

**IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA  
DA FONTE SOLARE FOTOVOLTAICA DI POTENZA NOMINALE  
PARI A 43,0 MVA DENOMINATO "PADULA"**

**REGIONE PUGLIA  
PROVINCIA di FOGGIA  
COMUNE di CANDELA**

**Località: Masseria Padula**

PROGETTO DEFINITIVO  
Id AU HF0TH51

Tav.:

Titolo:

18a

**Relazione Geotecnica, Sismica  
Aree di impianto**

Scala:

Formato Stampa:

Codice Identificatore Elaborato

n.a.

A4

HF0TH51\_RelazioneGeotecnica\_18a

Progettazione:

Committente:

**DOTT. ING. Fabio CALCARELLA**

Via Bartolomeo Ravenna, 14 - 73100 Lecce  
Mob. +39 340 9243575  
fablo.calcarella@gmail.com - fablo.calcarella@ingpec.eu  
P. IVA 04433020759

**Whysol-E Sviluppo S.r.l.**

Via Meravigli, 3 - 20123 - MILANO  
Tel: +39 02 359605  
info@whysol.it - whysol-e.sviluppo@legalmail.it  
P. IVA 10692360968



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: giovannluca.damato@ingpec.eu



Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Luglio 2020	Prima emissione	GDA	FC	WHYSOL E- Sviluppo s.r.l.

## RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

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

### GENERALITA'

<b>OGGETTO</b>	PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN <u>"IMPIANTO DI PRODUZIONE DI DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE FOTOVOLTAICA IN AGRO DI CANDELA (FG)"</u> DELLA SOCIETÀ PROPONENTE WHYSOL – E SVILUPPO S.R.L.
<b>COMUNE:</b>	CANDELA (FG)
<b>ZONA SISMICA:</b>	ZONA I
<b>ALTITUDINE:</b>	240 M S.L.M.
<b>TIPOLOGIA STRUTTURALE:</b>	STRUTTURA IN ACCIAIO
<b>TIPOLOGIA FONDAZIONI:</b>	FONDAZIONI PROFONDE
<b>NORMATIVA:</b>	D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 17/01/2018 CIRCOLARE C. S. LL. PP. N. 7 DEL 12/02/2019
<b>APPROCCIO VERIFICA GEO:</b>	APPROCCIO 2

<b>INDICE</b>	
<b>0. PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
0.1. IMPIANTO FOTOVOLTAICO – DESCRIZIONE DELL’OPERA .....	3
<b>1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>6</b>
1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA .....	6
1.1.1. SITO DI RIFERIMENTO .....	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
<b>2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI</b> .....	<b>13</b>
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 A .....	16
2.1.2.2 METODO B .....	17
2.1.2.3 OSSERVAZIONI.....	17
<b>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>18</b>

## 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 IN AGRO DI CANDELA (FG)" DELLA SOCIETÀ PROPONENTE WHYSOL – E SVILUPPO S.R.L..

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 I'. ORTOFOTO DELL'AREA

## O.I. 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 28 O 14 PANNELLI FOTOVOLTAICI. IL MODULO FOTOVOLTAICO PRESO IN CONSIDERAZIONE IN QUESTA FASE PROGETTUALE HA DIMENSIONI DI 2108 MM X 1048 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).

