

**IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE EOLICA
POTENZA NOMINALE 34,5 MW**

REGIONE PUGLIA

PROVINCIA di BRINDISI

COMUNE di BRINDISI

Località: Santa Teresa, Specchione, Pozzella, Scolpito

**PROGETTO DEFINITIVO
Id AU 8G4G710**

Tav.:

Titolo:

R20

RELAZIONE GEOTECNICA, SISMICA

Scala:

Formato Stampa:

Codice Identificatore Elaborato

N.A.

A4

8G4G710_RelazioneGeotecnica_20

Progettazione:

Committente:

STC S.r.l.



Via V. M. STAMPACCHIA, 48 - 73100 Lecce
Tel. +39 0832 1798355
studlocalcarella@gmail.com - fabio.calcarella@gmail.com

Direttore Tecnico: Dott. Ing. Fabio CALCARELLA

Ing. Giovanni Luca D'Amato

D.E.A. - DESIGN ENGINEERING ARCHITECTURE
Via Benedetto Croce, 23 - 73100 Lecce
Tel. +39 0832 1940701 - Fax +39 0832 1940702
GLDAMATO@ASSOCIATIDEA.COM

TOZZIgreen

Via Brigata Ebraica, 50 - 48123 Mezzano (RA)
Tel. +39 0544 525311 - Fax +39 0544 525319
pec: tozzi.re@legaimail.it - www.tozziholding.com



Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
31 luglio 2017	Prima emissione	GdA	FC	TOZZI GREEN S.p.a.

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

(NTC 2008 CAP. 6 E CIRCOLARE 617/2009 PUNTO C6.2.2.5)

GENERALITA'

OGGETTO	<u>PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE EOLICA NELLE LOCALITÀ "SANTA TERESA", "SPECCHIONE", "POZZELLA" E "SCOLPITO" PRESSO IL COMUNE DI BRINDISI (PROVINCIA DI BRINDISI)</u>
COMUNE:	BRINDISI (BR)
ZONA SISMICA:	ZONA 4
ALTITUDINE:	70 M S.L.M.
TIPOLOGIA STRUTTURALE:	STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO
TIPOLOGIA FONDAZIONI:	FONDAZIONI INDIRETTE – PALI DI FONDAZIONE
NORMATIVA:	D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 14/01/2008 CIRCOLARE C. S. LL. PP. N. 617 DEL 02/02/2009
APPROCCIO VERIFICA GEO:	APPROCCIO 2

	INDICE	
1.	PREMESSA	3
1.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI	4
2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
2.1.	PERICOLOSITÀ SISMICA	5
2.1.1.	<i>SITO DI RIFERIMENTO</i>	5
2.1.2.	<i>PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA</i>	6
2.2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.	8
2.2.1.	<i>INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE</i>	9
2.3.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI.....	10
3.	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI	11
3.1.	CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO	12
3.1.1.	RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO.....	13
3.1.2.	RESISTENZA LATERALE DEL PALO	14
3.1.2.1	METODO A	14
3.1.2.2	METODO B	15
3.2.	CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA.....	15
3.3.	CALCOLO DEL CARICO LIMITE ED AMMISSIBILE: RISPOSTA A FORZE ORIZZONTALI	17
3.3.1.	CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI	17
3.3.2.	CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI COERENTI.....	18
4.	EFFETTI DELL'INTERAZIONE CINEMATICA TERRENO STRUTTURA	21
5.	RIGIDEZZA ASSIALE E TRASVERSALE DELLA FONDAZIONE	22
5.1.	CASO DI PALO RIGIDO.....	22
5.2.	CASO DI PALO DEFORMABILE	24
6.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	25

I. PREMESSA

LA PRESENTE RELAZIONE È REDATTA ALLO SCOPO DI SINTETIZZARE GLI ASPETTI GEOTECNICI RELATIVI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PREVISTE PER GLI AEROGENERATORI DA REALIZZARE PER IL NUOVO PARCO EOLICO NELLE LOCALITÀ "SANTA TERESA", "SPECCHIONE", "POZZELLA" E "SCOLPITO" PRESSO IL COMUNE DI BRINDISI, PROVINCIA DI BRINDISI.

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 REALIZZATE LE TORRI EOLICHE 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 NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI [1].



FIGURA I. POSIZIONE DEGLI AEROGENERATORI

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

I.I. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

IL PROGETTO PREVEDE L'INSTALLAZIONE, IN TOTALE, DI N. 10 AEROGENERATORI.

LE STRUTTURE IN ELEVAZIONE SONO RAPPRESENTATE DA TORRI DI ACCIAIO DI CIRCA 117 M (ALTEZZA DEL MOZZO) DAL PIANO CAMPAGNA. LE OPERE DI FONDAZIONE IN PROGETTO HANNO LO SCOPO DI TRASFERIRE AL TERRENO DI FONDAZIONE:

- LE AZIONI VERTICALI (STATICHE) DERIVANTI DAL PESO PROPRIO DELL'AEROGENERATORE;
- LE AZIONI ORIZZONTALI (STATICHE) PRODOTTE DALL'AZIONE DEL VENTO SULLE PALE DELL'AEROGENERATORE, SIA IN CONDIZIONI DI NORMALE FUNZIONAMENTO SIA IN CASO DI EVENTI ECCEZIONALI;
- LE AZIONI ORIZZONTALI (DINAMICHE) DI INERZIA PRODOTTE DAL SISMA SULL'AEROGENERATORE.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.1. PERICOLOSITÀ SISMICA

LA DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE SECONDO LE NTC 2008 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 PER LE FORME SPETTRALI IN LOCALITÀ VERNOLE E CASTRÌ (LE)

LATITUDINE	LONGITUDINE
40,50700	17,91130
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	100 ANNI

2.1.1. SITO DI RIFERIMENTO

IL PUNTO DELLA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE, NODI IN CUI L'INGV HA CALCOLATO L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA, È RAPPRESENTATO DAL NODO:

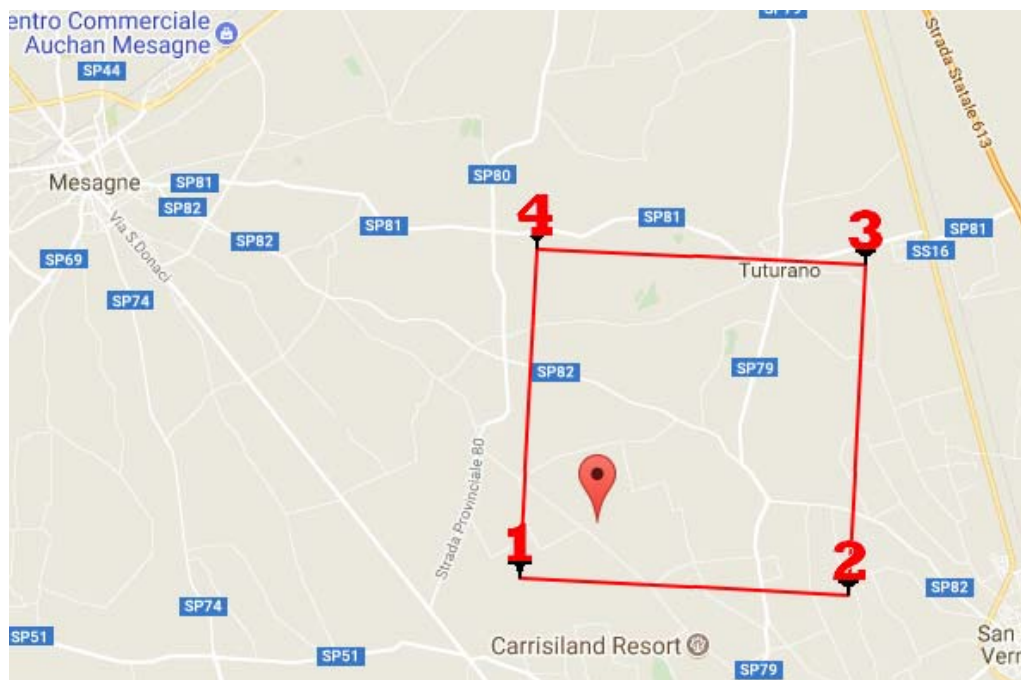


FIGURA 2: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

"STATO LIMITE"	T_r [ANNI]	A_G [G]	F_0 [-]	T^*_c [S]
OPERATIVITÀ	120	0.029	2.359	0.339
DANNO	201	0.035	2.441	0.378
SALVAGUARDIA VITA	1898	0.068	2.713	0.538
PREVENZIONE COLLASSO	2475	0.073	2.764	0.546

