i parametri geotecnici dei terreni (M)

gruppo M1 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio, $g'f=1$ (1)
- coesione efficace, $g'c=1$ (1)
- coesione non drenata, $g_{cu}=1$ (1)

gruppo M2 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio, $g'f=1,25$ (1,25)
- coesione efficace, $g'c=1,25$ (1,25)
- coesione non drenata, $g_{cu}=1,4$ (1,4)

Coeff. parziali o di sicurezza sulle resistenze globali dei sistemi geotecnici (R)

gruppo R1 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

- resistenza alla base, $g_b=1$ (1)
- resistenza laterale in compressione, $g_s=1$ (1)
- resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1$ (1)
- resistenza a carichi trasversali, $g_T=1$ (1)

gruppo R2 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

- resistenza alla base per pali battuti, $g_b=1,45$ (1,45)
- resistenza alla base per pali trivellati, $g_b=1,7$ (1,7)
- resistenza alla base per pali ad elica continua, $g_b=1,6$ (1,6)
- resistenza laterale in compressione, $g_s=1,45$ (1,45)
- resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1,6$ (1,6)
- resistenza a carichi trasversali, $g_T=1,6$ (1,6)

gruppo R3 (tra parentesi il valore adottato nel calcolo)

- resistenza alla base per pali battuti, $g_b=1,15$ (1,15)
- resistenza alla base per pali trivellati, $g_b=1,35$ (1,35)
- resistenza alla base per pali ad elica continua, $g_b=1,3$ (1,3)
- resistenza laterale in compressione, $g_s=1,15$ (1,15)

resistenza laterale in trazione, $g_{st}=1,25$ (1,25)

resistenza a carichi trasversali, $g_T=1,3$ (1,3)

UNITA' DI MISURA

Sistema Tecnico

Calcoli generali e geotecnici

lunghezze (dimensioni, coordinate, distanze, ...): m (gli spostamenti sono espressi in cm)

aree sezioni: mq

volumi: mc

momenti di inerzia sezioni: m^4

forze, Resistenza alla punta e laterale, Sforzo normale, Taglio: kg

momenti e rigidezze rotazionali vincoli: $kg \cdot m$

forze distribuite per unità di lunghezza, rigidezze traslazionali vincoli: kg/m

coesioni, adesioni: kg/mq

tensioni nel sottosuolo, pressione neutra u: kg/mq

carico limite unitario: kg/cmq

pesi unità di volume: kg/mc

coefficienti di reazione del terreno o di Winkler: kg/cm

Calcoli strutturali

dimensioni, copriferro, interferro: cm

diametri tondini, trefoli, barre, staffe e spirali: mm

aree sezioni: cmq

volumi: cmc

momenti statici sezioni: cmc

momenti di inerzia sezioni: cm^4

tensioni/pressioni, moduli elastici, resistenze materiali: kg/cmq

TIPO DI PALO

Palo battuto

Palo in acciaio

CONDIZIONI DI ROTTURA

Condizioni non drenate (terreni a grana fina a breve e medio termine, terreni a grana fina con applicazione non lentissima dei carichi)

NUMERO DI STRATI E VERTICALI DI INDAGINE

N° di strati = 3

N° di verticali di indagine = 1

SISTEMI DI RIFERIMENTO

Sistema di riferimento locale per il terreno

asse z verticale verso il basso con origine nel piano di campagna

Sistema di riferimento assoluto XYZ per il calcolo strutturale del palo

origine nel baricentro della sezione superiore del palo

asse X orizzontale verso destra

asse Y verticale verso il basso (coincidente con l'asse del palo)

asse Z ortogonale al piano del disegno ed entrante (rotazioni positive orarie)

regola della mano destra

Sistema di riferimento locale per il calcolo strutturale del palo

origine nel baricentro della sezione superiore del palo

asse x verticale verso il basso coincidente con l'asse del palo (+Y globale)
 asse z orizzontale verso sinistra (-X globale)
 asse y ortogonale al piano del disegno e uscente (-Z globale)
 regola della mano destra

GEOMETRIA

diámetro del palo, $D=0,18$ m
 lunghezza di affondamento palo, $L=2,5$ m
 lunghezza del palo fuori terra, $L1=2,4$ m
 affondamento falda rispetto al piano di campagna, $z_w=0$ m

CONDIZIONE DI VINCOLO IN TESTA AL PALO

Palo a rotazione in testa impedita (attorno all'asse locale y)

STRATIGRAFIA

zt = profondità profilo di base dello strato

strato zt (m)

1	2,7
2	3
3	+ infinito

SEZIONE METALLICA MICROPALO O PALO ACCIAIO

forma armatura metallica: HEA
 profilato: HEA 180
 base della sezione, $b=18$ cm
 altezza della sezione, $h=17,1$ cm
 spessore parete, $t=tw=0,6$ cm
 spessore ali laterali, $s=tf=0,95$ cm
 raggio raccordo ali-anima, $r=1,5$ cm
 area della sezione, $A=45,3$ cm²
 momento d'inerzia elastico della sezione rispetto all'asse y, $I_y=2510$ cm⁴
 modulo di resistenza elastico rispetto all'asse y, $W_y=294$ cm³
 modulo di resistenza plastico rispetto all'asse y, $W_{ply}=324,9$ cm³
 Classe della sezione = 2

DATI GEOTECNICI TERRENI (valori caratteristici)

Valori medi per gli strati presenti

peso dell'unità di volume dell'acqua, $g_w=1.000,00$ kg/mc

Strato n° 1-strato 1

peso dell'unità di volume, $g=2.000,00$ kg/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=2.000,00$ kg/mc

angolo di resistenza al taglio denato, $\phi_i=32^\circ$

coesione drenata, $c'=0$ kg/mq

coesione non drenata, $c_u=11300$ kg/mq

angolo di attrito palo-terreno lato spinta attiva, $\delta_{t_a}=0^\circ$

angolo di attrito palo-terreno lato spinta passiva, $\delta_{t_p}=0^\circ$

grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$

comportamento a breve termine: non drenato

Strato n° 2-strato 2

peso dell'unità di volume, $g=2.330,00$ kg/mc

peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=2.330,00$ kg/mc
 angolo di resistenza al taglio denato, $Fi=40^\circ$
 coesione drenata, $c'=0$ kg/mq
 coesione non drenata, $cu=28800$ kg/mq
 angolo di attrito palo-terreno lato spinta attiva, $delt_a=0^\circ$
 angolo di attrito palo-terreno lato spinta passiva, $delt_p=0^\circ$
 grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$
 comportamento a breve termine: non drenato

Strato n° 3-strato 3

peso dell'unità di volume, $g=2.330,00$ kg/mc
 peso dell'unità di volume saturo, $g_{sat}=2.330,00$ kg/mc
 angolo di resistenza al taglio denato, $Fi=40^\circ$
 coesione drenata, $c'=0$ kg/mq
 coesione non drenata, $cu=28800$ kg/mq
 angolo di attrito palo-terreno lato spinta attiva, $delt_a=0^\circ$
 angolo di attrito palo-terreno lato spinta passiva, $delt_p=0^\circ$
 grado di sovraconsolidazione, $OCR=1$
 comportamento a breve termine: non drenato

DATI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE E INTERFACCIA PALO-TERRENO

Dati relativi a tutte le verticali di indagine (calcolo carico limite assiale e trasvers.)

Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

Strato n° 1

angolo di resistenza al taglio, $Fi=30^\circ$
 coesione drenata, $c'=0$ kg/mq
 coesione non drenata, $cu=11300$ kg/mq
 coefficiente per il calcolo adesione (aliquota di cu), $\alpha=1$
 adesione al contatto palo-terreno, $a=0$ kg/mq
 coefficiente di attrito fra palo e terreno, $m=0,36$
 coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. vertic., $k=0,7$

Strato n° 2

angolo di resistenza al taglio, $Fi=32^\circ$
 coesione drenata, $c'=0$ kg/mq
 coesione non drenata, $cu=28800$ kg/mq
 coefficiente per il calcolo adesione (aliquota di cu), $\alpha=1$
 adesione al contatto palo-terreno, $a=0$ kg/mq
 coefficiente di attrito fra palo e terreno, $m=0,36$
 coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. vertic., $k=0,7$

Strato n° 3

angolo di resistenza al taglio, $Fi=32^\circ$
 coesione drenata, $c'=0$ kg/mq
 coesione non drenata, $cu=28800$ kg/mq
 coefficiente per il calcolo adesione (aliquota di cu), $\alpha=1$
 adesione al contatto palo-terreno, $a=0$ kg/mq
 coefficiente di attrito fra palo e terreno, $m=0,36$
 coeff. empirico k che lega la tens. norm. orizz. alla tens. effett. litost. vertic., $k=0,7$

COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO O DI WINKLER

Formula binomia $K_s=As+B_s*z^n$ con As e B_s espressi in kg/cm², z in m

strato	As	B_s	n
1 strato 1	0,83146	1,85414	0,5

2	strato 2	3,70659	5,98299	0,5
3	strato 3	3,70659	5,98299	0,5

DATI MATERIALI COSTITUENTI IL PALO

tipo di acciaio micropalo/palo: S 235

modulo di elasticità longitudinale acciaio, $E_s=2100000$ kg/cmq

peso dell'unità di volume dell'armatura metallica, $g_{acc}=7850$ kg/mc

tensione caratteristica di rottura acciaio, $f_{tk}=3670$ kg/cmq

tensione caratteristica di snervamento acciaio, $f_{yk}=2396$ kg/cmq

coeff. parziale sicurezza per il calcolo della resistenza delle sezioni di acciaio di classe 1-2-3-4, $g_{M0}=1,05$

coeff. parziale sicurezza per il calcolo della resistenza all'instabilità delle membrature, $g_{M1}=1,05$

coeff. parziale sicurezza per il calcolo della resistenza di sezioni tese indebolite da fori, $g_{M2}=1,25$

tensione di snervamento di progetto dell'acciaio, $f_{yd}=f_{yk}/g_{M0}=2281,9$ kg/cmq

CARICHI ESTERNI APPLICATI IN TESTA AL PALO (valori caratteristici)

Combinazione di carico allo SLU n° Comb 1

componente verticale permanente, $N_{x0G}=300$ kg

componente verticale variabile, $N_{x0Q}=150$ kg

componente orizzontale permanente, $T_{z0G}=50$ kg

componente orizzontale variabile, $T_{z0Q}=20$ kg

componente momento permanente, $M_{y0G}=20$ kg*m

componente momento variabile, $M_{y0Q}=10$ kg*m

Combinazione di carico allo SLU n° Comb2

componente verticale permanente, $N_{x0G}=300$ kg

componente verticale variabile, $N_{x0Q}=150$ kg

componente orizzontale permanente, $T_{z0G}=-20$ kg

componente orizzontale variabile, $T_{z0Q}=20$ kg

componente momento permanente, $M_{y0G}=5$ kg*m

componente momento variabile, $M_{y0Q}=5$ kg*m

Combinazione di carico allo SLE n° Comb. 1

componente verticale, $N_{x0}=300$ kg

componente orizzontale, $T_{z0}=50$ kg

componente momento, $M_{y0}=10$ kg*m

SCELTE DI CALCOLO

Verifiche agli SLU di tipo geotecnico condotte in base all'Approccio 2 (A1+M1+R3)

Calcolo FEM: lunghezza media elemento finito, $L_{me}=0,5$ m

Vincolo alla base del palo: appoggio fisso

TIPO DI ANALISI E METODI APPLICATI

Verifiche geotecniche: carico limite per carichi assiali

valori del fattore di forma N_q : Berezantzev et al. (1961)

valori del fattore di forma N_q per pali trivallati di grande diametro: Berezantzev (1965)

Verifiche geotecniche: carico limite per carichi trasversali

Teoria di Broms (1964)

Calcolo sollecitazioni e spostamenti orizzontali nel palo di fondazione

Soluzione con il Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M)

Palo elastico su suolo elastico alla Winkler

Analisi Lineare: molle che simulano il terreno a comportamento elastico-lineare

DATI PALO

perimetro sezione palo, $U = \text{pigreco} \cdot D = 0,565 \text{ m}$

rapporto $L/D = 13,9$

area sezione (sul diametro D), $A_p = 0,0254 \text{ mq}$

volume palo (sul diametro D), $V_p = 0,12 \text{ mc}$

peso del palo, $W_p = 174,25 \text{ kg}$

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**Combinazione di carico allo SLU n° 1 (Comb 1)****A) Verifica a breve termine in condizioni non drenate****SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)**

sez./n odo	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)
1	0,0	-615,00	-95,00	196,71
2	0,5	-637,19	-95,00	151,11
3	1,0	-659,38	-95,00	105,51
4	1,4	-681,57	-95,00	59,91
5	1,9	-703,76	-95,00	14,31
6	2,4	-725,95	-58,91	-31,29
7	2,9	-749,06	1,54	-60,75
8	3,4	-772,18	40,56	-59,98
9	3,9	-795,29	50,67	-39,70
10	4,4	-818,41	28,73	-14,37
11	4,9	-841,52	28,73	0,00

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PALO (calcolo FEM)

K_s = costante orizzontale di Winkler (kg/cm)

R_{vX} = componente della reazione vincolare lungo X (kg)

R_{vY} = componente della reazione vincolare lungo Y (kg)

R_{vZ} = componente momento della reazione vincolare (kg*m)

p_{Xv} = pressione orizzontale del terreno (molle) (kg/mq)

sez./n odo	x (m)	K_s	R_{vX}	R_{vY}	R_{vZ}	p_{Xv}
1	0	0	0	0	182,85	0
6	2,4	0,83	27,76	0	0	314,72
7	2,9	2,14	46,51	0	0	516,73
8	3,4	2,69	30,01	0	0	333,46
9	3,9	3,1	7,78	0	0	86,4
10	4,4	3,45	-16,87	0	0	-187,48
11	4,9	3,76	-22,1	-647,32	0	-491,15

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO PALO (calcolo FEM)**Equilibrio alla traslazione orizzontale**

somma delle forze esterne orizzontali applicate al palo, $S_{Fx} = -73,08 \text{ kg}$

somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommR_{vX} = 73,08 \text{ kg}$

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $S_{Fx} + SommR_{vX} = 0,00 \text{ kg}$

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio del palo, $W_p = 174,25 \text{ kg}$

somma delle forze verticali applicate al palo, $SF_y=473,08$ kg
 somma delle reazioni vincolari lungo Y, $SommRvY=-647,32$ kg
 equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $Wp+SF_y+SommRvY=0,00$ kg

Equilibrio alla rotazione (attorno alla testa del palo-primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate al palo, $MF_x=-31,54$ kg*m
 momento delle reazioni vincolari lungo X, $MRvX=-151,31$ kg*m
 reazioni vincolari momento, $MRvZ=182,85$ kg*m
 equazione di equilibrio alla rotazione: $MF_x+MRvX+MRvZ=0,00$ kg*m

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)
 u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,09	0	0
2	0,48	-0,09	0	-0,0001
3	0,96	-0,08	0	-0,0002
4	1,44	-0,07	0	-0,0003
5	1,92	-0,05	0	-0,0003
6	2,4	-0,04	0	-0,0003
7	2,9	-0,02	0	-0,0003
8	3,4	-0,01	0	-0,0002
9	3,9	0	0	-0,0002
10	4,4	0,01	0	-0,0002
11	4,9	0,01	0	-0,0002

VERIFICA SEZIONI A SFORZO NORMALE ECCENTRICO E TAGLIO

Dati meccanici della sezione

Resistenza plastica a sforzo normale della sezione lorda A, $Npl_Rd=103.370,29$ kg
 Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Avz=14,52$ cmq
 Resistenza di progetto a taglio lungo z, $Vcz_Rd=19.129,49$ kg
 Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $Mely_Rd=6.708,80$ kg*m
 Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $Mply_Rd=7.413,91$ kg*m
 tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=2.282$ kg/cmq

