

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
COMUNE DI VILLACIDRO
PROVINCIA SUD SARDEGNA

***AMPLIAMENTO DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO RIFIUTI IN
AGRO DI VILLACIDRO
ZONA INDUSTRIALE***

- RELAZIONE GEOTECNICA-

Il tecnico incaricato

	<p>Dott. Geol. Antonello FRAU</p> <p>(Ordine dei Geologi della Regione Sardegna n. 291)</p> <p>File firmato digitalmente</p>
--	---

Il committente

<p><i>A.R.T. Studio s.r.l.</i></p> <p><i>Via Ragazzi del 99 n. 5</i></p> <p><i>10090 Buttiglieria Alta (TO)</i></p>	
--	--

Giugno 2021

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO.....	4
3	CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA	7
3.1	<i>Sintesi delle caratteristiche geologiche dell'area</i>	7
3.2	Pericolosità sismica: classificazione dei terreni	7
4	TIPOLOGIA DELL'OPERA.....	10
5	INDAGINI ESEGUITE	11
6	MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI DI RIFERIMENTO	13
7	VERIFICHE GEOTECNICHE	14
8	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE ASPETTI GEOTECNICI	34

1 PREMESSA

Con incarico affidato al sottoscritto dalla A.R.T. Studio s.r.l. Via Ragazzi del 99 n. 5, 10090 Buttigliera Alta (TO), è stata eseguita la presente relazione geologica relativa al progetto di ampliamento dell'impianto di trattamento dei rifiuti da realizzarsi in agro di Villacidro, all'interno della zona industriale.

La caratterizzazione geotecnica è stata eseguita in conformità alla normativa vigente (Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni) emesse ai sensi delle leggi 5 novembre 1971, n. 1086, e 2 febbraio 1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al DPR 6 giugno 2001, n. 380, e dell'art. 5 del DL 28 maggio 2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27 luglio 2004, n. 186 e ss. mm. ii. ed alla relativa circolare esplicativa "Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018", recentemente pubblicata sul supplemento ordinario n. 5 alla Gazzetta ufficiale n. 35 dell'11 febbraio 2019. Le norme definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Per ciò che concerne la caratterizzazione geotecnica occorre far riferimento al paragrafo 6.2.2 dove si specifica che 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 (categorie del sottosuolo e condizioni topografiche) e 7.11.2 (caratterizzazione geotecnica ai fini sismici) e comunque in ogni caso è indispensabile che la caratterizzazione geotecnica dei terreni consenta almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2 delle NTC.

Attraverso l'analisi diretta, nonché sulla base delle ipotesi geologico stratigrafiche nonché delle indagini eseguite in prossimità dell'area di intervento, è stato possibile ricostruire la sequenza litostratigrafica differenziando unità dotate di caratteristiche litologiche, petrografiche e geotecnico/geomeccaniche riconoscibili sul terreno e distinguibili da quelle adiacenti.

Si è così pervenuti alla caratterizzazione geotecnica/geomeccanica delle aree di intervento. Verranno pertanto adeguatamente esposti sulla base di informazioni basate sulle risultanze delle verifiche eseguite, sulla esperienza locale e di osservazioni dirette sull'assetto statico di altre strutture adiacenti e dei luoghi al contorno dell'intervento, la situazione geostatica presunta del substrato in funzione delle caratteristiche delle opere infrastrutturali da realizzare. Le caratteristiche progettuali delle opere sono meglio indicate nel progetto di cui è parte integrante la presente relazione. L'area di intervento è meglio identificata cartograficamente negli elaborati allegati al progetto di cui la presente è parte integrante. Per ciò che concerne il modello geologico di riferimento si rimanda all'apposita relazione. La ricostruzione del modello geotecnico è coerente con la ricostruzione del modello geologico e viceversa.

2 INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

L'area oggetto di studio e nella quale sarà attuato il progetto è individuabile nella Carta Topografica d'Italia in scala 1:25.000, Foglio 547 sez. IV – San Gavino Monreale (serie 25, edizione 1 IGMI) e nella Carta Tecnica Regionale Numerica in scala 1:10.000 sezione 547060 (San Gavino Monreale Sud). Ricade inoltre interamente nel territorio del Comune di Villacidro, all'interno dell'area industriale di Villacidro, nella sua estremità Nord, e ad una distanza di circa 5,0 Km a Nord Est dell'abitato. L'area interessata dal presente studio ricade catastalmente nel Foglio 103 ed interessa i mappali 977 e 982 posti adiacentemente al lato Est dell'impianto IRECO esistente e già autorizzato e al canale posto sul lato est del lotto.

