

## SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2°Stralcio

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. RM190

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

David Carlaccini  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL R.U.P.**

Dott. Ing.  
Achille Devitofranceschi

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carlaccini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. F. Aloe	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Pionno
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Geom. M. Manzo	Geom. G. Sugarani
Dott. Geol. G. Cerquiglini		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. M. Briganti Botta		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		



### IMPIANTI

## Relazione di calcolo fondazioni pali SMART ROAD

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">DPRM0190</span> LIV. PROG.: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</span> N. PROG.: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20</span>	T00-IM00-IMP-RE04-A  CODICE ELAB.: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T00IM00IMP</span> <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">RE04</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">A</span>	varie
<b>A</b>	Emissione	17/01/2021	S.Sacconi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO
		D.Carlaccini	N.Granieri

---

Relazione fondazioni plinti della Smart Road

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
5	MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO.....	7
6	CRITERI DI PROGETTO.....	8
6.1	RESISTENZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI.....	9
6.1.1	Palo singolo.....	9
6.1.2	Resistenza nei confronti dei carichi trasversali.....	10
7	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	11
7.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE.....	11
7.2	VERIFICHE DI RESISTENZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI (SLU).....	12
7.3	VERIFICHE DI RESISTENZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI (SLU).....	12
8	APPENDICE.....	13
8.1	CALCOLO DELLA CAPACITA PORTANTE ASSIALE.....	13
8.2	CALCOLO DELLA CAPACITA PORTANTE LATERALE.....	14
8.3	CALCOLO DEL MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE DEL MICROPALO.....	15
8.4	RELAZIONE STRUTTURALE DEL PALO TECNOLOGICO (TORRE).....	16

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche strutturali e geotecniche dei sistemi di fondazioni degli impianti della smart road previsti lungo il tracciato nell'ambito della progettazione definitiva della "S.S.4 Salaria – Variante di Monterotondo Scalo – 2° stralcio", riguardo gli interventi previsti dalla viabilità variante all'abitato di Monterotondo scalo, tra il comune di Roma e Monterotondo.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La fondazione in oggetto è un plinto a pianta rettangolare in calcestruzzo armato di dimensione 220 cm x 220 cm ed altezza di 150 cm (Figura 1), fondato su 4 micropali di diametro  $D = 250$  mm (diametro foro) e lunghezza  $L = 6.0$  m; l'armatura dei micropali è costituita da profili tubolari in acciaio (S275) di diametro esterno  $\varnothing_{est} = 139.7$  mm, spessore  $s = 10$  mm e lunghezza  $L = 6.5$  m (0.5 m all'interno del plinto).

Nella Figura 2 è riportata una sezione rappresentativa del tratto stradale in oggetto in cui si evincono le dimensioni e la disposizione del plinto rispetto al contesto.

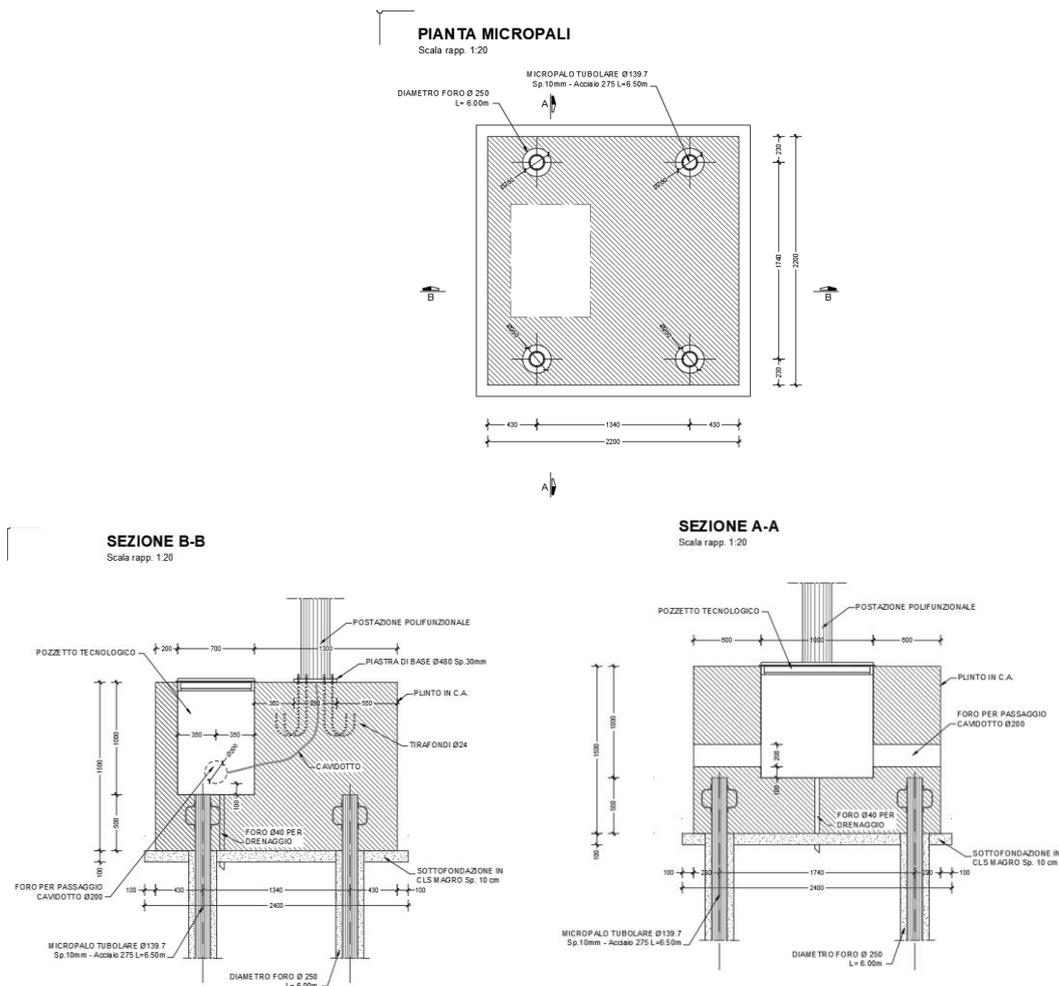


Figura 1 \_ Geometria dell'opera di fondazione in pianta e sezione.

Relazione fondazioni plinti della Smart Road

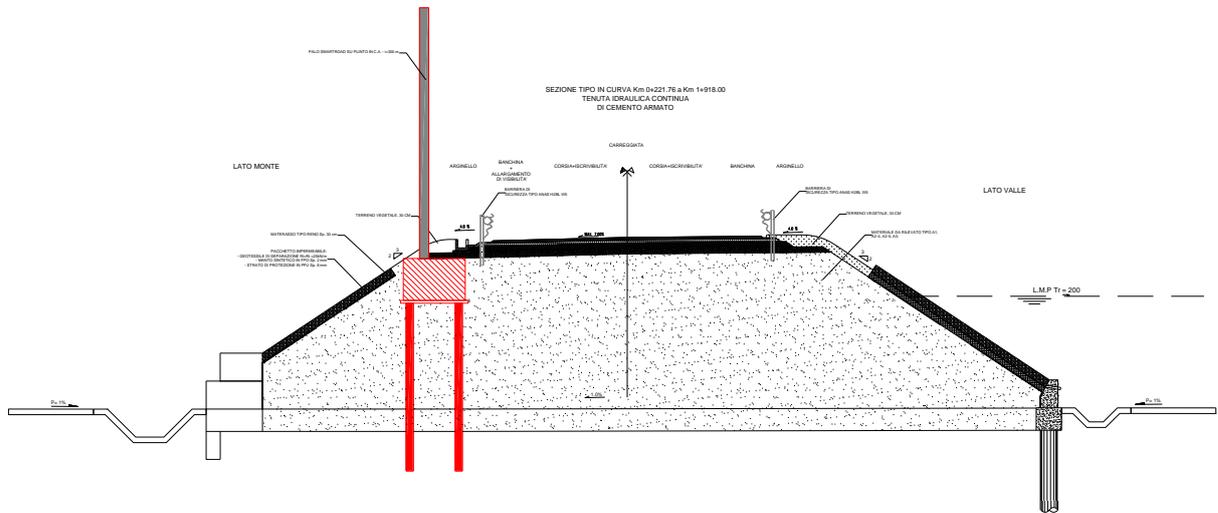


Figura 2 \_ Sezione rappresentativa del rilevato stradale con evidenziata in rosso la fondazione dei pali tecnologici della Smart Road.

