

STUDIO TECNICO DI ARCHITETTURA M. BURATTI

VIA CESANENSE N°38 61040 MONDAVIO TEL 0721/979861 CELL. 339/6073303 E-MAIL burattiarchitetto@gmail.com

P. IVA 00928720416 C.F. BRT MSM 55A17 Z103G

COMMITTENTE	COMUNE DI SAN LORENZO IN CAMPO (PU)
PROGETTISTA E D.L.	DOTT. ARCH. MASSIMO BURATTI
COLLABORAZIONE CALCOLO STRUTTURALE	DOTT. ING. MARCO SCIAMANNA
COLLABORAZIONE IMPIANTI	DOTT. ING. MARCO ARDUINI
DESCRIZIONE	RIQUALIFICAZIONE EX-SCUOLA MEDIA PIAZZA G. VERDI E VIA V. VENETO
E1	PROGETTO ESECUTIVO
DATA:	<ul style="list-style-type: none">● RELAZIONE SULLE FONDAZIONI● RELAZIONE GEOTECNICA

PREMESSA

L'intervento prevede la demolizione dell'ex scuola media sita in piazza G. Verdi e via V. Veneto nel Centro storico del Comune di San Lorenzo in Campo e la successiva realizzazione di un fabbricato, per metà composto da piano terra con locali adibiti a uffici e da primo piano adibito ad uffici comunali e per l'altra con piano terra sovrastato da copertura adibito a piazza coperta utilizzato anche per mercato.

Inoltre è prevista la realizzazione di un ufficio turistico in una struttura adiacente alla piazza coperta.

Le opere di cui all'oggetto sono state progettate tenendo conto delle caratteristiche del terreno rilevate dalla relazione geologica eseguita dal Dottore Geologo Marco La Corte di Fano (PU).

Dalle indagini eseguite si è potuta ricostruire la successione stratigrafica del terreno che procedendo dal p.c. in profondità risulta la seguente:

- Orizzonte A: Terreno vegetale da 0,00 a – 2,00 m. dal p.c.
- Orizzonte B: Limi argillosi fino - 7,5 m. dal p.c.
- Orizzonte C: Ghiaia sabbiosa fino a – 10,65 dal p.c.
- Orizzonte D: Argilla con ghiaia fino a – 13,00 dal p.c.
- Orizzonte C: Ghiaia sabbiosa fino a – 15,30 m. dal p.c.
- Orizzonte E: Argilla marnosa oltre – 15,30 dal p.c.

Durante i sondaggi non è stata riscontrata presenza della falda.

PARAMETRI GEOTECNICI

Le fondazioni del nuovo manufatto saranno impostate all'interno del substrato tramite pali.

In base ai risultati dell'indagine geologica eseguita si assumono per il terreno i seguenti parametri geotecnici:

Cantiere E/ Scuola Media Dante Alighieri - San Lorenzo in Campo
Sintesi parametri geotecnici

Orizzonte	ASSM/ 1983	unità	profondità	peso di volume / peso di volume satura (γ) (t/m^3)	angolo di attrito (Φ) (gradi)	Coesione non drainata (C_u) (Kg/cm^2)	Modulo edometrico (E) (Kg/cm^2)	Densità relativa D_r %
A	RI	Riparto e terreno rimaneggiato	0,0 - 2,0	1,75-1,85	-	-	-	-
B	ML	Limo argilloso e argilla limosa sabbiosa	2,0 - 7,0	1,90-2,00	19-21	0,8 - 1,0	50-60	-
C	GS	Ghiaia sabbiosa	7,0 - 10,0 e 12,5 - 15,0/16,0	1,90-2,00	31-35	-	>150	50-70
D	GM	Argilla con ghiaia	10,0 - 12,5	1,95-2,05	26-28	-	90-120	40-55
D	COS	Argilla marnosa con livelli sabbiosi	Da 3,6 e 15,0- 16,0 max in poi	2,00-2,10	24-27	>3,0	>200	60-81

TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

Le fondazioni dei manufatti saranno costituite da pali impostati a livello del substrato di diametro 80-100 cm. in funzione delle dimensioni dei pilastri. Le teste dei pali verranno collegate da travi in c.a. di altezza 50 cm. che avranno la funzione di sostenere il solaio del piano terra. Per realizzare

l'appoggio del graticcio di travi nella parte centrale del fabbricato verranno realizzati pali di diametro 60 cm.