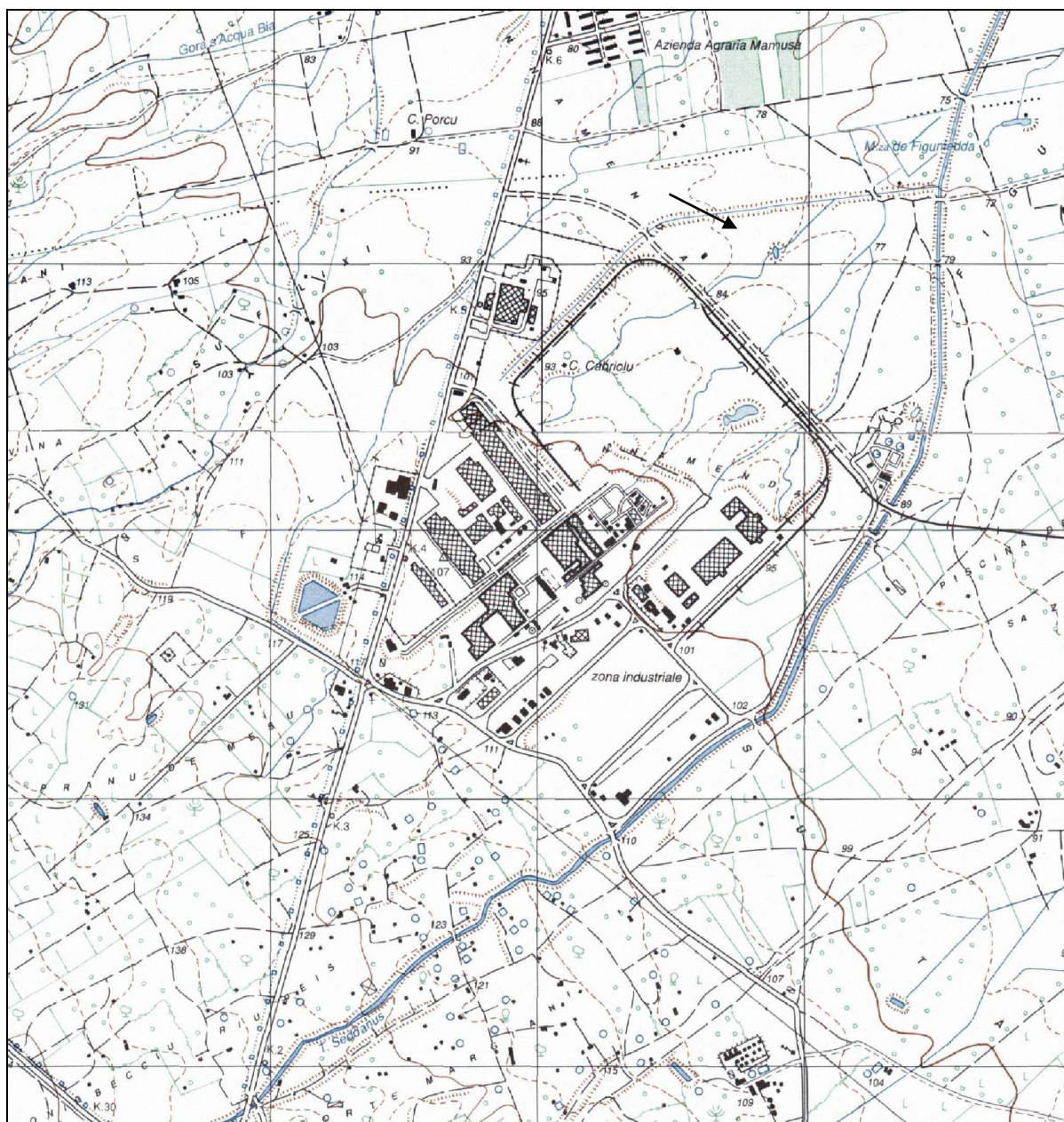


Figura 1: stralcio cartografico I.G.M.I. - scala 1:25.000

Di seguito l'inquadramento anche mediante Carta Tecnica Regionale Numerica e le relative ortofoto riferite all'anno 2016 nonchè fotografie aeree del comparto del 2019. Per i dettagli, le tavole grafiche di progetto che riportano tutti gli inquadramenti e le tipologie delle opere si rimanda agli elaborati di progetto di cui la presente è parte integrante.

