

Comune di CIVITANOVA MARCHE



Provincia di Macerata

**PROGETTO DI AMPLIAMENTO CIMITERO DI
CIVITANOVA MARCHE ALTA, COMPLETAMENTO
GRUPPO 22 - BLOCCO "C7".**

RELAZIONE GEOTECNICA [D.M. 14.01.2008]

**RICHIEDENTI:
Amministrazione Comunale di Civitanova Marche**

Geologo Specialista (Albo Sezione A)

Dr. Stefano PIERUCCI
ORDINE DEI GEOLOGI DELLE MARCHE

CIVITANOVA MARCHE Lì, APRILE 2010



Geologi specialisti - Dr. Stefano PIERUCCI e Dr. Fabio ROSSI

SEDE LEGALE:

Via Toscana, 49 62010 Morrovalle (MC)
Tel.: 0733.717803 fax.: 0733.222075 Mobile: 329.8022535

studio.lander@geologist.com

Partita IVA: 01660690437

INDICE

I. PREMESSA E PRASSI DI INDAGINE.....	3
II. UBICAZIONE.....	3
III. VITA NOMINALE - CLASSE D'USO - PERIODO DI RIFERIMENTO	4

GEOTECNICA

1. INTRODUZIONE.....	5
2. FONDAZIONI E STRUTTURE.....	5
3. CARICHI DI PROGETTO.....	5
4. FONDAZIONE INDIRETTA.....	5
5. VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONE PROFONDA (STATO LIMITE ULTIMO).....	6
5.1 Computo agli SLU	7
5.1.1 Analisi di progetto agli SLU	8
5.2 VERIFICA CEDIMENTO PALIFICATA.....	9
5.2.1 Analisi di progetto ai Cedimenti.....	10
5.3 Coefficiente di reazione orizzontale.....	10
5.4 Coefficiente di lunghezza caratteristica.....	10
6. ANALISI DI PROGETTO	11

ALLEGATI

- ALLEGATI 1: STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE
- ALLEGATI 2: PLANIMETRIA con UBICAZIONE TEST IN SITO
- ALLEGATI 3: Documentazione Fotografica
- ALLEGATI 4: Prove Penetrometriche
- ALLEGATI 5: MODELLI CALCOLO STATO LIMITE ULTIMO: FONDAZIONE SU PALI
- ALLEGATI 6: MODELLI CALCOLO CEDIMENTI

I. PREMESSA E PRASSI D'INDAGINE

*Nella presente relazione, su incarico dell'Amministrazione Comunale di Civitanova Marche, sono esposti i risultati relativi l'indagine geotecnica per il progetto di **Ampliamento Cimitero di Civitanova Marche Alta, completamento Gruppo 22 – Blocco C7**, ubicato in Località Cappuccini, nel Comune di Civitanova Marche (MC).*

L'intero lavoro è stato redatto in conformità con quanto previsto da:

- *D.M. 14 gennaio 2008 Testo Unitario Norme Tecniche per le Costruzioni per programmi e progetti edilizi in zona sismica 2.*
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.*
- *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007.*
- *Eurocodice n. 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003).*
- *Eurocodici 7.1 (1997), 7.2 (2002) e 7.3 (2002).*

nella quali il valori di $A(g)$, accelerazione orizzontale al suolo espressa come frazione della accelerazione di gravità (g) risulta pari a:

ZONA	$A(g)$ d'ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme tecniche)	$A(g)$ con probabilità di superamento della soglia pari al 10% in 50 anni
2	0,25	0,15 ÷ 0,25

All'uopo, per i dati geologici, geotecnici (F_m e F_k), sismici (A_{max} , K_h , K_v) ecc. si è fatto riferimento alla Relazione Geologica, a firma dello scrivente tecnico abilitato, che costituisce parte integrante e sostanziale del documento di progettazione.

II. UBICAZIONE

Cartograficamente l'area in studio ricade nell'ortofotocarta, scala 1.10.000, sezione C.T.R. n. 304050 – Civitanova Marche.

