

**Wood Solare Italia S.r.l.**

**Impianto agro-fotovoltaico da 55.202 MWp  
(40.000 MW in immissione) e relative opere di connessione**

Comune di Latiano (BR)

Progetto Definitivo Impianto agro-fotovoltaico  
Allegato G - Relazione Geotecnica

Rev. 1  
Maggio 2021

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....</b>	<b>3</b>
<b>3. CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
<b>4. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....</b>	<b>7</b>
<b>5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>10</b>
5.1 Classificazione della categoria del suolo di fondazione.....	11
<b>6. MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI.....</b>	<b>13</b>
<b>7. VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>18</b>
7.1 STRUTTURA (1): Pali fondazione trackers .....	18
7.2 STRUTTURA (2): Platea fondazione cabine .....	27
7.3 STRUTTURA (3): Edificio ricovero mezzi.....	30

**Questo documento è di proprietà di Amec Foster Wheeler Italiana 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 Amec Foster Wheeler Italiana S.r.l.**

## 1. INTRODUZIONE

Su incarico della Wood Solare Italia S.r.l., lo scrivente ingegnere Daniele CAVALLO, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Brindisi al n. 1220, ha redatto la presente relazione geotecnica relativa ad un progetto per realizzazione di un *Impianto agro-fotovoltaico da 55.202 MWp (40.000 MW in immissione) e relative opere di connessione*, ubicato all'interno del Comune di Latiano (BR).

Con l'aggiornamento del Testo unico "Norme Tecniche per le costruzioni" D.M. 17/01/2018, si definiscono le procedure per eseguire una modellazione geologica e geotecnica del sito interessato da opere interagenti con i terreni e rocce.

In ottemperanza alle prescrizioni del suddetto decreto, sono state svolte delle indagini per la caratterizzazione dell'area in oggetto, per la definizione del modello geologico del terreno e per la definizione delle caratteristiche geotecniche dello stesso.

Il modello geologico è stato elaborato dal dott. geol. Walter MICCOLIS, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Puglia con n° 676, sulla scorta di una campagna di indagini che ha ricostruito i caratteri stratigrafici, litologici, idrogeologici e geomorfologici del sito.

La campagna di indagini è stata mirata alla definizione delle successioni stratigrafiche e dei rapporti intercorrenti tra i vari litotipi che direttamente o indirettamente condizionano l'opera in progetto. Le indagini sono state effettuate due campagne:

### **Campagna indagini dicembre 2019**

- Esecuzione di n. 8 Prove Penetrometriche Dinamiche (DPSH), al fine di avere informazioni circa le caratteristiche di resistenza dei litotipi indagati.
- Esecuzione di n. 6 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la Vs, eq e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).
- Esecuzione di N. 8 stendimenti sismici a rifrazione con restituzione tomografica.

### **Campagna indagini maggio 2021**

- Esecuzione di n. 3 Prove Penetrometriche Dinamiche (DPM), al fine di avere informazioni circa le caratteristiche di resistenza dei litotipi indagati.
- Esecuzione di n. 3 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la Vs, eq e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).
- Esecuzione di N. 1 stendimenti sismici a rifrazione.

Per la descrizione dettagliata delle indagini eseguite si rimanda al "*Report sulle indagini in sito*" in Allegato 1a e 1b alla Relazione Geologica (Allegato F alla Relazione Tecnica del Progetto Definitivo).

## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento da realizzare ricade interamente in agro di Latiano (BR); esso è ubicato su quattro lotti differenti - denominati Area 1, Area 2 ed Area 3 - le cui coordinate geografiche (WGS84) sono:

Area 1:	40°35'53.71"Lat. Nord; 17°41'34.09"Long. Est
Area 2:	40°34'55.89"Lat. Nord; 17°41'46.90"Long. Est
Area 3:	40°34'23."Lat. Nord; 17°44'27.12" Long. Est

Per quanto concerne le quote topografiche, l'Area 1 si attesta ad una quota di circa 116 m sl.m., l'Area 2 ad una quota di circa 110 m slm, l'Area 3 ad una quota di circa 86 m sl.m..



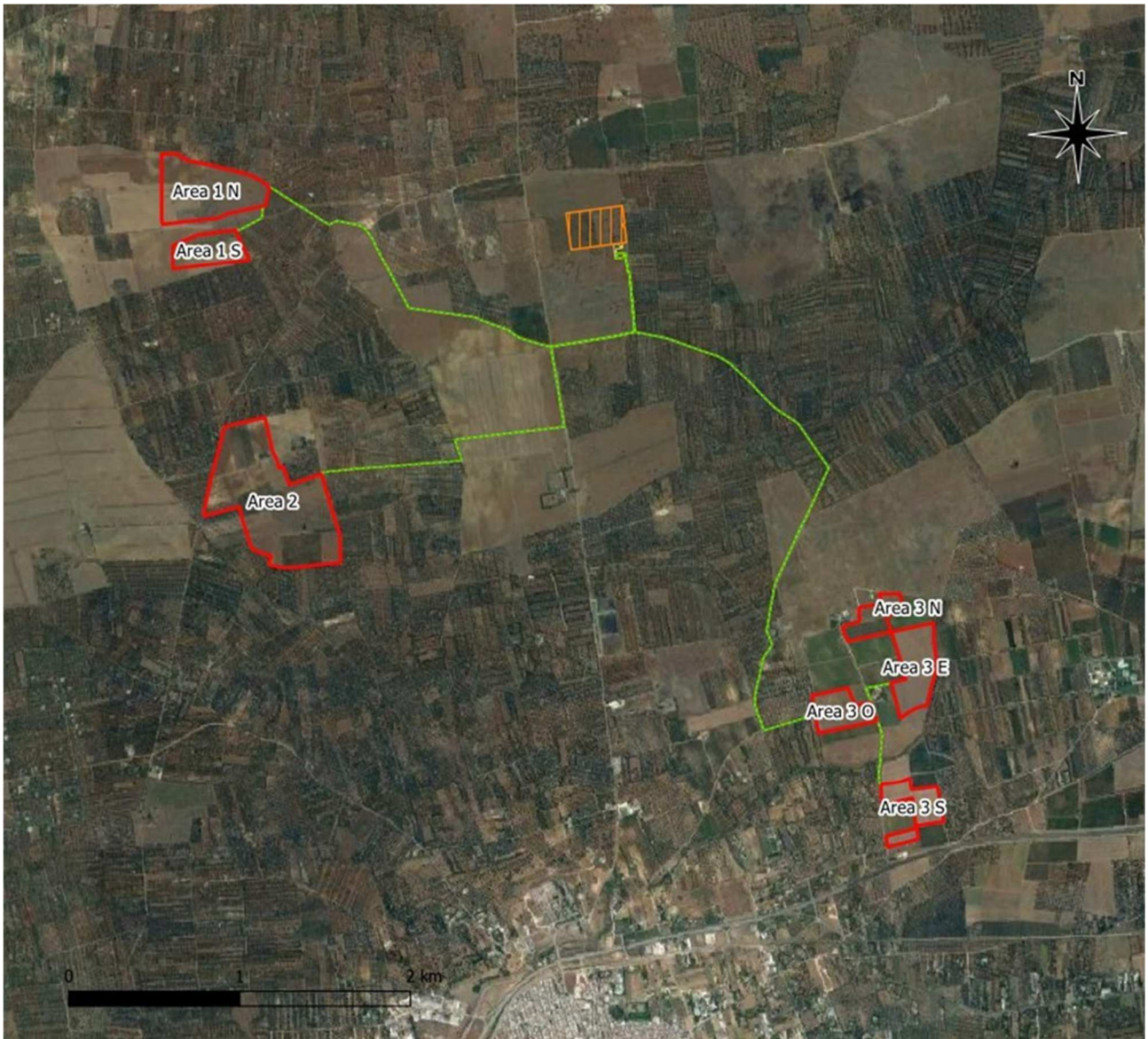


Figura 1: Ubicazione aree di impianto su ortofoto (Fonte: Goolge Earth)

### 3. CONTESTO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

La geologia del territorio di Latiano è caratterizzata da un potente basamento carbonatico riferibile al "Calcare di Altamura", sovrastato, in trasgressione, dai termini basali della sequenza sedimentaria marina della "Fossa Bradanica" (Calcareniti di Gravina e Argille subappennine) su cui, durante le fasi di ritiro del mare presso le attuali linee di costa, si sono accumulati, ai vari livelli, depositi terrazzati marini e/o, depositi continentali.

Il contesto geologico di riferimento è visibile dalla carta geolitologica delle Murge e del Salento.

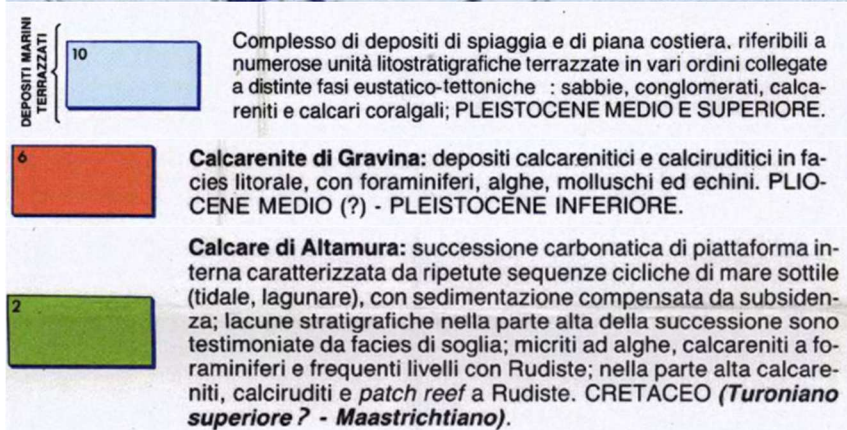
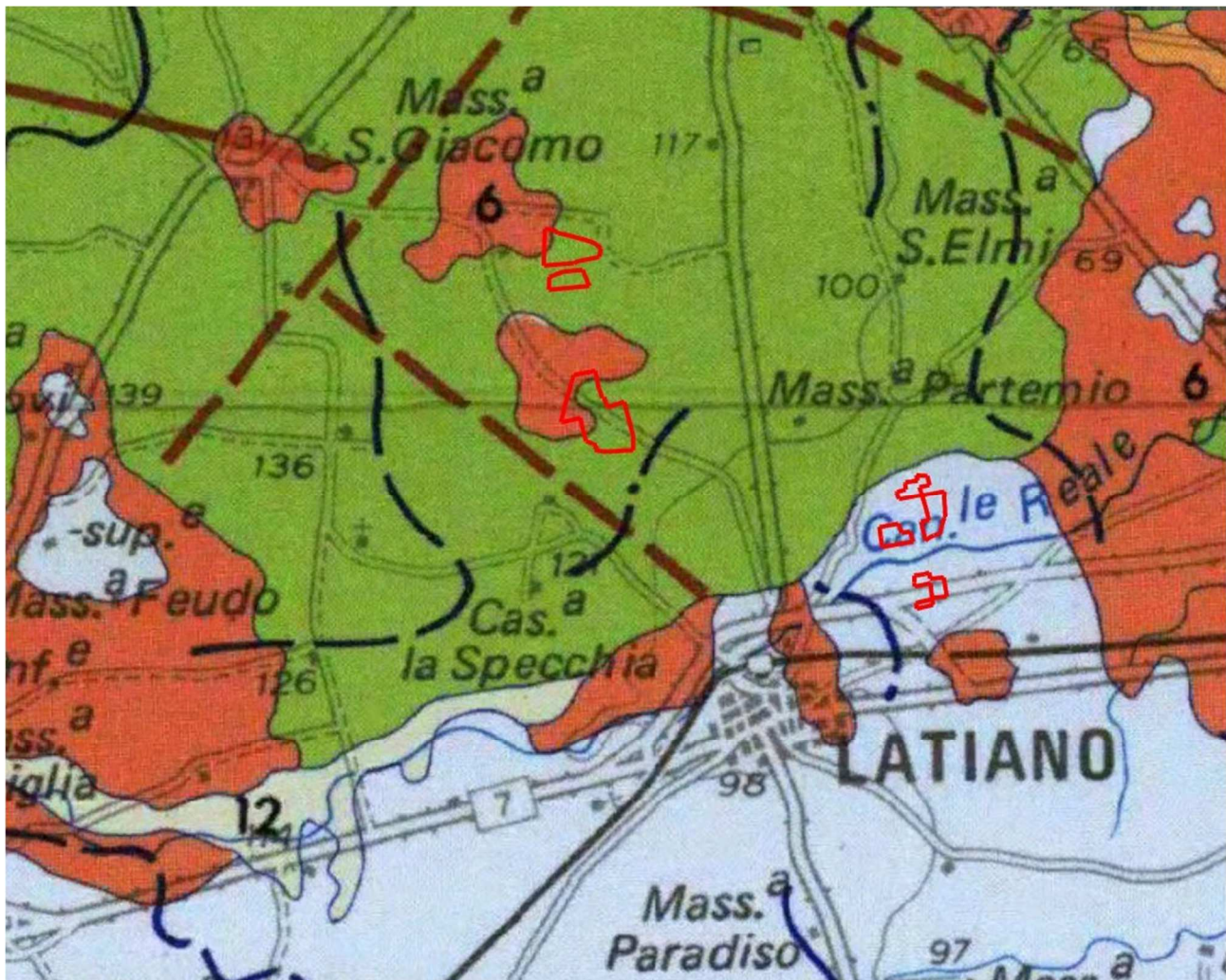


Figura 2: Stralcio Carta Geolitologica delle Murge e del Salento (Ciaranfi, Pieri, Ricchetti)



La stratigrafia della zona di studio, dalla più antica alla più recente, è rappresentata da:

## **DEPOSITI MARINI**

- "Calcarea di Altamura" (Cretaceo sup.)
- "Calcarene di Gravina" (Pliocene sup. - Pleistocene inf.)
- "Argille subappennine" (Pleistocene inf.)
- "Depositi Marini Terrazzati" - DMT (Pleistocene medio - sup.)