### 3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018);
- Circolare 21/01/2019 “Istruzione C.S.LL.PP. per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- CNR-DT 207/2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- CALCESTRUZZO STRUTTURALE	C 25/30
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.6$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 13.23 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 31\,220 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC2 (UNI 206-1)
- ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	B450C
Tensione caratteristica di rottura nominale	$f_{t\,nom} = 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento nominale	$f_{k\,nom} = 450 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di snervamento	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di calcolo di snervamento	$f_{yk} = 391.30 \text{ MPa}$
- ACCIAIO PER MICROPALI	S275
Tensione caratteristica di rottura nominale	$f_{t\,nom} = 275 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento nominale	$f_{k\,nom} = 430 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di snervamento	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di calcolo di snervamento	$f_{yk} = 374 \text{ MPa}$

## 5 MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO

Il sistema di fondazione è da considerarsi di tipo profondo ed il terreno di fondazione è costituito essenzialmente dal materiale costituente il rilevato, unità R, e dallo spessore più superficiale del terreno naturale rappresentato dall'unità geotecnica delle argille sovraconsolidate, unità Aoc1, all'interno delle quali i pali si intestano fino ad una profondità variabile in funzione dell'altezza del rilevato.

Nella tabella seguente sono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici delle unità sopra indicate.

Tabella 1. Sintesi del modello geotecnico.

z (m da t.p.)	Unità geotecnica	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c'$ ( $kPa$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$c_u$ ( $kPa$ )	$E'$ ( $MPa$ )
0 ÷ 5	R	18	0	35	-	25
5 ÷ 6	Aoc1	19	20	30	125	10

La falda acquifera è stata considerata a quota inferiore a quella della base dei micropali.

## 6 CRITERI DI PROGETTO

Con riferimento alle prescrizioni delle NTC2018, le verifiche SLU sono state condotte nel rispetto della seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

dove  $E_d$  indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e  $R_d$  indica il valore di progetto delle resistenze, utilizzando l'approccio **A1 + M1 + R3**.

Le azioni di progetto,  $E_d$ , o, altresì, gli effetti delle azioni, sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  i valori specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.I delle NTC2018):

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qk}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$ .

Figura 3: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (NTC2018).

Le resistenze di progetto,  $R_d$ , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali  $\gamma_M$  specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.II delle NTC2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ , specifici per ciascun tipo di opera e verifica.

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

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

Figura 4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC2018).

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(1)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 5: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (NTC2018).

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Figura 6: Coefficiente parziali per la resistenza caratteristica a carico trasversale dei pali (NTC18).

Nello specifico, i valori di progetto delle resistenze del palo nei confronti dei carichi assiali ( $R_d$ ) e trasversali ( $R_{T,d}$ ) sono stati ottenuti a partire dai valori di calcolo delle resistenze limite medie (lungo il fusto,  $R_{lat,cal}$ , ed alla base,  $R_{b,cal}$ , nei confronti dei carichi assiali;  $R_{T,cal}$ , nei confronti dei carichi trasversali) ridotti mediante il fattore di correlazione  $\xi_3$ , funzione del numero di verticali indagate (cfr. Figura 7- tab. 6.4.VI del NTC08), per ottenere i valori caratteristici ( $R_{lat,k}$  e  $R_{b,k}$ , nei confronti dei carichi assiali;  $R_{T,k}$ , nei confronti dei carichi trasversali) ai quali sono stati infine applicati i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_R$  (cfr. Figura 5 e Figura 6 - Tab. 6.4.II e Tab. 6.4.VI delle NTC2018).

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Figura 7: Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristiche per le fondazioni su pali (NTC2018).

Tenuto conto che nel caso specifico per la capacità portante dei pali è stato considerato soltanto il contributo laterale il cui valore dipende essenzialmente dall'angolo di attrito del corpo del rilevato, le cui caratteristiche prestazionali devono essere verificate sistematicamente durante la realizzazione dello stesso, per il fattore di correlazione  $\xi$  è stato assunto il valore minimo ( $\xi = 1.40$ ).

## 6.1 RESISTENZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

### 6.1.1 Palo singolo

Il valore di calcolo della resistenza del singolo palo di diametro D e lunghezza L nei confronti dei carichi assiali,  $R_{cal}$ , è stato determinato ricorrendo alle seguenti espressioni ("formule statiche", AGI 1984) della capacità portante unitaria mobilitata lateralmente,  $r_{lat}$ :

per terreni a grana fine (calcolo in TT : Tensioni Totali)

$$r_{lat}(z) = \alpha \cdot c_u(z) \quad , \text{ con}$$

$\sigma_{v0}(z)$  = tensione totale verticale alla profondità z;

$c_u(z)$  = coesione non drenata del terreno alla profondità z;

$\alpha$  = coefficiente di adesione laterale;

per terreni a grana grossa (calcolo in TE : Tensioni Efficaci)

$$r_{lat}(z) = k \cdot \sigma'_{v0}(z) \cdot \tan \phi' \quad , \text{ con}$$

$\sigma'_{v0}(z)$  = tensione efficace verticale alla profondità z;

$\phi'$  = angolo di attrito del terreno;

$k = 1 - \sin(\phi')$  = coefficiente di spinta laterale (rapporto tra la tensioni efficaci orizzontale e verticale);

Dai valori delle resistenze unitarie, per integrazione lungo la superficie laterale ed alla base, si ottengono i valori globali, corrispondenti ai valori di calcolo delle resistenze limite:

$$R_{lat,cal} = \pi D \int_L r_{lat} d(z)$$

Il contributo della resistenza mobilitata alla base è stato trascurato.

### Gruppo di pali

Nel caso di pali in gruppo, per la determinazione della resistenza limite di calcolo del gruppo di pali è stato considerato un fattore di efficienza  $\eta = 0.9$ , determinato mediante l'espressione di Converse-Labarre. La verifica allo stato limite ultimo (SLU) dei pali in gruppo è stata condotta considerando lo sforzo normale medio agente sui pali.

#### 6.1.2 Resistenza nei confronti dei carichi trasversali

Le verifiche dei pali nei confronti delle azioni trasversali sono state effettuate utilizzando la teoria di Broms (1964), considerando un meccanismo di rottura a palo lungo incastrato in testa (formazione di due cerniere plastiche).

La resistenza del terreno è stata valutata secondo le seguenti espressioni:

$$p_{inc}(z) = 9 \cdot c_u \cdot D \quad , \text{ per terreni a grana fine;}$$

$$p_{inc}(z) = 3 \cdot K_p \cdot \gamma' \cdot D \cdot z \quad , \text{ per terreni a grana grossa;}$$

dove

D : diametro del palo;

$K_p$  : coefficiente di spinta passiva;

$\gamma'$  : peso di volume efficace;

$c_u$  = coesione non drenata del terreno.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione intorno alla testa del palo, in funzione anche del momento di plasticizzazione  $M_y$  dell'elemento strutturale, viene quindi determinato il valore di calcolo della resistenza limite orizzontale,  $R_{T,cal}$ .