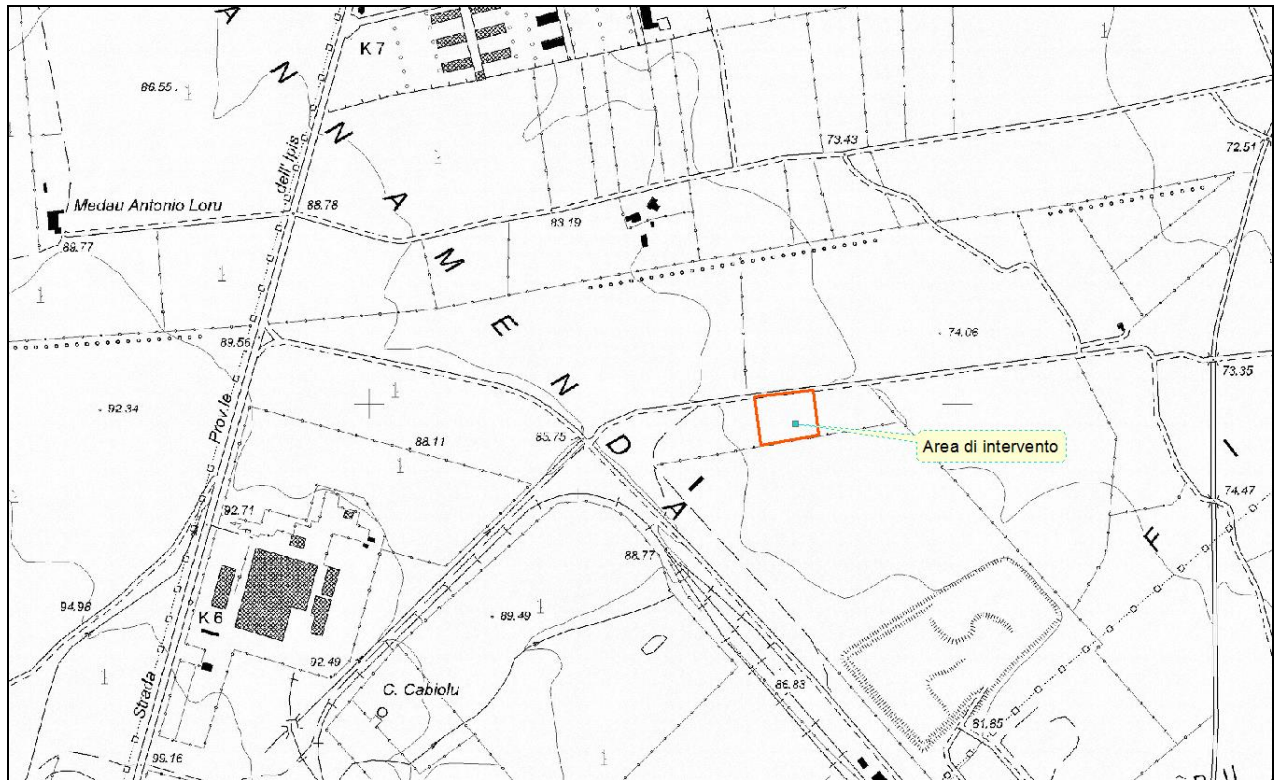


Figura 2: inquadramento mediante C.T.R.N. in scala 1:10.000



Figura 3: localizzazione con riferimento all'ortofoto anno 2016



Figura 4: foto aerea Google Earth - Anno 2019 e area di intervento

3 CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA

3.1 Sintesi delle caratteristiche geologiche dell'area

Da un punto di vista strettamente geomorfico si osserva che l'area di intervento è posta in corrispondenza di una fascia a debole acclività, sulla zona pedemontana. Dai rilievi montuoso-collinari del Villacidrese – Guspinese e del Monte Linas, la superficie degrada in corrispondenza di un grande conoide detritico, con inclinazioni che vanno dal 2 all'8÷10%, in direzione del centro della pianura, dove conferiscono anche le acque del sistema idrico superficiale e profondo. La piana in cui sorge l'area industriale è impostata su suoli recenti ed attuali e su coperture argillose e sabbioso ghiaiose, sovrastanti le alluvioni antiche ciottolose. In tutto il settore circostante l'area in questione i principali processi geomorfici agenti sono riconducibili al ruscellamento diffuso ed incanalato per effetto dell'impermeabilità dei suoli e quindi dello scorrimento che si verifica specie in occasione di forti precipitazioni.