Sotto le travi dovrà essere disposto magrone di calcestruzzo di classe C12/15 di spessore minimo pari a 10 cm.

I pali dovranno essere ammorsati nella formazione integra per almeno 2,5 m. pertanto la lunghezza dei pali è variabile con la quota del substrato.

Nella testa dei pali si esclude la formazione di cerniere plastiche in quanto le pareti debolmente armate impediscono la rotazione delle cerniere plastiche alla base, poiché si ritiene che le stesse trasformino energia sismica in energia potenziale (mediante un temporaneo innalzamento delle masse strutturali) e in energia dissipata nel terreno mediante oscillazioni del corpo rigido.

Pertanto i pali non verranno armati per un comportamento duttile (paragrafo 7.2.5 Ntc2008).

CAPACITA' PORTANTE

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SU PALI

Pali resistenti a compressione:

Il carico ultimo del palo a compressione risulta:

$$Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{later} - P_{palo} - P_{attr_neg} \quad \text{dove:}$$

Q_{punta}: Resistenza alla punta

In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{punta} = (C_u \cdot N_c + \sigma_v) \cdot A_p \cdot R_c$$

C_u = coesione non drenata terreno alla quota della punta

N_c = coeff. di capacita' portante = 9

σ_v = tensione verticale totale in punta

A_p = area della punta del palo

R_c = coeff. di Meyerhof per le argille S/C

$R_c = (D+1)/(2D+1)$ per pali trivellati

$R_c = (D+0.5)/(2D)$ per pali infissi

D = diametro del palo

In terreni coesivi in condizioni drenate (secondo Vesic):

$$Q_{punta} = (\mu \sigma'_v N_q + c N_c) \cdot A_p$$

$$\mu = [1 + 2 \cdot (1 - \sin \phi')] / 3$$

$$N_q = 3 / (3 - \sin \phi') \cdot [\exp((\pi/2 - \phi') \tan \phi') \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) \cdot Irr^{(4 \sin \phi' / (3(1 + \sin \phi')))]$$

Irr = indice di rigidezza ridotta

$$Irr \approx Ir = \text{indice di rigidezza} = G / (c' + \sigma'_v \cdot \tan \phi')$$

G = modulo elastico di taglio

σ'_v = tensione verticale efficace in punta

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

In terreni incoerenti (secondo Berezantzev) :

$$Q_{punta} = \sigma'_v \cdot \alpha_q \cdot N_q \cdot A_p$$

α_q = coeff. di riduzione per effetto silos in funzione di L/D

N_q = calcolato con ϕ^* secondo Kishida:

$$\begin{aligned}\varphi^* &= \varphi' - 3^\circ && \text{per pali trivellati} \\ \varphi^* &= (\varphi' + 40^\circ) / 2 && \text{per pali infissi} \\ L &= \text{lunghezza del palo}\end{aligned}$$

Qlater: Resistenza laterale

In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{later} = \alpha \cdot C_{um} \cdot A_s$$

C_{um} = coesione non drenata media lungo lo strato

A_s = area della superficie laterale del palo

α = coeff. riduttivo in funzione delle modalita' esecutive

per pali infissi:

$$\alpha = 1 \quad \text{per } C_u \leq 25 \text{ kPa (0.25 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 - 0.011 \cdot (C_u - 25) \quad \text{per } 25 < C_u < 70 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } C_u \geq 70 \text{ kPa (0.70 kg/cm}^2\text{)}$$

per pali trivellati:

$$\alpha = 0.7 \quad \text{per } C_u \leq 25 \text{ kPa (0.25 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\alpha = 0.7 - 0.008 \cdot (C_u - 25) \quad \text{per } 25 < C_u < 70 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.35 \quad \text{per } C_u \geq 70 \text{ kPa (0.70 kg/cm}^2\text{)}$$

