



Comune di Casapesenna

Provincia di Caserta

OGGETTO: Lavori di riqualificazione e realizzazione di loculi presso il cimitero comunale .

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO



Tav.	Elaborati:	
R.S.04	Relazione geotecnica	Il Tecnico Arch. Mario PICCOLO

RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione è redatta nell'ambito del progetto per la realizzazione di loculi cimiteriali lungo i muri perimetrali in via Calitta presso il cimitero comunale di Casapesenna (CE).

.

INDICE

1.DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3 – INDAGINI EFFETTUATE.....	5
4 – VALUTAZIONE SISMICA.....	5
5 - IDROGEOLOGIA.....	6
6 - PROBLEMATICHE RISCONTRATE.....	6
7 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SUOLO.....	7
7.1 - Modellazione geotecnica.....	8
8 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....	9
9 - MODALITA' COSTRUTTIVE.....	10
10 – COMBINAZIONI DI CARICO ALLO S.L.U.....	11
11 – VERIFICA DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE.....	12
12. CONCLUSIONI.....	19

1.DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'area interessata dall'intervento è ubicata all'interno del cimitero comunale di Casapesenna. I lavori a farsi sono finalizzati alla realizzazione di nuovi loculi cimiteriali in c.a. lungo i muri perimetrali del cimitero. Si prevedono tre tipologie di loculi:

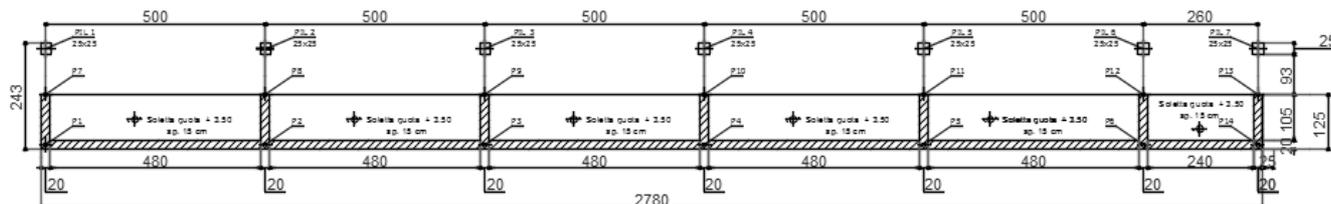
- 2 Moduli da 44 loculi
- 2 Moduli da 16 loculi
- 1 Modulo da 20 loculi



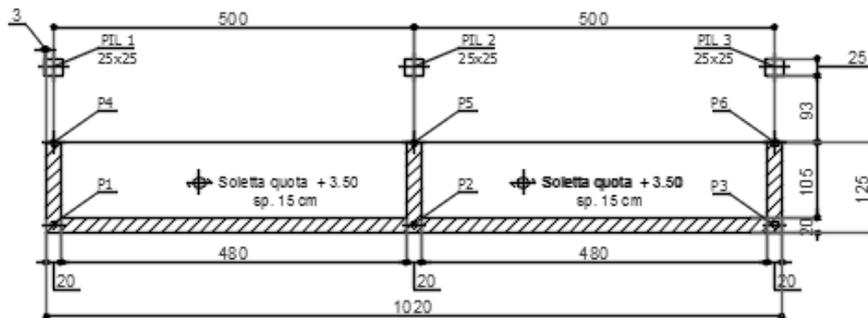
L'intervento di progetto consiste nella realizzazione di una struttura portante composta da pareti in c.a. travi 20x20 cm e pilastri 25x25. Verranno predisposte delle solette in c.a spessore 15 cm come base di appoggio per gli ossari. La copertura è costituita da una soletta di in c.a. a falde inclinate. Per quanto riguarda la struttura di fondazione si realizzerà una platea di spessore 30 cm poggiante su pali da 40 cm e lunghi 6.5 m.

