



PROPONENTE:

HEPV04 S.R.L.
Via Alto Adige, 160/A - 38121 Trento (TN)
hepv04srl@legalmail.it

MANAGEMENT:

EHM.Solar

EHM.SOLAR S.R.L.
Via della Rena, 20 39100 Bolzano - Italy
tel. +39 0461 1732700
fax. +39 0461 1732799
info@ehm.solar
c.fiscale, p.iva e R.I. 03033000211

NOME COMMESSA:

**COSTRUZIONE ED ESERCIZIO IMPIANTO
AGROVOLTAICO AVENTE POTENZA IN IMMISSIONE
PARI A 56.500 kW E POTENZA MODULI PARI
A 62.160 kWp CON RELATIVO COLLEGAMENTO ALLA
RETE ELETTRICA - IMPIANTO RFVP76**

STATO DI AVANZAMENTO COMMESSA:

**PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE UNICA
CODICE COMMESSA:**

HE.18.0064

PROGETTAZIONE INGEGNERISTICA:



STC S.r.l

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



4IDEA S.r.l

Via G. Brunetti, 50 - 73019 Trepuzzi
Tel. +39 0832 760144
pec 4ideasrl@pec.it
info@studioideassociati.it

PROGETTISTA:



COLLABORATORE:

STUDI GEOTECNICI

D.E.A. Ing. Giovanni Luca D'Amato
Via Benedetto Croce, 23 - 73100 Lecce
Tel./Fax +39 0832 1940701
gl.damato@associatidea.com



STUDI FAUNISTICI

STUDI PEDO-AGRONOMICI

CONSULENZA LEGALE

STUDIO LEGALE PATRINO
Via Argiro, 33 Bari
t.f. +39 080 8693336



OGGETTO:

Relazione Geotecnica, Sismica

SCALA:

n.a.

DATA:

OTTOBRE 2021

NOME FILE:

6JUCTX0
_RelazioneGeotecnica_18.pdf

TAVOLA:

R18

N. REV.	DATA	REVISIONE	ELABORATO	VERIFICATO	VALIDATO
1	30.09.2019	Prima emissione	STC	responsabile commessa Fabio Calcarella	direttore tecnico HEPV04 S.r.l.

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

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

GENERALITA'

OGGETTO	<u>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE "LATIANO HEPV04" DI POTENZA PARI A 62,160 MW</u>
COMUNE:	LATIANO (BR)
ZONA SISMICA:	ZONA 4
ALTITUDINE:	100 M S.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

Sommario

0. PREMESSA	3
0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI	4
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	6
2.1. PERICOLOSITÀ SISMICA	6
2.1.1. SITO DI RIFERIMENTO.....	6
2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	7
2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.	9
2.2.1. LE CALCARI DI ALTAMURA	11
2.2.2. IDROGEOLOGIA.....	11
2.2.3. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE.....	12
2.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI.....	12
3. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI	14
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO	15
3.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO.....	16
3.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO.....	17
3.1.2.1 METODO A	18
3.1.2.2 METODO B.....	18
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	20

0. 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 PARCO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE “LATIANO HEPV04” PER UNA POTENZA TOTALE PARI A 62,160 MW, IN AGRO DI LATIANO (BR).

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].

