


**V.I.A.**  
**VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE**

ai sensi del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. e della Deliberazione G. R. n. 11/75 del 24.03.2021

***Modifiche al sito di recupero inerti per l'avvio di un impianto di  
compostaggio in zona artigianale di Norbello (OR)***

COMMITTENTE	GRUPPO DI LAVORO
<p><b>RINAC S.r.l. Unipersonale</b> Via dell'Agricoltura n° 5 - 09076 Sedilo (OR)</p> <p>L'Amministratore <b>Salvatore Meloni</b></p>  <p>Sede Operativa: Zona artigianale loc. Perdu Cossu S.P. 64 09070 NORBELLO (OR) tel/fax 0785/896107 - cell. 3929776131 P.IVA : 01116080951 E-mail: <a href="mailto:info@rinacsrl.com">info@rinacsrl.com</a></p>	<p><b>Il tecnico Responsabile S.I.A.</b> Dott. Ing. Salvatore Manai Ordine ingegneri OR n.495</p> <p><b>Studi geologici, geotecnici e idrogeologici</b> Dott. Geol. Antonello Frau</p> <p><b>Studi impatto odorigeno</b> Dott. Giuseppe Carlino (Simularia S.r.l.)</p>

<b>ET_04</b>	<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>
--------------	-----------------------------

SCALA	DATA	REV.	spazio per vidimazioni
-	FEBBRAIO 2024	-	

## Sommario

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. OPERE PREVISTE IN PROGETTO .....</b>	<b>8</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA.....</b>	<b>9</b>
4.1. SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DELL'AREA .....	9
4.2. CLASSIFICAZIONE PRELIMINARE DEI TERRENI.....	9
<b>5. PARAMETRI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>11</b>
<b>6. VERIFICA GEOTECNICA .....</b>	<b>14</b>
<b>7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....</b>	<b>19</b>

## **1. PREMESSA**

Nell'ambito delle attività complementari alla progettazione per il progetto inerente alle modifiche al sito di recupero inerti per l'avvio di un impianto di compostaggio in zona artigianale di Norbello in provincia di Oristano, è stata redatta la presente relazione geotecnica.

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.

Ci si riferisce inoltre a quanto specificato nel paragrafo 6.2.2. delle NTC 2018 secondo il quale nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

Attraverso l'analisi diretta, nonché sulla base delle ipotesi geologico stratigrafiche 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 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 ugualmente 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 in esame, che comprende un settore dell'agro di Norbello, è localizzata nella Sardegna centrale. Essa è individuabile geograficamente nella Carta Topografica d'Italia in scala 1:25.000, Foglio 515 sez. IV (serie 25, edizione 1 IGMI) e nella Carta Tecnica Regionale Numerica in scala 1:10.000 sezione 515060 – Abbasanta e secondo la toponomastica della Sardegna ricade all'interno del Guilcer.

