






**IMPIANTO AGROVOLTAICO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE  
DENOMINATO "BRINDISI VALLONE" DI POTENZA NOMINALE PARI A 29,925 MVA E  
POTENZA INSTALLATA PARI A 33,468 MW, DA REALIZZARSI IN AREA SIN BRINDISI**

**REGIONE PUGLIA  
PROVINCIA di BRINDISI  
COMUNE di BRINDISI  
Località Masseria Baraccone (Area SIN)**

**PROGETTO DEFINITIVO  
Id AU 1JAXB41**

Tav.:	Titolo:
<b>R18a</b>	<b>Relazione Geotecnica, Sismica Aree di impianto</b>

Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
n.a.	<b>A4</b>	<b>1JAXB41_RelazioneGeotecnica_18a</b>

Progettazione:	Committente:
<p><b>STC S.r.l.</b>  Via V. M. STAMPACCHIA, 48 - 73100 Lecce Tel. +39 0832 1798355 fabio.calcarella@gmail.com - fabio.calcarella@ingpec.eu Direttore Tecnico: Dott. Ing. Fabio CALCARELLA</p> <p><b>D.E.A.</b> <b>ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO</b>  VIA BENEDETTO CROCE, 23 - 73100 LECCE TEL 0832 1940701 - FAX 0832 1940702 Email: gl.damato@associatidea.com PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu</p> 	<p><b>Stern PV 2 S.r.l.</b>  <b>Stern PV 2 S.r.l.</b> Sede Legale Via Leonardo Da Vinci 12 39100 Bolzano – PEC <a href="mailto:sternpv2srl@pec.it">sternpv2srl@pec.it</a></p> 

Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Luglio 2020	Prima emissione	GDA	FC	Stern PV 2 S.r.l.

## RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

(NTC 2018 CAP. 6 E CIRCOLARE 7/2019 PUNTO C6.2.2.5)

### GENERALITA'

OGGETTO	PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN <u>“IMPIANTO DI PRODUZIONE DI DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE FOTOVOLTAICA BRINDISI VALLONE”</u>
COMUNE:	BRINDISI (BR)
ZONASISMICA:	ZONA 4
ALTITUDINE:	20 MS.L.M.
TIPOLOGIA STRUTTURALE:	STRUTTURA IN ACCIAIO
TIPOLOGIA FONDAZIONI:	FONDAZIONI PROFONDE
NORMATIVA:	D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 17/01/2018 CIRCOLARE C. S. LL. PP. N. 7 DEL 12/02/2019
APPROCCIO VERIFICA GEO:	APPROCCIO 2



D. E. A.  
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO  
VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE  
TEL. 0832 194 07 01 – FAX 0832 194 07 02  
Email: gl.damato@associatidea.com  
PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



**S.T.C. s.r.l.**  
Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

## Sommario

0.1. IMPIANTO FOTOVOLTAICO - DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA.....	6
1.1.1. SITO DIRIFERIMENTO.....	6
1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	7
1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	8
1.2.1. IDROGEOLOGIA.....	10
1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE.....	10
1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI.....	11
2.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO.....	14
2.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO.....	15
2.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO.....	16
2.1.2.1. METODO $\alpha$ .....	16
2.1.2.2. METODO $\beta$ .....	17
2.1.2.3. OSSERVAZIONI.....	17

## O. PREMESSA

LA PRESENTE RELAZIONE È REDATTA ALLO SCOPO DI SINTETIZZARE GLI ASPETTI GEOTECNICI RELATIVI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PREVISTE PER IL PROGETTO DEFINITIVO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PER LO SVILUPPO DEL “PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE FOTOVOLTAICA BRINDISI VALLONE”.

LA PARTE INIZIALE DELLA RELAZIONE È DEDICATA AL SINTETICO INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA IN ESAME E, IN MANIERA PIÙ ESTESA, ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO SUL QUALE SARANNO REALIZZATI I PANNELLI FOTOVOLTAICI ED ALLA DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI DI FONDAZIONE.

LA PARTE SUCCESSIVA DELLA RELAZIONE È DEDICATA ALLA VERIFICA, ALLO STATO LIMITE ULTIMO, DELLA FONDAZIONE INDIRETTA QUANDO ASSOGGETTATA AD AZIONI SIA VERTICALI CHE ORIZZONTALI. LO STUDIO È STATO SVILUPPATO CONGRUENTEMENTE CON QUANTO PREVISTO DALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI [1].

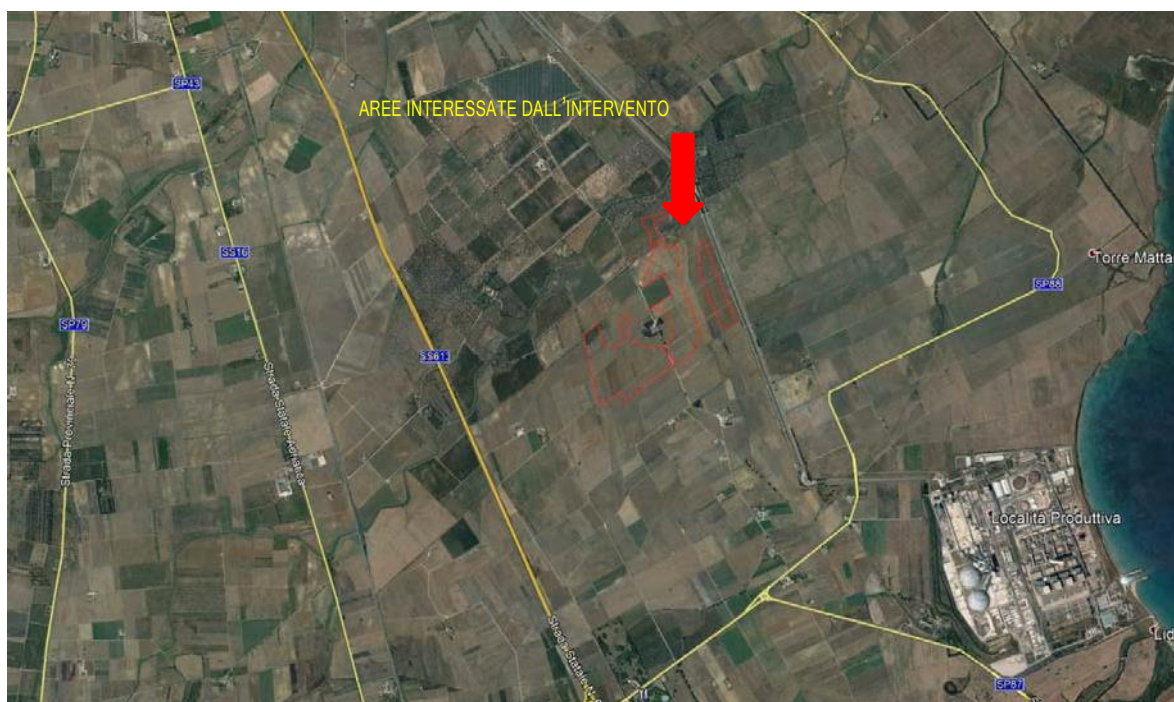


FIGURA 1: ORTOFOTO DELL'AREA

### 0.1. IMPIANTO FOTOVOLTAICO - DESCRIZIONE DELL'OPERA

NEL SEGUITO SI FARÀ RIFERIMENTO AL SISTEMA RIPORTATO NELLA SUCCESSIVA FIGURA 2 PER LA DETERMINAZIONE E DESCRIZIONE DELLE AZIONI CHE IMPEGNANO LA STRUTTURA A SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI.

LE STRUTTURE A SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI RAPPRESENTANO UN “SISTEMA INSEGUITORE” DELLA LUCE SOLARE NELL'ARCO DELLA GIORNATA, CON UNA ROTAZIONE LUNGO UN SOLO ASSE, RAPPRESENTATO DALLA TRAVE LONGITUDINALE CHE SOSTIENE TUTTI I PANNELLI.

LA CONFIGURAZIONE TIPICA DEL SISTEMA INSEGUITORE PREVEDE LA INSTALLAZIONE, SU UNA MEDESIMA LINEA, DI 26 O 13 PANNELLI FOTOVOLTAICI. IL MODULO FOTOVOLTAICO PRESO IN CONSIDERAZIONE IN QUESTA FASE PROGETTUALE HA DIMENSIONI DI 2176 MM X 1098 MM, INSTALLATO CON IL LATO LUNGO PERPENDICOLARE ALL'ASSE DELLA TRAVE DI SOSTEGNO.

COME PREVISTO DALLE SPECIFICHE TECNICHE DEL SISTEMA AD INSEGUIMENTO SOLARE CONSIDERATO, LE COLONNE A CUI SARÀ FISSATA LA TRAVE CONTINUA RAPPRESENTA ANCHE L'ELEMENTO DI FONDAZIONE. NEL CASO SPECIFICO, VISTO IL TASSATIVO DIVIETO, DA PARTE DELLE NORME VIGENTI, DI UTILIZZO DI QUALSIASI TIPO DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LA REALIZZAZIONE DELLA FONDAZIONE, LE COLONNE SARANNO INFISSE NEL TERRENO DI FONDAZIONE (FIGURA 3).