III. VITA NOMINALE - CLASSE D'USO - PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale "VN" è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale (Vn) anni
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute ed importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni ed importanza strategica	≥ 100

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento "VR". Il periodo di riferimento si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale "VN" per il coefficiente d'uso "CU" delle classi di uso in presenza di azioni sismiche, da cui:

$$V_R = V_N \times C_U$$

CLASSI DI USO	I	II	III	IV
	Persone occasionali	Normali affollamenti	Affollamenti significativi	Funzioni pubbliche
COEFFICIENTE "CU"	0,7	1,0	1,5	2,0

Per il manufatto in oggetto il **periodo di riferimento** per l'azione sismica assume il valore minimo di:

$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = 50 \text{ (anni)}$
--

■ **Poiché trattasi di una nuova struttura**, le verifiche agli SLU, secondo le disposizioni di cui ai punti 3 (e relativi sottopunti) del D.M. 14.01.2008, possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

GEOTECNICA

1. INTRODUZIONE

Il plan progettuale prevede la realizzazione di una struttura cimiteriale per loculi di forma quadrangolare (D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i. e relative circolari e decreti attuativi) [Cfr. Progetto esecutivo e Relazione Tecnica].

2. FONDAZIONI E STRUTTURE

La pianificazione degli interventi maggiormente opportuni alla definizione del programma progettuale sopra prospettato, e di cui la presente relazione geotecnica ne costituisce parte integrante, deve essere sempre considerata nell'ottica dell'effettiva ottimizzazione delle condizioni statico/dinamiche delle opere e degli interventi da realizzare.

Nei paragrafi seguenti sono state pertanto valutate quelle grandezze ed effettuate quelle verifiche specificamente connesse al sistema geologico e geotecnico, indispensabili al progettista delle opere per la valutazione dello stato di messa in opera del manufatto.

3. CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto del manufatto "**Blocco C7**" sono stati forniti dal progettista delle strutture Dr. Ing. Muccichini. Di seguito sono i valori sulla sezione più sollecitata.

- Sforzo normale massimo: $\approx G_k = 560,00 \text{ kN}$; $\approx Q_k = 80,00 \text{ kN}$

4. FONDAZIONE INDIRETTA

Le seguenti problematiche:

I. II. Disomogenee proprietà reologiche e geotecniche dei sedimenti alla quota d'imposta di una struttura con fondazione superficiale, con intercettamento di litologie differenti per qualità reologiche e geotecniche e dunque con probabile trasmissione dei carichi statico/dinamici sul terreno differenziata (> sul lato valle e minore sul lato monte);

dissuadono dall'adozione di una fondazione superficiale diretta.

Per la realizzazione del manufatto si dovrà adottare una tipologia di fondazione profonda indiretta su PALI.

Tale scelta è guidata dalle argomentazioni esposte in precedenza, peculiarità che potrebbero altresì ingenerare rifluimenti per circolazione idrica e suscitare nel tempo, nel caso di posa in opera di una fondazione superficiale, cedimenti differenziali della fondazione e dell'intera struttura proprio per la disomogeneità di distribuzione dell'accoppiata carico su sedimento.

L'impianto progettuale e la locale situazione geologica e geotecnica (termini sedimentari a reologia verticale contigua sovrastanti unità di substrato coesive consistenti) consentono di tratteggiare come adeguata e pienamente fattibile una tipologia fondazionale indiretta su PALI TRIVELLATI a bulbo di base espanso.

5. VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONE PROFONDA (STATO LIMITE ULTIMO)

Nel presente capitolo sono state eseguite le verifiche di sicurezza per la fondazione profonda del manufatto da realizzare secondo la metodologia dello stato limite ultimo (D.M. 14 gennaio 2008 s.m.i.).

Nelle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (S.L.U.) deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$, laddove "Ed" è il valore di progetto degli effetti dell'azione mentre "Rd" è il valore di progetto della resistenza offerta del terreno.