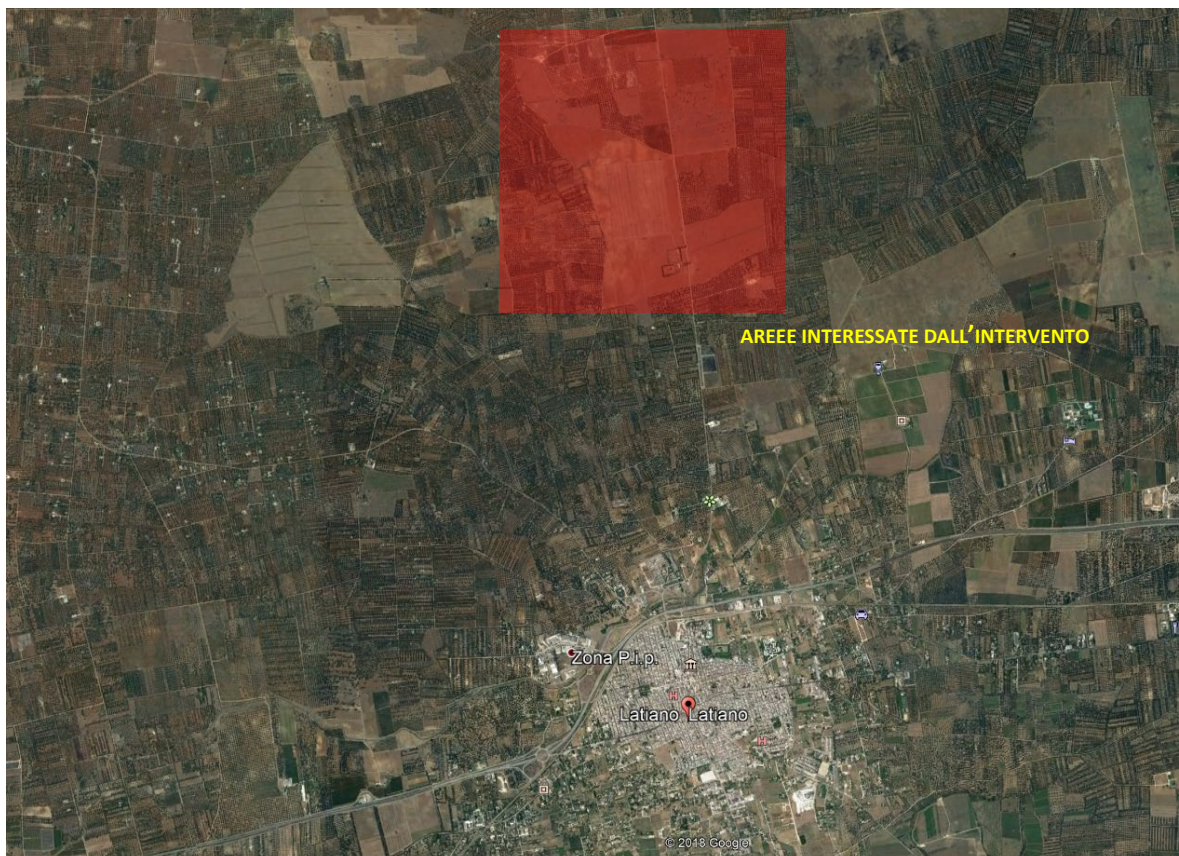


FIGURA 1: ORTOFOTO DELL'AREA

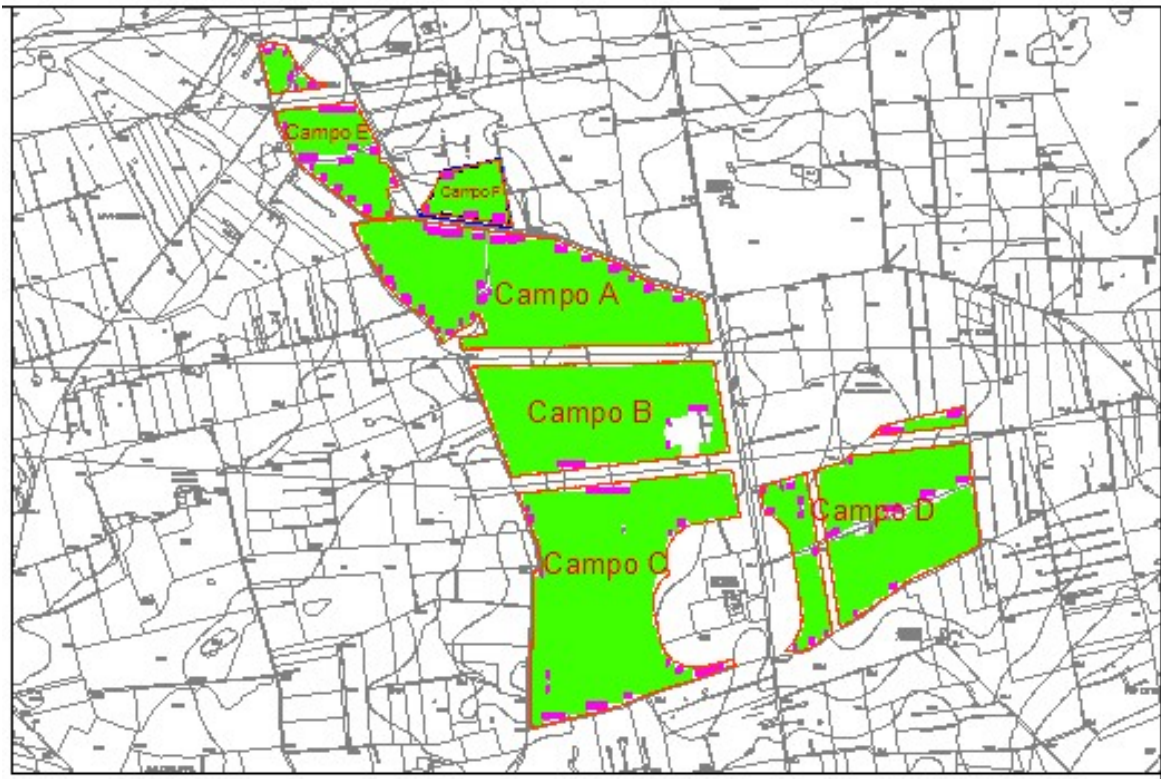


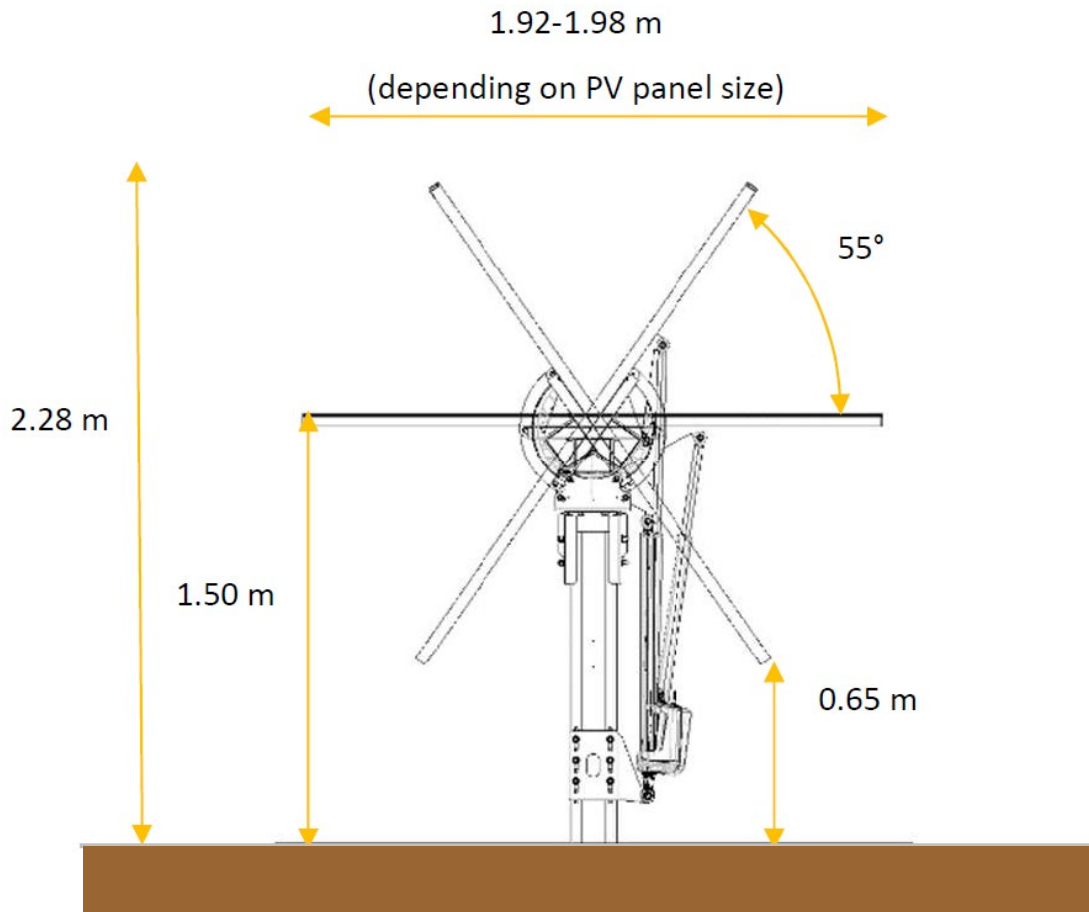
FIGURA 2: LAYOUT DEI PANNELLI NELLE AREE DI INTERVENTO (LA PLANIMETRIA È PURAMENTE INDICATIVA)

0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

NEL SEGUITO SI FARÀ RIFERIMENTO AL SISTEMA RIPORTATO NELLA SUCCESSIVA FIGURA 3 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.



1. FIGURA 3

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.1. 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 NARDÒ (LE)