## **DEPOSITI CONTINENTALI**

- "Depositi recenti e attuali" - (Olocene)

Nell'area di interesse esiste un acquifero profondo sede della cosiddetta falda di base o profonda, confinato superiormente dalle argille subappennine, ed un acquifero superficiale (confinato inferiormente dalle stesse argille) costituito dalla unità calcarenitica superiore interessato dalla presenza di acque dolci.

Tutto questo settore è caratterizzato dalla presenza di acque sotterranee circolanti nelle rocce carbonatiche basali (falda profonda) alimentate dall'acquifero Murgiano; esse drenano naturalmente verso il mare ma, a seconda delle barriere idrogeologiche presenti, vengono a giorno in forma concentrata o diffusa (sorgenti subcostiere, costiere, subaeree e sottomarine) oppure alimentano in parte l'acquifero superficiale, rappresentato per lo più dai depositi marini terrazzati (falda superficiale).

In corrispondenza del settore in cui ricade l'area di intervento tale acquifero ha una potenza estremamente variabile, pari mediamente a 4 - 5 metri e contiene una falda freatica che interessa la parte inferiore delle calcareniti sabbiose affioranti ed i primi decimetri della sottostante successione argillosa, più ricca nella frazione limoso-argillosa e coincidente probabilmente con un fronte di alterazione.

Nell'area strettamente interessata al progetto, le particolari condizioni litostratigrafiche, fa sì che la falda idrica superficiale sia del tutto assente.

## 4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La campagna di indagini geognostiche, pianificata per il presente progetto ha indagato essenzialmente l'area in cui sono previste le principali interazioni fra la struttura ed il terreno. L'ubicazione delle indagini ha tenuto altresì conto dell'eventuale presenza di sotto-servizi. Pertanto le indagini eseguite sono state ubicate laddove si era certi di non interferire con i sotto-servizi presenti nel sottosuolo.

Nello specifico la campagna di indagini è consistita in:

### Campagna indagini dicembre 2019

- Esecuzione di n. 8 Prove Penetrometriche Dinamiche (DPSH), al fine di avere informazioni circa le caratteristiche di resistenza dei litotipi indagati.
- Esecuzione di n. 6 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la Vs, eq e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).
- Esecuzione di N. 8 stendimenti sismici a rifrazione con restituzione tomografica.

### Campagna indagini maggio 2021

- Esecuzione di n. 3 Prove Penetrometriche Dinamiche (DPM), al fine di avere informazioni circa le caratteristiche di resistenza dei litotipi indagati.
- Esecuzione di n. 3 Indagini Sismiche MASW, al fine di definire la Vs, eq e di conseguenza la categoria del suolo di fondazione (NTC18).
- Esecuzione di N. 1 stendimenti sismici a rifrazione.

L'ubicazione, le metodologie di indagine ed i report dettagliati delle prove eseguite sono riportati nel "Report sulle indagini in sito" in Allegato 1a e 1b alla Relazione Geologica

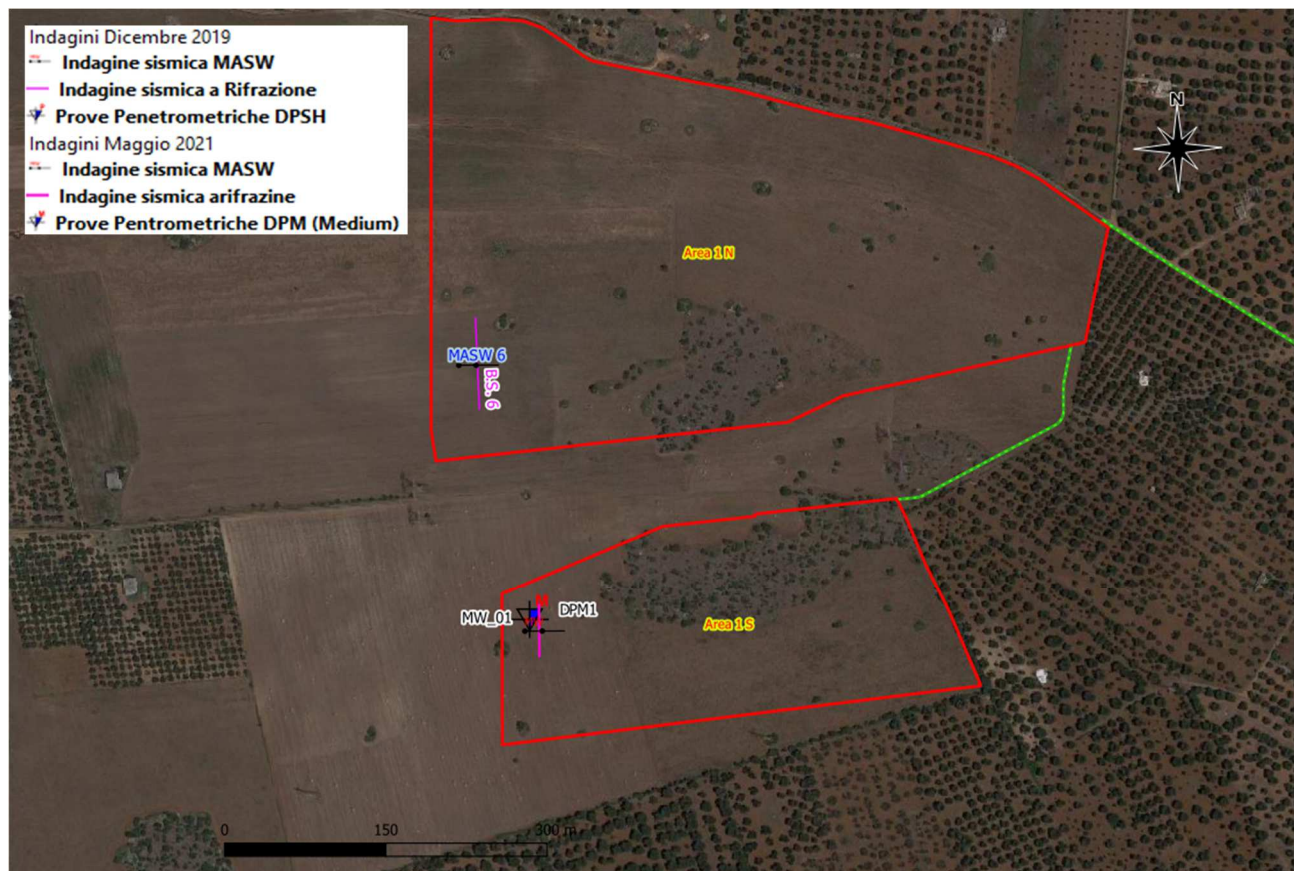


Figura 3: Ubicazione indagini in sito all'interno dell'Area 1N e 1S.



Figura 4: Ubicazione indagini in sito all'interno dell'Area 2.