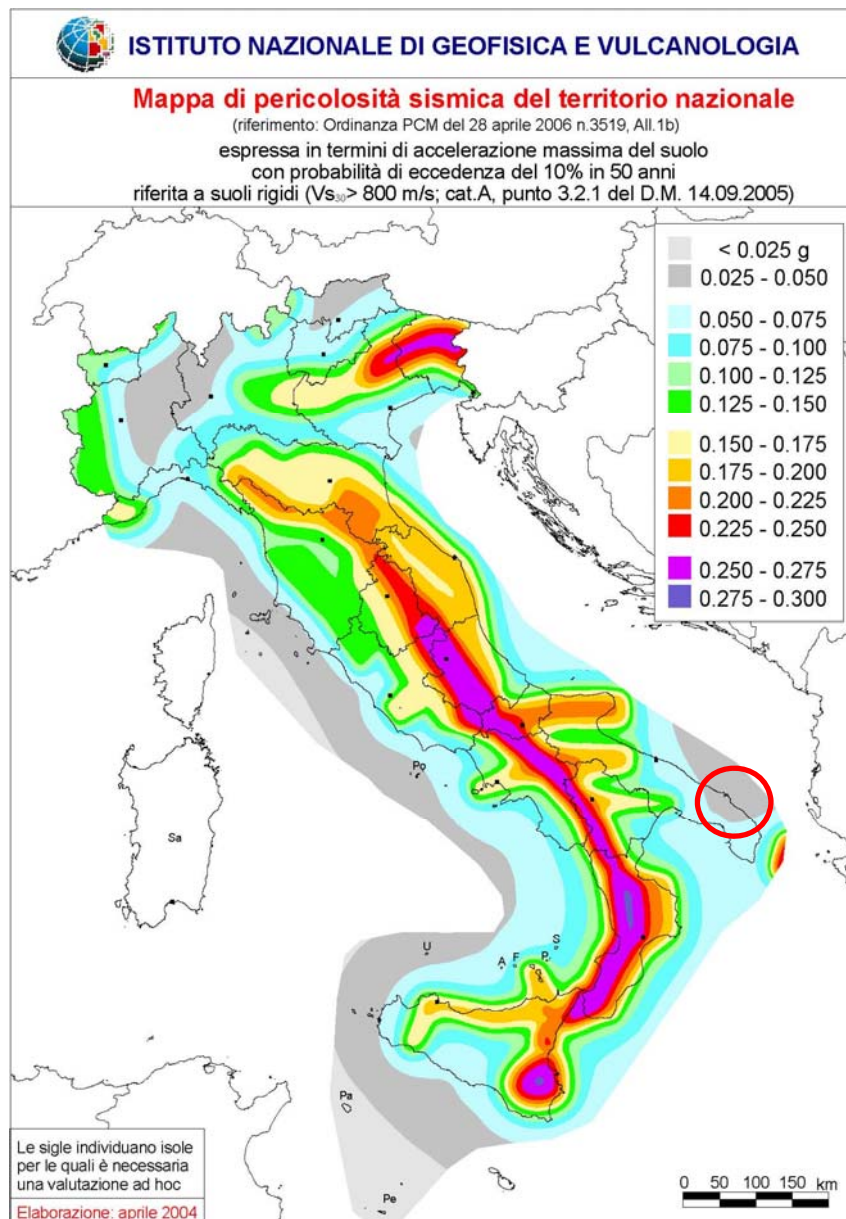


FIGURA 3: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

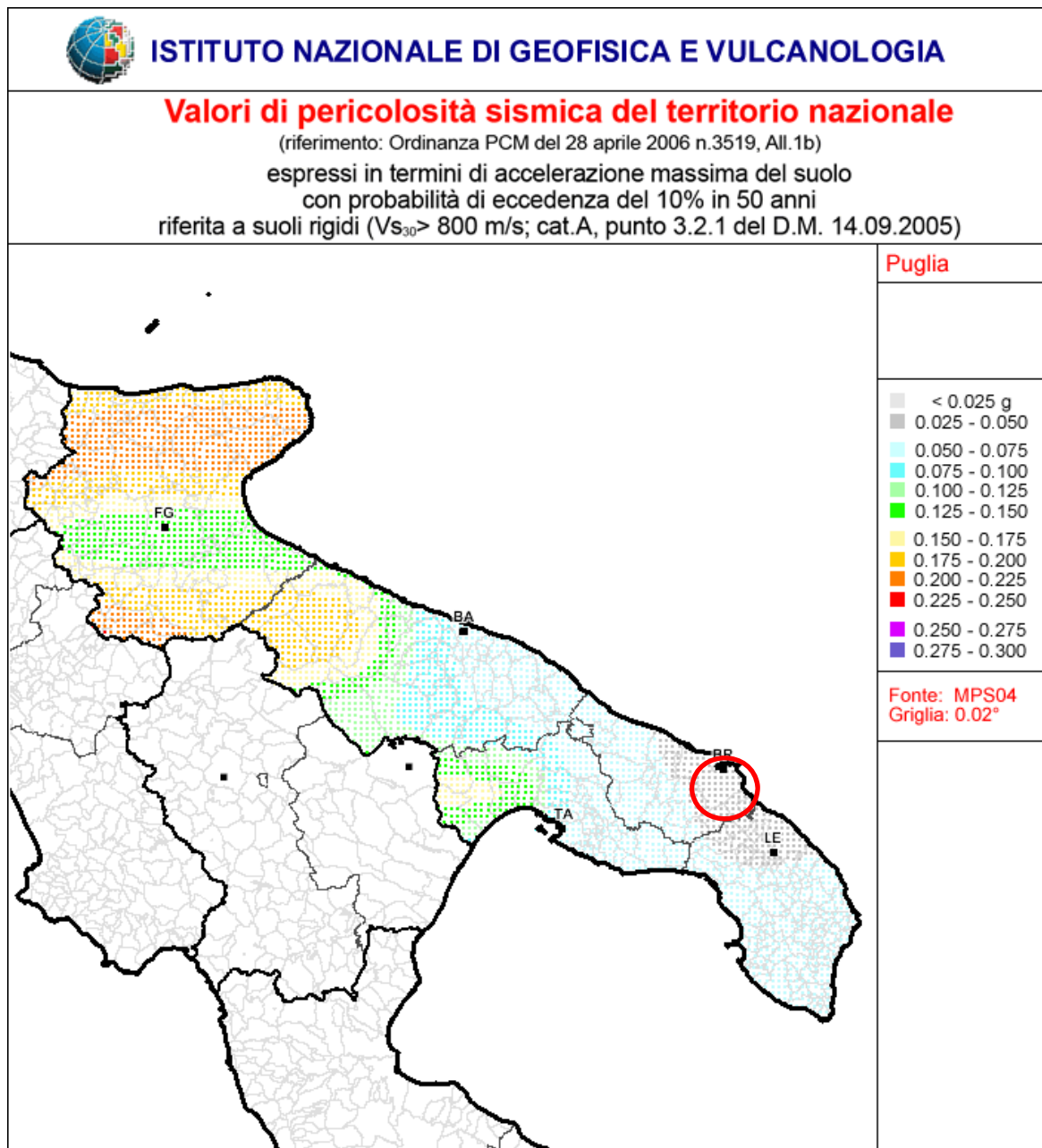


FIGURA 4: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO CHE SI ESTENDE NELL'AREA SUD EST DEL CAPOLUOGO (BRINDISI) RICADE IN CORRISPONDENZA DI UN'AREA CHE PRESENTA LE CARATTERISTICHE DI UNA DEPRESSIONE ALLUVIONALE TABULARE POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA VARIABILE DA 73 A 60 M S.L.M.; TETTONICAMENTE È COLLOCATA ALL'INTERNO DI UN ESTESO GRABEN. LA MORFOLOGIA SI PRESENTA PIANEGGIANTE.

L'ATTUALE CONFIGURAZIONE GEOLOGICA È FRUTTO DELLA TETTONICA DISTENSIVA CHE HA INTERESSATO IL BACINO 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.)
- SABBIE (PLEISTOCENE SUP.).

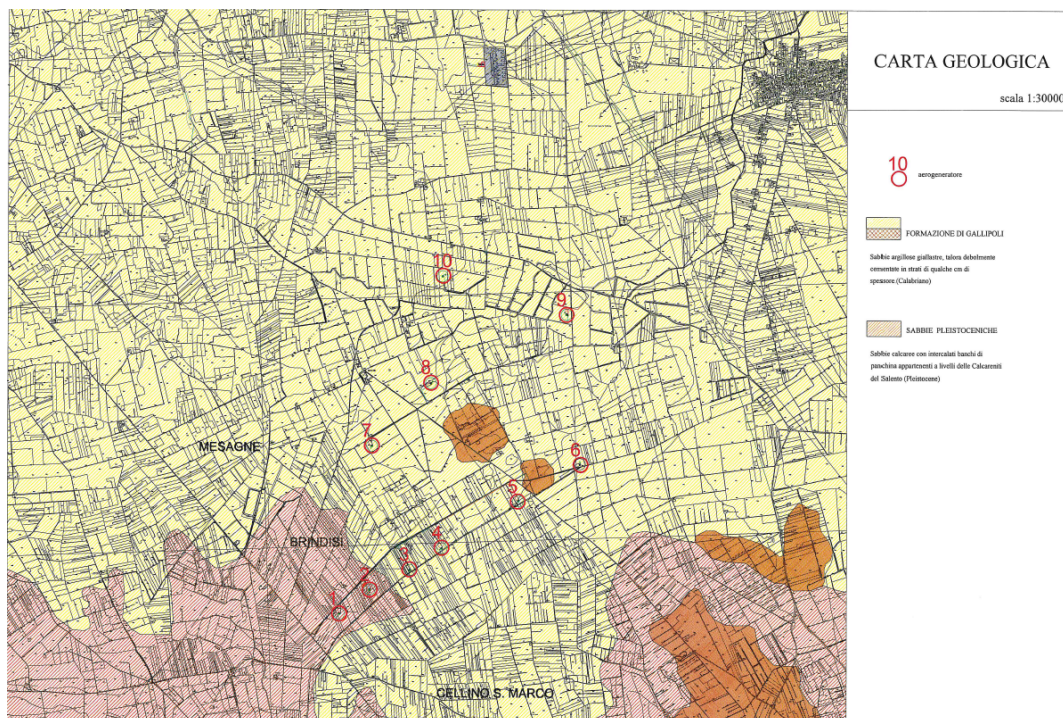


FIGURA 5: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA REDATTA IN OCCASIONE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE SVOLTE

DAL PUNTO DI VISTA IDROGEOLOGICO, IL TERRITORIO È CARATTERIZZATO DA UN'IDROGRAFIA SUPERFICIALE ASSAI POCO SVILUPPATA A CAUSA DELLA NATURA PREVALENTEMENTE CALCARENITICA DEI TERRENI.

LA FALDA SUPERFICIALE, CONTENUTA NEI DEPOSITI POST CALABRIANI E SOSTENUTA ALLA BASE DALLE ARGILLE CALABRIANE, È PRESENTE A PROFONDITÀ VARIABILE DA LUOGO A LUOGO, DIPENDENDO DALLA PRESENZA DI LIVELLI ARGILLOSI A LETTO.

