

REGIONE DEL VENETO 	VI.ABILITA' S.r.l. 	PROVINCIA DI VICENZA 
<h1 style="text-align: center; color: green;">"SP 134 Tunnel Schio-Valdagno: Rifacimento impianto di illuminazione delle gallerie SchioValdagnoPass e Valle Miara"</h1> <h2 style="text-align: center; color: green;">Commessa 15/2019</h2>		
<h1 style="text-align: center; color: red;">PROGETTO ESECUTIVO</h1>		
<b>oggetto</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO PLINTO DI SOSTEGNO PALO LUMINANZOMETRO</b>	
Presidente di Vi.abilità S.r.l. Dott.ssa Magda Dellai		Il Direttore Generale di Vi.abilità S.r.l. Ing. Fabio Zeni
<b>progettazione</b>  <b>SINT Ingegneria</b> Srl Via Cristoforo Colombo, 106 I-36061 Bassano del Grappa (VI) Tel.: +39 0424 568457 Fax: +39 0424 219564 E-mail: <a href="mailto:info@sintingegneria.it">info@sintingegneria.it</a> Web-site: <a href="http://www.sintingegneria.it">www.sintingegneria.it</a>  Ing. Francesco Fantinato Ing. Luca Bernardi	<b>responsabile dei lavori(D.L.gs. 81/08)</b>  Vi.abilità S.r.l. Ing. Fabio Zeni	<b>elaborato</b>  <div style="font-size: 2em; font-weight: bold;">EErcp</div> <b>data</b> 11/2019  <b>aggiornamento/i data e numero</b>  <b>scala/e</b> -  <b>commessa/e</b> 15/2019  <b>codice elaborato</b> 19020_0EErcp
<b>eseguito</b> Ing. Luca Bernardi	<b>controllato</b> Ing. Luca Bernardi	
Vi. abilità S.r.l. Via L.L. Zamenhof, 829 36100 -- Vicenza - Italy	Tel. +39 0444 385711 Fax +39 0444 385799 E -- mail <a href="mailto:info@vi-abilita.it">info@vi-abilita.it</a> Web site <a href="http://www.vi-abilita.it">www.vi-abilita.it</a>	Capitale sociale: 5.050.000,00 euro Partita IVA: 02928200241 Registro Imprese di Vicenza: 02928200241 R:E:A: di Vicenza: n. 285329
QUESTO DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTREMENTI PUBBLICATO IN TUTTO O IN PARTE SENZA IL CONSENSO SCRITTO DI VI.ABILITA' S.p.A. (Legge 22.04.1941, n.633 -- art. 2575 E SEGG. C.C.)		

**COMMITTENTE: Vi.abilità S.r.l.**

**OGGETTO: SP 134 TUNNEL SCHIO-VALDAGNO: RIFACIMENTO  
IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE DELLE GALLERIE  
SCHIOVALDAGNOPASS E VALLE MIARA" -  
COMMESSA 15/2019.**

**TITOLO: RELAZIONE DI CALCOLO PLINTO DI SOSTEGNO  
PALO LUMINANZOMETRO**

## **SOMMARIO**

1. INTRODUZIONE .....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	2
4. PARAMETRI GEOTECNICI .....	3
5. CRITERI DI VERIFICA .....	3
5.1 DESCRIZIONE GENERALE .....	3
5.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI (PAR. 2.5.3 D.M. 17/01/2018) .....	3
5.3 STATI LIMITE ULTIMI (PAR. 6.4.2 D.M. 17/01/2018) .....	4
5.4 STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	5
6. ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI .....	5
6.1 VITA UTILE DI PROGETTO .....	5
6.2 PESO PROPRIO STRUTTURE .....	5
6.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	5
6.4 CARICO DELLE NEVE .....	5
6.5 AZIONE DEL VENTO .....	6
6.6 AZIONE SISMICA .....	7
6.7 SPINTA DELLE TERRE .....	7
6.8 SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI SISMICHE .....	8
7. COMBINAZIONI DI CARICO .....	8
7.1 STATO LIMITE ULTIMO (S.L.U.) .....	8
7.2 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (S.L.V.) .....	8
7.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.) .....	9
8. VERIFICA PLINTI DI FONDAZIONE .....	9
8.1 CASO I: PLINTO "STANDARD" .....	9
8.2 CASO II: PLINTO CON CORDOLO .....	17

## 1. INTRODUZIONE

Il presente documento intende esporre i calcoli dimensionali e/o di verifica condotti per la definizione di:

- plinto di fondazione di un palo per l'installazione di una sonda di luminanza nelle località di Valdagno e Schio (VI)

La presente relazione si riferisce alle fondazioni di pali aventi le seguenti caratteristiche:

- Altezza f.t. = 5.0 m
- Sbraccio = 0.0 m
- Peso = 48 kg
- Diametro = 0.115 m

I plinti utilizzati come fondazione dei pali sono denominati Tipo A ("standard") e B ("con cordolo"), le cui proprietà di ciascuno sono riportate nel seguito:

- Tipo A (plinto "standard"):
  - B = 0.70 m
  - L = 0.70 m
  - H = 0.80 m
  - Peso = 980 kg
- Tipo B (plinto con cordolo di protezione della scarpata):
  - B = 1.10 m
  - L = 1.10 m
  - H = 1.00 m
  - Peso = 3025 kg
  - Cordolo: si assume una pendenza del rilevato di 25°
    - $H_{\text{cordolo}} = 1.10 \times \tan(25^\circ) = 0.51 \text{ m}$
    - $B_{\text{cordolo}} = 0.20 \text{ m}$
    - Peso = 423 kg

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutti i calcoli riportati di seguito sono stati eseguiti facendo riferimento alle normative vigenti:

- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. D.M. del 17/01/2018, "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»". Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 35, supplemento ordinario n. 5;
- D.M. Infrastrutture e Trasporti 31/07/12, "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici";
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Circolare n° 617 del 2/02/2009, "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008".

## 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### Calcestruzzo per le opere di sottofondazione

Classe di resistenza: C12/15 (Rck 15 MPa);

### Calcestruzzo per le opere di fondazione

Classe di resistenza: C35/45 (Rck 45 MPa);

### Acciaio di armatura

Classe B450C (ex FeB44K).  
Resistenza a snervamento  $f_y = 450 \text{ MPa}$

## 4. PARAMETRI GEOTECNICI

Dato che il tratto in oggetto è molto esteso e non è possibile avere parametri dettagliati per il terreno di fondazione, si è ipotizzato la presenza di un materiale con parametri geotecnici tali da effettuare la verifica a favore di sicurezza.

Le verifiche di stabilità del terreno e delle strutture di fondazione vanno eseguite con i metodi ed i procedimenti della geotecnica con riferimento al DM 17/01/2018, tenendo conto delle massime sollecitazioni che la struttura trasmette al terreno.

