

PROGETTO DEFINITIVO

CUP: H91J12000770005

CIG: 9524700F13

TRANVIA DI FIRENZE

LINEA 4.2

LE PIAGGE - CAMPI BISENZIO



IMPIANTI ELETTROFERROVIARI DI LINEA IMPIANTI SEMAFORICI ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

STAZIONE APPALTANTE – COMUNE DI FIRENZE		
DIRETTORE DEL SETTORE Ing. Michele Priore	RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Filippo Martinelli	DEC Ing. Andrea Adinolfi

APPALTATORE	GRUPPO DI PROGETTAZIONE	
MANDATARIA 	MANDATARIA 	
MANDANTI   	MANDANTI       	
	Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche  Ing. Filippo Busola	Progettista Ing. G. Parietti

Commessa				Fase	Origine	Ambito		Disciplina		Attività		Parte d'opera			Tipologia		Progressivo		Rev.	Scala
F	L	4	2	I	E	I	E	S	E	0	0	S	0	0	R	T	0	2	B	-
REVISIONE		DATA		DESCRIZIONE						SOCIETÀ		REDATTO		VISTO		APPROVATO				
REV A		03/2024		PRIMA EMISSIONE						ETS		M. Mazzucchetti		M. Giupponi		G. Parietti				
REV B		12/2024		EMISSIONE PER CDS						ETS		M. Mazzucchetti		M. Giupponi		G. Parietti				

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI
ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Dicembre 2024

INDICE

1	PREMESSA.....	1
2	DESCRIZIONE.....	2
3	NORMATIVA.....	3
4	PARAMETRI GEOTECNICI.....	4
5	MATERIALI.....	5
5.1	CALCESTRUZZO PER PLINTI PREFABBRICATI C45/55 – CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2.....	5
5.2	ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA B450C PER C.A. IN OPERA.....	5
6	ANALISI DEI CARICHI PALO SEMAFORICO CON SBRACCIO.....	7
6.1	CARICO DEL VENTO.....	7
6.2	CARICO DEL VENTO SU PANNELLO SEMAFORICO.....	10
7	ANALISI DEI CARICHI PALO SEMAFORICO SENZA SBRACCIO.....	11
7.1	CARICO DEL VENTO.....	11
7.2	CARICO DEL VENTO SU PANNELLO SEMAFORICO.....	14
8	ANALISI SISMICA.....	15
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
9.1	COMBINAZIONI DI CARICO PALO IN ELEVAZIONE.....	17
9.1.1	Stato limite ultimo.....	17
9.1.2	Stato limite di esercizio.....	17
9.2	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE.....	18
9.3	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	18
10	METODO DI CALCOLO.....	20
11	CODICE DI CALCOLO.....	21
12	CARICHI APPLICATI AL MODELLO DI CALCOLO – PALO CON SBRACCIO.....	22
13	CARICHI APPLICATI AL MODELLO DI CALCOLO – PALO SENZA SBRACCIO.....	23
14	AZIONI SOLLECITANTI AGLI STATI LIMITE ULTIMI – PALO CON SBRACCIO.....	24
14.1	REAZIONI VINCOLARI AL PIEDE AGLI STATI LIMITE.....	25
15	AZIONI SOLLECITANTI AGLI STATI LIMITE ULTIMI – PALO SENZA SBRACCIO.....	26
15.1	REAZIONI VINCOLARI AL PIEDE AGLI STATI LIMITE.....	27
16	VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE – PALO CON SBRACCIO.....	28
16.1	VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE.....	28
16.2	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO.....	30
16.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	31
16.4	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	33
17	VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE – PALO SENZA SBRACCIO.....	35
17.1	VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE.....	35
17.2	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO.....	37
17.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	38
17.4	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	40
18	CONCLUSIONI.....	42

1 PREMESSA

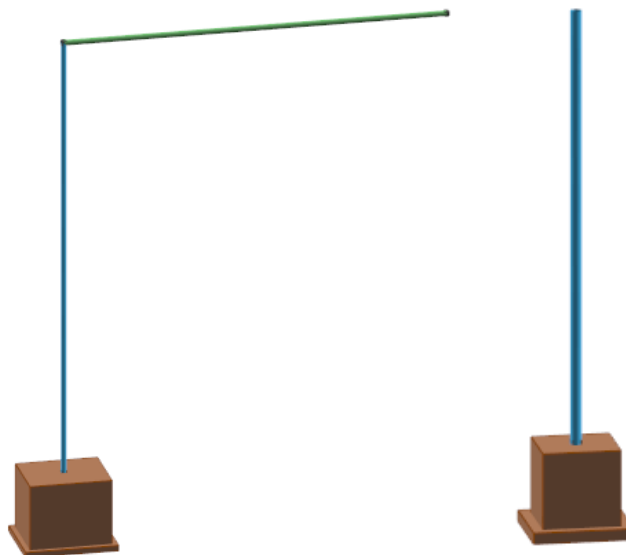
La presente relazione riguarda il calcolo e le verifiche strutturali e geotecniche dei plinti di fondazione degli impianti semaforici inerenti all'intervento di estensione del sistema tramviario fiorentino nel comune di Campi Bisenzio, in particolare della seconda tratta della linea tramviaria 4 (linea 4.2).

2 DESCRIZIONE

Nel caso di impianto semaforico con sbraccio, l'altezza totale del palo è di 8,20 m con diametro di 0,102 m e spessore 4 mm.

Nel caso di impianto semaforico senza sbraccio, l'altezza totale del palo è di 4,00 m con diametro di 0,102 m e spessore 3 mm.

Il palo si attesta su un plinto prefabbricato isolato di dimensioni in pianta di 1,20 m x 1,50 m x H=1,20 m per il primo caso e di 0.90 m x 0.90 m x H=0.80 m per il secondo.



Modelli di calcolo

3 NORMATIVA

Il calcolo e le verifiche strutturali della fondazione sono condotti secondo le seguenti normative vigenti:

- **Decreto Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018.**

Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

- **CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.**

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

- **Istruzioni CNR – DT 207/2008**

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

4 PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito si fornisce una descrizione sintetica della caratterizzazione geotecnica adottata per l'area in esame.

$$\phi = 28^\circ$$

$$\gamma = 1900 \text{ daN/m}^3$$

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO PER PLINTI PREFABBRICATI C45/55 – CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Classi di esposizione ambientale e requisiti di durabilità (si considerano le prescrizioni più restrittive)

Classe di esposizione ambientale		XC2	
Rapporto massimo acqua/cemento	$a/c_{max} =$	0.60 -	UNI 11104
	$a/c_{max} =$	0.60 -	UNI EN 206-1
Contenuto minimo di cemento	$c_{min} =$	300 kg/mc	UNI 11104
	$c_{min} =$	280 kg/mc	UNI EN 206-1
Classe di resistenza minima del calcestruzzo	$Cx/y_{min} =$	C25/30 -	UNI 11104
	$Cx/y_{min} =$	C25/30 -	UNI EN 206-1

CALCESTRUZZO

DM 17.01.2018

	Classe	C45/55	
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5 -	§ 4.3.3
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	55.00 MPa	§ 11.2.10.1 (11.2.1)
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	45.65 MPa	§ 11.2.10.1
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	53.65 MPa	§ 11.2.10.1 (11.2.2)
Resistenza a trazione semplice media	$f_{ctm} =$	3.83 MPa	§ 11.2.10.2 (11.2.3)
Resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk} =$	2.68 MPa	§ 11.2.10.2
Resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctm} =$	4.60 MPa	§ 11.2.10.2 (11.2.4)
Resistenza a trazione per flessione caratteristica	$f_{ctk} =$	3.22 MPa	§ 11.2.10.2
Modulo di elasticità	$E_{cm} =$	36416 MPa	§ 11.2.10.3 (11.2.5)
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu_{NF} =$	0.2 -	§ 11.2.10.4
Coefficiente di Poisson (cls fessurato)	$\nu_F =$	0.0 -	§ 11.2.10.4
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.00E-05 1/°C	§ 11.2.10.5
Densità volumica	$\rho =$	2500 kg/mc	§ 3.1.2
Resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{cd} =$	25.87 MPa	§ 4.1.2.1.1.1
Resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{ctd} =$	1.79 MPa	§ 4.1.2.1.1.2
Tensione limite allo SLE nella combinazione rara	$\sigma_{c,rara} =$	27.39 MPa	§ 4.1.2.2.5.1
Tensione limite allo SLE nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,perm} =$	20.54 MPa	§ 4.1.2.2.5.1