La successione dei terreni è costituita da sedimenti per lo più quaternari sovrapposti ad elementi terziari che però non si rinvenivano se non a notevole profondità oppure nel margine collinare verso Sanluri (Formazione della Marmilla). La zona industriale di Villacidro ricade da un punto di vista geologico in un settore del graben Campidanese, caratterizzata da una potente successione di depositi quaternari (circa 1.8 M.a.-attuale), rappresentata da grandi conoidi alluvionali, coalescenti, che formano l'attuale fascia pedemontana che, con un'acclività decrescente, raccorda il limite dei rilievi metamorfico-granitici del *M.te Linas* con le aree pianeggianti del Campidano.

Dal punto di vista idrografico nell'area interessata dalle opere non si riscontrano elementi idrografici superficiali se non canalizzazioni antropiche. In relazione all'idrogeologia del comparto le opere di fondazione della nuova struttura qualora spinte in profondità, intercetterebbero la falda freatica. La falda si attesta ad una profondità media di circa 3,5 metri ma è soggetta a forti risalite durante i periodi di forte ricarica.

3.2 Pericolosità sismica: classificazione dei terreni

Per una completa descrizione dei terreni in relazione alle caratteristiche sismiche, vengono di seguito riportate alcune considerazioni in merito alla pericolosità sismica e alla classificazione dei terreni di intervento. Le "Norme Tecniche per le Costruzioni" – D.M. del 17/01/2018 – NTC 2018, così come le precedenti NTC 2008, definiscono le regole per progettare l'opera sia in zona sismica che in zona non sismica. Per la valutazione delle azioni sismiche di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto nel suolo superficiale.

Per tale motivo si esegue una classificazione dei terreni compresi fra il piano di campagna ed il "bedrock". 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), definita dall'espressione.

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

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ 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/s

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{S30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche. Il sito può essere classificato con il valore delle Velocità così come riportato nella tabella 3.2II delle NTC 2018 al paragrafo 3.2.2. Rispetto alla precedente previsione delle NTC 2008, non è prevista la classificazione sulla base dei valori delle SPT

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

Figura 5: categorie dei terreni secondo le NTC 2018

Nel caso in oggetto, sebbene non sia stata eseguita alcuna prova geofisica, si ipotizza che, sulla base della conoscenza dei luoghi e sulla base delle risultanze di indagini dirette nella fattispecie di scavi e perforazioni eseguite in comparti non distanti, il profilo stratigrafico dell'area, considerata l'omogeneità litologica del settore sia da classificare come appartenente alla **categoria C**. Si rimanda alla relazione sulla pericolosità sismica di base per i dettagli.

Per ciò che concerne i parametri sismici si evidenzia quanto segue.

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	100,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC*[sec]
S.L.O.	60,0	0,245	2,685	0,299
S.L.D.	101,0	0,304	2,730	0,307
S.L.V.	949,0	0,588	2,976	0,371
S.L.C.	1950,0	0,696	3.061	0,393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	khk [-]	kvk [sec]	Khi
S.L.O.	0,3675	0,2	0.0075	0,0037	0.1006
S.L.D.	0,456	0,2	0.0093	0,0047	0.0846
S.L.V.	0.882	0,2	0,018	0,009	0.0892
S.L.C.	1.044	0,2	0,0213	0,0106	0.1086

4 TIPOLOGIA DELL'OPERA

L'opera in progetto è posta all'interno di un comparto industriale e al margine di quello agricolo ed è parte integrante di un progetto più vasto che comprende altri settori. Al momento, per ciò che concerne le opere impiantistiche, è comunque previsto unicamente l'intervento sull'area del mappale indicato.

