

Green2grid S.r.l.

Impianto agro-fotovoltaico "Porto Torres 2" da 58.128,00 kWp e opere connesse

Comuni di Porto Torres e Sassari (SS)

Progetto Definitivo Impianto agro-fotovoltaico e opere elettriche di Utenza

Allegato C.06 - Relazione geotecnica sulle indagini



Professionista incaricato: Dott. Geol. Domenico Praticò Ordine dei Geologi Regione Sardegna n. 415

Rev. 0

Agosto 2022

Indice

1	Introduzione	4
2	Normativa di riferimento	5
3	Inquadramento del sito	6
4	Indagini di campo	7
5	Aspetti geologici locali	9
	5.1 Geologia nell'Area N. 1 dell'impianto agro-fotovoltaico (estratto dalla relazione Geologica)	9
	5.2 Geologia nell'Area N. 6 della cabina utente	10
6	Modellazione sismica del sito (estratto dalla relazione sismica)	11
	6.1 Pericolosità sismica di base	11
	6.2 Risposta sismica locale	12
	6.2.1 Categorie di suolo di fondazione	13
	6.2.2 Amplificazione stratigrafica	13
	6.2.3 Amplificazione topografica	14
7	Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione	17
8	Calcolo della capacità portante limite	19
	8.1 Formule per il calcolo del carico limite	19
	8.2 Parametri sismici area impianto agro-fotovoltaico	24
	8.3 Verifica della capacità portante limite	25
	8.3.1 Edificio ricovero mezzi agricoli	25
	8.3.2 Edificio cabina di raccolta 36 kV	28
	8.3.3 Edificio cabina servizi ausiliari	29
	8.3.4 Edificio magazzino/sala controllo	32
	8.3.5 Edificio power station	34
	8.3.6 Cabina Utente	36
	8.4 Posa dorsali 36 kV	38
9	Previsione dei cedimenti	39
	9.1 Formula per il calcolo dei cedimenti	39
	9.2 Verifica dei cedimenti	39
	9.2.1 Edificio "Deposito ricovero mezzi agricoli" Area 1	39

9.2.2	Edificio "Cabina servizi ausiliari" Area 1	40
9.2.3	Edificio "Cabina di raccolta 36 kV" Area 1	40
9.2.4	Edificio "Power Station" Area 1	40
9.2.5	Edificio "Magazzino/Sala di controllo" Area 1	41
9.2.6	Edificio "Cabina Utente" Area 6	41

Questo documento è di proprietà di Green2grid S.r.l. e il detentore certifica che il documento è stato ricevuto legalmente. Ogni utilizzo, riproduzione o divulgazione del documento deve essere oggetto di specifica autorizzazione da parte di Green2grid S.r.l.

1 Introduzione

Su incarico ricevuto in data 13/05/2022 dalla Società Gree2grid S.r.l. (Contratto G2G/PT2/ORD/2022/01), si redige la presente relazione geotecnica sulle indagini, relativa all'impianto agro-fotovoltaico da 58.128,00 kWp e relative opere connesse, che la Società intende realizzare nel Comune di Porto Torres e, limitatamente alle opere connesse, sarà interessato anche il Comune di Sassari.

Le opere progettuali dell'impianto agro-fotovoltaico da realizzare si possono così sintetizzare:

1. Impianto agro-fotovoltaico ad inseguimento monoassiale ubicato nel comune di Porto Torres (SS), in località Nuragheddu, Camusina e Santa Caderina;
2. Linee in cavo interrato a 36 kV (di seguito "Dorsali 36 kV"), per il collegamento dell'impianto fotovoltaico alla cabina elettrica a 36 kV di proprietà della Società;
3. Cabina elettrica a 36 kV di proprietà della Società (di seguito "Cabina Utente"), che sarà realizzata nel Comune di Sassari (SS), in località Saccheddu;
4. Collegamento in cavo a 36 kV tra la Cabina Utente e lo stallo produttore nella sezione a 36 kV della futura stazione elettrica di trasformazione 380/150/36 kV della RTN denominata "Olmedo", di proprietà di Terna;
5. Nuova Stazione elettrica di trasformazione 380/150/36 kV denominata "Olmedo" (di seguito "Stazione RTN") e relativi nuovi raccordi di collegamento alla linea RTN esistente a 380 kV "Fiumesanto Carbo – Ittiri" (congiuntamente di seguito definiti come "Impianto di Rete"). La Stazione RTN sarà anch'essa ubicata nel Comune di Sassari, in località Saccheddu.

Le opere di cui ai precedenti punti 1), 2), 3) e 4) costituiscono il **Progetto Definitivo dell'Impianto agro-fotovoltaico e delle opere elettriche di Utenza** e la presente relazione si configura come la Relazione geotecnica sulle indagini del medesimo progetto.

Le opere di cui al precedente punto 5) rappresentano l'Impianto di Rete, che sarà di proprietà del gestore di rete (Terna S.p.A.) e costituiscono il **Progetto Definitivo dell'Impianto di Rete**.

Il presente studio è basato sia su una ricerca bibliografica che su indagini di campo ed ha comportato lo svolgimento delle seguenti attività:

- il sopralluogo dell'area in esame;
- l'analisi geologica, geomorfologica, idrologica ed idrogeologica dell'area d'interesse e delle zone limitrofe;
- lo studio del terreno interessato dalle opere in progetto;
- un'indagine geognostica di tipo diretta svolta a **Maggio 2022**, comprendente l'esecuzione di n. 22 pozzetti geognostici ed una indagine sismica (di tipo indiretto), con la realizzazione di n. 2 stendimenti MASW;
- l'esame dei problemi geologico-tecnici connessi con le opere in progetto.

2 Normativa di riferimento

Di seguito si elencano le principali norme di riferimento seguite per la redazione della presente relazione:

- “DECRETO 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (18A00716) (GU Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8);
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici “Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale”;
- Delib. G.R. 30 marzo 2004 n. 15/31 pubblicata nel B.U. Sardegna, 21 agosto 2004 n. 23 – disposizioni preliminari in attuazione dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- raccomandazioni sulle indagini A.G.I., 1977;
- Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003).

3 Inquadramento del sito

L'area interessata dalla realizzazione dell'impianto agro-fotovoltaico si estende su una superficie di circa 95 ha ed è situata nella zona sud-orientale del territorio del comune di Porto Torres (SS), in località Nuragheddu, Camusina e Santa Caderina ed è sostanzialmente delimitata:

- A nord da un nucleo di case sparse;
- A sud, sud-ovest dal fiume Rio d'Ottava.

Il sito è facilmente accessibile dalla viabilità ordinaria, essendo attraversato dalla strada vicinale "Funtana Cherchi". Inoltre è attraversato, in direzione nord-ovest/sud-est, dalla linea ferroviaria "Chilivani – Porto Torres".

Il centro abitato del comune di Porto Torres è ubicato circa 2 km a nord-ovest rispetto all'area prevista per la realizzazione dell'impianto agro-fotovoltaico e risulta essere il centro abitato più prossimo al sito. Da un punto di vista morfologico, l'impianto è collocato in un territorio prevalentemente pianeggiante, con una quota variabile tra i 30 e i 43 m s.l.m.

L'area prescelta per l'installazione dell'impianto agro-fotovoltaico è attualmente coltivata a seminativo e in parte minore utilizzata a pascolo. La zona interessata dalle opere è essenzialmente disabitata, con la sola presenza di alcuni capannoni sparsi nell'agro utilizzati come ricovero dei mezzi agricoli o per l'attività zootecnica. Si segnalano solo le seguenti strutture in cui vi è la presenza continuativa di persone:

- alcune case sparse a nord del sito;
- un'abitazione, con annessi edifici agricoli, ove risiede uno dei proprietari dei terreni ove sorgerà l'impianto.

La Cabina Utente sarà invece ubicata nel Comune di Sassari, in località Saccheddu (in prossimità della futura Stazione RTN), circa 10 km in linea d'aria a sud rispetto al sito dell'impianto agro-fotovoltaico. Occuperà un'area molto limitata, di circa 465 mq e sarà facilmente raggiungibile dalla viabilità esistente, essendo a ridosso della SP 65 "La Ginestra Sella Larga". Trattasi di un'area pianeggiante, ad una quota di circa 75 m s.l.m.

Le Dorsali 36 kV per il vettoriamento dell'energia prodotta dall'impianto agro-fotovoltaico alla Cabina Utente, si svilupperanno per un percorso di circa 18 km e saranno posate nel sedime delle strade interessate (vicinali, comunali, provinciali), ricadenti in parte nel Comune di Porto Torres e in parte in quello di Sassari.

Geograficamente il sito dell'impianto agro-fotovoltaico è inquadrabile nel F° 441 Sez. III "PORTO TORRES", 459 Sez. II "OSSI" e Sez. IV "LA CRUCCA" in scala 1:25.000 (IGM) e nella Carta Tecnica Regionale nelle Sezioni 441130, 441140, 459020, 459050 e 459060 in scala 1:10.000.