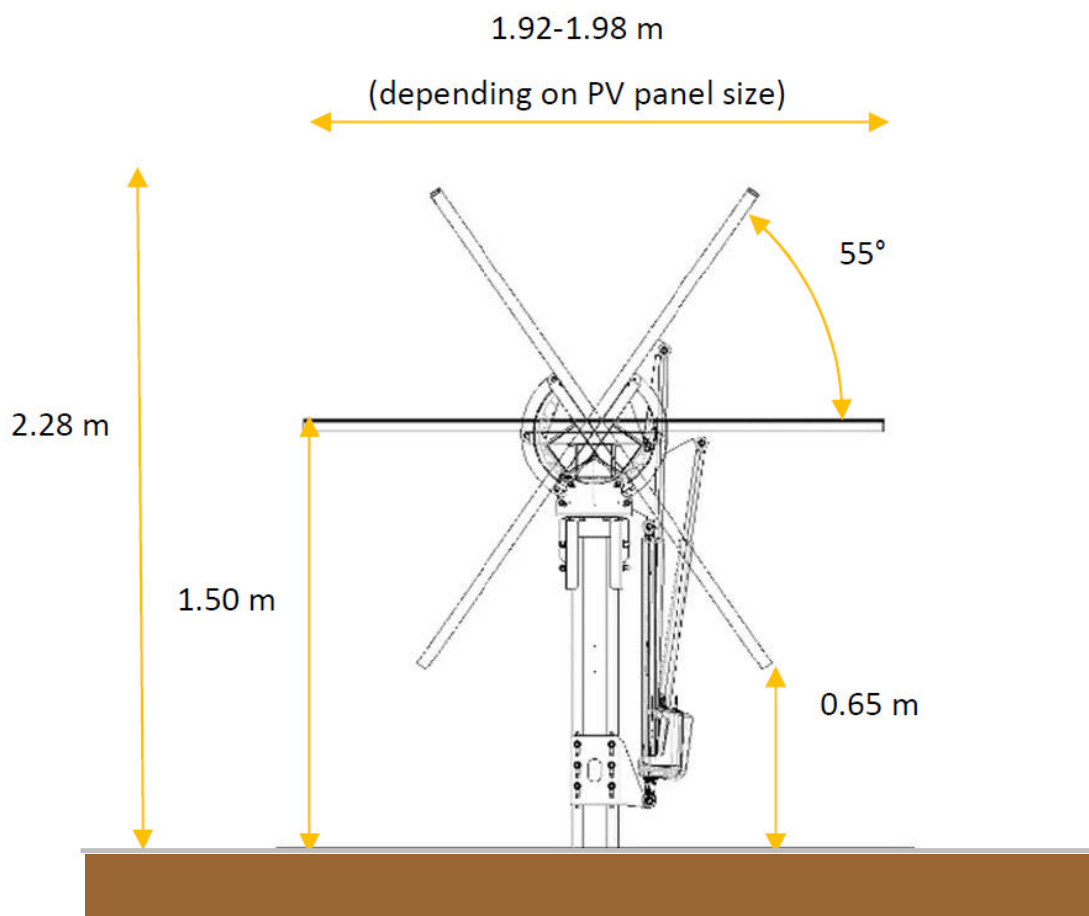


FIGURA 2

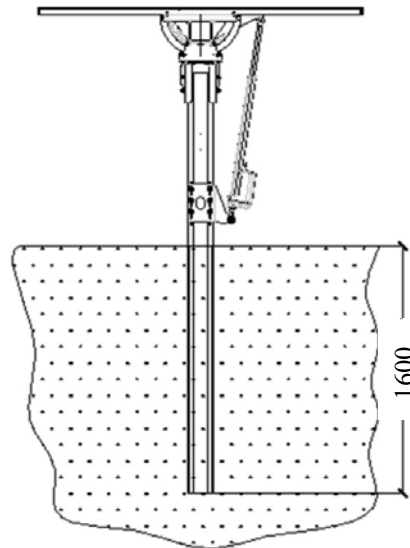


FIGURA 3

## I. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### I.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 GUAGNANO (LE)

TABELLA I

LATITUDINE [ED50/WGS84]	LONGITUDINE [ED50/WGS84]
41.126077 / 41.125094	15.568231 / 15.567385
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	50 ANNI

#### I.1.1. SITO DI RIFERIMENTO

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):