TABELLA 1

LATITUDINE [ED50/WSG84]	LONGITUDINE [ED50/WSG84]
40,588452 / 40.587472	17,712793 / 17.712003
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	50 ANNI

2.1.1. 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):

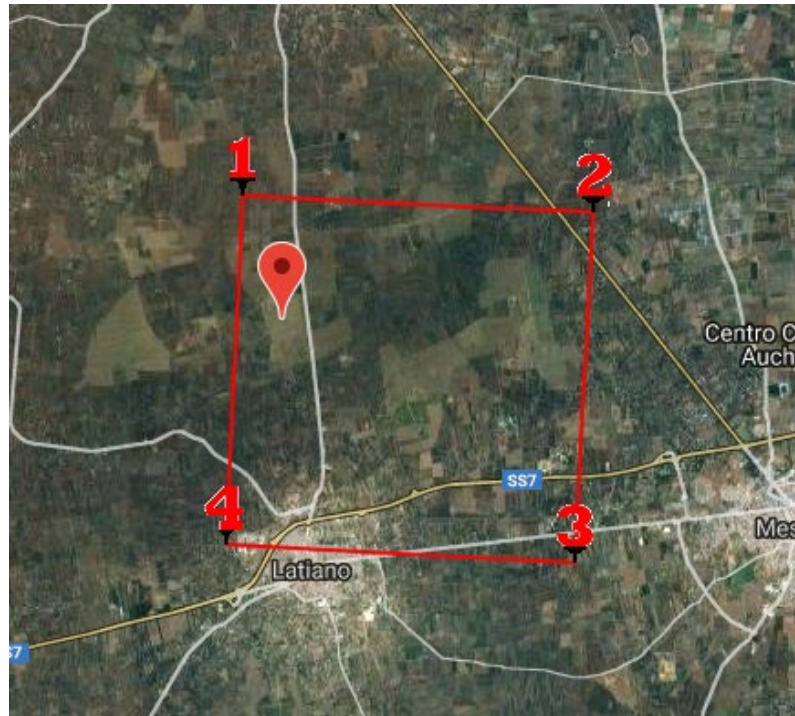


FIGURA 4: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

2.1.2. 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	0.024	2.345	0.264
DANNO	101	0.030	2.372	0.331
SALVAGUARDIA VITA	949	0.057	2.795	0.465
PREVENZIONE COLLASSO	1950	0.066	2.953	0.505