LA FALDA PROFONDA È RAPPRESENTATA DALL'ACQUIFERO SOSTENUTO ALLA BASE DALLE ACQUE MARINE DI INTRUSIONE CONTINENTALE ED È DELIMITATO AL TETTO DA UNA SUPERFICIE IRREGOLARE COINCIDENTE CON IL LIVELLO MARINO.

2.2.1. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

IL PROGRAMMA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE, PER LA REDAZIONE DEL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO, ELABORATO CON IL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, È STATA ESEGUITA IN OTTEMPERANZA AL D.M. 14/OI/2008 E AL D.M. LL. PP. DEL II/O3/1988.

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. 2 PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE;
- N. 2 PROFILI SISMICI PASSIVI, ESEGUITI SUGLI STESSI STENDIMENTI DELLA PRECEDENTE INDAGINE.

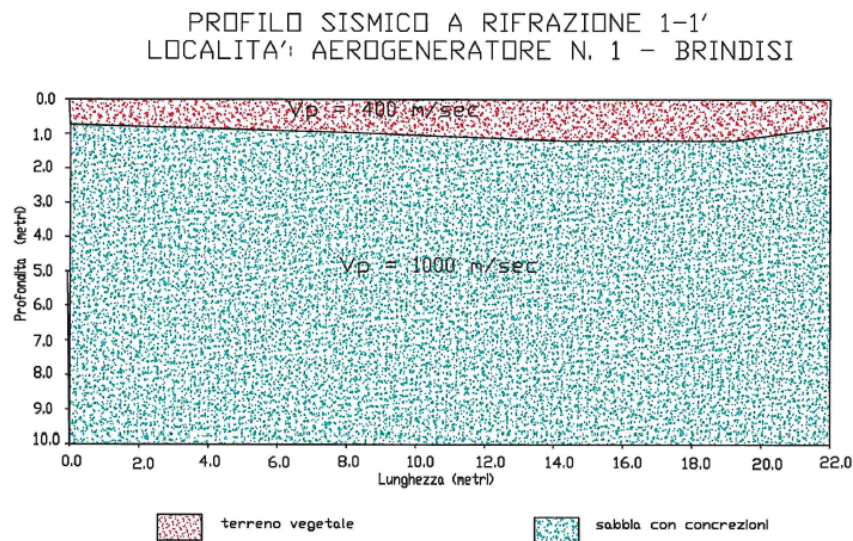


FIGURA 6

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE 2-2'
 LOCALITA' AEROGENERATORE N. 6 – BRINDISI

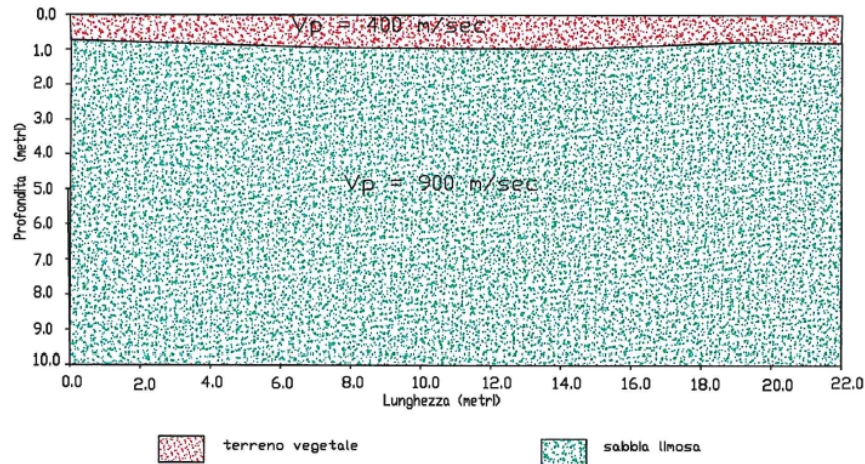


FIGURA 7

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.

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 I: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELLE SABBIE LIMOSE RINVENUTE NEL SITO DI INTERESSE

- peso di volume = 1.70 gr/cm³;
- modulo edometrico = 98 kg/cm²
- modulo Young = 140.0 kg/cm²
- Coesione 0.00 kg/cm²
- Angolo di attrito: 31°
- Classificazione AGI: terreno moderatamente addensato

AVENDO DETERMINATO CON LE PROVE UNA VELOCITÀ V_{30} PARI A CIRCA 330 M/SEC, IL TERRENO RIENTRA NELLA CATEGORIA "C" DI [1].

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

3. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI

LE INDAGINI GEOTECNICHE E GEOFISICHE HANNO RESTITUITO PARAMETRI DI CARATTERIZZAZIONE ELASTICA DEL SUOLO CHE SUGGERISCONO, VISTO L'IMPEGNO STATICO A CUI SARÀ SOGGETTO IL TERRENO DI FONDAZIONE, SI È SCELTO DI AFFIDARE LA PORTANZA A STRUTTURE DI FONDAZIONE "INDIRETTE" – PALI DI FONDAZIONE TRIVELLATI, COLLEGATI ALLA FONDAZIONE SUPERFICIALE CIRCOLARE DI RAGGIO $R = 9,50$ M, DI ALTEZZA VARIABILE E MASSIMA PARI A 3,00 M, COSTITUITI DA N. 10 PALI DEL DIAMETRO DI 1200 MM, AVENTI LUNGHEZZA PARI A 30000 MM.

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 RISCOVRATO 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 DEL DM 14 GENNAIO (DM 14/1/08). IN PRIMA ISTANZA VENGONO DETERMIMATE 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 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.

Tabella 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, 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.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	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 SPESSE 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 SPESSE 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:

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

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 2: 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>$\alpha \cdot c_{u,max}$ (kPa)</i>
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

COMMITTENTE:



TABELLA 3: VALORI INDICATIVI (A.P.I. 1984) DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA α 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 4: VALORI INDICATIVI (VIGGIANI 1999) DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA α PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

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

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/M² SI PUÒ ASSUMERE:

$$Q_s = \beta \sigma_{v0} = N_{sPT}$$

ANCHE PER I TERRENI INCOERENTI SI UTILIZZA IL METODO β .

3.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA

LA CIRCOLA ESPLICATIVA [2], AL PUNTO C.6.4.3 FISSA IN 3 VOLTE IL DIAMETRO L'INTERASSE MINIMO TRA DUE PALI. CIÒ COMPORTA CHE PER DISTANZE MINORI DI TALE VALORE È NECESSARIO CONSIDERARE L'EFFETTO RECIPROCO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.

NEL CASO IN ESAME, TENUTO CONTO DEL DIAMETRO DEI PALI (PARI A 1,20 M) E DEL NUMERO DI ELEMENTI PREVISTO AL DI SOTTO DEL PLINTO DI FONDAZIONE (N. 10 PALI), DA CONSIDERAZIONI STRETTAMENTE GEOMETRICHE SI RICAVA CHE L'INTERASSE TRA I PALI È DI CIRCA 5,31 M > 3,60 M. NON È QUINDI NECESSARIO PROCEDERE ALLO STUDIO DI INTERAZIONE RECIPROCA CUI SI È FATTO RIFERIMENTO IN PRECEDENZA.

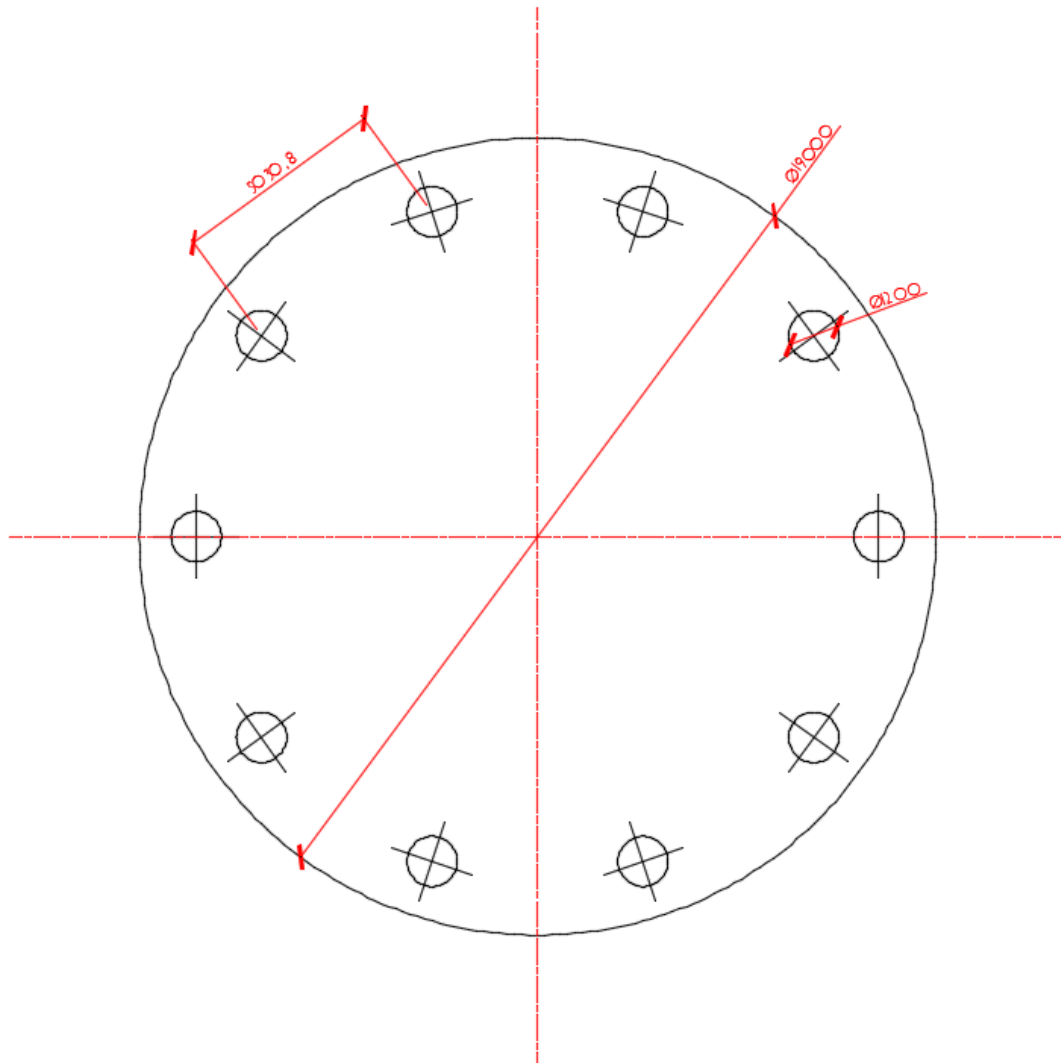


FIGURA 8: DISTANZA TRA I PALI DI FONDAZIONE (IN MILLIMETRI)