Per il calcolo della capacità portante dei plinti di tipo superficiale, utilizzati per le sonde di luminanza, si sono utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

- Coesione = 0 kN/m<sup>2</sup>
- Angolo di attrito = 30°
- Peso di volume secco = 19 kN/m<sup>3</sup>
- Peso di volume saturo = 21 kN/m<sup>3</sup>
- Modulo di taglio del terreno = 20.000 kN/m<sup>2</sup>
- Coeff. di Poisson = 0.3

Si assume che il livello della falda sia inferiore al piano di posa delle fondazioni.

Le opere di fondazione saranno realizzate con i materiali, le dimensioni e le tecnologie indicati nella relazione di calcolo e nel corrispondente elaborato grafico, e poste ad una profondità tale da non risentire delle variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

Per il calcolo dell'azione sismica si è considerato un suolo di categoria C.

## 5. CRITERI DI VERIFICA

### 5.1 DESCRIZIONE GENERALE

Le verifiche strutturali sono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico degli stati limite applicato come descritto negli Eurocodici e nella vigente normativa italiana (D.M. 17/01/2018).

Sono considerati sia gli Stati Limite Ultimi, associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa; sia gli Stati Limite di Servizio, corrispondenti a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza sono condotte con il Metodo dei coefficienti parziali: in tutte le situazioni progettuali significative, si verifica che gli stati limite non sono superati quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli strutturali e di carico impiegati.

La verifica del non superamento delle situazioni limite consente di concludere che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la vita utile della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase esecutiva/costruttiva), è inferiore al valore prefissato dalla norma. Le verifiche effettuate consentono di assicurare che:

- le azioni di progetto non provocano il collasso globale della struttura o del terreno (anche in situazioni eccezionali/accidentali come, ad esempio, in presenza di un evento sismico);
- gli effetti delle azioni di progetto non superano la resistenza di progetto della struttura allo stato limite ultimo;
- gli effetti delle azioni di progetto non superano i criteri di funzionalità per lo stato limite di servizio.

### 5.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI (PAR. 2.5.3 D.M. 17/01/2018)

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### 5.3 STATI LIMITE ULTIMI (PAR. 6.4.2 D.M. 17/01/2018)

Le verifiche di stabilità dei plinti e del sistema fondazione-terreno sono state sviluppate secondo quanto indicato nelle D.M. 17/01/2018 al capitolo 6 "Progettazione geotecnica". A questo riguardo verranno presi in esame i seguenti Stati Limite Ultimi:

#### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Nell'ambito dei problemi di tipo geotecnico il D.M. 17/01/2018 consente di adottare due diversi approcci nella definizione delle combinazioni di carico, dei parametri geotecnici e delle resistenze.

Nell'**Approccio 1** si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti riportati nella colonna A2 delle tabelle riportate, per la resistenza dei materiali i coefficienti riportati nella colonna M2 e, eventualmente, per la resistenza globale i coefficienti riportati nella colonna R2.

Nell'**Approccio 2** si impiega un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In tale approccio per le azioni si impiegano i coefficienti riportati nella colonna A1 delle tabelle riportate, per la resistenza dei materiali i coefficienti riportati nella colonna M1 e, eventualmente, per la resistenza globale i coefficienti riportati nella colonna R3.

Tab. 6.2.1 – 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	$\gamma_{Q1}$	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  $\gamma_{G1}$

Tabella 5-1 – Tabella 6.2.1 DM. 17/01/2018

**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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione 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

**Tabella 5-2 – Tabella 6.2.II DM. 17/01/2018**

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

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

**Tabella 5-3 – Tabella 6.4.I DM. 17/01/2018**

Al Cap. 6.4.2.1, il D.M. 17/01/2018 prescrive che la verifica di stabilità globale debba essere effettuata secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1, mentre tutte le rimanenti verifiche debbano seguire la combinazione dell'Approccio 2.

## 5.4 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono:

- Eccessivi cedimenti che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto

## 6. ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI

Nel presente capitolo vengono definiti i carichi utilizzati per le analisi strutturali.

### 6.1 VITA UTILE DI PROGETTO

La vita utile di progetto è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria prevista, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per le opere in esame si assume una vita utile pari a 50 anni.

### 6.2 PESO PROPRIO STRUTTURE

Il peso proprio delle strutture viene valutato in funzione di un peso specifico del calcestruzzo assunto pari a  $\gamma_{CLS} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 6.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

I carichi permanenti non strutturali sono i pesi dei pali e degli elementi tecnologici ad essi fissati. I valori dei singoli elementi sono definiti nell'analisi dei carichi di ciascun plinto.

### 6.4 CARICO DELLE NEVE

Il carico da neve viene calcolato con riferimento al D.M. 17-01-2018, Par. 3.4. Risulta:

- Altitudine:  $a_{s,max} \cong 200 \text{ m s.l.m.}$
- Zona: I (Alpina)
- Valore caratteristico del carico al suolo:  $q_{sk} = 1.35 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{602} \right)^2 \right] = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Coefficiente di esposizione al vento:  $C_E = 1.0$

- Coefficiente termico:  $C_T = 1.0$
- Coefficiente di forma:  $\mu_1 = 0.8$  (inclinazione falda =  $0^\circ$ )
- Si ottiene quindi:

$$Q_S = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

In favore di sicurezza si assume un sovraccarico da neve pari a  $Q_S = 1.50 \text{ kN/m}^2$ .

## 6.5 AZIONE DEL VENTO

Si assumono i seguenti parametri per la determinazione dell'azione del vento (D.M. 17/01/2018 Par. 3.3):

- Zona 1 (Veneto)
- Classe di rugosità B (Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive)
- $T_R = 50$  anni
- $v_{b0} = 28 \text{ m/s}$
- $q_r = \frac{1}{2} \rho v^2 = 490 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  è funzione dell'altezza del palo considerato nell'intervento. Essendo nella categoria denominata IV e considerando l'altezza massima dei pali rispetto al piano campagna, esso vale:

$C_e$	1.6
-------	-----

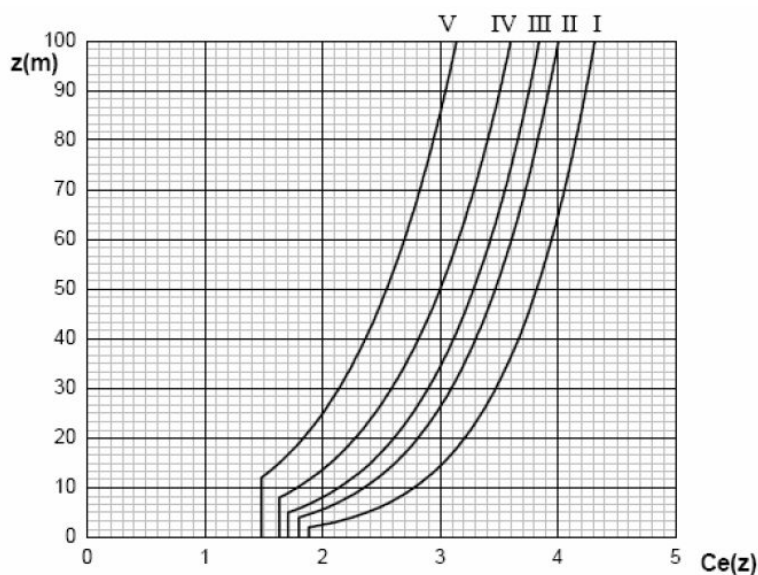


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  in funzione dell'altezza sul suolo (per  $c_t = 1$ )

Figura 6-1: coefficiente di esposizione (Fig. 3.3.3 D.M. 17/01/2018)

Il coefficiente di forma è valutato secondo quanto descritto nella Circolare n° 617 del 2/02/2009, "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008".