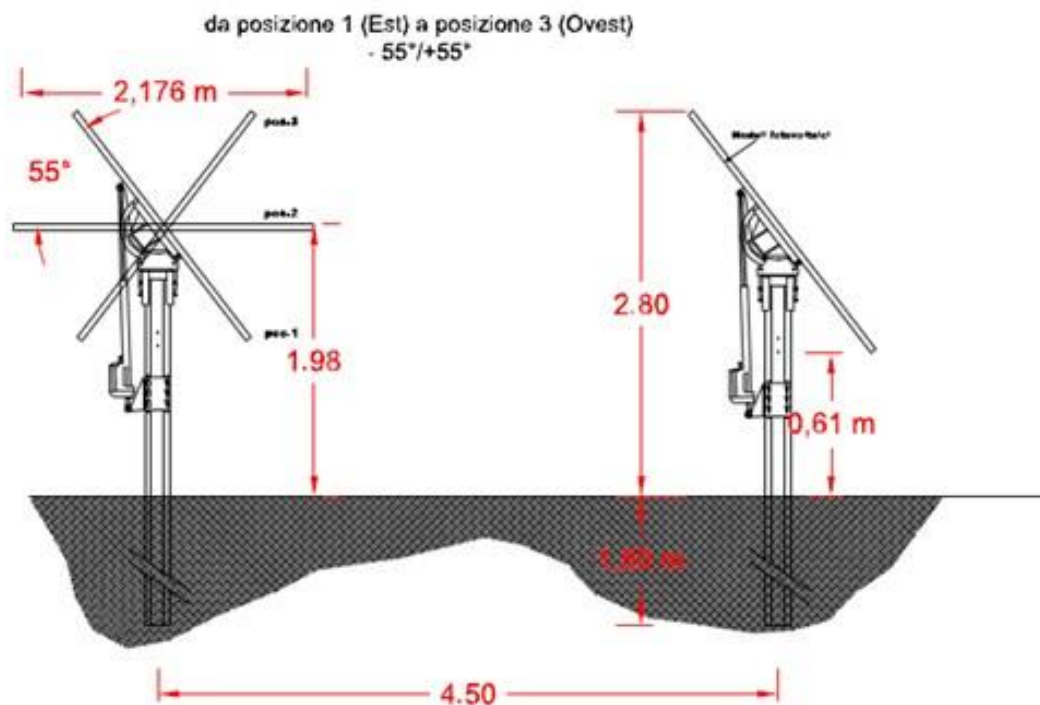


FIGURA 2

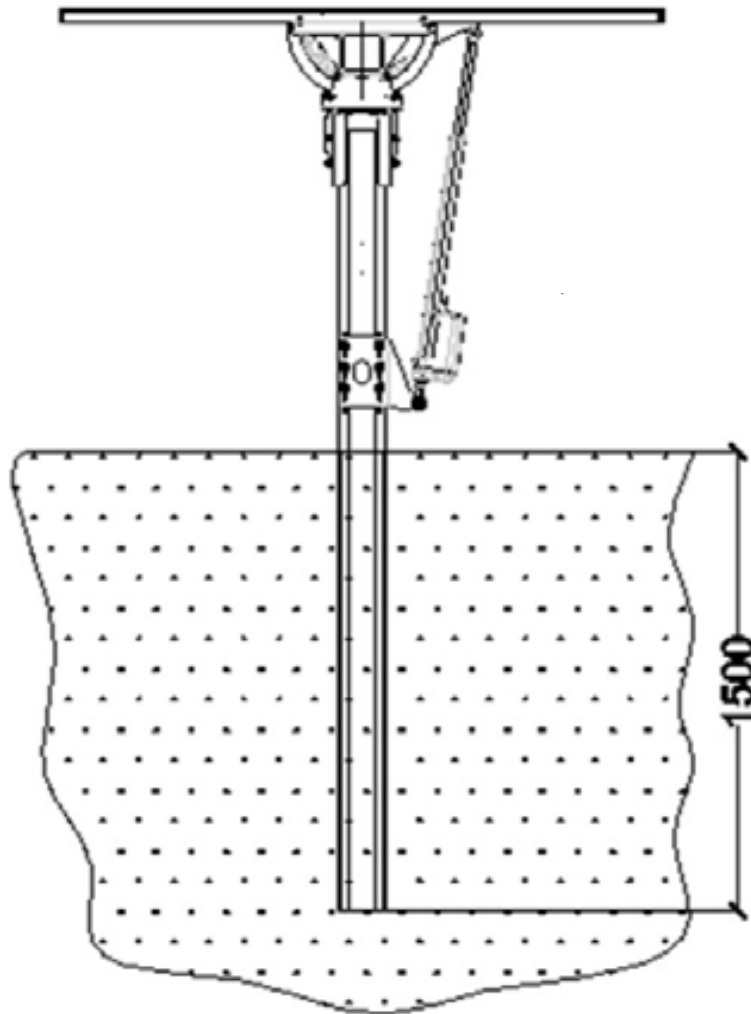


FIGURA 3



## 1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA

LA DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE SECONDO LE NTC 2018 SI DETERMINA ATTRAVERSO UNA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE. NEI NODI DELLA GRIGLIA L'INGV HA CALCOLATO L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA, IN CONFORMITÀ A QUEST'ULTIMA SONO CALCOLATI I PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.

PARAMETRI DI INGRESSO PER LE FORME SPETTRALI NELLA LOCALITÀ DI INSTALLAZIONE A BRINDISI

TABELLA 1

LATITUDINE [ED50/WSG84]	LONGITUDINE [ED50/WSG84]
40,579599 / 40.578621	17,999665 / 17.998882
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	50 ANNI

#### 1.1.1. SITO DIRIFERIMENTO

POSIZIONE DEL PUNTO (SITO DI INTERESSE) RISPETTO ALLA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE (NODI IN CUI È CALCOLATA L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA):

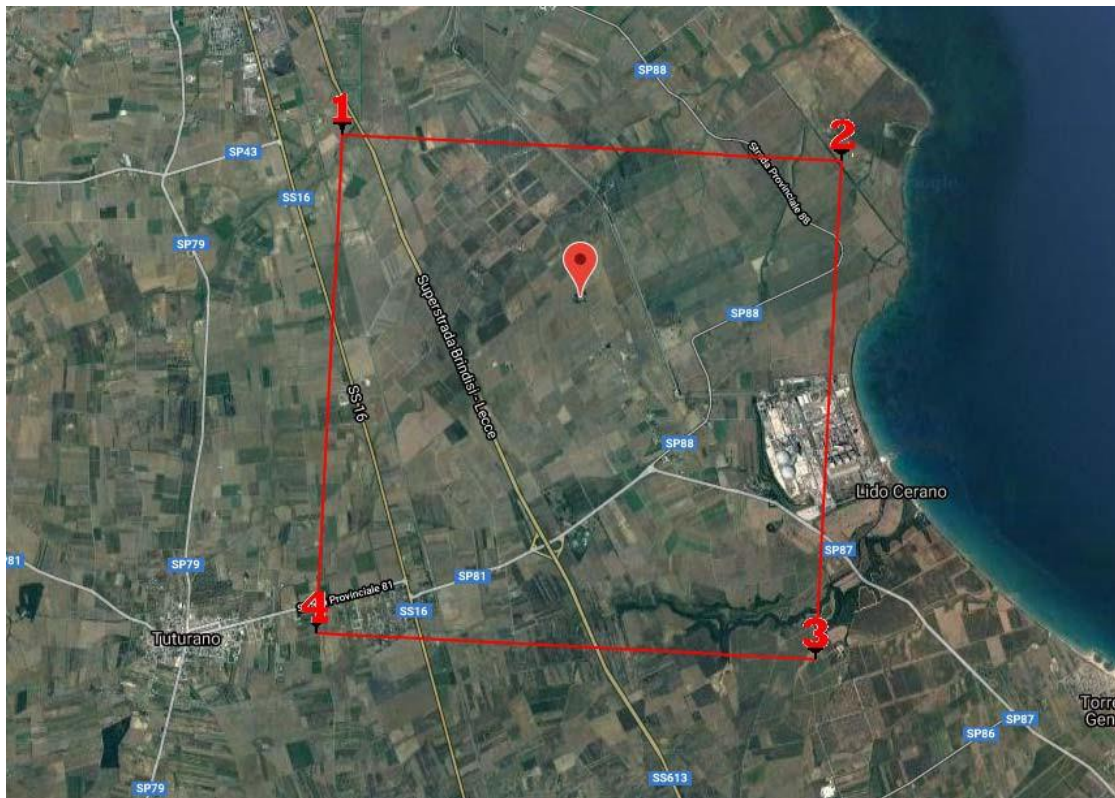


FIGURA 4: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

## 1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

TABELLA 2: PARAMETRI PER TERRENO TIPO B

“STATO LIMITE”	$T_R$ [ANNI]	$A_G$ [G]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
OPERATIVITÀ	60	0.019	2.305	0.211
DANNO	101	0.025	2.285	0.310
SALVAGUARDIA VITA	949	0.055	2.560	0.518
PREVENZIONE COLLASSO	1950	0.067	2.676	0.539