Diametro massimo dell'aggregato

Copriferro nominale minimo

Interferro minimo

Sezione minima elemento strutturale

Diametro massimo dell'aggregato

$D_{max} =$ 25 mm

40	mm	$D_{max} \leq 1.3 \cdot C_{nom}$
30	mm	$D_{max} \leq i - 5 \text{ mm}$
100	mm	$D_{max} \leq 1/4 \cdot S_{min}$

5.2 ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA B450C PER C.A. IN OPERA

ACCIAIO da armatura

DM 17.01.2018

	Classe	B450C	
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15 -	§ 4.1.2.1.1.3
Resistenza caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450 MPa	§ 11.3.2.1
Resistenza caratteristica a carico massimo	$f_{tk} =$	540 MPa	§ 11.3.2.1

TRANVIA DI FIRENZE – LINEA 4.2 – LE PIAGGE-CAMPI BISENZIO
PROGETTO DEFINITIVO

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Rapporto di incrudimento caratteristico	$(f_t/f_y)_k =$	$\geq 1.15; < 1.35$	-	§ 11.3.2.1
Sovraresistenza	$(f_y/f_{ynom})_k =$	≤ 1.25	-	§ 11.3.2.1
Allungamento	$(A_{gt})_k =$	$\geq 7.5\%$	-	§ 11.3.2.1
Modulo di elasticità	$E_s =$	210000	MPa	-
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3	-	-
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.20E-05	1/°C	§ 3.5.7
Densità volumica	$\rho =$	7850	kg/mc	§ 3.1.2
Resistenza di progetto allo SLU	$f_{yd} =$	391.3	MPa	§ 4.1.2.1.1.3
Tensione limite allo SLE nella combinazione rara	$\sigma_{s,rara} =$	360	Mpa	§ 4.1.2.2.5.2
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12 \text{ mm}$	4ϕ		§ 11.3.2.1
	$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5ϕ		§ 11.3.2.1
	$16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8ϕ		§ 11.3.2.1
	$25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10ϕ		§ 11.3.2.1

6 ANALISI DEI CARICHI PALO SEMAFORICO CON SBRACCIO

6.1 CARICO DEL VENTO

Altezza sul livello del mare = 38 m

Periodo di ritorno T = 50 anni

PALO 8.2m

<i>Altezza totale torre [m]</i>	8.20
<i>HTOP [m]</i>	4.10
<i>HMIDDLE [m]</i>	0
<i>HBOTTOM [m]</i>	4.10

SOVRAPPOSIZIONE DEI TRONCHI

Sovrapposizione Top-Middle = 0 m

Sovrapposizione Middle-Bottom = 0 m

INSERIMENTO DIAMETRI SUPERIORE E INFERIORE PER OGNI TRONCO

PALO 8.2m

<i>Diametri fusto TOP</i>	
- <i>D superior [m]</i>	0.102
- <i>D inferiore [m]</i>	0.102
<i>Diametri fusto MIDDLE</i>	
- <i>D superiore [m]</i>	-
- <i>D inferiore [m]</i>	-
<i>Diametri fusto BOTTOM</i>	
- <i>D superiore [m]</i>	0.102
- <i>D inferiore [m]</i>	0.102

SPESSORE SINGOLO TRONCO

Spessore top = 4 mm

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Spessore middle = -

Spessore bottom = 4 mm

AZIONE DEL VENTO

Zona di riferimento = Zona 3

$v_{b,0}$ (m/s) = 27 m/s

a_0 (m) = 500 m

k_a = 0.02

Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) Campania

Categoria di Esposizione IV

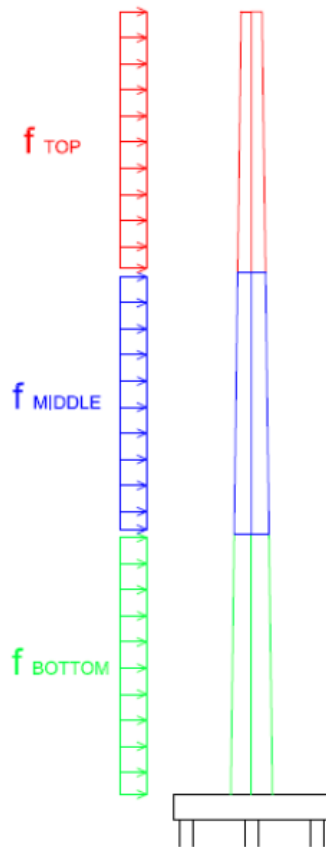
K_r = 0.22

z_0 = 0.3 m

z_{min} = 8 m

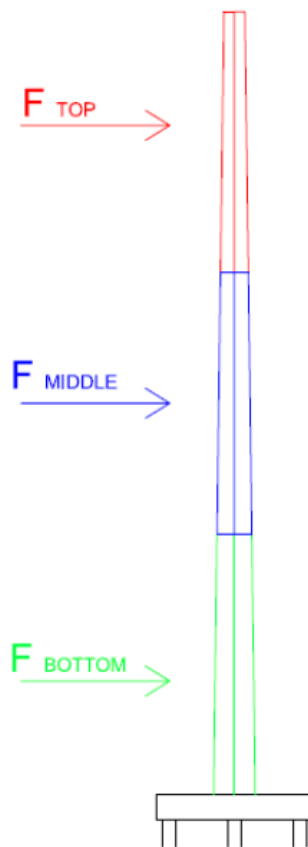
RISULTATI DI CALCOLO

PRESSIONE AGENTE SUI FUSTI



$$\begin{aligned} f_{\text{TOP}} &= 64.53 \text{ N/m} \\ f_{\text{MIDDLE}} &= \text{NaN N/m} \\ f_{\text{BOTTOM}} &= 64.53 \text{ N/m} \end{aligned}$$

AZIONE APPLICATA NEI BARICENTRI



$$\begin{aligned} F_{\text{TOP}} &= 264.57 \text{ N} \\ F_{\text{MIDDLE}} &= \text{NaN N} \\ F_{\text{BOTTOM}} &= 264.57 \text{ N} \end{aligned}$$

Caratteristiche intera torre

Diametro medio torre	0.102 m
Coefficiente alfa (adimensionale)	1
Velocità di riferimento v_r	27 m/s
Pressione cinetica P di riferimento	455.63
Snellezza λ	80.3922
Funzione Ψ	0.9263

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
 IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
 Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Caratteristiche singoli tronchi	BOTTOM	MIDDLE	HUB
Diametro medio di ogni singolo tronco d_m	0.102	0	0.102
Altezza baricentrica singolo tronco	2.05	4.1	6.15
Coefficiente di esposizione C_E	1.63	1.63	1.63
Pressione del vento P_V (N/m^2)	893.52	893.52	893.52
Numero di Reynolds Re	183600	0	183600
Rapport k/dm	0.00196	Infinity	0.00196
C_{fx0}	0.76432	NaN	0.76432
C_{fx}	0.70799	NaN	0.70799

6.2 CARICO DEL VENTO SU PANNELLO SEMAFORICO

Il carico del vento sul pannello è considerato applicato in sommità e, in condizioni di esercizio, viene calcolato come segue:

$$Q_{V,proiettori} = P_V \cdot n \cdot A \cdot \sin \varphi \cdot S_{Cx}$$

Dove:

$P_V = 1000 \text{ N/m}^2$ pressione del vento in sommità (mediata sull'ultimo metro lineare di struttura)

$n = 1$ numero di pannelli da installare

$A = 0.70 \text{ m}^2$ massima superficie del pannello esposta al vento

φ angolo di inclinazione dei proiettori rispetto alla direzione del vento
 (cautelativamente assunta pari a 90°)

$S_{Cx} = 1$ Coefficiente di forma del proiettore (in assenza di indicazioni da scheda tecnica si assume cautelativamente unitario)