Figura 5: Ubicazione indagini in sito all'interno dell'Area 3N





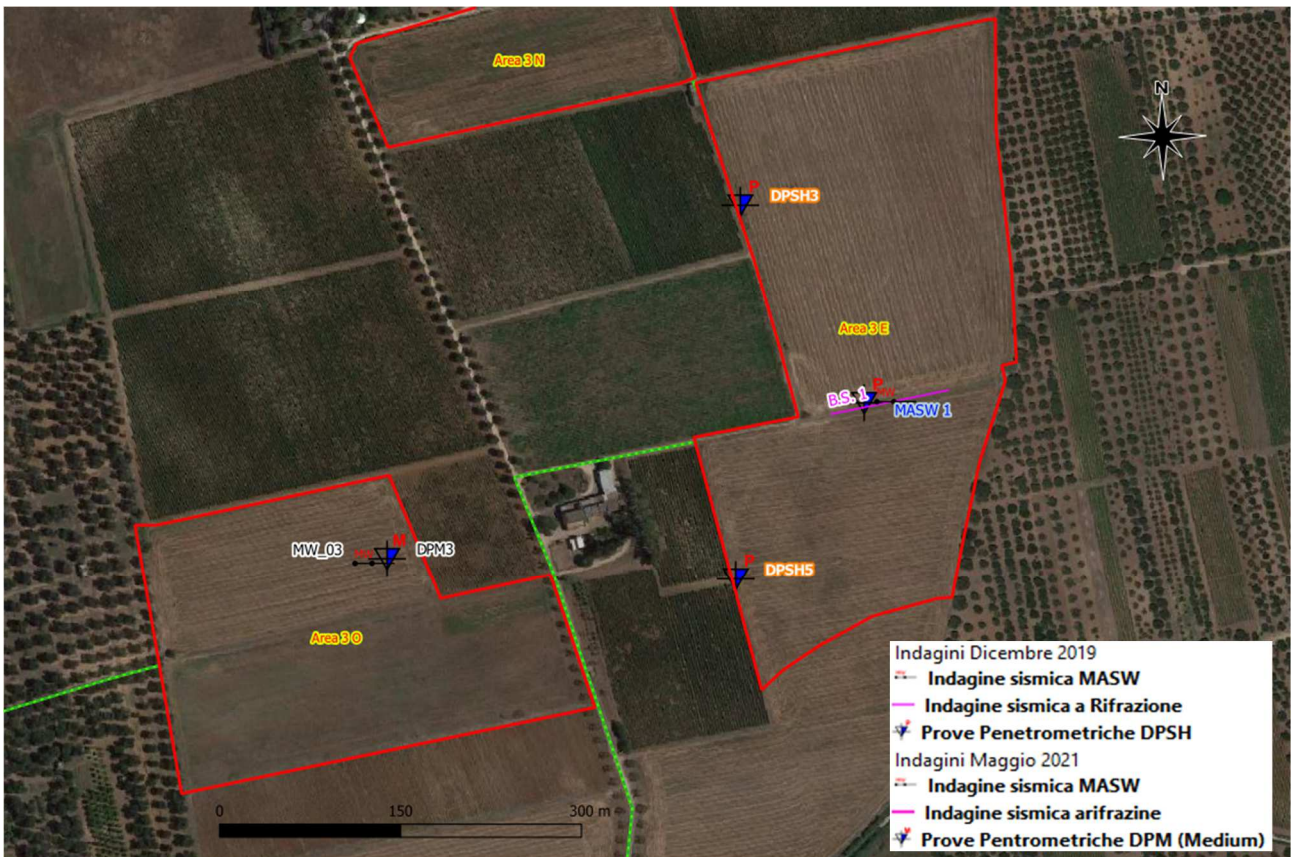


Figura 6: Ubicazione indagini in sito all'interno dell'Area 3E e 3O

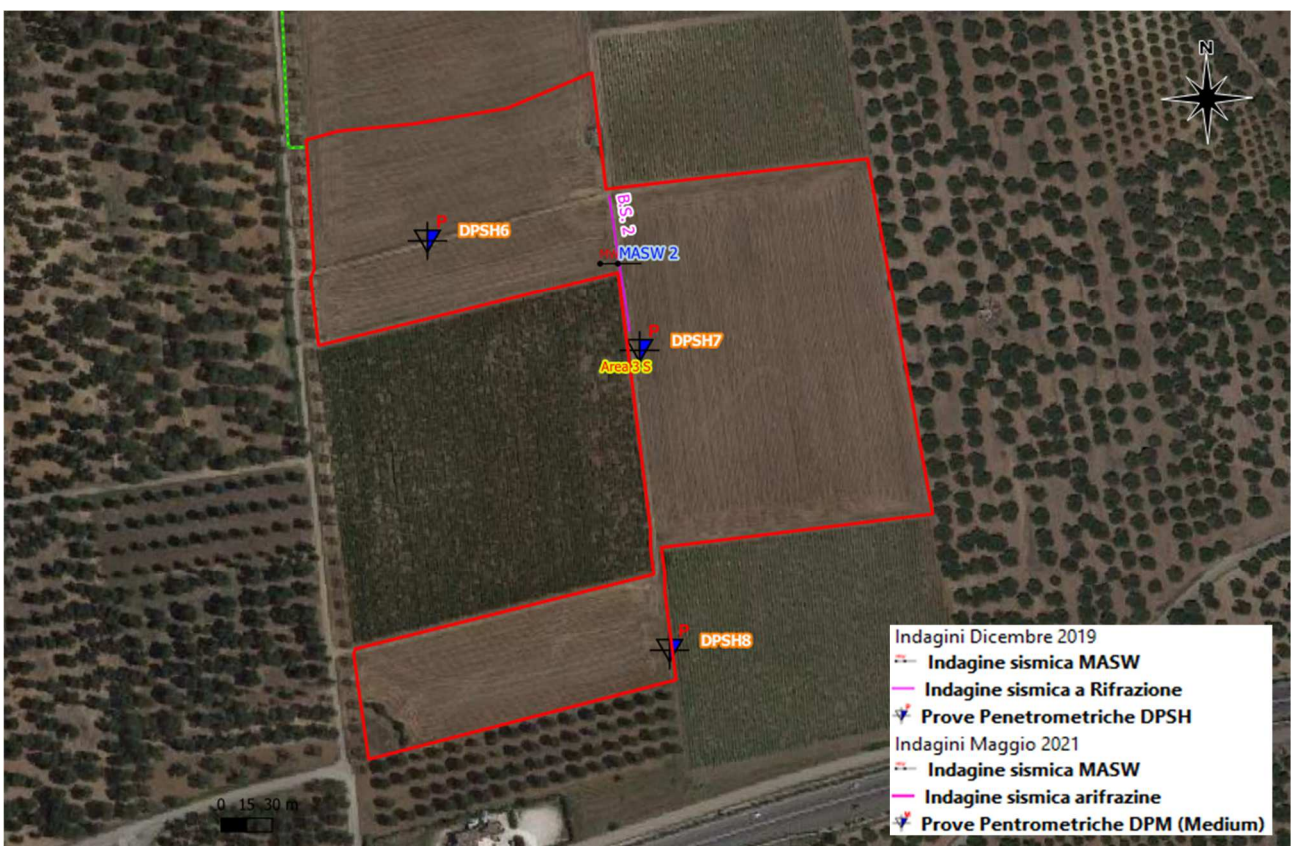
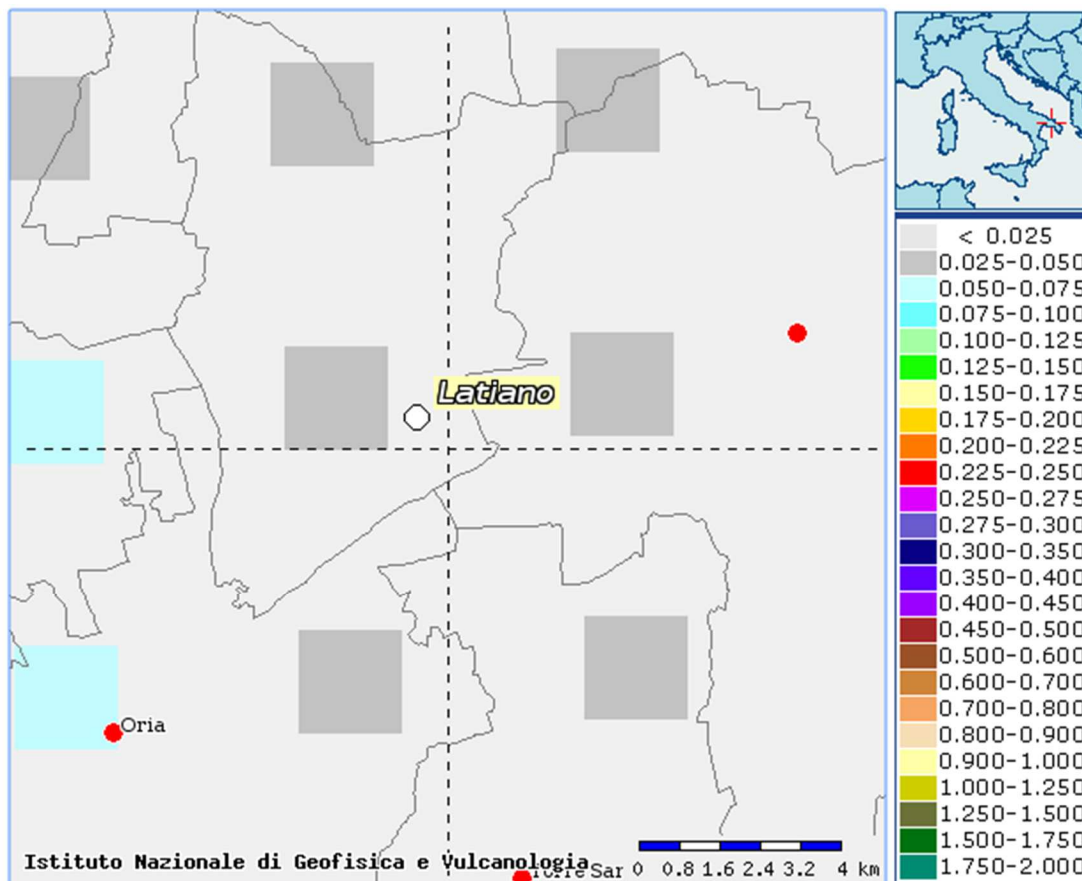


Figura 7: Ubicazione indagini in sito all'interno dell'Area 3S



## 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il Comune di Latiano, secondo la deliberazione della giunta regionale 2 marzo 2004, n. 153 "Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi", **risulta classificato in zona sismica 4**, cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, compreso fra 0,025 e 0,050 g (dove g è l'accelerazione di gravità).



**Figura 8:** Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima al suolo ( $a_{max}$ ) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat.A).

Fonte: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

Lo spettro di progetto va modificato in presenza di condizioni locali che si discostano significativamente da quelle standard di terreno piano rigido.

In alcune situazioni tale modifica è ottenuta semplicemente attraverso l'applicazione di un ulteriore fattore di scala S e attraverso la modifica dei periodi TB, TC, TD in relazione alla presenza nel suolo di fondazione di condizioni litologiche riconducibili a 5 categorie di profilo stratigrafico.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s).

Le 5 categorie di profilo stratigrafico (NTC 2018), sono le seguenti (Tabella 1).

CATEGORIA	Descrizione
<b>A</b>	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>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
<b>E</b>	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.

Tabella 1: Categorie di profilo stratigrafico (NTC 2018).

La tipologia di suolo A rappresenta le condizioni litologiche di riferimento (per le quali viene calcolata la DGA). Per le altre tipologie lo spettro di riferimento da utilizzare nella definizione del terremoto di progetto va modificato nei parametri S, T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub>, T<sub>D</sub> secondo i valori riportati nella Tabella 2

Componente	Categoria del suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
Orizzontale	A	1.00	0.15	0.40	2.0
Orizzontale	B	1.20	0.15	0.50	2.0
Orizzontale	C	1.15	0.20	0.60	2.0
Orizzontale	D	1.35	0.20	0.80	2.0
Orizzontale	E	1.40	0.15	0.50	2.0
Verticale	A, B, C, D, E	0.90	0.05	0.15	1.0

Tabella 2: Parametri S, T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub>, T<sub>D</sub>, per la definizione dello spettro di riferimento sulla base della categoria del suolo di fondazione.

## 5.1 Classificazione della categoria del suolo di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, nel documento relativo alle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" si definiscono varie categorie di profilo stratigrafico del "suolo di fondazione". Il terreno di fondazione in base alle proprie caratteristiche geotecniche viene classificato in diverse categorie (A, B, C, D, E) che, correlate all'accelerazione orizzontale (a<sub>g</sub>) della zona di appartenenza (Zona 1, 2, 3, 4), definiscono delle azioni sismiche di progetto (S<sub>dT</sub>).

Il suolo di fondazione è stato desunto dalle indagini in situ effettuate, correlate da indicazioni stratigrafiche e sismiche bibliografiche.

Nello specifico all'interno dell'area di progetto sono state condotte analisi sismiche MASW.

Dalle risultanze delle analisi sismiche eseguite con la metodologia precedentemente descritta, si evince:

	V <sub>s,eq</sub>	Classe
➤ Profilo MASW N.1	491 m/sec	"B"
➤ Profilo MASW N.2	614 m/sec	"B"
➤ Profilo MASW N.3	416 m/sec	"B"
➤ Profilo MASW N.4	417 m/sec	"B"



➤	Profilo MASW N.5	501 m/sec	"B"
➤	Profilo MASW N.6	495 m/sec	"B"
➤	Profilo MW_01	605 m/s	"B"
➤	Profilo MW_02	1147 m/s	"A"
➤	Profilo MW_03	781 m/s	"B"

Se ne desume che per l'intera area di progetto il suolo rientra nella categoria B:

***"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s"***

## 6. MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI

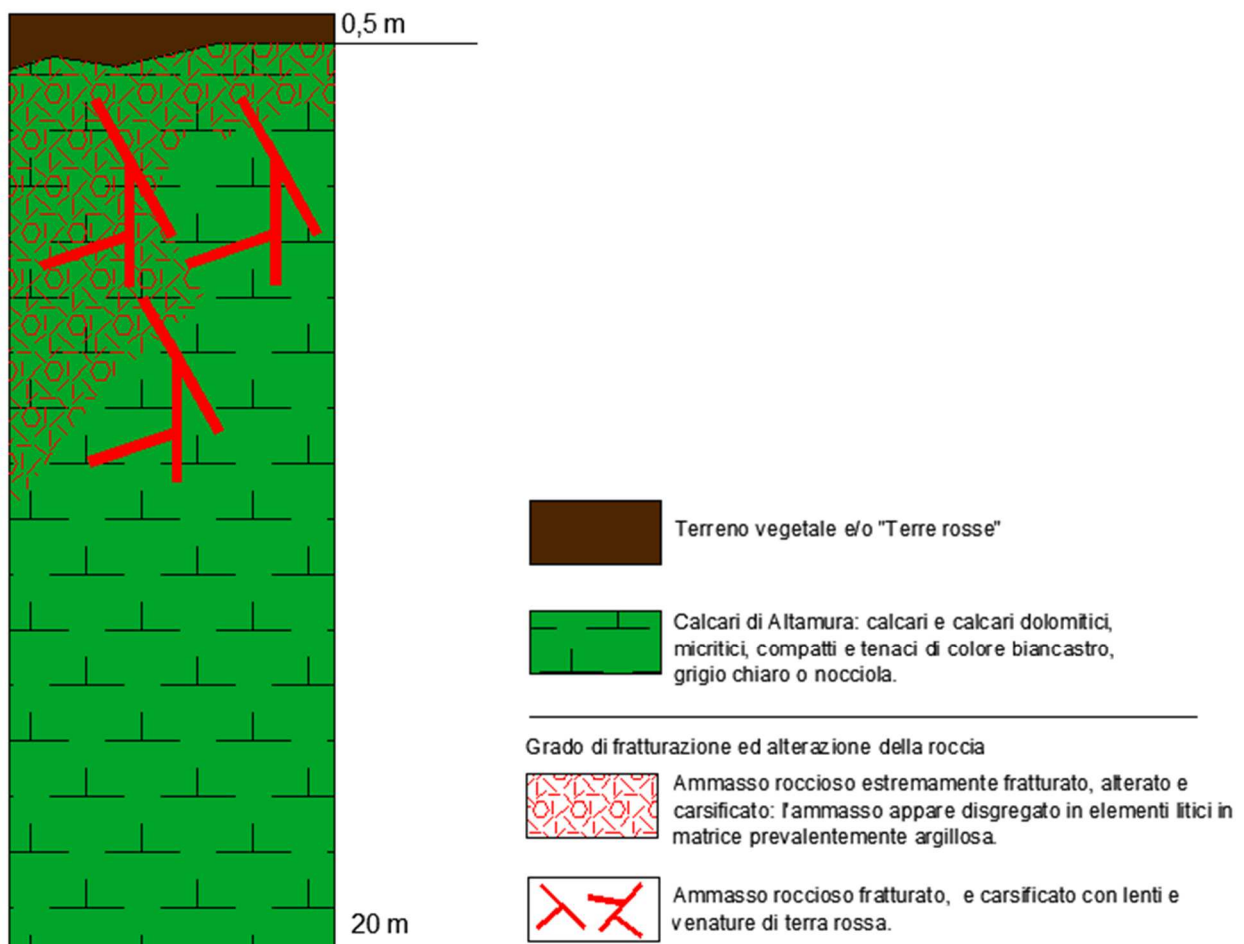
Sulla scorta degli studi delle risultanze delle indagini geognostiche effettuate è stato possibile elaborare per l'area di progetto un modello geologico di riferimento, il quale tiene conto di tutte le informazioni acquisite durante il presente studio, che viene nel seguito esplicitato.