- Palo:

Essi sono considerati come corpi cilindrici a sezione circolare. Il coefficiente di forma è funzione unicamente del parametro  $q = q_b \cdot c_e$ .

$d\sqrt{q}$	2.54
$C_p$	1.11

$$c_p = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263d\sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d\sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$

## 6.6 AZIONE SISMICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica, con riferimento a quanto previsto dal D.M. 17-01-2018, la struttura in oggetto viene classificata come di seguito descritto:

- TIPO 2 (Opere ordinarie) Vita Nominale:  $V_N \geq 50$  anni
- CLASSE IV  $C_u = 2$
- Periodo di riferimento:  $V_R = 100$  anni

### Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

- Probabilità di superamento: 10 %
- $T_R$ : 475 [anni]
- Parametri sismici: (vedere tabella seguente)

Comune	Longitudine [°]	Latitudine [°]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_C^*$ [s]
Schio (VI)	11.3584	45.7133	0.205	2.454	0.287

Tabella 6-1 – Parametri sismici

La massima accelerazione sismica vale quindi  $a_g = 0.205$  g.

Considerando poi:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1.5$  (sottosuolo di categoria C)
- coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1.0$  (categoria topografica T1)

l'accelerazione massima di progetto risulta

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cong 0.308 \text{ g.}$$

Considerando cautelativamente un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito unitario ( $\beta = 1.00$ ), si assumono i coefficienti sismici di seguito riportati:

- coefficiente sismico orizzontale:  $K_H = 0.31$ ;
- coefficiente sismico verticale:  $K_V = \pm 0.5 \times K_H = \pm 0.16$ .

## 6.7 SPINTA DELLE TERRE

I carichi permanenti non strutturali comprendono il peso del terreno a tergo del cordolo e la conseguente spinta orizzontale. Assumendo che lo spostamento della zattera non sia impedito, la spinta è valutata mediante il coefficiente di spinta attiva:

$$\sigma'_h = K_A \sigma'_v = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \sigma'_v$$

cosicché la spinta verticale e orizzontale del terreno sulla spalla è uguale a:

$$S_v = \left( \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \right) = \frac{1}{2} \cdot 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.51^2 \text{ m}^2 = 2.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_h = K_A \left( \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \right) = 0.33 \cdot \left( \frac{1}{2} 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 0.51^2 \text{ m}^2 \right) = 0.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



## 6.8 SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI SISMICHE

In accordo con il Capitolo 7.11.6.2.1 delle NTC2018, l'analisi della spinta delle terre in condizioni sismiche può essere effettuata seguendo un metodo pseudo-statico.

La spinta addizionale indotta dal sisma su elementi rigidi verticali e con riempimento piano può essere valutata secondo la formula presentata al Paragrafo E.9 dell'Eurocodice 8-5:

$$\Delta P_d = \alpha S \gamma H^2 = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove

$$\alpha = \frac{a_g}{g}$$

**S**                      fattore di amplificazione del terreno

**$\gamma$**                       peso specifico del terreno

**H**                      altezza del cordolo

Secondo quanto prescritto dalle NTC2018, il punto di applicazione della componente sismica della spinta delle terre è funzione della libertà di movimento della struttura. Assumendo che essa non possa traslare o ruotare intorno al piede, si assume che il punto di applicazione di tale forza sia a metà dell'altezza dell'opera.

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state applicate alla struttura combinazioni di carico allo stato limite ultimo e di esercizio.

Le combinazioni di carico SLU e SLE sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura.

I carichi accidentali vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di combinazione, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura. Allo SLU le azioni caratteristiche vengono incrementate con l'applicazione dei coefficienti di amplificazione definiti dal D.M. 17/01/2018.

### 7.1 STATO LIMITE ULTIMO (S.L.U.)

	Peso Proprio	Permanenti	Neve	Vento
<b>SLU 1</b>	1.30	1.50	1.50	0.00
<b>SLU 2</b>	1.30	1.50	1.50	0.90
<b>SLU 3</b>	1.30	1.50	0.00	1.50
<b>SLU 4</b>	1.30	1.50	0.75	1.50

### 7.2 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (S.L.V.)

	Peso Proprio	Permanenti	Sisma
<b>SLV 1</b>	1.0	1.0	1.0
<b>SLV 2</b>	1.0	1.0	-1.0

### 7.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.)

	Peso Proprio	Permanenti	Neve	Vento
<b>SLE 1</b>	1.0	1.0	1.0	0.0
<b>SLE 2</b>	1.0	1.0	1.0	0.6
<b>SLE 3</b>	1.0	1.0	0.0	1.0
<b>SLE 4</b>	1.0	1.0	0.5	1.0

## 8. VERIFICA PLINTI DI FONDAZIONE

La verifica del plinto di fondazione è stata condotta valutandone la stabilità (ribaltamento, scorrimento) e la capacità portante allo S.L.U. nonché i cedimenti allo S.L.E.

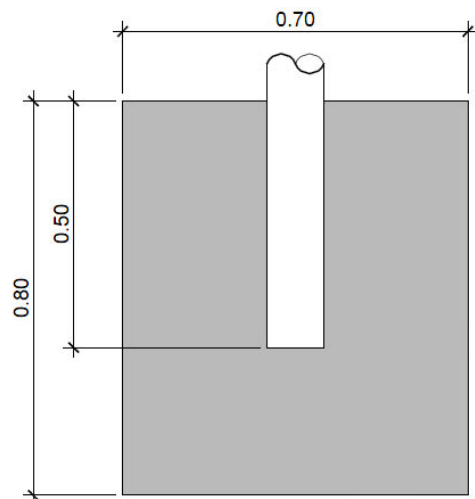
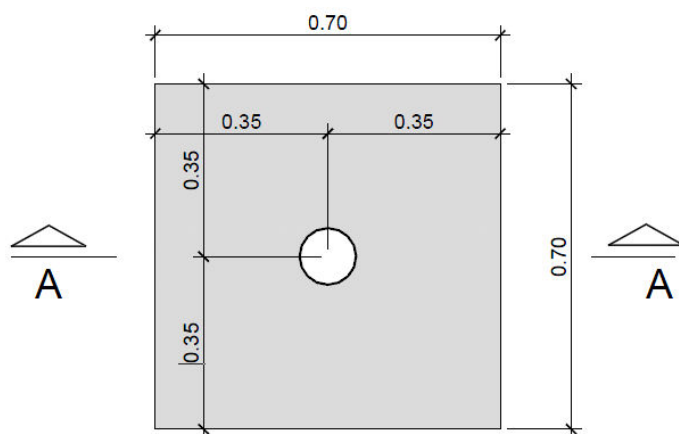
Sono state considerate la geometria della fondazione nonché le caratteristiche geologiche e geotecniche come da capitolo precedente. Come condizioni di carico agenti sono stati considerati i carichi esplicitati al precedente cap. 5.

