STUDIO DI GEOLOGIA
BARSANTI, SANI & ASSOCIATI
via Buiamonti 29 - 55100 LUCCA - C.F. e P.I.: 01134410461
Tel. 0583/467427 Fax. 0583/91090 e-mail: bar-sani@geoprove.com

ING. AMEDEO ROMANINI

INDAGINI GEOTECNICHE DI SUPPORTO AL PROGETTO DEL NUOVO PONTE SUL T. ORME IN COMUNE DI EMPOLI - FI

Relazione geotecnica **Luglio 2021**

Il Geologo:

I N D I C E

PREMESSA 3
1. AZIONE SISMICA - RISPOSTA SISMICA LOCALE 4
2. VERIFICA POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE 5
3. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) 6
3.1. Calcolo della portata utile del micropalo 10
3.2. Coefficiente di reazione orizzontale micropali 15
3.3. Tiranti 16
4. VERIFICA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE) 17

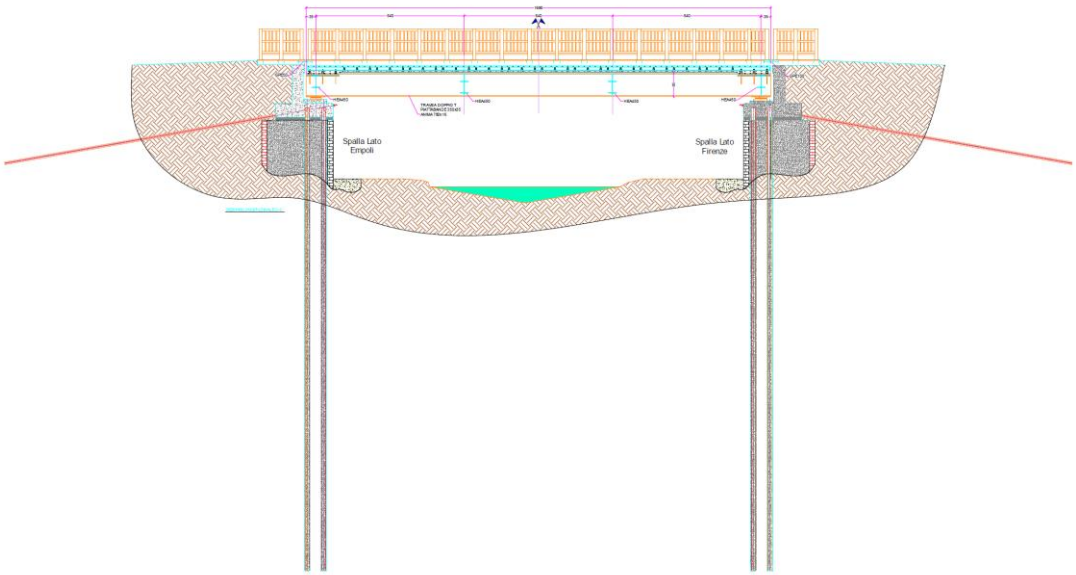
PREMESSA

Per incarico dell'ing. Amedeo Romanini sono state effettuate indagini geologiche e sismiche a supporto della progettazione del nuovo ponte sul T. Orme in Comune di Empoli - FI.

In questa sezione dello studio si riferisce, in ossequio al par. 7.11.5 delle NTC 2018, in merito alle *regole generali di progettazione* (par. 7.11.5.1.) al *modello geotecnico* (par. 7.11.5.2.) ed alle *verifiche fondazionali* (par. 7.11.5.3. e segg).

Come anticipato nella Relazione Geologica e sismica, cui si rimanda interamente per la caratterizzazione geologica s.l. e la ricostruzione del modello geologico/sismico, ivi compresi il campo di variabilità dei parametri geomeccanici, i parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione e la situazione sismostratigrafica, trattasi di un manufatto caratterizzato da una vita nominale V_N = 50 anni e da una Classe d'uso III, con conseguente vita di riferimento $V_R=C_u*V_N=1,5*50$ = 75 anni.

Secondo le indicazioni del Progettista Ing. Amedeo Romanini, è prevista la demolizione del ponte esistente e la sua sostituzione con una struttura metallica dotata di apparecchi di appoggio tradizionali elastomerici, sottofondazione e tirantaggio delle spalle secondo lo schema che segue, basato sulle indicazioni geotecniche fornite preliminarmente al medesimo. Tra l'altro il nuovo ponte, avendo intradosso più elevato in quota dell'esistente, aumenterà la luce libera.