All'interno dell'area progettuale si individuano due aree distinte, in cui le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del sedime di fondazione sono del tutto differenti tra loro; in particolare:

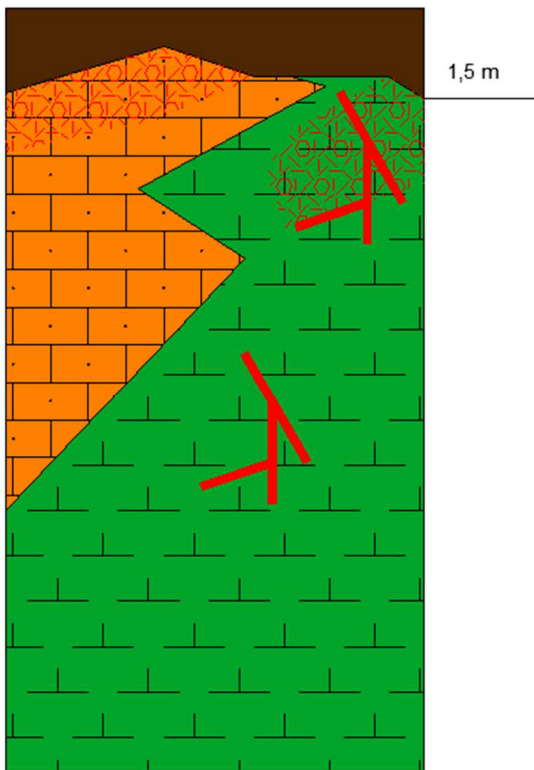
- l'Area 1 e l'Area 2 sono caratterizzate dalla presenza del substrato roccioso (calcarenitico/calcareo) sub-affiorante,
- l'Area 3 è caratterizzata dalla presenza di un substrato roccioso sormontato da un deposito di sabbie, sabbie limose alternate a livelli di arenarie organogene, deposito ascrivibile alla formazione dei Depositi Marini Terrazzati.






La falda idrica superficiale non è presente in nessuna delle aree investigate, mentre quella profonda, che circola all'interno della massa carbonatica è localizzata a quote di circa ai 80-100 m dal p.c., e pertanto non vi può essere alcuna interazione fra le acque sotterranee e le opere in progetto.

### Modello Geologico Area 1N:

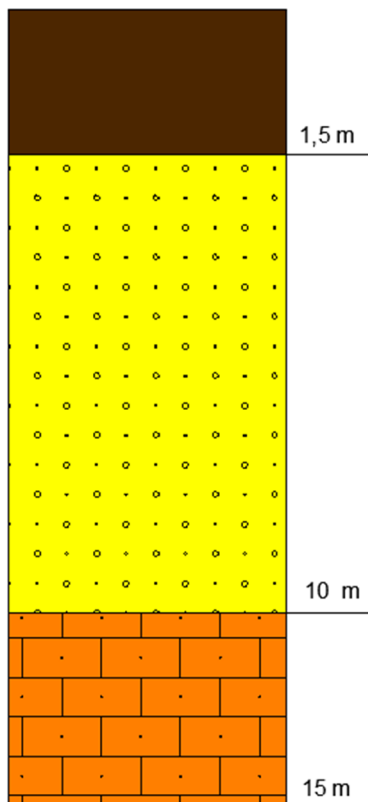




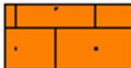



## Modello Geologico Area 1S e Area 2:



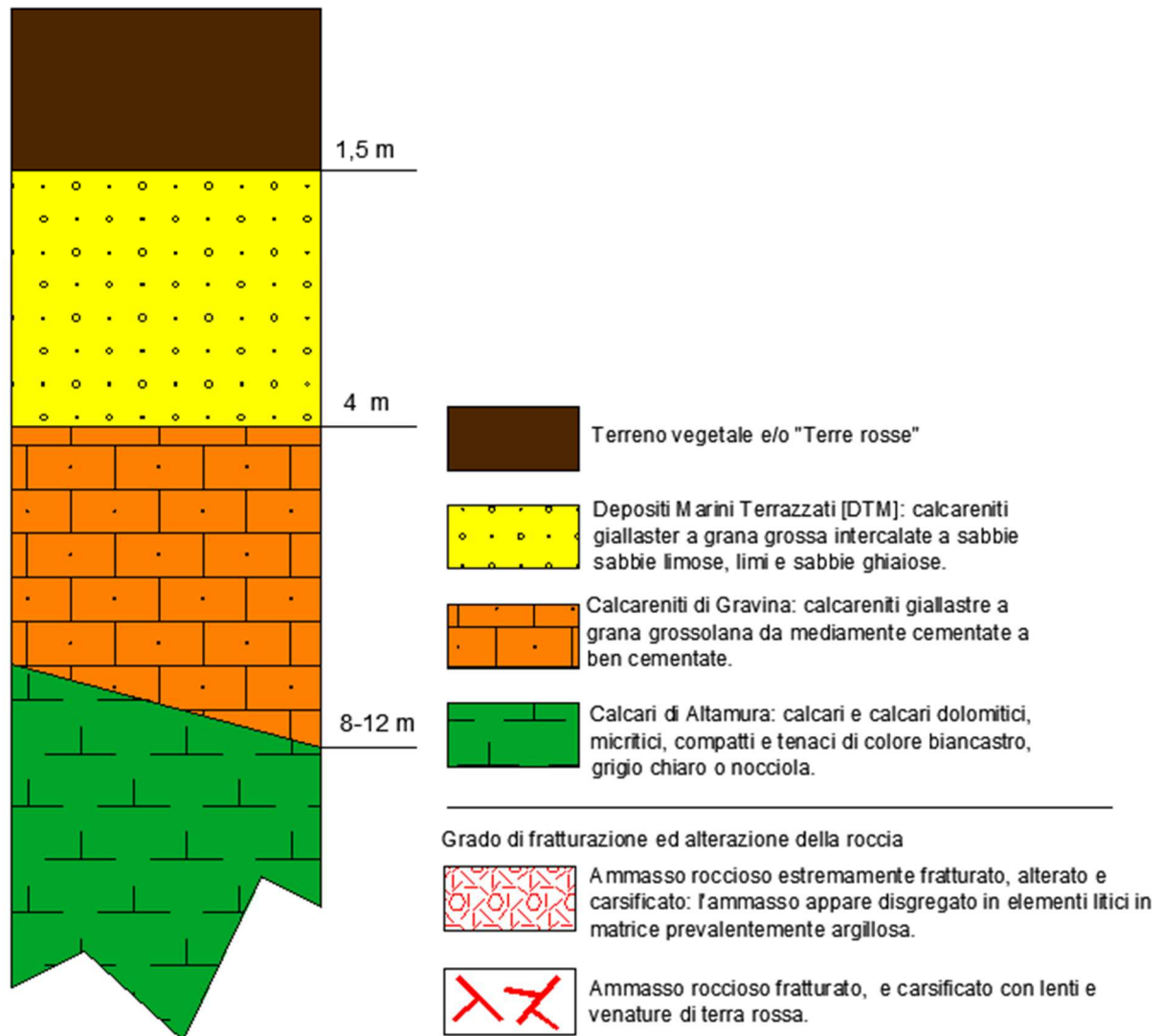
-  Terreno vegetale e/o "Terre rosse"
  -  Calcareniti di Gravina: calcareniti giallastre a grana grossolana da mediamente cementate a ben cementate.
  -  Calcari di Altamura: calcari e calcari dolomitici, micritici, compatti e tenaci di colore biancastro, grigio chiaro o nocciola.
- 
- Grado di fratturazione ed alterazione della roccia
-  Ammasso roccioso estremamente fratturato, alterato e carsificato: l'ammasso appare disgregato in elementi litici in matrice prevalentemente argillosa.
  -  Ammasso roccioso fratturato, e carsificato con lenti e venature di terra rossa.

## Modello Geologico Area 3E e Area 3O



-  Terreno vegetale e/o "Terre rosse"
  -  Depositi Marini Terrazzati [DTM]: calcareniti giallastre a grana grossa intercalate a sabbie limose, limi e sabbie ghiaiose.
  -  Calcareniti di Gravina: calcareniti giallastre a grana grossolana da mediamente cementate a ben cementate.
  -  Calcari di Altamura: calcari e calcari dolomitici, micritici, compatti e tenaci di colore biancastro, grigio chiaro o nocciola.
- 
- Grado di fratturazione ed alterazione della roccia
-  Ammasso roccioso estremamente fratturato, alterato e carsificato: l'ammasso appare disgregato in elementi litici in matrice prevalentemente argillosa.
  -  Ammasso roccioso fratturato, e carsificato con lenti e venature di terra rossa.

## Modello Geologico Area 3S e Area 3N:



Sulla base dei modelli geologici di riferimento è possibile inoltre considerare i seguenti aspetti, valevoli per tutta l'area progettuale:

Categoria di sottosuolo	B
Categoria Topografica	T1
Rischio liquefazione dei terreni	Nulla
Rischio instabilità dei terreni	Situazione Stabile
Pericolosità geo-sismica del sito	Molto Bassa

In accordo con il modello geologico, sintetizzando le risultanze delle indagini geognostiche effettuate unitamente ai dati bibliografici in possesso dello scrivente, è stato elaborato il modello geotecnico dell'area in studio, il quale è formato dai seguenti livelli geotecnici:

<b>Livello Geotecnico</b>	<b>Descrizione</b>
LIVELLO 1)	TERRENO VEGETALE
LIVELLO 2)	SABBIE E SABBIE CALCARENITICHE CONCR.
LIVELLO 3)	CALCARENITI BIOCLASTICHE
LIVELLO 4)	CALCARI MICRITICI FRATTURATI E ALTERATI

I valori delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche sono stati ricavati dall'elaborazione delle prove penetrometriche, dalla velocità delle onde sismiche eseguite oltre che da dati bibliografici in possesso dello scrivente riguardanti indagini pregresse su terreni simili a quelli in studio.

In particolare sono stati parametrizzati i livelli 2), 3) e 4); il livello 1), costituito da terreno vegetale, non può essere parametrizzabile.

Di seguito, viene esplicitata la parametrizzazione geotecnica dei singoli livelli precedentemente individuati.

### Livello Geotecnico (2): Depositi sabbioso-ghiaiosi-arenitici

Formazione geologica: Depositi Marini Terrazzati

Descrizione litologica: alternanza di sabbie, sabbie con limo, e strati arenitici da mediamente a ben cementati.

Soggiacenza della falda: Assente.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, prevalentemente incoerente, a consistenza generalmente medio-bassa nei livelli superficiali, che tende ad aumentare con la profondità.