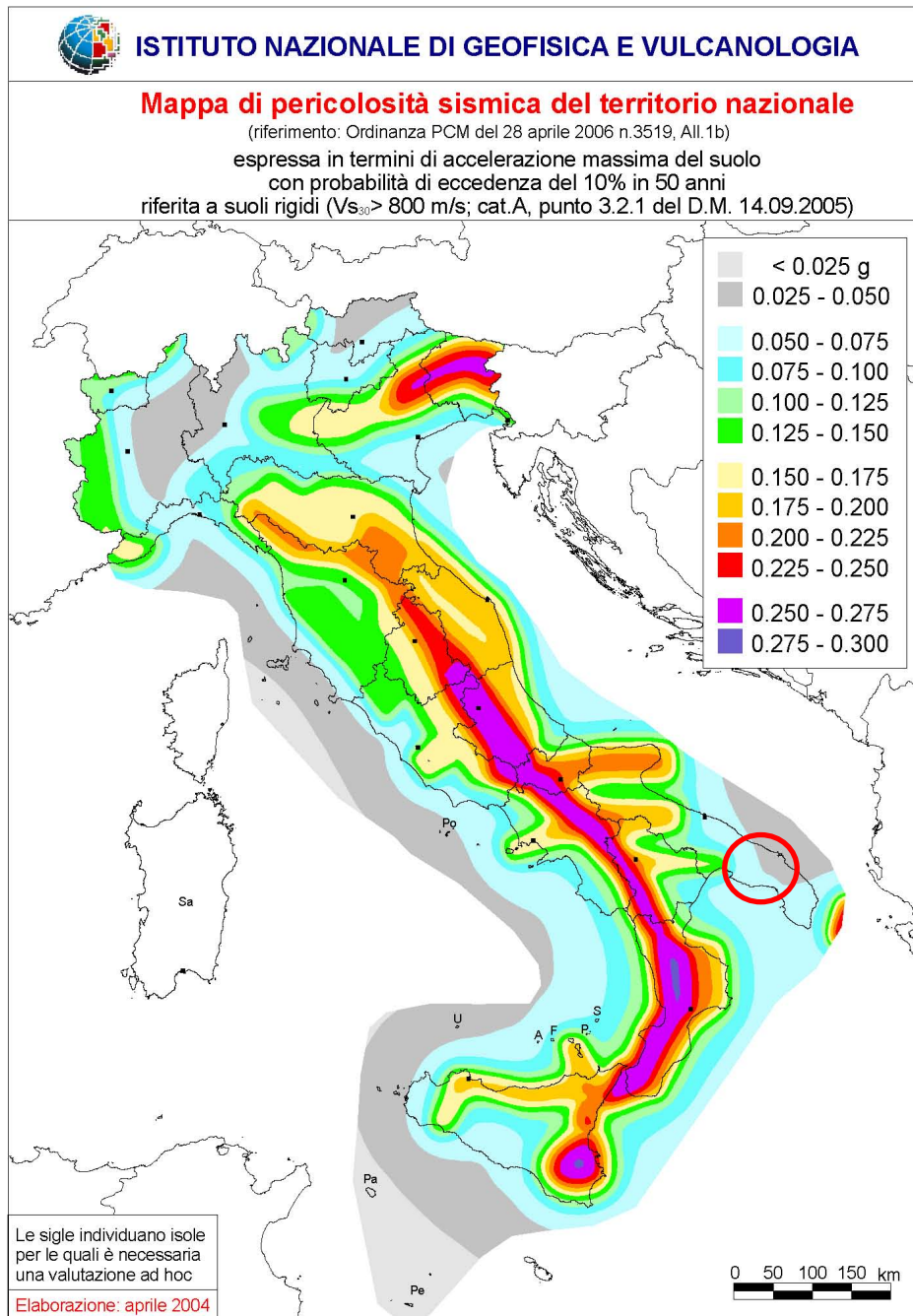


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004

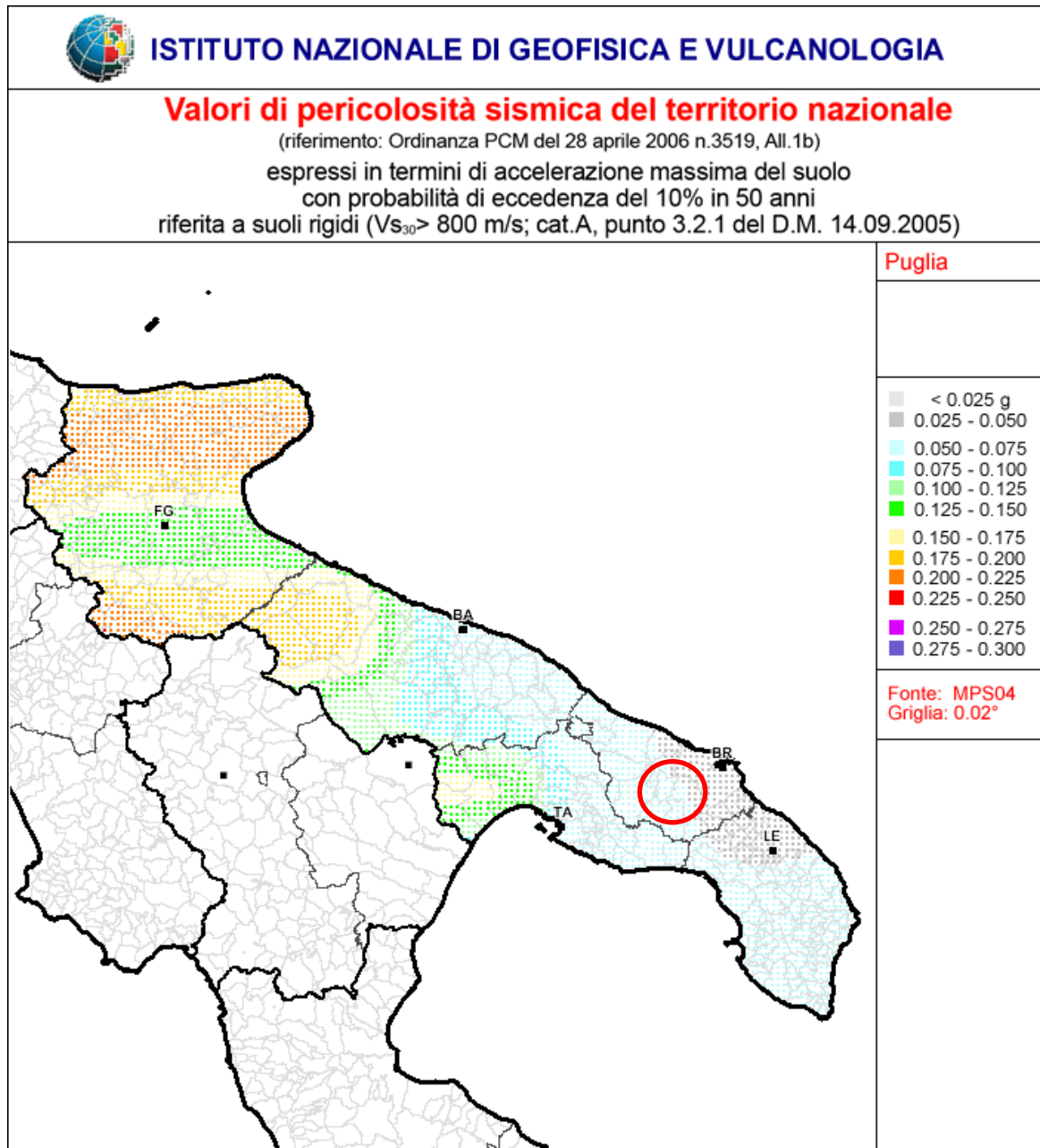


FIGURA 6: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA OVEST DEL CAPOLUOGO (BRINDISI), A NORD DEL CENTRO ABITATO DI LATIANO, POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI CIRCA 100 M S.L.M..

L'AREA DI INTERESSE RICADE IN UN SETTORE MARGINALE DELLA COSIDDETTA PIANA BRINDISINA. QUESTA È UNA DELLE GRANDI UNITÀ DI PAESAGGIO FISICO E ANCHE GEOLOGICO-STRUTTURALI (BACINO DI BRINDISI) IN CUI È POSSIBILE SUDDIVIDERE IL TERRITORIO REGIONALE.

POICHÉ IL TERRITORIO DI INTERESSE RICADE SUL MARGINE SETTENTRIONALE DELLA PIANA QUI È PRESENTE IN AFFIORAMENTO DIRETTAMENTE IL