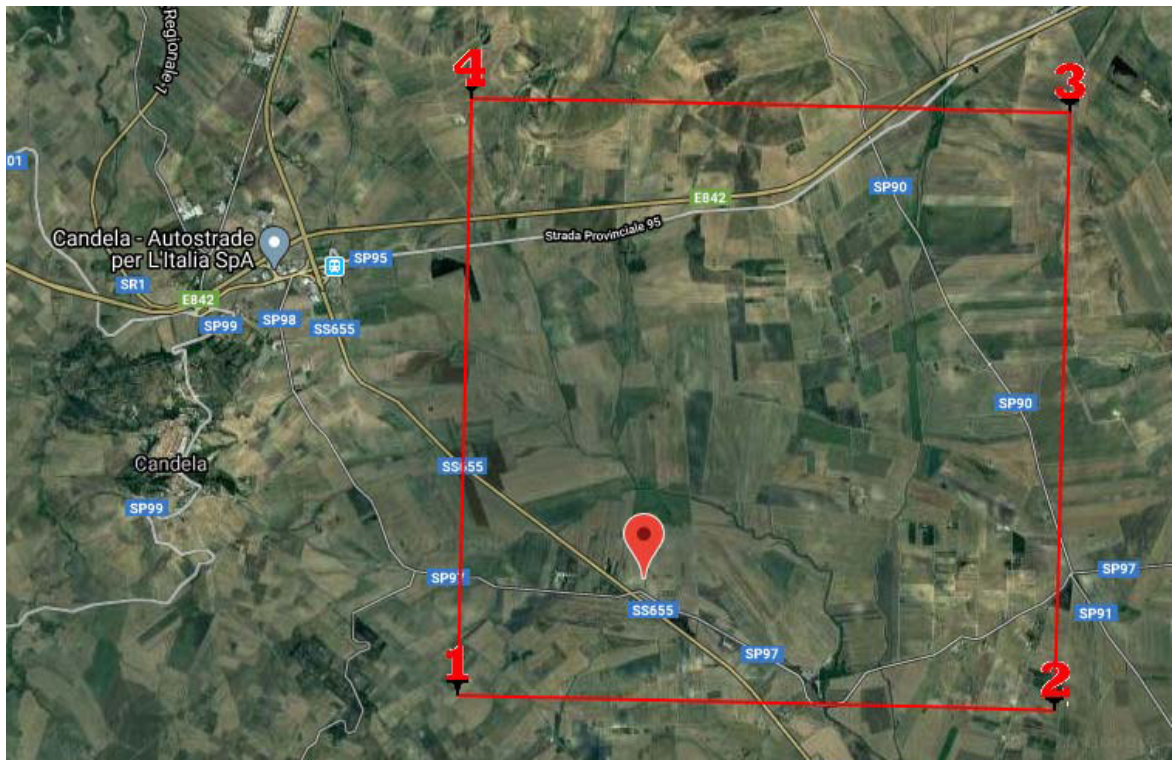


FIGURA 4: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

## 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	0.071	2.486	0.322
DANNO	101	0.094	2.436	0.338
SALVAGUARDIA VITA	949	0.278	2.390	0.418
PREVENZIONE COLLASSO	1950	0.386	2.336	0.435