1. AZIONE SISMICA - RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per quanto concerne la determinazione dell'azione sismica secondo l'approccio semplificato delle "*Categorie di suolo di fondazione*", nella relazione geologica e sismica è stata calcolata dalla prospezione downhole la **Vseq in 277 m/s**: con riferimento alla Tab. 3.2.II delle NTC 2018 di seguito riportata, il terreno di fondazione è stato pertanto iscritto nella categoria di suolo di fondazione C:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per quanto concerne invece le condizioni topografiche, il sito è classificabile in Categoria T1, come da Tab. 3.2.III

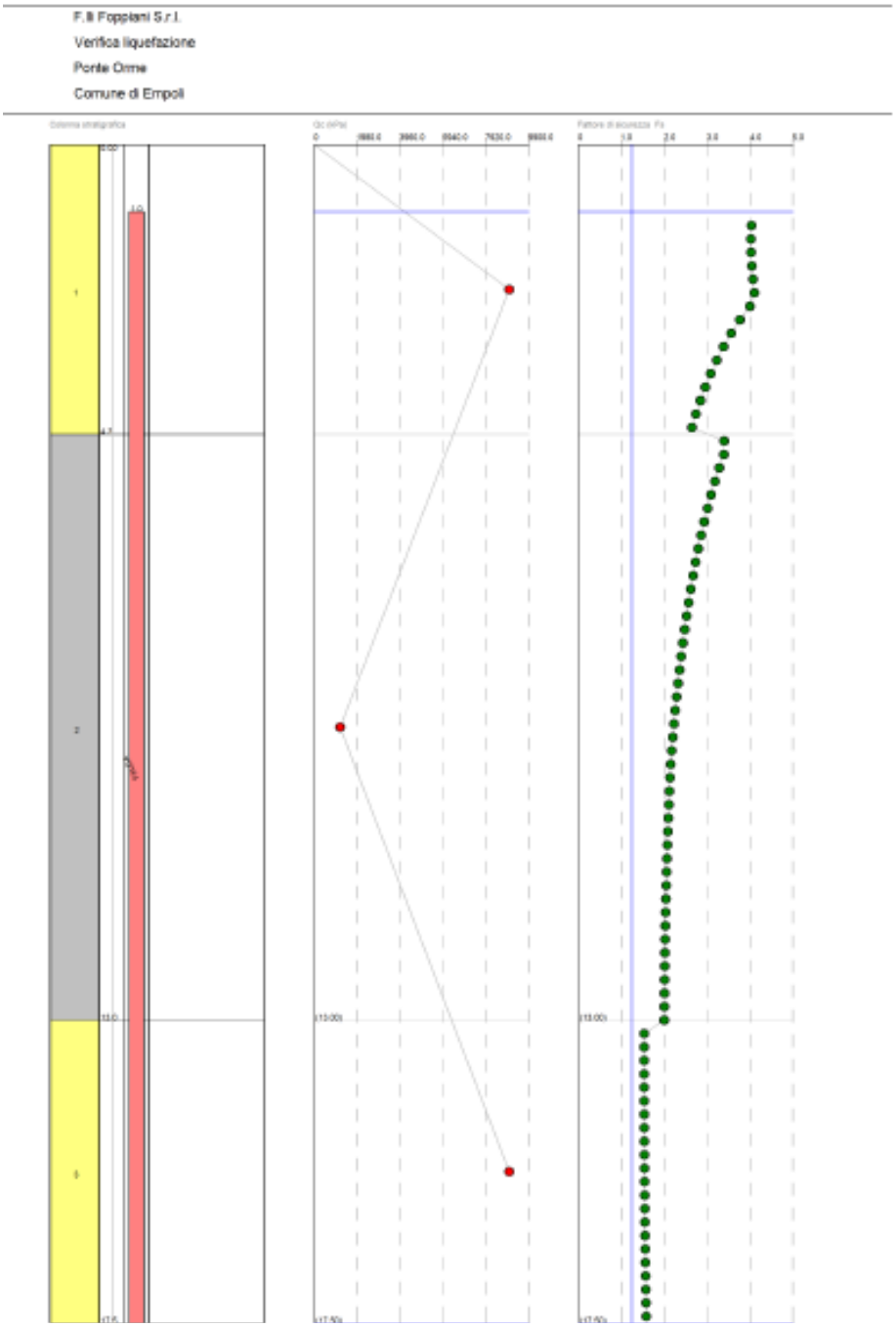
Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geologica e sismica.

2. VERIFICA POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Anche questo aspetto è stato affrontato nella relazione geologica e sismica alla quale si rimanda per i dettagli. In questa sede si conferma che la verifica effettuata secondo il metodo di Robertson 1986, basato sui valori di resistenza alla punta qc e di attrito laterale fs delle prove penetrometriche CPTU ha definito “non liquefacibili” i terreni in studio, con rischio di liquefazione secondo Iwasaki “molto basso”.



3. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Come anticipato il Progettista Ing. A. Romanini prevede di "rinforzare" le fondazioni delle spalle attraverso pali di piccolo diametro e di contrastare l'azione sismica ribaltante e quella causata dalle manovre di frenatura sul ponte mediate tiranti di ancoraggio.

