

## S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.  
Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

### PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Muller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p><b>GPI INGEGNERIA</b> GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p><b>cooprogetti</b> <b>cocoprogetti</b></p> <p><b>engeko</b></p> <p><b>AIM</b> Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

### PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA

Segnaletica e Barriere di Sicurezza

Segnaletica verticale – Pannello a messaggio variabile prog. 4+750

Relazione di calcolo delle fondazioni

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00PS01TRARE01_A		
<b>DPAN247</b>	<b>D</b>	<b>22</b>	CODICE ELAB. <b>T00PS01TRARE01</b>	<b>A</b>	-
D					
C					
B					
A	Emi. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb.'22	Belà	Signorelli	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1. <u>PREMESSA</u></b> .....	<b>2</b>
<b>2. <u>DESCRIZIONE DELLE OPERE</u></b> .....	<b>2</b>
<b>3. <u>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</u></b> .....	<b>2</b>
3.1.   NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE .....	2
<b>4. <u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u></b> .....	<b>3</b>
<b>5. <u>ANALISI DEI CARICHI</u></b> .....	<b>4</b>
5.1.   PRESSIONE DEL VENTO .....	4
5.1.   PESI PERMANENTI.....	4
5.2.   AZIONE SISMICA.....	4
<b>6. <u>PARAMETRI GEOTECNICI CONSIDERATI</u></b> .....	<b>5</b>
<b>7. <u>VERIFICHE</u></b> .....	<b>6</b>
7.1.   AZIONI DI CALCOLO .....	7
7.2.   VERIFICHE GEOTECNICHE .....	9
7.2.1. <i>Carico limite verticale</i> .....	9
7.2.1. <i>Carico limite orizzontale</i> .....	13
7.1.   VERIFICHE STRUTTURALI .....	15
7.1.1. <i>Palo di fondazione</i> .....	15
7.1.1. <i>Plinto di fondazione</i> .....	20

## **1. PREMESSA**

La presente relazione di calcolo ha per oggetto la verifica ed il dimensionamento dei plinti di fondazione a sostegno delle cartellonistiche stradali, nell'ambito del progetto definitivo dell'intervento di adeguamento a 2 corsie del tratto della "S.G.C. E78 Grosseto – Fano, adeguamento a 2 corsie del tratto della variante di Urbania"

## **2. DESCRIZIONE DELLE OPERE**

Lungo il tratto stradale oggetto della presente relazione, è presente la segnaletica verticale di seguito riportata:

- Pannelli a messaggio variabile di dimensione massima del pannello 4,60 m x 1,60 m ed altezza sottotrave dal piano strada superiore a 5,50 m.

Per tale segnaletica si prevede la realizzazione della seguente tipologia di opera di fondazione:

- Plinto di fondazione di dimensioni 2,5m x 3,5m x 1,2m fondato su 8 micropali di diametro 30 cm e lunghezza 10m.

## **3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

### **3.1. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE**

[1] D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni

[2] Circolare 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM17/01/2018;

PROGETTAZIONE ATI:

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

##### **Calcestruzzo C25/30**

- Diametro massimo dell'aggregato: 20mm.

I coefficienti di sicurezza per la determinazione delle resistenze di calcolo del calcestruzzo sono indicati nel § 4.1.2.1.1 del D.M. 17.01.2018 e sono i seguenti:

- Coefficiente parziale di sicurezza del materiale:  $\gamma_c = 1.5$ .
- Coefficiente riduttivo per i carichi a lunga durata:  $\alpha_{cc} = 0.85$ .

##### **Barre di armatura**

Acciaio B450 C per tutti gli elementi in c.a. saldabile qualificato secondo le procedure di cui al § 11.3.1.2 del D.M. del 17.01.2018 e controllato con le modalità riportate al § 11.3.2.11 del D.M. del 17.01.2018.

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{y,nom} = 450\text{MPa}$ .
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{t,nom} = 540\text{MPa}$ .
- Coefficiente di sicurezza del materiale:  $\gamma_s = 1.15$ .

##### **Carpenteria metallica**

Acciaio per carpenteria metallica S355 certificato e conforme alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025, UNI EN 10210 e UNI EN 10219-1.

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 355\text{MPa}$ .
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 510\text{MPa}$ .