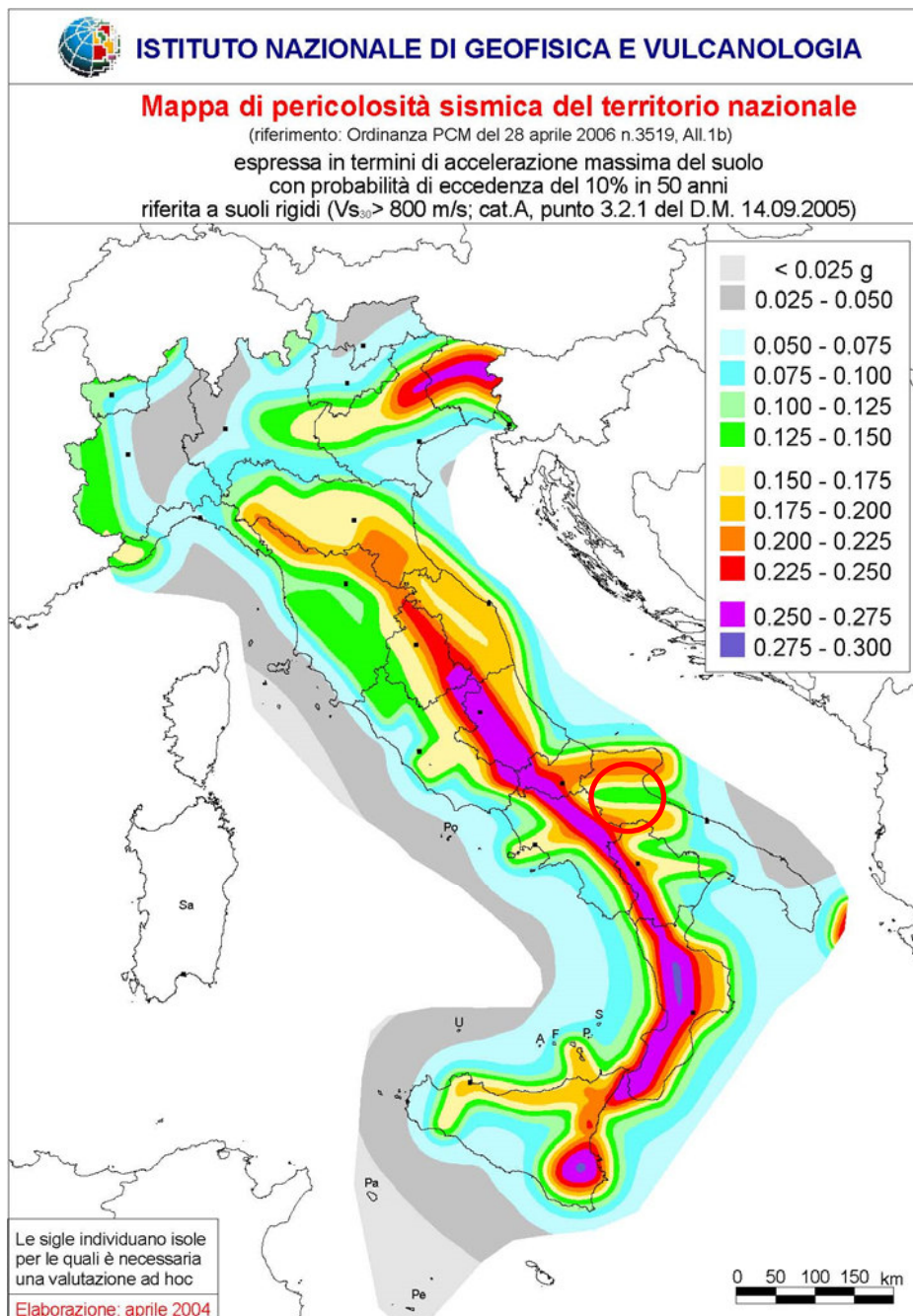


FIGURA 5. MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004



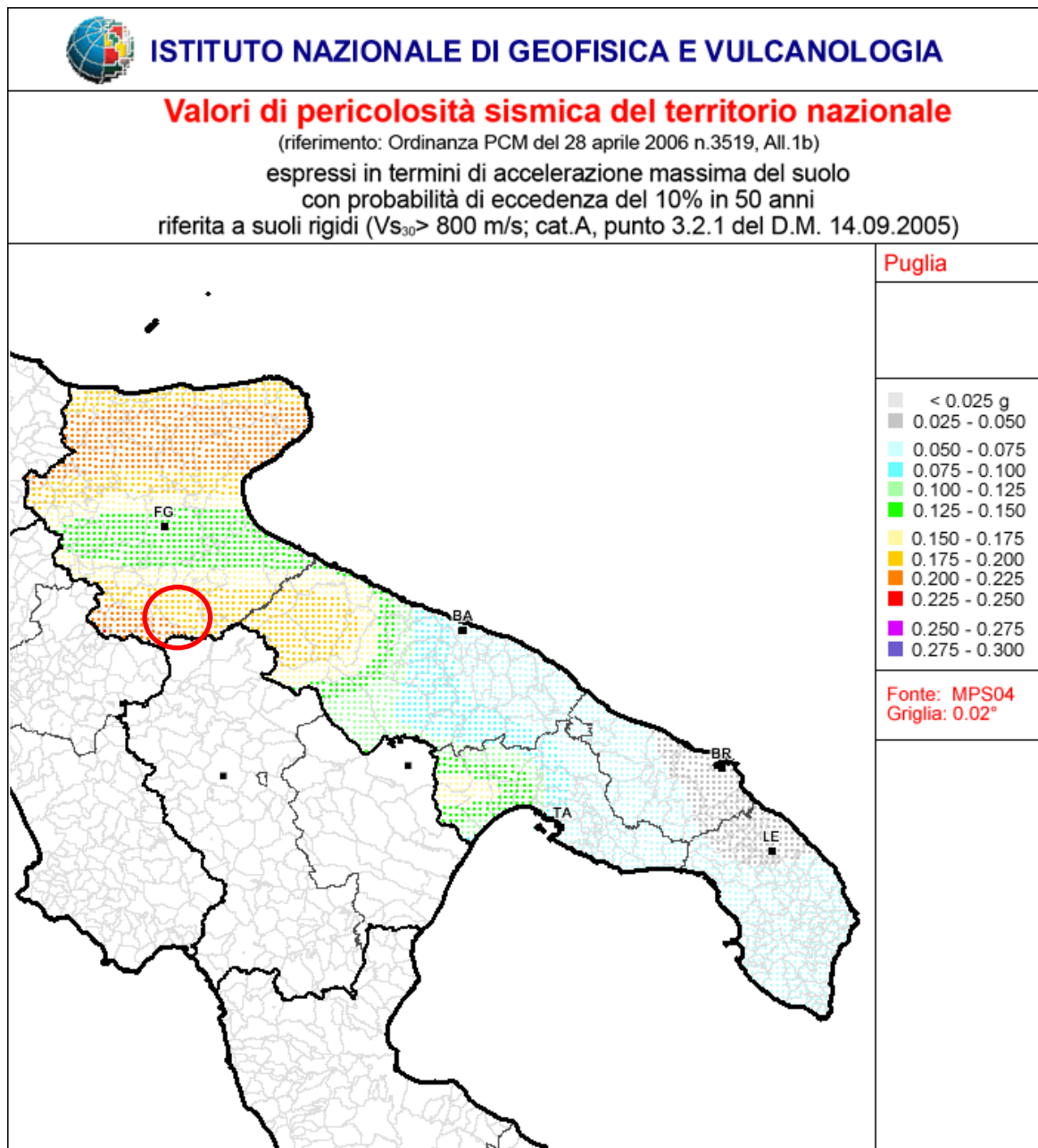


FIGURA 6: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

## 1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA SUD DEL CAPOLUOGO FOGGIA, AL CONFINE CON LA REGIONE BASILICATA, POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI CIRCA 240 M S.L.M..

DAL PUNTO DI VISTA MORFO-STRUTTURALE LA PUGLIA È SUDDIVISA IN TRE SETTORI ALLUNGATI IN SENSO APPENNINICO: IL SETTORE DI AVAMPAESE, IL SETTORE DI AVANFOSSA ED IL SETTORE DI CATENA, ED È PROPRIO IN QUEST'ULTIMO CHE RICADE LA ZONA OGGETTO DI STUDIO.

LO STILE TETTONICO DELL'APPENNINO DAUNO È DIVERSIFICATO E SOSTANZIALMENTE RICONDUCE A DUE ZONE GEOLOGICHE: L'AREA OCCIDENTALE E QUELLA ORIENTALE (NELLA QUALE RICADE LA ZONA IN ESAME).