In tale lotto si prevede, l'ampliamento dell'impianto esistente con la realizzazione delle seguenti opere:

- a) Opere di scotico e livellamento del terreno per uno spessore medio di 0,40 metri;
- b) Formazione di sottofondo della pavimentazione con uno strato di tout-venant dello spessore minimo di m 0,50. A compattazione avvenuta i materiali dovranno presentare in generale una densità pari o superiore al 95% della densità massima individuata dalle prove di compattazione ASTM D1557-78. I materiali di riporto dovranno essere costipati mediante rullatura per strati non superiori a m 0,25. La superficie finita dovrà garantire una portanza minima unitaria non inferiore a 1,5 kg/cm² o un valore del Modulo di deformazione (Md), determinato con prove su piastra inferiore a 150;
- c) Costruzione di recinzione perimetrale ed ingressi carrabili ed opere di raccordo con la viabilità esterna;
- d) Costruzione di trincea drenante. E' prevista la realizzazione di una trincea drenante lungo il lato sud del lotto a monte idrogeologico della recinzione, collegata mediante una tubazione interrata sul lato est al fosso di guardia consortile presente sul lato nord, oltre la strada di penetrazione. Tale opera sarà attuata mediante lo scavo di un fosso nel terreno naturale di larghezza di circa m 0,60 e profondità di circa m 1,0 (almeno m 0,50 inferiore alla quota di imposta dello strato di tout-venant di fondazione dell'area), con pendenza da ovest verso est di circa 1%
- e) Realizzazione di rete di captazione acque meteoriche ed eventuali sversamenti;
- f) Costruzione della pavimentazione. La pavimentazione dell'intera superficie di ampliamento sarà costituita da un massetto (o soletta) in c.l.s, armato con rete elettrosaldata, dello spessore di circa 25cm.
- g) Costruzione impianto di drenaggio e trattamento acque di prima pioggia;
- h) Realizzazione rampe di connessione con area dell'impianto attuale;
- i) Realizzazione di opere impiantistiche (illuminazione, sorveglianza etc.);
- j) Costruzione nuovi piezometri.

Per ciò che concerne la costruzione dei piezometri si rimanda ad ulteriori atti che saranno comunque effettuati successivamente.

Si rimanda agli elaborati di progetto per ogni dettaglio riguardante le opere indicate.

5 INDAGINI ESEGUITE

Come già accennato nella sezione geologica, il settore in questione è principalmente situato in un ambito costituito da riporti e da materiali alluvionali. Nell'area limitrofa sono state eseguite indagini rappresentate da sondaggi geognostici e studi nell'ambito del progetto di realizzazione di un impianto pilota a tecnologia solare termodinamica che doveva appunto essere realizzato nell'area in argomento (a distanza di 100 metri dal punto in questione) reperibile in rete. I sondaggi geognostici eseguiti in prossimità dell'area e in particolare il sondaggio S3 tratto dallo studio indicato più sopra evidenzia hanno evidenziato una successione di terreni clastici strutturati in strati, livelli e lenti tipici di conoide alluvionale. Si tratta di depositi la cui composizione è data da elementi poligenici ed eterometrici in matrice argillo-sabbiosa o limo-argillosa a cemento argilloso. Di seguito la stratigrafia del sondaggio S3 posto a circa 100 metri a WNW del sito in questione.



TEC. AM. SRL Loc. Pill'e Matta 09044 QUARTUCCIU P.IVA/Cod. Fisc. 01906840929 Tel/fax 070852424 e mail: tecamsrl@yahoo.it				Committente Cons. Ind.le Medio Campidano Cantiere Imp. pilota a tecnologia solare termodinamica Località Villacidro Data Inizio agosto 2013 Data Fine agosto 2013	SONDAGGIO FOGLIO S3 1/1 Il geologo Dott. S. Demontis			
Scala 1:50	Stratigrafia	Profondità	Potenza	Descrizione	Prof. SPT	N° colpi SPT	Campioni	Falda
1		1.30		ghiaia in matrice limo sabbiosa marron, a clasti media- mente arrotondati di diametro max 6-7 cm , ben addensa- ta				
2		1.00		limi sabbiosi con ciottoli, marron con screziature ocra, consistenti	1.50	28	7	1.30
3		2.30				29		1.50
4		2.90		ghiaia in matrice sabbioso argillosa a clati mediamente ar- rotondati di diametro max 5-6 cm, ben addensata	3.00	39	32	2.00
5		5.20				48		2.30
6		5.70	0.50	argille limose beige con screziature ocra e grigie, consistenti				
7		5.90	0.20	argille sabbiose beige con screziature ocra e grigie, consistenti				
8		6.40	0.50	argille limosa c.s.				
9		7.10	0.70	argille sabbiose con ciottoli, beige verdastre, con screzia- ture ocra e grigie, consistenti				
10		10.00	2.90	ghiaie in matrice argillosa sabbiosa, grigia sfumante a marron, con clasti arrotondati di diametro max 4-5 cm, ben addensate				3.70