In relazione alla puntualità dell'indagine condotta nel sito di progetto (Cfr. anche Relazione geologica per i parametri di calcolo caratteristici Fk su cui applicare i coefficienti parziali "CP"), la resistenza "Rd" è stata determinata in modo analitico tramite l'Approccio n. 1 (Cfr. Allegati 1) per una fondazione su pali.

L'approccio 1 prevede:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) verifiche strutturali (STR) – condizioni statiche
- Combinazione 2 (A2+M1+R2) verifiche geotecniche (GEO) – condizioni statiche
- Combinazione 2 (A1+M1+R3) verifiche geotecniche (GEO) – condizioni sismiche

Parametro	Parametro coefficiente parziale	Coefficiente parziale: "γ _m "	
		M1	M2
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'} = 1,00$	$\gamma_{\varphi'} = 1,25$
Coesione efficace	C'_k	$\gamma_{c'} = 1,00$	$\gamma_{c'} = 1,25$
Resistenza non drenata	C_{uk}	$\gamma_{cu} = 1,00$	$\gamma_{cu} = 1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma'} = 1,00$	$\gamma_{\gamma'} = 1,00$

TAB. I - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

I valori di progetto "Rd" della resistenza caratteristica si ottengono a partire dal valore caratteristico Rk di progetto, applicando i coefficienti di riduzione parziali γ_R della tabella della pagina seguente.

RESISTENZA	simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_b	1,00	1,45	1,15	1,00	1,70	1,35	1,00	1,60	1,30
Laterale in compr.	γ_s	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15
TOTALE	γ_t	1,00	1,45	1,15	1,00	1,60	1,30	1,00	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25

TAB. II - Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche

I valori di progetto delle azioni Ed si ricavano applicando i seguenti coefficienti parziali (γ_G)

Carichi	Effetto	Coefficienti parziali	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
permanenti	favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti N.S.	favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	favorevole	γ_{G1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,3

TAB. III - Coefficienti parziali per le variazioni o per l'effetto delle azioni

Con riferimento alla metodologia di indagine adottata per il sito di progetto, che ha previsto l'utilizzo diretto dei risultati di prove (DPH) e saggi in sito (SG), il valore caratteristico della resistenza caratteristica a compressione $R_{c;k}$ ed a trazione $R_{r;k}$, sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione ξ_3 e ξ_4 della tabella seguente, alle resistenze R_{cal} dedotte dai risultati delle prove in sito (test penetrometrici e saggi geognostici).

N. verticali	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

TAB. IV - Numero di verticali per coefficiente di sicurezza

Sulla scorta di quanto premesso, ed in relazione alla determinazione delle resistenze calcolate di progetto ($R_{b;calc}$ alla base ed $R_{s;calc}$ laterale), la valutazione della resistenza totale caratteristica di progetto eseguita attraverso al seguente relazione:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} = (R_{b;calc} + R_{s;calc}) / \xi = R_{c;calc} / \xi = \text{Min} \{ (R_{b;calc})_{\text{medio}} / \xi_3 ; (R_{b;calc})_{\text{meio}} / \xi_4 \}$$

5.1 COMPUTO AGLI S.L.U. Con riferimento ai parametri ricavati dallo studio effettuato ed ai parametri caratteristici (F_k) di cui al capitolo 3.1 della Relazione geologica, nel presente paragrafo

sono restituiti i valori di verifica agli S.L.U. in ambiente “statico” e “sismico” per la fondazione indiretta su PALI TRIVELLATI indicata. Il computo è stato effettuato adottando le soluzioni di:

→ Brinch-Hansen (1974): tensione limite di punta (Q_p) per terreni granulari.

$$Q_p = (A_p \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q) \cdot \sum \gamma_t \cdot dL$$

→ Brinch-Hansen (1974): tensione limite laterale (Q_l) per terreni granulari.

$$Q_l = \pi d \cdot \sum 0,5 \cdot \gamma_t \cdot dL^2 \cdot k_f$$

Da cui il Carico Limite si esplicita nella seguente forma:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_l - W_p$$