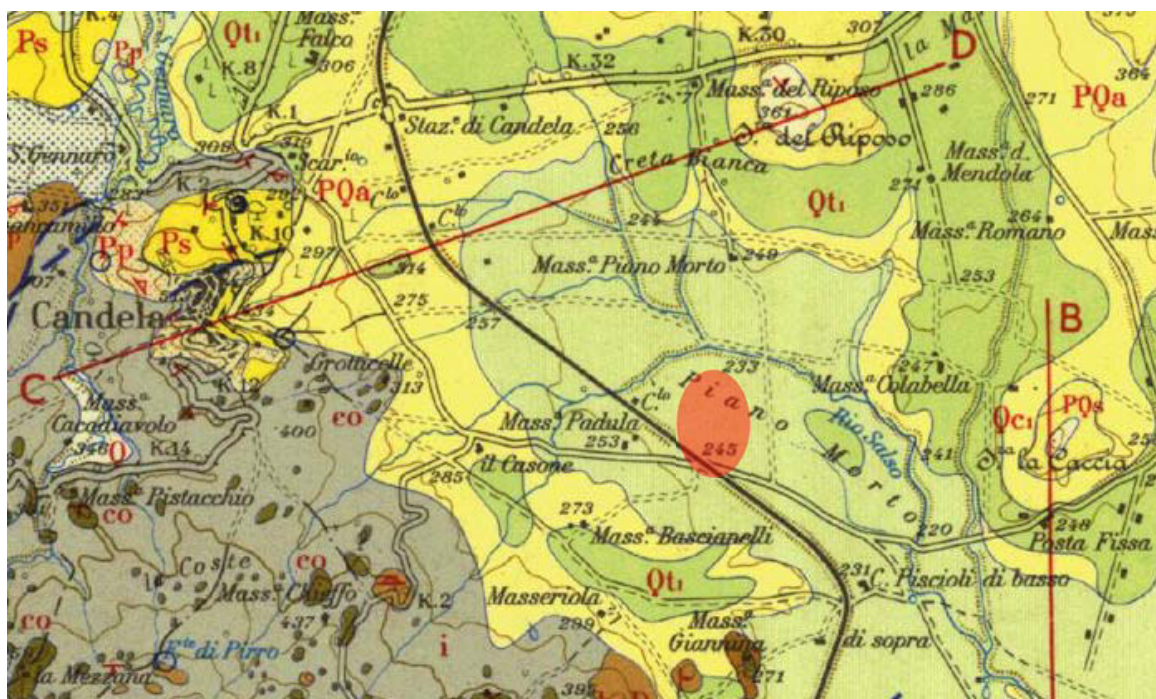
LA ZONA OCCIDENTALE È STATA OGGETTO DI EVENTI TETTONICI CHE HANNO DETERMINATO UNA MORFOLOGIA DI RILIEVO, INTERESSATA DA UN SISTEMA DI FAGLIE ORIENTATE PREVALENTEMENTE NNO-SSE SECONDO LE DIRETTRICI TETTONICHE APPENNINICHE. È COSTITUITA DA TERRENI FLISCIOIDI, ESSENZIALMENTE SEDIMENTI ARGILLOSI ALLOCTONI CHE HANNO SUBITO LA TETTONICA TRASLATIVA.

I SEDIMENTI DELLA ZONA ORIENTALE COSTITUISCONO UNA MONOCLINALE CARATTERISTICA DI UN SETTORE DI AVAMPAESE; SONO DEPOSITI MARINI RIFERIBILI AL CICLO DI SEDIMENTAZIONE DEL PLIO-PLEISTOCENE.

E' DIFFICILE L'INDIVIDUAZIONE DELLE FORMAZIONI GEOLOGICHE IN QUANTO L'INTENSA ATTIVITÀ TETTONICA HA MODELLATO LA NATURA LITOLOGICA DELLA ZONA.

NELL'AREA OGGETTO DI STUDIO SONO STATE PERTANTO INDIVIDUATE LE SEGUENTI LITOLOGIE, PROCEDENDO DAL BASSO VERSO L'ALTO:

- LA FORMAZIONE ARGILLOSA-SABBIOSA E CONGLOMERATICA DEL PLIOCENE;
- LA FORMAZIONE CONGLOMERATICA DEL PLEISTOCENE.