Di seguito si illustrano le dimensioni geometriche in pianta per i diversi moduli:

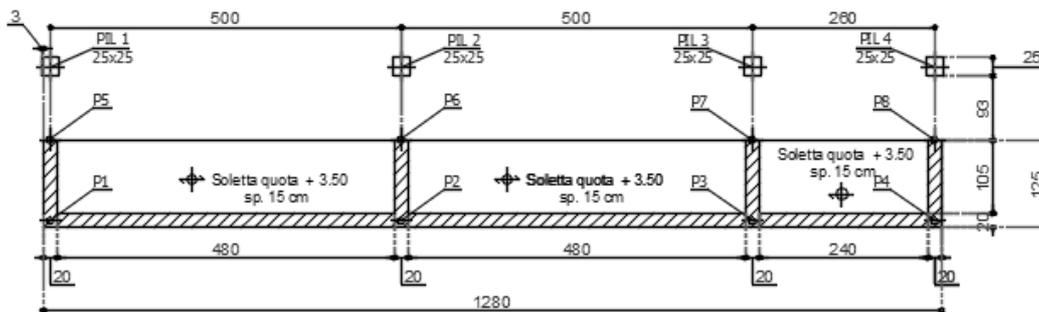
SINGOLO MODULO DA 44 LOCULI



SINGOLO MODULO DA 16 LOCULI



SINGOLO MODULO DA 20 LOCULI



Le azioni previste sulla struttura sono legate alla destinazione d'uso e sono rappresentate da:

- carichi accidentali SUSCETTIBILI DA AFFOLAMENTO (Cat. C2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008) pari a 4,0 kN/m²
- azione della neve;
- sisma.
- Peso permanente del singolo loculo pari 1tonn da moltiplicare per il numero di loculi variabile a seconda della tipologia di modulo considerato.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

3 – INDAGINI EFFETTUATE

Come riportato dalla relazione geologia sono state effettuate tre tipologie di indagine:

- 1 Carotaggio continuo
- 1 Prova geosismica MASW
- 1 DPSH



Localizzazione dell'area da Google Earth con ubicazione piano delle indagini

Come si evince dal sondaggio a Carotaggio continuo allegato nella relazione Geologica (S1AD Adeguamento Sismico-località Calitta), nell'area di studio è presente un'alternanza di prodotti piroclastici, a granulometria prevalentemente limoso sabbiosa/sabbiosa-limosa con un moderato grado di addensamento fino alla profondità di circa 5,00 m dal piano campagna. Al di sotto, dalla profondità di circa 5.5m fino a 9m, si rinviene un banco di tufo per una potenza di circa 4 metri; quindi nella modellazione del volume significativo geotecnico lo strato tufaceo può essere ragionevolmente spinto almeno fino alla profondità di circa 9.0 m dal piano campagna.

Il banco tufaceo con consistenza litoide si rinviene a circa 7.4 metri di profondità sovrapposto a terreni di natura piroclastica a granulometria prevalentemente sabbiosa/sabbiosoghiaiosa mediamente e/o molto addensati presenti fino alla profondità di circa 15 m ; Dalla consultazione sia bibliografica che di altre indagini geognostiche effettuate sul territorio, si può dedurre che le caratteristiche geomeccaniche di questi terreni, sottostanti il tufo, risultano mediamente buone con range di valori per l'angolo d'attrito che oscillano tra i 25° e 30° e con valori per il modulo elastico (Y) che variano tra i 200 Kg/cm² ai 500 Kg/cm².

In via cautelativa verranno considerati e riportati i valori più bassi, comunque assimilabili alle caratteristiche geomeccaniche proprie di questi terreni.

4 – VALUTAZIONE SISMICA

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

Tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30

m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). A vantaggio di sicurezza si è considerato un terreno di tipo C

C [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u$, $30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).].

5 - IDROGEOLOGIA

Dalla campagna di indagini non è stata riscontrata la presenza di falda ad una quota che possa interessare l'opera.

6 - PROBLEMATICHE RISCONTRATE

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

Nel sottosuolo non è stata riscontrata la presenza di cavità.

La zona non è interessata da disturbi tettonici o faglie.

L'area non è soggetta a fenomeni franosi in atto o potenziali.

In riferimento alla suscettibilità alla liquefazione, risulta che **i terreni non sono liquefacibili**. Ai sensi delle nuove Norme tecniche per le Costruzioni, la verifica a liquefazione può essere omessa, quando si manifesti almeno uno dei seguenti casi:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