#### Parametri geotecnici caratteristici:

	MIN	MAX	BEST FIT
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unità di volume naturale	17.0	21.0	20.0
$\gamma_{sec}$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unità di volume secco	16.8	18.0	17.0
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unità di volume saturo	19.5	21.8	20.5
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso specifico	---	---	24.0
$\phi'$ (°) Angolo di attrito di picco	31.0	35.0	33.0
$\phi'_{vc}$ (°) Angolo di attrito a volume costante	26.0	31.0	29
$c'$ (kPa) Coesione efficace	0.0	9.0	4.0

**Comportamento Strato:** Granulare sciolto

**Stato di addensamento:** da mediamente. addensato a semicoerente.

### Livello geotecnico (3): Depositi Calcarenitici

Formazione geologica: Calcareniti di Gravina

Descrizione litologica: Calcareniti bioclastiche a grana grossolana di colore bianco giallastro da mediamente a scarsamente cementate

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico da discreto a buono, con comportamento assibilabile ad un ammasso roccioso dalle discrete qualità.

#### Parametri geotecnici caratteristici:

	MIN	MAX	BEST FIT
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unità di volume naturale	19.5	23.0	21.0
$\phi'$ (°) Angolo di attrito di picco	31.0	37.0	34.0
$c'$ (kPa) Coesione efficace	70	100	80

**Comportamento Strato:** Roccioso

**Stato di addensamento:** Da mediamente a ben cementato



## Livello geotecnico (4): Depositi Calcarei

Formazione geologica: Calcari di Altamura

Descrizione litologica: Calcari micritici biancastri da estremamente fratturati a fratturati.

Caratteristiche geotecniche generali: terreni a comportamento geotecnico buono, con comportamento assibillabile ad un ammasso roccioso dalle qualità discrete-buone.

### Parametri geotecnici caratteristici:

	MIN	MAX	BEST FIT
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unità di volume naturale	22.0	24.0	23.0
$\phi'$ (°) Angolo di attrito di picco	34.0	38.0	35.0
$c'$ (kPa) Coesione efficace	147	170	230
E (Kg/cmq) Modulo elastico statico	2000	5000	3000
$\eta$ Coefficiente di poisson	0.30	0.35	0.32
RQD (%)	60	90	70

**Dal punto di vista geotecnico i terreni in giacitura naturale che costituiscono il sedime di fondazione delle opere di futura progettazione, sono dotati di caratteristiche geotecniche da discrete a buone, il cui comportamento è da assimilare a materiali misti granulari per l'Area 3, ed a materiali rocciosi per l'Area 1 e 2.**

Le opere di progetto andranno ad interessare essenzialmente i livelli geotecnici:

- **il livello geotecnico 2)**, i cui litotipi sono costituiti essenzialmente da un'alternanza di sabbie, sabbie con limo, e strati arenitici da mediamente a ben cementati, i quali sovrastano il substrato roccioso arenitico-calcareo per **l'Area 3**.
- Il **livello geotecnico 3) e 4)** i cui litotipi sono costituiti rispettivamente da rocce calcarenitiche e rocce calcaree da molto fratturate a mediamente fratturate **per l'Area 2**
- Il **livello geotecnico 4)** per **l'Area 1**.

**La falda idrica superficiale non è stata rilevata; quella profonda che circola all'interno del basamento calcareo si rinviene ad una profondità di circa 80-100 m dal p.c.; data la profondità la stessa non interagisce con le opere di progetto.**

Dal punto di vista sismico **l'area in esame sia inseribile in un'area sismicamente poco attiva. La nuova legge in vigore (Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003) inserisce il Comune di Latiano tra le zone di sismicità 4** per cui dovranno essere adottate particolari tecniche per la progettazione e la costruzione seguendo le indicazioni riportate nell'ordinanza stessa. **Le indagini eseguite hanno permesso di inserire il suolo di fondazione nella Categoria B** e quindi di restituire alcuni fattori da utilizzare nella progettazione e riportati all'interno della relazione.

**Dall'analisi condotta, si ritiene irrilevante il rischio di liquefazione dei terreni a seguito di sollecitazioni sismiche. L'area non è peraltro interessata da alcun processo geomorfologico in atto e non vi è alcun segno che possa indicare l'instaurarsi di fenomeni di instabilità**, pertanto si ritiene stabile e sicuro da un punto di vista geomorfologico.

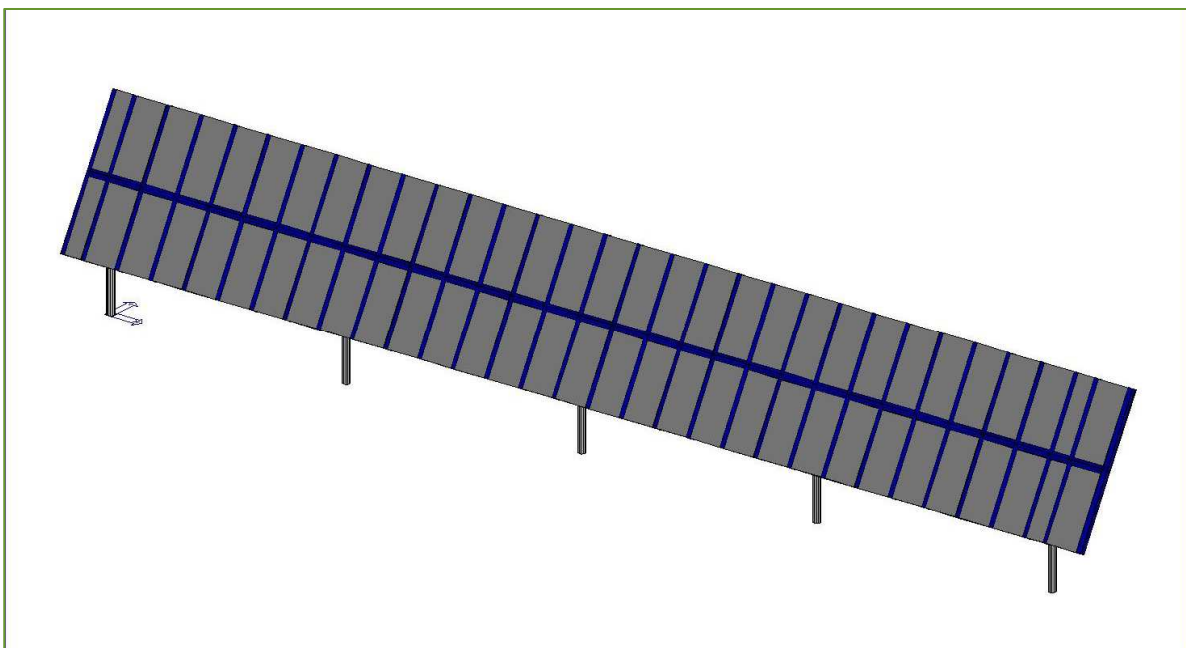
## 7. VERIFICHE GEOTECNICHE

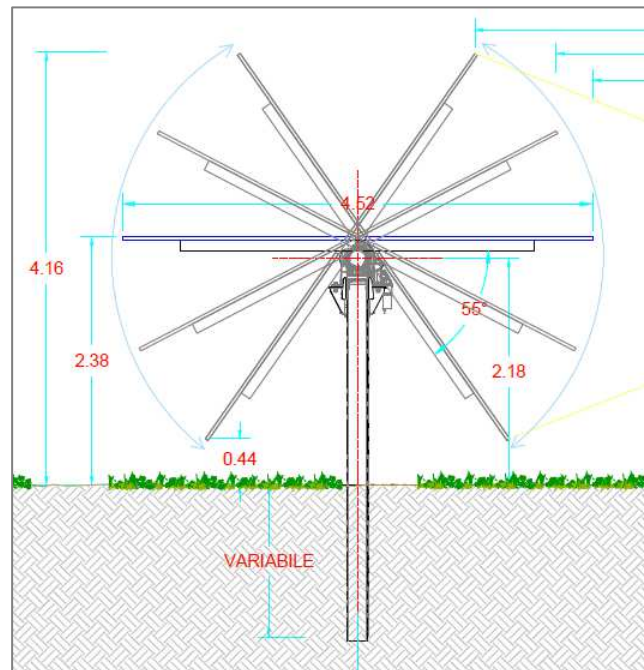
Le verifiche geotecniche si riferiscono ai volumi di terreno sui quali insistono le strutture di progetto, già descritte nell'elaborato "Calcoli preliminari strutture di sostegno e opere civili" (Allegato M alla Relazione Tecnica del Progetto Definitivo)" e precisamente:

1. Struttura portante dei moduli fotovoltaici, ad inseguimento monoassiale – Tracker
2. Basamenti delle cabine MV Power Station
3. Edificio per ricovero mezzi agricoli

### 7.1 STRUTTURA (1): Pali fondazione trackers

Le strutture sono ubicate in modo sparso su tutte e tre le aree di impianto.





### 7.1.1 Scelte progettuali sulla infissione

In virtù delle caratteristiche geolitologiche delle aree di sedime sopra descritte, vengono proposte due diverse modalità di infissione, ed in particolare:

- **Area 1 e Area 2** Infissione con **pre-drilling**
- **Area 3** Infissione per **battitura**

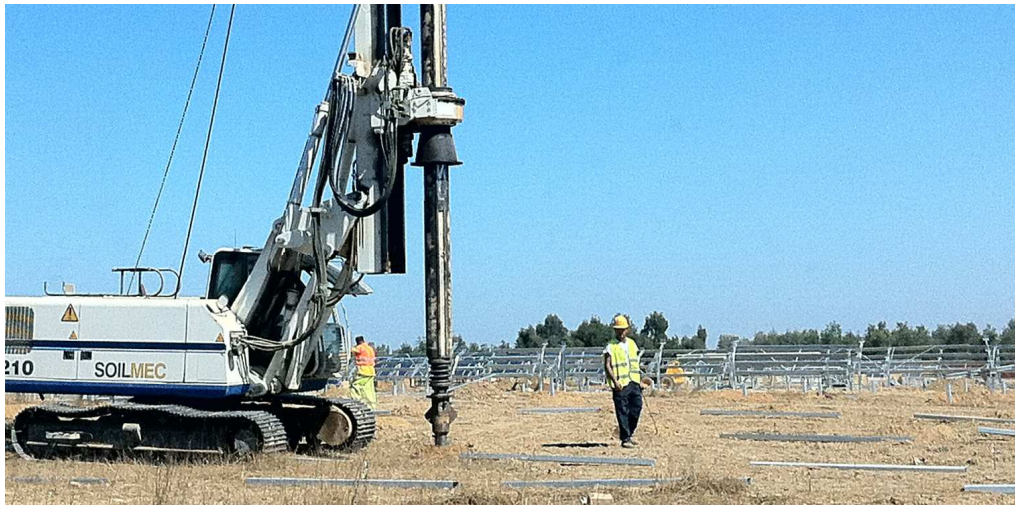
In entrambi i casi la profondità di infissione è pari a **2,5mt**

Il pre-drilling (detto anche pre-trivellazione) consiste nell'esecuzione di un pre-foro ad asportazione del terreno, all'interno del quale viene posizionato il montante; il terreno asportato viene ricollocato a riempire gli interstizi nell'intorno del palo. La battitura invece consiste nell'infissione con apposita macchina battipalo dotata di maglio in testa.

Tali scelte progettuali evitano l'impiego di zavorre o di conglomerati cementizi all'interno del terreno, pertanto possono essere ritenute sostenibili dal punto di vista ambientale.



**Figura 9** – Infissione per battitura



**Figura 10** – Infissione previa esecuzione foro (pre-drill)

### 7.1.2 Verifiche geotecniche

Note la tipologia di montante verticale - IPE200 – ed i carichi laterali ultimi ricavati dal calcolo delle strutture di elevazione (per i quali si rimanda all'elaborato all'Allegato M "Calcolo Preliminare delle Strutture" del Progetto Definitivo), si descriveranno di seguito alcuni metodi analitici che modellano l'interazione terreno – struttura.

Il meccanismo di interazione terreno-struttura può essere descritto mediante un sistema di molle orizzontali con valore di rigidità desunto dai parametri meccanici del terreno. Questo meccanismo può essere ritenuto rappresentativo sia per i pali infissi per battitura che per quelli infissi con pre-drilling.