SUBSTRATO CRETACEO CALCAREO-DOLOMITICO (CALCARE DI ALTAMURA), RICOPERTO DISCONTINUAMENTE DA TERRENI RESIDUALI PREVALENTEMENTE LIMOSO-SABBIOSI (NEL CASO DERIVINO DALL'ALTERAZIONE DELLE ROCCE PLIO-QUATERNARIE CHE RICOPRIVANO I CALCARI CRETACEI), O ANCHE PREVALENTEMENTE ARGILLOSO-LIMOSI (NEL CASO DERIVINO DALLA ALTERAZIONE DEL SUBSTRATO CRETACEO – IN QUESTO CASO SI PUÒ PARLARE PROPRIAMENTE DI “TERRE ROSSE”) MENTRE È ASSENTE LA SUCCESSIONE PLIOQUATERNARIA (CHE AFFIORA ESTESAMENTE E CON CONTINUITÀ IMMEDIATAMENTE A SUD DI TALE SETTORE) SE SI ESCLUDONO PICCOLI E DISCONTINUI AFFIORAMENTI DI CALCARENITI (CALCARENITE DI GRAVINA) CHE RAPPRESENTANO PROBABILMENTE LEMBI SCAMPATI ALL'EROSIONE DI UNA COPERTURA ORIGINARIAMENTE CONTINUA.