Dati sulle verifiche delle sezioni

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (kg/cmq)

Mcy_Rd: resistenza di progetto sezione soggetta a presso/tenso-flessione retta (kg*m)

sez.	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
1	0	-615	-95	196,71		8398,8	SI
2	0,48	-637,19	-95	151,11		8397	SI
3	0,96	-659,38	-95	105,51		8395,2	SI
4	1,44	-681,57	-95	59,91		8393,3	SI
5	1,92	-703,76	-95	14,31		8391,5	SI
6	2,4	-725,95	-58,91	-31,29		8389,7	SI
7	2,9	-749,06	1,54	-60,75		8387,8	SI
8	3,4	-772,18	40,56	-59,98		8385,9	SI
9	3,9	-795,29	50,67	-39,7		8384,1	SI
10	4,4	-818,41	28,73	-14,37		8382,2	SI
11	4,9	-841,52	28,73	0		8382,2	SI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_{yR}=7.413,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$E_d=gG_s \cdot N_x0g+gQ_s \cdot N_x0q+gG_s \cdot W_p=841,52 \text{ kg}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

Parametri geotecnici di progetto

coesione, $c_d=11300 \text{ kg/mq}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d}=0^\circ$

Resistenza alla punta

fattore $N_q=1$

fattore $N_c=9$

tensione litostatica verticale totale alla profondità L, $s_{VL}=5.000,00 \text{ kg/mq}$

Resistenza unitaria alla punta, $p=10,67 \text{ kg/cmq}$

Resistenza alla punta, $P_{max}=2.715,18 \text{ kg}$

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{max}=15.975,00 \text{ kg}$

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio), $P_{max_med}=2.715,18 \text{ kg}$

Resistenza alla punta (valore minimo), $P_{max_min}=2.715,18 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore medio), $S_{max_med}=15.975,00 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore minimo), $S_{max_min}=15.975,00 \text{ kg}$

Fattore di correlazione, $\xi_3=1,7$

Fattore di correlazione, $\xi_4=1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico), $P_{max_k}=1.597,17 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore caratteristico), $S_{max_k}=9.397,06 \text{ kg}$

Resistenza alla punta di progetto, $P_{max_d}=P_{max_k}/\gamma_b=1.388,84 \text{ kg}$

Resistenza laterale di progetto, $S_{max_d}=S_{max_k}/\gamma_s=8.171,35 \text{ kg}$

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim_d}=P_{max_d}+S_{max_d}=9.560,20 \text{ kg}$

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{limt_d}=S_{max_d}=8.171,35 \text{ kg}$

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $E_t=Q_{lim_d}/E_d=11,36$

CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_{yR}=7.413,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$E_d=gG_s \cdot T_z0g+gQ_s \cdot T_z0q=95,00 \text{ kg}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

coesione non drenata di progetto, $C_d=11300 \text{ kg/mq}$

reazione del sottosuolo, $p=18.306,00 \text{ kg/m}$

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

lunghezza $f=0,29 \text{ m}$

Carico limite trasversale, $T_{lim}=5.269,44 \text{ kg}$

Carico limite trasversale di progetto

valore medio, $T_{lim_med}=5.269,44$ kg
 valore minimo, $T_{lim_min}=5.269,44$ kg
 fattore di correlazione $\chi_{s3}=1,7$
 fattore di correlazione $\chi_{s4}=1,7$
 Carico limite trasversale (valore caratteristico), $T_{lim_k}=3.099,67$ kg
 Carico limite trasversale di progetto, $T_{lim_d}=2.384,36$ kg

Verifica al carico limite per carichi trasversali

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto
 coeff. di sicurezza, $T_{lim_d}/E_d=25,1$

B) Verifica a lungo termine in condizioni drenate

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)

sez./n odo	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)
1	0,0	-615,00	-95,00	196,71
2	0,5	-637,19	-95,00	151,11
3	1,0	-659,38	-95,00	105,51
4	1,4	-681,57	-95,00	59,91
5	1,9	-703,76	-95,00	14,31
6	2,4	-725,95	-58,91	-31,29
7	2,9	-749,06	1,54	-60,75
8	3,4	-772,18	40,56	-59,98
9	3,9	-795,29	50,67	-39,70
10	4,4	-818,41	28,73	-14,37
11	4,9	-841,52	28,73	0,00

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PALO (calcolo FEM)

K_s = costante orizzontale di Winkler (kg/cm)
 R_{vX} = componente della reazione vincolare lungo X (kg)
 R_{vY} = componente della reazione vincolare lungo Y (kg)
 R_{vZ} = componente momento della reazione vincolare (kg*m)
 p_{Xv} = pressione orizzontale del terreno (molle) (kg/mq)

sez./n odo	x (m)	K_s	R_{vX}	R_{vY}	R_{vZ}	p_{Xv}
1	0	0	0	0	182,85	0
6	2,4	0,83	27,76	0	0	314,72
7	2,9	2,14	46,51	0	0	516,73
8	3,4	2,69	30,01	0	0	333,46
9	3,9	3,1	7,78	0	0	86,4
10	4,4	3,45	-16,87	0	0	-187,48
11	4,9	3,76	-22,1	-647,32	0	-491,15

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO PALO (calcolo FEM)

Equilibrio alla traslazione orizzontale

somma delle forze esterne orizzontali applicate al palo, $S_{Fx}=-73,08$ kg
 somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommR_{vX}=73,08$ kg
 equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $S_{Fx}+SommR_{vX}=0,00$ kg

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio del palo, $W_p=174,25$ kg
 somma delle forze verticali applicate al palo, $S_{Fy}=473,08$ kg

somma delle reazioni vincolari lungo Y, $\text{SommRvY}=-647,32 \text{ kg}$

equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $\text{Wp}+5\text{Fy}+\text{SommRvY}=0,00 \text{ kg}$

Equilibrio alla rotazione (attorno alla testa del palo-primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate al palo, $\text{MFx}=-31,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento delle reazioni vincolari lungo X, $\text{MRvX}=-151,31 \text{ kg}\cdot\text{m}$

reazioni vincolari momento, $\text{MRvZ}=182,85 \text{ kg}\cdot\text{m}$

equazione di equilibrio alla rotazione: $\text{MFx}+\text{MRvX}+\text{MRvZ}=0,00 \text{ kg}\cdot\text{m}$

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,09	0	0
2	0,48	-0,09	0	-0,0001
3	0,96	-0,08	0	-0,0002
4	1,44	-0,07	0	-0,0003
5	1,92	-0,05	0	-0,0003
6	2,4	-0,04	0	-0,0003
7	2,9	-0,02	0	-0,0003
8	3,4	-0,01	0	-0,0002
9	3,9	0	0	-0,0002
10	4,4	0,01	0	-0,0002
11	4,9	0,01	0	-0,0002

VERIFICA SEZIONI A SFORZO NORMALE ECCENTRICO E TAGLIO

Dati meccanici della sezione

Resistenza plastica a sforzo normale della sezione lorda A, $\text{Npl}_Rd=103.370,29 \text{ kg}$

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $\text{Avz}=14,52 \text{ cm}^2$

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $\text{Vcz}_Rd=19.129,49 \text{ kg}$

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $\text{Mely}_Rd=6.708,80 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $\text{Mply}_Rd=7.413,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

tensione di snervamento di progetto, $\text{fyd}=2.282 \text{ kg/cm}^2$

Dati sulle verifiche delle sezioni

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (kg/cm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto sezione soggetta a presso/tenso-flessione retta (kg*m)

sez.	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
1	0	-615	-95	196,71		8398,8	SI
2	0,48	-637,19	-95	151,11		8397	SI
3	0,96	-659,38	-95	105,51		8395,2	SI
4	1,44	-681,57	-95	59,91		8393,3	SI
5	1,92	-703,76	-95	14,31		8391,5	SI
6	2,4	-725,95	-58,91	-31,29		8389,7	SI
7	2,9	-749,06	1,54	-60,75		8387,8	SI
8	3,4	-772,18	40,56	-59,98		8385,9	SI
9	3,9	-795,29	50,67	-39,7		8384,1	SI
10	4,4	-818,41	28,73	-14,37		8382,2	SI
11	4,9	-841,52	28,73	0		8382,2	SI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $\text{MyR}=7.413,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI**APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)****Azione di progetto**

$E_d = gG_s * N_x 0g + gQ_s * N_x 0q + gG_s * W_p = 841,52 \text{ kg}$

Resistenza di progetto**Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)**

Parametri geotecnici di progetto

coesione, $c_d = 0 \text{ kg/mq}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d} = 30^\circ$

Resistenza alla punta

fattore N_q (Berezantzev), $N_q = 24,1$

fattore $N_c = 40,01$

tensione litostatica verticale totale alla profondità L , $sVL = 5.000,00 \text{ kg/mq}$

pressione neutra alla profondità L , $uL = 2.500,00 \text{ kg/mq}$

tensione litostatica verticale efficace alla profondità L , $s'VL = 2.500,00 \text{ kg/mq}$

Resistenza unitaria alla punta, $p = 6,02 \text{ kg/cmq}$

Resistenza alla punta, $P_{max} = 1.533,09 \text{ kg}$

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{max} = 445,32 \text{ kg}$

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio), $P_{max_med} = 1.533,09 \text{ kg}$

Resistenza alla punta (valore minimo), $P_{max_min} = 1.533,09 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore medio), $S_{max_med} = 445,32 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore minimo), $S_{max_min} = 445,32 \text{ kg}$

Fattore di correlazione, $\xi_3 = 1,7$

Fattore di correlazione, $\xi_4 = 1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico), $P_{max_k} = 901,82 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore caratteristico), $S_{max_k} = 261,95 \text{ kg}$

Resistenza alla punta di progetto, $P_{max_d} = P_{max_k} / \gamma_b = 784,19 \text{ kg}$

Resistenza laterale di progetto, $S_{max_d} = S_{max_k} / \gamma_s = 227,79 \text{ kg}$

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim_d} = P_{max_d} + S_{max_d} = 1.011,98 \text{ kg}$

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{limt_d} = S_{max_d} = 227,79 \text{ kg}$

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $\eta = Q_{lim_d} / E_d = 1,2$

CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_{yR} = 7.413,91 \text{ kg} \cdot \text{m}$

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)**Azione di progetto**

$E_d = gG_s * T_z 0g + gQ_s * T_z 0q = 95,00 \text{ kg}$

Resistenza di progetto**Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)**

angolo di resistenza al taglio di progetto, $F_{i_d} = 30^\circ$

coefficiente di spinta passiva, $K_p = 3$

reazione orizzontale del terreno alla profondità L , $p(L) = 8.100,00 \text{ kg/m}$

Meccanismo di rottura di "palo intermedio"

profondità f in cui si forma la cerniera plastica, $f = 1,41 \text{ m}$

Carico limite trasversale, $T_{lim}=3.234,98$ kg

Carico limite trasversale di progetto

valore medio, $T_{lim_med}=3.234,98$ kg

valore minimo, $T_{lim_min}=3.234,98$ kg

fattore di correlazione $\psi_3=1,7$

fattore di correlazione $\psi_4=1,7$

Carico limite trasversale (valore caratteristico), $T_{lim_k}=1.902,93$ kg

Carico limite trasversale di progetto, $T_{lim_d}=1.463,79$ kg

Verifica al carico limite per carichi trasversali

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $T_{lim_d}/Ed=15,41$

Combinazione di carico allo SLU n° 2 (Comb2)

A) Verifica a breve termine in condizioni non drenate

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)

sez./n odo	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)
1	0,0	-615,00	-4,00	8,28
2	0,5	-637,19	-4,00	6,36
3	1,0	-659,38	-4,00	4,44
4	1,4	-681,57	-4,00	2,52
5	1,9	-703,76	-4,00	0,60
6	2,4	-725,95	-2,48	-1,32
7	2,9	-749,06	0,06	-2,56
8	3,4	-772,18	1,71	-2,53
9	3,9	-795,29	2,13	-1,67
10	4,4	-818,41	1,21	-0,60
11	4,9	-841,52	1,21	0,00

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PALO (calcolo FEM)

K_s = costante orizzontale di Winkler (kg/cm)

R_vX = componente della reazione vincolare lungo X (kg)

R_vY = componente della reazione vincolare lungo Y (kg)

R_vZ = componente momento della reazione vincolare (kg*m)

p_{Xv} = pressione orizzontale del terreno (molle) (kg/mq)

sez./n odo	x (m)	K_s	R_vX	R_vY	R_vZ	p_{Xv}
1	0	0	0	0	17,14	0
6	2,4	0,83	1,17	0	0	13,25
7	2,9	2,14	1,96	0	0	21,76
8	3,4	2,69	1,26	0	0	14,04
9	3,9	3,1	0,33	0	0	3,64
10	4,4	3,45	-0,71	0	0	-7,89
11	4,9	3,76	-0,93	-647,32	0	-20,68

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO PALO (calcolo FEM)

Equilibrio alla traslazione orizzontale

somma delle forze esterne orizzontali applicate al palo, $S_{Fx}=-3,08$ kg

somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommR_vX=3,08$ kg

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $SF_x + \text{Somm}RvX = 0,00 \text{ kg}$

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio del palo, $Wp = 174,25 \text{ kg}$

somma delle forze verticali applicate al palo, $SF_y = 473,08 \text{ kg}$

somma delle reazioni vincolari lungo Y, $\text{Somm}RvY = -647,32 \text{ kg}$

equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $Wp + SF_y + \text{Somm}RvY = 0,00 \text{ kg}$

Equilibrio alla rotazione (attorno alla testa del palo-primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate al palo, $MF_x = -10,77 \text{ kg} \cdot \text{m}$

momento delle reazioni vincolari lungo X, $MRvX = -6,37 \text{ kg} \cdot \text{m}$

reazioni vincolari momento, $MRvZ = 17,14 \text{ kg} \cdot \text{m}$

equazione di equilibrio alla rotazione: $MF_x + MRvX + MRvZ = 0,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	0	0	0
2	0,48	0	0	0
3	0,96	0	0	0
4	1,44	0	0	0
5	1,92	0	0	0
6	2,4	0	0	0
7	2,9	0	0	0
8	3,4	0	0	0
9	3,9	0	0	0
10	4,4	0	0	0
11	4,9	0	0	0

VERIFICA SEZIONI A SFORZO NORMALE ECCENTRICO E TAGLIO

Dati meccanici della sezione

Resistenza plastica a sforzo normale della sezione lorda A, $Npl_Rd = 103.370,29 \text{ kg}$

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Avz = 14,52 \text{ cm}^2$

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $Vcz_Rd = 19.129,49 \text{ kg}$

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $Mely_Rd = 6.708,80 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $Mply_Rd = 7.413,91 \text{ kg} \cdot \text{m}$

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd} = 2.282 \text{ kg/cm}^2$

Dati sulle verifiche delle sezioni

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (kg/cm²)

Mcy_Rd: resistenza di progetto sezione soggetta a presso/tenso-flessione retta (kg*m)

sez.	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
1	0	-615	-4	8,28		8398,8	SI
2	0,48	-637,19	-4	6,36		8397	SI
3	0,96	-659,38	-4	4,44		8395,2	SI
4	1,44	-681,57	-4	2,52		8393,3	SI
5	1,92	-703,76	-4	0,6		8391,5	SI
6	2,4	-725,95	-2,48	-1,32		8389,7	SI
7	2,9	-749,06	0,06	-2,56		8387,8	SI
8	3,4	-772,18	1,71	-2,53		8385,9	SI
9	3,9	-795,29	2,13	-1,67		8384,1	SI