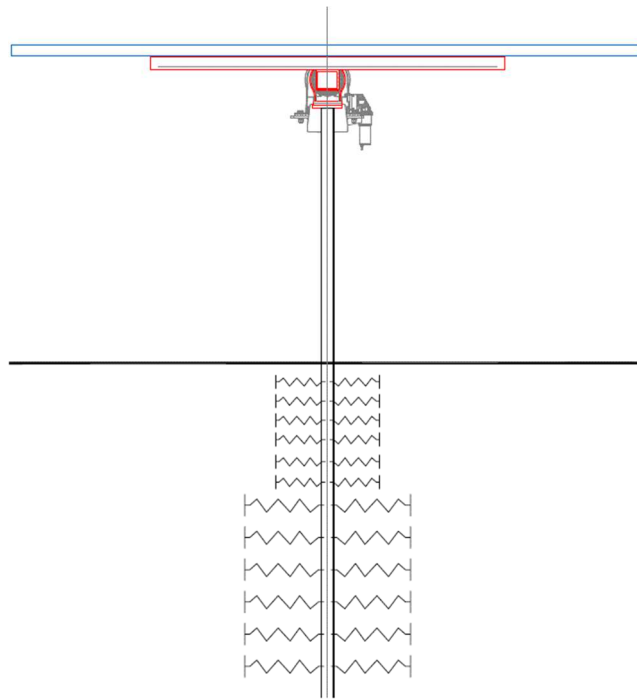
Il substrato dell'Area 3 nel quale si prevede l'infissione per battitura è modellato con due layers ai quali si attribuiscono i valori di rigidità:

$k_{orizz} = 1250 \text{ kN/m}$  per il primo metro, ove si trova terreno vegetale, di caratteristiche meccaniche più scadenti;

$k_{orizz} = 2550 \text{ kN/m}$  per i restanti 1,5 metri, ove si trovano i depositi marini terrazzati.

Il substrato dell'Area 1 e 2 nel quale si prevede l'infissione per pre-drilling è invece modellato con unico layer al quale si attribuisce il valore di rigidità:

$k_{orizz} = 2550 \text{ kN/m}$  per tutta la profondità di infissione di 2,5 metri, ove si trovano le calcareniti affioranti.



**Figura 11** – Caratterizzazione terreno struttura a molle orizzontali

Ai fini delle verifiche geotecniche, si prenderà in esame la condizione più sfavorevole, corrispondente alla interazione terreno-montante infisso per battitura. Si descriveranno i meccanismi resistenti ai carichi orizzontali, verticali per sfilamento, e verrà illustrato anche un modello FEM.

### 7.1.3 Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso per battitura o pre-trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{per i pali infissi per battitura}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{per i pali pre-trivellati}$$

Ai fini del calcolo, il carico limite viene scomposto in due aliquote  
 Resistenza alla punta  $Q_p$   
 Resistenza laterale  $Q_l$

A vantaggio di sicurezza si possono considerare trascurabili gli effetti della resistenza alla punta, in virtù della superficie della punta, che è trascurabile rispetto alla superficie laterale.

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata mediante la formula:

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

Dove:

$A_l$  = superficie laterale del palo

$f_w$  = fattore di restrizione della sezione, che per i pali fotovoltaici viene assunto pari a 1.



C = valore medio della resistenza a taglio non drenata

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento; che

per i pali infissi per battitura vale:

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

è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Tipo di Palo	k	
	Terreno sciolto	Terreno denso
<b>Acciaio</b>	0.5	1.0
<b>Cls</b>	1.0	2.0
<b>Legno</b>	1.0	3.0

mentre per i pali pre-trivellati vale:

$$k = 1 - \sin \phi$$

$\delta$  è l'attrito palo-terreno, funzione della scabrezza della superficie del palo;

per i pali infissi per battitura vale:

$$\delta = \frac{3}{4} * \tan \phi$$

mentre per i pali pre-trivellati vale:

$$\delta = \tan \phi$$

$\alpha$  è il coefficiente di adesione, ricavabile dalle formule di seguito riportate:

coefficiente $\alpha$ per palo infisso per battitura	
c = 2.5 – 5.0 t/mq	1.0
c = 5.0 – 10.0 t/mq	0.7
c = 10.0 – 15.0 t/mq	0.5
c = 15.0 – 20.0 t/mq	0.4
c > 20 t/mq	0.3

coefficiente $\alpha$ per palo pre-trivellato	
c < 4.0 t/mq	0.9
c = 4.0 – 8.0 t/mq	0.6
c = 8.0 – 12.0 t/mq	0.5
c = 12.0 – 20.0 t/mq	0.4
c > 20 t/mq	0.2



## 7.1.4 Carico limite orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9c_u * B$$

Dove:

$c_u$  è la resistenza a taglio non drenata

$B$  è il diametro del palo

Per i terreni non coesivi si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3k_p * \gamma * z * B$$

Dove:

$k_p$  è il coefficiente di spinta passiva

$\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno

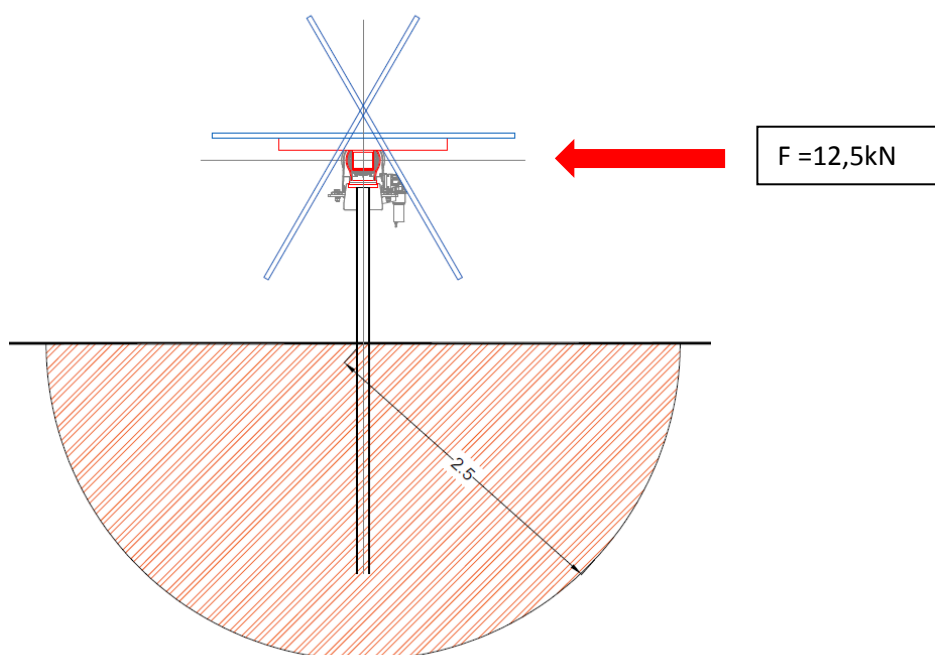
$z$  è la profondità

$B$  è il diametro del palo

Nell'ipotesi di vela in protezione, ossia quando i valori vento approssimano quelli base di riferimento – 25m/s – vela è inclinata a  $-50^\circ$ ; in tale configurazione la azione di per carico laterale sul montante è pari a:

$$F_{orizz} = 12,50 \text{ kN}$$

Nei riguardi dell'azione di tiro laterale, si deve verificare che questa venga contrastata della resistenza passiva del volume di terreno mobilitabile nell'intorno del montante.



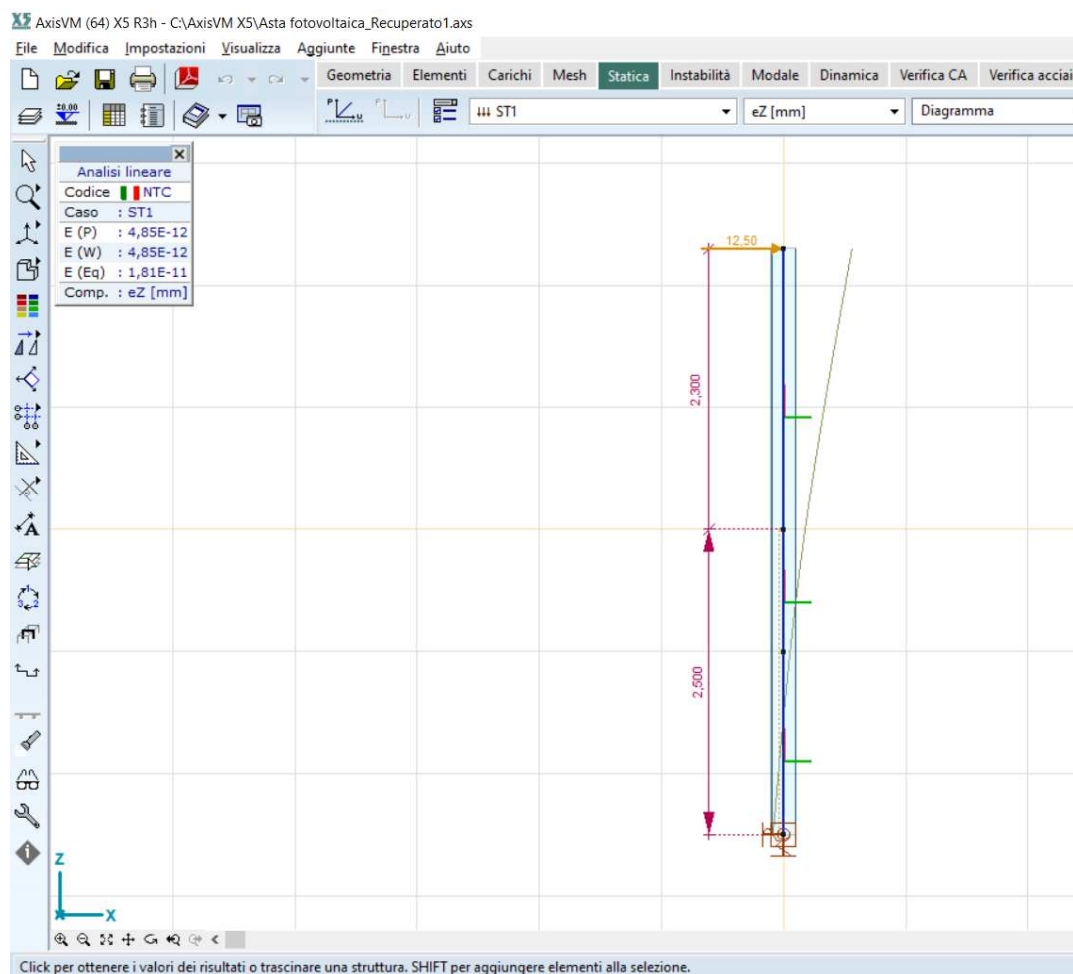
La verifica da condurre sulla superficie di potenziale rottura è data dall'equilibrio alla rotazione rispetto al polo O – coincidente con la quota del piano campagna.

In tal caso bisogna verificare che i valori di resistenza a taglio non drenata  $C_u$  sia idonea a contrastare lo scorrimento del volume di terreno.

### 7.1.5 Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si riportano le analisi FEM svolte a riguardo dell'interazione palo-terreno nelle ipotesi di maggiore sollecitazione laterale.