4 Indagini di campo

L'indagine geognostica condotta a maggio 2022 è stata realizzata sia con prove di tipo diretto che di tipo indiretto, finalizzate alla individuazione del modello geologico-geotecnico, idrogeologico e sismico del sottosuolo. Le indagini di tipo diretto permettono d'identificare la successione litostratigrafica del sottosuolo a profondità d'interesse ingegneristico, stimare le caratteristiche geotecniche dei terreni. Le indagini geofisiche (indirette) sono capaci di fornire una immagine globale e continua del sottosuolo sulla base della distribuzione dei parametri fisici misurati.

Nel dettaglio:

- caratterizzazione dei terreni di fondazione mediante la realizzazione di n. 22 pozzetti geognostici (indagine di tipo diretta) con escavatore meccanico sui terreni di sedime dell'impianto agro-fotovoltaico.
- n° 2 stendimenti sismici MASW sui terreni di sedime dell'impianto agro-fotovoltaico ed in prossimità della Cabina Utente, permettendo di predisporre la modellazione sismica del sito.

Le indagini condotte sono indicate sulla Tavola C05-01 "Carta geologica" con i seguenti colori:

- pozzetti geognostici con il **colore rosso**;
- indagini sismiche con elementi lineari con il **colore magenta**.

I pozzetti geognostici eseguiti in numero di 22 mediante l'utilizzo di escavatore meccanico, delle dimensioni di circa 1 m larghezza per una lunghezza di circa 1,5 m, sono stati spinti per una profondità massima di circa 1,30 m dall'attuale piano di calpestio e sempre ad intercettare il substrato roccioso ad eccezione del pozzetto Pz22. Per ogni pozzetto geognostico è stata effettuata un report fotografico e successivamente si è provveduto alla stesura dell'elaborato stratigrafico evidenziando il colore, la degradazione, descrizione della matrice o dello scheletro, la consistenza.

Nella tabella seguente il dettaglio delle profondità raggiunte.

Tabella 4.1 – Dettaglio delle profondità raggiunte con i pozzetti geognostici

n. pozzetto geognostico	Profondità (m) dal p.c.
Pz1	0,70
Pz2	0,55
Pz3	0,20
Pz4	0,40
Pz5	0,40
Pz6	-
Pz7	0,20
Pz8	0,50
Pz9	-
Pz10	0,80
Pz11	-
Pz12	0,55
Pz13	0,20
Pz14	0,35
Pz15	0,20
Pz16	0,20

n. pozzetto geognostico	Profondità (m) dal p.c.
Pz17	-
Pz18	0,20
Pz19	0,60
Pz20	0,30
Pz21	0,60
Pz22	1,30
Pz23	0,60
Pz24	0,65
Pz25	0,35
Pz26	0,55

Alcuni pozzetti (Pz6, Pz9, Pz11, Pz17) non sono stati eseguiti per l'inaccessibilità ai luoghi. A seguito delle risultanze dell'indagine non si è ritenuto necessario eseguire specifiche prove geotecniche di laboratorio o prove in sito.

A supporto dell'indagine diretta è stata realizzata un'indagine geofisica (metodo indiretto) atta alla definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni". La prova per la caratterizzazione sismica del sito M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) ha permesso, tramite l'acquisizione di registrazioni multicanale delle onde superficiali generate da masse battenti, di generare un profilo Vs in funzione della profondità.

Le indagini sismiche condotte con la tecnica MASW hanno consentito di misurare la velocità delle onde di taglio Vs sfruttando il carattere dispersivo delle onde di Rayleigh quando queste si propagano in un mezzo stratificato. La dispersione consiste nella variazione della velocità di fase a diverse frequenze, con l'aumento della lunghezza d'onda (abbassamento di frequenza) la profondità coinvolta dalla propagazione dell'onda è via via maggiore. È quindi possibile, impiegando onde di un certo intervallo di frequenza, caratterizzare le proprietà acustiche dei terreni sino ad una certa profondità. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (Vs), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

5 Aspetti geologici locali

Nel settore in esame, le litologie presenti sono costituite in prevalenza da rocce sedimentarie di età terziaria; nella parte meridionale affiorano marginalmente sedimenti di età mesozoica e in lungo le valli fluviali, depositi di età quaternaria e recente.

Di seguito vengono analizzate nel dettaglio le aree d'intervento in riferimento alla tipologia di lavorazioni previste da effettuare, rispettivamente per "l'Area n. 1" Impianto agro-fotovoltaico e "Area n. 6" Cabina utente.

5.1 Geologia nell'Area N. 1 dell'impianto agro-fotovoltaico (estratto dalla relazione Geologica)

Per il settore interessato dall'**impianto agro-fotovoltaico** s'individuano le litologie sedimentarie del miocene medio, ricoperte solo localmente dai depositi quaternari e recenti. La litologia, rappresentata per l'area in esame da un calcare bioclastico generalmente tenace, si presenta autosostenuto; quando è integro mostra una colorazione biancastra, se alterato assume invece delle colorazioni giallastre indicanti una certa circolazione d'acqua. Non si nota alcuna stratificazione. Lo spessore non è facilmente quantificabile in quanto non è visibile il letto di tale deposito.

Da dati bibliografici in possesso, la litologia calcarea per l'intero settore in esame dovrebbe avere uno spessore di circa 60-80 metri, alternati a strati calcarenitici generalmente poco spessi. I depositi quaternari sono rinvenibili nelle aree topograficamente più depresse, rappresentati da coltri eluviali (b2), con una matrice argillo sabbiosa, ricche in ghiaie e ciottoli del substrato. Lo spessore è generalmente alquanto modesto, come si riscontra nell'area in esame.

Nel dettaglio, i depositi terrigeni di copertura (deposito eluviale) a matrice argillosa sabbiosa con ghiaie e ciottoli del substrato, si sono presentati generalmente consistenti.

Il substrato calcareo, per i punti direttamente indagati, s'intercetta ad una profondità variabile compresa tra un minimo di 0.20 m ad un massimo di 0.70 m dal p.c.; solo nel pozzetto geognostico Pz22, spinto alla profondità massima di 1.30 m, non si è intercettato il substrato. Il deposito calcareo seppure generalmente fratturato in testa si presenta compatto, tenace, generalmente con una resistenza allo schiacciamento maggiore di 120 kg/cm^q e scavabile esclusivamente con il sistema a martellone.

L'indagine geofisica effettuata nel settore nord dell'Area 1 ha fornito un profilo sismico con un modello semplificato composto da 6 sismostrati, con un raggiungimento del substrato sismico a 7m dal p.c.. Al primo sismostrato può essere associato lo spessore del substrato più allentato e fratturato per circa 3,0 m per passare stratigraficamente verso il basso al substrato tenace. I sismostrati più profondi che mostrano una maggiore velocità dell'onda sismica possono essere correlati con il substrato vulcanico.

Sulla base della stratigrafia ottenuta, dal piano campagna, la V_{seq} (NTC 2018) risultante è **di 426,10 m/sec**. Tali caratteristiche inquadrano il terreno di fondazione (NTC 2018) nella **categoria B**.

Tabella 5.1 – Sismostrati Area N. 1 – impianto agro-fotovoltaico

Strati	Profondità (m)	Spessore strato (m)	Vs (m/sec)
A	3.0	3.0	421
B	7.0	4.0	430
C	12.0	5.0	896
D	18.0	6.0	902
E	25.0	7.0	781
F	-	-	716

5.2 Geologia nell'Area N. 6 della cabina utente

Per l'area dove è prevista la realizzazione della Cabina Utente nel territorio del Comune di Sassari in Loc. Saccheddu è stato eseguito un rilievo geologico di superficie e un'indagine geofisica (MASW). La stratigrafia indica la presenza di una copertura pedogenetica di spessore non superiore a 0,5-0,7 m in scheletro argillo-sabbioso color nocciola, ricco in clasti ghiaiosi e ciottolosi a spigoli vivi di alterazione del substrato.

Verso il basso si intercetta il substrato arenaceo e calcarenitico della formazione di Mores (**RESa e RESb**), che si presenta inizialmente con un regolite di spessore inferiore al metro facilmente disgregabile in superficie sotto l'azione meccanica, mentre il materiale di testa è costituito da ghiaie-ciottoli calcarenitici e arenacei, caratterizzati da una serie di diaclasi che le conferiscono un elevato indice di fratturazione. La facies arenacea riferibile alla Formazione di mores (**RESb**) seppure presentandosi alquanto tenace e litoide, presenta spessori contenuti.

L'indagine geofisica effettuata ha fornito un profilo sismico con un modello semplificato composto da 8 sismostrati con il raggiungimento del substrato sismico a 9,2 metri dal p.c. al di sotto dei primi 4 sismostrati. Sulla base della stratigrafia ottenuta dal p.c., la Vseq (NTC 2018) risultano pari a **506.94 m/s**. Tali caratteristiche inquadrano il terreno di fondazione nella **categoria B**.