### 8.1 CASO I: PLINTO “STANDARD”

Il plinto a cui si fa riferimento è il “Tipo A”

Sul plinto di fondazione agiscono pertanto le seguenti azioni:

- Peso proprio:  $P_P = 9.80 \text{ KN}$
- Permanenti:
  - Peso del palo  $P_{\text{palo}} = 0.48 \text{ kN}$
  - Peso della sonda trascurabile
- Azione del vento:
  - Vento sul palo  $Q_{hW,\text{palo}} = 5.00 \text{ m} \times 0.115 \text{ m} \times 0.98 \text{ kN/m}^2 = 0.56 \text{ KN}$
- Azione della neve:  $Q_{SV} = 0.70 \text{ m} \times 0.70 \text{ m} \times 1.5 \text{ kN/m}^2 = 0.74 \text{ KN}$
- Sisma (verticale):  $Q_{EV} = KV \times (P_P + P_{\text{palo}}) = \pm 1.57 \text{ KN}$
- Sisma (orizzontale):  $Q_{EH} = KH \times (P_P + P_{\text{palo}}) = 3.04 \text{ KN}$



## VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si riportano i risultati della verifica a ribaltamento.

### Approccio 2 (A1+M1+R3)

#### VERIFICA A RIBALTAMENTO SLU - APPROCCIO 2

##### CARICHI VERTICALI

	$\gamma_f$ [-]	P [kN]	$N=\gamma_f \times P$ [kN]	$X_G$ [m]	$M_R=N \times X_G$ [kNm]
PALO	0.8	0.48	0.38	0.35	0.13
PLINTO	1.0	9.80	9.80	0.35	3.43
		0.00	0.00	0.35	0.00

$$N_{TOT} = 10.18 \quad M_R = 3.56$$

##### CARICHI ORIZZONTALI

	$\gamma_f$ [-]	$\psi$ [-]	F [kN]	$F_H=\gamma_f \times \psi \times F$ [kN]	$Z_G$ [m]	$M_D=F_H \times Z_G$ [kNm]
VENTO SU PALO	1.5	1.0	0.56	0.84	3.30	2.79

$$F_{H,TOT} = 0.84 \quad M_D = 2.79$$

$$M_R = 3.56 \quad [\text{kNm}]$$

$$M_D = 2.79 \quad [\text{kNm}]$$

$$F_s = M_R / M_D = 1.28 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

## Combinazione Sismica – SLV

### VERIFICA A RIBALTAMENTO SLV

#### CARICHI VERTICALI

	$\gamma_f$ [-]	P [kN]	$N=\gamma_f \times P$ [kN]	$X_G$ [m]	$M_R=N \times X_G$ [kNm]
PALO	1.0	0.48	0.48	0.35	0.17
PLINTO	1.0	9.80	9.80	0.35	3.43
SISMA PALO	1.0	-0.08	-0.08	0.35	-0.03
SISMA PLINTO	1.0	-1.57	-1.57	0.35	-0.55

$$N_{TOT} = 8.64 \quad M_R = 3.02$$

#### CARICHI ORIZZONTALI

	$\gamma_f$ [-]	$\psi$ [-]	F [kN]	$F_H=\gamma_f \times \psi \times F$ [kN]	$Z_G$ [m]	$M_D=F_H \times Z_G$ [kNm]
SISMA PALO	1	1.0	0.15	0.15	3.30	0.49
SISMA PLINTO	1	1.0	3.04	3.04	0.40	1.22

$$F_{H,TOT} = 3.19 \quad M_D = 1.71$$

$$M_R = 3.02 \text{ [kNm]}$$

$$M_D = 1.71 \text{ [kNm]}$$

$$F_S = M_R / M_D = 1.77 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

**VERIFICA A SCORRIMENTO**  
**Approccio 2 (A1+M1+R3)**
**VERIFICA A SCORRIMENTO SLU - APPROCCIO 2**
**CARICHI VERTICALI**

PALO  
PLINTO

$\gamma_f$ [-]	P [kN]	$N=\gamma_f \times P$ [kN]	$X_G$ [m]	$M_R=N \times X_G$ [kNm]
0.8	0.48	0.38	0.35	0.13
1.0	9.80	9.80	0.35	3.43

$$N_{TOT} = 10.18 \quad M_R = 3.56$$

**CARICHI**  
**ORIZZONTALI**

VENTO SU PALO

$\gamma_f$ [-]	$\psi$ [-]	F [kN]	$F_H=\gamma_f \times \psi \times F$ [kN]	$Z_G$ [m]	$M_D=F_H \times Z_G$ [kNm]
1.5	1.0	0.56	0.84	3.30	2.79

$$F_{H,TOT} = 0.84 \quad M_D = 2.79$$

$$\begin{aligned}
 N_{TOT} &= 10.18 \text{ [kN]} \\
 F_R &= N_{TOT} \times \tan \phi' = 5.88 \text{ [kN]} \\
 F_R / \gamma_R &= 5.35 \\
 F_H &= 0.84 \\
 F_S &= (F_R / \gamma_R) / F_H = 6.33 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi' &= 30.00 \text{ [}^\circ\text{]} \\
 \gamma_R &= 1.10
 \end{aligned}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

## Combinazione Sismica – SLV

### VERIFICA A SCORRIMENTO SLV

#### CARICHI VERTICALI

	$\gamma_f$ [-]	P [kN]	$N=\gamma_f \times P$ [kN]	$X_G$ [m]	$M_R=N \times X_G$ [kNm]
PALO	1.0	0.48	0.48	0.35	0.17
PLINTO	1.0	9.80	9.80	0.35	3.43
SISMA SU PALO	1.0	-0.08	-0.08	0.35	-0.03
SISMA SU PLINTO	1.0	-1.57	-1.57	0.35	-0.55

$$N_{TOT} = 8.64 \quad M_R = 3.02$$

#### CARICHI ORIZZONTALI

	$\gamma_f$ [-]	$\psi$ [-]	F [kN]	$F_H=\gamma_f \times \psi \times F$ [kN]	$Z_G$ [m]	$M_D=F_H \times Z_G$ [kNm]
SISMA SU PALO	1.0	1.0	0.15	0.15	3.30	0.49
SISMA SU PLINTO	1.0	1.0	3.04	3.04	0.40	1.22

$$F_{H,TOT} = 3.19 \quad M_D = 1.71$$

$$\begin{aligned}
 N_{TOT} &= 8.64 \text{ [kN]} & \phi' &= 30.00 \text{ [}^\circ\text{]} \\
 F_R &= N_{TOT} \times \tan \phi' = 4.99 \text{ [kN]} & \gamma_R &= 1.00 \\
 F_R / \gamma_R &= 4.99 \\
 F_H &= 3.19 \\
 F_S &= (F_R / \gamma_R) / F_H = 1.56 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}
 \end{aligned}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

## VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Si riportano le verifiche di capacità portante per i due approcci di progetti nelle combinazioni di carico peggiori.  
Pendenza massima della scarpata: 25°.