L'EFFICIENZA DI UN GRUPPO DI PALI, DEFINITA COME:

$$E_G = \frac{Q_{LIM,G}}{\sum Q_{LIM}}$$

DOVE $Q_{LIM,G}$ RAPPRESENTA IL CARICO LIMITE DEL GRUPPO E $\sum Q_{LIM}$ LA SOMMA DEI CARICHI LIMITE DEI SINGOLI PALI CHE LO COMPONGONO, PUÒ ASSUMERE VALORI MAGGIORI, UGUALI O MINORI DELL'UNITÀ. È SUGGERITO DALLE NORME E DALLA LETTERATURA TECNICA DI NON CONSIDERARE VALORI SUPERIORI ALL'UNITÀ.

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

RISULTANDO LA CAPACITÀ PORTANTE DELLA SOLA PLATEA IN GRADO DI SODDISFARE, SIA A BREVE CHE A LUNGO TERMINE, LA VERIFICA:

$$E_d < R_d$$

SI OMETTE IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE MISTA CHE CONTERREBBE ANCHE IL CONTRIBUTO DEL GRUPPO DI PALI.

3.3. CALCOLO DEL CARICO LIMITE ED AMMISSIBILE: RISPOSTA A FORZE ORIZZONTALI

PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI CALCOLO DEL PALO SOTTO L'AZIONE DI UNA FORZA ORIZZONTALE H SI ADOTTA L'APPROCCIO DI BROMS (1964A, 1964B) NEL CASO DI PALI A ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA, CHE SI RIFERISCE AL SUO STATO LIMITE ULTIMO CON UN CALCOLO A ROTTURA. BROMS FORNISCE UNA SERIE DI GRAFICI PER FACILITARE LA SOLUZIONE DI QUESTO PROBLEMA, DIVIDENDO LA TRATTAZIONE A SECONDA CHE LA ROTTURA AVVENGA NEL PALO (PALI LUNGI O FLESSIBILI) O NEL TERRENO (PALI CORTI O RIGIDI), IN CONDIZIONI DRENATE E IN CONDIZIONI NON DRENATE PIÙ SVANTAGGIOSE PER I TERRENI COERENTI.

3.3.1. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI

NEL CASO DEL MECCANISMO IN ESAME, SI SUPPONE CHE LA RESISTENZA DEL SISTEMA PALO TERRENO SIA MOBILITA PER UN VALORE DI AZIONE ORIZZONTALE H_{ULT} DETERMINATO DALL'INGRESSO NEL DIAGRAMMA ADIMENSIONALIZZATO PROPOSTO DA BROMS (V. DIAGRAMMA OI, LINEA ROSSA TRATTEGGIATA PER IL NOSTRO CASO) PER PALI FLESSIBILI, NELL'IPOTESI DI MEZZO PURAMENTE ATTRITIVO;

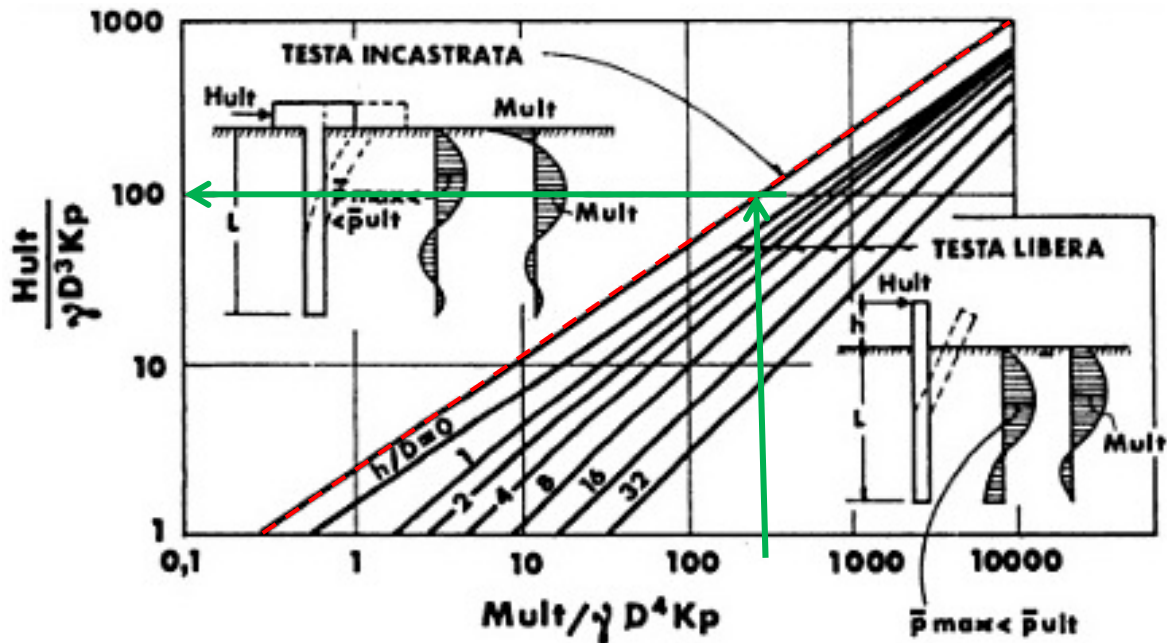


DIAGRAMMA I

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO È, INFINE, EFFETTUATA CON RIFERIMENTO AL COEFFICIENTE PARZIALE γ_T CHE ASSUME UN VALORE PARI A 1,3, COME DA TABELLA 6.4.VI DELLA NORMA.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

3.3.2. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI COERENTI

NEL CASO DEL MECCANISMO IN ESAME, SI SUPPONE CHE LA RESISTENZA DEL SISTEMA PALO TERRENO SIA MOBILITA PER UN VALORE DI AZIONE ORIZZONTALE H_{ULT} DETERMINATO DALL'INGRESSO NEL DIAGRAMMA ADIMENSIONALIZZATO PROPOSTO DA BROMS (V. DIAGRAMMA O2, LINEA ROSSA TRATTEGGIATA PER IL NOSTRO CASO) PER PALI FLESSIBILI;

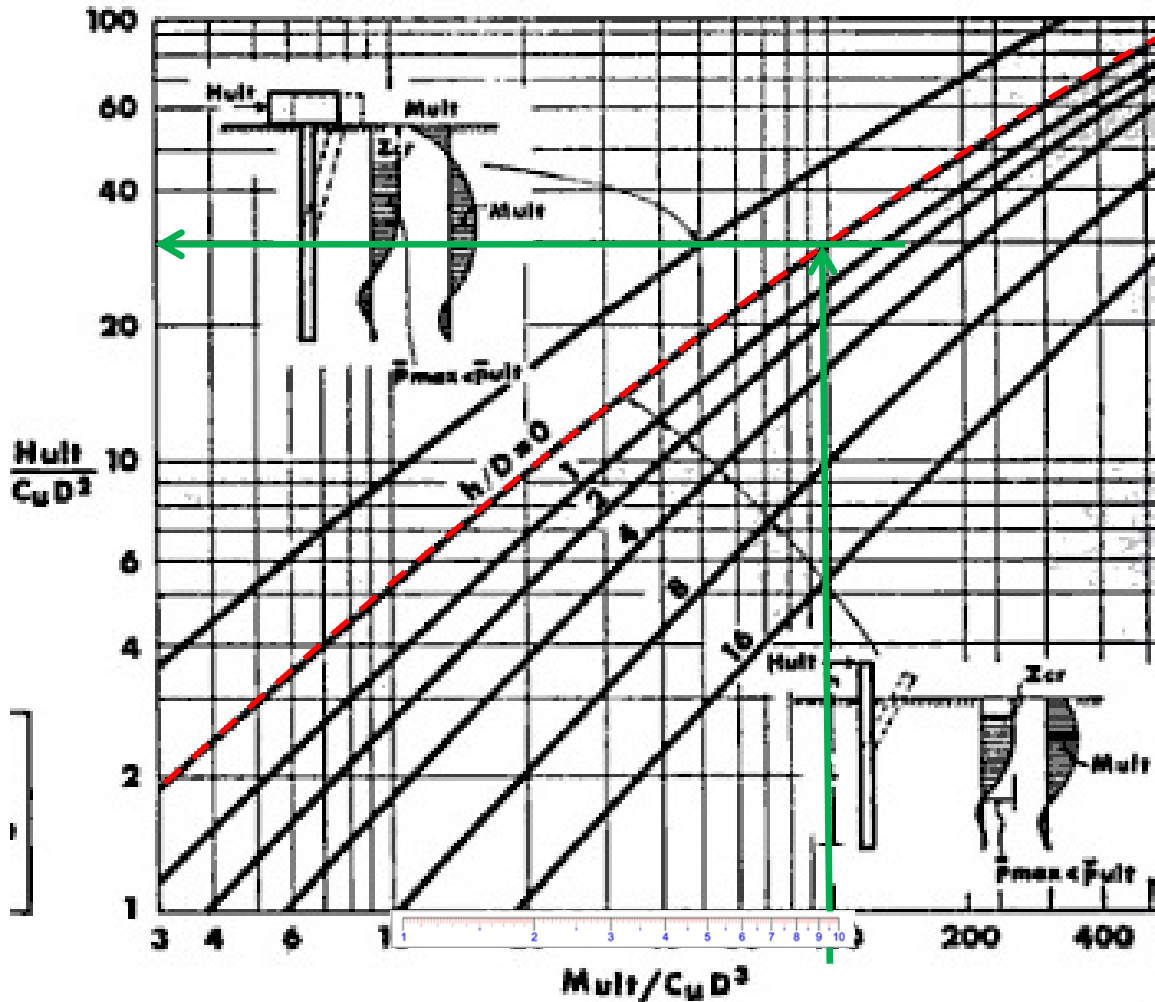


DIAGRAMMA 2

DAL DIAGRAMMA 2, CON L'AUSILIO DI UN RIGHELLO LOGARITMICO, SI OTTIENE UN VALORE CHE CORRISPONDE AL VALORE DEL CARICO ORIZZONTALE ULTIMO.