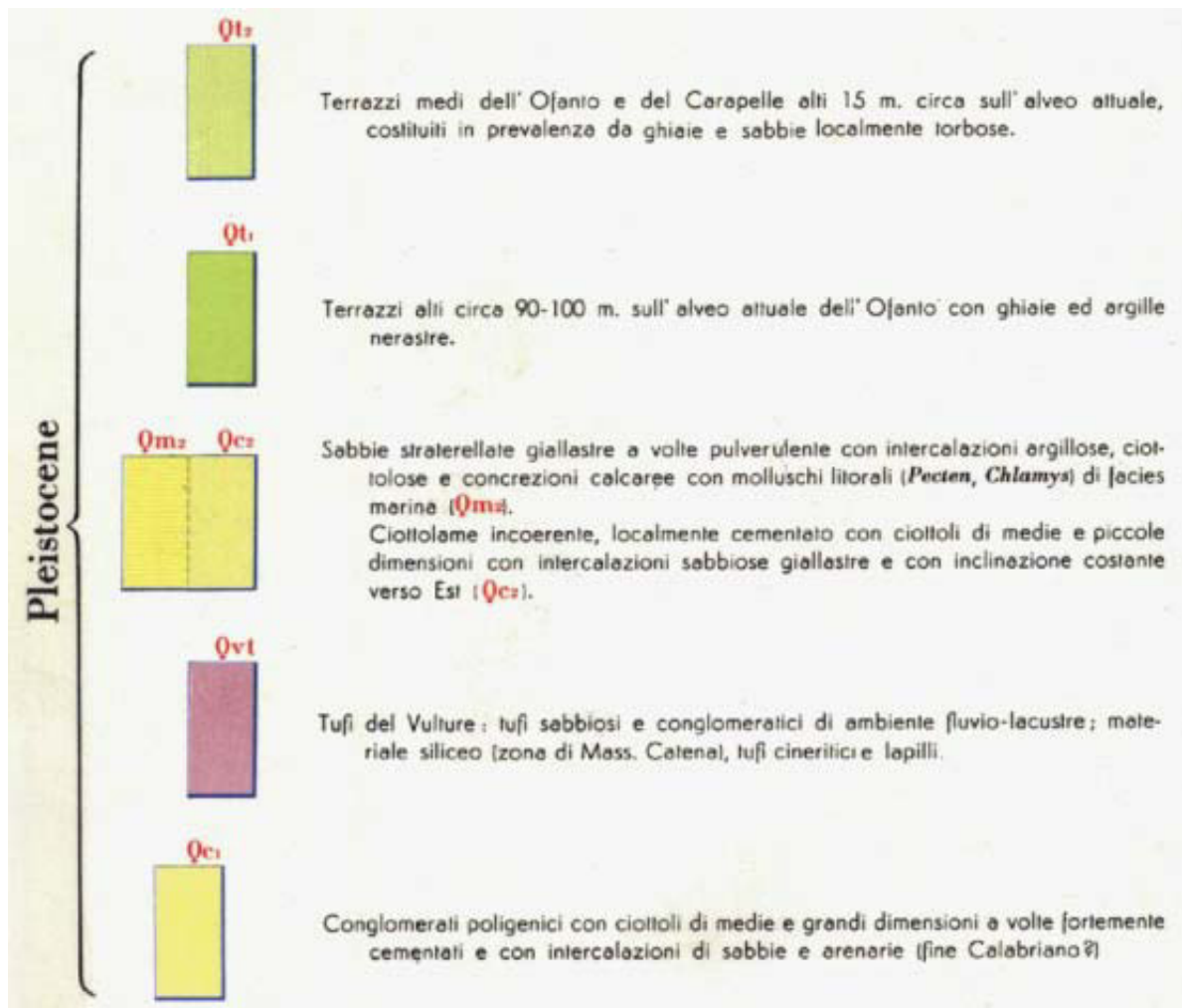


FIGURA 7: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – CERIGNOLA FOGLIO 175 – IN ROSSO L'AREA DI INTERESSE

### 1.2.1. IDROGEOLOGIA

NELL'AREA IN ESAME VI È PRESENZA DI UN SOLO ACQUIFERO: QUELLO PROFONDO 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/OI/2018 E AL D.M. LL. PP. DEL 11/O3/1988.

TALE ATTIVITÀ È STATA CONDOTTA ESEGUENDO:

- N. 4 PROVE PENETROMETRICHE DPSH;

- UN'INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW PER CARATTERIZZAZIONE SISMICA CON INDIVIDUAZIONE DEL PARAMETRO  $V_{350}$ ;

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: CALCARE DI ALTAMURA

Densità relativa	(%)	28.2
Angolo di attrito	(°)	29.96
Coesione	(kg/cmq)	0.0
Modulo edometrico	(kg/cmq)	69
Classificazione AGI		poco addensato
Peso di volume	(gr/cmc)	1.63
Modulo di Poisson		0.34
Modulo di deform. a taglio	(Kg/cmq)	405
Modulo di reazione	(Kg/cmc)	1.44
$\gamma$		1.63

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



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

AVENDO RISCONTRATO CHE L'INDAGINE GEOFISICA DI RIFERIMENTO HA EVIDENZIATO PER L'AREA IN ESAME UN VALORE DI  $V_{s,eq}$  MEDIAMENTE DI 260 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 1,60 M E SEZIONE IN ACCIAIO SCATOLARE, PROFILATO A CALDO, DIMENSIONE 220x220x6 MM;
- I TERRENI DI RICOPRIMENTO SONO CONSIDERATI AI FINI DELLA RESISTENZA DELLA FONDAZIONE.

I TERRENI RISCONTRATI NELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO SONO CLASSIFICATI PER LA PARTE SUPERFICIALE COME "STRATO DI ALTERAZIONE" (CIRCA 50 CM) SU SABBIE LIMOSE.