10	4,4	-818,41	1,21	-0,6	8382,2	SI
11	4,9	-841,52	1,21	0	8382,2	SI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_{yR}=7.413,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$E_d = gG_s \cdot N_x 0g + gQ_s \cdot N_x 0q + gG_s \cdot W_p = 841,52 \text{ kg}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

Parametri geotecnici di progetto

coesione, $c_d = 11300 \text{ kg/mq}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d} = 0^\circ$

Resistenza alla punta

fattore $N_q = 1$

fattore $N_c = 9$

tensione litostatica verticale totale alla profondità L , $s_{VL} = 5.000,00 \text{ kg/mq}$

Resistenza unitaria alla punta, $p = 10,67 \text{ kg/cmq}$

Resistenza alla punta, $P_{max} = 2.715,18 \text{ kg}$

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{max} = 15.975,00 \text{ kg}$

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio), $P_{max_med} = 2.715,18 \text{ kg}$

Resistenza alla punta (valore minimo), $P_{max_min} = 2.715,18 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore medio), $S_{max_med} = 15.975,00 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore minimo), $S_{max_min} = 15.975,00 \text{ kg}$

Fattore di correlazione, $\xi_{i3} = 1,7$

Fattore di correlazione, $\xi_{i4} = 1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico), $P_{max_k} = 1.597,17 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore caratteristico), $S_{max_k} = 9.397,06 \text{ kg}$

Resistenza alla punta di progetto, $P_{max_d} = P_{max_k} / \gamma_b = 1.388,84 \text{ kg}$

Resistenza laterale di progetto, $S_{max_d} = S_{max_k} / \gamma_s = 8.171,35 \text{ kg}$

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim_d} = P_{max_d} + S_{max_d} = 9.560,20 \text{ kg}$

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{lim_d} = S_{max_d} = 8.171,35 \text{ kg}$

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $E_t = Q_{lim_d} / E_d = 11,36$

CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_{yR} = 7.413,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$E_d = gG_i \cdot T_z 0g + gQ_s \cdot T_z 0q = 10,00 \text{ kg}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

coesione non drenata di progetto, $C_d = 11300 \text{ kg/mq}$

reazione del sottosuolo, $p = 18.306,00 \text{ kg/m}$

Meccanismo di rottura di "palo lungo"

lunghezza $f=0,29$ m

Carico limite trasversale, $T_{lim}=5.269,44$ kg

Carico limite trasversale di progetto

valore medio, $T_{lim_med}=5.269,44$ kg

valore minimo, $T_{lim_min}=5.269,44$ kg

fattore di correlazione $\chi_{s3}=1,7$

fattore di correlazione $\chi_{s4}=1,7$

Carico limite trasversale (valore caratteristico), $T_{lim_k}=3.099,67$ kg

Carico limite trasversale di progetto, $T_{lim_d}=2.384,36$ kg

Verifica al carico limite per carichi trasversali

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $T_{lim_d}/Ed=238,44$

B) Verifica a lungo termine in condizioni drenate

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)

sez./n odo	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)
1	0,0	-615,00	-4,00	8,28
2	0,5	-637,19	-4,00	6,36
3	1,0	-659,38	-4,00	4,44
4	1,4	-681,57	-4,00	2,52
5	1,9	-703,76	-4,00	0,60
6	2,4	-725,95	-2,48	-1,32
7	2,9	-749,06	0,06	-2,56
8	3,4	-772,18	1,71	-2,53
9	3,9	-795,29	2,13	-1,67
10	4,4	-818,41	1,21	-0,60
11	4,9	-841,52	1,21	0,00

REAZIONI VINCOLARI E PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-PALO (calcolo FEM)

K_s = costante orizzontale di Winkler (kg/cm)

R_vX = componente della reazione vincolare lungo X (kg)

R_vY = componente della reazione vincolare lungo Y (kg)

R_vZ = componente momento della reazione vincolare (kg*m)

p_{Xv} = pressione orizzontale del terreno (molle) (kg/mq)

sez./n odo	x (m)	K_s	R_vX	R_vY	R_vZ	p_{Xv}
1	0	0	0	0	17,14	0
6	2,4	0,83	1,17	0	0	13,25
7	2,9	2,14	1,96	0	0	21,76
8	3,4	2,69	1,26	0	0	14,04
9	3,9	3,1	0,33	0	0	3,64
10	4,4	3,45	-0,71	0	0	-7,89
11	4,9	3,76	-0,93	-647,32	0	-20,68

VERIFICA CONDIZIONI DI EQUILIBRIO PALO (calcolo FEM)

Equilibrio alla traslazione orizzontale

somma delle forze esterne orizzontali applicate al palo, $S_{Fx}=-3,08$ kg

somma delle reazioni vincolari lungo X, $SommR_vX=3,08$ kg

equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale: $S_{Fx}+SommR_vX=0,00$ kg

Equilibrio alla traslazione verticale

peso proprio del palo, $W_p=174,25$ kg

somma delle forze verticali applicate al palo, $SF_y=473,08$ kg

somma delle reazioni vincolari lungo Y, $SommRvY=-647,32$ kg

equazione di equilibrio alla traslazione verticale: $W_p+SF_y+SommRvY=0,00$ kg

Equilibrio alla rotazione (attorno alla testa del palo-primo nodo)

momento delle forze orizzontali applicate al palo, $MF_x=-10,77$ kg*m

momento delle reazioni vincolari lungo X, $MRvX=-6,37$ kg*m

reazioni vincolari momento, $MRvZ=17,14$ kg*m

equazione di equilibrio alla rotazione: $MF_x+MRvX+MRvZ=0,00$ kg*m

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./nodo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	0	0	0
2	0,48	0	0	0
3	0,96	0	0	0
4	1,44	0	0	0
5	1,92	0	0	0
6	2,4	0	0	0
7	2,9	0	0	0
8	3,4	0	0	0
9	3,9	0	0	0
10	4,4	0	0	0
11	4,9	0	0	0

VERIFICA SEZIONI A SFORZO NORMALE ECCENTRICO E TAGLIO**Dati meccanici della sezione**

Resistenza plastica a sforzo normale della sezione lorda A, $N_{pl_Rd}=103.370,29$ kg

Area resistente al taglio della sezione lungo z, $Av_z=14,52$ cmq

Resistenza di progetto a taglio lungo z, $V_{cz_Rd}=19.129,49$ kg

Momento resistente elastico lungo l'asse vettore y, $M_{ely_Rd}=6.708,80$ kg*m

Momento resistente plastico lungo l'asse vettore y, $M_{ply_Rd}=7.413,91$ kg*m

tensione di snervamento di progetto, $f_{yd}=2.282$ kg/cmq

Dati sulle verifiche delle sezioni

sid_m: tensione ideale massima nella sezione di acciaio (kg/cmq)

Mcy_Rd: resistenza di progetto sezione soggetta a presso/tenso-flessione retta (kg*m)

sez.	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)	sid_m	Mcy_Rd	Verif?
1	0	-615	-4	8,28		8398,8	SI
2	0,48	-637,19	-4	6,36		8397	SI
3	0,96	-659,38	-4	4,44		8395,2	SI
4	1,44	-681,57	-4	2,52		8393,3	SI
5	1,92	-703,76	-4	0,6		8391,5	SI
6	2,4	-725,95	-2,48	-1,32		8389,7	SI
7	2,9	-749,06	0,06	-2,56		8387,8	SI
8	3,4	-772,18	1,71	-2,53		8385,9	SI
9	3,9	-795,29	2,13	-1,67		8384,1	SI
10	4,4	-818,41	1,21	-0,6		8382,2	SI

11	4,9	-841,52	1,21	0	8382,2	SI
----	-----	---------	------	---	--------	----

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_yR=7.413,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

CARICO LIMITE PER CARICHI ASSIALI

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$E_d = gG_s \cdot N_x 0g + gQ_s \cdot N_x 0q + gG_s \cdot W_p = 841,52 \text{ kg}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

Parametri geotecnici di progetto

coesione, $c_d = 0 \text{ kg/mq}$

angolo di resistenza al taglio, $F_{i_d} = 30^\circ$

Resistenza alla punta

fattore N_q (Berezantzev), $N_q = 24,1$

fattore $N_c = 40,01$

tensione litostatica verticale totale alla profondità L , $s_{VL} = 5.000,00 \text{ kg/mq}$

pressione neutra alla profondità L , $u_L = 2.500,00 \text{ kg/mq}$

tensione litostatica verticale efficace alla profondità L , $s'_{VL} = 2.500,00 \text{ kg/mq}$

Resistenza unitaria alla punta, $p = 6,02 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza alla punta, $P_{max} = 1.533,09 \text{ kg}$

Resistenza laterale

Resistenza laterale, $S_{max} = 445,32 \text{ kg}$

Resistenza alla punta e laterale di progetto

Resistenza alla punta (valore medio), $P_{max_med} = 1.533,09 \text{ kg}$

Resistenza alla punta (valore minimo), $P_{max_min} = 1.533,09 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore medio), $S_{max_med} = 445,32 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore minimo), $S_{max_min} = 445,32 \text{ kg}$

Fattore di correlazione, $\alpha_3 = 1,7$

Fattore di correlazione, $\alpha_4 = 1,7$

Resistenza alla punta (valore caratteristico), $P_{max_k} = 901,82 \text{ kg}$

Resistenza laterale (valore caratteristico), $S_{max_k} = 261,95 \text{ kg}$

Resistenza alla punta di progetto, $P_{max_d} = P_{max_k} / \gamma_b = 784,19 \text{ kg}$

Resistenza laterale di progetto, $S_{max_d} = S_{max_k} / \gamma_s = 227,79 \text{ kg}$

Carico limite per carichi assiali di compressione

$Q_{lim_d} = P_{max_d} + S_{max_d} = 1.011,98 \text{ kg}$

Carico limite di sfilamento per carichi assiali di trazione

$Q_{limt_d} = S_{max_d} = 227,79 \text{ kg}$

Verifica al carico limite per carichi assiali di compressione

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $E_t = Q_{lim_d} / E_d = 1,2$

CARICO LIMITE PER CARICHI TRASVERSALI

Momento resistente o di plasticizzazione del palo, $M_yR=7.413,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Azione di progetto

$E_d = gG_i \cdot T_z 0g + gQ_s \cdot T_z 0q = 10,00 \text{ kg}$

Resistenza di progetto

Verticale di indagine n° 1 (verticale n. 1)

angolo di resistenza al taglio di progetto, $F_{i_d} = 30^\circ$

coefficiente di spinta passiva, $K_p = 3$

reazione orizzontale del terreno alla profondità L, $p(L)=8.100,00 \text{ kg/m}$

Meccanismo di rottura di "palo intermedio"

profondità f in cui si forma la cerniera plastica, $f=1,41 \text{ m}$

Carico limite trasversale, $T_{lim}=3.234,98 \text{ kg}$

Carico limite trasversale di progetto

valore medio, $T_{lim_med}=3.234,98 \text{ kg}$

valore minimo, $T_{lim_min}=3.234,98 \text{ kg}$

fattore di correlazione $\chi_{s3}=1,7$

fattore di correlazione $\chi_{s4}=1,7$

Carico limite trasversale (valore caratteristico), $T_{lim_k}=1.902,93 \text{ kg}$

Carico limite trasversale di progetto, $T_{lim_d}=1.463,79 \text{ kg}$

Verifica al carico limite per carichi trasversali

Verifica OK: l'azione di progetto non supera la resistenza di progetto

coeff. di sicurezza, $T_{lim_d}/Ed=146,38$

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazione di carico allo SLE n° 1 (Comb. 1)

A) Verifica a breve termine in condizioni non drenate

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)

sez./n odo	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)
1	0,0	-300,00	-50,00	103,53
2	0,5	-317,07	-50,00	79,53
3	1,0	-334,14	-50,00	55,53
4	1,4	-351,21	-50,00	31,53
5	1,9	-368,28	-50,00	7,53
6	2,4	-385,35	-31,01	-16,47
7	2,9	-403,13	0,81	-31,97
8	3,4	-420,91	21,35	-31,57
9	3,9	-438,69	26,67	-20,89
10	4,4	-456,47	15,12	-7,56
11	4,9	-474,25	15,12	0,00

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./n odo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,06	0	0
2	0,48	-0,06	0	-0,0001
3	0,96	-0,05	0	-0,0001
4	1,44	-0,04	0	-0,0002
5	1,92	-0,04	0	-0,0002
6	2,4	-0,03	0	-0,0002
7	2,9	-0,02	0	-0,0002
8	3,4	-0,01	0	-0,0001
9	3,9	0	0	-0,0001
10	4,4	0	0	-0,0001

11 4,9 0,01 0 -0,0001

B) Verifica a lungo termine in condizioni drenate

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PALO DI FONDAZIONE (calcolo FEM)

sez./n odo	x (m)	Nx (kg)	Tz (kg)	My (kg*m)
1	0,0	-300,00	-50,00	103,53
2	0,5	-317,07	-50,00	79,53
3	1,0	-334,14	-50,00	55,53
4	1,4	-351,21	-50,00	31,53
5	1,9	-368,28	-50,00	7,53
6	2,4	-385,35	-31,01	-16,47
7	2,9	-403,13	0,81	-31,97
8	3,4	-420,91	21,35	-31,57
9	3,9	-438,69	26,67	-20,89
10	4,4	-456,47	15,12	-7,56
11	4,9	-474,25	15,12	0,00

SPOSTAMENTI NODALI (calcolo FEM)

w = spostamento orizzontale (lungo l'asse globale X, coincidente con l'asse locale z)

u = spostamento verticale (lungo l'asse globale Y, coincidente con l'asse locale x)

sez./n odo	x (m)	w (cm)	u (cm)	rot. (rad)
1	0	-0,06	0	0
2	0,48	-0,06	0	-0,0001
3	0,96	-0,05	0	-0,0001
4	1,44	-0,04	0	-0,0002
5	1,92	-0,04	0	-0,0002
6	2,4	-0,03	0	-0,0002
7	2,9	-0,02	0	-0,0002
8	3,4	-0,01	0	-0,0001
9	3,9	0	0	-0,0001
10	4,4	0	0	-0,0001
11	4,9	0,01	0	-0,0001

Pali.Az 3.0 - Licenza d'uso XXXX YYYY (n° di serie: 1381898310)

Dai calcoli innanzi effettuati si evince che il terreno offre una buona portanza. Si omette la verifica di stabilità del pendio ante e post operam visto che il rapporto angolo di attrito interno/pendenza terreno nella situazione ante operam è pari a $30^\circ/2.68^\circ = 11.19$ e $30/9.11 = 3.29$ (coefficiente di sicurezza sicuramente molto superiore ad 1 dove si ha equilibrio tra le forze resistenti e le forze agenti). Infine le opere progettuali non prevedono variazioni delle pendenze naturali del terreno.

Tanto Dovevasi.

IL GEOLOGO

Dott. Vito. F. PLESCIA

Bibliografia

REGIONE SARDEGNA Carta Tecnica Regionale C.T.R. elementi : 480010, 480020, 460130, 460140, alla scala 1 : 10.000

Ministero dell'Industria, del Commercio e dell'Artigianato Direzione Generale delle Miniere, Servizio Geologico d'Italia – Note illustrative della CARTA GEOLOGICA D'ITALIA Foglio 193 Bonovra.

ISPRA note illustrative della carta geologica d'Italia alla scala 1 : 50.000 Foglio 459 Sassari

Autorità di Bacino Regione Sardegna

Il Dipartimento Difesa del Suolo - *Servizio Geologico d'Italia* dell'APAT (ora in ISPRA). Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia).

ENI Acque dolci sotterranee “Inventario dei dati raccolti dall'Agip durante la ricerca di idrocarburi in Italia”.