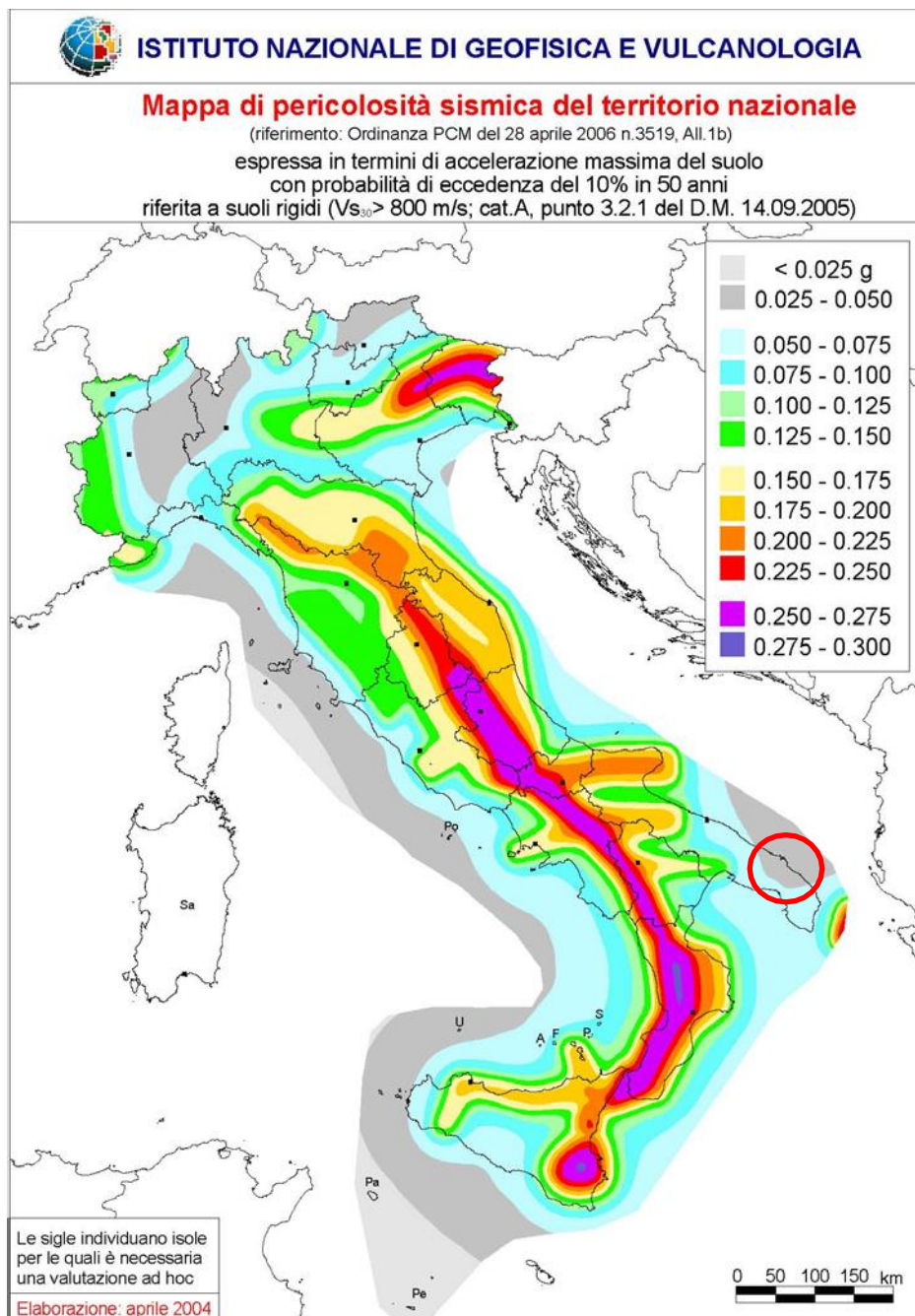


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA - APRILE 2004



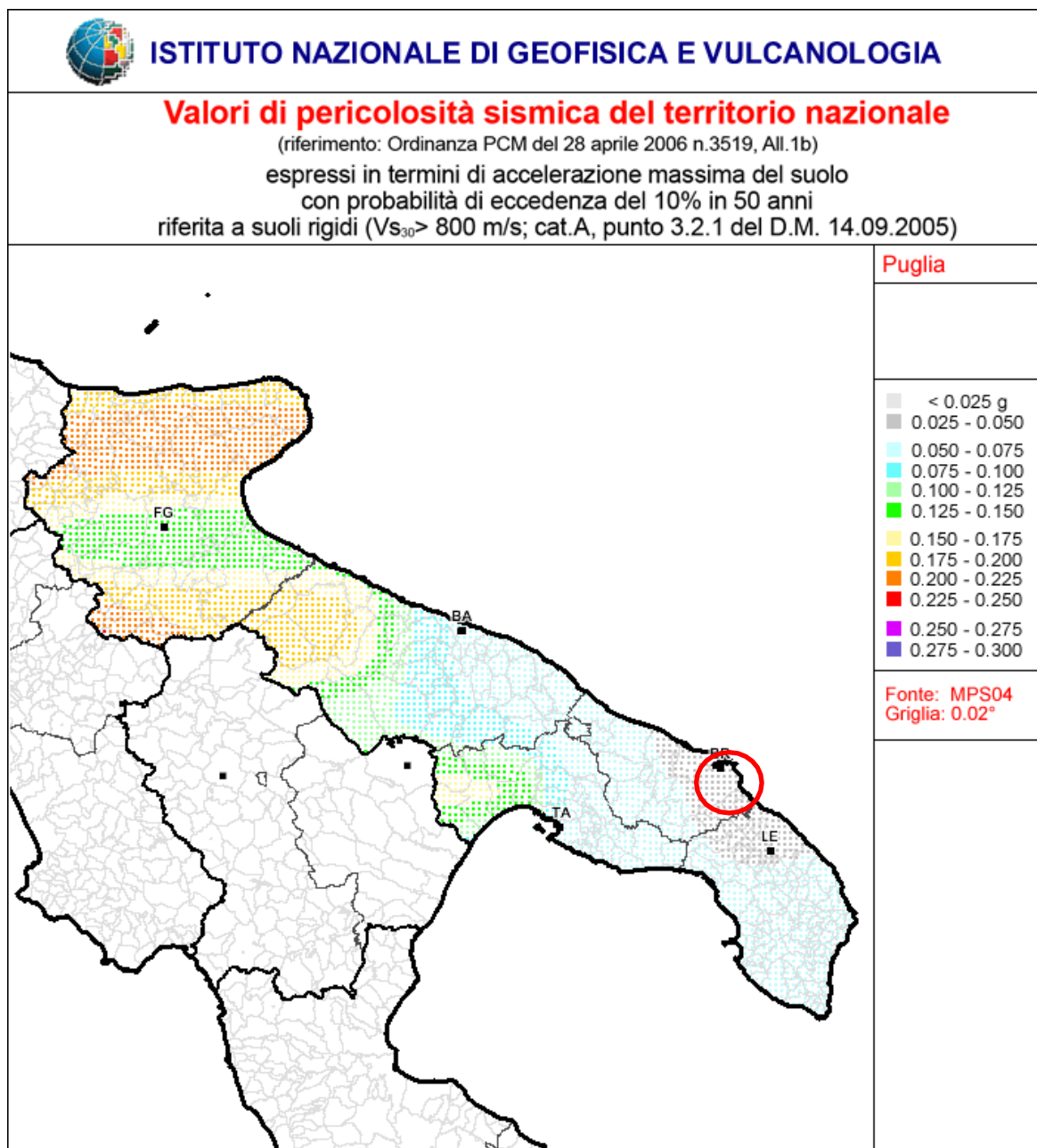


FIGURA 6: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE - APRILE 2004

## 1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

L'AREA INDAGATA È UBICATA A CAVALLO DELLA STRADA COMUNALE N. 29 A CIRCA 4.0 KM A SUD DI BRINDISI E CIRCA 4.5 KM A NORDEST DI TUTURANO.