Poiché per l’indagine geologica e geotecnica sono state eseguite n. 7 (sette) verticali (Cfr. Tabella 4 della pagina precedente) otteniamo:

METODO ANALITICO. Approccio 1: Combinazione 1 (A1+M1+R1) STR			
FONDAZIONE SU PALI			
Caratteristiche geometriche minime del palo trivellato	Verifica SLU (Rd) Condizioni statiche	Verifica SLU (Ed) Condizioni statiche	Fs = Rd/Ed > 1,00
PROF. INFISSIONE: L(m) = 6,00	<u>2.915,5 kN</u> (297,29 ton)	<u>878,9 kN</u> (89,62 ton)	<u>3,32</u>
DIAMETRO: D Ø (m) = 0,60			

METODO ANALITICO. Approccio 1: Combinazione 2 (A2+M1+R2) GEO			
FONDAZIONE SU PALI			
Caratteristiche geometriche del palo trivellato	Verifica SLU (Rd) Condizioni statiche	Verifica SLU (Ed) Condizioni statiche	Fs = Rd/Ed > 1,00
PROF. INFISSIONE: L(m) = 6,00	<u>1.823,6 kN</u> (185,95 ton)	<u>687,80 kN</u> (70,13 ton)	<u>2,65</u>
DIAMETRO: D Ø (m) = 0,60			

METODO ANALITICO. Approccio 1: Combinazione 2 (A1+M1+R3) GEO			
FONDAZIONE SU PALI			
Caratteristiche geometriche del palo trivellato	Verifica SLU (Rd) Condizioni sismiche	Verifica SLU (Ed) Condizioni sismiche	Fs = Rd/Ed > 1,00
PROF. INFISSIONE: L(m) = 6,00	<u>2.210,0 kN</u> (225,36 ton)	<u>940,6 kN</u> (95,92 ton)	<u>2,35</u>
DIAMETRO: D Ø (m) = 0,60			

5.1.1 Analisi di progetto agli SLU

In relazione alle caratteristiche geotecniche del sito di progetto ed alle azioni di progetto, adottando l’Approccio 1 del D.M. 14.01.2008, per ottenere $Ed \leq Rd$, nella sezione più sollecitata

della struttura è necessario un PALO DI FONDAZIONE TRIVELLATO con le seguenti caratteristiche geometriche dal piano di imposta reso orizzontale:

→ lunghezza “L” ≥ 6,00 ml

→ diametro “d” ≥ 0,60 m

5.2 VERIFICA CEDIMENTO PALIFICATA

Nel presente paragrafo è stata effettuata la verifica al cedimento del palo singolo nell’ipotesi di sollecitazione con carico d’esercizio massimo (1337 kN) secondo i dettami previsti dal D.M. 14.01.2008 s.m.i..

La formula di calcolo del cedimento si esplicita nella seguente forma:

$$\delta_l = \beta \times F_{CK} / E \times L$$

β = coefficiente di influenza dimensionale funzione di L/D e del modulo del terreno

F_{ck} = carico caratteristico agente

E = modulo del terreno

L = lunghezza del palo

β = si esplicita con l’espressione di Poulos & Davis (1981)

$$\beta = 0,50 + \log(L_u / D)$$

CEDIMENTO PALO SINGOLO

PROF. INFISSIONE: L (m)	6,00
DIAMETRO: D Ø (m)	0,60
Δp (mm)	5,90

Il cedimento medio della palificata di progetto si può esprimere come il prodotto del cedimento del singolo palo, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R_s legato alla geometria della fondazione.

Il parametro R_g = R_s/n esprime il coefficiente di riduzione del gruppo, in cui “n” è il numero di elementi che compongono la palificata, da cui:

$$\delta_p = R_s \times \delta = n \times R_g \times \delta$$

Per le relazione di Randolph & Clancy (1993) e Mandolini (1994) la correlazione tra R_g ed R si esplicita nella forma:

$$R = \sqrt{n \times i / L}$$

i = interesse minimo dei pali

CEDIMENTO PALIFICATA

PROF. INFISSIONE: L (m)	6,00
DIAMETRO: D Ø (m)	0,60
Δp (mm)	29,47

5.2.1 Analisi di progetto ai Cedimenti

Dall'analisi dei risultati conseguiti, nelle condizioni più sfavorevoli, carico massimale previsto di 640 kN ed interasse minimo pari a 3,00 m (Cfr. allegati 2) si evince come i cedimenti attesi, per il singolo palo e per la palificata, siano del tutto compatibili con le caratteristiche strutturali dell'opera e del sedimento in posto a consolidazione immediata.

