~~INTEGRAZIONE~~

REGIONE DELL'UMBRIA
Provincia di Terni
COMUNE DI TERNI

730- 195852
23 NOV. 2016

Lavori di adeguamento sismico dell' edificio scolastico
MATERNA "R.Donatelli" di Terni,
sito in Terni, Via Vodice n.23.
Individuazione catastale N.C.E.U. del Comune di Terni
Foglio n.126 particella n.385.
PROGETTO ESECUTIVO

Progettisti :
Dott. Ing. Silvia Capaldi
Dott. Ing. Arch. Massimo Mariani
Dott. Ing. Nicola Pero Nullo

Collaboratori:
Geom. Luca Ranocchia

ORDINE DEGLI ARCHITETTI Arch. MASSIMO MARIANI N° 390

Oggetto	I Progettisti		
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA Sezione A N° A2003 DOTTORE INGEGNERE SILVIA CAPALDI SETTORE CIVILE E AMBIENTALE SETTORE INDUSTRIALE SETTORE DELL'INFORMAZIONE	ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA Sezione A N° A837 DOTTORE INGEGNERE MASSIMO MARIANI SETTORE CIVILE E AMBIENTALE SETTORE INDUSTRIALE SETTORE DELL'INFORMAZIONE	ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA Sezione A N° A3687 DOTTORE INGEGNERE NICOLA PERO NULLO SETTORE CIVILE E AMBIENTALE
Committente : COMUNE DI TERNI	Data		
Responsabile del Procedimento : Geom. Stefano Fredduzzi	NOVEMBRE 2016		

LA DIFFUSIONE E RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE DI QUESTO ELABORATO E' VIETATA A TERMINI DI LEGGE

Indice:

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **2**

1. INTRODUZIONE **3**

2. INTERVENTO SULLE FONDAZIONI **3**

2.1 Sollecitazioni sui micropali 3

2.2 Dimensionamento e verifica dei micropali 13

2.2.1 Determinazione della resistenza di calcolo Rd del micropalo compresso **14**

2.2.1.1 Verifica in condizioni drenate (a lungo termine per terreni non coesivi) 16

2.2.1.2 Verifica della sezione reagente del micropalo 18

2.2.1.3 Verifica dell'ancoraggio al plinto 19

2.2.2 Determinazione della resistenza di calcolo Rd del micropalo teso **21**

2.2.2.1 Verifica della sezione del micropalo 21

2.2.2.2 Verifica dell' ancoraggio al plinto 22

2.2.3 Verifica del plinto in c.a. di collegamento dei micropali **22**

2.2.3.1 Schema statico di calcolo 22

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 14.01.2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*";

- "*Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni*": Circolare 2 febbraio 2009 n° 617 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

1. INTRODUZIONE

La presente progettazione riguarda l'adeguamento strutturale dell'edificio di cui si tratta nel rispetto delle NTC 2008 e successive normative d'esplicazione.

L'edificio è composto da una struttura portante con telaio in cemento armato formato da pilastri e travi. I solai piani e la copertura sono in latero-cemento. Le fondazioni sono di tipo diretto sul terreno, costituite da plinti, anch'essi in cemento armato.

2. INTERVENTO SULLE FONDAZIONI

L'impianto fondale composto da plinti esistente sarà mantenuto totalmente integro.

Le sollecitazioni sismiche sugli elementi strutturali che deriveranno dalle modellazioni delle modellazioni dinamiche dei rinforzi in cemento armato del presente progetto saranno tutti portati da plinti in cemento armato e dai sui sottostanti pali di piccolo diametro ottenuti con perforazioni di diametro Φ180-200 mm.

I plinti che avranno uno spessore di 40 cm saranno collegati ad una soletta anch'essa in c.a. e l'insieme così costituito formerà un orizzontamento, poggiante parte sui micropali e parte sul terreno, di continuità e collegamento dei plinti e dei pilastri esistenti

I plinti e la soletta saranno resi solidali ai pilastri,anche in questo caso, per mezzo di perforazioni armate.

I plinti e la soletta saranno costituiti da un' armatura doppia di acciaio.

2.1 Sollecitazioni sui micropali

Le azioni sui singoli micropali sono determinate con le seguenti formule, facendo l'ipotesi di piastra di fondazione infinitamente rigida:

$$Q_{s,k} = \frac{F}{n} + \frac{F\ e_x}{J_x}\ y_k + \frac{F\ e_y}{J_y}\ x_k$$

$$J_x = \sum y_k^2$$

$$J_y = \sum x_k^2$$

dove

e_x = eccentricità del micropalo perp. a x;

e_y = eccentricità del micropalo perp. a y;

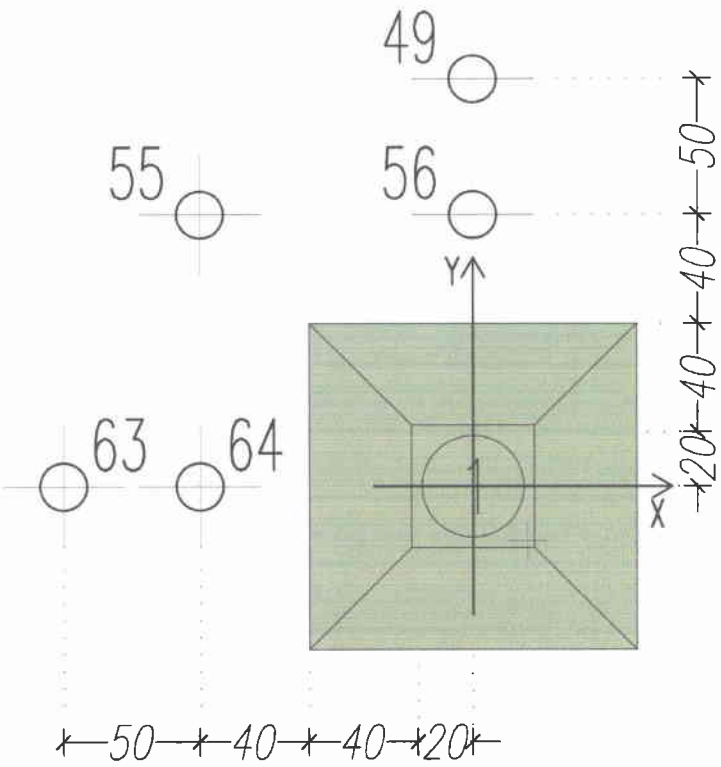
x_k = distanza del micropalo k-esimo dall'asse x;

y_k = distanza del micropalo k-esimo dall'asse y.

N.B. Le sollecitazioni massime nella varie combinazioni per il calcolo dei micropali sono state estrapolate dal modello di calcolo realizzato con software WINDSTRAND-ENEXSYS.

Plinti N°1 – 3 – 10 – 12

Per i plinti di cui si tratta le sollecitazioni sui micropali sono state determinate solo nel caso del plinto N°1, il quale risulta essere il più sollecitato.