ANCHE IN QUESTO CASO LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA È EFFETTUATA DIVIDENDO IL SUDDETTO VALORE PER IL FATTORE DI CORRELAZIONE ξ , DEFINITO NELLA TABELLA 6.4.IV DEL CAPITOLO 6 DELLA NORMA. RISULTA, PER $\xi = 1.2$.

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO È, INFINE, EFFETTUATA CON RIFERIMENTO AL COEFFICIENTE PARZIALE γ_T CHE ASSUME UN VALORE PARI A 1.3, COME DA TABELLA 6.4.VI DELLA NORMA.

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

LA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO COSÌ DETERMINATA È STATA RIDOTTA OPPORTUNAMENTE PER TENER CONTO DELL'EFFETTO DI GRUPPO IN RAGIONE DELL'EFFICIENZA η , IN QUESTO CASO POSTA CAUTELATIVAMENTE PARI A 0.6.

4. EFFETTI DELL'INTERAZIONE CINEMATICA TERRENO STRUTTURA

GLI EFFETTI DELL'INTERAZIONE CINEMATICA TERRENO STRUTTURA DEVONO ESSERE, PRECISA LA NORMATIVA VIGENTE, VALUTATI E PORTATI IN CONTO SOLO SE SI VERIFICANO SIMULTANEAMENTE LE SEGUENTI CONDIZIONI:

- IL PROFILO DI TERRENO È DI TIPO D, S1 O S2 E CONTIENE STRATI CONSECUTIVI DI TERRENO CON CONTRASTI DI RIGIDEZZA ELEVATI;
- LA ZONA È DI MODERATA O ALTA SISMICITÀ E CIOÈ IL PRODOTTO DI "A_g *S" SUPERA 0,1 G E LA SOVRASTRUTTURA È DI CLASSE III O IV.

IL PROGETTO IN ESAME NON RIENTRA NELLE CONDIZIONI SU CITATE (FATTO SALVO NELLA CLASSE IV) DUNQUE NON È NECESSARIO AFFRONTARE LA VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI INTERAZIONE CINEMATICA TERRENO STRUTTURA NON PERCHÉ NON SIANO PRESENTI MA SOLO ED ESCLUSIVAMENTE IN QUANTO UN ESAME APPROFONDITO DEGLI STUDI ESEGUITI SU ESEMPI CAMPIONE HA DIMOSTRATO CHE SE NON È RISPETTATA LA SIMULTANEITÀ DELLE CONDIZIONI AL CONTORNO SU MENSIONATE (RIPORTATE NELLA NORMATIVA VIGENTE [1] E [25]) TALI EFFETTI POSSONO ESSERE CONSIDERATI TRASCURABILI RISPETTO ALLE AZIONI "CONVENZIONALI".

5. RIGIDEZZA ASSIALE E TRASVERSALE DELLA FONDAZIONE

L'ANALISI STRUTTURALE DEL COMPORTAMENTO DEL SISTEMA COSTITUITO DALLA PLATEA SU PALI HA RICHIESTO LA DETERMINAZIONE DELLE RIGIDEZZE ASSIALI E ORIZZONTALI DEL SISTEMA PALO- TERRENO.

RIFERENDOSI A CONDIZIONI DI ESERCIZIO CARATTERIZZATE DA LIVELLI DI DEFORMAZIONE ESTREMAMENTE RIDOTTI, SI È FATTO RIFERIMENTO AL PROFILO DI RIGIDEZZA A TAGLIO INIZIALE, COSÌ COME SUGGERITO DALLA RECENTE LETTERATURA SCIENTIFICA (MANDOLINI, 1994).

NEL SEGUITO SI SINTETIZZA BREVEMENTE L'APPROCCIO ADOTTATO NELLA VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ASSIALE DEL PALO SINGOLO, PER POI CONSIDERARE L'EFFETTO DI INTERAZIONE TRA PALI (EFFETTO GRUPPO). LO SCHEMA DI CALCOLO, PER QUANTO ILLUSTRATO PER RAGIONI DI COMPLETEZZA SIA PER IL CASO DI PALO RIGIDO CHE DEFORMABILE, È STATO NEL SEGUITO ADOTTATO SOLO IL SECONDO DI QUESTI CASI, MAGGIORMENTE ADERENTE ALLA REALTÀ.

RANDOLPH & WROTH (1978) CONSIDERANO IL PALO IMMERSO IN UN MEZZO ELASTICO ED ESAMINANO SEPARATAMENTE L'INTERAZIONE CON TALE MEZZO DELLA SUPERFICIE LATERALE E DELLA BASE DEL PALO, SOVRAPPONENDO INFINE LE DUE SOLUZIONI.

5.1. CASO DI PALO RIGIDO

DETTO τ_0 IL VALORE DELLO SFORZO DI TAGLIO ALL'INTERFACCIA TRA PALO E TERRENO, AD UNA DISTANZA r DALL'ASSE DEL PALO, PER L'EQUILIBRIO LA TENSIONE TANGENZIALE τ DEVE ESSERE:

$$\tau = \frac{\tau_0 r_0}{r}$$

DOVE $r_0 = D/2$ È IL RAGGIO DEL PALO. LA CORRISPONDENTE DEFORMAZIONE DISTORSIVA VALE $\gamma = \tau/G$, RAPPORTO TRA LA TENSIONE TANGENZIALE ED IL MODULO DI ELASTICITÀ TANGENZIALE DEL TERRENO. POICHÉ IN PRIMA APPROSSIMAZIONE VALE ANCHE LA RELAZIONE $\gamma = DW/DR$, CON w SPOSTAMENTO VERTICALE, SI OTTIENE:

$$w(r) = \int_r^{r_m} \frac{\tau_0 r_0}{Gr} dr = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right)$$

DOVE R_m È UN RAGGIO MASSIMO AL DI LÀ DEL QUALE NON SI HA PIÙ ALCUNA DEFORMAZIONE. IL CEDIMENTO w_s ALL'INTERFACCIA TRA PALO E TERRENO ($R = R_0$) VALE:

$$w_s = \zeta \frac{\tau_0 r_0}{G}$$

DOVE $\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)$ È IN GENERE COMPRESO TRA 3 E 5.

IL CARICO TOTALE AGENTE SUL PALO È DATO DA:

$$S = 2 \pi R_0 L \tau_0$$

ED IL RAPPORTO TRA CARICO E CEDIMENTO È:

$$\frac{S}{w_s} = \frac{2\pi L \bar{G}}{\zeta}$$

DOVE \bar{G} È IL VALOR MEDIO DEL MODULO DI RIGIDEZZA A TAGLIO FRA LA SUPERFICIE E LA PROFONDITÀ L.

IL CEDIMENTO w_b ALLA BASE DEL PALO È PARI A:

$$w_b = \frac{P}{r_b G_b} \frac{1-\nu}{4}$$

P È IL CARICO AGENTE ALLA BASE, R_b IL RAGGIO DELLA BASE E G_b IL MODULO DI RIGIDEZZA A TAGLIO DEL MATERIALE AL DI SOTTO DELLA BASE DEL PALO. SI HA QUINDI:

$$\frac{P}{w_b} = \frac{4r_b G_b}{1-\nu}$$

DETTO $Q=P+S$ IL CARICO TOTALE AGENTE ALLA TESTA DEL PALO E w IL RELATIVO CEDIMENTO, RISULTA QUINDI:

$$Q = \left(\frac{P}{w_b} + \frac{S}{w_s} \right) w$$

CHE PUÒ ANCHE ESPRIMERSI COME:

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

$$\frac{Q}{w r_0 G_L} = \frac{4 r_b G_b}{(1-\nu) r_0 G_L} + \frac{2 \pi L \bar{G}}{r_0 G_L \zeta}$$

OVE PER G_L SI INTENDE IL MODULO G ALLA PROFONDITÀ L .