### Approccio 2 (A1+M1+R3)

N = 14.01 kN      V = 0.84 kN      M<sub>B</sub> = 2.47 kNm

#### DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI

CONDIZIONI DRENATE       $Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_y \cdot s_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$

D.M. 17/01/2018: Verifica a lungo termine in condizioni drenate

Approccio 1 - Combinazione 2      (A1 + M1 + R3)

=>  $\gamma_M = 1.00$   
 $\gamma_R = 2.30$

#### Caratteristiche geotecniche terreno

Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	$\gamma'_{ric}$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\phi'$ (°) =	30
	$\phi'_{VER}$ (°) =	30.00
	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0.00
Coesione drenata del terreno di fondazione	$c'_{VER}$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0.00

#### Geometria della fondazione

Dimensione minore fondazione	B (m) =	0.70
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	0.70
Affondamento della fondazione	D (m) =	0.80
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0.00
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	25.00

#### Carichi di verifica

Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	14.01
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	0.84
Momento flettente in direzione B	M <sub>B</sub> (kNm) =	2.47
Momento flettente in direzione L	M <sub>L</sub> (kNm) =	0.00
Eccentricità in direzione B	E <sub>B</sub> (m) =	0.18
Eccentricità in direzione L	E <sub>L</sub> (m) =	0.00

#### Dati di calcolo

Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	0.35
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	0.70
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	15.20

#### Fattori di capacità portante

$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	22.40
$N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	18.40
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')$	30.14

#### Coefficienti correttivi

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = 1.66$	= $[2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$	
$i_y = 0.85$	$i_q = 0.90$	$i_c = 0.90$

Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$d_y = 1.00$		
$D/B' = 2.30$		
$d_q = 1.66$	per $D/B' \leq 1$	quindi $d_q = 1.34$
$d_q = 1.34$	per $D/B' > 1$	
$d_c = 1.35$		

Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic, 1975)

$s_y = 0.80$	$s_q = 1.29$	$s_c = 1.30$
--------------	--------------	--------------

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione (Vesic, 1975)

$b_y = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_c = 1.00$
--------------	--------------	--------------

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic, 1975)

$g_y = 0.28$	$g_q = 0.28$	$g_c = 0.24$
--------------	--------------	--------------

CAPACITÀ PORTANTE LIMITE      Q<sub>lim</sub> = 138 kN/mq      => 34 kN

COEFFICIENTE DI SICUREZZA       $\gamma_R = 2.30$

CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO      Q<sub>RD</sub> = 60 kN/mq      => 15 kN      FS = 1.04      VERIFICA SODDISFATTA

**Combinazione Sismica – SLV**

N = 11.92 kN

V = 3.19 kN

M<sub>B</sub> = 1.71 kNm

**DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI**

CONDIZIONI DRENATE  $Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$ 

D.M. 14/01/2008: Verifica a lungo termine in condizioni drenate

Combinazione sismica	Coefficienti unitari	=>	$\gamma_M = 1.00$	$\gamma_R = 1.00$
----------------------	----------------------	----	-------------------	-------------------

**Caratteristiche geotecniche terreno**

Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	$\gamma'_{ric}$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\Phi'$ (°) =	30
	$\Phi'_{VER}$ (°) =	30.00
Coesione drenata del terreno di fondazione	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0.00
	$c'_{VER}$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0.00

**Geometria della fondazione**

Dimensione minore fondazione	B (m) =	0.70
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	0.70
Affondamento della fondazione	D (m) =	0.80
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0.00
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	25.00

**Carichi di verifica**

Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	11.92
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	3.19
Momento flettente in direzione B	M <sub>B</sub> (kNm) =	0.99
Momento flettente in direzione L	M <sub>L</sub> (kNm) =	0.00
Eccentricità in direzione B	E <sub>B</sub> (m) =	0.08
Eccentricità in direzione L	E <sub>L</sub> (m) =	0.00

**Dati di calcolo**

Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	0.53
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	0.70
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	15.20

**Fattori di capacità portante**

$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$	22.40
$N_q = \exp[p \cdot \tan(\Phi')] \cdot \tan^2(45 + \Phi'/2)$	18.40
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$	30.14

**Coefficienti correttivi**
**Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)**

$m = 1.56 = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$		
$i_{\gamma} = 0.45$	$i_q = 0.62$	$i_c = 0.59$

**Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)**

$d_{\gamma} = 1.00$		
$D/B' = 1.50$		
$d_q = 1.43$ per $D/B' \leq 1$	quindi $d_q = 1.28$	
$d_q = 1.28$ per $D/B' > 1$		
$d_c = 1.30$		

**Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic, 1975)**

$s_{\gamma} = 0.69$	$s_q = 1.44$	$s_c = 1.47$
---------------------	--------------	--------------

**Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione (Vesic, 1975)**

$b_{\gamma} = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_c = 1.00$
---------------------	--------------	--------------

**Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic, 1975)**

$g_{\gamma} = 0.28$	$g_q = 0.28$	$g_c = 0.24$
---------------------	--------------	--------------

CAPACITA' PORTANTE LIMITE  $Q_{lim} = 101$  kN/mq => 38 kN

COEFFICIENTE DI SICUREZZA  $\gamma_R = 1.00$ 

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO  $Q_{RD} = 101$  kN/mq => 38 kN FS = 3.16 VERIFICA SODDISFATTA

Le verifiche di capacità portante risultano quindi soddisfatte.



## CALCOLO DEI CEDIMENTI

### Stato Limite di Esercizio – Condizioni Rare

N = 11.02 kN      V = 0.34 kN      M = 0.99 kNm

Il valore di cedimento atteso risulta accettabile: la verifica è quindi soddisfatta.