Tabella 5.2 – Sismostrati Area N. 6 - cabina Utente

Strati	Profondità (m)	Spessore strato (m)	Vs (m/sec)
A	1.7	1.7	288
B	3.8	2.1	463
C	6.3	2.5	668
D	9.2	2.9	731
E	12.5	3.3	867
F	16.2	3.7	977
G	20.4	4.2	1028
H	-	-	1018

6 Modellazione sismica del sito (estratto dalla relazione sismica)

6.1 Pericolosità sismica di base

La "pericolosità sismica di base" costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni e alle strutture connesse con il funzionamento di opere.

Le *azioni sismiche di progetto* in base alle quali 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 (RSL).

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- **ag** accelerazione orizzontale massima attesa al bedrock con superficie topografica orizzontale (espressa in g/10);
- **Fo** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **Tc*** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in s).

Le NTC 2018 definiscono l'azione sismica considerando un periodo di ritorno (T_r) che è funzione della probabilità di superamento di un valore di accelerazione orizzontale (P_{Vr}) nel periodo di riferimento dell'opera (V_r). La probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_r espresso in anni), in un determinato sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato, è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento".

Il periodo di riferimento dell'opera (V_r) si ottiene dal prodotto tra la Vita Nominale (V_n), intesa come il numero di anni nel quale l'opera è utilizzata allo scopo a cui è stata destinata, e il Coefficiente d'uso (C_u), funzione della Classe d'uso della costruzione.

- Vita Nominale (V_n) di 50 anni;
- Classe d'uso II, costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali; corrispondente ad un Coefficiente d'uso (C_u) pari a 1,0;

Le probabilità di superamento di un valore di accelerazione orizzontale (P_{Vr}) nel periodo di riferimento dell'opera (V_r) sono funzione dell'importanza dell'opera e dello stato limite considerato.

Data l'importanza dell'opera ed in accordo al paragrafo 7.1 delle NTC 2018, sono stati considerati due stati limite.

Tabella 6.1 - Probabilità di superamento di un valore di accelerazione orizzontale al bedrock in funzione dello stato limite considerato (Tabella 3.2.1 delle NTC 2018). In rosso sono evidenziati gli stati limite considerati.

Stati Limite	P_{V_r} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Da tali assunzioni sono stati calcolati i valori dei periodi di ritorno (T_r) per i due stati limite considerati mediante la formula:

$$T_r = \frac{|V_r|}{\ln(1 - P_{V_r})}$$

da cui si ottengono i seguenti periodi di ritorno (T_r):

- T_r pari a 101 anni, per lo Stato Limite di Danno (**SLD**);

- TR pari a 949 anni, per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**).

Calcolati i periodi di ritorno per i due stati limite sono stati definiti, in accordo alle NTC 2018, i valori di accelerazione orizzontale massima (ag) attesi al bedrock con superficie topografica orizzontale validi per il territorio interessato dal progetto.

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,019	g
Fo:	2,610	
Tc*:	0,273	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,024	g
Fo:	2,670	
Tc*:	0,296	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,050	g
Fo:	2,880	
Tc*:	0,340	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,060	g
Fo:	2,980	
Tc*:	0,372	[s]

6.2 Risposta sismica locale

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale (RSL) si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 delle NTC 2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle NTC 2018, si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità Vs per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo*, di cui al § 6.2.2 delle NTC.

Le norme di riferimento (NTC 2018) definiscono la risposta sismica locale (S) di un sito attraverso la stima di due parametri:

- Categoria di Sottosuolo;
- Condizione Topografica.

6.2.1 Categorie di suolo di fondazione

Il sottosuolo nelle NTC 2018 è suddiviso in cinque classi di riferimento, in funzione della natura e di specifici parametri di comportamento meccanico dei terreni. I diversi tipi di sottosuolo inducono modifiche sul segnale sismico con variazioni dell'accelerazione di picco e del contenuto in frequenza.

Le categorie di sottosuolo per le aree di interesse sono state desunte con specifiche prove MASW. Le analisi condotte rispettivamente sulle aree di sedime dell'impianto agro-fotovoltaico (da "Area 1") e per la Cabina Utente ("Area 6"), hanno indicato un valore di V_{seq} (NTC 2018) compreso tra **426.10 – 506.94 m/s**.

Tabella 6.2 - Risultati analisi geofisica campagna d'indagini anno 2021

N. indagine	Categoria sismica	V_{seq} (NTC 2018)
MASW 1	B	426.10
MASW 2	B	506.94

Tali caratteristiche permettono di classificare i siti (NTC 2018) secondo la seguente tabella:

Tabella 6.3 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II NTC 2018)

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 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.
C	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.
D	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.
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 la determinazione dei parametri sismici si è considerata la categoria di sottosuolo indicata con B (Vd. Relazione Geofisica in allegato) e solo qualora si dovesse optare per fondazioni di tipo superficiale.

Per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico SS , il coefficiente topografico ST e il coefficiente CC che modifica il valore del periodo T_c .

6.2.2 Amplificazione stratigrafica

Definita la categoria del sottosuolo è possibile calcolare i coefficienti:

- Ss** coefficiente di amplificazione stratigrafica necessario per calcolare l'accelerazione di picco al suolo a_{gs} (o PGA);
- CC** coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo necessario per il calcolo del periodo T_c e quindi la velocità orizzontale massima attesa al suolo V_g (o PGV).

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti SS e CC valgono 1.

Tabella 6.4 - Definizione dei parametri sismici SS e CC in accordo alla Tabella 3.2.IV, NTC 2018

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per le categorie di sottosuolo **B, C, D** ed **E** i coefficienti SS e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

6.2.3 Amplificazione topografica

La classificazione del territorio in categorie avviene semplificando le caratteristiche della superficie topografica (pendenza media e morfologia) e considerando l'ubicazione del sito (base, sommità, ecc), rispetto a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali (creste o dorsali allungate), con altezze maggiori di 30 metri.

Le NTC 2018 assegnano a ciascuna Categoria Topografica un Coefficiente di amplificazione topografica (ST). Questo coefficiente, insieme al coefficiente di amplificazione stratigrafica (SS) precedentemente descritto, è necessario per il calcolo del valore di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo (PGA).

La superficie topografica da considerare varierà in funzione del settore preso in considerazione sulla base della tabella di riferimento seguente.

Tabella 6.5 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST (Tab. 3.2.V delle NTC 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Sulla base della cartografia delle pendenze, tutti i siti indagati ricadono in una classe di pendenza non superiore a 14° ; si considereranno quindi tutti i settori in categoria T1.

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T e il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S sono necessari per il calcolo del valore di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo (PGA). La stima dell'accelerazione di picco in superficie a_{gs} (PGA) per il sito in esame si ottiene dal prodotto tra il fattore di risposta sismica locale (S) e l'accelerazione orizzontale massima attesa al suolo rigido a_g :

$$A_{gs} = a_g * S$$

Il coefficiente S , che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche è calcolato mediante la relazione:

$$S = S_s * S_t$$

in cui S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T è il coefficiente di amplificazione topografica. Nella tabella che segue sono riportati i valori di accelerazione orizzontale massima attesi al suolo a_{gs}

Per "l'area 1" **Impianto agro-fotovoltaico** e "area 6" **cabina utenza** ricadenti in categoria **di sottosuolo B**:

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii e fondazioni

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,430
St:	1,000
Kh:	0,004
Kv:	0,002
Amax:	0,219
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,200
Cc:	1,400
St:	1,000
Kh:	0,006
Kv:	0,003
Amax:	0,277
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,200
Cc:	1,360
St:	1,000
Kh:	0,012
Kv:	0,006
Amax:	0,588
Beta:	0,200

SLC:

Ss: 1,200

Cc: 1,340

St: 1,000

Kh: 0,014

Kv: 0,007

Amax: 0,710

Beta: 0,200

7 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

Per l'impianto agro-fotovoltaico, Attraversamento in TOC del Rio D'Ottava e suo affluente, attraversamento in TOC della SS 131 in n. 1 strato:

- **il substrato calcareo bioclastico** individuato ad una profondità minima di circa 0,20 m dal p.c., è rappresentato, superiormente da calcari giallo beige e nel complesso risulta tenace. L'indice di fratturazione (RQD) risulta generalmente elevato soprattutto nei primi metri di spessore di testa.

I Depositi terrigeni di copertura, rappresentati da una copertura pedogenetica passante con continuità ad un deposito continentale argillo sabbioso brunastro (coltri eluviali) con spessore alquanto contenuto, geotecnicamente irrilevanti in quanto tutte le opere edili previste fonderanno direttamente sia sul substrato che su un riporto (realizzato sempre sul substrato); per quanto riguarda le strutture di fondazione delle pensiline queste verranno fondate all'interno del substrato calcareo, valuterà il progettista la profondità d'infissione degli ancoraggi. Tali depositi verranno quindi sempre asportati.

per la Cabina utente, in n. 1 strato:

- **il substrato calcarenitico o più propriamente arenaceo**, individuato ad una profondità minima di circa 0,40 m dal p.c., è rappresentato superiormente da calcari giallo beige, nel complesso tenero. L'indice di fratturazione (RQD) risulta molto elevato in testa.