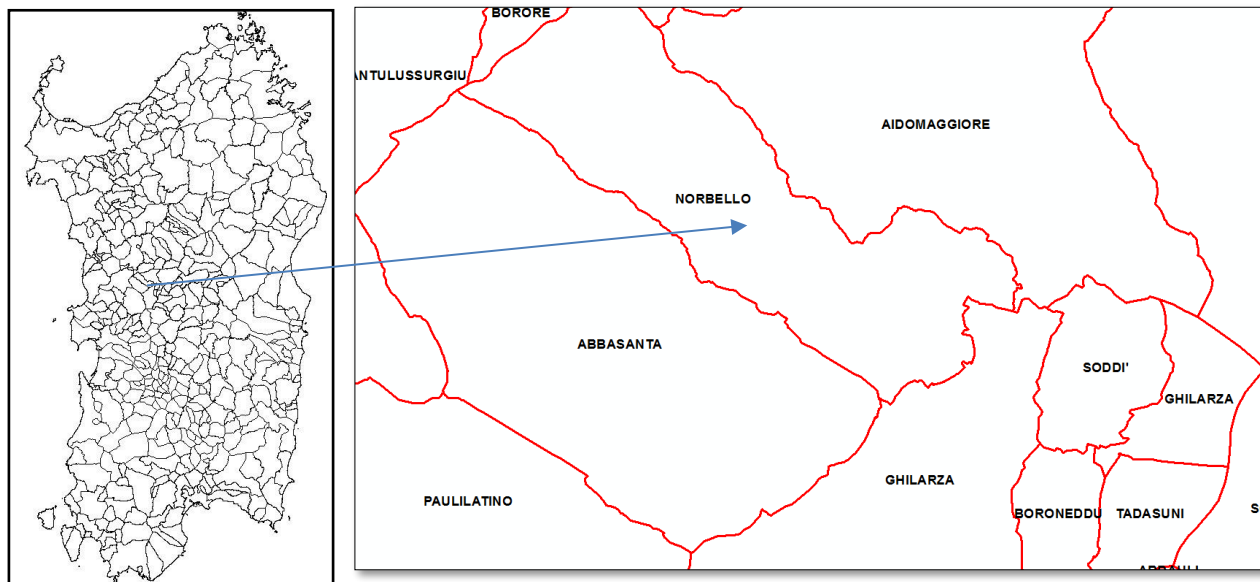


Figura 1: inquadramento generale dell'area

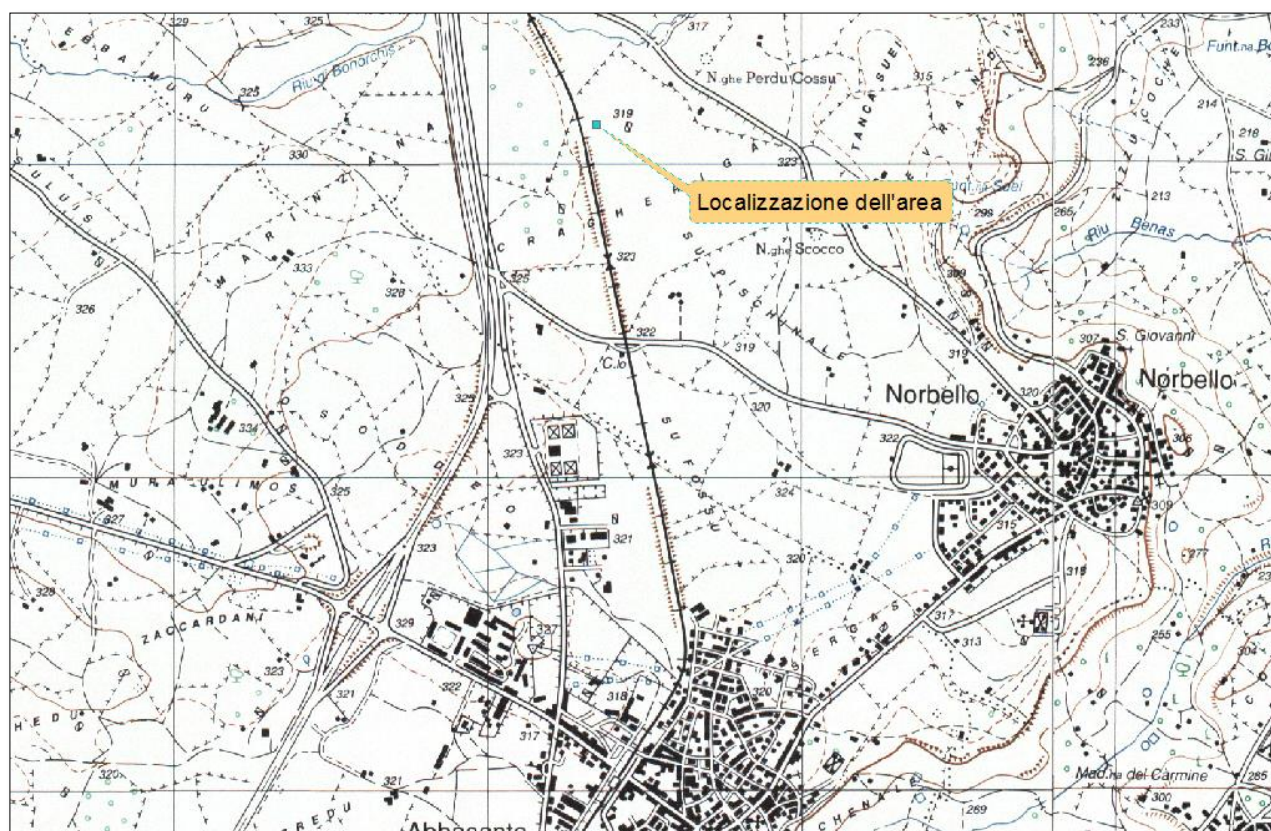
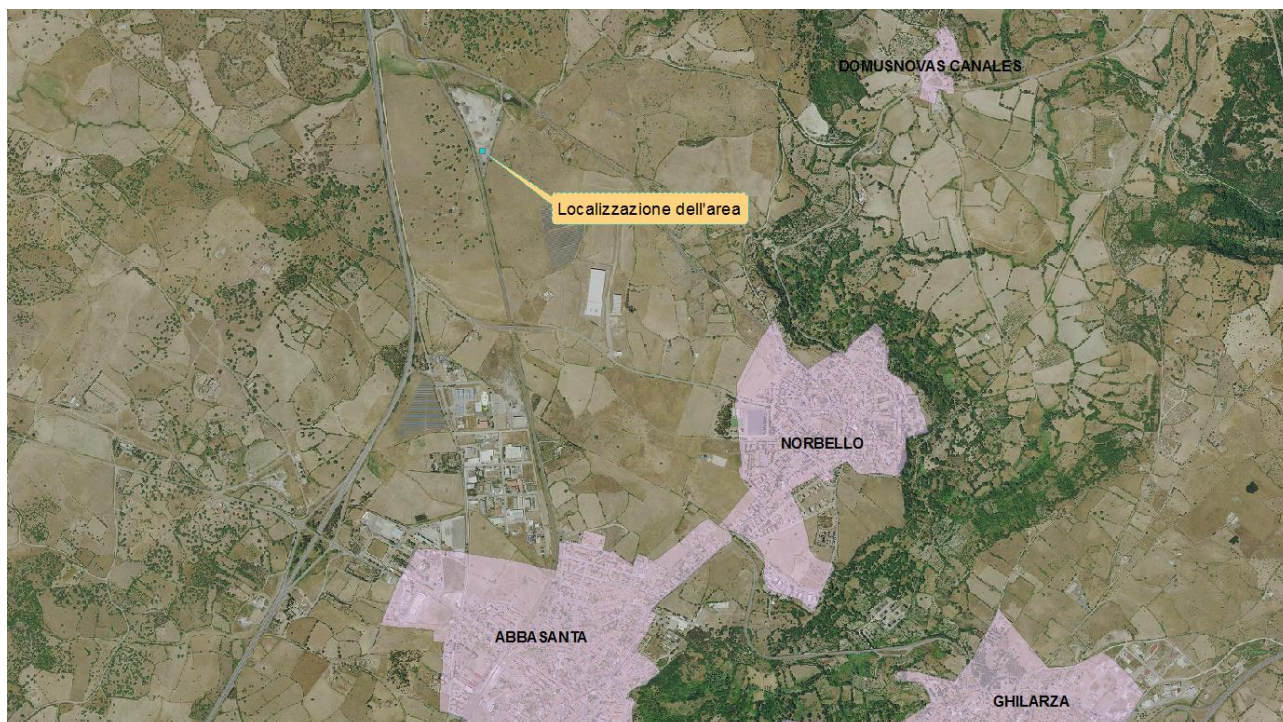