D.M. 17/01/2018 e della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019

C. Cestelli Guidi Geotecnica e tecnica delle fondazioni Vol. I° e II°

Delgado J., Lopez Casado C., Giner J., Estevez A., Cuenca A. e Molina, S., 2000. Microtremors as a geophysical exploration tool: applications and limitations, *Pure Appl. Geophys.*, **157**, 1445–1462.

Bard P.-Y., 1998. Microtremor measurements: a tool for site effect estimation? Second International Symposium on the Effects of the Surface Geology on Seismic Motion-ESG98, Japan.

Borcherdt R. D., 1992. Simplified site classes and empirical amplification factors for site-dependent code provisions, in *Proc. NCEER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response during Earthquakes and Seismic Code Provisions*, November 18-20, University of Southern California, Los Angeles, California.

Budny M, 1984. *Seismische Bestimmung der bodendynamischen Kennwerte von oberflächennahen Schichten in Erdbebengebieten der Niederrheinischen Bucht und ihre ingenieur seismologische Anwendung*, Ph.D. Thesis, Special publications No. 57, Geologisches Institut der Universität zu Köln, 209 pp. (in German).

Ben-Menahem A. e Singh S.J.; 1981: *Seismic waves and sources*, Springer-Verlag, New York, 1108 pp.

Mucciarelli M. e Gallipoli M.R.; 2006: Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy, *Conf. Earthq. Eng. and Seismol.*, Geneva, 3-8 Sept., no. 270.

Regione Abruzzo dipartimento della protezione civile, Linee guida per la microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana.

ALLEGATI

**INDAGINE GEOGNOSTICA NEI TERRENI
INTERESSATI DALLA RELIZZAZIONE DI UN
PARCO FOTOVOLTAICO IN AGRO DI SILIGO (SS)**

INDAGINE GEOFISICA

- **SISMICA A RIFRAZIONE**
- **SISMICA PASSIVA**

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (DPSH)

COMMITTENTE: ATLAS RE S.R.L.

DATA: APRILE 2022

1 - PREMESSA

Nell'ambito della progettazione per la messa in opera di un parco fotovoltaico in agro di Siligo (SS) la società scrivente riceveva nel mese di Aprile 2022 l'incarico per l'esecuzione delle indagini geofisiche e le prove penetrometriche dinamiche continue come dal piano delle indagini geognostiche concordato con il dott. Geol. Vito Plescia.

L'indagine geofisica prevede l'utilizzo della sismica a rifrazione e della sismica passiva quest'ultima utilizzata per la classificazione sismica dei terreni. Mentre per quanto attiene la caratterizzazione geotecnica dei terreni sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche pesanti.

L'indagine sismica si è concretizzata con l'esecuzione di n. 3 profili sismici a rifrazione e n. 1 profilo di sismica passiva eseguito con la tecnica Re.Mi. mentre sono state eseguite n. 3 DSPH. Nell'allegato 1 è riportata l'ubicazione e la sigla delle singole prove.

Di seguito si procederà con l'illustrazione dell'indagine geofisica, mentre per quanto attiene le prove penetrometriche dinamiche continue in allegato alla presente (Allegato 3) sono riportati i certificati delle prove DSPH.

2 - ARTICOLAZIONE E DESCRIZIONE DELL'INDAGINE GEOFISICA

2.1 Strumentazione di acquisizione e software di elaborazione

Per l'acquisizione dei dati sismici è stato impiegato un apparato del tipo RAS-24 della *ABEM Instruments* a 24 canali, con risoluzione dei tempi di 0.125 ms. I profili sismici sono stati materializzati con l'utilizzo di n. 24 geofoni/profilo con distanza intergeofonica pari a 4 metri e lunghezza totale del profilo pari a 92 metri. Al fine di consentire la costruzione di un adeguato numero di dromocrone (curve spazio-tempo), in corrispondenza di tutti i profili sono state effettuate 9 registrazioni che corrispondono ad altrettante energizzazioni eseguite, generalmente, in corrispondenza dei geofoni G1, G4, G7, G10, G13, G16, G19, G22 e G24.

Come sorgente di energia è stata utilizzata una massa battente di 8 kg impattante su una piastra opportunamente collegata al sistema di *trigger*, assolutamente appropriata per le profondità d'indagine richieste.

La qualità del segnale è risultata nel complesso buona; in ogni caso l'utilizzo della tecnica di accumulo del segnale ha consentito di ottenere un buon rapporto segnale/disturbo; alla buona qualità dei dati acquisiti hanno anche

contribuito importanti requisiti dell'apparato di registrazione quali il sistema di amplificazione dei segnali di ogni singolo geofono e la dotazione di filtri.

La procedura di elaborazione dei dati acquisiti consiste nell'analisi dei singoli sismogrammi ottenuti per ciascuna registrazione dai quali si individuano, manualmente, per ogni singola traccia registrata, i tempi di primo arrivo delle onde generate. Successivamente il *processing* dei dati è stato condotto mediante il software *SeisOptPro V5.0*. Il *SeisOptPro* usa esclusivamente i tempi di primo arrivo e la geometria d'acquisizione per ricavare la distribuzione delle velocità nel sottosuolo. In particolare, esso impiega una tecnica di ottimizzazione non lineare e lavora in termini di modellizzazione. In sintesi, viene creato un modello di velocità iniziale al quale sono associate delle dromocrone sintetiche; queste ultime vengono quindi confrontate con i dati sperimentali ed i modelli di velocità vengono progressivamente modificati sino al raggiungimento della miglior convergenza con i dati sperimentali. Non si tratta quindi di uno dei metodi classici più comunemente impiegati nella sismica a rifrazione (tempi intercetti, metodo reciproco, metodo reciproco generalizzato, ecc), bensì di un *processing* sofisticato che, in luogo della tipica e non sempre realistica rappresentazione per strati omogenei, fornisce una sezione in cui le variazioni di velocità sono rappresentate con elevata risoluzione, secondo modalità tipiche della tomografia sismica. I risultati ottenuti dall'indagine sismica sono stati rappresentati mediante una sezione sismica interpretativa, creata dal software di interpretazione, secondo parametri stabiliti dall'interprete nella quale la distribuzione delle velocità nel sottosuolo viene visualizzata secondo una scala di colori. Inoltre nella sezione, per una più immediata comprensione, sono indicati i seguenti dati: la sigla del profilo, le scale planimetrica e altimetrica, la scala di velocità. Si sottolinea che la progressiva 0 corrisponde con il geofono G1, mentre la 92 con il geofono G24.

2.2 ANALISI DEI RISULTATI

Profilo P1

La tomografia individua un primo livello caratterizzato da velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali inferiori a 800-900 m/s che si attesta fino ad una profondità di circa 8-9 metri rispetto al piano di campagna dalla progressiva 0 fino alla progressiva 40 m, mentre dalla progressiva 40 fino alla 92 m tale orizzonte tende ad assottigliarsi attestandosi su valori di circa 4-5 metri attribuibile ad un materiale incoerente debolmente compattato. Al di sotto

è presente il basamento lapideo nei diversi stati di alterazione e/o fratturazione caratterizzato da velocità superiori a 1200 m/s.

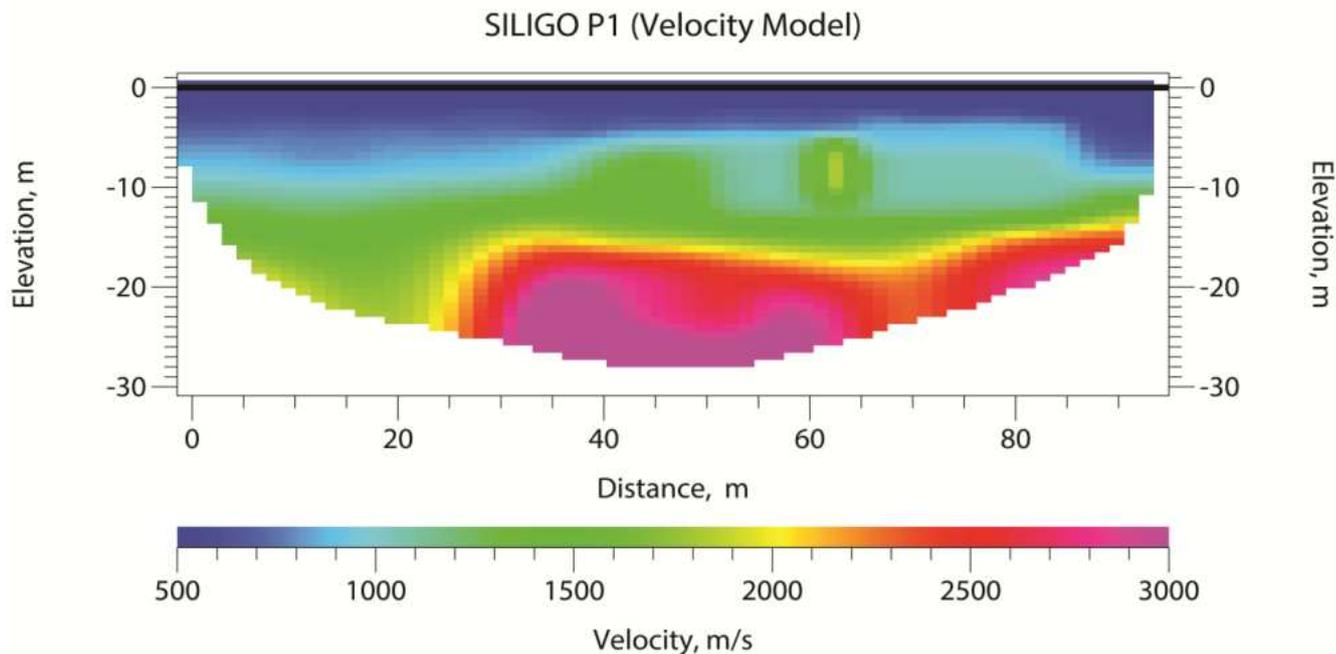


Fig. 1 – Tomografia sismica P1

Profilo P2

La tomografia individua un primo livello caratterizzato da velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali inferiori a 800-900 m/s che si attesta fino ad una profondità di circa 9-10 metri tali velocità possono essere attribuite ad un materiale incoerente debolmente compattato. Al di sotto, rimarcato da un passaggio graduale e progressivo è presente il basamento lapideo nei diversi stati di alterazione e/o fratturazione caratterizzato da velocità superiori a 1200 m/s.

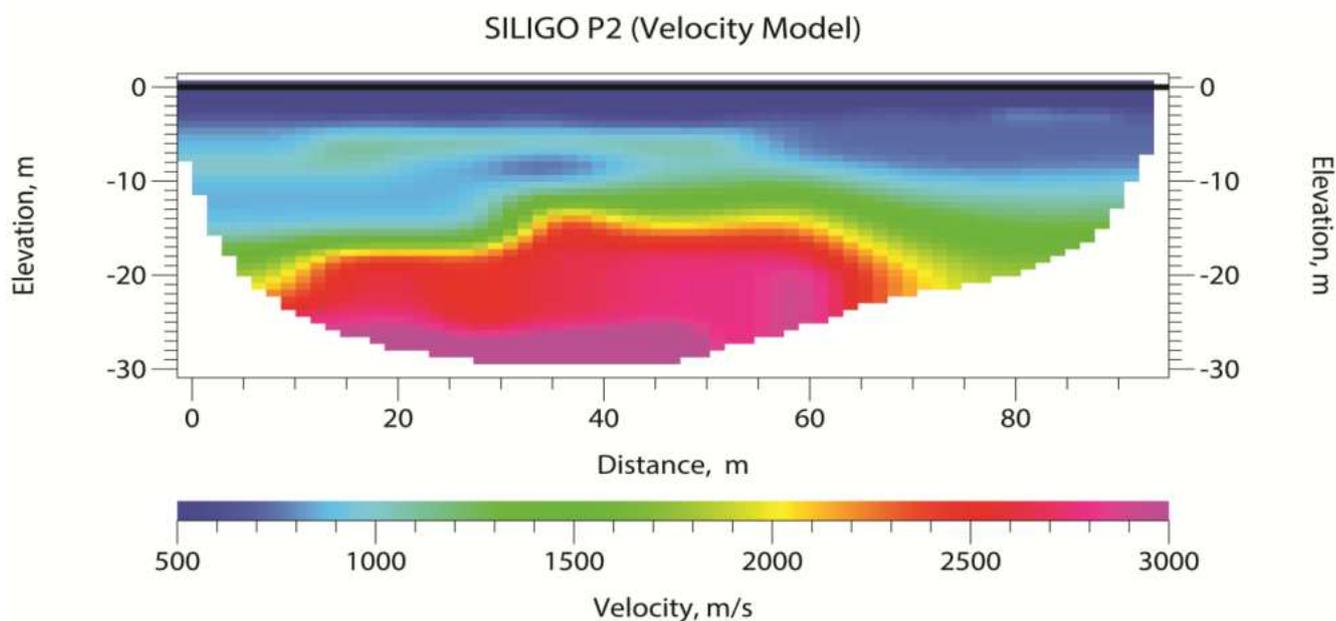


Fig. 2 – Tomografia sismica P2

Profilo P3

La tomografia individua un primo livello caratterizzato da velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali inferiori a 800-900 m/s che si attesta fino ad una profondità di circa 8-9 metri rispetto al piano di campagna tra le progressive 0-15 m, che tende ad approfondirsi nella parte centrale della sezione attestandosi a valori di circa 15-16 m per poi risalire leggermente tra le progressive 65-92 m, attestandosi su valori di 14 metri; tali velocità sono attribuibili ad un materiale incoerente debolmente compattato. Al di sotto, rimarcato da un passaggio graduale e progressivo è presente il basamento lapideo stati di alterazione e/o fratturazione caratterizzato da velocità superiori a 1200 m/s. A differenza delle altre sezioni in questo caso, ad esclusione della porzione inferiore tra le progressive 60 e 80 m, in corrispondenza del basamento lapideo, fino alle massime profondità indagate, sono state registrate velocità inferiori a 1800 m/s.