A partire dal valore di calcolo  $R_{T,cal}$ , i valori caratteristici,  $R_{T,k}$ , e di progetto,  $R_{T,d}$ , della resistenza limite orizzontale sono stato ricavati applicando i coefficienti parziali  $\xi = 1.40$  e  $\gamma_R = 1.3$ .

Alla capacità portante limite nei confronti dei carichi trasversali,  $R_{T,d}$ , determinata per il singolo palo, infine, è stato applicato un fattore di efficienza  $\eta_H = 0.9$  per tenere conto dell'effetto gruppo.

## 7 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 7.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE

Le azioni assiali e trasversali trasmesse ai singoli pali sono state ottenute a partire dalle azioni globali (N, M e T) trasferite dal palo tecnologico in corrispondenza del collegamento di questo al plinto (nella sezione di estradosso), alle quali sono state aggiunte il peso proprio del plinto e le azioni di trasporto.

Le sollecitazioni sui singoli pali sono state ottenute applicando per la fondazione lo schema di ripartizione per piastra rigida, considerando la disposizione planimetrica dei pali rappresentata nella figura seguente.

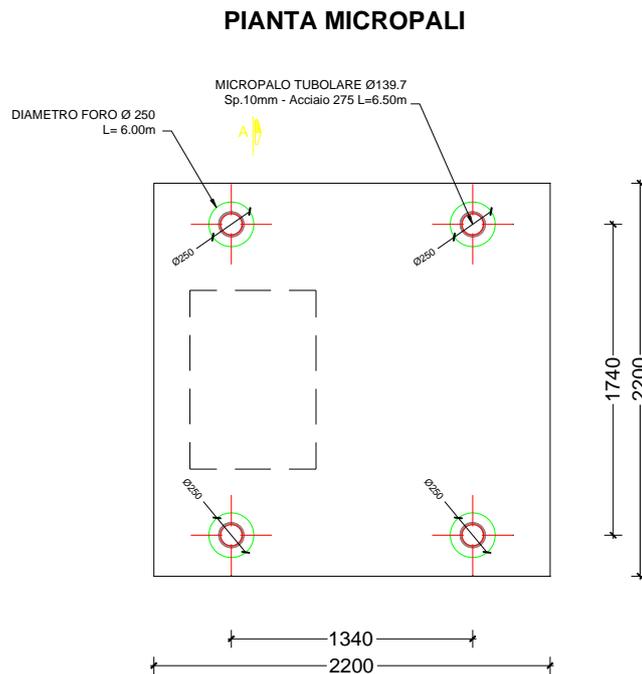


Figura 8: Disposizione planimetrica dei pali.

In appendice al presente documento è riportata la relazione tecnica del palo tecnologico nei quali sono descritti i calcoli ed i risultati delle azioni trasferite alla base (estradosso plinto) dal palo tecnologico (torre).

Tabella 2. Sollecitazioni trasferite al sistema di fondazione.

STATO LIMITE ULTIMO	Sollecitazioni trasferite dal palo tecnologico alla base				Peso proprio del plinto $W^*_{plinto}$ [kN]	Sollecitazioni globali trasferite dal plinto alla testa dei pali (intradosso plinto)			Sollecitazioni in testa ai singoli pali		
	$N_{estr}$ [kN]	$T_{estr}$ [kN]	$M_{estr}$ [kNm]			$N_{intr}$ [kN]	$T_{intr}$ [kN]	$M_{intr}$ [kNm]	$N_{med}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]	$T_i$ [kN]
Combinazione A1 – M1											
Cond.1 – SLU (stat)	6.72	6.11	49.83	213	220	6.11	60	55	75	1.5	
Cond.2 – SLV (sism)	5.17	5.96	54.96	164*	169	5.96	64	42	63	1.5	

(\* in condizioni SLV - sismiche – il peso proprio del plinto non è stato amplificato)

## 7.2 VERIFICHE DI RESISTENZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI (SLU)

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche di capacità portante nei confronti dei carichi assiali. Nello specifico,  $F_d$  ed  $F_{d,med}$  rappresentano i valori di progetto rispettivamente, del massimo e medio carico assiale in testa ai pali (comprensivi del peso proprio del palo, amplificato o meno in funzione dello stato limite considerato);  $R_{L,cal}$  rappresenta il valore di calcolo della resistenza limite laterale, determinato per il singolo palo con riferimento alla stratigrafia riportata in Tabella 1;  $R_{L,k}$  rappresenta il valore caratteristico della resistenza laterale ottenuto applicando a  $R_{L,cal}$  il fattore riduttivo  $\xi = 1.40$ ;  $R_d$  rappresenta il valore di progetto della resistenza assiale del singolo palo;  $R'_d$  rappresenta il valore di progetto della resistenza del singolo palo ottenuta considerando un fattore di efficienza  $\eta = 0.9$  per tenere conto della presenza degli altri pali ("effetto gruppo").

Tabella 3. Verifiche SLU dei pali nei confronti dei carichi assiali.

STATO LIMITE ULTIMO	$n_{pali}$	$D_{pali}$	$L_{pali}$	$F_d$	$F_{d,med}$	$R_{L,cal}$	$R_{L,k}$	$R_d$	$R_d / F_d$	$R'_d = \eta R_d$	$R'_d / F_{dmed}$
	[-]	[m]	[m]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Cond.1 – SLU (stat)	4	0.25	6	107	92.5	176	126	109	1.02	98	1.06
Cond.2 – SLV (sism)				87*	70				1.25		1.40

(\* in condizioni SLV - sismiche – il peso proprio del palo non è stato amplificato)

Le verifiche sono soddisfatte, risultando  $R_d > F_d$  e  $R'_d > F'_d$ .

## 7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI (SLU)

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche di capacità portante nei confronti dei carichi trasversali. Nello specifico,  $F_{T,d}$  rappresenta il valore di progetto dell'azione trasversale sul singolo palo, assunto pari al valore medio del carico trasversale;  $M_y$  è il momento di plasticizzazione del singolo palo.  $R'_{T,d}$  rappresenta il valore di progetto della resistenza limite del singolo palo nei confronti delle azioni trasversali, avendo considerato un fattore di efficienza  $\eta_H = 0.90$  per tenere conto della presenza degli altri pali ("effetto gruppo").

Tabella 4. Verifiche SLU dei pali nei confronti dei carichi trasversali.

STATO LIMITE ULTIMO	$n_{pali}$	$D_{pali}$	$L_{pali}$	$F_{T,d}$	$M_y$	$R_{T,cal}$	$R_{T,k}$	$R_{T,d}$	$R'_d = \eta R_d$	$R'_d / F_{dmed}$
	[-]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
Cond.1 – SLU (stat)	4	0.25	6	1.5	53.5	82.5	58.9	45.3	40.7	27
Cond.2 – SLV (sism)				1.5						27

Le verifiche sono soddisfatte, risultando  $R_{T,d} > F_{T,d}$ .