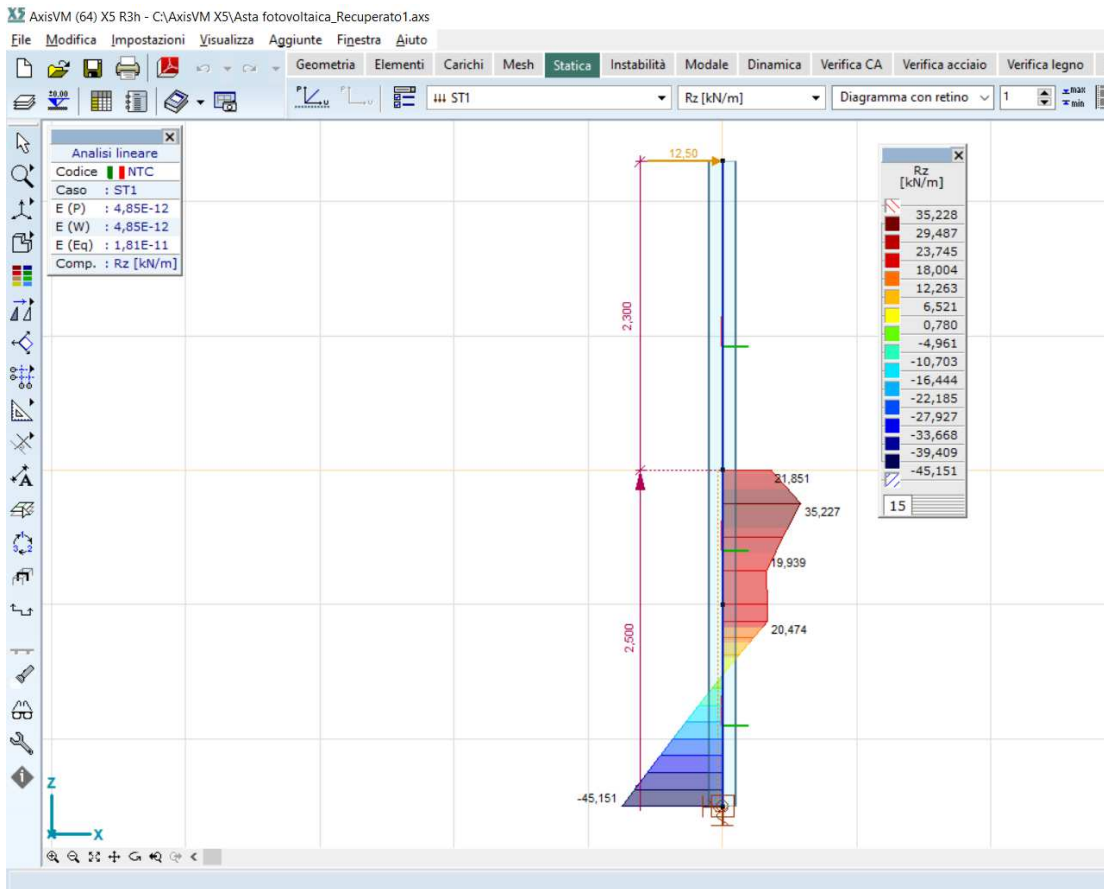
**Figura 12** – linea elastica del palo, profondità di infissione 2,5mt

Spostamento testa palo  $\delta = 85\text{mm}$

Spostamento asta piano campagna  $\delta = 40\text{mm}$







**Figura 13** – reazioni laterali del terreno

I valori massimi delle reazioni vincolari laterali si attestano intorno ai  $R_z=35\text{kN/m}$

Il carico laterale indotto nel terreno vale:

$$\sigma = k \cdot \delta = 1250 \text{ [daN/m]} / 40\text{mm} = 0,3 \text{ daN/cm}^2$$

che è un valore ritenuto ammissibile in questa fase progettuale, comparato con i valori di resistenza ricorrenti per questi tipi di sedime.

### 7.1.6 Carico di uplift

Di seguito, i valori delle sollecitazioni più gravose derivanti dal calcolo della struttura di elevazione.

I valori di  $F_z$  si riferiscono alla forza di estrazione del sostegno (pull-out) dovuta alle azioni dei venti

Nodo	Tipo	Palo	Cmb	Quota cm	Fx daN	Fy daN	Fz daN	Mx daN cm	My daN cm	Mz daN cm
22	PALO	1	10	150.00	0.0	0.0	-1037.40	0.0	0.0	0.0

La combinazione di carico più sfavorevole è quella corrispondente alla n. 10 che esercita un'azione di sollevamento sul singolo montante pari a

$$F_z = 1037,40 \text{ daN}$$

L'azione di sfilamento a trazione viene contrastata della resistenza laterale per attrito nell'intorno del montante.

Rispetto alle dimensioni, il palo viene classificato di *piccolo diametro* ( $d < 25\text{cm}$ )



Rispetto alle tecnologie esecutive il palo viene classificato come *infisso*

Nel caso di montante in profilato di acciaio, infisso nel terreno per battitura, la tensione laterale vale:

$$s = a + \mu \cdot \sigma_h$$

dove:

- a = adesione – termine di tipo coesivo, che in condizioni drenate viene assunto pari a 0
- $\mu$  = coeff attrito palo-terreno, che per pali infissi in acciaio è pari a  $\mu = \text{tg}\Phi$  (cfr Viggiani, Fondazioni)
- $\sigma_h$  = tensione orizzontale =  $k \cdot \sigma_v$ , con  $\sigma_v$  che corrisponde alla tensione litostatica verticale alla generica profondità z, mentre k, per pali infissi in banchi sabbiosi addensati vale 0,9 (cfr Viggiani, Fondazioni)

pertanto in prima approssimazione si può ricavare la relazione

$$s = 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \sigma_v$$

La resistenza laterale nasce dall'integrazione delle tensioni orizzontali tra la profondità 0 ed H

$$S = \pi \cdot d \cdot 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \int (\gamma \cdot z) dz$$

ossia

$$S = \pi \cdot d \cdot 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \gamma \cdot H^2 / 2$$

funzione della sola variabile H.

La profondità di infissione viene pertanto determinata ponendo la condizione che

$$S/T > 1.5$$

dove T è l'azione di sfilamento precedentemente calcolata.

### Dati di progetto

Insert "profondità infissione"	H	2,00	m
insert diametro palo "d"	d	0,25	m
Insert "peso volume"	$\gamma_1$	2000	daN/mc
Insert "coesione"	c	0,00	daN/cm2
Insert "angolo di resist a taglio"	$\varphi$	33	°

### Verifiche di calcolo

Azione massima sopportabile	F <sub>tmax</sub>	1835,22	daN
Azione di esercizio	F <sub>z</sub>	1037,40	daN
Fattore di sicurezza	F <sub>s</sub>	1,76	OK

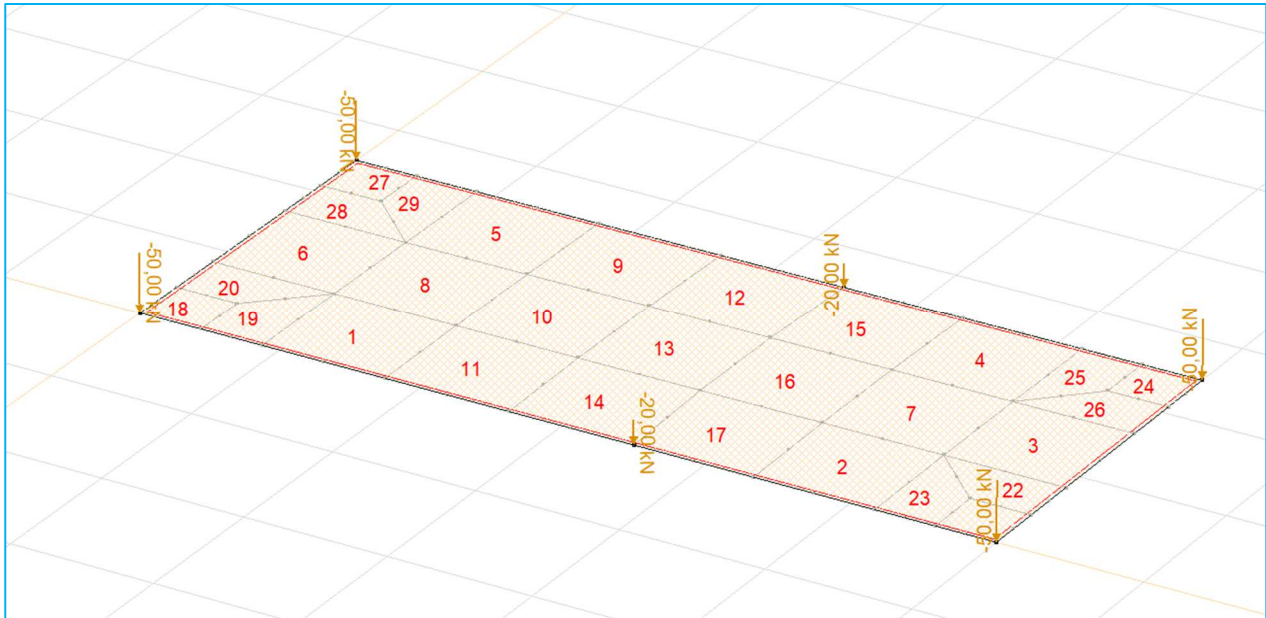
Si raccomanda ad ogni modo per questi tipi di strutture una attenta valutazione in fase esecutiva delle prestazioni attese confrontando le massime sollecitazioni di sfilamento teoriche con quelle determinate da prove di estrazione in situ (pull out tests).



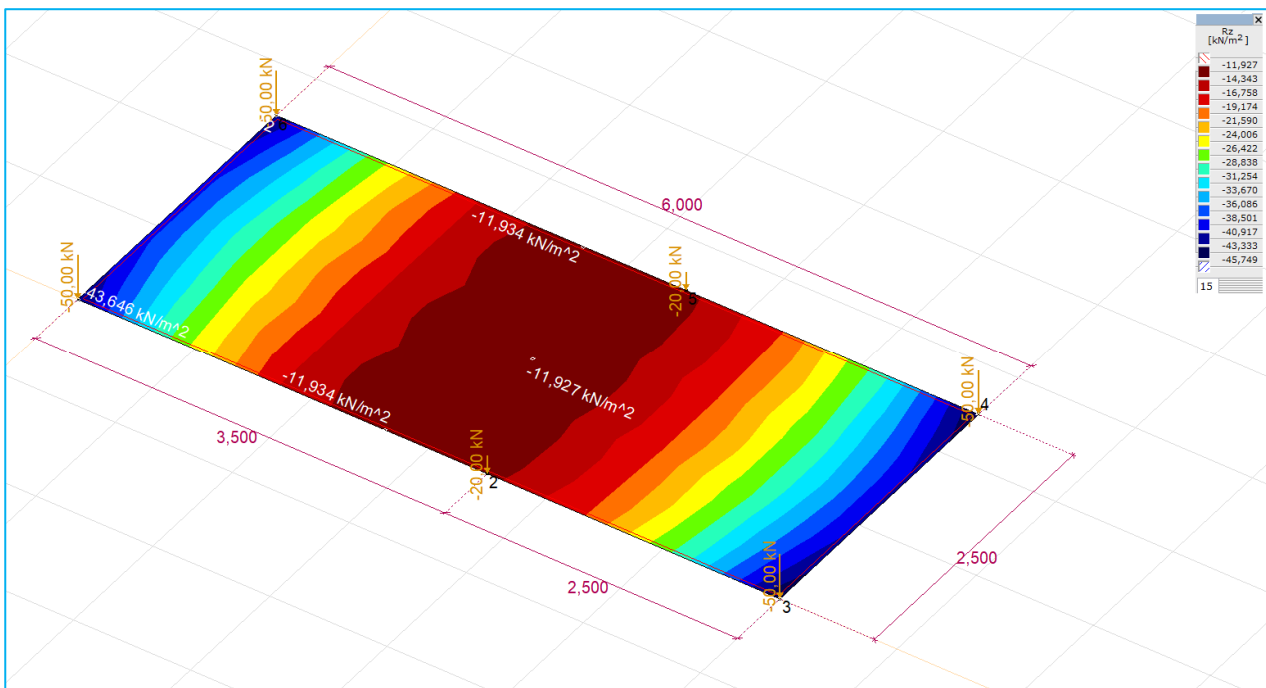
## 7.2 STRUTTURA (2): Platea fondazione cabine

Le strutture sono ubicate in modo sparso su tutte e tre le aree di impianto.

Ai fini delle verifiche geotecniche, si prendono in esame quelle ricadenti all'interno dell'Area 3, che interessano il livello geotecnico "2 – Depositi Marini Terrazzati".

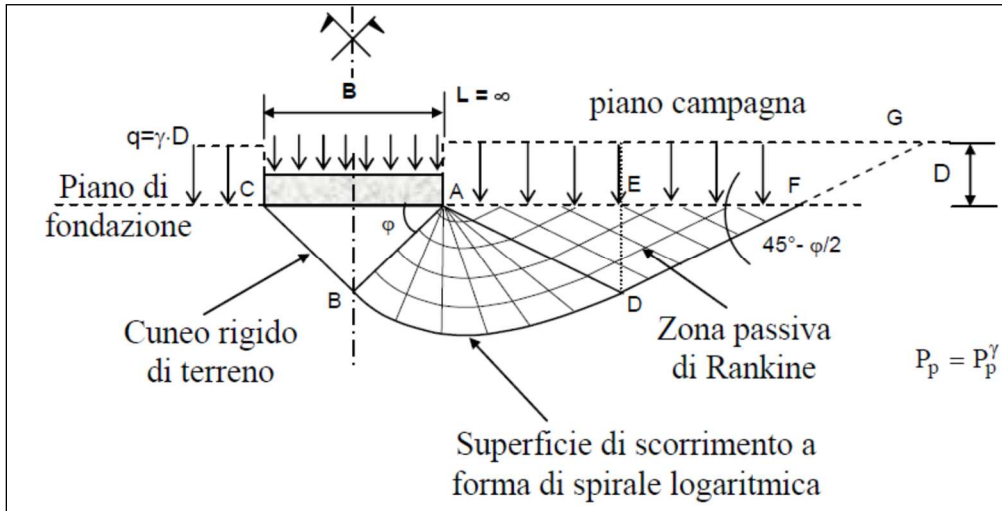


L'andamento delle pressioni al suolo è rappresentato nella immagine seguente:



Ai fini delle verifiche geotecniche preliminari viene applicata una pressione al suolo costante pari a 40,0 kN/mq (4 t/mq).