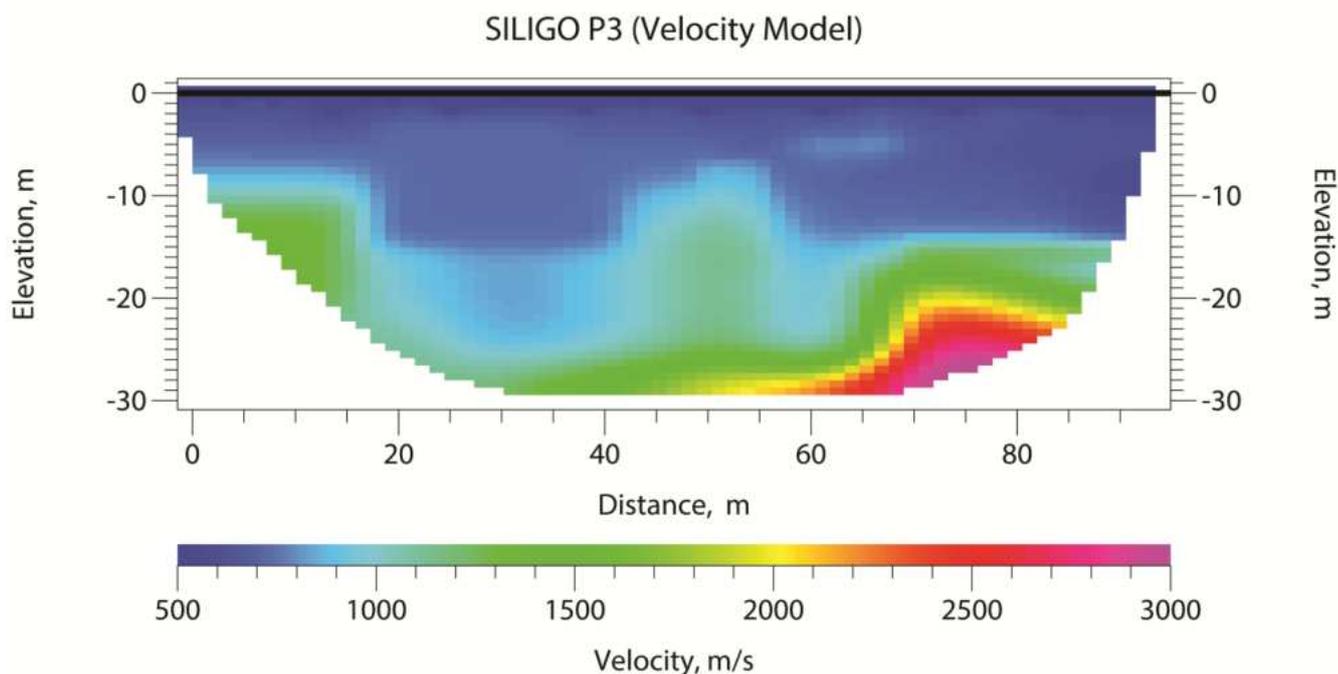


Fig. 3 – Tomografia sismica P3

3 - SISMICA PASSIVA

3.1. Premessa

L'indagine eseguita risponde alle prescrizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, del decreto attuativo n. 14 del 14/01/2008 e dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" del 17 gennaio 2018; in particolare quest'ultimo decreto apporta delle novità la più importante delle quali è l'abbandono del parametro Vs30 a favore di un

simile parametro denominato “Velocità equivalente”. Quest’ultima è calcolata in modo analogo alla Vs30, ma invece di estendere la media pesata fino ai rigorosi 30 metri di profondità adesso viene portata fino ad una profondità H (che può essere pari a 30 m, ma anche ad un valore minore). A stabilire tale profondità H è il raggiungimento del “substrato” roccioso, caratterizzato da valori di velocità superiori a 800 m/s. L’aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni prescrive l’adozione di una classificazione dei terreni secondo cinque categorie (A, B, C, D, E) da determinarsi in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio fino alla profondità “H” definita in base alla profondità del basamento roccioso, da calcolare mediante l’equazione:

$$V_{Seq} = H / \sum_{i=1,n} (h_i / V_{Si}) \quad (1)$$

Dove:

- H rappresenta la profondità del basamento
- n rappresenta il numero degli strati nel modello del terreno;
- h_i sono gli spessori dei diversi strati;
- V_{Si} sono le velocità delle onde di taglio nei diversi strati.

In dettaglio, le cinque categorie ordinarie sono:

A: amassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m;

B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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;

C: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa);

D: depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s;

E: terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D con profondità del substrato non superiore a 30 metri.

Come da piano delle indagini è stata eseguita una stima della V_{seq} con misure effettuate in corrispondenza di n. 1 profilo sismico della lunghezza di 92 metri ubicato come da planimetria allegata.

3.2 Breve descrizione del metodo

Per la stima della V_{seq} , è stato adottato il metodo Re.Mi. (*Refraction Microtremor*), che consiste essenzialmente nei seguenti passi:

1) si esegue una registrazione sismica multicanale del disturbo naturale e/o indotto dalle attività antropiche, senza ricorrere ad energizzazioni di tipo impulsivo come quelle normalmente impiegate nella sismica di prospezione (rifrazione, riflessione, tomografia cross-hole etc.); la registrazione deve avere lunghezza temporale adeguata (p.e. alcune decine di secondi); la geometria dello stendimento sismico deve essere stabilita in funzione delle caratteristiche e dell'obiettivo con l'ausilio di n. 24 geofoni con bassa frequenza naturale (8 Hz);

2) per uno stesso stendimento sismico vengono eseguite diverse registrazioni (da alcune a qualche decina);

3) dopo le fasi di preparazione (*pre-processing*) i dati, acquisiti nel dominio spazio-tempo ($s-t$), vengono trasformati nel dominio lentezza-frequenza ($p-f$), essendo la lentezza p il reciproco della velocità; questa operazione produce per ciascuna registrazione uno spettro di lentezza che, rappresentato graficamente, di norma secondo una scala cromatica, mostra la localizzazione nel piano $p-f$ degli eventi dotati di maggiore energia; al fine di migliorare il rapporto segnale/disturbo, è possibile selezionare solo gli spettri migliori, i quali vengono sommati tra loro in modo da ottenere un solo spettro da interpretare;

4) una volta ottenuto lo spettro $p-f$ si devono riconoscere, in esso, gli eventi sicuramente associati alle onde superficiali (onde di *Rayleigh* e/o onde di *Love*); dato che le onde superficiali hanno la caratteristica di essere dispersive, il loro riconoscimento può non essere difficile se i dati sono di buona qualità ed elaborati in modo corretto;

5) si esegue quindi il "*picking*" della curva di dispersione, ottenendo un file numerico contenente le coppie $p-f$ riconosciute come appartenenti alle onde superficiali;

6) l'inversione della curva di dispersione delle onde superficiali fornisce i valori della velocità di propagazione delle stesse in funzione della profondità, e, poiché la velocità di propagazione delle onde superficiali è in rapporto noto con quella delle onde di taglio (p.e. $V_{Rayleigh} \approx 0.9 V_s$), quest'ultima risulta stimata.

Una volta ottenuto un modello stratificato del terreno in cui sono stimati gli spessori e le relative V_s , si stima la V_{seq} mediante l'equazione (1) in premessa.

3.3 Acquisizione dati

I dati sono stati acquisiti mediante un profilo di 24 geofoni con frequenza naturale di 8 Hz, in linea, ad intervallo costante di 4 m. In corrispondenza di del profilo sono state eseguite n. 14 registrazioni che hanno sfruttato come “rumore di fondo” quello provocato dalla caduta di una massa battente in testa al profilo; in tutte le acquisizioni la lunghezza di registrazione è stata di 30 secondi con intervallo di campionamento di 0.002 secondi. L'apparato di acquisizione dei dati è lo stesso di quello utilizzato per l'indagine sismica a rifrazione. Lo studio ha riguardato le onde di *Rayleigh*.

3.4 – Elaborazione ed interpretazione dei dati

3.4.1 Stendimento Re.Mi. 1 Siligo

La curva di dispersione è stata interpretata in modo soddisfacente con un modello a cinque strati. Per quanto attiene gli spessori dei singoli strati, si sottolinea il fatto che essi sono puramente convenzionali e non possono essere interpretati direttamente in termini geologici; stessa considerazione vale per i valori di velocità.

Nelle figure seguenti 4, 5, 6 e 7 sono mostrati nell'ordine:

- lo spettro $p-f$;
- la curva di dispersione con sovrapposta la curva di migliore adattamento (la linea blu che separa i campi bianco e grigio);
- il modello corrispondente alla curva di migliore adattamento;
- il grafico della velocità delle onde di taglio V_s in funzione della profondità.

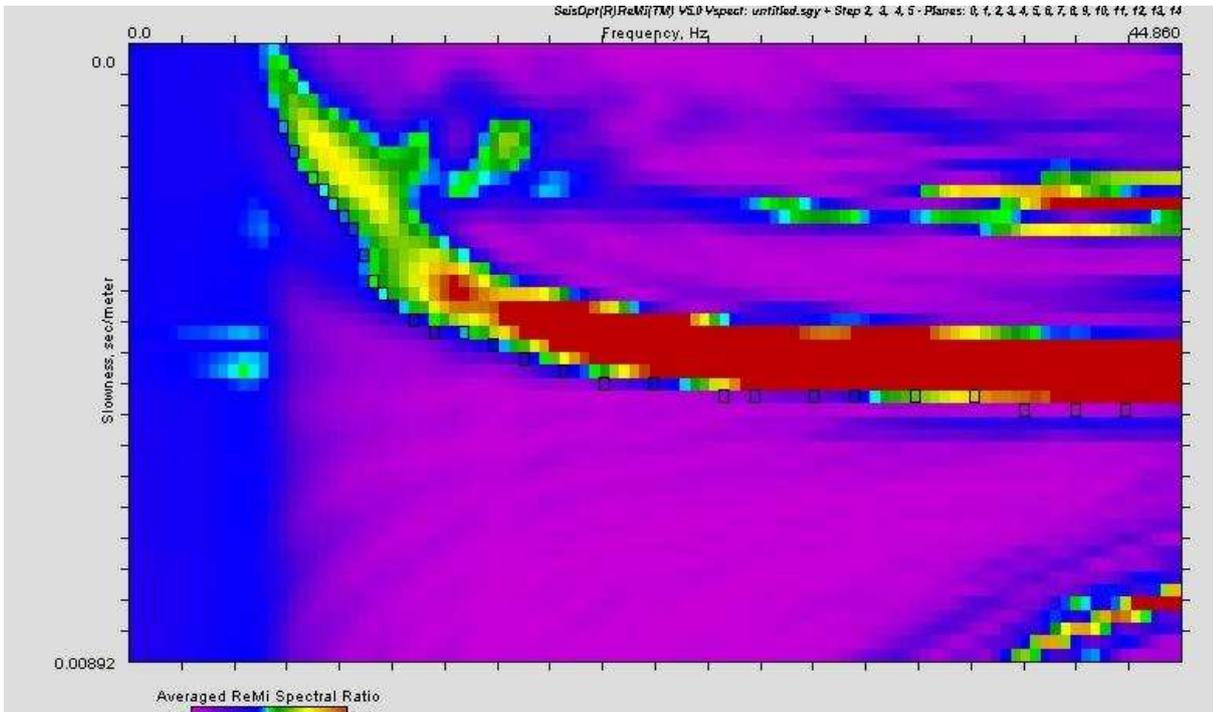


Fig. 4 – Spettro $p-f$.

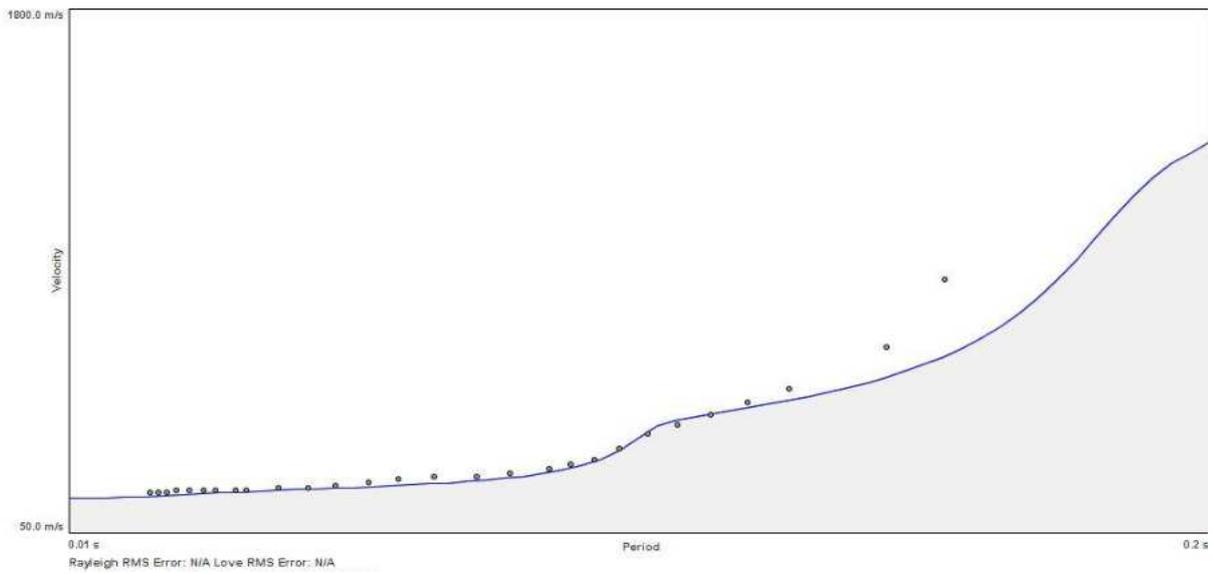


Fig. 5 – Curva di dispersione.

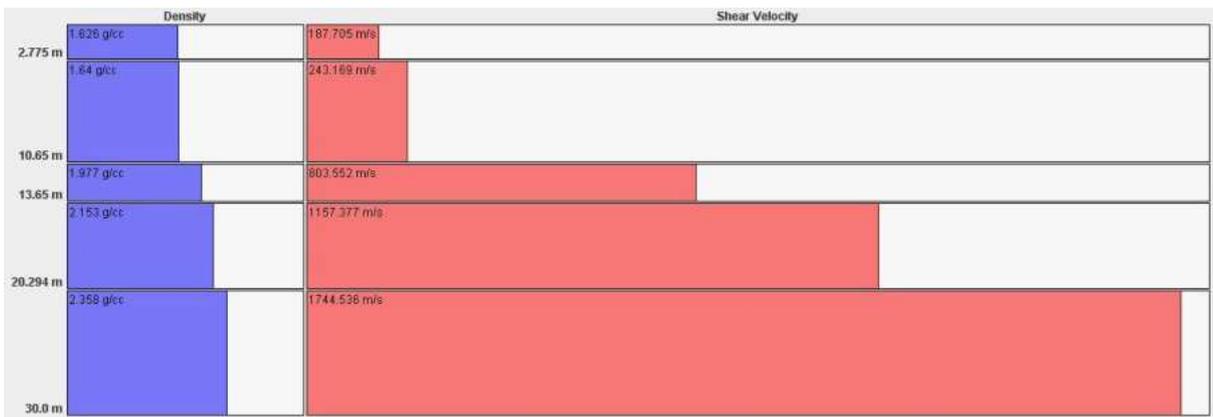


Fig. 6 – Modello di interpretazione

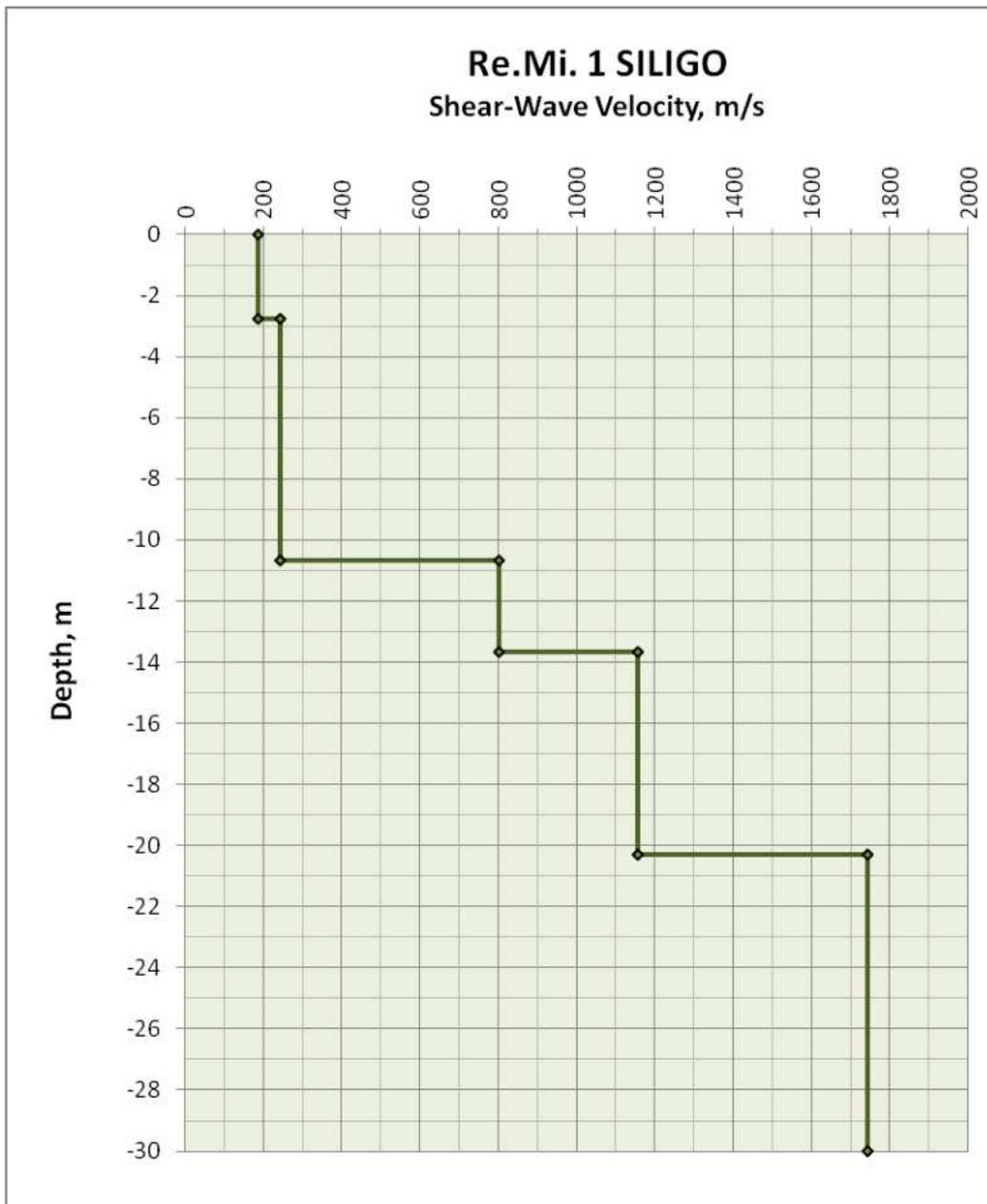


Fig. 7 - Velocità delle onde di taglio V_s in funzione della profondità.