## 8 APPENDICE

### 8.1 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ASSIALE

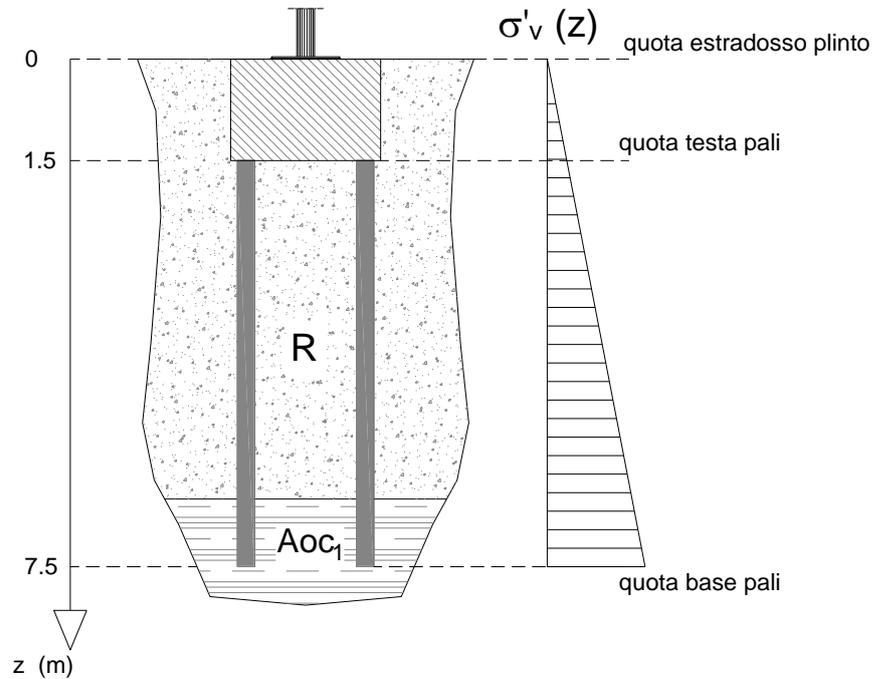


Figura 9: Schema per il calcolo della capacità portante.

Calcolo della capacità portante laterale  $R_L = Q_{L1} + Q_{L2}$

Tratto in R

calcolo in T.E. :  $Q_{L1} = \pi \times D \times L_1 \times k \times \sigma'_{v1-media} \times \tan\varphi'_1 = \pi \times 0.25 \text{ m} \times 5.0 \text{ m} \times 0.7 \times 71 \text{ kPa} \times \tan(35^\circ) = 137 \text{ kN}$

Tratto in Aoc<sub>1</sub>

calcolo in T.E. :  $Q_{L2} = \pi \times D \times L_2 \times k \times \sigma'_{v2-media} \times \tan\varphi'_2 = \pi \times 0.25 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.7 \times 125 \text{ kPa} \times \tan(30^\circ) = 39.5 \text{ kN}$

calcolo in T.T. :  $Q_{L2} = \pi \times D \times L_2 \times \alpha \times c_u = \pi \times 0.25 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.4 \times 125 \text{ kPa} \times \tan(30^\circ) = 39.3 \text{ kN}$

quindi  $R_L = Q_{L1} + Q_{L2} = 137 + 39.3 \text{ kN} = 176 \text{ kN}$

Tratto in rilevato:  $Q_{L1} = \pi \times D \times L_1 \times k \times \sigma'_{v\text{-media}} \times \tan\phi'_1 = \pi \times 0.25 \times 5 \times 0.7 \times 70 \times \tan(35^\circ) = 135 \text{ kN}$

## 8.2 CALCOLO DELLA CAPACITA PORTANTE LATERALE

### CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**OPERA:** Fondazioni Plinti Smart Road - Micropali

#### **TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

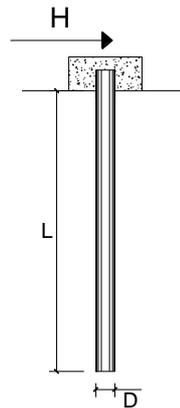
$M_y$  = momento di plasticizzazione della sezione

$F_s$  = coefficiente di sicurezza

$\phi'$  = angolo di attrito del terreno

$k_p$  = coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$ )

$\gamma$  = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda  $\gamma = \gamma'$ )



Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

#### **DATI DI INPUT:**

L =	6.00	(m)
D =	0.25	(m)
$M_y$ =	50.00	(kN m)
$F_s$ =	1.00	(-)
$\phi'$ =	35.00	(°)
$k_p$ =	3.69	(-)
$\gamma$ =	18.00	(kN/m <sup>3</sup> )

#### Palo corto:

**H1 = 896.71 (kN)**

#### Palo intermedio:

**H2 = 307.24 (kN)**

#### Palo lungo:

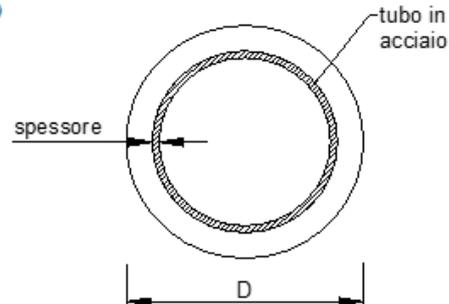
**H3 = 82.47 (kN)**

**H = min(H1, H2, H3) = 82.47 (kN) palo lungo**

### 8.3 CALCOLO DEL MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE DEL MICROPALO

#### Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 250 (mm)  
Tubo  
Diametro esterno = 139.7 (mm)  
Spessore = 10.0 (mm)  
Sforzo Normale = 150 (kN)



#### Caratteristiche dei Materiali

malta   
Rck = 30 (Mpa)  
fck = 25 (Mpa)  
 $\gamma_c = 1.5$   
 $\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$  (Mpa)

#### Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 275$  (Mpa)

$\gamma_m = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 239.1$  (Mpa)

$E_s = 210000$  (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.114\%$

$\epsilon_{uk} = 1.000\%$

Calcolo

#### Momento di Plasticizzazione

$M_y = 53.6$  (kN m)

Inserisci

## 8.4 RELAZIONE STRUTTURALE DEL PALO TECNOLOGICO (TORRE)

# SIDERPALI

## CALCOLO PALO SMART ROAD

CONFIGURAZIONE BASE + ESTENSIONE H.12600 mm

DI CUI 10.215 m PER PALO IN ACCIAIO

E 2.835 m PER APPARATI TRASMISSIVI

### RELAZIONE DI CALCOLO

#### TIPOLOGIA TORRE

- Altezza fuori terra della torre in opera = 10.215 m
- Numero dei tronchi costituenti la torre = 1
- Dispositivo di attacco alla fondazione : con piastra di base e tirafondi



1	modificata altezza	9/6/20	CHIUSI	-	-
0	Emissione	6/2/20	CHIUSI	-	-
N°	DESCRIZIONE	DATA	ESEGUITO	CONTR.TO	APPROVATO
NTF = 5472-UNI				CP1232-1	

  
**Mitas Endustri Sanayi Ticaret A.S.**  
Via Osteria della Fontana, 64  
03012 ANAGNI (Fr)

## NORME TECNICHE DI PROGETTAZIONE

- **Generale:** Legge n.1086 del 5/11/1971

- **Per la verifica delle strutture:** Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia, di cui al D.P.R. 06/06/2001 n° 380 - Decreto del presidente della repubblica del 28/05/2004 n° 136, art. 5; convertito in legge, con modificazioni, dall art. 1 della legge n° 186 del 27/07/2004 - Norme tecniche per le costruzioni : DM 14/01/2008

- **Per le caratteristiche dei materiali:** UNI EN 10025 : Prodotti laminati a caldo ..

- **Per la verifica delle sezioni in acciaio:** UNI ENV 1993-1-1: Progettazione delle strutture in acciaio.