I carichi in gioco risultano dalle seguenti tabelle fornite dall'Ing. Romanini:

SPALLA FISSA (reazioni in kN)										
Nodo	CC	TCC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx+Fy	Fx+Fy+Fz
114	874	SLU	0	464.947	1037.77	0	0	0	464.947	1137.164
115	874	SLU	0	215.915	560.288	0	0	0	215.915	600.4514
116	874	SLU	113.538	116.111	611.834	0	0	0	162.3966	633.0193
117	874	SLU	0	0	555.635	0	0	0	0	555.635
118	874	SLU	257.111	-180.854	485.459	0	0	0	314.3473	578.3465
119	874	SLU	0	-323.019	322.893	0	0	0	323.019	456.7288
120	874	SLU	0	-293.099	643.098	0	0	0	293.099	706.7404
SOMMA			**370.649**	**0.001**	**4216.977**	**0**	**0**	**0**	**1773.724**	**4668.086**
Nodo	CC	TCC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
114	506	SLC	0	75.031	343.443	0	0	0	75.031	351.5434
	506	SLC	0	-124.134	153.68	0	0	0	124.134	197.552
115	506	SLC	0	76.029	373.35	0	0	0	76.029	381.0126
	506	SLC	0	-73.154	167.69	0	0	0	73.154	182.952
116	506	SLC	204.094	110.691	350.734	0	0	0	232.1785	420.62
	506	SLC	-662.026	-19.831	243.867	0	0	0	662.323	705.7923
117	506	SLC	0	0	372.133	0	0	0	0	372.133
	506	SLC	0	0	309.803	0	0	0	0	309.803
118	506	SLC	672.153	107.23	337.106	0	0	0	680.6526	759.558
	506	SLC	-197.235	-37.662	237.62	0	0	0	200.7986	311.1002
119	506	SLC	0	68.002	350.334	0	0	0	68.002	356.8728
	506	SLC	0	-97.039	162.422	0	0	0	97.039	189.2022
120	506	SLC	0	62.18	311.568	0	0	0	62.18	317.7121
	506	SLC	0	-147.342	157.894	0	0	0	147.342	215.9634
SOMMA	**506**	**SLC**	**876.247**	**499.163**	**2438.668**	**0**	**0**	**0**	**1194.073**	**2959.452**
	506	**SLC**	**-859.261**	**-499.162**	**1432.976**	**0**	**0**	**0**	**1304.791**	**2112.365**

SPALLA MOBILE (reazioni in kN)										
Nodo	CC	TCC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
107	1944	SLU	0	0	742.115	0	0	0	0	742.115
108	1944	SLU	0	0	360.26	0	0	0	0	360.26
109	1944	SLU	8.671	0	436.195	0	0	0	8.671	436.2812
110	1944	SLU	0	0	466.666	0	0	0	0	466.666
111	1944	SLU	-145.109	0	438.321	0	0	0	145.109	461.7163
112	1944	SLU	0	0	341.326	0	0	0	0	341.326
113	1944	SLU	0	0	790.504	0	0	0	0	790.504
SOMMA			**-136.438**	**0**	**3575.387**	**0**	**0**	**0**	**153.78**	**3598.868**
Nodo	CC	TCC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
107	387	SLC	0	0	186.162	0	0	0	0	186.162
	387	SLC	0	0	312.158	0	0	0	0	312.158
108	387	SLC	0	0	186.86	0	0	0	0	186.86
	387	SLC	0	0	317.598	0	0	0	0	317.598
109	387	SLC	-52.81	0	221.132	0	0	0	52.81	227.3505
	387	SLC	511.833	0	287.325	0	0	0	511.833	586.9657
110	387	SLC	0	0	308.288	0	0	0	0	308.288
	387	SLC	0	0	349.065	0	0	0	0	349.065
111	387	SLC	-525.924	0	221.407	0	0	0	525.924	570.6287
	387	SLC	41.196	0	288.412	0	0	0	41.196	291.3393
112	387	SLC	0	0	187.382	0	0	0	0	187.382
	387	SLC	0	0	314.068	0	0	0	0	314.068
113	387	SLC	0	0	187.348	0	0	0	0	187.348
	387	SLC	0	0	326.661	0	0	0	0	326.661
SOMMA			**-578.734**	**0**	**1498.579**	**0**	**0**	**0**	**0** **578.734**	**1854.019**
			553.029	**0**	**2195.287**	**0**	**0**	**0**	**0** **553.029**	**2497.855**

Nel caso in questione ai fini del calcolo le verifiche SLU e SLE sono condotte con riferimento a quanto riportato ai paragrafi 6.4.3.1., 6.4.3.2., 6.6.1 e 6.6.2 del DM 17 gennaio 2018.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite per sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali di seguito riportati (tab. 6.2.I. e 6.2.II delle NTC per le azioni ed i parametri geotecnici e della tab. 6.8.I per le resistenze globali). Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC.