I Depositi terrigeni di copertura, rappresentati da una copertura pedogenetica passante con continuità ad un deposito continentale argillo sabbioso brunastro (coltri eluviali) con spessore alquanto contenuto, geotecnicamente irrilevanti in quanto tutte le opere edili previste fonderanno direttamente sul substrato; tali depositi verranno quindi sempre asportati.

Di seguito si fornisce il modello geologico di dettaglio per ogni settore indagato.

Settore "Area 1";

Il modello geologico definito per l'area è del tipo a "n. 1 strato" di seguito schematizzato:

- **strato C1:** substrato calcareo bioclastico fratturato (RESa):

Tabella 7.1 - Area N. 1 - substrato calcareo bioclastico fratturato (rif. Pozzetti geognostici)

Parametro	Valore	Unità di misura
C^{**}	0-1	kg/cm ²
φ^{**}	38-43	°
Υ^{nat}**	24-25	t/m ³
RQD	40 - 60	%
E[*]	300 - 700	kg/cm ²
v[*]	0,20	-

* valore bibliografico

** Valori ottenuti in analogia con i risultati ottenuti con altre indagini sulla stessa tipologia di "terreno"; il valore di C' e φ per una roccia sono generalmente elevati, nelle verifiche geotecniche si valuterà l'utilizzo di tali parametri tenendo in considerazione il grado di fratturazione dell'ammasso e di riempimento delle stesse fratture di prodotti argillosi.

Settore “Area 6” e area cabina utente:

Il modello geologico definito per l'area è del tipo a “**uno strato**” di seguito schematizzato:

- **Strato C2:** substrato calcarenitico/arenaceo (RESb);

Tabella 7.2 - Area cabina utente: substrato calcarenitico/arenaceo (indagine sismica MASW e rilievo geologico di superficie)

Parametro	Valore	Unità di misura
C**	0 – 0,5	kg/cm ²
φ**	36 - 40	°
Υ_{nat}	24 – 25	t/m ³
RQD	30 -40	%
E*	300-500	kg/cm ²
v*	0,20	-

* valore bibliografico; il valore di C' e φ per una roccia sono generalmente elevati, nelle verifiche geotecniche si valuterà l'utilizzo di tali parametri tenendo in considerazione il grado di fratturazione dell'ammasso e di riempimento delle stesse fratture di prodotti argillosi.

Con:

φ: angolo di attrito interno del terreno;

C: coesione;

Υ_n: Peso di volume naturale;

Υ_s: Peso di volume secco;

σ: carico di rottura;

RQD: indice di fratturazione;

E: modulo elastico;

v: coefficiente di Poisson.

8 Calcolo della capacità portante limite

8.1 Formule per il calcolo del carico limite

Per fondazione s'intende una struttura adatta a trasmettere il peso del fabbricato e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi non devono superare la massima resistenza al taglio mobilabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla struttura. Il valore della resistenza al taglio massima mobilabile viene definita capacità portante limite del terreno di fondazione.

Il carico limite viene calcolato in funzione delle caratteristiche fisico-meccaniche e del tipo di fondazione scelto. Il carico limite può essere calcolato con le seguenti formule:

Formula di Terzaghi:

$$q_{ult} = c' N_c' s_c + g' D' N_q + 0.5' g' B' N_g' s_g$$

dove:

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

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

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

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

Formula Meyerhof:

Carico verticale:

$$q_{ult} = c' N_c' s_c' d_c + g' D' N_q' s_q' d_q + 0.5' g' B' N_g' s_g' d_g$$

Carico inclinato:

$$q_{ult} = c' N_c' i_c' d_c + g' D' N_q' i_q' d_q + 0.5' g' B' N_g' i_g' d_g$$

Dove:

fattori adimensionali di capacità portante:

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

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

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

fattore di forma:

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

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

fattore di profondità:

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

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

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

inclinazione:

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

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

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

con:

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

$q =$ Inclinazione della risultante sulla verticale.

$C' =$ coesione del terreno;

$B' =$ larghezza della fondazione;

$D' =$ profondità di posa;

Formula di Hansen (1970):

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di bi che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore gi 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:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 k$$

$$d_c = 1 + 0.4 k$$

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

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

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

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

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):

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

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

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

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

I metodi proposti vengono normalmente utilizzati per il calcolo **della Qlim su terreni**. Le fondazioni impostate su **formazioni rocciose lapidee o semilapidee** sono generalmente più sicure a parità di condizioni di quelle sui terreni, data la grande resistenza alla compressione di molte formazioni rocciose (se si esclude la possibilità della presenza di depositi argillosi o di vuoti franchi che ridurrebbero drasticamente la portanza del terreno di fondazione), **naturalmente in correlazione con il grado di fratturazione**. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in **qualche modo al valore del coefficiente RQD**.

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:

$$N_q = Tg^6 (45 + \phi/2);$$

$$N_c = 5 \times Tg^4 (45 + \phi/2);$$

$$N_\gamma = N_q + 1.$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi; il valore della Q_{lim} ottenuto va poi ridotto in base al valore del parametro RQD (indice di fratturazione). Il metodo di **Stagg e Zienkiewicz** non tiene conto dei fattori di approfondimento della fondazione.

Il valore della Q_{lim} verrà determinato secondo le **Norme Tecniche per le Costruzioni 2018** *Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018*, in cui viene adottato l'approccio agli stati limite ultimo e di servizio unitamente all'impiego di coefficienti di sicurezza parziali. Le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE), devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti:

- 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:

$$E_d < C_d$$

con:

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).

- 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.

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.I delle NTC e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3**.

Tabella 8.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I delle NTC)

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	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

8.2 Parametri sismici area impianto agro-fotovoltaico

L'indagine geognostica effettuata ha individuato la presenza di un terreno di copertura di spessore variabile compreso tra 0,20 e 0,80 m, con valore medio di 0,40 m. I calcoli che seguono prendono in considerazione la condizione che contempla lo scavo per l'incasso della fondazione nel substrato calcareo. La copertura pedogenetica/eluviale verrà sempre asportata e il terreno di fondazione risulterà quindi lo strato C1.

SISMA

```
=====
Accelerazione massima (amax/g)                0.072
Effetto sismico secondo                        Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale              0.0144
=====
```

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:      B
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.	0.294	0.2	0.006	0.003

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.D.	0.3648	0.2	0.0074	0.0037
S.L.V.	0.7056	0.2	0.0144	0.0072
S.L.C.	0.8352	0.2	0.017	0.0085

8.3 Verifica della capacità portante limite

8.3.1 Edificio ricovero mezzi agricoli

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato "edificio ricovero mezzi agricoli" di un unico corpo di fabbrica di n. 1 piano fuori terra con **fondazione di tipo nastriforme** di larghezza B = 0.80 m incastrata alla profondità minima D= 0.50 m.