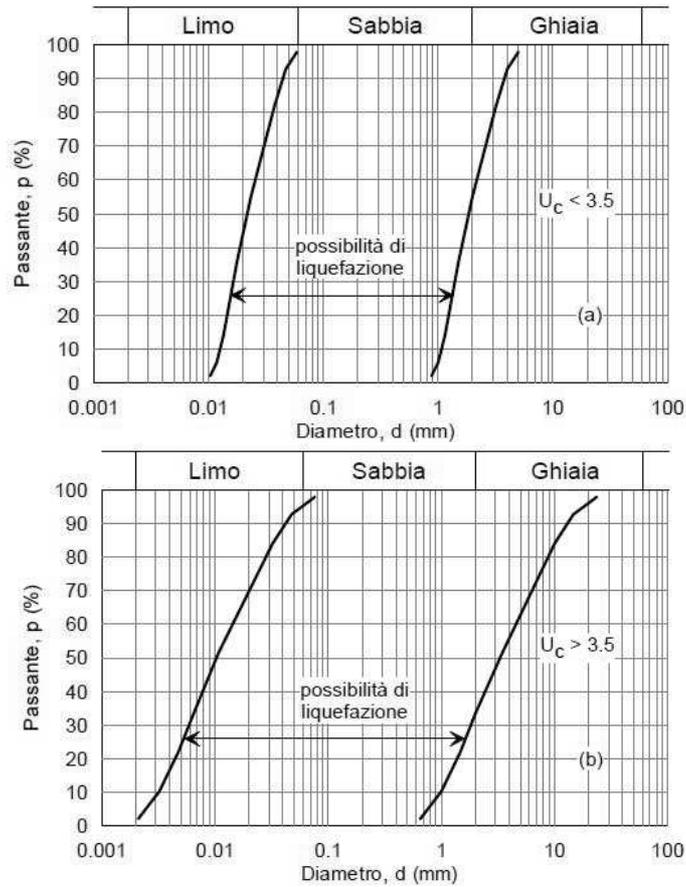


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Valutata la situazione stratigrafica e idrogeologica è da escludere che si verifichino fenomeni di liquefazione.

7 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SUOLO

Dal punto di vista geotecnico la stratigrafia viene modellata come uno strato omogeneo considerando la tipologia di fondazione

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH									
Numero di strato LITOLOGIA	Prof. (m)	Nspt	Peso di volume γ (t/m ³)	Angolo di attrito Φ (°)	Coesione non drenata c_u (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico Eed (Kg/cm ²)	Modulo Elastico Y (Kg/cm ²)	Modulo Poisson ν	Densità Relativa Dr %
[1] - Limo Argilloso (Pedogenizzato)	1,40	3,57	1,48	22	0,22	133,34	83,08	0,35	44
[2] - Piroclastite Limoso sabbiosa	2,60	4,16	1,50	23	0,26	151,06	94,12	0,35	42
[3] - Piroclastite Sabbioso limosa	3,80	11,03	1,76	28	--	185,25	125,03	0,33	62
[4] - Piroclastite Limoso sabbiosa	5,00	4,16	1,50	23	0,26	151,06	94,12	0,35	36
[5] - Tufo semilitoide	7,40	30,99	2,14	37	--	598,35	456,60	0,29	87
[6] - Tufo litoide	8,00	64,68	2,33	46	--	925,15	810,34	0,22	100

7.1 - Modellazione geotecnica

Nel modello di Winkler il terreno è schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti. Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica												
Ang	NV	CD	MP	S	Mcm	PAC	EcA	IrT	TP	RP	RH	CVE
[ssdc]												
0	15	B	ca	P	N	A	S	N	C	NO	NO	5

Fattori di struttura

Dir. X			Dir. Y			Dir. Z
q	α/α_1	Kw	q	α/α_1	Kw	q
2,52	1,05	1,00	2,52	1,05	1,00	1,50

Stato Limite	Tr	Ag/g	Amplif. Stratigrafica		F0	T*c	Tb	Tc	Td
			Ss	Cc					
	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0403	1,500	1,598	2,390	0,280	0,149	0,447	1,761
SLD	50	0,0514	1,500	1,529	2,350	0,320	0,163	0,489	1,806
SLV	475	0,1178	1,500	1,425	2,501	0,397	0,188	0,565	2,071
SLC	975	0,1467	1,477	1,396	2,532	0,422	0,196	0,589	2,187

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	40.9931	14.1389	25	T1	1,00

LEGENDA Dati generali analisi sismica

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di materiale prevalente nella struttura: [ca] = calcestruzzo armato - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- S** Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T] = Telaio - [P] = Pareti - [2P] = Due pareti per direzione non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano;
Acciaio: [T] = Telaio - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo invertito - [TT] = telaio con tamponature.
- Mcm** Struttura con telai multicampata: [N]=Nessuna direzione - [X]=Solo in direzione X - [Y]=Solo in direzione Y - [XY]=Sia in direzione X che Y.
- PAC** Presenza nella struttura di pareti accoppiate: [P] = presenti - [A] = Assenti
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- IrT** Irregolarità tamponature in pianta: [S] = Tamponature irregolari in pianta - [N] = Tamponature regolari in pianta.
- TP** Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m.
- RP** Regolarità in pianta: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare.