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 RISCOSTRATO 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

Tipo di palo	Materiale	$c_u$ (kPa)	$\alpha$	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
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 CONFERMATA 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

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

LECCE, LUGLIO 2020

ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

---

**ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:**

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI INDIRETTE PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST  
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* .....5  
 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 <grad>		
-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 percompressione 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:  $\gamma_{sat} = 1200.00$  daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 25.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 10000.00$  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 limose:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 1630.00$  daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{sat} = 2280.00$  daN/mc

Proprietà indice:

- Densità relativa:  $D_r = 28.20$  <%>

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 30.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 0.00$  daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

## Relazione di calcolo

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00
- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.50$

### Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: E = 10850000.00 daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: G = 4050000.00 daN/mq
- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 0.00$
- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.34$
- Modulo edometrico:  $E_{ed} = 690000.00$  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

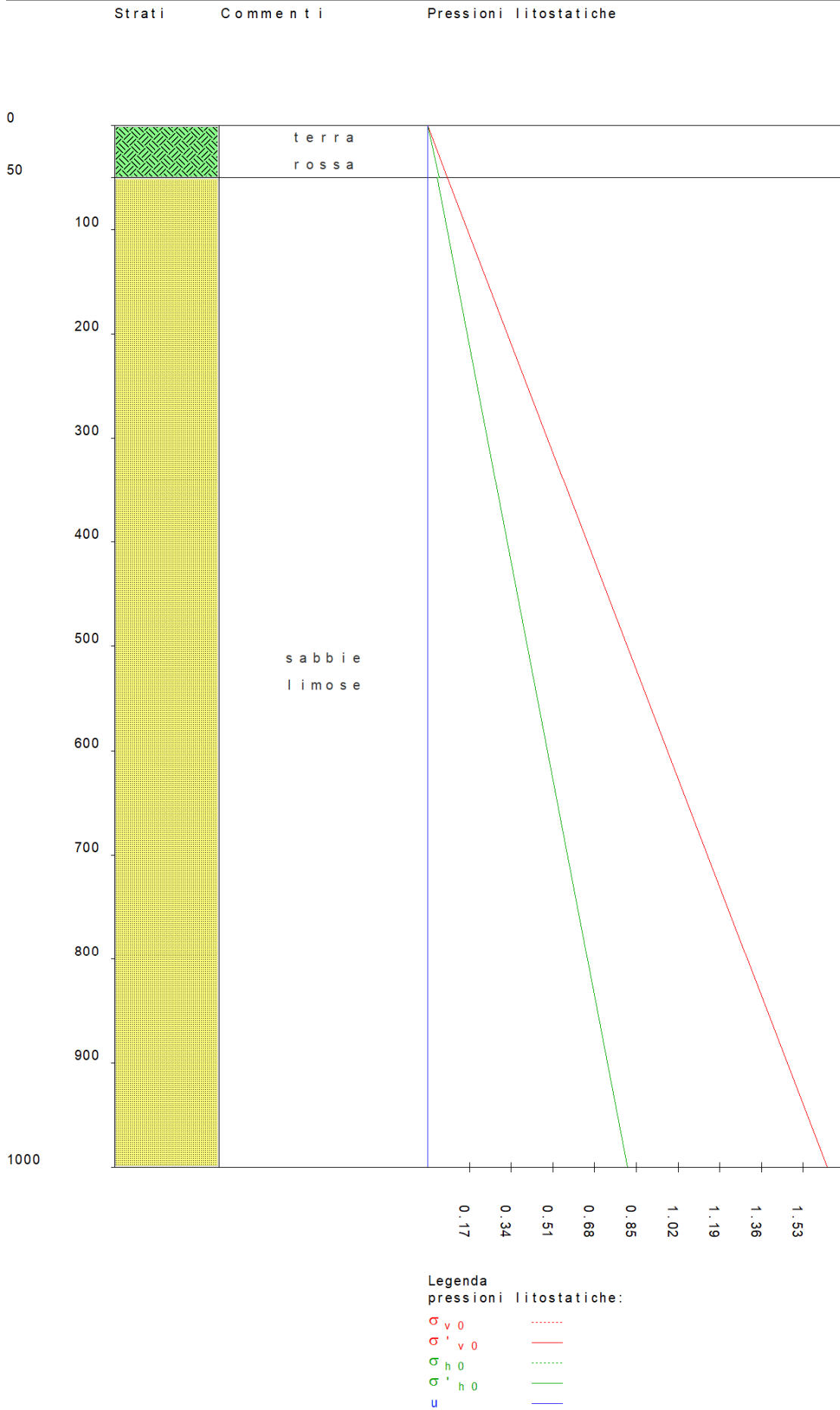
St.	z <m>	Unità geotecnica	Class.	$\gamma$ <daN/mc>	$\gamma_{sat}$ <daN/mc>	$D_r$	$I_p$	$\phi'$ <grad>	$c'$ <daN/mq>	$c_u$ <daN/mq>	OCR	$\kappa_0$	Crit.
1	0.00	1 terra rossa	Inc.	1600.00	1200.00			25.00	10000.00		1.00	0.58	1
2	0.50	2 sabbie limose	Inc.	1630.00	2280.00	28.20	0.00	30.00	0.00		1.00	0.50	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	0.50	10850000.00	4050000.00	0.00	0.34	690000.00	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.