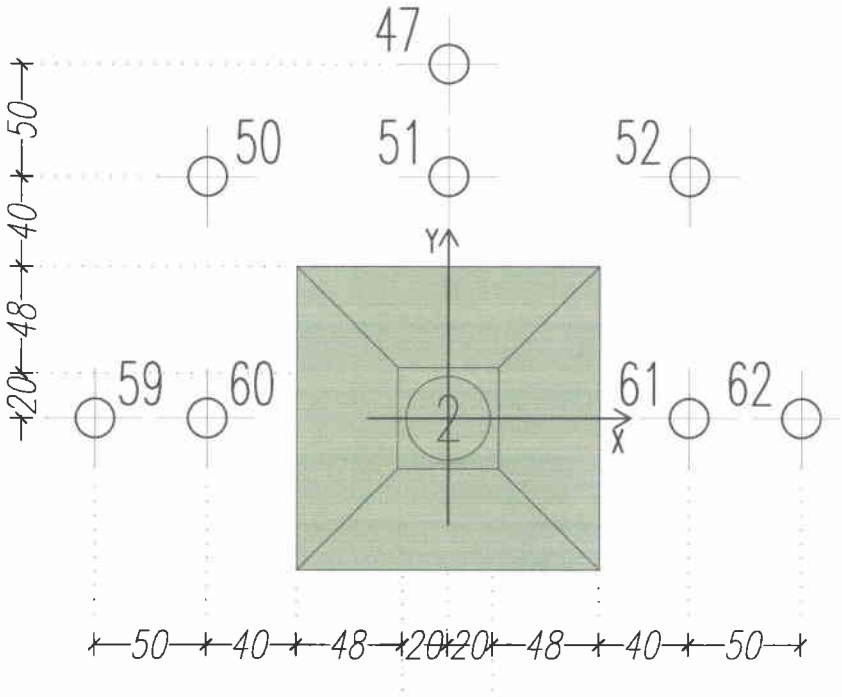


N.micropalo	Coordinate Pali		Caso 1 (Nmax)	Caso 2 (Mx^{+}_{max})	Caso 3 (Mx^{-}_{max})	Caso 4 (My^{+}_{max})	Caso 5 (My^{-}_{max})
	x [m]	y [m]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]
49	0	1	7312,71	-2154,66	6971,95	7001,30	-890,85
56	0	1,5	7287,06	-3231,99	8074,53	7471,99	-1336,27
55	-1	1	6853,48	-1528,19	5653,88	-1764,94	5764,50
64	-1	0	6904,78	6560,21	-1318,07	-2706,31	6655,35
63	-1,5	0	6675,16	6873,45	-1977,11	-4059,46	7662,71

Si ottiene:

$N_{max,compr}$ [kg]	8074,53
$N_{max,traz}$ [kg]	-4059,46

Plinto N°2

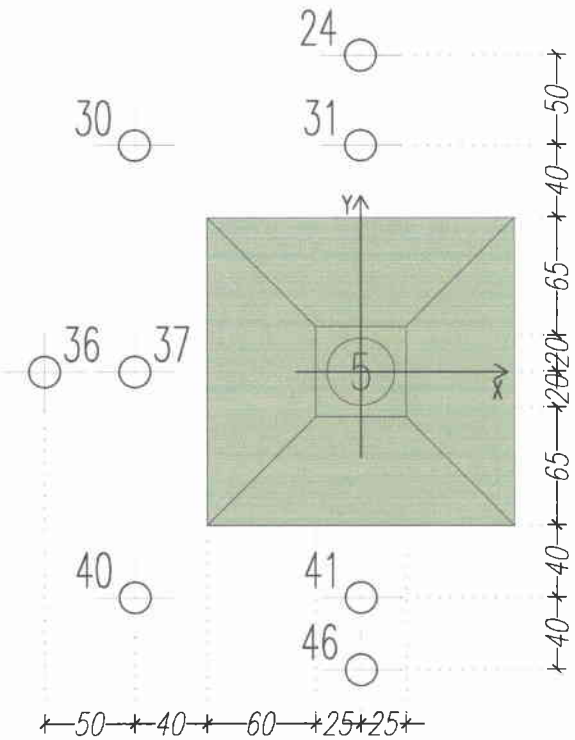


N.micropalo	Coordinate Pali		Caso 1(Nmax)	Caso 2 (Mx^{+}_{max})	Caso 3 (Mx^{-}_{max})	Caso 4(My^{+}_{max})	Caso 5 (My^{-}_{max})
	x [m]	y [m]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]
52	1,075	1,075	5473,75	-1834,22	3491,69	4056,85	-2582,39
51	0	1,075	5462,09	-1076,23	2617,45	711,89	6066,63
47	0	1,575	5661,16	-1576,80	3347,01	1043,01	5964,50
50	-1,075	1,075	5450,42	-318,24	1743,22	-1767,16	8429,45
60	-1,075	0	5022,41	6849,84	-874,23	-2479,06	8649,02
59	-1,575	0	5016,98	7202,40	-1280,85	-3632,11	9748,00
62	1,075	0	5045,74	5333,86	1923,13	3344,96	-2362,82
61	1,575	0	5051,17	4981,30	2329,75	4498,01	-3461,80

Si ottiene:

$N_{max,compr}$ [kg]	9748,00
$N_{max,traz}$ [kg]	-3632,11

Plinto N°5

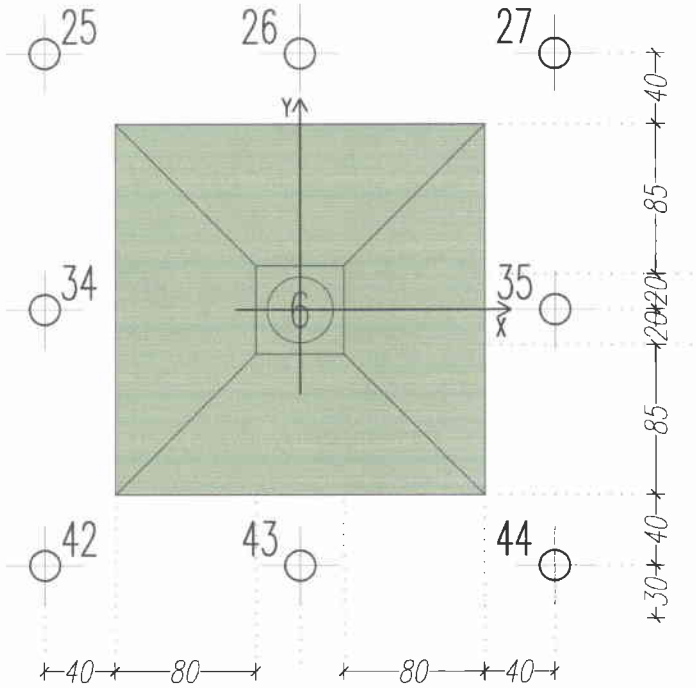


N.micropalo	Coordinate Pali		Caso 1(Nmax)	Caso 2 (Mx^{+}_{max})	Caso 3 (Mx^{-}_{max})	Caso 4(My^{+}_{max})	Caso 5 (My^{-}_{max})
	x [m]	y [m]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]
31	0	1,25	8124,68	-3322,84	9862,88	6729,41	802,82
24	0	1,75	8107,87	-4651,97	11208,28	6424,53	1123,95
30	-1,25	1,25	7686,36	-3001,37	8837,97	3517,95	3310,82
37	-1,25	0	7728,38	6820,83	-1024,90	-3211,45	7562,50
36	-1,75	0	7553,05	6496,78	-1434,86	-4496,03	8565,70
40	-1,25	-1,25	7770,40	9691,03	-4388,42	-2449,27	6759,68
41	0	-1,25	8208,72	9822,20	-3363,52	8253,77	-802,82
46	0	-1,75	8225,53	11151,34	-4708,92	8558,64	-1123,95