Con tali assunzioni si ottiene:

$$Q_{V,proiettori} = 1000 \frac{N}{m^2} \cdot (1 \cdot 0.70 \cdot 1 \cdot 1) m^2 = 700 \text{ N}$$

7 ANALISI DEI CARICHI PALO SEMAFORICO SENZA SBRACCIO

7.1 CARICO DEL VENTO

Altezza sul livello del mare = 38 m

Periodo di ritorno T = 50 anni

PALO 4.0m

<i>Altezza totale torre [m]</i>	4.0
<i>HTOP [m]</i>	2.0
<i>HMIDDLE [m]</i>	0
<i>HBOTTOM [m]</i>	2.0

SOVRAPPOSIZIONE DEI TRONCHI

Sovrapposizione Top-Middle = 0 m

Sovrapposizione Middle-Bottom = 0 m

INSERIMENTO DIAMETRI SUPERIORE E INFERIORE PER OGNI TRONCO

PALO 4.0m

<i>Diametri fusto TOP</i>	
- <i>D superior [m]</i>	0.102
- <i>D inferiore [m]</i>	0.102
<i>Diametri fusto MIDDLE</i>	
- <i>D superiore [m]</i>	-
- <i>D inferiore [m]</i>	-
<i>Diametri fusto BOTTOM</i>	
- <i>D superiore [m]</i>	0.102
- <i>D inferiore [m]</i>	0.102

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

SPESSORE SINGOLO TRONCO

Spessore top = 3 mm

Spessore middle = -

Spessore bottom = 3 mm

AZIONE DEL VENTO

Zona di riferimento = Zona 3

$v_{b,0}$ (m/s) = 27 m/s

a_0 (m) = 500 m

k_a = 0.02

Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) Campania

Categoria di Esposizione IV

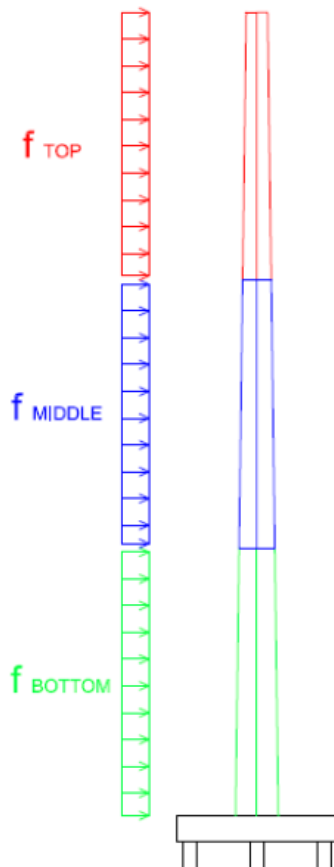
K_r = 0.22

z_0 = 0.3 m

z_{min} = 8 m

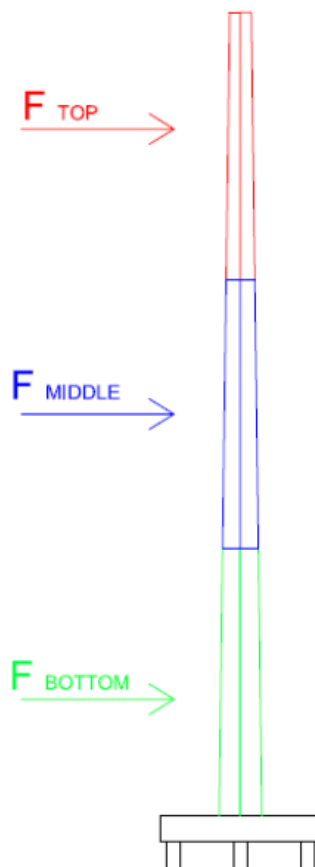
RISULTATI DI CALCOLO

PRESSIONE AGENTE SUI FUSTI



$$\begin{aligned} f_{\text{TOP}} &= 59.1 \text{ N/m} \\ f_{\text{MIDDLE}} &= \text{NaN N/m} \\ f_{\text{BOTTOM}} &= 59.1 \text{ N/m} \end{aligned}$$

AZIONE APPLICATA NEI BARICENTRI



$$\begin{aligned} F_{\text{TOP}} &= 118.2 \text{ N} \\ F_{\text{MIDDLE}} &= \text{NaN N} \\ F_{\text{BOTTOM}} &= 118.2 \text{ N} \end{aligned}$$

Caratteristiche intera torre

Diametro medio torre	0.102 m
Coefficiente alfa (adimensionale)	1
Velocità di riferimento v_r	27 m/s
Pressione cinetica P di riferimento	455.63
Snellezza λ	39.2157
Funzione Ψ	0.84836

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Caratteristiche singoli tronchi	BOTTOM	MIDDLE	HUB
Diametro medio di ogni singolo tronco d_m	0.102	0	0.102
Altezza baricentrica singolo tronco	1	2	3
Coefficiente di esposizione C_E	1.63	1.63	1.63
Pressione del vento P_V (N/m^2)	893.52	893.52	893.52
Numero di Reynolds Re	183600	0	183600
Rapport k/dm	0.00196	Infinity	0.00196
C_{fx0}	0.76432	NaN	0.76432
C_{fx}	0.64842	NaN	0.64842

7.2 CARICO DEL VENTO SU PANNELLO SEMAFORICO

Il carico del vento sul pannello è considerato applicato in sommità e, in condizioni di esercizio, viene calcolato come segue:

$$Q_{V,proiettori} = P_V \cdot n \cdot A \cdot \sin \varphi \cdot S_{Cx}$$

Dove:

$P_V = 1000 \text{ N/m}^2$ pressione del vento in sommità (mediata sull'ultimo metro lineare di struttura)

$n = 1$ numero di pannelli da installare

$A = 0.70 \text{ m}^2$ massima superficie del pannello esposta al vento

φ angolo di inclinazione dei proiettori rispetto alla direzione del vento
(cautelativamente assunta pari a 90°)

$S_{Cx} = 1$ Coefficiente di forma del proiettore (in assenza di indicazioni da scheda tecnica si assume cautelativamente unitario)

Con tali assunzioni si ottiene:

$$Q_{V,proiettori} = 1000 \frac{N}{m^2} \cdot (1 \cdot 0.70 \cdot 1 \cdot 1) m^2 = 700 \text{ N}$$

8 ANALISI SISMICA

Considerate le masse in gioco per il tipo di struttura in oggetto, l'azione del vento risulta preponderante su quella sismica ($V_n = 50$ anni, $C_u = 1.5$)

Pertanto, non essendo le due azioni combinabili tra loro, si effettua la sola verifica alle azioni del vento essendo queste maggiormente gravose.

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

9 COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 COMBINAZIONI DI CARICO PALO IN ELEVAZIONE

Le verifiche strutturali che saranno condotte sono le seguenti:

- Verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo (SLU);
- Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).

9.1.1 Stato limite ultimo

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_Q \cdot G_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q1} \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

9.1.2 Stato limite di esercizio

Le combinazioni allo stato limite di esercizio si suddividono in:

Rara

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Frequente

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Quasi permanente

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Nelle espressioni delle combinazioni dei paragrafi precedenti i coefficienti assumono i valori indicati nelle seguenti tabelle:

coeff.	fav./sfav.	EQU	STR	GEO	
Y _{G1}	favorevoli	0,9	1,0	1,0	Carichi permanenti
	sfavorevoli	1,1	1,3	1,0	
Y _{G2}	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	
Y _{Qi}	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi variabili
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	

9.2 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

In accordo al paragrafo 6.4.2.1. i plinti sono verificati per i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo GEOTECNICO

1. Verifica della capacità portante secondo approccio 2 (A1+M1+R3)
2. Verifica a scorrimento secondo approccio 2 (A1+M1+R3)
3. Stabilità globale secondo Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2)

SLU di tipo STRUTTURALE

1. Verifiche di resistenza secondo approccio 2 (A1+M1+R3)

9.3 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di capacità portante è effettuata secondo la formula di Brinch-Hansen che nella sua forma generalizzata si presenta come segue

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + \\ + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \\ + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

Con:

$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi'/2)$	Fattore di capacità portante dovuto a sovraccarico
$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	Fattore di capacità portante dovuto a peso del terreno
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$	Fattore di capacità portante dovuto a coesione
s_c, s_q, s_{γ}	Fattori di forma
d_c, d_q, d_{γ}	Fattori di profondità
i_c, i_q, i_{γ}	Fattori di inclinazione del carico
b_c, b_q, b_{γ}	Fattori di inclinazione della base
g_c, g_q, g_{γ}	Fattori di inclinazione del piano campagna

Verifiche allo stato limite di scorrimento sul piano di posa

Sono incrementate le azioni (A1), invariati i parametri geotecnici (M1) e ridotta la resistenza (R3).