Figura 6: sondaggio geognostico eseguito nei pressi dell'area e tratto dallo studio per la realizzazione di un impianto solare termodinamico

Nell'ambito dei suddetti studi sono state eseguite anche analisi di laboratorio sui campioni derivanti dai sondaggi. Si ritiene che le indagini e i parametri siano rappresentativi anche per il progetto in questione

Sulla base di quanto sopra, considerata l'esiguità della struttura e i limitati carichi che vengono trasmessi alla fondazione, si è ottimizzato il problema geotecnico prevedendo una bonifica del suolo almeno sino alla profondità di circa 0.40 metri da p.c. e la sostituzione con materiale di cava. Le verifiche geotecniche saranno quindi condotte considerando la posa della platea superiormente allo strato bonificato (per uno spessore di circa 50 cm) e altezza della fondazione in c.a. 25 cm.

6 MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI DI RIFERIMENTO

Nell'ambito dell'area di intervento, stante la tipologia di opere previste, non è stata realizzata alcuna analisi di laboratorio. Pur tuttavia si hanno a disposizione parametri relativi ad interventi eseguiti nel comparto e già citati nel presente studio, ossia quelli derivanti dalle indagini e studi per la realizzazione dell'impianto solare termodinamico. Considerato il profilo di bonifica che si intende attuare, al fine di rimuovere sia i riporti che lo strato di suolo, il modello geotecnico può essere quindi sintetizzato nel seguente modo:

- da +0,10 metri a -0,40 m dal p.c.: bonifica con tout venant di cava a spigoli vivi. Si considera che il materiale in questione abbia una coesione pari a 0 e un angolo di attrito minimo di 35-38° ed un peso specifico pari a 1,7 g/cm³
- da 0.40 metri sino a 1.30 ghiaie in matrice limo sabbiosa con angolo di attrito di 30-33° e coesione di 0 Kpa, peso specifico pari a 1,8-1.9 g/cm³
- da 1,30 a 2.30 limi sabbiosi consistenti. A tale livello sulla base di analoghe analisi sono stati attribuiti i seguenti parametri: angolo di attrito 30.29° - coesione 35 KPa, peso specifico pari a 1,95 g/cm³, peso specifico saturo 2.1 g/cm³. Indice di gruppo 2 L.L. 23, L.P. 16, I.P. 13 – poco plastico CNR-UNI A4
- > 2.30 m e sino a oltre 5 metri: ghiaia in matrice sabbioso argillosa ben addensata (sede di falda) A tale livello sulla base di analoghe analisi sono stati attribuiti i seguenti parametri: angolo di attrito 32.42° - coesione 29 KPa, peso specifico pari a 1,95 g/cm³, peso specifico saturo 2.1 g/cm³. L.L. 26, L.P. 13, I.P. 13, poco plastico, indice di gruppo 0, UNI.CNR A2-6

La profondità di posa della fondazione è prevista sulla sommità del materiale di bonifica. Si prevede la presenza della falda a -1.5 m. dal p.c. in via cautelativa.

7 VERIFICHE GEOTECNICHE

La presente analisi geotecnica è stata ottimizzata in funzione delle esigenze ed eseguita in conformità alla normativa vigente (Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018). Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) riguardano:

- collasso per carico limite nei terreni di fondazione;
- scorrimento sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'approccio 2.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) sono indicati dalla tabella 6.2.1 delle NTC e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 riportati nella figura 9.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_{FE})	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Figura 7: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.1. NTC)

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Figura 8: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

C_d = valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE:

Combinazione frequente

- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere

assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k , E_{edk}).

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel Capitolo 7 delle NTC oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Per ciò che concerne lo stato limite ultimo (SLV) per carico limite si rileva che le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. delle NTC. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R della figura 9. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

In relazione allo Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1) si osserva che per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione. Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Per lo stato limite di esercizio (SLE), a meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella seguente tabella.

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Figura 9: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Al fine di fornire ulteriori dati di supporto per l'edificazione delle strutture previste in progetto si è proceduto alla verifica geotecnica del complesso opera-terreno sulla base dei parametri riscontrati nell'analisi geotecnica eseguita. Al fine della verifica, considerate le

caratteristiche della costruzione, è stata ipotizzata la realizzazione di una fondazione a platea spessa 25 cm posata sul rilevato bonificato previa messa in opera di geotessile.