Dal confronto tra le funzioni di velocità ricavate con l'inversione delle curve di dispersione delle onde di *Rayleigh*, si osserva che la velocità di propagazione delle onde di taglio supera i valori di 800 m/s alla profondità di 10.65 m

Stima delle V_{s30}

Nella tabella A sono sintetizzati i risultati dell'inversione della curva di dispersione; in particolare, nella prima colonna è indicato il numero progressivo dello strato; nella seconda la profondità; nella terza il valore di densità assegnato; nella quarta il valore di V_s . La quinta colonna riporta i valori stimati per la velocità delle onde compressionali per un rapporto $V_p/V_s = 1.73$, assunto arbitrariamente.

N. strato	Profondità (m)	Densità (g/cm³)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
1	0.00 – 2.78	1.61	187.71	324.73
2	2.78– 10.65	1.49	243.174	420.68
3	10.65 – 13.65	1.77	803.55	1390.14
4	13.65 – 20.29	1.83	1157.38	2002.26
5	20.29 – 30.00	1.89	1744.54	3018.05

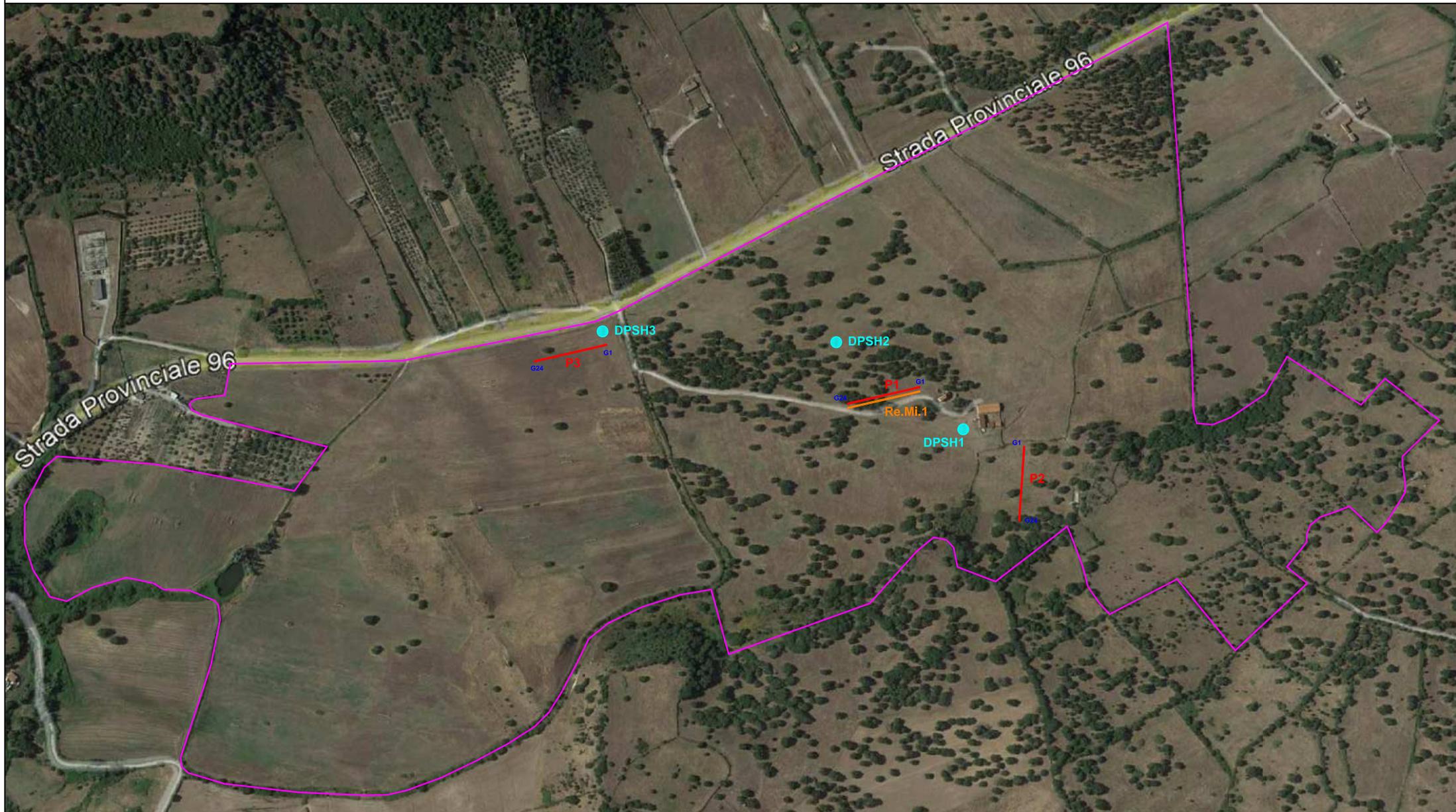
Tabella A: sintesi dei risultati dell'inversione della curva di dispersione.

Per quanto riguarda la stima dalla $V_{s_{eq}}$, è stata applicata pedissequamente l'equazione secondo la quale si ottiene un valore delle $V_{s_{eq}}$ pari a 225.79. Poiché sono stati riscontrati valori di velocità delle V_s superiori a 800 m/s alla profondità di 10.65 il profilo stratigrafico in questione è da classificare come appartenente alla **categoria E** del decreto del 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, ovvero “terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D con profondità del substrato non superiore a 30 metri”.