Verifica allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (Ribaltamento) EQU

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Nella verifica al ribaltamento le azioni verticali sono favorevoli e le azioni orizzontali sfavorevoli. L'Azione di progetto viene incrementata di un fattore $\gamma_q = 1,5$ (tabella 6.2.I colonna A1) Il coefficiente di attrito di progetto è: $\tan\delta_d = \tan\delta_k/\gamma_{\phi'}$ con $\gamma_{\phi'} = 1$ (da tabella 6.2.II colonna M1).

Fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi'/2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q+1) \cdot \tan\phi'$$

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

Fattori di forma (per fondazione a pianta di forma quadrata)

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot (B'/L')$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \tan\phi$$

$$s_c = 1 + N_q / N_c$$

Fattori di profondità

A favore di sicurezza si decide di non considerare il contributo dei fattori di profondità.

Fattori di inclinazione

I fattori di inclinazione della base e di inclinazione del piano campagna sono da considerare unitari in quanto il plinto poggia su piano orizzontale.

Eccentricità del carico

In corrispondenza dell'incastro del palo nel plinto si producono due momenti flettenti che generano due eccentricità e del carico assiale nelle due direzioni principali.

Per ricentrare il carico assiale e determinare la sezione del plinto effettivamente reagente le dimensioni del plinto nelle direzioni delle due eccentricità considerate vengono ridotte delle quantità $2e$:

$$L' = L - 2eL$$

$$B' = B - 2eB$$

10 METODO DI CALCOLO

Le verifiche vengono svolte in accordo ai seguenti criteri:

Verifiche strutturali

Per le verifiche strutturali si fa riferimento alla teoria degli stati limite (SLU/SLE) in accordo al DM 17/01/18 (Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni).

L'analisi degli elementi strutturali è condotta secondo i metodi della scienza delle costruzioni applicando tutti i carichi permanenti ed i carichi variabili nella combinazione più sfavorevole in modo tale da imprimere sull'elemento considerato la massima sollecitazione.

11 CODICE DI CALCOLO

Il software di calcolo agli elementi finiti utilizzato per la modellazione della sottostazione elettrica è MODEST versione 8.29, licenza n. 6972 d'uso per E.T.S. S.p.A. di Villa d'Almè (BG).

Affidabilità software

Si segnala che il solutore supportato dal software risulta di comprovata validità e viene distribuito con i relativi test di validazione.

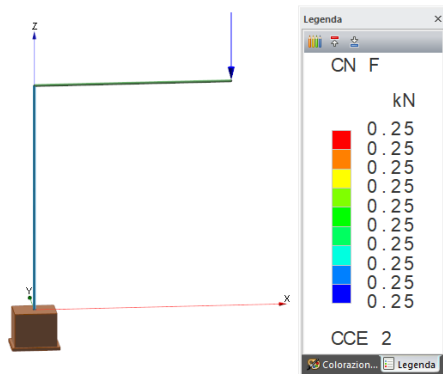
Il software contiene al suo interno procedure che l'utente può attivare per il controllo di congruenza sui dati introdotti, procedure che riconoscono in automatico la presenza dei più tipici errori di modellazione.

I risultati del calcolo sono sempre interrogabili sia numericamente che graficamente per consentire la valutazione della bontà della modellazione effettuata.

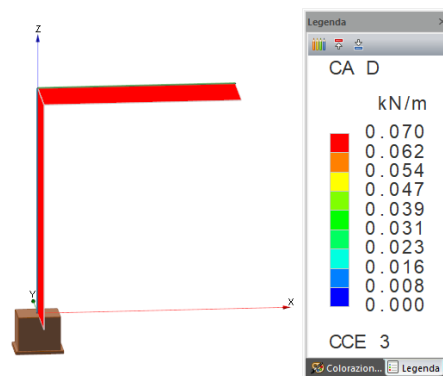
La procedura di progettazione delle armature degli elementi in c.a. o di verifica degli elementi in acciaio segnalano sempre le situazioni in cui non sono soddisfatte le condizioni di verifica previste dalla normativa ed implementate nel software. Si possono effettuare controlli grafici e numerici su stati tensionali e domini di rottura.

Le procedure di progetto e di verifica sono state testate con numerosi esempi reperiti in letteratura o risolti manualmente.