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Le azioni, la cui determinazione deve essere effettuata dal Progettista unitamente alla scelta dell'approccio progettuale, ed i relativi coefficienti parziali γ_f sono riportati nella seguente Tab. 6.2.I. delle *Norme tecniche per le costruzioni*:

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Il valore di progetto della resistenza Rd si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II:

Tab. 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

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

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

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;

b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici (vedi Tab. 6.2.II), oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, etc.);

c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Si ricorda che per "valore caratteristico" di un parametro geotecnico deve intendersi *una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro* nello stato limite considerato.

Nel caso di utilizzo dei metodi analitici di cui al punto b), il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (a compressione) o $R_{t,k}$ (a trazione) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ o $R_{t,cal}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab 6.4.IV delle NTC:

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

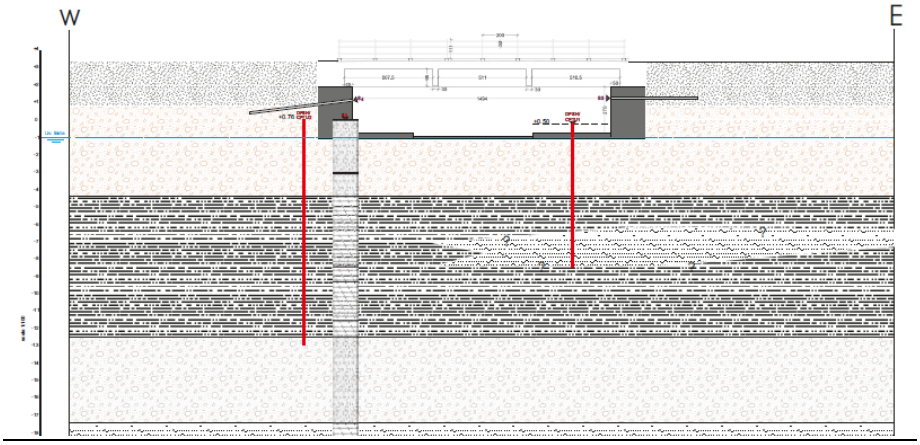
Tab. 6.4.IV - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate*

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

Nel caso specifico il valore della resistenza Rk viene determinato con metodo analitico: la verifica viene condotta con analisi pseudo-statica, utilizzando le consuete formule AGI per la determinazione del carico limite del palo.

3.1. Calcolo della portata utile del micropalo

Su richiesta del Progettista Ing. A. Romanini si è proceduto alla verifica della portata di alcuni tipi di palo di piccolo diametro. Sono stati presi in esame micropali del diametro di 16, 20 e 25 cm, con base posta a - 18 m sotto il piano viario, ovvero incastrati per circa 2 m nello strato ghiaioso individuato dalle indagini.



Il calcolo è effettuato secondo la metodologia indicata da A.G.I. (Dicembre 1984) che, sulla base della nostra personale esperienza, si è dimostrata adattabile anche al calcolo dei micropali con ottimi risultati di verifica.

La portata limite sarà:

$Q_{lim} = Qp + Qs = (Ap \times qp) + (As \times qs)$ (portata alla punta +portata laterale)

$Qp = Ap \times qp = \pi r^2 (cN_c + N_q \sigma'_{svo})$

$Qs = As \times qs = \pi D \Sigma \Delta Li (\mu K \sigma'_{vo} + q_a)$

e la portata utile:

$$Q_{util} = (Qp + Qs)/F - PP$$

con:

r = raggio del palo

D = diametro del palo

c = coesione del terreno

ΔLi = lunghezza di ogni tratto di palo considerato

σ'_{svo} = pressione litostatica efficace alla base del palo

σ'_{vo} = tensione litostatica efficace a metà dello strato considerato

μ = coefficiente di attrito palo-terreno ($\mu = tg\ \varphi'$ in caso di palo trivellato)

k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa

profondità ($\sigma v=\Sigma\gamma_i z_i$) (k=0.4÷0.7 decrescente con la profondità in caso di palo trivellato; k assunto = 2 in caso di micropalo tipo TUBFIX

$qa = \alpha c_u$ termine di adesione indipendente dalla tensione normale

Nc, Nq = fattori adimensionali funzione dell'angolo di attrito interno del terreno

PP = peso proprio del palo (PP' se immerso)

F = coefficiente di sicurezza

Si è considerata la falda a – 1.0 m dalla superficie del piano viario il seguente modello geotecnico (parametri caratteristici desunti dalla relazione geologica ed ulteriormente ridotti). Si è ovviamente trascurato il contributo di adesione laterale dei primi 4.5 m di attraversamento della fondazione esistente.

Stratigrafia del terreno

Prof. strato (m)		d	f	c	γ (t/mc)	
da	*a*	*(m p.c.)*	*(°)*	*kg/cm²*	*nat.*	*imm.*
0	4.5	2.25	30	0	1.9	1
4.5	8	6.25	35	0	2	1.1
8	16	12	20	0.1	1.8	0.9
16	18	17	35	0	2	1.1

Per il calcolo della portata di punta sono stati assunti valori di Nq secondo Berezantzev, per i rapporti lunghezza/diametro del palo, in funzione dell'angolo di attrito caratteristico $\varphi_k = 35°$. Nel senso della sicurezza è stato considerato un diametro del bulbo di base uguale a quello del fusto.