##### **Bulloni, ancoranti e saldature.**

Bulloni in acciaio ad alta resistenza classe 8.8. tensione caratteristica di snervamento  $f_{yb} = 640\text{MPa}$  e tensione caratteristica di rottura  $f_{ub} = 800\text{MPa}$ .

Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto e i controlli idonei e necessari per la realizzazione di unioni saldate a piena penetrazione, a parziale penetrazione ed unioni realizzate con cordoni d'angolo si fa riferimento al § 11.3.4.5 del D.M. del 17.01.2018.

- Coefficiente parziale di sicurezza per i bulloni:  $\gamma_{Mb} = 1.25$ .
- Coefficiente parziale di sicurezza per le saldature:  $\gamma_{Mw} = 1.25$ .

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### 5.1. PRESSIONE DEL VENTO

Conservativamente si assume una pressione dovuta al vento pari a  $2,5 \text{ kN/m}^2$ . La superficie del pannello esposta al vento è pari  $23,8 \text{ m}^2$ ; ne consegue che la risultante dell'azione da vento considerata allo SLU è pari a  $59,5 \text{ kN}$  che, moltiplicati per il coefficiente parziale 1.5, danno luogo ad una forza complessiva, applicata in corrispondenza del baricentro del tabellone è pari a  $89,25 \text{ kN}$ .

### 5.1. PESI PERMANENTI

Il peso specifico del conglomerato cementizio che costituisce la fondazione è di  $25 \text{ kN/m}^3$ . Il peso proprio della struttura in elevazione è pari a  $65 \text{ kN}$ .

### 5.2. AZIONE SISMICA

Il peso del tabellone, come riportato al paragrafo precedente, è pari a  $65 \text{ kN}$ ; ne consegue che per avere sollecitazioni in condizioni sismiche superiori a quelle del vento, si dovrebbe avere un'accelerazione spettrale almeno pari a  $1,37g$ . Il tabellone, nella configurazione di plinto a terra, ha un periodo di oscillazione pari a  $0,55 \text{ s}$ . Lo spettro di risposta SLV, calcolato per Classe IV e suolo B (parametri sismici di riferimento del lotto analizzato), ha il plateau a  $0,663g$ . Quindi, anche se il periodo ricadesse sul plateau, la massima forza sismica sarebbe pari a  $43 \text{ kN}$ .

Ne consegue che l'azione del vento, più che doppia rispetto a quella sismica, risulta quella dimensionante e che l'azione sismica può non essere considerata ai fini delle successive verifiche.

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI CONSIDERATI

Il calcolo geotecnico è necessario per la valutazione della portanza dei micropali. A tal fine si considerano i parametri caratteristici del terreno relativi al corpo di frana presente in corrispondenza della progressiva 4+750.00, ove verrà posizionata l'opera di fondazione. I parametri caratteristici, riportati nella relazione geotecnica T00GE00GETRE01, sono riportati nel seguito:

- Angolo di attrito  $\varphi = 24^\circ$
- Coesione efficace  $c' = 10 \text{ kPa}$
- Coesione non drenata  $c_u = 80 \text{ kPa}$
- Peso specifico  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Per il calcolo della portanza dei micropali, iniettati a gravità, si fa riferimento al metodo di Bustamante e Doix (1985). In tale ambito si assume:

- Formazione della guaina del micropalo a gravità.
- Si considera un valore di resistenza tangenziale pari a  $s = 100 \text{ kPa}$ , ottenuto da correlazioni riportate in letteratura tecnica, per limi e argille, sotto forma di abachi ai quali è possibile accedere grazie al numero di colpi di prove SPT. La resistenza tangenziale  $s$  all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipende sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di realizzazione dei micropali.
- La portata alla punta del palo viene cautelativamente trascurata.
- Il coefficiente di sbulbatura "alfa", di cui al metodo proposto dai citati Autori, usualmente maggiore di 1 anche per guaine formate a gravità, si assume pari a 1,1.

## 7. VERIFICHE

In questo capitolo si riportano le verifiche per la tipologia costruttiva descritta precedentemente. Per la verifica dell'opera si considera agente l'azione del vento ortogonale al pannello e quella del peso proprio. Per le dimensioni del plinto fare riferimento ai soli elaborati grafici.