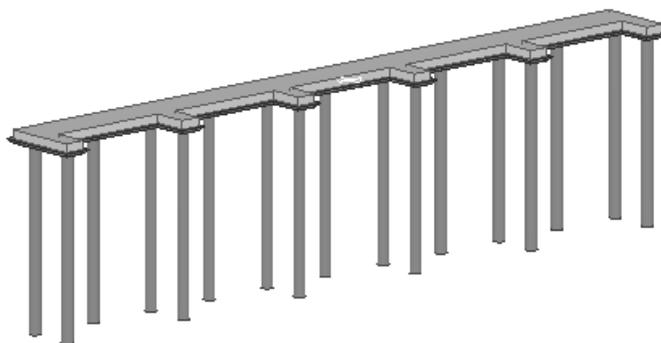
Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
RH	Regolarita' in altezza: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare.						
CVE	Coefficiente viscoso equivalente.						
Classe Edificio	Classe dell'edificio.						
Categ Topog Coef	Categoria topografica. (Vedi NOTE)						
Ampl Topog	Coefficiente di amplificazione topografica.						
Tr	Periodo di ritorno dell'azione sismica.						
Ag/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.						
Ss	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO / SLD / SLV / SLC.						
Cc	Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO / SLD / SLV / SLC.						
F0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.						
T*c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.						
Tb	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.						
Tc	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.						
Td	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.						
Latitudine	Latitudine geografica del sito (in datum ED50).						
Longitudine	Longitudine geografica del sito (in datum ED50).						
Altitudine	Altitudine geografica del sito.						
q	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).						
α/α_1	Rapporto di sovraresistenza.						
Kw	Fattore di riduzione di q0.						

NOTE

- [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato
- Categoria topografica
- T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$
- T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
- T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ = i = 30^\circ$
- T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

8 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

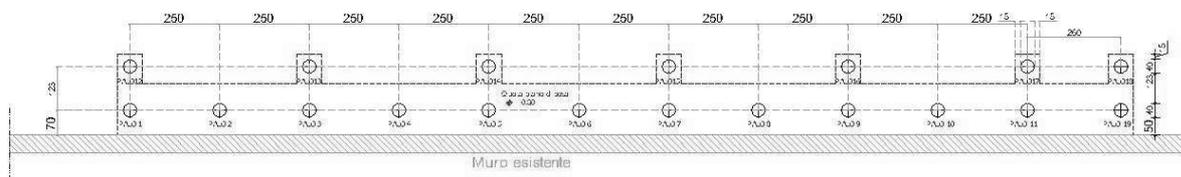
L'intervento di progetto consiste nella realizzazione di una platea da 30 cm di spessore poggiante su pali lunghi 6,5 m e diametro 40 cm. Tale tipologia di fondazione risulta necessaria considerando la natura del terreno che presenta caratteristiche meccaniche accettabili a profondità maggiori di 5.5 m. Infatti al di sotto, dalla profondità di circa 5.5m fino a 9m, si rinviene un banco di tufo per una potenza di circa 4 metri; Al fine di scaricare le azioni provenienti dalla soprastruttura si è scelto di realizzare dunque una tipologia di fondazione indiretta.



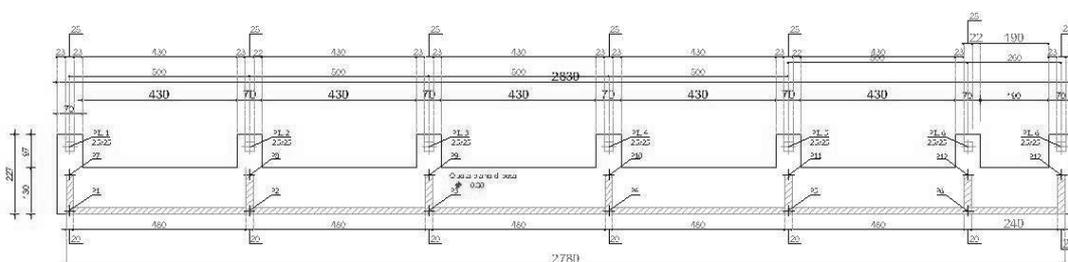
PIANTA DEI FILI FISSI SCALA 1:50

LEGENDA

Ingombro in pianta platea	-----
Palo D=40 cm	⊕



PIANTA PLATEA - QUOTA PIANO DI POSA -0.30 SCALA 1:50



9 - MODALITA' COSTRUTTIVE

La fondazione di progetto sarà realizzata con gli ordinari metodi della tecnica delle costruzioni secondo il seguente procedendo:

- Scavo a sezione obbligata fino al piano di fondazione posto a -0.30 dal piano campagna
- Realizzazione di pali da 40 cm per una lunghezza di 6.5 m
- Casseratura e getto dello strato di 10 cm di spessore di conglomerato cementizio magro
- Casseratura, armatura e getto dei platea
- Scasseratura e rinterro della fondazione.

10 – COMBINAZIONI DI CARICO ALLO S.L.U

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, rotazione, è

stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P_K rappresenta pretensione e precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.8
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

11 – VERIFICA DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'Approccio 2 (Combinazione **A1+M1+R3**), sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2008, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2008, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera. Utilizzando l'approccio 2, i coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

11.1 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale Q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p :

$$Q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente).

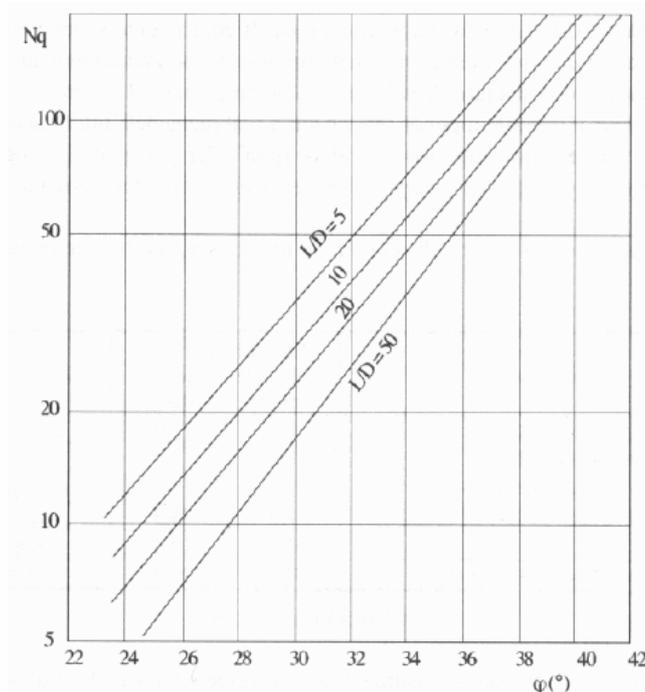
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La resistenza alla punta P_p si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

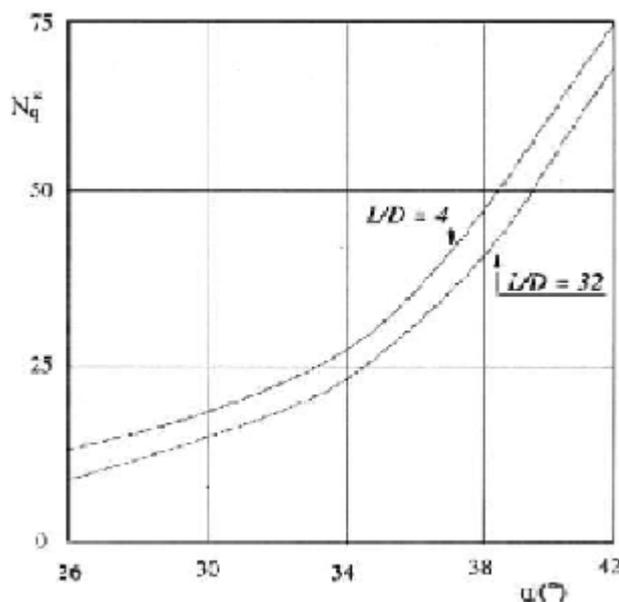
- Per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \phi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e ϕ è l'angolo di attrito;
 - $N_c = (N_q - 1) \cotg(\phi)$;
 - c è la coesione;
 - q è la pressione litostatica alla punta del palo.



Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate. In caso di **condizioni drenate** si assume $c=c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive. In **condizioni non drenate** si assume $q=q_{tot}$ (pressione totale), $c=c_u$ (coesione non drenata), $\phi=0$ e $N_c=9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

La portanza viene valutata portando in conto che la resistenza alla punta di un palo si mobilita per determinati valori di cedimento proporzionali al diametro del palo. Pertanto, viene fatta la distinzione fra pali di medio e grande diametro (>80 cm), per i quali la resistenza alla punta non viene mobilitata se non dopo un cedimento che può essere notevole (in tal caso si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q).



Per il calcolo della resistenza laterale si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s$$

in cui s è la somma di un termine di adesione a indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

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

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In **condizioni drenate** si assume $a=0$, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ (con $\mu=A \cdot \tan\phi$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno). In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a=\alpha c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

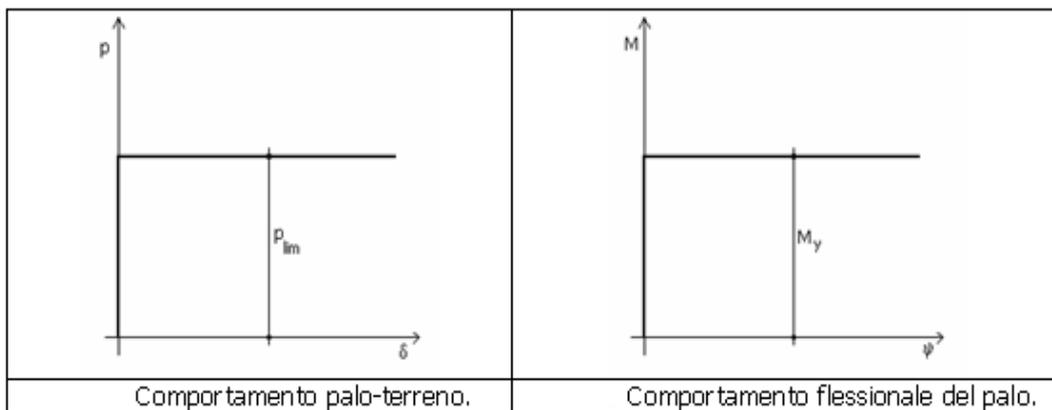
Calcolo del Carico Limite Orizzontale

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo influente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;

- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

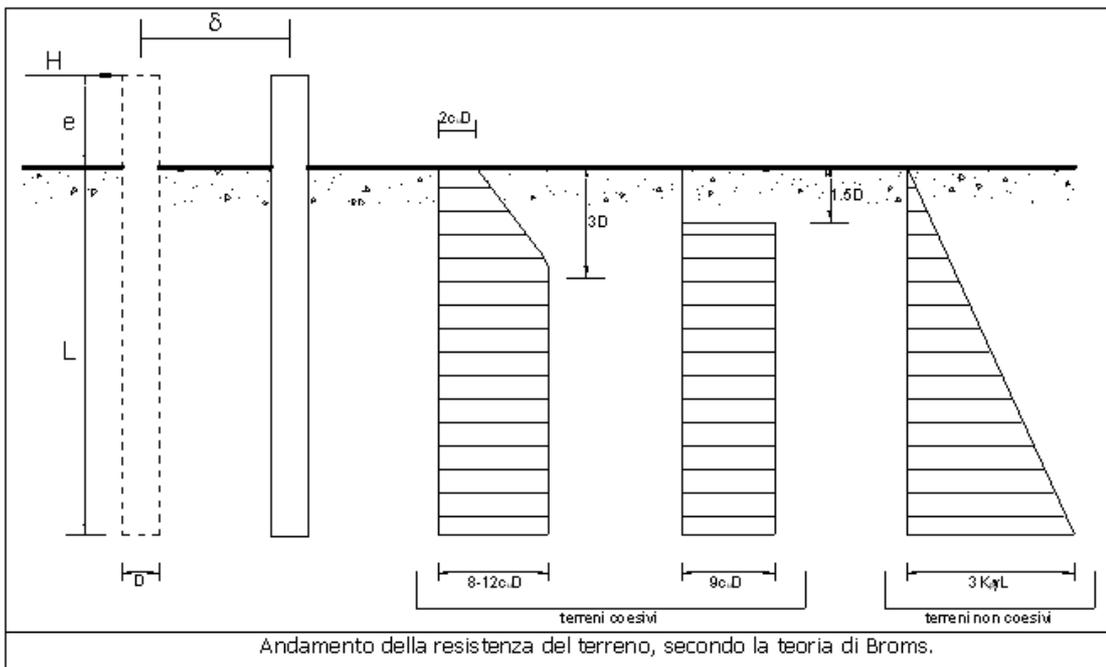
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata);
- terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata).



Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- *Palo corto* ⇒ (plasticizzazione terreno);
- *Palo intermedio* ⇒ (plasticizzazione palo).
- *Palo lungo*

Nel caso di *terreni non coesivi* ($c=0$), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p=0$ (in testa) fino al valore $p=3K_p\gamma L$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i terreni **coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p=2c_uD$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p=8-12c_uD$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p=0$ fino alla profondità $1.5D$ e con valore costante e pari a $9c_uD$ per tutta la lunghezza del palo.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi. In base a tali parametri viene poi condotto il calcolo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente ed è fondamentale per il calcolo delle sezioni che si plasticizzano. Di ciò viene tenuto correttamente conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne $Q_{d...}$, di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d ossia il rapporto fra il carico limite Q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R . Nel caso in esame i valori dei coefficienti parziali di sicurezza, come indicato nelle tabelle 6.4.II. 6.4.VI delle NTC 2008, sono sinteticamente riportati nelle seguenti tabelle:

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)

Base	γ_b	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γ_s	1.15	1.15	1.15
Totale	γ_t	1.15	1.30	1.25

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC 2008, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = \frac{R_{cal}}{\xi_3}$$

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

Coefficiente parziale γ_R da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

γ_R (R3)
1.30

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia $Q_{MaxVrt} - Q_{dVrt}$ e $Q_{MaxOrz} - Q_{dOrz}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

Palo	Nodo	QMaxVrt	QMaxOrz	QdVrt	QdVPnt	QdVLtrI	QdOrz	MMaxOrz	Tipo Rottura	Prof Cern	CS Vert	CS Oriz
		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[Nm]		[m]		
PALO12	00031	88377	30244	619764	564658	55106	53371	87842	Palo	2,23	7,01	1,76
PALO1	00008	235971	29941	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,63	1,78
PALO2	00009	223084	29867	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,78	1,79
PALO3	00010	278301	29939	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,23	1,78
PALO13	00032	120764	29967	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	5,13	1,78
PALO4	00011	235230	30159	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,63	1,77
PALO5	00012	285119	30752	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,17	1,74
PALO14	00033	116909	30323	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	5,30	1,76
PALO6	00013	236191	30315	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,62	1,76
PALO7	00014	284590	30406	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,18	1,76
PALO15	00034	115881	29972	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	5,35	1,78
PALO8	00015	235362	29922	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,63	1,78
PALO9	00016	278179	29884	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,23	1,79
PALO16	00035	120996	29920	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	5,12	1,78
PALO10	00017	223210	30087	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,78	1,77
PALO11	00018	235288	30516	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	2,63	1,75
PALO17	00036	89978	30830	619764	564658	55106	53371	87842	Lungo Palo	2,23	6,89	1,73

pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

Palo	Nodo	QMaxVrt	QMaxOrz	QdVrt	QdVPnt	QdVLtrl	QdOrz	MMaxOrz	Tipo Rottura	Prof Cern	CS Vert	CS Oriz
		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[Nm]		[m]		

LEGENDA pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

- Palo** Identificativo del palo.
- Nodo** Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo.
- QMaxVrt** Carico verticale di progetto allo SLU.
- QMaxOrz** Carico orizzontale di progetto allo SLU.
- QdVrt** Resistenza di progetto verticale.
- QdVPnt** Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta.
- QdVLtrl** Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale.
- QdOrz** Resistenza di progetto orizzontale.
- MMaxOrz** Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
- Tipo Rottura** Modalita' di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
- Prof Cern** Profondita' della seconda cerniera plastica.
- CS Vert** Coefficiente di sicurezza per carichi verticali: [NS]= Non significativo.
- CS Oriz** Coefficiente di sicurezza per carichi orizzontali: [NS]= Non significativo.

12. CONCLUSIONI

Il terreno di fondazione è modellato con un modello alla Winkler come un letto di molle elastiche. Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale del suolo hanno dato esito positivo, pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni sua parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 14 Gennaio 2008.

Si rilascia per gli usi consentiti dalla legge.

Il Progettista