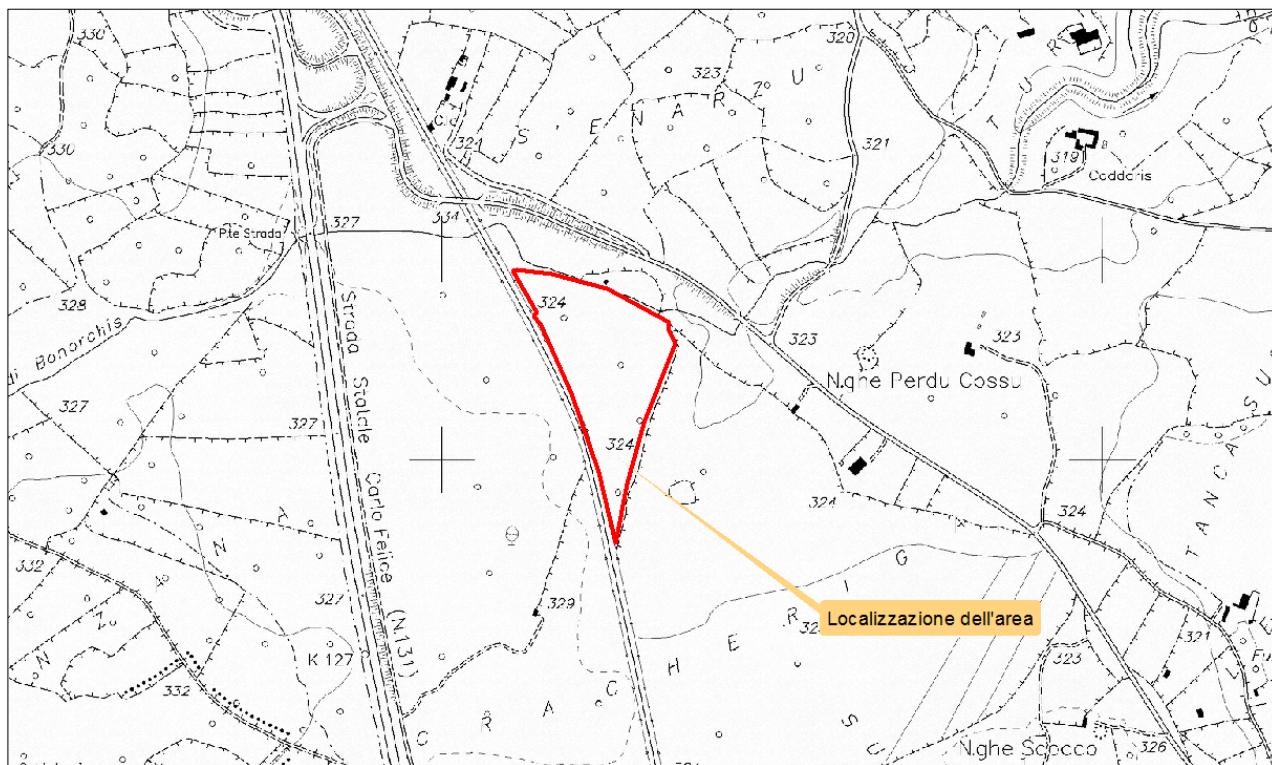
Figura 2: inquadramento su I.G.M.I. 1:25.000