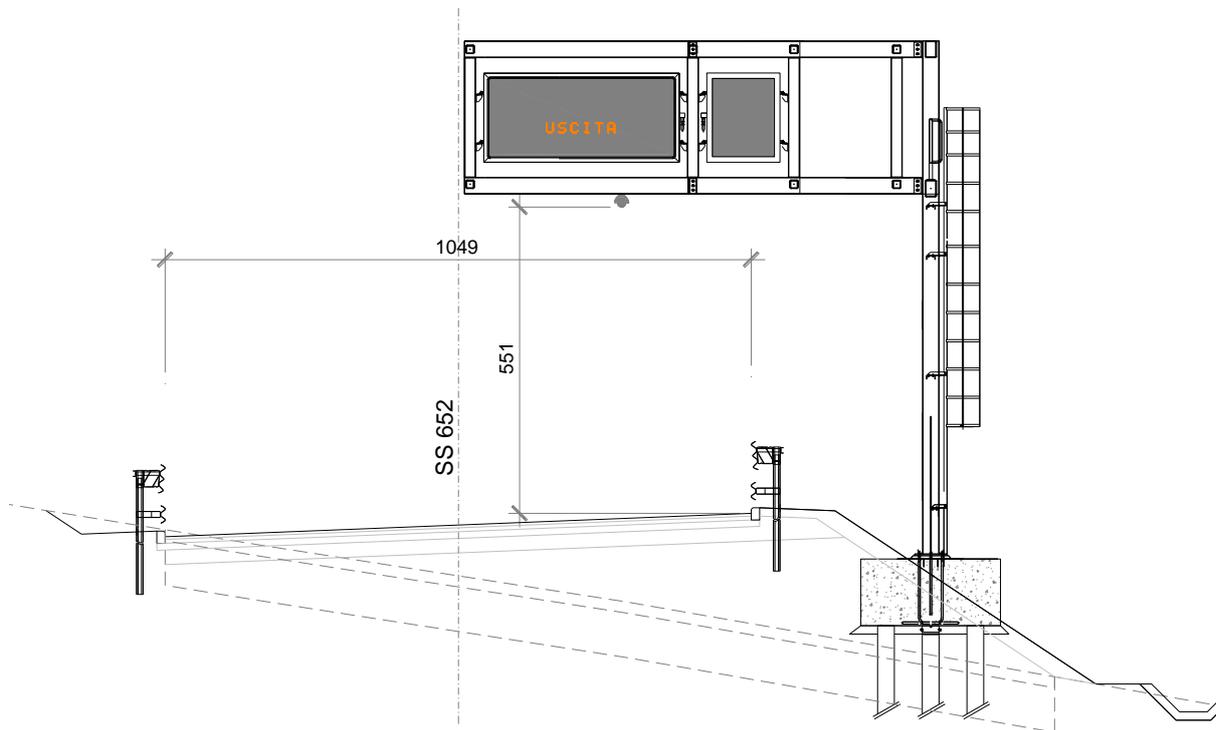


Figure 7-1 – Pannello a messaggio variabile posto alla progressiva 4+750,00

PROGETTAZIONE ATI:

## 7.1. AZIONI DI CALCOLO

pressione del vento=	<b>2,5</b> KN/m <sup>2</sup>
peso della parte a bandiera=	<b>65</b> KN
superficie pannello esposta a vento=	<b>23,8</b> m <sup>2</sup>
dist. orizz. baric. pannell. da centro plinto	<b>6,25</b> m
altezza baricentro pannello sul plinto=	<b>8,00</b> m
altezza plinto=	<b>1,20</b> m
bl plinto=	<b>3,50</b> m
bt plinto=	<b>2,50</b> m

### Azioni del vento alla base del plinto

distanza forza base plinto=	8,00 m
VI=	59,5 KN
Vt=	0 KN
MI=	476 KN*m
Mt=	0 KN*m
N=	0 KN
T=	371,875 KN*m

	A1	A2
	<b>1,5</b>	<b>1,3</b>
N=	0,0	0,0 KN
VI=	89,3	89,3 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	714,0	618,8 KN*m
Mt=	0,0	0,0 KN*m
T=	557,8	483,4 KN