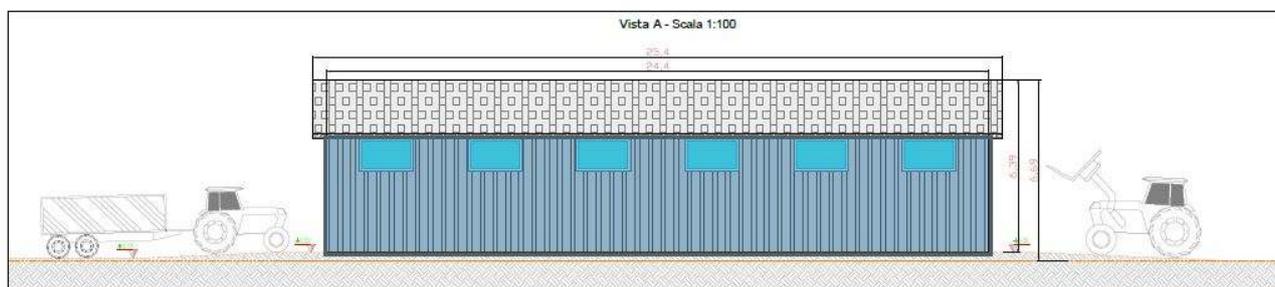


Figura 8.1 – Vista edificio ricovero mezzi agricoli

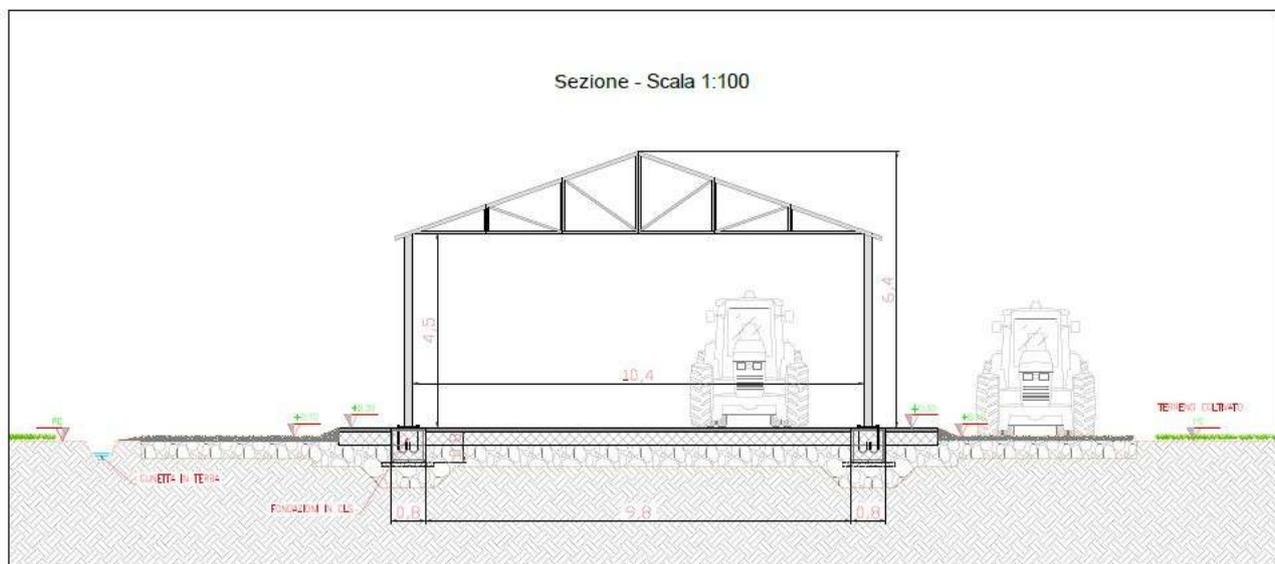


Figura 8.2 - Sezione edificio ricovero mezzi agricoli

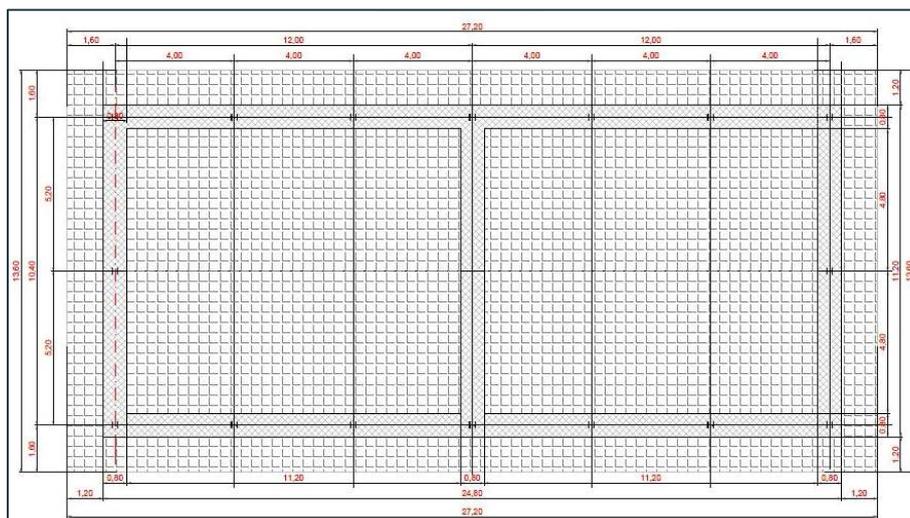


Figura 8.3 - pianta fondazioni edificio ricovero mezzi agricoli

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.8 m
Lunghezza fondazione	4.8 m
Profondità piano di posa	0.5 m
Altezza di incastro	0.5 m

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg-m]	My [Kg-m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.00	-	-	-	-	-	Progetto
2	S.L.E.	1.00	-	-	-	-	-	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	2.3	1

A1+M1+R3

Autore: Zienkiewicz

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	38.0 °
Coesione	0.4 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	74.29
Fattore [Nc]	88.36
Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

Carico limite	6.93 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.01 Kg/cm²

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

SISMA

Autore: Zienkiewicz

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	38.0 °
Coesione	0.4 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	74.29
Fattore [Nc]	88.36
Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

Carico limite	6.75 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.94 Kg/cm²

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

8.3.2 Edificio cabina di raccolta 36 kV

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato "cabina di raccolta 36 kV" di un unico corpo di fabbrica, di n. 1 piano fuori terra con fondazione di tipo platea delle dimensioni 6.90 x 2.70 m, incastrata alla profondità minima D= 0.20 m (previa schiarificazione della coltre vegetale).

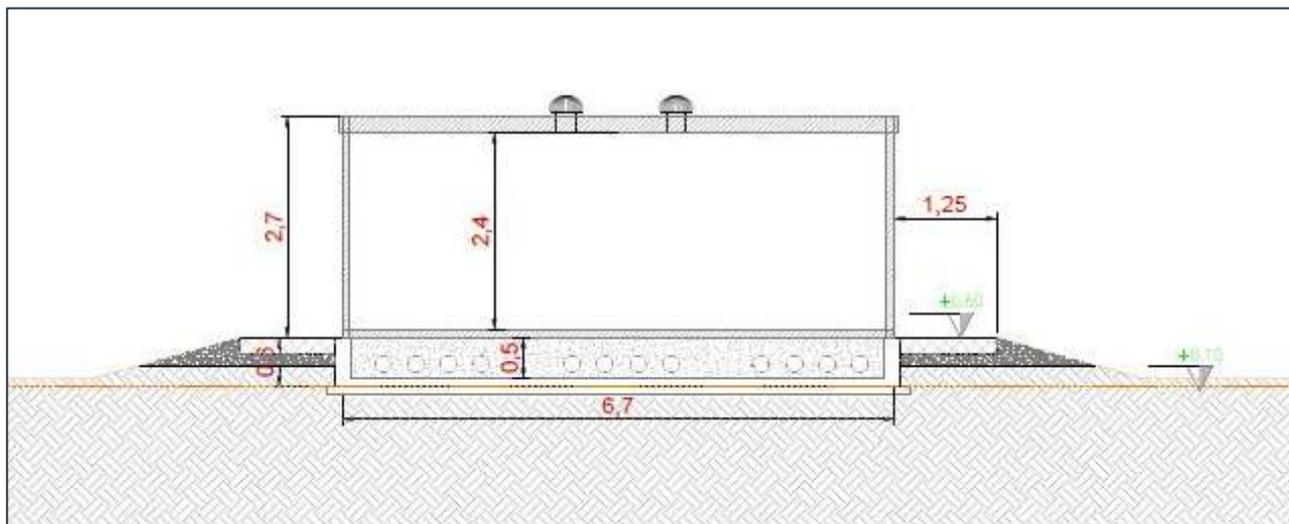


Figura 8.4 - sezione cabina di raccolta 36 kV

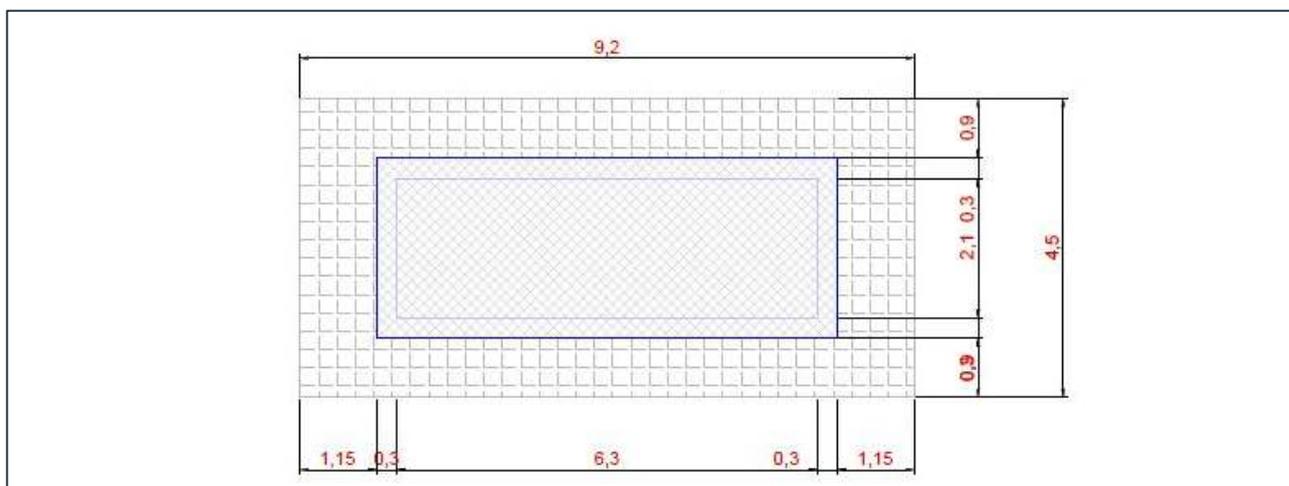


Figura 8.5 - Pianta cabina di raccolta 36 kV

DATI GENERALI

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	2.7 m
Lunghezza fondazione	6.9 m
Profondità piano di posa	0.2 m
Altezza di incastro	0.2 m
=====	

A1+M1+R3

Autore: Zienkiewicz

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	38.0 °
Coesione	0.4 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	74.29
Fattore [Nc]	88.36
Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

=====

Carico limite	9.68 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.21 Kg/cm²

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

=====

SISMA

Autore: Zienkiewicz

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	38.0 °
Coesione	0.4 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	74.29
Fattore [Nc]	88.36
Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

=====

Carico limite	9.39 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.08 Kg/cm²

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

=====

8.3.3 Edificio cabina servizi ausiliari

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato "cabina servizi ausiliari" di un unico corpo di fabbrica di n. 1 piano fuori terra con fondazione di **tipo platea** delle dimensioni 3.80 x 2.70 m incastrata alla profondità minima D= 0.20 m (previa schiarificazione della coltre vegetale).