Le portate utili teoriche in tonnellate, calcolate secondo Approccio 2 combinazione unica A1M1R3, sono le seguenti:

	Palo ∅ 16 cm	Palo ∅ 20 cm	Palo ∅ 25 cm
L = 18 m	62 t (sezione armatura tubolare ≥26 cm^2)	82 t (sezione armatura tubolare ≥36 cm^2)	106 t (sezione armatura tubolare ≥46 cm^2)

L'interasse tra i pali non dovrà essere inferiore a 3 diametri per evitare il danneggiamento dei pali già realizzati e l'influenza reciproca.

L'efficienza delle palificata, trattandosi di pali attestati in depositi prevalentemente incoerenti, può essere assunta = 1.

Si rimane comunque a disposizione per ulteriori verifiche.

CALCOLO DEL PALO - FORMULE STATICHE

COMBINAZIONE DI CALCOLO A1 M1 R3

Parametri del palo

Ø fusto	16 cm
Ø base	16 cm
L	18.0 m
g	2.5 t/mc

Profondità della falda

prof. falda	5.0 *m p.c.*

Portata alla punta

Sezione fusto	*201 cm²*	*Nc*	62.4669
Sezione base	*201 cm²*	*Nq*	45
Sup. lat.	*90,478 cm²*	c	0
peso reale	*0.9 t*	γL	2.2 kg/cm²
peso immerso	*0.6 t*	Qp	20.1 t

Portata laterale

(vedi tabella pag. seguente)

Attrito negativo per	0.0 m
Qs	108.4 t

Resistenza caratteristica Rk

ξ3	1.7
ξ4	1.7
Resistenza punta	11.8 t
Resistenza laterale	63.8 t
Rk	75.6 t

Resistenza di progetto Rk/gR

Rd = Rk/ γR	
γb (base)	1.35
γs (laterale)	1.15
Resistenza punta	8.8 t
Resistenza laterale	55.4 t
Res. di progetto lorda	64.2 t
PP	0.6 t
Res. netta Rd-PP	**63.6**

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i z_i$$

$$Q_p = \pi \frac{D^2}{4}\left(\gamma L + 9c_u\right)$$

$$Q_p = A_p \times Q_p = \pi \frac{D^2}{4}\left(cN_c + N_q \sigma'_{v0}\right)$$

$$Q_s = A_s \times Q_s = \pi D \sum_{i=1}^{n} \Delta L_i \times \left(q_a + \mu k \sigma_v\right)$$

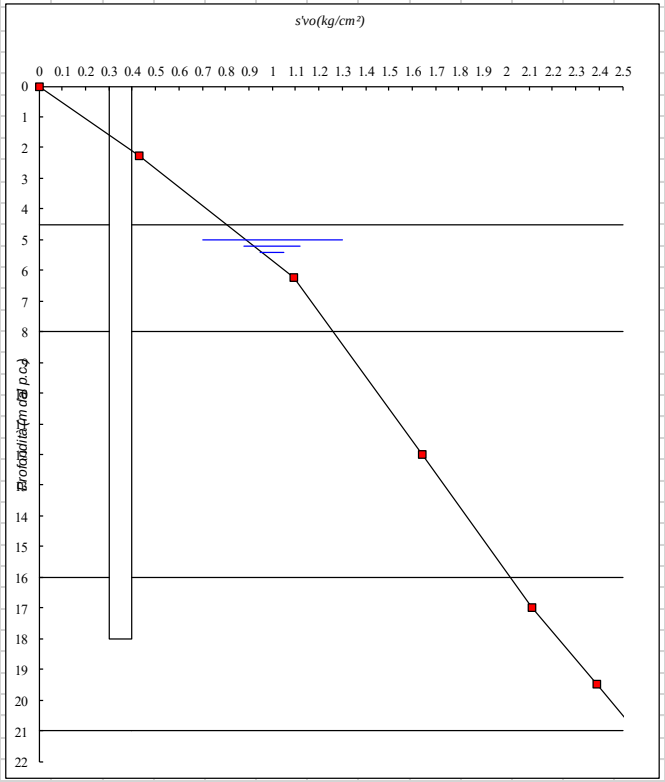
D = diametro del palo
c = coesione del terreno
cu = coesione non drenata del terreno
ΔLi lunghezza di ogni tratto di palo considerato
σ'sv0 = pressione litostatica efficace alla base del palo
σ'v0 = pressione litostatica efficace a metà dello strato considerato
γ L = pressione litostatica totale alla base del palo
k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla
profondità z sulla superficie laterale del palo e σ'v1
qa = αcu termine di adesione indipendente dalla tensione normale
Nc, Nq= fattori adimensionali funzione dell'angolo di attrito interno del terreno
PP = Peso proprio del palo (PP' se immerso)
ξ3, ξ4 = coefficienti di correlazione