Si ottiene:

$N_{max,compr}$ [kg]	11208,28
$N_{max,traz}$ [kg]	-4708,92

Plinto N°6

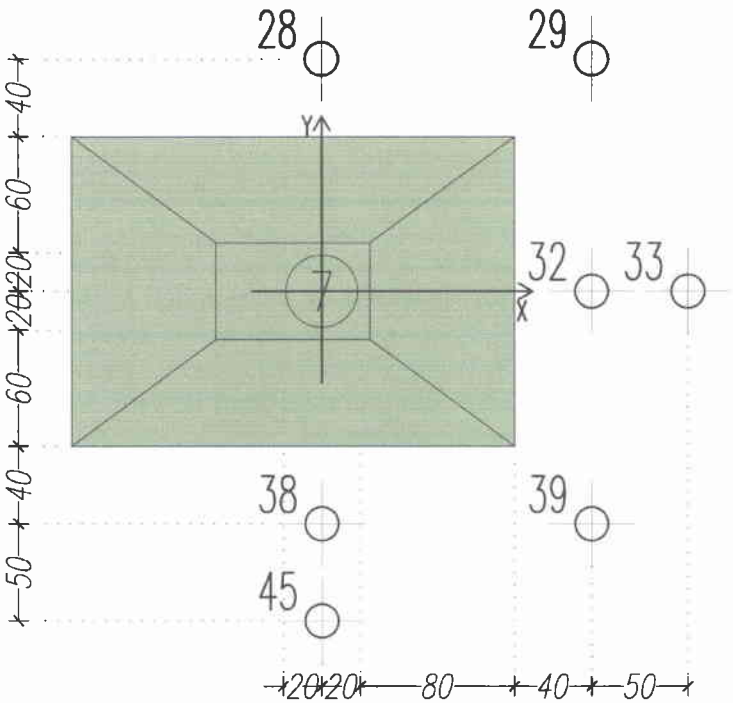


N.micropalo	Coordinate Pali		Caso 1(Nmax)	Caso 2 (Mx^{+}_{max})	Caso 3 (Mx^{-}_{max})	Caso 4(My^{+}_{max})	Caso 5 (My^{-}_{max})
	x [m]	y [m]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]
27	1,5	1,5	8693,33	-3282,70	10845,68	10743,48	-2989,36
26	0	1,5	8689,14	-5047,93	12209,17	6059,74	1292,63
25	-1,5	1,5	8684,95	-6813,17	13572,66	1376,01	5574,62
34	-1,5	0	8482,69	6032,32	8874,51	-4683,73	11666,25
42	-1,5	-1,5	8280,42	11080,25	-3334,66	-3041,30	10373,62
43	0	-1,5	8284,61	12845,48	-4698,14	1642,43	6091,63
44	1,5	-1,5	8288,80	14610,72	-6061,63	6326,17	1809,64
35	1,5	0	8491,06	9562,78	-1363,49	4683,73	3102,27

Si ottiene:

$N_{max,compr.}$ [kg]	14610,72
$N_{max,traz}$ [kg]	-6813,17

Plinto N°7

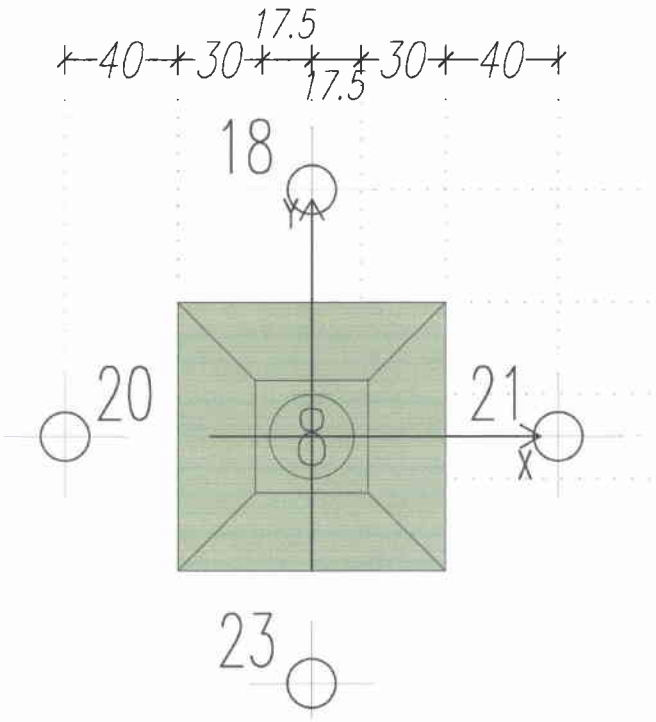


N.micropalo	Coordinate Pali		Caso 1(Nmax)	Caso 2 (Mx^{+}_{max})	Caso 3 (Mx^{-}_{max})	Caso 4(My^{+}_{max})	Caso 5 (My^{-}_{max})
	x [m]	y [m]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]
29	1,4	1,2	8151,24	-4656,41	11818,14	10813,03	-4737,70
28	0	1,2	8080,59	-3516,61	10190,29	6785,11	-1197,84
38	0	-1,2	7520,18	9911,11	-3795,79	-1463,10	7610,94
45	0	-1,7	7403,43	10322,45	-5377,37	-2072,72	8110,03
39	1,4	-1,2	7590,83	7717,40	-2167,94	7886,83	-2342,03
32	1,4	0	7871,03	-1139,80	8022,35	9349,93	-3539,86
33	1,9	0	7896,27	-1546,87	8603,73	10788,47	-4804,10

Si ottiene:

$N_{max,compr}$ [kg]	9748,00
$N_{max,traz}$ [kg]	-3632,11

Plinto N°8

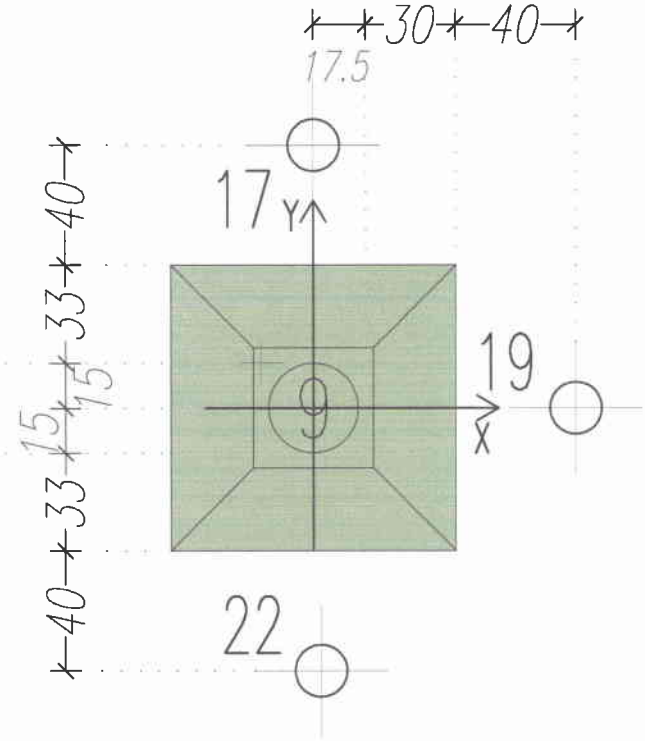


N.micropalo	Coordinate Pali		Caso 1(Nmax)	Caso 2 (Mx^{+}_{max})	Caso 3 (Mx^{-}_{max})	Caso 4(My^{+}_{max})	Caso 5 (My^{-}_{max})
	x [m]	y [m]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]
18	0	0,9	3470,29	-4042,72	7564,98	3403,46	-1324,06
20	-0,9	0	3634,74	-356,89	-171,00	1830,19	4736,11
23	0	-0,9	4517,96	6821,60	-3249,00	2342,69	5545,83
21	0,9	0	4353,51	3135,76	4486,98	3915,96	-514,33

Si ottiene:

$N_{max,compr}$ [kg]	7564,98
$N_{max,traz}$ [kg]	-4042,72

Plinto N°9

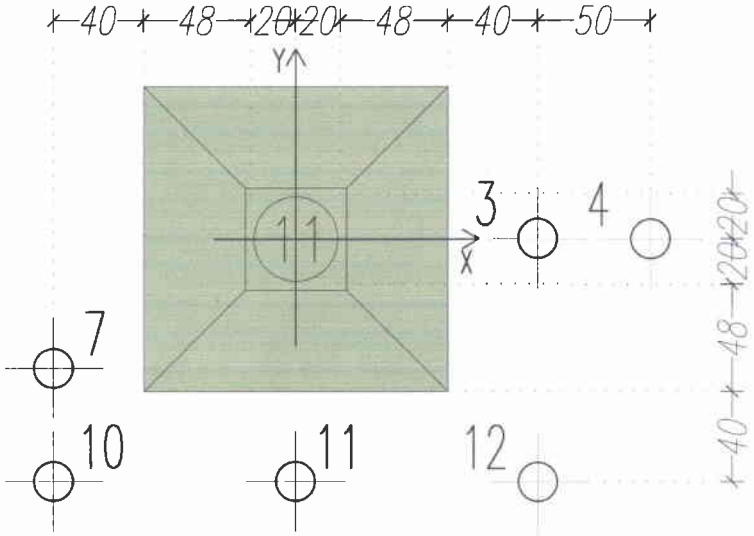


N.micropalo	Coordinate Pali		Caso 1(Nmax)	Caso 2 (Mx^{+}_{max})	Caso 3 (Mx^{-}_{max})	Caso 4(My^{+}_{max})	Caso 5 (My^{-}_{max})
	x [m]	y [m]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]
17	0	0,9	3232,28	-2085,72	3153,40	4866,92	-1081,10
22	0	-0,9	3060,06	5519,16	-2125,33	-805,39	765,83
19	0,9	0	2092,82	-2226,67	1203,33	7166,09	-4128,22

Si ottiene:

$N_{max,compr}$ [kg]	7166,09
$N_{max,traz}$ [kg]	-4128,22

Plinto N°11



N.micropalo	Coordinate Pali		Caso 1(Nmax)	Caso 2 (Mx^{+}_{max})	Caso 3 (Mx^{-}_{max})	Caso 4(My^{+}_{max})	Caso 5 (My^{-}_{max})
	x [m]	y [m]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]	$Q_{e,k}$ [kg]
7	-1,075	-0,575	6757,61	5183,06	-2190,77	-2063,99	9296,07
10	-1,075	-1,075	6851,33	6800,91	-3639,76	-1618,45	9019,38
11	0	-1,075	6563,31	6105,20	-3115,33	3992,28	-594,89
12	1,075	-1,075	6275,30	5409,49	-2590,90	6568,65	-3342,55
3	1,075	0	6073,80	1931,11	524,43	5610,73	-2747,66
4	1,575	0	5939,84	1607,52	768,35	6809,05	-4025,64

Si ottiene:

$N_{max,compr}$ [kg]	9296,07
$N_{max,traz}$ [kg]	-4025,64

2.2 Dimensionamento e verifica dei micropali

I micropali saranno armati con tubolari di acciaio tipo S275 aventi le seguenti dimensioni:

$d_e = 114.3$ mm diametro esterno

$s = 6.3$ mm spessore

$d_i = d_e - 2s = 101.7$ mm diametro interno

$L = 8\ m$ - 9 m lunghezza micropalo

La portanza del micropalo viene valutata per diverse lunghezze.

Nel calcolo della portanza si utilizzerà un valore convenzionale del diametro del micropalo pari a $D \cong 2 \cdot d_e$, mentre le verifiche verranno effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle Norme Tecniche sulle Costruzioni (D.M. 14.01.2008), seguendo l'approccio 2 **(A1+M1+R3)**, che tiene in conto di un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che geotecniche, ossia i seguenti valori dei coefficienti parziali:

A1	M1	R3
$\gamma_{G1} = 1.3$ (permanenti)	$\gamma_\phi = 1$ (da applicare a $\tan\phi$)	$\gamma_b = 1.35$ (da applicare alla resistenza caratteristica di base in compressione)
$\gamma_{G2} = 1.5$ (perm. non strutturali)	$\gamma_{c'} = 1$ (da applicare a c')	$\gamma_s = 1.15$ (da applicare alla resistenza caratteristica laterale in compressione)
$\gamma_{Qi} = 1.5$ (variabili)	$\gamma_{cu} = 1$ (da applicare a c_u)	$\gamma_{st} = 1.25$ (da applicare alla resistenza caratteristica laterale in trazione)

Dati geotecnici per il calcolo

Nei calcoli sono stati utilizzati i seguenti parametri geotecnici riportati nella Relazione Geologica – Geotecnica redatta dal Dott. Geol. Luca LATELLA in data Dicembre 2012.