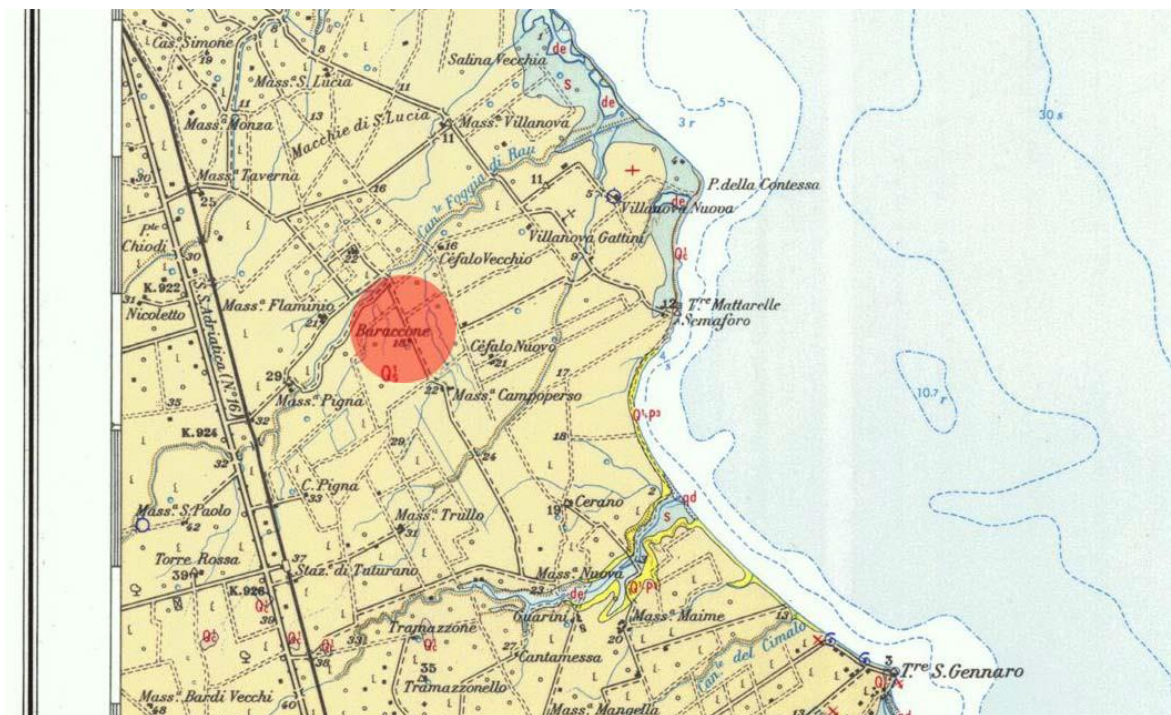
IL PAESAGGIO FISICO DELL'AREA È COSTITUITO DA UNA DEPRESSIONE ALLUVIONALE TABULARE POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI 61 METRI S.L.M.; TETTONICAMENTE È COLLOCATA ALL'INTERNO DI UN ESTESO GRABEN.

L'ATTUALE CONFIGURAZIONE GEOLOGICA È FRUTTO DELLA TETTONICA DISTENSIVA CHE HA INTERESSATO IL BASAMENTO CALCAREO DURANTE IL TERZIARIO E CHE HA DATO VITA AD UNA SERIE DI DEPRESSIONI IN CUI SI SONO DEPOSTE IN TRASGRESSIONE LE SEQUENZE SEDIMENTARIE PLEISTOCENICHE.

IL RILIEVO GEOLOGICO HA EVIDENZIATO LA PRESENZA DELLE SEGUENTI FORMAZIONI DAL BASSO VERSO L'ALTO:

- CALCARI DI ALTAMURA (CRETACEO);
- CALCARENITI DI GRAVINA (PLEISTOCENE INF.);
- FORMAZIONE DI GALLIPOLI (PLEISTOCENE SUP.).

QUEST'ULTIMA FORMAZIONE (INTERESSATA DALLE OPERE FONDALI) RISULTA COSTITUITA DA DUE UNITÀ: SABBIE E ARGILLE. LE ARGILLE SI RINVENGONO IN PROFONDITÀ E SI CORRELANO, SIA DAL PUNTO DI VISTA LITOLOGICO CHE STRATIGRAFICO, ALLE ARGILLE SUBAPPENINE PLIO-PLEISTOCENICHE O ALLE ARGILLE GRIGIO-AZZURRE CALABRIANE, RINVENIBILI IN DIVERSE ZONE DELLA PUGLIA, DAL TAVOLIERE ALLA FASCIA PREMURGIANA, ALLE MURGE E AL SALENTO. SOSTANZIALMENTE I CARATTERI DI TALI ARGILLE SONO LARGAMENTE CONFRONTABILI LUNGO TUTTE LE AREE DI AFFIORAMENTO. SUPERIORMENTE PASSANO GRADUALMENTE, M LINEA GENERALE, A DEPOSITI SABBIOSI O CALCARENITICI CALABRIANI, COSTITUENTI I TERMINI DI CHIUSURA DI DETTO CICLO.



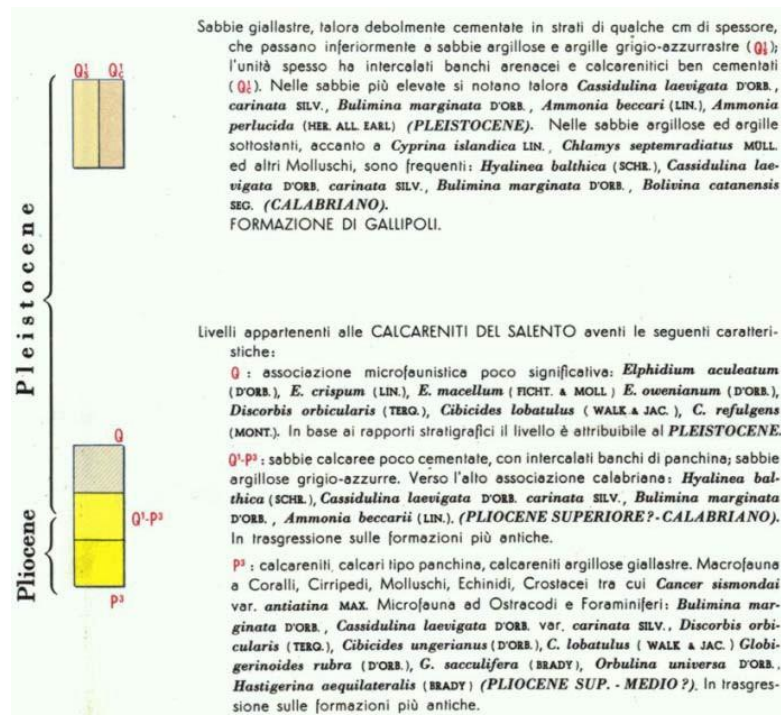


FIGURA 7: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA - CERIGNOLA FOLGIO 175 - IN ROSSO L'AREA DI INTERESSE LE SABBIE SI RINVENGONO, CON PROBABILE PASSAGGIO GRADUALE, DEI DEPOSITI SABBIOSI DI NATURA CALCAREO-MICACEA. ESSE SONO AFFIORANTI ESTESAMENTE SU TUTTA L'AREA INDAGATA.

## 1.2.1. IDROGEOLOGIA

NELL'AREA IN ESAME VI È PRESENZA DI FALDA SUPERFICIALE, PRESENTE A 4.0-5.0 METRI DAL P.C. CHE NON INTERCETTA LE OPERE DI FONDAZIONE IN PROGETTO.

## 1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

IL PROGRAMMA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE, PER LA REDAZIONE DEL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO, ELABORATO DAL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, È STATA ESEGUITA IN OTTEMPERANZA AL D.M. 17/01/2018 E AL D.M. LL. PP. DEL 11/03/1988.

TALE ATTIVITÀ È STATA CONDOTTA ESEGUENDO:

- N. 8 PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE, REALIZZATI CON UN'INTERDISTANZA DI 3 METRI;
- N.2 INDAGINI SISMICHE CON METODOLOGIA MASW, PER INDIVIDUARE LA CATEGORIA SISMICA DI SUOLO DI FONDAZIONE.
- UNA PROVA PENETROMETRICA ESEGUITA NELL'AREA INTERESSATA DALLA SOTTOSTAZIONE;
- UNA PROVA DI PERMEABILITÀ IN FORO DI SONDAGGIO PENETROMETRICO AL FINE DI VALUTARE LA CAPACITÀ DI ASSORBIMENTO DELL'AREA.



PER MAGGIORI DETTAGLI SUI RISULTATI SI RIMANDA ALLA RELAZIONE GEOLOGICA REDATTA DAL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, DOCUMENTO CHE COSTITUISCE PARTE INTEGRANTE DELLA PRESENTE RELAZIONE GEOTECNICA.

### 1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI

LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE È STATA REDATTA SULLA BASE DELL'INTERPRETAZIONE DELLE SPECIFICHE PROVE IN SITO. DAI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOLOGICHE E DALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA SI SONO DESUNTE LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE PER LE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INTERESSATE DALLA COSTRUZIONE DELL'OPERA.