### Azioni del pannello alla base del plinto

VI=	0 KN
Vt=	0 KN
MI=	0 KN*m
Mt=	406,3 KN*m
N=	65 KN
T=	0 KN*m

	A1	A2
	<b>1,3</b>	<b>1</b>
N=	84,5	65,0 KN
VI=	0,0	0,0 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	0,0	0,0 KN*m
Mt=	528,1	406,3 KN*m
T=	0,0	0,0 KN

PROGETTAZIONE ATI:

**Azioni del plinto alla base del plinto**

VI= 0 KN  
Vt= 0 KN  
MI= 0 KN\*m  
Mt= 0 KN\*m  
N= 262,5 KN  
T= 0 KN\*m

	A1	A2
	<b>1,3</b>	<b>1</b>
N=	341,3	262,5 KN
VI=	0,0	0,0 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	0,0	0,0 KN*m
Mt=	0,0	0,0 KN*m
T=	0,0	0,0 KN

**Riepilogo azioni alla base del plinto**

	A1	A2
N=	425,8	327,5 KN
VI=	89,3	89,3 KN
Vt=	0,0	0,0 KN
MI=	714,0	618,8 KN*m
Mt=	528,1	406,3 KN*m
T=	557,8	483,4 KN

**Azioni di progetto sul singolo palo**

	A1	A2
Nmax	<b>254,8</b>	<b>204,9</b> KN
Nmin=	<b>-148,3</b>	<b>-123,0</b> KN
V=	<b>70,6</b>	<b>62,6</b> KN

## 7.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

### 7.2.1. CARICO LIMITE VERTICALE

#### 7.2.1.1. Palo compresso

Si riporta in seguito la verifica a carico limite verticale per il micropalo compresso più sollecitato. La verifica è stata svolta secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

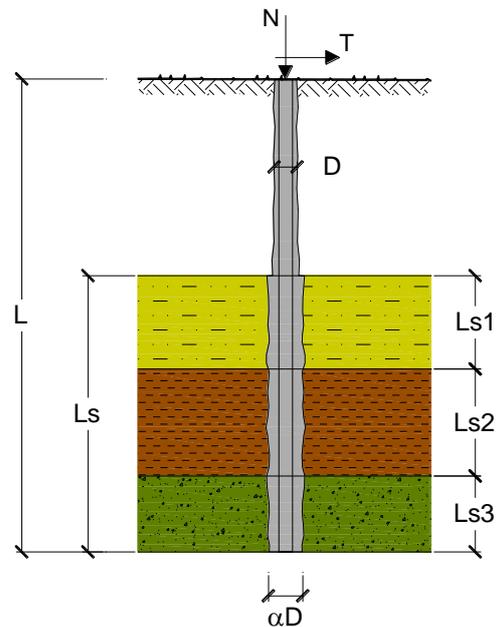
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:** PALO COMPRESSO

**DATI DI INPUT:**

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	254,80	0,00	254,80
<b>T (kN)</b>		0,00	0,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_s$ traz
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			1,00	1,00	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**Caratteristiche del micropalo:**

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10,00 (m)

PROGETTAZIONE ATI:

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

**Capacità portante di fusto**

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l s_i$$

<i>Tipo di Terreno</i>	<i>Spessore <math>l s_i</math> (m)</i>	<i><math>\alpha</math> (-)</i>	<i><math>Ds_i = \alpha * D</math> (m)</i>	<i><math>s_i</math> media (MPa)</i>	<i><math>s_i</math> minima (MPa)</i>	<i><math>s_i</math> calcolo (MPa)</i>	<i><math>Qs_i</math> (kN)</i>
CdF	10,00	1,10	0,33	0,100	0,100	0,051	530,29

$Ls = 10,00 \text{ (m)}$        $QI = 530,29 \text{ (kN)}$

**Capacità portante di punta**

$Qp = \%Punta * QI$

(consigliato 10-15%)

$\% Punta$

0%

$Qp = 0,00 \text{ (kN)}$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$Qlim = Qb + QI$

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$Fs = Qlim / N \text{ (Fs > 1)}$

$Qlim = 530,29 \text{ (kN)}$

$Fs = 2,08$

La verifica risulta soddisfatta.