Per i tre strati di terreno non coesivi sono stati adottati i seguenti valori medi:

- Strato "1" *Limi sabbiosi e sabbie travertinose* (da z=-0.30 a z = - 10.20 m);

$\gamma_1 = 1950$ Kgm^{-3} peso unità di volume

$\phi_1 = 25°$ angolo di attrito interno

$c_1' = 0.0$ Kgcm^{-2} coesione efficace

$E = 34.73$ Kgcm^{-2} modulo edometrico

- Strato "2" *Sabbie travertinose* (da z=-10.20 a z = - 13.50 m)

$\gamma_2 = 2030$ Kgm^{-3} peso unità di volume

$\phi_2 = 36°$ angolo di attrito interno

$c_2' = 0.0$ c coesione efficace

$E = 142.46$ Kgcm^{-2} modulo edometrico

- Strato "3" *Travertini* (da z=-13.50)

$\gamma_2 = 2200$ Kgm^{-3} peso unità di volume

$\phi_2 = 40°$ angolo di attrito interno

$c_2' = 0.0$ Kgcm^{-2} coesione efficace

$E = 188.09$ Kgcm^{-2} modulo edometrico

La falda è stata stimata ad una quota dal piano di campagna di circa 13.00 m quindi é assente il suo contributo tensionale.

2.2.1 Determinazione della resistenza di calcolo Rd del micropalo compresso

Come desunto al par. 2.1 il valore del carico massimo di esercizio sul micropalo compresso è pari a:

$N_{compr} = 14610.7$ Kg forza destinata ad 1 micropalo

Il calcolo verrà eseguito con procedure analitiche, con riferimento ai parametri geotecnici desunti dalla Relazione Geologico-Geotecnica e dalla prova penetrometrica in sito.

Secondo il D.M. 14.01.2008, il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo $R_{c,k}$, si ottiene a partire dal valore di calcolo R_d applicando i coefficienti parziali γ_R

riportati precedentemente in tabella (validi per pali trivellati e per l'approccio considerato (A1+M1+R3) e poi i fattori di correlazione ξ.

Con riferimento al § 6.4.3.1.1 del D.M. 14.01.2008, adottando procedure analitiche che prevedano l'utilizzo di parametri geotecnici o i risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza a compressione (o trazione) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ tabellati 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 in esame, il fattore di correlazione è funzione di una verticale indagata:

ξ_3=1.70

ξ_4=1.70

Dunque, ai fini del dimensionamento, il valore della resistenza caratteristica del palo compresso può esprimersi perciò come:

$$R_{c,k} = \min\left\{\frac{R_d}{\xi_3};\frac{R_d}{\xi_4}\right\}$$

nella quale $R_d = \frac{P}{\gamma_b} + \frac{S}{\gamma_S} - W$ (resistenza di calcolo del micropalo compresso)

dove:

$P = A_{palo} \times p$ resistenza alla punta

$S = \pi \cdot D \int_0^l s \cdot dz$ resistenza laterale

$W = W_{cls} + W_{acciaio}$ peso del micropalo

con:

$p = N_q \cdot \sigma'_{vl} + N_c \cdot c$ resistenza unitaria alla punta

$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vz}$ resistenza allo scorrimento all'interfaccia palo-terreno

nelle quali:

σ'_{vl} = tensione verticale efficace sul piano orizzontale passante per la punta del palo;

σ'_{vz} = tensione verticale litostatica rappresentativa

k = coefficiente dipendente dal tipo di palo adottato

μ = coefficiente di attrito fra palo e terreno

N_q = coefficiente diagrammato in funzione di ϕ' ed (L/D) secondo Berezantzev (1965) Ved.C.Viggiani FONDAZIONI Ed. CUEN.

2.2.1.1 Verifica in condizioni drenate (a lungo termine per terreni non coesivi)

Resistenza alla punta:

L=8.0 m (il micropalo si trova tutto all'interno dello strato *"1"*)

Si assume

c' =0

$p = \sigma'_{vl} \times N_q$

con

$N_q = 15$ diagrammato in funzione di ϕ secondo Berezantsev et al. Ved. C.Viggiani – FONDAZIONI Ed. CUEN.

$\sigma'_{vl} = 1.56$ Kgcm^{-2}

risulta:

$p = \sigma'_{vl} \times N_q = 1.56 \times 15 = 23.4$ Kgcm^{-2}

$$P = \frac{\pi \quad D^2}{4} \times p = 9604.1\,Kg$$

Resistenza laterale:

La resistenza unitaria laterale allo scorrimento vale:

$s_1 = k_1 \quad \mu_1 \quad \sigma'_{vz_1} = 0.5 \quad \tan 25° \quad 0.78 = 0.182\,Kgcm^{-2}$

dove:

$k_1 = 0.5$ addensamento (sciolto) – strato 1

$\mu = \tan\phi$

Ved. C.VIGGIANI – Fondazioni Ed. CUEN.

$\sigma'_{vz1} = 0.78$ Kgcm^{-2}

tensione verticale litostatica rappresentativa strato 1

$$S = \pi \cdot D\left(\int_0^{L1} s_1 dz + \int_0^{L2} s_2 dz\right) = 10456.6 \text{ Kg}$$

Tenendo in conto anche del peso proprio del micropalo (calcestruzzo e anima tubolare in acciaio), il valore della resistenza di calcolo vale dunque:

$$R_d = \frac{P}{\gamma_b} + \frac{S}{\gamma_S} + W = \frac{9604.1}{1.35} + \frac{10456.5}{1.15} - W = 15104.8\ Kg$$

dove $W = W_{cls} + W_{acciaio} = 955.28$ Kg.

Si ha allora che la resistenza caratteristica del micropalo in oggetto, applicando i coefficienti riduttivi legati al numero di verticali indagate (1 verticale) vale:

$$R_{c,k} = \min\ \frac{R_d}{\xi_3}; \frac{R_d}{\xi_4} = \frac{15104.8}{1.7} = 8885.2\ Kg$$

- L= 9.0 m (la punta del micropalo raggiunge lo strato *"2"*)

Resistenza alla punta:

Si assume

c' =0

$p = \sigma'_{vl} \cdot N_q$

con

$N_q = 33$ diagrammato in funzione di ϕ secondo Berezantsev et al. Ved. C.Viggiani – FONDAZIONI Ed. CUEN.

$\sigma'_{vl} = 1.76$ Kgcm^{-2}

risulta:

$p =$ 1.76 x 33 = 58.1 Kgcm^{-2}

$$P = \frac{\pi \quad D^2}{4} \times p = 23837.9\ Kg$$

Resistenza laterale:

In relazione ai due strati presenti, la resistenza unitaria laterale allo scorrimento vale:

strato 1

$$s_1 = k_1 \quad \mu_1 \quad \sigma'_{vz_1} = 0.5 \quad \tan 25° \quad 0.78 = 0.182\ Kgcm^{\ 2}$$

strato 2

$s_2 = k_2 \quad \mu_2 \quad \sigma'_{vz_2} = 0.4 \quad \tan 36° \quad 1.66 = 0.48\ Kgcm^{-2}$

dove:

$k_1 = 0.5$ addensamento (sciolto) – strato 1

$k_2 = 0.4$ addensamento (denso) – strato 2

$\mu = \tan\phi$

Ved. C.VIGGIANI – Fondazioni Ed. CUEN.