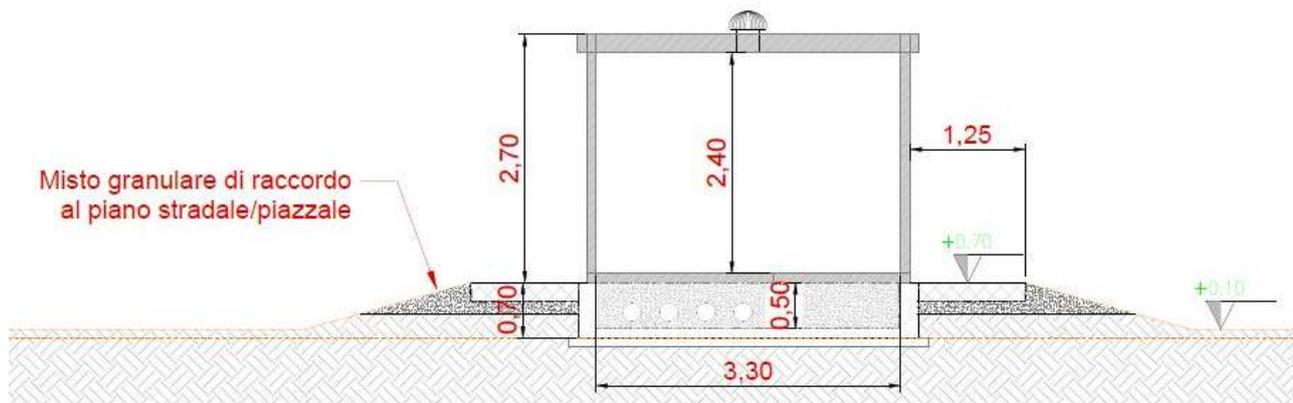


Figura 8.6 - Sezione della cabina servizi ausiliari

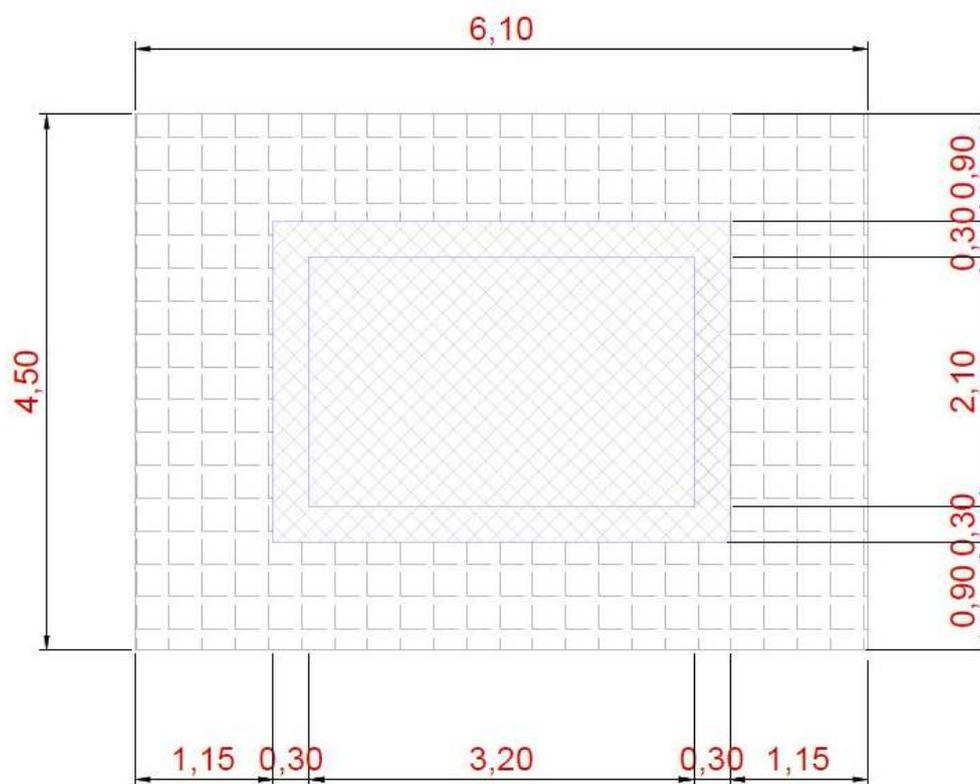


Figura 8.7 - Pianta della cabina servizi ausiliari

DATI GENERALI

=====	
Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	2.7 m
Lunghezza fondazione	3.8 m
Profondità piano di posa	0.2 m
Altezza di incastro	0.2 m
=====	

Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
=====	
Carico limite	9.39 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.08 Kg/cm²
=====	
Condizione di verifica [Ed <= Rd]	Verificata
=====	

8.3.4 Edificio magazzino/sala controllo

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato **“magazzino/sala controllo”** di un unico corpo di fabbrica di n. 1 piano fuori terra con fondazione di **tipo platea con plinti**, in via cautelativa la verifica verrà condotta solo sul plinto delle dimensioni 0.60 x 0.60 e travi di collegamento d'irrigidimento m incastrata alla profondità minima D= 0.50 m (previa schiarificazione della coltre vegetale).