5.2. CASO DI PALO DEFORMABILE

SE SI TIENE CONTO DELLA DEFORMABILITÀ DEL PALO (MODULO ELASTICO E_p), SI OTTIENE:

$$\frac{Q}{w r_0 G_L} = \frac{4 \eta}{1-\nu \xi} + \frac{2 \pi \rho \operatorname{tgh}(\mu L) L}{\zeta \mu L r_0}$$

$$1 + \frac{1}{\pi \lambda} \frac{4 \eta \operatorname{tgh}(\mu L) L}{1-\nu \xi \mu L r_0}$$

IN CUI APPAIONO I SEGUENTI PARAMETRI ADIMENSIONALI:

$$\eta = \frac{r_b}{r_0} \text{ PER PALI CON BASE ALLARGATA;}$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_b} \text{ PER PALI POGGIANTI SU UNO STRATO DI ELEVATA RIGIDEZZA;}$$

$$\rho = \frac{\bar{G}}{G_L} \text{ PER PALI IMMERSI IN UN TERRENO CON RIGIDEZZA VARIABILE;}$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L} \text{ RIGIDEZZA RELATIVA PALO-TERRENO;}$$

$$\mu L = \sqrt{\frac{2}{\zeta L} \frac{L}{r_0}}.$$

SECONDO GLI AUTORI, IL PARAMETRO ζ PUÒ ESPRIMERSI ANCHE COME:

$$\zeta = \ln \left\{ \left[0.25 + (2.5\rho(1-\nu) - 0.25)\xi \right] \frac{L}{r_0} \right\}$$

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

6. 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. 14.01.2008 – NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008
- [2] CIRCOLARE N. 617/C.S.LL.PP. DEL 02/02/2009
- [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 2017



ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:

RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST VER. 8.10.

COMMITTENTE:

TOZZIgreen

Sommario

Criteria di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni.....	2
Fondazioni profonde	2
Geotecnica.....	3
Elenco colonne stratigrafiche	3
Elenco unità geotecniche	3
Report grafico complessivo	4
<i>Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01</i>	5
Fondazioni profonde.....	6
Verifiche capacità portante e cedimenti	6
Sintesi.....	12

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 sotto falda	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
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)		x
-A.P.I. (1984)		
-Viggiani (1999)		
-Olson e Dennis (1982)		
-Stas e Kulhavy (1984)		
-Skempton (1986)		
-Reese e O'Neill (1989)		
-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		
-Fleming (1985)		x
-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)		Si
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)		x
-Meyerhof (1963)		
-Hansen (1970)		
-Vesic (1975)		
-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 colonne stratigrafiche

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

Colonna stratigrafica numero 1

St.	z <m>	Unità geotecnica	Class.
1	0.00	1 Sabbia	Inc.

Falda non presente

Elenco unità geotecniche

1 Sabbia:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1700.00$ daN/mc

- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2050.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 25.30$ grad

- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00

- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.57$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 1400000.00$ daN/mq

- Modulo elastico tangenziale: $G = 526316.00$ daN/mq

- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 0.00$

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

- Modulo edometrico: $E_{ed} = 2074300.00$ daN/mq

- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

Report grafico complessivo

Colonna stratigrafica numero 1

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
 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 Sabbia	Inc.	1700.00	2050.00			25.30	0.00		1.00	0.57	1

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
 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>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	k_j	ν	E_{ed} <daN/mq>	E_u <daN/mq>	Crit.
1	0.00	1400000.00	526316.00	0.00	0.33	2074300.00	0.00	1

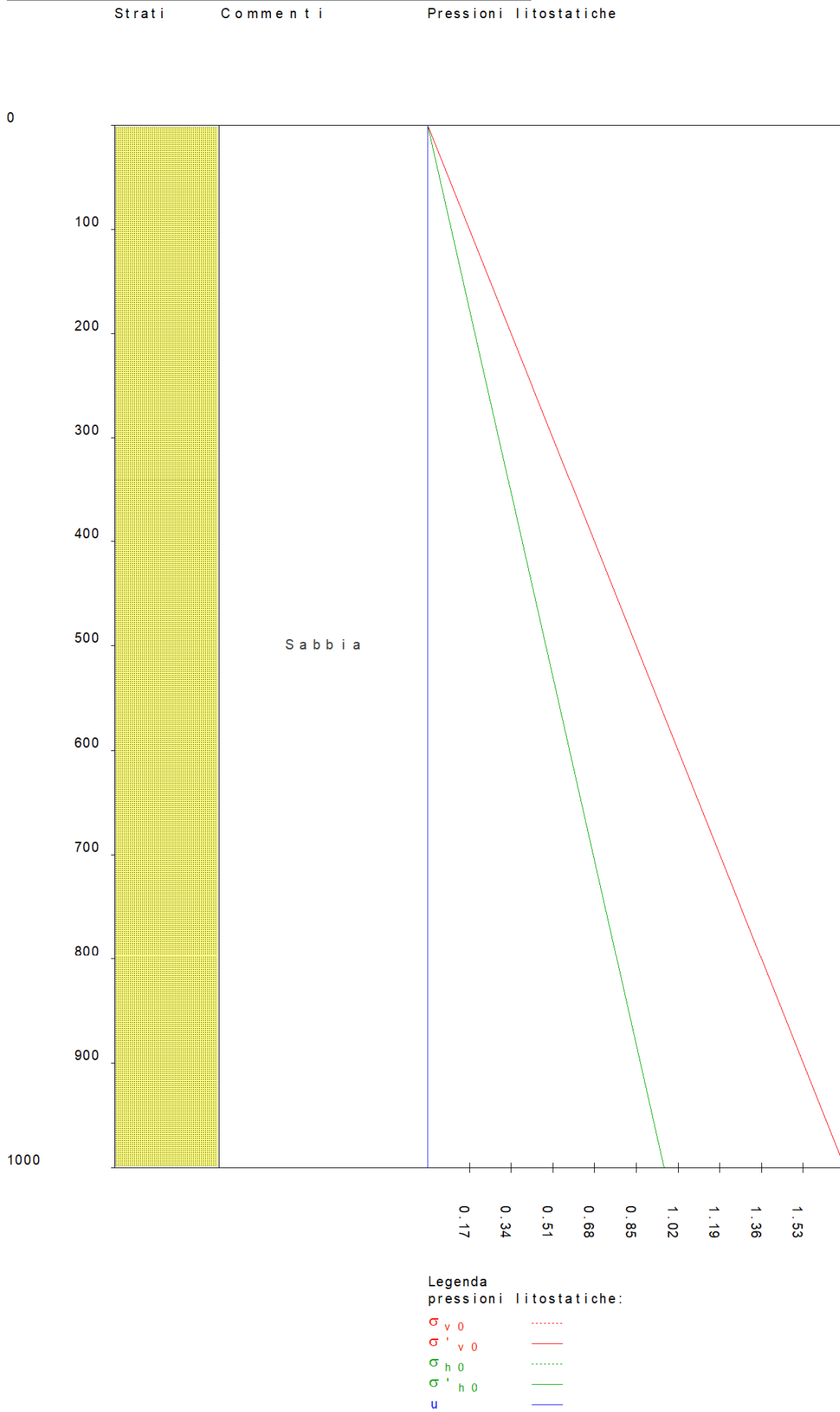


Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01

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_{Sim}	= Resistenza laterale di progetto per compressione
$Q_{Sim,t}$	= Resistenza laterale di progetto per trazione
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
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
SicV	= Sicurezza a rottura verticale
T	= Taglio in testa
M	= Momento flettente
Sps	= Spostamento
SicO	= Sicurezza a rottura orizzontale

Verifiche capacità portante e cedimenti

Palo n. 182

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 $D_p=1.200000$ <m> $L_p=30.000000$ <m> $W_p=84823.00$ <daN> $D=0.00$ <m>

Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
q_p=67.06 <daN/cm²>
QP_{lim}=758396.00 <daN>
k_p=1.67 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	SicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-187790.00	0.78	5.11	3476.65	33585.30	0.19	6.01
2	2	-228936.00	0.95	4.19	3481.81	27310.30	0.16	6.01
3	3	-187790.00	0.78	5.11	3476.70	33584.10	0.19	6.01
4	4	-228936.00	0.95	4.19	3481.87	27309.80	0.16	6.01
5	5	-139786.00	0.57	6.86	3467.76	37329.00	0.20	6.01
6	6	-139785.00	0.57	6.86	3467.77	37328.40	0.20	6.01
7	7	-276940.00	1.15	3.46	3484.99	10944.70	0.10	6.01
8	8	-276940.00	1.15	3.46	3485.01	10945.20	0.10	6.01
9	9	-565809.00	2.42	1.70	14823.60	81831.20	0.61	4.00
10	10	-403612.00	1.70	--	9883.29	52951.00	0.37	--
11	11	-247413.00	1.03	--	1983.40	4752.66	0.05	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 186

Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00
D_p=1.200000 <m> L_p=30.000000 <m> W_p=84823.00 <daN> D=0.00 <m>
Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
q_p=67.06 <daN/cm²>
QP_{lim}=758396.00 <daN>
k_p=1.67 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	SicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-232028.00	0.96	4.14	3482.11	26671.80	0.16	6.01
2	2	-265316.00	1.10	3.62	3484.50	17005.90	0.12	6.01
3	3	-151410.00	0.62	6.34	3470.22	36700.40	0.20	6.01
4	4	-184698.00	0.76	5.20	3476.22	33924.00	0.19	6.01
5	5	-164975.00	0.68	5.82	3472.81	35754.30	0.19	6.01
6	6	-140790.00	0.58	6.82	3467.98	37281.30	0.20	6.01
7	7	-275936.00	1.15	3.48	3484.98	11614.00	0.10	6.01
8	8	-251750.00	1.05	3.81	3483.75	21737.40	0.14	6.01
9	9	-560303.00	2.40	1.71	13493.90	83061.00	0.59	4.12
10	10	-399941.00	1.68	--	8996.86	53833.70	0.36	--
11	11	-246679.00	1.02	--	1806.32	5638.71	0.05	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 190

Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00
D_p=1.200000 <m> L_p=30.000000 <m> W_p=84823.00 <daN> D=0.00 <m>
Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.22	0.00	2.33