## Relazione di calcolo

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 <sub>p</sub>	=Diametro pali
L <sub>p</sub>	=Lunghezza pali
W <sub>p</sub>	=Peso del palo
D	=Profondità della testa del palo
Q <sub>S<sub>lim</sub></sub>	=Resistenza laterale di progetto per compressione
Q <sub>S<sub>lim,t</sub></sub>	=Resistenza laterale di progetto per trazione
q <sub>p</sub>	=Pressione limite alla base del palo
Q <sub>P<sub>lim</sub></sub>	=Resistenza di progetto alla base del palo
k <sub>p</sub>	=Risposta elastica alla base del palo
Z <sub>p</sub>	=Profondità del tratto di integrazione
τ <sub>s</sub>	=Attrito laterale limite per compressione
τ <sub>s,t</sub>	=Attrito laterale limite per trazione
k <sub>s</sub>	=Risposta elastica laterale per compressione
k <sub>s,t</sub>	=Risposta elastica laterale per trazione
σ <sub>n</sub>	=Pressione limite per carichi orizzontali
k <sub>n</sub>	=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  
Coefficiente di efficienza=1.00

Relazione di calcolo

Dp=0.229100 <m> Lp=1.600000 <m> Wp=164.89 <daN> D=0.00 <m>

Colonna stratigrafica numero 1 str\_01

Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	$\tau_s$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\tau_{s,t}$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$k_s$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$k_{s,t}$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_h$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$k_h$ <daN/cm <sup>2</sup> >
0.00	1.00	0.66	6.23	6.23	12.56	65.88
0.50	0.11	0.07	8.84	8.84	0.72	94.72
1.60	0.31	0.20	8.84	8.84	2.33	94.72

QS<sub>im</sub>=5460.35 <daN>

QS<sub>im,t</sub>=3603.83 <daN>

q<sub>p</sub>=32.68 <daN/cm<sup>2</sup>>

QP<sub>im</sub>=13473.70 <daN>

k<sub>p</sub>=68.21 <daN/cm<sup>2</sup>>

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	24.46	148.33	222.49	0.01	>1
2	2	-359.88	0.00	--	73.67	110.51	0.01	--
3	3	-395.87	0.00	24.46	148.33	222.49	0.01	>1
4	4	-359.88	0.00	--	73.67	110.51	0.01	--
5	5	-395.87	0.00	24.46	148.33	222.49	0.01	>1
6	6	-359.88	0.00	--	73.67	110.51	0.01	--
7	7	-395.87	0.00	24.46	148.33	222.49	0.01	>1
8	8	-359.88	0.00	--	73.67	110.51	0.01	--
9	9	-395.87	0.00	24.46	148.33	222.49	0.01	>1
10	10	-359.88	0.00	--	73.67	110.51	0.01	--
11	11	-395.87	0.00	24.46	148.33	222.49	0.01	>1
12	12	-359.88	0.00	--	73.67	110.51	0.01	--
13	13	-395.87	0.00	24.46	148.33	222.49	0.01	>1
14	14	-359.88	0.00	--	73.67	110.51	0.01	--
15	15	-395.87	0.00	24.46	148.33	222.49	0.01	>1
16	16	-359.88	0.00	--	73.67	110.51	0.01	--
17	17	-2325.60	0.02	4.16	0.00	0.00	0.00	>1
18	18	-1598.38	0.01	--	0.00	0.00	0.00	--
19	19	-607.58	0.01	--	0.00	0.00	0.00	--
20	20	-359.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
21	21	-5338.35	0.07	1.81	4302.75	3722.78	0.34	2.53
22	22	-4133.25	0.05	2.34	2581.65	2233.67	0.14	>1
23	23	-3606.88	0.04	--	2868.50	2481.85	0.16	--
24	24	-2803.48	0.03	--	1721.10	1489.11	0.10	--
25	25	-1009.28	0.01	--	573.70	496.37	0.03	--
26	26	-607.58	0.01	--	0.00	0.00	0.00	--
27	27	-359.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
28	28	522.26	-0.01	3.25	4302.75	3722.78	0.34	2.53
29	29	-517.95	0.00	18.70	2581.65	2233.67	0.14	>1
30	30	245.23	-0.00	--	2868.50	2481.85	0.16	--
31	31	-393.28	0.00	--	1721.10	1489.11	0.10	--
32	32	-205.88	0.00	--	573.70	496.37	0.03	--
33	33	-607.58	0.01	--	0.00	0.00	0.00	--
34	34	-359.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--