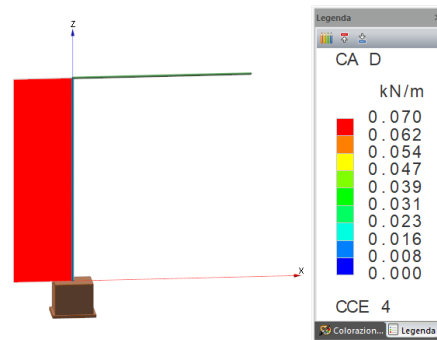
12 CARICHI APPLICATI AL MODELLO DI CALCOLO – PALO CON SBRACCIO



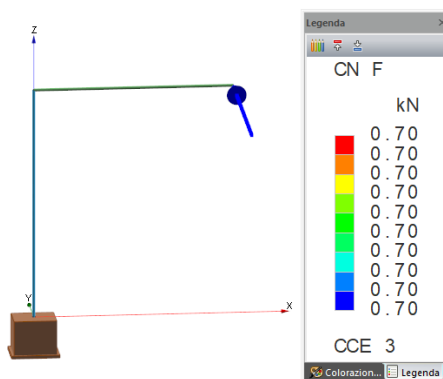
Carichi semaforo



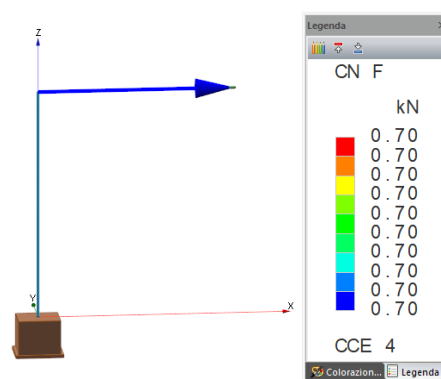
Carichi per effetto del vento +Y



Carichi per effetto del vento +X

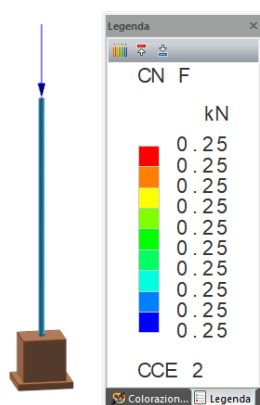


Vento su corpi illuminanti +Y

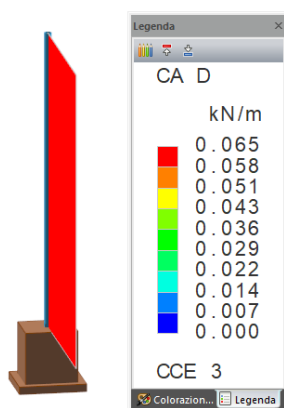


Vento su corpi illuminanti +X

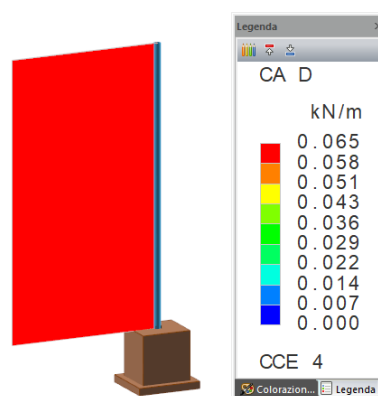
13 CARICHI APPLICATI AL MODELLO DI CALCOLO – PALO SENZA SBRACCIO



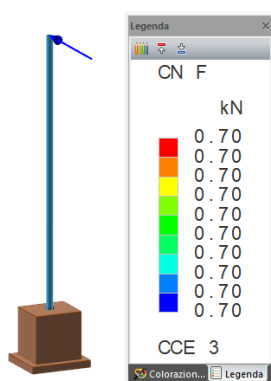
Carichi semaforo



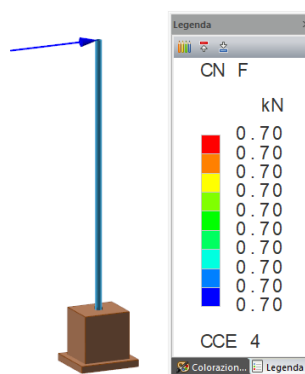
Carichi per effetto del vento +Y



Carichi per effetto del vento +X

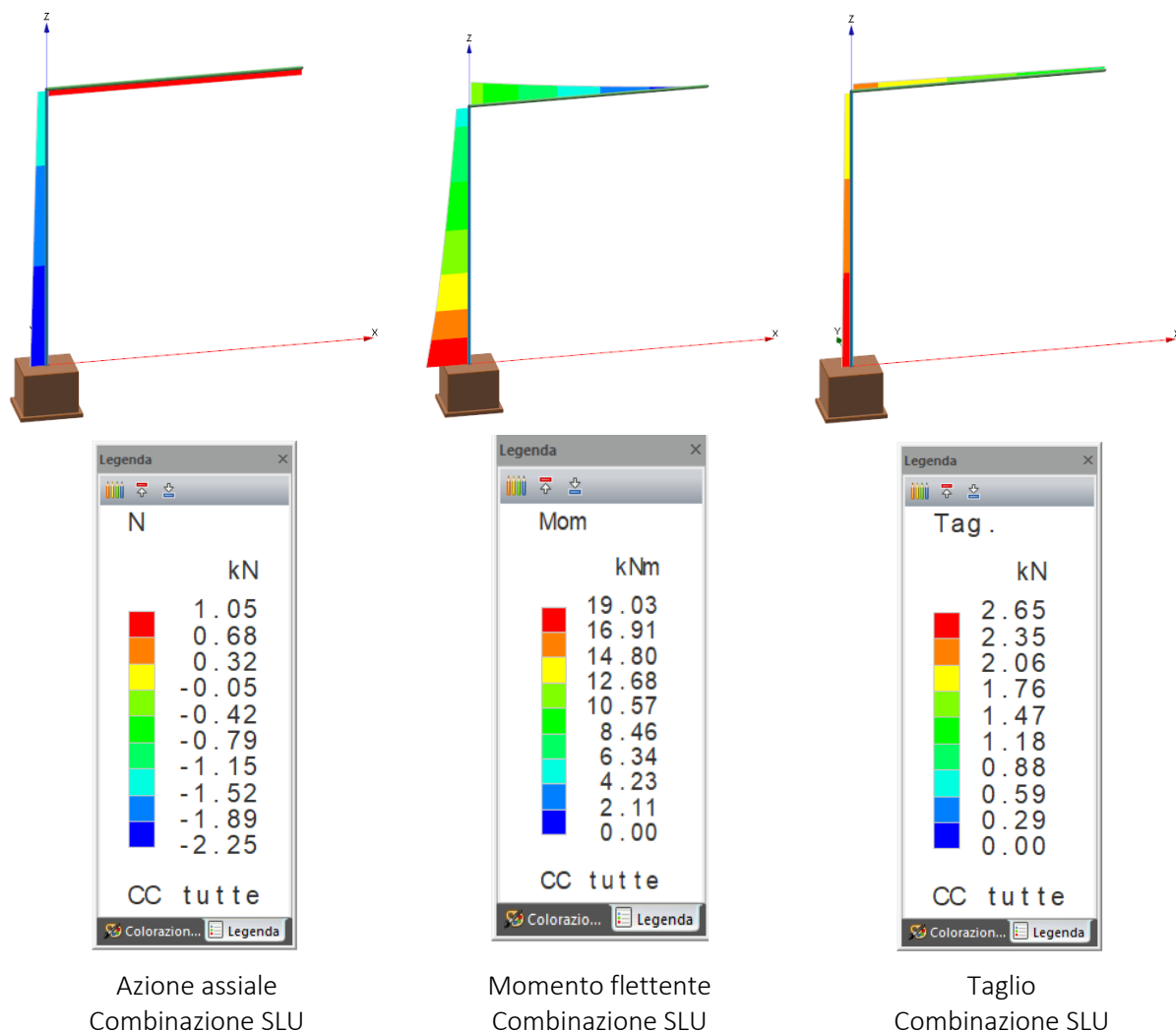


Vento su pannello +Y



Vento su pannello +X

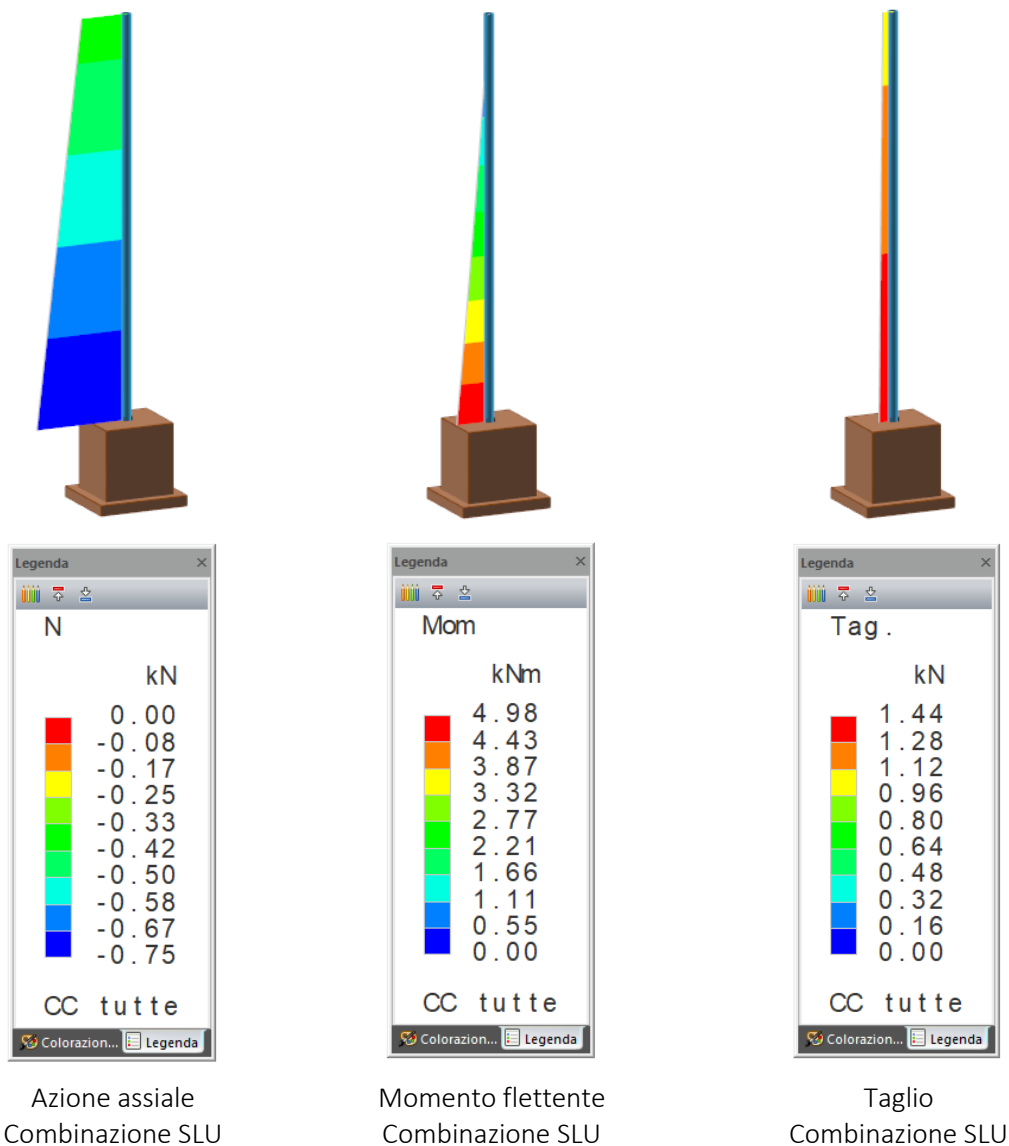
14 AZIONI SOLLECITANTI AGLI STATI LIMITE ULTIMI – PALO CON SBRACCIO



14.1 REAZIONI VINCOLARI AL PIEDE AGLI STATI LIMITE

CC	TCC	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
1	SLU	0	0	2.254	0	-5.654	0
2	SLE R	0	0	1.695	0	-4.08	0
3	SLE F	0	0	1.695	0	-4.08	0
4	SLE Q	0	0	1.695	0	-4.08	0
5	SLU	0	-2.646	2.254	18.167	-5.654	-9.922
6	SLE R	0	-1.764	1.695	12.111	-4.08	-6.615
7	SLE F	0	-0.353	1.695	2.422	-4.08	-1.323
8	SLE Q	0	0	1.695	0	-4.08	0
9	SLU	-1.911	0	2.254	0	-17.794	0
10	SLE R	-1.274	0	1.695	0	-12.173	0
11	SLE F	-0.255	0	1.695	0	-5.698	0
12	SLE Q	0	0	1.695	0	-4.08	0

15 AZIONI SOLLECITANTI AGLI STATI LIMITE ULTIMI – PALO SENZA SBRACCIO



15.1 REAZIONI VINCOLARI AL PIEDE AGLI STATI LIMITE

CC	TCC	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
1	SLU	0	0	0.75	0	0	0
2	SLE R	0	0	0.538	0	0	0
3	SLE F	0	0	0.538	0	0	0
4	SLE Q	0	0	0.538	0	0	0
5	SLU	0	-1.44	0.75	4.98	0	0
6	SLE R	0	-0.96	0.538	3.32	0	0
7	SLE F	0	-0.192	0.538	0.664	0	0
8	SLE Q	0	0	0.538	0	0	0
9	SLU	-1.44	0	0.75	0	-4.98	0
10	SLE R	-0.96	0	0.538	0	-3.32	0
11	SLE F	-0.192	0	0.538	0	-0.664	0
12	SLE Q	0	0	0.538	0	0	0

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

16 VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE – PALO CON SBRACCIO

16.1 VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE

Simbologia

σ_{FX}	=Tensione nell'armatura nel fondo in dir. X
σ_{FY}	=Tensione nell'armatura nel fondo in dir. Y
σ_t	=Tensione sul terreno
A_{fx}	=Area di ferro nel fondo in dir. X
A_{fy}	=Area di ferro nel fondo in dir. Y
Az	=Azioni ed effetti sul plinto/palo
	RVN = Reazioni vincolari agenti
	TAG = Effetti dovuti ai tagli
	ECC = Effetti dovuti all'eccentricità
	PP = Effetti dovuti al peso proprio
	SVR = Effetti dovuti ai sovraccarichi e al peso del terreno
	TOT = Azioni totali di calcolo
CC	=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Caso	=Caso di verifica
Cf	=Copriferro
Cls	=Tipo di calcestruzzo
FDtirX	=Forza resistente complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. X
FDtirY	=Forza resistente complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. Y
Fcd	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fck	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctd	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
FtirX	=Forza complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. X
FtirY	=Forza complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. Y