IL RILIEVO GEOLOGICO HA EVIDENZIATO LA PRESENZA DELLE SEGUENTI FORMAZIONI:

- CALCARI DI ALTAMURA (CRETACEO);
- TERRENI DI COPERTURA LIMOSO – SABBIOSI O LIMOSO ARGILLOSI DI ORIGINE RESIDUALE DEL PLEISTOCENE MEDIO – SUPERIORE O ANCHE PIÙ ANTICHI.

2.2.3. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

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

TALE ATTIVITÀ, PROGETTATA CON LO SCOPO DI ACCERTARE LA COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO E DI VALUTARE LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI LITOTIPI PRESENTI, È STATA CONDOTTA ESEGUENDO LE SEGUENTI INDAGINI:

- N. 1 INDAGINE GEOFISICA DI TIPO INDIRETTO UTILIZZANDO IL METODO MASW.

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

2.3. 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: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI SUBSTRATI RINVENUTI NEL SITO DI INTERESSE

h [m]	3
z [m]	-4
Densità [kg/m ³]	1800
Poisson	0.33
Vs [m/s]	430
Vp [m/s]	854
Vs bloccata	
Falda non presente nello strato	
Strato non alluvionale	
Vs fin.[m/s]	430
modulo di deformazione a taglio medio	= 420.01 Mpa
modulo di compressibilità edometrica medio	= 1665.56 Mpa
modulo di Young medio	= 1118.40 Mpa
modulo di compressibilità volumetrica medio	=1105.54 Mpa



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

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

AVENDO DETERMINATO CON LE PROVE UNA VELOCITÀ $V_{s,30}$ PARI A:

- CIRCA 430 M/SEC => IL TERRENO RIENTRA NELLA CATEGORIA "B" DI [1];

3. 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 1,50 M E SEZIONE IN ACCIAIO SCATOLARE, PROFILATO A CALDO, DIMENSIONE 220x220x6 MM;
- I TERRENI DI RICOPRIMENTO NON SONO CONSIDERATI AI FINI DELLA RESISTENZA DELLA FONDAZIONE.

I TERRENI RICONTRATI NELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO SONO CLASSIFICATI COME CALCARI DI ALTAMURA OVVERO ROCCE FRATTURATE A VARIO GRADO.

ESPERIENZE PREGRESSE HANNO DIMOSTRATO CHE, NONOSTANTE LA TENACIA DELLA ROCCIA DI CUI SI TRATTA, È POSSIBILE REALIZZARE LA FONDAZIONE DELLE STRUTTURE MEDIANTE LA "BATTITURA DIRETTA DEI PALI" NEL TERRENO.

NEI CASI IN CUI TALE ATTIVITÀ RISULTI IMPOSSIBILE PER LA DUREZZA DEL TERRENO, 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.

3.1. 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 EFFETTUA DIVIDENDO I VALORI DEI CONTRIBUTI ALLA PUNTA E LATERALE PER IL FATTORE DI CORRELAZIONE ξ , 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 ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO È, INFINE, EFFETTUA 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 γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

3.1.1. 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):

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

3.1.2. 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, τ_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 α** E IL **METODO β** .

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 β** , VISTA LA CONTEMPORANEA PRESENZA DI TERRENI COERENTI E INCOERENTI.

3.1.2.1 METODO α

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

$$\tau_{s,} = \alpha c_u$$

IN CUI α 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 α PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	<i>c_u (kPa)</i>	<i>α</i>	<i>$\alpha c_{u,max}$ (kPa)</i>
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 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 α PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

$$\begin{array}{ll} c_u < 25 & \alpha = 1 \\ 25 < c_u < 75 & \alpha = -0,01 c_u + 1,25 \\ 75 < c_u & \alpha = 0,5 \end{array}$$

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

$$\begin{array}{ll} c_u < 25 & \alpha = 0,7 \\ 25 < c_u < 70 & \alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25) \\ 70 < c_u & \alpha = 0,35 \end{array}$$

3.1.2.2 METODO β

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 kN/m^2 SI PUÒ ASSUMERE:

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

ANCHE PER I TERRENI INCOERENTI SI UTILIZZA IL METODO β .

4. 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, SETTEMBRE 2019

ING, GIOVANNI LUCA D'AMATO

ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:

Committente: HEPV04 s.r.l.

SOCIETA' DEL GRUPPO

Heliopolis

PAG. 21 / 22



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

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI INDIRETTE PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST
VER. 8.20.

Committente: HEPV04 s.r.l.