- **Per la definizione delle tensioni nei tronchi pressopiegati:** UNI ENV 1993-1-3 Regole per l impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

- **Per i carichi esterni sulla struttura:** Norme tecniche per le costruzioni : D.M. 14/01/2008 - Eurocodice 1 - UNI ENV 1991-1-4 Parte 2-4 Azioni sulle strutture - Azioni del vento - per i coefficienti di forma della struttura; - Eurocodice 1 - UNI ENV 1991-2-1 Parte 2-1 Azioni sulle strutture - Massa volumica, pesi propri e carichi imposti; - Eurocodice 1 - UNI ENV 1991-2-3 Parte 2-3 Azioni sulle strutture - Carichi da neve.

- **Per le combinazioni di carico:** Norme tecniche per le costruzioni : DM 14/01/2008

- **Per la verifica in zone sismiche:** Norme tecniche per le costruzioni : DM 14/01/2008. - Eurocodice 8-1-1 - UNI ENV 1998-1-1. - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Regole generali - Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture. - Eurocodice 8-1-2 - UNI ENV 1998-1-2. - Regole generali per gli edifici. - Eurocodice 8-1-3 - UNI ENV 1998-1-3. - Regole generali - Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi. - Eurocodice 8-6 - PR EN 1998-6. - Tower, masts and chimneys.

## GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Sezione trasversale : CIRCOLARE

Tronco	Diam. testa [mm]	Diam. base [mm]	Lunghezza [mm]	Innesto [mm]	Spessore [mm]
1	323.9	323.9	10215.0	0	4.00

## QUALITA' DEI MATERIALI ADOTTATI

Tronchi	Flange	Tirafondi
S 235JR UNI EN 10025	S 355 UNI EN 10025	S 355 UNI EN 10025

### NOTE GENERALI

Torri di tipo autoportante a stelo unico, di forma conica costante, ottenuti da lamiera piegata a freddo e saldata nel senso longitudinale. La sezione trasversale è di forma circolare.

L'incastro nel blocco di fondazione è realizzato mediante piastra e tirafondi o con l'infissione diretta del tronco di base nel blocco di calcestruzzo.

Le torri sono costituite da vari tronchi da unire sul luogo di installazione con il metodo di "sovrapposizione ad incastro". Le forze di innesto da applicare sono indicate nel disegno di insieme della struttura.

### **CAMPO DI APPLICAZIONE**

La presente relazione di calcolo contempla esclusivamente i componenti strutturali espressamente analizzati, tutti gli accessori ed i dispositivi di movimentazione non sono esaminati nel presente documento.

### **METODO DI CALCOLO**

Il calcolo delle sollecitazioni viene eseguito considerando i carichi statici specificati nei punti successivi. L'analisi viene condotta tenendo in considerazione degli effetti del II ordine. La soluzione viene ricercata adottando un modello di trave alla Eulero-Bernoulli ed un metodo solutivo alla Newton-Raphson. Le tabelle successive sono formulate in modo tale da consentire di testare manualmente la bontà dell'analisi condotta.

## TENSIONI

Il valore delle sollecitazioni massime viene determinato mediante la relazione dettata dal criterio di Von Mises nel punto ove le tensioni sono massime.

Le combinazioni utilizzate per la verifica strutturale sono:

Combinazione di carico n° 1 :

Lo stato limite ultimo (vento T.D.R. 50 anni + ghiaccio sugli apparati)[2.5.1]:

$$\sum_{j=21} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{D1} Q_{k1} + \sum_{j=21} \gamma_{D1} \psi_{01} Q_{kj}$$
$$j = 1; \gamma_{G1} = 1.3; \gamma_{D1} = 1.5; i = 2; \gamma_{D2} = 1.5; \psi_{02} = 0.5$$

Combinazione di carico n° 2 :

Lo stato limite per combinazioni di progetto sismico (pesi propri + carichi permanenti + sisma)[2.5.5]:

$$\sum_{j=21} G_{kj} + \gamma_i A_{sd} + \sum_{i=21} \mu_{2i} Q_{ki}$$
$$j = 1; \gamma_i = 1.0; j = 1; \mu_{21} = 0.0;$$

Mentre le tensioni ammesse lungo il fusto vengono calcolate secondo le UNI UNV 1993-1-3 in base al rapporto lato - spessore della sezione in esame, adottando sempre il modulo di inerzia minimo.

## COMBINAZIONE DI CARICO N° 1

### ZONA DI VENTO E RELATIVI CARICHI

Zona di installazione : 4 ; Categoria di esposizione = 2

Quota sul livello del mare  $\leq 500$  m ; Quota della base dal terreno = 0.00 m

Velocità base del vento per la zona = 28.00 m/sec

Pressione di riferimento = 490.0 N/mq

Coeff. di esposizione (=ce) variabile con l'altezza come da D.M. del 17/01/2018

Coeff. di forma (=cf) variabile con il diametro come da D.M. del 17/01/2018

### CALCOLO DEL COEFFICIENTE DINAMICO -CD-

Il coefficiente dinamico viene determinato sulla base della UNI EN 1991-2-4

$$CD(\text{comb. n° 1}) = 1.16$$

tale valore incrementa la pressione del vento su tutta la struttura.

## COMBINAZIONE DI CARICO N° 1

### CARICHI CONCENTRATI

Sono costituiti dalle aree esposte al vento degli accessori, proiettori, antenne o carpenterie. Collocate alla quota dal suolo H e soggette alla corrispondente pressione indicata nell'ultima colonna.

Livello	H [m]	Superficie [m2]	Ecc. [mm]	Carico verticale [N]	Ecc. [mm]	Pressione [N/m2]
1.00	12.60	1.00	0.00	2000.00	0.00	1225.5

### CARICHI VERTICALI DISTRIBUITI

Sono costituiti dal peso proprio approssimato della torre, della scala e dei terrazzini di riposo se presenti

Peso approssimato della torre = 3166.8 [N]

Peso degli accessori continui (scale, piani di lavoro ..) = 0.0 [N/m]

### CARICHI ORIZZONTALI DISTRIBUITI LUNGO IL FUSTO

Sono costituiti dalle aree esposte al vento dei tronchi, della scala e dei terrazzini di riposo (se presenti). Queste aree vengono suddivise in segmenti di lunghezza pari agli elementi finiti di calcolo.

Il carico orizzontale di vento viene determinato, per ogni sezione considerata, in base alla relazione:

$$Q = (\text{Pressione di riferimento}) * C_e * C_f * C_d \text{ [N/mq]}$$

La sagoma della scala viene valutata con un'area esposta pari a

$$\text{Area} = 0.000 \text{ mq/m} \text{ comprensivo di Coefficiente di forma}$$

NOTA: L'eccentricità dei carichi verticali è riferita all'asse della torre. In presenza di scala, questa produce torsione sul fusto oltre che momenti secondari.