Il settore di intervento (che è parte del sito già destinato al recupero inerti), ricade interamente all'interno del territorio comunale di Norbello, nella zona industriale e ad una distanza di circa 1,8 Km dal centro urbano di Norbello e di circa 1 Km dalla zona PIP di Abbasanta e inquadrata nella planimetria catastale allegata al progetto nel Foglio 13 particelle 313 e 237.



**Figura 3: inquadramento degli interventi con riferimento all'ortofoto dell'anno 2016**



**Figura 4: Inquadramento in scala 1:10.000 – stralcio CTRN**





**Figura 5: inquadramento foto aerea Google Earth – 2022**

Di seguito l'inquadramento della sola area nella quale sarà attuato l'intervento. Si osserva che il lotto in cui si svolge l'attività ha una pianta pseudo triangolare e occupa una superficie di circa 39.390 mq, con un unico accesso dalla Strada Provinciale mentre l'area da destinare al nuovo impianto è pari a circa 2.000-2.500 mq nell'estremità sud del lotto in questione.



**Figura 6: area operativa RINAC (in blu) e in rosso l'area da destinare al compostaggio**





**Figura 7: particolare dell'area di intervento su ortofoto dell'anno 2016**

### 3. OPERE PREVISTE IN PROGETTO

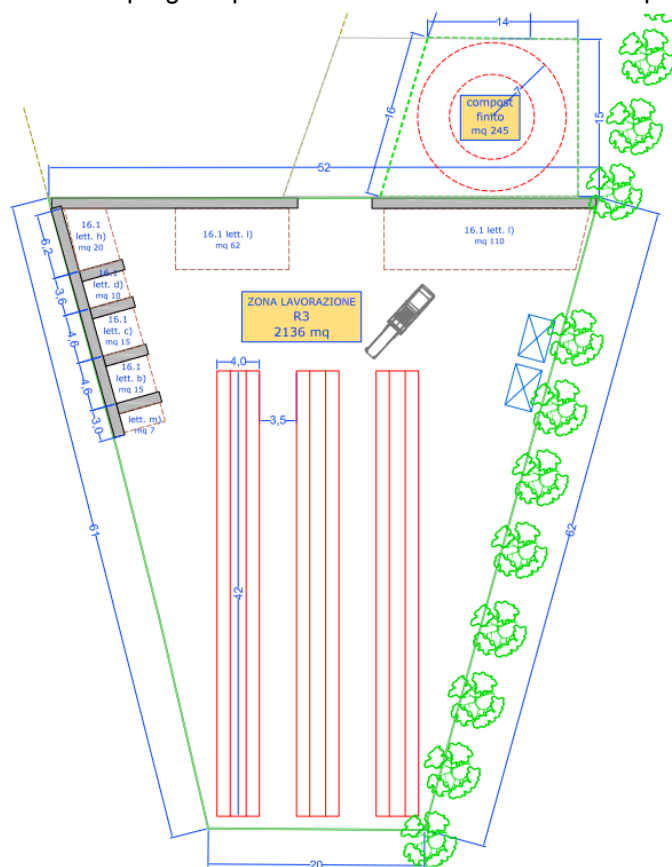
Gli interventi in questione non incidono sui substrati se non in maniera parziale, e può essere considerato, a fini geologici e geotecnici, di bassa entità. Una volta individuata e dimensionata l'area di intervento di circa 2436 mq di cui 2136 per il processo di compostaggio e 300 per lo stoccaggio del prodotto finito, questa verrà integralmente pavimentata in calcestruzzo rinforzato con fibre o con rete elettrosaldata.