SOCIETA' DEL GRUPPO



PAG. 22 / 22

Sommario

Criteria di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni.....	2
Fondazioni profonde	2
Geotecnica.....	3
Elenco unità geotecniche	3
Elenco colonne stratigrafiche	3
<i>Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01</i>	5
Fondazioni profonde.....	6
Verifiche capacità portante e cedimenti	6

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni

Fondazioni profonde

Generali	
Generali	
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
Attrito laterale limite da prove in sito	
Correlato con prove CPT	No
Correlato con prove SPT	No
Fattore di riduzione attrito laterale per pali trivellati	No
Pressione limite alla base da prove in sito	
Correlata con prove CPT	No
Correlata con prove SPT	No
Fattore di riduzione pressione limite alla base per pali trivellati	No
Spostamenti orizzontali	
Spostamenti orizzontali	Risposta elastica in funzione della stratigrafia

Specifici		1
Attrito laterale limite		
Calcolo dell'attrito laterale limite		Si
-Condizioni non drenate		
-Calcolo di α		
-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 β		
-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 δ		
-Pari a <grad>		
-Dal rapporto con ϕ' 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		
Pressione limite alla base		
Calcolo della pressione limite alla base del palo		Si
-Terzaghi (1943)		
-Meyerhof (1963)		
-Hansen (1970)		

Relazione di calcolo

-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
Cedimenti	
Risposta elastica laterale	
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x
-Coefficiente di influenza	4.00
-Pari a <daN/mq>	
Risposta elastica alla base	
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x
-Pari a <daN/mq>	
Spostamenti orizzontali	
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 Calcari di Gravina:

Classificazione: Roccia

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 2200.00$ daN/mc

- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2200.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 30.00$ grad

- Coesione efficace: $c' = 20400.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.50$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 111840000.00$ daN/mq

- Modulo elastico tangenziale: $G = 42000000.00$ daN/mq

- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 0.00$

- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.33$

- Modulo edometrico: $E_{ed} = 166556000.00$ 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
γ	=Peso specifico del terreno naturale
γ_{sat}	=Peso specifico del terreno saturo

Relazione di calcolo

D_r =Densità relativa
 I_p =Indice di plasticità
 ϕ' =Angolo di attrito efficace
 c' =Coesione efficace
 c_u =Coesione non drenata
 OCR =Grado di sovraconsolidazione
 κ_0 =Coeff. di spinta a riposo
 Crit. =Criterio di progetto

St.	z <m>	Unità geotecnica	Class.	γ <daN/mc>	γ_{sat} <daN/mc>	D_r	I_p	ϕ' <grad>	c' <daN/mq>	c_u <daN/mq>	OCR	κ_0	Crit.
1	0.00	1 Calcari di Gravina	Roc.	2200.00	2200.00			30.00	20400.00			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
 ν =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	ν	E_{ed} <daN/mq>	E_u <daN/mq>	Crit.
1	0.00	111840000.00	42000000.00	0.00	0.33	166556000.00	0.00	1