Ai fini della verifica della **capacità portante** del terreno, si considera il modello di rottura generale di Terzaghi, che ipotizza un problema piano (fondazione nastriforme) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.



Il terreno è schematizzato come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

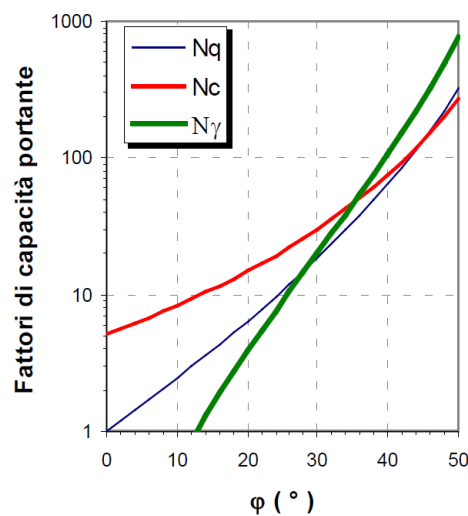
La valutazione numerica del carico limite unitario si effettua per mezzo della formula trinomia di Terzaghi, che nel caso più generale è:

$$q_{lim} = [q N_q] + [c N_c] + [1/2 \cdot \gamma B' N_\gamma]$$

in cui:

- $q$ : è la tensione verticale geostatica, valutata in corrispondenza del piano di posa della fondazione, alla quale possono aggiungersi carichi esterni se esistenti;
- $c$  è la coesione del volume di terreno al di sotto della fondazione.
- $1/2 \cdot \gamma B$  rappresenta la tensione geostatica a profondità pari a  $B/2$  dal piano di posa ( $\gamma$  e  $B$  sono rispettivamente il peso dell'unità di volume la larghezza della fondazione)

I termini  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  sono i coefficienti di carico limite, funzione dell'angolo di attrito del terreno:



Nel caso specifico di fondazione a pianta rettangolare, si introducono opportuni coefficienti di forma ( $S_q$ ,  $S_c$ ,  $S_\gamma$ ) che modificano la formula come di seguito:

$$q_{lim} = [q N_q] s_q + [c N_c] s_c + [1/2 \cdot \gamma B' N_\gamma] s_\gamma$$

i coefficienti di cui sopra modificano i risultati numerici rispetto al modello generico che invece si applica alla striscia indefinita:

*Tabella 15.1: Fattori di forma (Vesic, 1975)*

Forma della fondazione	$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

### Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	1,40	m
Insert "profondità piano di posa"	D	1,50	m
insert profondità falda "d"	d	assente	m
Insert "peso volume"	$\gamma_1$	1500	daN/mc
Insert "peso volume"	$\gamma_2$	2000	daN/mc
Insert "coesione"	c	0,04	daN/cm <sup>2</sup>
Insert "angolo di resist a taglio"	$\phi$	30	°

Fattori di capacità portante	$N_\gamma$	18
	$N_q$	18
	$N_c$	28

Fattori di forma	$S_\gamma$	0,81
	$S_q$	1,58
	$S_c$	1,64

### Risultati

Carico limite	$Q_{lim}$	13,13	daN/cm <sup>2</sup>
Carico ammissibile	$Q_{lim}/3$	4,38	daN/cm <sup>2</sup>

### Esito verifiche

Carico esercizio	$Q_{es}$	40,00	kN/m <sup>2</sup>
Carico ammissibile	$Q_{adm}$	438,00	kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza	$F_s$	10,95	OK

### Disposizioni di progetto

Siccome il piano fondale deve essere posto al di sotto della coltre vegetale, ci si aspetta di porlo a:

- 1,5mt rispetto a piano campagna nei sotto campi denominati Area 2, Area 3
- 0,5mt rispetto a piano campagna nel sottocampo denominato Area 1

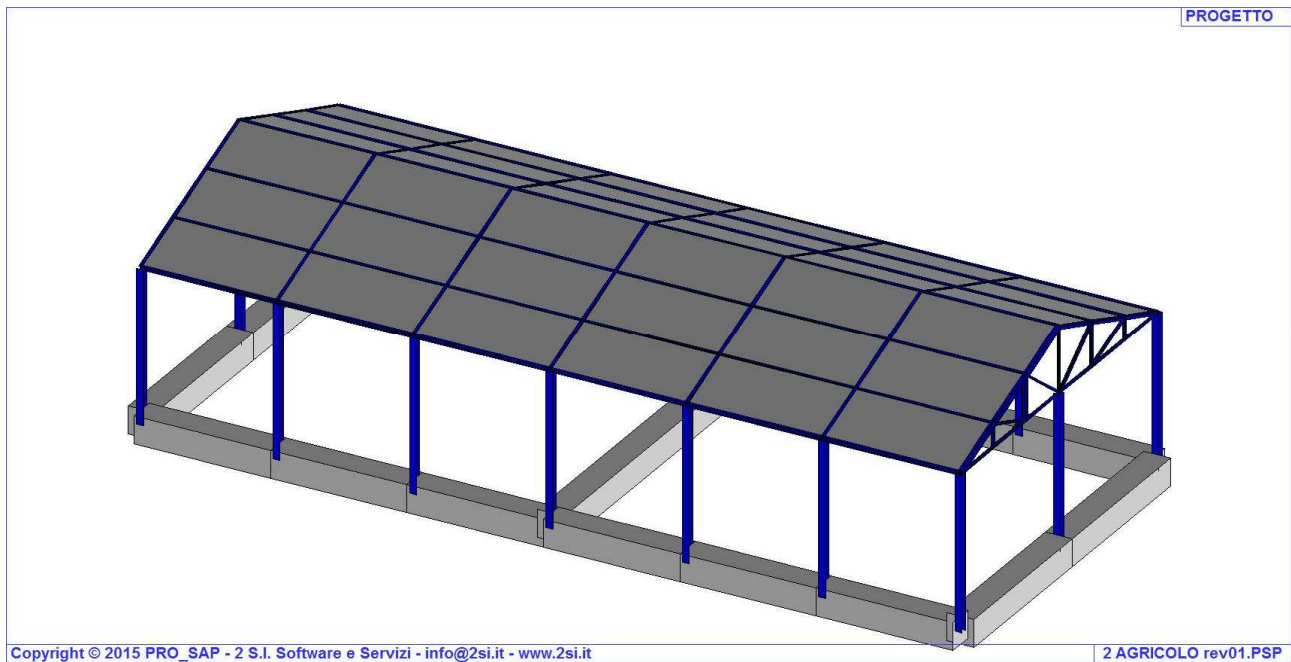
**Nei sottocampi 2 e 3 le strutture fondali potranno essere impostate a -0,5mt dal p.c. previa posa di calcestruzzo ciclopico di circa 1 mt di spessore.**

**Nel sottocampo 1 le strutture fondali potranno essere impostate a -0,5mt dal p.c. previa posa di calcestruzzo magro di spessore 10cm**

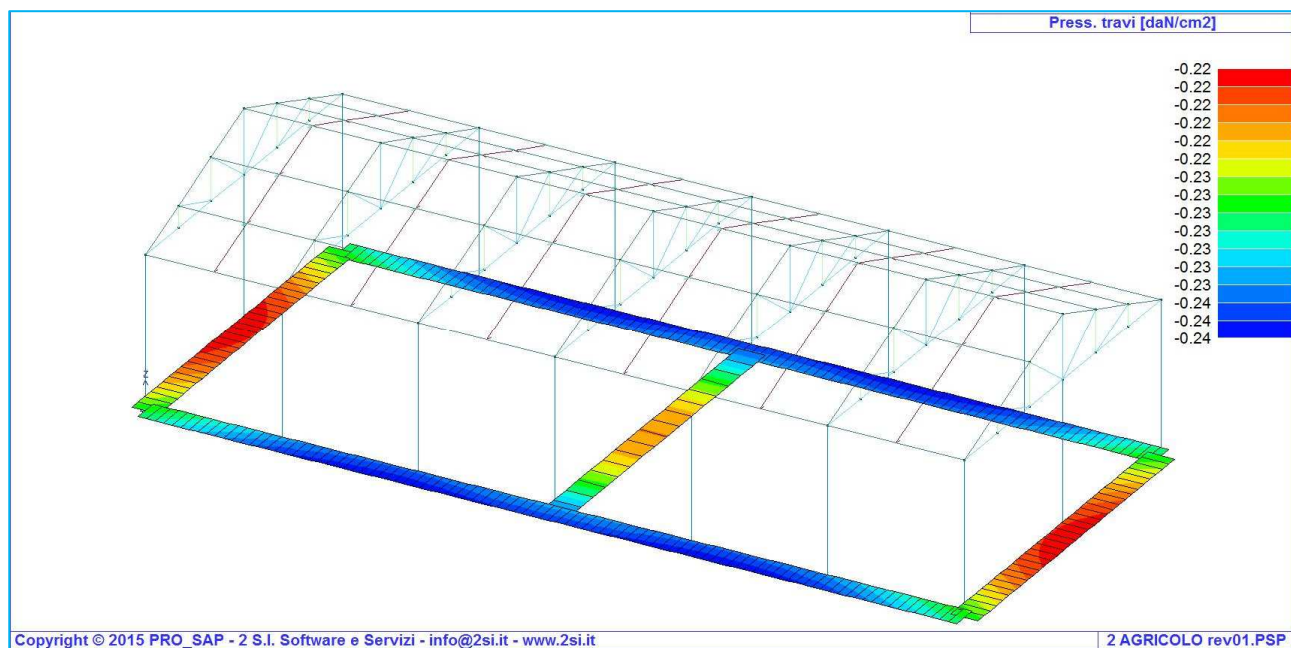


### 7.3 STRUTTURA (3): Edificio ricovero mezzi

La struttura è ubicata in corrispondenza dell'Area 2, che interessa il livello geotecnico "4 – Calcare di Altamura"



L'andamento delle pressioni al suolo è rappresentato nella immagine seguente:



Ai fini delle verifiche geotecniche preliminari viene applicata una pressione al suolo costante pari a 25kN/mq (2,5t/mq).

Il livello geotecnico di riferimento è assimilabile ad un ammasso roccioso; in questi tipi di ammassi, per la valutazione della capacità portante si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'**RQD**.

Per la determinazione della capacità portante di un ammasso roccioso 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:

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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:

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

## Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	0,60	m
Insert "profondità piano di posa"	D	0,50	m
insert profondità falda "d"	d	assente	m
Insert "peso volume"	$\gamma_1$	1500	daN/mc
Insert "peso volume"	$\gamma_2$	2300	daN/mc
Insert "coesione"	c	2,3	daN/cm2
Insert "angolo di resist a taglio"	$\varphi$	35	°
RQD		0,7	

Fattori di capacità portante	$N_\gamma$	40
	$N_q$	30
	$N_c$	40

Fattori di forma	$S_\gamma$	1,0
	$S_q$	1,0
	$S_c$	1,0

## Risultati

Carico limite	Q lim	47,53	daN/cm <sup>2</sup>
Carico ammissibile	Q lim/3	15,84	daN/cm <sup>2</sup>

## Esito verifiche

Carico esercizio	Q es	25,00	kN/m <sup>2</sup>
Carico ammissibile	Q adm	1584,00	kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza	Fs	63,36	OK

## Disposizioni di progetto

Siccome il piano fondale deve essere posto al di sotto della coltre vegetale, ci si aspetta di porlo a:

- 0,5mt rispetto a piano campagna

**Le strutture fondali potranno essere impostate a -0,5mt dal p.c. previa posa di calcestruzzo magro di spessore 10cm**