L'area sarà realizzata in maniera tale da impedire che le acque meteoriche e di ruscellamento provenienti dalle aree circostanti raggiungano la stazione di compostaggio.

Tale superficie sarà dotata di adeguate sagomature e pendenze (condizioni ottimali si realizzano con pendenze comprese tra lo 0,6 e 1%) in grado di convogliare le acque superficiali (meteoriche e di percolato della matrice) in un apposito sistema di raccolta. Quest'ultimo sarà composto da pozzetti con caditoie e da condotte interrato che addurranno le acque suddette in un'apposita cisterna interrata di apposita capacità. Lo scavo e posa dei serbatoi interrati di raccolta del percolato sarà minimo e comunque interesserà una porzione del sottosuolo sino a 2,50 metri di profondità con successiva realizzazione delle platee di fondazione in genere di 4.0 metri per 2.50 metri.

L'area di lavorazione è immediatamente adiacente la zona di stoccaggio temporaneo dei rifiuti e risulta adeguata in termini di dimensioni. I macchinari impiegati (tritatore) saranno dotati di nebulizzatori ad acqua. L'area di stoccaggio del prodotto finito (ammendante compostato) è posta immediatamente a ridosso di quella di produzione e ben visibile dagli utenti che accedono all'area di conferimento. Con una superficie di 300 mq è in grado di ospitare circa 420 mc di compost maturo con cumuli disposti a forma di tronco di cono dell'altezza massima di 4 metri. Per quanto riguarda la restante porzione di impianto già autorizzato destinato al trattamento e recupero dei rifiuti inerti (determinazione dirigenziale Prov. Oristano N. 6 del 09/01/2019) le uniche modifiche riguardano una diversa distribuzione di alcune aree di messa in riserva per tener conto dei nuovi quantitativi (in riduzione) per alcuni CER al fine di compensare il quantitativo delle 990 t/anno da destinarsi a compostaggio e rendere invariato il totale autorizzato sempre di 243.750 t/a.

Si rimanda agli elaborati di progetto per un'accurata descrizione delle opere previste.



**Figura 8: interventi previsti in progetto**



## 4. CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA

### 4.1. Sintesi delle caratteristiche geologiche dell'area

Per quanto attiene i caratteri geologici, il settore ricade interamente all'interno delle sequenze vulcaniche terziarie. La sequenza stratigrafica individuata nell'area oggetto di studio è quindi inquadrabile nell'ambito dell'altopiano basaltico del Guilcer che vede alla base la successione sia delle Arenarie di Boroneddu e sia dei depositi sedimentari della Formazione di Tadasuni.

Le vulcaniti citate sono appartenenti alla Subunità di Dualchi (sigla BPL2) (Basalti della Campeda-Planargia) e sono rappresentate da andesiti basaltiche subalcaline, porfiriche per fenocristalli di Pl, Cpx, Opx, Ol; in estesi espandimenti e trachibasalti e basalti debolmente alcalini, porfirici per fenocristalli di Pl, Ol, Cpx; si presentano con la tipica morfologia pianeggiante, con debole ma costante inclinazione verso Est.

Il chimismo delle lave va quindi dai basalti alcalini ai trachibasalti; dal punto di vista magmatologico possono essere ricondotte al vulcanismo di magma fluido ed inquadrare nel gruppo dei basalti alcalini-olivinici fuoriusciti prevalentemente da centri di emissione lineari e subordinatamente puntiformi ubicati lungo la faglia citata e dall'edificio vulcanico di Monte Sant'Antonio che funge da punto di incontro fra i diversi prodotti derivanti dai due sistemi vulcanici della Planargia-Borore-Abbasanta e dal Montiferru.