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Mx	=Momento intorno all'asse X
My	=Momento intorno all'asse Y
N	=Sforzo normale
TCC	=Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
Tipo	=Tipo di verifica effettuata
Tp	=Tipo di acciaio
Tx	=Taglio in dir. X
Ty	=Taglio in dir. Y

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<cm>		<daN/cm ² >	<daN/cm ² >	<daN/cm ² >	<daN/cm ² >		<daN/cm ² >	<daN/cm ² >
5.00	C45/55	456.50	27.47	258.68	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Le tensioni sul terreno vengono calcolate oltre che per l'effetto delle reazioni vincolari anche considerando i seguenti effetti

Azioni ed effetti comuni

Az	N	Mx	My
	<daN>	<daNm>	<daNm>
PP	5400.00	0.00	0.00
SVR	0.00		

TRANVIA DI FIRENZE – LINEA 4.2 – LE PIAGGE-CAMPI BISENZIO
PROGETTO DEFINITIVO

IMPIANTI ELETTROFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Azioni, effetti e tensioni sul terreno

Caso	CC	TCC	Az	N <daN>	T _x <daN>	T _y <daN>	M _x <daNm>	M _y <daNm>	σ _t <daN/cm²>
3	5	SLU	RVN	225.40	-0.00	-264.60	1816.71	-565.36	
		5SLU	TAG				317.52	-0.00	
		5SLU	ECC				0.00	0.00	
		5SLU	TOT	5625.40	-0.00	-264.60	2134.23	-565.36	-1.38
1	1	SLU	RVN	225.40	-0.00	0.00	0.00	-565.36	
		1SLU	TAG				0.00	-0.00	
		1SLU	ECC				0.00	0.00	
		1SLU	TOT	5625.40	-0.00	0.00	0.00	-565.36	-0.44
2	2	SLE R	RVN	169.54	-0.00	0.00	0.00	-407.97	
		2SLE R	TAG				0.00	-0.00	
		2SLE R	ECC				0.00	0.00	
		2SLE R	TOT	5569.54	-0.00	0.00	0.00	-407.97	-0.40

Stato limite ultimo - Verifiche armatura fondo

Caso	CC	TCC	F _{tirX} <daN>	A _{fX} <cmq>	F _{DtirX} <daN>	F _{tirY} <daN>	A _{fY} <cmq>	F _{DtirY} <daN>
3	5	SLU	58.80	14.07	55073.50	73.50	18.10	70808.80
1	1	SLU	58.80	14.07	55073.50	73.50	18.10	70808.80

Stato limite d'esercizio - Verifiche armatura fondo

Caso	CC	TCC	F _{tirX} <daN>	A _{fX} <cmq>	σ _{fX} <daN/cm²>	F _{tirY} <daN>	A _{fY} <cmq>	σ _{fY} <daN/cm²>
2	2	SLE R	44.23	14.07	3.14	55.28	18.10	3.06

Verifiche effettuate

Caso	Tipo
3	σ _{t min} (max compr.)
1	SLU N cost - min. sic.
2	C.Rare - σ _{f max} (max traz.)

16.2 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Azioni sfavorevoli	u.d.m.	CC_{SLE}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	54
Peso proprio della torre (G_1)	kN	1.20
Peso proprio delle attrezzature (G_2)	kN	0.25
$N_{Ed,SLE}$	kN	55.45

Il momento alla base del plinto vale $M_{Ed,SLU} = 19.03 \text{ KNm} + 2.65 \text{ KN} \cdot 1.20 \text{ m} = 22.21 \text{ KNm}$. Tale valore è già comprensivo del fattore di amplificazione di 1,5.

Pertanto l'eccentricità risulta $e = \frac{M_{SLU}}{N} = \frac{22.21 \text{ KNm}}{55.45 \text{ KN}} = 0.4 \text{ m}$

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 1.2 \text{ m} - 2 \cdot 0.4 \text{ m} = 0.4 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 1.5 \text{ m} - 2 \cdot 0.00 \text{ m} = 1.50 \text{ m}$$

Mentre l'azione assiale alla base amplificata allo SLU vale:

$$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q = 72.14 \text{ KN}$$

che ripartita sulla superficie d'appoggio in presenza di vento fornisce:

$$72.14 \text{ KN} / (0.4 \cdot 1.50) = 120.234 \text{ KN/m}^2$$

Le verifiche di capacità portante sono eseguite secondo approccio 2 (A1+M1+R3).