30.00	0.81	0.22	38.14	2.33
-------	------	------	-------	------

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
 q_p=67.06 <daN/cmq>
 QP_{lim}=758396.00 <daN>
 k_p=1.67 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	sicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-267227.00	1.11	3.59	3484.59	16190.70	0.12	6.01
2	2	-279941.00	1.17	3.43	3485.10	8614.25	0.09	6.01
3	3	-136784.00	0.56	7.02	3467.11	37464.40	0.20	6.01
4	4	-149499.00	0.61	6.42	3469.83	36814.90	0.20	6.01
5	5	-206738.00	0.86	4.64	3479.31	31140.40	0.18	6.01
6	6	-167605.00	0.69	5.73	3473.29	35542.50	0.19	6.01
7	7	-249121.00	1.03	3.85	3483.57	22500.10	0.14	6.01
8	8	-209988.00	0.87	4.57	3479.77	30651.00	0.18	6.01
9	9	-445182.00	1.88	2.16	12409.40	102647.00	0.65	3.88
10	10	-323193.00	1.35	--	8273.48	67832.00	0.40	--
11	11	-231329.00	0.96	--	1658.88	14626.70	0.08	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 154

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 D_p=1.200000 <m> L_p=30.000000 <m> W_p=84823.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Z _p <m>	τ _s <daN/cm>	k _s <daN/cm>	σ _h <daN/cm>	k _h <daN/cm>
0.00	0.00	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
 q_p=67.06 <daN/cm>
 QP_{lim}=758396.00 <daN>
 k_p=1.67 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	sicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-279941.00	1.17	3.43	3485.10	8614.30	0.09	6.01
2	2	-267226.00	1.11	3.59	3484.63	16191.10	0.12	6.01
3	3	-149500.00	0.61	6.42	3469.81	36816.00	0.20	6.01
4	4	-136784.00	0.56	7.02	3467.11	37464.50	0.20	6.01
5	5	-249121.00	1.03	3.85	3483.52	22500.10	0.14	6.01
6	6	-209988.00	0.87	4.57	3479.72	30651.90	0.18	6.01
7	7	-206738.00	0.86	4.64	3479.37	31139.50	0.18	6.01
8	8	-167605.00	0.69	5.73	3473.33	35541.20	0.19	6.01
9	9	-264417.00	1.10	3.63	12080.20	118295.00	0.72	3.70
10	10	-202684.00	0.84	--	8053.35	79206.90	0.44	--
11	11	-207227.00	0.86	--	1609.87	21445.20	0.11	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 158

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 D_p=1.200000 <m> L_p=30.000000 <m> W_p=84823.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Z _p <m>	τ _s <daN/cm>	k _s <daN/cm>	σ _h <daN/cm>	k _h <daN/cm>
0.00	0.00	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
 q_p=67.06 <daN/cm>
 QP_{lim}=758396.00 <daN>
 k_p=1.67 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	SicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-265316.00	1.10	3.62	3484.54	17006.30	0.12	6.01
2	2	-232027.00	0.96	4.14	3482.17	26671.40	0.16	6.01
3	3	-184698.00	0.76	5.20	3476.17	33925.30	0.19	6.01
4	4	-151410.00	0.62	6.34	3470.20	36701.50	0.20	6.01
5	5	-275936.00	1.15	3.48	3484.96	11613.50	0.10	6.01
6	6	-251751.00	1.05	3.81	3483.70	21737.30	0.14	6.01
7	7	-164975.00	0.68	5.82	3472.85	35753.00	0.19	6.01
8	8	-140790.00	0.58	6.82	3467.99	37280.60	0.20	6.01
9	9	-87055.00	0.36	11.02	12680.90	121288.00	0.75	3.63
10	10	-84442.40	0.35	--	8453.25	82011.50	0.47	--
11	11	-183579.00	0.76	--	1685.31	25567.00	0.12	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 162

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.200000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=84823.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm>	$\tau_{s,t}$ <daN/cm>	k_s <daN/cm>	$k_{s,t}$ <daN/cm>	σ_h <daN/cm>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.22	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.97	0.22	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
 QS_{lim,t}=546924.00 <daN>
 q_p=67.06 <daN/cm>
 QP_{lim}=758396.00 <daN>
 k_p=1.67 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	SicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-228936.00	0.95	4.19	3481.87	27309.80	0.16	6.01
2	2	-187790.00	0.78	5.11	3476.70	33584.10	0.19	6.01
3	3	-228936.00	0.95	4.19	3481.81	27310.30	0.16	6.01
4	4	-187790.00	0.78	5.11	3476.65	33585.30	0.19	6.01
5	5	-276940.00	1.15	3.46	3485.01	10945.20	0.10	6.01
6	6	-276940.00	1.15	3.46	3484.99	10944.70	0.10	6.01
7	7	-139785.00	0.57	6.86	3467.77	37328.40	0.20	6.01
8	8	-139786.00	0.57	6.86	3467.76	37329.00	0.20	6.01
9	9	19157.60	-0.08	13.43	13895.70	117782.00	0.76	3.60
10	10	-13634.00	0.06	--	9262.85	80207.90	0.48	--
11	11	-169417.00	0.70	--	1845.39	27334.80	0.13	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 166

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.200000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=84823.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm>	$\tau_{s,t}$ <daN/cm>	k_s <daN/cm>	$k_{s,t}$ <daN/cm>	σ_h <daN/cm>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.22	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.97	0.22	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
 QS_{lim,t}=546924.00 <daN>
 q_p=67.06 <daN/cm>
 QP_{lim}=758396.00 <daN>
 k_p=1.67 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	SicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-184698.00	0.76	5.20	3476.22	33924.00	0.19	6.01
2	2	-151410.00	0.62	6.34	3470.22	36700.40	0.20	6.01
3	3	-265316.00	1.10	3.62	3484.50	17005.90	0.12	6.01
4	4	-232028.00	0.96	4.14	3482.11	26671.80	0.16	6.01
5	5	-251750.00	1.05	3.81	3483.75	21737.40	0.14	6.01
6	6	-275936.00	1.15	3.48	3484.98	11614.00	0.10	6.01
7	7	-140790.00	0.58	6.82	3467.98	37281.30	0.20	6.01
8	8	-164975.00	0.68	5.82	3472.81	35754.30	0.19	6.01
9	9	13651.50	-0.06	18.85	15189.50	118071.00	0.79	3.53
10	10	-17304.70	0.07	--	10125.50	80370.70	0.50	--
11	11	-170151.00	0.70	--	2018.94	27254.40	0.14	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 170

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.200000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=84823.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
 q_p=67.06 <daN/cm²>
 QP_{lim}=758396.00 <daN>
 k_p=1.67 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	SicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-149499.00	0.61	6.42	3469.83	36814.90	0.20	6.01
2	2	-136784.00	0.56	7.02	3467.11	37464.40	0.20	6.01
3	3	-279941.00	1.17	3.43	3485.10	8614.25	0.09	6.01
4	4	-267227.00	1.11	3.59	3484.59	16190.70	0.12	6.01
5	5	-209988.00	0.87	4.57	3479.77	30651.00	0.18	6.01
6	6	-249121.00	1.03	3.85	3483.57	22500.10	0.14	6.01
7	7	-167605.00	0.69	5.73	3473.29	35542.50	0.19	6.01
8	8	-206738.00	0.86	4.64	3479.31	31140.40	0.18	6.01
9	9	-101470.00	0.42	9.46	16103.90	121464.00	0.82	3.46
10	10	-94052.50	0.39	--	10735.50	82061.60	0.52	--
11	11	-185501.00	0.77	--	2143.89	25293.60	0.13	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 174

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.200000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=84823.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>
 q_p=67.06 <daN/cm²>
 QP_{lim}=758396.00 <daN>
 k_p=1.67 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	SicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-136784.00	0.56	7.02	3467.11	37464.50	0.20	6.01
2	2	-149500.00	0.61	6.42	3469.81	36816.00	0.20	6.01
3	3	-267226.00	1.11	3.59	3484.63	16191.10	0.12	6.01
4	4	-279941.00	1.17	3.43	3485.10	8614.30	0.09	6.01

5	5	-167605.00	0.69	5.73	3473.33	35541.20	0.19	6.01
6	6	-206738.00	0.86	4.64	3479.37	31139.50	0.18	6.01
7	7	-209988.00	0.87	4.57	3479.72	30651.90	0.18	6.01
8	8	-249121.00	1.03	3.85	3483.52	22500.10	0.14	6.01
9	9	-282235.00	1.18	3.40	16362.80	117370.00	0.81	3.48
10	10	-214562.00	0.89	--	10908.60	78508.00	0.51	--
11	11	-209603.00	0.87	--	2182.35	20925.80	0.12	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Palo n. 178

Tipo palo=Trivellato

Rotazione testa libera

Coefficiente di efficienza=1.00

Dp=1.200000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=84823.00 <daN> D=0.00 <m>

Colonna stratigrafica numero 1 str_01

Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.22	0.00	2.33
30.00	0.81	0.22	38.14	2.33

QS_{lim}=1229920.00 <daN>

q_p=67.06 <daN/cm²>

QP_{lim}=758396.00 <daN>

K_p=1.67 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	SicV	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	SicO
1	1	-151410.00	0.62	6.34	3470.20	36701.50	0.20	6.01
2	2	-184698.00	0.76	5.20	3476.17	33925.30	0.19	6.01
3	3	-232027.00	0.96	4.14	3482.17	26671.40	0.16	6.01
4	4	-265316.00	1.10	3.62	3484.54	17006.30	0.12	6.01
5	5	-140790.00	0.58	6.82	3467.99	37280.60	0.20	6.01
6	6	-164975.00	0.68	5.82	3472.85	35753.00	0.19	6.01
7	7	-251751.00	1.05	3.81	3483.70	21737.30	0.14	6.01
8	8	-275936.00	1.15	3.48	3484.96	11613.50	0.10	6.01
9	9	-459597.00	1.95	2.09	15892.10	100702.00	0.72	3.65
10	10	-332803.00	1.39	--	10595.30	66442.50	0.44	--
11	11	-233251.00	0.97	--	2123.34	13865.20	0.09	--
12	12	-208363.00	0.86	--	9.00	14433.70	0.05	--