Da un punto di vista mineralogico i componenti principali sono i plagioclasti e i pirosseni. La roccia compatta e lapidea si presenta in genere di colore grigio localmente nerastro o bruno rossastro; il raffreddamento avvenuto dopo la messa in posto ha generalmente prodotto una fatturazione verticale sub ortogonale isolando spesso localmente grossi blocchi a forma più o meno regolare.

### 4.2. Classificazione preliminare dei terreni

Per una completa descrizione dei terreni in relazione alle caratteristiche sismiche, vengono di seguito riportate alcune considerazioni preliminari in merito alla pericolosità e alla classificazione dei terreni di intervento ai sensi delle NTC. Considerato la limitata entità dell'intervento è stata utilizzata una classe dei suoli a vantaggio della sicurezza. Solitamente, ai fini della valutazione della classe di appartenenza, vengono utilizzate, in base alle NTC 2018, indagini geofisiche con metodologia sismica, come ad esempio il metodo MASW. Rimandando alla relazione sulla pericolosità sismica di base per ulteriori approfondimenti, in sintesi, nella presente, considerate le caratteristiche delle aree in cui è osservabile l'ammasso roccioso in assenza di prove specifiche e in via preliminare, a fini cautelativi, si stima l'appartenenza dei terreni, alla **Categoria A** ossia **“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 metri.**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina 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.</i>
E	<i>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.</i>

**Figura 9: categorie dei terreni secondo le NTC 2018**

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

Tipo opera: 1 - Opere provvisorie  
Classe d'uso: Classe II  
Vita nominale: 10,0 [anni]  
Vita di riferimento: 10,0 [anni]  
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC*[sec]
S.L.O.	30,0	0,186	2,610	0,273
S.L.D.	30,0	0,235	2,670	0,296
S.L.V.	95,0	0.490	2,880	0,340
S.L.C.	195,0	0.588	2.980	0,372

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

S.L.Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	Beta [-]	Khk [-]	Kvk [sec]	Khi
S.L.O.	0,186	0,2	0.0038	0,0019	0.0495
S.L.D.	0,235	0,2	0.0048	0,0024	0.064
S.L.V.	0.49	0,2	0,01	0,005	0.048
S.L.C.	0.588	0,2	0,012	0,006	0.0596



## 5. PARAMETRI DI RIFERIMENTO

Per il basalto si riportano i seguenti dati di letteratura:

<i>Litologia</i>	$\gamma(t/m^3)$	<i>I</i> (% di V)	<i>K</i> (cm/s)	<i>n</i> (app. %)	$\tau(Kg_p/cm^2)$	$\phi$
<i>Basalto</i>	$2.75 \div 3.$	<i>10</i>	$10^{-4} \div 10^{-8}$	$1 \div 3$	$200 \div 600$	$50 \div 55$

Con :

$\gamma$  (t/m<sup>3</sup>): Peso specifico

*I* (% del volume): coefficiente

*K*: Permeabilità

*n*: porosità apparente

$\tau$ : resistenza al taglio

$\phi$ : Angolo d'attrito interno

Sulla base delle caratteristiche geolitologiche del settore è stata effettuata una classificazione delle litologie ed una valutazione dello stato di aggregazione, del grado di alterazione e del conseguente comportamento meccanico che le singole unità assumono nei confronti di possibili cinatismi. Per quanto riguarda le litologie presenti sul territorio, il riferimento fondamentale è quello che richiama il processo di messa in posto del deposito o dell'accumulo, lo stato di addensamento, la fratturazione e la durezza dei litotipi. Nell'area in cui è ubicato l'impianto sono diffuse unicamente le litologie rocciose basaltiche. Il modello geotecnico generale può quindi essere sintetizzato nella presenza di basalti con sistemi di fratturazione che saranno meglio indicati nella classificazione geomeccanica. Per ciò che concerne i parametri di progetto e la caratterizzazione in maniera significativa dei litotipi presenti nell'area, sono stati presi in considerazione i diversi parametri che caratterizzano l'ammasso roccioso, eseguendo uno studio articolato volto alla definizione dei principali parametri nelle aree circostanti in cui i medesimi sono affioranti. Considerando il modello geologico che individua nei basalti il substrato di appoggio dell'intera area, è stato effettuato un rilievo strutturale di tipo geomeccanico in corrispondenza degli affioramenti principali posti nell'intorno anche della S.S. 131 o presso la cornice presente a ridosso dell'abitato di Norbello dove la sequenza è ben visibile. L'indagine è ritenuta significativa delle condizioni al contorno e quindi anche di quelle di intervento. Si è pertanto proceduto alla caratterizzazione per via statistica attraverso il rilievo delle discontinuità (definite genericamente come giunti) e per ciascuna di queste sono stati presi in esame, laddove possibile e interpolando i dati con altri affioramenti visibili, i parametri relativi all'orientamento, giacitura, spaziatura, condizioni idrauliche e riempimenti. Nelle stazioni di misura sono stati applicati i diversi metodi di analisi di classificazione degli ammassi rocciosi. In particolare, ai fini della classificazione dell'ammasso roccioso è stato utilizzato il metodo di Bieniawski.