TABELLA 3

2 sabbie concrezionate		
Classificazione	Incoerente	Fill
<b>Pesi</b>		
Peso specifico del terreno naturale ( $\gamma$ )	<daN/mc>	1780
Peso specifico del terreno saturo ( $\gamma_{sat}$ )	<daN/mc>	2400
<b>Proprietà indice</b>		
<input checked="" type="checkbox"/> Usa le impostazioni seguenti:		
Densità relativa ( $D_r$ )	<%>	33
Indice di plasticità ( $I_p$ )	<%>	
<b>Parametri plastici</b>		
Angolo di attrito efficace ( $\phi'$ )	<grad>	31
Coesione efficace ( $c'$ )	<daN/mq>	800
Coesione non drenata ( $c_u$ )	<daN/mq>	
<b>Caratteristiche litostatiche</b>		
Grado di sovraconsolidazione (OCR)		1
Coeff. di spinta a riposo ( $\kappa_0$ )		0.485
<b>Parametri elastici</b>		
<input checked="" type="checkbox"/> Usa le impostazioni seguenti:		
Modulo elastico normale (E)	<daN/mq>	25000000
Modulo elastico tangenziale (G)	<daN/mq>	9580000
Esponente del parametro tensionale ( $\mu$ )		0
Coeff. di Poisson ( $\nu$ )		0.31
Modulo edometrico ( $E_{ed}$ )	<daN/mq>	16130000

N.B.: CON IL PROGETTO ESECUTIVO SARANNO ESEGUITE INDAGINI GEOGNOSTICHE SU OGNI SITO DI COSTRUZIONE, CON RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI CARATTERI GEOTECNICI DEI VARI LITOTIPI RISCONTRATI IN QUESTA FASE DI INDAGINE.



D. E. A.  
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO  
VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE  
TEL. 0832 1940701 – FAX 0832 1940702  
Email: gl.damato@associatidea.com  
PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



**S.T.C. s.r.l.**  
Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

AVENDO RISCONTRATO CHE L'INDAGINE GEOFISICA DI RIFERIMENTO HA EVIDENZIATO PER L'AREA IN ESAME UN VALORE DI  $V_{s,eq}$  MEDIAMENTE DI **304 M/S**, SI RICAVA UNA ATTRIBUZIONE ALLA CATEGORIA DI SUOLO "C" DI [1]:

"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 TRAL **80 M/S** E **360 M/S**."



## 2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI

LE INDAGINI GEOTECNICHE E GEOFISICHE HANNO RESTITUITO PARAMETRI DI CARATTERIZZAZIONE ELASTICA DEI SUOLI CHE SUGGERISCONO, VISTO:

- L'IMPEGNO STATICO A CUI SARANNO SOGGETTI I TERRENI DI FONDAZIONE;
- IL DISPOSTO NORMATIVO CHE VIETA L'UTILIZZO DI QUALSIASI CONGLOMERATO PER LA REALIZZAZIONE DELLE FONDAZIONI;

DI AFFIDARE LA PORTANZA A STRUTTURE DI FONDAZIONE A:

- "PALI DI FONDAZIONE IN ACCIAIO BATTUTI" DELLA PROFONDITÀ COMPLESSIVA DI 3,00 M E SEZIONE IN ACCIAIO SCATOLARE, PROFILATO A CALDO, DIMENSIONE 320x320x6 MM;
- I TERRENI DI RICOPRIMENTO SONO CONSIDERATI AI FINI DELLA RESISTENZA DELLA FONDAZIONE.

I TERRENI RICONTRATI NELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO SONO CLASSIFICATI PER LA PARTE SUPERFICIALE COME "STRATO DI ALTERAZIONE" (CIRCA 80 CM) SU SABBIE CONCREZIONATE.

ESPERIENZE PREGRESSE HANNO DIMOSTRATO CHE È POSSIBILE REALIZZARE LA FONDAZIONE DELLE STRUTTURE MEDIANTE LA "BATTITURA DIRETTA DEI PALI" NEL TERRENO.

NEI CASI IN CUI TALE ATTIVITÀ RISULTI IMPOSSIBILE (ABBASTANZA REMOTA) SI PREVEDE:

- SI REALIZZINO DEI PREFORI, DI ADEGUATO DIAMETRO, RIEMPITI POI CON GRANIGLIA DI ROCCIA, A SECCO (OVVERO SENZA L'AUSILIO DI AGGREGANTI O CEMENTI DI ALCUN TIPO), DELLA STESSA NATURA DEL TERRENO DI FONDAZIONE;
- SI PROCEDA CON LA BATTITURA DEL PALO NEL PREFORO COLMO DI GRANIGLIA.

LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA IN FONDAZIONE SONO CONDOTTE NEI RIGUARDI DELLO STATO LIMITE ULTIMO E DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO.

LE VERIFICHE NEI RIGUARDI DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) PREVISTE DALLA NORMATIVA SONO:

**EQU:** PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA, DEL TERRENO O DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA, CONSIDERATI COME CORPI RIGIDI;

**STR:** RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI, COMPRESI GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE;

**GEO:** RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA CON SVILUPPO DI MECCANISMI DI COLLASSO DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA;

**ULP:** PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA O DEL TERRENO, DOVUTA ALLA SOTTO-SPINTA DELL'ACQUA (GALLEGGIAMENTO);

**HYD:** EROSIONE E SIFONAMENTO DEL TERRENO DOVUTA A GRADIENTI IDRAULICI.

- VERIFICHE EQU:** L'EDIFICIO È SOGGETTO AD AZIONI DI TIPO VERTICALE E ORIZZONTALE. COME SI EVINCE DAL DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE, QUESTE ULTIME SONO TUTTE DI COMPRESSIONE. PERTANTO ESSENDO LE PRESSIONI DI COMPRESSIONE, SICURAMENTE NON SI HANNO FENOMENI DI PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA.
- VERIFICHE STR:** LE VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI FONDAZIONE SONO STATE ESEGUITE CONTESTUALMENTE ALLA VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN ELEVAZIONE. LE RELATIVE VERIFICHE SONO RIPORTATE NELLA RELAZIONE DI CALCOLO;
- VERIFICHE GEO:** LE VERIFICHE DI RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA SONO CONDOTTE CONFRONTANDO I VALORI DI RESISTENZA CON QUELLI DI PROGETTO, SECONDO L'APPROCCIO 2, COME RIPORTATO NELLE PAGINE SEGUENTI.
- VERIFICHE UPL E HYD :** POICHÉ NEL TERRENO DI FONDAZIONE RISCONTRATO IN SITO NON VI È LA PRESENZA DI FALDA AFFIORANTE E/O SUPERFICIALE, NON SI HANNO FENOMENI DI GALLEGGIAMENTO O DI SIFONAMENTO.

## 2.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO

LA VERIFICA È EFFETTUATA CON RIFERIMENTO ALL'APPROCCIO 2 DI [1]. IN PRIMA ISTANZA VENGONO DETERMINATE LE "RESISTENZE CALCOLATE", PER POI INDIVIDUARE LE "RESISTENZE CARATTERISTICHE" E LE "RESISTENZE DI PROGETTO". INFINE, QUESTE ULTIME SONO POSTE A CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO, COSÌ COME INDIVIDUATE DAL PROGETTISTA STRUTTURALE, PER VERIFICARE LA DISUGUAGLIANZA PRESCRITTA DALLA NORMA.

NEL CASO IN ESAME LA RESISTENZA DI CALCOLO COINCIDE CON IL CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A FORZE VERTICALI,  $Q_L$ , CHE È ESPRESSO DALLA SOMMA DELLA RESISTENZA MOBILITATA ALLA BASE,  $Q_{LB}$ , E DELLA RESISTENZA MOBILITATA LUNGO IL FUSTO,  $Q_{LS}$ .

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE CARATTERISTICHE SI EFFETTUATA DIVIDENDO I VALORI DEI CONTRIBUTI ALLA PUNTA E LATERALE PER IL FATTORE DI CORRELAZIONE  $\xi$ , DEFINITO NELLA TABELLA 6.4.IV DEL CAPITOLO 6 DELLA NORMA. CONSIDERATO IL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (UNA PER PALO) NON POSSIAMO CHE CONSIDERARE I VALORI MASSIMI PREVISTI IN NORMATIVA.

**Tab. 6.4.IV** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO È, INFINE, EFFETTUATA CON RIFERIMENTO AI COEFFICIENTI PARZIALI  $\gamma_b = 1.35$  (COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA BASE DEL PALO) E  $\gamma_s = 1.15$  (COEFFICIENTE DI SICUREZZA LATERALE DEL PALO), COME DA TABELLA 6.4.II DELLA NORMA.

**Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

### 2.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO

IN GENERE IL TERMINE DI CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA  $Q_P$  DI PALI IN TERRENO COESIVO CONTRIBUISCE IN MANIERA MODESTA (10%-20%) ALLA CAPACITÀ PORTANTE TOTALE. PER LA STIMA DI  $Q_P$  SI ESEGUE UN'ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE, IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI. L'EQUAZIONE DI RIFERIMENTO È FORMALMENTE IDENTICA A QUELLA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENO COESIVO IN CONDIZIONI NON DRENATE:

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P})$$

IN CUI  $A_P$  È L'AREA DI BASE DEL PALO,  $Q_P$  È LA CAPACITÀ PORTANTE UNITARIA,  $c_u$  È LA RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE DEL TERRENO ALLA PROFONDITÀ DELLA BASE DEL PALO,  $\sigma_{v0,P}$  È LA TENSIONE VERTICALE TOTALE ALLA PUNTA, E  $N_c$  È UN FATTORE DI CAPACITÀ PORTANTE, IL CUI VALORE È ASSUNTO PARI A 9. MOLTO SPESSO IL PESO DEL PALO  $W_P$  E IL TERMINE  $A_P \sigma_{v0,P}$  SONO TRASCURATI, POICHÉ QUASI SI COMPENSANO, E SI PONE:

$$Q_P = 9 c_u A_P$$

IN TERRENI COESIVI SOVRACONSOLIDATI, E QUINDI SPESSO FESSURATI, È OPPORTUNO INTRODURRE UN FATTORE DI RIDUZIONE  $R_c$  CHE, SECONDO MEYERHOF, PUÒ ESSERE CALCOLATO NEL MODO SEGUENTE, IN FUNZIONE DEL DIAMETRO  $D$  DEL PALO (IN METRI):

$$R_c = \frac{D+1}{2 \cdot D+1} \leq 1$$

## 2.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO

LA CAPACITÀ PORTANTE PER ADERENZA E/O PER ATTRITO LATERALE PER UN PALO DI DIAMETRO  $D$  E LUNGHEZZA  $L$  È PER DEFINIZIONE:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

LE TENSIONI TANGENZIALI LIMITE DI ATTRITO E/O DI ADERENZA LATERALE ALL'INTERFACCIA TRA LA SUPERFICIE DEL PALO E IL TERRENO COESIVO SATURO CIRCOSTANTE,  $\tau_s$ , SONO MOLTO DIFFICILI DA VALUTARE ANALITICAMENTE, POICHÉ DIPENDONO DAL GRADO DI DISTURBO E DALL'ALTERAZIONE DELLE PRESSIONI EFFICACI E INTERSTIZIALI CHE LE MODALITÀ DI COSTRUZIONE DEL PALO PRODUCONO NEL TERRENO. SUL PIANO QUALITATIVO IL FENOMENO È ABBASTANZA CHIARO, MA PER UNA VALUTAZIONE QUANTITATIVA È NECESSARIO RICORRERE A SEMPLIFICAZIONI DRASTICHE E AD UNA BUONA DOSE DI EMPIRISMO. I METODI ATTUALMENTE PIÙ UTILIZZATI SONO DUE, IL METODO  $\alpha$  E IL METODO  $\beta$ .

NEL SEGUITO SONO ESPOSTI ENTRAMBI I METODI E LE ANALISI NUMERICHE SONO AFFRONTATE PER ENTRAMBE LE METODOLOGIE MA, PER COERENZA FORMALE E SOSTANZIALE, IL PROGETTO È CALIBRATO SUL METODO  $\beta$ , VISTA LA CONTEMPORANEA PRESENZA DI TERRENI COERENTI E INCOERENTI.

### 2.1.2.1 METODO $\alpha$

SI ASSUME CHE LE TENSIONI TANGENZIALI LIMITE SIANO UNA QUOTA PARTE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA ORIGINARIA DEL TERRENO INDISTURBATO:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

IN CUI  $\alpha$  È UN COEFFICIENTE EMPIRICO DI ADERENZA CHE DIPENDE DAL TIPO DI TERRENO, DALLA RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA DEL TERRENO INDISTURBATO, DAL METODO DI COSTRUZIONE DEL PALO, DAL TEMPO, DALLA PROFONDITÀ, DAL CEDIMENTO DEL PALO.

TABELLA 4: VALORI INDICATIVI AGI DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA  $\alpha$  PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	<i><math>c_u</math> (kPa)</i>	<i><math>\alpha</math></i>	<i><math>\alpha c_{u,max}</math> (kPa)</i>
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	$\leq 25$	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		$> 75$	0,40	

TABELLA 5: VALORI INDICATIVI (A.P.I. 1984) DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA A PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

$c_u < 25$	$\alpha = 1$
$25 < c_u < 75$	$\alpha = -0,01 c_u + 1,25$
$75 < c_u$	$\alpha = 0,5$

TABELLA 6: VALORI INDICATIVI (VIGGIANI 1999) DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA A PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

$c_u < 25$	$\alpha = 0,7$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,35$

## 2.1.2.2 METODO $\beta$

SI ASSUME CHE LE SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI CHE SI GENERANO DURANTE LA MESSA IN OPERA DEL PALO SI SIANO DISSIPATE AL MOMENTO DI APPLICAZIONE DEL CARICO, E CHE PERTANTO LA TENSIONE TANGENZIALE LIMITE POSSA ESSERE VALUTATA, CON RIFERIMENTO ALLE TENSIONI EFFICACI, NEL MODO SEGUENTE:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

UNA DELLE CORRELAZIONI DI IMPIEGO PIÙ FREQUENTE È QUELLA PROPOSTA DA MEYERHOF (1976), SUCCESSIVAMENTE CONFERMATO DA SHIOI E FUKUI (1982), IN CUI ESPRIMENDO  $Q_s$  IN  $\text{KN}/\text{M}^2$  SI PUÒ ASSUMERE:

$$Q_s = \beta \sigma_{v0} = N_{\text{SPT}}$$

ANCHE PER I TERRENI INCOERENTI SI UTILIZZA IL METODO  $\beta$ .

## 2.1.2.3 OSSERVAZIONI

LA VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE BATTUTI, SIA SOTTO IL PROFILO DELLA VERIFICA DEL TERRENO CHE SOTTO IL PROFILO DELLA VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO IN ACCIAIO INCLUDE LA VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI.



### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

NEL CORSO DELLA RELAZIONE SI È FATTO RIFERIMENTO A VARIE NORME E PUBBLICAZIONI TECNICHE ELENcate QUI DI SEGUITO. SI PRECISA CHE I NUMERI MANCANTI RIGUARDANO RIFERIMENTI CONTENUTI IN ARCHIVIO, NON UTILIZZATI NELLA PRESENTE RELAZIONE.

- [1] D.M. 17.01.2018-AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- [2] CIRCOLARE N. 7/C.S.LL.PP. DEL 12/02/2019
- [3] LEGGE 5 NOVEMBRE 1971 N. 1086 -NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA.
- [4] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 14 FEBBRAIO 1974, N.11951 - “APPLICAZIONE DELLE NORME SUL CEMENTO ARMATO”.
- [5] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 25 GENNAIO 1975, N.13229 - “L’IMPIEGO DI MATERIALI CON ELEVATE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA PER CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO.
- [6] • C.N.R. - UNI 10011-97 - “COSTRUZIONI DI ACCIAIO: ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L’ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE”.
- [7] • OPCM 3274 D.D. 20/03/2003 S.M.I. - “PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA”, E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI (OPCM 3431 03/05/05).
- [8] D.M.LL.PP. 20 NOVEMBRE 1987-“NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DEGLI EDIFICI IN MURATURA E PER IL LORO CONSOLIDAMENTO”.
- [9] CIRC. MIN.LL.PP. N.11951 DEL 14 FEBBRAIO 1992 - CIRCOLARE ILLUSTRATIVA DELLA LEGGE N. 1086.
- [10] D.M. 14 FEBBRAIO 1992 - NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE, PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [11] CIRC. MIN.LL.PP. N.37406 DEL 24 GIUGNO 1993 – ISTRUZIONI RELATIVE ALLE NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE DI CUI AL D.M. 14 FEBBRAIO 1992.
- [12] D.M. 9 GENNAIO 1996 - NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [13] CIRC. MIN. LL.PP. 15.10.1996 N.252 AA.GG./S.T.C. - ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE «NORME TECNICHE PER IL CALCOLO E L’ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE» DI CUI AL D.M. 09.01.1996.
- [14] D.M. 16 GENNAIO 1996 - NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI
- [15] CIRC. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./S.T.C. DEL 4 LUGLIO 1996 – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE “NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI” DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996.
- [16] D.M. 16.1.1996 - NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- [17] CIRC. MIN. LL.PP. 10.4.1997, n. 65 - ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE “NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE” DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996
- [18] EUROCODICE 1 - BASI DI CALCOLO ED AZIONI SULLE STRUTTURE
- [19] EUROCODICE 2 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO
- [20] EUROCODICE 3 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO
- [21] EUROCODICE 4 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO



D. E. A.  
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO  
VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE  
TEL. 0832 194 07 01 – FAX 0832 194 07 02  
Email: gl.damato@associatidea.com  
PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



S.T.C. s.r.l.  
Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

- 
- [22] EUROCODICE 5 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI LEGNO
  - [23] EUROCODICE 6 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DIMURATURA
  - [24] EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA
  - [25] EUROCODICE 8 - INDICAZIONI PROGETTUALI PER LA RESISTENZA SISMICA DELLE STRUTTURE

LECCE, AGOSTO 2020

ING, GIOVANNI LUCA D'AMATO

---

ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI INDIRETTE PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEŠT  
VER. 8.22.