Sintesi

Tipo di normativa: stati limite D.M. 08
 Tipo di calcolo: analisi sismica statica

Dati generali della struttura

- Zona sismica: zona 4
- Sito di costruzione: Strada Comunale 55, 72100 Brindisi BR, Italia LON. 17.91130 LAT. 40.50700
 Contenuto tra ID reticolo: 34366 34367 34144 34145

Pericolosità sismica di base

Simbologia

- TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
- T_R = Periodo di ritorno <anni>
 A_g = Accelerazione orizzontale massima al sito
 FO = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
 FV = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale
 TC^* = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale <sec>
 S_s = Coefficiente di amplificazione stratigrafica
 C_c = Coefficiente funzione della categoria del suolo
 S = Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
 TC = Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante
 TB = Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
 TD = Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante

TCC	T_R	A_g <g>	FO	FV	TC^*	S_s	C_c	S	TC	TB	TD
SLV	1898	0.0683	2.71	0.96	0.54	1.50	1.29	1.50	0.69	0.23	1.87

- Edificio esistente: No
- Tipo di opera: Opera ordinaria
- Vita nominale V_N : 100.00
- Classe d'uso: Classe IV
- Coefficiente d'uso CU: 2.00
- Periodo di riferimento VR: 200.00

Dati di progetto

- Categoria del suolo di fondazione: C
- Tipologia edificio: acciaio a mensola o a pendolo inverso

Coeff. C_1 : 0.085
 Periodo T_1 : 3.00847
 Coeff. λ SLV: 1.00

- Categoria topografica: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- Coeff. amplificazione topografica S_T : 1.00
- Quota di riferimento: 0.00 <m>
- Altezza della struttura: 116.21 <m>
- Numero piani edificio: 0
- Coefficiente θ : 0.00
- Edificio regolare in altezza: si
- Edificio regolare in pianta: si
- Classe di duttilità: Classe B
- Smorzamento spettro: 5.00%
- Coefficiente θ : 0.00

Spettro SLV.TXT :

0.0000 0.6867
 0.0500 0.6867
 0.1000 0.6867
 0.1500 0.6867
 0.2000 0.6867
 0.2308 0.6867
 0.2500 0.6867
 0.3000 0.6867
 0.3500 0.6867
 0.4000 0.6867

0.4500	0.6867
0.5000	0.6867
0.5500	0.6867
0.6000	0.6867
0.6500	0.6867
0.6923	0.6867
0.7000	0.6867
0.7500	0.6867
0.8000	0.6867
0.8500	0.6867
0.9000	0.6867
0.9500	0.6867
1.0000	0.6867
1.0500	0.6867
1.1000	0.6867
1.1500	0.6867
1.2000	0.6867
1.2500	0.6867
1.3000	0.6867
1.3500	0.6867
1.4000	0.6867
1.4500	0.6867
1.5000	0.6867
1.5500	0.6867
1.6000	0.6867
1.6500	0.6867
1.7000	0.6867
1.7500	0.6867
1.8000	0.6867
1.8500	0.6867
1.8734	0.6867
1.9000	0.6867
1.9500	0.6867
2.0000	0.6867
2.0500	0.6867
2.1000	0.6867
2.1500	0.6867
2.2000	0.6867
2.2500	0.6867
2.3000	0.6867
2.3500	0.6867
2.4000	0.6867
2.4500	0.6867
2.5000	0.6867
2.5500	0.6867
2.6000	0.6867
2.6500	0.6867
2.7000	0.6867
2.7500	0.6867
2.8000	0.6867
2.8500	0.6867
2.9000	0.6867
2.9500	0.6867
3.0000	0.6867
3.0500	0.6867
3.1000	0.6867
3.1500	0.6867
3.2000	0.6867
3.2500	0.6867
3.3000	0.6867
3.3500	0.6867
3.4000	0.6867
3.4500	0.6867
3.5000	0.6867
3.5500	0.6867
3.6000	0.6867
3.6500	0.6867
3.7000	0.6867
3.7500	0.6867
3.8000	0.6867
3.8500	0.6867
3.9000	0.6867
3.9500	0.6867
4.0000	0.6867

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE	= Numero della condizione di carico elementare
Comm.	= Commento
Mx	= Moltiplicatore della massa in dir. X
My	= Moltiplicatore della massa in dir. Y

Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z
 Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 Sicurezza = Contributo alla sicurezza
 F = a favore
 S = a sfavore
 A = ambigua
 Variabilità = Tipo di variabilità
 B = di base
 I = indipendente
 A = ambigua

CCE	Comm.	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	Tipo CCE	Sicurezza	Variabilità
1	peso proprio struttura	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1	S	--
2	peso navicella	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2	S	--
3	vento navicella	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	10	S	B
4	vento torre	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	10	S	B
5	neve navicella	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	11	S	B
6	zavorra	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1	S	--

Elenco tipi cce definiti

Simbologia

Tipo CCE = Tipo condizione di carico elementare
 Comm. = Commento
 Tipo = Tipologia
 G = Permanente
 Q = Variabile
 I = Da ignorare
 A = Azione eccezionale
 P = Precompressione
 Durata = Durata del carico
 N = Non definita
 P = Permanente
 L = Lunga
 M = Media
 B = Breve
 I = Istantanea
 γ_{min} = Coeff. γ_{min} .
 γ_{max} = Coeff. γ_{max} .
 ψ_0 = Coeff. ψ_0
 ψ_1 = Coeff. ψ_1
 ψ_2 = Coeff. ψ_2
 $\psi_{0,s}$ = Coeff. ψ_0 sismico (D.M. 96)

Tipo CCE	Comm.	Tipo	Durata	γ_{min}	γ_{max}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{0,s}$
1	D.M. 08 Permanenti strutturali	G	N	1.00	1.30				
2	D.M. 08 Permanenti non strutturali	G	N	0.00	1.50				
10	D.M. 08 Variabili Vento	Q	N	0.00	1.50	0.60	0.20	0.00	0.00
11	D.M. 08 Variabili Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	Q	N	0.00	1.50	0.50	0.20	0.00	0.00

Elenco masse nodi

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
 Mo = Massa orizzontale

Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>
-116	7009.11	-115	7990.93	-114	4090.92	-113	5998.53	-112	5660.40	-111	4558.36
-110	4560.98	-109	4435.47	-108	4309.29	-107	4068.74	-106	4197.61	-105	4052.37
-104	4092.07	-103	3763.51	-102	3653.57	-101	3570.92	-100	3588.56	-99	3349.99
-98	3242.05	-97	2594.92	-96	2530.78	-95	2917.45	-94	2842.39	-93	2711.58
-92	2609.68	-91	2523.88	-90	2397.26	-89	2339.15	-88	1585.54	-87	1520.18
-86	1511.89	-85	2007.40	-84	1908.15	-83	1785.23	-82	1666.87	-81	1622.93
-80	1898.97	-79	1767.51	-78	1698.58	-77	1274.09	-76	1441.98	-75	1783.72
-74	2160.55	-73	2160.55	-72	2160.55	-71	2160.55	-70	2160.55	-69	2160.55
-68	2160.55	-67	2160.55	-66	2160.55	-65	2160.55	-64	2160.55	-63	2160.55
-62	2160.55	-61	2160.55	-60	2160.55	-59	2160.55	-58	2160.55	-57	2160.55
-56	2160.55	-19	2160.55	110	38713.50	111	35209.00	112	7500.02	113	6040.92
114	5044.73	115	5829.46	116	5109.38	117	4559.67	118	4498.23	119	4372.38
120	4189.01	121	4133.18	122	4124.99	123	4072.22	124	3927.78	125	3708.54
126	3612.24	127	3579.75	128	3469.27	129	3296.02	130	2918.48	131	2562.86
132	2724.11	133	2879.92	134	2776.98	135	2660.64	136	2566.78	137	2460.58
138	2368.20	139	1962.35	140	1552.86	141	1516.04	142	1759.64	143	1957.78
144	1846.69	145	1726.05	146	1644.90	147	1760.95	148	1833.24	149	1733.05
150	1486.34	151	1358.04	152	1612.85	153	106091.00				

Totali masse nodi

Mo
<kg>
485095.00

Prove in sito

Elenco colonne stratigrafiche

Simbologia

St.	= Strato
z	= Profondità della superficie superiore dello strato
Spess.	= Spessore
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
ϕ'	= Angolo di attrito efficace
c'	= Coesione efficace
c_u	= Coesione non drenata
E	= Modulo elastico normale
G	= Modulo elastico tangenziale
E_{ed}	= Modulo edometrico

Colonna stratigrafica numero 1 str_01

St.	z <m>	Spess. <cm>	Unità geotecnica	Class.	γ <daN/mc>	γ_{sat} <daN/mc>	ϕ' <grad>	c' <daN/mq>	c_u <daN/mq>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	E_{ed} <daN/mq>
1	0.00	--	1 Sabbia	Inc.	1700.00	2050.00	25.30	0.00		1400000.00	526316.00	2074300.00

Le verifiche degli elementi di fondazione sono state effettuate utilizzando l'approccio 2 - Combinazione 1.

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.

Spostamento relativo

Max = 0.00 <cm>

Minimo coefficiente di sicurezza

Simbologia

Elem. = Elemento
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 TV = Tipo di verifica
 PRFL = Flessione e pressoflessione
 TAG = Taglio o altre rotture fragili
 NOD = Nodi in c.a. e collegamenti in acciaio
 STAB = Stabilità
 CP = Capacità portante
 RNP = Resistenza nel piano
 RFP = Resistenza fuori piano
 CIN = Cinematismi
 Sic. = Sicurezza

Tabella elementi e minimo coefficiente di sicurezza

Elem.	CC	TCC	TV	Sic.
Plinto/Palo n. 166	9	SLU	PRFL	1.08
Plinto/Palo n. 170	9	SLU	TAG	2.26

Minimo coefficiente di sicurezza:1.08