**7.2.1.2. Palo teso**

Si riporta in seguito la verifica a carico limite verticale per il micropalo teso più sollecitato. La verifica è stata svolta secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

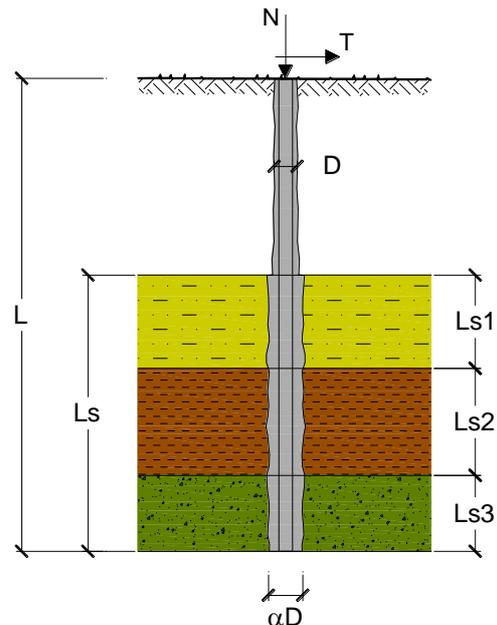
**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**

**OPERA:** PALO TESO

**DATI DI INPUT:**

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	-148,30	0,00	-148,30
<b>T (kN)</b>		0,00	0,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			1,00	1,00	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**Caratteristiche del micropalo:**

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0,3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **10,00 (m)**

PROGETTAZIONE ATI:



**7.2.1. CARICO LIMITE ORIZZONTALE**

Si riporta in seguito la verifica a carico limite orizzontale per il micropalo più sollecitato. La verifica è stata svolta secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

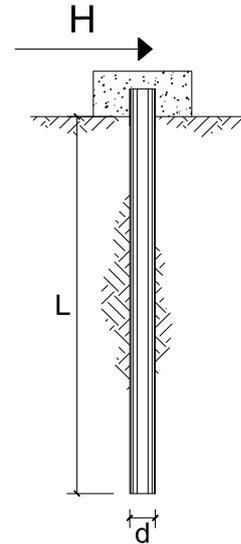
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_\psi$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,00	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_s$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
$\xi_t$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

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

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:**

Lunghezza del palo	L =	10,00	(m)		
Diametro del palo	d =	0,30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	151,33	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med}$ =	24,00	(°)	$\varphi'_{min}$ =	24,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	24,00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	24,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$ )	$k_{p,med}$ =	2,37	(-)	$k_{p,min}$ =	2,37 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma$ =	18,00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	70,6	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

PROGETTAZIONE ATI:

Palo corto:

$$H1_{med} = 1920,66 \quad (\text{kN})$$

$$H1_{min} = 1920,66 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 655,35 \quad (\text{kN})$$

$$H2_{min} = 655,35 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 158,24 \quad (\text{kN})$$

$$H3_{min} = 158,24 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 158,24 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 158,24 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 93,08 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 71,60 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 70,60 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1,01$$

La verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

## 7.1. VERIFICHE STRUTTURALI

### 7.1.1. PALO DI FONDAZIONE

Per il calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo, si considera un valore del coefficiente di reazione orizzontale del terreno  $K_h$  costante con la profondità e pari a  $10000 \text{ kN/m}^3$ . La configurazione scelta è quella di palo impedito di ruotare in testa.

scala grafico

strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$n_h$ ( $\text{kN/m}^2$ )
p.c.=strato 1		0.00	10000	
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 0,3 (m)

J palo 0,00040 (m<sup>4</sup>)

Lunghezza del palo 10 (m)

Forza orizzontale in testa 70,6 (kN)

Momento in testa 0 (kNm)

E cls 31476 (Mpa)

dimensione elementi 0,2 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo impedito di traslare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

L'andamento delle sollecitazioni lungo il fusto del palo è rappresentato nelle figure sottostanti.