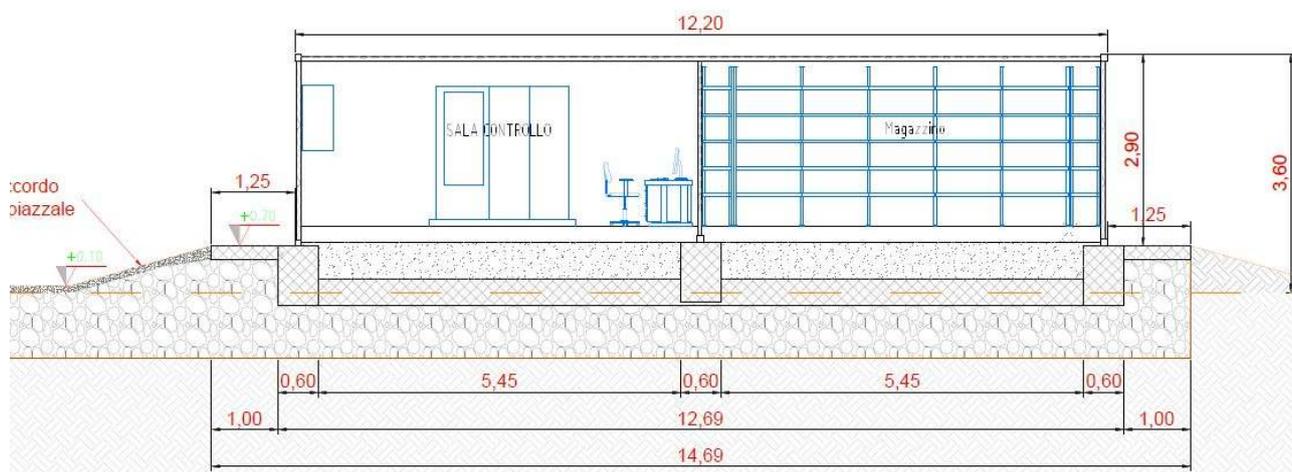


Figura 8.8 - sezione del magazzino/sala controllo

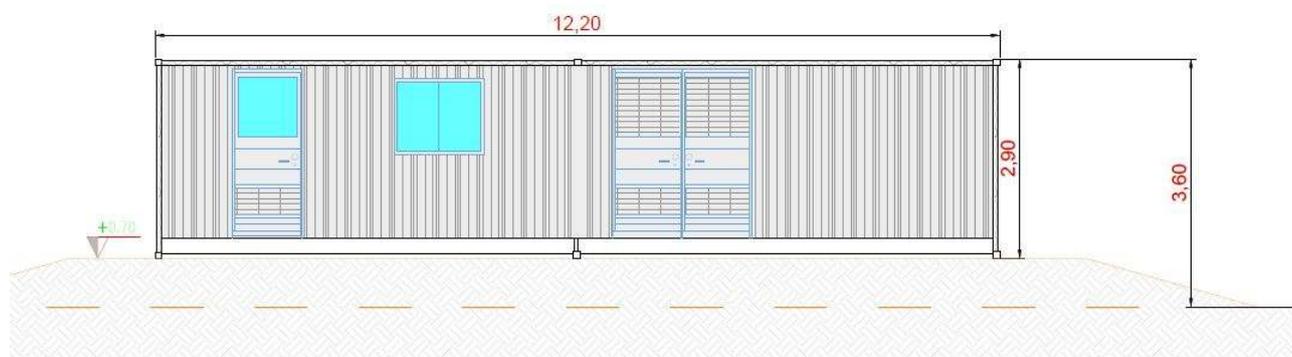


Figura 8.9 - vista del del magazzino/sala di controllo

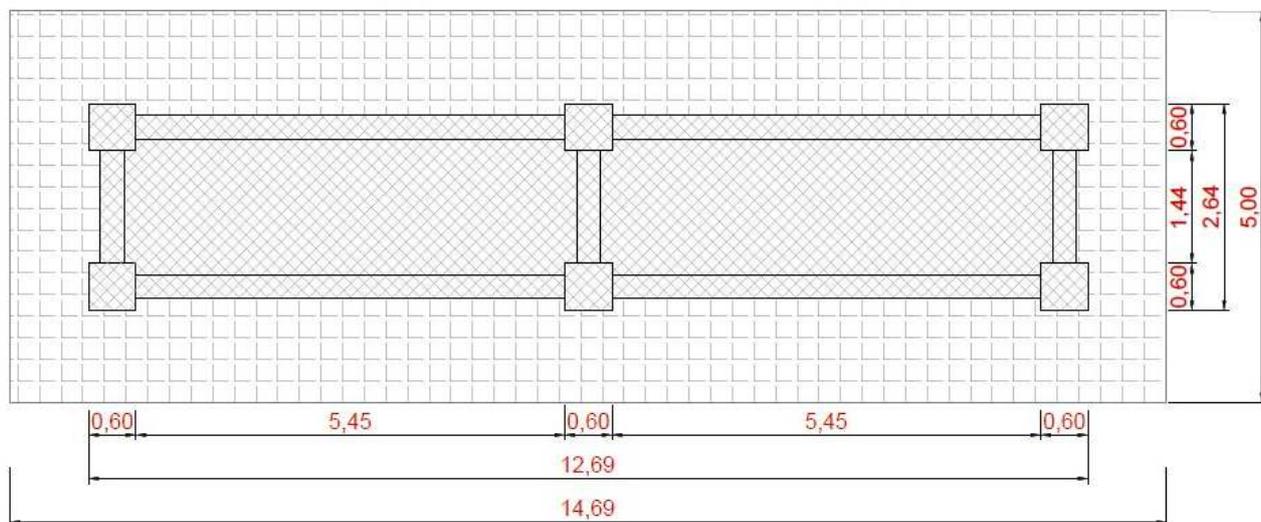


Figura 8.10 - pianta fondazioni del magazzino/sala di controllo

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.6 m
Lunghezza fondazione	0.6 m
Profondità piano di posa	0.5 m
Altezza di incastro	0.5 m

A1+M1+R3

Autore: Zienkiewicz

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	38.0 °
Coesione	0.4 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	74.29
Fattore [Nc]	88.36
Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8

Carico limite	8.17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.55 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata

SISMA

Autore: Zienkiewicz

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	38.0 °
Coesione	0.4 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	74.29
Fattore [Nc]	88.36
Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8

Carico limite	7.97 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3.46 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata

8.3.5 Edificio power station

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato **“power station”** di un unico corpo di fabbrica di n. 1 piano fuori terra con fondazione di tipo platea delle dimensioni 13.19 x 3.50 m incastrata alla profondità minima D= 0.20 m (previa schiarificazione della coltre vegetale).

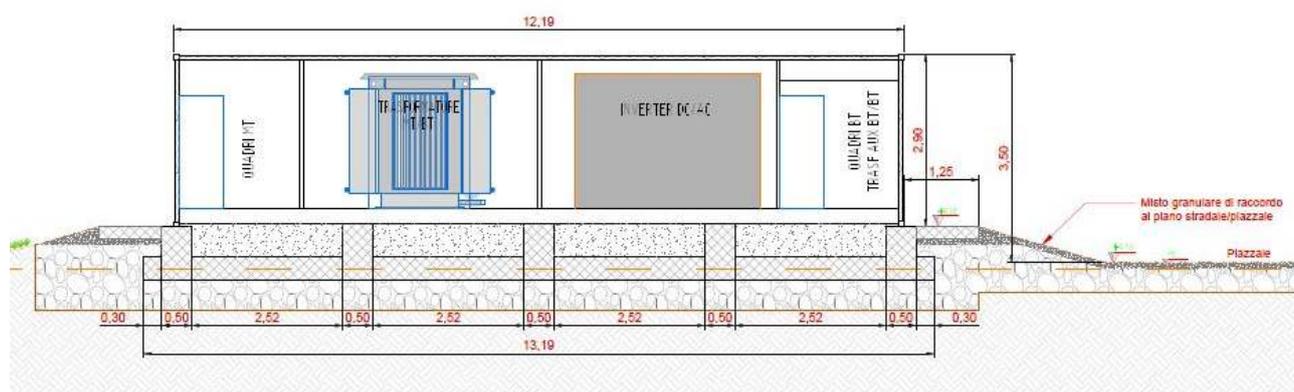


Figura 8.11 - Sezione della power station

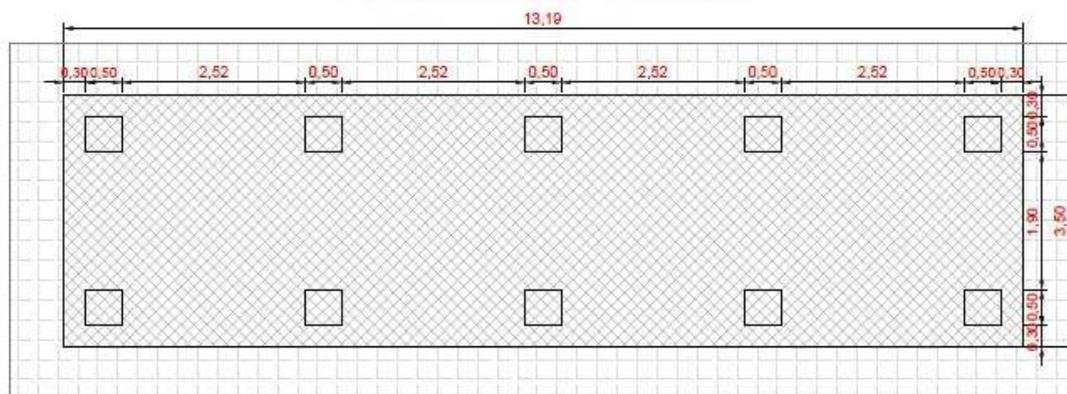


Figura 8.12 - Pianta fondazioni del power station (stralcio tav. 21 "Tipico power station).

Il progetto prevede la realizzazione di un unico corpo di fabbrica di n. 1 piano fuori terra con fondazione di **tipo platea** delle dimensioni 3.50 x 13.19 m con incastro minimo alla profondità $D = 0.20$ m (previa schiarificazione della coltre vegetale).

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3.5 m
Lunghezza fondazione	13.19 m
Profondità piano di posa	0.2 m
Altezza di incastro	0.2 m

A1+M1+R3

Autore: Zienkiewicz

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	38.0 °
Coesione	0.4 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	74.29
Fattore [Nc]	88.36
Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

Carico limite	10.84 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.71 Kg/cm²

Condizione di verifica $[Ed \leq Rd]$ Verificata

SISMA

Autore: Zienkiewicz

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	38.0 °
Coesione	0.4 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	74.29
Fattore [Nc]	88.36
Fattore [Ng]	75.29
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

=====

Carico limite	10.49 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.56 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata

=====

8.3.6 Cabina Utente

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato **“cabina utente”** di un unico corpo di fabbrica di n. 1 piano fuori terra con fondazione di tipo continua delle dimensioni 21.25 x 5.75 m, incastrata alla profondità minima D= 0.40 m sul substrato roccioso. Il terreno di fondazione risulterà quindi lo strato C2.