ALLEGATO 1

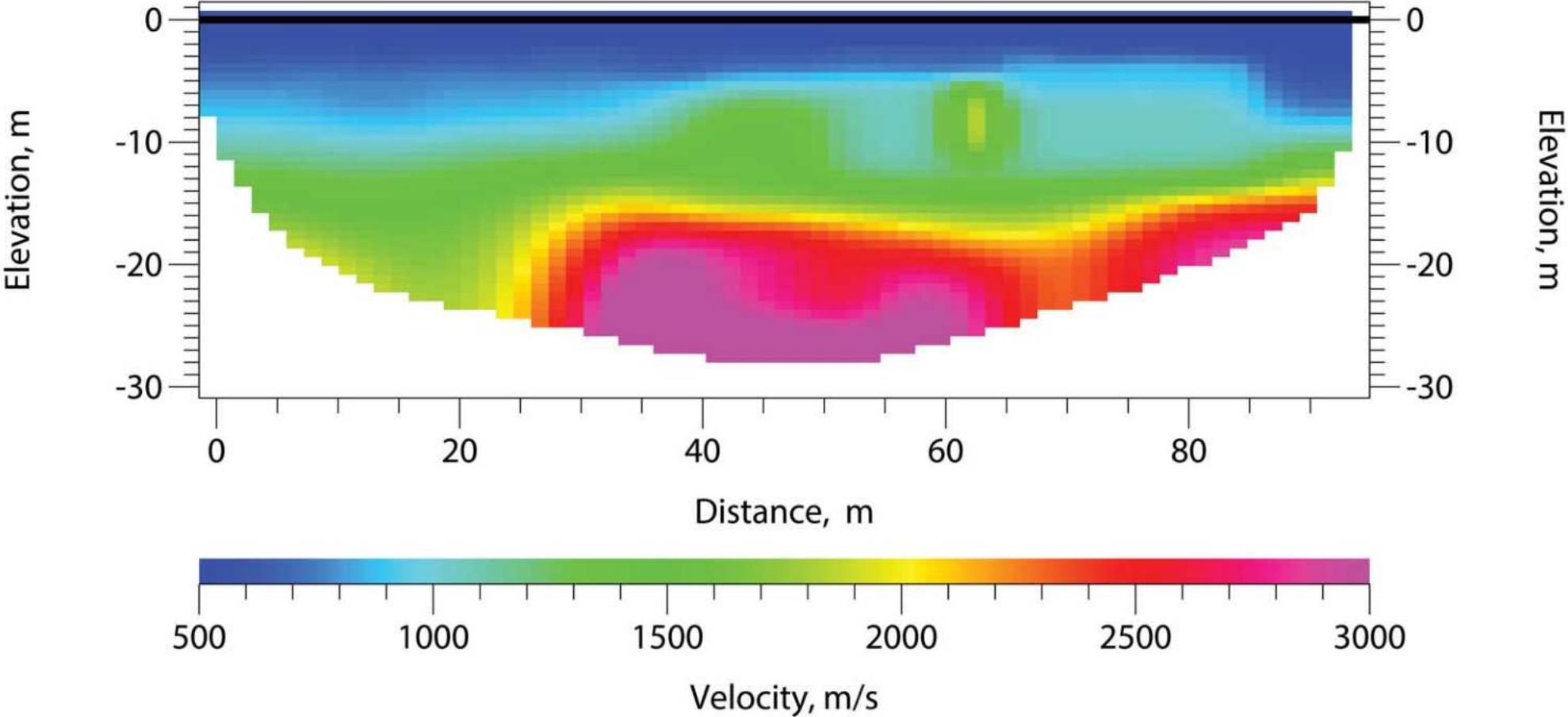
UBICAZIONE INDAGINI SILIGO

SILIGO - UBICAZIONE INDAGINI

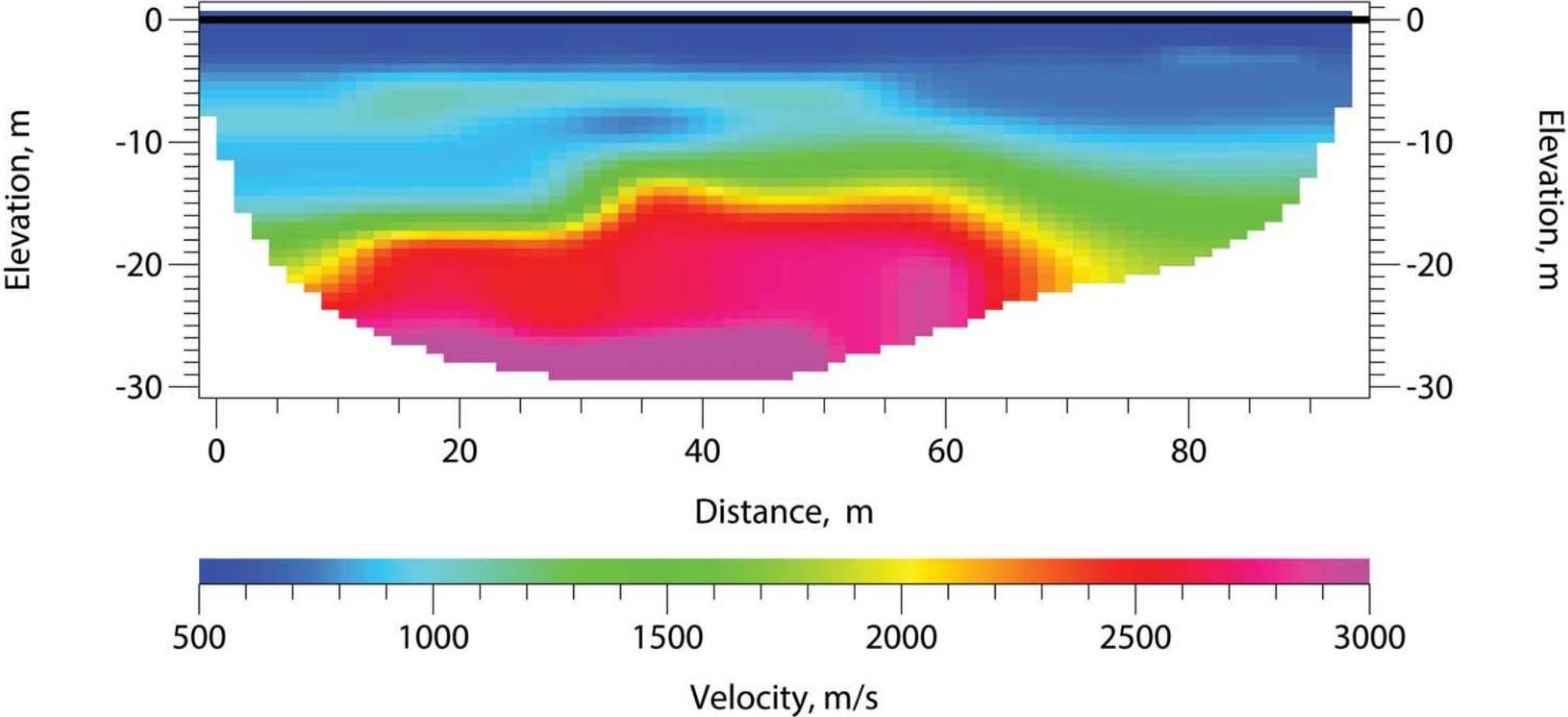


ALLEGATO 2
TOMOGRAFIE SISMICHE

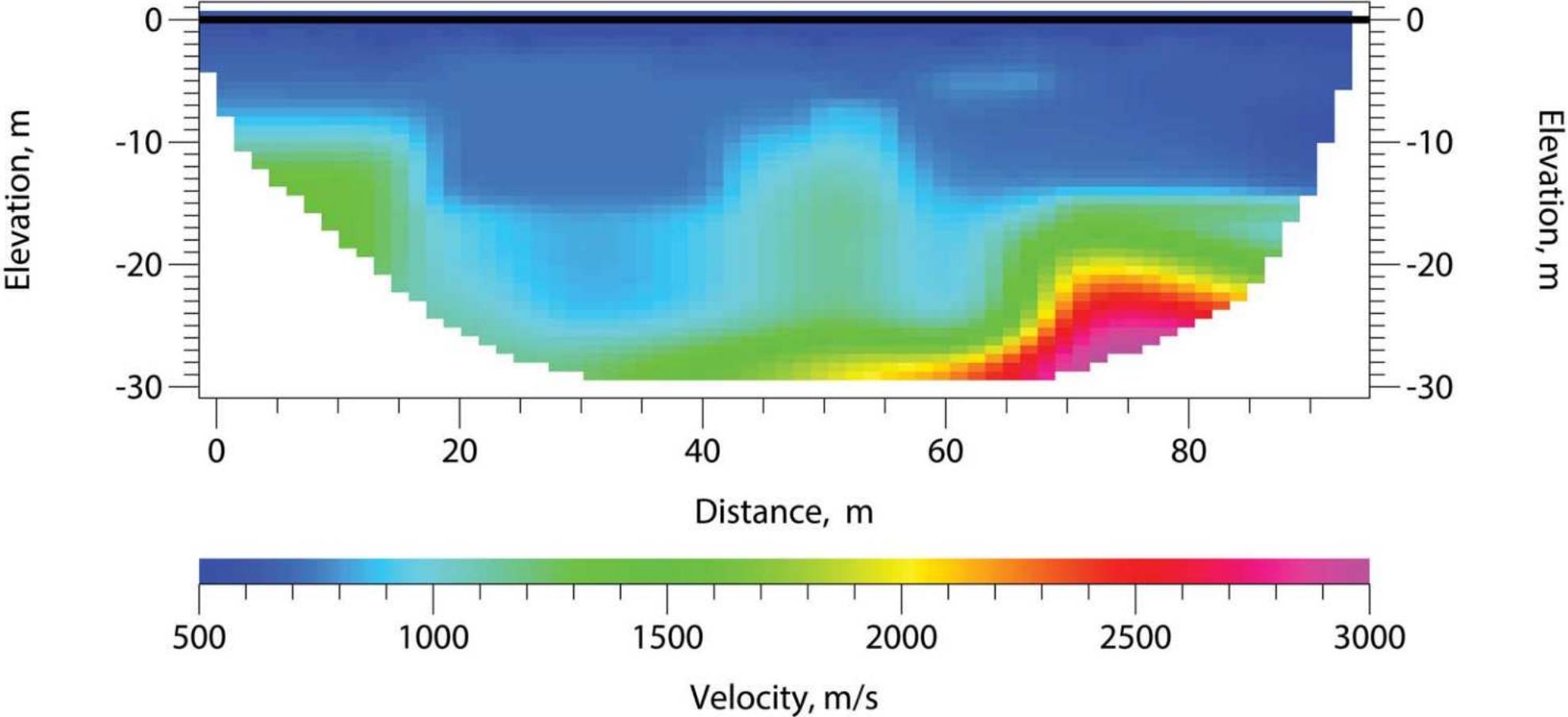
SILIGO P1 (Velocity Model)



SILIGO P2 (Velocity Model)



SILIGO P3 (Velocity Model)



ALLEGATO 3
CERTIFICATI DPSH

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : SCPT

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla Certificato	Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : SCPT

MASSA BATTENTE	M = 73.00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.75 m
MASSA SISTEMA BATTUTA	Ms = 30.00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50.80 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20.2700 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0.90 m
MASSA ASTE PER METRO	Ma = 6.00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0.90 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
RENDIMENTO SPECIFICO x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 9.00 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO RENDIMENTO	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1.150$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = massa battente (altezza caduta H)
P = massa totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa \approx 0,1 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto speriment. :
- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.30	10	60.6	1	2.70 - 3.00	36	189.9	4
0.30 - 0.60	15	90.9	1	3.00 - 3.30	37	195.2	4
0.60 - 0.90	23	139.5	1	3.30 - 3.60	40	211.0	4
0.90 - 1.20	14	80.9	2	3.60 - 3.90	44	222.5	5
1.20 - 1.50	15	86.6	2	3.90 - 4.20	41	207.3	5
1.50 - 1.80	15	86.6	2	4.20 - 4.50	43	217.4	5
1.80 - 2.10	16	88.2	3	4.50 - 4.80	42	203.9	6
2.10 - 2.40	23	126.8	3	4.80 - 5.10	45	218.4	6
2.40 - 2.70	36	198.5	3	5.10 - 5.40	61	296.1	6

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **SCPT**

- M (massa battente)= **73.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.2700 cm²** - D(diam. punta)= **50.80 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto speriment. :
- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.30	7	42.4	1	2.10 - 2.40	33	182.0	3
0.30 - 0.60	10	60.6	1	2.40 - 2.70	36	198.5	3
0.60 - 0.90	12	72.8	1	2.70 - 3.00	43	226.8	4
0.90 - 1.20	14	80.9	2	3.00 - 3.30	48	253.2	4
1.20 - 1.50	22	127.1	2	3.30 - 3.60	54	284.8	4
1.50 - 1.80	32	184.8	2	3.60 - 3.90	65	328.6	5
1.80 - 2.10	33	182.0	3	3.90 - 4.20	81	409.5	5

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **SCPT**

- M (massa battente)= **73.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.2700 cm²** - D(diam. punta)= **50.80 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.30	11	66.7	1	2.10 - 2.40	40	220.6	3
0.30 - 0.60	4	24.3	1	2.40 - 2.70	35	193.0	3
0.60 - 0.90	6	36.4	1	2.70 - 3.00	30	158.2	4
0.90 - 1.20	12	69.3	2	3.00 - 3.30	42	221.5	4
1.20 - 1.50	27	155.9	2	3.30 - 3.60	47	247.9	4
1.50 - 1.80	31	179.0	2	3.60 - 3.90	69	348.8	5
1.80 - 2.10	35	193.0	3				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **SCPT**

- M (massa battente)= **73.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.2700 cm²** - D(diam. punta)= **50.80 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 1

Scala 1: 50

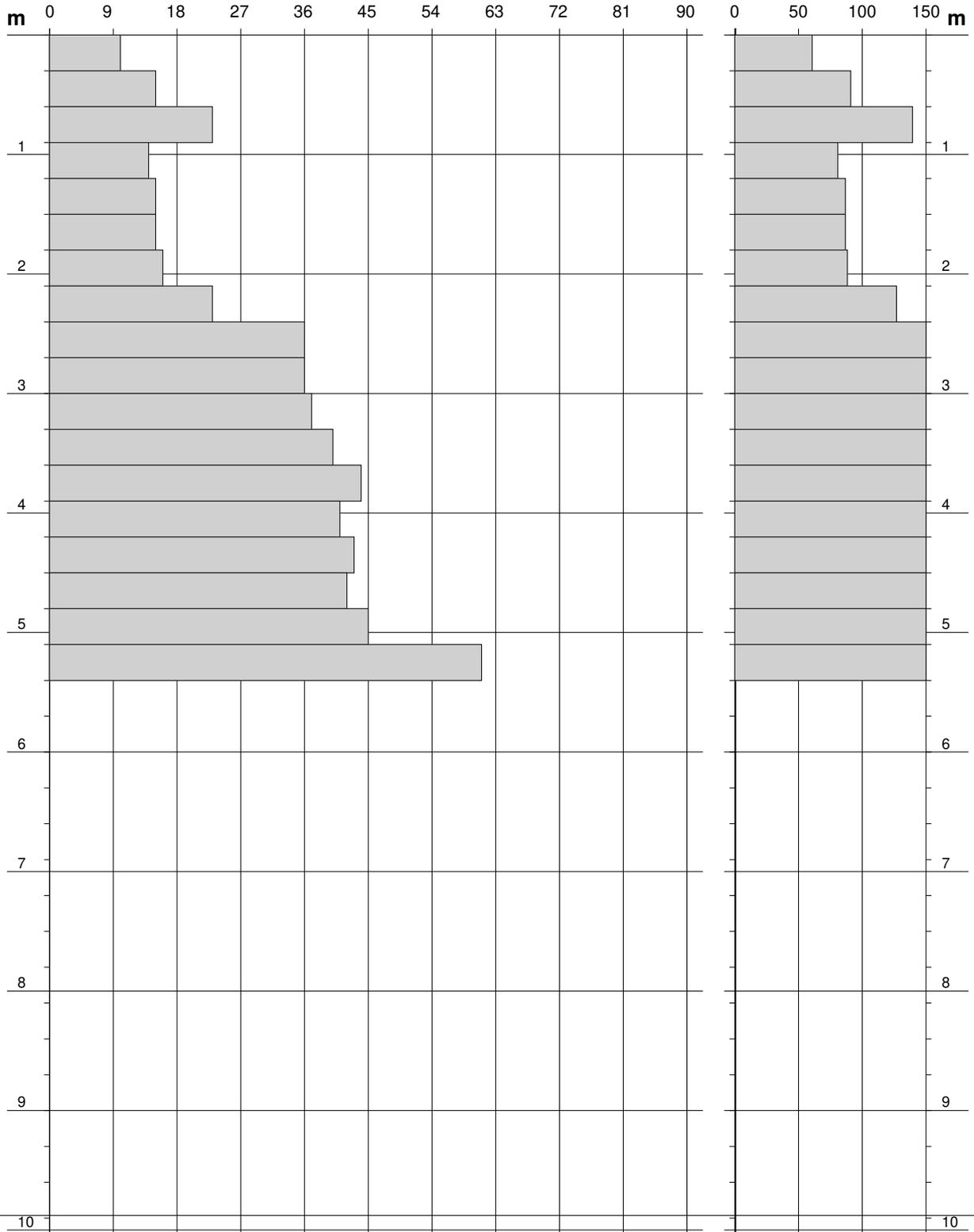
- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
- note :

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30.00$ cm

Rpd (kg/cm²)



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

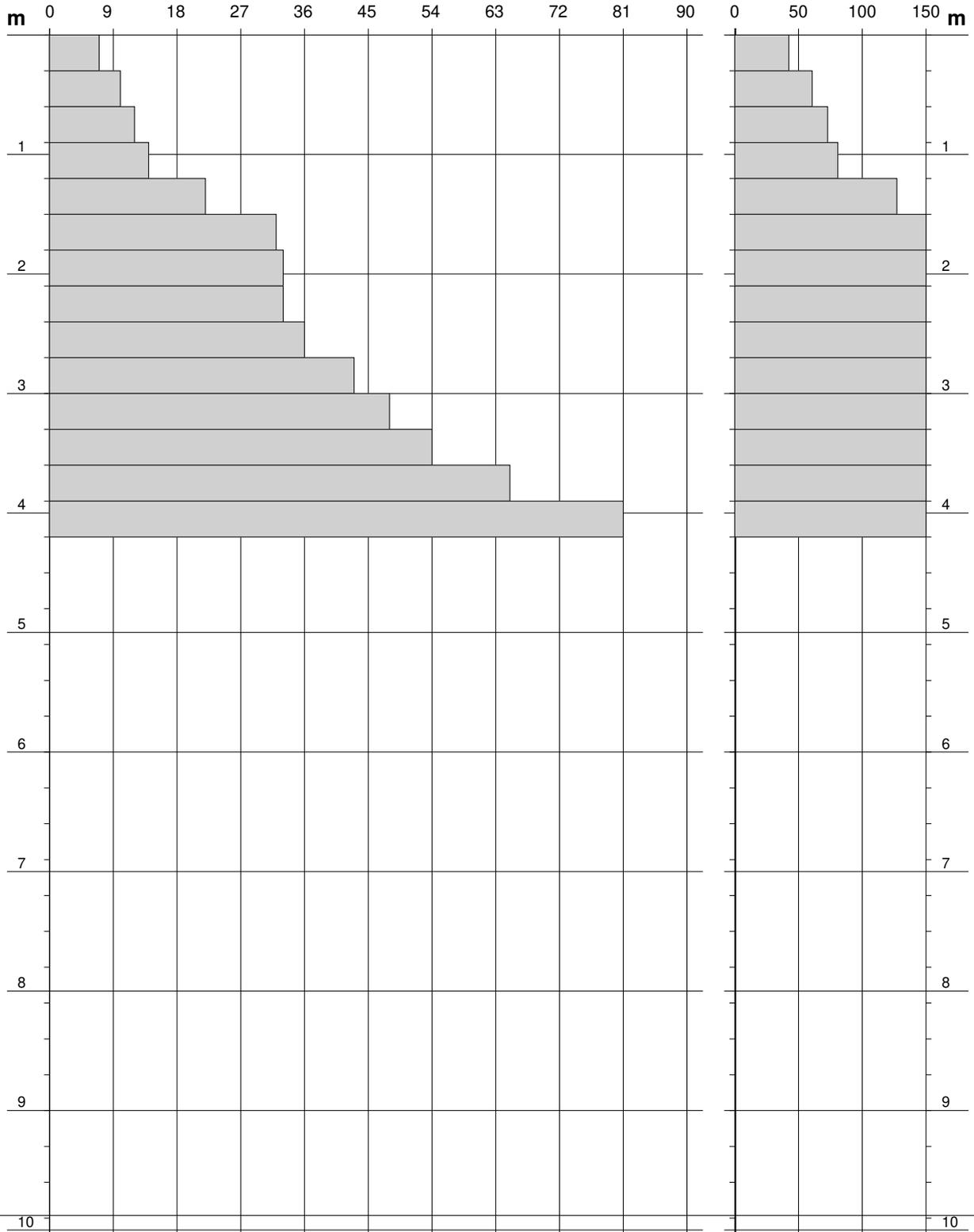
- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
- note :

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30.00$ cm

Rpd (kg/cm²)



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 50

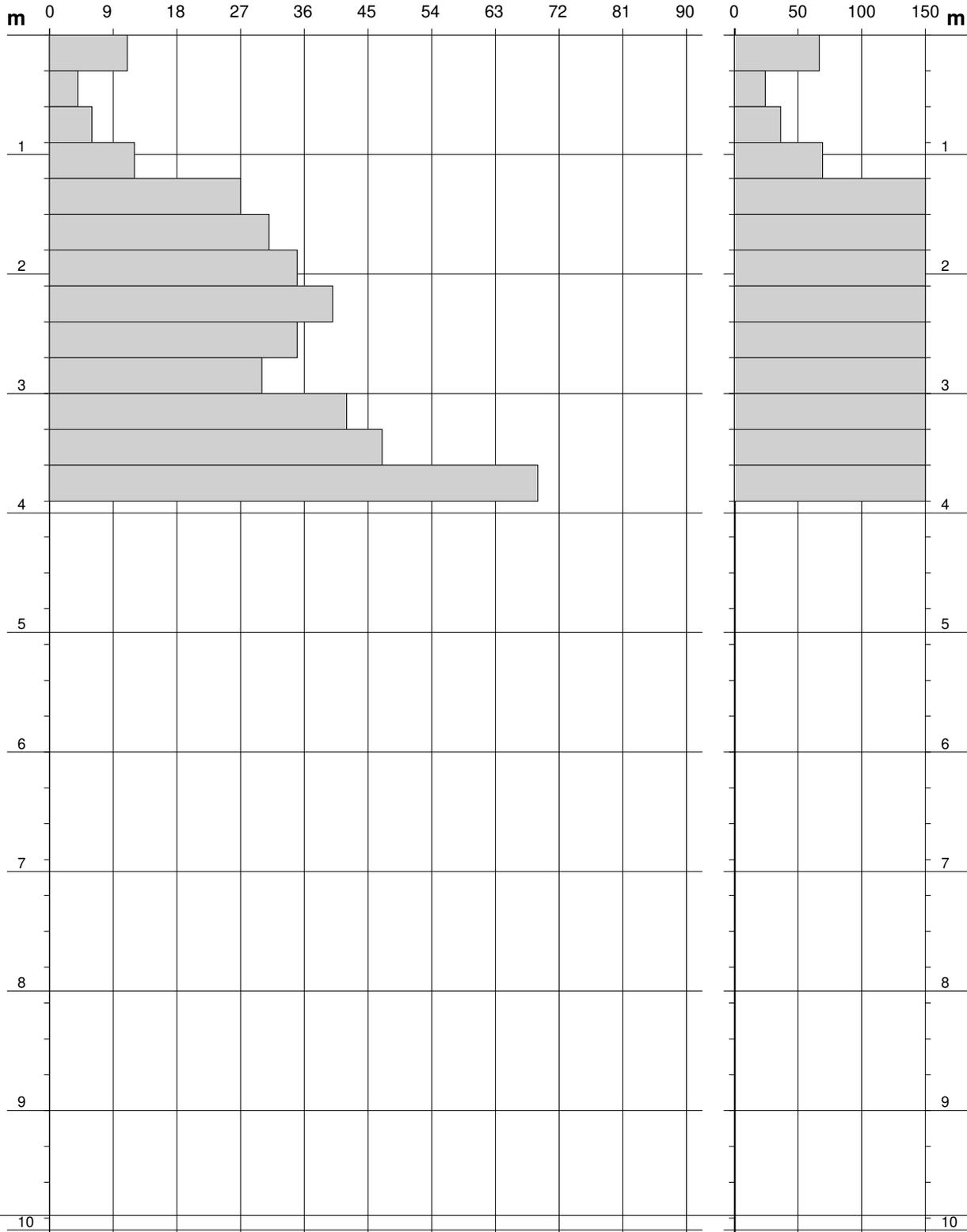
- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
- note :