#### CALCOLO CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

PARAMETRI GEOTECNICI:	profondità (m)	spessore (m)	gamma t (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson u	Poisson'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	K <sub>0</sub>	Poisson'
Strato												
LIVELLO I - MATERIALE GRANULARE	0.00	10.00	19.00	57500	50000	0.25	0.3000	30	0.50	1	0.50	0.3000

TENSIONE GEOSTATICA:	
Gamma w (kN/mc):	0
Gamma t (kN/mc):	19.00
profondità falda (m):	2.00
profondità piano di posa dal p.c. (m):	0.80
Tensione verticale geostatica (kPa):	15.20

PARAMETRI GEOMETRICI:	
Larghezza fondazione secondo x (m):	0.70
Larghezza fondazione secondo y (m):	0.70
Carico verticale (kN):	11
Momento x (kNm):	1
Momento y (kNm):	0
Eccentricità del carico in x (m):	0.090
Eccentricità del carico in y (m):	0.000
Base ridotta fondazione in x (m):	0.520
Base ridotta fondazione in y (m):	0.700
Carico assiale (kPa):	30.26
Carico netto (kPa):	15.06

Resistenza caratteristica del cls (kg/cm <sup>2</sup> ):	45
Modulo elastico del cls (kPa):	1.2E+07
Modulo elastico del terreno (kPa):	57500
Coeff. di Poisson del terreno:	0.30
Coeff. di Poisson del cls:	0.15
Coeff. fondazione rigida (K <sub>r</sub> ):	5
Spessore minimo fondazione rigida (m):	0.19
<b>Coeff. di Winkler finale (kN/mc):</b>	<b>37702052</b>

TENSIONI INDOTTE:	
superficie fondazione di progetto (mq):	0.49
superficie fondazione ridotta (mq):	0.36
tensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.30
tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.54
tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.07
tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.30
tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.30

CEDIMENTI RISULTANTI	
Cedimento finale:	

strato	1	2	3	totale	
	0.0	0.0	0.0	0.0004	m

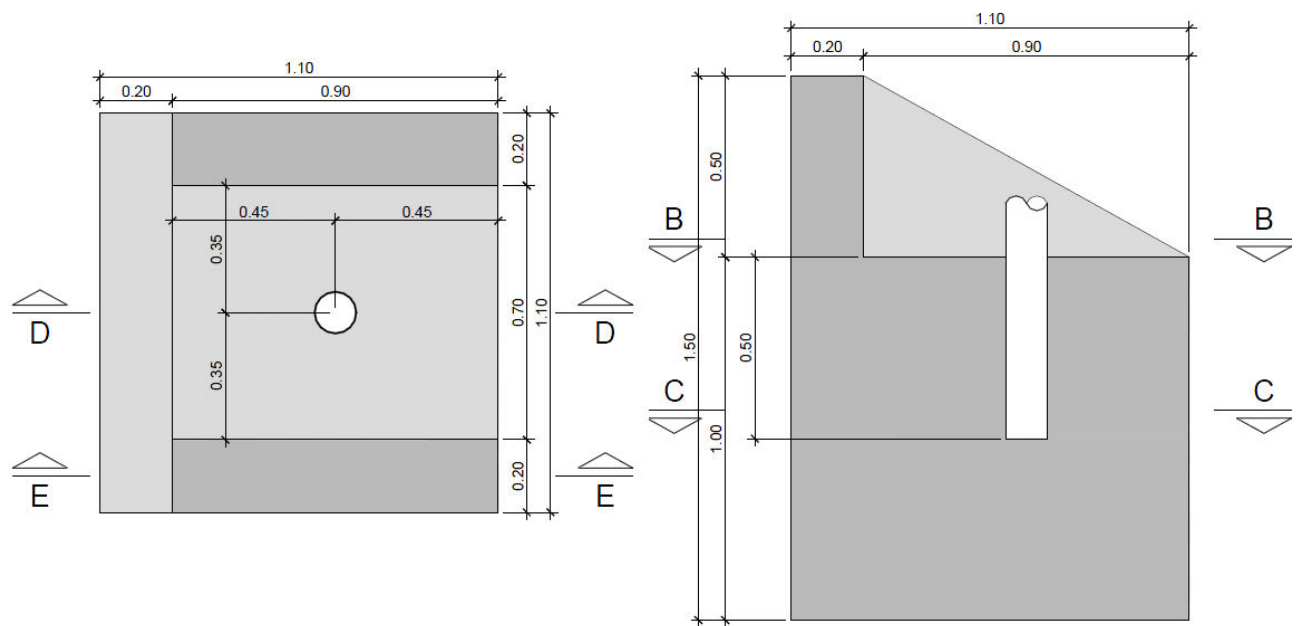
## 8.2 CASO II: PLINTO CON CORDOLO

Il plinto a cui si fa riferimento è il "Tipo B".

Si considera un cordolo di altezza 0.5 m e larghezza 0.2 m rispetto all'estradosso del plinto. Si assume che l'altezza del cordolo decresca linearmente fino ad arrivare ad altezza nulla in corrispondenza della faccia opposta del plinto.

Sul plinto di fondazione agiscono pertanto le seguenti azioni:

- Peso proprio del plinto:  $P_P = 30.25 \text{ KN}$
- Peso proprio del cordolo:  $P_P = 4.23 \text{ KN}$
- Permanenti:
  - Peso del palo  $P_{\text{palo}} = 0.48 \text{ kN}$
  - Peso della sonda trascurabile
  - Spinta orizzontale del terreno:  $S_h = 0.83 \text{ kN}$
- Azione del vento:
  - Vento sul palo  $Q_{hW, \text{palo}} = 5.00 \text{ m} \times 0.115 \text{ m} \times 0.98 \text{ kN/m}^2 = 0.56 \text{ KN}$
- Azione della neve:  $Q_{SV} = 1.10 \text{ m} \times 1.10 \text{ m} \times 1.5 \text{ kN/m}^2 = 1.82 \text{ KN}$
- Sisma (verticale):  $Q_{EV} = K_V \times (P_P + P_{\text{palo}} + P_{\text{cordolo}}) = \pm 5.60 \text{ KN}$
- Sisma (orizzontale):  $Q_{Eh} = K_H \times (P_P + P_{\text{palo}} + P_{\text{cordolo}} + \gamma_t H^2) = 12.39 \text{ KN}$



## VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si riportano i risultati della verifica a ribaltamento.

### Approccio 2 (A1+M1+R3)

#### VERIFICA A RIBALTAMENTO SLU - APPROCCIO 2

##### CARICHI VERTICALI

	$\gamma_f$ [-]	P [kN]	$N=\gamma_f \times P$ [kN]	$X_G$ [m]	$M_R=N \times X_G$ [kNm]
PALO	0.8	0.48	0.38	0.55	0.21
PLINTO	1.0	30.25	30.25	0.55	16.64
CORDOLO	0.8	4.23	3.39	0.67	2.28

$$N_{TOT} = 34.02 \quad M_R = 19.12$$

##### CARICHI

##### ORIZZONTALI

	$\gamma_f$ [-]	$\psi$ [-]	F [kN]	$F_H=\gamma_f \times \psi \times F$ [kN]	$Z_G$ [m]	$M_D=F_H \times Z_G$ [kNm]
VENTO SU PALO	1.5	1.0	0.56	0.84	3.50	2.96
SPINTA DELLE TERRE SUL CORDOLO	1.5	1.0	0.83	1.25	1.17	1.46

$$F_{H,TOT} = 2.09 \quad M_D = 4.42$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= 19.12 \quad [\text{kNm}] \\
 M_D &= 4.42 \quad [\text{kNm}] \\
 F_S = M_R / M_D &= 4.33 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}
 \end{aligned}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