Portata laterale

Stratigrafia del terreno

Prof. strato (m) da	a	d (m p.c.)	f (°)	c kg/cm²	γ (t/mc) nat.	imm.	σ'v0 Kg/cm²	σ'sv0 Kg/cm²	γ L Kg/cm²	m	k	ΔQs (t)
0	4.5	2.25	30	0	1.9	1	0.43			0.58	2	-
4.5	8	6.25	35	0	2	1.1	1.09			0.70	2	26.9
8	16	12	20	0.1	1.8	0.9	1.65			0.36	2	48.1
16	18	17	35	0	2	1.1	2.12	2.225	3.525	0.70	2	29.8

Qs tot 108.4



CALCOLO DEL PALO - FORMULE STATICHE

COMBINAZIONE DI CALCOLO A1 M1 R3

Parametri del palo	
Ø fusto	20 cm
Ø base	20 cm
L	18.0 m
g	2.5 t/mc

Profondità della falda		
prof. falda	5.0	*m p.c.*

Portata laterale	
(vedi tabella pag. seguente)	
Attrito negativo per	0.0 m
Qs	135.5 t

Portata alla punta			
Sezione fusto	*314 cm²*	*Nc*	62.4669
Sezione base	*314 cm²*	*Nq*	45
Sup. lat.	##########	c	0
peso reale	*1.4 t*	γL	2.2 kg/cm²
peso immerso	*1.0 t*	Qp	31.5 t

Resistenza caratteristica Rk	
ξ3	1.7
ξ4	1.7
Resistenza punta	18.5 t
Resistenza laterale	79.7 t
Rk	98.2 t

Resistenza di progetto Rk/gR	
Rd = Rk/ γR	
γb (base)	1.35
γs (laterale)	1.15
Resistenza punta	13.7 t
Resistenza laterale	69.3 t
Res. di progetto lorda	83.0 t
PP	1.0 t
Res. netta Rd-PP	**82.0**

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i z_i$$

$$Q_p = \pi \frac{D^2}{4}\left(\gamma L + 9c_u\right)$$

$$Q_p = A_p \times Q_p = \pi \frac{D^2}{4}\left(cN_c + N_q \sigma'_{v0}\right)$$

$$Q_s = A_s \times Q_s = \pi D \sum_{i=1}^{n} \Delta L_i \times \left(q_a + \mu k \sigma_v\right)$$

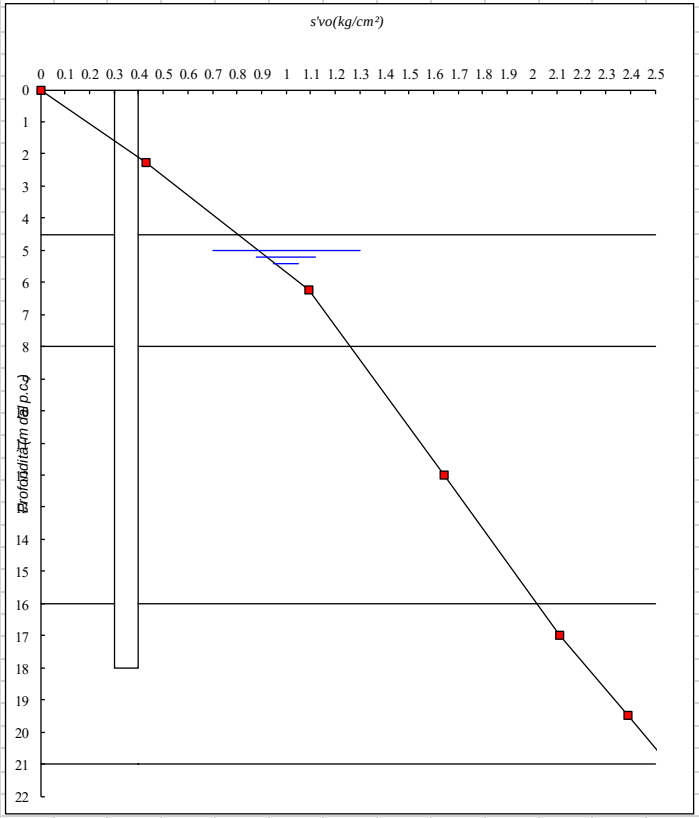
D = diametro del palo
c = coesione del terreno
cu = coesione non drenata del terreno
ΔLi lunghezza di ogni tratto di palo considerato
σ'sv0 = pressione litostatica efficace alla base del palo
σ'v0 = pressione litostatica efficace a metà dello strato considerato
γ L = pressione litostatica totale alla base del palo
k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla
profondità z sulla superficie laterale del palo e σ'v1
qa = αcu termine di adesione indipendente dalla tensione normale
Nc, Nq= fattori adimensionali funzione dell'angolo di attrito interno del terreno
PP = Peso proprio del palo (PP' se immerso)
ξ3 ξ4 = coefficienti di correlazione