**COMBINAZIONE DI CARICO N° 1**

**TABELLA DESCRITTIVA DELLE SEZIONI E DELLE AZIONI ESTERNE:**

Tronco	Nodo	H [mm]	Diametro esterno [mm]	l. FEM [mm]	Ce	Q [N/m <sup>2</sup> ]	Coeff. di forma
1	1	10215	323.9	409	2.37	1159.3	0.70
1	2	9806	323.9	409	2.34	1146.5	0.70
1	3	9398	323.9	409	2.31	1133.4	0.70
1	4	8989	323.9	409	2.29	1119.7	0.70
1	5	8581	323.9	409	2.26	1105.4	0.70
1	6	8172	323.9	409	2.23	1090.5	0.70
1	7	7763	323.9	409	2.19	1075.0	0.70
1	8	7355	323.9	409	2.16	1058.7	0.70
1	9	6946	323.9	409	2.13	1041.5	0.70
1	10	6538	323.9	409	2.09	1023.5	0.70
1	11	6129	323.9	409	2.05	1004.5	0.70
1	12	5720	323.9	409	2.01	984.3	0.70
1	13	5312	323.9	409	1.96	962.8	0.70
1	14	4903	323.9	409	1.92	939.8	0.70
1	15	4495	323.9	409	1.87	915.0	0.70
1	16	4086	323.9	409	1.81	888.2	0.70
1	17	3677	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	18	3269	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	19	2860	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	20	2452	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	21	2043	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	22	1634	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	23	1226	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	24	817	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	25	409	323.9	409	1.80	882.3	0.70
1	26	-0	323.9	---	1.80	882.3	0.70

**COMBINAZIONE DI CARICO N° 1**

**TABELLA DELLE AZIONI INTERNE**

<b>Nodo</b>	<b>Carico verticale [N]</b>	<b>Ty [N]</b>	<b>Mx [Nmm]</b>	<b>Tx [N]</b>	<b>My [Nmm]</b>	<b>Mt [Nmm]</b>
2	2765	2325	6071454	0	0	0
3	2929	2510	7124029	0	0	0
4	3094	2693	8252599	0	0	0
5	3259	2874	9456164	0	0	0
6	3423	3053	10733676	0	0	0
7	3588	3229	12084033	0	0	0
8	3753	3403	13506074	0	0	0
9	3917	3574	14998574	0	0	0
10	4082	3742	16560238	0	0	0
11	4247	3907	18189695	0	0	0
12	4411	4069	19885490	0	0	0
13	4576	4228	21646075	0	0	0
14	4741	4384	23469796	0	0	0
15	4905	4536	25354883	0	0	0
16	5070	4683	27299431	0	0	0
17	5235	4827	29301379	0	0	0
18	5399	4969	31360027	0	0	0
19	5564	5112	33475043	0	0	0
20	5729	5254	35646077	0	0	0
21	5893	5397	37872756	0	0	0
22	6058	5539	40154686	0	0	0
23	6223	5682	42491452	0	0	0
24	6387	5824	44882615	0	0	0
25	6552	5966	47327713	0	0	0
26	6717	6109	49826260	0	0	0

COMBINAZIONE DI CARICO N° 1

TABELLA DESCRITTIVA DELLE TENSIONI

Nodo	Classe	Sezione [mm <sup>2</sup> ]	W min [mm <sup>3</sup> ]	Jt [mm <sup>4</sup> ]	f <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	% Uso
2	3	4020	317585	102867167	224	0.09
3	3	4020	317585	102867167	224	0.10
4	3	4020	317585	102867167	224	0.12
5	3	4020	317585	102867167	224	0.14
6	3	4020	317585	102867167	224	0.15
7	3	4020	317585	102867167	224	0.17
8	3	4020	317585	102867167	224	0.19
9	3	4020	317585	102867167	224	0.22
10	3	4020	317585	102867167	224	0.24
11	3	4020	317585	102867167	224	0.26
12	3	4021	317585	102867167	224	0.28
13	3	4021	317585	102867167	224	0.31
14	3	4021	317585	102867167	224	0.34
15	3	4021	317585	102867167	224	0.36
16	3	4021	317585	102867167	224	0.39
17	3	4021	317585	102867167	224	0.42
18	3	4021	317585	102867167	224	0.45
19	3	4021	317585	102867167	224	0.48
20	3	4021	317585	102867167	224	0.51
21	3	4021	317585	102867167	224	0.54
22	3	4021	317585	102867167	224	0.57
23	3	4021	317585	102867167	224	0.60
24	3	4021	317585	102867167	224	0.64
25	3	4021	317585	102867167	224	0.67
26	3	4021	317585	102867167	224	0.71

**COMBINAZIONE DI CARICO N° 1**  
**FRECCE E ROTAZIONI MASSIME**

Tronco	Nodo	H [mm]	Freccia totale [mm]	Rotazione totale
1	1	10215	153	1.31°
1	2	9806	144	1.30°
1	3	9398	134	1.28°
1	4	8989	125	1.27°
1	5	8581	116	1.25°
1	6	8172	108	1.23°
1	7	7763	99	1.20°
1	8	7355	90	1.17°
1	9	6946	82	1.14°
1	10	6538	74	1.11°
1	11	6129	66	1.07°
1	12	5720	59	1.03°
1	13	5312	52	0.98°
1	14	4903	45	0.94°
1	15	4495	38	0.88°
1	16	4086	32	0.83°
1	17	3677	27	0.76°
1	18	3269	21	0.70°
1	19	2860	17	0.63°
1	20	2452	12	0.55°
1	21	2043	9	0.47°
1	22	1634	6	0.39°
1	23	1226	3	0.30°
1	24	817	1	0.21°
1	25	409	0	0.11°
1	26	-0	0	0.00°

## COMBINAZIONE DI CARICO N° 2

### VERIFICA SISMICA - ANALISI STATICA

Le strutture in lamiera presso-piegata oggetto della presente relazione di calcolo, ai fini sismici, sono assimilate a mensola o pendolo inverso.

Il comportamento strutturale a cui si fa riferimento è quello non dissipativo.

Rispetto alla zonizzazione del territorio nazionale, in mancanza di una definizione precisa della posizione della struttura, il presente calcolo adotta parametri cautelativi che coprono la stragrande parte del territorio nazionale.

Di seguito sono elencati i dati di progetto sismici con cui la presente struttura è calcolata.

Si considera:

Classe d'uso = 2 - Coefficiente d'uso  $C_U = 1.0$

Vita nominale  $V_N \geq 50$  anni - Periodo di riferimento  $V_R = V_N \times C_U = 50$  anni.

Calcolo secondo lo stato limite di collasso (SLC) con  $T_R = 975$  anni

Parametri di pericolosità sismica per  $T_R$ :  $ag = 0.510$  -  $F_0 = 2.511$  -  $T_C^* = 0.441$

$F = 1.49$  [1/s] la frequenza del primo modo nella condizione corrente.

$S = 0.90$  - Categoria topografica T1, Categoria sottosuolo D.

$\eta = 1.00$  fattore che altera lo spettro elastico.

$T_B = 0.28$  ;  $T_C = 0.83$  ;  $T_D = 3.64$

$Se(T) = 1.15$  ordinata dello spettro di risposta di progetto

La presente relazione non effettua la verifica della forzante in direzione assiale in quanto le sollecitazioni sono trascurabili.

Il vento nella condizione sismica viene considerato assente.

## COMBINAZIONE DI CARICO N° 2

### CARICHI CONCENTRATI

Sono costituiti dalle aree esposte al vento degli accessori, proiettori, antenne o carpenterie. Collocate alla quota dal suolo H e soggette alla corrispondente pressione indicata nell'ultima colonna.

Livello	H [m]	Superficie [m2]	Ecc. [mm]	Carico verticale [N]	Ecc. [mm]	Pressione [N/m2]
1.00	12.60	1.00	0.00	2000.00	0.00	0.0

### CARICHI VERTICALI DISTRIBUITI

Sono costituiti dal peso proprio approssimato della torre, della scala e dei terrazzini di riposo se presenti

Peso approssimato della torre = 3166.8 [N]

Peso degli accessori continui (scale, piani di lavoro ..) = 0.0 [N/m]

### CARICHI ORIZZONTALI DISTRIBUITI LUNGO IL FUSTO

Sono costituiti dalle aree esposte al vento dei tronchi, della scala e dei terrazzini di riposo (se presenti). Queste aree vengono suddivise in segmenti di lunghezza pari agli elementi finiti di calcolo.