## Combinazione Sismica – SLV

### VERIFICA A RIBALTAMENTO SLV

#### CARICHI VERTICALI

	$\gamma_f$ [-]	P [kN]	$N=\gamma_f \times P$ [kN]	$X_G$ [m]	$M_R=N \times X_G$ [kNm]
PALO	1.0	0.48	0.48	0.55	0.26
PLINTO	1.0	30.25	30.25	0.55	16.64
CORDOLO	1.0	4.23	4.23	0.67	2.84
SISMA PALO	1.0	-0.08	-0.08	0.55	-0.04
SISMA PLINTO	1.0	-4.84	-4.84	0.55	-2.66
SISMA SU CORDOLO	1.0	-0.677	-0.68	0.67	-0.46

$$N_{TOT} = 29.37 \quad M_R = 16.59$$

#### CARICHI ORIZZONTALI

	$\gamma_f$ [-]	$\psi$ [-]	F [kN]	$F_H=\gamma_f \times \psi \times F$ [kN]	$Z_G$ [m]	$M_D=F_H \times Z_G$ [kNm]
SISMA PALO	1	1.0	0.15	0.15	3.50	0.52
SISMA PLINTO	1	1.0	9.38	9.38	0.50	4.69
SISMA SU CORDOLO	1	1.0	1.31	1.31	1.26	1.65
SPINTA DELLE TERRE SUL CORDOLO	1	1.0	0.83	0.83	1.17	0.98
SISMA SPINTA DELLE TERRE SUL CORDOLO	1	1.0	1.55	1.55	1.26	1.95

$$F_{H,TOT} = 13.22 \quad M_D = 9.78$$

$$M_R = 16.59 \quad [kNm]$$

$$M_D = 9.78 \quad [kNm]$$

$$F_S = M_R / M_D = 1.70 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

**VERIFICA A SCORRIMENTO**  
**Approccio 2 (A1+M1+R3)**
**VERIFICA A SCORRIMENTO SLU - APPROCCIO 2**
**CARICHI VERTICALI**

	$\gamma_f$ [-]	P [kN]	$N=\gamma_f \times P$ [kN]	$X_G$ [m]	$M_R=N \times X_G$ [kNm]
PALO	0.8	0.48	0.38	0.55	0.21
PLINTO	1.0	30.25	30.25	0.55	16.64
CORDOLO	0.8	4.23	3.39	0.67	2.28

$$N_{TOT} = 34.02 \quad M_R = 19.12$$

**CARICHI  
ORIZZONTALI**

	$\gamma_f$ [-]	$\psi$ [-]	F [kN]	$F_H=\gamma_f \times \psi \times F$ [kN]	$Z_G$ [m]	$M_D=F_H \times Z_G$ [kNm]
VENTO SU PALO	1.5	1.0	0.56	0.84	3.50	2.96
SPINTA DELLE TERRE SUL CORDOLO	1.5	1.0	0.83	1.25	1.17	1.46

$$F_{H,TOT} = 2.09 \quad M_D = 4.42$$

$$\begin{aligned}
 N_{TOT} &= 34.02 \quad [\text{kN}] & \phi' &= 30.00 \quad [^\circ] \\
 F_R &= N_{TOT} \times \tan \phi' & \gamma_R &= 1.10 \\
 \phi' &= 19.64 \quad [^\circ] \\
 F_R / \gamma_R &= 17.86 \\
 F_H &= 2.09 \\
 F_S &= (F_R / \gamma_R) / F_H = 8.53 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}
 \end{aligned}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

**Combinazione Sismica – SLV**
**VERIFICA A SCORRIMENTO SLV**
**CARICHI VERTICALI**

	$\gamma_f$ [-]	P [kN]	$N=\gamma_f \times P$ [kN]	$X_G$ [m]	$M_R=N \times X_G$ [kNm]
PALO	1.0	0.48	0.48	0.55	0.26
PLINTO	1.0	30.25	30.25	0.55	16.64
CORDOLO	1.0	4.23	4.23	0.67	2.84
SISMA SU PALO	1.0	-0.08	-0.08	0.55	-0.04
SISMA SU PLINTO	1.0	-4.84	-4.84	0.55	-2.66
SISMA SU CORDOLO	1.0	-0.677	-0.68	0.67	-0.46

$$N_{TOT} = 29.37 \quad M_R = 16.59$$

**CARICHI ORIZZONTALI**

	$\gamma_f$ [-]	$\psi$ [-]	F [kN]	$F_H=\gamma_f \times \psi \times F$ [kN]	$Z_G$ [m]	$M_D=F_H \times Z_G$ [kNm]
SISMA SU PALO	1.0	1.0	0.15	0.15	3.50	0.52
SISMA SU PLINTO	1.0	1.0	9.38	9.38	0.50	4.69
SISMA SU CORDOLO	1.0	1.0	1.31	1.31	1.26	1.65
SPINTA DELLE TERRE SUL CORDOLO	1	1.0	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA SPINTA DELLE TERRE SUL CORDOLO	1	1.0	0.00	0.00	0.00	0.00

$$F_{H,TOT} = 10.84 \quad M_D = 6.86$$

$N_{TOT} =$	29.37	[kN]	$\phi' =$	30.00	[°]
$F_R = N_{TOT} \times \tan \phi' =$	16.96	[kN]	$\gamma_R =$	1.00	
$F_R / \gamma_R =$	16.96				
$F_H =$	10.84				
$F_S = (F_R / \gamma_R) / F_H =$	1.56				

**VERIFICA SODDISFATTA**

La verifica risulta quindi soddisfatta.

## VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Si riportano le verifiche di capacità portante per i due approcci di progetti nelle combinazioni di carico peggiori.

Pendenza massima della scarpata: 25°.