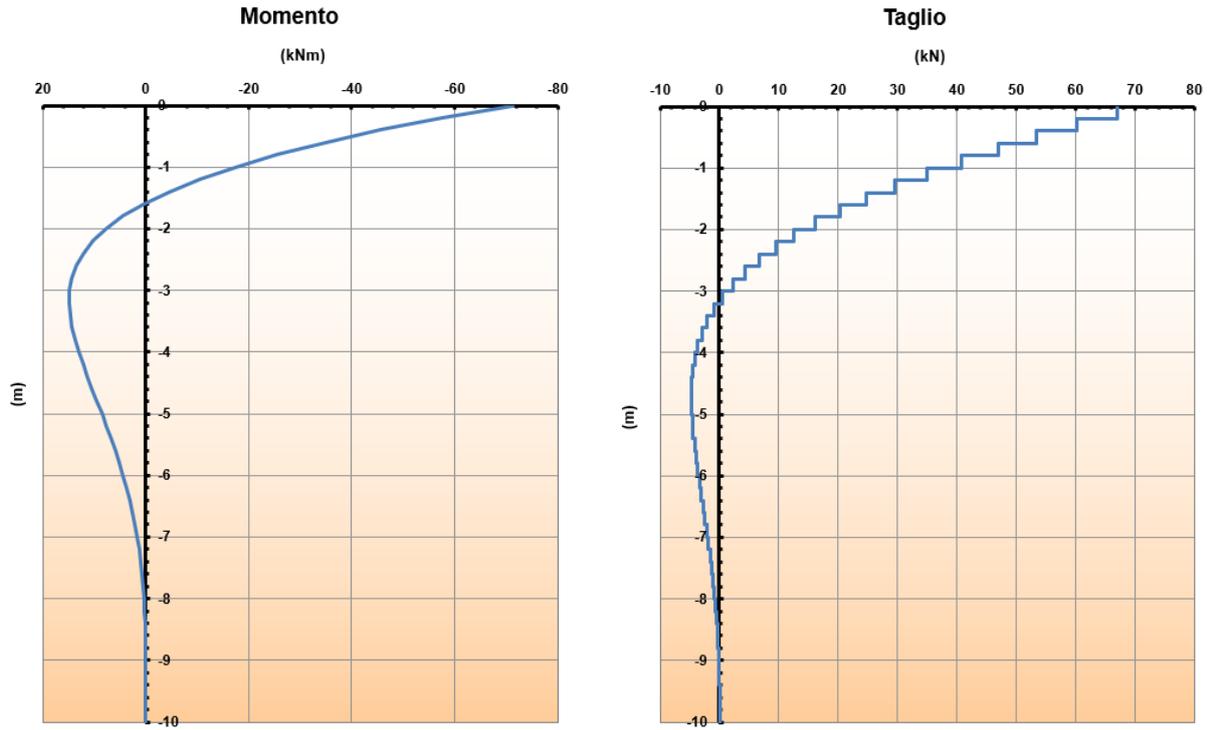


Figure 7-2 – Momento e Taglio lungo il fusto del palo

Si riportano a seguire le verifiche strutturali del micropalo di fondazione più sollecitato. Nello svolgimento delle verifiche si è trascurato il contributo del calcestruzzo e si è considerato il solo contributo del tubolare in acciaio, avente diametro  $d=219.1\text{mm}$  e spessore  $t=10\text{mm}$ .

*Verifiche SLU*

<b>Caratteristiche meccaniche e coefficienti di sicurezza parziali</b>			
<b>tipo di acciaio</b>		<b>S355</b>	
$\gamma_{M0}$ =	1,05		Coeff. Parziale per la resistenza
$\gamma_{M1}$ =	1,05		Coeff. Parziale per l'instabilità
$\gamma_{M2}$ =	1,25		Coeff. Parziale per sezioni indebolite dai fori
$f_{yk}$ =	355,0	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento
$f_{tk}$ =	510,0	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di rottura
$E$ =	200000	N/mm <sup>2</sup>	Modulo di elasticità dell'acciaio

<b>Caratteristiche geometriche</b>			
$d$ =	<b>219,1</b>	<b>mm</b>	Diametro del tubolare
$t$ =	<b>10,0</b>	<b>mm</b>	Spessore del tubolare
$L$ =	<b>10,0</b>	<b>m</b>	Lunghezza del profilo (per instabilità aste compresse)
$A$ =	65,7	cm <sup>2</sup>	Area totale del profilo
$W_{el,min}$ =	328,3	cm <sup>3</sup>	Modulo di res. elastico minimo, per sezioni di classe 3
$W_{pl}$ =	437,6	cm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza plastico, per sezioni di classe 1 e 2
$I_G$ =	38541309	mm <sup>4</sup>	Inerzia baricentrica del profilo
$i_g$ =	76,62	mm	Raggio d'inerzia minimo
$P$ =	0,51	KN/m	Peso del profilo a metro lineare
$d/t$ =	21,91		Rapporto Diametro/Spessore
$\epsilon$ =	0,81		Parametro per la classificazione della sezione
<b>Classe sezione</b>	<b>1</b>		Par. 4.2.3.1 D.M. 10-01-2008
Tipo sezione	compatta		Definizione della sezione, par. 4.2.3.1 D.M. 10-01-2008