Il carico orizzontale di vento viene determinato, per ogni sezione considerata, in base alla relazione:

$$Q = (\text{Pressione di riferimento}) * C_e * C_f * C_d \text{ [N/mq]}$$

La sagoma della scala viene valutata con un'area esposta pari a

$$\text{Area} = 0.000 \text{ mq/m} \text{ comprensivo di Coefficiente di forma}$$

NOTA: L'eccentricità dei carichi verticali è riferita all'asse della torre. In presenza di scala, questa produce torsione sul fusto oltre che momenti secondari.

COMBINAZIONE DI CARICO N° 2

TABELLA DESCRITTIVA DELLE SEZIONI E DELLE AZIONI ESTERNE:

Tronco	Nodo	H [mm]	Diametro esterno [mm]	l. FEM [mm]	Ce	Q [N/m2]	Coeff. di forma
1	1	10215	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	2	9806	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	3	9398	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	4	8989	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	5	8581	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	6	8172	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	7	7763	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	8	7355	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	9	6946	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	10	6538	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	11	6129	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	12	5720	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	13	5312	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	14	4903	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	15	4495	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	16	4086	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	17	3677	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	18	3269	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	19	2860	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	20	2452	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	21	2043	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	22	1634	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	23	1226	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	24	817	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	25	409	323.9	409	1.00	0.0	1.00
1	26	-0	323.9	---	1.00	0.0	1.00

**COMBINAZIONE DI CARICO N° 2**

**TABELLA DELLE AZIONI INTERNE**

<b>Nodo</b>	<b>Carico verticale [N]</b>	<b>Ty [N]</b>	<b>Mx [Nmm]</b>	<b>Tx [N]</b>	<b>My [Nmm]</b>	<b>Mt [Nmm]</b>
2	2127	2586	6576808	0	0	0
3	2253	2856	7767194	0	0	0
4	2380	3114	9064157	0	0	0
5	2507	3361	10463030	0	0	0
6	2633	3597	11959131	0	0	0
7	2760	3822	13547766	0	0	0
8	2887	4035	15224228	0	0	0
9	3013	4237	16983797	0	0	0
10	3140	4428	18821739	0	0	0
11	3267	4608	20733302	0	0	0
12	3393	4777	22713725	0	0	0
13	3520	4934	24758226	0	0	0
14	3647	5080	26862010	0	0	0
15	3773	5215	29020268	0	0	0
16	3900	5338	31228172	0	0	0
17	4027	5450	33480880	0	0	0
18	4153	5551	35773533	0	0	0
19	4280	5641	38101256	0	0	0
20	4407	5720	40459160	0	0	0
21	4533	5787	42842337	0	0	0
22	4660	5843	45245865	0	0	0
23	4787	5888	47664807	0	0	0
24	4913	5922	50094210	0	0	0
25	5040	5944	52529105	0	0	0
26	5167	5955	54964511	0	0	0

COMBINAZIONE DI CARICO N° 2

TABELLA DESCRITTIVA DELLE TENSIONI

Nodo	Classe	Sezione [mm <sup>2</sup> ]	W min [mm <sup>3</sup> ]	Jt [mm <sup>4</sup> ]	f <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	% Uso
2	3	4020	317585	102867167	224	0.09
3	3	4020	317585	102867167	224	0.11
4	3	4020	317585	102867167	224	0.13
5	3	4020	317585	102867167	224	0.15
6	3	4020	317585	102867167	224	0.17
7	3	4020	317585	102867167	224	0.19
8	3	4020	317585	102867167	224	0.22
9	3	4020	317585	102867167	224	0.24
10	3	4020	317585	102867167	224	0.27
11	3	4020	317585	102867167	224	0.30
12	3	4021	317585	102867167	224	0.32
13	3	4021	317585	102867167	224	0.35
14	3	4021	317585	102867167	224	0.38
15	3	4021	317585	102867167	224	0.41
16	3	4021	317585	102867167	224	0.44
17	3	4021	317585	102867167	224	0.48
18	3	4021	317585	102867167	224	0.51
19	3	4021	317585	102867167	224	0.54
20	3	4021	317585	102867167	224	0.57
21	3	4021	317585	102867167	224	0.61
22	3	4021	317585	102867167	224	0.64
23	3	4021	317585	102867167	224	0.68
24	3	4021	317585	102867167	224	0.71
25	3	4021	317585	102867167	224	0.74
26	3	4021	317585	102867167	224	0.78

**COMBINAZIONE DI CARICO N° 2**  
**FRECCE E ROTAZIONI MASSIME**

<b>Tronco</b>	<b>Nodo</b>	<b>H [mm]</b>	<b>Freccia totale [mm]</b>	<b>Rotazione totale</b>
1	1	10215	173	1.48°
1	2	9806	162	1.47°
1	3	9398	152	1.45°
1	4	8989	141	1.43°
1	5	8581	131	1.41°
1	6	8172	121	1.39°
1	7	7763	111	1.36°
1	8	7355	102	1.33°
1	9	6946	93	1.29°
1	10	6538	83	1.25°
1	11	6129	75	1.21°
1	12	5720	66	1.16°
1	13	5312	58	1.11°
1	14	4903	50	1.06°
1	15	4495	43	1.00°
1	16	4086	36	0.93°
1	17	3677	30	0.86°
1	18	3269	24	0.79°
1	19	2860	19	0.71°
1	20	2452	14	0.62°
1	21	2043	10	0.53°
1	22	1634	6	0.43°
1	23	1226	4	0.33°
1	24	817	2	0.23°
1	25	409	0	0.12°
1	26	-0	0	0.00°

## ANALISI SUL FENOMENO DEL DISTACCO DEI VORTICI

Lo studio del distacco dei vortici viene condotto secondo i criteri dell'eurocodice 1: UNI EN 1991-1-4:2010 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.

Nell'annesso (E) vengono precisati due metodi per individuare fenomeni pericolosi indotti dal distacco dei vortici.

In questa sezione saranno adottati entrambi i criteri con l'obiettivo di stabilire se il distacco di vortici induce nella struttura, rispetto al primo modo di vibrare, delle deflessioni significative.

Nell'eventualità che gli spostamenti indotti siano significativi si procede ad una verifica statica ed una verifica a fatica.

Si stabilisce, convenzionalmente, che il valore significativo della freccia indotta dal distacco dei vortici sia pari ad 1/50 dell'altezza della struttura. Oltre tale valore si ritiene che le tensioni indotte dagli effetti di Von Karman, combinati alla fatica possano essere pericolosi per la struttura. Si precisa inoltre che le scale o i cavi esterni alla struttura di norma rompono la simmetria radiale della stessa annullando quasi totalmente il fenomeno.

Per la torre della presente relazione la freccia minima di pericolo per distacco dei vortici vale: 204.3 mm.

Verifica con metodo 1 (paragrafo E.1.5.2)

Coefficiente di Stouhall	$St = 0.20$
Numero di Scruton	$Sc = 10.96$
Frequenza del primo modo [s]	$f = 1.49$
Diametro medio [m]	$b = 0.32$
Fattore modale	$K = 0.13$
Fattore per lunghezza di correlazione	$Kw = 0.60$
Coefficiente di forza laterale	$C = 0.70$
$y(F,max)$ secondo la (E.7) [mm]	$y = 40.34$

Verifica con metodo 2 (paragrafo E.1.5.3)

Deviazione standard della freccia	$\Sigma(y) = 0.10$
Fattore di picco	$Kp = 1.46$
$y(F,max)$ secondo la (E.13) [mm]	$y = 142.57$

Visti i valori di freccia non sono necessarie ulteriori verifiche per fenomeni conseguenti al distacco dei vortici.