$\sigma'_{vz1} = 0.78\ Kgcm^{2}$

tensione verticale litostatica rappresentativa strato 1

$\sigma'_{vz_2} = 1.66\ Kgcm^{2}$

tensione verticale litostatica rappresentativa strato 2

$$S = \pi \cdot D\left(\int_0^{L1} s_1 dz + \int_0^{L2} s_2 dz\right) = 13903.7 \text{ Kg}$$

Tenendo in conto anche del peso proprio del micropalo (calcestruzzo e anima tubolare in acciaio), il valore della resistenza di calcolo vale dunque:

$$R_d = \frac{P}{\gamma_b} + \frac{S}{\gamma_S} + W = \frac{23837.9}{1.35} + \frac{13903.7}{1.15} - W = 28669.8\ Kg$$

dove $W = W_{cls} + W_{acciaio} = 1078.1$ Kg

Si ha allora che la resistenza caratteristica del micropalo in oggetto, applicando i coefficienti riduttivi legati al numero di verticali indagate (N°1 verticali) vale:

$$R_{c,k} = \min \frac{R_d}{\xi_3}; \frac{R_d}{\xi_4} = \frac{28669.8}{1.7} = 16864.6\ Kg$$

2.2.1.2 Verifica della sezione reagente del micropalo

La malta di saturazione che verrà utilizzata dovrà essere ad alto dosaggio di cemento con scheletro sabbioso.

In tale modo, il cilindro interno di calcestruzzo appare arginato con continuità dal profilo metallico perimetrale, risultando nullo l'effetto deformativo associato al modulo di Poisson, ciò comporta l'insorgere di un campo di tensioni triassiali sotto l'azione esterna monoassiale.

Sulla scorta di questi dati la verifica a compressione può essere effettuata considerando il complesso tubo-malta interna, ossia la sezione omogeneizzata data dalla:

$$A_{omog} = \frac{\pi}{4} \cdot \left(d_e^2 - d_i^2\right) + \frac{\pi}{n} \cdot \frac{d_i^2}{4} = 32.98 \text{ cm}^2 = 3298 \text{ mm}^2$$

ed il carico che tale sezione può sopportare vale allora:

$$P_{lim} = A_{omog} \cdot f_{yd} = 90695 \text{ Kg}$$

mentre per la verifica dovrà risultare:

$$\sigma_{a,max} = \frac{N_{compr}}{A_{omog}} = \frac{14610.7}{32.98} = 443.02\ Kgcm^{-2} = 44.30\ Nmm^{-2} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{275}{1.05} = 261\ Nmm^{-2}$$

avendo indicato con:

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{275}{1.05} = 261\ Nmm^{-2}$ il valore della resistenza di calcolo dell'acciaio

nella quale:

$f_{yk} = 275\ Nmm^{-2}$ valore della tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

$\gamma_m = 1.05$ coefficiente parziale di sicurezza per acciaio da carpenteria metallica

e la tensione massima sviluppata nel calcestruzzo vale:

con $n = \frac{E_{accaio}}{E_{cls}} = 7$ coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

$$\sigma_{cls} = \frac{\sigma_{a,mass}}{n} = 63.3\ Kgcm^{-2} = 6.33\ Nmm^{-2} < f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}\ f_{ck}}{\gamma_c} = 14.11\ Nmm^{-2}$$

$\gamma_c = 1.5$ coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo

$\alpha_{cc} = 0.85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9\ Nmm^{-2}$ resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni per calcestruzzo tipo C25/30 $R_{ck} = 30\ Nmm^{-2}$

LA VERIFICA EFFETUATA È' RISULTATA SODDISFATTA.

2.2.1.3 Verifica dell'ancoraggio al plinto

Affinchè il micropalo risulti efficacemente ancorato alla struttura superiore, è necessario che venga ammorsato nella trave superiore per un tratto tale da sviluppare una

resistenza tangenziale massima di aderenza acciaio-calcestruzzo non superiore alla resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} che per il calcestruzzo di progetto vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 0.68\ N \cdot mm^{-2}$$

dove:

$\gamma_c = 1.5$ coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo

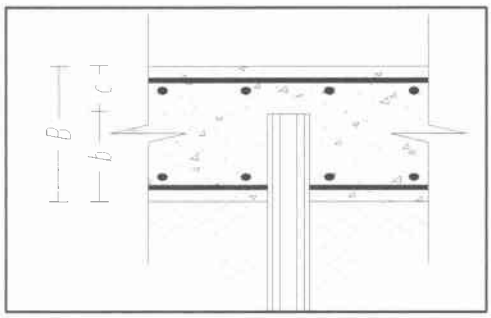
$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 1.019\ N \cdot mm^{-2}$ resistenza tangenziale caratteristica di aderenza

con

$f_{ctk} = f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56\ N \cdot mm^{-2}$ resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo per classi $\leq 50/60$ assunta pari alla resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo valore (in N/mm²):

$\eta = (132 - \phi)/100 = 0.177$

nella quale $\phi = 114.3mm$ è il diametro esterno del micropalo.



Le dimensioni della trave superiore di collegamento dei micropali sono:

$B = 40$ cm altezza

$b = 35$ cm lunghezza di ancoraggio

$c = 5$ cm margine superiore

La resistenza tangenziale massima sviluppata dal tratto b è pari a:

$R = f_{bd} \quad b \times (\pi \quad d_e) = 8535.9\ Kg < N_{compr} = 14610.7\ Kg$

<u>Perciò la lunghezza di ancoraggio non è risultata sufficiente.</u>

Verranno allora saldate delle piastre 20x20 cm alla testa dei micropali sp.=10mm:

La tensione massima di contatto sul calcestruzzo sarà pari a:

$$\sigma_{mass,cls} = \frac{N_{compr}}{A_{piastra}} = \frac{N_{compr}}{(L \times L) \quad \pi \quad \frac{d_e^2}{4}} = 4.91\ Nmm^{-2} < f_{cd} = 14.11\ Nmm^{-2}\ (R_{ck} = 30\ Nmm^{-2})$$

Affinché avvenga correttamente ed efficacemente il contrasto tra calcestruzzo e piastre metalliche, è necessario disporre fazzoletti di rinforzo.