<b>Sollecitazioni agenti</b>			
$N_{Edt}$ =	<b>0,0</b>	<b>KN</b>	Sforzo di trazione
$N_{Edc}$ =	<b>255,0</b>	<b>KN</b>	Sforzo di compressione
$M_{Edy}$ =	<b>71,2</b>	<b>KNm</b>	Momento flettente attorno all'asse y
$M_{Edz}$ =	<b>0,0</b>	<b>KNm</b>	Momento flettente attorno all'asse z
$V_{Edz}$ =	<b>71,0</b>	<b>KN</b>	Taglio lungo l'asse z
$V_{Edy}$ =	<b>0,0</b>	<b>KN</b>	Taglio lungo l'asse y
$T_{Ed}$ =	<b>0,0</b>	<b>KNm</b>	Torsione

<b>Verifica a compressione</b>				
$N_{Ed}$ =	255	KN	Sforzo di compressione agente	
$N_{c,Rd}$ =	2219,85	KN	Resistenza della sezione	sezioni di tipo 1, 2 e 3
$N_{c,Rd}$ =	1722,10	KN	Resistenza della sezione	sezioni di tipo 4
<b><u>Esito della verifica</u></b>		<b><u>soddisfatta</u></b>		
Rapporto Resistenza/Azione agente		<b>6,75</b>		

<u>Verifica a flessione monoassiale retta</u>			
$M_{Edy} =$	71,2	KNm	Momento flettente agente
Nella verifica vanno considerando gli effetti del taglio se $V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$			
<b><u>Nel caso in esame :</u></b>	$V_{Ed} = 71,0$	KN	taglio agente
	$0,5V_{c,Rd} = 408,0$	KN	
Occorre considerare gli effetti del taglio?		<b><u>NO</u></b>	
<b><u>Esito della verifica a flessione</u></b>			<b><u>soddisfatta</u></b>
<u>Verifica a flessione considerando gli effetti taglianti</u>			
	$\rho = 0,43$		fattore di riduzione della tensione di snervamento
	$f_{yk, ridotta} = 204,1$		N/mm <sup>2</sup>
<b><u>Esito della verifica a flessione</u></b>			<b><u>non necessaria</u></b>
Classe della sezione	<b>1</b>		
Momento resistente	$M_{Rd} =$	147,9	KNm
Rapporto Resistenza/Azione agente			<b>2,08</b>

<u>Verifica a taglio</u>			
Occorre considerare gli effetti della torsione?		<b><u>NO</u></b>	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,$
<u>Verifica in assenza di torsione</u>			
$f_{yk} =$	355,0	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento
$V_{M0} =$	1,05		
$A_v =$	41,8	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
$V_{Ed} =$	71,0	KN	Taglio agente
$V_{c,Rd} =$	815,9	KN	Taglio resistente, non consid. gli effetti dovuti alla torsione
<b><u>Esito della verifica</u></b>			<b><u>soddisfatta</u></b>
Rapporto Resistenza/Azione agente			<b>11,49</b>

**Presso o tenso flessione retta**

$N_{Ed} =$	255,0	KN	Sforzo normale agente
$M_{Edy} =$	71,2	KNm	Momento flettente agente
tensione per $N_{Ed}$	38,8	$N/mm^2$	
tensione per $M_{Edy}$	162,8	$N/mm^2$	
tensione per $N_{Ed} + M_{Edy}$	201,6	$N/mm^2$	

Nella verifica va ridotta la tensione di snervamento per effetto del taglio agente, se  $V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$

Occorre considerare anche gli effetti del taglio? **NO**

**Esito della verifica** **soddisfatta**

Rapporto Resistenza/Azione agente **1,68**

### 7.1.1. PLINTO DI FONDAZIONE

Per la verifica strutturale del plinto di fondazione si considera il palo più sollecitato secondo la combinazione A1 maggiormente impegnativa tra quelle sopra esposte, per la quale si evince in testa al palo uno sforzo normale pari a:

- $N_{ed}=255\text{KN}$

Dai risultati delle analisi strutturali si hanno per il plinto le seguenti sollecitazioni:

- $V_{ed}= 255 \text{ KN}$
- $M_{ed}=V_{ed}*(1.6\text{m}/2) = 204 \text{ KN*m}$

#### Verifica a flessione

Per la verifica a flessione si considera una diffusione delle tensioni a  $30^\circ$  dai bordi del palo più sollecitato alla sezione di incastro della mensola ove si considera applicato il momento. La base risultante è pari a  $b=114 \text{ cm}$ . Di seguito si riporta la verifica a flessione.

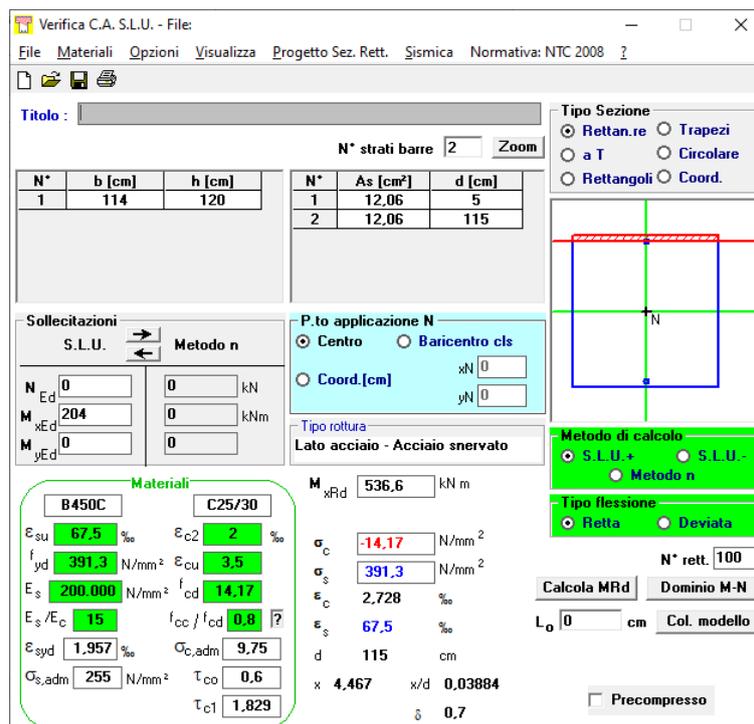


Figure 7-3 – Verifica a flessione del plinto di fondazione

La verifica risulta soddisfatta.

*Verifica a taglio*

Si riporta nel seguito la verifica a taglio per sezioni senza armatura trasversale.

<b>Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio</b>				
<b>Taglio agente</b>		$V_{Ed} =$	<b>255</b>	<b>kN</b>
Larghezza minima della sezione	$b_w$	<b>1140</b>	<b>mm</b>	
Altezza della sezione	$h$	<b>1200</b>	<b>mm</b>	
Copri ferro della sezione	$\delta$	<b>50</b>	<b>mm</b>	
Altezza utile della sezione	$d$	<b>1150</b>	<b>mm</b>	
n° ferri zona compressa		<b>6</b>		
diametro ferri zona compressa		<b>16</b>	<b>mm</b>	
n° ferri zona tesa		<b>6</b>		
diametro ferri zona tesa		<b>16</b>	<b>mm</b>	
Armatura totale longitudinale	$A_l$	<b>2411,52</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	
	$k$	<b>1,417</b>		
Rapporto geom. di armatura longitudinale	$\rho_l$	<b>0,002</b>		<b>&lt; 0,02</b>
Sforzo normale agente	$N_{Ed}$	<b>0</b>	<b>kN</b>	
Tensione di compressione agente	$\sigma_{cp}$	<b>0</b>	<b>Mpa</b>	<b>&lt; 0,2 x <math>f_{cd} = 2,822</math> Mpa</b>
Resistenza unitaria a taglio	$v_{min}$	<b>0,295</b>		
<b>Taglio resistente</b>	$V_{Rd}$	<b>386,2</b>	<b>kN</b>	
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$				
<b>Esito della verifica</b> Soddisfatta, non occorre armatura specifica a taglio				

La verifica risulta soddisfatta.