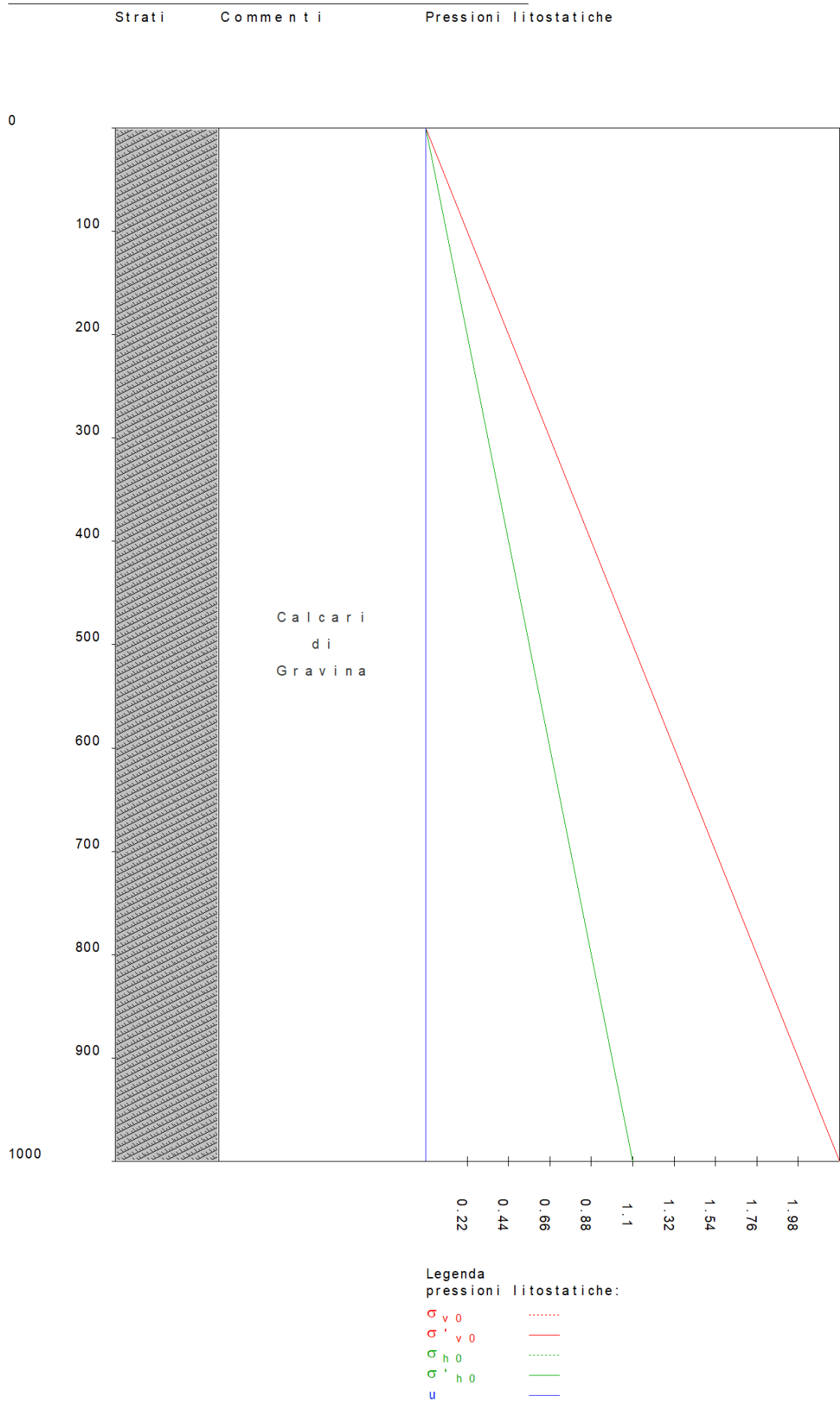


Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01

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

Dp	=Diametro pali
Lp	=Lunghezza pali
Wp	=Peso del palo
D	=Profondità della testa del palo
QS _{lim}	=Resistenza laterale di progetto per compressione
QS _{lim,t}	=Resistenza laterale di progetto per trazione
q _p	=Pressione limite alla base del palo
QP _{lim}	=Resistenza di progetto alla base del palo
k _p	=Risposta elastica alla base del palo
Zp	=Profondità del tratto di integrazione
τ_s	=Attrito laterale limite per compressione
$\tau_{s,t}$	=Attrito laterale limite per trazione
k _s	=Risposta elastica laterale per compressione
k _{s,t}	=Risposta elastica laterale per trazione
σ_h	=Pressione limite per carichi orizzontali
k _h	=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
Dp=0.229100 <m> Lp=1.500000 <m> Wp=154.59 <daN> D=0.00 <m>

Relazione di calcolo

Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cmq>	$\tau_{s,t}$ <daN/cmq>	k_s <daN/cm>	$k_{s,t}$ <daN/cm>	σ_h <daN/cmq>	k_h <daN/cm>
0.00	2.04	1.35	91.66	91.66	28.27	976.34
1.50	2.44	1.61	91.66	91.66	31.24	976.34

QS_{im}=24268.40 <daN>
 QS_{im,t}=16017.20 <daN>
 q_p=691.03 <daN/cmq>
 QP_{im}=284866.00 <daN>
 k_p=698.23 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-454.45	0.00	347.95	37.28	93.19	0.00	>1
2	2	-413.14	0.00	--	24.19	60.48	0.00	--
3	3	-454.45	0.00	347.95	37.28	93.19	0.00	>1
4	4	-413.14	0.00	--	24.19	60.48	0.00	--
5	5	-454.45	0.00	347.95	37.28	93.19	0.00	>1
6	6	-413.14	0.00	--	24.19	60.48	0.00	--
7	7	-454.45	0.00	347.95	37.28	93.19	0.00	>1
8	8	-413.14	0.00	--	24.19	60.48	0.00	--
9	9	-454.45	0.00	347.95	37.28	93.19	0.00	>1
10	10	-413.14	0.00	--	24.19	60.48	0.00	--
11	11	-454.45	0.00	347.95	37.28	93.19	0.00	>1
12	12	-413.14	0.00	--	24.19	60.48	0.00	--
13	13	-454.45	0.00	347.95	37.28	93.19	0.00	>1
14	14	-413.14	0.00	--	24.19	60.48	0.00	--
15	15	-454.45	0.00	347.95	37.28	93.19	0.00	>1
16	16	-413.14	0.00	--	24.19	60.48	0.00	--
17	17	-1602.08	0.00	98.70	0.00	0.00	0.00	>1
18	18	-1123.14	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
19	19	-555.14	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
20	20	-413.14	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
21	21	-3876.08	0.00	40.80	3247.50	8118.75	0.17	1.59
22	22	-2966.48	0.00	53.30	1948.50	4871.25	0.06	3.85
23	23	-2639.14	0.00	--	2165.00	5412.50	0.08	--
24	24	-2032.74	0.00	--	1299.00	3247.50	0.04	--
25	25	-858.34	0.00	--	433.00	1082.50	0.01	--
26	26	-555.14	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
27	27	-413.14	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
28	28	517.34	-0.00	14.57	3247.50	8118.75	0.17	1.59
29	29	-237.68	0.00	665.29	1948.50	4871.25	0.06	3.85
30	30	238.28	-0.00	--	2165.00	5412.50	0.08	--
31	31	-213.54	0.00	--	1299.00	3247.50	0.04	--
32	32	-251.94	0.00	--	433.00	1082.50	0.01	--
33	33	-555.14	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
34	34	-413.14	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--