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30.00$ cm

Rpd (kg/cm²)



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

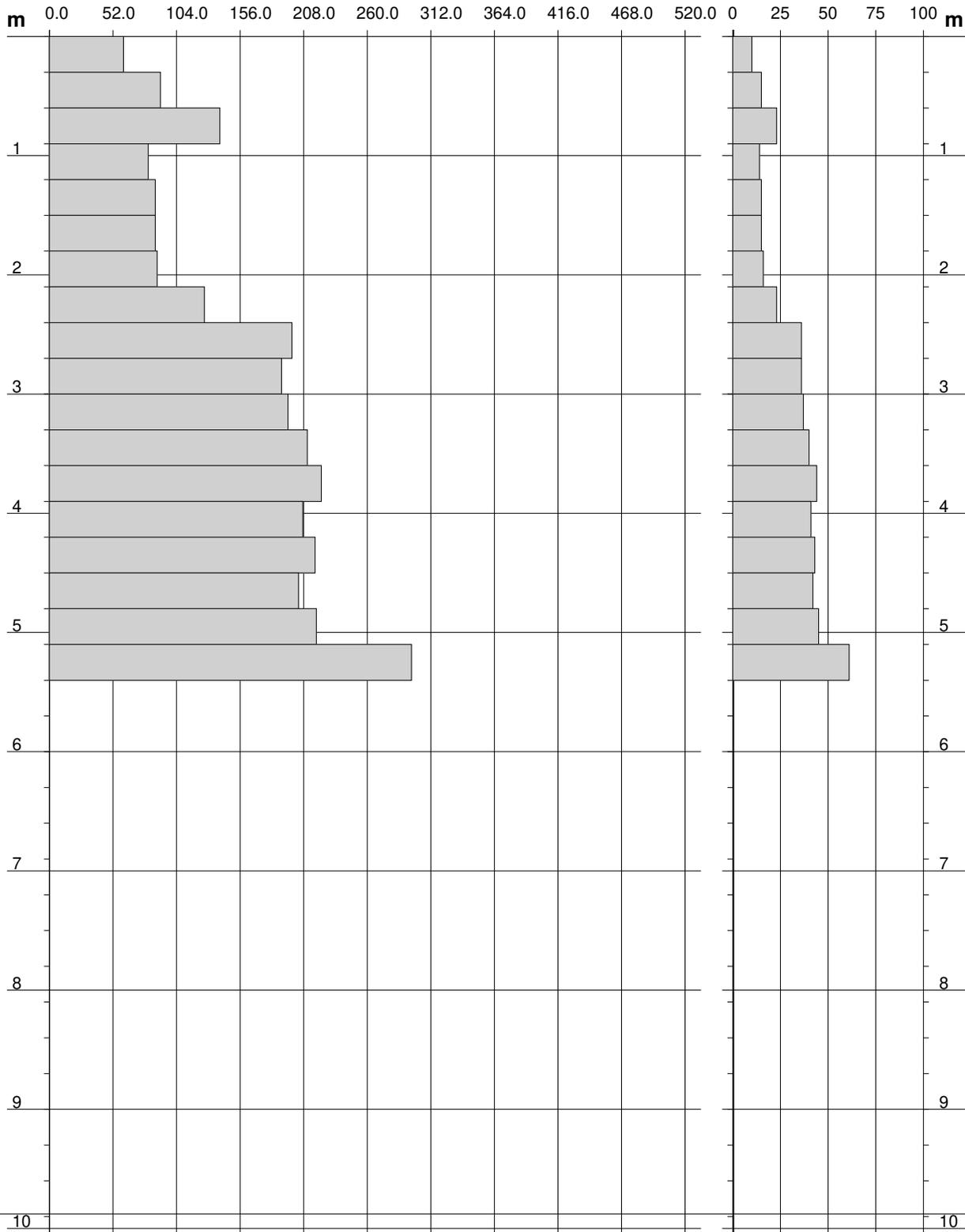
DIN 1
Scala 1: 50

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(30) n° colpi $\delta = 30.00$ cm



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

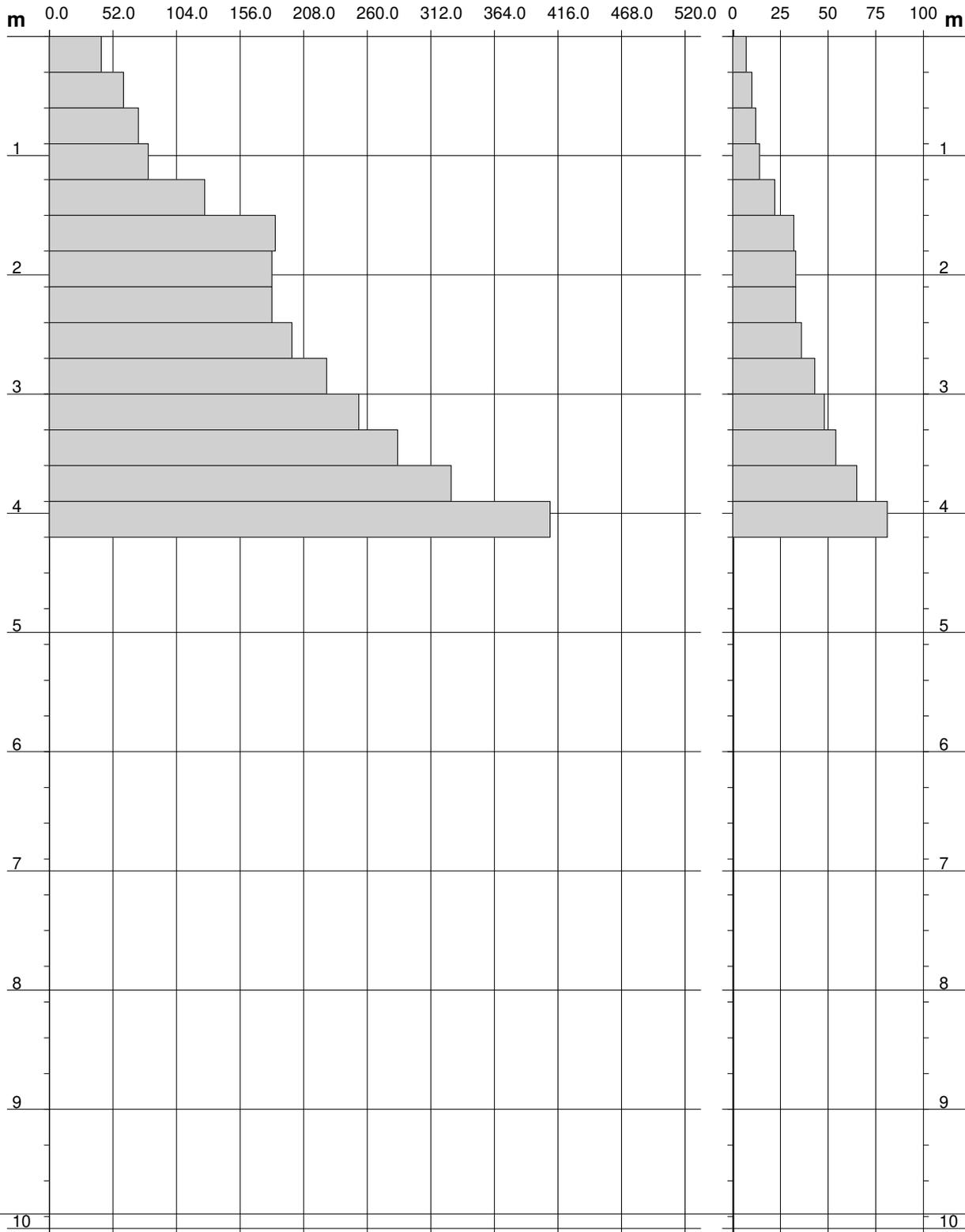
DIN 2
Scala 1: 50

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(30) n° colpi $\delta = 30.00$ cm



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

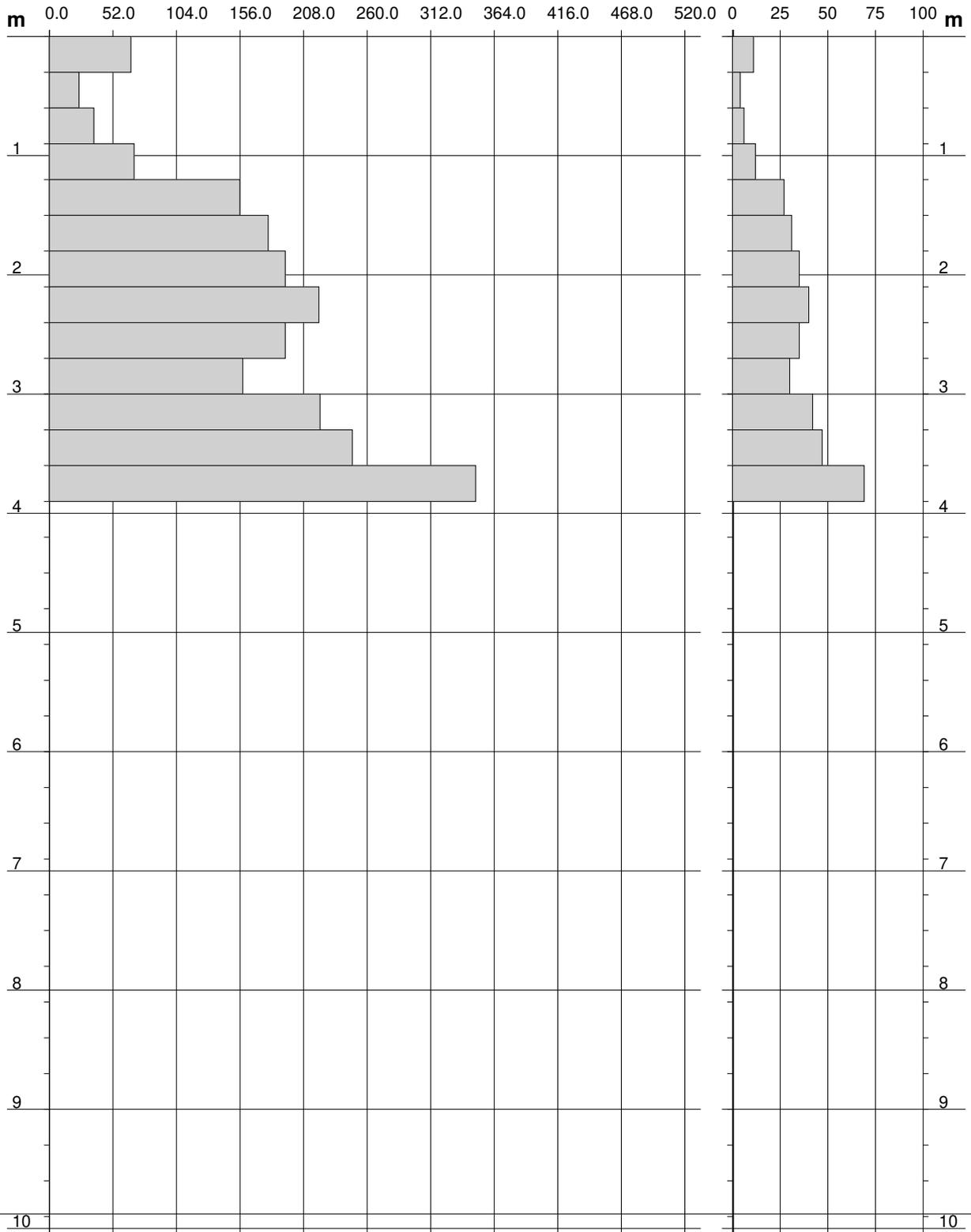
DIN 3
Scala 1: 50

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(30) n° colpi $\delta = 30.00$ cm



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 1

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
0	0.00	0.30		0.0	0	0	0.0	----	----	----	61	1.15	70

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 1

n°	H1 H2		Nspt Vs G			NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Q	Litologia
						Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat	W	e		
0	0.00	0.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30	2.40	18	120	112	47	32.4	216	1.98	1.57	1.13	108	2.00	26.2	0.708	---	---
3	2.40	5.10	46	171	224	81	40.0	552	2.13	1.82	2.88	276	2.33	10.1	0.274	---	---
4	5.10	5.40	70	196	306	92	44.0	840	2.19	1.92	4.38	420	2.63	1.7	0.046	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 2

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
0	0.00	0.30		0.0	0	0	0.0	----	----	----	67	1.15	77

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 2

n°	H1 H2		Nspt Vs G			NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA					Q	Litologia
						Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat	W	e		
0	0.00	0.30	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.30	1.50	15	107	98	42	31.5	180	1.96	1.54	0.94	90	1.96	28.6	0.773	---	---
3	1.50	3.00	40	151	202	75	38.5	480	2.10	1.77	2.50	240	2.26	12.8	0.347	---	---
4	3.00	4.20	71	183	309	92	44.1	852	2.19	1.92	4.44	426	2.64	1.4	0.038	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA**

DIN 3

- committente : ATLAS RE S.r.l.
- lavoro : Parco fotovoltaico
- località : Siligo (SS)

- data prova : 27/04/2022
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- aiuto sperim. :
- note :

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
1	0.00	0.60	N	7.5	4	11	5.8	----	----	----	8	1.15	9
			Rpd	45.5	24	67	34.9	----	----	----	49		
2	0.60	1.20	N	9.0	6	12	7.5	----	----	----	9	1.15	10
			Rpd	52.8	36	69	44.6	----	----	----	53		
3	1.20	3.30	N	34.3	27	42	30.6	5.4	28.9	39.7	34	1.15	39
			Rpd	188.8	156	222	172.3	26.5	162.2	215.3	187		
4	3.30	3.90	N	58.0	47	69	52.5	----	----	----	58	1.15	67
			Rpd	298.4	248	349	273.2	----	----	----	298		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1.15$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 3

n°	H1 H2		NATURA GRANULARE							NATURA COESIVA					Q	Litologia	
			Nspt	Vs	G	Dr	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat	W			e
1	0.00	0.60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	0.60	1.20	10	100	73	35	30.0	120	1.93	1.50	0.63	60	1.90	33.0	0.892	---	---
3	1.20	3.30	39	151	199	74	38.3	468	2.10	1.76	2.44	234	2.25	13.3	0.360	---	---
4	3.30	3.90	67	181	296	91	43.6	804	2.19	1.91	4.19	402	2.59	2.6	0.070	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
Vs (m/sec) = Velocità onde di taglio G (kg/cm²) = Modulo di taglio dinamico Q (kg/cm²) = [Rpd/Chi] [15>=Chi>=20] capacità portante Sanglerat 1972