### Approccio 2 (A1+M1+R3)

N = 48.27 kN

V = 1.25 kN

M<sub>B</sub> = 3.7 kNm

#### DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI

##### CONDIZIONI DRENATE

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$$

D.M. 17/01/2018: Verifica a lungo termine in condizioni drenate

##### Approccio 1 - Combinazione 2

(A1 + M1 + R3)

=>

$\gamma_M = 1.00$

$\gamma_R = 2.30$

##### Caratteristiche geotecniche terreno

Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	$\gamma'_{ric}$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'_f$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\phi'$ (°) =	30
	$\phi'_{VER}$ (°) =	30.00
	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0.00
Coesione drenata del terreno di fondazione	$c'_{VER}$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0.00

##### Geometria della fondazione

Dimensione minore fondazione	B (m) =	1.10
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	1.10
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.00
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0.00
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	25.00

##### Carichi di verifica

Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	48.27
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	1.25
Momento flettente in direzione B	M <sub>B</sub> (kNm) =	3.70
Momento flettente in direzione L	M <sub>L</sub> (kNm) =	0.00
Eccentricità in direzione B	E <sub>B</sub> (m) =	0.08
Eccentricità in direzione L	E <sub>L</sub> (m) =	0.00

##### Dati di calcolo

Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	0.95
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	1.10
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	19.00

##### Fattori di capacità portante

$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	22.40
$N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	18.40
$N_c = [(N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')]$	30.14

##### Coefficienti correttivi

##### Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$$m = 1.53 = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$$

$$i_{\gamma} = 0.94$$

$$i_q = 0.96$$

$$i_c = 0.96$$

##### Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$$d_{\gamma} = 1.00$$

$$D/B' = 1.06$$

$$d_q = 1.30 \text{ per } D/B' \leq 1$$

quindi

$$d_q = 1.23$$

$$d_q = 1.23 \text{ per } D/B' > 1$$

$$d_c = 1.25$$

##### Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic, 1975)

$$s_{\gamma} = 0.66$$

$$s_q = 1.50$$

$$s_c = 1.53$$

##### Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione (Vesic, 1975)

$$b_{\gamma} = 1.00$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = 1.00$$

##### Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic, 1975)

$$g_{\gamma} = 0.28$$

$$g_q = 0.28$$

$$g_c = 0.24$$

$$\text{CAPACITÀ PORTANTE LIMITE} \quad Q_{lim} = 212 \text{ kN/mq} \quad \Rightarrow \quad 221 \text{ kN}$$

$$\text{COEFFICIENTE DI SICUREZZA} \quad \gamma_R = 2.30$$

$$\text{CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO} \quad Q_{RD} = 92 \text{ kN/mq} \quad \Rightarrow \quad 96 \text{ kN} \quad FS = 1.99 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

**Combinazione Sismica – SLV**

N = 40.56 kN      V = 14.05 kN      M<sub>B</sub> = 12.63 kNm

**DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI**

CONDIZIONI DRENATE	$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_y \cdot s_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$
--------------------	--

D.M. 14/01/2008: Verifica a lungo termine in condizioni drenate

Combinazione sismica	Coefficienti unitari	=>	$\gamma_M = 1.00$
			$\gamma_R = 1.00$

Caratteristiche geotecniche terreno

Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	$\gamma'_{ric}$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\phi'$ (°) =	30
	$\phi'_{VER}$ (°) =	30.00
Coesione drenata del terreno di fondazione	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0.00
	$c'_{VER}$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0.00

Geometria della fondazione

Dimensione minore fondazione	B (m) =	1.10
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	1.10
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.00
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0.00
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	25.00

Carichi di verifica

Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	40.56
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	14.05
Momento flettente in direzione B	M <sub>B</sub> (kNm) =	12.63
Momento flettente in direzione L	M <sub>L</sub> (kNm) =	0.00
Eccentricità in direzione B	e <sub>B</sub> (m) =	0.31
Eccentricità in direzione L	e <sub>L</sub> (m) =	0.00

Dati di calcolo

Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	0.48
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	1.10
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	19.00

Fattori di capacità portante

$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	22.40
$N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	18.40
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')$	30.14

Coefficienti correttivi

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

m =	1.69	= [2+(B'/L')] / [1+(B'/L')]
iy =	0.32	
iq =	0.49	
ic =	0.46	

Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$d_y =$	<b>1.00</b>				
$D/B' =$	<b>2.10</b>				
$d_q =$	<b>1.60</b>	per $D/B' \leq 1$	quindi	$d_q =$	<b>1.32</b>
$d_q =$	<b>1.32</b>	per $D/B' > 1$			
$d_c =$	<b>1.34</b>				

Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic, 1975)

$s_y = 0.83$	$s_q = 1.25$	$s_c = 1.26$
--------------	--------------	--------------

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione (Vesic, 1975)

$b_y = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_c = 1.00$
--------------	--------------	--------------

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic, 1975)

$g_y = 0.28$	$g_q = 0.28$	$g_c = 0.24$
--------------	--------------	--------------

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	Q lim = 88 kN/mq	=>	46 kN
---------------------------	------------------	----	-------

COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R = 1.00$
---------------------------	-------------------

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	Q RD = 88 kN/mq	=>	46 kN	FS = 1.14	VERIFICA SODDISFATTA
--------------------------------	-----------------	----	-------	-----------	----------------------

Le verifiche di capacità portante risultano quindi soddisfatte.



## CALCOLO DEI CEDIMENTI

### Stato Limite di Esercizio – Condizioni Rare

N = 36.78 kN

V = 0.83 kN

M = 2.84 kNm

Il valore di cedimento atteso risulta accettabile: la verifica è quindi soddisfatta.

### CALCOLO CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

PARAMETRI GEOTECNICI:	profondità (m)	spessore (m)	gamma t (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson u	Poisson'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	K <sub>0</sub>	Poisson'
Strato												
LIVELLO I - MATERIALE GRANULARE	0.00	10.00	19.00	57500	50000	0.25	0.3000	30	0.50	1	0.50	0.3000

TENSIONE GEOSTATICA:	
Gamma w (kN/mc):	0
Gamma t (kN/mc):	19.00
profondità falda (m):	2.00
profondità piano di posa dal p.c. (m):	0.80
Tensione verticale geostatica (kPa):	15.20

PARAMETRI GEOMETRICI:	
Larghezza fondazione secondo x (m):	1.00
Larghezza fondazione secondo y (m):	1.00
Carico verticale (kN):	37
Momento x (kNm):	3
Momento y (kNm):	0
Eccentricità del carico in x (m):	0.077
Eccentricità del carico in y (m):	0.000
Base ridotta fondazione in x (m):	0.846
Base ridotta fondazione in y (m):	1.000
Carico assiale (kPa):	43.50
Carico netto (kPa):	28.30

CEDIMENTI RISULTANTI	
Cedimento finale:	

Resistenza caratteristica del cls (kg/cm <sup>2</sup> ):	45
Modulo elastico del cls (kPa):	1.2E+07
Modulo elastico del terreno (kPa):	57500
Coeff. di Poisson del terreno:	0.30
Coeff. di Poisson del cls:	0.15
Coeff. fondazione rigida (K <sub>r</sub> ):	5
Spessore minimo fondazione rigida (m):	0.27
Coeff. di Winkler finale (kN/mc):	8878578

TENSIONI INDOTTE:	
superficie fondazione di progetto (mq):	1.00
superficie fondazione ridotta (mq):	0.85
tensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.43
tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.64
tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.23
tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.43
tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.43

strato	1	2	3	totale	
	0.0	0.0	0.0	0.0032	m