**Sommario**

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni.....2  
     Fondazioni profonde .....2  
 Geotecnica.....3  
     Elenco unità geotecniche .....3  
     Elenco colonne stratigrafiche .....4  
         *Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str\_01* .....6  
 Fondazioni profonde.....6  
     Verifiche capacità portante e cedimenti .....6

**Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni**  
**Fondazioni profonde**

<b>Generali</b>	
<b>Generali</b>	
Calcolo capacità portante per carichi verticali	Secondo formule statiche
Considera capacità portante	Entrambe
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo della profondità critica	No
Effettua calcolo elasto-plastico per cedimenti	Si
Effettua calcolo elasto-plastico per spostamenti orizzontali	Si
Rapporto di elasticità trazione/compressione pari a	1.00
Fattori di correlazione	1.70
Considera fattori di correlazione anche per carichi orizzontali	No
Considera peso del palo	No
Divisore del raggio del palo per lunghezza conci	1.00
Max numero conci palo	50.00
<b>Attrito laterale limite da prove in sito</b>	
Correlato con prove CPT	No
Correlato con prove SPT	No
Fattore di riduzione attrito laterale per pali trivellati	No
<b>Pressione limite alla base da prove in sito</b>	
Correlata con prove CPT	No
Correlata con prove SPT	No
Fattore di riduzione pressione limite alla base per pali trivellati	No
<b>Spostamenti orizzontali</b>	
Spostamenti orizzontali	Risposta elastica in funzione della stratigrafia

<b>Specifici</b>		<b>1</b>
<b>Attrito laterale limite</b>		
Calcolo dell'attrito laterale limite		Si
-Condizioni non drenate		
-Calcolo di $\alpha$		
-Pari a		
-A.G.I. (1984)		
-A.P.I. (1984)		
-Viggiani (1999)		
-Olson e Dennis (1982)		
-Stas e Kulhavy (1984)		
-Skempton (1986)		
-Reese e O'Neill (1989)		x
-Metodo di Bustamente e Doix (1985) per micropali		No
-Iniezioni ripetute		x
-Unica iniezione		
-Condizioni drenate		
-Calcolo di $\beta$		
-Pari a		
-Reese e O'Neill (1989)		x
-Calcolato		
-Calcolo di k		
-Pari a		
-Dal rapporto con $k_0$ pari a		0.00
-Fleming (1985)		
-Calcolo di $\delta$		
-Pari a $\langle \text{grad} \rangle$		
-Dal rapporto con $\phi'$ pari a		0.00
-Calcolo di $a'$ dal rapporto con $c'$		1.00
Calcolo dell'attrito laterale limite per trazione		
-Considera i risultati del calcolo per l'attrito laterale limite per compressione con un fattore di riduzione pari a		0.66
-Sowa (1970)		No
-Bowles (1991)		No
Considera l'effetto dell'attrito negativo		No
-Coefficiente di Lambe		
<b>Pressione limite alla base</b>		
Calcolo della pressione limite alla base del palo		Si
-Terzaghi (1943)		

## Relazione di calcolo

-Meyerhof (1963)	
-Hansen (1970)	
-Vesic (1975)	x
-Berezantzev (1961)	
-Berezantzev (1965)	
-Stagg e Zienkiewicz (1968)	
-Relazione generale, coefficienti di capacità portante	
-In condizioni drenate	
- $N_q$	
- $N_c$	
-In condizioni non drenate	
- $N_c$	
-Fattore di riduzione per terreni coesivi sovraconsolidati	No
<b>Cedimenti</b>	
Risposta elastica laterale	
-Calcolata dalla rigidità dello strato	x
-Coefficiente di influenza	4.00
-Pari a <daN/mq>	
Risposta elastica alla base	
-Calcolata dalla rigidità dello strato	x
-Pari a <daN/mq>	
<b>Spostamenti orizzontali</b>	
Risposta elastica	
-Vesic (1961)	
-Broms (1964)	
-Glick (1948)	
-Chen (1978)	
-Pari a <daN/mq>	
-Dal modulo elastico	x
-Coefficiente effetto tridimensionale	2.00
Resistenza limite	
-Calcolata dai parametri plastici	x
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per attrito	3.00
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per coesione	4.00
-Pari a <daN/mq>	

## Geotecnica

### Elenco unità geotecniche

#### 1 terra rossa:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 1600.00$  daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{sat} = 2000.00$  daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 25.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 300.00$  daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00
- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.58$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale:  $E = 7547000.00$  daN/mq
- Modulo elastico tangenziale:  $G = 2855000.00$  daN/mq
- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 0.00$
- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.32$
- Modulo edometrico:  $E_{ed} = 10922100.00$  daN/mq
- Modulo elastico non drenato:  $E_u = 0.00$  daN/mq

#### 2 sabbie concrezionate:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 1780.00$  daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{sat} = 2400.00$  daN/mc

Proprietà indice:

- Densità relativa:  $D_r = 33.00$  <%>

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 31.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 800.00$  daN/mq

Caratteristiche litostatiche:



## Relazione di calcolo

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00
- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.48$

### Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: E = 25000000.00 daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: G = 9580000.00 daN/mq
- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 0.00$
- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.31$
- Modulo edometrico:  $E_{ed} = 16130000.00$  daN/mq
- Modulo elastico non drenato:  $E_u = 0.00$  daN/mq

## Elenco colonne stratigrafiche

### Colonna stratigrafica numero 1

Posizione: X=0.00 <m> Y=0.00 <m> Z=0.00 <m>

Falda non presente

### Simbologia

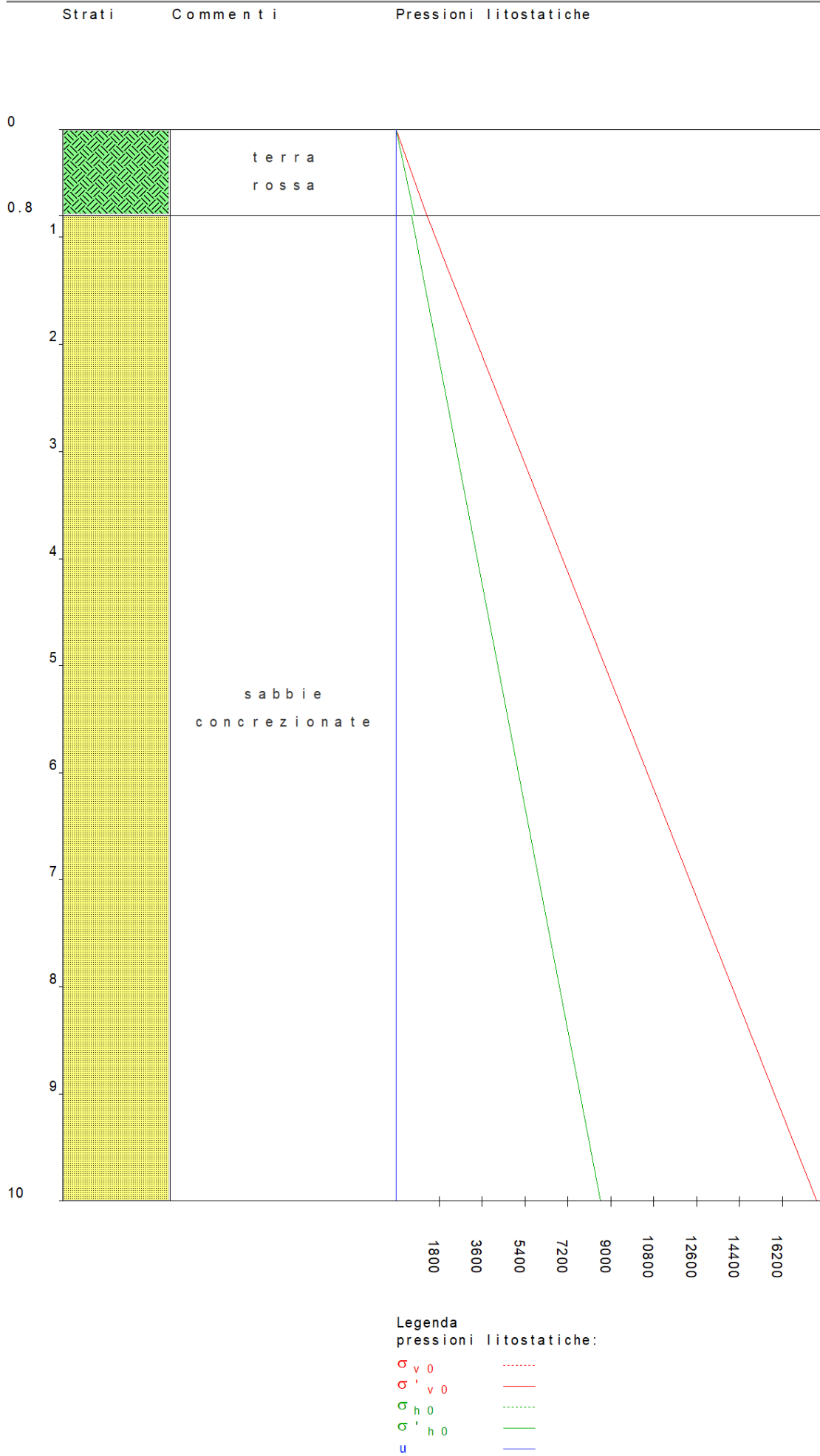
St.	=Strato
z	=Profondità della superficie superiore dello strato
Unità geotecnica	= Unità geotecnica
Class.	=Classificazione
	Coes. = Coesivo
	Inc. = Incoerente
	Roc. = Roccia
	N. c. = Non classificato
$\gamma$	=Peso specifico del terreno naturale
$\gamma_{sat}$	=Peso specifico del terreno saturo
$D_r$	=Densità relativa
$I_p$	=Indice di plasticità
$\phi'$	=Angolo di attrito efficace
$c'$	=Coesione efficace
$c_u$	=Coesione non drenata
OCR	=Grado di sovraconsolidazione
$\kappa_0$	=Coeff. di spinta a riposo
Crit.	=Criterio di progetto