**Figura 10: ammasso roccioso basaltico presso la S.S. 131**

Il metodo di Bieniawski (1989) si basa sul rilievo di sei parametri ad ognuno dei quali è assegnato un peso:

- R1 resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta;
- R2 indice RQD;
- R3 spaziatura delle discontinuità;
- R4 condizioni delle discontinuità;
- R5 condizioni idrauliche;
- R6 orientamento delle discontinuità.

La classificazione definisce due valori dell'indice RMR:

- $RMR_{base} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5$
- $RMR_{corretto} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 + R6$

Le tabelle seguenti riportano i criteri di determinazione dell'indice RMR:

I parametri di resistenza e di elasticità sono dedotti dall' $RMR_{base}$ : - coesione in termini di tensioni efficaci:

- $c' = 5 \cdot RMR_{base}$  (KPa);
- angolo d'attrito in termini di tensioni efficaci:  $\phi' = 5 + RMR_{base}/2$  (°);
- modulo di deformabilità: relazione di Bieniawski (1978)  
 $Ed = 2 RMR_{base} - 100$  (Gpa) con  $RMR_{base} > 50$   
relazione di Serafim Pereira (1983)  
 $Ed = 10 (RMR_{base} - 10)/40$  (Gpa) con  $RMR_{base} < 50$

Il valore di RQD (parametro R2) può essere determinato indirettamente dalle relazione di Priest e Hudson (1976):  $RQD = 100 e -0,1 n$  ( $0,1 n + 1$ ) con n numero medio di giunti per metro.

PARAMETRI	VALORI
R1 - resistenza a compressione uniassiale	100,00 MPa
R2 - R.Q.D.	50,0 %
R3 - spaziatura delle discontinuità	0,40 m
R4a - lunghezza discontinuità	1 - 3 m
R4b - apertura discontinuità	<0,1 mm
R4c - rugosità	Leggermente Rugosa
R4d - riempimento	<5 mm mater. tenero
R4e - alterazione	Leggermente alterata
R5 - condizioni idrauliche	Asciutto
R6 - orientamento discontinuità	Molto Favorevole
Alterabilità della massa rocciosa	Alta resistenza all'alterazione

	Base/corretto
RMR	62.3
Classe	II
Descrizione	Buono
$\phi$ (°)	36.1
c (KPa)	311.46
Ed (GPa)	24.58
Q index	7.632
RSR index	58.24



I valori dei rilievi per la morfologia dei giunti nonché della rugosità, apertura e persistenza, alterazione e tipo di riempimento, condizioni idrauliche e spazatura, sono derivati da un congruo numero di osservazioni relazioni alla loro frequenza; nel caso in esame è stata considerata la classe a maggiore frequenza (> 50%). I valori ottenuti dalle verifiche sono comunque compatibili con un generale elevato grado di stabilità dell'ammasso in relazione alla stabilità del versante (condizioni di tenuta).

Si osservi come dall'esito delle valutazioni di tipo geomeccanico, possa essere definito un ammasso con discrete caratteristiche di resistenza atto comunque a garantire una buona stabilità anche considerando, parametri di accesso particolarmente cautelativi.

I valori dell'angolo di attrito per l'ammasso sono pari a circa 36° mentre quelli della coesione sono pari a circa 311 KPa.

La roccia è caratterizzata da una buona resistenza a rottura valutabile al colpo del martello e mediante lo sclerometro in un range che varia dai 100 ai 150 MPa.

Assume quindi quasi ovunque buone resistenze, solitamente elevate, così come si osserva distintamente anche con le semplici verifiche geomeccaniche dalle quali si rinvergono discrete caratteristiche di qualità dell'ammasso.