In terreni coesivi in condizioni drenate:

$$Q_{later} = (1 - \sin \varphi') \cdot \sigma'v(z) \cdot \mu \cdot A_s$$

$\sigma'v(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

μ = coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan \varphi' \quad \text{per pali trivellati}$$

$$\mu = \tan (3/4 \cdot \varphi') \quad \text{per pali infissi prefabbricati}$$

In terreni incoerenti:

$$Q_{later} = K \cdot \sigma'v(z) \cdot \mu \cdot A_s$$

$\sigma'v(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

K = coefficiente di spinta:

$$K = (1 - \sin \varphi') \quad \text{per pali trivellati}$$

$$K = 1 \quad \text{per pali infissi}$$

μ = coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan \varphi' \quad \text{per pali trivellati}$$

$$\mu = \tan (3/4 \cdot \varphi') \quad \text{per pali infissi prefabbricati}$$

Pp : peso del palo

Pattr_neg: carico da attrito negativo

$P_{attr_neg} = 0$ in terreni coesivi in condizioni non drenate

$P_{attr_neg} = A_s \cdot \beta \cdot \sigma'_m$ in terreni incoerenti o coesivi in condizioni drenate

β = coeff. di Lambe

σ'_m = pressione verticale efficace media lungo lo strato deformabile

Il carico ammissibile risulta pari a:

$$Q_{amm} = [Q_{punta} / \mu_p + (Q_{later} - P_{palo} - P_{attr_neg}) / \mu_L] \cdot E_g$$

dove:

μ_p = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza di punta (≥ 3)

μ_L = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza laterale (≥ 2.5)

Eg = coefficiente di efficienza dei pali in gruppo
in terreni coesivi:

per plinti rettangolari (secondo Converse-La Barre):

$$E_g = 1 - \arctan(D/i) \cdot [(n-1)m + (m-1)n] / (90mn)$$

m = numero delle file dei pali nel gruppo

n = numero di pali per ciascuna fila

i = interasse fra i pali

per plinti triangolari (secondo Barla):

$$E_g = 1 - \arctan(D/i) \cdot 7.05E-3$$

per plinti rettangolari a cinque pali (secondo Barla):

$$E_g = 1 - \arctan(D/i) \cdot 10.85E-3$$

in terreni incoerenti:

$$E_g = 1 \quad \text{per pali infissi}$$

$$E_g = 2/3 \quad \text{per pali trivellati}$$

Pali resistenti a trazione

Il carico ultimo del palo a trazione vale:

$$Q_{lim} = Q_{later} + P_{palo}$$

Il carico ammissibile risulta pari a:

$$Q_{amm} = Q_{lim} / \mu_L$$

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III del D.M. 17.01.2018). In base ai risultati contenuti nella relazione geologica, il sottosuolo può essere classificato nella categoria C.

VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Per quanto concerne le fondazioni, esse saranno realizzate su pali trivellati singoli.

I pali di fondazione oltre che a sforzo normale e a taglio, sono sollecitati anche a momento flettente indotto dal taglio.

Il taglio agente sul palo si ottiene ripartendo l'azione tagliante e torcente complessiva trasmessa al plinto o trave, che si suppone a comportamento rigido. Circa il momento flettente, il calcolo viene effettuato con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il modello di trave su suolo alla Winkler sottoposta ad una forza tagliante ad un estremo. Nel caso di tratto sveltante viene aggiunto un tratto di palo non contrastato dall'azione del terreno. Ai fini del calcolo il palo è suddiviso in tronchi per i quali la costante di Winkler varia con la profondità. In mancanza di dati espliciti forniti in input, la costante di Winkler viene ricavata con la seguente espressione (cfr. Bowles Fondazioni pag.649):

$$KW = 40 \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot g \cdot 1 \cdot N_g) + 40 \cdot (g \cdot N_q \cdot z)$$

essendo:

c = coesione
 g = peso specifico efficace
 N_c, N_q, N_g = coefficienti di portanza
 z = ascissa della profondità

La verifica dell'armatura del palo viene effettuata con un calcolo a presso-flessione, per tutte le combinazioni di carico previste e per tutti i pali.

Per ogni 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.

Nella formulazione della Resistenza R_d compare esplicitamente un coefficiente γ_R , che opera sulla resistenza del sistema. Le verifiche andranno condotte impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R_1, R_2, R_3) riportati nelle seguenti tabelle:

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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	1,0	1,0

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (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 del palo è stata dedotta riducendo con i fattori di correlazione della Tabella 6.4.IV le resistenze calcolate, utilizzando i parametri geotecnici medi e minimi dedotti dalle indagini in situ.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	6	≥ 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 primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Le verifiche sono state eseguite in base all'approccio 2:

Combinazione unica (A1+M1+R3)

I risultati delle verifiche geotecniche delle fondazioni dei fabbricati sono riportate nella relazione di calcolo.