Portata laterale

Stratigrafia del terreno

Prof. strato (m) da	a	d (m p.c.)	f (°)	c kg/cm²	γ (t/mc) nat.	imm.	σ'v0 Kg/cm²	σ'sv0 Kg/cm²	γ L Kg/cm²	m	k	ΔQs (t)
0	4.5	2.25	30	0	1.9	1	0.43			0.58	2	-
4.5	8	6.25	35	0	2	1.1	1.09			0.70	2	33.6
8	16	12	20	0.1	1.8	0.9	1.65			0.36	2	60.2
16	18	17	35	0	2	1.1	2.12	2.225	3.525	0.70	2	37.2

Qs tot 135.5



CALCOLO DEL PALO - FORMULE STATICHE

COMBINAZIONE DI CALCOLO A1 M1 R3

Parametri del palo		Profondità della falda		Portata laterale	
Ø fusto	25 cm	prof. falda	5.0 *m p.c.*	*(vedi tabella pag. seguente)*	
Ø base	25 cm			Attrito negativo per	0.0 m
L	18.0 m			Qs	169.4 t
g	2.5 t/mc				
		Portata alla punta		**Resistenza caratteristica Rk**	
Sezione fusto	*491 cm²*	*Nc*	62.4669	ξ_3	1.7
Sezione base	*491 cm²*	*Nq*	45	ξ_4	1.7
Sup. lat.	*##########*	c	0	*Resistenza punta*	28.9 t
peso reale	*2.2 t*	γL	2.2 kg/cm²	*Resistenza laterale*	99.6 t
peso immerso	*1.6 t*	Qp	49.1 t	*Rk*	128.5 t

Resistenza di progetto Rk/gR

Rd = Rk/ γ_R	
γb (base)	1.35
γs (laterale)	1.15
Resistenza punta	21.4 t
Resistenza laterale	86.6 t
Res. di progetto lorda	108.1 t
PP	1.6 t
Res. netta Rd-PP	**106.5**

Portata laterale

Stratigrafia del terreno

Prof. strato (m) da	a	d (m p.c.)	f (°)	c kg/cm²	γ (t/mc) nat.	imm.	σ'_{v0} Kg/cm²	σ'_{sv0} Kg/cm²	γ L Kg/cm²	m	k	ΔQs (t)
0	4.5	2.25	30	0	1.9	1	0.43			0.58	2	-
4.5	8	6.25	35	0	2	1.1	1.09			0.70	2	42.0
8	16	12	20	0.1	1.8	0.9	1.65			0.36	2	75.2
16	18	17	35	0	2	1.1	2.12	2.225	3.525	0.70	2	46.5

Qs tot 169.4

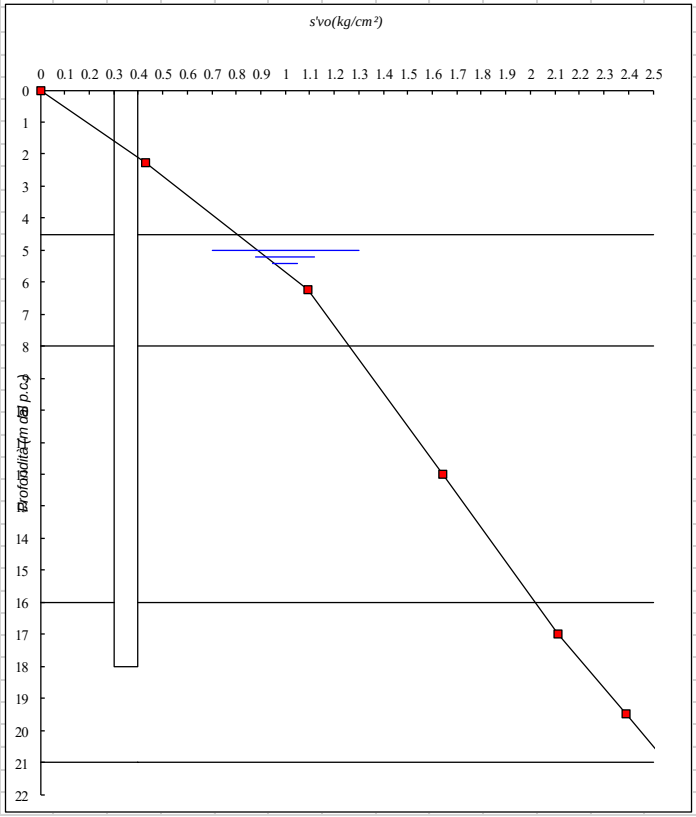
$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i z_i$$

$$Q_p = \pi \frac{D^2}{4}\left(\gamma L + 9c_u\right)$$

$$Q_p = A_p \times Q_p = \pi \frac{D^2}{4}\left(cN_c + N_q\sigma'_{v0}\right)$$

$$Q_s = A_s \times Q_s = \pi D \sum_{i=1}^{n} \Delta L_i \times \left(q_a + \mu k \sigma_v\right)$$