2.2.2 Determinazione della resistenza di calcolo Rd del micropalo teso

Come desunto al cap. 2.1 il valore massimo del carico di esercizio sul micropalo teso è pari a:

$N_{teso} =$ 6813.2 Kg carico sul micropalo teso

Il coefficiente parziale da applicare alla resistenza laterale in caso di trazione è pari a:

$\gamma_{st} = 1.25$

Dai calcoli si ottengono i seguenti valori della resistenza di calcolo del micropalo pari a:

in condizioni drenate:

-L=8.00 m

$$R_d = \frac{S}{\gamma_S} + W = 9320.6\ Kg$$

$$R_{c,k} = \frac{R_d}{\xi_3} = \frac{9320.6}{1.7} = 5482.7\ Kg$$

-L=9.00 m

$$R_d = \frac{S}{\gamma_S} + W = 10201.1\ Kg$$

$$R_{c,k} = \frac{R_d}{\xi_3} = \frac{10201.1}{1.7} = 7177.1\ Kg$$

Alla luce dei risultati ottenuti si ottiene che i micropali relativi ai plinti N°1 – 3 – 8 – 9 – 10 – 12 saranno realizzati di lunghezza pari ad 8 m, mentre per i restanti micropali sarà necessaria una profondità pari a 9 m.

2.2.2.1 Verifica della sezione del micropalo

Per la verifica della sezione, in tale caso, essendo il micropalo soggetto a trazione, sarà valutata la sola anima del tubolare soggetta appunto al valore massimo della sollecitazione di trazione

$A_{tubo} = 21.38\ cm^2 = 2138\ mm^2$

ed il carico a trazione che tale sezione può sopportare vale:

$P_{lim} = A_{tubo} \cdot f_{yd} = 58795\ kg$

mentre per la verifica dovrà risultare:

$$\sigma_{a,max} = \frac{N_{trazione}}{A_{tubo}} = \frac{6813.2}{21.38} = 318.7\ Kgcm^{-2} = 31.9\ Nmm^{-2} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{275}{1.05} = 261\ Nmm^{-2}$$

avendo indicato con:

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{315}{1.05} = 261\ Nmm^{-2}$ il valore della resistenza di calcolo dell'acciaio S275

nella quale:

$f_{yk} = 275\ Nmm^{-2}$ valore della tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio S275

$\gamma_m = 1.05$ coefficiente parziale di sicurezza per acciaio da carpenteria metallica

LA VERIFICA E' RISULTATA SODDISFATTA

2.2.2.2 Verifica dell' ancoraggio al plinto

Omissis....rispetto a quanto esposto nella precedente verifica al punto 2.2.1.3

le sollecitazioni assiali presenti sono minori di quelle relative al caso precedente per micropalo compresso, ma si adotteranno comunque piastre di acciaio rettangolari (20x20)cm saldate sulla sommità dell'armatura tubolare.

2.2.3 Verifica del plinto in c.a. di collegamento dei micropali

Le condizioni di verifica scelta in riferimento all'ambiente e alla sensibilità delle armature (par. 4.1.2.2.4.3 e 4.1.2.2.4.4 del D.M. 14.1.2008) sono:

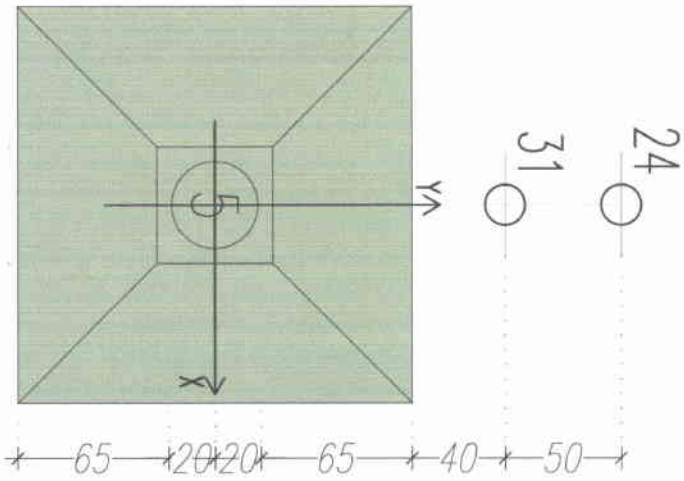
- ambiente aggressivo intermedio tra XC2 e XC4;

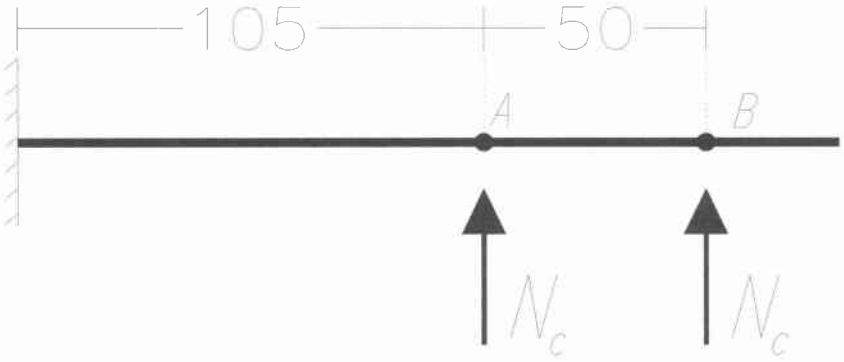
- acciaio B450C;

- armatura poco sensibile.

2.2.3.1 Schema statico di calcolo

Verrà adottato lo schema di calcolo riportato di seguito, il quale risulta essere il più gravoso:





Le sollecitazioni massime agenti sui micropali permettono di poter determinare le azioni sul plinto di collegamento in c.a. con lo schema statico illustrato.

Sollecitazioni massime sui micropali (SLU):

$N_{c1} = 11208.3\ Kg$ forza sul micropalo

$N_{c2} = 9962.9\ Kg$ forza sul micropalo

Sollecitazioni massime sui plinti di collegamento (SLU):

$M = 27211.2\ Kgm$

$T = 21171.2\ Kg$

Per le verifiche è stata considerata una sezione rettangolare in c.a di dimensioni H=40 cm e L=170 cm armata con 1+1ϕ18 ogni 20 cm incrociati.

OPZIONI:
Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;
Sismicità: edif. in zona sismica; Classe duttilità: B;

MATERIALI:
Calcestruzzo: C25/30; Rck=305.81; Ec= 320562.28; Kg/cm²; γc: 1.50
fck=253.82; fcd=143.83; fctk=18.25; fctd=12.13; fctm=26.10; fcfm=31.29; (in Kg/cm²)
Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=143.83 Kg/cm²; $\varepsilon cu2$=0.0035; $\varepsilon c2$=0.0020
Acciaio barre: B450C; γs : 1.15
fyk=4587.16; fyd=3988.79; fbd=27.42; Es=2100000.00; (in Kg/cm²);
Grafico tensioni/deformazioni acciaio: σu=0.0675; k=1.15
Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si
Acciaio staffe: fyks=4400.00, fyds=3826.10 (in Kg/cm²)
Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)•100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare
Base (cm):: B = 170.00 cm; Base (cm):: H = 40.00 cm
Rotazione: rot = 0.00 gradi
Area totale acciaio : Ast = 45.80 cm²
Copriferro di progetto : c = 2.80 cm
Diametro staffe : ds = 18 mm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:
Area: Acls = 6800.00 cm²; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = 0.00 cm
Momenti d'inerzia: Jx = 906666.67 cm^4; Jy = 16376666.67 cm^4; Jxy = 0.00 cm^4;
Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 16376666.67 cm^4; Jeta = 906666.67 cm^4;
Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: θ = -1.57 rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:
Azione normale (positiva se di compressione).
Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (Kg, Kgm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	0	27211	0	0	21171	0