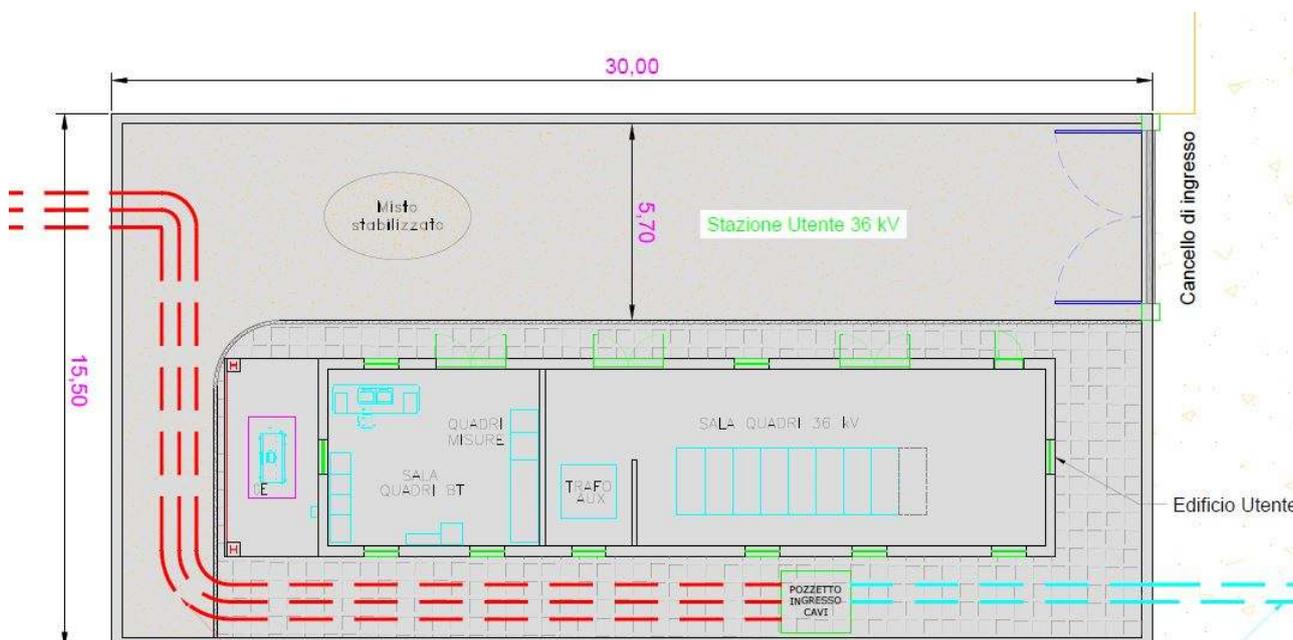


Figura 8.13- Pianta fondazioni della cabina utente.

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.8 m
Lunghezza fondazione	21.25 m
Profondità piano di posa	0.4 m
Altezza di incastro	0.4 m

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.0	-	-	-	-	-	Progetto
2	S.L.E.	1.0	-	-	-	-	-	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	2.3	1

A1+M1+R3

Autore: Zienkiewicz

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	39.0 °
Coesione	0.35 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	84.92
Fattore [Nc]	96.6
Fattore [Ng]	85.92
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

Carico limite	6.87 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.99 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata

SISMA

Autore: Zienkiewicz

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	2400.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	39.0 °
Coesione	0.35 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	84.92
Fattore [Nc]	96.6
Fattore [Ng]	85.92
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0

Carico limite	6.69 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.91 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed <= Rd] Verificata

8.4 Posa dorsali 36 kV

La posa dei cavi interrati a 36 kV è prevista in parte su terreno agricolo e in parte lungo la strada esistente, su area con grado di pericolosità Hg1 (equiparato all'Hg2 per il Comune di Porto Torres) e con un grado di pericolosità Hg2 per il Comune di Sassari, per i quali è previsto uno scavo a sezione obbligata, in roccia, per una profondità di circa 1,2 m dal piano di calpestio, e comunque non superiore a 2 m (si veda la Figura 8.14). Il cavidotto verrà adagiato a fondo scavo, in letto di sabbia, e sarà opportunamente protetto. Il carico netto è alquanto irrisorio, limitato al peso del cavidotto stesso. Anche senza elaborazioni numeriche, si è in grado di asserire che i terreni di fondazione individuati presentano un valore di qlim. di gran lunga superiore alla resistenza di progetto.

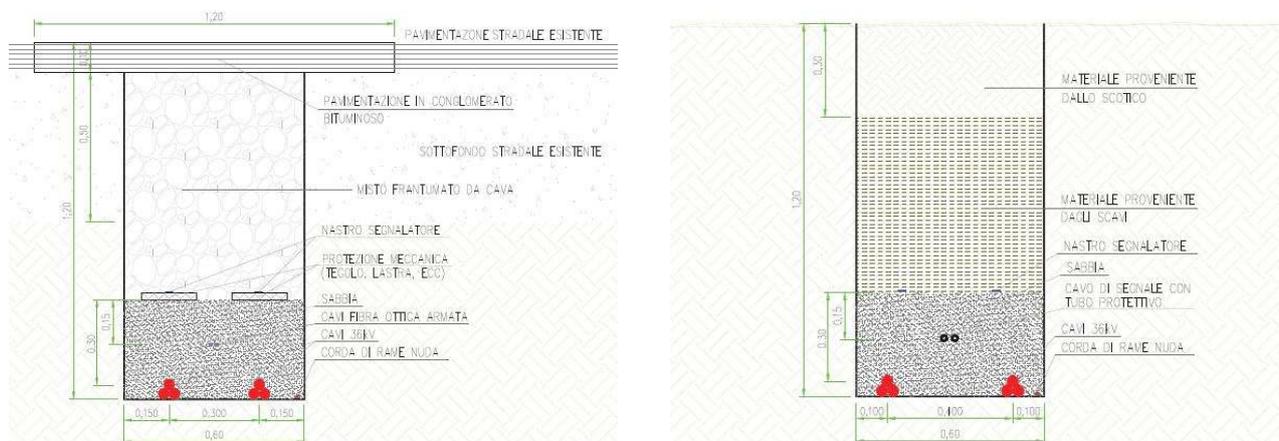


Figura 8.14 – schema di posa su terreno agricolo e su strada sfaltata (sezione tipo 60 cm)

9 Previsione dei cedimenti

9.1 Formula per il calcolo dei cedimenti

Anche se la pressione esercitata sul terreno di fondazione non supera il valore calcolato si possono, in alcuni casi, manifestare delle deformazioni del terreno non tollerabili dall'opera. Poiché le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale.

I procedimenti più utilizzati per il calcolo dei cedimenti nella pratica progettuale sono quelli che si avvalgono della teoria della elasticità. Secondo la teoria di Skempton, per terreni **omogenei**, può essere utilizzata la seguente formula:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e m Parametri elastici del terreno.

I_j Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson m , profondità del piano di posa D ;

9.2 Verifica dei cedimenti

9.2.1 Edificio "Deposito ricovero mezzi agricoli" Area 1

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.0 Kg/cm ²
Spessore strato	10.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	300.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.2

Coefficiente di influenza I_1	0.15
Coefficiente di influenza I_2	0.13
Coefficiente di influenza I_s	0.25

Cedimento al centro della fondazione **0.95 mm**

Coefficiente di influenza I_1	0.05
Coefficiente di influenza I_2	0.1
Coefficiente di influenza I_s	0.13
Cedimento al bordo	0.24 mm

Il valore del cedimento assoluto può ritenersi trascurabile.

9.2.2 Edificio “Cabina servizi ausiliari” Area 1

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0.8 Kg/cm ²
Spessore strato	10.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	300.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.2
Coefficiente di influenza I1	0.0
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.03
Cedimento al centro della fondazione	0.29 mm
Coefficiente di influenza I1	0.0
Coefficiente di influenza I2	0.02
Coefficiente di influenza Is	0.01
Cedimento al bordo	0.07 mm

Il valore del cedimento assoluto può ritenersi trascurabile.

9.2.3 Edificio “Cabina di raccolta 36 kV” Area 1

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0.8 Kg/cm ²
Spessore strato	10.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	300.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.2
Coefficiente di influenza I1	0.0
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.03
Cedimento al centro della fondazione	0.3 mm
Coefficiente di influenza I1	0.0
Coefficiente di influenza I2	0.02
Coefficiente di influenza Is	0.01
Cedimento al bordo	0.07 mm

Il valore del cedimento assoluto può ritenersi trascurabile.

9.2.4 Edificio “Power Station” Area 1

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.0 Kg/cm ²
-------------------------------	------------------------

Spessore strato	10.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	300.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.2
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.0
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.02
=====	
Cedimento al centro della fondazione	0.39 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.0
Coefficiente di influenza I2	0.01
Coefficiente di influenza Is	0.01
Cedimento al bordo	0.1 mm
=====	

Il valore del cedimento assoluto può ritenersi trascurabile.

9.2.5 Edificio "Magazzino/Sala di controllo" Area 1

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	1.5 Kg/cm ²
Spessore strato	10.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	300.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.2
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.25
Coefficiente di influenza I2	0.07
Coefficiente di influenza Is	0.3
=====	
Cedimento al centro della fondazione	1.06 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.11
Coefficiente di influenza I2	0.08
Coefficiente di influenza Is	0.17
Cedimento al bordo	0.31 mm
=====	

Il valore del cedimento assoluto può ritenersi trascurabile.

9.2.6 Edificio "Cabina Utente" Area 6

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	2.0 Kg/cm ²
Spessore strato	10.0 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	300.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.2
=====	

Coefficiente di influenza I1	0.11
Coefficiente di influenza I2	0.12
Coefficiente di influenza Is	0.2
=====	
Cedimento al centro della fondazione	1.72 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.04
Coefficiente di influenza I2	0.09
Coefficiente di influenza Is	0.1
Cedimento al bordo	0.43 mm
=====	

Il valore del cedimento assoluto può ritenersi trascurabile.

Sassari, Agosto 2022

Il Professionista
(Dott. Geol. Domenico Praticò)