St.	z <m>	Unità geotecnica	Class.	$\gamma$ <daN/mc>	$\gamma_{sat}$ <daN/mc>	$D_r$	$I_p$	$\phi'$ <grad>	$c'$ <daN/mq>	$c_u$ <daN/mq>	OCR	$\kappa_0$	Crit.
1	0.00	1 terra rossa	Inc.	1600.00	2000.00			25.00	300.00		1.00	0.58	1
2	0.80	2 sabbie concrezionate	Inc.	1780.00	2400.00	33.00	0.00	31.00	800.00		1.00	0.48	1

### Simbologia

St.	=Strato
z	=Profondità della superficie superiore dello strato
E	=Modulo elastico normale
G	=Modulo elastico tangenziale
$k_j$	=Esponente del parametro tensionale
$\nu$	=Coeff. di Poisson
$E_{ed}$	=Modulo edometrico
$E_u$	=Modulo elastico non drenato
Crit.	=Criterio di progetto

St.	z <m>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	$k_j$	$\nu$	$E_{ed}$ <daN/mq>	$E_u$ <daN/mq>	Crit.
1	0.00	7547000.00	2855000.00	0.00	0.32	10922100.00	0.00	1
2	0.80	25000000.00	9580000.00	0.00	0.31	16130000.00	0.00	1



**Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str\_01**

Le verifiche degli elementi di fondazione sono state effettuate utilizzando l'approccio 2.

Coefficienti parziali per le azioni, per verifiche in condizioni statiche:

Permanenti strutturali, sicurezza a favore  $\gamma_A = 1.00$ ;  
Permanenti strutturali, sicurezza a sfavore  $\gamma_A = 1.30$ ;  
Permanenti non strutturali, sicurezza a favore  $\gamma_A = 0.00$ ;  
Permanenti non strutturali, sicurezza a sfavore  $\gamma_A = 1.50$ ;  
Variabili, sicurezza a favore  $\gamma_A = 0.00$ ;  
Variabili, sicurezza a sfavore  $\gamma_A = 1.50$ .

I coefficienti parziali per le azioni sono posti pari all'unità per le verifiche in condizioni sismiche.

Tali coefficienti sono comunque desumibili dalla tabella delle combinazioni delle CCE (Parametri di calcolo).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici:

Tangente dell'angolo di attrito  $\gamma_M = 1.00$ ;  
Coesione efficace  $\gamma_M = 1.00$ ;  
Coesione non drenata  $\gamma_M = 1.00$ ;

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni superficiali:

Capacità portante  $\gamma_R = 2.30$ ;

Scorrimento  $\gamma_R = 1.10$ ;

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni profonde:

Per pali infissi:

Resistenza alla base  $\gamma_{R,b} = 1.15$ ;

Resistenza laterale in compressione  $\gamma_{R,s} = 1.15$ ;

Resistenza laterale in trazione  $\gamma_{R,t} = 1.25$ ;

Per pali trivellati:

Resistenza alla base  $\gamma_{R,b} = 1.35$ ;

Resistenza laterale in compressione  $\gamma_{R,s} = 1.15$ ;

Resistenza laterale in trazione  $\gamma_{R,t} = 1.25$ ;

Per pali ad elica continua:

Resistenza alla base  $\gamma_{R,b} = 1.30$ ;

Resistenza laterale in compressione  $\gamma_{R,s} = 1.15$ ;

Resistenza laterale in trazione  $\gamma_{R,t} = 1.25$ ;

Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica desumibile dai criteri di progetto.

**Fondazioni profonde**

**Simbologia**

$D_p$  = Diametro pali  
 $L_p$  = Lunghezza pali  
 $W_p$  = Peso del palo  
 $D$  = Profondità della testa del palo  
 $Q_{S_{lim}}$  = Resistenza laterale di progetto per compressione  
 $q_p$  = Pressione limite alla base del palo  
 $Q_{P_{lim}}$  = Resistenza di progetto alla base del palo  
 $k_p$  = Risposta elastica alla base del palo  
 $Z_p$  = Profondità del tratto di integrazione  
 $\tau_s$  = Attrito laterale limite per compressione  
 $k_s$  = Risposta elastica laterale per compressione  
 $\sigma_n$  = Pressione limite per carichi orizzontali  
 $k_n$  = Risposta elastica per carichi orizzontali  
Caso = Caso di verifica  
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
N = Sforzo normale  
Ced = Cedimento calcolato  
Sic.V = Sicurezza a rottura verticale  
T = Taglio in testa  
M = Momento flettente  
Sps = Spostamento  
Sic.O = Sicurezza a rottura orizzontale

**Verifiche capacità portante e cedimenti**

Palo n. 1

Tipo palo=Battuto prefabbricato  
Rotazione testa libera

Relazione di calcolo

Coefficiente di efficienza=1.00  
 Dp=0.350000 <m> Lp=3.000000 <m> Wp=721.59 <daN> D=0.00 <m>  
 Colonna stratigrafica numero 1 str\_01  
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	$\tau_s$ <daN/cmq>	$k_s$ <daN/cm>	$\sigma_h$ <daN/cmq>	$k_h$ <daN/cm>
0.00	0.03	4.08	0.38	43.13
0.80	0.24	13.69	2.33	142.86
3.00	0.64	13.69	6.00	142.86

QS<sub>im</sub>=11929.80 <daN>  
 q<sub>p</sub>=98.88 <daN/cmq>  
 QP<sub>im</sub>=95136.30 <daN>  
 k<sub>p</sub>=101.02 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-395.87	0.00	138.34	34.58	51.88	0.00	>1
2	2	-359.88	0.00	--	19.00	28.50	0.00	--
3	3	-395.87	0.00	138.34	34.58	51.88	0.00	>1
4	4	-359.88	0.00	--	19.00	28.50	0.00	--
5	5	-395.87	0.00	138.34	34.58	51.88	0.00	>1
6	6	-359.88	0.00	--	19.00	28.50	0.00	--
7	7	-395.87	0.00	138.34	34.58	51.88	0.00	>1
8	8	-359.88	0.00	--	19.00	28.50	0.00	--
9	9	-395.87	0.00	138.34	34.58	51.88	0.00	>1
10	10	-359.88	0.00	--	19.00	28.50	0.00	--
11	11	-395.87	0.00	138.34	34.58	51.88	0.00	>1
12	12	-359.88	0.00	--	19.00	28.50	0.00	--
13	13	-395.87	0.00	138.34	34.58	51.88	0.00	>1
14	14	-359.88	0.00	--	19.00	28.50	0.00	--
15	15	-395.87	0.00	138.34	34.58	51.88	0.00	>1
16	16	-359.88	0.00	--	19.00	28.50	0.00	--
17	17	-1532.85	0.00	35.73	0.00	0.00	0.00	>1
18	18	-1069.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
19	19	-501.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
20	20	-359.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
21	21	-4545.60	0.01	12.05	4302.75	3722.78	0.45	1.05
22	22	-3340.50	0.01	16.39	2581.65	2233.67	0.17	1.35
23	23	-3078.38	0.01	--	2868.50	2481.85	0.21	--
24	24	-2274.98	0.01	--	1721.10	1489.11	0.08	--
25	25	-903.58	0.00	--	573.70	496.37	0.02	--
26	26	-501.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
27	27	-359.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--