Il carico limite viene calcolato mediante la formula di Brinch-Hansen, considerando un angolo di attrito interno di $\phi = 28^\circ$ ed una massa volumica $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

I fattori di capacità portante sono i seguenti:

- $N_q = \pi \cdot \gamma \cdot \tan \phi \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) = 14.72$
- $N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi' = 16.72$
- $s_q = 1 + (B/L) \cdot \tan(\phi') = 1.43$
- $s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 0.68$

Trascurando a favore di sicurezza i contributi del terzo termine la capacità portante risulta:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot (d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma) + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot (d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q)$$

$$Q_{lim} = (1/2 \cdot 19 \text{ KN/m}^3 \cdot 1.20 \text{ m} \cdot 16.72 \cdot 0.68 \cdot 1 + 19 \text{ KN/m}^3 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 14.72 \cdot 1.43 \cdot 1) = 607.96 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{lim}/\gamma_R = 607.96 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / 2.3 = 264.33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 120.234 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pertanto la capacità portante del sistema terreno-fondazione risulta verificata.

16.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

Con riferimento al paragrafo 6.4.2.1 delle Norme Tecniche delle Costruzioni, le verifiche allo Stato Limite Ultimo per scorrimento (GEO) devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I; riportate di seguito:

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

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

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

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

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

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

L'azione che induce scorrimento sul piano di posa coincide con il taglio alla base trasmesso dalla struttura alla fondazione stessa.

Per applicare i coefficienti parziali sulle azioni (A1) si prendono in considerazione direttamente le azioni valutate allo SLU, che risultano già opportunamente amplificate.

Dall'analisi risulta che l'azione che induce scorrimento del plinto in condizioni SLU è pari a:

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
 IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
 Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Azioni sfavorevoli	u.d.m.	CC _{SLU}
S_{Ed} = Taglio alla base (Q) allo SLU	kN	2.65

Per il calcolo della resistenza a scorrimento si considerano i seguenti contributi opportunamente combinati con i relativi coefficienti parziali riduttivi, come segue:

$$N_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1.0 \cdot G_1 + 0.8 \cdot G_2 + 0.0 \cdot Q$$

La resistenza a scorrimento è data dalla seguente espressione, che trascurando il contributo coesivo risulta:

$$S_{Rd} = \frac{1}{\gamma_R} \left(\frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \cdot B \cdot L' + N_{Ed} \cdot \tan \frac{\varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right) = \frac{1}{\gamma_R} \left(N_{Ed} \cdot \tan \frac{\varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right) = \frac{1}{1.1} \left(N_{Ed} \cdot \tan \frac{28^\circ}{1.0} \right)$$

Contributi favorevoli	u.d.m.	CC _{SLU}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	54
Peso proprio della torre (G_2)	kN	1.20
N_{Ed}	kN	55.20
S_{Rd}	kN	26.68

Quindi il rapporto tra S_{Rd} e S_{Ed} nei diversi scenari è il seguente:

$$S_{Rd}/S_{Ed} = 26.68 \text{ KN} / 2.65 \text{ KN} = \mathbf{10.07 \geq 1.00 \rightarrow VERIFICATO}$$

16.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Con riferimento al paragrafo 6.2.4.1.1 delle Norme Tecniche, la tabella 6.2.I definisce per le verifiche agli Stati Limite Ultimi di equilibrio (EQU) i seguenti coefficienti di sicurezza:

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Ai fini del calcolo si assume per la fondazione un'altezza $H=1.20$ m e una base a contatto col terreno di impronta ($B \times L$) pari a 1.20×1.50 m.

Per la stima del momento stabilizzante si assumono i seguenti contributi favorevoli da assoggettare ai rispettivi coefficienti ricavati dalla tabella 6.2.I:

Contributi stabilizzanti	u.d.m.	CC_{SLE}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	54
Peso proprio della torre (G_1)	kN	1.20
Peso proprio delle attrezzature (G_2)	kN	0.25

Per la stima del momento ribaltante si assumono le seguenti azioni calcolate agli SLU e pertanto già amplificate degli opportuni coefficienti γ_F :

Azioni ribaltanti	u.d.m.	CC_{SLU}
Momento alla base (Q)	kNm	19.03
Taglio alla base (Q)	kN	2.65

Considerando la direzione di carico che massimizza l'azione ribaltante, il braccio con cui il peso concentrato genera il momento stabilizzante risulta pari a $\frac{B}{2} = 0.60$ m.

Pertanto il momento resistente della fondazione risulta:

$$M_{Stab} = \frac{B}{2} (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q)$$

$$M_{Stab} = 0.60 \text{ m} (0.9 \cdot 55.2 \text{ KN} + 0.8 \cdot 0.25 \text{ KN} + 0.0 \text{ KN}) \cong 29.93 \text{ KNm}$$

E di seguito il momento ribaltante:

$$M_{Rib} = M_{SLU} + V_{SLU} \cdot H$$

$$M_{Rib} = 19.03 \text{ KNm} + 2.65 \text{ KN} \cdot 1.2 \text{ m} = 22.21 \text{ KNm}$$

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Il rapporto tra M_{Stab} e M_{Rib} nei diversi scenari è il seguente:

$$M_{Stab}/M_{Rib} = 29.93 \text{ KNm} / 22.21 \text{ KNm} = \mathbf{1.35 \geq 1.00 \rightarrow VERIFICATO}$$

La verifica al ribaltamento risulta soddisfatta.

17 VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE – PALO SENZA SBRACCIO

17.1 VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE

Simbologia

σ_{FX}	=Tensione nell'armatura nel fondo in dir. X
σ_{FY}	=Tensione nell'armatura nel fondo in dir. Y
σ_t	=Tensione sul terreno
A_{fX}	=Area di ferro nel fondo in dir. X
A_{fY}	=Area di ferro nel fondo in dir. Y
Az	=Azioni ed effetti sul plinto/palo
	RVN = Reazioni vincolari agenti
	TAG = Effetti dovuti ai tagli
	ECC = Effetti dovuti all'eccentricità
	PP = Effetti dovuti al peso proprio
	SVR = Effetti dovuti ai sovraccarichi e al peso del terreno
	TOT = Azioni totali di calcolo
CC	=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Caso	=Caso di verifica
Cf	=Copriferro
Cls	=Tipo di calcestruzzo
FDtirX	=Forza resistente complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. X
FDtirY	=Forza resistente complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. Y
Fcd	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fck	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctd	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
FtirX	=Forza complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. X
FtirY	=Forza complessiva di tiro nell'armatura di fondo in dir. Y
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Mx	=Momento intorno all'asse X
My	=Momento intorno all'asse Y
N	=Sforzo normale
TCC	=Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
Tipo	=Tipo di verifica effettuata
Tp	=Tipo di acciaio
Tx	=Taglio in dir. X
Ty	=Taglio in dir. Y

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<cm>		<daN/cm ² >	<daN/cm ² >	<daN/cm ² >	<daN/cm ² >		<daN/cm ² >	<daN/cm ² >
4.00	C45/55	456.50	27.47	258.68	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Le tensioni sul terreno vengono calcolate oltre che per l'effetto delle reazioni vincolari anche considerando i seguenti effetti

Azioni ed effetti comuni

Az	N	Mx	My
	<daN>	<daNm>	<daNm>
PP	2500.00	0.00	0.00
SVR	0.00		

TRANVIA DI FIRENZE – LINEA 4.2 – LE PIAGGE-CAMPI BISENZIO
PROGETTO DEFINITIVO

IMPIANTI ELETTROFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Azioni, effetti e tensioni sul terreno

Caso	CC	TCC	Az	N <daN>	T _x <daN>	T _y <daN>	M _x <daNm>	M _y <daNm>	σ _t <daN/cm ² >
3	5	SLU	RVN	74.96	0.00	-144.00	498.00	0.00	
		5SLU	TAG				144.00	0.00	
		5SLU	ECC				0.00	0.00	
		5SLU	TOT	2574.96	0.00	-144.00	642.00	0.00	-0.68
1	1	SLU	RVN	74.96	0.00	0.00	0.00	0.00	
		1SLU	TAG				0.00	0.00	
		1SLU	ECC				0.00	0.00	
		1SLU	TOT	2574.96	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.26
2	2	SLE R	RVN	53.82	0.00	0.00	0.00	0.00	
		2SLE R	TAG				0.00	0.00	
		2SLE R	ECC				0.00	0.00	
		2SLE R	TOT	2553.82	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.26

Stato limite ultimo - Verifiche armatura fondo

Caso	CC	TCC	F _{tirX} <daN>	A _{fX} <cmq>	F _{DtirX} <daN>	F _{tirY} <daN>	A _{fY} <cmq>	F _{DtirY} <daN>
3	5	SLU	19.52	4.52	17702.20	19.52	6.79	26553.30
1	1	SLU	19.52	4.52	17702.20	19.52	6.79	26553.30

Stato limite d'esercizio - Verifiche armatura fondo

Caso	CC	TCC	F _{tirX} <daN>	A _{fX} <cmq>	σ _{fX} <daN/cm ² >	F _{tirY} <daN>	A _{fY} <cmq>	σ _{fY} <daN/cm ² >
2	2	SLE R	14.02	4.52	3.10	14.02	6.79	2.07

Verifiche effettuate

Caso	Tipo
3	σ _{t min} (max compr.)
1	SLU N cost - min. sic.
2	C.Rare - σ _{f max} (max traz.)