VERIFICA PRESSO-TENSOFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):
Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=0.000000; b=2000.000000; c=-31846.442272
Angolo asse neutro-asse x : α= 0.00000 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)
Sezione parzializzata
Deformazione massima cls : εc = 3.50000 / 1000
Deformazione massima acciaio : εf = -27.66431 / 1000
Deformazione minima acciaio : $\varepsilon f'$= 0.32347 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (Kg, Kg•m):
NS=0.00; MxiS=0.00; MyiS=-27211.20; TxiS=-21171.20; TyiS=0.00
Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (Kg, Kg•m):
NR= -2.02; MxiR= 0.00; MyiR= -33042.71

Mxi0=0.00, Myi0=0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR=((MxiR-Mxi0)²+(MyiR-Myi0)²)½=33042.71; MS=((MxiS-Mxi0)²+(MyiS-Myi0)²)½=27211.20
Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.2143 > 1
VERIFICA POSITIVA

VALORI DI δ (p 4.1.1.1 NTC2008) (x/d= 0.1123)
δ = 0.44 + 1.25•(0.6 + 0.0014/εcu)•x/d = 0.5804

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE (AfTot=45.80 cm²; AreaCls=6800.00 cm²)
Armatura tesa (comb. 1): Aft=22.90 cm² > 0.26•fctm•bt•d/fyk=9.13 cm²
Aft=22.90 cm² > 0.0013•bt•d=8.02 cm²
con: bt=170.00 cm; d=36.30 cm
Aftesa max (comb. 1)=22.90 cm² e Afcompr max (comb. 1)=22.90 cm² < 0.04•AreaCls=272.00 cm²
VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONG. NEI BORDI SUPERIORE ED INFERIORE
Area cls=6800.00 cm², fyk=450.00 MPa
Armatura compressa: Af=22.90 cm²; ρcomp=0.003368
Armatura tesa : Af=22.90 cm²; ρ=0.003368
Verifiche positive: 1.4/fyk < ρ < ρcomp + 3.5/fyk; ρcomp>0.25•ρ;
Sono presenti almeno due barre Ø >= 14mm nei bordi superiore ed inferiore.
VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRANCIAMENTO BARRE
Comb. N.: 1; Vsu=21171.20 Kg; τmaxTr=Vsu/Af=462.2087 < fyd=3988.7870 Kg/cm²
VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=143.8328, fctd=12.13, fck=253.82 in Kg/cm²)
VEd=21171.20 Kg; d=36.30 cm; bw=170.00 cm, αc=1.0000, cot(θ)=2.5000, Asw/s progettata=25.50 cm²/m
VRcd= 0.9•bw•d•αc•fcd•0.5•(cot(90°)+cot(θ)/(1+ cot(θ)²)) = 137729.85 Kg
VRsd= 0.9•d•(Asw/s)•fyd_st•(cot(90°) + cot(θ))•sin(90°) = 79686.58 Kg
VEd < min(VRsd, VRcd) => VERIFICA POSITIVA

PROGETTO PASSO STAFFE. (N.ro bracci: Nb=2, Area singola staffa: A1s=2.5447 cm²)
N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo,
con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi
Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) (fydSt=3826.10 Kg/cm²)
VEd=21171.20 Kg; d=36.30 cm; bw=170.00 cm, cot(θ)=2.5000
da VEd=0.9•d•(Asw/s)•fydSt•cot(θ) si ottiene: Asw/s=6.77 cm²/m
s= 100•Nb•A1s/Asw= 75.12 cm
Per le travi: Ast=0.15•bw = 0.15•170.00 = 25.50 cm²/m
s<= Nb•A1s/Ast= 19.96 cm
s<= 0.8•h utile= 0.8• 36.30 = 29.04 cm
s<= 33 cm

Armatura staffe adottata: As=25.50 cm²/m -> 1Ø18 a 2 bracci ogni 20 cm

VERTICI SEZIONE:			
Nv	X (cm)	Y (cm)	εc x1000
1	-85.00	-20.00	-30.84
2	-85.00	20.00	3.50
3	85.00	20.00	3.50
4	85.00	-20.00	-30.84

BARRE LONGITUDINALI:				
Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	εf x1000

1	-81.30	-16.30	18.00	-27.66
2	-81.30	16.30	18.00	0.32
3	81.30	16.30	18.00	0.32
4	81.30	-16.30	18.00	-27.66
5	-60.97	16.30	18.00	0.32
6	-40.65	16.30	18.00	0.32
7	-20.32	16.30	18.00	0.32
8	0.00	16.30	18.00	0.32
9	20.32	16.30	18.00	0.32
10	40.65	16.30	18.00	0.32
11	60.97	16.30	18.00	0.32
12	60.97	-16.30	18.00	-27.66
13	40.65	-16.30	18.00	-27.66
14	20.32	-16.30	18.00	-27.66
15	0.00	-16.30	18.00	-27.66
16	-20.32	-16.30	18.00	-27.66
17	-40.65	-16.30	18.00	-27.66
18	-60.97	-16.30	18.00	-27.66

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE:		
Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-85.00	15.92
2	85.00	15.92

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni

NS, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia
NR, MRxi, MRyi: azioni resistenti " " " "
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione
T: tipo N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante;, C = il fattore Nres/NS risulta piu' sfavorevole
(NRes=fcd•Acls•0.65=635741 Kg)
V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata, con un N se la combinazione non converge

cb	NS	MSxi	MSyi	NR	MRxi	MRyi	sic.	Aft	Afc	T	V
n.ro	(Kg)	(Kgm)	(Kgm)	(Kg)	(Kgm)	(Kgm)		(cm²)	(cm²)		
1	0	0	-27211	-2	0	-33043	1.214	22.90	22.90	N	

Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU

I Progettisti

INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA
ORDINE DEGLI
Sezione A
N° A3697
DOTTORE INGEGNERE
NICOLA PERO NULLO
SETTORE CIVILE E AMBIENTALE

INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA
Sezione A
N° A2088
DOTTORE INGEGNERE
SETTORE DELL'INFORMAZIONE

INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA
ORDINE DEGLI
Sezione A
N° A837
DOTTORE INGEGNERE
MASSIMO MARIANI
SETTORE CIVILE E AMBIENTALE
SETTORE INDUSTRIALE
SETTORE DELL'INFORMAZIONE

ORDINE DEGLI ARCHITETTI
Arch. MASSIMO MARIANI
N° 899
ASCOLI PICENO