5.3 Coefficiente di reazione orizzontale. Il coefficiente di reazione orizzontale (K_h) di un palo snello ($l/\lambda > 5$) infisso in un terreno omogeneo, isotropo ed quasi reale, può essere valutato utilizzando la relazione empirica di CHIARUGI & MAIA:

$$K_h = \frac{E}{d \cdot [1 - \nu^2]} \cdot \sqrt[12]{\frac{E \cdot d^4}{E_b \cdot J_b}}$$

dove:

d = diametro palo (cm);

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

E = modulo d'elasticità/edometrico del terreno (kg/cm^2)

J_b = momento di inerzia della struttura di fondazione (cm^4);

E_b = modulo di elasticità del calcestruzzo (Kg/cm^2) = 254.560

MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE MEDIO-TIPICO - (kg/cm^3)		
MODULO	DIAMETRO (CM)	litotipo B2
E	(KG/CM^2)	436
ν	(KG/CM^2)	0,27
K_H		7,527

5.4 Coefficiente di lunghezza caratteristica. Il coefficiente di lunghezza caratteristica (λ) di un palo snello ($l/\lambda > 5$) sollecitato trasversalmente ed infisso in un terreno omogeneo, isotropo e quasi reale, può essere valutato utilizzando la soluzione alla Winkler, che per i moduli di Poisson (ν) indicati assume i seguenti valori:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_b \cdot J_b}{k_h \cdot d}}$$

LUNGHEZZA CARATTERISTICA MEDIO-TIPICA - (M)		
MODULO	DIAMETRO (CM)	litotipo B2
E_b	(KG/CM^2)	254.560
J_b	(CM^4)	636172,5124
D	(CM)	60
K_H		7,527
λ (m)		1,946

5. ANALISI DI PROGETTO

[1] CARICHI DI PROGETTO. I carichi di progetto del manufatto sono stato gentilmente forniti dal progettista delle strutture in c.a. Dott. Ing. Muccichini ed esposti al Capitolo 3.

[2] FONDAZIONI E STRUTTURE. Per la realizzazione del manufatto si dovrà la posa in opera di una fondazione profonda indiretta su PALI a tecnologia per trivellazione e bulbo di base espanso (Cfr. Cap. 3 e seguenti) con intestazione nel litotipo di base "B2" (SABBIA E GHIAIA).

[3] VERIFICHE DI SICUREZZA SLU. Nelle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$, laddove "Ed" è il valore di progetto degli effetti dell'azione mentre "Rd" è il valore di progetto della resistenza del terreno.

Sulla scorta dei computi condotti e trattati ampiamente Cap. 5, in relazione alle caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche del sito di progetto, nella sezione più sollecitata della struttura, per ottenere $E_d \leq R_d$ condizione necessaria e sufficiente è la messa in opera di una FONDAZIONE PROFONDA INDIRETTA su PALI TRIVELLATI dalle seguenti caratteristiche geometriche di progetto (nelle zone maggiormente sollecitate) da piano di imposta reso orizzontale:

→ lunghezza "L" $\geq 6,00$ m

→ diametro "d" $\geq 0,60$ m

[3] CEDIMENTI. Le verifiche ai cedimenti indotti (Δp) è stata trattata nel Prg. 5.2 e seguenti. Dall'analisi dei risultati conseguiti, nelle condizioni più sfavorevoli di carico massimale previsto ed interasse minimo pari a 3,00 m (Cfr. allegati 2) si evince come i cedimenti attesi, per il singolo palo e per la palificata, sono del tutto compatibili con le caratteristiche strutturali dell'opera e reologiche del sedimento in posto a consolidazione rapida.