D = diametro del palo
c = coesione del terreno
cu = coesione non drenata del terreno
ΔLi lunghezza di ogni tratto di palo considerato
σ'_{sv0} = pressione litostatica efficace alla base del palo
σ'_{v0} = pressione litostatica efficace a metà dello strato considerato
γ L = pressione litostatica totale alla base del palo
k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla
profondità z sulla superficie laterale del palo e σ'_{v1}
q_a = αc_u termine di adesione indipendente dalla tensione normale
Nc, Nq= fattori adimensionali funzione dell'angolo di attrito interno del terreno
PP = Peso proprio del palo (PP' se immerso)
ξ_3 ξ_4 = coefficienti di correlazione



3.2. Coefficiente di reazione orizzontale micropali

Per quanto concerne il valore del *coefficiente di reazione orizzontale* da adottare nel calcolo del palo soggetto alle azioni orizzontali in suolo elastico alla Winkler, si considera che il terreno aderente al fusto del palo è prevalentemente incoerente normalconsolidato.

Pertanto si assume k_h costante con la profondità e si calcola per ciascun strato mediante la seguente relazione:

$$k_h = \frac{E}{D(1-\nu^2)} \sqrt[12]{\frac{ED^4}{E_b J_b}}$$

dove:

k_h = coefficiente di reazione orizzontale del terreno (kg/cm^3)
E = modulo di compressibilità del terreno (kg/cm^2)
ν = coefficiente di Poisson
D = diametro del palo (cm)
E_b J_b = rigidezza della sezione circolare del palo

Assumendo E = 23 kg/cm^2 per lo strato limoso argilloso ed E = 140 kg/cm^2 per gli strati sabbioso ghiaiosi si ottiene:

	Palo ∅ 160 mm	**Palo ∅ 200 mm**	**Palo ∅ 250 mm**
Kh (kg/cm3) da 4.5 a 8 m	**6.0**	**4.8**	**3.9**
Kh (kg/cm3) da 8 a 16 m	**0.85**	**0.7**	**0.55**
Kh (kg/cm^3) da 16 a 18 m	**6.0**	**4.8**	**3.9**

3.3. Tiranti

Secondo NTC 2018 par. 6.6.2, la verifica allo sfilamento del tirante può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I. La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto Ed con la resistenza di progetto Rad , determinata applicando alla resistenza caratteristica Rak i coefficienti parziali γR riportati nella Tab. 6.6.I.

Tab. 6.6.I - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio Rak si può determinare: a) dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b) con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso b) utilizzato di seguito, il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξa3 e ξa4 riportati nella Tabella 6.6.III

Tab. 6.6.III - *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine*

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Si ipotizzano tiranti della lunghezza di 10 m con 3 m di fondazione ∅ 10 cm, inclinati 10° sull'orizzontale. La portata ultima dei tiranti viene calcolata attraverso la relazione di SCHNEEBELI:

$$N_u = \pi \, D \, l \, K \, \gamma \, t$$

N_u = forza limite ultima (t)
D = diametro (m)
l = lunghezza della fondazione (m)
K = coefficiente di adesione ed attrito
γ t = pressione geostatica efficace alla mezzeria della fondazione del tirante

Assumendo:

φ = 35°, da cui K = 12.5
D = 0.1 m
l = 3 m
γ t = 6 t/mq

Si ottiene N_u = 70 t e resistenza caratteristica R_{ak} = Nu/ξa = 70/1.8 = 39 t

La resistenza di progetto R_{ad} sarà pertanto R_{ad} = 39/1.2 = 32.5 t

Si rimane comunque a disposizione per eventuali ulteriori ipotesi e valutazioni.

4. VERIFICA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

La verifica in condizioni di esercizio (SLE) si concretizza essenzialmente nella verifica degli spostamenti e delle distorsioni compatibili con la funzionalità della struttura, ovvero con i cedimenti assoluti e differenziali attesi per la fondazione in progetto, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Relativamente ai cedimenti, il metodo più attendibile per i pali è quello di far riferimento a prove di carico sui pali in opera e pertanto per ciò si rimanda ad una successiva fase in corso d'opera.

Per quanto riguarda i tiranti di ancoraggio dovranno essere svolte prove di carico secondo quanto indicato ai § 6.6.4.1. e 6.6.4.2. delle NTC 2018.

Ovviamente, la validità delle ipotesi di progetto dovrà essere controllata durante la fase operativa per adeguare eventualmente l'opera alle diverse situazioni riscontrate. Si rimane pertanto a disposizione per tali verifiche.

****

Lucca, luglio 2021

STUDIO DI GEOLOGIA BARSANTI, SANI & ASSOCIATI
Dott. Pietro Barsanti