Le fondazioni delle strutture interrate dovranno pertanto raggiungere il substrato alla profondità di 2,50 metri caratterizzato dai seguenti parametri:

**Angolo di attrito per l'ammasso: 36°**

**Coesione 311 KPa.**

**Peso specifico 2.2 g/cm<sup>3</sup>**

**Le verifiche geotecniche e strutturali dovranno essere eseguite considerando i metodi di calcolo per fondazioni su roccia.**

## 6. VERIFICA GEOTECNICA

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 e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo **R3** riportati in fig. 12.

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

**Figura 11: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

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

**Figura 12: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

In relazione agli stati limite di esercizio 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:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- $E_d$  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 specificate al §2.5.3:

- 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  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

**Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)**

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. 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  $\gamma_R$  della fig 13. 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  $\gamma_R$  può essere ridotto a 1.8.

**Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)**

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%.

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  $\gamma_R$  riportato nella fig. 13.

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

**Figura 13: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche**

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo

al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg e Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e  $\varphi$ .

#### DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	2.5 m
Lunghezza fondazione	4.0 m
Profondità piano di posa	2.5 m
Correzione parametri	

#### SISMA

Accelerazione massima (amax/g) 0.019  
Effetto sismico secondo NTC 2018

#### Dati generali

Tipo opera: 1 -	Opere provvisorie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	10.0 [anni]
Vita di riferimento:	10.0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T1

#### STRATIGRAFIA TERRENO

DH [m]	G [kN/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	C [kN/m <sup>2</sup> ]	RQD[-]
20.0	21.0	36.0	311.0	0.25 (è stato considerato il 50% del valore reale a titolo cautelativo)

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

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

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

Autore: Terzaghi

Carico limite [Qult]	1474.38	kN/m²
Resistenza di progetto[Rd]	641.03	kN/m²
Tensione [Ed]	70.0	kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	21.06	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	

**A1+M1+R3**

Autore: Zienkiewicz

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	21.0 kN/m³
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	311.0 kN/m²

Fattore [Nq]	57.15
Fattore [Nc]	74.18
Fattore [Ng]	58.15
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

Carico limite	1540.91 kN/m²
Resistenza di progetto	669.96 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Terzaghi

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	21.0 kN/m³
Angolo di attrito	36.0 °

feb-24

17 di 18



**RELAZIONE GEOTECNICA**

Coesione	311.0 kN/m <sup>2</sup>
=====	
Fattore [Nq]	47.16
Fattore [Nc]	63.53
Fattore [Ng]	51.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
=====	
Carico limite	1474.38 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	641.03 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SISMA

Autore: Zienkiewicz

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	311.0 kN/m <sup>2</sup>
=====	
Fattore [Nq]	57.15
Fattore [Nc]	74.18
Fattore [Ng]	58.15
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
=====	
Carico limite	1540.91 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	856.06 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Terzaghi

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	311.0 kN/m <sup>2</sup>
=====	
Fattore [Nq]	47.16
Fattore [Nc]	63.53
Fattore [Ng]	51.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
=====	
Carico limite	1474.38 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	819.1 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

## **7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**

Nell'ambito delle attività complementari alla progettazione delle opere di modifiche al sito di recupero inerti per l'avvio di un impianto di compostaggio è stata redatta la presente relazione geotecnica. Nella presente sono stati presi in esame lo stato di fatto dei luoghi, e le principali caratteristiche geotecniche-geomeccaniche del substrato anche sulla base della classificazione geomeccanica. Quindi, in conformità alle regole e norme tecniche stabilite dalle disposizioni vigenti in materia, è stata redatta questa relazione contenente le verifiche geotecniche dell'opera (insieme di vasche per la gestione dei percolati) per la quale è stata prevista la fondazione su platea alla profondità di circa 2,50 metri.

In relazione alla pericolosità sismica la classificazione dei terreni in relazione alle norme NTC 2018 è definita nella Categoria A.

Il modello geotecnico vede sostanzialmente un'unità geotecnica rappresentata da un substrato rappresentato da basalti aventi un forte spessore e caratteristiche di una roccia da discreta a buona.

Sull'opera è stata eseguita una verifica geotecnica positiva.

A seguito degli studi effettuati, si attesta che l'area di intervento è quindi compatibile con lo stato dei luoghi senza che possano manifestarsi situazioni di instabilità di tipo geotecnico..

Isili, 17/02/2024

Dott. Geol. Antonello Frau