[4] NOTE DI PROGETTO. Si richiama al tecnico ingegnere progettista delle strutture in c.a. che il computo delle verifiche di sicurezza agli SLU è stato effettuato prendendo in considerazione la sezione di struttura maggiormente sollecitata. Nelle sezioni a minore sollecitazione potranno esser adottati pali di fondazione delle medesime caratteristiche di quelli previsti piuttosto che di minor diametro (es. 0.50 m), mantenendo comunque una lunghezza minima dei pali: "L" $\geq 6,00$ m sul piano di posa reso orizzontale. È altresì evidente che un maggiore ammorsamento dell'infissione dei pali (L) e/o dimensionamento del loro diametro (D) collima con un superiore equilibrio e stabilità d'insieme dell'opera da realizzare ma sottintende anche maggiori costi di realizzazione.

[6] MEMORANDUM. La presente relazione geotecnica è stata redatta nel rispetto della normativa vigente ed in ottemperanza del D.P.R. 328/01, disposizione di legge superiore al D.M. 14.01.2008 N.T.C.. Detto D.P.R. prevede, all'art. 41 comma 1 lettera E), che tra le competenze professionali del geologo specialista iscritto alla sezione A ci siano: le indagini e la relazione geotecniche.



ALLEGATI

ALL. 3 - RILIEVO FOTOGRAFICO



SCAVO \$1



SCAVO \$2



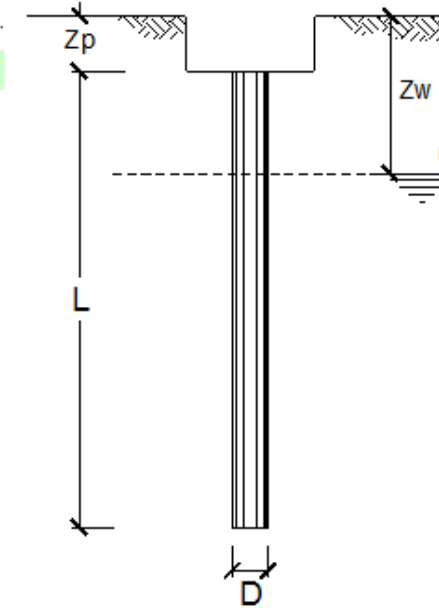
SCAVO \$3

STUDIO DI GEOLOGIA LANDER

OPERA: **CIMITERO CIVITANOVA MARCHE**

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **0,60** (m) Area del Palo (A_p): **0,283** (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): **0,00** (m) Quota falda dal p.c. (z_w): **18,00** (m)
 Carico Assiale Permanente (G): **560,00** (kN) Carico Assiale variabile (Q): **80,00** (kN)
 Numero di strati **1** L_{palo} = **6,00** (m)



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s
		γ _G	γ _Q		
STR = A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
GEO = A2+M1+R2	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,30	1,70	1,45

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ ₄	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ _k (kN/m ³)	C' k med (kPa)	C' k min (kPa)	φ' k med (°)	φ' k min (°)	C _u k med (kPa)	C _u k min (kPa)
1	18,00	litotipo B2	19,92	4,55	4,55	30,6	30,6	0,00	0,00
2			0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0,00
3			0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0,00
4			0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0,00
5			0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0,00

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,49	0,59		1,0
			1,0
			1,0
			1,0

Strato	Spess	Tipo di terreno
(-)	(m)	
1	18,00	Litotipo B
2	0,00	
3	0,00	
4	0,00	
5	0,00	

media				
Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1766,2	29,42	48,06	10767	3044,4

minima				
Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1766,2	29,42	48,06	10767,5	3044,4

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$N_d = 687,8 \text{ (kN)}$	70,13 ton
----------------------------	-----------

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 3044,4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 1766,2 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 4810,6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 3044,4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 1766,2 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 4810,6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1845,1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1070,4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2915,5 \text{ (kN)}$$