17.2 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Azioni sfavorevoli	u.d.m.	CC_{SLE}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	16.20
Peso proprio della torre (G_1)	kN	0.33
Peso proprio delle attrezzature (G_2)	kN	0.25
$N_{Ed,SLE}$	kN	16.73

Il momento alla base del plinto vale $M_{Ed,SLU} = 4.98 \text{ KNm} + 1.44 \text{ KN} \cdot 0.80 \text{ m} = 6.13 \text{ KNm}$. Tale valore è già comprensivo del fattore di amplificazione di 1,5.

Pertanto l'eccentricità risulta $e = \frac{M_{SLU}}{N} = \frac{6.13 \text{ KNm}}{16.73 \text{ KN}} = 0.37 \text{ m}$

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 0.90 \text{ m} - 2 \cdot 0.37 \text{ m} = 0.16 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 0.90 \text{ m} - 2 \cdot 0.00 \text{ m} = 0.90 \text{ m}$$

Mentre l'azione assiale alla base amplificata allo SLU vale:

$$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q = 21.86 \text{ KN}$$

che ripartita sulla superficie d'appoggio in presenza di vento fornisce:

$$21.86 \text{ KN} / (0.16 \cdot 0.90) = 151.81 \text{ KN/m}^2$$

Le verifiche di capacità portante sono eseguite secondo approccio 2 (A1+M1+R3).

Il carico limite viene calcolato mediante la formula di Brinch-Hansen, considerando un angolo di attrito interno di $\phi = 28^\circ$ ed una massa volumica $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

I fattori di capacità portante sono i seguenti:

- $N_q = \text{ertg}\phi \cdot \text{tg}2(\pi/4 + \phi'/2) = 14.72$
- $N_\gamma = 2(N_q+1) \cdot \text{tg} \phi' = 16.72$
- $s_q = 1 + (B/L) \text{tg}(\phi') = 1.53$
- $s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 0.60$

Trascurando a favore di sicurezza i contributi del terzo termine la capacità portante risulta:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot (d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma) + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot (d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q)$$

$$Q_{lim} = (1/2 \cdot 19 \text{ KN/m}^3 \cdot 0.90 \text{ m} \cdot 16.72 \cdot 0.60 \cdot 1 + 19 \text{ KN/m}^3 \cdot 0.8 \text{ m} \cdot 14.72 \cdot 1.53 \cdot 1) = 428.47 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{lim}/\gamma_R = 428.47 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / 2.3 = 186.29 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 151.80 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pertanto la capacità portante del sistema terreno-fondazione risulta verificata.

17.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

Con riferimento al paragrafo 6.4.2.1 delle Norme Tecniche delle Costruzioni, le verifiche allo Stato Limite Ultimo per scorrimento (GEO) devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I; riportate di seguito:

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

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

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

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

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

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

L'azione che induce scorrimento sul piano di posa coincide con il taglio alla base trasmesso dalla struttura alla fondazione stessa.

Per applicare i coefficienti parziali sulle azioni (A1) si prendono in considerazione direttamente le azioni valutate allo SLU, che risultano già opportunamente amplificate.

Dall'analisi risulta che l'azione che induce scorrimento del plinto in condizioni SLU è pari a:

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Azioni sfavorevoli	u.d.m.	CC_{SLU}
S_{Ed} = Taglio alla base (Q) allo SLU	kN	1.44

Per il calcolo della resistenza a scorrimento si considerano i seguenti contributi opportunamente combinati con i relativi coefficienti parziali riduttivi, come segue:

$$N_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1.0 \cdot G_1 + 0.8 \cdot G_2 + 0.0 \cdot Q$$

La resistenza a scorrimento è data dalla seguente espressione, che trascurando il contributo coesivo risulta:

$$S_{Rd} = \frac{1}{\gamma_R} \left(\frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \cdot B \cdot L' + N_{Ed} \cdot \tan \frac{\varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right) = \frac{1}{\gamma_R} \left(N_{Ed} \cdot \tan \frac{\varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right) = \frac{1}{1.1} \left(N_{Ed} \cdot \tan \frac{28^\circ}{1.0} \right)$$

Contributi favorevoli	u.d.m.	CC_{SLU}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	16.20
Peso proprio della torre (G_2)	kN	0.33
N_{Ed}	kN	16.73
S_{Rd}	kN	8.09

Quindi il rapporto tra S_{Rd} e S_{Ed} nei diversi scenari è il seguente:

$$S_{Rd}/S_{Ed} = 8.09 \text{ KN} / 1.44 \text{ KN} = \mathbf{5.62 \geq 1.00 \rightarrow VERIFICATO}$$

17.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Con riferimento al paragrafo 6.2.4.1.1 delle Norme Tecniche, la tabella 6.2.I definisce per le verifiche agli Stati Limite Ultimi di equilibrio (EQU) i seguenti coefficienti di sicurezza:

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

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

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

Ai fini del calcolo si assume per la fondazione un'altezza $H=1.00$ m e una base a contatto col terreno di impronta ($B \times L$) pari a 1.00×1.00 m.

Per la stima del momento stabilizzante si assumono i seguenti contributi favorevoli da assoggettare ai rispettivi coefficienti ricavati dalla tabella 6.2.I:

Contributi stabilizzanti	u.d.m.	CC_{SLE}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	16.20
Peso proprio della torre (G_1)	kN	0.33
Peso proprio delle attrezzature (G_2)	kN	0.25

Per la stima del momento ribaltante si assumono le seguenti azioni calcolate agli SLU e pertanto già amplificate degli opportuni coefficienti γ_F :

Azioni ribaltanti	u.d.m.	CC_{SLU}
Momento alla base (Q)	kNm	4.98
Taglio alla base (Q)	kN	1.44

Considerando la direzione di carico che massimizza l'azione ribaltante, il braccio con cui il peso concentrato genera il momento stabilizzante risulta pari a $\frac{B}{2} = 0.45$ m.

Pertanto il momento resistente della fondazione risulta:

$$M_{Stab} = \frac{B}{2} (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q)$$

$$M_{Stab} = 0.45 \text{ m} (0.9 \cdot 16.53 \text{ KN} + 0.8 \cdot 0.25 \text{ KN} + 0.0 \text{ KN}) \cong 6.78 \text{ KNm}$$

E di seguito il momento ribaltante:

$$M_{Rib} = M_{SLU} + V_{SLU} \cdot H$$

$$M_{Rib} = 4.98 \text{ KNm} + 1.44 \text{ KN} \cdot 0.80 \text{ m} = 6.13 \text{ KNm}$$

IMPIANTI ELETTRIFERROVIARI DI LINEA
IMPIANTI SEMAFORICI - ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo plinti di sostegno pali

Il rapporto tra M_{Stab} e M_{Rib} nei diversi scenari è il seguente:

$$M_{Stab}/M_{Rib} = 6.78 \text{ KNm} / 6.13 \text{ KNm} = \mathbf{1.11 \geq 1.00 \rightarrow VERIFICATO}$$

La verifica al ribaltamento risulta soddisfatta.

18 CONCLUSIONI

Le fondazioni di dimensioni pari a 1,2 m x 1,50 m x H=1,20 m e 0,90 m x 0,90 m x H=0,80 m risultano idonee alle sollecitazioni indotte dai pali per effetto del vento e dell'impianto semaforico.