Si prevede una dimensione di 30X 20 metri

I dati dovranno essere valutati sulla base di un valore cautelativo del carico di almeno 150 Kpa. Si rimanda agli elaborati grafici di progetto per i particolari.

Le verifiche sono state eseguite con diversi metodi di calcolo, sviluppati da vari autori, che presuppongono un comportamento del terreno di tipo rigido-plastico con rottura di tipo generale. Di seguito sono riportate le espressioni di calcolo secondo i metodi seguiti da Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen sia per il carico ammissibile che per i cedimenti.

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

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

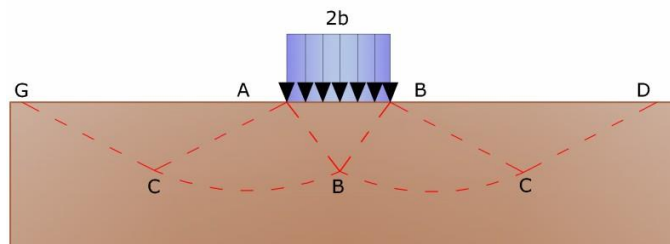
$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.
- All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.
- Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

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

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



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

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

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

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

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

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

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

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

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

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno. Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia. Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

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

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

$$\tan \phi_{rid} = 2/3 \times \tan \phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma. Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl) , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale: } q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato: } q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$$

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \phi > 10$$

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

fattore di profondità:

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

inclinazione:

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

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

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

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza. La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di D/B < 1

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

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

Per valori D/B > 1:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

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

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

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

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

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

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

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

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u	Coesione non drenata.
q	pressione litostatica totale sul piano di posa.
s_c	Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma}$$

Dove:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ N_{\gamma} &= 2 (N_q + 1) \tan \phi' \end{aligned}$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi'$	per forma rettangolare
$s_q = 1 + \tan \phi'$	per forma quadrata o circolare
$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$	per forma rettangolare
$s_\gamma = 0,7$	per forma quadrata o circolare
$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$	per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d	pressioni agenti alla base della fondazione
R_d	capacità portante di calcolo
γ_{RV}	coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d	azione normale di progetto
A_{ef}	$B_R \cdot L'$ -area ridotta

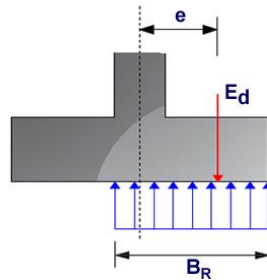
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef} = B' \cdot L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

$e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

Come già precisato con l'ipotesi maggiormente cautelativa si ottengono i seguenti risultati:

DATI GENERALI

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	20.0 m
Lunghezza fondazione	30.0 m
Profondità piano di posa	0.0 m
Profondità falda	1.5
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1	m
Correzione parametri	
=====	

SISMA

=====	
Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.037
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)	
Coefficiente sismico orizzontale	0.0075
=====	

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.245	2.685	0.299
S.L.D.	101.0	0.304	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.588	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.696	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.3675	0.2	0.0075	0.0037
S.L.D.	0.456	0.2	0.0093	0.0047
S.L.V.	0.882	0.2	0.018	0.009
S.L.C.	1.044	0.2	0.0213	0.0106

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]
0.5	17.0	0.0	35.0	0.0
0.9	19.0	0.0	33.0	0.0
1.0	19.5	21.0	30.29	35.0
3.0	19.5	21.0	32.42	29.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	408.0 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	226.67 kN/m ²
Tensione [Ed]	150.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.72
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 16319.91 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	6.9
Fattore forma [Sc]	1.35
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.31
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	447.2 kN/m ²
Resistenza di progetto	194.43 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	12.9
Fattore [Nc]	25.38
Fattore [Ng]	9.91
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	876.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	381.04 kN/m ²

=====

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	6.92
Fattore forma [Sc]	1.33
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.17
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.17
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 712.48 kN/m²
Resistenza di progetto 309.77 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 17.0 kN/m³
Angolo di attrito 35.0 °
Coesione 0.0 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 10.81
Fattore [Nc] 20.91
Fattore [Ng] 11.08
Fattore forma [Sc] 1.35
Fattore profondità [Dc] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
Fattore forma [Sq] 1.31
Fattore profondità [Dq] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0
Fattore inclinazione base [Bq] 1.0
Fattore forma [Sg] 0.73
Fattore profondità [Dg] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0
Fattore inclinazione base [Bg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 717.84 kN/m²
Resistenza di progetto 312.1 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	9.2
Fattore forma [Sc]	1.31
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.28
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	650.72 kN/m ²
Resistenza di progetto	282.92 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18