$Ed < Rd = 1135,8 \text{ (kN)}$	Verificato!
---------------------------------	-------------

$F_s = R_{c,d} / N_d$	$F_s = 2,65$	Verificato!
-----------------------	--------------	-------------

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

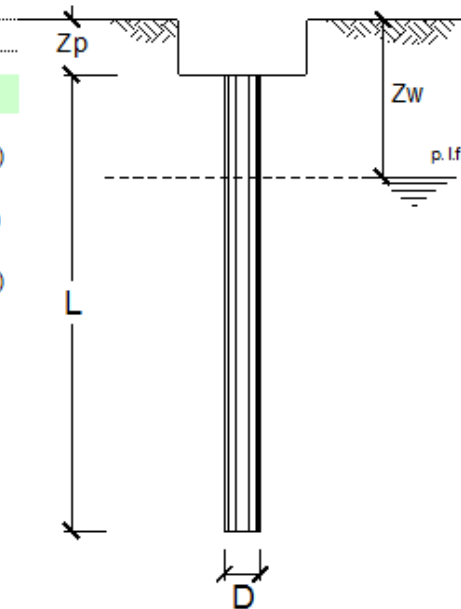
$R_{c,d} = 1823,6 \text{ (kN)}$	185,95 ton
---------------------------------	------------

STUDIO DI GEOLOGIA LANDER

OPERA: CIMITERO CIVITANOVA MARCHE

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **0,60** (m) Area del Palo (Ap): **0,283** (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (zp): **0,00** (m) Quota falda dal p.c. (zw): **18,00** (m)
 Carico Assiale Permanente (G): **560,00** (kN) Carico Assiale variabile (Q): **80,00** (kN)
 Numero di strati **1** Lpalo = **6,00** (m)



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s
		γ_G	γ_Q		
STR = A1+M1+R1	<input checked="" type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
GEO = A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,70	1,45

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ_k (kN/m ³)	$C'_{k med}$ (kPa)	$C'_{k min}$ (kPa)	$\phi'_{k med}$ (°)	$\phi'_{k min}$ (°)	$C_{u k med}$ (kPa)	$C_{u k min}$ (kPa)
1	18,00	litotipo B2	19,92	4,55	4,55	30,6	30,6	0,00	0,00
2									
3									
4									
5									

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,49	0,59		1,0

Strato	Spess	Tipo di terreno
(-)	(m)	
1	6,60	Litotipo B2
2	0,00	
3	0,00	
4	0,00	
5	0,00	

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$N_d = 878,9 \text{ (kN)}$	89,62 ton
--	------------------

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 1845,1 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 1070,4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2915,5 \text{ (kN)}$$

$Ed < Rd = 2036,6 \text{ (kN)}$	Verificato!
--	--------------------

$F_s = R_{c,d} / N_d$	$F_s = 3,32$	Verificato!
---	--------------------------------	--------------------

media				
Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1766,2	29,42	48,06	10767	3044,4

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal med} = 3044,4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal med} = 1766,2 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal med} = 4810,6 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$R_{c,d} = 2915,5 \text{ (kN)}$	297,29 ton
---	-------------------

minima				
Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1766,2	29,42	48,06	10767,5	3044,4

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal min} = 3044,4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal min} = 1766,2 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal min} = 4810,6 \text{ (kN)}$

ALL. 6 - STUDIO DI GEOLOGIA LANDER

VERIFICA CEDIMENTO PALIFICATA

OPERA: Ampliamento cimitero Civitanova Alta

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0,60	(m)
Carico sul palo (P):	640,0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	18,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	3,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	43,60	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	12	(-)
Spaziatura dei pali minima (s):	3,0	(m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\xi = \xi * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$A_T = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1,20 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\xi = \xi * P / E * L_{utile} = \boxed{5,87 \text{ (mm)}}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\xi_p = R_s * \xi = n * R_g * \xi$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1,414$$

Cedimento della palificata

$$\xi_p = n * R_g * \xi \mu \quad 12 * 0,42 * 5,87 = \boxed{29,47 \text{ (mm)}}$$