**FORZE AGENTI ALLA BASE DELLA TORRE INCLUSI I COEFFICIENTI  
PARZIALI DI SICUREZZA**

<b>CONDIZIONE n. = 1</b> Carico verticale = 6.72 [kN] Taglio principale = 6.11 [kN] Momento principale = 49.83 [kNm] Taglio secondario = 0 [kN] Momento secondario = 0.00 [kNm] Torsione = 0.00 [kNm]	<b>CONDIZIONE n. = 2</b> Carico verticale = 5.17 [kN] Taglio principale = 5.96 [kN] Momento principale = 54.96 [kNm] Taglio secondario = 0 [kN] Momento secondario = 0.00 [kNm] Torsione = 0.00 [kNm]
---	---

**FORZE AGENTI SULLA FONDAZIONE SENZA COEFFICIENTI PARZIALI DI  
SICUREZZA**

**La presente tabella riporta i valori da utilizzare per il calcolo della fondazione.**

<b>CONDIZIONE n. = 1</b> Carico verticale = 5.17 [kN] Taglio principale = 4.07 [kN] Momento principale = 33.22 [kNm] Taglio secondario = 0 [kN] Momento secondario = 0.00 [kNm] Torsione = 0.00 [kNm]	<b>CONDIZIONE n. = 2</b> Carico verticale = 5.17 [kN] Taglio principale = 5.96 [kN] Momento principale = 54.96 [kNm] Taglio secondario = 0 [kN] Momento secondario = 0.00 [kNm] Torsione = 0 [kNm]
---	--

## VERIFICA DEI TIRAFONDI: TRONCO n° 1

La tensione nei tirafondi è valutata considerando tutti i carichi simultaneamente.

La verifica dei tirafondi di fondazione è eseguita in accordo alle seguenti formule:

$$\sigma = \frac{Mr \cdot 4}{Atir \cdot D \cdot Ntir} Klev + \frac{Vert}{Ntir \cdot Atir}$$

$$\tau = \frac{Mt \cdot 2}{Atir \cdot D \cdot Ntir} + \frac{Tr}{Ntir \cdot Atir}$$

$$\frac{\sigma}{1.4F_{t,Rd}} + \frac{\tau}{F_{v,Rd}} \leq 1$$

Ove

Mr : momento flettente risultante - Vert : carichi verticali

Mt : momento torcente - Tr : taglio risultante

Ntir: Numero dei tirafondi = **6** [mm] - Diametro dei tirafondi = **24.0** [mm]

D: Cerchio dei tirafondi = **410.0** [mm] - Klev = effetto leva di norma = **1**

Sezione resistente dei tirafondi = **353.0** [mm<sup>2</sup>]

Sezione resistente del cerchio dei tirafondi = **2118.0** [mm<sup>2</sup>]

Modulo di resistenza del cerchio dei tirafondi = **217095.0** [mm<sup>3</sup>]

Materiale dei tirafondi : S 355 UNI EN 10025

Tensione assiale dei tirafondi nella condizione peggiorativa= **255.6** [N/mm<sup>2</sup>]

Tensione tagliante dei tirafondi nella condizione peggiorativa= **2.9** [N/mm<sup>2</sup>]

Tensione limite assiale dei tirafondi = **352.8** [N/mm<sup>2</sup>]

Tensione limite tagliante dei tirafondi = **252.0** [N/mm<sup>2</sup>]

Rapporto di utilizzo = **0.73** <= **1.00**

La coppia di serraggio vista la presenza del controdado antisvitamento può essere limitata

a = **237.2** [N/m]

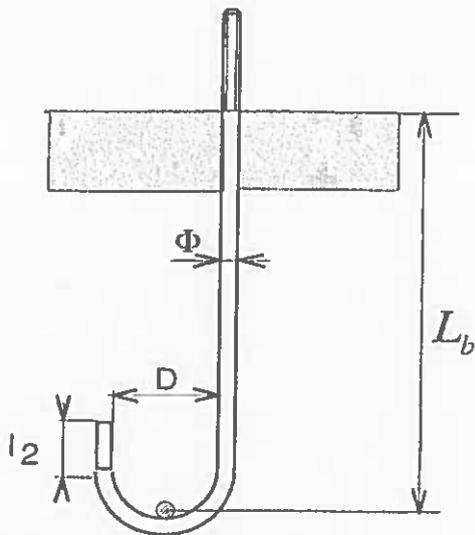
## VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI

Il programma sulla base della scelta del tirafondo e del tipo di ancoraggio procede ad una verifica dello sfilamento partendo dalle dimensioni del tirafondo standard e del tipo di calcestruzzo.

Classe minima del del calcestruzzo C25/30:  $R_{ck} = 30$  [N/mm<sup>2</sup>]

Aderenza tra calcestruzzo e barre lisce  $f_{bd} = 1.20$  [N/mm<sup>2</sup>]

Tirafondo con barra liscia piegata ad uncino



Lunghezza del tratto annegato del tirafondo = **640** [mm]

Al netto della parte filettata.

Il criterio di trasformazione del dispositivo di ancoraggio in uno sviluppo fittizio è dedotto dal documento CTIM e dalle EN 50341.

$$F'_{a,Rd} = \pi \cdot \Phi \cdot L_b \cdot f_{bd}$$

$$L_b = (l_1 + 3,2D + 3,5l_2)$$

Tiro ultimo del tirafondo  $F_{a,Rd} = 122171$  [N]

Tiro corrente nel tirafondo = **90234** [N]

Rapporto di utilizzo = **0.74** [%]

Non sussiste pertanto rischio di sfilamento del tirafondo.

## VERIFICA DELLA FLANGIA DI BASE: condizione peggiorativa

Il dispositivo di fissaggio alla fondazione è costituito da un anello circolare saldato al palo ed opportunamente forato al fine di inserirvi i tirafondi. Le tensioni nella flangia di base sono calcolate considerando un anello incastrato alla base del palo e soggetto ad un carico verticale distribuito, equivalente alle tensioni di trazione nei tirafondi.

I coefficienti utili al calcolo sono presi dalla letteratura in particolare dal testo Sostegni tubolari in acciaio, Quattordio, Pitagora Editrice (BO). Numerose prove sono state condotte al fine di comprovare la validità del metodo. La formula per la valutazione dello spessore minimo è la seguente. Per la deduzione delle tensioni effettive viene calcolata invertendo la stessa formula.

$$S_{f,\min} = K_{fla} K_{inc} \sqrt{\frac{\left(\frac{Mr}{Wp}\right) \cdot (Db - Sb) \cdot Sb}{f_{yk} / \gamma_m}}$$

$$K_{fla} = 0.45 + 0.12 \cdot \frac{D}{Db}$$

$$K_{inc} = 1.1$$

$K_{inc}$  = coefficiente che tiene conto di eventuali imprecisioni di montaggio e delle semplificazioni introdotte.

$K_{fla}$  = coefficiente che tiene conto del rapporto tra il cerchio di foratura dei tirafondi/viti ed il diametro del tronco.

$Mr$  = risultante dei momenti alla sezione di incastro.

$Wp$  = modulo di resistenza del tronco alla sezione di incastro.

$Dp$  = diametro palo alla sezione di incastro. -  $Sp$  = spessore palo alla sezione di incastro.

$f_{yk}$  = tensione di snervamento dell'acciaio della flangia.

$\gamma_m$  = coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.05

Spessore minimo della piastra di base = **18.8** [mm]

Spessore adottato per la piastra di base = **30.0** [mm]

Diametro esterno della flangia = **480.0** [mm]

Percentuale di utilizzo della flangia nella condizione più sfavorevole = **0.39**  $\leq$  1.00

Tensione limite nella flangia = **276.0** [N/mm<sup>2</sup>]