Fattori di capacità portante strato 2

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

Carico limite strato 2 (qb)	2003.49 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	2053.17 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	0.68 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.76
Rapporto (q1/q2)	0.82

Carico limite	1993.97 kN/m ²
Resistenza di progetto	866.94 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	6.9
Fattore forma [Sc]	1.35
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.31
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.91

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.97

Carico limite 408.0 kN/m²

Resistenza di progetto 226.67 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.0 kN/m³

Angolo di attrito 35.0 °

Coesione 0.0 kN/m²

Fattore [Nq] 12.9

Fattore [Nc] 25.38

Fattore [Ng] 9.91

Fattore forma [Sc] 1.0

Fattore forma [Sg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.92

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.91

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.97

Carico limite 799.56 kN/m²

Resistenza di progetto 444.2 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 17.0 kN/m³

Angolo di attrito 35.0 °

Coesione 0.0 kN/m²

Fattore [Nq] 10.81

Fattore [Nc] 20.91

Fattore [Ng] 6.92

Fattore forma [Sc] 1.33

Fattore profondità [Dc] 1.0

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.17
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.17
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.91
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.97

Carico limite	650.03 kN/m ²
Resistenza di progetto	361.13 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	11.08
Fattore forma [Sc]	1.35
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.31
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.91
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.97

=====

Carico limite	654.91 kN/m ²
Resistenza di progetto	363.84 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17.0 kN/m ³
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	10.81
Fattore [Nc]	20.91
Fattore [Ng]	9.2
Fattore forma [Sc]	1.31
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.28
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.92
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.91
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.97

=====

Carico limite	593.68 kN/m ²
Resistenza di progetto	329.82 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

=====

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

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

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

Fattori di capacità portante strato 2

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

Carico limite strato 2 (qb)	2003.49 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	2053.17 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	0.68 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.76
Rapporto (q1/q2)	0.82

=====	
Carico limite	1993.97 kN/m ²
Resistenza di progetto	1107.76 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

=====

8 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE ASPETTI GEOTECNICI

Nell'ambito della progettazione definitiva- esecutiva per la realizzazione dell'impianto di trattamento dei rifiuti da realizzarsi in agro di Villacidro, il sottoscritto Dott. Geol. Antonello Frau, geologo, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Sardegna al n. 291, ha provveduto a redigere la presente relazione geotecnica definitiva-esecutiva che definisce un appropriato modello geotecnico di dettaglio e di riferimento per il progettista e per la realizzazione delle opere in progetto.

Nella presente sono stati presi in esame lo stato di fatto dei luoghi, e sono state riportate in sintesi le caratteristiche geologiche del settore. Quindi, in conformità alle regole e norme tecniche stabilite dalle disposizioni vigenti in materia, è stata redatta questa relazione contenente le indicazioni circa gli interventi proposti, nonché la sintesi degli approfondimenti tecnici effettuati in rapporto all'entità, alla tipologia e categoria dei lavori da progettare. Nella presente è stata riportata la proposta di adozione dei parametri indispensabili per il dimensionamento delle opere ed è stata effettuata la verifica geotecnica delle interazioni opere terreno per ciò che concerne la nuova struttura da realizzare.

Il modello geotecnico vede sostanzialmente un'unità geotecnica rappresentata da un substrato parzialmente da bonificare e rappresentato in sintesi da alluvioni. Come esplicitato in relazione, si rende necessario provvedere alla bonifica dello strato superficiale eliminando almeno parte dei riporti e dei suoli. In relazione alla pericolosità sismica i terreni sono ascrivibili alla categoria C.

Le verifiche geotecniche effettuate ipotizzando un carico di 150 Kpa, ed una fondazione a platea poggiata direttamente sullo strato di bonifica eseguito (adeguatamente protetto sia con geotessuto che con geocomposito nonché telo HPDE) hanno dato esito positivo e risultano verificate.

Per la tipologia degli interventi, localizzazione e per le verifiche, si rimanda agli elaborati di progetto.

Isili, 13/06/2021

Il geologo

Dott. Geol. Antonello Frau